

Utvärdering av säkerhet för betongdammar



Lucas Alsén Farell Jill Holmberg

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lund Universitet, 2007

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 LUND

Department of Structural Engineering
Lund Institute of Technology
Box 118
S-221 00 LUND
Sweden

Examensarbete

Utvärdering av säkerhet för betongdammar

Master Thesis

Evaluation of safety for concrete dams

Lucas Alsén Farell
Jill Holmberg

Väg- och Vattenbyggnadsprogrammet vid Lunds Tekniska Högskola
Lunds Universitet

Februari 2007

Rapport TVBK-5150
ISSN: 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-07/5150+119p

Examensarbete
Handledare: Marie Westberg
Februari 2007

Förord

Föreliggande rapport är resultatet av ett examensarbete utfört på Avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola i samarbete med Vattenfall under 2006/2007.

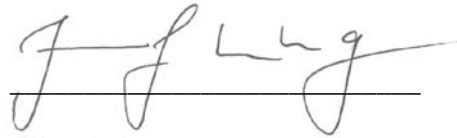
Undertecknade vill framförallt tacka handledaren Marie Westberg för gott samarbete och stort engagemang. Din insats genom Vattenfall och Elforsk, i form av studiebesök och föreläsningar, har bidragit till inspiration.

Ett stort tack riktas även till Fredrik Carlsson för goda råd och sakkunnighet. Vidare vill vi även tacka vår examinator Prof. Sven Thelandersson.

Lund. Februari 2007



Lucas Alsén Farell



Jill Holmberg

Sammanfattning

- Titel:** Utvärdering av säkerhet för betongdammar
- Författare:** Lucas Alsén Farell och Jill Holmberg
- Handledare:** Teknisk doktorand Marie Westberg, Institutionen för Bygg och Miljöteknologi, Avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola
- Problemställning:** I Sverige dimensioneras dammar i enlighet med RIDAS (Riktlinjer för dammsäkerhet). De krav som idag ställs i RIDAS grundar sig på säkerhetsfaktorer och laster angivna som deterministiska värden. Vid dimensionering enligt BKR tillämpas partialkoefficientmetoden där krav ställs på minsta säkerhetsindex β , som motsvarar maximal sannolikhet för brott. För betongdammar i Sverige är det dock oklart vad som är ett rimligt säkerhetsindex β . I doktorandprojektet, ”Tillförlitlighetsbaserad evaluering av betongdammar”, undersöks möjligheterna att införa probabilistisk säkerhetsutvärdering vid dimensionering av dammar och för det här behövs ett β_{target} .
- Syfte:** Examensarbetets syfte är att utföra en känslighetsanalys för att beskriva hur β -värdet påverkas för variation av olika variabler. Säkerheten kontrolleras genom dess förmåga att motstå brottmoderna stjälpning och glidning.
- Metod:** I BKR bestämdes erforderliga säkerhetsindex β med hjälp av kalibrering mot befintliga konstruktioner. För dammar kan det här utföras genom dimensionering enligt de säkerhetsvillkor och säkerhetsfaktorer som anges i RIDAS, där lasterna tilldelas deterministiska värden. Därefter utförs en tillförlitlighetsanalys för att bestämma säkerhetsindex β . I tillförlitlighetsanalysen anges majoriteten av lasterna som probabilistiska. Av de erhållna säkerhetsindex β utförs en känslighetsanalys med avseende på dammtyp, dammhöjd och brottmod.
- Slutsatser:** Studien visar att massivdammar är generellt säkrare än lamelldammar med avseende på glidning. Säkerheten mot stjälpning är störst för lamelldammar. Eftersom brottmoden glidning är dimensionerande bör massivdammar anses generellt säkrare.

För massivdammar sjunker β -värdet med ökad dammhöjd i båda brottmoderna. För lamelldammar sker en ökning av säkerhetsindex β med ökad dammhöjd i stjälpningsfallet och i glidningsfallet sker en minskning.

För lamelldammar är skillnaden i säkerhetsindex β stor för brottmoderna stjälpning och glidning. Glidningsfallet är det som ger lägst β -värde. Massivdammar ger ett mer önskvärt β -värde då skillnaden mellan brottmoderna inte är lika stor.

Nyckelord: dammsäkerhet, strukturell säkerhet, tillförlitlighetsanalys, känslighetsanalys, stabilitetsvillkor, betongdammar, massivdammar, lamelldammar, hydrostatiskt tryck, istryck, egentynghet, uppträck, skjuvhållfasthet

Abstract

- Title:** Evaluation of safety for concrete dams
- Author:** Lucas Alsén Farell and Jill Holmberg
- Supervisor:** Ph D. Marie Westberg, Division of Structural Engineering, Lund University
- Problem:** Design of dams in Sweden is made in accordance with RIDAS (Riktlinjer för dammsäkerhet). Today, the demands in RIDAS are based on factors of safety and loads, which are defined as deterministic values. Design according to BKR is based on partial coefficients where the requirement is to exceed a target safety index β , which corresponds to the maximum probability of failure. It is however uncertain, for concrete dams in Sweden, what a reasonable level for index of safety β should be. In the Ph. D. project, "Reliability based evaluation of concrete dams", the possibilities of introducing probabilistic evaluation of safety for design of dams are investigated.
- Objective:** The objective of this master thesis is to make a sensitivity analysis, which describes how the safety index β is influenced by variation of different variables. The safety is estimated by the capacity of the structure to resist the failure modes, sliding and overturning.
- Method:** The required level of the safety index β in BKR was estimated by calibration to structures. This can be applied on dams by design in conformity with the conditions of structural safety in RIDAS. The loads are defined as deterministic values in the design. After that a reliability analysis is performed to determine the safety index β . The majority of the loads are in the reliability analysis defined as probabilistic values. A sensitivity analysis is performed with the received safety indices β by varying type of dam, height of dam and failure mode.
- Conclusion:** The study shows that massive gravity dams generate greater indices of safety β than buttress dams with respect to sliding. The safety regarding to overturning moment is greater for

buttress dams. Since sliding is considered of greater importance for design, massive gravity dams could be considered as safer.

For massive gravity dams in both failure modes, the safety index β decreases when the height of the dam increases. For buttress dams in the failure mode, overturning, the safety index β increases at the same time as the height of the dam increases. In the failure mode sliding, the index of safety β decreases.

For buttress dams the difference between the safety indices β is great for the two types of failure. The failure type sliding generate the lowest level for the index of safety β . Massive gravity dams generate a more desirable level for the index of safety β , hence the difference between the types of failure is not as great as for buttress dams.

Keywords:

safety of dams, structural safety, reliability analysis, analysis of sensitivity, conditions of stability, concrete dams, massive concrete dams, buttress dams, hydrostatical pressure, ice load, self weight, uplift, shear strength

Innehållsförteckning

1. Inledning	1
1.1 Bakgrund.....	1
1.2 Syfte	1
1.3 Metod och genomförande	1
1.4 Avgränsningar	2
1.5 Frågeställning.....	2
2. Teori	3
2.1 Gravitationsdammar.....	3
2.1.1 Massivdammar	3
2.1.2 Lamelldammar	4
2.2 Stabilitetsvillkor	6
2.2.1 Säkerhet mot stjälpning enligt RIDAS.....	6
2.2.2 Säkerhet mot stjälpning i tillförlitlighetsteori	8
2.2.3 Säkerhet mot glidning enligt RIDAS	8
2.2.4 Säkerhet mot glidning i tillförlitlighetsteori.....	9
2.3 Tillförlitlighetsteori.....	10
2.3.1 Tillförlitlighetsanalys.....	10
2.3.2 Beräkningsmetoder för bestämning av säkerhetsindex β	13
2.3.3 Deterministiska och tillförlitlighetsbaserade metoder.....	14
2.4 Laster.....	16
2.4.1 Egentyngd	16
2.4.1.1 Variation av egentyngd	16
2.4.1.2 Egentyngd som probabilistiskt värde	17
2.4.2 Vattentryck.....	18
2.4.3 Istryck	18
2.4.3.1 Isbildning	19
2.4.3.2 Tolkning av RIDAS värde på islasten.....	19
2.4.4 Upptryck	21
2.4.4.1 Upptrycksfördelningar	22
2.4.4.2 Injekteringskärm	22
2.4.5 Friktion.....	23
2.4.5.1 Friktionskoefficienten enligt den Kinesiska normen	24
2.4.6 Kohesion	24
2.4.6.1 Kohesion enligt den Kinesiska normen.....	24
2.4.7 Övriga laster.....	24
3. Metod	25
3.1 Val av dimensioner	25
3.2 Dimensionering enligt RIDAS.....	27
3.2.1 Säkerhet mot stjälpning.....	27
3.2.2 Säkerhet mot glidning	27
3.2.3 Massivdammar	28
3.2.4 Lamelldammar	29
3.2.5 Laster enligt RIDAS.....	31

3.2.5.1 Egentyngd	31
3.2.5.2 Hydrostatiskt vattentryck	31
3.2.5.3 Istryck	32
3.2.5.4 Upptryck.....	32
3.2.5.5 Friktion.....	33
3.3 Tillförlitlighetsanalys i COMREL	34
3.3.1 Stjälpningsfall	34
3.3.2 Glidningsfall.....	34
3.3.3 FORM – First order reliability method	34
3.3.4 Laster i tillförlitlighetsanalys	35
3.3.4.1 Egentyngd	35
3.3.4.2 Vattentryck.....	35
3.3.4.3 Istryck	35
3.3.4.4 Upptryck.....	35
3.3.4.5 Friktion.....	43
3.3.4.6 Kohesion	45
4. Resultat och analys	47
4.1 Stjälpningsfall - Vanligt lastfall	47
4.1.1 Massivdammar	48
4.1.1.1 β -värde som funktion av dammhöjd	48
4.1.1.2 β -värde som funktion av krönbredd.....	50
4.1.1.3 Injekteringsskärm.....	51
4.1.2 Lamelldammar	53
4.1.2.1 β -värde som funktion av dammhöjd	54
4.2 Stjälpningsfall - Exceptionellt lastfall.....	58
4.2.1 Massivdammar	58
4.2.1.1 β -värde som funktion av dammhöjd	58
4.2.2 Lamelldammar	60
4.2.2.1 β -värde som funktion av dammhöjd	61
4.3 Glidningsfall – Vanligt lastfall.....	64
4.3.1 Massivdammar	64
4.3.1.1 β -värde som funktion av dammhöjd	64
4.3.2 Lamelldammar	66
4.3.2.1 β -värde som funktion av dammhöjd.....	67
4.4 Glidningsfall - Exceptionellt lastfall	70
4.4.1 Massivdammar	70
4.4.1.1 β -värde som funktion av dammhöjd	70
4.4.2 Lamelldammar	72
4.4.2.1 β -värde som funktion av dammhöjd	72
4.5 Sammanställning av resultat	75
5. Diskussion	77
6. Slutsats	79
7. Litteraturförteckning.....	81
Appendix.....	83

1. Inledning

I Sverige dimensioneras dammar i enlighet med RIDAS (Riktlinjer för dammsäkerhet). Till skillnad från BKR (Boverkets Konstruktionsregler) är RIDAS inte en norm, utan endast en riktlinje där vägledning ges om hur konstruktionsutformning av dammar ska utföras. Vid dimensionering enligt BKR ställs krav på minsta säkerhetsindex β , som motsvarar maximal sannolikhet för brott. Kraven som anges är beroende av säkerhetsklass. För betongdammar i Sverige är det dock oklart vad som är ett rimligt säkerhetsindex β .

1.1 Bakgrund

I Sverige byggdes merparten av betongdammarna mellan åren 1910-1970. Idag genomförs kontroller av de gamla dammarnas säkerhet samtidigt som kraftbolagen kontinuerligt gör uppdateringar av RIDAS.

De krav som idag ställs i RIDAS grundar sig på säkerhetsfaktorer och laster angivna som deterministiska värden. I doktorandprojektet, "Tillförlitlighetsbaserad evaluering av betongdammar", undersöks möjligheterna att införa probabilistisk säkerhetsutvärdering vid dimensionering av dammar. Den här rapporten utgör en del av doktorandprojektet. För att kunna besvara frågan "är dammen tillräckligt säker?" måste en jämförelse göras med ett minsta säkerhetsindex, β_{target} . I RIDAS finns det inte angivet vad som anses vara ett godtagbart säkerhetsindex β för betongdammar.

1.2 Syfte

Examensarbetets syfte är att utföra en känslighetsanalys som beskriver hur β -värdet för betongdammar påverkas vid variation av olika variabler som typ av damm, dammhöjd och brottmod. Säkerheten kontrolleras genom dess förmåga att motstå brottmoderna stjälpning och glidning. Resultatet syftar till vidare utveckling och förståelse av säkerhet för betongdammar i doktorandprojektet "Tillförlitlighetsbaserad evaluering av betongdammar", som utförs för Elforsk.

1.3 Metod och genomförande

I BKR tillämpas partialkoefficientmetoden där koefficienternas numeriska värden är bestämda med hjälp av en sannolikhetsbaserad metod. Enligt den här metoden bestäms erforderliga säkerhetsindex β med hjälp av "existing practice", alltså kalibrering mot befintliga konstruktioner.

För dammar kan det här utföras genom att dimensionera enligt de säkerhetsvillkor och säkerhetsfaktorer som anges i RIDAS. Därefter utförs en tillförlitlighetsanalys i COMREL av dammarna för att bestämma säkerhetsindex β . Av de erhållna säkerhetsindex β utförs en känslighetsanalys med avseende på dammarnas

dimensioner och olika antaganden av fördelningar för de variabla laster som verkar på dammarna.

I dimensioneringen av dammarna tilldelas samtliga laster deterministiska värden i enlighet med RIDAS. I tillförlitlighetsanalysen antas lasterna med probabilistiska värden som är framtagna med hjälp av tidigare studier. Vattentryckets variation studeras inte och definieras således i tillförlitlighetsanalysen som ett deterministiskt värde.

1.4 Avgränsningar

Massivdammar och två olika typer av lamelldammar studeras. I den här rapporten behandlas endast ett vanligt och ett exceptionellt lastfall i brottgränstillståndet. I dessa lastfall har nummer 1 och 6 studerats enligt RIDAS.

I den här studien tas ingen hänsyn till utformning mellan dammens olika konstruktionselement och likaså har inga beräkningar för risk av brott och sprickbildning i konstruktionselementen utförts. I rapporten beaktas inte jordtryck, eventuella trafiklaster och temperaturlaster.

1.5 Frågeställning

Med ovanstående syfte har följande frågeställningar formulerats:

- Hur beror säkerhetsindex β av dammtyp?
- Hur varierar säkerhetsindex β beroende av dammhöjd för olika typdammar?
- Hur varierar säkerhetsindex β beroende av brottmod?

2. Teori

Gravitationsdammars uppbyggnad och dess konstruktionstekniska verkningssätt för upptagning av laster som en damm utsätts för presenteras i det här kapitlet. De stabilitetsvillkor som ska uppfyllas för att en damm ska kunna anses säker enligt RIDAS introduceras.

2.1 Gravitationsdammar

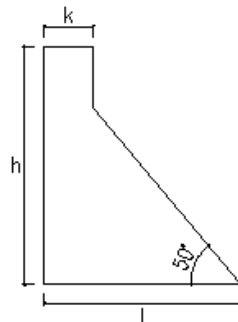
Gravitationsdammar existerar i flera olika varianter, varav de vanligaste är massiv- och lamelldammar. I Sverige finns cirka 50 stycken dammanläggningar i betong, vilka är högre än 15 m, varav 62 % är lamelldammar, 27 % är massivdammar och 11 % är valvdammar. Stabiliteten för gravitationsdammar åstadkoms genom dammens tyngd som förhindrar stjälpning och överför vattnets tryckkraft mot grunden. Av dammens tyngd förhindras även glidning som ger upphov till friktion i kontaktytan mellan dammkropp och underliggande berggrund. (Wiberg et al, 2001)

Gravitationsdammar utförs i allmänhet rätlinjigt, som fristående monoliter vilka avskiljs med fogar. Tvärsektionen är i regel triangulär på vilken ett dammhuvud placeras.

För att minimera uppkomsten av dragspänningar i uppströmsdelen så utförs dammfronten vertikal. Dammfronten kan även vinklas eller utföras med en nedre vinklad del, vilket innebär att dammen även utsätts för ett vertikalt vattentryck. Det här ska öka säkerheten mot både stjälpning och glidning och minskar dragspänningar i dammens uppströmsida. (Bergh, 2004)

2.1.1 Massivdammar

Massivdammen kännetecknas av ett oförändrat homogent tvärsnitt med bred bas längs hela dammen. Egentyngden är den huvudsakliga stabiliserande faktorn och dammen står emot vattenlasten med försumbara deformationer och påkänningar i dammkroppen. Dammens verkningssätt kan jämföras med en kloss, som är så tung att horisontella krafter och upptryck inte kan orsaka stjälpning eller glidning på underlaget. Ett typexempel på en massivdamm visas i figur 2.1

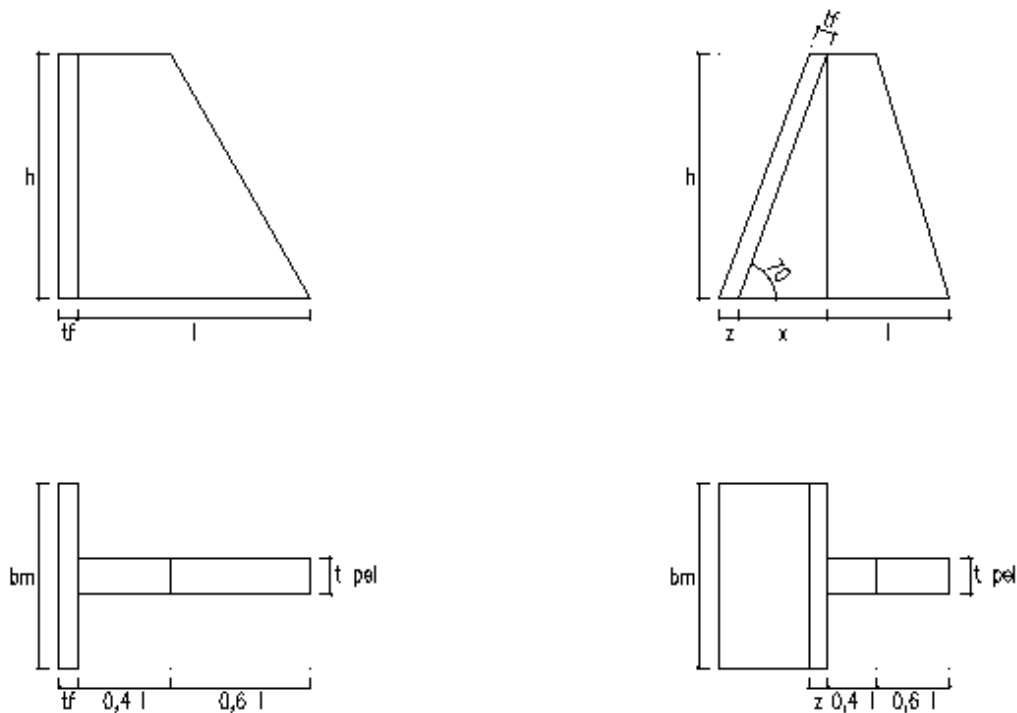


Figur 2.1 Tvärsnitt av en massivdamm.

Som tidigare nämnt förekommer endast försumbara deformationer och påkänningar i dammkroppen, vilket innebär att betongens tryck- och draghållfasthet inte utnyttjas till full kapacitet. Massivdammar gjuts i sektioner, kallade monoliter, som var för sig står stabilt oberoende av intilliggande monoliter. De vertikala fogarna mellan varje monolit upptar därmed endast rörelser, som bl.a. beror av temperaturförändringar och sättningar. På grund av ojämnheter i underliggande berggrund kan oönskade rörelser uppstå som i sin tur kan leda till sprickor i dammkroppen. Sprickor som leder till läckage är ett utpräglat problem inom dammteknik eftersom det leder till nedsättning av betongens hållfasthet bland annat genom urlakning av betongen. (Wiberg et al, 2001)

2.1.2 Lamelldammar

Lamelldammar består av en vertikal eller en lutande frontplatta som upptar lasten och överför den till betongpelare/lameller. Det kan förekomma stora variationer i detaljutformning av frontplatta, pelare och övergången mellan dessa delar. Två olika utformningar av lamelldammar visas i figur 2.2.



Figur 2.2 Tvärsnitt och plan för lamelldammar med vertikal frontplatta benämnd typ 1 (t.v.) och lutande frontplatta benämnd typ 2 (t.h.).

Precis som massivdammar gjuts även lamelldammar i sektioner, kallade monoliter, som var för sig står stabilt oberoende av intilliggande monoliter. En stödlamell och halva frontplattan på vardera sida utgör vanligtvis en monolit. Frontplattan är ofta fast

4

inspänd i pelaren och konstruktionstekniskt så ses plattan som en konsol som går ut från pelaren. Den här anslutningen kan utformas på flera olika sätt.

I det fall då en lutande frontplatta förekommer så är egentygden och vattentrycket de störst bidragande faktorerna till stabiliteten. Således är det frontplattans lutning som avgör vattentryckets inverkan på stabiliteten, eftersom den vertikala komponenten från vattentrycket motverkar både stjälpning och glidning av dammen. Lasten som tas upp av frontplattan överförs till pelarna, som genom skivverkan överför lasten till grunden. (Wiberg et al, 2001)

2.2 Stabilitetsvillkor

I RIDAS anges tre stabilitetsvillkor som betongdammar ska uppfylla:

- A. Dammen skall vara säker mot stjälpning.
- B. Dammen skall vara säker mot glidning.
- C. Betongens och grundens hållfasthet får inte överskridas.

Vidare beskrivs att kontroller för villkoren ska utföras för både vanliga och exceptionella lastfall samt för olyckslaster. Alla lastvärden ska beräknas utan partialkoefficienter och kontroller ska utföras både för en enskild monolit samt för den sammansatta konstruktionen. (RIDAS, 2006)

Den här rapporten beaktar endast vanligt- och exceptionellt lastfall. De lastkombinationer som tillämpas i lastfallen är, enligt RIDAS, lastkombination 1 och 6:

1. Vanligt lastfall - Vattenytan vid dämningensgränsen (DG), maximalt istryck och stängda luckor.
6. Exceptionellt lastfall – Vattenytan vid betongdammens krön eller till nivå för lägsta överkant tät kärna vid anslutande fyllningsdamm, inget istryck, ogynnsammaste kombination av stängda eller öppna utskov. (RIDAS, 2006)

Lastkombination 2-5 och 7-10 berör företeelser som inträffar för utskovsdammar vilka inte behandlas i den här rapporten.

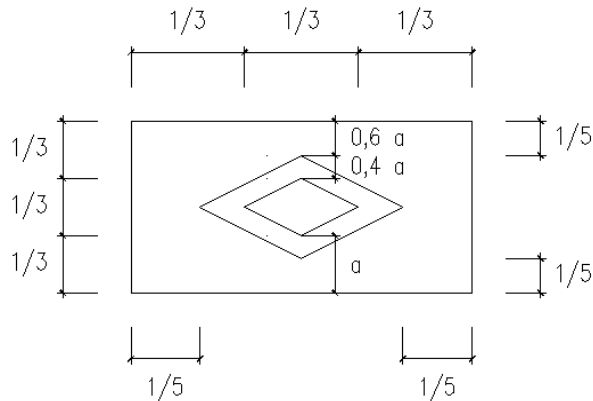
2.2.1 Säkerhet mot stjälpning enligt RIDAS

Enligt RIDAS ska stjälpningsaxelns läge bestämmas i förhållande till betongens eller undergrundens styvhet och hållfasthet. Vanligtvis placeras stjälpningsaxelns läge vid dammens nedströmskant.

För att stabilitetsvillkoret mot brottmoden stjälpning ska vara uppfyllt måste en kontroll av resultantens läge utföras. I det normala lastfallet innebär kontrollen att resultanten för lasterna måste falla inom kärnarean för bottenarean. Uppfylls kontrollen så kan hela grundläggningsarean antas vara tryckt och upptrycket under dammen kan därmed antas vara linjärt avtagande. Hur upptrycket antas verka behandlas mer ingående i kapitel 2.4.4 *Upptryck*. I överensstämmelse med det här utförs en kontroll av resultantens läge även för det exceptionella lastfallet. Resultanten tillåts då falla utanför kärnarean men inom ”3/5-arean”.

För en kontinuerlig massivdamm utgör kärnarean den mellersta tredjedelen av bottenarean. Arean av de tre mellersta femtedelarna av den totala bottenarean utgör ”3/5-arean”. Kärnarea och ”3/5-arean” visas i figur 2.3 och kan tillämpas på en massivdamm. För bestämning av kärngräns för en lamelldamm utförs en tyngdpunktsberäkning, se beräkningar appendix A. Tröghetsmoment med hjälp av Steiners sats och böjmomentkapacitet beräknas. Eftersom bottenarean endast är

symmetrisk i en led så beräknas precis som för en massivdamm endast en övre och en undre gräns för kärnarean. I det exceptionella lastfallet tillåts som ovan nämnt lasten falla inom en större area. Enligt RIDAS ska kärnarean därmed utökas med 40 % av kvarstående area på ömse sidor om kärnarean.



Figur 2.3 Kärnarea och "3/5-arean" för en monolit med rektangulär bottenarea.

En dragen uppströmssida kan leda till sprickbildning i underkant av dammen. Sprickor som uppkommer högre upp i dammen motverkas av armering som upptar alla dragkrafter. Om det här uppstår i ett verkligt fall så förankras dammen i berggrunden med hjälp av t.ex. armering. Den här åtgärden beaktas inte i den här rapporten.

Enligt RIDAS beskriver stjälp säkerhetsfaktorn, s , förhållandet mellan stabiliserande och stjälpande moment enligt ekvation 2.1. (RIDAS, 2006)

$$s = \frac{M_R}{M_S} \quad (\text{ekv. 2.1})$$

där

M_R = stabiliserande moment (kNm)

M_S = stjälpande moment (kNm)

Följande säkerhetsfaktorer mot stjälpning används enligt RIDAS:

Vanligt lastfall	$s = 1,5$
Exceptionellt lastfall	$s = 1,35$
Olyckslastfall	$s = 1,1$

2.2.2 Säkerhet mot stjälpning i tillförlitlighetsteori

Med avseende på tillförlitlighet för strukturen formuleras gränsfunktionen för stabilitetsvillkoret som motsvarar säkerhet mot stjälpning enligt ekvation 2.2.

$$g(R, S) = M_R - M_S \quad (\text{ekv. 2.2})$$

där

M_R = stabiliserande moment (kNm)

M_S = stjälpande moment (kNm)

2.2.3 Säkerhet mot glidning enligt RIDAS

Enligt RIDAS så uppfylls stabilitetsvillkoret för säkerhet mot brottmoden glidning genom kontroll om de horisontella krafterna i konstruktionen kan överföras till grunden. Sverige och Italien är två av fjorton länder som fortfarande tillämpar säkerheten mot glidning baserat på det enkla kriteriet där hänsyn endast tas till förhållandet mellan parallella och vinkelräta krafter gentemot glidningsytan.

För att stabilitetsvillkoret ska vara helt uppfyllt måste en glidkontroll utföras. Kontrollen sker i glidytan mellan konstruktion och underliggande berggrund samt i eventuella svaghetsplan i grunden. I svaga snitt i dammkroppen, t.ex. vid gjutfogar eller sektionsändringar, ska även den här kontrollen utföras. Hänsyn måste även tas till glidplanets lutning samt att möjliga brutna och kritiska glidplan kan uppstå. Enligt RIDAS erfordras ingen kontroll av resultantens läge i det här stabilitetsvillkoret och därmed beaktas inte huruvida strukturens grundläggningsarea är tryckt eller dragen. Stabilitetsvillkoret i ekvation 2.3 tar hänsyn till normalspänningar i basarean, eftersom endast friktion beaktas. Då kohesion inte beaktas i RIDAS är dammens basarean inte intressant.

Glidfaktorn, μ , beskriver förhållandet mellan de resulterande krafterna parallellt respektive vinkelrätt glidplanet. Villkoret för glidning uppfylls då det framräknade värdet för glidfaktorn μ understiger det tillåtna värdet μ_{till} . Då friktionsvinkelns brottvärde $\tan(\phi)$ divideras med en säkerhetsfaktor s_g erhålls μ_{till} enligt ekvation 2.3. (RIDAS, 2006)

$$\frac{\tan \phi}{s_g} = \mu_{\text{till}} \geq \mu = \frac{R_H}{R_V} \quad (\text{ekv. 2.3})$$

där

ϕ = brottvärde för friktionskoefficienten i glidyta (°)

s_g = säkerhetsfaktor

μ_{till} = tillåten friktionskoefficient

R_H = resultant av krafter parallellt glidplanet (kN)

R_V = resultant av krafter vinkelrätt glidplanet (kN)

Den tillåtna friktionskoefficienten μ_{till} , är enligt RIDAS vid grundläggning på berg av god kvalitet:

Vanligt lastfall $\mu_{\text{till}} = 0,75$; $\phi \approx 45,0^\circ$

Exceptionellt lastfall $\mu_{\text{till}} = 0,90$; $\phi \approx 45,0^\circ$

2.2.4 Säkerhet mot glidning i tillförlitlighetsteori

För gravitationsdammar används Mohr-Coulomb kriteriet. Integration av normaltrycket och det maximalt tillåtna, tangentiella trycket över glidplanet resulterar i säkerhetsvillkoret enligt ekvation 2.4. I RIDAS tas inte hänsyn till kohesionen som verkar mellan konstruktionen och underliggande berggrund. Det här är ett konservativt antagande. Så länge stora deformationer inte har inträffat kan kontakten mellan dammen och den underliggande berggrunden betraktas som intakt och då bör hänsyn till kohesion och friktion tas för säkerhet mot glidning. Mohr-Coulomb kriteriet beaktar kohesion och används som gränsfunktion i tillförlitlighetsanalysen.

$$T \leq \frac{c \cdot A + N \cdot \tan \phi}{sf} \quad (\text{ekv. 2.4})$$

Gränsfunktionen kan i analogi skrivas enligt ekvation 2.5.

$$g(R, S) = (c \cdot A) + (N \cdot \tan \phi) - T \quad (\text{ekv. 2.5})$$

där

T = resultant av krafter parallellt glidplanet (kN)

N = resultant av krafter vinkelrätt glidplanet (kN)

c = kohesion (kPa)

ϕ = friktionsvinkel (°)

A = kontaktarea mellan damm och underliggande berggrund (m²)

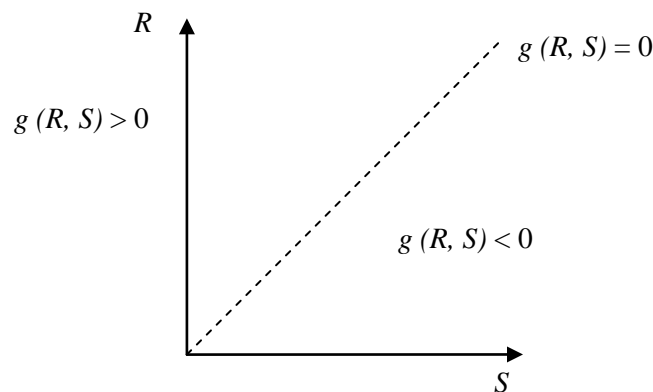
2.3 Tillförlitlighetsteori

Ett grundläggande begrepp inom tillförlitlighetsteori är gränsfunktionen som definierar gränsen mellan tillåtet och icke-tillåtet beteende för en konstruktion. Generellt kan gränsfunktionen formuleras som $R - S$, där R är konstruktionselementets bärförmåga och S är belastningen på konstruktionselementet. Gränsfunktionen $g(R, S)$ för det här fallet tecknas enligt ekvation 2.6:

$$g(R, S) = R - S \quad (\text{ekv. 2.6})$$

Figur 2.4 illustrerar grafiskt hur gränsfunktionen i det här tvådimensionella fallet avdelar det tvådimensionella rummet i två områden, ett säkert och ett osäkert. (Carlsson, 2005)

$g(R, S) > 0$	Säkert tillstånd
$g(R, S) = 0$	Gränstillstånd
$g(R, S) < 0$	Osäkert tillstånd



Figur 2.4 Gränsfunktionen

2.3.1 Tillförlitlighetsanalys

I det elementära tillförlitlighetsfallet förekommer endast två variabler, R och S . Båda är godtyckliga variabler och i fallet för stjälpning av en damm står R för dammens mothållande moment och S för det stjälpande momentet. Att de båda variablerna anges i samma enhet är ett villkor som måste vara uppfyllt. Sannolikheten för brott, p_b , kan beskrivas enligt ekvation 2.7:

$$p_b = P[S > R] \quad (\text{ekv 2.7})$$

Med hjälp av gränsfunktionen kan sannolikheten för brott beskrivas mer generellt enligt ekvation 2.8:

$$p_b = P[g(R, S) \leq 0] \quad (\text{ekv 2.8})$$

Ett speciellt fall inträffar då det är möjligt att bestämma brottsannolikheten exakt om R och S är normalfördelade, oberoende stokastiska variabler och gränsvfunktionen $g(R, S)$ är linjär. Ekvation 2.9 beskriver en ny variabel; säkerhetsmarginalen, M , som definieras av differensen mellan R och S :

$$M = R - S \quad (\text{ekv 2.9})$$

M är en linjärkombination av R och S vilket innebär att M också är normalfördelad med medelvärde μ_M enligt ekvation 2.10 och standardavvikelse σ_M enligt ekvation 2.11.

