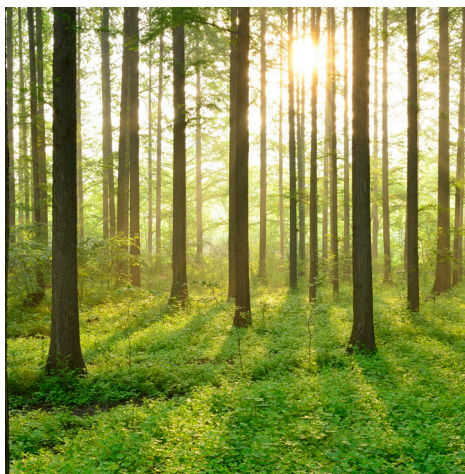


EUROKODER FÖR DIMENSIONERING AV BETONGDAMMAR

RAPPORT 2016:309



Eurokoder för dimensionering av betong- dammar

Förslag på tillämpning i Sverige

**PATRIK ANDERSSON, JOHAN BLOMDAHL, HÅKAN BOND, TOMAS EKSTRÖM,
MIKAEL HALLGREN, TONY JANHUNEN, RICHARD MALM, MATS STENMARK
OCH MARIE WESTBERG WILDE**

ISBN 978-91-7673-309-7 | © 2016 ENERGIFORSK

Energiforsk AB | Telefon: 08-677 25 30 | E-post: kontakt@energiforsk.se | www.energiforsk.se

Förord

För dimensionering av betongkonstruktioner gäller nu Eurokoder. Förut-sättningarna gällande bland annat laster och tvärsnittsdimensioner skiljer sig åt mellan betongdammar och de flesta andra betongkonstruktioner. Denna rapport syftar till att klargöra hur tvärsnittsdimensionering av betongdammar bör göras.

Arbetet har utförts av en arbetsgrupp bestående av Håkan Bond, WSP (projektledare), Patrik Andersson, WSP, Johan Blomdahl, Sweco, Tomas Ekström, ÅF, Mikael Hallgren, Tyréns, Tony Janhunen, KFS, Richard Malm, KTH, Mats Stenmark, Norconsult, samt Marie Westberg Wilde, ÅF.

Projektet har ingått i Energiforsks dammsäkerhetstekniska utvecklingsarbete med medverkan från vattenkraftföretag och Svenska kraftnät.

Stockholm september 2016

Sara Sandberg

Sammanfattning

Konstruktion och utförande av dammkonstruktioner i Sverige är inte, och har heller aldrig varit, reglerat av statliga normer. Istället har en slags branschpraxis tillämpats.

Under 1990-talet beslöt kraftföretagen att utveckla gemensamma rekommendationer och vägledningar inom dammsäkerhetsområdet. Detta ledde fram till utvecklingen av Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet, RIDAS. Riktlinjerna blev klara 1997 och tillhörande tillämpningsanvisningar, senare omdöpta till tillämpningsvägledningar, blev klara år 2000. Revideringar har sedan skett ett antal gånger och den senaste revideringen beträffande betongdammar gjordes 2011.

För dimensionering av betongkonstruktioner gäller nu inte längre nationella normer utan Eurokoder. Tillämpningsvägledningen för betongkonstruktioner behöver därför omarbetas med hänsyn till detta.

Denna rapport utgör ett förarbete för implementering av Eurokoderna i RIDAS betongdel.

Vid en workshop 2014-11-25 arrangerad av Elforsk och med representanter för dammägare, högskolor och konsulter enades man om att revidering av tillämpningsvägledningarna för betongdammar bör ske i två steg; detta för att så snart som möjligt kunna börja tillämpa Eurokoderna. I Steg 1 görs därför minsta möjliga anpassning med fokus på tvärsnittsdimensionering.

I Steg 2 genomförs, om så visar sig lämpligt, en fullständig tillämpning av Eurokoder, som även inkluderar stabilitetsberäkningar och där sannolikhetsbaserad dimensionering även introduceras.

Genomförande av revideringarna av tillämpningsvägledningen sker i projektform inom Energiforsks dammsäkerhets- eller betongtekniska program med deltagare från alla de större konsulterna inom vattenbyggnad. En styrgrupp har vidare engagerats med representanter för de fem stora kraftföretagen.

Som underlag för revideringen i Steg 1 har i föreliggande rapport:

- Klarställts vilka delar av tillämpningsvägledningen som ska revideras i Steg 1.
- Kartlagts hur Eurokoder tillämpas för vattenbyggnad i några andra europeiska länder.
- Översiktligt undersökts vilka dimensioneringsprinciper som tillämpas i Kina.
- Utförts kompletterande jämförande dimensioneringsberäkningar.
- Utretts önskvärd säkerhetsnivå vid tillämpning av Eurokoderna och om säkerhetsnivån bör differentieras på konsekvens-klass/dammsäkerhetsklass.
- Utvecklats förslag till vägledning och stöd för val vid tillämpning av Eurokoderna för dimensionering och kontroll av betongtvärsnitt i dammar, speciellt vad gäller:
 - × lasteffekter av vattenlast och andra laster som behöver särskild behandling för dammar, t.ex. islast och temperatur-last.

- × bestämning av minimiarmering för grova konstruktioner med hänsyn till beständighetskrav.

Arbetet med rapporten har lett till följande konstateranden och rekommendationer:

Eurokoder tillämpas än så länge endast i ett fåtal länder, Norge, Tyskland och Schweiz, för dimensionering av dammar. I flera andra länder pågår dock en liknande process som i Sverige med utvärdering för eventuell tillämpning av Eurokoder.

Det har i denna utredning bedömts att säkerhetsnivån vid dimensionering av dammar i princip inte bör sänkas gentemot gällande tillämpningsvägledning i RIDAS. En strikt tillämpning av Eurokoder skulle ge en sänkt säkerhetsnivå, varför införande av en korrigeringskoefficient γ_d föreslås.

Det har bedömts lämpligt att differentiera säkerhetsnivån på dammsäkerhetsklass, vilket för dammar i dammsäkerhetsklasserna B, C och U ger en viss sänkning gentemot dagens krav.

I utredningen redovisas hur vattenlasten vid olika dimensionerande vattenytor ska behandlas.

Vidare redovisas hur minimiarmering kan bestämmas för de grova konstruktioner, som är vanliga inom vattenbyggnad.

Ett avsnitt redovisar dimensionering av valvdammar, vilket tidigare inte ingått i tillämpningsvägledningen.

Slutligen listas ett antal arbeten/studier, som valts att hänskjuta till Steg 2.

I bilaga till rapporten återfinns ett konkret förslag till revidering av tillämpningsvägledningen för betongdammarna baserat på de studier som genomförts i projektet.

Summary

Design and construction of dams in Sweden are not, and have never been, regulated by state legalisation. Instead, industry best practices have been applied.

In the 1990s, the hydropower companies decided to develop joint recommendations and guidelines concerning dam safety. This led to the development of the hydropower industry's guidelines for dam safety, RIDAS. The RIDAS Guidelines were completed in 1997 and the related application instructions, later renamed Application Guidelines, were completed in 2000. Revisions have been done a number of times since then and the latest revision regarding concrete dams was made in 2011.

For the design of concrete, national standards are no longer valid. Instead, Eurocodes shall be used. Therefore the application guidelines for concrete dams need to be revised accordingly.

This report presents preliminary guidance for the implementation of the Eurocodes in the concrete section of RIDAS.

At a workshop on November 25, 2014, organised by Elforsk with representatives of dam owners, universities and consultants, it was agreed that the revision of the application guidelines for concrete dams should be done in two stages; to enable the Eurocodes to be implemented as soon as possible. Step 1 therefore includes limited implementation with a focus on the cross-sectional design. In Step 2 the full application of Eurocodes is performed, if appropriate, and also includes stability calculations. In addition, the methodology for probability-based evaluation of concrete dams is introduced.

This report has been prepared as a project within Energiforsk's dam safety program, with participants from all the major consultants in hydro-power engineering. A steering group has also been involved with representatives from the five major power companies.

As a basis for the revision in Step 1, this report includes:

- Clarification on which parts of the application guidelines are to be revised in Stage 1.
- Survey of how the Eurocodes are applied in dam engineering in some other European countries.
- Comprehensive review of the design principles applied in China.
- Additional comparative design calculations.
- Investigation into the desired level of safety in the application of the Eurocodes and if the safety level should be differentiated on the basis of consequence class / dam safety class.
- Development of draft guidance and supporting documentation for applying the Eurocodes for the design and control of concrete cross sections in dams, especially with respect to:
 - × Effects of water load and other loading conditions that need due consideration for dams, for example, ice load and temperature load.

- × Determination of the minimum reinforcement for thick constructions with respect to durability requirements.

Development of this report has led to the following findings and recommendations:

Eurocodes are currently only applied in a few countries for the design of dams, those being Norway, Germany and Switzerland. However, several other countries are following a similar process to Sweden and evaluating the application of the Eurocodes.

This study has highlighted that the level of safety in the design of dams should not in principle be lowered against the existing best practice guidance in RIDAS. A strict application of the Eurocodes would give a reduced level of safety, which is why the introduction of a correction coefficient, γ_K , is proposed.

It has been judged appropriate to differentiate the level of safety according to the dam safety classification, which for dams in dam safety classes B, C and U provides some reduction against current requirements.

The report shows how the water load at different design water levels shall be treated.

Furthermore, it is shown in the report how the minimum reinforcement can be determined for thick structures, which are common in dam construction.

Also a further section presents the design of arch dams, which were not previously included in the application guidelines.

Finally a number of projects / studies chosen to be referred to Step 2 are listed.

In an appendix to the report, a comprehensive proposal is presented for revision of the application guidelines for concrete dams based on the studies conducted in this project.

Innehåll

1	Bakgrund	13
1.1	Tillkomsten av RIDAS	13
1.2	Omarbetning av tillämpningsvägledningen för betongkonstruktioner	13
1.3	Arbetsgrupp	14
1.4	Steg 1 - Dimensionering och kontroll av betongtvärsnitt i dammar	15
1.4.1	Arbetsuppgifter Steg 1	15
1.4.2	Genomförande Steg 1	15
1.5	Steg 2 – Stabilitetsberäkningar för betongdammar	17
2	Tillämpning av Eurokoder för tvärsnittsdimensionering i dammar	18
2.1	Klarställning av vilka delar i tillämpningsvägledningen som ska revideras i steg 1.	18
2.2	Tillämpbara delar av Eurokoder	18
2.2.1	Delar som används idag	18
2.2.2	Delar med frågetecken	19
2.2.3	Områden som ej innefattas av Eurokoderna	20
2.3	Grundläggande dimensioneringsprinciper enligt Eurokoder	20
2.3.1	Laster, lastkombinationer och partialkoefficienter för laster vid tillämpning av Eurokoder	20
2.3.2	Partialkoefficienter för material vid tillämpning av Eurokoder	22
2.3.3	Referenser	22
3	Tillämpning av Eurokoder för vattenbyggnad inom Europa	23
3.1	Tillämpning av Eurokoder i Norge	25
3.1.1	Viktiga observationer vid tillämpning av eurokoder i Norge	26
3.2	Tillämpning av Eurokoder i Tyskland	27
3.2.1	Viktiga observationer vid tillämpning av eurokoder i Tyskland	29
3.3	Tillämpning av Eurokoder i Österrike	29
3.4	Tillämpning av Eurokoder i Schweiz	29
3.4.1	Minimiarmering enligt schweiziska normer	30
3.5	Referenser	31
4	Dimensioneringsprinciper för vattenbyggnad utanför Europa	34
4.1	Dimensionering vattenbyggnadskonstruktioner i Kina	34
4.1.1	Klassificering	34
4.1.2	Laster	35
4.1.3	Material	36
4.1.4	Tvärsnittsdimensionering	37
4.1.5	Referenser	38
5	Jämförande dimensioneringsberäkningar	39
5.1	Frontplatta i betongdamm	39
5.1.1	Elforsk rapport 13:68	39

5.1.2	Islast mot en frontplatta i lamelldamm	39
5.2	Sidopelare i ytutskov. Sammanfattning av Elforsk rapport 13:69 "Jämförande beräkningar för betongkonstruktioner inom vattenbyggnadsområdet"	45
5.2.1	Resultat av de jämförande beräkningarna	46
5.3	Jordlast. RIDAS kapitel 7.3.2.1.5	48
5.4	Referenser	49
6	Önskvärd säkerhetsnivå inom vattenbyggnad vid tillämpning av Eurokoderna	50
6.1	Inledning	50
6.2	Säkerhetsnivå i riktlinjer	51
6.2.1	Krav i EKS	51
6.2.2	Rekommendationer i ISO 2394	52
6.2.3	Kalibrering i nu pågående projekt	54
6.3	Diskussion om säkerhetsnivå	55
6.3.1	Säkerhetsnivå beroende på konsekvens	56
6.3.2	Säkerhetsnivå för tvärsnittsdimensionering	57
6.3.3	Säkerhetsnivå med hänsyn till livslängd	57
6.4	Förslag till implementering av säkerhetsnivå	58
6.4.1	Differentiering av säkerhetsnivå	58
6.5	Korrigerig för att bibehålla nuvarande säkerhetsnivå	58
6.5.1	Jämförelse totalsäkerhet i olika länder	58
6.5.2	Sannolikhetsbaserad beräkning	61
6.5.3	Diskussion kring säkerhetsnivå och hur denna kan bibehållas	64
6.6	Slutsatser och vidare rekommendationer	65
6.7	Referenser	66
7	Tillämpning av Eurokoder beträffande vattenlast, islast och temperaturlast	67
7.1	Vattenlast	67
7.1.1	Allmänt	67
7.1.2	Alternativ 1. Vattentrycket räknas permanent vid DG och variabelt däröver	68
7.1.3	Alternativ 2. Hela vattentrycket räknas som permanent	70
7.2	Islast	72
7.2.1	Allmänt	72
7.2.2	Islast	75
7.3	Temperaturlast	76
7.3.1	Permanent temperaturlast	76
7.3.2	Variabel temperaturlast	76
7.3.3	Variabel uteluft	76
7.3.4	Vattentemperaturer	77
7.3.5	Beräkningsmodeller för temperaturlaster	77
7.3.6	Lastfall och partialkoefficienter	78
7.4	Referenser	79

8	Minimiarmering för grova konstruktioner m h t beständighetskrav	80
8.1	Inledning	80
8.2	Beräkningsmetoder	81
8.2.1	Tidigare svenska betongbestämmelser	81
8.2.2	Eurokod 2 med EKS 10	83
8.2.3	Eurokod 2 med tillämpning inom norskt vattenkraftsbyggande	85
8.2.4	Dansk standard DS 411:1999 och danskt NA till EN 1992-1-1	86
8.2.5	BAW Tyska riktlinjer för vattenbyggnad	87
8.2.6	Amerikanska bestämmelser för minimiarmering, ACI 318	90
8.3	Sammanfattning av jämförande beräkningar av minimiarmering för olika normer	90
8.3.1	Allmänt	90
8.3.2	Beräkningsförutsättningar	91
8.3.3	Sammanfattning av beräkningar.	92
8.4	Kontroll med numerisk simulering	97
8.5	Rekommendation	100
8.6	Referenser	102
9	Tvärsnittsdimensionering i valvdammar	104
9.1	Bågknäckning hos valvdammar	105
9.1.1	Radiellt riktad tryckbelastning	106
9.1.2	Tryckbelastning i strömriktningen	109
9.1.3	Ojämnt fördelad tryckbelastning	110
9.2	Exempel på en knäckningsanalys av en valvdamm	112
9.3	Upptrycksfördelning	116
9.4	Referenser	117
10	Förslag till revidering av RIDAS tillämpningsvägledning för betongdammar	118
11	Fortsatt arbete i Steg 2	119
11.1	Kompletterande beräkningar	119
11.2	Minimiarmering	119
11.3	Jordtryck	119
11.4	Valvdammar	119
11.5	Eventuell omstrukturering	119
11.6	Tredjepartsgranskning	120

Bilagor

Bilaga 1	Förslag till reviderad text i RIDAS tillämpningsvägledning för betongdammar
-----------------	---

1 Bakgrund

1.1 TILLKOMSTEN AV RIDAS

Konstruktion och utförande av dammkonstruktioner i Sverige är inte, och har heller aldrig varit, reglerat av statliga normer. Istället har en branschpraxis tillämpats, till stor del baserad på anvisningar inom Vattenfall.

Under 1990-talet beslöt kraftföretagen att utveckla gemensamma och heltäckande rekommendationer och vägledningar inom dammsäkerhetsområdet. Detta ledde fram till utvecklingen av Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet, RIDAS. Riktlinjerna blev klara 1997, efter ett omfattande arbete.

Redan 1997 insåg dock branschen att riktlinjerna skulle behöva revideras efter ett antal år. En första revidering genomfördes 2002 och därefter har revideringar gjorts 2008 och 2012.

År 2000 kom de första tillämpningsanvisningarna. 2006 reviderades de första gången och döptes då om till tillämpningsvägledningar. Vägledningarna har sedan beträffande betongdammar reviderats 2008 och 2011.

Redan i den första tillämpningsanvisningen introducerades den s k hydrauliska faktorn γ_h . Motivet för detta var dels att säkerställa att vattenbyggnadskonstruktionerna vid tillämpning av Boverkets konstruktionsregler (BKR), som började gälla 1994, och därmed partialkoefficientmetoden inte skulle bli "klenare" dimensionerade än enligt tidigare normer, dels att snittkontrollen skulle kunna utföras med krafter och påkänningar direkt hämtade från stabilitetsberäkningarna.

1.2 OMARBETNING AV TILLÄMPNINGSVÄGLEDNINGEN FÖR BETONG-KONSTRUKTIONER

För dimensionering av betongkonstruktioner gäller sedan 1 januari 2011 inte längre Boverkets konstruktionsregler (BKR) utan Eurokoder (SS-EN 1990 – 1999) samt Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (EKS). Tillämpningsvägledningen för betongkonstruktioner behöver därför omarbetas med hänsyn till detta.

En workshop angående dimensionering och kontroll av betongdammar arrangerades 2014-11-25 av Elforsk med representanter för dammägare, högskolor och konsulter.

Särskilda förutsättningar för betongdammar jämfört med andra betongkonstruktioner, som lyftes fram vid workshopen, var:

- Att stabilitetsanalysen är primär och innehåller osäkerheter, som kan fordra sannolikhetsbaserad analys (nivå II enligt Eurokoder).
Partialkoefficienter för stabilitetsanalysen kan bli stora, om de ska tas fram med hänsyn till osäkerheter i t.ex. upptryck och islaster. Detta utvärderas i viss mån i ett pågående projekt om sannolikhetsbaserad metodik för stabilitetsanalys.

- Stabilitetskrav ger grova konstruktioner, vilket påverkar förutsättningarna för tvärsnittsdimensionering och livslängdsaspekter såsom vattentäthet och kriterier för sprickbredder.
- Dimensionering i bruksgränstillstånd är oftast dimensionerande p.g.a. krav på begränsning av sprickvidden.
- Tvärsnittsdimensioneringen bör kunna behandlas separat och är troligen möjlig att behandla med partialkoefficientmetod (nivå I enligt Eurokoder) med val enligt EKS eller med särskilt framtagna partialkoefficienter, laster, lastfaktorer, lastkombinationer och lastfall.
- Vattenlasten dominerar (särskilt vad gäller tvärsnittsdimensionering enligt RIDAS) och den har låg osäkerhet.
- Dämmande delar i kraftstationer och dammar bör behandlas likvärdigt med avseende på tvärsnittsdimensionering.

Vid workshoppen enades man om att revidering av tillämpningsanvisningarna för betongdammar bör ske i två steg; detta för att så snart som möjligt kunna börja tillämpa Eurokoderna. I Steg 1 görs därför minsta möjliga anpassning med fokus på tvärsnittsdimensionering av betongdammar. I Steg 2 genomförs, om så visar sig lämpligt, en fullständig tillämpning av Eurokoder, som även inkluderar stabilitetsberäkningar och där sannolikhetsbaserad dimensionering introduceras.

1.3 ARBETSGRUPP

I slutet av mars 2015 ombads Håkan Bond av Cristian Andersson, Energiforsk, att vara projektledare för förarbetet för revideringen. En genomförandebeskrivning togs fram inför möte 2 juni i styrgruppen för Energiforsks dammsäkerhetstekniska utvecklingsprogram.

Genomförandet av förarbetet för revideringen av tillämpningsvägledningen har skett i projektform inom Energiforsks dammsäkerhets- eller betongtekniska program med följande deltagare:

Projektledare:	Håkan Bond, WSP
Konsultgrupp:	Patrik Andersson, WSP
	Johan Blomdahl, Sweco
	Tomas Ekström, ÅF
	Mikael Hallgren, Tyréns
	Tony Janhunen, KFS
	Richard Malm, KTH
	Mats Stenmark, Norconsult
	Marie Westberg Wilde, ÅF
Styrgrupp:	Martin Hansson, Statkraft
	Robert Lundström, Skellefteå kraft
	Carl-Oscar Nilsson, E.ON
	Magnus Svensson, Fortum
	Mats Persson, Vattenfall

1.4 STEG 1 - DIMENSIONERING OCH KONTROLL AV BETONGTVÄRSNITT I DAMMAR

1.4.1 Arbetsuppgifter Steg 1

Som underlag för revideringen i Steg 1 bedömdes bl a följande arbetsuppgifter behöva genomföras:

- Klarställa vilka delar av tillämpningsvägledningen som ska revideras i Steg 1.
- Kartlägga hur Eurokoder tillämpas för vattenbyggnad i några andra europeiska länder. Intressant är bl a vilka partialkoefficienter som används för vattenlast och hur dimensionering görs av minimiarmering. Finns det exempel på nationella annex till Eurokoderna specifikt för dammar?
- Översiktligt undersöka vilka dimensioneringsprinciper som tillämpas i några utomeuropeiska länder, t ex Kina och Kanada.
- Identifiera vilket behov av vägledning och stöd för tillämpning av Eurokoderna som behöver tas fram för dimensionering och kontroll av betongtvärsnitt i dammar
- Genomföra ytterligare några jämförande dimensioneringsberäkningar av typfall som underlag för vägledning och stöd för tillämpning av Eurokoderna.
- Definiera lastfall och lastkombinationer för stabilitetsberäkningar respektive tvärsnittsdimensionering.
- Föreslå önskvärd säkerhetsnivå enligt Eurokoderna och om den bör differentieras på konsekvensklass/dammsäkerhetsklass.
- Utveckla förslag till vägledning och stöd för val vid tillämpning av Eurokoderna för dimensionering och kontroll av betongtvärsnitt i dammar, speciellt vad gäller:
 - × lasteffekter av vattenlast och andra laster som behöver särskild behandling för dammar, t.ex. islast och temperaturlast.
 - × bestämning av minimiarmering för grova konstruktioner med hänsyn till beständighetskrav.
- Bearbeta och uppdatera de referenser till förutsättningar för tvärsnittsdimensionering som finns i RIDAS 2012 med hänsyn till Eurokoderna och Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder) EKS 8, BFS 2011:10 och BFS 2013:10, EKS 9. Inkludera ev. EN 13670 om utförande av betongkonstruktioner. Verifiera att RIDAS hänvisningar till BBK inte strider mot Eurokoderna.

Sammantaget har det bedömts angeläget att inte längre använda den hydrauliska faktorn, utan anpassa dimensioneringen av vattenbyggnadskonstruktioner till de dimensioneringsprinciper som gäller inom övrig anläggningskonstruktion.

1.4.2 Genomförande Steg 1

Startmöte för projektet hölls 25 aug 2015. Under hösten 2015 och jan-feb 2016 fortskred sedan arbetet med denna rapport, som ska utgöra underlag för omarbetningen av tillämpningsvägledningen i Steg 1. Fem projektmöten, varav fyra fysiska möten och ett Lync-möte, har hållits.

Preliminär rapport överlämnades i slutet av februari för granskning av projektets styrgrupp. Ett gemensamt möte med projektgrupp och styrgrupp hölls därefter 4 april. Utifrån inkomna synpunkter och diskussioner vid mötet justerades rapporten till en ny preliminär rapport, som översändes till Energiforsk och presenterades vid ett möte med Energiforsks dammsäkerhetsgrupp 2016-04-28. Rapporten har sedan justerats utifrån de synpunkter, som dammsäkerhetsgruppen lämnat. Godkänd rapport förelåg 2016-06-09.

I rapporten har huvudansvaret för respektive avsnitt fördelats enligt följande:

Avsnitt	Huvudansvarig
1. Bakgrund	Håkan Bond
2. Tillämpning av Eurokoder för tvärsnittsdimensionering i dammar 2.1 Klarställning av vilka delar i tillämpningsvägledningen som ska revideras i Steg 1. 2.2 Tillämpbara delar av Eurokoder 2.3 Grundläggande dimensioneringsprinciper enligt Eurokoder	Håkan Bond Johan Blomdahl och Richard Malm Håkan Bond och Patrik Andersson
3. Tillämpning av Eurokoder för vattenbyggnad inom Europa	Richard Malm
4. Dimensioneringsprinciper för vattenbyggnad utanför Europa	Patrik Andersson
5. Jämförande dimensioneringsberäkningar 5.1 Frontplatta i betongdamm 5.2 Sidopelare ytutskov 5.3 Jordlast	Tony Janhunen Johan Blomdahl Johan Blomdahl
6. Önskvärd säkerhetsnivå inom vattenbyggnad vid tillämpning av Eurokoder	Marie Westberg Wilde
7. Tillämpning av Eurokoder beträffande vattenlast, islast och temperaturlast 7.1 Vattenlast 7.2 Islast 7.3 Temperaturlast	Tomas Ekström, Patrik Andersson och Håkan Bond Tomas Ekström Tomas Ekström
8. Minimiarmering för grova konstruktioner m h t beständighetskrav	Mikael Hallgren och Mats Stenmark
9. Tvärsnittsdimensionering i valvdammar	Richard Malm
10. Förslag till revidering av RIDAS tillämpningsvägledning för betongdammar	Håkan Bond
Bilaga 1 Förslag till reviderad text i RIDAS – BETONGDAMMAR, tillämpningsvägledning	Håkan Bond

1.5 STEG 2 – STABILITETSBERÄKNINGAR FÖR BETONGDAMMAR

I Steg 2 genomförs, om så bedöms lämpligt, ett förarbete för anpassning av RIDAS tillämpningsvägledning för betongdammar till de europeiska konstruktionsstandarderna (Eurokoderna) även med avseende på stabilitetsberäkningar.

Sannolikhetsbaserad dimensionering bör också kunna införas som en möjlig metod i detta steg.

Mer detaljerade förutsättningar för arbetet i Steg 2 utarbetas när Steg 1 genomförts.

Steg 2 beräknas kunna färdigställas under 2017. Detaljerad tidplan utarbetas i samband med närmare definition av förutsättningarna efter genomförande av Steg 1.

2 Tillämpning av Eurokoder för tvärsnittsdimensionering i dammar

2.1 KLARSTÄLLNING AV VILKA DELAR I TILLÄMPNINGSVÄGLEDNINGEN SOM SKA REVIDERAS I STEG 1.

Preliminärt behöver minst följande delar i Tillämpningsvägledning daterad 2011-12-15 omarbetas i Steg 1:

- 7.3.1 Allmänt
 - Hänvisning till Eurokoderna införs och det klarställs vilka normer och principer som ska tillämpas för stabilitetsberäkningar respektive tvärsnittsdimensionering.
 - Valvdammar införs under Dammtyper
- 7.3.2 Dimensionering
 - 7.3.2.1 Laster och lastvärden
 - Ingen justering erfordras i Steg 1.
 - 7.3.2.2 Lastfall
 - Mindre textjustering görs i sista stycket.
 - 7.3.2.2.1 Lastfall för stabilitetsberäkningar
 - Förtydligas att lastfall 5 gäller för klass II-flöde och lastfall 7 för klass I-flöde.
 - 7.3.2.2.2 Lastfall för tvärsnittsanalys
 - Ingen justering erfordras i Steg 1.
 - 7.3.2.3 Tvärsnittsdimensionering
 - Partialkoefficientmetoden beskrivs översiktligt.
 - Tabeller införs enligt Eurokoder för lastkombinationer i brottgränstillstånd, brottgränstillstånd för olyckslast och bruksgränstillstånd.
 - Partialkoefficienter och värden för ψ -faktorer definieras för laster och lastkombinationer.
- 7.3.4 Material
 - Partialkoefficienter definieras för betong och armering.

2.2 TILLÄMPBARA DELAR AV EUROKODER

2.2.1 Delar som används idag

- SS-EN 1990 – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk
- SS-EN 1991 – Laster på bärverk
 - × 1991-1-1 Allmänna laster – Tunghet, egentynad, nyttig last för byggnader
 - × 1991-1-3 Snölast

- × 1991-1-4 Vindlast
- × (1991-1-5 Temperaturpåverkan)
- × (1991-1-6 Last under byggskedet)
- × (1991-1-7 Olyckslast)
- SS-EN 1992 – Dimensionering av betongkonstruktioner
 - × 1992-1-1 Allmänna regler och regler för byggnader
 - × 1992-3 Behållare och avskiljande konstruktioner för vätskor och granulära material
- SS-EN 1997 – Dimensionering av geokonstruktioner
- SS-EN 1998 – Dimensionering av bärverk med avseende på jordbävning
- SS-EN 13670:2009 – Betongkonstruktioner – Utförande
- Gällande EKS

2.2.2 Delar med frågetecken

- EK2 7.2-7.3 Minimiarmering
 - × Mängden minimiarmering beror till stor del på vilken sprickbredd som kan accepteras för bland annat, front-/stödsivor, intagsväggar/pelare, utskovspelare, brobanor och stödkonstruktioner.
- EK2 8.7.4 Tvärgående armering i skarvområdet
 - × Hur påverkar dessa täckande betongskikt?
 - × Vad händer om man har huvudarmering i båda riktningarna? Är det bara yttre lagrets skarvar som behöver tvärgående armering?
- Täcksikt
 - × Hur påverkar valet av täcksikt konstruktionen med avseende på tvärgående armering i skarvområdet?
- Dimensionering avseende jordbävning
 - × Varför utelämnas jordbävning från RIDAS? (är det rimligt att en återkomsttid på 10 000 år tillämpas för flöden medan jordbävning försummas trots att stora jordbävningar kan uppstå i Sverige för denna återkomsttid)
 - × Vilken påverkan fås på befintliga dammkonstruktioner vid jordbävningsvibrationer?
- Temperaturgradienter
 - × I EN 1991-1-5 anges temperaturgradienter som ska antas mellan konstruktionsdelar, dock är dessa ej tillämpbara för dammar.
- Krympning
 - × I EK2 definieras att en konstant krympning ska förutsättas över tvärsnittet. För de massiva betongkonstruktionerna som finns inom vattenkraften är detta orimligt.
 - Dels för att massiva konstruktioner torkar ut mycket långsamt och denna slutkrympning ej kommer att uppnås under konstruktionens livslängd.
 - Dessutom, för de konstruktionsdelar som har kontakt med vatten uppstår ej krympning på ytor i kontakt med vatten och dessutom sker en uppfuktning av betongen.

2.2.3 Områden som ej innefattas av Eurokoderna

Eftersom dammar ej är inkluderade i Eurokoderna så är det viktigt att det förtydligas i framtida riktlinjer vad som menas med dammhaveri och dammsäkerhet. Detta genom att referera till Miljöbalken på liknande sätt som beskrivs i RIDAS idag, t.ex. *"dammsäkerhet avser säkerhet mot uppkomst av okontrollerad utströmning från magasinet (dammbrott) som kan medföra skador."*

Vid examensarbetet av Broberg och Thorwid (2015) studerades möjligheten att tillämpa eurokoderna för stabilitetsberäkningar av betongdammar. Baserat på deras resultat framgick att det framförallt saknas vägledning och dimensionerande lastvärden för islaster och upptryck i eurokoderna. Dessa laster måste därmed specificeras i en tillämpningsvägledning på liknande sätt som det görs i RIDAS idag.

Det pågår idag forskning och diskussioner om islastens storlek som ska tillämpas vid dimensionering av dammar. Vid ett första steg för framtagande av tillämpningsvägledning för eurokoderna skulle det vara rimligt att bibehålla dagens lastvärden avseende islaster som anges i RIDAS.

2.3 GRUNDLÄGGANDE DIMENSIONERINGSPRINCIPER ENLIGT EUROKODER

Nedan redovisas tabeller för laster, lastkombinationer och partialkoefficienter, som normalt används vid dimensionering enligt Eurokoder.

2.3.1 Laster, lastkombinationer och partialkoefficienter för laster vid tillämpning av Eurokoder

Lastkombinationer i brottgränstillstånd (varaktiga och tillfälliga dimensioneringssituationer) enligt SS-EN 1990 redovisas i nedanstående Tabell 2.1 och i bruksgränstillstånd i Tabell 2.2.

Tabell 2.1 Lastkombinationer i brottgränstillstånd enligt EKS 10 tabell B-3.

	Lastkombination	
Ekvation	6.10a	6.10b
Permanent last G		
- ogynnsam	$\gamma_d 1,35 G_{k,j}$	$\gamma_d 1,2 G_{k,j}$
- gynnsam	$1,0 G_{k,j}$	$1,0 G_{k,j}$
Spännkraft P		
- ogynnsam	$\gamma_d 1,35 P_k$	$\gamma_d 1,35 P_k$
- gynnsam	$1,0 P_k$	$1,0 P_k$
Variabel last Q		
- huvudlast Q_{k1}	-	$\gamma_d 1,5 Q_{k,i}$
- övriga variabla laster $\sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$	$\gamma_d 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$	$\gamma_d 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$

Tabell 2.2 Lastkombinationer i bruksgränstillstånd enligt SS-EN 1990 6.5.3.

	Lastkombination
--	-----------------

	Karaktäristisk ¹	Frekvent	Kvasi-permanent
Ekvation	6.14b	6.15b	6.16b
Permanent last G	1,0 $G_{k,j}$	1,0 $G_{k,j}$	1,0 $G_{k,j}$
Spännkraft P	1,0 P_k	1,0 P_k	1,0 P_k
Variabel last Q			
- huvudlast Q_{k1}	1,0 $Q_{k,1}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	-
- övriga variabla laster $\sum \psi_{j,i} Q_{k,i}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

¹ Motsvarar permanent skada – irreversibla gränstillstånd

² Motsvarar tillfällig olägenhet – reversibla gränstillstånd

³ Motsvarar långtidslast – långtidseffekter och effekter rörande bärverkets utseende

Variabla laster ska i lastkombinationer enligt ovanstående tabeller multipliceras med en lastreduktionsfaktor ψ_0 , ψ_1 eller ψ_2 . I nedanstående Tabell 2.3 anges förslag till lastreduktionsfaktorn ψ för laster, som är aktuella för dammkonstruktioner, men som inte alltid är angivna i Eurokoder.

Tabell 2.3 Förslag på lastreduktionsfaktorer.