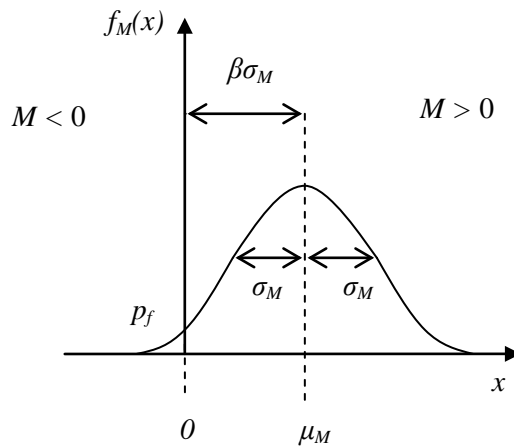
$$\mu_M = \mu_R - \mu_S \quad (\text{ekv 2.10})$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \quad (\text{ekv 2.11})$$

där μ_R, μ_S är medelvärden och σ_R, σ_S är standardavvikelser för R och S . Enligt ekvation 2.12 beräknas säkerhetsindexet β :

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M} \quad (\text{ekv 2.12})$$

Säkerhetsindex β definieras som antalet standardavvikelser, σ_M , som medelvärdet, μ_M överstiger noll. Figur 2.5 illustrerar att sannolikheten för brott är arean för området under täthetsfunktionen i intervallet $[-\infty \leq x \leq 0]$.



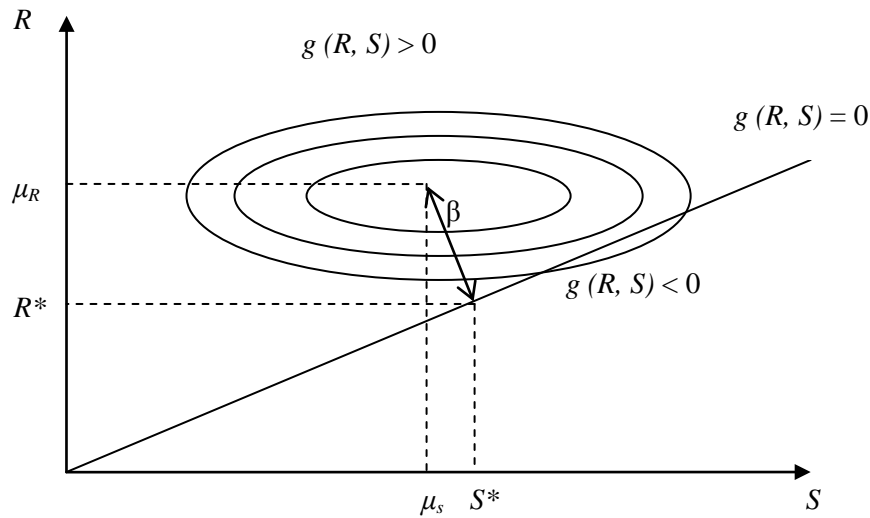
Figur 2.5 Säkerhetsindexet och brottsannolikheten i en geometrisk tolkning.

Gränsfunktionen kan uttryckas på två olika sätt, enligt ekvation 2.13 och 2.14. De här två ekvationerna är ekvivalenta, men genererar inte alltid samma säkerhetsindex β , dvs. denna beskrivning av β är inte invariant.

$$g(R, S) = R - S \quad (\text{ekv. 2.13})$$

$$g(R, S) = \frac{R}{S} - 1 \quad (\text{ekv. 2.14})$$

Figur 2.6 ger en bild av ett tvådimensionellt problem i R, S-rummet. Säkerhetsindex β beskrivs av det minsta avståndet från punkten $[\mu_s, \mu_R]$ till gränsfunktionen. Punkten $[S^*, R^*]$ kallas för designpunkten.



Figur 2.6 Ett tvådimensionellt sannolikhetsfall.

För att lösa invariansproblemet transformeras variablerna R och S till standardiserade normalfördelade variabler enligt ekvation 2.15 och 2.16.

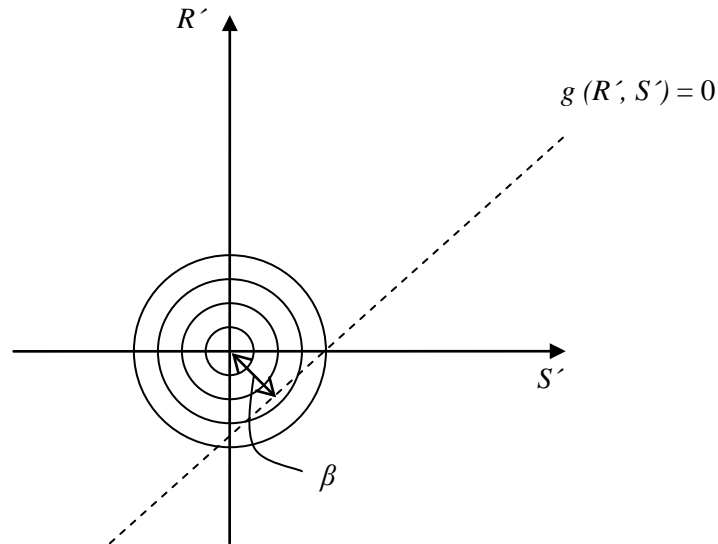
$$R' = \frac{R - \mu_R}{\sigma_R} \quad (\text{ekv. 2.15})$$

$$S' = \frac{S - \mu_S}{\sigma_S} \quad (\text{ekv. 2.16})$$

De båda nya variablerna R' och S' har medelvärde 0 och standardavvikelse 1. Ekvation 2.17 beskriver gränsfunktionen i sitt nya utseende.

$$g(R, S) = (\sigma_R \cdot R') - (\sigma_S \cdot S') + (\mu_R + \mu_S) = 0 \quad (\text{ekv. 2.17})$$

Efter transformationen av variablerna R och S till standardiserade normalfördelade funktioner beskrivs säkerhetsindex β som det kortaste avståndet mellan origo och gränsvfunktionen, enligt figur 2.7. β är nu oberoende av hur gränsvfunktionen formulerats, dvs. invariant. (Carlsson, 2005)

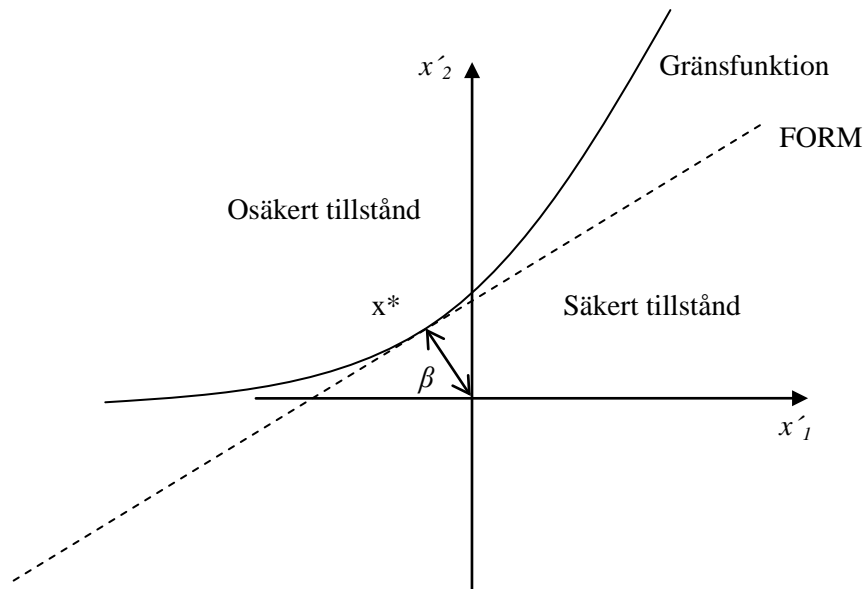


Figur 2.7 Ett tvådimensionellt sannolikhetsfall med standardiserade normalfördelade variabler.

2.3.2 Beräkningsmetoder för bestämning av säkerhetsindex β

Variablerna R och S kan vara godtyckliga, icke-normalfördelade samt korrelerade. De metoder som tillämpas för att bestämma säkerhetsindex i den här rapporten är FORM och SORM (First- och Second Order Reliability Methods).

FORM innebär att alla godtyckliga stokastiska variabler X i brottfunktionen transformeras till standardiserade normalfördelade variabler X' . Transformationen görs på ett sådant sätt att täthetsfunktionerna och fördelningsfunktionerna för X och X' har samma värde i dimensioneringspunkten. Brottfunktionen transformeras till en linjär funktion i omgivningen av dimensioneringspunkten. I figur 2.8 illustreras den här transformationen som kallas "The normal tail approximation" och säkerhetsindex β definieras som det kortaste avståndet mellan den transformerade gränsvfunktionen och origo.



Figur 2.8 Geometrisk tolkning av FORM-metoden

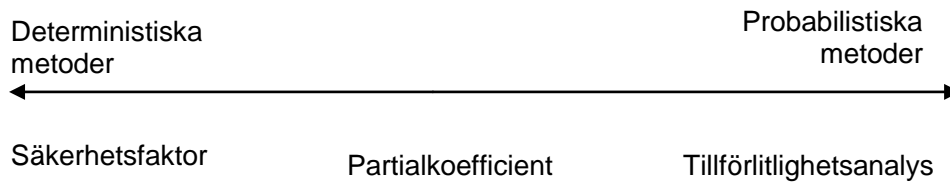
Sannolikheten för brott kan bestämmas eftersom alla variabler i gränsfunktionen är transformerade till normalfördelade variabler. Den beräknade brottsannolikheten är behäftad med ett fel på grund av FORM-metodens tillämpande. FORM är en linjär punktuppskattningsmetod och baseras därför på linjär approximation av gränsfunktionen och av de transformerade variablerna. Det innebär att brottsannolikheten både kan över- och underskattas, beroende på hur gränsfunktionen ligger orienterad i förhållande till origo. Det är följaktligen inte möjligt att bestämma den exakta brottsannolikheten. Det innebär att den beräknade brottsannolikheten endast kan användas för jämförelser av olika strukturella lösningar.

SORM-metoden baseras på samma grunder som FORM-metoden. Den väsentliga skillnaden mellan de två metoderna är approximationen av gränsfunktionen. I SORM ansätts gränsfunktionen med en linje av högre grad kring designpunkten. Metoderna ger i brottgränstillstånd nästan samma värde på säkerhetsindex β . I bruksgränstillstånd är ansättningen av en linje med högre grad kring designpunkten avgörande för den uppskattade brottsannolikheten. Som följd av det här genererar SORM ett lägre värde på säkerhetsindex β än FORM, vilket beror på att designpunkten ligger nära origo och att första ordningens approximation därmed blir behäftad med ett markant fel. (Carlsson, 2005)

2.3.3 Deterministiska och tillförlitlighetsbaserade metoder

Tillförlitlighetsbaserade analyser tillhör en grupp metoder som benämns "nivå 2". De flesta normer är deterministiska och tillhör därmed en grupp som benämns "nivå 1". Svenska byggnormer är baserade på BKR, Boverkets Konstruktionsregler, som innehåller föreskrifter och allmänna råd om tekniska egenskapskrav på byggnadsverk

m.m. I BKR tillämpas partialkoefficientmetoden där koefficienternas numeriska värden är bestämda med hjälp av en sannolikhetsbaserad metod. Det här brukar benämnas en kalibrerad norm. Vid kalibrering bestäms partialkoefficienterna i normen så att önskad säkerhet mot brott erhålls. Utgångspunkten för kalibrering i den här metoden är dimensioneringspunkten, för ytterligare information se [Carlsson, 2005]. Figur 2.9 illustrerar hur de olika metoderna som grundar sig i olika matematiska modeller förhåller sig till varandra i relation till deterministiska och probabilistiska metoder.



Figur 2.9 Deterministiska och probabilistiska metoder.

I Sverige följer kraftbolagen de riktlinjer och råd som ges i RIDAS (Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet). De normer och allmänna råd om tekniska egenskapskrav på byggnadsverk som står angivna i BKR gäller således inte för dammar.

Värdet på partialkoefficienten beror av variationen hos de enskilda variablerna och säkerhetsindex β . Säkerhetsindex β finns fördefinierat i vissa normer, och benämns då ofta β_{Target} . I BKR är valet av β_{Target} direkt sammankopplat till konsekvensen av ett brott, vilket beskrivs som risken för personskada. BKR indelar den här risken i tre olika säkerhetsklasser, som återges i tabell 2.1, betecknade säkerhetsklass 1 – 3. (Carlsson, 2005)

Tabell 2.1 De tre säkerhetsklasserna enligt BKR med tillhörande säkerhetsindex och sannolikhet för brott.

Säkerhetsklass	Konsekvens av brott	Säkerhets-index	Sannolikhet för brott
1 (Väldigt allvarlig)	Stor risk för allvarlig personskada	4,8	10^{-6}
2 (Allvarlig)	Risk för allvarlig personskada	4,4	10^{-5}
3 (Mindre allvarlig)	Liten risk för allvarlig personskada	3,7	10^{-4}

2.4 Laster

De viktigaste lasterna som verkar på en dammkonstruktion är egentygnd, vattentryck, istryck och upptryck. I stabilitetsvillkoret mot glidning beaktas endast friktion enligt RIDAS, däremot inte kohesion i glidytan mellan dammkropp och underliggande berggrund. Följande kapitel behandlar tidigare forskning av laster med deterministiska och probabilistiska värden. De laster där antaganden gjorts utifrån egna undersökningar tas bara upp rent generellt i det här kapitlet och behandlas mer ingående i kapitel 3 *Metod*.

2.4.1 Egentygnd

Egentygnden är beroende av betongens volym och densitet. Vid kraftverkan på gravitationsdammar spelar egentygnden en viktig roll då den huvudsakligen utgör den stabiliserande delen mot vattentrycket. Enligt RIDAS skall tungheten för armerad betong antas vara $23,0 \text{ kN/m}^3$ vid uppförande av nya betongdammar. Det här värdet motsvarar dock inte det reella värdet eftersom det varierar med variationen av de ingående beståndsdelarna.

För äldre dammar kan betongens egentygnd variera vilket bör beaktas då man vill säkerställa dammarnas motståndskraft. Urlakning, erosion av strömmande vatten, frost- och kemiska angrepp är faktorer som kan bidra till en minskning av egentygnden och kan göra betongen bräcklig. (VAST, 1991)

Enligt RIDAS bestäms betongens tunghet för äldre dammar genom materialprov eller genom bedömning baserad på uppgifter om dammens uppbyggnad. (RIDAS, 2006) Hur betongens egentygnd varierar med tiden kommer inte att utredas vidare i den här rapporten.

2.4.1.1 Variation av egentygnd

Rent generellt kan egentygnden fastställas med relativt god säkerhet. För vissa konstruktioner är egentygnden den dominerande lasten och det är därför av intresse att uttrycka osäkerheten av egentygnden på ett rationellt sätt även om osäkerheten vanligtvis är liten, mätt med variationskoefficienten. (Ditlevsen, 1988)

Möjliga källor som medför en viss osäkerhet i egentygnden är:

- Variation i egentygndens densitet av materialet på grund av inhomogenitet i råmaterialet eller tillverkningen.
- Variation av dimensionerna.
- Variation beroende av miljöfaktorer, t.ex. variation i luftens fuktighet orsakar variation av fukttinnehållet i materialet.
- Tillskott av oförutsedda skyddsmaterial.
- Förenklade beräkningar av de ingående komponenternas egenvikt.

De ovan nämnda källorna är delvis slumpartade och delvis systematiska. Det är främst de tre översta som varierar slumpmässigt. (CIB, 1989)

2.4.1.2 Egentyngd som probabilistiskt värde

Osäkerheten i egenvikten beror av och kan delas in i två källor: enhetens volymvikt och enhetens geometriska mått, det är dock svårt att härleda dem exakt i en fördelning. Approximationen av medelvärdet och variationerna bör erhållas av en standardlinjärisering. (Ditlevsen, 1988)

Egentyngden av ett element kan härledas ur ekvation 2.18:

$$dG = \gamma dV \quad (\text{ekv. 2.18})$$

där

dG = elementets vikt

dV = elementets infinitesimala volym

γ = materialets densitet

I princip finns det en sannolikhetsmodell för densiteten och en sannolikhetsmodell för elementets volym. Modellerna är i de flesta fall inte specificerade var för sig utan är direkt kombinerade för att ge en kombinerad modell. Egentyngden för ett element ges genom att integrera ekvation 2.18 över den totala volymen av elementen.

Densiteten är bestämd genom vägning av materialprov och volymerna är bestämda genom mätning av dimensioner på utvalda exemplar. Densiteten och dimensionerna av ett element betraktas vara Gauss-fördelade. Värden för olika betongkvalitéer redovisas i tabell 2.2. (CIB, 1989)

Tabell 2.2 Medelvärde och variationskoefficient för betongens densitet ¹⁾

Betong	Medelvärde [kN/m ³]	Variationskoefficient, COV
Vanlig betong ²⁾ $f_c = 20$ MPa	23,5	0,04
$f_c = 40$ MPa	24,5	0,03
Lättvikts betong	³⁾	0,04-0,08
Cellformig betong	³⁾	0,05-0,10
Tung betong för speciella ändamål	³⁾	0,01-0,02

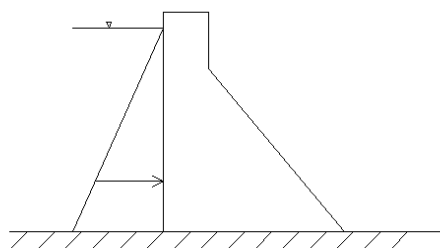
¹⁾ Värdena refererar till ett stort urvalsunderlag baserade på data från varierande källor

²⁾ Värdena är aktuella för betong utan armering och med ett stabilt fukttinnehåll. I fall då en kontinuerlig uttorkning sker under hög temperatur kommer den stabila volymvikten sjunka 1,0-1,5 kN/m³ efter 50 dygn

³⁾ Beror av blandning, sammansättning och behandling

2.4.2 Vattentryck

Det yttre vattentrycket är hydrostatiskt och verkar både mot upp- och nedströmssidan. I den här rapporten antas att ett vattentryck endast verkar på uppströmssidan och att vattenytan nedströms inte står högre än baslinjen, således verkar inget vattentryck där. Figur 2.10 illustrerar hur vattentrycket verkar på en massivdamm i det vanliga lastfallet.



Figur 2.10 Vattentryckets verkan på en massivdamm på uppströmssidan i vanligt lastfall.

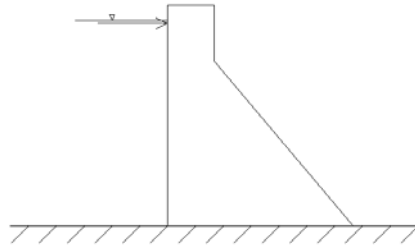
Om frontplattan uppströms lutar så generar vattenlasten både en horisontell och en vertikal lastkomponent. Den vertikala lastkomponenten skapas av den vattenmassa som befinner sig lodrätt över den lutande uppströmssidan. Den här vertikala lastkomponenten genererar ett stabiliserande moment som gör dammen säkrare både mot stjälpning och mot glidning. (Reinius, 1968)

Den här rapporten behandlar ingen tidigare forskning kring hur vattentrycket kan variera och antas på samma sätt vid dimensioneringen av dammarna som i tillförlitlighetsanalysen.

2.4.3 Istryck

De riktlinjer som idag används för horisontellt istryck på betongdammar är enligt RIDAS 50 kN/m för dammar i södra Sverige, 200 kN/m norr om en linje genom Stockholm och Karlstad, 100 kN/m för dammar i mellersta Sverige. (RIDAS, 2006) Problemet med dessa värden är att det idag inte finns någon tillgänglig bakgrundsinformation över hur värdena tagits fram och kan därför inte anses vara helt tillförlitliga. (Jepsson, 2003)

Det är mycket svårt att ens med komplicerade modeller och med kompletterande mätningar säga med någon större säkerhet vad islasten mot en godtycklig konstruktion, placerad på en godtycklig plats och vid en godtycklig tidpunkt kommer att bli. Faktorena som påverkar islasten är många och ofta svåra att verifiera. Figur 2.11 illustrerar hur islasten kan antas verka på en massivdamm i det vanliga lastfallet. (Ekström, 2002)



Figur 2.11 Islasten inverkan på en massivdamm i det vanliga lastfallet.

2.4.3.1 Isbildning

Isbildning sker till följd av värmeavgivning från vattnet till luften. Då ytvattnet kylts ner till 4°C får det en högre densitet och sjunker till botten. Denna process fortsätter tills hela vattendraget har en temperatur under 4°C och därefter påbörjas isbildningen för ytvattnet. I snabbt strömmande vatten fås en temperatur under noll grader innan isbildning sker. Först när vattenhastigheten sjunker, träffar på en konstruktion eller dras mot botten påbörjas isbildningen och då förhållandevis snabbt.

Då isen rör sig mot en konstruktion eller om istäcket är förhindrat att röra sig uppstår istryck. Isrörelser kan uppstå vid termisk expansion eller kontraktion, dragkrafter från vind och vatten, vid vattenståndsfluktuationer, etc. Vid en temperatursänkning minskar isens volym varvid sprickbildning kan ske. Vatten tränger upp genom sprickorna och fryser till is. Vid en efterföljande temperaturökning utvidgas isens volym. Det är då avgörande om utvidgningen kan ske fritt annars uppstår en horisontell tryckkraft mot dammen. Hur stor kraft som genereras avgörs i stor grad av mothållet längs stränderna d.v.s. om de är flacka eller branta. Andra faktorer som spelar in är hur snabb temperaturökningen är, under hur lång tid den höga temperaturen varar och isens tjocklek. Ev. snötäcke och tjockleken på istäcket medverkar till en isolerande effekt. (Ekström, 2002)

Enligt RIDAS antas istrycket angripa på en tredjedel av isens tjocklek räknat från isens överkant. Riktlinjer för istjockleken anges till 0,6 meter söder om linjen mellan Stockholm och Karlstad och norr därom 1,0 meter. (RIDAS, 2006)

2.4.3.2 Tolkning av RIDAS värde på islasten

Enligt RIDAS sätts islasten, till 50-200 kN/m, som ett deterministiskt värde. Om man däremot jämför med säkerhetssystemet i BKR (Boverkets Konstruktionsregler) antas is-, snö- och vindlaster vara normalfördelade, maximala årslaster. Ett vanligt värde för angivna laster i BKR är variationskoefficienten 40 %. Islasten given i RIDAS är antagen till att vara 98 %-fraktilen av en normalfördelning. Återkomsttiden för den här lasten är 50 år och sannolikheten att det här lastvärdet överskrids är 2 % per år. För en last som baseras på 99 %-fraktilen blir motsvarande återkomsttid 100 år. Förhållandet mellan karakteristiskt värde x , och medelvärdet μ ges av ekvation 2.19.

$$x = \mu + \sigma k = \mu(1 + COV_{is} k) \quad (\text{ekv. 2.19})$$

där

σ = standardavvikelsen

COV_{is} = variationskoefficient

k = värdet av 98 %- resp. 99 %-fraktilen för en normalfördelning. k är definierad som:

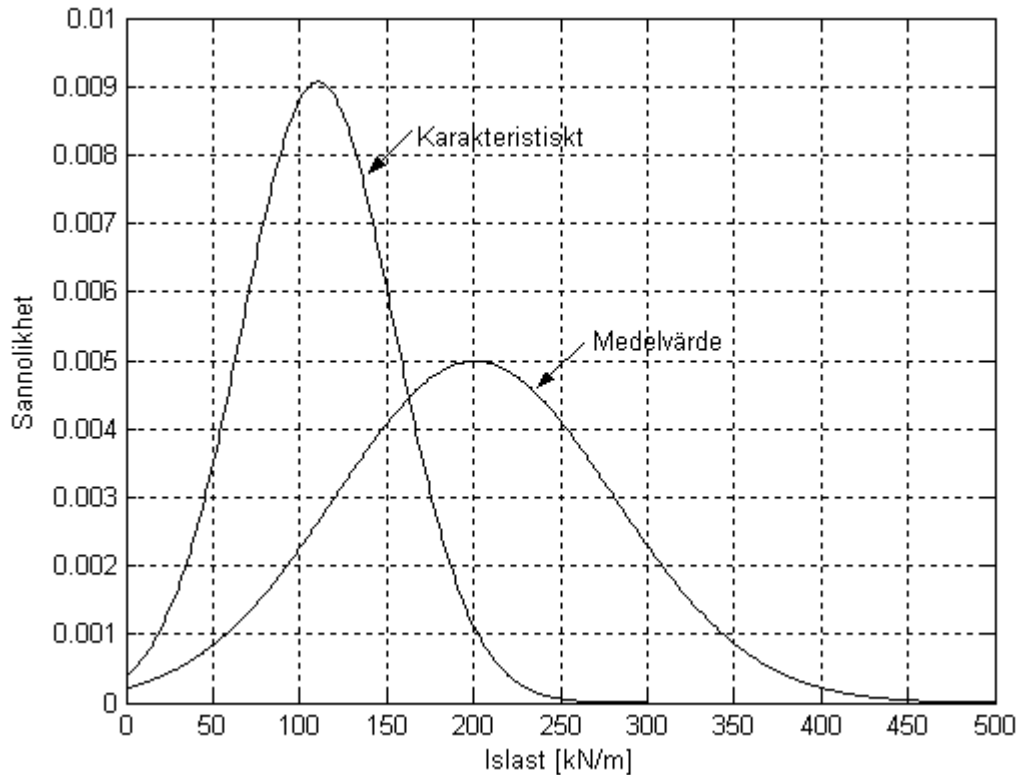
$$\Phi^{-1}(0.98) = 2.05, \Phi^{-1}(0.99) = 2.33$$

Islasten i RIDAS på 200 kN/m kan antingen tolkas som ett medelvärde, som ett karakteristiskt 50 års- eller karakteristiskt 100 års värde. I tabell 2.3 visas resultaten av de tre antagandena.

Tabell 2.3 Medelvärde och standardavvikelse för islasten med olika antagande av variationskoefficienten. 50-års och 100-års last.

COV _{is}	Antaget karakteristisk värde 50-års lasten		Antaget karakteristisk värde 100-års lasten		Antaget medelvärde	
	μ_{is} [kN/m]	σ_{is} [kN/m]	μ_{is} [kN/m]	σ_{is} [kN/m]	μ_{is} [kN/m]	σ_{is} [kN/m]
10%	166	16,6	162	16,2	200	20
20%	142	28,4	136	27,2	200	40
30%	124	37,2	118	35,4	200	60
40%	110	44,0	104	41,6	200	80
50%	99	49,4	92	46,0	200	100

Figur 2.12 visar skillnaden mellan antaget medelvärde och karakteristiskt värde på 50-års lasten för en variationskoefficient på 40 %. I figuren visas att fördelningarna antar värden under noll vilket är orealistiskt och en trunkering, se 3.3.4.4 *Upptryck*, borde tillämpas för att visa ett mer sanningsenligt resultat. Det här är dock inte gjort eftersom det endast är kurvans övre gräns som är av intresse och en trunkering vid noll innebär att den övre gränsen blir oförändrad. (Jeppson, 2003)



Figur 2.12 Täthetsfunktionen för islasten baserad på variationskoefficienten 40 % som olika fördelningar enligt värdet givet från RIDAS.

2.4.4 Upstryck

Upstryck är benämningen för den upplyftande hydrostatiska kraft som verkar på dammen. En reduktion av strukturens förmåga att motstå horisontellt hydrostatiskt tryck, vanligtvis vattentrycket, inträffar då vatten tränger in i underliggande berggrund och därmed har upstrycket en betydelsefull inverkan på konstruktionens stabilitet. Den centrala frågeställningen kring upstrycksfenomenet kan grupperas i två:

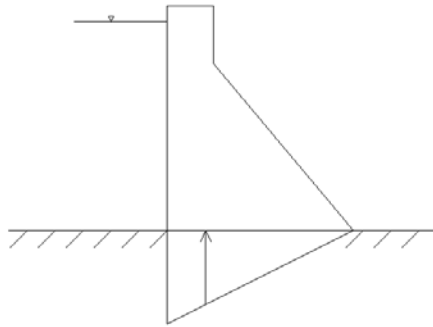
- Bestämning av ytan som upstrycket verkar på.
- Bestämning av upstryckets storlek.

(Reinius, 1968)

Ett upstryck under dammen uppstår då vatten strömmar genom porer och sprickor i underliggande berggrund. Upstryckets storlek beror av vattennivåerna på uppströms- respektive nedströmssidan. Upstrycket varierar mellan dessa punkter beroende på de laster som verkar på dammen, den underliggande berggrundens geologi, vilken kvalitet av förbearbetning den genomgått samt vilket dräneringssystem som tillämpas. Det är komplicerat att med hjälp av tryckmätning fastställa upstrycksfördelningen

eftersom tryckmätningar enbart kan genomföras i ett begränsat antal punkter. (Westberg, 2006)

En generalisering av upptryckets fördelning kan antas enligt [Wiberg et al, 2001] som även används i RIDAS. Storleken på upptrycket vid uppströmskanten svarar mot vattendjupet uppströms och på samma sätt bestäms storleken på upptrycket vid nedströmskanten. Om den underliggande berggrunden har konstant permeabilitet kommer upptrycket variera rätlinjigt mellan upp- och nedströmspunkterna. Vid skiftande permeabilitet i underliggande berggrund så varierar upptrycket med täthetsvariationen. I sådant fall kan den antagna tryckfördelningen, som är behäftad med ett visst fel, erhålla ett tillförlitligare värde genom tryckmätningar i fält. Figur 2.13 visar hur upptrycket antas verka på en massivdamm. (Wiberg et al, 2001)



Figur 2.13 Upptryck bildas då vatten strömmar genom porer i underliggande berggrund.

2.4.4.1 Upptrycksfördelningar

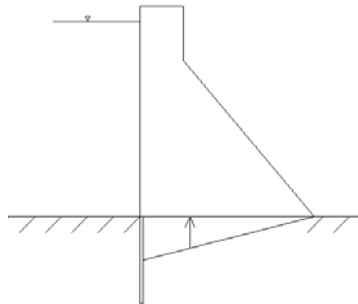
För att få fram upptryckets fördelning i tillförlitlighetsanalysen används resultat från [Westberg, 2007]. Där används ett geostatistiskt angreppssätt för att beskriva upptryckets fördelning under en damm. Ett stokastiskt fält för den hydrauliska konduktiviteten simuleras fram. Konduktiviteten i en punkt antas vara korrelerad med andra punkter där storleken på korrelationen avtar med avståndet vilket kan beskrivas med hjälp av ett variogram. Ett antal olika antaganden på varians och korrelationsavstånd testas och en stor mängd simuleringar görs för varje kombination. Simuleringens resultat blir bäst vid tillämpning av en betafördelning. I tillförlitlighetsanalysen används den betafördelning som erhålls för variansen 16 och korrelationsavståndet 12. Vidare studier över upptryckets fördelning har utförts i samråd med [Westberg, 2006] och presenteras i kapitel 3 *Metod*.