Last	Lastreduktionsfaktor			Referens
	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Variabel vattenlast	0,8	0,8	0	BRO 04
Våglaster, snedställning	0,4	0,4	0	1)
Strömtryck	0,4	0,4	0	1)
Svallning, tryckstöt	0,6	0	0	2)
Vindlast	0,3	0,2	0	3)
Snölast	0,8	0,6	0,2	3)
Islast	0,8	0,6	0,2	4)
Variabelt jordtryck	0,5	0,3	0	2)
Temperaturändring	0,6	0,6	0,5	5)
Rörliga maskindelar	0,8 vertikal last, 0,5 horisontell last	0,7 vertikal last, 0,5 horisontell last	0,6 vertikal last, 0 horisontell last	EKS 10
Trafiklaster	0,75	0,75	0	5)

1) TRVK Bro 11, avsnitt B2.3.2

2) Eget antagande

3) EKS 10 Tabell B-1

4) Analogi med snölast

5) SS-EN 1990 tabell A2.1

2.3.2 Partialkoefficienter för material vid tillämpning av Eurokoder

Partialkoefficienter för material i brottgränstillstånd enligt SS-EN 1992-1-1 redovisas i nedanstående Tabell 2.4.

Tabell 2.4 Partialkoefficienter för material i brottgränstillstånd enligt SS-EN 1992-1-1 tabell 2.1N.

Dimensioneringssituationer	γ_c för betong	γ_s för ospänd armering	γ_s för spännarmering
Varaktiga och tillfälliga	1,5	1,15	1,15
Exceptionella	1,2	1,0	1,0

I bruksgränstillstånd är γ_c och γ_s lika med 1,0.

2.3.3 Referenser

BFS 2015:6. EKS 10 (Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (Eurokoder)).

Broberg L., Thorwid M. (2015) Evaluation of Failure Modes for Concrete Dams. Examensarbete, KTH TRITA-BKN 455. KTH

SS-EN 1990-1999

TRVK Bro 11

3 Tillämpning av Eurokoder för vattenbyggnad inom Europa

Det är inte helt enkelt att hitta litteratur angående tvärsnittsdimensionering av betongdammar i olika länder. I de flesta fall är det relativt lätt att hitta information om hur stabilitetsberäkningar ska genomföras. Eurokoderna beaktar inte dammar generellt, vilket gör att det oftast finns separata riktlinjer/föreskrifter i de olika länderna, som beskriver hur stabilitetsanalyser ska genomföras. Dock, för en utomstående kan det i många länders riktlinjer/föreskrifter tyckas finnas ett glapp mellan stabilitetsberäkningar och tvärsnittsdimensionering, eftersom många riktlinjer för dammar helt utelämnar tvärsnittsdimensioneringen. Tydligheten i hur detta presenteras beror också på om respektive land har föreskrifter definierade av en myndighet eller om de är definierade som branschgemensamma riktlinjer. Nedan presenteras en översiktlig sammanställning över hur kravbilden definieras för vattenbyggnadsbranschen i olika europeiska länder, Ruggeri (2004).

Tabell 3.1 Bakgrund till kravbild för vattenbyggnadskonstruktioner, från Ruggeri (2004).

	Myndighetsföreskrifter	Branschgemensamma riktlinjer
Italien	*	
Spanien	*	
Portugal	*	
Tyskland	*	
Norge	*	
Storbritannien		*
Frankrike		*
Schweiz		*
Sverige		*
Österrike		*

En förklaring till varför tvärsnittsdimensionering i flera fall är knapphändigt beskriven är rimligtvis att gravitations- och valvdammarna är stora massiva, och ofta, oarmerade konstruktioner. Enligt Ruggeri (2004), används armering emellanåt i t.ex. massiva gravitationsdammar, men då i syfte att begränsa ytuppsprickning. Detta sker typiskt vid områden av konstruktionen som riskerar att överdämmas eller andra områden som utsätts för höga vattenhastigheter. Det nämns även att det är ovanligt att armering används för att begränsa temperaturuppsprickning, pga den orimliga mängd som skulle krävas. I stället förordas kylning av betongen i syfte att undvika att spänningarna överskrider draghållfastheten.

I vissa fall kan därmed konstruktionerna vara armerade för att förhindra/begränsa vissa specifika händelser t.ex. ytuppsprickning orsakad under avsvälningen efter hydratationen. Armeringen fyller därmed ett specifikt syfte och ska inte påverka

betongdammens verkningssätt. I USACE's guideline för valvdammar, USACE (1994), föreskrivs det att lokal armering inte får påverka verkningssättet hos själva valvdammen. Därmed, vid dimensioneringen av själva dammen så antas konstruktionen (trots eventuell lokal armering) vara i stadium I (osprucken betong) och därmed inte förlita sig på armeringens bärförmåga. Därmed finns inget specifikt behov av tvärsnittsdimensionering i dessa fall, utan påkänningar i dammkroppen kan erhållas direkt från stabilitetsberäkningarna. Vid dimensionering fordras därmed att uppkomna påkänningar är lägre än tillåtna spänningar (inkl. en global säkerhetsfaktor). Exempel på detta finns i Chen (2015), där det anges att spänningsanalyser genomförs för utvärdering av betongdammar i syfte att analysera konstruktionsskede, bruksgränstillstånd samt brottgränstillstånd, där spänningarna begränsas med säkerhetsfaktorer för tryck respektive dragpåkänningar.

Endast i vissa länders föreskrifter/riktlinjer (såsom i Norge), finns det en tydlig angivelse om att t.ex. eurokoderna ska användas för tvärsnittsdimensionering. Dessutom, i de flesta länders föreskrifter/riktlinjer nämns inte att anslutande konstruktioner till en damm (med eller utan kontakt med vatten) såsom; intag, utskov, kraftstation, etc. ska beaktas (det är endast själva dammen som omnämns). Det är dock rimligt att förutsätta att dessa anslutande konstruktioner dimensioneras med liknande principer som övriga (vanliga) konstruktioner i respektive land, dvs baserat på eurokoderna. Motsvarande finns t.ex. i USA, där USACE (2003), tagit fram en handbok för dimensionering av armerade betongkonstruktioner för vattenbyggnad, som baseras på den amerikanska betongnormen ACI 318. I denna riktlinje tillämpas en hydraulisk faktor, på liknande sätt som nu gällande regler i RIDAS (2011).

I många europeiska länder, t.ex. Sverige, pågår diskussioner och utvärderingar för en eventuell övergång till partialkoefficientmetoden för betongdammar (även för stabilitetsberäkningar). Dock har man i de flesta fall inte kommit särskilt långt i denna process, detta gäller t.ex. Österrike, där de endast har genomfört inledande diskussioner angående en eventuell övergång. I de flesta länder internationellt så tillämpas fortfarande globala säkerhetsfaktorer vid dimensionering av dammar, avseende stabilitet och för påkänningar i oarmerade betongdammar. Vid tillämpning av globala säkerhetsfaktorer, så adderas alla laster rakt av för varje respektive lastkombination (dvs lastfaktorn förutsatt vara 1.0 för alla laster).

I Sverige är det ovanligt att dammar är oarmerade, dvs de flesta typer av dammar är vanligtvis armerade, såsom t.ex. valvdammar etc., vilket innebär att för dessa är tvärsnittsdimensionering en viktig del om konstruktionen förlitar sig på armeringens bärförmåga. T.ex. erfordrar den vanligaste typen av betongdamm, lamelldammar, armering pga konstruktionens slankhet. Även om lamelldammar finns i flera andra länder, så är de vanligtvis avsevärt mycket kraftigare. Orsaken till detta är främst att jordbävningsdimensionering kräver kraftigare dimensioner. I Norge t.ex. finns dock lamelldammar (ambursen dammar), som är snarlika de svenska dammarna i dimensioner.

I flera europeiska länder pågår en liknande process som i Sverige, med utvärdering av eventuell tillämpning av Eurokoder för dimensionering av dammar. Norge kan nämnas som ett exempel, som har kommit något längre gällande tillämpningen av

eurokoder än Sverige, där riktlinjen för vattenkraft och dammar skrevs före introduktionen av eurokoderna, men pga öppning i dokumentet för tillämpning av framtida europeiska normer så ska den idag tillämpas tillsammans med eurokoderna. Det finns (enligt vår vetskap) endast ett fåtal länder, som tillämpar partialkoefficientmetoden för dimensionering av betongdammar och dessa sammanfattas i föreliggande kapitel. Andra exempel där partialkoefficientmetoder tillämpas är Kina (DL5180-2003) (se kapitel 4) och Frankrike (CFBR, 2012). I Frankrike tillämpas dessa dock endast för stabilitetsberäkningar och ej för tvärsnittsdimensionering.

I efterföljande avsnitt presenteras hur tvärsnittsdimensionering beaktas i följande europeiska länder: Norge, Tyskland, Österrike och Schweiz. Detta är de europeiska länder, som (enligt författarnas vetskap) tillämpar Eurokoder på något sätt vid dimensionering av betongdammar. Dessa länder är dessutom utvalda, eftersom rapportförfattarna har störst insikt i och/eller tillgång till dessa länders riktlinjer, genom t.ex. personliga erfarenheter eller via kontakter som är verksamma i dessa länder.

Även om Eurokoder på något sätt beaktas, så finns det stora skillnader mellan länderna. I efterföljande sammanställning presenteras även eventuella områden/frågeställningar, som särskilt har fått stor uppmärksamhet i respektive land på grund av att metoderna i eurokoderna ger signifikant avvikande resultat mot tidigare dimensioneringsmetoder.

3.1 TILLÄMPNING AV EUROKODER I NORGE

Den norska riktlinjen för dimensionering av betongdammar NVE (2005) utkom före implementeringen av Eurokoderna. Vid tidpunkten när denna utgavs så var följande norska standarder gällande NS 3473, NS EN 206-1, NS 3465 och NS 3420, men riktlinjen föreskriver även att den gäller för framtida ändringar och ersättningar av dessa genom nationella och europeiska standarder. Detta är förtydligat i NVE (2015) där följande text står:

"NS 3473 utgikk 1 april 2010 og er derfor ikke gyldig norsk standard lenger. I retningslinjer for betongdammer henvises det til norske standarder NS 3473, NS EN 206-1, NS 3465 og NS 3420 og fremtidige endringer/erstatninger til disse gjennom nasjonale og europeiske standarder. Gjeldende norsk standard for betongkonstruksjoner er NS EN 1991-1-1 (EC2) og denne gjelder dermed også for betongdammer " (NVE, 2015)

Därmed, idag tillämpas t.ex. Eurokod 2 (istället för NS 3473) för dimensionering av betongdammar enligt den norska riktlinjen. I samband med att eurokoderna infördes i Norge så infördes även att Eurokod 8 tillämpas för jordbävningsdimensionering av betongdammar i högsta konssekvensklasserna¹ med en återkomsttid på 475 år för brottgränstillstånd och 10 000 år för olyckslast, se NVE (2003). NVE arbetar med en uppdatering och revidering av nu gällande

¹ <http://www.nve.no/no/sikkerhet-og-tilsyn1/damsikkerhet/nve-damsikkerhet/dammer-og-jordskjelv/samt>
<http://www.nve.no/global/sikkerhet%20og%20tilsyn/damsikkerhet/retningslinjer/kontroll%20av%20jor>
[dsksjelv%20p%c3%a5%20dammer,%20roan,%20juni%202014.pdf?epslanguage=no](http://www.nve.no/global/sikkerhet%20og%20tilsyn/damsikkerhet/retningslinjer/kontroll%20av%20jor)

riktlinje NVE (2005), men i dagsläget är det ej känt när denna förväntas bli färdigställd.

Samtliga laster som ska beaktas vid dimensionering definieras i NVE (2005) för bruksgränstillstånd, brottgränstillstånd, olyckslast samt utmattning. Lasterna är i sin tur uppdelade i permanenta laster, variabla laster samt olyckslaster. Enligt NVE (2005) ska följande lastkombinationer och lastkoefficienter beaktas vid dimensionering.

Bruksgränstillstånd

- Alla laster $\gamma_L = 1,0$

Brottgränstillstånd

- Vattentryck och islast $\gamma_L = 1,2$ ($\gamma_L = 1,0$ för stabiliserande/gynnsamma laster)
- Egentyngd $\gamma_L = 1,2$ ($\gamma_L = 1,0$ för stabiliserande/gynnsamma laster)
- Övriga laster som anges i norska standarder

Olyckslaststillstånd

- Vattentryck och islast $\gamma_L = 1,0$
- Övriga laster, som anges i norska standarder

Vid författandet av NVE (2005) så var den norska betongnormen NS 3473 gällande. Enligt NS 3473, ska följande partialkoefficienter tillämpas för att beakta osäkerhet och spridning av materialegenskaper i syfte att ta fram dimensionerande materialegenskaper, se Tabell 3.2.

Tabell 3.2 Partialkoefficienter för materialegenskaper, enligt NS 3473.

Gränstillstånd		Brottgränstillstånd	Olyckslaststillstånd	Bruksgränstillstånd
Armerad betong	Betong γ_c	1,40	1,20	1,0
	Armering γ_s	1,25	1,10	1,0
Oarmerad betong	Betong γ_c	1,75	1,50	1,0

Detta innebär att totalsäkerheten för ett fall med permanent (stjälpande) vattentryck vid brottgränstillstånd blir enligt följande:

Tabell 3.3 Totalsäkerhet enligt NVE (2005) vid brottgränstillstånd

		Totalsäkerhet
Armerad betong	Betong $\gamma_L \cdot \gamma_c$	$1,2 * 1,40 = 1,7$
	Armering $\gamma_L \cdot \gamma_s$	$1,2 * 1,25 = 1,5$
Oarmerad betong	Betong $\gamma_L \cdot \gamma_c$	$1,2 * 1,75 = 2,1$

3.1.1 Viktiga observationer vid tillämpning av eurokoder i Norge

I Norge har eurokoderna tillämpats för dimensionering av dammar sedan 2010 och utifrån detta har flera erfarenheter dragits och i vissa fall har stora skillnader observerats mot tidigare dimensioneringsmetoder, se t.ex. Lindemark et al. (2015).

Tvärkraftsdimensionering – en viktig fråga som belysts i flera tillämpningar är att mängden skjuvarmering har ökat avsevärt om Eurokod 2 tillämpas istället för den tidigare norska normen NS 3473. NVE har även gett ut ett tillägg NVE (2015) till den norska riktlinjen för dimensionering av betongdammar, som särskilt avser kontroll av tvärkraftskapacitet. En stor skillnad mot föregående norska norm NS 3473 är att betongens tvärkraftskapacitet är upp mot 30 – 40 % högre enligt NS 3473 jämfört mot Eurokod 2. Dessutom, enligt Eurokod 2 ska tvärsnittet armeras för hela tvärkraften om betongens tvärkraftskapacitet överskrider. I tidigare norska norm (och även enligt additionsprincipen som tidigare tillämpades i Sverige) behövdes det endast armeras för skillnaden mellan yttre tvärkraft och betongens tvärkraftskapacitet. I och med tillägget NVE (2015) så tillåts numera att metoden i NS 3473 tillämpas vid utvärdering av befintliga lamelldammar.

Även i bruksgränstillstånd, vid begränsning av sprickbredder, erhålls en signifikant skillnad i mängd skjuvarmering vid sneda spänningstillstånd (kombinerad böjning och tvärkraft). En jämförelse mellan tidigare normer i Norge och Sverige samt eurokoderna finns presenterad i Malm (2006). Sprickbredden beräknas som en funktion av spänningen i armeringen precis vid sprickan och beräkningarna i Malm (2006) visar att orimligt höga sprickbredder erhålls om sprickvinkeln förutsätts motsvara huvudspänningsriktningen. I de metoder som beaktar att en omfördelning av spänningar sker mellan böj- och skjuvarmering, erhålls sprickbredder som bättre stämmer överens med vad som observerats i fält och som erhålls från detaljerade finita elementberäkningar, Malm (2009).

3.2 TILLÄMPNING AV EUROKODER I TYSKLAND

I Tyskland ska utvärderingen av dammsäkerhet genomföras enligt DIN standarder där användningen av dessa föreskrivs i federala föreskrifter. Följande standarder är avsedda för dammar; DIN-19700-1 (Dam plants – General specifications) och DIN-19700-11 (Dam plants – Dams) samt DIN-19702 (Stability of solid structures in water engineering).

Enligt den tyska normen för dammar DIN-19700, delas laster och lasteffekter som påverkar ett bärande system upp enligt följande

- Belastningar och direkta lasteffekter
- Påtvingade deformationer och indirekta lasteffekter

Dessa laster och lasteffekter grupperas baserat på deras varaktighet och frekvens

- Grupp 1: Permanenta och frekventa laster (t.ex. vattentryck, egentyngh, krympning, krypning etc)
- Grupp 2: Ovanliga och tillfälliga laster (t.ex. is och vindlast etc.)
- Grupp 3: Extrema laster (t.ex. dimensioneringsjordbävning (DBE))

Olika lastfall erhålls genom kombinerings av laster och lasteffekter som sorteras in under de olika grupperna.

- För Lastfall 1 (Bruksgränstillstånd) beaktas samtliga relevanta laster inom grupp 1.

- För Lastfall 2 (Brottgränstillstånd) beaktas samtliga relevanta laster inom grupp 1 samt en av lasterna/lasteffekterna från grupp 2.
- För Lastfall 3 (Olyckslast) beaktas samtliga relevanta laster inom grupp 1 samt en av lasterna/lasteffekterna från grupp 3.

Lastkombineringen ser därmed ut enligt följande enligt Golger (2011), se Tabell 3.4.

Tabell 3.4 Lastkombinering enligt DIN 19702, från Golger (2011).

Actions		Loadings - Load combinations								
		1		2				3		
		1.1	1.2	2.1	2.2	2.3	2.4	3.1	3.2	3.3
Group 1	Dead load	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	Live load and extra load	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	Water pressure and flow force at designed water level	x			x	x	x		x	x
	Earth pressure	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	Long-term temperature actions	x	x	x	x	x	x	x		x
	Creeping / crawling and contracting of concrete	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Group 2	Water pressure and flow force of flood water level 1 (Z_{H1})			x						
	Ice pressure and wind load				x					
	Extraordinary operating conditions and load cases					x				
	Operating earthquake						x			
Group 3	Water pressure and flow force of flood water level 2 (Z_{H2}), if $Z_{H2} > Z_{H1}$							x		
	Rarely temperature actions								x	
	Design earthquake									x

Vid stabilitetsberäkningar och eller analyser av oarmerade betongkonstruktioner så adderas samtliga laster med lastfaktorn 1.0 och en global säkerhetsfaktor tillämpas därefter för utvärdering av konstruktionen där t.ex. en säkerhetsfaktor anges för tillåtna tryckspänningar i oarmerade betongkonstruktioner, vilken motsvarar 2,1 för analys av permanenta lasteffekter. (Golger, 2011)

I de fall där särskild tvärsnittsdimensionering krävs tillämpas den tyska DIN normen DIN EN 19702:2013 (Stability of solid structures in water engineering), som i sin tur refererar till de tyska DIN normernas ekvivalenter till eurokoderna, dvs t.ex. DIN EN 1992-1-1². Vid tvärsnittsdimensionering beaktas vattenlasten som en karakteristisk permanent last enligt eurokod, dvs med en partialkoefficient på $\gamma_F = 1,35$ vid lastfall 6.10a (underförutsättning att lasten är stjälpande). Stabiliserande vattenlast förutsätts ha en partialkoefficient på $\gamma_F = 1,0$ i enlighet med eurokod. Enligt DIN EN 1992-1-1 ska följande partialkoefficienter tillämpas för att beakta osäkerhet och spridning av materialegenskaper i syfte att ta fram dimensionerande materialegenskaper, se Tabell 3.5.

² Eurokoderna har sedan januari 2011 ersatt de tidigare tyska normerna så som DIN 1045-1 Concrete, reinforced and prestressed concrete structures – Part 1: Design and construction.

En skillnad mot rekommenderade värden i eurokoderna är att den tyska normen har valt en partialkoefficient på 1,3 (istället för 1,2) för exceptionella lastfall när det gäller betongen.

Tabell 3.5 Partialkoefficienter för materialegenskaper enligt DIN EN 1992-1-1.

	Varaktiga och tillfälliga	Exceptionella
Betong, γ_c	1,5	1,3
Armering, γ_s	1,15	1,0

Detta innebär att totalsäkerheten för ett fall med permanent (stjälpande) vattentryck vid brottgränstillstånd blir enligt följande:

Tabell 3.6 Totalsäkerhet enligt DIN EN 19702:2013 vid brottgränstillstånd

	Totalsäkerhet
Betong $\gamma_F \cdot \gamma_c$	1,35 * 1,50 = 2,0
Armering $\gamma_F \cdot \gamma_s$	1,35 * 1,15 = 1,6

3.2.1 Viktiga observationer vid tillämpning av eurokoder i Tyskland

En fråga, som har fått stor uppmärksamhet i Tyskland, är minimiarmering, och särskilt minimiarmering för att förhindra sprickor orsakade avsvälningen efter hydratationen. För detta ändamål är t.ex. den nationella bilagan justerad så att faktorn k är reducerad i avsnitt 7.3.2 "Minimiarmering för sprickbredds begränsning".

Dessutom har riktlinjer särskilt avsedda för vattenbyggnadskonstruktioner tagits fram BAW (2011) för att bestämma erforderlig armeringsmängd för att begränsa uppsprickning orsakad av hydratationen. Den stora skillnaden mellan BAW (2011) och Eurokoder är att BAW (2011) förutsätter att tvångskrafter är ett geometriskt problem och inte ett jämviktsproblem. BAW (2011) beskrivs ytterligare i kapitel 8.

3.3 TILLÄMPNING AV EUROKODER I ÖSTERRIKE

Det finns ingen riktlinje för betonggravitationsdammar i Österrike, enligt Zenz et al. (2012). Den Österrikiska reservoarkommissionen har endast tagit fram riktlinjer för fyllnadsdammar och riktlinjer för seismiska analyser av dammar och dessa är inte anpassade mot eurokoderna i dagsläget. Arbete pågår för att uppdatera dessa riktlinjer samt utveckla en riktlinje för betongdammar där samtliga är anpassade mot eurokoderna. (Zenz et al., 2012)

I dagsläget tillämpas DIN standarden för betongdammar, DIN 19700, i Österrike. En skillnad är dock beräkningen av upptryck, där ett reducerat upptryck motsvarande 85 % av DIN-normens tillämpas.

3.4 TILLÄMPNING AV EUROKODER I SCHWEIZ

I Schweiz tillämpas de Schweiziska normerna SIA, som baseras på eurokoderna. För betongkonstruktioner gäller SIA 260:2013 samt SIA 262:2013 som baseras på EN 1992-1 och EN 206-1. Dessutom tillämpas SIA 272:2009 som avser konstruktioner utsatta för vattentryck. Den senare behandlar dock ej

tvärsnittsdimensionering med undantag för att den ger en alternativ metod för bestämning av minimiarmering.

De schweiziska SIA normerna delar upp lasterna i tre olika grupper, på samma sätt som i den tyska DIN EN 19702:2013 normen. Dessa laster och lasteffekter grupperas baserat på deras varaktighet och frekvens

- Grupp 1: Permanenta och frekventa laster (t.ex. vattentryck, egentygnd, krympning, krypning etc)
- Grupp 2: Ovanliga och tillfälliga laster (t.ex. is och vindlast etc.)
- Grupp 3: Extrema laster (t.ex. dimensioneringsjordbävning (DBE))

För samtliga permanenta laster definieras både ogynnsamma (stjälpande) respektive gynnsamma (stabiliserande) lastkoefficienter. Enligt Conrad (2016) så beaktas vattentryck som permanenta karakteristiska laster (på samma sätt som de tyska normerna), där t.ex. vattentrycket förutsätts ha en lastkoefficient på 1.35 eller 0.8 beroende på om den är stjälpande eller stabiliserande. En viktig skillnad här mot de tyska normerna är därmed att de schweiziska är mer konservativa när det gäller tillgodoräknande av gynnsamma permanenta lasteffekter (0,8 istället för 1,0). SIA 260 definierar även att upptrycket ska ges följande lastfaktorer beroende på om de agerar stjälpande eller stabiliserande, 1.2 respektive 0.9. (Conrad, 2016)

Partialkoefficienterna för betong och armering följer rekommendationerna i eurokoderna, dvs där $\gamma_c = 1.5$ och $\gamma_s = 1.15$ för permanenta och varaktiga lastkombinationer.

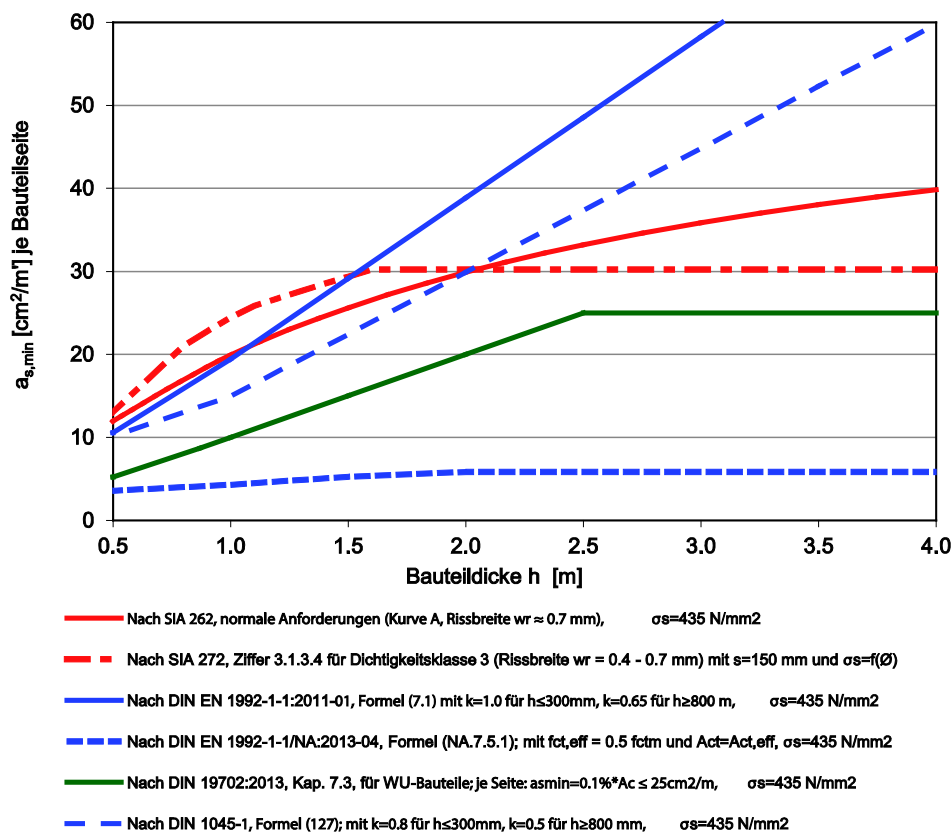
Detta innebär att totalsäkerheten för ett fall med permanent (stjälpande) vattentryck vid brottgränstillstånd blir enligt följande Tabell 3.7:

Tabell 3.7 Totalsäkerhet enligt SIA 262:2013 vid brottgränstillstånd

	Totalsäkerhet
Betong $\gamma_F \cdot \gamma_c$	1,35 * 1,50 = 2,0
Armering $\gamma_F \cdot \gamma_s$	1,35 * 1,15 = 1,6

3.4.1 Minimiarmering enligt schweiziska normer

I SIA 272 finns ett särskilt avsnitt avseende minimiarmering som skiljer sig mot SIA 262 och DIN EN 1992-1-1. För konstruktioner utsatta för vattentryck tillämpas samma metod som i SIA 262 men armeringsbehovet reduceras för tvärsnitt med en tjocklek som överskrider 0,8 m. Dessutom förutsätts minimiarmeringsbehovet vara konstant för tvärsnitt med en tjocklek som överskrider 1,6 m i tjocklek förutsätts. Därmed förutsätts att ännu tjockare betongkonstruktioner inte kräver någon ytterligare minimiarmering.



Figur 3.1 Beräkning av minimiarmering enligt Schweiziska normer (SIA 262 resp SIA 272) samt Tyska normen DIN EN 1992-1-1 (ekivalent med DIN 1045-1).

3.5 REFERENSER

ACI 318: American Concrete Institute, Building Code Requirements and Commentary for Reinforced Concrete.

BAW (2011): Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken (MFZ). Bundesanstalt für Wasserbau

Chen S.H. (2015): Hydraulic Structures, Berlin, Springer-Verlag. Doi 10.1007/978-3-662-47331-3.

CFBR (2012). Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids. Novembre 2012, 117p

Conrad M. (2016) Personlig kommunikation med Marco Conrad (ÅF Schweiz).

DIN 1045-1: German Institution for Standards (DIN). Concrete, reinforced and prestressed concrete structures – Part 1: Design and construction, 2008.

DIN 19700-1: German Institution for Standards (DIN). Dam Plants – General specifications. Berlin, 2004

DIN 19700-11: German Institution for Standards (DIN). Dam Plants – Part 11: Dams. Berlin, 2004.

- DIN-19702: German Institution for Standards (DIN). Stability of solid structures in water engineering, 2013.
- DL5180-2003: Classification & design safety standard of hydraulic projects, 2003.
- Golger T. (2011): Analysis of Structural Safety of Gravity Dams. Bachelor project, Institute for Hydraulic Construction and Water management, TU Graz.
- Lindemark J., Aasheim E.E., Mork R.O. & Bjønnes T. (2015): Sarvsfossen Dam – Design of a Norwegian Concrete Arch Dam, In: Hydropower 15, Stavanger, 15 – 16 June.
- Malm R. (2006): Shear cracks in concrete structures subjected to in-plane stresses. Lic. Thesis. TRITA-BKN Bulletin 88. KTH Royal Institute of Technology.
- Malm R (2009): Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method. PhD Thesis, TRITA-BKN Bulletin 97. KTH Royal Institute of Technology.
- NVE (2005): Retningslinjer for betongdammer. Til §4.8 I forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg. Norges vassdrags og energidirektorat (NVE). Utgave 2 – oktober 2005.
- NVE (2015): Tillegg til retningslinjer for betongdammer, utgave 2 (okt 2005) Dato: 07.01.2015 - Kontroll av skjærkapasitet i eksisterende platedammer. Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE).
- NS-EN 206: Concrete - Specification, performance, production and conformity. Standard NO, 2013.
- NS 3420: Specification texts for building, construction and installations - Part L: Concrete, Standard NO, 2003.
- NS 3465: Execution of concrete structures - Common rules. Standard NO, 2003.
- NS 3473: Concrete structures - Design and detailing rules. Standard NO, 2003.
- RIDAS (2011): Swedish Hydropower companies guidelines for dam safety, application guideline 7.3 Concrete dams. Svensk energi.
- Ruggeri G. (2004): Sliding safety of existing gravity dams: final report. Working Group on Sliding Safety of Existing Gravity Dams. ICOLD European Club.
- SIA 260: Grundlagen der Projektierung von Tragwerken. Schweizerischer ingenieur- und architektenverein (SIA), 2013.
- SIA 262: Betonbau, Schweizerischer ingenieur- und architektenverein (SIA), 2013.
- SIA 272: Abdichtungen und Entwässerungen von Bauten unter Terrain und im Untertagbau, Schweizerischer ingenieur- und architektenverein (SIA), 2009.
- USACE (1994): Engineering and Design – Arch Dam Design. Engineering Manual 1110-2-2201. US Army Corps of Engineers, Washington.

USACE (2003): Engineering and Design: Strength Design for Reinforced-Concrete Hydraulic Structures. Engineering Manual 1110-2-2104. US Army Corps of Engineers, Washington.

Zenz G., Goldgruber M., Golger T. (2012): Analysis of Structural Safety of Gravity Dams. Graz University of Technology.

4 Dimensioneringsprinciper för vattenbyggnad utanför Europa

Förutom att titta på hur Eurokoderna tillämpas i övriga Europa är det också intressant att se hur dammar och vattenbyggnadskonstruktioner dimensioneras i övriga världen och vilken säkerhet olika länder ger konstruktionerna vid dimensioneringen.

Initialt bestämdes att titta på hur dimensionering sker i USA, Kanada och Kina. Då det visade sig att USA och Kanada inte använder partialkoefficientmetoden bestämdes att inte titta vidare på deras normer. I detta kapitel beskrivs därför endast hur vattenbyggnadskonstruktioner dimensioneras i Kina.

4.1 DIMENSIONERING VATTENBYGGNADSKONSTRUKTIONER I KINA

I Kina styrs dimensioneringen av dammar och andra vattenbyggnadskonstruktioner av statliga standarder. På grund av historiska ansvarsfördelningar inom centralregeringen finns två parallella uppsättningar av standarder. Den ena uppsättningen (med namnsättning som börjar med SL) används enligt Chen (2015) för konstruktioner som faller under ansvarsområdet för departementet för vattenresurser, den andra (med namnsättning som börjar med DL) för konstruktioner som faller under ansvarsområdet för departementet för energi. De två uppsättningarna har delvis samma innehåll och hänvisningar till varandra. Formlerna nedan är hämtade från standardserien DL. Formlerna i SL skiljer något, men ger i princip samma totalsäkerhet.

Det finns generella standarder för klassning, laster och beräkningsförutsättningar, specifika standarder för dimensionering av olika dammtyper, samt separata standarder för tvärsnittsdimensionering och detaljutformning av vattenbyggnadskonstruktioner.

4.1.1 Klassificering

Konstruktioner dimensioneras med olika säkerhetsmarginaler utifrån vilken klass dammen tillhör, men också efter vilken betydelse aktuell konstruktionsdel har inom anläggningen. Dammar delas in i 5 klasser, efter vilken betydelse de har för samhället, konsekvenser vid dammbrott, energiproduktion, magasinvolym m.m. Klassen på dammen avgör enligt DL5180-2003 (2003) bland annat vilket flöde den ska dimensioneras för att kunna hantera.

Utifrån dammens klass tilldelas enskilda konstruktionsdelar en konstruktionsklass 1-5, enligt Tabell 4.1 nedan. Där skiljs på primära dämmande konstruktioner och sekundära konstruktioner. Konstruktionsklass 1 dimensioneras för 100 års livslängd, övriga 50 år.

Tabell 4.1 Konstruktionsdelsklass.

Dammens klass	Klass på konstruktionsdel	
	Primär konstruktion	Sekundär konstruktion
I	1	3
II	2	3
III	3	4
IV	4	5
V	5	5

Slutligen tilldelas konstruktionsdelen en av tre säkerhetsklasser, enligt Tabell 4.2 nedan, som ges olika partialkoefficienter vid konstruktionsberäkningar.

Tabell 4.2 Säkerhetsklass.

Klass på konstruktionsdel	Säkerhetsklass
1	I
2, 3	II
4, 5	III

4.1.2 Laster

Laster delas in i permanenta laster, variabla laster och olyckslaster, som ges olika partialkoefficienter vid beräkningar. Till vilken grupp en last hör för olika konstruktionstyper ges i GB50199-2013 (2013). Några exempel för betongdammar ges nedan.

Permanenta laster

- Egentyngd
- Jordtryck
- Spännkraft

Variabla laster

- Vattenlast
- Våglast
- Upptryck
- Strömtryck
- Islast
- Temperaturlast

Olyckslaster

- Jordbävningslast
- Vattenlast (vid dimensionerande flöde)

Laster för vattenbyggnadskonstruktioner definieras i DL5077-1997 (1997). Nedan ges några exempel på laster.

Egentyngd

Egentyngd för armerad betong sätts till 24,5-25,0 kN/m³.