2.4.4.2 Injekteringskärm

På grund av upptryckets signifikans för stabiliteten är det vanligt förekommande med åtgärder för reduktion av upptrycket. Effekten av dessa ingrepp är inte helt fastställt, men den med tiden reducerande effekten måste beaktas, t.ex. den försämrade effekten av en injekteringskärm på grund av urlakning.

En injekteringsskärm under dammens uppströmssida reducerar den underliggande berggrundens permeabilitet och minskar vattenflödet under dammen. Injekteringsskärmens låga permeabilitet genererar ett tryckfall från uppströms- till nedströmssidan i ett tidigare skede än vad som inträffar i det fallet då en injekteringsskärm ej har installerats. (Westberg, 2007)

I figur 2.14 visas hur en injekteringsskärm enligt RIDAS reducerar upptrycket med 50% av skillnaden mellan uppströms- och nedströmstrycket. Att genomströmmande vatten urlakar cementen med tiden måste beaktas. Med anledning av det här skall en injekteringsskärm endast beaktas som en säkerhet utöver det vanliga såvida inte tryckmätning och återinjektering utförs kontinuerligt. (RIDAS, 2006)



Figur 2.14 Massivdamm med injekteringsskärm där upptrycket reduceras med 50 %.

I internationella sammanhang har olika undersökningar genomförts för att försöka fastlägga en injekteringsskärmens reducerande inverkan på upptrycksfördelningen. Experimenten har gett resultat som har påvisat både markanta och försumbara reduktioner av upptrycket. I vissa experiment har man inte ens kunnat dra någon slutsats angående injekteringsskärmens inverkan. (Ruggeri, 2001)

En annan metod för reduktion av upptrycket under dammen är borrhåll. De borrhållens diameter, inbördes avstånd och borrhålls djup avgör reduktionen av upptrycket. Storleken på den reducerande effekten är inte helt fastställd. (Wiberg & Eriksson, 2001)

2.4.5 Friktion

Då skjuvning uppstår mellan två material genereras friktionskrafter i glidyta (Svensson, 2001). Enligt RIDAS uppfylls stabilitetsvillkoret för säkerhet mot glidning om de horisontella krafterna i dammkonstruktionen kan överföras till grunden. Friktionen mellan dammkroppen och den underliggande berggrunden tilltar i samband med att resultanten av de vertikala krafterna växer. Villkoret för glidning uppfylls då det framräknade värdet för friktionen μ , även kallad glidfaktorn, understiger det tillåtna friktionsvärdet μ_{till} , enligt ekvation 2.3. (RIDAS, 2006)

För vanligt lastfall tillåts friktionsvärdet, $\mu_{\text{till}} = 0,75$, vilket motsvarar friktionsvinkeln, $\phi = 29,0^\circ$. För exceptionellt lastfall är motsvarande $\mu_{\text{till}} = 0,90$ med $\phi = 39,3^\circ$.

2.4.5.1 Friktionskoefficienten enligt den Kinesiska normen

Normen som tillämpas för dammbyggnadsteknik i Kina, ”The standards compilation of water power in China”, baseras på partialkoefficientmetoden. I den här normen anges friktionskoefficienten med ett medelvärde och ett karaktäristiskt värde, som grundar sig i mätningar från fält och laboratorium. Koefficienterna översätts till medelvärden och standardavvikelser med 0,2-fraktilen. Enligt den här normen är medelvärdet för friktionskoefficienten 1,3 MPa, vilket motsvarar en friktionsvinkel, $\phi = 52,4^\circ$. (Westberg, 2007) Friktionen presenteras mer ingående i kapitel 3 *Metod*.

2.4.6 Kohesion

Då kohesion förekommer så utgörs skjuvhållfastheten av både friktion och kohesion. Kohesion frambringas av elektrisk ytaktivitet hos kornen eller på grund av organiska beståndsdelar mellan kornen. (Svensson, 2001)

Enligt RIDAS så är stabilitetsvillkoret mot glidning baserat på det enkla kriteriet att hänsyn endast tas till förhållandet mellan parallella och vinkelräta krafter gentemot glidningsytan. Som tidigare nämnt tas det alltså i RIDAS endast hänsyn till friktion och inte till kohesion för att stabilitetsvillkoret mot glidning ska uppfyllas.

2.4.6.1 Kohesion enligt den Kinesiska normen

Normen som tillämpas för dammbyggnadsteknik i Kina beaktar kohesion i villkoret för glidning av dammar. Mohr-Coulomb kriteriet beaktar kohesionen mellan dammkroppen och den underliggande berggrunden och beskrivs av ekvation 2.4. Enligt [Ruggeri, 2001] innebär Mohr-Coulombs kriteriet att då en damm inte är säker mot glidning har den ultimata kapaciteten i varje punkt av glidningsytan uppnåtts. Det här gäller dock endast för sega brott, men glidning kan vara ett sprött brott. (Westberg, 2007) Kohesionen presenteras mer ingående i kapitel 3 *Metod*.

2.4.7 Övriga laster

Andra laster som kan påverka dammens stabilitet är temperatureffekter, jordtryck och ev. trafiklaster. I den här rapporten beaktas inte inverkan av trafiklaster, jordtryck eller temperaturlaster även om dessa parametrar kan vara betydande i vissa fall.

3. Metod

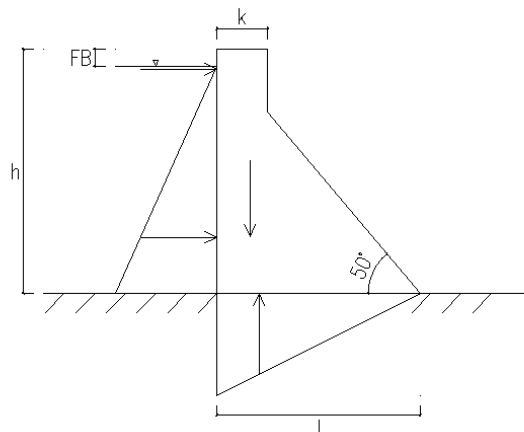
En känslighetsanalys utförs för att bestämma hur säkerhetsindex β påverkas vid variation av olika variabler. Känslighetsanalysen utförs enligt följande förenklade beräkningsgång;

1. Dimensionering av typdammar enligt RIDAS med avseende på stabilitetsvillkoren; stjälpningsfall och glidningsfall. Dimensioneringen görs för vanligt- och exceptionellt lastfall var för sig. Variablerna sätts in som deterministiska värden. Ingen hänsyn tas till kohesion för glidningsfallet enligt RIDAS.
2. De inverkanse lasterna; egentygnd, upptryck, islast, friktion och kohesion definieras som probabilistiska värden. I kapitel 3.3.4 *Laster i tillförlitlighetsanalys* presenteras lasternas fördelningar och hur de har tagits fram. Vattentrycket ansätts med ett deterministiskt värde.
3. En tillförlitlighetsanalys utförs i COMREL för de typdammar som anses säkra enligt RIDAS stabilitetsvillkor. Inverkanse laster sätts in enligt punkt 2. En känslighetsanalys av β utförs genom att variera olika parametrar, främst dammhöjden för de olika typdammarna.

3.1 Val av dimensioner

Efter studier av ritningar över Vattenfalls befintliga dammar i Sverige väljs tre olika typdammar; massivdamm, lamelldamm med vertikal frontplatta (här benämnd typ 1) och lamelldamm med lutande frontplatta (här benämnd typ 2) vilka visas i figur 3.3 och 3.4.

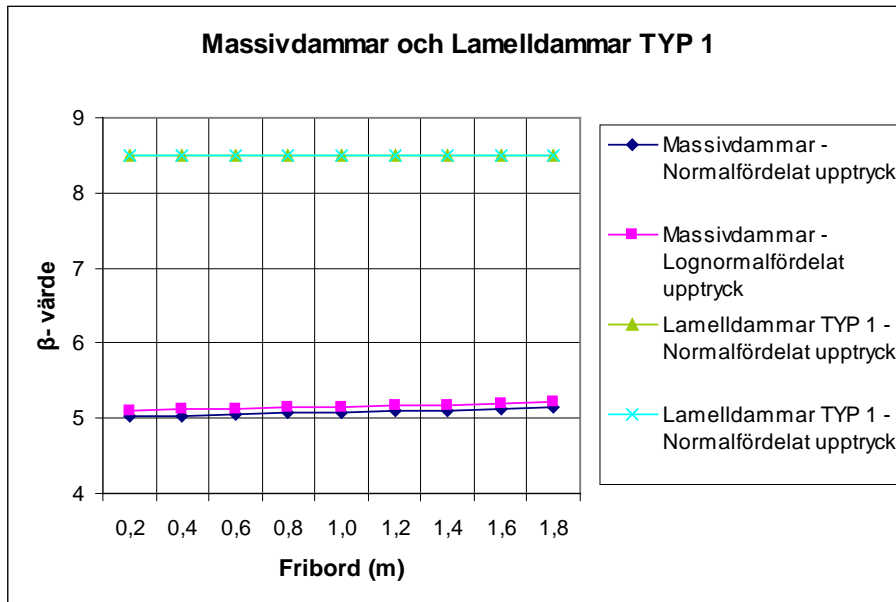
Dimensioner ansätts med avsikt att efterlikna befintliga dammar. Förenklingar görs för att lättare kunna studera dammarna och minimera inverkanse faktorer. Figur 3.1 visar dimensioner och påverkande laster för en massivdamm i det vanliga lastfallet.



Figur 3.1 Tvärsektion av massivdamm med dimensioner och påverkande laster för vanligt lastfall.

Fribord kallas det avstånd mellan vattennivån och dammkrönet. För höjden av fribordet görs en sammanställning av Vattenfalls befintliga dammar i Sverige där ett medelvärde representerar fribordets höjd beroende av dammens totala höjd. Fribordets höjd väljs enligt appendix B.

För att undersöka hur stor inverkan höjden av fribordet har på säkerheten dimensioneras dammar med ökande höjd av fribord och en konstant nivå av vattenytan, $h_{vY}=24$ meter. En ökad höjd av fribordet innebär en minskning av dammens längd och en förskjutning av tyngdpunkten mot uppströmssidan. Figur 3.2 illustrerar att variation av fribordet har en marginell inverkan på β -värdet.



Figur 3.2 β -värde som funktion av varierande fribord för en given dammhöjd.

3.2 Dimensionering enligt RIDAS

Dimensionering av dammarna utförs i enlighet med RIDAS med avseende på säkerhet mot stjälpning och glidning för vanligt- och exceptionellt lastfall. Alla laster sätts in som deterministiska värden och en kraftekvation ställs upp där dammens längd sätts som variabel.

3.2.1 Säkerhet mot stjälpning

Stjälpningsaxeln placeras vid dammpelarens nedströmskant och grundläggning antas på berg av god kvalitet. Säkerhetsfaktorn beräknas som förhållandet mellan stabiliserande och stjälpande moment enligt ekvation 3.1. (RIDAS, 2006)

$$\text{Stjälpningsfall} \quad s = \frac{M_R}{M_S} \quad (\text{ekv 3.1})$$

där

M_R = stabiliserande moment som består av: $M_R = G \cdot h_G$

M_S = stjälpande moment som består av: $M_S = H_W \cdot h_W + U \cdot h_U + IS \cdot h_{IS}$

s = säkerhetsfaktor, vanligt/exceptionellt lastfall 1,5/1,35

G = egentyngd betong (kN)

h_G = hävarm för egentyngd (m)

H_W = hydrostatiskt tryck (kN)

h_W = hävarm för hydrostatiskt tryck (m)

U = upptryck (kN)

h_U = hävarm för upptryck (m)

IS = istryck (kN)

h_{IS} = hävarm för istryck (m)

För stjälpningsfallet så krävs enligt RIDAS en kontroll om dammen blir dragen eller tryckt i uppströms sida genom beräkning av resultantens läge. I de fall då resultanten faller innanför kärngränsen betraktas dammens grundläggningsarea som tryckt och upptrycket kan antas som linjärt avtagande. Om resultanten faller utanför kärngränsen kan dammen anses som dragen i underkant och fullt upptryck under den dragna delen kan antas.

3.2.2 Säkerhet mot glidning

Säkerhet mot glidning kontrolleras genom att tillse att horisontalkrafterna kan överföras från konstruktionen till grunden. Kohesion i snittet mellan damm och undergrund beaktas inte i Sverige. (RIDAS, 2006) Anledningen till att kohesion inte beaktas i RIDAS är att kohesionen är behäftad med stor osäkerhet och att sätta den till noll ger extra säkerhet. För brottmoden glidning antas grundläggning på berg av god kvalitet. Tillåten friktionskoefficient μ_{till} erhålls genom att friktionsvinkelns

brottvärde $\tan \phi$ divideras med en säkerhetsfaktor s_g , enligt ekvation 3.2 (RIDAS 2006).

$$\text{Glidningsfall} \quad \frac{\tan \phi}{s_g} = \mu_{till} \geq \frac{R_H}{R_V} \quad (\text{ekv 3.2})$$

där

$\tan(\phi)$ = brottvärde för friktionskoefficienten i glidytan (°)

s_g = säkerhetsfaktor, vanligt/exceptionellt lastfall 1,35/1,10

μ_{till} = tillåten friktionskoefficient, vanligt/exceptionellt lastfall 0,75/0,90

R_H = resultant av krafter parallellt glidplanet som består av: $R_H = H_W + IS$

R_V = resultant av krafter vinkelrätt glidplanet som består av: $R_V = G - U$

H_W = hydrostatiskt tryck (kN)

IS = istryck (kN)

G = egentyngd betong (kN)

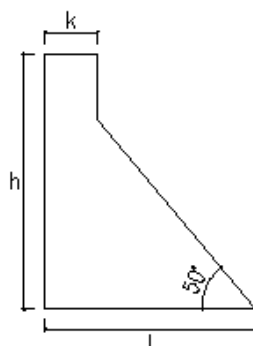
U = upptryck (kN)

Vid dimensionering av dammar med avseende på glidningsfallet behövs ingen kontroll av resultantens läge utföras enligt RIDAS. Det här kan dock diskuteras då även en kontroll av de här dammarna kan anses som lämplig. En dimensionerad damm skall stå emot både stjälpning och glidning vilka påverkas av upptrycket, i det senare fallet dock i mindre grad. I de fall då resultanten hamnar utanför kärngränsen bör åtgärder, som t.ex. fastspänning, vidtas. Det här beaktas inte i rapporten.

3.2.3 Massivdammar

Stabilitetsberäkningen utförs för en löpmeter damm eftersom monolitens tvärsnittsdimensioner är konstanta genom hela dammkroppen. Det här innebär att en meter damm enskilt ska uppfylla stabilitetsvillkoren. Dilatationsfogarna mellan monoliterna tar inte upp krafter utan endast rörelser mellan monoliterna. Krönets bredd antas öka successivt med dammhöjden och väljs utifrån ritningarna. Erforderliga dimensioner för dammhöjder mellan 15 – 30 meter beräknas. Lutningen av dammen nedströms sätts konstant med en vinkel på 50°. För beräkningar se appendix C. I figur 3.3 visas hur massivdammens uppbyggnad antas där längden, l , beror av stabilitetsvillkoren.

För alla massivdammar hamnar resultanten innanför kärngränsen i det vanliga lastfallet och innanför "3/5-arean" i det exceptionella lastfallet. Dammens hela bas kan därmed betraktas som tryckt i uppströms sida. Således behövs ingen korrigerigering av tidigare antaganden genomföras.



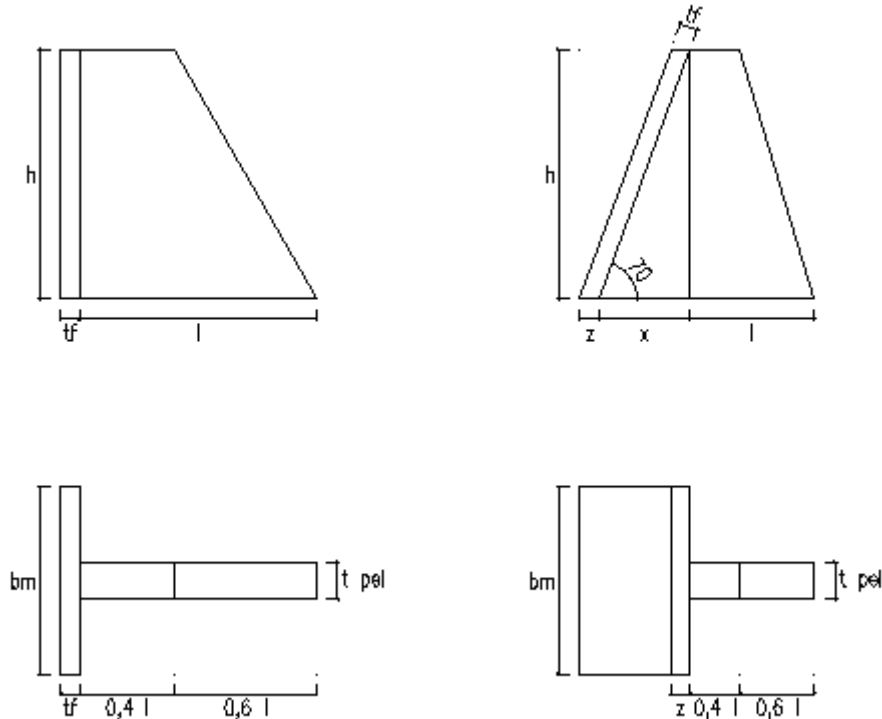
Figur 3.3 Tvärsektion av massivdamm

Dimensioner för en massivdamm med injekteringsskärm tas fram för att undersöka hur säkerheten minskar med urlakad injekteringsskärm. Enligt RIDAS reducerar det här ingreppet upptrycket med 50% av skillnaden mellan uppströms- och nedströmstrycket, vilket antas i den här rapporten. Se figur 2.14 för hur upptrycket reduceras. Resultanten för massivdamm med injekteringsskärm faller innanför kärngränsen och ”3/5-arean” i de två lastfallen. Därmed antas dammens uppströmssida vara tryckt.

3.2.4 Lamelldammar

Lamelldammar studeras för två olika typer, vilka återges i figur 3.4. För lamelldammar utförs stabilitetsberäkningen på en hel monolit eftersom monolitens tvärsnittsdimensioner varierar i varje monolit. Enligt RIDAS uppnås stabiliteten för hela dammen då varje enskild monolit uppfyller stabilitetsvillkoren. Dimensionering av dammarna görs med avseende på stabilitetsvillkoren för säkerhet mot stjälpning och glidning, både för vanligt- och exceptionellt lastfall. Dimensioner för dammhöjder mellan 9 – 39 meter beräknas.

Enligt antagna dimensioner ökar monolitens bredd med ökande dammhöjd, dock sätts en maxgräns för monolitens bredd till 18 meter på grund av konstruktionstekniska aspekter. En bredare monolit än 18 meter skulle generera stora inspänningsmoment och tvärkrafter i infästningen mellan frontplatta/pelare och risken för brott i den här knutpunkten skulle därmed blir stor. Tjockleken på frontplatta och pelare ökas linjärt för ökande dammhöjd. För beräkningar se appendix C.



Figur 3.4 Tvärsektion och plan för lamelldammar med vertikal frontlatta (t.v.) och lutande frontlatta (t.h.).

För lamelldamm typ 1 är frontplattan vertikal och lutningen av pelarens nedströmssida beror av längden l , se figur 3.4. Precis som för massivdammar är dammens längd, l , beroende av stabilitetsvillkoren och därmed den varierande dimensionen.

För lamelldamm typ 2 sätts lutningen av frontplattan konstant med en vinkel på 70° , se figur 3.4. Precis som för massivdammar är dammens längd, l , beroende av stabilitetsvillkoren och därmed den varierande dimensionen.

I kontroll av resultantens läge för lamelldamm typ 1 och typ 2 i stjälpningsfallet faller resultanten utanför kärngränsen i det vanliga lastfallet och utanför 3/5-arean i det exceptionella lastfallet, vilket innebär att uppströmssidan betraktas som dragen. Nya dammdimensioner beräknas för antagandet med fullt upptryck under frontplattan. För de högre dammhöjderna 27-39 meter faller resultanten innanför kärngränsen och 3/5-arean för det vanliga- och exceptionella lastfallet. Således behövs ingen korrigering av tidigare antaganden genomföras för höjderna 27-39 meter.

3.2.5 Laster enligt RIDAS

De inverkan lasterna; egentyngd, vattentryck, istryck, upptryck och friktion definieras som deterministiska värden. Beräkning av lasterna redovisas i ekvation 3.3 – 3.5 i enlighet med RIDAS.

$$G = \frac{\rho_c \cdot h \cdot b}{2} \quad \text{Egentyngd. Densitet för betong, } \rho_c = 23 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{ekv. 3.3})$$

$$H_w = \frac{\rho_w \cdot h^2}{2} \quad \text{Hydrostatiskt tryck. Densitet för vatten, } \rho_w = 10 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{ekv. 3.4})$$

$$U = \frac{\rho_w \cdot h \cdot b}{2} \quad \text{Upptryck. Densitet för vatten, } \rho_w = 10 \text{ kN/m}^3 \quad (\text{ekv. 3.5})$$

$$IS = 200 \text{ kN/m} \quad \text{Istryck (norra Sverige)}$$

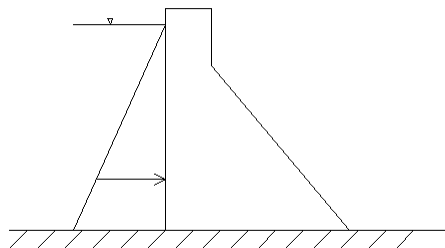
$$\mu_{\text{till}} = 0,75/0,90 \quad \text{Friktionskoefficient vid grundläggning på berg, vanligt lastfall / exceptionellt lastfall.}$$

3.2.5.1 Egentyngd

Egentyngden ansätts enligt RIDAS till 23,0 kN/m³ för armerad betong. Dammen anses vara homogen utan hänsyn till detaljutformning eller eventuell urlakning och dylikt.

3.2.5.2 Hydrostatiskt vattentryck

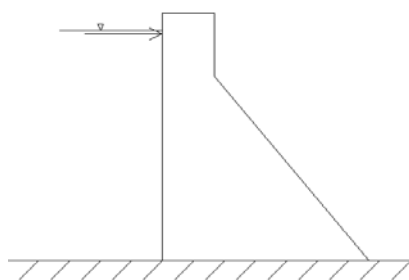
I den här rapporten antas att ett hydrostatiskt vattentryck endast verkar på uppströmssidan. Vattenytan nedströms står inte högre än baslinjen, således verkar inget vattentryck där. I figur 3.5 återges vattentryckets utseende på en massivdamm i det vanliga lastfallet. Vattentryckets utseende blir likadant för både massiv- och lamelldammar. Tyngdpunkten för vattentrycket är belägen en tredjedel av vattenpelarens totala höjd från baslinjen. Vattnets densitet antas vara $\rho_w = 10 \text{ kN/m}^3$.



Figur 3.5 Den hydrostatiska vattenlasten antas verka endast på uppströmssidan.

3.2.5.3 Istryck

I enlighet med RIDAS antas istrycket till 200 kN/m och angriper på en tredjedel av isens tjocklek räknat från isens överkant. Isens tjocklek antas vara 1,0 meter. Figur 3.6 illustrerar hur islasten verkar på en massivdamm i det vanliga lastfallet. Istryckets utseende blir likadant för både massiv- och lamelldammar.



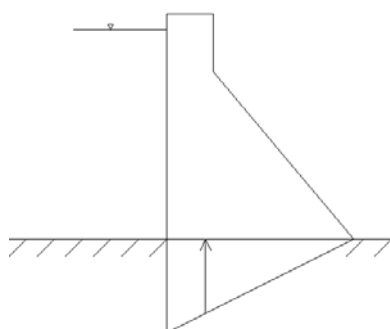
Figur 3.6 Antaget läge för den verkande islasten på en massivdamm.

3.2.5.4 Upstryck

Upstrycket antas variera rätlinjigt från 100% av vattentrycket på uppströmssidan till 100% av vattentrycket på nedströmssidan samt att det verkar på 100% av basarean. På nedströmssidan antas inget vattentryck.

Upstryck för massivdammar

Upstryck under dammen uppstår då vatten strömmar genom porer och sprickor i underliggande berggrund. Upstryckets storlek beror av vattennivåerna på uppströms- respektive nedströmssidan. Figur 3.7 illustrerar upstrycket som genereras och antas verka under en massivdamm vid vanligt lastfall.



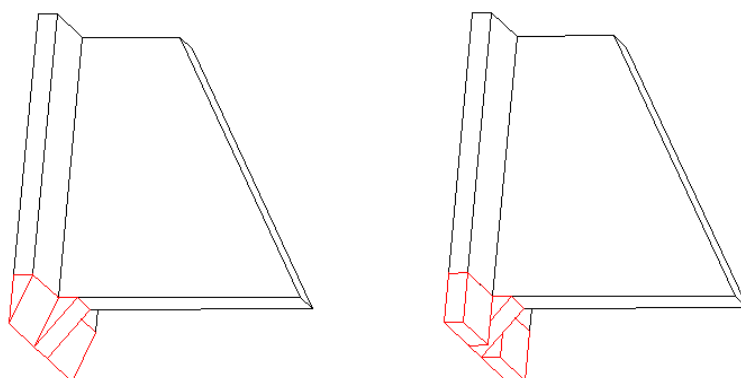
Figur 3.7 Upstryck under en massivdamm vid vanligt lastfall.

Upstryck för lamelldammar

Vid kontroll av resultantens läge för lamelldamm typ 1 faller resultanten utanför kärngränsen och "3/5-arean" för dammhöjderna 9-24 meter och innanför för dammhöjderna 27-39 meter i båda lastfallen. Vid kontroll av lamelldammar typ 2

faller resultanten utanför kärngränsen för alla dammhöjder i båda lastfallen, vilket innebär att uppströmssidan betraktas som dragen.

En dragen uppströmssida kan leda till sprickbildning i underkant av frontplatta och pelare. Sprickbildning i frontplattans underkant kan i värsta fall resultera till fullt upptryck under frontplattan. Att fullt upptryck även kan uppkomma under pelaren är ett orimligt antagande, eftersom då sprickor bildas kommer de att uppträda tvärs genom pelaren vilket i sin tur resulterar i att vatten läcker ut och ingen förhöjning av upptrycket uppstår. Att upptrycket under pelaren kan betraktas som minimalt är inte heller ett rimligt antagande. För att detta fall skall råda måste sprickorna i pelaren släppa ut allt det vatten som tillförs från frontplattan under pelaren. Att anta en så fullständig sprickbildning är inte rimligt. Efter detta resonemang anses antagandet med fullt upptryck under frontplattan och linjärt avtagande under pelaren förefalla lämpligast. I figur 3.8 illustreras skillnaden mellan fullt upptryck och linjärt avtagande upptryck under dammens frontplatta.



Figur 3.8 Lamelldammar snett underifrån. Dammen t.v. visar hur upptrycket avtar linjärt under hela frontplattan och till längden $t_{pel}/2$ under pelaren. Lamelldammen t.h. visar en damm med dragen uppströmssida där fullt upptryck antas under frontplattan och linjärt avtagande under pelaren till längden $t_{pel}/2$.

3.2.5.5 Friktion

Friktionen är helt beroende av vad för sorts underlag dammen är byggd på. Grundläggning av dammarna i den här rapporten antas ske på berg av god kvalitet. Enligt RIDAS är tillåten friktionskoefficienten för normalt lastfall 0,75 och för exceptionellt lastfall 0,90. För glidningsfallet se ekvation 3.2.

3.3 Tillförlitlighetsanalys i COMREL

För typdammarna, dimensionerade enligt RIDAS stabilitetsvillkor, utförs en tillförlitlighetsanalys i COMREL, COMREL & STRUREL är en programvara för tillförlitlighetsanalyser (RCP 1998).

3.3.1 Stjälpningsfall

Med avseende på tillförlitlighet för strukturen kan det här formuleras som $R - S$, där R är strukturens resistans och S är momentet som verkar på strukturen. För stjälpningsfallet definieras gränsfunktionen enligt ekvation 3.6.

$$g(R, S) = M_R - M_S \quad (\text{ekv. 3.6})$$

där

M_R = stabiliserande moment som består av: $M_R = G \cdot h_G$

M_S = stjälpande moment som består av: $M_S = H_W \cdot h_W + U \cdot h_U + IS \cdot h_{IS}$

3.3.2 Glidningsfall

Som nämnts tidigare i rapporten tar RIDAS endast hänsyn till friktion för glidningsfallet. För att få ett mer verklighetsbaserat resultat i tillförlitlighetsanalysen beaktas även kohesionen som har stor inverkan på säkerhet mot glidning. För gravitationsdammar kan Mohr-Coulomb kriteriet tillämpas där gränsfunktionen kan skrivas enligt ekvation 3.7.

$$g(R, S) = (c \cdot A) + (N \cdot \tan \phi) - T \quad (\text{ekv. 3.7})$$

där

T = resultant av krafter parallellt glidplanet som består av: $T = H_W + IS$

N = resultant av krafter vinkelrätt glidplanet som består av: $N = G - U$

c = kohesion (kPa)

ϕ = friktionsvinkel (°)

A = kontaktarea mellan damm och underliggande berggrund (m²)

3.3.3 FORM – First order reliability method

I COMREL tillämpas tillförlitlighetsmetoderna FORM och SORM vilka beskrivs närmare i kapitlet 2.3.2 *Beräkningsmetoder för bestämning av säkerhetsindex β* . Det som i stora drag skiljer metoderna åt är att FORM approximerar det osäkra tillståndet med en linjär yta, med hänsyn till all information om fördelningsfunktionerna (inte bara medelvärde och standardavvikelse) och SORM beskrivs med hänsyn till ett polynom av högre ordning och därmed approximeras SORM inte med en linjär yta. Vid låga brotts sannolikheter ger metoderna väldigt liten skillnad i resultaten. För resultaten i tillförlitlighetsanalysen väljs värdet för FORM metoden.

3.3.4 Laster i tillförlitlighetsanalys

De på dammen inverkan lasterna definieras som probabilistiska värden och hänsyn till kohesion behandlas för glidningsfallet. Bakgrunden till hur de valda parametrarna är antagna beskrivs mer ingående i teorikapitlet då de grundar sig på tidigare studier. För upptryck, friktion och kohesion finns idag få underlag för att ansätta statistiska fördelningar. Eftersom de kan anses som väldigt osäkra parametrar är ett angreppssätt, som använts i den här rapporten, att ge dem en stor standardavvikelse. I tabell 3.1 redovisas de använda parametrarna för lasterna.

Tabell 3.1 Indata för strukturell tillförlitlighetsanalys.

Variabel	Enhet	Fördelning	Medel värde	SD	COV [%]
Betongens egentyngd	kN/m ³	Normal (Gauss)	23,5	0,94	4
Vattendensitet	kN/m ³	Deterministiskt	10	-	-
Istryck	kN/m	Normal (Gauss)	110	44	40
Tjocklek is	m	Deterministiskt	1	-	-
Upptryck	kN/m ²	Beskrivs nedan			
Kohesion	kPa	Lognormal	1300	900	70
Friktionskoefficient		Normal (Gauss)	1300	520	40

3.3.4.1 Egentyngd

För betong med $f_c = 20$ MPa antas egentyngden normalfördelad med medelvärdet 23,5 och standardavvikelsen 0,94 enligt [CIB, 1989].

3.3.4.2 Vattentryck

I tillförlitlighetsanalysen ansätts vattentrycket som ett deterministiskt värde på samma sätt som vid dimensioneringen av dammarna. Variation av vattentrycket behandlas inte i den här rapporten.

3.3.4.3 Istryck

Enligt [Jeppsson, 2003] antas istrycket som ett karakteristiskt värde för 50-års lasten. Istrycket antas vara normalfördelat med variationskoefficienten 40 %.

3.3.4.4 Upptryck

Upptrycket antas på samma sätt som i figur 3.7 och 3.8 men med probabilistisk beskrivning.

$$\text{Upptrycket beräknas enligt: } U = \frac{\rho \cdot g \cdot h \cdot b}{2} \cdot C$$

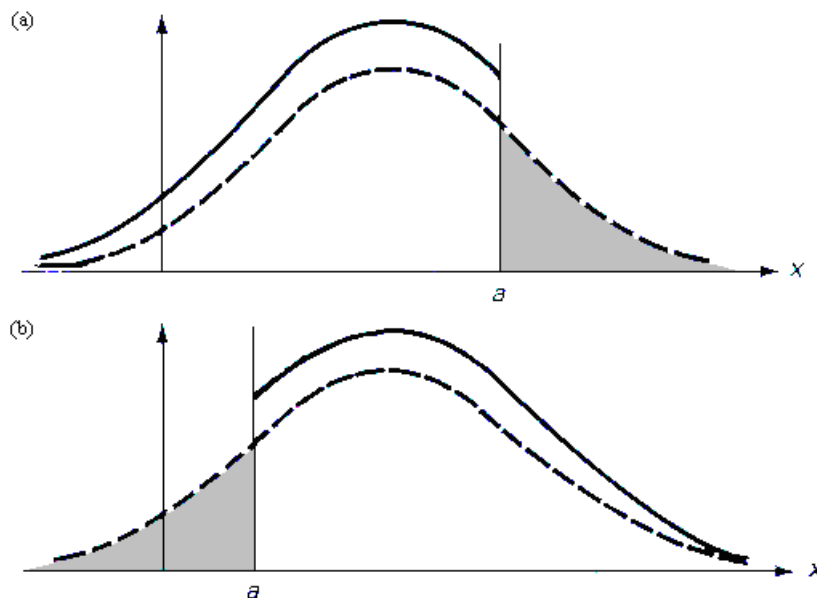
$$\text{Momentet av upptrycket beräknas enligt: } M_U = \frac{\rho \cdot g \cdot h \cdot b^2}{3} \cdot C_M$$

där C och C_M ges probabilistisk beskrivning. På grund av fysikaliska begränsningar kan C och C_M bara anta värden inom vissa intervall, se vidare *trunkeringsgränser för upptrycket*.

Vid dimensionering av lamelldammar med dragen uppströmssida har antagandet gjorts att fullt upptryck råder under frontplattan och linjärt avtagande under pelaren. Tillförlitlighetsanalysen i COMREL grundar sig på probabilistiska värden, alltså värden som fluktuerar och kan anta både lägre och högre värden. Genom antagandet vid dimensioneringen, att fullt upptryck under frontplattan råder, kommer upptrycket att kunna anta större värden än vad som kan anses rimligt. I tillförlitlighetsanalysen antas därför upptrycket vara linjärt avtagande under både pelare och frontplatta oavsett om grundläggningsarean är tryckt eller dragen.

Trunkeringsgränser för upptryck

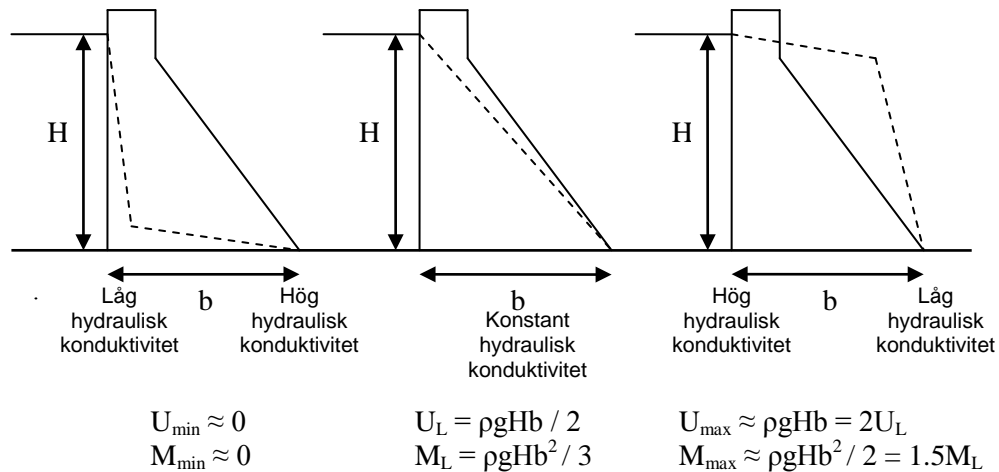
För att undvika ett orimligt värde på en last utförs en trunkering. Arealen under täthetsfunktionen är alltid ett. Vid en trunkering sätts ett intervall för vilka värden som kan antas där den övre och/eller den undre svansen skärs av, vilket motsvarar den skuggade delen i figur 3.9, och fördelas på arean i det tillåtna intervallet så att arean blir ett. I figur 3.9 visas en övre och en undre trunkeringsgräns där det gråmarkerade fältet ligger utanför trunkeringsintervallet.



Figur 3.9 Exempelbilder på trunkerade fördelningar:

- (a) den övre trunkeringsgränsen begränsas av a .
- (b) den undre trunkeringsgränsen begränsas av a .

Uptrycket trunkeras mellan lägsta och högsta möjliga fysikaliska gränsvärde. Uptrycket kan således inte anta ett värde lägre än noll, eller högre än kvoten mellan högsta möjliga uptryck och rådande uptryck. Det här tydliggörs i figur 3.10.



Figur 3.10 Inverkan av fysisk begränsning på uptryck och moment.

I tabell 3.2 presenteras trunkeringsgränser för normalfördelat, lognormalfördelat och rektangelfördelat uptryck vid vanligt- och exceptionellt lastfall. För massivdammar är förhållandet mellan rådande och högsta möjliga uptryck lika för alla dammhöjder, vilket innebär att trunkeringsgränserna inte ändras.

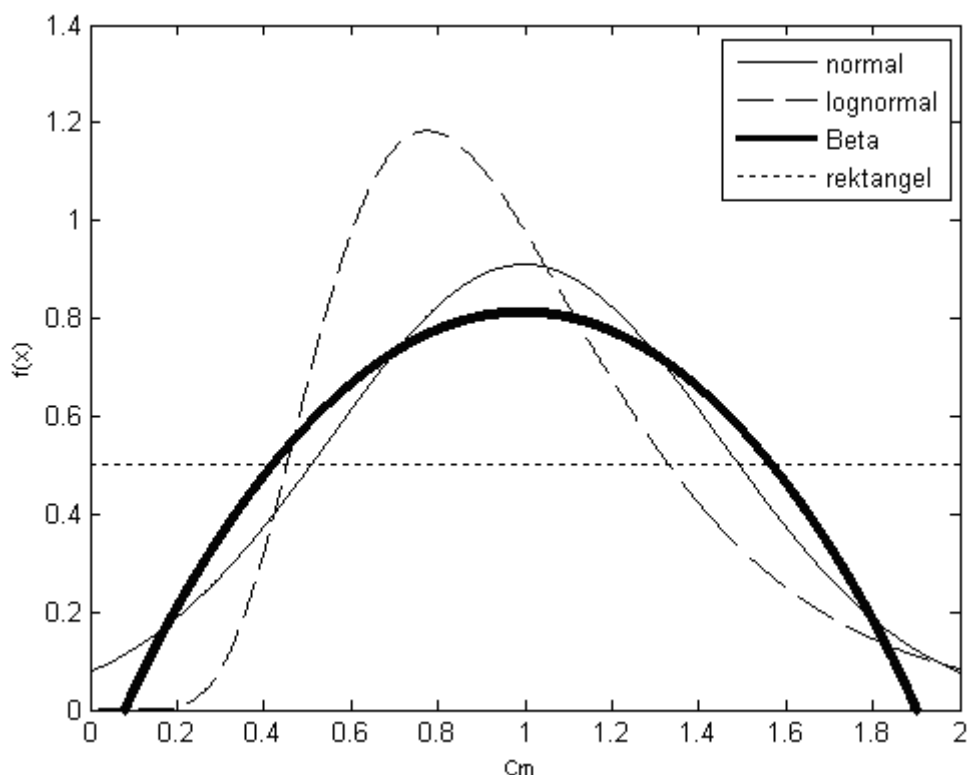
Uptrycksförhållandena är beroende av uptryckets hävarm och därmed dammens längd. Eftersom dammlängden är beroende av höjden ges nya trunkeringsgränser för olika höjder av lamelldammar. Skillnaden för den övre trunkeringsgränsen mellan den högsta och lägsta dammen skiljer sig med ca 0,3. Beräkningarna har generaliserats så att den högsta trunkeringsgränsen väljs för alla dimensioner av typdammen, då den högsta trunkeringsgränsen ger lägst säkerhetsindex β . Uptryckets inverkan på β -värdet för lamelldammar förändras marginellt med höjden och därför kan den här generaliseringen utföras. För beräkning av uptryckets trunkeringsgränser för lamelldammar se appendix D.

Tabell 3.2 Trunkeringsgränser för upptrycket vid normalfördelat, lognormalfördelat och rektangelfördelat upptryck.

Typdamm	Brottnod	Lastfall	Trunkeringsgräns	
			Frontplatta	Pelare
Massivdamm	Stjälpningsfall	Vanligt	0 – 1,50	
		Exceptionellt	0 – 1,50	
	Glidningsfall	Vanligt	0 – 2,00	
		Exceptionellt	0 – 2,00	
Massivdamm med injekteringskärm	Stjälpningsfall	Vanligt	0 – 3,00	
		Exceptionellt	0 – 3,00	
Lamelldamm typ 1	Stjälpningsfall	Vanligt	0 – 1,98	0 – 1,95
		Exceptionellt	0 – 1,97	0 – 1,93
	Glidningsfall	Vanligt	0 – 2,00	0 – 2,00
		Exceptionellt	0 – 2,00	0 – 2,00
Lamelldamm typ 2	Stjälpningsfall	Vanligt	0 – 1,98	0 – 1,95
		Exceptionellt	0 – 1,97	0 – 1,93
	Glidningsfall	Vanligt	0 – 2,00	0 – 2,00
		Exceptionellt	0 – 2,00	0 – 2,00

Antagna fördelningar för upptryck

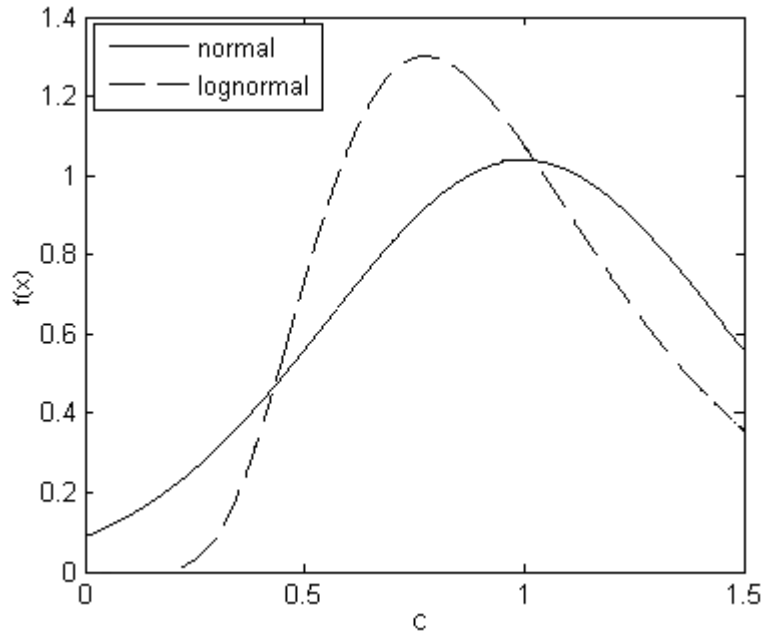
Genom att testa olika fördelningar för upptrycket kan en känslighetsanalys göras för antaganden om upptrycksfördelningarna. För massivdammen undersöks säkerhetsindex β med normal-, lognormal-, beta- och rektangelfördelat upptryck. I figur 3.11 visas simuleringar av upptryckskrafterna med trunkeringsgränserna 0 och 2. Simuleringsresultaten av upptrycksmomentet visas i figur 3.12 med trunkeringsgränserna 0 och 1,5. Trunkeringsgränserna gäller för en massivdamm.



Figur 3.11 Fördelningar av upptryckskraften med trunckeringsgränser 0 och 2.

För att kontrollera sannolikheten för brott av en damm krävs höga värden för flera laster samtidigt och därför är det de höga värdena på upptrycket som är av intresse. Enligt figur 3.11 ligger den trunckerade normalfördelningen och den trunckerade lognormalfördelningen nära varandra, för de höga värdena när det gäller upptryckskrafterna, medan betafördelningen aldrig antar så stora värden. Rektangelfördelningen ger högst upptryck.

För momentet av upptrycket i figur 3.12 ligger normalfördelningen närmare rektangelfördelningen. Betafördelningen är mer triangelformad, men då den aldrig får värden som faktiskt når ända till trunckeringsgränsen ger den något högre säkerhetsindex.



Figur 3.12 Fördelningar av uppträckets moment med trunckeringsgränserna 0 och 1,5.

Det betafördelade uppträcket väljs utifrån simuleringsresultat av [Westberg M.], vilka inte presenteras här. Simuleringarna förändrades med ökad varians och ökat korrelationsavstånd från att vara lika normalfördelningar till mer rektangelfördelade. Rektangelfördelningen är alltså den fördelning som bäst beskriver simuleringens resultat. I den här rapporten används den betafördelning som erhålls för variansen 16 och korrelationsavståndet 12. Betafördelningen kan endast anta värden i intervallet [a,b] och beskrivs med parametrarna r och t enligt ekvation 3.8 (Melchers,1999). Erhållna värden från Westbergs simulering presenteras i appendix E.

$$f_x(x) = \frac{\left(\frac{x-a}{b-a}\right)^{r-1} \left(1 - \frac{x-a}{b-a}\right)^{t-1}}{B(r,t)(a-b)} \quad (\text{ekv. 3.8})$$

För lamelldammar typ 1 och typ 2 undersöks endast normalfördelat och lognormalfördelat uppträck. Att anta ett beta- eller rektangelfördelat uppträck för lamelldammar på samma sätt som för massivdammar skulle resultera i missvisande β -värden då det inte går att korrelera uppträcksp parametrarna för uppträcket under frontskiva och pelare. En korrelation mellan uppträcksp parametrarna utförs så att en omöjlig kombination av uppträcket, under frontplatta och pelare, inte skall kunna inträffa. Ett sådant omöjligt fall kan vara att COMREL antar lågt uppträck under frontplattan samtidigt som högt uppträck under pelaren antas. I följande stycke förklaras varför det här anses vara en omöjlig kombination.

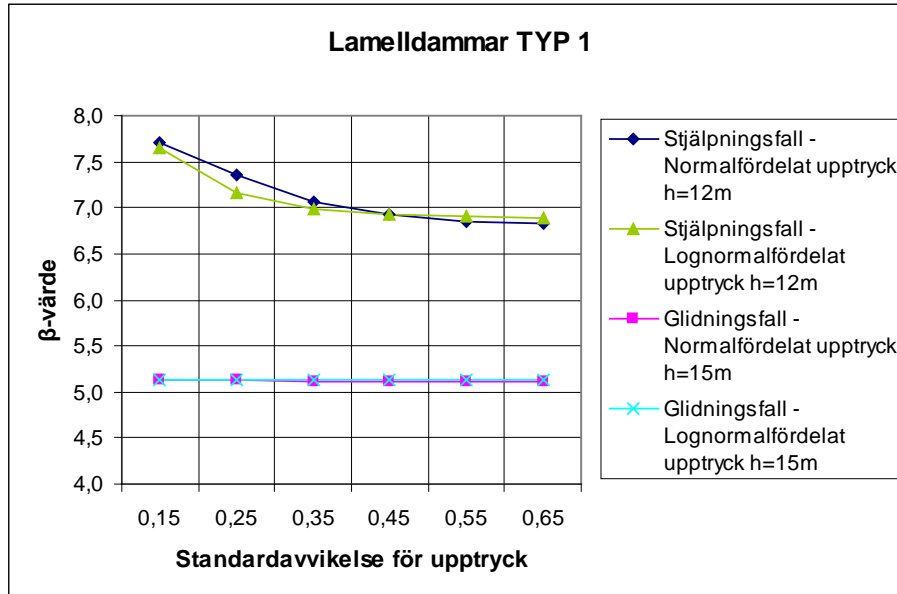
Då uppströmssidan konstateras vara dragen antas att sprickor kan uppstå i frontplattan. Om frontplattan är sprucken till viss del kan fullt upptryck antas. Däremot om frontplattan är sprucken rakt igenom kommer vattnet att rinna ut och inget upptryck kan antas. Samma resonemang gäller för pelaren. Att kombinationen med lågt upptryck under frontplattan inträffar samtidigt som högt upptryck under pelaren är omöjlig beror på att vattnet under pelaren förmodligen skulle rinna ut då det även kan uppstå sprickor i pelaren. Vid korrelering av upptrycket kan COMREL anta högt upptryck under både frontplatta och pelare vilket är det mest rimliga antagandet som även ger det lägsta β -värdet, alltså det värsta fallet.

Vid dimensionering av dammar med dragen uppstömssida enligt RIDAS har antagandet gjorts att fullt upptryck råder under frontplattan och linjärt avtagande under pelaren. Tillförlitlighetsanalysen i COMREL grundar sig på probabilistiska värden och med ett fullt upptryck under frontplattan kommer upptrycket att kunna anta ett värde större än möjligt. Upptrycket antas därför linjärt avtagande under både pelare och frontplatta i tillförlitlighetsanalysen, och kombineras med en stokastisk variabel.

Ett alternativ till ovanstående antagande kunde vara att sätta upptryck under frontplattan konstant, alltså som ett deterministiskt värde. Det här innebära dock att frontplattan antas vara sprucken vilket inte kan anses som säkert.

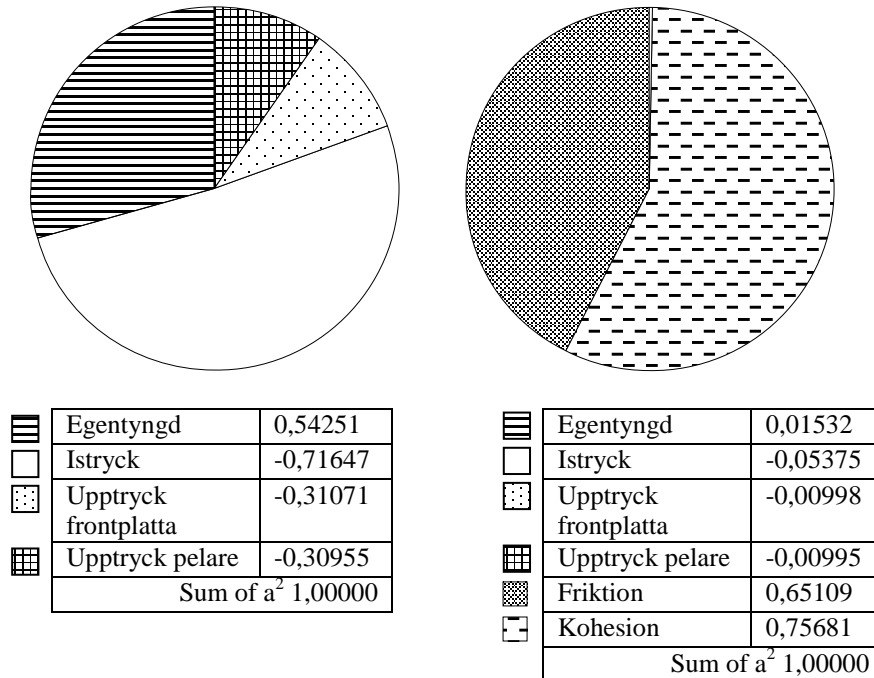
Val av standardavvikelse för upptryck

Eftersom upptryckets standardavvikelse eller variationskoefficient för normal- och lognormalfördelning inte är känd varierar standardavvikelsen för att fastställa dess inverkan på β -värdet. β -värdet plottas mot standardavvikelse, se figur 3.13, och standardavvikelsen väljs så lågt som möjligt för vilket värde kurvan stabiliseras. Anledningen till att kurvan planar ut beror på att upptrycket är trunkerat. Att välja en standardavvikelse större än 0,5 anses ge en alltför osäker fördelning. Vid variation av standardavvikelsen för upptryck under en lamelldamm av typ 1 i figur 3.13 ger en tydlig bild av vart kurvan planar ut.



Figur 3.13 Variation av standardavvikelsen för uppträcket. Skillnaden mellan stjälpningsfall och glidningsfall. Vanligt lastfall.

För glidningsfallen är kurvorna mer svårlästa. Kurvorna för lamelldammar är i stort sett raka vilket beror på att uppträcket har liten inverkan på stabiliteten i jämförelse med friktionen och kohesionen. I figur 3.14 visas de ingående parametrarnas inverkan på β -värdet för en lamelldamm typ 1 i stjälpningsfall och glidningsfall. För glidningsfallet kan man tydligt se hur liten inverkan uppträcket egentligen har. Egentyngden och istrycket påverkar β -värdet marginellt och syns inte i cirkeldiagrammet för glidningsfallet. Vilket värde som tilldelas standardavvikelsen för uppträcket vid detta fall är mindre betydelsefullt eftersom det inte påverkar dammens säkerhetsindex nämnvärt.



Figur 3.14 Variablernas inverkan på säkerhetsindex för lamelldamm typ 1 stjälpningsfall h=12m (tv) och glidningsfall h=15 (th).

Kurvor för de olika typdammarna och lastfallen, där standardavvikelsen varierar för uptrycket, kan ses i appendix F. Valda värden framgår av tabell 3.3.

Tabell 3.3 Valda standardavvikelser för de olika typdammarna och stabilitetsfallen.

Typdamm	Stabilitetsfall	Vald standardavvikelse
Massivdamm	Stjälpningsfall	0,45
	Glidningsfall	0,50
Lamelldamm typ 1	Stjälpningsfall	0,45
	Glidningsfall	0,50
Lamelldamm typ 2	Stjälpningsfall	0,45
	Glidningsfall	0,50

3.3.4.5 Friktion

Friktionskoefficienten i glidplanet mellan dammkroppen och den underliggande berggrunden antas vara normalfördelad och trunkerad mellan noll och oändligheten eftersom friktionskoefficienten inte kan anta värden lägre än noll. I den kinesiska standarden ges medelvärden och karakteristiska värden (motsvarande 0,2-fraktilen). Dessa värden kan användas vid design av ”små till medelstora” dammar. Tabell 3.4 visar medelvärden och karakteristiska värden från den här normen, vilka standardavvikelser har beräknats för.

Tabell 3.4 Friktionskoefficienten

$mf \bar{R}$	f'_{Rk}	$f'_{Rk} - mf \bar{R}$	$P(x < k) 0,2$	Stdaav.	COV (%)	Medelvärde
1,5	1,250	-0,250	-0,84	0,298	0,198	1,500
1,4	1,165	-0,235	-0,84	0,280	0,200	1,400
1,3	1,080	-0,220	-0,84	0,262	0,201	1,300
1,2	1,000	-0,200	-0,84	0,238	0,198	1,200
1,1	0,920	-0,180	-0,84	0,214	0,195	1,100

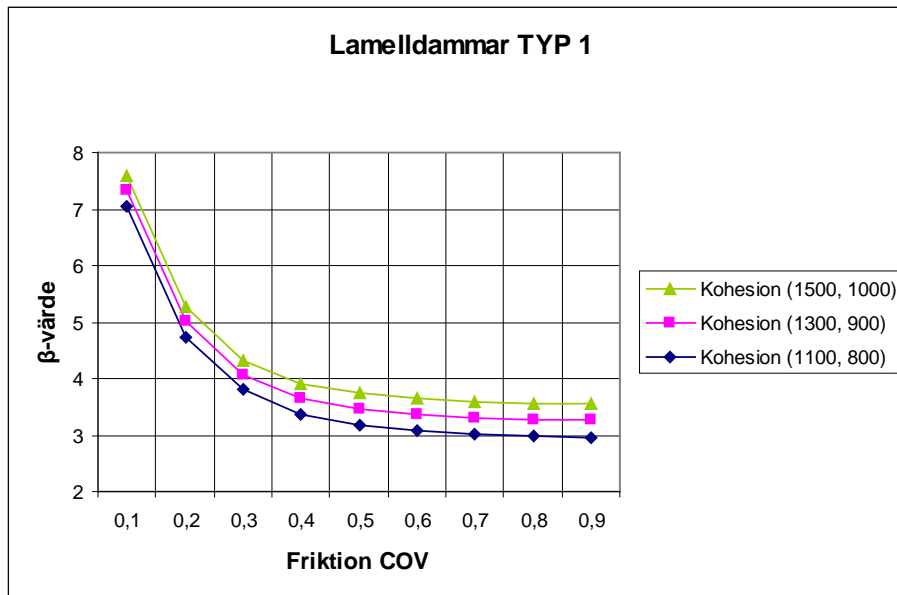
där

$mf \bar{R}$ = medelvärde för friktionskoefficient

f'_{Rk} = karakteristiskt medelvärde för friktionskoefficient

Val av standardavvikelse för friktionen

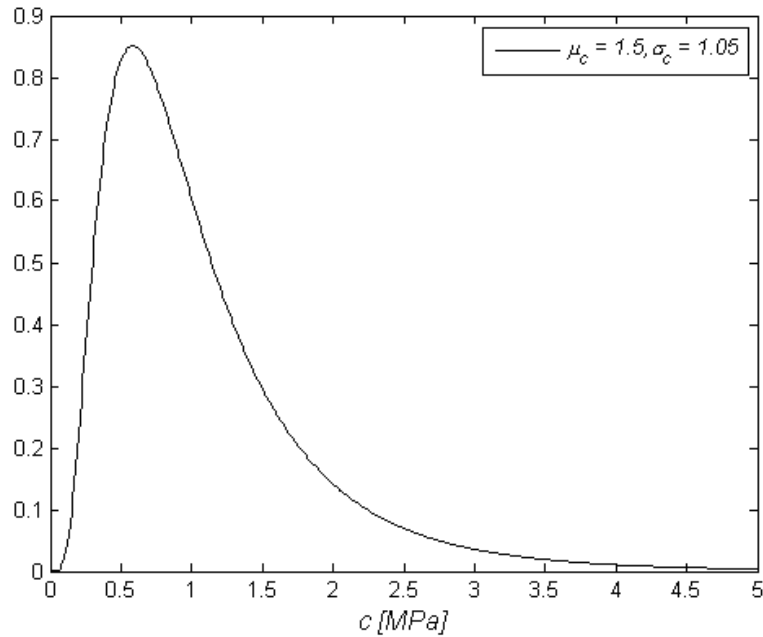
På samma sätt som för uptrycket väljs standardavvikelsen för friktionskoefficienten. Skillnaden är att variationskoefficienten varieras istället, från 10 – 90% vilket visas i figur 3.15 för lamelldamm typ 1. Resultaten för massvdamm och lamelldamm typ 2 visas i appendix G. Friktionen är en osäker parameter och bör därför antas med en stor standardavvikelse. Att kurvan planar ut beror på att friktionskoefficienten är trunkerad vid 0. Ett COV på 40 % kan anses lämpligt eftersom β -värdet börjar stabiliseras där och om man jämför med säkerhetssystemet i BKR (Boverkets Konstruktionsregler) är en variationskoefficient på 40 % ett vanligt värde i dessa sammanhang. Med ett COV på 40 % och medelvärde på 1,3 kan standardavvikelsen för friktionskoefficienten sättas till 0,52.



Figur 3.15 Variationskoefficienten varieras för friktionskoefficienten med medelvärde 1,3 då kohesionen hålls konstant med tre olika värden.

3.3.4.6 Kohesion

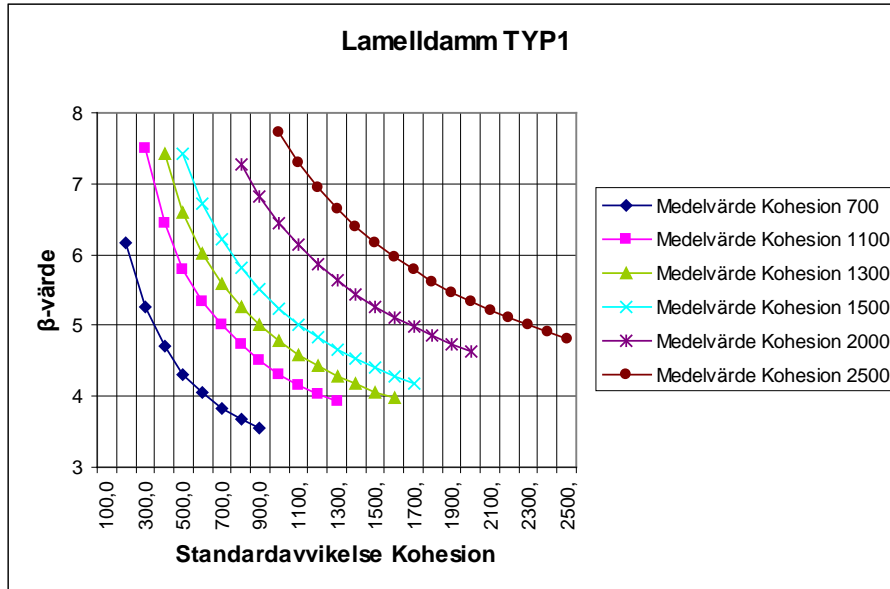
Kohesionen antas enligt den kinesiska normen vara lognormalfördelad med ett medelvärde mellan 0,5-1,5 MPa. Eftersom kohesionen är lognormalfördelad kan den inte anta ett värde under noll och behöver således inte trunkeas, se figur 3.16.



Figur 3.16 Kohesionen antagen som lognormalfördelad.

Val av standardavvikelse för kohesionen

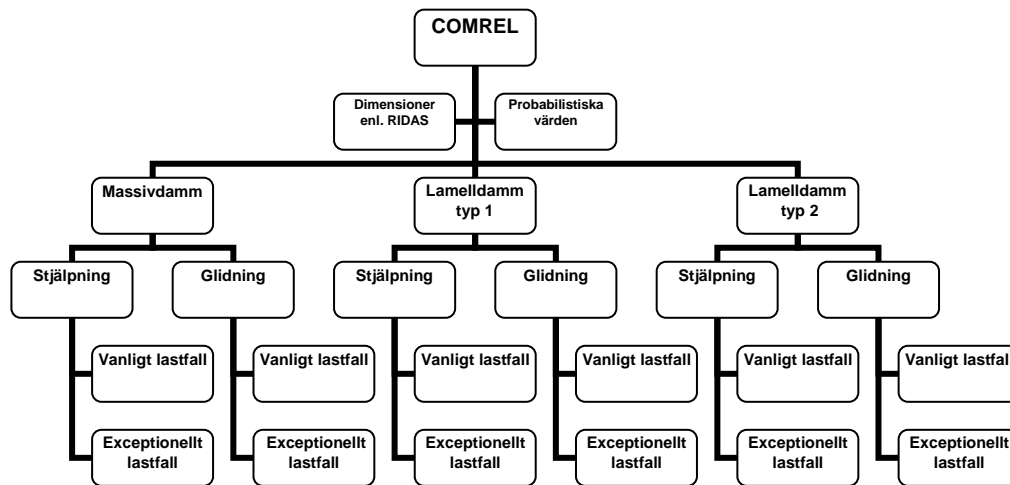
Olika värden för kohesionen testas med varierande standardavvikelser för att se dess inverkan på β -värdet. Resultatet för lamelldamm typ 1 visas i figur 3.17 där β -värdet är som störst när medelvärdet på kohesion är hög och standardavvikelsen är låg. För resultat av massivdamm se appendix H. Någon tendens till att kurvorna planar ut är inte märkbar, vilket kan bero på att kohesionen inte är trunkead. Kohesionen väljs godtyckligt med ett medelvärde på 1,3 MPa och standardavvikelsen 0,9 MPa. Det här motsvarar en variationskoefficient runt 70 %.



Figur 3.17 Standardavvikelsen varierar för olika värden på kohesionen.

4. Resultat och analys

Resultaten från tillförlitlighetsanalyserna i COMREL sammanställs i diagram. En känslighetsanalys utförs av erhållna β -värden vid variation av dimensioner. De två brottmoderna, stjälpnings- och glidningsfall, har delats upp i vanligt- och exceptionellt lastfall. Resultaten för massiv- och lamelldammar presenteras var för sig i de olika lastfallen i diagram. En schematisk bild över de olika fallen visas i figur 4.1.