Upptryck

Figurer för att bestämma upptryck för olika dammgeometrier grundlagda på berg finns i DL5077-1997 (1997). Man skiljer på den lyftkraft som uppstår på grund av en nedströmsvattenyta och det upptryck som uppstår på grund av gradienten mellan uppströms och nedströms vattenyta. Vid till exempel stabilitetsberäkningar av gravitationsdammar ges dessa olika krafter olika partialkoefficienter. Finns ett dränagegalleri, ges också upptrycken uppströms och nedströms om det olika koefficienter, för att ta hänsyn till osäkerheter i dränagets funktion, enligt DL5108-1999 (1999).

Islast

Karaktäristiskt värde på statisk islast bestäms utifrån medelvärdet på årlig maximal istjocklek på aktuell plats, enligt Tabell 4.3 nedan.

Tabell 4.3 Islaster.

Istjocklek (m)	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2
Islast (kN/m)	85	180	215	245	280

Värdena i tabellen multipliceras med faktorn 0,87 för små magasin och med faktorn 1,25 för magasin i vidsträckta flacka områden. Där det är osannolikt att istjockleken överstiger 0,4 m kan islasten bortses ifrån.

4.1.3 Material

I DL/T5057-2009 (2009) återfinns tabeller med karaktäristiska och dimensionerande värden på material. Karakteristiska materialvärden definieras på samma sätt som i Eurokoderna, d.v.s. som 95 %-fraktilen.

För tryck- och draghållfasthet på betong motsvarar skillnaderna mellan dimensionerande och karaktäristiska värden en reduktion med en partialkoefficient $\gamma_m = 1,4$.

För armeringsståls draghållfasthet blir motsvarande partialkoefficient $\gamma_m = 1,11$ för sträckgräns 235-400 MPa och $\gamma_m = 1,2$ för sträckgräns 500 MPa.

4.1.4 Tvärsnittsdimensionering

Den generella formeln för tvärsnittsdimensionering i brottgränstillstånd i DL/T5057-2009 (2009) lyder:

$$\gamma_0 \psi S (\gamma_G S_{Gk} + \gamma_{Q1} S_{Q1k} + \gamma_{Q2} S_{Q2k}) \leq \frac{1}{\gamma_d} R(f_d, a_k)$$

där:

γ_0	Faktor för konstruktionsdelens betydelse/säkerhetsfaktor enligt 4.1.1. Värde 1,1, 1,0 och 0,9 för säkerhetsklass I, II respektive III
ψ	Faktor för typ av lastfall. Värde 1,0, 0,95 och 0,85 för permanent situation, tillfällig situation respektive olycksituation
S	Dimensionerande lasteffekt
S_{Gk}, S_{Qik}	Karaktäristiska lastvärden för permanenta och variabla laster
γ_G	Partialkoefficient för permanent last. 1,05 om ogynnsam, 0,95 om gynnsam
γ_{Q1}	Partialkoefficient för variabel last. Minsta värde 1,2, men vissa laster kan ha högre koefficienter, vilket anges i normerna
γ_{Q2}	Partialkoefficient för variabel last som är välkänd och fullt kontrollerbar. Som exempel ges hjultryck från kran i kraftstation. Minsta värde 1,1
γ_d	Partialkoefficient för osäkerheter i beräkningsmodell och övriga osäkerheter. Bestäms bland annat med hänsyn till acceptabel brottsannolikhet. Värde 1,2 vid tvärsnittsdimensionering av armerade betongkonstruktioner
R	Dimensionerande bärförmåga
f_d	Dimensionerande hållfasthetsvärde
a_k	Geometrisk faktor

För att få en känsla för vilken total säkerhet som fås vid dimensionering kan de olika partialkoefficienterna enligt ovan multipliceras ihop. För till exempel en betongkonstruktion belastad av enbart variabel vattenlast i ett permanent lastfall fås då säkerheten:

$$\gamma_0 * \gamma_{Q1} * \gamma_d * \gamma_m = 1,1 * 1,2 * 1,2 * 1,4 = 2,2 \text{ (avseende betong i säkerhetsklass I)}$$

$$\gamma_0 * \gamma_{Q1} * \gamma_d * \gamma_m = 1,1 * 1,2 * 1,2 * 1,2 = 1,9 \text{ (avseende armering i säkerhetsklass I)}$$

$$\gamma_0 * \gamma_{Q1} * \gamma_d * \gamma_m = 1,0 * 1,2 * 1,2 * 1,4 = 2,0 \text{ (avseende betong i säkerhetsklass II)}$$

$$\gamma_0 * \gamma_{Q1} * \gamma_d * \gamma_m = 1,0 * 1,2 * 1,2 * 1,2 = 1,7 \text{ (avseende armering i säkerhetsklass II)}$$

4.1.5 Referenser

Chen S. H. (2015) *Hydraulic Structures*, Berlin, Springer-Verlag

DL5180-2003 (2003) *Classification & design safety standard of hydraulic projects*

GB50199-2013 (2013) *Unified standard for reliability design of hydraulic engineering structures*

DL5077-1997 (1997) *Specification for load design of hydraulic structures*

DL5108-1999 (1999) *Design specification for concrete gravity dams*

DL/T5057-2009 (2009) *Design specification for hydraulic concrete structures*

5 Jämförande dimensioneringsberäkningar

5.1 FRONTPLATTA I BETONGDAMM

5.1.1 Elforsk rapport 13:68

KFS har i en tidigare utredning utfört dimensioneringsberäkningar för ett betongtvärsnitt bestående av frontplattan till en lamelldamm. Beräkningarna har utförts dels enligt RIDAS, dels enligt Eurokoder. Resultaten har jämförts och skillnader och likheter har belysts.

Dimensionering enligt RIDAS innebär tillämpning av de äldre regelverken BKR och BBK, men med lastkoefficienter enligt RIDAS.

Utförda beräkningar visar att dimensionering enligt Eurokoder ger mindre armeringsmängd för böjmoment i brottgränstillstånd. Den armeringsmängd som erfordras för att ta upp ett böjmoment ger även tvärsnittet en tvärkraftskapacitet. Därvid kan en utnyttjandegrad beräknas som är ett förhållande mellan dimensionerande tvärkraft och tvärkraftskapacitet. Utnyttjandegraden är lägre vid dimensionering enligt Eurokoder.

Vid jämförande beräkningar av vilken armeringsmängd, som behövs för att uppfylla kraven på sprickbredder, blir resultaten i princip lika oavsett regelverk. Eurokoder ger dock något mindre armering.

Den dimensionerande draghållfastheten i betongen är högre enligt Eurokoder och det resulterar i kortare förankringslängder jämfört med beräkning enligt RIDAS.

Rapporten kommenterar skillnader i beräkningarna och redovisar några förklaringar till vad skillnaderna beror på.

Endast vattenlasten beaktas i Elforsk rapport 13:68.

5.1.2 Islast mot en frontplatta i lamelldamm

I följande avsnitt kontrolleras islastens bidrag till det dimensionerande momentet i en lamelldamms frontskiva.

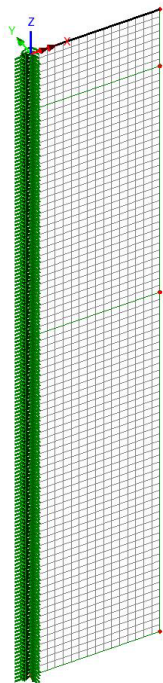
Förutsättningar avseende material, geometri och lastreduktionsfaktorer har antagits lika som vid beräkningar tillhörande "Elforsk rapport 13:68, Eurokoder, jämförande beräkningar inom vattenbyggnadsområdet (KFS 2012)".

Förutsättningar:

Dammens höjd	20 m
Dammens krön	+0 m
Dämningsgräns, DG	-2 m

I Eurokoderna finns inga klara riktlinjer för hur ψ för vatten- och islast ska väljas. I denna beräkning har $\psi_0=0,75$ valts för vatten- och islast.

I denna kontroll modelleras lamelldammens frontplatta som en konsolplatta för att få med de tredimensionella effekterna.



Figur 5.1 Inspänningssnitt FE-modell.

Modellen är utförd i finita elementprogrammet LUSAS och består av kvadratiska skalelement av typen "Thick shell elements". Endast frontplattan modellerades och den antogs fast inspänd längs anslutningen mot pelaren enligt Figur 5.1 och Figur 5.2, övriga riktningar var fria. Elementstorleken 0,25 m användes.

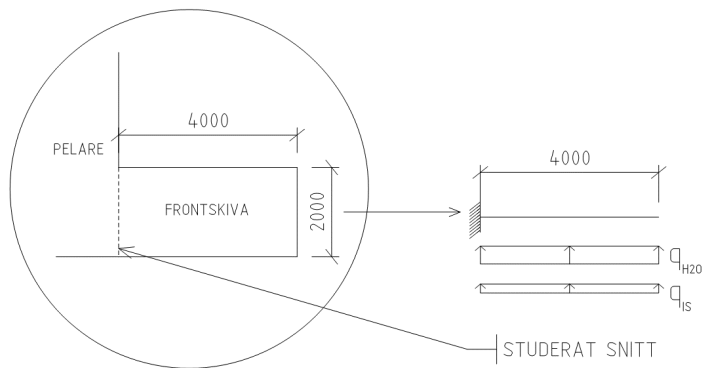
Geometri frontplatta:

Längd $L = 4\,000\text{ mm}$

Tjocklek $h = 2\,000\text{ mm}$

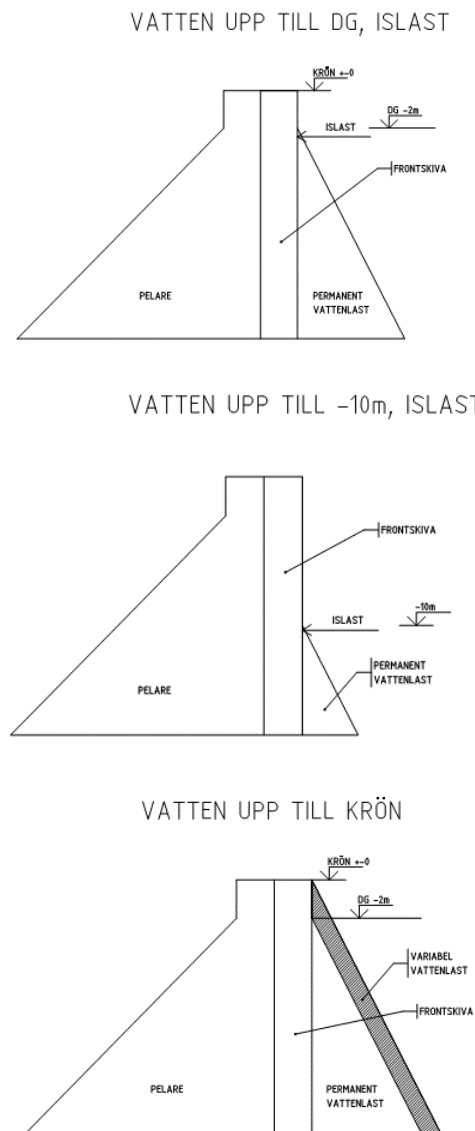
I modellen har inte inverkan av brobana beaktats.

Islastens storlek $q_{IS} = 200\text{ kN/m}$



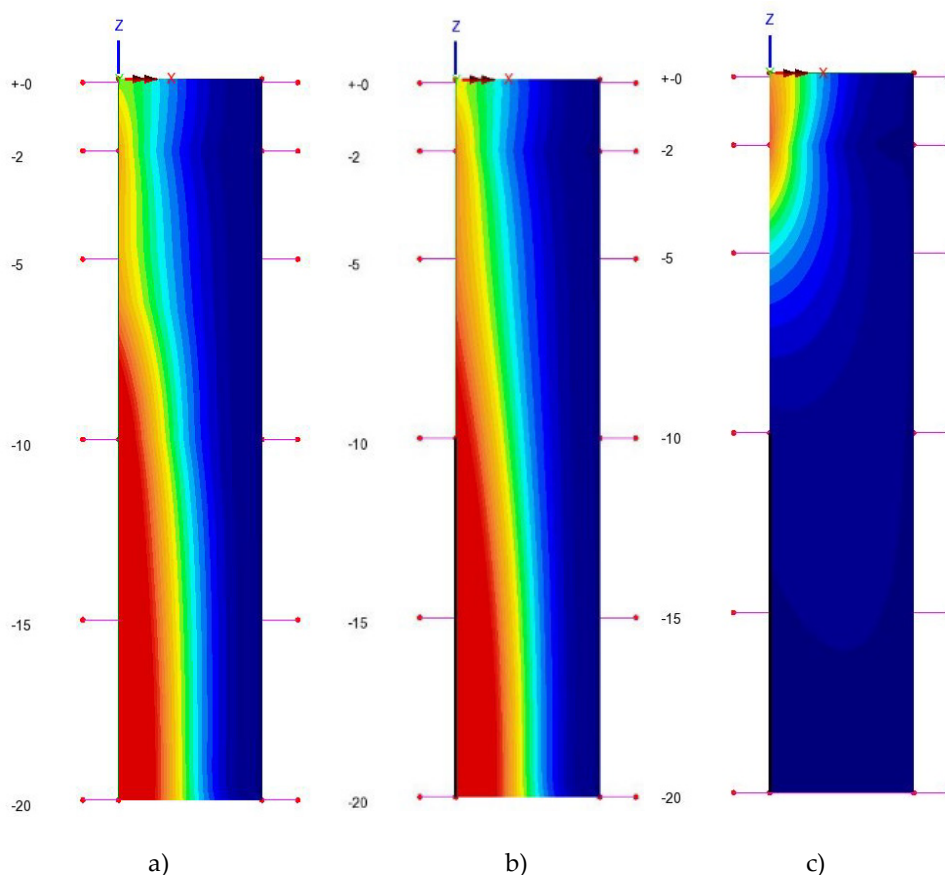
Figur 5.2 Tvärsnitt av frontplatta.

Följande lastkombinationer studeras i denna beräkning.



Figur 5.3 Lastkombinationer.

Egentyngd försummas. Islasten appliceras som en linjelast och antas angripa 0,33 m under DG, alternativt 10 m lägre. Vid vattenstånd upp till DG betraktas vattenlasten som permanent last. Vid vattenstånd högre än DG delas vattenlasten in i en permanent och en variabel del, se Figur 5.3.

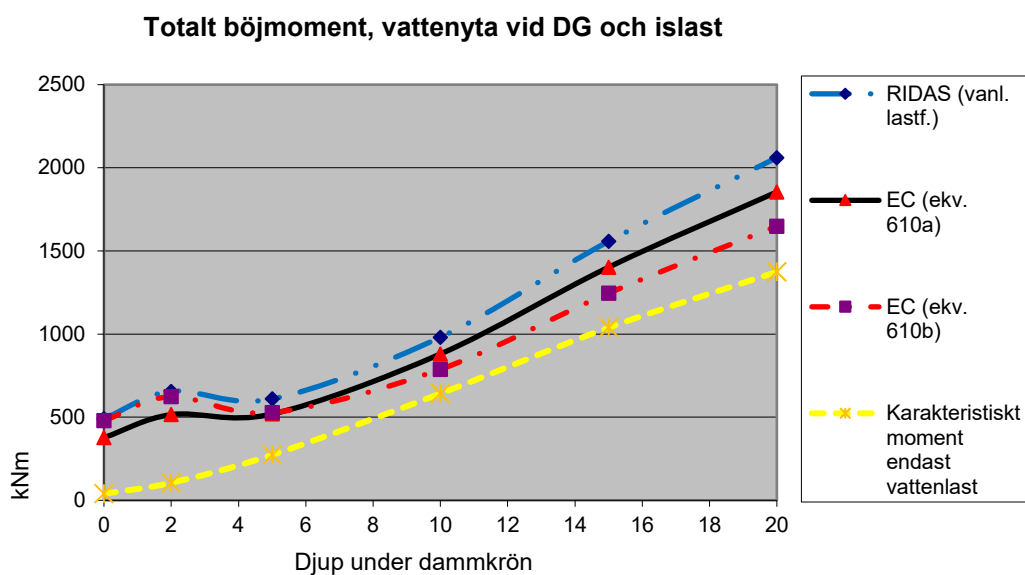


Figur 5.4 Moment av vattenlast och istryck, Eurokoder och RIDAS.

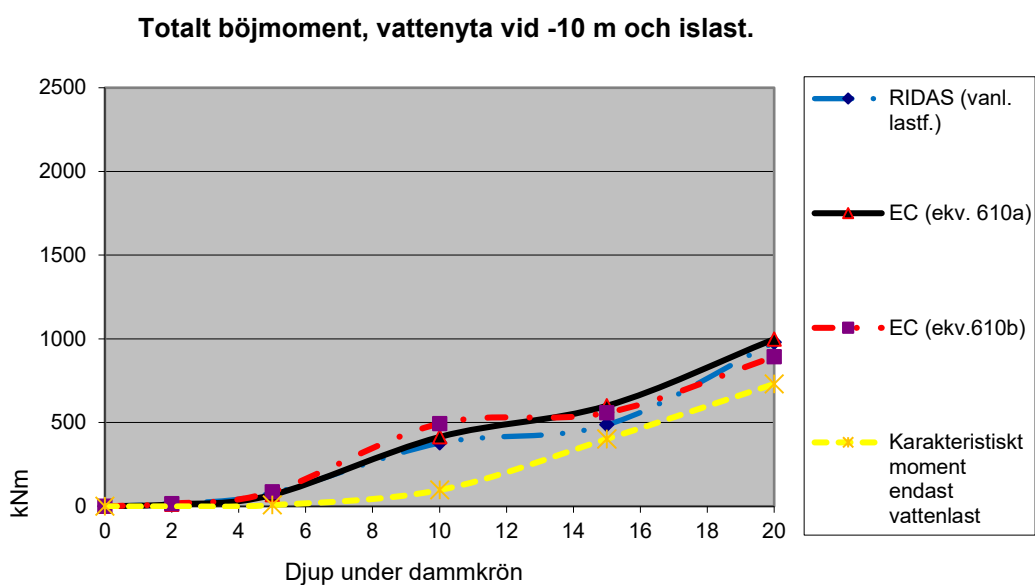
Konturplottarna a) och b) i Figur 5.4 visar hur momentet runt z-axeln varierar längs dammpelaren av vattenlast och istryck vid DG. I figur a) visas momentet beräknat enligt ekvation 6.10b, Eurokoderna. I figur b) visas momentet beräknat enligt RIDAS.

Figur 5.4 c) visar moment av enbart islast och att islasten skapar ett tilläggsmoment över en sträcka ner till ca 3 m under DG.

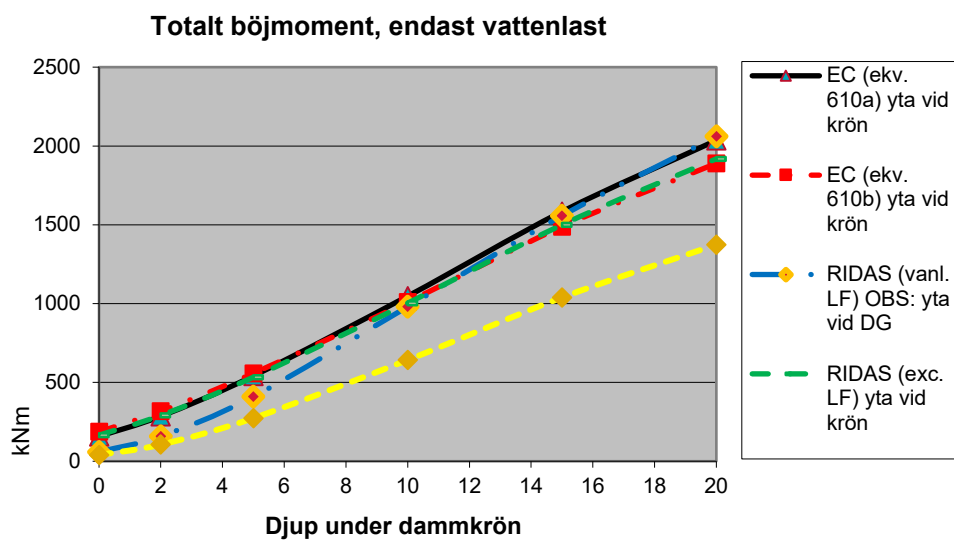
Nedan presenteras momentfördelningar av det totala dimensionerande momentet av permanent vattenlast och islast alternativt variabel vattenlast. Islast och variabel vattenlast kombineras ej.



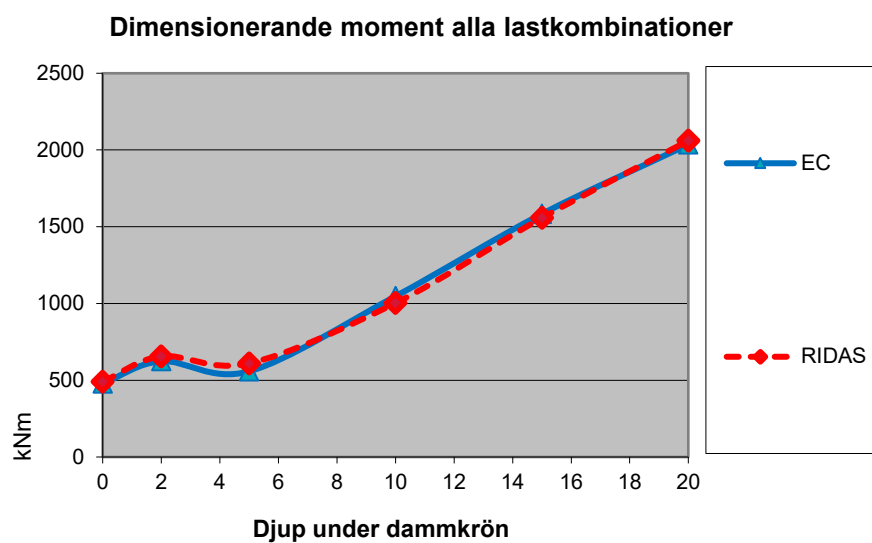
Figur 5.5 Momentfördelning av det dimensionerande böjmomentet längs z-axeln med islast vid dämmningsgränsen.



Figur 5.6 Momentfördelning av det dimensionerande böjmomentet längs z-axeln med islast vid -10 m.



Figur 5.7 Momentfördelning av det dimensionerande böjmomentet längs z-axeln med vattenyta vid krön.



Figur 5.8 Största böjmomentet längs z-axeln för alla lastkombinationer på respektive djup.

Slutsatser: Vid tvärsnittsdimensionering av en hög lamelldamms frontplatta är vattenlasten den dominerande lasten. Islasten påverkar det totala dimensionerande momentet i begränsad omfattning. Störst bidrag ger islasten om den appliceras högt upp i dammen, där vattenlastens påverkan är minst.

Islasten är till sin natur en variabel last och vid beräkning av sprickbredder bör en lastreduktionsfaktor väljas som beaktar detta. Under arbetet med denna rapport har det diskuterats att rekommendera ψ_2 till 0,2 för islast. I RIDAS rekommenderas långtidslastfaktor enligt BBK vilket är 0,2 för snö. Bidraget av is i långtidslastfall blir därmed likvärdigt oavsett regelverk.

Momenten i frontskivans infästning i dammpelaren av islast är av samma storleksordning oavsett om dimensionering utförs enligt RIDAS eller enligt Eurokoder. Vid dimensionering i brottgränstillstånd enligt RIDAS läggs en partialkoefficient avseende säkerhetsklass, γ_n , på materialsidan. I säkerhetsklass 3 är $\gamma_n=1,2$. Därmed ökar armeringsmängderna med faktor ca 1,2 vid dimensionering enligt RIDAS jämfört med dimensionering enligt Eurokoder.

Även Elforsk rapport 13:68, som endast beaktade vattentrycket, visade att armeringsmängder i brottgränstillstånd minskar vid dimensionering enligt Eurokoder, främst på grund av att materialhållfastheten inte reduceras med γ_n . Vid bruksgränsdimensionering visade rapporten att skillnader i armeringsmängder mellan Eurokoder och RIDAS var obetydliga.

5.2 SIDOPELARE I YTUTSKOV. SAMMANFATTNING AV ELFORSK RAPPORT 13:69 "JÄMFÖRANDE BERÄKNINGAR FÖR BETONGKONSTRUKTIONER INOM VATTENBYGGNADSOMRÅDET"

I Elforsk rapport 13:69 (Mathiesen, M., Mäkelä, H. 2012) har jämförande beräkningar avseende bland annat böjmomentkapacitet, tvärkraftskapacitet, tryckkraftskapacitet och sprickbredder utförts mellan RIDAS 2012 som hänvisar till tidigare gällande norm BKR och nu gällande standard Eurokod 2 med tillhörande nationell bilaga. I de jämförande beräkningarna har sprickviddskravet, w_k , satts till 0,3 mm med spricksäkerhetsfaktorn, $\xi=1,2$.

Konstruktionen som de jämförande beräkningarna har utförts på är en sidopelare till ett ytutskov vari två snitt i konstruktionen har betraktats, ett uppströms och ett nedströms om luckan. De två snitten analyseras för fem olika lastfall, där tre är brottgränstillstånd (ULS) och resterande två är bruksgränstillstånd (SLS) betraktade som kvasi-permanenta.

Beräkningarna har utförts med antaganden betongkvalitet C30/37 med exponeringsklass XC4 + XF3 belägen i 80 % RH. Vidare har slutgiltigt värde på uttorkningskrympningen antagits till 0,25 ‰ med kryptal 1,6 enligt EK2 och 2 enligt BBK 04. Armeringskvaliteten är antagen till K500B-T.

I jämförelsen belyses skillnaden i tillvägagångssätt för att bestämma dimensionerande last, där EK2 använder partialkoefficienter för att förstora eller förminska betydelsen av olika laster medan RIDAS använder karakteristiska laster för att sedan multiplicera snittkrafterna med en hydraulisk faktor, γ_n . Vid beräkning i brottgränstillstånd enligt EK2 har ekvation 6.10a och 6.10b analyserats.

Vid dimensionering i bruksgränstillstånd enligt EK2 har samtliga laster antagits som permanenta vilket resulterar i att partialkoefficienterna sätts till 1,0. Ett liknande resonemang används i RIDAS, men med skillnaden att det är den hydrauliska faktorn som sätts till 1,0, men dimensionerande lasteffekt i bruksgränstillstånd blir därmed densamma i jämförelsen.

5.2.1 Resultat av de jämförande beräkningarna

I denna sammanfattning redovisas nedan endast resultatet från de utförda jämförande beräkningarna, dels som erforderlig armeringsmängd enligt beräkningsmetod, dels som kvoten i armeringsbehov mellan EK2 och RIDAS.

I de utförda beräkningarna jämförs utöver vad som redovisas nedan även skillnader i detaljutformning av armering så som förankringslängder och skarvlängder. Dessa redovisas ej i denna sammanfattning, då de inte bidrar till jämförelsen av erforderlig armeringsmängd.

Böjmoment

Armeringsbehovet avser brottmoment för dimensionerande lastfall.

Tabell 5.1 Armeringsbehov i tvärsnittet, ULS, [mm²/m]

	A_{s,erf} RIDAS [mm²/m]	A_{s,erf} EK [mm²/m]	A_{s,erf} EK/ A_{s,erf} RIDAS
Snitt 1	5 391	4 006	0,74
Snitt 2	4 709	3 463	0,74

Armeringsbehovet är alltså cirka 25 % mindre vid dimensionering enligt EK2 i jämförelse med RIDAS vad avser böjmoment i det betraktade fallet.

Tvärkraftskapacitet

De jämförande beräkningarna visar att EK2 ger cirka 10 % lägre värde på dimensionerande tvärkraft jämfört med RIDAS, men då dimensionerande tvärkraft är större än betongens tvärkraftskapacitet blir erforderlig armeringsmängd cirka 35 % större vid dimensionering enligt EK2, se tabell nedan.

Tabell 5.2 Erforderlig bygelarea [mm²/m]

	V_{Rd,s} RIDAS [mm²/m]	V_{Rd,s} EK [mm²/m]	V_{Rd,s} EK/ V_{Rd,s} RIDAS
Snitt 1	647	876	1,35
Snitt 2	647	876	1,35

Dimensioneringsprincipen i de utförda beräkningarna vad avser skjuvarmering skiljer mellan de två jämförda beräkningsmetoderna. Vid dimensionering enligt RIDAS har additionsprincipen använts, medan vid dimensionering enligt EK2 fackverksmodell har använts.

Tryckkraftskapacitet

Skillnaden mellan de två jämförda beräkningsprinciperna är att EK2 beräknar dimensionerande kraft och maximal tillåten kraft, medan BBK jämför dimensionerande och tillåten spänning i tvärsnittet. Den hydrauliska faktorn enligt RIDAS för tryckande kraft är satt till 1,8.

Tabellerna nedan redovisar erforderlig armering för prägling och spjälkning beroende på dimensioneringsmetod, där BBK är värdena beräknade utan hydraulisk faktor till skillnad mot vad som benämns RIDAS.

Tabell 5.3 Prägling

Beräkningsnorm	Belastning	Bärförmåga	Belastning/Bärförmåga
RIDAS	23,5 MPa	30,3 MPa	0,78
BBK	13,0 MPa	30,3 MPa	0,43
EK2	1 936 kN	4 142 kN	0,47

Tabell 5.4 Spjälkning

Beräkningsnorm	Lasteffekt	Spjälkkraft som ska tas av dragarmering	Erforderlig armering
RIDAS	2 581 kN	362 kN	1 187 mm ²
BBK	1 434 kN	239 kN	660 mm ²
EK2	1 936 kN	323 kN	742 mm ²

Erforderlig armeringsarea m h t sprickor

Då partialkoefficienterna och hydrauliska faktorn är satt till 1,0 vid dimensionering i bruksgränstillstånd blir dimensionerande laster densamma oberoende av dimensioneringsmetod. Skillnaden i armeringsmängd hänförs till skillnaden att RIDAS begränsar täcksiktet till 50 mm vid beräkning av sprickvidder medan EK2 använder hela täcksiktet, 70 mm.

Tabell 5.5 Erforderlig armeringsarea m h t sprickor

	A _s RIDAS [mm ² /m] w _k =0,2 mm	A _s RIDAS [mm ² /m] w _k =0,3 mm	A _s EK [mm ² /m] w _k =0,3 mm	A _s EK (w _k =0,3)/ A _s RIDAS (w _k =0,2)	A _s EK (w _k =0,3)/ A _s RIDAS (w _k =0,3)
Snitt 1	6 510	5 112	5 388	0,83	1,05
Snitt 2	6 028	4 739	4 906	0,81	1,04

Tillåtna spänningar i bruksgränstillstånd

Armeringsspänningen i bruksgränstillstånd har jämförts vid långtidslast.

Tabell 5.6

	σ _s RIDAS [MPa]	σ _s EK [MPa]	σ _s EK/ σ _s RIDAS
Snitt 1	186	187	1,0
Snitt 2	189	184	0,97

Beräkningarna visar mycket små skillnader i beräknad armeringsspänning i bruksgränstillstånd.

Minimiarmering

Dimensioneringsprincipen för bestämning av erforderlig minimiarmeringsmängd skiljer mellan de betraktade dimensioneringsmetoderna på så sätt att BBK använder en effektiv betongarea, medan EK2 använder en funktion av tvärsnittets dragzona.

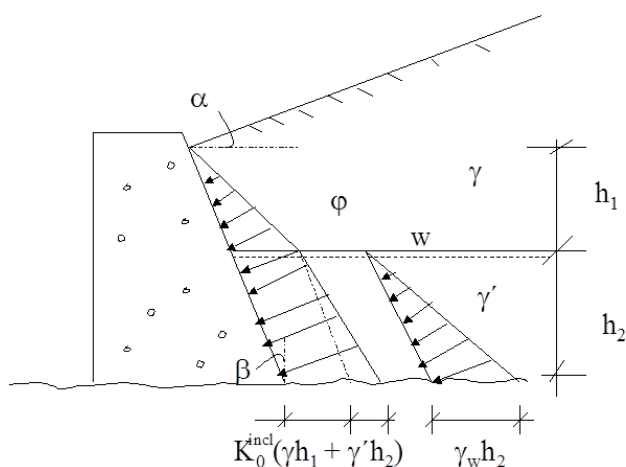
Tabell 5.7

	$A_{s,min}$ RIDAS [mm ² /m]	$A_{s,min}$ EK [mm ² /m]	$A_{s,min}$ EK/ $A_{s,min}$ RIDAS
Snitt 1 & 2	1 059	1282	1,21

5.3 JORDLAST. RIDAS KAPITEL 7.3.2.1.5

Denna revidering av RIDAS avser endast tvärsnittsdimensionering varför en revidering av RIDAS kapitel 7.3.2.1.5 Jordlast ej har föreslagits i detta skede trots att viss osäkerhet råder kring RIDAS beräkningsmetod för jordtryckskoefficienter. Förslagsvis utförs en genomgång av berört kapitel i Steg 2 av RIDAS-revideringen. Nedan presenteras en sammanfattning av några av de oklarheter som då bör genomlysas.

Stycket "Några förslag att beräkna jordtryckens storlek" beskriver hur aktuella jordtryckskoefficienter ska beräknas för tre stycken typkonstruktioner varav två stycken, 1 och 3, är illustrerade med en figur vardera. Typkonstruktion 1 beskriver jordtryck mot en vertikal damm, medan typkonstruktion 3 beskriver jordtryck verkande mot en vinkelstödmur. I kapitlet presenteras fyra ekvationer för att beräkna jordtryckskoefficienter för olika belastningsfall. De två första, K_a^{incl} och K_0^{incl} , illustreras ej med figur, då de avser typkonstruktion 2, som beskriver jordtryck verkande mot lutande damm. Förslagsvis införs en ny figur som avser konstruktionstyp 2 enligt nedan.



Figur 5.9 Belastning av vatten och lutande fyllning mot en lutande damm.

Ekvationen som beskriver aktivt jordtryck mot lutande dammkonstruktion, K_a^{incl} , hänvisar till Bygg 173:5 1961, men är i grunden Coulombs teorem med

friktingsvinkeln $\delta=0$. Hänvisningen bör därmed ändras för att öka spårbarheten i föreslagen beräkningsmetodik.

Den andra ekvationen, som beskriver hur ett vilojordtryck verkar mot en lutande konstruktion, K_0^{incl} , hänvisar till Bygg G15:12, 1984 utan att det där hänvisas vidare. Den ekvation som Bygg G15:12 föreslår har vid en ytlig genomsökning ej återfunnits i annan litteratur och det är inte självklart vilket resonemang som ligger bakom föreslagen ekvation. Det har återfunnits andra sätt att beräkna vilojordtryckskoefficienten, men resultaten skiljer.

De två sista ekvationerna, som presenteras, saknar helt hänvisningar, men kan anses som så pass vedertagna att hänvisning ej är nödvändig. Ekvationen K_0^{horis} är Jaky för normalkonsoliderat vilojordtryck, medan K_a^{horis} är Rankine teorem för aktivt jordtryck mot vertikal yta.