Figur 4.1 Schema över tillförlitlighetsanalyser utförda i COMREL

Cirkeldiagrammen visar de ingående variabelernas inverkan på β -värdet. Variablernas variation beror av lasternas relationer, som erhålls från stabilitetsberäkningen i appendix I, och antagna variationskoefficienter. Diagrammen kan vara svårtolkade då de inte alltid beter sig som förväntat eftersom trunkering av upptryck och friktion ändrar förhållandena. Vattentrycket definieras som en konstant, ett deterministiskt värde, och representeras inte i cirkeldiagrammen.

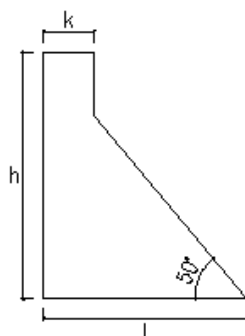
4.1 Stjälpningsfall - Vanligt lastfall

Stjälpningsfallet har analyserats för två olika lastfall, vanligt- och exceptionellt lastfall. Stjälpningsaxelns läge placeras vid dammens nedströmskant. För vanligt lastfall sätts vattenytan vid dämmningsgränsen (DG). Istrycket antas vara maximalt och alla luckor stängda.

För stjälpningsfallet studeras de ingående parametrarnas inverkan på β -värdet i gränsfunktionen, ekvation 3.6: $g(R, S) = M_R - M_S$.

4.1.1 Massivdammar

Dammarna, som är dimensionerade enligt RIDAS, är framtagna med hjälp av ritningar över Vattenfalls befintliga dammar i Sverige. Figur 4.2 illustrerar utformningen av massivdammarna.



Figur 4.2 Tvärsnitt för massivdamm.

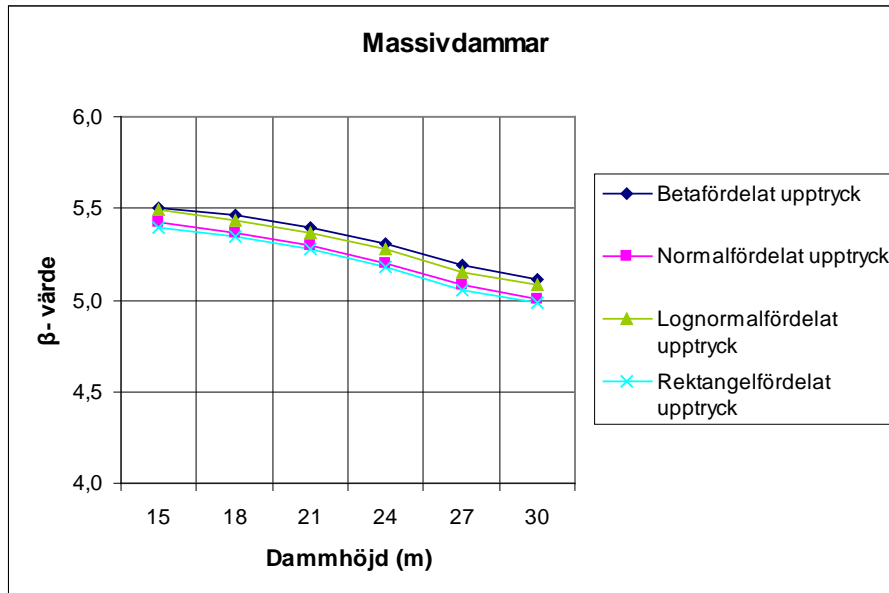
Dimensioner för stabila massivdammar enligt RIDAS redovisas i tabell 4.1. Höjden varierar från 15 till 30 meter.

Tabell 4.1 Dimensioner för massivdammar.

Höjd (m)	Längd (m)	Krön (m)	Lutning nedströms ($^\circ$)	Fribord (m)
15	13,11	4,0	50	1,29
18	15,42	4,5	50	1,29
21	17,53	4,5	50	1,68
24	19,98	5,0	50	1,68
27	22,69	5,0	50	1,68
30	25,21	5,5	50	1,68

4.1.1.1 β -värde som funktion av dammhöjd

Säkerhet mot stjälpning för en massivdamm sjunker med ökad höjd, vilket resultatet i figur 4.3 visar. Vid dimensionering av dammen resulterar en högre höjd i en större basarea, som i sin tur leder till ett större upptryck. I tillförlitlighetsanalysen är upptrycket definierat som en osäker faktor och har därmed troligtvis stor inverkan på β -värdet. Analysen av det här innebär att högre massivdammar genererar ett större upptryck som därmed leder till ett lägre β -värde. Upptrycket har testats med olika fördelningar där betafördelat upptryck ger högst β -värde och rektangelfördelat lägst.



Figur 4.3 β -värde som funktion av dammhöjd (15-30m) för massivdammar.

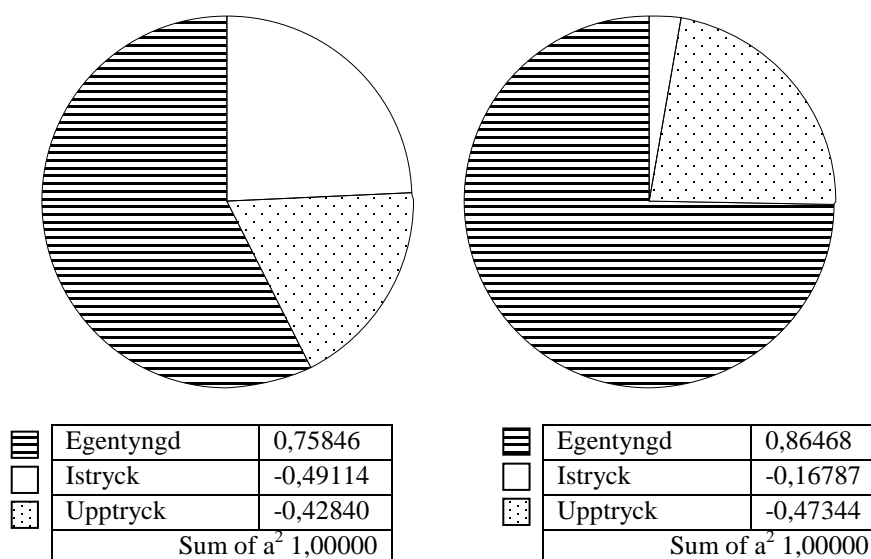
Då dammhöjden ökas från 15 till 30 meter tilltar momenten av de olika lasterna med en bestämd faktor, som ges från stabilitetsberäkningen, enligt ekvation 4.1 och 4.2. Faktorn beror på antagna dimensioner, lasternas utbredning och hur hävarmar för lasterna varierar.

$$g(R, S)_{15m} = M_G - (M_U + M_{IS} + M_H) \quad (\text{ekv. 4.1})$$

$$g(R, S)_{30m} = 7 \cdot M_G - (7,6 \cdot M_U + 2 \cdot M_{IS} + 8,8 \cdot M_H) \quad (\text{ekv. 4.2})$$

I stabilitetsberäkningen ökar momentet av upptrycket med faktorn 7,6, vilket är större än ökningen av egentynghens moment som tilltar med faktorn 7. Egentynghen har lägre COV, 4 %, än upptrycket, som har ett COV på 45 %. Eftersom osäkerheten i upptrycket är större borde det här resultera i att β -värdet påverkas mer av upptryckets moment. Anledningen till att upptryckets inverkan på β -värdet inte blir större med ökad dammhöjd, vilket visas i figur 4.4, kan bero på att upptrycket är trunkerat. I rådande fall är upptrycket normalfördelat. Med betafördelat upptryck får de ingående parametrarna ungefär lika stor inverkan på β -värdet som med normalfördelat upptryck, vilket innebär att cirkeldiagrammen får likvärdigt utseende.

Momentet av istrycket ökar inte i samma utsträckning som momentet av egentynghen och upptrycket. Då dammhöjden ökas från 15 till 30 meter så fördubblas isens hävarm. Eftersom istrycket hålls konstant ökar därmed istryckets moment med faktorn 2. Det här är en liten ökning i förhållande till egentynghen och upptrycket som ökar med faktorn 7 respektive 7,6.



Figur 4.4 Egentyngdens, upptryckets och islastens inverkan på β -värdet för massivdammar med normalfördelat upptryck, $h=15$ meter (tv) och $h=30$ meter (th).

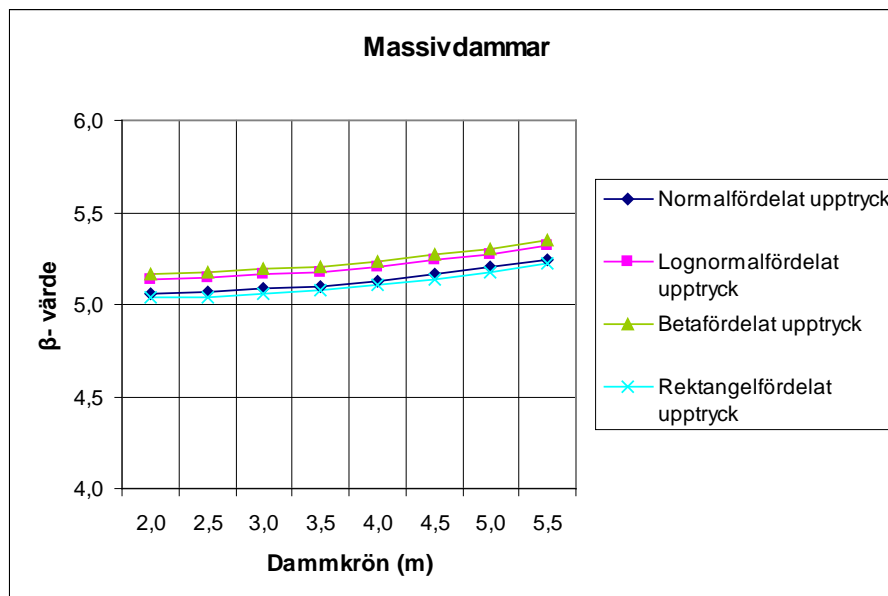
4.1.1.2 β -värde som funktion av krönbredd

För att undersöka hur säkerheten påverkas av dammens krönbredd dimensioneras massivdammar för en given dammhöjd, $h=24$ m, där krönbredden ökas. Dimensioner redovisas i tabell 4.2.

Tabell 4.2 Dimensioner för massivdamm med varierande krönbredd.

Höjd (m)	Krön (m)	Längd (m)	Lutning nedströms (°)	Fribord (m)
24	2,0	20,82	50	1,68
24	2,5	20,75	50	1,68
24	3,0	20,66	50	1,68
24	3,5	20,53	50	1,68
24	4,0	20,38	50	1,68
24	4,5	20,20	50	1,68
24	5,0	19,98	50	1,68
24	5,5	19,72	50	1,68

Tyngdpunkten av betongen i dammen förskjuts mot uppströmssidan vilket innebär en längre hävarm och ger därmed ett större stabiliserande moment. Det här leder till en minskning av dammens längd och basarea. Då basarean minskar reduceras upptrycket. Resultatet, som framgår av figur 4.5, blir att med ökad krönbredd stiger β -värdet i liten grad.



Figur 4.5 β -värde som funktion av varierande dammskrön för massivdammar.

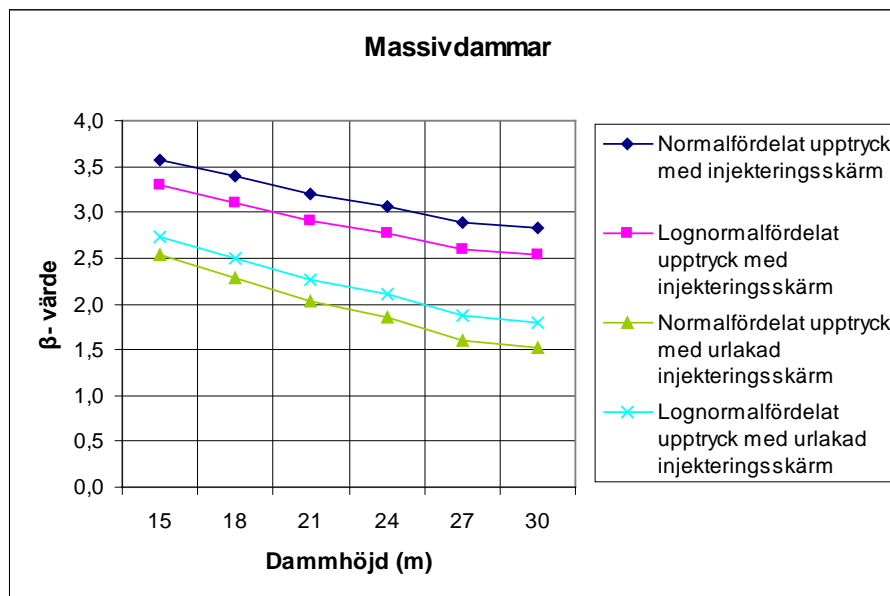
4.1.1.3 Injekteringsskärm

För att visa hur en fullt fungerande injekteringsskärm påverkar betavärdet i förhållande till en urlakad, dimensioneras massivdammar med injekteringsskärm enligt RIDAS. I tabell 4.3 visas de erhållna dimensionerna.

Tabell 4.3 Dimensioner för massivdammar med injekteringsskärm.

Höjd (m)	Längd (m)	Krön (m)	Lutning nedströms (°)	Fribord (m)
15	10,50	4,0	50	1,29
18	12,24	4,5	50	1,29
21	13,94	4,5	50	1,68
24	15,83	5,0	50	1,68
27	18,07	5,0	50	1,68
30	20,03	5,5	50	1,68

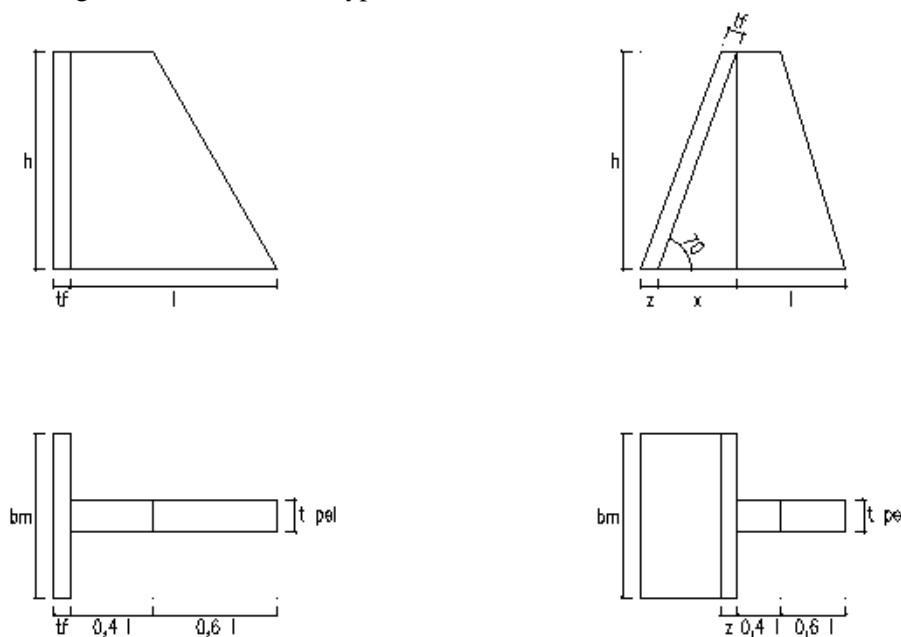
För en stabil massivdamm enligt RIDAS, $h=21\text{m}$, åskådliggörs i figur 4.6 hur β -värdet sjunker med ökad dammhöjd. Figuren visar även att β -värdet sjunker efter urlakning av injekteringsskärm då upptrycket antas vara normal- och lognormalfördelat. Enligt RIDAS riktlinjer reducerar injekteringsskärmen upptrycket med 50 %, se figur 2.14. Vid urlakad injekteringsskärm erhålls ett betydligt lägre β -värde. En injekteringsskärm skall endast betraktas som en säkerhet utöver det vanliga såvida inte tryckmätning och återinjektering utförs kontinuerligt. Motsvarande resonemang förs i det exceptionella lastfallet.



Figur 4.6 β -värde som funktion av dammhöjd (15-30m) för massivdammar före och efter urlakning av injekteringsskärm.

4.1.2 Lamelldammar

Lamelldammarna, som är dimensionerade enligt RIDAS, är framtagna med hjälp av ritningar över Vattenfalls befintliga dammar i Sverige. Figur 4.7 illustrerar utformningen av lamelldammar typ 1 och 2.



Figur 4.7 Tvärsektion och plan för lamelldammar med vertikal frontplatta (t.v.) och lutande frontplatta (t.h.).

Dimensioner för stabila lamelldammar av typ 1 enligt RIDAS redovisas i tabell 4.4. Höjden varierar från 9 till 39 meter.

Tabell 4.4 Dimensioner för lamelldammar av typ 1.

Höjd (m)	Längd (m)	Bredd monolit (m)	Tjocklek frontplatta (m)	Tjocklek pelare (m)	Fribord (m)
9	11,80	8	0,8	1,60	1,21
12	13,68	10	1,0	2,00	1,29
15	15,91	12	1,2	2,40	1,29
18	18,31	14	1,4	2,80	1,29
21	20,13	16	1,6	3,20	1,68
24	22,74	18	1,8	3,60	1,68
27	24,29	18	2,0	4,00	1,68
33	27,27	18	2,4	4,80	1,68
39	30,08	18	2,8	5,60	1,68

Dimensioner för stabila lamelldammar av typ 2 enligt RIDAS redovisas i tabell 4.5. Höjden varierar från 9 till 39 meter.

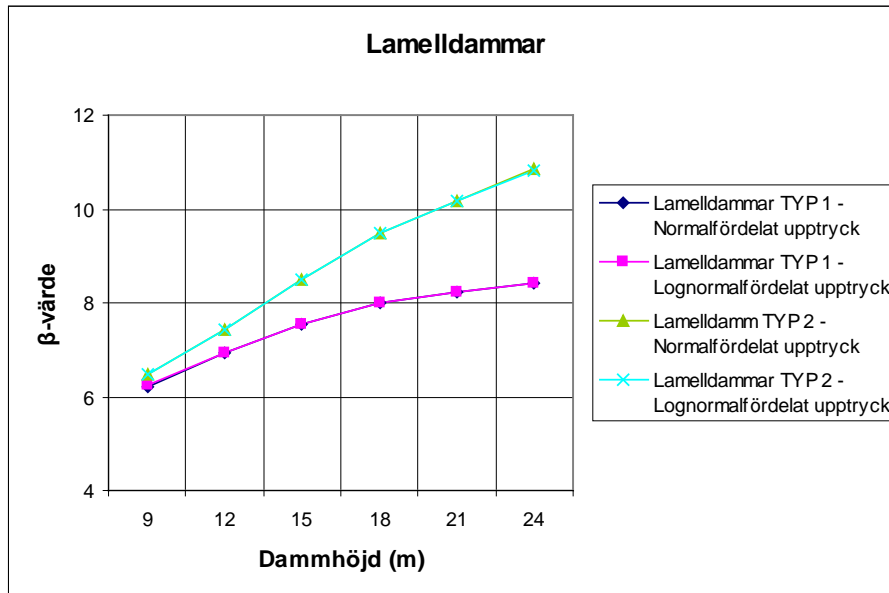
Tabell 4.5 Dimensioner för lamelldammar av typ 2.

Höjd (m)	Längd (m)	x (m)	Bredd monolit (m)	Tjocklek frontplatta (m)	Tjocklek pelare (m)	Fribord (m)
9	7,85	3,28	8	0,8	1,60	1,21
12	8,35	4,37	10	1,0	2,00	1,29
15	9,15	5,46	12	1,2	2,40	1,29
18	10,11	6,55	14	1,4	2,80	1,29
21	10,78	7,64	16	1,6	3,20	1,68
24	11,92	8,74	18	1,8	3,60	1,68
27	12,57	9,83	18	2,0	4,00	1,68
33	13,84	12,01	18	2,4	4,80	1,68
39	15,03	14,19	18	2,8	5,60	1,68

4.1.2.1 β -värde som funktion av dammhöjd

Till skillnad från massivdammar ökar β -värdet med ökad dammhöjd för lamelldammar enligt figur 4.8. Jämfört med massivdammar så består lamelldammar av en mindre mängd betong, men som utnyttjas till en högre grad. Det här beror på att tyngdpunkten för betongen i lamelldammar har en längre hävarm till stjälpningsaxeln än massivdammar. Basarean för lamelldammar är relativt liten i förhållande till massivdammar och uptrycket verkar dessutom endast på en begränsad del. Men på samma sätt som för egentygden får uptrycket en längre hävarm med ökad dammhöjd.

Säkerhet mot stjälpning för lamelldammar av typ 2 ökar med höjden i större utsträckning än för typ 1. För lamelldammar av typ 2 med lutande frontplatta genereras en vertikal kraftkomponent av vattenlasten som bidrar till det stabiliserande momentet. Kraftkomponenten tilltar med ökad dammhöjd och leder till en hastigare ökning av β -värdet än för lamelldammar av typ 1.

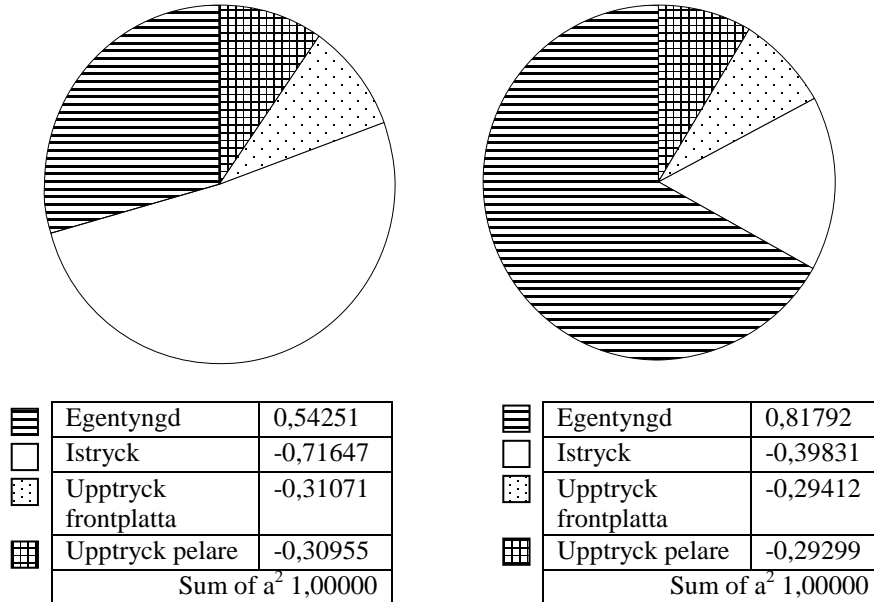


Figur 4.8 β -värde som funktion av dammhöjd (9-24m) för lamelldammar.

Momentet av istryck och upptryck är variabler med höga COV. I figur 4.9 visas att de här variablernas inverkan på β -värdet minskar vid ökad dammhöjd, samtidigt som inverkan av egentynghetsmoment, med lågt COV, ökar. Det här innebär att β -värdet tilltar med ökad dammhöjd.

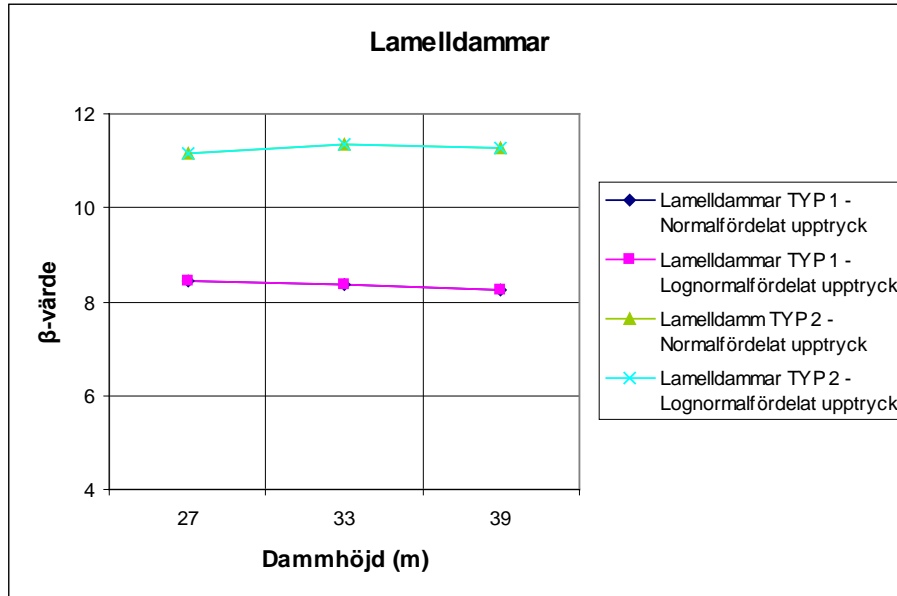
Vid ökning av dammhöjden från 12 till 24 meter i stabilitetsberäkningen ökar momentet av istrycket med en faktor 3,8. Det här är betydligt mindre än ökningen av momenten av egentynghet och upptryck, som tilltar med faktorerna 10,3 respektive 11,3.

Enligt figur 4.9 sjunker inverkan av det trunkerade upptrycket då dammhöjden fördubblas. Vid ett icke-trunkerat upptryck skulle dess inverkan på β -värdet öka.



Figur 4.9 Egentyngdens, upstryckets och islastens inverkan på β -värdet för lamelldammar typ 1, h=12 meter (tv) och h=24 meter (th).

För högre lamelldammar, 27-39 meter, hålls bredden på monoliten konstant, 18 meter. Övriga tvärsnittsdimensioner ökas linjärt på samma sätt som för övriga lamelldammar. Egentyngdens tyngdpunkt flyttas i högre utsträckning mot stjälpningsaxeln då bredden på monoliten hålls konstant och egentyngdens moment blir mindre i förhållande till upstryckets. I figur 4.10 visas att kurvorna övergår till att vara oföränderliga för höga höjder i jämförelse med kurvorna i figur 4.8, där de är stigande. Anledningen kan vara att egentyngden får en mindre inverkan på β -värdet än för höjderna 9-24 meter.



Figur 4.10 β -värde som funktion av dammhöjd (27-39m) för lamelldammar.

4.2 Stjälpningsfall - Exceptionellt lastfall

För exceptionellt lastfall sätts vattenytan vid betongdammens krön och inget istryck. Resultaten för de exceptionella lastfallen jämförs med slutsatserna för de vanliga lastfallen. Orsaker till skillnader och likheter analyseras. I det exceptionella lastfallet anges säkerhetsfaktorn s_g i RIDAS som ett lägre värde än för det vanliga lastfallet. Det här resulterar i ett generellt lägre β -värde än vid vanligt lastfall. Sannolikheten, att fallet då vattenytan står ända upp till dammkrönet inträffar kan antas vara väldigt liten och därför kan ett lägre β -värde tillåtas.

4.2.1 Massivdammar

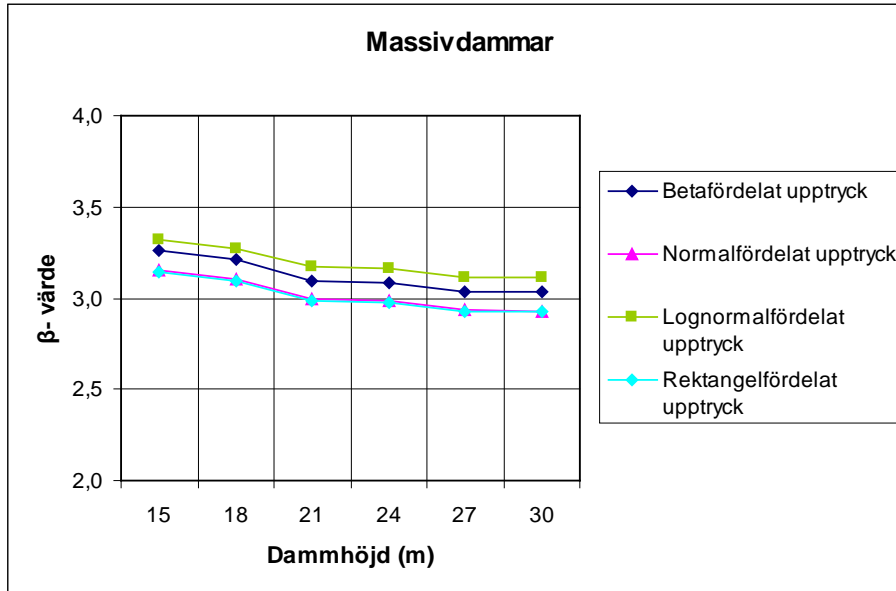
Dimensioner för stabila massivdammar enligt RIDAS redovisas i tabell 4.6. Höjden varierar från 15 till 30 meter.

Tabell 4.6 Dimensioner för massivdammar.

Höjd (m)	Längd (m)	Krön (m)	Lutning nedströms (°)	Fribord (m)
15	11,16	4,0	0,85	0
18	13,64	4,5	0,85	0
21	16,43	4,5	0,85	0
24	18,87	5,0	0,85	0
27	21,58	5,0	0,85	0
30	24,00	5,5	0,85	0

4.2.1.1 β -värde som funktion av dammhöjd

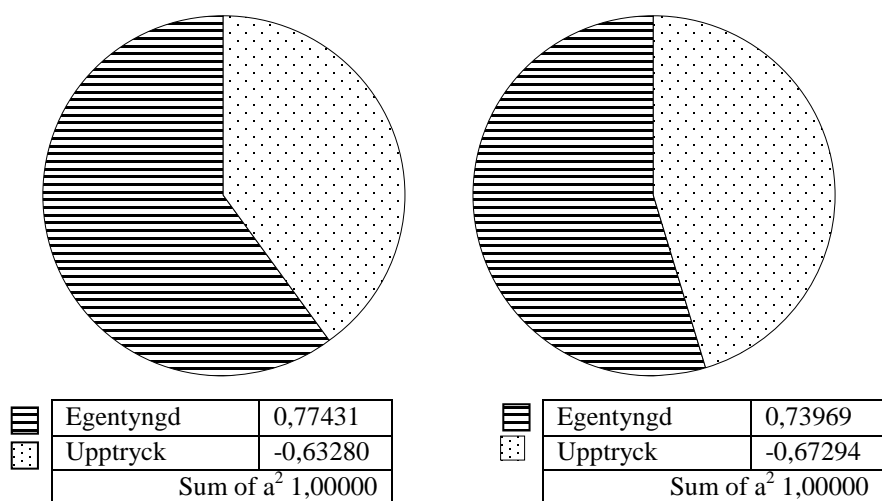
För det exceptionella lastfallet, som visas i figur 4.11, sjunker β -värdet med ökad dammhöjd liksom för det vanliga lastfallet. Erhållet β -värde är dock avsevärt lägre för det exceptionella lastfallet. Det här beror på att dammen dimensioneras i det exceptionella lastfallet med en lägre säkerhetsfaktor som gör att mothållande moment blir mindre i förhållande till stjälpande moment. Det här innebär att säkerhetsindex β automatiskt blir lägre. Momentet av islasten uteblir för det exceptionella lastfallet vilket bidrar till att kurvan inte faller lika mycket.



Figur 4.11 β -värde som funktion av dammhöjd (15-30m) för massivdammar.

I figur 4.12 belyses skillnaden mellan de ingående momentens inverkan på β -värdet för massivdammar, dammhöjd 15 och 30 meter, i det exceptionella lastfallet. Som synes är skillnaden av inverkan på β -värdet markant liten mellan momentet av uptrycket och egentynghden då dammhöjden ökar.

I stabilitetsberäkningen ökar momentet av egentynghden med fördubblad dammhöjd med faktorn 8,7 samtidigt som momentet av uptrycket tilltar med faktorn 9,2. Uptrycket får större inverkan på β -värdet med ökad dammhöjd på grund av att momentet av uptrycket ökar med en större faktor och har högre COV.



Figur 4.12 Olika parametrars inverkan på β -värdet för massivdamm 15 meter (tv) och 30meter (th).

4.2.2 Lamelldammar

Dimensioner för stabila lamelldammar av typ 1 enligt RIDAS redovisas i tabell 4.7. Höjden varierar från 9 till 39 meter.