Ytterligare en ekvation anges i de två figurerna för att beräkna vilojordtrycket mot vertikal yta, K_0 , med skillnaden att den sistnämnda avser lutande fyllning medan Jakys ekvation avser horisontell fyllning. Ekvationen för K_0 saknar hänvisning i RIDAS, men U.S. Army Corps EM 1110-2-2502 hänvisar till Danish Geotechnical Institute Bulletin 32. Ursprunget och ekvationens riktighet bör utredas vidare.

5.4 REFERENSER

- Janhunen, T. (2013). Elforskrapport 13:68. Eurokoder- jämförande beräkning.
- Mathiesen, M., Mäkelä, H. (2012). Elforskrapport 13:69. Eurokoder, jämförande beräkningar inom vattenbyggnadsområdet

6 Önskvärd säkerhetsnivå inom vattenbyggnad vid tillämpning av Eurokoderna

6.1 INLEDNING

”Byggnadsverk och byggnadsverksdelar ska med tillräcklig tillförlitlighet ha en bärförmåga som är lika med eller större än lasteffekten under byggnadsverkets användningstid samt under uppförandet [...]” står att läsa i EKS (Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)). Med tillförlitlighet menas enligt ISO 2394 ett bärverks förmåga att uppfylla designkrav, inklusive krav på livslängd. Tillförlitlighet uttrycks ofta i form av sannolikhet.

I detta delkapitel diskuteras vilken tillförlitlighet dammarna bör ha, utgående från krav och rekommendationer i olika standarder.

En utgångspunkt för diskussionen är att dimensionering görs för olika fördefinierade gränstillstånd. Brottgränstillstånd hanterar maximal lastbärande förmåga. Bruksgränstillstånd hanterar kriterier relaterade till funktionen vid normal användning.

Brottsannolikhet p_f avser sannolikhet för att ett gränstillstånd inträffar. Vanligtvis uttrycks tillförlitlighet med hjälp av säkerhetsindex β . Då brottsannolikheten är hög är β lågt, då brottsannolikheten är låg är β högt. För att bedöma om ett bärverk har tillräckligt hög tillförlitlighet jämförs β med ett minsta acceptabelt värde, i följande text benämnt β_{target} . Alternativt kan p_f jämföras med ett värde på vad som maximalt kan accepteras.

Boverket skriver föreskrifter för de områden där Boverket har ett bemyndigande. Boverket har föreskrivit användandet av Europeiska konstruktionsstandarder, som tillsammans med nationella val i föreskriftsserien EKS utgör ett regelsystem. I SS-EN 1990 anges att ”För dimensionering av speciella byggnadsverk (t.ex. kärnkraftverk, dammar, m.m.), kan andra regler och föreskrifter erfordras än de som anges i SS-EN 1990 t.o.m. SS-EN 1999.”

Dammar omfattas av ”Förordning om dammsäkerhet (2014:214)” som infördes i Miljöbalken 1 juli 2014. I Miljöbalken ställs långtgående krav skyddsåtgärder och försiktighetsmått i syfte att hindra eller motverka skada där det inte är orimligt, vilket bedöms genom att jämföra nytta av försiktighetsmått med kostnader för åtgärder. Miljöbalken reglerar dock inte den säkerhetsnivå dammar ska ha eller hur detta ska verifieras. I RIDAS, som är kraftföretagens gemensamt framtagna riktlinjer för dammsäkerhet, ges rekommendationer kring hur verifiering av säkerhet ska utföras. För dimensionering och tvärsnittskontroll av betongdammarna hänvisas till BBK.

För att använda Eurokoder för dammar behövs därmed vissa anpassningar och det är även nödvändigt att fastställa vilken säkerhetsnivå som ska gälla. Enligt skrivelsen i SS-EN 1990 kan andra regler och föreskrifter erfordras, vilket även

innebär att vissa lastvärden, parametrar och även lastkombinationer kan komma att behöva justeras för att kunna appliceras på betongdammar.

I detta kapitel görs en genomgång av säkerhetsindex i SS-EN 1990 och några andra riktlinjer och utifrån detta förs en diskussion kring vad som kan vara ett lämpligt säkerhetsindex för betongdammar. Genomgången nedan utgår ifrån de säkerhetsnivåer som finns i riktlinjer och litteratur samt de resultat som framkommit i pågående beräkningar av betongdammar (Energiforskningsprojekt), ingen diskussion förs kring samhällsrisker/individrisker.

6.2 SÄKERHETSNIVÅ I RIKTLINJER

6.2.1 Krav i EKS

Brottgränstillstånd

I EKS ges i brottgränstillstånd krav på säkerhetsindex β beroende på säkerhetsklass:

$\geq 3,7$ för säkerhetsklass 1,

$\geq 4,3$ för säkerhetsklass 2,

$\geq 4,8$ för säkerhetsklass 3.

Angivna β -värden avser referenstiden 1 år.

Angivna partialkoefficienter i brottgränstillstånd är beräknade med hänsyn till ovan angivna β -värden och baserade på en kalibrering enligt NKB (1987).

Byggnadsverksdelar ska hänföras till säkerhetsklass 3 om

1. byggnadsverket är så utformat och använt att många personer ofta vistas i, på, under eller invid det,
2. byggnadsverksdelen är av sådant slag att kollaps medför stor risk för allvarliga personskador, och
3. byggnadsverksdelen har sådana egenskaper att ett brott leder till omedelbar kollaps. (BFS 2015:6).

Byggnadsverksdelar får hänföras till säkerhetsklass 1, om minst ett av följande krav är uppfyllt

1. personer vistas endast i undantagsfall i, på, under eller invid byggnadsverket,
2. byggnadsverksdelen är av sådant slag att ett brott inte rimligen kan befaras medföra allvarliga personskador, eller
3. byggnadsverksdelen har sådana egenskaper att ett brott inte leder till kollaps utan endast till obrukbarhet. (BFS 2015:6).

I SS-EN 1990 görs i bilaga B en indelning i konsekvensklasser, som ger olika tillförlitlighetsklasser till vilka säkerhetsindex relateras. (säkerhetsindex 5,2 för den

högsta klassen, 4,7 för mitten och 4,2 för den lägsta). I den svenska tillämpningen skall inte Bilaga B användas, utan EKS säkerhetsklasser (ovan) gäller.

Bruksgränstillstånd

I bruksgränstillstånd gäller enligt EKS att:

”Byggnadsverk och byggnadsverksdelar ska ha tillräcklig stadga. (BFS 2015:6).

Ett byggnadsverk eller en byggnadsverksdel i det färdiga byggnadsverket har tillräcklig stadga när besvärande

- ranglighet,
- svajning (svängningar),
- vibrationer,
- sprickbildning,
- deformationer och liknande företeelser

förekommer endast i acceptabel omfattning. Finns inga materialspecifika krav kan, vid dimensionering med sannolikhetsteoretisk metod i princip enligt SS-ISO 2394, risken för överskridande av bruksgränstillstånd sättas till $\beta = 1,3$ à $2,3$ beroende på typ av bruksgränstillstånd. Ett högre värde bör användas för irreversibla konsekvenser och ett lägre värde kan användas för reversibla konsekvenser av att gränstillståndet nås. Beräkning av deformationer och svängningar bör utföras enligt elasticitetsteorin med en beräkningsmodell som på ett rimligt sätt beskriver konstruktionens styvhet, massa, dämpning och randvillkor. (BFS 2015:6).”

I SS-EN 1990 sätts β för bruksgränstillståndet (icke-reversibelt) till 2,9.

Beständighet

Gällande beständighet står i EKS: ”16 § Byggnadsverksdelar och material som ingår i bärande konstruktioner ska antingen vara naturligt beständiga eller göras beständiga genom skyddsåtgärder och underhåll så att kraven i brottgräns- och bruksgränstillstånd uppfylls under byggnadsverkets livslängd. Är permanent skydd inte möjligt ska förväntade förändringar av egenskaperna beaktas vid dimensioneringen. Konstruktionen ska vid förutsatt underhållsbehov utformas så att de påverkade delarna blir åtkomliga för återkommande skyddsåtgärder och underhåll. (BFS 2015:6)”.

6.2.2 Rekommendationer i ISO 2394

Brottgränstillstånd

Enligt ISO 2394 ska maximal tillåten brottsannolikhet (brottgränstillstånd) bestämmas utifrån brottets natur, konsekvenser på ekonomi, samhälle, miljö, hållbarhet och kostnad/insats för att reducera brottsannolikheten. Om brott innebär risk för förlust av människoliv bör principen om ”marginal life saving costs” användas. För denna beskrivs i ISO 2394 användandet av ”Life Quality Index” (LQI) som bland annat tar hänsyn till förväntad kvarvarande livslängd vid födelsen, BNP, arbetstid i förhållande till fritid m m. Preliminära siffror för minsta acceptabel brottsannolikhet visas nedan. Notera att höga kostnader för att spara liv

ger högre acceptabel brottsannolikhet. Observera att dessa värden gäller för en viss kombination av variabilitet hos parametrar och LQI. I LQI görs ingen bedömning av nyttan av en konstruktion.

Tabell 6.1 Preliminära siffror på acceptabel brottsannolikhet, från ISO 2394. Relaterade till ett års referensperiod och brottgränstillstånd, baserade på LQI acceptans kriterium.

Relative life saving costs	Range for K_1 constant	LQI target reliability
Large (I)	$10^{-3} - 10^{-2}$	$\beta = 3.1$ ($P_f \approx 10^{-3}$)
Medium (II)	$10^{-4} - 10^{-3}$	$\beta = 3.7$ ($P_f \approx 10^{-4}$)
Small (III)	$10^{-5} - 10^{-4}$	$\beta = 4.2$ ($P_f \approx 10^{-5}$)

I ISO 2394 visas också preliminära β_{target} som definierats i JCSS Probabilistic Model Code (JCSS, 2001), se Tabell 6.1. Dessa baseras på ekonomisk optimering och är en funktion av kostnader för riskreducering och konsekvenser vid brott. Den ska inte användas för risk relaterat till människoliv. Noterbart är att i denna tabell utgår säkerhetsnivån från både konsekvenser i händelse av brott och relativa kostnader för säkerhetshöjande åtgärder. Detta kan relateras till ALARP-principen (as low as reasonably practicable/possible) som säger att endast om en åtgärd är fullständigt oproportionerlig mot den riskreduktion som uppnås ska den inte utföras. Det är i princip det som beskrivs genom försiktighetsprincipen och kostnads-nyttö analys enligt Miljöbalken.

Det nämns också i ISO 2394 att β_{target} enligt Tabell 6.2 kan användas för brotthändelser, som sträcker sig från enstaka konstruktionsdetaljer till konstruktionsdelar och till strukturell kollaps, detta genom att ändra konsekvenserna.

Tabell 6.2 Preliminära siffror på acceptabel brottsannolikhet vid ekonomisk optimering. Från ISO 2394, baserad på JCSS (2001). Baserad på en ekonomisk optimering.

Relative cost of safety measure	Consequences of failure		
	Minor	Moderate	Large
Large (A)	$\beta = 3.1$ ($P_f \approx 10^{-3}$)	$\beta = 3.3$ ($P_f \approx 5 \cdot 10^{-4}$)	$\beta = 3.7$ ($P_f \approx 10^{-4}$)
Normal (B)	$\beta = 3.7$ ($P_f \approx 10^{-4}$)	$\beta = 4.2$ ($P_f \approx 10^{-5}$)	$\beta = 4.2$ ($P_f \approx 10^{-5}$)
Small (C)	$\beta = 4.2$ ($P_f \approx 10^{-5}$)	$\beta = 4.4$ ($P_f \approx 5 \cdot 10^{-6}$)	$\beta = 4.7$ ($P_f \approx 10^{-6}$)

Bruksgränstillstånd

I JCSS (2001) ges förslag på säkerhetsindex för irreversibla bruksgränstillstånd, se Tabell 6.3. Även dessa är kopplade till relativa kostnader för säkerhetshöjande åtgärder.

Tabell 6.3 Preliminära siffror på säkerhetsindex för bruksgränstillstånd (irreversibelt) från på JCSS (2001).

Relative cost of safety measure	Target Index (irreversible SLS)
High	$\beta = 1.3$ ($P_f \approx 10^{-1}$)
Normal	$\beta = 1.7$ ($P_f \approx 5 \cdot 10^{-2}$)
Low	$\beta = 2.3$ ($P_f \approx 10^{-2}$)

6.2.3 Kalibrering i nu pågående projekt

I nu pågående Energiforsksprojekt om "Framtagande av Sannolikhetsbaserad metodbeskrivning för betongdammar" (2016) har en metodbeskrivning för utförande av sannolikhetsbaserade beräkningar tagits fram. Baserat på denna har sedan kalibreringsberäkningar utförts för 18 dammar (10 lamelldammar och 8 gravitationsdammar). Syftet med beräkningen var att

- Testa metodbeskrivningen.
- Definiera vilket β_{target} har som dammar som uppfyller rekommendationerna enligt RIDAS.

Som motiv till kalibrering på detta sätt kan nämnas att det finns beskrivet i litteraturen att bestämma ett β_{target} utifrån existerande praxis, se t ex JCSS (2001). När säkerhetsindex och partialkoefficienter togs fram av NKB (1987) gjordes kalibreringsberäkningar av olika typer av enklare konstruktioner. Utgångspunkt i en sådan kalibrering är att "nuvarande säkerhetsnivå anses, i medel, tillräcklig". Detta var också utgångspunkten för de analyserade betongdammarna.

Brottgränstillstånd

Resultat av beräkningarna i det pågående Energiforsksprojektet visade att β_{target} för såväl gravitationsdammar som lamelldammar mot gränstillstånd för glidning var ca 4,65 (4,3 för gravitationsdammar och 5,1 för lamelldammar (dammar grundlagda på slät yta uteslutna ur analysen)), spridning på resultaten var 3,8-5,3. Det måste noteras att säkerhetsindex (och relaterad brottsannolikhet) är nominell, innebärande att den är beroende av de antaganden som gjorts i metodbeskrivningen och att den inte motsvarar den faktiska brottsannolikheten. Notervärt är dock ändå att värdet ligger i närheten av de 4,8 som anges i EKS för säkerhetsklass 3.

Analys av stjälpning genomfördes även det, men β -värden var här så stora att de inte blev användbara. Slutsatsen är att för de flesta konstruktioner är glidning (i kombination med bruksgränsskrav på nollspänning i uppströmskanten) dimensionerande. Kontroll görs även för att säkerställa att β -target uppfylls för stjälpning (det förekommer i fåtalet fall att stjälpning är dimensionerande).

Med hänsyn till svårigheterna med stjälpning genomfördes inom projektet en vidare analys av nollspänning i uppströmskanten. Detta gränstillstånd definierades som ett ställföreträdande brottgränstillstånd. Ett ställföreträdande brottgränstillstånd kan definieras då det faktiska brottet är svårt att definiera, t.ex. då det inträffar vid mycket stora deformationer.

Vid analys framkom att spridningen var 0,2-1,9 (en "outlier" borttagen), och utifrån detta definierades ett β -target på 1,2, vilket är i linje med de i EKS.

Föreslagen säkerhetsnivå

Med utgångspunkt från att flertalet av de analyserade dammarna tillhör konsekvensklass 1 (motsvarande ungefär dammsäkerhetsklass B) ansågs inom det pågående projektet att erhållet $\beta_{\text{target}} = 4,8$ kunde ansättas för dammar i dammsäkerhetsklass B.

Vidare ansågs att en differentiering av brottsannolikhet för betongdammar i olika dammsäkerhetsklasser bör göras på likartat vis som i SS-EN 1990 och att dammar i dammsäkerhetsklass A bör ha högre säkerhet än enligt EKS. Med detta angreppssätt föreslogs erforderliga säkerhetsindex-värden för betongdammar enligt följande:

Tabell 6.4 Möjligt β -värde för betongdammar baserat på Energiforsprojekt, Westberg Wilde & Johansson (2016).

Dammsäkerhetsklass	Brottgränstillstånd (glidning och stjälpning)
A	5,2
B	4,8
C	4,3

För det ställföreträdande brottgränstillståndet spänning i uppströmskanten rekommenderades $\beta_{\text{target}} = 1,3$ för samtliga dammsäkerhetsklasser.

6.3 DISKUSSION OM SÄKERHETSNIVÅ

Gemensamt för säkerhetsnivån i ovan beskrivna standarder är att de

- är likartade i nivå (ca 4,8 för höga konsekvenser i brottgränstillstånd)
- är uppdelade i olika säkerhetsklasser (eller konsekvensklasser)

Vid startmöte i föreliggande projekt framkom att deltagarna ansåg att dammar bör ha högre säkerhetsnivå än andra anläggningskonstruktioner, t ex broar. Motiven var bl a:

- Konsekvenserna ofta stora för såväl dammägare som tredje man vid dammbrott.
- Dammarna ska ha mycket lång livslängd och betongen i dammarna degenererar successivt, bl a genom urlakning.

En sannolikhetsbaserad beräkning resulterar i ett nominellt värde för β (brottsannolikhet) som är en funktion av den faktiska brottsannolikheten, men också inkluderar osäkerheter i parametervärden och modell. Detta innebär att det inte är möjligt att rakt av jämföra säkerhetsnivå för en damm med en bro. Det innebär också att den kalibreringsberäkning, som utförts för dammar, kan behöva upprepas om det sker stora förändringar av indata, t ex om islastens beskrivning ändras.

Att "rakt av" införa en säkerhetsnivå för dammar är med hänsyn till detta inte lämpligt. Dock kan konstateras att säkerhetsnivån för beräknade dammkonstruktioner ligger i samma storleksordning som kraven i EKS. Med hänsyn till detta bör därmed samma nivå som anges i EKS kunna användas i grunden.

Det ska även noteras att det definierade säkerhetsindex vanligen avser enskilda byggnadsverksdelar och att byggnadsverket som helhet med en systembetraktelse kan ha lägre säkerhet än så, då det består av ett stort antal delar. En sådan systembetraktelse kan ingå i en kvantitativ riskanalys, men påverkar inte vilket säkerhetsindex som ansätts.

6.3.1 Säkerhetsnivå beroende på konsekvens

EKS gör en uppdelning i olika säkerhetsklasser.

I nuvarande regelverk för dammsäkerhet (Miljöbalken enligt lag 2014:114) görs en indelning av dammar i olika dammsäkerhetsklasser beroende på vilka konsekvenser som ett dammhaveri kan få. Dammsäkerhetsklasserna är A, B och C. A omfattar de allvarligaste konsekvenserna (nationell kris), B de inte fullt så allvarliga konsekvenserna (stora lokala och regionala konsekvenser och störningar) och C de minst allvarliga konsekvenserna (betydande lokala konsekvenser och störningar). Dammar, där risken för förlust av människoliv är att betrakta som försumbar och där övriga konsekvenser av ett dammhaveri har liten betydelse från samhälls synpunkt, ska inte ha någon dammsäkerhetsklass utan ges benämningen U (utan dammsäkerhetsklass).

Dammsäkerhetsklassen kommer framöver delvis att styra dammsäkerhetsarbetet, t ex gällande omfattning av tillståndskontroll, men exakt hur är inte klarlagt i nuläget. Kostnads-nyttoanalyser för bedömning av en om en åtgärd bör genomföras (enligt Miljöbalken kap 2) indikerar att det för klass A dammar kan behövas betydligt mer långtgående åtgärder än för dammar i lägre dammsäkerhetsklasser.

Med hänsyn till dammsäkerhetsklasser och de säkerhetsklasser som finns i EKS torde en rimlig utgångspunkt vara att olika säkerhetskrav bör ställas på betongdamm beroende på dammsäkerhetsklass. En damm i dammsäkerhetsklass A bör ha en högre säkerhet (högre säkerhetsindex β) än en damm i dammsäkerhetsklass C.

Med hänsyn till att det i vissa fall sker ändringar av dammsäkerhetsklass under en betongdamms livslängd bör det i samråd med beställaren övervägas att höja säkerhetskraven med minst en nivå vid dimensionering. Vid utvärdering eller förändringar av befintliga konstruktioner kan dock säkerhetsnivå för den aktuella dammsäkerhetsklassen användas.

De säkerhetsklasser som finns i EKS kan kortfattat beskrivas som:

Säkerhetsklass 3: stor risk för allvarliga personskador, $\beta_{\text{target}} = 4,8$

Säkerhetsklass 2: någon risk för allvarliga personskador, $\beta_{\text{target}} = 4,3$

Säkerhetsklass 1: liten risk för allvarliga personskador, $\beta_{\text{target}} = 3,7$

Med hänsyn till att beskrivningar av säkerhetsklasser och dammsäkerhetsklasser inte är direkt jämförbara anses att det finns skäl att ställa strängare krav på dammar med höga konsekvenser. I SS-EN 1990, bilaga B (som tidigare nämnts ska denna enligt EKS ej användas i Sverige), ges $\beta_{\text{target}} = 5,2$ i den högsta tillförlitlighetsklassen.

Utifrån detta resonemang, baserat på krav i EKS och SS-EN 1990, riktlinjerna i ISO 2394 samt på kalibreringsberäkningar beskrivna ovan anses här att säkerhetsindex β bör sättas utgående från dammsäkerhetsklass. Följande föreslås därför:

$\geq 5,2$ för dammsäkerhetsklass A,

$\geq 4,8$ för dammsäkerhetsklass B,

$\geq 4,3$ för dammsäkerhetsklass C,

$\geq 3,7$ för dammsäkerhetsklass U.

Angivna β -värden avser referenstiden 1 år. Ovanstående säkerhetsindex motsvarar maximalt tillåten brottsannolikhet om ca $10^{-7}/\text{år}$, $10^{-6}/\text{år}$, $10^{-5}/\text{år}$ samt $10^{-4}/\text{år}$.

6.3.2 Säkerhetsnivå för tvärsnittsdimensionering

Vid tvärsnittsdimensionering är det nödvändigt att först och främst göra en indelning i brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd.

För brottgränstillstånd bör utgångspunkten vara att säkerhetsindex enligt dammsäkerhetsklass ska uppnås.

Om det kan visas att brott i tvärsnittet inte kan leda till stora konsekvenser är det tillåtet att göra verifiering av tvärsnittet mot ett lägre värde på säkerhetsindex β (nästa lägre nivå). Till exempel kan nämnas en situation då brottet endast blir lokalt och på inget vis kan leda till ett mer omfattande dammbrott.

För bruksgränstillstånd anges i EKS säkerhetsindex på 1,3 å 2,3, samma siffror återfinns även i JCSS (2001). I EN 1990 anges 2,9 för ett irreversibelt gränstillstånd.

6.3.3 Säkerhetsnivå med hänsyn till livslängd

I JCSS (2001) står att för bärverk dimensionerade för kort livslängd (kortare än ca 10 år) kan säkerhetsindex sänkas en halv till en klass (dvs från t ex 4,8 till 4,2 eller däremellan). I övrigt är litteraturen mycket oklar i denna fråga. För temporära konstruktioner, såsom fångdammar, kan möjligen ett lägre säkerhetsindex appliceras efter diskussion med beställaren, men detta är inte lämpligt för konstruktioner där haveri kan medföra stora konsekvenser.

6.4 FÖRSLAG TILL IMPLEMENTERING AV SÄKERHETSNIVÅ

6.4.1 Differentiering av säkerhetsnivå

I SS EN-1990 Bilaga B anges hur tillförlitlighetsdifferentiering kan uppnås, genom multiplikationsfaktorn K_{FI} som tillämpas på partialkoefficienterna på ogynnsamma laster. Differentieringen är då $K_{FI} = 0,9$ för RC1 (tillförlitlighetsklass 1, dvs klassen med lägst tillförlitlighet), $K_{FI} = 1,0$ för RC2 och $K_{FI} = 1,1$ för RC3. För RC3 är "andra åtgärder att föredra framför tillämpning av dessa faktorer". Andra åtgärder kan t ex gälla kontroller i dimensionerings- och utförandeskedet. Bilaga B tillämpas inte i Sverige. I Sverige anges istället i den nationella bilagan till SS-EN 1990, att för såväl Boverkets som Trafikverkets ansvarsområde skall byggnadsverksdelens säkerhetsklass beaktas genom partialkoefficienten γ_d enligt nedan appliceras på ogynnsamma laster:

- Säkerhetsklass 1: $\gamma_d = 0,83$
- Säkerhetsklass 2: $\gamma_d = 0,91$
- Säkerhetsklass 3: $\gamma_d = 1,0$

Det finns skillnader mellan RC2 och Säkerhetsklass 3, men säkerhetsdifferentieringen förefaller trots detta utföras på likartat vis i bilaga B och i den nationella bilagan. Även om det i SS-EN1990 anges att "andra åtgärder är att föredra framför tillämpning av K_{FI} för RC3" antas därför att den differentieringen kan tillämpas. Med utgångspunkt från ovanstående resonemang kring erforderlig säkerhetsnivå för olika dammsäkerhetsklasser föreslås följande värden på γ_d :

- Dammsäkerhetsklass A: $\gamma_d = 1,1$
- Dammsäkerhetsklass B: $\gamma_d = 1,0$
- Dammsäkerhetsklass C: $\gamma_d = 0,91$
- Dammsäkerhetsklass U: $\gamma_d = 0,83$

Observera att dessa värden på γ_d ej är kalibrerade för dammar och att β -värden som erhålls vid dimensionering på detta vis ej kan antas vara fullt kopplad mot ovan angivna β -target.

6.5 KORRIGERING FÖR ATT BIBEHÅLLA NUVARANDE SÄKERHETSNIVÅ

6.5.1 Jämförelse totalsäkerhet i olika länder

Sverige

I RIDAS nuvarande tillämpningsvägledning för betongdammar har en s k hydraulisk faktor införts för att vid tvärsnittsdimensionering enligt BBK inte få en lägre säkerhetsnivå än den man tidigare fick med dimensionering enligt B7. Den hydrauliska faktorn γ_n , bestämdes genom att tvärsnitt beräknades dels enligt B7, dels enligt BBK. Man bestämde sedan faktorn utifrån hur mycket snittkraften behövde förstoras för att armeringsmängden skulle bli densamma.

Det har även i detta projekt ansetts vara en god idé att göra denna typ av enklare jämförelser av totalsäkerhetsfaktorn vid tvärsnittsdimensionering. Jämförelsen är relevant, eftersom den för tvärsnittsdimensionering i de flesta fall helt

dominerande lasten är vattenlasten. För konstruktioner (t.ex. frontplattor, upphängningsarmering i utskovspelare m.m.), där vattenlasten är dominerande, läggs enligt Eurokod partialkoefficienten 1,35 på vattenlasten, medan BBK har partialkoefficienten 1,0 på vattenlasten. Nedan visas jämförelser mellan Eurokoderna och RIDAS/BBK, B7 samt även som jämförelse de totalsäkerhetsfaktorer som erhålls för andra länder.

B7

Enligt B7 är för betong K300 tillåten böjtryckspänning 95 kp/cm², vilket ger säkerheten $300/95=3,2$.

För armering Ks40 är tillåten spänning 2200 kp/cm² för armeringsdimensioner t o m 16 mm och 2000 kp/cm² för grövre armering, vilket ger säkerheten $4000/2200=1,8$ respektive $4000/2000=2,0$.

RIDAS/BBK

RIDAS med användande av BBK ger följande:

$\eta \times \gamma_m = 1,5$ för betong och 1,15 för armering

$\gamma_n = 1,2$ för säkerhetsklass 3

$\eta \times \gamma_m \times \gamma_n = 1,5 \times 1,2 = 1,80$ för betong

$\eta \times \gamma_m \times \gamma_n = 1,15 \times 1,2 = 1,38$ för armering

Multiplikation med den hydrauliska koefficienten $\gamma_h = 1,5$ ger "totalsäkerhet" = $1,5 \times 1,80 = 2,7$ för betong och $1,5 \times 1,38 = 2,1$ för armering.

Eurokoderna

$\gamma_m = 1,5$ för betong och 1,15 för armering

$\gamma_f = 1,35$ för dominerande permanent last (6.10a)

$\gamma_m \times \gamma_f = 1,5 \times 1,35 = 2,0$ för betong

$\gamma_m \times \gamma_f = 1,15 \times 1,35 = 1,6$ för armering

Övriga länder enligt kapitel 3

I kapitel 3 sammanfattas totalsäkerheten i några olika länder och här visas dessa värden återigen.

Norge

Tabell 6.5 Totalsäkerhet enligt NVE (2005) vid brottgränstillstånd

		Totalsäkerhet
Armerad betong	Betong $\gamma_L \cdot \gamma_c$	$1,2 * 1,40 = 1,7$
	Armering $\gamma_L \cdot \gamma_s$	$1,2 * 1,25 = 1,5$
Oarmerad betong	Betong $\gamma_L \cdot \gamma_c$	$1,2 * 1,75 = 2,1$

Tyskland

Tabell 6.6 Totalsäkerhet enligt DIN EN 19702:2013 vid brottgränstillstånd

	Totalsäkerhet
Betong $\gamma_F \cdot \gamma_c$	$1,35 \cdot 1,50 = 2,0$
Armering $\gamma_F \cdot \gamma_s$	$1,35 \cdot 1,15 = 1,6$

Schweiz

Tabell 6.7 Totalsäkerhet enligt SIA 262:2013 vid brottgränstillstånd

	Totalsäkerhet
Betong $\gamma_F \cdot \gamma_c$	$1,35 \cdot 1,50 = 2,0$
Armering $\gamma_F \cdot \gamma_s$	$1,35 \cdot 1,15 = 1,6$

Kina

$\gamma_0 \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_d \cdot \gamma_m = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 1,4 = 2,2$ (avseende **betong** i säkerhetsklass I, motsvarar säkerhetsklass 2 enligt EKS)

$\gamma_0 \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_d \cdot \gamma_m = 1,1 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 1,9$ (avseende **armering** i säkerhetsklass I, motsvarar säkerhetsklass 2 enligt EKS)

$\gamma_0 \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_d \cdot \gamma_m = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 1,4 = 2,0$ (avseende **betong** i säkerhetsklass II, motsvarar säkerhetsklass 3 enligt EKS)

$\gamma_0 \cdot \gamma_{Q1} \cdot \gamma_d \cdot \gamma_m = 1,0 \cdot 1,2 \cdot 1,2 \cdot 1,2 = 1,7$ (avseende **armering** i säkerhetsklass II, motsvarar säkerhetsklass 3 enligt EKS)

Jämförelse totalsäkerhet

I nedanstående tabell görs en jämförelse av totalsäkerheten för olika nationella normer för betongdammskonstruktioner.

Tabell 6.8 Jämförelse av totalsäkerhet för olika nationella normer gällande för betongdammskonstruktioner.

	Sverige BBK/RIDAS	Sverige B7	Sverige EN 1990 enligt tolkning ovan	Norge (oarmera d/armer ad betong)	Tyskl and	Schweiz	Kina (sk I = sk 2 enl EKS)
Betong	2,7	3,2	2,0	2,1/1,7	2,0	2,0	2,2
Armering	2,1	1,8/2,0	1,6	1,5	1,6	1,6	1,9
F_{betong}	1;	0,84;	1,35;	1,3/1,6;	1,35;	1,35;	1,23;
F_{armering}	1	1,17/1,05*	1,31	1,4	1,31	1,31	1,1

* Vid införandet av RIDAS/BBK gjordes jämförelser mot B7 för armering grövre än ϕ 16 mm.

Jämförelsevärde 1,05 (att det inte är 1,0 beror troligen på avrundning av den hydrauliska faktorn) avser armering grövre än ϕ 16 och jämförelsevärde 1,17 armering klenare än eller lika ϕ 16.

Jämförelsen mellan de olika länderna visar att Tyskland, Schweiz och Norge har ungefär samma totalsäkerhet, Kina något högre.

I tabellen visas totalsäkerheter enligt de olika riktlinjerna. I sista raden visas även faktorn RIDAS&BBK/respektive riktlinje. Vid dimensionering enligt RIDAS/BBK är totalsäkerhetsfaktorn 1,35 respektive 1,31 gånger högre för betong respektive armering jämfört med nivån enligt SS-EN 1990 (och som används i Tyskland respektive Schweiz).

Vid jämförelse mellan erforderlig armeringsmängd vid brottgränsdimensionering enligt Eurokoderna och RIDAS/BBK (Janhunen 2012, Elforskrapport 13:68) var skillnad i armeringsmängd 1,23-1,27.

I beräkningen i kapitel 5 inkluderas islast och jämförelse görs av moment enligt RIDAS/BBK och Eurokoderna. Resultatet visar att skillnaden i moment är relativt liten (RIDAS/BBK gav ca 1,05-1,1 gånger högre moment). Den totala skillnaden mellan RIDAS och Eurokoderna inkluderar även partialkoefficienten γ_n för säkerhetsklass enligt BBK (1,2), så totalt blir skillnaden mellan RIDAS/BBK och Eurokoderna ca 1,26-1,33.

6.5.2 Sannolikhetsbaserad beräkning

KFS genomförde beräkningar för att ta fram armeringsmängd enligt RIDAS (BBK) och enligt Eurokoderna (Elforskrapport 13:68) för olika nationella normer gällande för betongdammkonstruktioner.

Beräkningar gjordes för en frontplatta som dimensionerades för böjande moment, tvärkraft och maximal sprickvidd. Olika tvärsnittshöjder kontrollerades och armeringsmängder togs fram.

Utifrån resultat av denna beräkning redovisas i detta delavsnitt resultat från sannolikhetsbaserade beräkningar för de tvärsnitt som togs fram i Elforskrapport 13:68.

Beräkningar har endast utförts för böjmoment. Beräkningar har utförts för den armeringsarea som gavs utifrån momentkapacitetsberäkning och för den armeringsarea som gavs utifrån minsta sprickarmering. Endast brottgränstillståndet har analyserats.

Syfte med de sannolikhetsbaserade beräkningarna är att kontrollera säkerhetsnivå och se om det finns skillnader mellan RIDAS och Eurokoderna.

Indata och gränsfunktion

Momentkapaciteten ges av

$$M_R = f_c \cdot 0,8 \cdot x \cdot b \cdot \left\langle x - 0,8 \cdot \frac{x}{2} \right\rangle + A_s \cdot f_y \cdot \langle h_{eff} - x \rangle \quad \text{ekv 6.1}$$

där x är tryckzonen som ges av

$$x = \frac{\langle f_y \cdot A_s \rangle}{\langle 1 \cdot f_c \cdot 0,8 \cdot b \rangle} \quad \text{ekv 6.2}$$

och h_{eff} är den effektiva höjden som ges av

$$h_{eff} = h - T_b - \frac{\phi}{2} \quad \text{ekv 6.3}$$

Momentbelastningen ges av vattenlasten.

Vid beräkning enligt RIDAS blir lastfall 1 dimensionerande (konstant vattennivå vid DG). Vid dimensionering enligt SS-EN 1990 ingår i lastfallet en variabel vattenlast över krön i lastkombinationen (motsvarande lastfall 5 enligt RIDAS).