Tabell 4.7 Dimensioner för lamelldammar av typ 1.

Höjd (m)	Längd (m)	Bredd monolit (m)	Tjocklek frontplatta (m)	Tjocklek pelare (m)	Fribord (m)
9	7,71	8	0,8	1,60	0
12	10,42	10	1,0	2,00	0
15	13,13	12	1,2	2,40	0
18	15,84	14	1,4	2,80	0
21	18,56	16	1,6	3,20	0
24	21,27	18	1,8	3,60	0
27	22,94	18	2,0	4,00	0
33	26,01	18	2,4	4,80	0
39	28,81	18	2,8	5,60	0

Dimensioner för stabila lamelldammar av typ 2 enligt RIDAS redovisas i tabell 4.8. Höjden varierar från 9 till 39 meter.

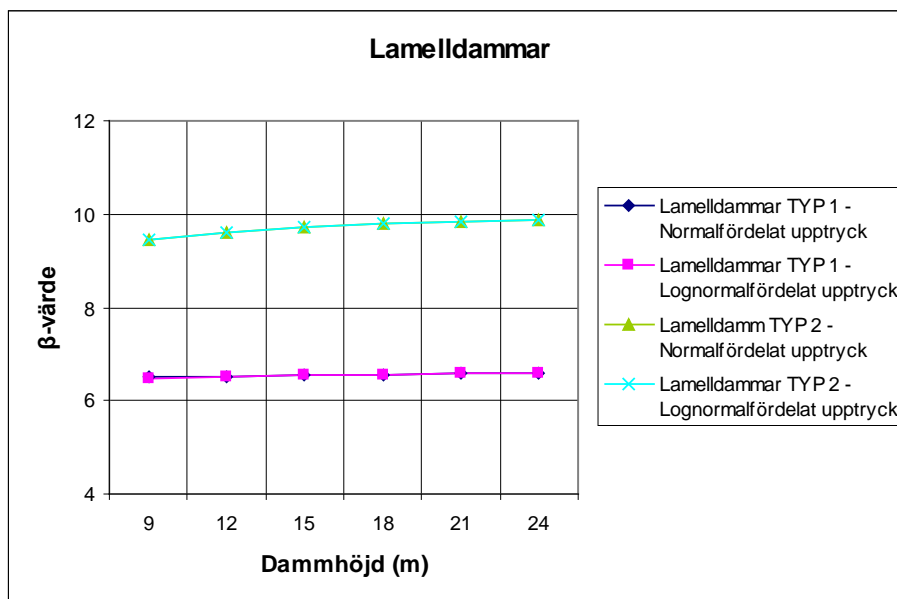
Tabell 4.8 Dimensioner för lamelldammar av typ 2.

Höjd (m)	Längd (m)	x (m)	Bredd monolit (m)	Tjocklek frontplatta (m)	Tjocklek pelare (m)	Fribord (m)
9	3,55	3,28	8	0,8	1,60	0
12	4,78	4,37	10	1,0	2,00	0
15	6,02	5,46	12	1,2	2,40	0
18	7,26	6,55	14	1,4	2,80	0
21	8,49	7,64	16	1,6	3,20	0
24	9,73	8,74	18	1,8	3,60	0
27	10,53	9,83	18	2,0	4,00	0
33	11,94	12,01	18	2,4	4,80	0
39	13,17	14,19	18	2,8	5,60	0

4.2.2.1 β -värde som funktion av dammhöjd

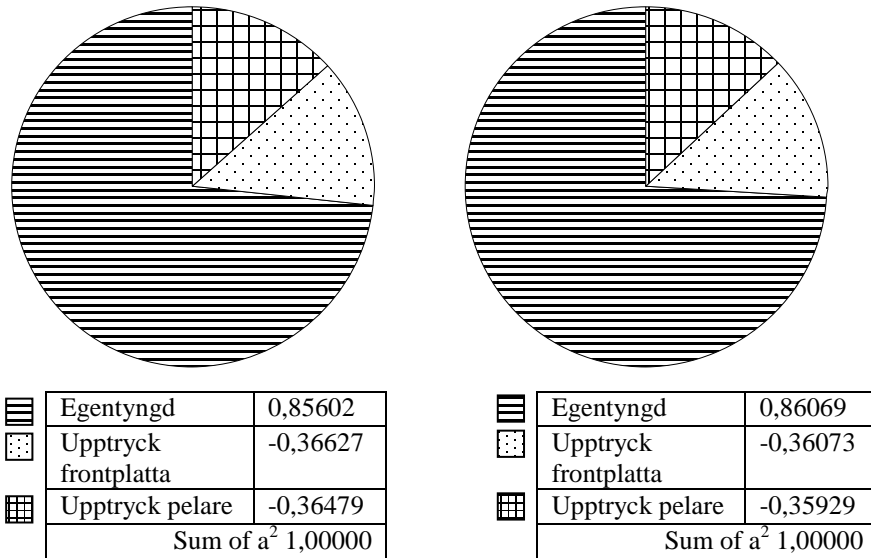
I tillförlitlighetsanalys av lamelldammar vid exceptionellt lastfall varierar β -värdet mindre än vid normalt lastfall. Figur 4.13 illustrerar att kurvorna för β -värdet stiger marginellt för ökande dammhöjd. Anledningen till den här företeelsen är att inget istryck verkar på dammen vid exceptionellt lastfall.

I det vanliga lastfallet reduceras istryckets inverkan på β -värdet med ökad dammhöjd. Istrycket hålls konstant i det vanliga lastfallet och momentet av istrycket ökar med en låg faktor i förhållande till övriga moment, vilket bidrar till ett högre β -värde för tilltagande dammhöjd. Eftersom istrycket inte existerar i det exceptionella lastfallet sker vid ökad dammhöjd ingen större förändring av egentygndens och upptryckets inverkan på β -värdet. Lamelldammar av typ 2 är betydligt säkrare på grund av den vertikala, stabiliserande vattenkraften.



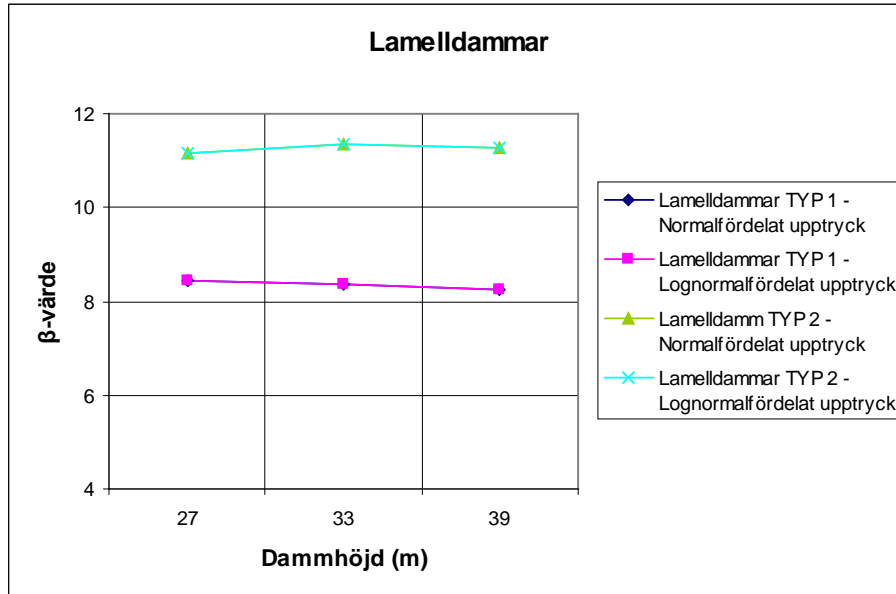
Figur 4.13 β -värde som funktion av dammhöjd (9-24m) för lamelldammar.

Då dammhöjden i stabilitetsberäkningen fördubblas ökar momentet av egentyngheten med faktorn 40,8 och momentet av upptrycket med faktorn 37. Den ringa förändringen av inverkan på β -värdet för momentet av egentyngheten och upptrycket, i figur 4.14, förklarar en marginell ökning av β -värdet.



Figur 4.14 Olika parametrars inverkan på β -värdet för lamelldamm typ 1 h=12 (tv) och h=24 m (th).

För högre lamelldammar, 27-39 meter, hålls bredden på monoliten konstant, 18 meter. Övriga tvärsnittsdimensioner ökar linjärt på samma sätt som för övriga lamelldammar. I figur 4.15 visas att kurvorna fortsätter vara oföränderliga. Resonemang kring det här förs på samma sätt som för dammhöjderna 9-24 meter.



Figur 4.15 β -värde som funktion av dammhöjd (27-39) för lamelldammar.

4.3 Glidningsfall – Vanligt lastfall

Glidningsfallet har analyserats för två olika lastfall, vanligt- och exceptionellt lastfall. För vanligt lastfall sätts vattenytan vid dämmningsgränsen (DG) och istrycket antas vara maximalt.

För glidningsfallet förefaller analysen betydligt mer svårtolkad än för stjälpningsfallet. Det här beror på att gränsfunktionen i tillförlitlighetsanalysen, ekvation 3.7: $g(R, S) = (c \cdot A) + (N \cdot \tan \phi) - T$, komplicerar lasternas inverkan på β -värdet.

Cirkeldiagrammen, som visar de ingående lasternas inverkan på β -värdet, för glidningsfallet domineras helt av kohesion och friktion vilket kan förefalla märkligt. I gränsfunktionen är kohesionen beroende av basarean och friktionen av den resulterande vertikala lasten. En trolig anledning till kohesionens framträdande roll i cirkeldiagrammen är dess höga variationskoefficient COV 70 %. Orsaken till att friktionen får en påfallande roll i cirkeldiagrammen kan vara att friktionen och den resulterande vertikala kraften, N, är beroende av varandra. Dessutom är N en funktion av G – U, egentygnd och upptryck, som båda är stokastiska variabler med olika variationskoefficienter, vilket försvårar tolkningen av cirkeldiagrammen.

Den resulterande horisontella kraften, T, som består av istryck och vattentryck, har enligt cirkeldiagrammen låg inverkan på β -värdet. Vattentrycket definieras som en konstant och presenteras alltså inte alls i cirkeldiagrammen. I stabilitetsberäkningen är istrycket detsamma för massivdammar, oavsett höjd, och ökar endast med monolitens bredd för lamelldammar, vilket är en liten ökning i förhållande till övriga laster.

4.3.1 Massivdammar

Dimensioner för stabila massivdammar enligt RIDAS redovisas i tabell 4.9. Höjden varierar från 15 till 30 meter.

Tabell 4.9 Dimensioner för massivdammar.

Höjd (m)	Längd (m)	Krön (m)	Lutning nedströms (°)	Fribord (m)
15	12,54	4	50	1,29
18	15,04	4,5	50	1,29
21	17,33	4,5	50	1,68
24	19,92	5	50	1,68
27	22,74	5	50	1,68
30	25,37	5,5	50	1,68

4.3.1.1 β -värde som funktion av dammhöjd

Förhållandet mellan de ingående variablernas tilltagande i gränsfunktionen, $g(R,S)$, studeras för två höjder av dammen. De ingående variablerna tilltar med olika faktorer, som erhålls från stabilitetsberäkningen enligt RIDAS. Fallet då dammhöjden

fördubblas studeras, med dammhöjd 15 meter som utgångsläge enligt ekvation 4.3 i jämförelse med fördubblad dammhöjd enligt ekvation 4.4.

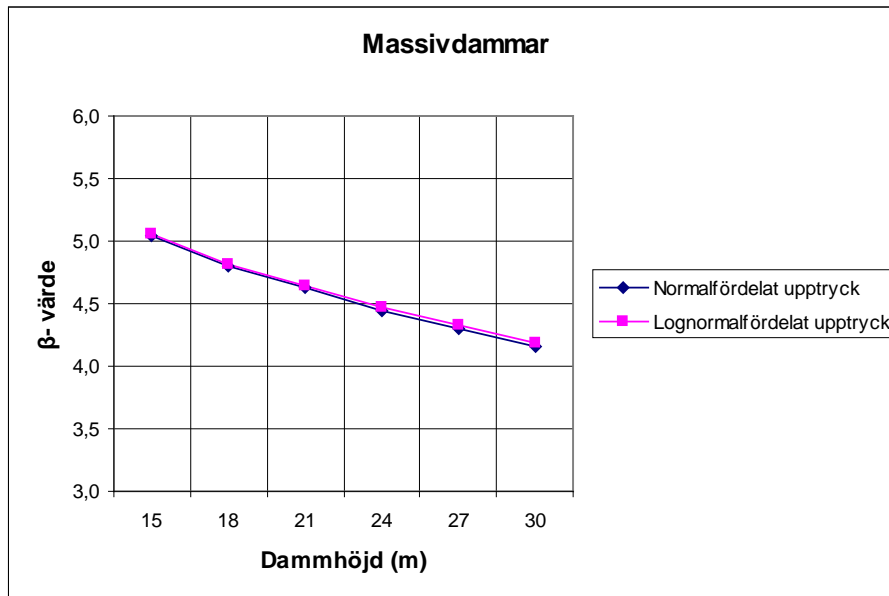
$$g(R, S)_{15m} = c \cdot A + N \cdot \tan(\phi) - T \quad (\text{ekv. 4.3})$$

$$g(R, S)_{30m} = (2,0 \cdot c \cdot A) + (3,7 \cdot N \cdot \tan(\phi)) - (3,7 \cdot T) \quad (\text{ekv. 4.4})$$

Ekvationerna visar att kohesionen tillsammans med basarean ökar med faktorn 2. Variablerna N och T, de resulterande vertikala och horisontella krafterna, växer lika mycket i förhållande till varandra, med faktorn 3,7.

Vid ökad dammhöjd ökar den totala skjuvhållfastheten inte i samma utsträckning som faktorn T och leder till en total reducerad effekt på hela uttrycket. Det här på grund av att kohesionen endast tilltar med faktorn 2, samtidigt som variablerna T och N tilltar med faktorn 3,7. Det här kan vara en anledning till att β -värdet minskar med ökad dammhöjd, enligt figur 4.16.

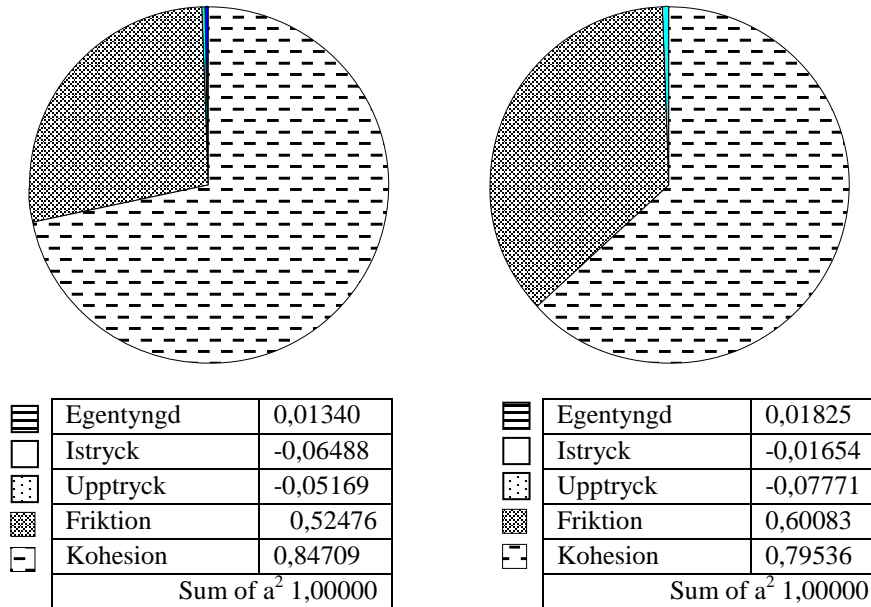
Ytterligare en anledning till att β -värdet minskar med ökad dammhöjd, kan bero av det interna förhållandet mellan egentygnd och upptryck. Upptrycket tilltar i större utsträckning än egentygnden, vilket innebär att differensen mellan dem minskar med höjden.



Figur 4.16 Betavärde som funktion av dammhöjd (15-30m) för massivdammar.

Då dammhöjden fördubblas från 15 till 30 meter så ökar basarean med faktorn 2 i stabilitetsberäkningen. Samtidigt tilltar den vertikala kraften med faktorn 3,7. Kohesionen beror av basarean och ökar därmed i mindre utsträckning än friktionen

som beror av de vertikala krafterna. Det här är det troliga skälet till cirkeldiagrammens utseende i figur 4.17.



Figur 4.17 Friktionens och kohesionens inverkan på β -värdet för massivdammar, $h=15$ meter (tv) och $h=30$ meter (th).

4.3.2 Lamelldammar

Dimensioner för stabila lamelldammar av typ 1 enligt RIDAS redovisas i tabell 4.10. Höjden varierar från 9 till 39 meter.

Tabell 4.10 Dimensioner för lamelldammar av typ 1.

Höjd (m)	Längd (m)	Bredd monolit (m)	Tjocklek frontplatta (m)	Tjocklek pelare (m)	Fribord (m)
9	18,74	8	0,8	1,60	1,21
12	21,21	10	1,0	2,00	1,29
15	24,94	12	1,2	2,40	1,29
18	29,14	14	1,4	2,80	1,29
21	32,06	16	1,6	3,20	1,68
24	36,69	18	1,8	3,60	1,68
27	37,35	18	2,0	4,00	1,68
33	38,54	18	2,4	4,80	1,68
39	39,55	18	2,8	5,60	1,68

Dimensioner för stabila lamelldammar av typ 2 enligt RIDAS redovisas i tabell 4.11. Höjden varierar från 9 till 39 meter.

Tabell 4.11 Dimensioner för lamelldammar av typ 2.

Höjd (m)	Längd (m)	x (m)	Bredd monolit (m)	Tjocklek frontplatta (m)	Tjocklek pelare (m)	Fribord (m)
9	12,29	3,28	8	0,8	1,60	1,21
12	12,32	4,37	10	1,0	2,00	1,29
15	13,51	5,46	12	1,2	2,40	1,29
18	15,18	6,55	14	1,4	2,80	1,29
21	15,97	7,64	16	1,6	3,20	1,68
24	18,06	8,74	18	1,8	3,60	1,68
27	17,60	9,83	18	2,0	4,00	1,68
33	16,71	12,01	18	2,4	4,80	1,68
39	15,78	14,19	18	2,8	5,60	1,68

4.3.2.1 β -värde som funktion av dammhöjd

På samma sätt som för massivdammen studeras, för två höjder av dammen, förhållandet mellan de ingående variabelernas tilltagande i stabilitetsberäkningen. I gränsfunktionen är utgångsläget 12 meter för dammhöjden, enligt ekvation 4.5, i jämförelse med fördubblad dammhöjd enligt ekvation 4.6.

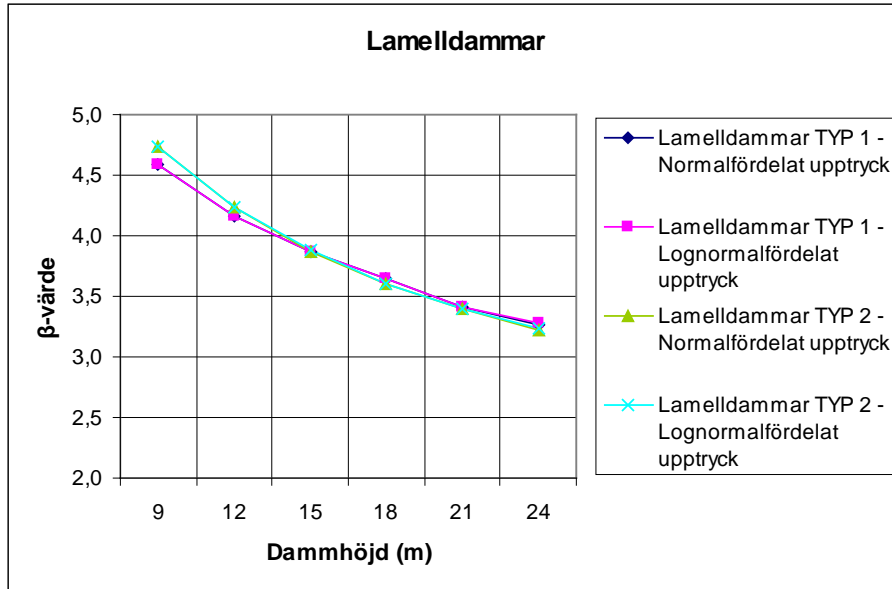
$$g(R, S)_{12m} = c \cdot A + N \cdot \tan(\phi) - T \quad (\text{ekv. 4.5})$$

$$g(R, S)_{24m} = (3,1 \cdot c \cdot A) + (6,3 \cdot N \cdot \tan(\phi)) - (6,3 \cdot T) \quad (\text{ekv. 4.6})$$

Anledningen till att β -värdet minskar med ökad dammhöjd, enligt figur 4.18, har sin grund i samma resonemang som för massivdammar. I gränsfunktionen för lamelldammar av typ 1 ökar kohesionen tillsammans med basarean med faktorn 3,1. Variablerna N och T växer lika mycket i förhållande till varandra, med faktorn 6,3.

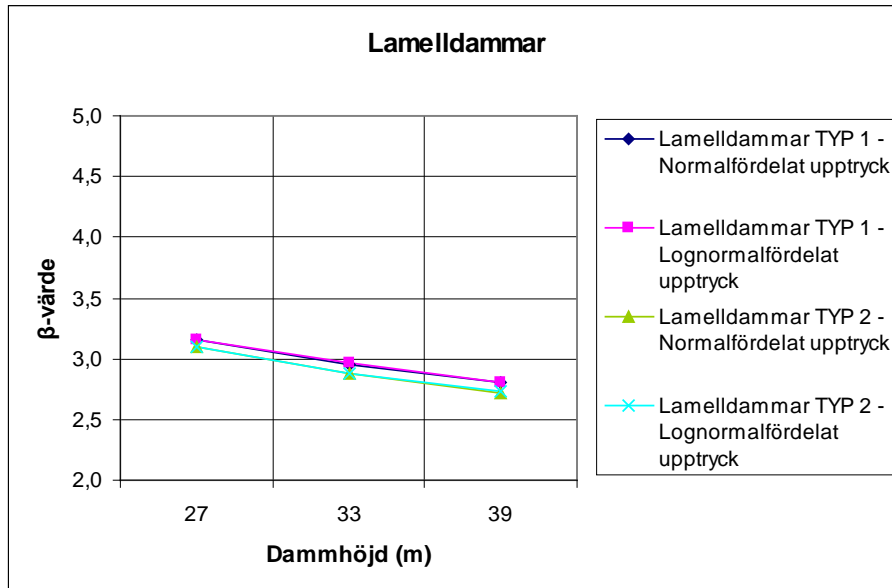
I jämförelse med massivdammar tilltar alla variabler med en större faktor för lamelldammar. På grund av en större differens mellan faktorerna för kohesion och den resulterande horisontella kraften avtar betavärdet, liksom för massivdammar, men i större utsträckning.

Ytterligare en anledning till att β -värde minskar med ökad dammhöjd, kan även i det här fallet bero av det interna förhållandet mellan egentygnd och upptryck. Upptrycket tilltar i större utsträckning än egentygnden, vilket i sin tur leder till att friktionskraften minskar.



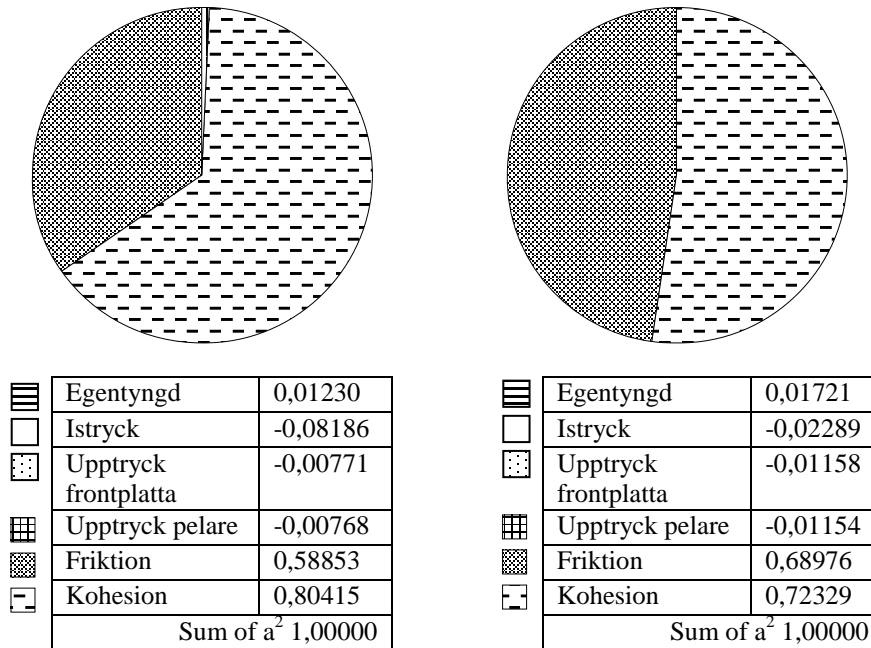
Figur 4.18 Betavärde som funktion av dammhöjd (9-24m) för lamelldammar.

Bredden på monoliten hålls konstant, 18 meter, för högre lamelldammar 27-39 meter. Övriga tvärsnittsdimensioner ökar linjärt på samma sätt som för övriga lamelldammar. Figur 4.19 visar att β -värdet varierar på samma sätt som för lägre lamelldammar.



Figur 4.19 Betavärde som funktion av dammhöjd (27-39m) för lamelldammar.

Orsaken till att friktionen får större inverkan för dammhöjden 24 meter än 12 meter i cirkeldiagrammet, figur 4.20, kan vara att den resulterande vertikala kraften tilltar med en större faktor än basarean. Basarean, och därmed även kohesionen, ökar med faktorn 3,1 då dammhöjden fördubblas. Den resulterande vertikala kraften tilltar med faktorn 6,3 och friktionen ökar därmed i större utsträckning än kohesionen.



Figur 4.20 Friktionens och kohesionens inverkan på β -värdet för lamelldammar av typ 1, h=12 meter (tv) och h=24 meter (th).

4.4 Glidningsfall - Exceptionellt lastfall

För exceptionellt lastfall sätts vattenytan vid betongdammens krön och inget istryck. Resultaten för de exceptionella lastfallen jämförs med slutsatserna för de vanliga lastfallen. Orsaker till skillnader och likheter analyseras. Som tidigare nämnts tillåts ett lägre β -värde i det exceptionella lastfallet, då sannolikheten att vattenytan står ända upp till dammkrönet inträffar är väldigt liten.

4.4.1 Massivdammar

Dimensioner för stabila massivdammar enligt RIDAS redovisas i tabell 4.12. Höjden varierar från 15 till 30 meter.

Tabell 4.12. Dimensioner för massivdammar.

Höjd (m)	Längd (m)	Krön (m)	Lutning nedströms (grader)	Fribord (m)
15	11,20	4	50	0
18	13,76	4,5	0	0
21	16,66	4,5	50	0
24	19,13	5	50	0
27	21,86	5	50	0
30	24,32	5,5	50	0

4.4.1.1 β -värde som funktion av dammhöjd

För det exceptionella lastfallet, som visas i figur 4.21, sjunker β -värdet liksom för det vanliga lastfallet. Erhållet β -värde är dock lägre för det exceptionella lastfallet. I gränsfunktionen används dammhöjd 15 meter som utgångsläge enligt ekvation 4.7 i jämförelse med fördubblad dammhöjd enligt ekvation 4.8. Variabeln för basarean tilltar med faktorn 2,2, samtidigt som N och T tilltar med faktorn 4,0.

$$g(R, S)_{15m} = c \cdot A + N \cdot \tan(\phi) - T \quad (\text{ekv. 4.7})$$

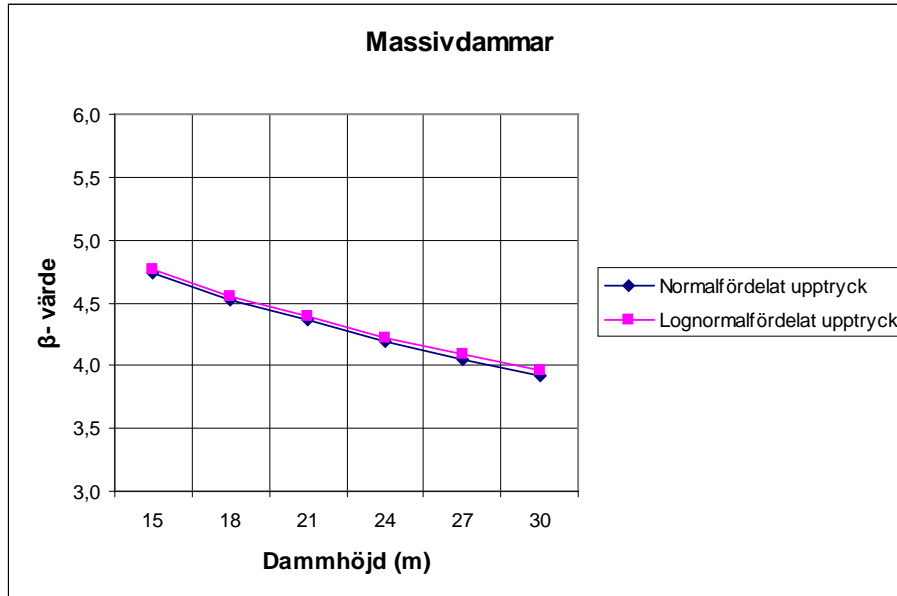
$$g(R, S)_{30m} = (2,2 \cdot c \cdot A) + (4,0 \cdot N \cdot \tan(\phi)) - (4,0 \cdot T) \quad (\text{ekv. 4.8})$$

Att kurvan för β -värdet sjunker på samma sätt som för det vanliga lastfallet beror på att förhållandet mellan de ingående variablerna varierar på motsvarande sätt.

Kvoten mellan de ingående variablerna för vanligt lastfall: $\frac{3,7}{2,0} = 1,85$

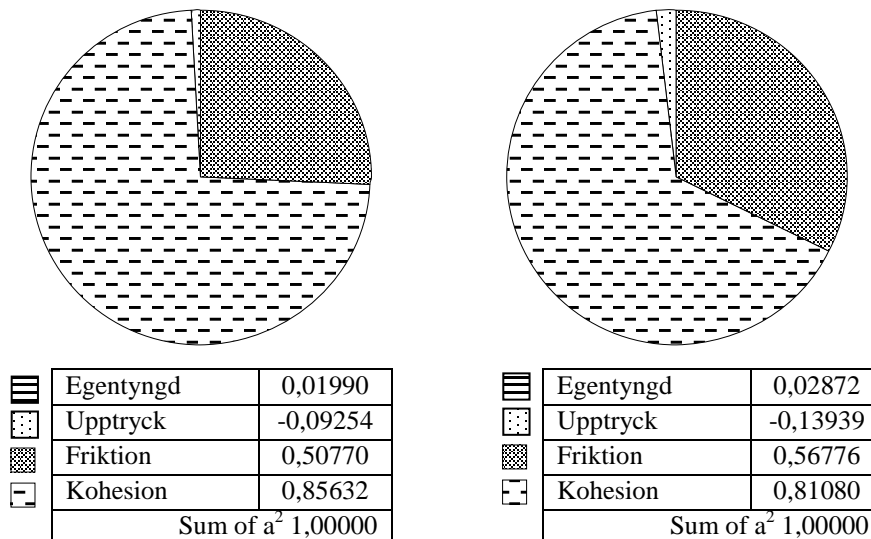
Kvoten mellan de ingående variablerna för exceptionellt lastfall: $\frac{4,0}{2,2} = 1,82$

Att ett lägre β -värde genereras för det exceptionella lastfallet beror på att säkerhetsfaktorn s_g är lägre än för det vanliga lastfallet.



Figur 4.21 Betavärde som funktion av dammhöjd (15-30m) för massivdammar.

Cirkeldiagrammen för de ingående variabelernas inverkan på β -värdet påvisar likartat resultat som för det vanliga lastfallet, bortsett från att istrycket inte är representerat. Då dammhöjden fördubblas så ökar basarean med faktorn 2,2 i stabilitetsberäkningen och samtidigt tilltar den vertikala kraften med faktorn 4,0. Kohesionen beror av basarean och ökar därmed i mindre utsträckning än friktionen som beror av de vertikala krafterna. Det här är förklaringen till diagrammets utseende i figur 4.22.