Vattenlasten har här antagits konstant vid DG. Det finns även en viss sannolikhet att få en vattenlast över DG, men detta har alltså inte tagits med i denna beräkning och det förändrar inte jämförelsen mellan RIDAS och Eurokoderna. En kompletterande beräkning för vattennivå upp till krön presenteras sist i detta avsnitt.

$$M_S = h_w \cdot \rho_w \cdot g \cdot \frac{L^2}{2} \cdot b \quad \text{ekv 6.4}$$

Gränstillståndet uppkommer då momentbelastningen överskrider momentkapaciteten och gränsfunktionen kan därmed skrivas som

$$G = M_R - M_S \quad \text{ekv 6.5}$$

I originalberäkningen enligt KFS användes betong med $f_{ck} = 25$ MPa och armering med $f_{yk} = 500$ MPa. Baserat på JCSS (2001) har följande indata använts för dessa material:

f_c = lognormal fördelning, medelvärde $E(f_c) = 32,2$ MPa, standardavvikelse $\sigma_{f_c} = 5$ MPa. (variationskoefficient 0,16). Denna statistiska fördelning är relaterad till betong med $f_{ck} = 25$ MPa.

f_y = lognormal fördelning, medelvärde $E(f_y) = 540$ MPa, standardavvikelse $\sigma_{f_y} = 37,8$ MPa. (variationskoefficient 0,07). Denna fördelning är relaterad till konstruktionsstål med karakteristiskt värde 500 MPa (då det är armeringsstål hade en möjlighet varit att ansätta $E = 560$ MPa och $\sigma = 30$ MPa, men använt antagande är konservativt).

Dessutom har antagits att armeringsarean har variationskoefficient på 0,02, så erhållen armeringsarea antas vara medelvärde. Normalfördelning.

Den effektiva höjden antas dessutom vara enligt tidigare beräkning plus en parameter δh med medelvärde 10 mm och standardavvikelse 10 mm (normalfördelning).

Resultat och diskussion

Resultat av beräkningarna visas i tabell 6.9. Erforderlig armeringsarea från beräkningar av momentkapacitet för olika tvärsnittshöjder har använts som indata.

β är erhållet säkerhetsindex.

Tabell 6.9 Erhållna β -värden för tvärsnittshöjd H givet armeringsmängd (μ = medelvärde av armeringsmängd, σ = standardavvikelse). Beräkning av erforderlig armeringsmängd utförd enligt RIDAS och enligt SS-EN 1990-1992.

Tvärsnittshöjd [m]	RIDAS			Eurokoderna		
	Erforderlig armeringsarea [mm ²]		Resultat	Erforderlig armeringsarea [mm ²]		Resultat
	μ	σ	β	μ	σ	β
1	7991	160	8,5	6292	126	6,9
1,2	6297	126	8,2	5020	100	6,7
1,4	5230	105	8,1	4196	84	6,6
1,6	4486	90	8,1	3611	72	6,5
1,8	3933	79	8,1	3173	63	6,5
2	3505	70	8,0	2832	57	6,5
2,2	3163	63	8,0	2558	51	6,5
2,4	2882	58	7,9	2333	47	6,4
2,6	2648	53	7,9	2145	43	6,4
2,8	2450	49	7,9	1985	40	6,4
3	2279	46	7,9	1847	37	6,4

Kommentarer kring resultaten:

- RIDAS/BBK räknar $f_{ck} = 24$ MPa, EC räknar med $f_{ck} = 25$ MPa. Detta förklarar viss del av skillnad i armeringsarea för böjmoment.
- I lastfallet enligt SS-EN 1990 ingår en variabel last, det gör det inte enligt RIDAS. Om denna inte tas med enligt Eurokoderna blir skillnaden mellan resultaten större.
- Skillnaden mellan RIDAS/BBK och Eurokoderna är ca $\Delta\beta$ 1,5 vilket motsvarar ca 4 tiopotenser i brottsannolikhet.
- Det är en viss skillnad mellan resultat för olika tvärsnittshöjder. Denna skillnad är störst för de lägsta höjderna och avtar sedan med ökande höjd.
- Skillnader för olika tvärsnittshöjder är något mindre för Eurokoderna.
- β_{target} enligt ovan är 3,8-5,2. Erhållet lägsta $\beta = 6,4$ innebär brottsannolikhet på ca $8 \cdot 10^{-11}$ och är därmed väsentligt högre än det som erfordras.
- Både RIDAS/BBK och Eurokoderna ger avsevärt högre resultat än β_{taget} . Troligen beror detta på att vattenlasten är konstant. Om beräkning istället skulle göras för variabel last skulle resultatet bli ett helt annat.
- En beräkning gjordes även för armering baserat på sprickviddsbegränsning (ej minimiarmering). Då sågs endast mycket liten skillnad mellan Eurokoderna och RIDAS/BBK.
- Känslighetsvärden för 1 m tjocklek är $\alpha_{fy} = 0,98$; $\alpha_{fc} = 0,04$; $\alpha_{As} = 0,15$; $\alpha_{dh} = 0,08$ (för EC-beräkningen), motsvarande även för RIDAS-beräkningen. För högre tvärsnittshöjd minskar betongens betydelse ytterligare.

Eftersom lastfallen som jämförts är lastfall 1 enligt RIDAS (endast konstant vattennivå vid DG) och SS-EN 1990 med en variabel del upp till krön så har även en kompletterande beräkning utförts. I denna beräkning har lasten upp till krön (dvs 2 m överdämning) inkluderats och β -värden för tvärsnittshöjd 3 m beräknats.

Observera att sannolikheten för denna belastning är mycket låg och att det beräknade β -värdet normalt därför ska kombineras med sannolikheten att lastfallet uppkommer. Detta har inte utförts här. Erhållna β -värden för överdämning till krön, armering enligt ovan:

RIDAS/BBK: 7,3

Eurokoderna: 5,6

Detta antyder därmed att säkerheten mot uppkomst av brott av moment är mycket hög för Eurokoderna och ännu högre enligt RIDAS/BBK.

Det finns behov av kompletterande beräkning av snitt som utsätts för andra typer av laster, t.ex. ett snitt nära ytan som påverkas av islast.

6.5.3 Diskussion kring säkerhetsnivå och hur denna kan bibehållas

En grund i föreliggande arbete har varit att säkerhetsnivån i RIDAS ska bibehållas.

Efter genomgången ovan kan dock konstateras att säkerheten då dimensionering görs enligt RIDAS/BBK förefaller omotiverat hög. Detta gäller såväl vid jämförelse mot de totalsäkerhetsnivåer som används i andra länder som vid den sannolikhetsbaserade beräkningen. Det får anses som omotiverat att säkerheten avseende tvärsnittsdimensionering är högre i Sverige än i övriga Europa.

Det finns dock vissa kvarstående oklarheter, t.ex. vilket säkerhetsindex som erhålls då islasten inkluderas. Det kan dock konstateras från beräkningen i kapitel 5 att RIDAS/BBK resulterar i totalsäkerhet som är 1,26-1,33 gånger högre än den enligt Eurokoderna, varför även β -värdet för beräkning enligt RIDAS/BBK kommer att vara högre.

Skillnaden i totalsäkerhetsfaktor vid jämförelse mellan RIDAS/BBK och övriga är ca 1,3-1,35 för betong och 1,3-1,4 för armering. Undantaget är Kina, där faktorn är något lägre (1,23 respektive 1,1). Det ska även noteras att säkerhetsnivån enligt den kinesiska normen är lägre än de i Eurokoderna (och trots det är alltså totalsäkerhetsfaktorn lägre för Eurokod-baserade riktlinjer).

Trots att säkerhetsnivån enligt RIDAS/BBK enligt ovan förefaller omotiverat hög anser arbetsgruppen att säkerhetsnivån bör bibehållas för dammarna med högst konsekvenser. För dammar med lägre konsekvenser anses att säkerheten kan sänkas något jämfört med dagens nivåer.

Enligt föreslagen implementering av säkerhetsnivån så sätts partialkoefficienten för säkerhetsnivå enligt

- Dammsäkerhetsklass A: $\gamma_d = 1,1$
- Dammsäkerhetsklass B: $\gamma_d = 1,0$
- Dammsäkerhetsklass C: $\gamma_d = 0,91$
- Dammsäkerhetsklass U: $\gamma_d = 0,83$

För att uppnå en totalsäkerhetsfaktor, som är i samma storleksordning som idag, behöver Eurokod-beräkningen multipliceras med en faktor som är ca 1,3. Om nivån bibehålls för dammsäkerhetsklass A behövs därmed en ytterligare

partialkoefficient på ogynnsam last. Denna partialkoefficient benämns γ_K och sätts till $\gamma_K = 1,3/1,1 = 1,18 \approx 1,2$.

6.6 SLUTSATSER OCH VIDARE REKOMMENDATIONER

Det föreslås att dammars säkerhetsnivå differentieras med avseende på konsekvens på likartat vis som i EKS och SS-EN 1990, bilaga B och att följande säkerhetsnivåer rekommenderas:

$\geq 5,2$ för dammsäkerhetsklass A,

$\geq 4,8$ för dammsäkerhetsklass B,

$\geq 4,3$ för dammsäkerhetsklass C,

$\geq 3,7$ för dammsäkerhetsklass U.

Det är dock viktigt att notera, att Miljöbalkens krav gällande försiktighetsprincip och kostnad-nyttoanalys innebär att den kravställda säkerhetsnivån i praktiken är beroende på hur svårt och kostsamt det är att göra en åtgärd. Siffrorna ovan är därmed att betrakta som vägledning.

För en komplex anläggning med många enskilda konstruktionsdelar kan det vara nödvändigt att utföra en värdering av systemets totala tillförlitlighet.

Analyserna, som redovisats i detta avsnitt, visar att totalsäkerhetsfaktorn för tvärsnittsdimensionering enligt RIDAS/BBK, vid jämförelse med motsvarande faktor använd i andra länder, är betydligt högre (ca 1,3 gånger högre), vilket förefaller omotiverat.

Rekommendationen är att bibehålla nuvarande totalsäkerhetsnivå enligt RIDAS/BBK för dammar i dammsäkerhetsklass A, men att sänka nivån något för dammar i lägre dammsäkerhetsklasser. I syfte att bibehålla nivån läggs en ytterligare partialkoefficient, korrektionskoefficienten γ_K , på ogynnsamma laster.

Partialkoefficienter för säkerhetsdifferentiering kan multipliceras med partialkoefficient för säkerhetsnivå till en partialkoefficient γ_{dK} .

Sammantaget föreslås därmed följande:

Tabell 6.10 Föreslagna γ_d , γ_K samt γ_{dK} för olika dammsäkerhetsklasser.

Dammsäkerhetsklass	γ_d	γ_K	γ_{dK}
A	1,1	1,2	1,3
B	1,0	1,2	1,2
C	0,91	1,2	1,1
U	0,83	1,2	1,0

Det rekommenderas att beräkningar genomförs för vattenbyggnadskonstruktioner enligt den föreslagna metodiken och att det sedan görs en noggrann genomgång av konsekvenserna av införandet av partialkoefficienten γ_K . Det skulle i detta sammanhang även vara önskvärt att genomföra sannolikhetsbaserade beräkningar

i viss omfattning för att säkerställa att säkerhetsnivån är i nivå med den önskade. Om beräkningar verifierar att säkerhetsnivån är väsentligt högre än det β_{target} som föreslås ovan kan justeringar av γ_K till lägre nivåer komma att behövas.

Det bör noteras att jämförelserna mellan totalsäkerhet som redovisats i detta kapitel avser konstruktioner där vattenlasten är dominerande. Jämförelse har inte gjorts för konstruktioner där andra laster (t.ex. jordtryck) är dominerande. Det är även viktigt att påpeka att den hydrauliska faktorn under lång tid varit föremål för diskussion och att det därför kan finnas skäl till att fördjupa analysen av säkerhetsnivå ytterligare.

6.7 REFERENSER

- B7 1968. Bestämmelser för betongkonstruktioner. Allmänna konstruktionsbestämmelser. Statens betongkommitté 1969.
- BBK 79, BBK 94 och BBK 04. Boverkets handbok om betongkonstruktioner.
- BFS 2015:6. EKS 10 (Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)).
- ISO 2394. General principles on reliability for structures.
- Janhunen, T. (2013) Eurokoder- jämförande beräkning. Elforskrapport 13:68
- JCSS (2001) Probabilistic model code. <http://www.jcss.ethz.ch/>
- Mathiesen, M., Mäkelä, H. (2012). Elforskrapport 13:69. Eurokoder, jämförande beräkningar inom vattenbyggnadsområdet
- NKB (1987) Guidelines for loading and safety regulations for structural design. Nordiska kommittén för byggbestämmelser. ISSN 0359-9981
- Svensk författningssamling 2014:214 Förordning om dammsäkerhet, Miljö- och energidepartementet.
- SS-EN 1990 (2004) Eurocode – Basis of structural design. CEN. Brussels.
- Westberg Wilde, M. & Johansson, F. (2016, ej publicerad ännu). Sannolikhetsbaserad evaluering av betongdammars stabilitet. Energiforskrapport.

7 Tillämpning av Eurokoder beträffande vattenlast, islast och temperaturlast

7.1 VATTENLAST

7.1.1 Allmänt

Vattentryck kan utgöras av vertikalt och horisontellt tryck mot dammens vattensidor eller porvattentryck i dammen, mellan dammen och undergrunden eller i undergrunden, t.ex. i sprickor och slag i berg under dammen.

Vattentryck mot dammens sidor är hydrostatiskt, d.v.s. vattentrycket på en nivå motsvarar vattendjupet direkt. När det sker en vattenströmning genom jord, t.ex. under dammen, så måste även tas hänsyn till strömtrycket.

Om vattentrycket mot olika sidor av dammen kan variera oberoende av varandra, kan lastkoefficienterna däremot sättas olika om det är dimensionerande. T.ex. kan vattentrycket mot uppströmssidan av dammen sättas med ogynnsamma, större, lastkoefficienter medan vattentrycket mot nedströmssidan sätts med ogynnsamma, mindre, lastkoefficienter.

Vattentryck mot dammens sidor eller porvattentryck mellan jorden och dammen delas ibland upp i komposanter vid beräkningar av snittkrafter eller stabilitet.

Komposanterna tilldelas samma lastkoefficienter om det är av samma slag, t.ex. vid vattentryck mot en lutande uppströmssida ska den horisontella komposanten, som kan vara pådrivande, ha samma lastkoefficient som den vertikala komposanten, som kan vara mothållande, ty det är ett och samma vattentryck det rör sig om.

Vattentryck vid vindrelaterade vattentrycksförändringar (t.ex. vågkrafter), strömtryck samt svallning och tryckstöt tas ej upp här.

De vattenstånd i sjöar och i grundvatten som bestämmer vattentryck ska normalt bestämmas på grundval av observationer på platsen.

Porvattentryck bestäms med erkända beräkningsmetoder, t.ex. enligt RIDAS 7.3.2.1.3, FEM-beräkningar eller efter gjorda uppmätningar. Porvattentrycken bestäms av aktuell övy, aktuell nvy och permeabiliteten hos läckvägen under och igenom dammen. Uppåtriktade porvattentryck i t.ex. fog mellan berg och betong benämns vanligen för "upptryck".

Laster orsakade av vatten kan antas vara permanenta eller variabla beroende på deras storleksvariation med tiden (SS-EN 1990, avsn. 4.1.1(3)).

7.1.2 Alternativ 1. Vattentrycket räknas permanent vid DG och variabelt däröver

Vattentryck permanent

Som karakteristisk *permanent* last räknas:

- Vattentrycket vid dämningssgräns (DG) i vattendrag och sjöar. Där dämningssgräns ej finns definierad används medelvärde av årsmaximum.
- Vid stora vattenståndsvariationer kan dämningssgräns eller medelvärde av årsmaximum användas.

Vattentryck, variabelt

Som *variabelt* vattentryck ska räknas skillnaden mellan vattentrycket vid förekommande vattenstånd i aktuell dimensioneringssituation och det permanenta vattentrycket.

Variabelt vattentryck kan röra sig om vattenytan både under eller över medelnivå.

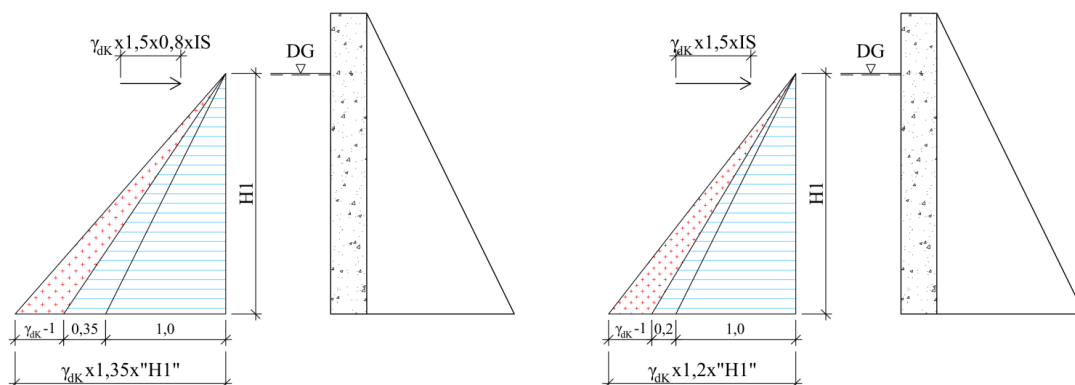
Dammar kontrolleras för en karakteristisk vattenyta som motsvarar den som kan förväntas vid ett FDK II-flöde eller ett FDK I-flöde, beroende på dammens flödesdimensioneringsklass.

Dock ska vattenytan, i ett brottstadium, som lägst sättas till det högsta av dammkrön eller tåtkärnan i intilliggande fyllningsdamm.

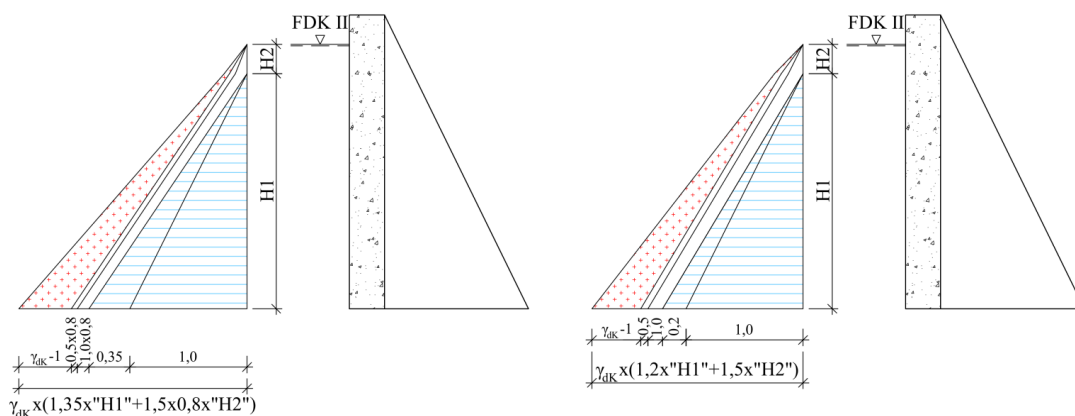
Vattenlasten vid såväl FDK I-flöde som FDK II-flöde betraktas som tillfälliga dimensioneringssituationer. Även vattennivå vid krön betraktas som en tillfällig dimensioneringssituation. Enligt RIDAS är FDK I och krön exceptionella lastfall, men enligt definitionen i SS-EN1990 motsvarar dessa mer tillfälliga situationer. För exceptionella dimensioneringssituationer enligt SS-EN 1990 inkluderas inga partialkoefficienter, varför den dimensionerande lasteffekten för ett sådant lastfall för endast en vattenlast blir lägre än för motsvarande varaktiga vattennivå. För att beakta att lastfallet är exceptionellt enligt RIDAS mening, men ändå bör ges större säkerhet än enligt exceptionell situation enligt Eurokoder, reduceras faktorn 1,5 i lastkombinationerna 6.10a och 6.10b i SS-EN 1990 till 1,3. Reduktionen är ungefär densamma som gällde i B7.

ψ -faktorer för vattentryck anges inte i SS EN 1990. Inte heller i TRVK Bro 11 anges dessa faktorer för vattentryck. I BRO 04 angavs de till 0,8, 0,8 resp. 0. Här antas de för permanent vatten till 1,0 och för variabel vattenlast till 0,8, 0,8 och 0 för ψ_0 , ψ_1 resp. ψ_2 , där ψ_0 , ψ_1 och ψ_2 betecknar kombinationsvärde, frekvent värde resp. kvasipermanent värde enligt SS EN 1990.

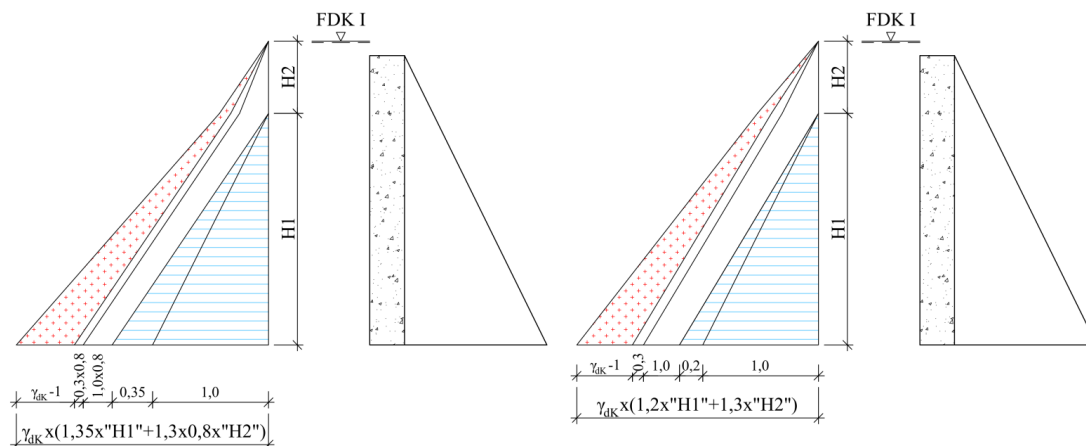
Man kan tänka sig att antingen (i) lägga partialkoefficienterna direkt på lasten, i detta fall vattenlasten, se Figur 7.1, Figur 7.2 och Figur 7.3 och sedan räkna ut lasteffekten, eller (ii) först räkna ut lasteffekterna av dels den karakteristiska permanenta lastdelen, dels den karakteristiska variabla lastdelen och sedan lägga partialkoefficienterna på respektive beräknad lasteffekt. Metod (ii) kan ev. vara effektivare vid vissa tillfällen, men förutsätter linjärelastiska material och att 2:a ordningens effekter (knäckning, vippning, buckling) ej kan förekomma.



Figur 7.1 Vattenyta vid DG och islast. Laster för lastkombination 6.10a i vänster figur och lastkombination 6.10b i höger figur.



Figur 7.2 Överdämning till vattenyta vid FDK II flöde. Laster för lastkombination 6.10a i vänster figur och lastkombination 6.10b i höger figur.



Figur 7.3 Överdämning till dammkrön eller (för FDK I dammar) vattenyta vid FDK I flöde om högre. Laster för lastkombination 6.10a i vänster figur och lastkombination 6.10b i höger figur. För att beakta att lastfallet är exceptionellt enligt RIDAS mening har faktorn 1,5 på den variabla lastdelen sänkts till 1,3.

Figurerna ovan visar principiellt vattenlasten för tvärsnittsdimensionering. Skissad dammsektion är symbolisk och är ej nödvändigtvis stabil för redovisade laster. "H1" och "H2" avser de laster som vattnet ger upphov till för kontroll av tvärsnittet på en viss nivå. På de övre raderna under figurerna visas hur stort

bidrag varje vattenstånd och partialkoefficient ger till den totala lasten. Observera att de övre raderna endast visar de olika bidragens storlek i förhållande till varandra. De är inte matematiskt korrekta på så sätt att man kan addera de utskrivna värdena för att få den totala lasten. Den totala lasten fås istället genom formlerna utskrivna på de undre raderna.

7.1.3 Alternativ 2. Hela vattentrycket räknas som permanent

Vattentryck betraktas som en permanent last inom "brosidan", med ett högt och ett lågt värde, enligt dokumenten TVRK 11 Bro avsnitt B.3.1.3 och TRVR Bro avsnitt B.3.1.3. TRVK Bro 11 och TRVR Bro 11 följer Eurokoderna.

Schweiz och Tyskland är två länder vars normer baseras på Eurokoderna. Vattentryck betraktas som permanent last inom dammsidan i Schweiz och Tyskland. Olika vattennivåer antas för tre olika flödesfall. Vattentrycket vid dessa vattennivåer betraktas/antas vara permanenta och karakteristiska.

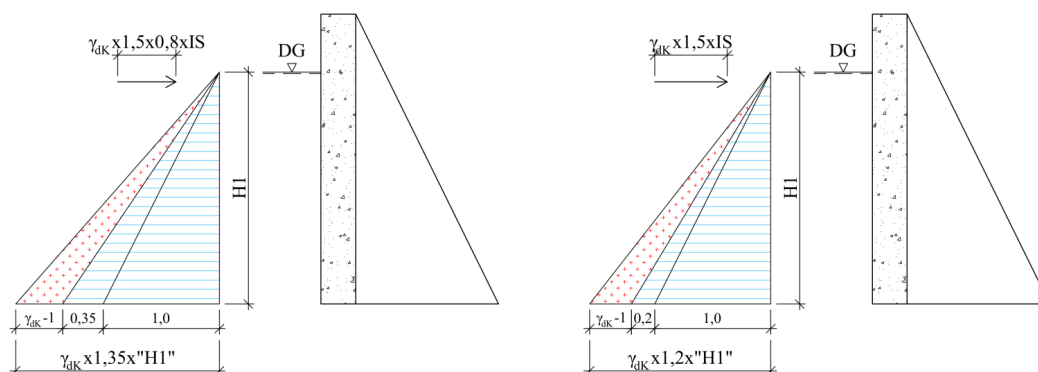
Om vattentrycket mot dammar kan betraktas som permanent förenklas beräkningarna något, då det blir färre lastkombinationer att kontrollera.

Figur 7.4, Figur 7.5 och Figur 7.6 visar samma tänkbara vattenytor som i Alternativ 1, d.v.s. DG, vid FDK II, vid FDK I, dock lägst vid dammkrön eller ök tätkärna.

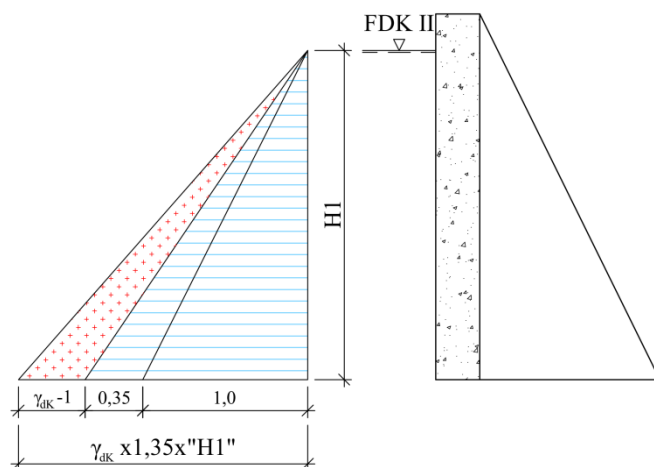
Obs, vattenytor vid FDK II och FDK I kan ligga vid DG, eller vid någon annan högre nivå, beroende på kapacitet och tillgänglighet hos utskoven.

Vattenytan vid någon av dessa nivåer antas utgöras av permanent vattentryck enbart.

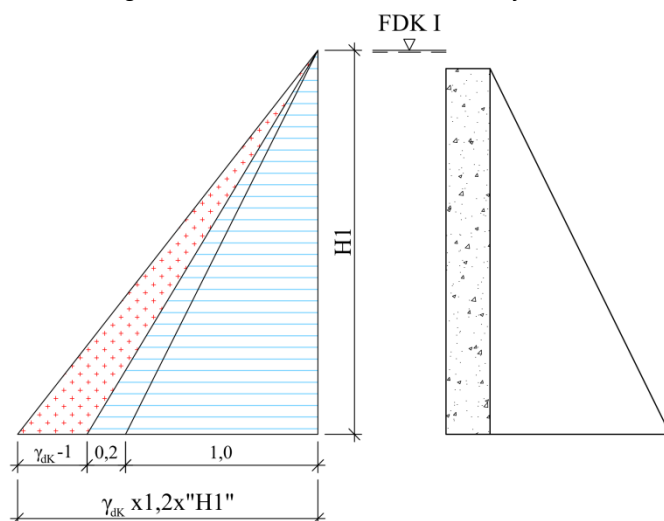
Metoden kan sedan, liksom i Alternativ 1, vara att (i) partialkoefficienten för permanent last sätts direkt på lasten som i Figur 7.4, Figur 7.5 och Figur 7.6 och sedan räknas lasteffekten ut, eller (ii) först räknas lasteffekterna ut av den karakteristiska permanenta vattendelen och sedan läggs partialkoefficienten på den beräknade lasteffekten. Se ovan för Alt.1.



Figur 7.4 Vattenyta vid DG och islast. Laster för lastkombination 6.10a i vänster figur och lastkombination 6.10b i höger figur.



Figur 7.5 Överdämning till vattenyta vid FDK II flöde. Laster för lastkombination 6.10a. Då det inte finns någon variabel last är lastkombination 6.10b ej aktuell.



Figur 7.6 Överdämning till dammkrön eller (för FDK I dammar) vattenyta vid FDK I flöde om högre. Laster för lastkombination 6.10a. Då det inte finns någon variabel last är lastkombination 6.10b ej aktuell. För att beakta att lastfallet är exceptionellt enligt RIDAS mening har faktorn 1,35 på lasten sänkts till 1,2.

Samma kommentarer beträffande figurernas uppbyggnad gäller här som i föregående stycke.

Rekommendation

Arbetsgruppen har efter omfattande diskussion beslutat att förorda alternativ 1 (permanent och variabelt vattentryck). Sammanfattningsvis beror detta på att det i större utsträckning ansluter till den metodik, som beskrivs i Eurokoderna. Generellt kan (i) lastkoefficienterna läggas på lasterna och lasteffekterna (moment, tvärkraft, etc) sedan beräknas, eller (ii) lasteffekterna först räknas ut och sedan koefficienterna läggas på dessa. Här föreslås metod (i) i första hand.

7.2 ISLAST

7.2.1 Allmänt

Islast mot dammar kan ha stor inverkan på den globala stabiliteten, speciellt på låga dammar, men kan även ha inverkan lokalt på delar som blir utsatta direkt för lasten.

Inverkan av is på dammar i sjöar och älvar kan röra sig om (i) isstockning så att risk för blockering av vattenflöde och översvämning uppstår, (ii) issörja och anhopning av isflak så att utskov i dammen hindras i sin funktion och (iii) statiska eller dynamiska laster uppstår mot dammen. Här berörs enbart inverkan (iii).

En islast uppstår om isen trycker mot dammen. Rörelsen kan uppstå p.g.a. t.ex. expansion av istäcket vid uppvärmning eller att isen rör sig p.g.a. vattenströmmen eller vinden mot dammen. Om isflak kommer med ett snabbt strömmande vatten, som vid t.ex. ett utskov, kan islasten temporärt och dynamiskt bli stor mot dammpelaren, när isflaket dunsar mot denna.

Vanligen brukar man hänföra de islaster, som man dimensionerar dammar för, till expansion av istäcket p.g.a. uppvärmning. Beroende på uppvärmningens storlek och hastighet samt mothåll mot stränder, samt inte minst, hur istäcket är sprucket, blir islasten olika stor.

Isens tryck mot en struktur beror på bl.a. strukturens och isens styvhet.

Strukturens styvhet, t.ex. styva utskovspelare eller relativt veka utskovsluckor, styr, i alla fall teoretiskt, vilken kraft delarna utsätts för. Pelaren får en större last än den vekare luckan.

Isens styvhet styrs framförallt av hur sprucken den är.

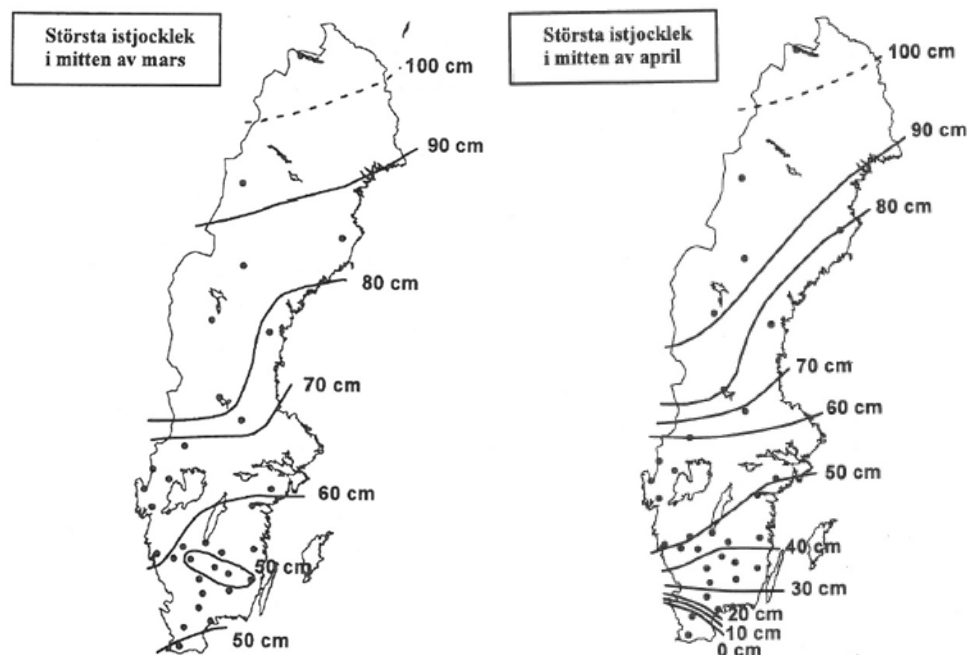
Isbildning och tjocklek hos is i sjöar och långsamt rinnande älvar uppskattas vanligen med (Eranti och Lee, 1986):

$$h = A \cdot \sqrt{\sum F} \quad (7-1)$$

där h = istjocklek (m), A = koefficient baserad på lokala erfarenheter, och $\sum F$ = antalet frysdagar, d.v.s. dagar med temperatur under noll grader ($^{\circ}\text{C} \cdot \text{dagar}$). I litteraturen finns antaganden om $A = 0,032$ för isar nästan utan snö och $A = 0,025$ för isar med moderat snötjocklek. Om vind och strömmar inverkar blir naturligtvis ekvationen mycket mer osäker.

Ekvation (7-1) speglar att i takt med att isen blir tjockare så tar det längre tid att förtjocka den ty den värmeisolerande förmågan ökar i takt med isens tjocklek. Eventuell snö på isen bromsar naturligtvis upp isbildningshastigheten, vilket koefficienten A i ekvationen ska spegla.

I Eklund A. (1998) finns information om istjocklekar, se Figur 7.7. Istjocklekarna är uppmätta värden i 30 stycken sjöar under mer än 40 år och lite kortare tid (16-39 år) för 5 andra sjöar. Det förekommer en variation mellan närbelägna sjöar, men värdena kan ändå anses representativa.



Figur 7.7 Maximal istjocklek i mitten av mars resp. mitten av april (Eklund, 1986).

På grund av en mängd faktorer, som t.ex. svårighet att placera mätplattor på "rätt" ställe på en damm, är det svårt att få giltiga mätvärdena avseende global islast mot dammar. Det är svårt att fastställa värden på islastens storlek utifrån mätningar. De relativt få mätningar som genomförts ger också en osäkerhet i medelvärde och standardavvikelser och det är därmed svårt att fastställa karakteristiska islaster och partialkoefficienter för dessa.

Carter m.fl. (1998) anger att mätvärden från laboratorium har gett värden i ett spann på 86-829 kN/m. Från mätningar på dammar rapporterar Carter m.fl. värden på ca 140 kN/m mot vertikala dammväggar, ca 180 kN/m mot dammpelare och 70-90 kN/m mot utskovsluckor.

Andra mätningar enligt Lia m.fl. (2001) anger mätvärden på dammar till maximalt 150 – 200 kN/m.

Carter m.fl. rapporterade också att det fanns längsgående sprickor i isen framför dammarna med $c/c = 8,8h^{3/4}$ där h = istjockleken. Dessa sprickor, se princip i Figur 7.8, sänker islasten jämfört med om isen är osprucken.

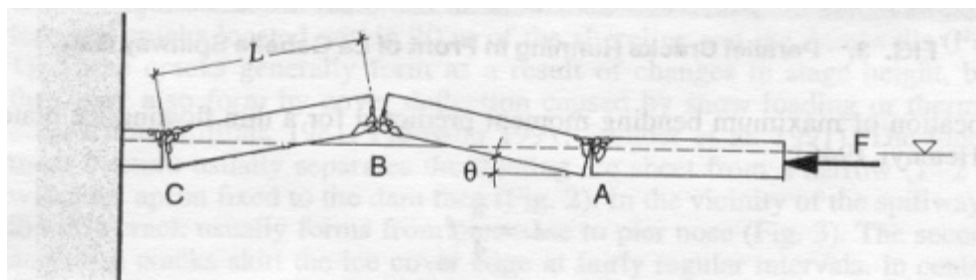
För istjocklek 0,65 m vid St. Maurice-dammen fås med ekvationen $c/c = 6,4$ m, vilket var i paritet med uppmätt 6.5 m.

Isens underdel har ständigt temperaturen noll, medan överdelens temperatur fluktuerar med lufttemperaturen och infallande strålning. När isen värms upp eller kyls ner sväller respektive krymper istäcket. Vid mothåll vid stränder, uddar, bropelare och dammkroppar bildas spänningar och så småningom sprickor (Löfquist 1987). Dessa sprickor blir oftast senare fyllda med nytt vatten och kan eventuellt frysa igen.

Baserat på undersökningar och modell enligt Figur 7.8 föreslår Carter m.fl. (1998) följande ekvation för att uppskatta maximala islaster,

$$F = 253 \cdot h^{1,5} \quad (7-2)$$

Ekvation (7-2) ger en god överensstämmelse mellan beräknade och uppmätta istryck, se Tabell 7.1 för de studerade dammarna.



Figur 7.8 Modell för islast med sprucken is (Carter m.fl., 1998).

Tabell 7.1 Jämförelse uppmätta istryck och beräknade istryck enligt ekvation (7-2).

Damm	Istjocklek h (m)	Maximalt uppmätt istryck (kN/m)	Beräknade istryck (kN/m)
La Gabelle	0.65	130	133
LG Un	0.70	145	148

NVE (2003) ger vägledning i att uppskatta islaster.

$$\text{Istryck } P_{\max} = 250H^{1,5} \text{ (kN/m)} \quad (7-3)$$

d.v.s. nästan samma som ekvation (7-2) som Carter m.fl. rekommenderade, se ovan. Istjockleken anges i NVE med samma formel som ekvation (7-1) men med $A=0,02$, d.v.s. lite mindre istjocklek för samma antal frysdagar än vad ekvation (7-1) ger.

Med istjocklekar 0,6 m och 1,0 m blir med ekvation (7-3) beräknad islast 116 resp. 250 kN.

Observera att NVE anger H och P som maximala värden, vilket skulle kunna innebära att de ser på sådana framräknade värden som *dimensionerande* värden, men detta måste undersökas och diskuteras närmare.

Exempel 1:

Utgår man från RIDAS värden på islast och jämför villkor för stjälpstabilitet mot Eurokoderna diskuteras nedan vad ett *karaktéristiskt* istryck skulle kunna vara. Se Figur 7.9.

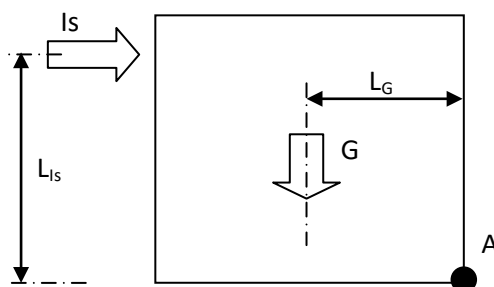
$$\text{RIDAS: } S = M_{\text{mot}}/M_{\text{på}} = G \cdot L_G / (I_s \cdot L_s) \geq 1,5 \text{ (vanligt fall)} \quad (7-3)$$

$$\text{Eurokoder: } S = M_{\text{mot}}/M_{\text{på}} = \gamma_G \cdot G_k \cdot L_G / (\gamma_{is} \cdot I_{sk} \cdot L_s) \geq 1,0 \quad (7-4)$$

Med val av $\gamma_G = 0,90$ och $\gamma_{is} = 1,5$ så faller efter en del beräkningar ut att $I_{sk} = \text{ca } 0,90 \cdot I_{\text{RIDAS}}$, d.v.s. $I_{sk} = 45, 90$ och 180 kN/m där RIDAS säger 50, 100 och 200 kN/m.

Exemplet blandar olika säkerhetssystem, men ger ändå en intressant jämförelse.

Här kan, men bör naturligtvis diskuteras, karakteristisk islast IS_k sättas till 45, 90 eller 180 kN/m. Eller, behålla lasterna enligt RIDAS, 50, 100 och 200 och använda dem som *karakteristiska*. Partialkoefficienter sätts sedan på dessa laster enligt Tabell 2.1-Tabell 2.3.



Figur 7.9 Principfigur stjälpning av stelkropp utsatt för islast och egentyngd.

7.2.2 Islast

Istryck antas som en variabel och bunden last.

Lastfall och koefficienter sätts enligt Tabell 2.1, Tabell 2.2 och Tabell 2.3.

Horisontellt istryck antas per meter dammlängd, beroende på geografiskt läge, antalet frostgrader under vintern, höjd över havet samt lokala förhållanden vid dammen.

Som vägledning kan ett karakteristiskt istryck IS_k t.ex.

- för dammar på låg höjd över havet i södra Sverige (Skåne, Blekinge, Halland, Bohuslän och Västergötland) antas till 50 kN/m.
- norr därom upp till en linje genom Stockholm och Karlstad, samt på Småländska höglandet¹⁾ och norra Dalsland, kan antas 100 kN/m
- samt norr därom till 200 kN/m som karakteristisk islast.

1) Utan att hitta något belägg för det så skulle man kunna föreslå 100 kN/m innanför isotermerna för 34-36°C i Figur 7.10. Bättre vore kanske att använda en karta med isotermer för ett visst antal frostgrader, men det har i skrivande stund inte gått att hitta någon sådan.

Islasten antas angripa på en tredjedel av isens tjocklek räknat från isens överkant som antas ligga på aktuell vattenyta.

Som riktvärde för istjocklek antas 0,6 m söder om linjen mellan Stockholm och Karlstad och norr därom 1,0 m.

SS EN 1990 anger inga lastreduktionsfaktorer för islast. TRVK Bro 11 ger 0,4, 0,4 resp. 0. Men i dammsammanhang känns det lite för litet. Lastreduktionsfaktorer föreslås därför för ψ_0 , ψ_1 och ψ_2 till 0,8, 0,6 resp. 0,2.

7.3 TEMPERATURLAST

Temperaturlast kan vara permanent eller variabel.

7.3.1 Permanent temperaturlast

Ett exempel på en permanent temperaturlast är avsvlningseffekter efter gjutning. I detta fall är temperaturlasten "deformationslast" (tvångskraft).

Deformationer och spänningar i betongens avsvlningsstadium tas lämpligen hänsyn enligt metod 1, 2 eller 3 enligt AMA Anläggning.

Deformationspåverkan är beroende av materialegenskaper, konstruktionens utformning och det lokala temperaturklimatet.

7.3.2 Variabel temperaturlast

Deformationer och spänningar under konstruktionens driftskede utvärderas för delar som kan få temperaturgradienter och mothåll.

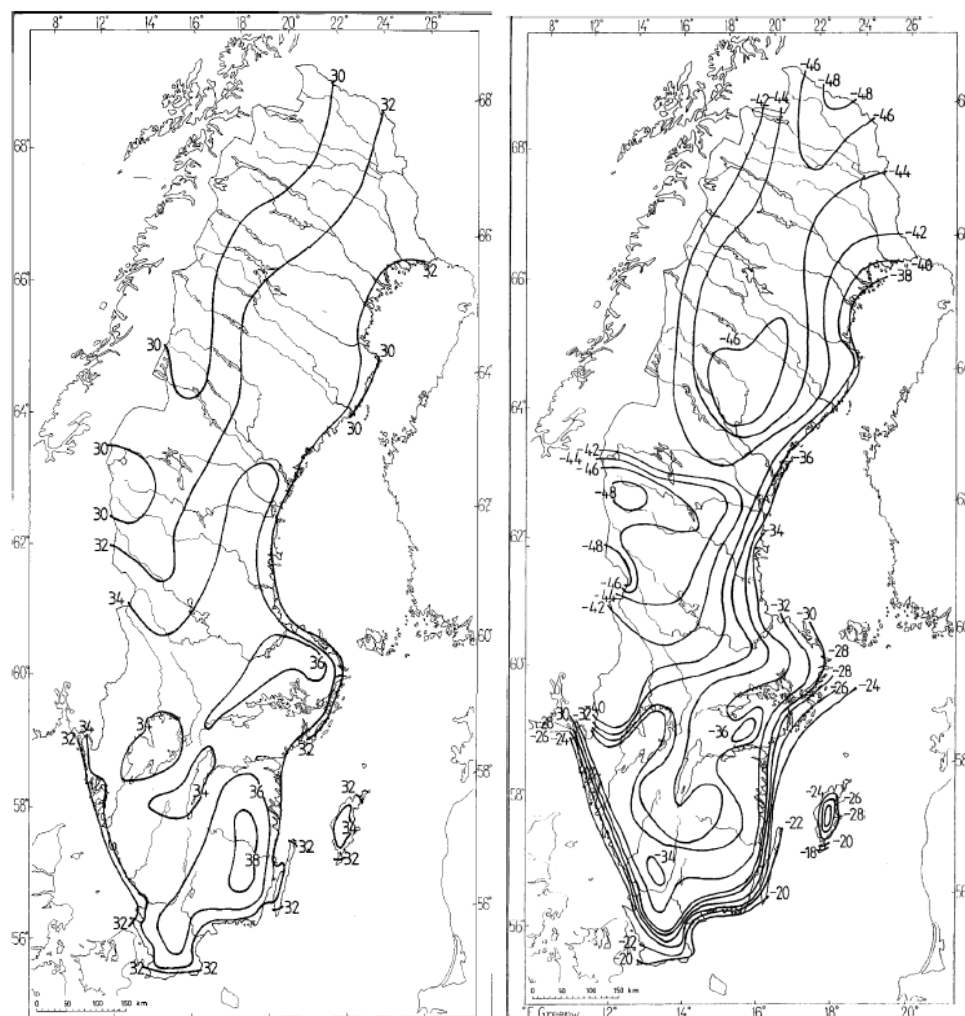
Variabel temperatur orsakar krympning eller expansion hos materialet. Om konstruktionen hålls emot mot berget eller mot annan gjuten del, eller om det inre av konstruktionen har en annan temperatur än ytan, uppstår tvångskrafter, invändiga krafter som orsakar spänningar. Framförallt dragspänningar är kritiska för betong, då draghållfastheten är endast ca 10 % av tryckhållfastheten.

Lastreduktionsfaktorer antas för ψ_0 , ψ_1 och ψ_2 till 0,6, 0,6 resp. 0,5 enligt SS-EN1990 tab. A2.1

7.3.3 Variabel uteluft

Figur 7.10 visar isotermer föreslagna i BFS 2013:10 (EKS 9) kap. 1.1.5.

Karakteristisk temperatur utomhus $T_{ute,k}$ sätts lämpligen enligt Figur 7.10.



Figur 7.10 Isothermer sommar respektive vinter enligt BFS 2013:10 (EKS 9) kap. 1.1.5.

7.3.4 Vattentemperaturer

Mätningar framför dammar i Sverige (Bassalt, Rätan och Bålforsen) pekar på att vid "omrörda" vatten så är det ingen större skillnad mellan temperaturen hos yt- eller bottenvattnet och denna temperatur följer uteluftens temperatur väl men på en lägre nivå.

En vägledning för karakteristisk vattentemperaturer för "omrörda" vatten kan vara $T_{vatten,k} = 0,8 \cdot T_{ute,k}$, dock aldrig lägre än $\pm 0^\circ\text{C}$.

För "lugna" vatten utbildas det ofta ett språngskikt ca 10 m ner i vattendraget, ovanför detta varierar temperaturen relativt snabbt beroende på uteluften. Lämpligen sätts i detta skikt $T_{vatten,k} = 0,8 \cdot T_{ute,k}$. Men under språngskiktet är temperaturen mer stabil och ligger då ofta på ca $+4^\circ\text{C}$ mot djupet.

7.3.5 Beräkningsmodeller för temperaturlaster

Beroende på syfte och hur komplicerad byggnadsdelen är så kan olika modeller användas.

För t.ex. brobanor eller frontplattor i Lamelldamm/Ambursendamm och där syftet är att dimensionera tvärsnittet, kan en enklare modell användas, t.ex. som en balk med olika temperatur på ömse sidor.

För en brobalk uppstår olika temperaturer ovanpå och under balken p.g.a. t.ex. solstrålning. Olikheten i temperatur i ök och uk balk skapar en utböjning i balken, samt även ett tilläggsmoment, beroende på inspänningsförhållandena.

På samma sätt kan man resonera vid en frontplatta med vattentemperatur på ena sidan och luftens temperatur på andra. Är frontplattan oisolerad kan det bli stora temperaturdifferenser över tvärsnittet och då frontplattor ofta är grova kan de temperaturrelaterade spänningarna bli höga.

För att analysera lasteffekter av temperaturväxlingar i mer komplicerade modeller, eller där kanske syftet är att utröna hur en skada, t.ex. en spricka, har uppkommit, används med fördel ett FEM-program som använder dels en temperaturmod, dels en mekanikmod.

Viktigt vid sådana beräkningar är att bedöma en lämplig starttemperatur, där konstruktionen antas "spänningslös". På modellens ränder ansätts temperaturer i omgivningen. Strålningsvärme kan eventuellt också ansättas. Mot dammar ansätta randtemperaturer rör sig oftast om T_{ute} (utetemperatur), T_{vatten} (vattentemperatur) och T_{inne} (temperatur i ev. innerutrymmen).

Materialegenskaperna, initialtemperatur och randtemperatur sätts in i FEM-programmet varefter temperaturfördelningar i dammen beräknas för olika tidpunkter. Dessa fördelningar sätts in automatiskt i den mekaniska modellen och spänningar beräknas.

7.3.6 Lastfall och partialkoefficienter

Lastfall och koefficienter sätts enligt Tabell 2.1, Tabell 2.2 och Tabell 2.3.

Ofta är den största inverkan av temperaturvariationer i betongen att den kan spricka sönder, därför är lastfallen 6.15b och 6.16c viktiga att kontrollera.

Vid linjärelastiska modeller kan partialkoefficienterna sättas på antingen lasterna eller lasteffekterna. Om man väljer att sätta partialkoefficienten på lasterna blir det

$$F_{brott} = \sum \gamma_j \cdot G_j + \gamma_{temp} \cdot Q_{temp} + \sum \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot Q_k \text{ övriga}$$

Där G_j = inverkan av permanenta laster; Q_{temp} = temperaturlast som huvudlast, i form av t.ex. en temperaturskillnad över tvärsnittet; och $Q_{m, \text{övriga}}$ = övriga variabla laster. T.ex. för lastfall 6.10b i Tabell 2.1 (brottstadium) sätts $\gamma_{temp} = 1,5$.

Det kan ibland vara lämpligare att sätta partialkoefficienten för temperaturen på lasteffekten, speciellt om man ska ta hänsyn till uppsprickning, ty då förändras styvheten i konstruktionen, vilket påverkar storlek och fördelning av beräknade töjningar och spänningar.

T.ex. kan beräknade spänningar eller moment för just temperatureffekten räknas upp med γ_{temp} :

$$\sigma_d = \gamma_{temp} \cdot \sigma_{temp} = 1,5 \cdot \sigma_{temp}$$

$$M_d = \gamma_{temp} \cdot M_{temp} = 1,5 \cdot M_{temp}$$

där $\gamma_{temp} = 1,5$, om temperatur är huvudlast och lastfall 6.10b i Tabell 2.1 beräknas (brottstadium).

Vid uppsprickning är det inte helt enkelt att avgöra hur koefficienterna och lasterna inverkar på sprickbildningen. Detta ligger utanför ramen för detta arbete.

7.4 REFERENSER

BFS 2013:10 (EKS9), Boverket.

Carter d., Sodhi D., Stander E., Caron O., Quach T. (1998), "Ice thrust in Reservoirs", Journal of Cold Regions Engineering, s.169-183.

Eklund A. (1998) Istjocklek på sjöar – en statistisk bearbetning av SMHIs mätningar. SMHI rapport No 76.

Ekström T. (2001), "Islaster mot hydrauliska konstruktioner med inriktning mot betongdammar", Elforskrapport 02:03.

Eranti e., Lee G.C. "Cold Region Structural Engineering", McGraw-Hill.

SS-EN 1990, "Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk", SIS, 2002-06-28.

Golger T. (2011), "Analysis of Structural Safety of Gravity Dams", Bachelor project, Inst. For hydraulic construction and water management, Graz, Austria.

Johansson F., Spross J., Fransson L. (2013), "Islast mot dammkonstruktioner, Sammanställning av kunskapsläget samt förslag till forskning och utveckling", Elforsk rapport 13:56, juni 2013.

Johansson F., Malm R., Fransson L. (2014), "Islaster mot betongdammar – fördjupad förstudie", Elforsk rapport 14:57, augusti 2014.

J&W (1999), PM angående lastfaktorer vid dimensionering av tvärsnitt i betongdammar enligt BBK94.

Löfquist B. (1987), "Istryck mot bropelare", Publikation 1987:43, Vägverket, Sverige.

NVE (2003), "Retningslinje for laster og dimensjonering", Norges vassdrags- og energidirektorat.

TRVK Bro 11, "Trafikverkets tekniska krav Bro", TRV publ. nr 2011:085.

TRVR Bro 11, "Trafikverkets tekniska råd Bro", TRV publ. nr 2011:086.

8 Minimiarmering för grova konstruktioner m h t beständighetskrav

8.1 INLEDNING

Massiva betongkonstruktioner behöver förseras med en viss minsta mängd av armering nära ytorna för att begränsa sprickbildning, som uppstår av egenspanningar av tvång p.g.a. konstruktionens geometri och randvillkor med låsningar. Det är främst temperaturhöjningen under cementets hydratation i ung ålder samt den efterföljande avsvålningsfasen, men även uttorkningskrympningen, som bidrar till deformationer som oftast blir låsta. När tvångsspänningarna i drag överskrider betongens draghållfasthet spricker betongen och spänningen måste överföras till armering för att begränsa sprickornas bredd.

Olika normer, bestämmelser och standarder för beräkning av armerade betongkonstruktioner ger olika metoder och ekvationer för hur minimiarmeringen för begränsningen av sprickbredder ska beräknas.

Efter införandet av de europeiska konstruktionsstandarderna – Eurokoderna – på den svenska byggmarknaden, uppdagades det att Eurokod 2 för betongkonstruktioner föreskriver betydligt mer erforderlig minimiarmering än vad som krävdes enligt våra tidigare normer och bestämmelser. Särskilt hårt slår den nya beräkningsmetoden enligt Eurokod 2 på tjocka betongtvärsnitt, som är vanligt förekommande inom vattenkraftkonstruktioner. Effekten har också belysts i en nyligen publicerad Elforsk-rapport av Blomdahl m.fl. (2015).

I det följande beskrivs kort beräkningsmetoderna enligt tidigare svenska betongbestämmelser, metoden enligt Eurokod 2 med svensk tillämpning enligt Boverkets EKS 10, samt relevanta norska, danska, tyska och amerikanska beräkningsmetoder för bestämning av minimiarmering för sprickbredds begränsning.

Beräkningsmetoderna jämförs även med vad man i Norge ((Norconsult AS) har funnit vara en praktisk lämplig minimiarmering för grova dammkonstruktioner.

En kort studie med icke-linjära, numeriska simuleringar redovisas också som jämförelse.

Slutligen ges rekommendationer för lämplig beräkningsmetod för minimiarmering, som underlag till revideringen av RIDAS.

8.2 BERÄKNINGSMETODER

8.2.1 Tidigare svenska betongbestämmelser

Bestämmelser för betongkonstruktioner – Allmänna konstruktionsbestämmelser, B7

B7 publicerades 1969 av Statens Betongkommitté och innehöll då gällande bestämmelser för dimensionering av betongkonstruktioner inom den statliga och privata sektorn.

I B7 tillämpades principen med tillåtna spänningar och beräkningsmetoderna grundades på elasticitetsteori.

Ett stort antal vattenkraftanläggningar (kraftstationer och betongdammar) är dimensionerade enligt B7 och det är därför lämpligt att ha med den metoden i jämförelsen. Exempel på vattenkraftutbyggnad är: Akkats, Bastusel, Boden, Juktan, Parki, Randi, Rebnis, Ritsem och Vittjärn (samtliga Vattenfall).

Minimiarmering – B7 (beskrivs i kap. 8.25).

”För armering vid varje stöd och i vardera av två mot varandra vinkelräta riktningar i fälten skall inom områdena för de största momenten, armeringsprocenten (beräknad på effektiva höjden) icke understiga”:

$$\mu_{min} = \frac{(K + 300)}{(\sigma_s + 1000)} \%$$

där K = betongens tryckhållfasthet (kp/cm²)
(C30/37 motsvarar K300)
 σ_s är armeringens sträckgräns ((kp/cm²).
(Ks 40 S, Ø 20mm → fyk = 370 MPa → σ_s = 3700 kp/cm²)

Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 04

BBK utgavs i en första version 1979, vilken reviderades 1994 och 2004. Här infördes dimensionering enligt partialkoefficientmetoden för last- och materialparametrar i både brott- och bruksgränstillstånd.

År 1997 utkom RIDAS, (Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet), vilken har reviderats 2002, 2008 och 2012. RIDAS anger dimensioneringsanvisningar för betongdammar med BBK som grund.

RIDAS 2012 är idag gällande, vilket innebär att kraftindustrin kan välja att använda BBBK 04 eller Eurokod 2 för dimensionering av betongdammar tillsammans med tillämpningsanvisningar i Ridass.

Ett stort antal vattenkraftanläggningar (kraftstationer och betongdammar) är dimensionerade enligt BBK. Exempel på vattenkraftutbyggnad är: Granboforsen (Jämtkraft), Porsi, Sikfors, Stenkullafors, Älvkarleby (övriga Vattenfall).

Minimiarmering – BBK 04

Armering för begränsning av sprickor orsakade av tvång, (krympning, volymändring), dimensioneras med beaktande av att kraften i armeringen, F_s , skall

vara större än kraften i den effektiva betongarean F_c , innan uppsprickning av betongtvärsnittet sker.

Det bör observeras att minimiarmering ej tar hänsyn till sprickbredd eller sprickavstånd utan hänför sig till att enbart överföra uppträdande krafter i betongen till armeringen.

Kapitel 4.5.6 ger dimensioneringsregler för beräkning av minsta erforderliga armeringsmängd:

$$A_{smin} \geq \frac{A_{ef} * f_{cth}}{\sigma_s}$$

För platta på mark där friktionskoefficienten kan påvisas vara minst 1.0 får armeringsarean reduceras med 0,7.

$$A_{smin} \geq 0,7 * \frac{A_{ef} * f_{cth}}{\sigma_s}$$

där A_{smin} = minsta erforderliga armeringsarea

σ_s = dragpåkänning i armeringen. Dock högst 420 MPa eller armeringens karakteristiska flytgräns, f_{yk} om den är lägre

$f_{cth} = 1,5 * f_{ctk}$, där f_{ctk} är betongens karakteristiska draghållfasthet

A_{ef} = effektiv betongarea enligt 4.4.5 i BBK 04, se skräfferad yta nedan.

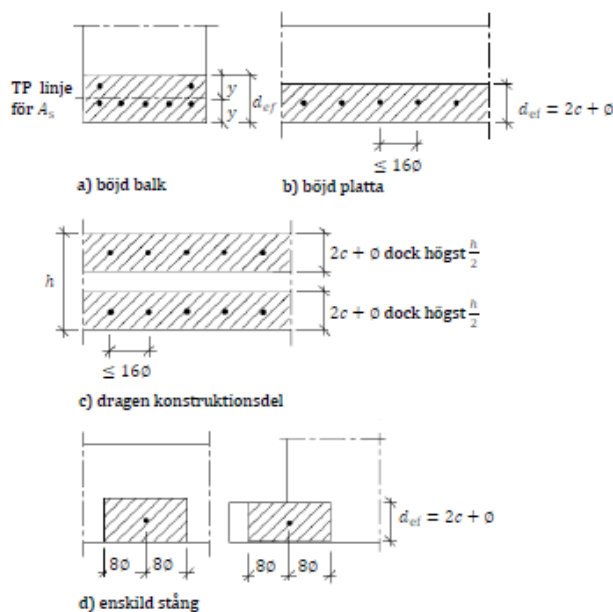
Den effektiva arean är beroende av hur konstruktionsdelen är belastad.

d_{ef} = höjd av effektiv betongarea

c = betongens täckande betongskikt

h = konstruktionens höjd

$\emptyset$ = armeringsdiameter



Vid en dubbelarmerad konstruktionsdel påverkad av dragkraft, fall c) i figur 4.5.5a – d, bör det mått som i figuren motsvaras av $(2c + \emptyset)$ inte sättas mindre än 100 mm, dock högst $h/2$. Om armeringen anordnas enkelsidigt bör A_s inte väljas mindre än summan av A_s för motsvarande dubbelarmerad konstruktion.

8.2.2 Eurokod 2 med EKS 10

Minimiarmering för sprickbreddsbegränsning beräknas enligt Eurokod 2, SS-EN 1992-1-1 avsnitt 7.3.2 med ekvationen

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} \quad (8-1)$$

där $A_{s,min}$ är minimiarmering i dragen zon.

A_{ct} är betongytan i hela den dragna zonen.

σ_s är den tillåtna armeringsspänningen

$f_{ct,eff}$ är betongens draghållfasthet (medelvärde) vid tidpunkten för uppsprickning.

k är en koefficient som kompenserar inverkan av ojämna egenspanningar som enligt Boverkets EKS 10 (avdelning D, kapitel 2.1.1, 4a §) är

= 0,90 för h_{liv} eller $b_{fläns} \leq 200$ mm

= 0,50 för h_{liv} eller $b_{fläns} \geq 680$ mm

mellanliggande värden kan bestämmas genom interpolering.

k_c är en koefficient som beaktar spänningsfördelningen inom tvär snittet:

$k_c = 1,0$ för rent drag

$k_c = 0,4 \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1(h/h^*)f_{ct,eff}} \right] \leq 1$ för böjning med eller utan normal-

kraft i rektangulära tvärsnitt, där $\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh}$ och

N_{Ed} = normalkraft i bruksgränstillstånd (tryckkraft positivt),

h = tvärsnittets höjd, och b = beaktade tvärsnittets bredd,

$h^* = h$ om $h < 1,0$ m och $h^* = 1,0$ m om $h \geq 1,0$ m,

$k_1 = 1,5$ om N_{Ed} är en tryckkraft och $k_1 = (2h^*)/(3h)$ om N_{Ed} är en dragkraft.

Koefficienten k är i EKS 10 reducerad i förhållande till de ursprungliga värdena i EN 1991-1-1 och ger därmed ett mindre behov av minimiarmeringsmängd för sprickbreddsbegränsning än vad som erfordrades före införandet av EKS 10 per 1 januari 2016. Reduktionen är baserad på studierna av Björnberg och Johansson (2013) efter en smärre justering.

Beräkning utan hänsyn till sprickbredd och begränsning av armeringsspänning

Om minimiarmering för begränsning av grova sprickor ska beräknas, utan hänsyn till en specifik tillåten sprickbredd, kan armeringsspänning σ_s i ekvation (8-1) ovan sättas till den karakteristiska sträckgränsen för armeringen f_{yk} . I praktiken innebär det att den beräknade minimiarmeringen enligt denna beräkning kan överföra tvångsdeformationer till nya primärsprickor innan armeringens sträckgräns uppnås.

Sprickbredden kan dock med denna metod bli bredare än vad som kan tillåtas med avseende på beständighetskraven eller med avseende på vattentäthet.

Med hänsyn till sprickbredd och armeringsspänning enligt SS-EN 1992-1-1 avsnitt 7.3.3

För att begränsa sprickbredden till en specifik tillåten bredd, kan enligt Eurokod 2 armeringsspänning σ_s i ovan ekvation (8-1) sättas till ett lägre värde utan att sprickbredden behöver beräknas. I SS-EN 1992-1-1 avsnitt 7.3.3 ges en tabell där stålspänningen kan läsas av som funktion av sprickbredd och övre gräns för stångdiameter. Tabellen återges nedan i tabell 8.1 för stångdiameterar aktuella inom vattenbyggnad. Det bör dock beaktas att tabellen i SS-EN 1992-1-1 avsnitt 7.3.3 bl.a. förutsätter ett täckande betongskikt på 25 mm och en betongdraghållfasthet på 2,9 MPa samt att den förutsätter ett böjt tvärsnitt. För andra förhållanden måste tabellvärdena justeras. Justeringen görs då avseende stångdiameteren med följande ekvation:

$$\sigma_s = \sigma_s^* (f_{ct,eff}/2,9) \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} \quad \text{för böjning} \quad (8-2a)$$

och

$$\sigma_s = \sigma_s^* (f_{ct,eff}/2,9) \frac{h_{cr}}{8(h-d)} \quad \text{för centriskt drag} \quad (8-2b)$$

där h_{cr} är den dragna zonens höjd strax före uppsprickning och
 d är den effektiva höjden för det yttersta armeringslagret
 σ_s^* är stångdiameteren enligt tabell 8.1
 $f_{ct,eff}$, k_c och h enligt ovan.

Tabell 8.1 Stålspänning som funktion av stångdiameter σ_s^* och sprickbredd w_k enligt SS-EN1992-1-1 avsnitt 7.3.3 för större stångdiameterar

Stålspänning [MPa]	Stångdiameter σ_s^* [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12

SS-EN1992-1-1 ger också en tabell för bestämning av maximalt centrumavstånd för stänger som funktion av stångavstånd och sprickbredd. Tabellen återges dock för enkelhetens skull inte här och läsaren hänvisas till SS-EN1992-1-1. De där tabellerade maximala centrumavstånden är i regel större än vad som vanligen förekommer i vattenkraftkonstruktioner.

Med hänsyn till sprickbredd och armeringsspänning enligt SS-EN 1992-3 avsnitt 7.3.3

I SS-EN 1992-3, som avser *Behållare och avskiljande konstruktioner för vätskor och granulära material*, har stålspänningarna justerats till något gynnsammare värden. Tabellen 8.2 nedan ger motsvarande värden efter avläsning i diagram i SS-EN 1992-3 avsnitt 7.3.3.

Tabell 8.2 Stålspänning som funktion av stångdiameter ϕ_s^* och karakteristisk sprickbredd w_k avläst ur figur 7.103N i SS-EN1992-3 avsnitt 7.3.3 för större stångdiameterar

Stångdiameter ϕ_s^* [mm]	Stålspänning [MPa]		
	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$	$w_k = 0,1 \text{ mm}$
40	185	150	100
32	205	160	105
25	230	180	120
20	250	200	130

Men även här måste värdena justeras, och för det beräknas en justerad stångdiameter enligt:

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff} / 2,9)^{\frac{h}{10(h-d)}} \quad (8-3)$$

SS-EN1992-3 ger också en motsvarande figur för avläsning av maximalt centrum-avstånd mellan stänger. Även den är för enkelhetens skull inte återgiven här och av samma anledning som ovan förmodligen inte heller så relevant för vattenkraft-konstruktioner. Läsaren hänvisas dock till SS-EN1992-3 för egen kontroll.

8.2.3 Eurokod 2 med tillämpning inom norskt vattenkraftsbyggande

Minimiarmering för sprickbredds begränsning för betongdammar utförs i Norge enligt anvisningar i Norges motsvarighet till RIDAS; "NVE: Retningslinjer for betongdammer, utgåva 2, 2005".

NVE kommer att revideras med Eurokod 2 som grund för betongkonstruktioner.

Eurokod 2

Dimensionering av minimiarmering utförs på samma sätt som enligt svenska Eurokod 2 och redovisas inte här.

Norsk Standard, NS 3473

För tjocka massiva konstruktioner, pelare och skibord i betongdammar, används beräkningsmetod enligt, NS 3473:2003, kap. A.17.4.

Minsta armeringsmängd i plattans eller pelarens båda sidor:

$$A_{s \min} \geq (8 * \emptyset + c) * b * \frac{f_{tk}}{f_s}, \text{ för dammbyggnad, betongkonstruktioner.}$$

där $\emptyset$ = armeringsdiameter

c = täckande betongskikt

b = bredd

f_{tk} = betongens karakteristiska draghållfasthet = $f_{ctk 0,05}$ (EC)

f_s = dragpåkänning i armering

$f_s = f_{sk}$ om inga krav på sprickbredd föreligger

Vid sprickbreddskrav begränsas stålspänningen enligt tabell i NS A.15.2.3, och är en funktion av sprickbredd och centrum-avstånd mellan armeringen. ($f_s < 240 - 260$ MPa för $w_k = 0,3$ mm och s 200 – 150 mm)

Tabell A.15.2.3 är uppbyggd på liknande sätt som tabell 7.3N i Eurokod 2, dock föreligger några mindre skillnader i stålspänning relaterat till stångavstånd och sprickbredd.

Praxis – Norconsult AS

Norconsult AS har konstruerat ett stort antal betongdammar mellan 1980- 2015. Man har funnit att nedan angiven minimiarmering fungerar praktiskt bra för grova betongkonstruktioner.

$A_{s \min}$ = för betongkonstruktioner med en tvärsnittshöjd > 800 mm inläggs följande armeringsmängd; vertikalt $\emptyset 20$ s 200, horisontellt $\emptyset 20$ s 150.

8.2.4 Dansk standard DS 411:1999 och danskt NA till EN 1992-1-1

Den tidigare danska standarden för betongkonstruktioner DS 411:1999 ger för minimiarmering för sprickbreddsbegränsning en enkel ekvation som baseras på kompatibilitet mellan armeringsstål och betong vid uppsprickning. Bakgrunden till ekvationen finns att läsa i Christiansen och Nielsen (2001).