Figur 4.22 Ingående lasters inverkan på β -värdet för massivdammar, h=15 meter (tv) och h=30 meter (th).

4.4.2 Lamelldammar

Dimensioner för stabila lamelldammar av typ 1 enligt RIDAS redovisas i tabell 4.13. Höjden varierar från 9 till 39 meter.

Tabell 4.13 Dimensioner för lamelldammar av typ 1.

Höjd (m)	Längd (m)	Bredd monolit (m)	Tjocklek frontplatta (m)	Tjocklek pelare (m)	Fribord (m)
9	11,30	8	0,8	1,60	0
12	15,42	10	1,0	2,00	0
15	19,54	12	1,2	2,40	0
18	23,66	14	1,4	2,80	0
21	27,78	16	1,6	3,20	0
24	31,90	18	1,8	3,60	0
27	32,48	18	2,0	4,00	0
33	33,39	18	2,4	4,80	0
39	34,06	18	2,8	5,60	0

Dimensioner för stabila lamelldammar av typ 2 enligt RIDAS redovisas i tabell 4.14. Höjden varierar från 9 till 39 meter.

Tabell 4.14 Dimensioner för lamelldammar av typ 2.

Höjd (m)	Längd (m)	x (m)	Bredd monolit (m)	Tjocklek frontplatta (m)	Tjocklek pelare (m)	Fribord (m)
9	3,59	3,28	8	0,8	1,60	0
12	5,16	4,37	10	1,0	2,00	0
15	6,74	5,46	12	1,2	2,40	0
18	8,31	6,55	14	1,4	2,80	0
21	9,88	7,64	16	1,6	3,20	0
24	11,46	8,74	18	1,8	3,60	0
27	11,09	9,83	18	2,0	4,00	0
33	10,17	12,01	18	2,4	4,80	0
39	9,11	14,19	18	2,8	5,60	0

4.4.2.1 β -värde som funktion av dammhöjd

I gränsfunktionen används dammhöjd 12 meter som utgångsläge enligt ekvation 4.9 i jämförelse med fördubblad dammhöjd enligt ekvation 4.10. För lamelldamm typ 1 tilltar basarean med faktorn 3,6, samtidigt som N och T tilltar med faktorn 7,0.

$$g(R, S)_{12m} = c \cdot A + N \cdot \tan(\phi) - T \quad (\text{ekv. 4.9})$$

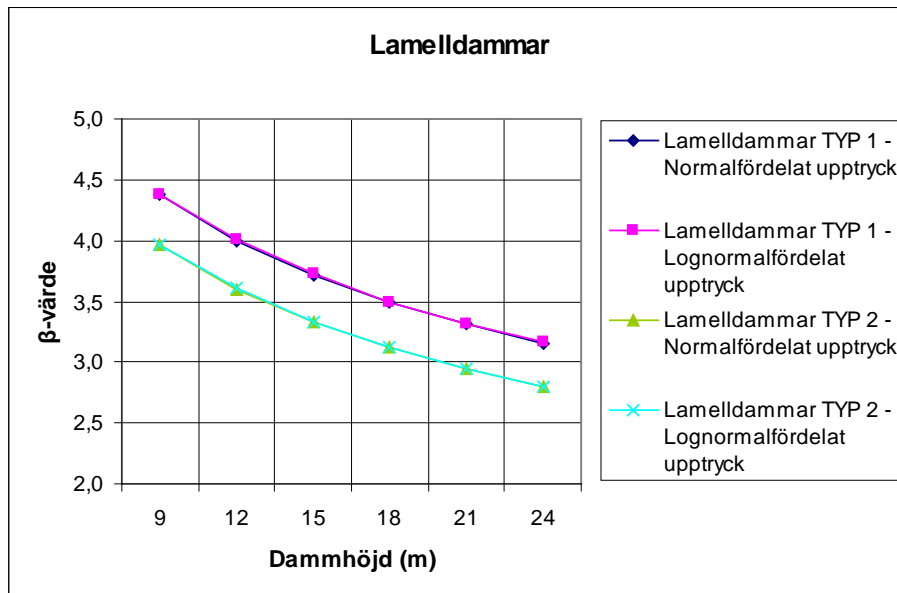
$$g(R, S)_{24m} = (3,6 \cdot c \cdot A) + (7,0 \cdot N \cdot \tan(\phi)) - (7,0 \cdot T) \quad (\text{ekv. 4.10})$$

För det exceptionella lastfallet, som visas i figur 4.23, sjunker β -värdet liksom för det vanliga lastfallet. Erhållet β -värde är lägre för det exceptionella lastfallet. Att kurvan för β -värdet sjunker på samma sätt som för det vanliga lastfallet beror på att förhållandet mellan de ingående variablerna varierar på motsvarande sätt.

Kvoten mellan de ingående variablerna för vanligt lastfall: $\frac{6,3}{3,1} = 2,03$

Kvoten mellan de ingående variablerna för exceptionellt lastfall: $\frac{7,0}{3,6} = 1,94$

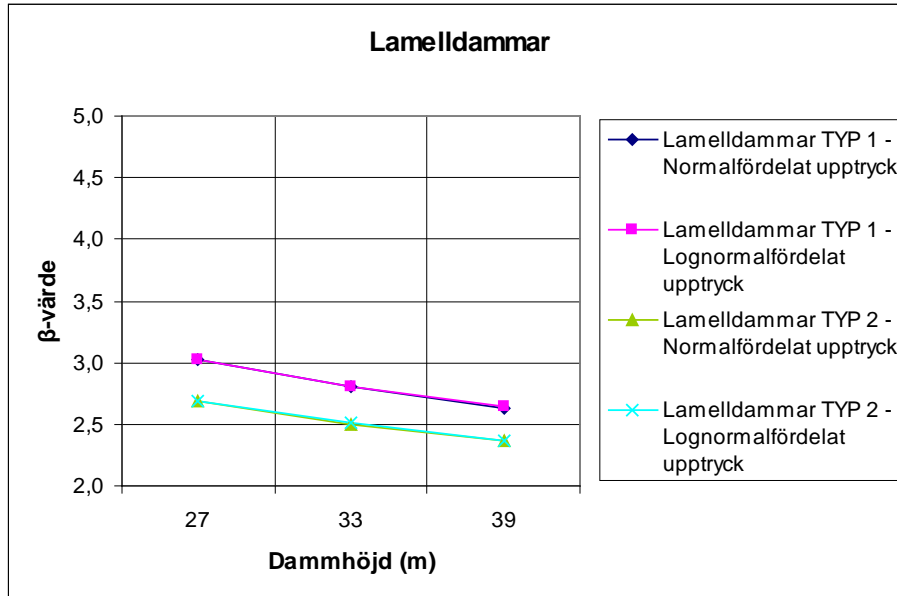
Att ett lägre β -värde genereras för det exceptionella lastfallet beror på att säkerhetsfaktorn s_g är lägre än för det vanliga lastfallet.



Figur 4.23 Betavärde som funktion av dammhöjd (9-24m) för lamelldammar.

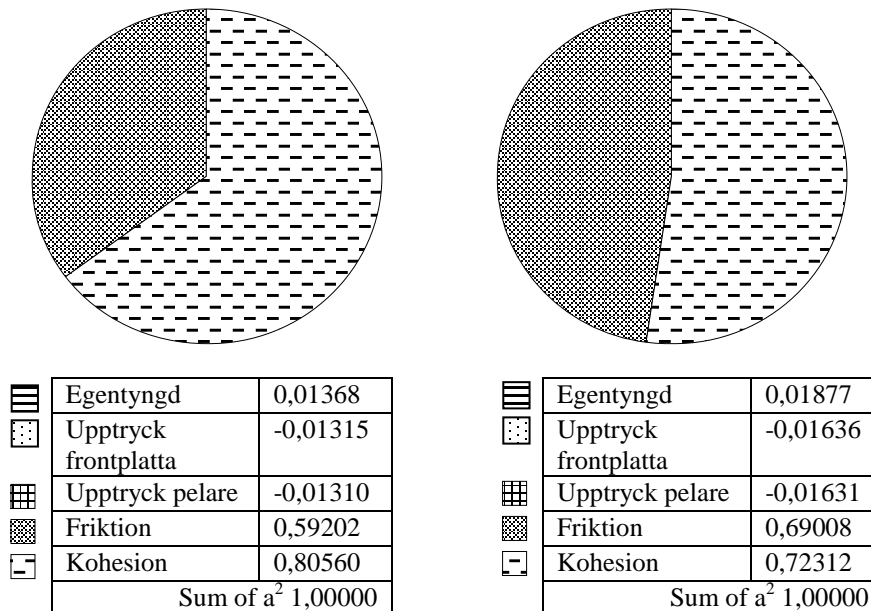
Bredden på monoliten hålls konstant, 18 meter, för högre lamelldammar 27-39 meter. Övriga tvärsnittsdimensioner ökar linjärt på samma sätt som för övriga lamelldammar. Figur 4.24 visas att β -värdet varierar på samma sätt som för lägre lamelldammar.

För exceptionellt lastfall i glidningsfallet visar, till skillnad från vanligt lastfall, figur 4.23 och 4.24 att lamelldammar typ 1 är säkrare än typ 2. Det här kan bero på att den vertikala vattenlasten ökar med högre vattennivå och bidrar till en mindre basarea. Eftersom kohesionen reduceras med basarean ger det här en reduktion av β -värdet och därmed är lamelldamm typ 2 osäkrare än typ 1.



Figur 4.24. Betavärde som funktion av dammhöjd (27-39m) för lamelldammar.

Orsaken till att friktionen får större inverkan för dammhöjden 24 meter än 12 meter i cirkeldiagrammet, figur 4.25, kan bero på att den resulterande vertikala kraften tilltar med en större faktor än basarean. Basarean, och därmed även kohesionen, ökar med faktorn 3,6 då dammhöjden fördubblas. Den resulterande vertikala kraften tilltar med faktorn 7,0 och friktionen ökar därmed i större utsträckning än kohesionen.



Figur 4.25 Ingående lasters inverkan på β -värdet för lamelldammar av typ 1, h=12 meter (tv) och h=24 meter (th).

4.5 Sammanställning av resultat

En sammanställning av hur säkerhetsindex β varierar för olika typdammar, brottmoder och lastfall presenteras i tabell 4.15.

Tabell 4.15 Sammanställning av resultat

Typdamm	Brottnod	Lastfall	Resultat för säkerhetsindex β
Massivdamm (h=15-30m)	Stjälpningsfall	Vanligt	Sjunker för ökad dammhöjd
		Exceptionellt	Sjunker för ökad dammhöjd
	Glidningsfall	Vanligt	Sjunker för ökad dammhöjd
		Exceptionellt	Sjunker för ökad dammhöjd
Massivdamm med injekteringsskärm (h=15-30m)	Stjälpningsfall	Vanligt	Sjunker för ökad dammhöjd
Lamelldamm typ 1 (h=9-24m)	Stjälpningsfall	Vanligt	Stiger för ökad dammhöjd
		Exceptionellt	Förändras inte för ökad dammhöjd
	Glidningsfall	Vanligt	Sjunker för ökad dammhöjd
		Exceptionellt	Sjunker för ökad dammhöjd
Lamelldamm typ 2 (h=9-24m)	Stjälpningsfall	Vanligt	Stiger för ökad dammhöjd
		Exceptionellt	Stiger för ökad dammhöjd
	Glidningsfall	Vanligt	Sjunker för ökad dammhöjd
		Exceptionellt	Sjunker för ökad dammhöjd

Hur säkerhetsindex β varierar med olika variabler presenteras i tabell 4.16.

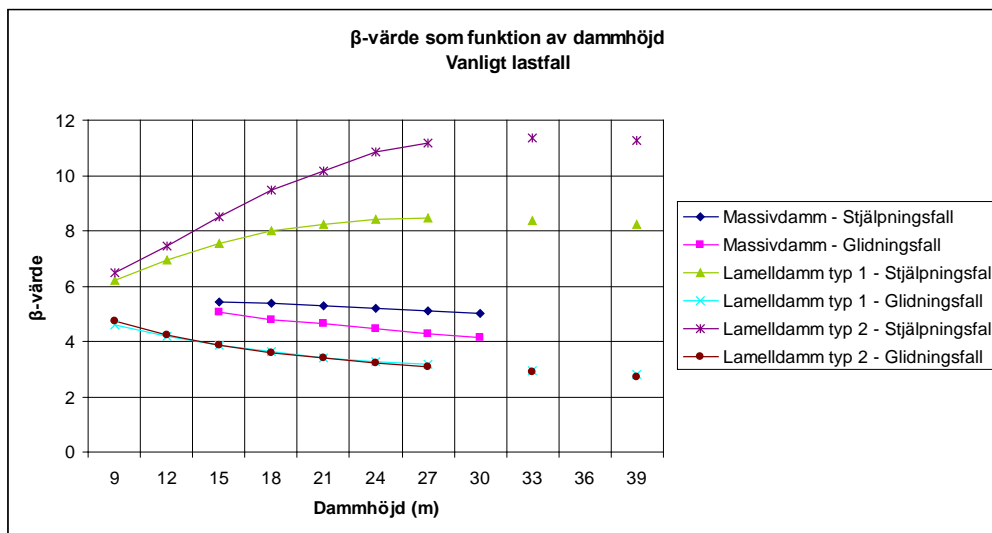
Tabell 4.16 Sammanställning av resultat

Variabel	Typdamm	Brottnod/ Lastfall	Resultat för säkerhetsindex β
Fribord (FB=0,2-1,8m)	Massivdamm	Stjälpning/ Vanligt	Förändras inte för ökad höjd av fribord
	Lamelldamm typ 1	Stjälpning/ Vanligt	Förändras inte för ökad höjd av fribord
Krönbredd (k=2,0-5,5m)	Massivdamm	Stjälpning/ Vanligt	Stiger för ökad krönbredd

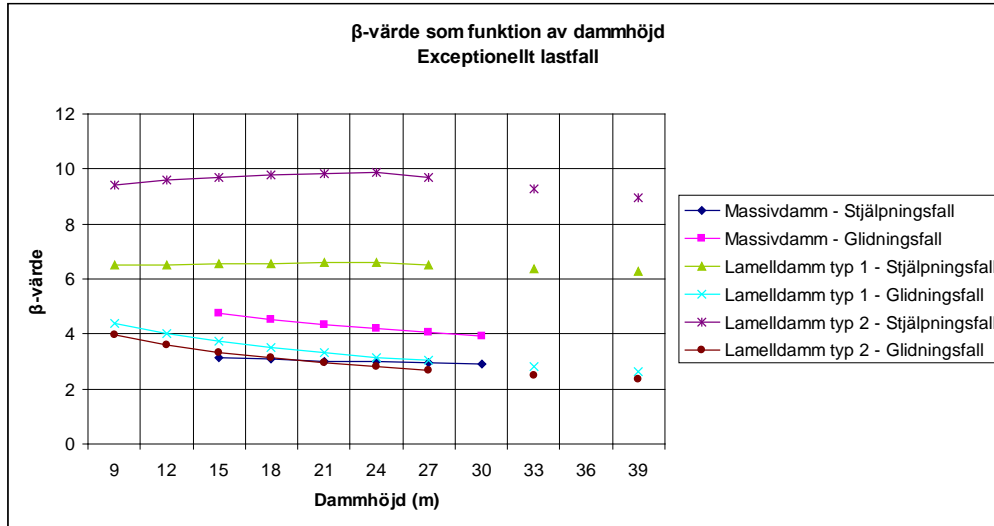
5. Diskussion

Det är önskvärt med samma säkerhetsindex β oberoende av typ av damm, dammhöjd och brottmod (stjälpnings- eller glidningsfall). Resultaten som har sammanställts i figur 5.1 och 5.2 ger en tydlig indikation på att β -värdet är beroende av alla de här faktorerna. Dock bör nämnas att om vissa av antagandena i rapporten gjorts på ett annorlunda sätt skulle det kunna leda till andra resultat. På grund av att samtliga villkor bygger på egna antaganden har ingen analys av eventuella felkällor utförts.

I det exceptionella lastfallet är β -värdet för motsvarande dammar och brottmoder lägre än i det vanliga lastfallet. Det här beror, som tidigare nämnts, på att säkerhetsfaktorn s_g för exceptionellt lastfall i RIDAS anges med ett lägre värde än för det vanliga lastfallet. Sannolikheten att exceptionellt lastfall inträffar är liten och därmed kan ett lägre säkerhetsindex β accepteras.



Figur 5.1 Betavärde som funktion av dammhöjd för vanligt lastfall. Normalfördelat uppträck.



Figur 5.2 Betavärde som funktion av dammhöjd för exceptionellt lastfall. Normalfördelat uppträck.

Glidningsfallet resulterar oftast i ett lägre β -värde än i stjälpningsfallet och blir i de fallen den dimensionerande brottmoden.

Det ursprungliga syftet med rapporten var att fastställa ett rimligt börvärde av säkerhetsindex β för betongdammar. Det här visade sig vara svårt då β -värdena varierade kraftigt för olika typdammar, höjder och brottmoder.

I BKR anges enligt tabell 2.1 ett börvärde för säkerhetsindex β i säkerhetsklass 3 som 4,8. Vad som är ett rimligt börvärde för dammar beror givetvis av konsekvensklass, men kan i enlighet med normerna i BKR och resultaten i figur 5.1 och 5.2 kunna anta värden som motsvarar säkerhetsklass 3 i BKR. För att kunna sätta ett tillförlitligt börvärde för säkerhetsindex β måste vidare forskning utföras.

6. Slutsats

Studien visar utifrån rapportens antaganden att:

- Säkerhetsindex β beror av dammtyp enligt följande:
 - Massivdammar är generellt säkrare än lamelldammar med avseende på brottmoden glidning.
 - Säkerheten mot stjälpning är störst för lamelldammar, främst lamelldammar med lutande frontplatta.
 - Eftersom brottmoden glidning är dimensionerande bör massivdammar anses generellt säkrare.
- Säkerhetsindex β varierar beroende av dammhöjd enligt följande:
 - För massivdammar sjunker β -värdet med ökad dammhöjd i båda brottmoderna.
 - För lamelldammar sker en ökning av säkerhetsindex β med ökad dammhöjd i stjälpningsfallet och i glidningsfallet sker en minskning.
- Säkerhetsindex β varierar beroende av brottmod enligt följande:
 - För lamelldammar är skillnaden i säkerhetsindex β stor för brottmoderna stjälpning och glidning. Glidningsfallet är det som ger lägst β -värde trots att antagandet gjorts med grundläggning på berg av god kvalitet.
 - Massivdammar ger ett mer önskvärt β -värde då skillnaden mellan brottmoderna inte är lika stor.

7. Litteraturförteckning

Litteratur

Bergh Hans, 2004, *Kompendium i vattenbyggnad*, Kursmaterial i Mark- och Vattenteknik avd Vattenbyggnad vid Kungliga Tekniska Högskolan (KTH), Stockholm

Carlsson Fredrik, 2006, *Modelling of traffic loads on bridges - Based on Measurements of real traffic loads in Sweden*, Rapport TVBK-1032, Lund

CIB Commission W81, 1989, *Actions on Structures Self-weight loads*, Publikation nr. 115, Rotterdam.

Ditlevsen Ove, 1988, *Stochastic model of self-weight load*, Journal of Structural Engineering, ASCE Vol 113, No 1.

Ekström Tomas, 2002, *Dammsäkerhet – Istaster mot hydrauliska konstruktioner med inriktning mot betongdammar*, Elforsk Rapport 02:03.

Jepsson Joakim, 2003, *Reliability-based assessment procedures for existing concrete structure*, Rapport TVBK-1026, Lund

Melchers Robert E, 1999, *Structural reliability analysis and prediction*, Andra upplagan, England, Wiley

RCP Reliability consulting programs, 1998, *Strurel a structural reliability analysis program system*, München

Reinius Erling, 1962/1968, *Vattenbyggnad del 3 – Dambyggnader*, Ny upplaga, Stockholm

RIDAS Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet i Sverige, 2006

Ruggeri Giovanni & European Working group, 2001, *Uplift pressures under concrete dams – final report*, In procs. Från ICOLD European Symposium in Geiranger, 2001.

Svensson Conny, 2001, *Kompendium i teknisk geologi*, Kursmaterial i Teknisk Geologi AK vid Lunds Tekniska Högskola (LTH).

VAST Kraftverksföreningens Utvecklingsstiftelse, 1991, *Betong i vattenkraftanläggningar*, Uppsala AW Grafiska.

Wiberg Ulrika, Eriksson Harald & Engström Åke, 2001, *Betongdammar*, Kursmaterial i Dammar och Dammsäkerhet vid Kungliga Tekniska Högskolan (KTH), Kraftverksföreningen, Stockholm.

Westberg Marie, 2007, *Reliability based evaluation of concrete dams*, Rapport TVBK, Lund

Muntliga källor

Westberg Marie, Vattenfall AB Vattenkraft, 2006-10-14, tel. 08-7397688

Appendix

A. Kontroll av kärngräns för lamelldamm typ 1	s. 84
B. Fribord av Vattenfalls befintliga dammar	s. 88
C. Beräkning av dammdimensioner	s. 89
D. Beräkning av trunkeringsgränser	s. 98
E. Upptrycksparametrar för betafördelning	s. 100
F. Diagram: standardavvikelse för upptryck	s. 101
G. Diagram: variationskoefficient för friktion	s. 102
H. Diagram: standardavvikelse för kohesion	s. 103
I. Stabilitetsberäkning	s. 104

A. Kontroll av kärngräns för lamelldamm typ 1

Beräkning av kärngräns för lamelldamm typ1

Beräkningarna avser stjälpningsfall, vanligt lastfall, där benämningen ”övre” refererar till uppströmssida och benämningen ”undre” till nedströmssida.

$bm := 8;$	bredd monolit (m)
$tf := 0.1 \cdot bm$	tjocklek frontplatta (m)
$tpel := 0.2 \cdot bm;$	tjocklek pelare (m)
$l := 10.94;$	dammlängd (m)
$A1 := bm \cdot tf;$	area del 1 (m ²)
$A2 := tpel \cdot l;$	area del 2 (m ²)
$Atot := A1 + A2;$	total area (m ²)
$MA1 := A1 \cdot \left(l + \frac{tf}{2} \right);$	moment area del 1
$MA2 := A2 \cdot \left(\frac{l}{2} \right);$	moment area del 2
$Mtot := MA1 + MA2;$	moment total area
$x0 := \frac{Mtot}{Atot};$	läge tyngdpunkt
$I1 := \frac{bm \cdot tf^3}{12} + A1 \cdot \left(\left(l + \frac{tf}{2} \right) - x0 \right)^2;$	tröghetsmoment del 1
$I2 := \frac{tpel \cdot l^3}{12} + A2 \cdot \left(\frac{l}{2} - x0 \right)^2;$	tröghetsmoment del 2
$Itot := I1 + I2;$	totalt tröghetsmoment

Appendix

$$W_{\ddot{o}} := \frac{I_{tot}}{(l + tf) - x_0};$$

övre böjmotstånd

$$W_u := \frac{I_{tot}}{x_0};$$

undre böjmotstånd

$$e_{\ddot{o}} := \frac{W_u}{A_{tot}};$$

övre tyngdpunkt

$$e_u := \frac{W_{\ddot{o}}}{A_{tot}};$$

undre tyngdpunkt

$$Inter_{\ddot{o}} := (l + tf) - (x_0 + e_{\ddot{o}});$$

beräknar övre gräns för kärngräns (m)

$$Inter_{\ddot{o}} = 2,6998$$

övre kärngräns (m)

$$Inter_u := (l + tf) - (x_0 - e_u);$$

beräknar undre gräns för kärngräns (m)

$$Inter_u = 7,6937$$

undre kärngräns (m)

Kontroll av kraftresultantens läge för lamelldamm typ 1

Beräkningarna avser stjälpningsfall, vanligt lastfall, där överdel refererar till uppströmssida och underdel till nedströmssida.

$h := 9;$	dammhöjd (m)
$l := 10,94;$	dammlängd(m)
$bm := 8;$	bredd monolit (m)
$tf := 0,1 \cdot bm;$	tjocklek frontplatta (m)
$tpel := 0,2 \cdot bm;$	tjocklek pelare (m)
$FB := 1,21;$	fribord (m ²)
$Gk := 23;$	egentyngd betong (kN/m ³)
$V := \frac{10 \cdot bm \cdot (h - FB)^2}{2};$	hydrostatiskttryck (kN)
$L_v := \frac{(h - FB)}{3};$	hävarm hydr. tryck (m)
$IS := 200 \cdot bm;$	istryck (kN)
$L_{is} := (h - FB) - \frac{1}{3};$	hävarm istryck (m)
$U1 := \frac{10 \cdot (h - FB) \cdot tf}{2} \cdot (bm - tpel);$	upptryck frontplatta (kN)
$Lu1 := \frac{tf}{3};$	hävarm upptryck fp. (m)
$U2 := \frac{10 \cdot (h - FB) \cdot \left(tf + \frac{tpel}{2} \right) \cdot tpel}{2};$	upptryck pelare (kN)
$Lu2 := \frac{\left(tf + \frac{tpel}{2} \right)}{3};$	hävarm upptryck pel. (m)

Appendix

$G1 := Gk \cdot (h \cdot bm \cdot tf);$	tyngd frontplatta (kN)
$Lg1 := \frac{tf}{2};$	hävarm egentyngd fp. (m)
$G2 := Gk \cdot (h \cdot 0,4 \cdot l \cdot tpel);$	tyngd pelare 1 (kN)
$Lg2 := tf + \frac{0,4 \cdot l}{2};$	hävarm pelare 1 (m)
$G3 := Gk \cdot \left(\frac{h}{2} \cdot 0,6 \cdot l \cdot tpel \right);$	tyngd pelare 2 (kN)
$Lg3 := tf + 0,4 \cdot l + \frac{0,6 \cdot l}{3};$	hävarm pelare 2 (m)
$(V \cdot Lv) + (IS \cdot Lis) = y \cdot (V + IS);$	jämviktsekvation
$y := \frac{(V \cdot Lv) + (IS \cdot Lis)}{(V + IS)};$	läge resulterande horisontella kraft (m)
$RH := V + IS;$	storlek resulterande horisontella kraft (kN)
$(G1 \cdot Lg1) + (G2 \cdot Lg2) + (G3 \cdot Lg3) - (U1 \cdot Lu1) - (U2 \cdot Lu2) =$ $= x \cdot (G1 + G2 + G3 - U1 - U2);$	jämviktsekvation
$x := \frac{(G1 \cdot Lg1) + (G2 \cdot Lg2) + (G3 \cdot Lg3) - (U1 \cdot Lu1) - (U2 \cdot Lu2)}{(G1 + G2 + G3 - U1 - U2)};$	läge för resulterande vertikala kraft (m)
$RV := G1 + G2 + G3 - U1 - U2;$	storlek resulterande vertikala kraft (kN)
$R := \text{sqrt}((RH)^2 + (RV)^2);$	resulterande kraft (kN)
$\beta := \arctan\left(\frac{RV}{RH}\right);$	vinkel resulterande kraft (°)
$z := x + y \cdot \tan\left(\left(\frac{3,14}{2}\right) - \beta\right);$	läge resulterande kraft (m)
$z = 8,6927$	löser ut z (m)

B. Fribord av Vattenfalls befintliga dammar

Sammanställning av fribordshöjder för Vattenfalls befintliga dammar i Sverige.

Dammhöjd (m)	Medel fribord (m)	Baserat på antal
0-5	0,591	46
5-10	1,206	30
10-20	1,289	30
20-45	1,675	7

C. Beräkning av dammdimensioner

Dimensionering av massivdamm i stjälpningsfallet

Beräkningarna avser stjälpningsfall, vanligt lastfall. För samtliga dammhöjder antas linjärt avtagande uppträck.

$s := 1.5;$	säkerhetsfaktor (RIDAS)
$h := 21;$	dammhöjd (m)
$\alpha := \left(\frac{50 \cdot \pi}{180}\right);$	vinkel nedströms sida
$FB := 1.68;$	höjd fribord (m)
$h_{is} := 1;$	tjocklek is (m)
$k := 4.5;$	krönbredd (m)
$IS := \left(h - FB - \frac{h_{is}}{3}\right) \cdot 200;$	moment istryck (kNm)
$V := \left(\frac{10 \cdot (h - FB)^3}{6}\right);$	mom. hydrostatiskttryck (kNm)
$U := \left(10 \cdot (h - FB) \cdot \frac{l^2}{3}\right);$	moment uppträck (kNm)
$G := 23 \cdot \left(h \cdot k \cdot \left(l - \frac{k}{2}\right) + \left(\frac{1}{3} \cdot (l - k)^3 \cdot \tan(\alpha)\right)\right);$	moment egentynngd (kNm)
$s \cdot (IS + V + U) = G;$	jämviktsekvation
$solve(s \cdot (IS + V + U) = G, l);$	löser ut dammens längd (m)
$l = 17.5259$	dammlängd (m)

Dimensionering av massivdamm i glidningsfallet

Beräkningarna avser glidningsfall, vanligt lastfall. För samtliga dammhöjder antas linjärt avtagande uppträck.

$\mu_{\text{ill}} := 0.75;$	frikionskoefficient (RIDAS)
$h := 21;$	dammhöjd (m)
$\alpha := \left(\frac{50 \cdot \pi}{180} \right);$	vinkel nedströms sida (rad)
$FB := 1.68;$	fribord (m)
$k := 4.5;$	krönbredd (m)
$IS := 200;$	moment istryck (kNm)
$V := \left(\frac{10 \cdot (h - FB)^2}{2} \right);$	moment hydrostatiskttryck (kNm)
$U := \left(10 \cdot (h - FB) \cdot \frac{l}{2} \right);$	moment uppträck (kNm)
$G := 23 \cdot \left((h \cdot k) + \frac{1}{2} \cdot (l - k)^2 \cdot \tan(\alpha) \right);$	moment egentygnd (kNm)
$\frac{(IS + V)}{(G - U)} = \mu_{\text{ill}};$	jämviktsekvation
$\text{solve} \left(\frac{(IS + V)}{(G - U)} = \mu_{\text{ill}}, l \right);$	löser ut dammens längd (m)
$l = 17.3287$	dammlängd (m)

Dimensionering av lamelldamm typ 1 i stjälpningsfallet

Beräkningarna avser stjälpningsfall, vanligt lastfall. För dammhöjder 9-24 meter antas fullt upptryck under frontplatta och linjärt avtagande upptryck under pelare till $\frac{tpel}{2}$.