Denna danska standard drogs 2008-12-31 tillbaka och ersattes av Eurokod 2. Men i den danska nationella bilagan (NA) till EN 1992-1-1 återkommer ekvationen som ersättning av Eurokodens ekvation. Ekvationen avser minimiarmeringsinnehåll ρ_{min} över hela tvärsnittet och har följande utseende:

$$\rho_{min} = \sqrt{\frac{\emptyset \cdot f_{ct,eff}}{4E_s \cdot k \cdot w_k}} \quad (8-4)$$

där E_s är armeringsstålets elasticitetsmodul
 $\emptyset$ är stångdiametern
 w_k är den tillåtna karakteristiska sprickbredden
 k är en koefficient som sätts till 1 för sekundära sprickor i täcksikt och till 2 för genomgående primärsprickor
 $f_{ct,eff}$ är här en reducerad effektiv betongdraghållfasthet som beräknas enligt
 $f_{ct,eff} = 0,5 \sqrt{0,1 f_{ck}}$, där f_{ck} är betongens karakteristiska tryckhållfasthet

Den reducerade, effektiva draghållfasthet, som används vid beräkningen, är lägre än den draghållfasthet som används i Eurokodens ekvation. Detta görs delvis för att beakta att uppsprickning normalt sker i ung ålder, då full hållfasthet ännu inte uppnåtts.

8.2.5 BAW Tyska riktlinjer för vattenbyggnad

I de tyska riktlinjerna för vattenbyggnad, BAW Merkblatt (2011), ges en beräkningsmetod för minimiarmering, som bygger på kompatibilitet vid uppsprickning i avsvalningsfasen efter gjutning. Ekvationen för minimiarmering är en funktion av bl.a. tillåten sprickbredd och effekten av tvångsspänningen till följd av avsvalningskrympningen. Effekten av tvångsspänningen beräknas utgående från den maximala adiabatiska temperaturhöjningen, konstruktionsdelens tjocklek, uppgift om huruvida gjutning sker vintertid eller inte, samt ett uppskattat avstånd mellan primärsprickor (i regel genomgående sprickor). Bakgrunden till beräkningsmetoden ges i BAW Bödefeld (2010). En vidareutvecklad teoretisk modell ges i Schlicke och Tue (2015).

Metoden begränsas till att gälla för tjocka tvärsnitt där $h > 0,8$ m.

Minimiarmeringsarean $A_{s,min}$ i ett tjockt tvärsnitt beräknas med följande formel:

$$A_{s,min} = \sqrt{\frac{\emptyset \cdot (c+0,5\emptyset)^2 b^2 f_{ctm}(0,69+0,34n)}{E_s \cdot w^p}} \quad (8-5)$$

där f_{ctm} är betongens medeldraghållfasthet
 w^p är primärsprickans tillåtna bredd
 n är antal sekundärsprickor mellan de genomgående primärsprickorna
 c är det täckande betongskiktets tjocklek
 b är bredden av det avsedda området (vanligen en meterstrimla)
 $\emptyset$ och E_s enligt ovan.

Antalet sekundärsprickor n beräknas med en ekvivalent temperaturskillnad ΔT för tvångseffekten och ett uppskattat sprickavstånd l_{cr} mellan primärsprickorna. Både

ΔT och l_{cr} beror på typen av konstruktion och relevant tvångseffekt. Två typer beaktas; väggar och tvärsnitt med huvudsakligen normalkrafter av tvång samt plattor på mark och tvärsnitt med huvudsakligen böjmoment av tvång.

Observera att betongens medeldraghållfasthet f_{ctm} i ekvation (8-5) avser den fullt utvecklade hållfastheten vid 28 dygn. Antagandet baseras på studier redovisade i Bödefeld (2010), som visar att tiden för uppsprickning av tvång ökar i tjockare tvärsnitt. Vid spricktidpunkten i t.ex. ett 1,5 m tjockt tvärsnitt är redan 80 – 90 % av den fulla hållfastheten uppnådd. Om behovet av sprickarmering i tvärsnitt med h mindre än giltighetsbegränsningen 0,8 m ska bestämmas, skulle betongens draghållfasthet behöva justeras med avseende på en lägre ålder än 28 dygn för att få rimliga armeringsmängder.

Väggar och tvärsnitt med huvudsakligen normalkraft av tvång

För väggar och tvärsnitt med huvudsakligen normalkraft av centriskt tvång beräknas avståndet mellan primärsprickor approximativt enligt:

$$l_{cr,W} = 1,2h_{BA} \quad (8-6)$$

där h_{BA} är vägghöjden i en gjutning (en gjutpall).

Den ekvivalenta temperaturskillnaden kan bestämmas genom beräkning av normalkraften som uppstår av det centriska tvånget dividerat med E-modulen, temperaturlängdutvidgningskoefficient och tvärsnittsarea. I BAW:s dimensioneringsanvisning har dock beräkningen förenklats med användning av faktorer i följande ekvation:

$$\Delta T_N = k_0^N k_{FK}^N k_{JZ}^N \Delta T_{adiab,7d} \quad (8-7)$$

där k_0^N är en basfaktor som bestäms av $k_0^N = 0,7 - 0,2/h^{0,3} \leq 0,55$ (h anges i m).

k_{FK}^N är en faktor som beror på hållfasthetklass där

$$k_{FK}^N = 0,9 \quad \text{för C20/25}$$

$$k_{FK}^N = 0,95 \quad \text{för C25/30}$$

$$k_{FK}^N = 1,0 \quad \text{för C30/37}$$

för högre klasser anges inga värden men det antas här att extrapolering kan användas för högre klasser.

k_{JZ}^N är en faktor som beaktar årstiden vid gjutning där

$$k_{JZ}^N = 0,7 + 0,1h \quad \text{för } 0,8 \text{ m} < h < 3 \text{ m vid vintergjutning}$$

$$k_{JZ}^N = 1,0 \quad \text{för } 0,8 \text{ m} < h < 3 \text{ m vid gjutning under annan årstid än vinter och för } h \geq 3,0 \text{ m.}$$

$\Delta T_{adiab,7d}$ är den adiabatiska temperaturhöjningen av cementhydratation vid 7 dygn efter gjutning.

Värdet för $\Delta T_{adiab,7d}$ kan erhållas genom provning eller genom erfarenhet för den aktuella betongproportioneringen. Den ges också tabellerad, som funktion av exponeringsklassen i det tyska tillämpningsdokumentet för vattenbyggnad till den europeiska betongstandarden EN206, ZTV-W 215 (2012).

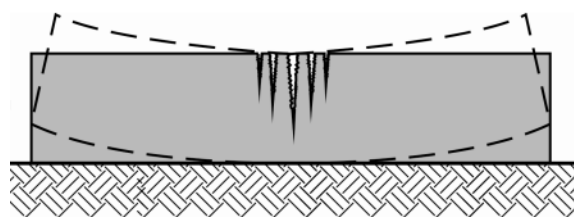
Antalet sekundärsprickor mellan primärsprickorna kan nu beräknas till

$$n = 1,1 \left(\frac{\Delta T_N \cdot \alpha_T \cdot l_{cr,W}}{w^p} - 1 \right) \quad (8-8)$$

Där α_T är temperaturutvidgningskoefficienten som kan sättas till 10^{-5} .

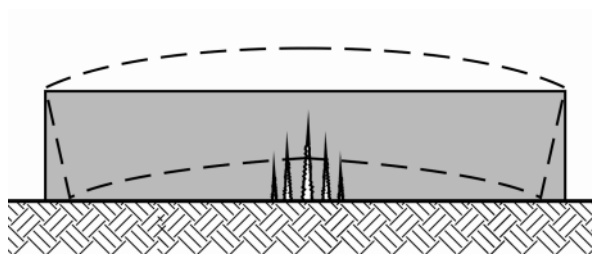
Plattor på mark och tvärsnitt med huvudsakligen böjmoment av tvång

I plattor på mark antas att tvånget ger böjmoment då plattan egentygnd ger ett tvång som vill motverka böjning av plattan pga enkelsidig temperaturgradient genom tvärsnittet, där plattan är varmare i undersidan och svalare mot fria luften på ovasidan. Mekanismen förklaras av figur 8.1.



Figur 8.1 Sprickbildning på ovasidan av en platta på mark vid böjtvång vid max hydratationsvärme, BAW Merkblatt (2011)

På motsvarande sätt kan sprickor uppstå från undersidan av plattan i slutet av avsvältningsfasen, se figur 8.2.



Figur 8.2 Sprickbildning på undersidan av en platta på mark vid böjtvång efter avsvälning, BAW Merkblatt (2011)

För plattor på mark och tvärsnitt med huvudsakligen böjmoment av tvång beräknas avståndet mellan primärsprickor approximativt enligt:

$$l_{cr,Pl} = \sqrt{\frac{f_{ctm} \cdot h}{3 \cdot \gamma}} \quad (8-9)$$

där γ är den armerade betongens tunghet, som kan sättas till 25 kN/m^3 .

Den ekvivalenta temperaturskillnaden kan bestämmas med hjälp av ett beräknat böjmoment, som uppstår av temperaturgradientens krökningseffekt och mothållet av egentyingden. I BAW:s dimensioneringsanvisning har dock beräkningen förenklats med användning av faktorer i följande ekvation:

$$\Delta T_M = k_0^M k_{FK}^M k_{JZ}^M \Delta T_{adiab,7d} \quad (8-10)$$

där k_0^M är en basfaktor som bestäms av $k_0^M = 0,07 + h \cdot 0,1 \leq 0,37$ (h anges i m).

k_{FK}^M är en faktor som beror på hållfasthetklass där
 $k_{FK}^M = 1,0$ för C20/25
 $k_{FK}^M = 1,05$ för C25/30
 $k_{FK}^M = 1,1$ för C30/37
 för högre klasser anges inga värden men det antas här att extrapolering kan användas för högre klasser.

k_{JZ}^M är en faktor som beaktar årstiden vid gjutning där
 $k_{JZ}^M = 0,6$ för vintergjutning
 $k_{JZ}^M = 1,0$ för andra fall.

$\Delta T_{adiab,7d}$ enligt ovan.

Antalet sekundärspäckor beräknas slutligen på samma sätt som i (8-8) till

$$n = 1,1 \left(\frac{\Delta T_M \cdot \alpha_T \cdot l_{cr,Pl}}{w^p} - 1 \right) \quad (8-11)$$

8.2.6 Amerikanska bestämmelser för minimiarmering, ACI 318

Minimiarmering med hänsyn till tvång av krympning och temperatur anges i ACI 318, 7.2.12 och avser armeringen beräknad på hela betongarean:

För armering med draghållfasthet = 500 MPa skall armeringsarean i vardera sida och i varje riktning vara:

$$A_{s\min} > H \cdot \frac{B}{2} \cdot 0,0018$$

H = tvärsnittets höjd

B = tvärsnittets bredd

8.3 SAMMANFATTNING AV JÄMFÖRANDE BERÄKNINGAR AV MINIMIARMERING FÖR OLIKA NORMER

8.3.1 Allmänt

Följande kapitel redovisar erforderlig minimiarmering, med hänsyn till tvång, för olika normer och dimensioneringsmetoder, se nedan.

I beräkningarna har ett rent dragbelastat tvärsnitt antagits, exempelvis från inverkan av krympning.

Dimensioneringsmetoder:

1. B7
2. BBK 04
3. Eurokod 2, EKS9, kap. 7.3.2 med armeringspåkänning = f_{yk}
4. Eurokod 2, EKS9, kap. 7.3.3 (med begränsning av stålspänning enligt tabell 7.2N i Eurokod 2, benämns σ_s i tabell och diagram nedan)
5. Eurokod 2, EKS10, kap. 7.3.2 med armeringspåkänning = f_{yk}
6. Eurokod 2, EKS10, kap. 7.3.3 (med begränsning av stålspänning enligt tabell 7.2N i Eurokod 2, benämns σ_s i tabell och diagram nedan)
7. Norconsult AS, praxis för grova betongkonstruktioner
8. Dansk Standard DS 411:1999 och danskt NA till EN 1992-1-1
9. Tyska riktlinjer för vattenbyggnad, BAW
10. Amerikansk norm, ACI 318

Ingen jämförelse utförs enligt Norsk norm, då Eurokod 2 – Norge är i princip lika med den svenska.

8.3.2 Beräkningsförutsättningar*Materialdata*

För betongdammar anger RIDAS att C25/30 kan nyttjas som lägsta hållfasthetsklass. I denna beräkning har C30/37 använts, då oftast en högre hållfasthet krävs för dammkonstruktioner och vattenvägar.

Betongkvalité:	C30/37	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, $f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$
Armering:	EC	$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$ (K500C)
	BBK	$f_{yk} = 420 \text{ MPa}$ (B500)
	B7	$f_{yk} = 370 \text{ MPa}$ (Ks 40 S)
Armeringsdim:	Ø 20 mm	
Täckande betongskikt:	70 mm	
Gjutetappshöjd (pelare):	3 m (antagen)	
Adiabatisk temp.höjning:	20 K alternativt 40 K (BAW)	
(20K/40K antas i denna utredning som temperaturhöjning med och utan kylning)		

Beräkningsobjekt

Beräkningar har utförts för följande typfall:

1. Tillåten sprickbredd, $w_k \leq 0,2 \text{ mm}$. Betongkonstruktion där vattentäthet krävs. Exempelvis frontplatta på en lamelldamm eller en vattenväg i ett kraftverk.
2. Tillåten sprickbredd, $w_k \leq 0,3 \text{ mm}$. Exempelvis pelare eller skibord i ett utskov.

Tvärsnittshöjd: H har varierats mellan 200 mm – 5000 mm

Tvärsnittsbredd: 1 m

Armeringsdimensioner har inte korrigerats enligt ekv. 7.7N, Eurokod 2, EKS10.

8.3.3 Sammanfattning av beräkningar.

I diagram, se kapitel 8.3.3.1 – 8.3.3.4, redovisas erforderliga minimiarmeringsareor för de olika dimensioneringsmetoderna samt för sprickbreddskrav enligt ovan.

I tabell 8.3 redovisas beräknade armeringsareor för alternativet "vägg" för tre olika tvärsnittstjocklekar.

Diagrammen redovisar armeringsarea både för väggkonstruktion samt platta på mark, vilket påverkar dimensionering enligt BAW.

(Val av vägg eller platta på mark har betydelse även vid beräkning enligt BBK. Här redovisas enbart armeringsarea för vägg.)

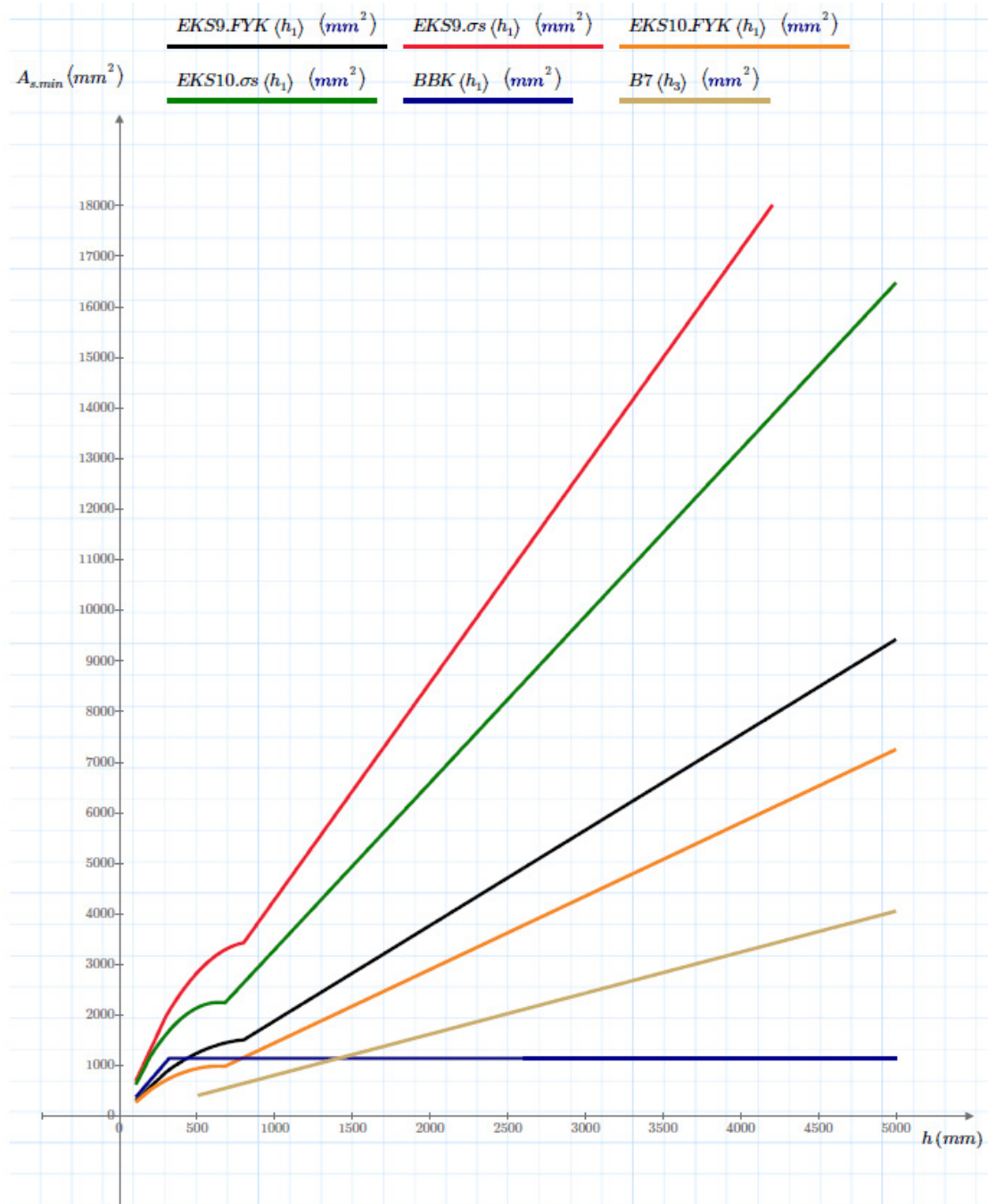
Både diagram och tabell redovisar armeringsmängder per sida av tvärsnittet.

Ur tabell och diagram kan utläsas att armeringsmängd ökar kraftigt med dimensionering enligt Eurokod 2, EKS 10, jämfört med BBK 04. Enligt tabell nedan varierar ökningen mellan 30 % - 1050 % för olika tvärsnittstjocklekar och sprickbreddskrav.

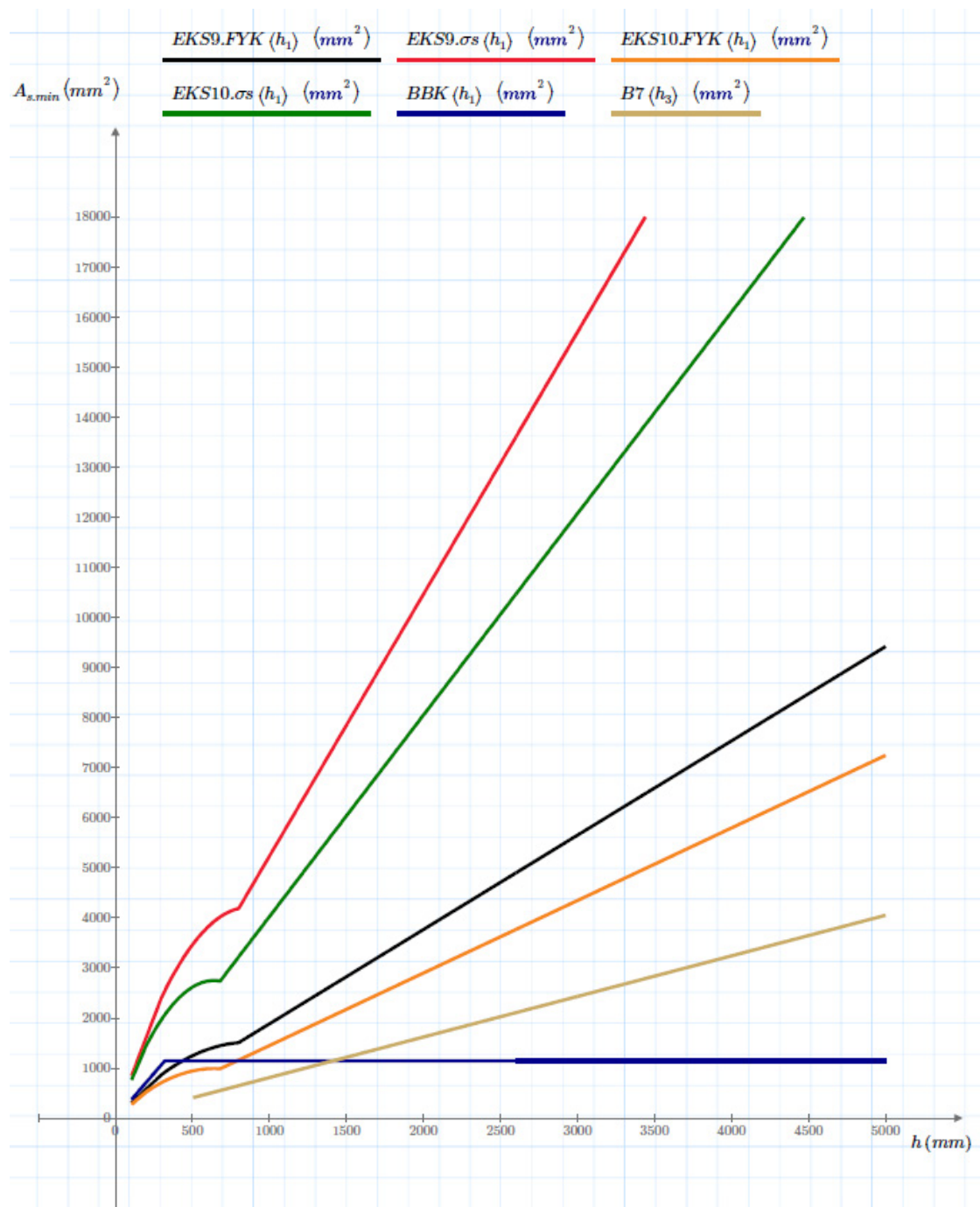
Tabell 8.3 Erforderlig minimiarmeringsarea (mm²)

	H = 1000 mm		H = 2000 mm		H = 3000 mm	
Dimensionerings-standard	$w_k=0,2$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm	$w_k=0,3$ mm
Eurokod 2, EKS10, f_{yk}	1450	1450	2900	2900	4350	4350
Eurokod 2, EKS10, σ_s	4028	3295	8056	6591	12083	9886
Dansk Standard DS	3679	3004	7357	6007	11036	9011
BAW 20K	3030	2175	3106	2223	3131	2238
BAW 40K	3928	2740	4045	2815	4084	2840
ACI 318	900	900	1800	1800	2700	2700
BBK 04	1143	1143	1143	1143	1143	1143
B7	811	811	1622	1622	2432	2432
NO AS Praxis	2094	2094	2094	2094	2094	2094

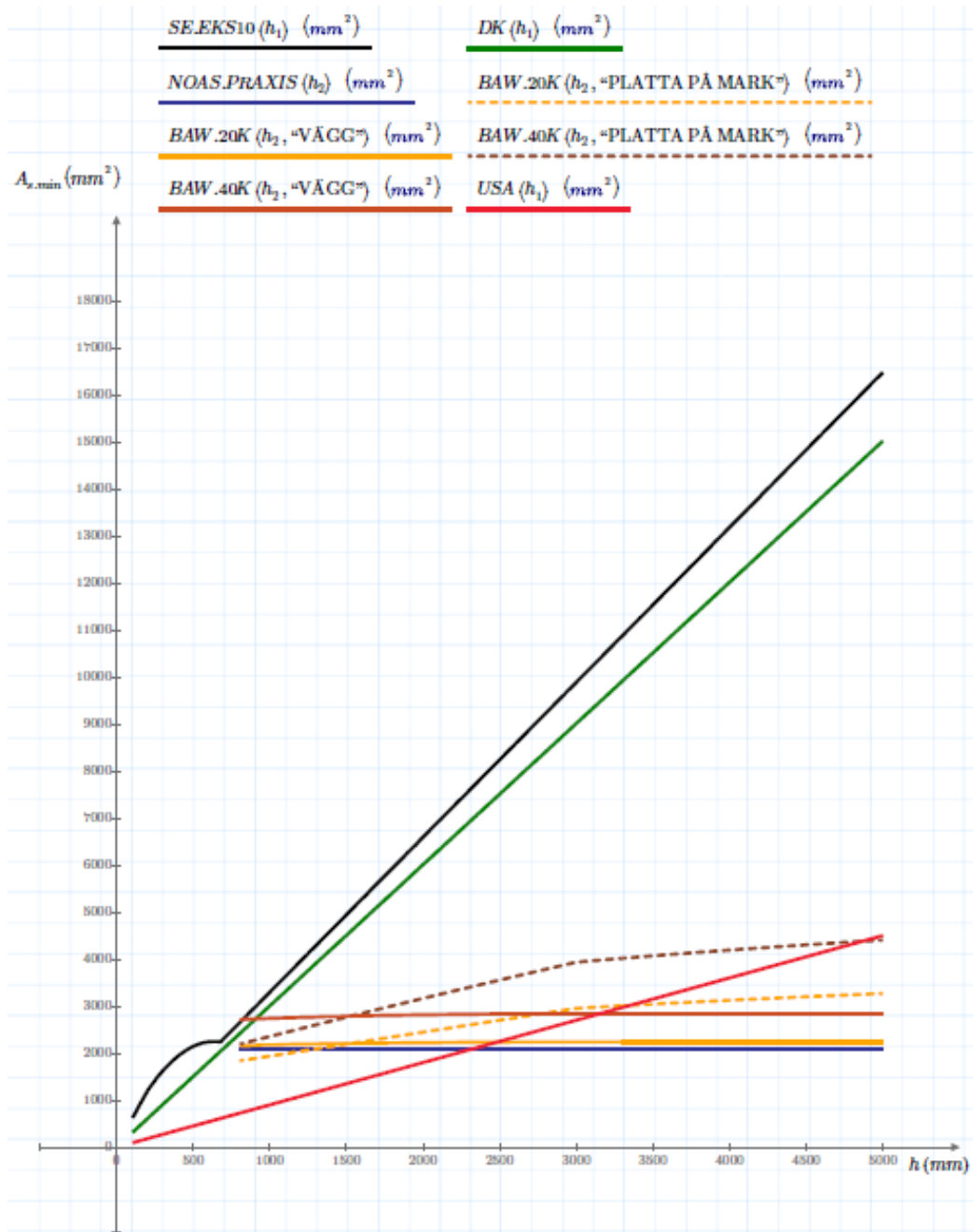
Jämförelse mellan olika svenska beräkningsmetoder samt Eurokod 2, $w_k = 0,3 \text{ mm}$



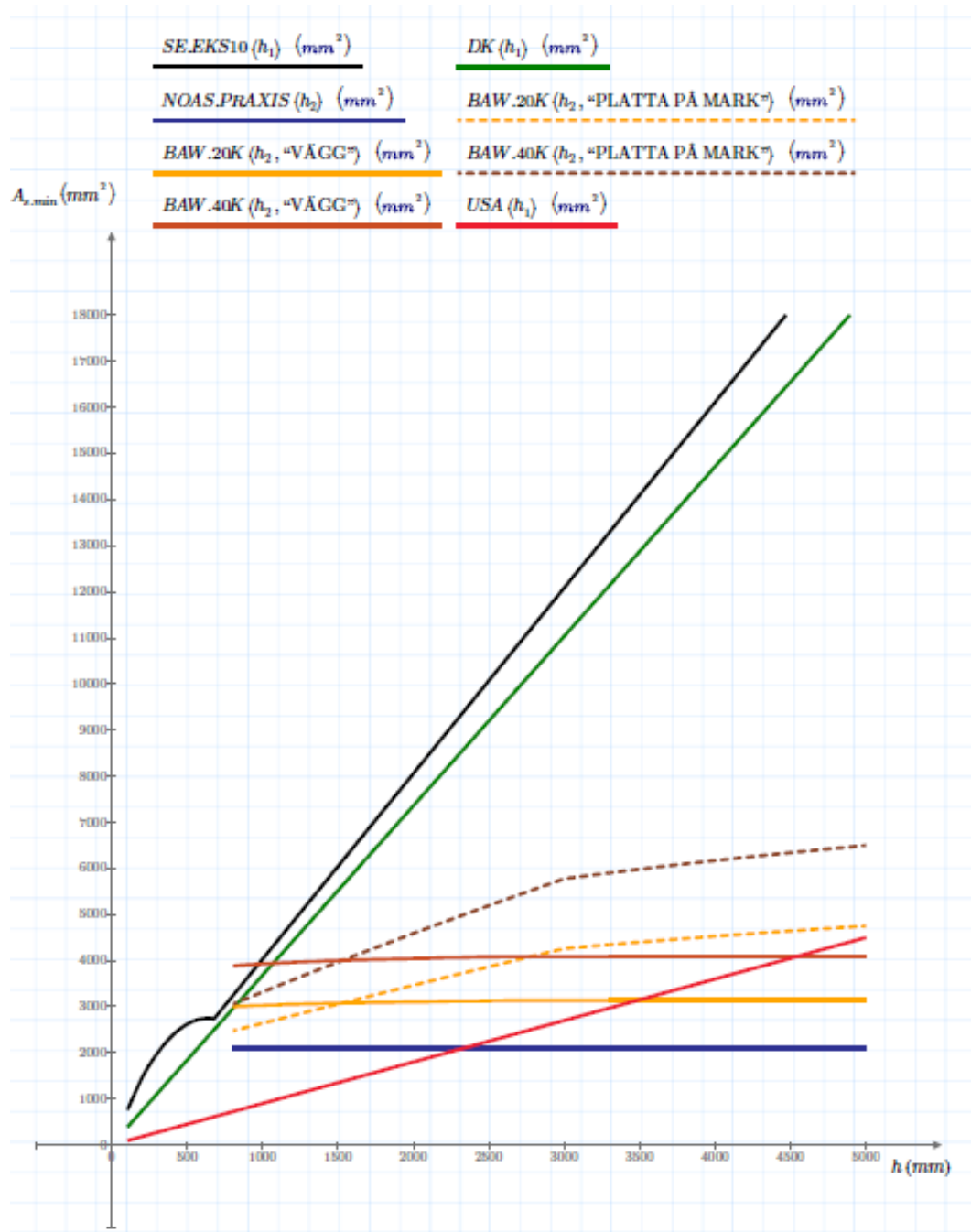
Jämförelse mellan olika svenska beräkningsmetoder samt Eurokod 2, $w_k = 0,2 \text{ mm}$



Jämförelse mellan olika internationella beräkningsmetoder samt Eurokod, $\omega_k = 0,3 \text{ mm}$



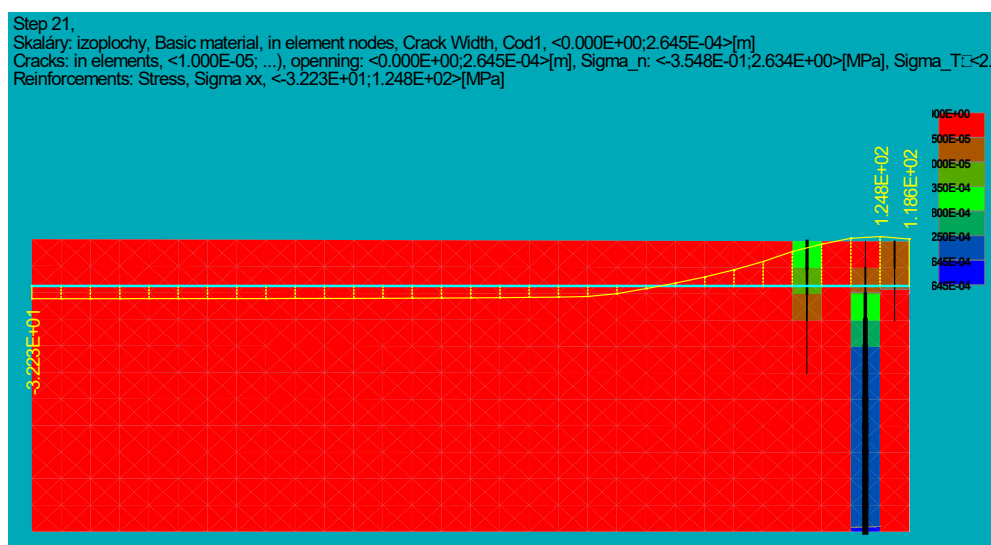
Jämförelse mellan olika internationella beräkningsmetoder samt Eurokod, $\omega_k = 0,2 \text{ mm}$



Totalt analyserades 6 olika fall, där variablerna var tvärsnittshöjden h och stångavståndet s . I tre fall var $s = 100$ mm och $h = 1$ m, 2 m respektive 3 m. I de andra tre fallen var $s = 200$ mm och $h = 1$ m, 2 m respektive 3 m. Stång-diametern $\varnothing$ var konstant 20 mm i alla analyser. Således provades två vanligt förekommande armeringsutföranden med $\varnothing 20$ s100 respektive $\varnothing 20$ s200 på tre olika tvärsnittshöjder. Armeringsmängderna per sida i det symmetriska tvärsnittet var då 3140 mm²/m respektive 1570 mm²/m.

Ett exempel på analysresultat visas i figur 8.4. Ur motsvarande resultatplottar avlästes den maximala sprickbredden i tvärsnittets kärna, den största sprickbredden vid ovanytan samt den maximala armeringsspänningen vid laststeg 21 (då $\Delta T = 21$ K).

I tabell 8.4 och i tabell 8.5 ges de avlästa resultaten från analyserna av de 6 fallen med respektive kylning av betong vid gjutning. Inverkan av armeringsmängd och tvärsnitthöjd på sprickbredder visualiseras också i figur 8.5 och figur 8.6.



Figur 8.4 Exempel på analysresultat för fallet $h = 1$ m med armering $\varnothing 20$ s100 vid laststeg 21 då $\Delta T = 21$ K. Fördelning av armeringsspänning i gult och färgkonturplott för sprickbredd.