För dammhöjder 27-39 meter antas linjärt avtagande upptryck under frontplatta, och linjärt avtagande upptryck under pelare till $\frac{tpel}{2}$.

$$s := 1.5; \quad \text{säkerhetsfaktor(RIDAS)}$$

$$h := 21; \quad \text{dammhöjd (m)}$$

$$FB := 1.68; \quad \text{höjd fribord (m)}$$

$$bm := 16; \quad \text{bredd monolit (m)}$$

$$tpel := (0,2 \cdot bm); \quad \text{tjocklek pelare (m)}$$

$$tf := (0,1 \cdot bm); \quad \text{tjocklek frontplatta (m)}$$

$$IS := (h - FB - \left(\frac{1}{3}\right)) \cdot (200 \cdot bm); \quad \text{moment istryck (kNm)}$$

$$V := \frac{10 \cdot (h - FB)^3 \cdot bm}{6}; \quad \text{moment hydr. tryck (kNm)}$$

$$U := \left(10 \cdot (h - FB) \cdot tf \cdot (bm - tpel) \cdot \left(l + \frac{tf}{2} \right) \right) +$$

$$\left(10 \cdot \frac{(h - FB)}{2} \left(tf + \frac{tpel}{2} \right) \cdot tpel \right) \cdot \left(l + tf - \left(\frac{tf + \frac{tpel}{2}}{3} \right) \right);$$

moment upptryck (kNm)

$$G := \left(23 \cdot tf \cdot bm \cdot h \cdot \left(l + \frac{tf}{2} \right) \right) + ((23 \cdot 0,4 \cdot l \cdot h \cdot tpel) \cdot (0,8 \cdot l)) + \left(23 \cdot \left(\frac{0,6 \cdot l \cdot h \cdot tpel}{2} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot 0,6 \cdot l}{3} \right) \right);$$

moment egentygd (kNm)

$$s = \frac{G}{(IS + V + U)};$$

jämviktsekvation

$$\text{solve} \left(s = \frac{G}{(IS + V + U)}, l \right);$$

löser ut dammens längd (m)

$$l = 20,13;$$

dammlängd (m)

Dimensionering av lamelldamm typ 1 i glidningsfallet

Beräkningarna avser glidningsfall, vanligt lastfall. För samtliga dammhöjder antas linjärt avtagande upptryck under frontplatta och linjärt avtagande upptryck under pelare till $\frac{tpel}{2}$.

$$\mu_{till} := 0.75; \quad \text{friktionskoefficient (RIDAS)}$$

$$h := 21; \quad \text{dammhöjd (m)}$$

$$FB := 1.68; \quad \text{höjd fribord (m)}$$

$$bm := 16; \quad \text{bredd monolit (m)}$$

$$tpel := (0,2 \cdot bm); \quad \text{tjocklek pelare (m)}$$

$$tf := (0,1 \cdot bm); \quad \text{tjocklek frontplatta (m)}$$

$$IS := (200 \cdot bm); \quad \text{istryck (kN)}$$

$$V := \frac{bm \cdot 10 \cdot (h - FB)^2}{2}; \quad \text{hydrostatiskt tryck (kN)}$$

$$U := \left(\frac{(bm - tpel) \cdot 10 \cdot (h - FB) \cdot tf}{2} \right) +$$

$$\left(\frac{tpel \cdot 10 \cdot (h - FB) \cdot \left(tf + \frac{tpel}{2} \right)}{2} \right); \quad \text{upptryck (kN)}$$

$$G := 23 \cdot ((h \cdot tf \cdot bm) + (0,4 \cdot l \cdot h \cdot tpel) +$$

$$(0,6 \cdot l \cdot h \cdot tpel \cdot \frac{1}{2})); \quad \text{egentyngd (kN)}$$

$$\mu_{till} = \frac{(IS + V)}{(G - U)}; \quad \text{jämviktsekvation}$$

$$\text{solve} \left(\mu_{till} = \frac{(IS + V)}{(G - U)}, l \right); \quad \text{löser ut dammens längd (m)}$$

$$l = 32,06 \quad \text{dammlängd (m)}$$

Dimensionering av lamelldamm typ 2 i stjälpningsfallet

Beräkningarna avser stjälpningsfall, vanligt lastfall. För samtliga dammhöjder antas fullt upptryck under frontplatta och linjärt avtagande upptryck under pelare till $\frac{tpel}{2}$.

$s := 1.5;$	säkerhetsfaktor (RIDAS)
$h := 15;$	dammhöjd (m)
$FB := 1.29;$	höjd fribord (m)
$bm := 12;$	bredd monolit (m)
$tpel := (0,2 \cdot bm);$	tjocklek pelare (m)
$tf := (0,1 \cdot bm);$	tjocklek frontplatta (m)
$\alpha := \left(\frac{70 \cdot \pi}{180} \right);$	vinkel nedströms (°)
$x := \left(\frac{h}{\tan(\alpha)} \right);$	längd x (m)
$k := \left(\frac{h \cdot \cos(\alpha)}{2} \right);$	längd k (m)
$z := \left(\frac{tf}{\sin(\alpha)} \right);$	längd z (m)
$IS := (200 \cdot bm) \cdot \left(h - FB - \frac{1}{3} \right);$	moment istryck (kNm)
$Vh := \left(\frac{10 \cdot (h - FB)^2 \cdot bm}{2} \right) \cdot \left(\frac{h - FB}{3} \right);$	moment horisontellt hydrostatiskt tryck (kNm)
$Vv := \left(\frac{10 \cdot (h - FB) \cdot bm}{2} \cdot \left(\frac{h - FB}{\tan(\alpha)} \right) \right) \cdot \left(l + \frac{2 \cdot \left(\frac{h - FB}{\tan(\alpha)} \right)}{3} \right);$	moment vertikalt hydrostatiskt tryck (kNm)

Appendix

$$U1 := (10 \cdot (h - FB) \cdot z \cdot (bm - tpel)) \cdot \left(l + x + \frac{z}{2} \right); \text{ moment upptryck fp. (kNm)}$$

$$U2 := \left(\frac{10 \cdot (h - FB)}{2} \cdot \left(z + \frac{tpel}{2} \right) \cdot tpel \right) \cdot \left(l + x + z - \left(\frac{z + \frac{tpel}{2}}{3} \right) \right); \text{ moment upptryck pel. (kNm)}$$

$$G1 := \left(23 \cdot bm \cdot \left(\frac{h}{\sin(\alpha)} \right) \cdot tf \right) \cdot \left(l + x + \left(\frac{tf}{2} \cdot \cos\left(\frac{\pi}{4} - \alpha\right) \right) - k \right); \text{ moment egentygnd del 1 (kNm)}$$

$$G2 := \left(23 \cdot \frac{h}{2} \cdot x \cdot tpel \right) \cdot \left(l + \frac{x}{3} \right); \text{ moment egentygnd del 2 (kNm)}$$

$$G3 := (23 \cdot 0,4 \cdot l \cdot h \cdot tpel) \cdot (0,8 \cdot l); \text{ moment egentygnd del 3 (kNm)}$$

$$G4 := \left(\frac{23 \cdot 0,6 \cdot l \cdot h \cdot tpel}{2} \right) \cdot \left(\frac{2 \cdot 0,6 \cdot l}{3} \right); \text{ moment egentygnd del 4 (kNm)}$$

$$s = \left(\frac{G1 + G2 + G3 + G4 + Vv}{IS + Vh + U1 + U2} \right); \text{ jämviktsekvation}$$

$$\text{solve} \left(s = \left(\frac{G1 + G2 + G3 + G4 + Vv}{IS + Vh + U1 + U2} \right), l \right); \text{ löser ut dammens längd (m)}$$

$$l = 9,1534; \text{ dammlängd (m)}$$

Dimensionering av lamelldamm typ 2 i glidningsfallet

Beräkningarna avser glidningsfall, vanligt lastfall. För samtliga dammhöjder antas linjärt avtagande upptryck under frontplatta och linjärt avtagande upptryck under pelare till $\frac{tpel}{2}$.

$\mu_{ill} := 0.75;$ friktionskoefficient (RIDAS)

$h := 15;$ dammhöjd (m)

$FB := 1.29;$ höjd fribord (m)

$bm := 12;$ bredd monolit (m)

$tf := 0,1 \cdot bm;$ tjocklek frontplatta (m)

$tpel := 0,2 \cdot bm;$ tjocklek pelare (m)

$\alpha := \left(\frac{70 \cdot \pi}{180} \right);$ vinkel nedströms (°)

$x := \left(\frac{h}{\tan(\alpha)} \right);$ längd x (m)

$z := \left(\frac{tf}{\sin(\alpha)} \right);$ längd z (m)

$IS := 200 \cdot bm;$ istryck (kN)

$V_h := \frac{bm \cdot 10 \cdot (h - FB)^2}{2};$ hor. hydrostatiskt tryck (kN)

$V_v := \frac{bm \cdot 10 \cdot (h - FB)}{2} \cdot \left(\frac{h - FB}{\tan(\alpha)} \right);$ vert. hydrostatiskt tryck (kN)

Appendix

$$U := \left(\frac{(bm - tpel) \cdot 10 \cdot (h - FB) \cdot z}{2} \right) + \left(\frac{tpel \cdot 10 \cdot (h - FB) \cdot \left(z + \frac{tpel}{2} \right)}{2} \right);$$

upptryck (kN)

$$G := 23 \cdot \left(\left(tf \cdot bm \cdot \frac{h}{\sin(\alpha)} \right) + \left(\frac{h}{2} \cdot x \cdot tpel \right) \right) + 23 \cdot \left((0,4 \cdot l \cdot h \cdot tpel) + \left(0,6 \cdot l \cdot \frac{h \cdot tpel}{2} \right) \right);$$

egentyngd (kN)

$$\mu_{nill} = \frac{(IS + Vh)}{(G + Vv - U)};$$

jämviktsekvation

$$\text{solve} \left(\mu_{nill} = \frac{(IS + Vh)}{(G + Vv - U)}, l \right);$$

löser ut dammens längd (m)

$$l = 13,5147$$

dammlängd (m)

D. Trunkeringsgränser för upptrycket

Beräkning av övre trunkeringsgräns för upptryck under frontplatta

Beräkningar avser lamelldamm av typ 1, vanligt lastfall.

$bm := 8;$	bredd monolit (m)
$h := 9;$	dammhöjd (m)
$FB := 1.21;$	höjd fribord (m)
$l := 11.8;$	pelarens längd (m)
$tf := 0.1 \cdot bm;$	tjocklek frontplatta (m)
$tpel := 0.2 \cdot bm;$	tjocklek pelare (m)
$U_{red} := \left(10 \cdot \frac{(h - FB) \cdot tf \cdot (bm - tpel)}{2} \right) \cdot \left(l + \frac{2 \cdot tf}{3} \right);$	linjärt avtagande upptryck (kNm)
$U := (10 \cdot (h - FB) \cdot tf \cdot (bm - tpel)) \cdot \left(l + \frac{tf}{2} \right);$	fullt upptryck (kNm)
$KOVT := \frac{U}{U_{red}};$	kvoten beräknas
$KVOT := 1.9784;$	övre trunkeringsgräns för upptryck under frontplatta

Beräkning av övre trunkeringsgräns för upptryck under pelare

Beräkningar avser lamelldamm typ 1, vanligt lastfall.

$$bm := 8; \quad \text{bredd monolit (m)}$$

$$h := 9; \quad \text{dammhöjd (m)}$$

$$FB := 1.21; \quad \text{höjd fribord (m)}$$

$$l := 11.80; \quad \text{längd pelare (m)}$$

$$tf := 0.1 \cdot bm; \quad \text{tjocklek frontplatta (m)}$$

$$tpel := 0.2 \cdot bm; \quad \text{tjocklek pelare (m)}$$

$$U_{red} := \left(10 \cdot \frac{(h - FB) \cdot tpel \cdot \left(tf + \frac{tpel}{2} \right)}{2} \right) \cdot \left(l + tf - \left(\frac{tf + \frac{tpel}{2}}{3} \right) \right); \quad \text{linjärt avtagande upptryck (kNm)}$$

$$U := \left(10 \cdot (h - FB) \cdot tpel \cdot \left(tf + \frac{tpel}{2} \right) \right) \cdot \left(l + tf - \left(\frac{tf + \frac{tpel}{2}}{2} \right) \right); \quad \text{fullt upptryck (kNm)}$$

$$KVOT := \frac{U}{U_{red}}; \quad \text{kvoten beräknas}$$

$$KVOT := 1.9558; \quad \text{övre trunkeringsgräns för upptryck under pelare}$$

E. Upptrycksp parametrar för betafördelning

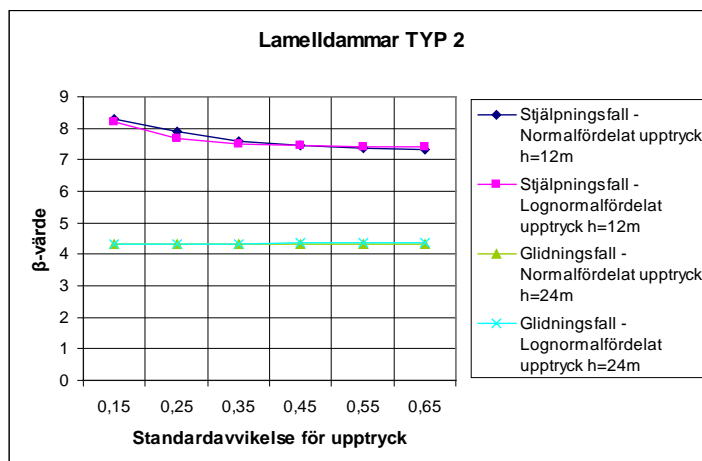
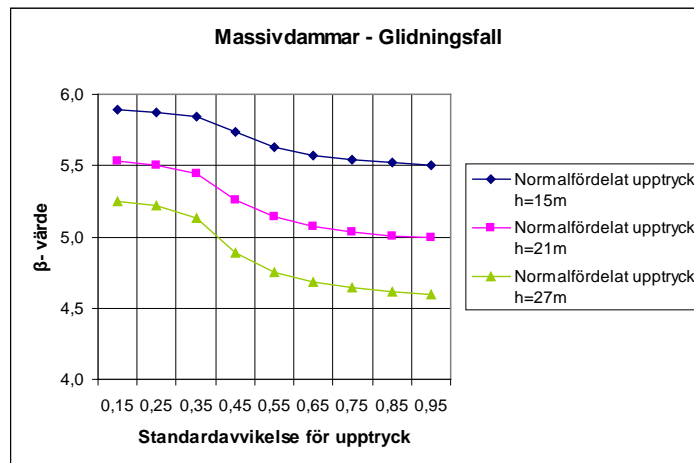
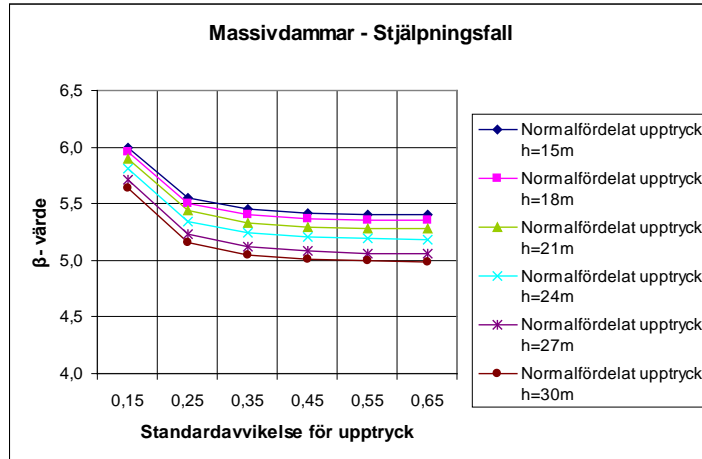
Resultat från [M. Westberg] simuleringar.

v=variance

s=scale

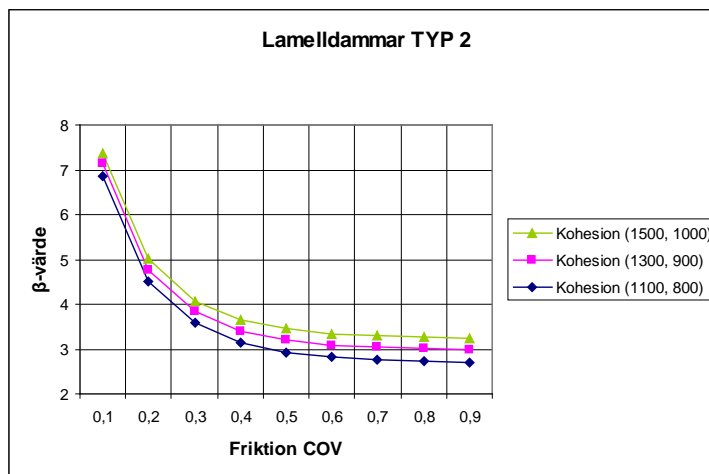
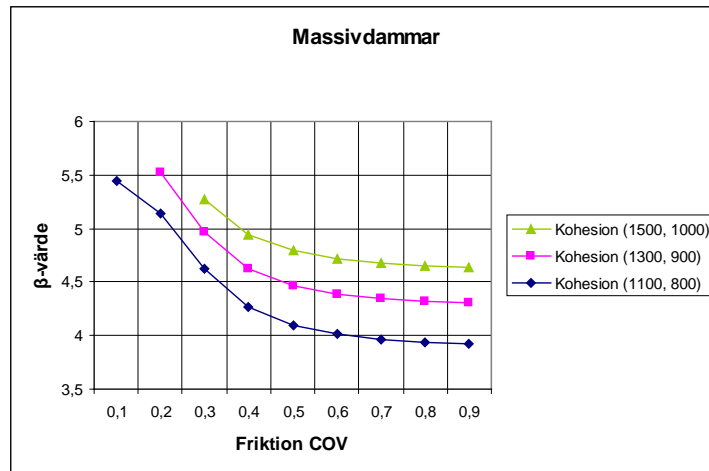
	Moment, Cm			
	r	t	a	b
v0_0625s22	4,75	4,48	0,89	1,10
v0_25s8	3,53	2,68	0,78	1,17
v1s19	3,23	2,58	0,61	1,31
v2_25s2	4,52	3,26	0,56	1,31
v2_25s12	3,33	2,45	0,43	1,41
v4s6	2,66	1,81	0,35	1,42
v4s19	2,47	1,93	0,40	1,44
v6_25s8	2,26	1,65	0,30	1,46
v9s2	3,55	2,31	0,36	1,42
v9s12	2,15	1,37	0,23	1,47
v16s2	2,36	1,71	0,34	1,46
v16s12	2,22	1,33	0,11	1,49
v25s6	1,87	1,11	0,17	1,49
v49s4	2,06	1,13	0,08	1,50
v49s22	1,38	0,87	0,11	1,49

F. Diagram: standardavvikelse för upptryck

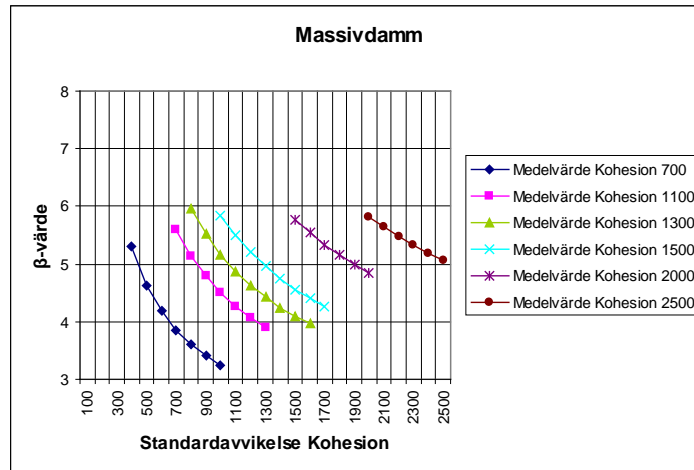


G. Diagram: variationskoefficient för friktion

Medelvärdet för friktionen hålls konstant, 1,3 MPa.



H. Diagram: standardavvikelse för kohesion



I. Stabilitetsberäkning

Massivdamm - Stjälpningsfall - Vanligt lastfall

Höjd (m)	Längd (m)	Fribord (m)	Krönbredd (m)	Vinkel (°)	Densitet (kN/m ³)	Volym 1 (m ³)	Tyngd 1 (kN)	Hävarm 1 (m)	Volym 2 (m ³)	Tyngd 2 (kN)	Hävarm 2 (m)
15	13,11	1,29	4	50	23	60,0	1380	11,1	49,4	1137	6,1
18	15,42	1,29	4,5	50	23	81,0	1863	13,2	71,1	1634	7,3
21	17,53	1,68	4,5	50	23	94,5	2173,5	15,3	101,2	2327	8,7
24	19,98	1,68	5	50	23	120,0	2760	17,5	133,7	3075	10,0
27	22,69	1,68	5	50	23	135,0	3105	20,2	186,5	4289	11,8
30	25,21	1,68	5,5	50	23	165,0	3795	22,5	231,4	5322	13,1

Istryck (kN)	Hävarm IS (m)	Hydr. tryck (kN)	Hävarm HT (m)	Upstryck (kN)	Hävarm U (m)	Mothållande moment (kNm)	Pådrivande moment (kNm)	$S=M_{mot}/M_{pådriv}$
200	13,5	940	4,57	899	8,7	22232	14849	1,4972
200	16,5	1396	5,57	1288	10,3	36433	24323	1,4979
200	19,1	1866	6,44	1693	11,7	53424	35633	1,4993
200	22,1	2491	7,44	2230	13,3	78958	52657	1,4995
200	25,1	3206	8,44	2873	15,1	113270	75531	1,4997
200	28,1	4010	9,44	3569	16,8	155138	103456	1,4996

Appendix

Massivdamm - Stjälpningsfall - Exceptionellt lastfall

Höjd (m)	Längd (m)	Fribord (m)	Krönbredd (m)	Vinkel (°)	Densitet (kN/m ³)	Volym 1 (m ³)	Tyngd 1 (kN)	Hävarm 1 (m)	Volym 2 (m ³)	Tyngd 2 (kN)	Hävarm 2 (m)
15	11,16	0	4	50	23	60,0	1380	9,2	30,6	703	4,8
18	13,64	0	4,5	50	23	81,0	1863	11,4	49,7	1144	6,1
21	16,43	0	4,5	50	23	94,5	2173,5	14,2	84,9	1952	8,0
24	18,87	0	5	50	23	120,0	2760	16,4	114,6	2636	9,2
27	21,58	0	5	50	23	135,0	3105	19,1	163,7	3766	11,1
30	24,00	0	5,5	50	23	165,0	3795	21,3	203,9	4691	12,3

Istryck (kN)	Hävarm IS (m)	Hydr. tryck (kN)	Hävarm HT (m)	Upptryck (kN)	Hävarm U (m)	Mothållande moment (kNm)	Pådrivande moment (kNm)	$S=M_{mot}/M_{pådriv}$
0	14,8	1125	5	837	7,4	16006	11857	1,3499
0	17,8	1620	6	1227	9,1	28184	20878	1,3499
0	20,8	2205	7	1726	11,0	46358	34340	1,3500
0	23,8	2880	8	2264	12,6	69553	51523	1,3499
0	26,8	3645	9	2913	14,4	100844	74702	1,3500
0	29,8	4500	10	3600	16,0	138494	102600	1,3498

Appendix

Massivdamm - Glidningsfall - Vanligt lastfall

Höjd (m)	Längd (m)	Fribord (m)	Krönbredd (m)	Vinkel (°)	Volym (m ³)	Densitet (kN/m ³)	Tyngd (kN)
15	12,54	1,29	4	50	103,5	23	2380
18	15,04	1,29	4,5	50	147,2	23	3386
21	17,33	1,68	4,5	50	192,6	23	4429
24	19,92	1,68	5	50	252,6	23	5811
27	22,74	1,68	5	50	322,5	23	7418
30	25,37	1,68	5,5	50	400,3	23	9206

Istryck (kN)	Kohesion (kPa)	Kohesion Kraft (kN)	Hydr. tryck (kN)	Uptryck (kN)	Horisontell kraft (kN)	Vertikal kraft (kN)	$\mu=R_h/R_v$
200	0	0	940	860	1140	1520	0,750
200	0	0	1396	1257	1596	2129	0,750
200	0	0	1866	1674	2066	2755	0,750
200	0	0	2491	2223	2691	3588	0,750
200	0	0	3206	2879	3406	4539	0,750
200	0	0	4010	3592	4210	5614	0,750

Appendix

Massivdamm - Glidningsfall - Exceptionellt lastfall

Höjd (m)	Längd (m)	Fribord (m)	Krönbredd (m)	Vinkel (°)	Volym (m ³)	Densitet (kN/m ³)	Tyngd (kN)
15	11,20	0	4	50	90,9	23	2090
18	13,76	0	4,5	50	132,1	23	3038
21	16,66	0	4,5	50	182,6	23	4199
24	19,13	0	5	50	238,9	23	5495
27	21,86	0	5	50	304,4	23	7001
30	24,32	0	5,5	50	376,0	23	8647

Istryck (kN)	Kohesion (kPa)	Kohesion Kraft (kN)	Hydr. tryck (kN)	Uptryck (kN)	Horisontell kraft (kN)	Vertikal kraft (kN)	$\mu=R_h/R_v$
0	0	0	1125	840	1125	1250	0,900
0	0	0	1620	1238	1620	1800	0,900
0	0	0	2205	1749	2205	2450	0,900
0	0	0	2880	2295	2880	3200	0,900
0	0	0	3645	2951	3645	4050	0,900
0	0	0	4500	3647	4500	5000	0,900

Appendix

Lamelldamm typ 1 - Stjälpningsfall - Vanligt lastfall

Höjd (m)	Längd (m)	Fribord (m)	Bredd mon. (m)	Tjocklek fp. (m)	Tjocklek pel. (m)	Densitet (kg/m ³)	Vol 1 (m ³)	Tyngd 1 (kN)	Hävarm 1 (m)
9	11,80	1,21	8	0,8	1,60	23	57,6	1324,80	12,20
12	13,68	1,29	10	1,0	2,00	23	120,0	2760,00	14,18
15	15,91	1,29	12	1,2	2,40	23	216,0	4968,00	16,51
18	18,31	1,29	14	1,4	2,80	23	352,8	8114,40	19,01
21	20,13	1,68	16	1,6	3,20	23	537,6	12364,80	20,93
24	22,74	1,68	18	1,8	3,60	23	777,6	17884,80	23,64

Vol 2 (m ³)	Tyngd 2 (kN)	Hävarm 2 (m)	Vol 3 (m ³)	Tyngd 3 (kN)	Hävarm 3 (m)	Istryck (kN/m)	Mom. av istryck (kNm)	Hävarm istryck (m)
67,97	1563,26	9,44	50,98	1172,45	4,72	200,00	1600,00	7,46
131,30	3019,88	10,94	98,47	2264,91	5,47	200,00	2000,00	10,38
229,09	5269,06	12,73	171,82	3951,80	6,36	200,00	2400,00	13,38
369,11	8489,52	14,65	276,83	6367,14	7,32	200,00	2800,00	16,38
541,18	12447,03	16,11	405,88	9335,27	8,05	200,00	3200,00	18,99
785,83	18073,98	18,19	589,37	13555,49	9,10	200,00	3600,00	21,99

Hydr. tryck (kNm)	Hävarm hydr. tryck (m)	Upptryck fp. (kNm)	Hävarm upptr. fp. (m)	Upptryck pel. (kNm)	Häv. upptr. pel. (m)	Sum Mmot	Sum Mpådr	S=M _{mot} /M _{pådriv}
2427,36	2,60	398,85	12,20	99,71	12,07	36453,73	24302,86	1,50
5735,21	3,57	856,80	14,18	214,20	14,01	84561,73	56375,88	1,50
11277,85	4,57	1579,39	16,51	394,85	16,31	174224,75	116157,51	1,50
19545,69	5,57	2620,13	19,01	655,03	18,78	325224,66	216828,82	1,50
29860,99	6,44	3956,74	20,93	989,18	20,67	534487,93	356331,28	1,50
44836,42	7,44	5785,34	23,64	1446,34	23,34	874823,71	583243,49	1,50

Appendix

Lamelldamm typ 1 - Stjälpningsfall - Exceptionellt lastfall

Höjd (m)	Längd (m)	Fribord (m)	Bredd mon. (m)	Tjocklek fp. (m)	Tjocklek pel. (m)	Densitet (kg/m ³)	Vol 1 (m ³)	Tyngd 1 (kN)	Hävarm 1 (m)
9	7,71	0	8	0,8	1,60	23	57,6	1324,80	8,11
12	10,42	0	10	1,0	2,00	23	120,0	2760,00	10,92
15	13,13	0	12	1,2	2,40	23	216,0	4968,00	13,73
18	15,84	0	14	1,4	2,80	23	352,8	8114,40	16,54
21	18,56	0	16	1,6	3,20	23	537,6	12364,80	19,36
24	21,27	0	18	1,8	3,60	23	777,6	17884,80	22,17

Vol 2 (m ³)	Tyngd 2 (kN)	Hävarm 2 (m)	Vol 3 (m ³)	Tyngd 3 (kN)	Hävarm 3 (m)	Istryck (kN/m)	Mom. av istryck (kNm)	Hävarm istryck (m)
44,41	1021,45	6,17	33,31	766,09	3,08	0,00	0,00	9,00
100,03	2300,74	8,34	75,02	1725,55	4,17	0,00	0,00	12,00
189,10	4349,32	10,51	141,83	3261,99	5,25	0,00	0,00	15,00
319,39	7346,08	12,67	239,55	5509,56	6,34	0,00	0,00	18,00
498,77	11471,81	14,84	374,08	8603,86	7,42	0,00	0,00	21,00
735,00	16905,11	17,01	551,25	12678,83	8,51	0,00	0,00	24,00

Hydr. tryck (kNm)	Hävarm hydr. tryck (m)	Upptryck fp. (kNm)	Hävarm upptr. fp. (m)	Upptryck pel. (kNm)	Häv. upptr. pel. (m)	Sum Mmot	Sum Mpådr	$S=M_{mot}/M_{pådr}$
3240,00	3,00	460,80	8,11	115,20	7,98	19407,51	14376,12	1,35
7200,00	4,00	960,00	10,92	240,00	10,75	56510,24	41864,00	1,35
13500,00	5,00	1728,00	13,73	432,00	13,53	131047,35	97074,72	1,35
22680,00	6,00	2822,40	16,54	705,60	16,31	262258,90	194279,06	1,35
35280,00	7,00	4300,80	19,36	1075,20	19,09	473481,16	350728,99	1,35
51840,00	8,00	6220,80	22,17	1555,20	21,87	791943,68	586627,92	1,35

Appendix

Lamelldamm typ 1 - Glidningsfall - Vanligt lastfall

Höjd (m)	Längd (m)	Fribord (m)	Bredd mon. (m)	Tjocklek fp. (m)	Tjocklek pel. (m)	Densitet (kg/m ³)	Volym 1 (m ³)	Volym 2 (m ³)	Volym 3 (m ³)	Tyngd (kN)
9	18,74	1,21	8	0,8	1,60	23	57,6	107,92512	80,94384	5669
12	21,21	1,29	10	1,0	2,00	23	120	203,6256	152,7192	10956
15	24,94	1,29	12	1,2	2,40	23	216	359,0928	269,3196	19421
18	29,14	1,29	14	1,4	2,80	23	352,8	587,44224	440,58168	31759
21	32,06	1,68	16	1,6	3,20	23	537,6	861,69216	646,26912	47048
24	36,69	1,68	18	1,8	3,60	23	777,6	1267,97184	950,97888	68921

Istryck (kN)	Kohesion (kPa)	Kohesion Kraft (kN)	Hydr. tryck (kN)	Upstryck fp. (kN)	Upstryck pel. (kN)	Upstryck (kN)	Horisontell kraft (kN)	Vertikal kraft (kN)	$\mu=R_h/R_v$
1600	0	0	2427	199	100	299	4027	5370	0,750
2000	0	0	5735	428	214	643	7735	10313	0,750
2400	0	0	11278	790	395	1185	13678	18237	0,750
2800	0	0	19546	1310	655	1965	22346	29794	0,750
3200	0	0	29861	1978	989	2968	33061	44080	0,750
3600	0	0	44836	2893	1446	4339	48436	64582	0,750

Appendix

Lamelldamm typ 1 - Glidningsfall - Exceptionellt lastfall

Höjd (m)	Längd (m)	Fribord (m)	Bredd mon. (m)	Tjocklek fp. (m)	Tjocklek pel. (m)	Densitet (kg/m ³)	Volym 1 (m ³)	Volym 2 (m ³)	Volym 3 (m ³)	Tyngd (kN)
9	11,30	0	8	0,8	1,60	23	57,6	65,112768	48,834576	3946
12	15,42	0	10	1,0	2,00	23	120	148,07424	111,05568	8720
15	19,54	0	12	1,2	2,40	23	216	281,4336	211,0752	16296
18	23,66	0	14	1,4	2,80	23	352,8	477,06624	357,79968	27316
21	27,78	0	16	1,6	3,20	23	537,6	746,83392	560,12544	42425
24	31,90	0	18	1,8	3,60	23	777,6	1102,60224	826,95168	62265

Istryck (kN)	Kohesion (kPa)	Kohesion Kraft (kN)	Hydr. tryck (kN)	Upstryck fp. (kN)	Upstryck pel. (kN)	Upstryck (kN)	Horisontell kraft (kN)	Vertikal kraft (kN)	$\mu=R_h/R_v$
0	0	0	3240	230	115	346	3240	3600	0,900
0	0	0	7200	480	240	720	7200	8000	0,900
0	0	0	13500	864	432	1296	13500	15000	0,900
0	0	0	22680	1411	706	2117	22680	25200	0,900
0	0	0	35280	2150	1075	3226	35280	39199	0,900
0	0	0	51840	3110	1555	4666	51840	57599	0,900