Tabell 8.4 Resultat från de icke-linjära FE-analyserna vid $\Delta T = 21$ K; max sprickbredd i kärnan $w_{\max}$, max sprickbredd vid ytan w_{yta} och max armeringsspänning $\sigma_{\max}$

s [mm]	$w_{\max}$ [mm]			w_{yta} [mm]			$\sigma_{\max}$ [MPa]		
	h 1 m	2 m	3 m	h 1 m	2 m	3 m	h 1 m	2 m	3 m
100	0,26	0,54	0,76	0,14	0,34	0,41	124	246	198 ¹⁾
200	0,28	0,61	0,83	0,25	0,38	0,72	210	210 ¹⁾	404

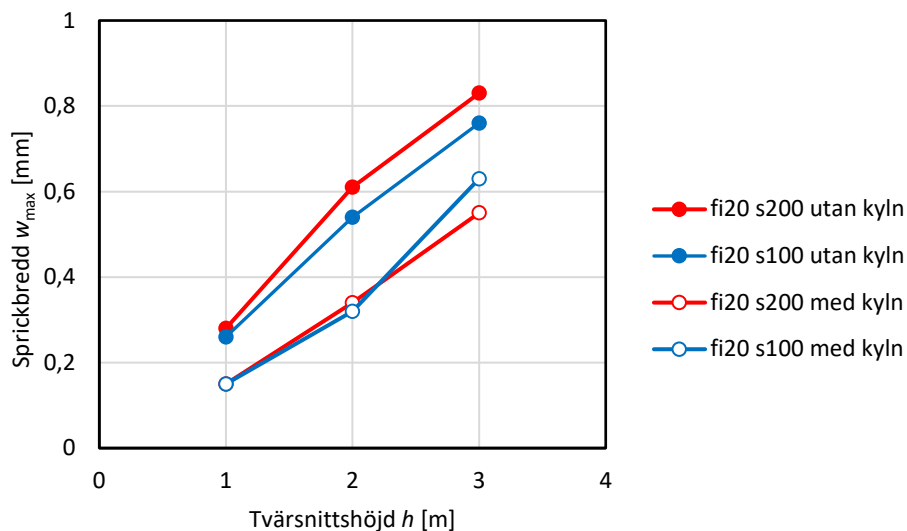
Not. ¹⁾ Reducerad spänning då en andra primärspricka slog upp före laststeget

Tabell 8.5 Resultat från de icke-linjära FE-analyserna vid ΔT då första sprickan slår upp (simulerad betongkylning vid gjutning); max sprickbredd i kärnan $w_{\max}$, max sprickbredd vid ytan w_{yta} och max armeringsspänning $\sigma_{\max}$

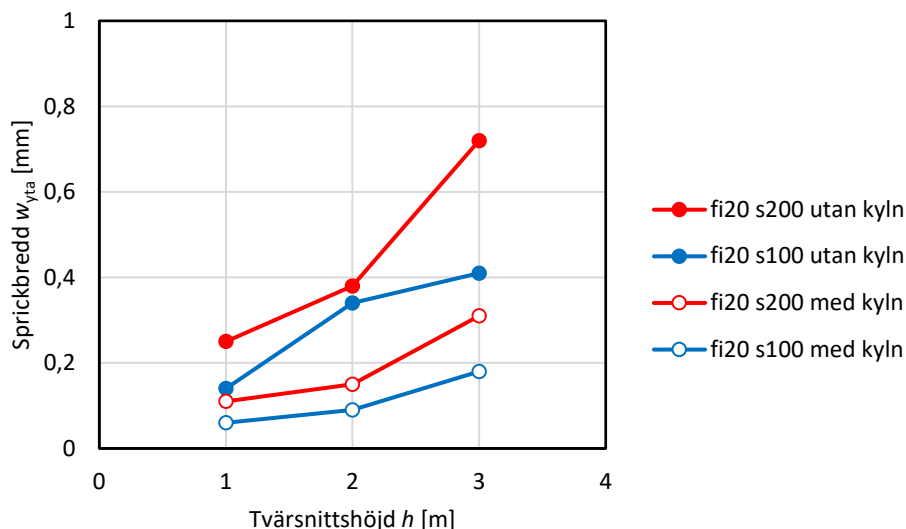
s [mm]	$w_{\max}$ [mm]			w_{yta} [mm]			$\sigma_{\max}$ [MPa]		
	h 1 m	2 m	3 m	h 1 m	2 m	3 m	h 1 m	2 m	3 m
100	0,15 ²⁾	0,32 ²⁾	0,63 ²⁾	0,06 ²⁾	0,09 ²⁾	0,18 ²⁾	81 ²⁾	132 ²⁾	169 ²⁾
200	0,15 ¹⁾	0,34 ²⁾	0,55 ²⁾	0,11 ¹⁾	0,15 ²⁾	0,31 ²⁾	88 ¹⁾	160 ²⁾	230 ²⁾

Not. ¹⁾ Första sprickan vid laststeg 12 då $\Delta T = 12$ K,

²⁾ Första sprickan vid laststeg 13 då $\Delta T = 13$ K



Figur 8.5 Max sprickbredd $w_{\max}$ i kärnan som funktion av tvärsnittshöjden h vid laststeg 21 (utan kylning) respektive laststeg 12-13 (med kylning)



Figur 8.6 Max sprickbredd w_{yta} vid ytan som funktion av tvärsnittshöjden h vid laststeg 21 (utan kylning) respektive laststeg 12-13 (med kylning)

I samtliga analyser understeg armeringsspänningen sträckgränsen f_{sy} . Analyserna antyder alltså att armeringsmängderna var tillräckliga för att kunna begränsa sprickbredden. I fallet utan kylning och med $\text{ø}20 \text{ s}200$ och $h = 3$ m var dock armeringsspänningen mycket hög och nära sträckgränsen. Ytsprickbredden blev i detta fall också mycket stor.

Om sprickbredden ska begränsas till $w_k = 0,3$ mm vid ytan utan kylning, antyder analyserna att armeringsmängden måste motsvara minst $\text{ø}20 \text{ s}100$ per sida för tvärsnittshöjder $h = 2$ m, men kan vara $\text{ø}20 \text{ s}200$ per sida för $h = 1$ m. För $h = 3$ m måste armeringen vara tätare än $\text{s}100$ för att kunna innehålla sprickbredden 0,3 mm vid ytan utan kylning.

Om sprickbredden ska begränsas till $w_k = 0,2$ mm (t.ex. för vattentäthet) vid ytan utan kylning, klarade sig bara $\text{ø}20 \text{ s}100$ och $h = 1$ m. I de övriga fallen utan kylning överskrids denna sprickbredd.

I fallen med kylning klarar båda armeringsinnehållen att reducera sprickbredden till 0,3 mm eller mindre vid ytan för alla tvärsnittshöjder h . Även ytsprickbredden för vattentäthet 0,2 mm kunde innehållas i alla fall förutom för $\text{ø}20 \text{ s}200$ och $h = 3$ m.

8.5 REKOMMENDATION

I kapitel 8.3 redovisas resultatet av olika dimensioneringsmetoder inverkan på minimiarmering utsatt för dragpåkänningar.

Resultatet från denna studie visar att erforderlig minimiarmering enligt Eurokod 2, EKS 10, väsentligt överskrider armeringsmängder erhållna vid en jämförelse med tidigare svenska beräkningsmetoder samt även vid jämförelse med några valda internationella normer.

Studien med numeriska simuleringar i avsnitt 8.4, där tvärsnittstjockleken antogs vara 1 m, 2 m respektive 3 m, antyder att minimiarmeringsmängden kan begränsas till lägre värden än vad EKS 10 erfordrar. Resultaten från simuleringarna stämmer ganska väl överens med resultat som skulle ges av beräkningar enligt tyska BAW.

Beräkningsmetoden enligt BAW kan dock upplevas som komplicerad och det finns risk för feltolkningar. För fallet med rent drag (väggar) ger beräkningar enligt BAW också ett i stort sett konstant värde på minimiarmeringsmängden, som endast marginellt ökar med tvärsnittstjockleken.

Därför rekommenderas det att beräkning av minimiarmering för sprickbredds begränsning utförs enligt EKS 10, men att mängden begränsas av de värden som i studien beräknats enligt BAW för sprickbreddskraven 0,3 mm. Övre begränsningar kan då bestämmas till $\phi 20$ s120 per sida av ett tvärsnitt. (I jämförelse med de praktiska armeringsmängder som används av Norconsult AS ger BAW en något högre erforderlig minimiarmeringsarea, men beaktar då en värmeutveckling som normalt kan fås av svensk anläggningscement. Den norska begränsningen förutsätter förmodligen cement med lägre värmeutveckling genom inblandning av flygaska.)

Denna övre gräns förutsätter dock att parametrar som betonghållfasthetsklass, armeringskvalitet, täckskikt och gjutpallshöjd inte avviker för mycket från de värden som användes i föreliggande studie. I annat fall bör armeringen justeras enligt BAW:s beräkningsmetod.

Dessutom antas för den föreslagna övre gränsen av minimiarmering att cement klass CEM I med moderat värmeutveckling används utan kylning. Om kylning används eller om cement med lägre värmeutveckling används, kan erforderlig minimiarmering reduceras med beräkning enligt BAW.

Som visats i denna studie varierar erforderlig mängd minimiarmering kraftigt med vald beräkningsmetod, vilket även får en motsvarande påverkan på utförandekostnaden.

Ett stort antal dammanläggningar har utförts med de tidigare beräkningsnormerna B7 och BBK som beräkningsmodell, där flertalet har uppfyllt dåtidens robusthetskrav, ex. sprickvidd. I andra länder använder man regelbundet flygaska i betongen för att reducera temperaturutveckling och därmed tvångskrafter för att begränsa mängden minimiarmering.

Det rekommenderas att en utredning påbörjas i syfte att fastställa en rimlig mängd minimiarmering, för konstruktioner med en tvärsnittshöjd ≥ 1 m, både med avseende på robusthet och med avseende på utförandekostnad. Studien bör förslagsvis belysa följande frågeställningar:

- Studera armeringsmängd jämfört med skadebild i befintliga dammkonstruktioner
- Betongen som material. Kan t ex flygaska, större ballast (>32 mm) etc. reducera temperaturutveckling i betong och därmed inverkan av tvång samt vara kostnadseffektiv?

Förslag till formulering i RIDAS:

Minimiarmering för sprickbredds begränsning beräknas enligt SS-EN 1992-1-1 avsnitt 7.3.2 och 7.3.3, där k i ekvation (7.1) bestäms enligt EKS 10, avdelning D kapitel 2.1.1 4a§.

För konstruktioner med krav på maximalt 0,3 mm sprickbredd erfordras dock inte mer minimiarmering per sida av ett tvärsnitt än:

- Fristående väggar:
 - Horisontellt $\varnothing 20$ s120
 - Vertikalt $\varnothing 20$ s200.
- Plattor och väggar gjutna mot berg:
 - Rutnät $\varnothing 20$ s120

Ovanstående övre begränsning av minimiarmering för sprickbredds begränsning förutsätter betong C30/37 med cement CEM I med moderat värmeutveckling utan kylning, täcksikt 70 mm, stångdiameter 20 mm, samt maximalt 3 m gjutetappshöjd.

Om det aktuella fallet avviker mycket från dessa förutsättningar, bör minimiarmeringen beräknas noggrannare, t.ex. med den tyska metoden enligt BAW (2011) för tvärsnitt tjockare än 800 mm.

Angiven minimiarmering kan reduceras, om noggrannare beräkningar eller andra åtgärder, ex. kylning eller inblandning av puzzolaner, visar att mindre armering är tillräcklig.

8.6 REFERENSER

- Björnberg M. och Johansson V. (2013). *Numeriska simuleringar av betongkonstruktioner med minimiarmering för sprickbredds begränsning*. Examensarbete 387, Betongbyggnad, Byggvetenskap, Kungl Tekniska Högskolan, Stockholm.
- Christiansen M.B. and Nielsen M.P. (2001). *Reinforcement for creep, shrinkage and thermal actions - The new DS 411: 1999 code formula*. Byggningsstatiska Meddelelser Årgang LXXII, No. 3, September 2001, Dansk Selskab for Bygningstatik, Köpenhamn.
- BAW Merkblatt (2011). *Rissbreitenbegrenzung für frühen Zwang in massiven Wasserbauwerken (MFZ)*. Bundesanstalt für Wasserbau, November 2011, Karlsruhe.
- Bödefeld J. (2010). *Rissmechanik in dicken Stahlbetonbauteilen bei abfließender Hydrationswärme*. Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 92, April 2010, Karlsruhe.
- Schlicke D. and Tue N.V. (2015). *Minimum reinforcement for crack control in restrained concrete members considering the deformation compatibility*. Structural Concrete (2015), No. 2, pp. 221-232.

ZTV-W 215 (2012). *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen – Wasserbau (ZTV-W) für Wasserbauwerke aus Beton und Stahlbeton (Leistungsbereich 215)*. Ausgabe 2012, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Wasserstraßen, Schifffahrt, Karlsruhe.

Blomdahl J., Malm R., Nordström E. och Hassanzadeh M. (2015). *Förstudie: Minimiärmering i vattenkraftens betongkonstruktioner*. Elforsk rapport, augusti 2015, Stockholm.

SIS (2015). SIS sammanställning av frågor och svar (FAQ) angående SS-EN 1992 – Betongkonstruktioner.

9 Tvärsnittsdimensionering i valvdammar

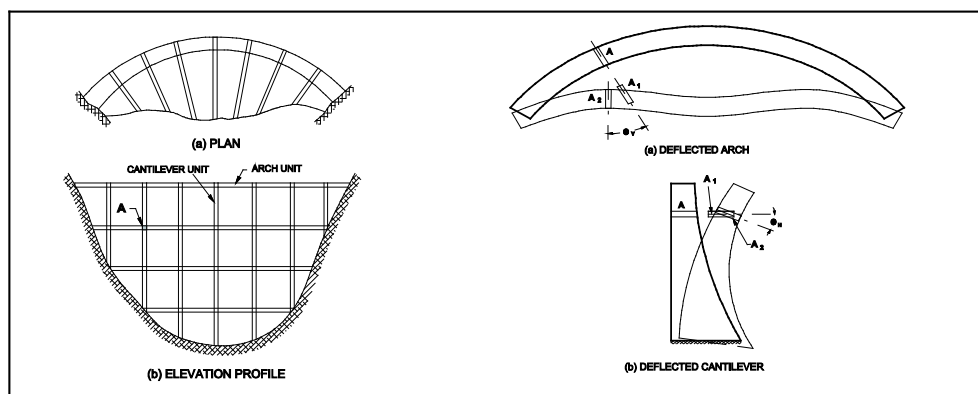
Valvdammar bär belastningar både som vertikala pelare (konsoler) och via bågverkan (i horisontalplanet). Hur mycket last, som bärs i respektive riktning, styrs av valvdammens utformning. Beräkningar av verkningssättet hos valvdammar är därmed mer komplicerade än för gravitationsdammar. I dag används nästan uteslutande finita elementmodeller för att dimensionera valvdammar. I finita elementmodeller är det även möjligt att beakta öppning/stängning av dilatationsfogar, och därmed kommer dammen att kunna ändra verkningssätt beroende på belastningen. I vägledningsdokument, t.ex. FERC (1999) och USACE (1994), rekommenderas att 3D finita elementanalyser genomförs för statiska och dynamiska beräkningar på valvdammar.

Det finns analytiska beräkningsmetoder, som traditionellt använts för att dimensionera valvdammar. De två metoder som främst tillämpas är

- Independent arches (Oberoende valvbågar)
- Trial load method (Provb belastningsmetoden)

I metoden "Independent arches" förutsätts att egentyngd och övriga vertikalt riktade laster bärs genom pelare och valvdammen dimensioneras så att alla horisontella laster förutsätts bäras av oberoende horisontella bågar (dvs inget samspel förutsetts ske mellan dessa). Detta är en grov förenkling, där det försummas att horisontella laster kommer att ge upphov till vertikala spänningar i valvdammen.

I metoden "Trial load" förutsätts valvdammen bestå av två strukturella system, som bär lasten genom horisontell bågverkan och/eller vertikal pelare. I denna metod fördelas belastningen mellan dessa två strukturella system så att deformationen i varje punkt är ekvivalenta. Detta sker genom att successivt applicera en självbalanserande kraft på båge respektive pelare. Antalet element kan varieras beroende på behovet av noggrannhet, där den mest förenklade modellen endast kalibrerar deformationen av krönet. I en fullständig tillämpning av "trial load method" delas yttre laster upp i radiella, tangentiella och vridande laster så att alla translationer och rotationer överensstämmer för bågen/bågarna samt pelarna. Det finns t.ex. utvecklade programvaror för beräkningar av valvdammar med "trial load method" så som ADSAS, USACE (1997).



Figur 9.1 Trial load method för beräkning av valvdammar. (från Ghanaat (1995)).

Vid dimensionering av valvdammar kontrolleras oftast spänningarna, många normer/riktlinjer har säkerhetsfaktorer som ska appliceras på uppkomna tryck respektive dragspänningar, vilket beskrivs ytterligare i Kapitel 3. För valvdammar förväntas endast begränsade dragspänningar i dammen, där dragbelastning skulle leda till att de injekterade vertikala fogarna öppnar sig, eftersom dessa normalt inte antas ta någon dragbelastning.

I FERC (1999), redovisas följande säkerhetsfaktorer för dimensionering av valvdammar för tvärsnittsanalys respektive stabilitetsberäkningar, se Tabell 9.1.

Tabell 9.1 Säkerhetsfaktorer för befintliga valvdammar, från FERC (1999).

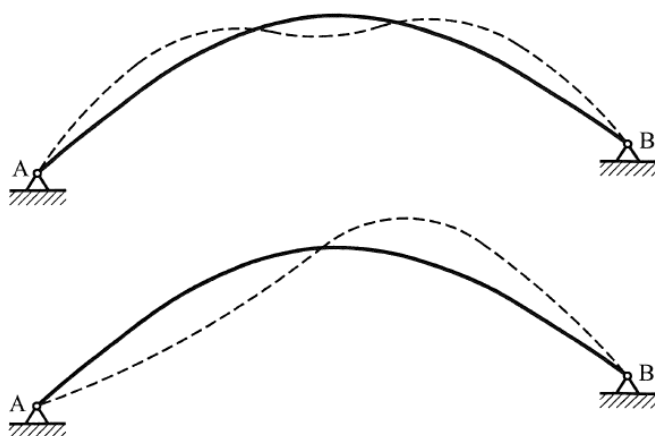
Lastkombination	Tryck-spänningar	Drag-spänningar	Inre skjuv-spänningar	Glidstabilitet ¹
Vanlig (normal drift)	2.0	1.0	2.0	1.5
Exceptionell (översvämning)	1.5	1.0	1.5	1.5
Extrem (jordbävning)	1.1	1.0	1.1	1.1

¹ Säkerhetsfaktorn är giltig för antagande om avsaknad av kohesion.

I t.ex. Bjordal Jensen (2014) och Lindemark et al. (2015) så redovisas beräkningar från en FEM-modell av Sarvfossens valvdamm, där spänningarna kontrolleras mot tillåtna. Armeringsbehov bestäms därefter utifrån tvärsnittskrafter i enlighet NVE (2005), där tvärsnittskrafterna beräknas baserat på elementens spänningar som integreras över tvärsnittshöjden.

9.1 BÅGKNÄCKNING HOS VALVDAMMAR

Valvdammar (precis som bågkonstruktioner) kan utsättas för bågknäckning då de utsätts för tryckbelastningar. För bågkonstruktioner kan två typer av knäckningsmoder uppträda, symmetrisk respektive antisymmetrisk. Detta illustreras för en tvåledsbåge i Figur 9.2. Dessa knäckningsfall kan uppstå vid jämn belastning på en bågkonstruktion, men uppstår vid lägre belastning om lasten enbart angriper på den del som deformeras i nedströmsriktningen, dvs endast nära bågens hjässa i den övre figuren och endast på den vänstra halvan i den nedre figuren.



Figur 9.2 Käckningsmoder för en tvåledsbåge, symmetrisk (övre figuren) respektive antimetrisk knäckning (nedre figuren). Från Lorentz och Sundquist (1995)

För valvdammar kan knäckning vara styrande för ett dammbrott, särskilt för tunna valvdammar som har en stor radie och där dess geometri endast är krökt i horisontalplanet (dvs ej dubbelkrökta valvdammar).

9.1.1 Radiellt riktad tryckbelastning

FERC (1999) har beskrivit att risken för bågknäckning för en cirkulär båge kan bedömas med hjälp av följande uttryck avseende kritisk jämnt fördelad tryckbelastning längs med hela bågen

$$q_{cr} = \frac{EI}{R^3} \left(\frac{\pi^2}{\alpha^2} - 1 \right)$$

alternativt uttryckt i form av tryckspänningen i tvärsnittet

$$\sigma_{cr} = \frac{EI}{R^2} \left(\frac{\pi^2}{\alpha^2} - 1 \right)$$

där,

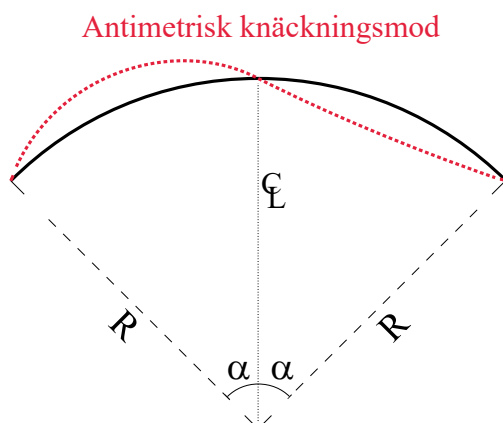
q_{cr} är den jämnt fördelade tryckande lasten [N/m]

σ_{cr} är den genomsnittliga tryckspänningen i båg tvärsnittet [Pa]

EI är böjmotståndet hos bågkonstruktionen [Nm²]

R är radien hos bågkonstruktionen [m]

α är vinkeln från centrumlinjen till respektive anfang [rad], se Figur 9.3.



Figur 9.3 Beteckningar för beräkning av bågknäckning.

Ovanstående uttryck är dock tämligen konservativa vid tillämpning på valvdammar, eftersom valvdammen endast betraktas i två dimensioner, och därmed försummas inverkan av att en hel del last även kan bäras vertikalt av vertikala dammpelare. För dubbelkrökta valvdammar (vilket är vanligt vid höga dammar) är ovanstående uttryck än mer konservativa.

Enligt FERC (1999), så har ovanstående ekvationer ett värde trots detta, i och med att de kan användas för att utesluta eventuell risk för bågknäckning för de fall då lasten underskrider q_{cr} alternativt då påkänningen i valvdammen underskrider σ_{cr} . FERC (1999) skriver även att i de fall där en detaljerad utredning kring bågknäckning krävs med hänsyn till osymmetriska laster (och särskilt vid dubbelkrökta valvdammar) så krävs att icke-linjär finit elementmetod tillämpas. För att bågknäckning ska uppträda i dessa fall krävs dock att en initial imperfektion appliceras, t.ex. i form ett deformationsmönster enligt de första knäckningsmoderna. För de fall då dammen kan antas agera linjärelastiskt och icke-linjäriteter ej behöver beaktas, går det att genomföra bucklingsanalys (egenvärdesanalys) istället för en icke-linjär analys.

Som exempel har en enkel jämförelse av ovanstående ekvation tillämpats för ett förenklat fall med egenskaper som motsvarar en typisk svensk valvdamm med följande egenskaper:

Radien hos bågkonstruktionen: = 100 m

Vinkeln från centrumlinjen till anfang: $\alpha = \frac{\pi}{4}$ rad.

Tjocklek på dammen vid dämningegräns: $t = 2.5$ m

Elasticitetsmodul betong: $E = 30$ GPa

Tröghetsmoment för 1 m bågstrimla vid hjässan: $I = \frac{b \cdot t^3}{12} = \frac{1 \cdot 2.5^3}{12} = 1.3021$

Detta leder till att den kritiska jämnt utbredda lasten blir

$$q_{cr} = \frac{30 \cdot 10^9 \cdot 1.3021}{100^3} + (4^2 - 1) = 586 \text{ kN/m}^2$$

Detta kan jämföras med storleken på islasten som enligt RIDAS (2011) maximalt kan vara 200 kN/m baserat på en istjocklek på 1 m (en meterstrimla vid dämningegräns). Det är högst osannolikt att bågknäckning ska uppstå på grund av

vattentrycket, eftersom valvdammar är som slankast vid krönet och relativt massiva vid grundläggningsnivån. T.ex. om en valvdamm utsätts för en 45 m hög vattenpelare så skulle ett vattentryck fås vid grundläggningsnivå som motsvarar ovanstående kritiska last. Dock är valvdammar normalt flerfaldigt mycket tjockare vid grundläggningssnittet än vad som angavs i exemplet ovan, och därmed är kritisk last (kapaciteten mot knäckning) signifikant mycket högre.

Den genomsnittliga tangentiella spänningen i valvdammen som uppstår pga ovanstående kritiska knäckningslast motsvarar

$$\sigma_{cr} = \frac{30 \cdot 10^9 \cdot 1.3021}{100^2} (4^2 - 1) = 58.6 \text{ MPa}$$

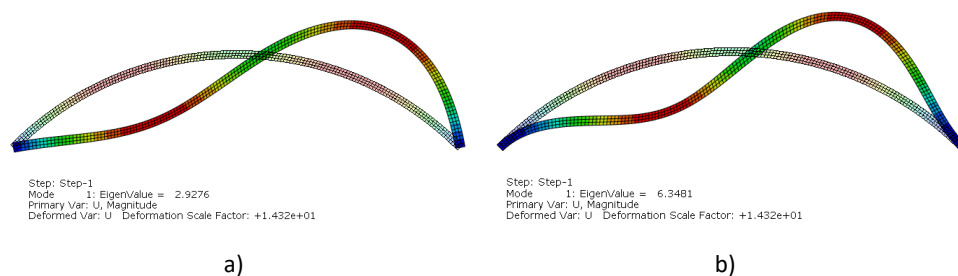
Denna tryckspänning är så pass hög att det är rimligt att förvänta sig att skador orsakade av krossning skulle kunna uppträda innan eventuell bågknäckning.

Detta visar att det enligt denna förenklade metod inte föreligger någon direkt risk för bågknäckning på grund av islasten. I detta fall måste tjockleken vid dämningssgräns vara mindre än 1,75 m för att kritiska lasten vid bågknäckning ska underskrida islastens storlek.

Det är dock viktigt att poängtera att denna förenklade beräkningsmodell baseras på en enkel 2D dimensionering som förutsätter att all last bärs i en 1 m hög strimla, dvs t.ex. så förutsätts att vertikala dammpelare ej bidrar till kraftöverföringen. Denna beräkning förutsätter dessutom ett jämnt utbrett tryck längs med hela dammkrönet.

Som jämförelse till ovanstående analytiska beräkning, har en finit elementberäkning (FE-beräkning) av en båge genomförts med exakt samma förutsättningar som den analytiska beräkningen. FE beräkningen utfördes som en bucklingsanalys, dvs som en egenvärdesanalys.

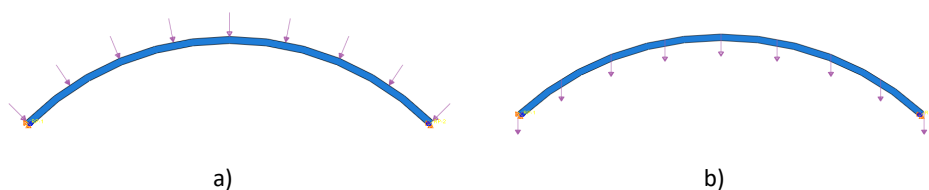
Två alternativa randvillkor har studerats för anfangen, motsvarande ledad infästning vid anfang (tvåledsbåge) respektive rotationsförhindrad vid anfang (nolledsbåge). I båda fallen uppstår en antimetrisk knäckningsmod, se Figur 9.4. Från beräkningen erhålls även ett egenvärde som motsvarar den förstörningsfaktor som krävs för att uppnå kritisk knäckningslast, se Figur 9.4 a) och b). I fallet med tvåledsbåge (Figur 9.4 a) och nolledsbåge (Figur 9.4 b) fås en kritisk islast på 586 kN/m respektive 1 270 kN/m. Fallet med tvåledsbåge ger därmed samma resultat som den analytiska beräkningen.



Figur 9.4 Första (antimetriska) knäckningsmoden för en båge med radie 100 m och tjocklek 2.5 m vid tryckbelastning i radiell riktning. a) tvåledsbåge med egenvärde 2.93 (dvs islast på 586 kN/m), b) nollledsbåge med egenvärde 6.35 (dvs islast på 1 270 kN/m).

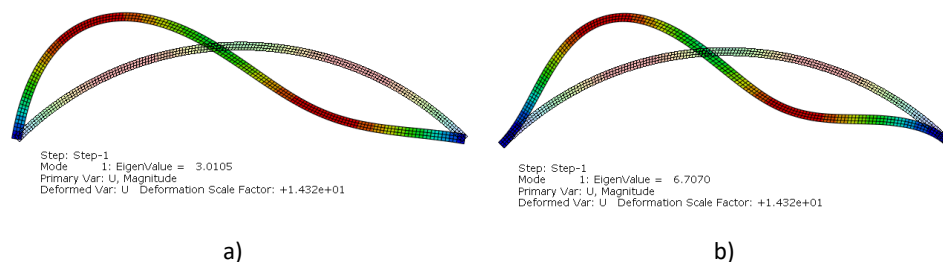
9.1.2 Tryckbelastning i strömriktningen

Beräkningarna i föregående avsnitt baseras på att tryckbelastningen orsakad av islast agerar i en radiell riktning. Dock kan islasten förväntas att agera främst i strömriktningen. För att studera inverkan av tryckbelastningens riktning så har ett ytterligare beräkningsexempel genomförts. Skillnaden i tryckbelastningens riktning illustreras i Figur 9.5 då lasten förutsätts verka i radiell respektive i strömriktningen. Skillnaden i dessa fall uppstår närmast anfangen, där i fallet då tryckbelastningen förutsätts verka i strömriktningen så avlänkas en del av lasten mot anfanget.



Figur 9.5 Illustration av antagna riktningar för tryckbelastningen orsakad av islast, a) radiell riktning, b) i strömriktningen.

Baserat på att en del av tryckbelastningen kommer att avlänkas mot anfanget vid fallet med last i strömriktningen så inses att detta är ett mer gynnsamt fall än fallet då islasten förutsätts verka i radiell riktning. För att illustrera detta visas resultatet för motsvarande beräkning som tidigare presenterades i Figur 9.4 men för ett fall med tryckbelastning i strömriktningen. Resultatet illustreras för både en tvåledsbåge och en nollledsbåge. I båda fallen erhålls en något högre kritisk knäckningslast jämfört mot beräkningarna i föregående avsnitt. I detta fall erhålls att kritisk islast blir 602 respektive 1341 kN/m för tvåleds- respektive nollledsbåge, dvs ca 3 respektive 6 % högre än i föregående exempel.



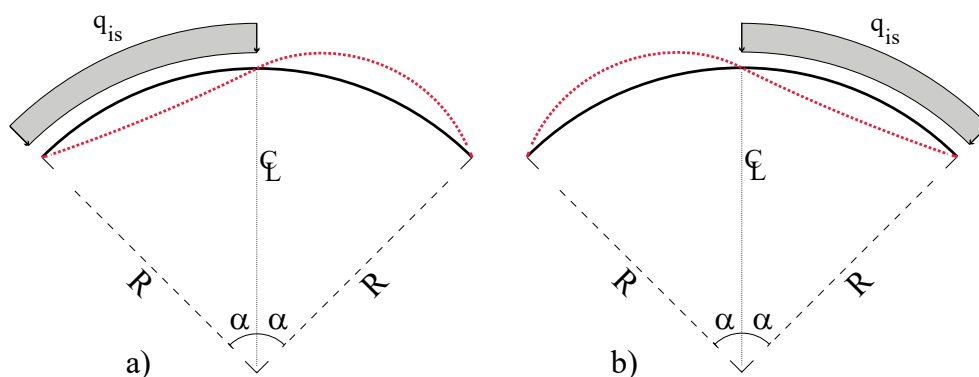
Figur 9.6 Första (antimetriska) knäckningsmoden för en båge med radie 100 m och tjocklek 2.5 m vid tryckbelastning i strömriktningen. a) tvåledsbåge med egenvärde 3.01 (dvs islast på 602 kN/m), b) nollledsbåge med egenvärde 6.71 (dvs islast på 1 341 kN/m).

Att genomföra beräkningar av risken för knäckning orsakat av islast kan därför med fördel genomföras för ett fall med radiell riktning eftersom det är en något mer konservativt antagande men med marginell inverkan på resultatet. Av denna orsak beaktas endast fallet då tryckbelastningen verkar i radiell riktning i efterföljande avsnitt i denna rapport.

9.1.3 Ojämnt fördelad tryckbelastning

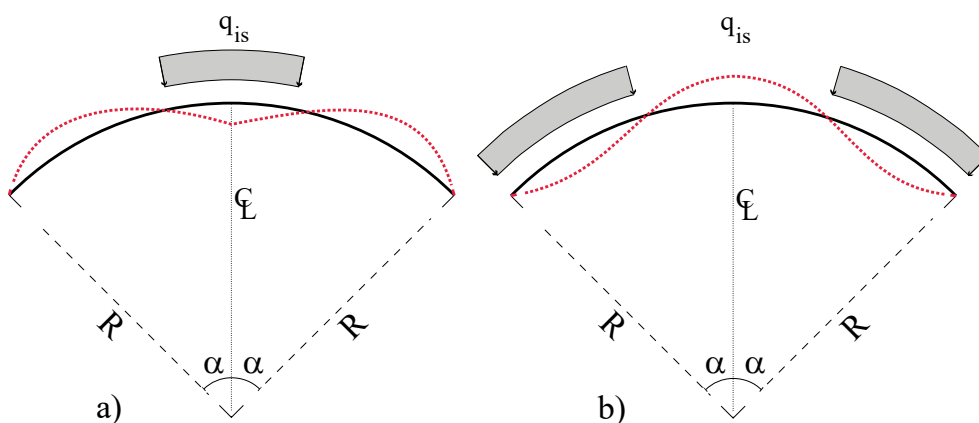
Som det nämndes tidigare, så kan valvdammar i vissa fall vara känsliga för stora fördelade trycklaster så som t.ex. islaster, eftersom dessa kan resultera i bågknäckning. Det är även möjligt att bågknäckning inträffar för en lägre belastning, om lastens placering överensstämmer med knäckningsmoden och på så sätt förstärker denna. Detta kan uppstå vid en ojämn tryckbelastning, där en antimetrisk knäckningsmod t.ex. skulle kunna inträffa tidigare om endast halva valvdammen belastas med en tryckbelastning, vilket illustreras i valvdammen i Figur 9.7 a) & b). Om dammen är symmetrisk (som i figuren), så räcker det med att ettdera av dessa fall studeras, eftersom dessa ger samma knäckningslast.

Fallet som illustreras i Figur 9.7 b) skulle kunna inträffa t.ex. om högra anfanget ligger intill en bergvägg och istäcket inom detta område blir inspänt, samtidigt som t.ex. ett utskov med vinterspill finns på vänstersidan som gör att isen inte lägger sig (alternativt blir avsevärt lägre). Enligt RIDAS (2011) så kan även isen bilda valvbildningar över t.ex. utskovsöppningar och intag beroende på isfrihållning och strömning. Enligt RIDAS (2011) ska islasten i detta fall beräknas som ett värde som motsvarar hela den isfria bredden. Som övre gräns för islastens tryck vid valvbildning kan 2000 kN/m förutsättas, enligt RIDAS (2011).



Figur 9.7 Illustration av islastens placering för att utvärdera risk för antimetriska knäckningsmoder.

I Figur 9.8 a) & b) illustreras motsvarande fall om en symmetrisk knäckningsmod inträffar. I figuren visas även de mest ogynnsamma lastfördelningarna som skulle kunna leda till knäckning enligt dessa knäckningsmoder.



Figur 9.8 Illustration av islastens placering för att utvärdera risk för symmetriska knäckningsmoder

Det är teoretiskt möjligt att det skulle kunna skapas en valvbildning mellan en del av dammen som t.ex. motsvarar i Figur 9.7 a) och b) samt Figur 9.8 b), beroende på bergets dragning.

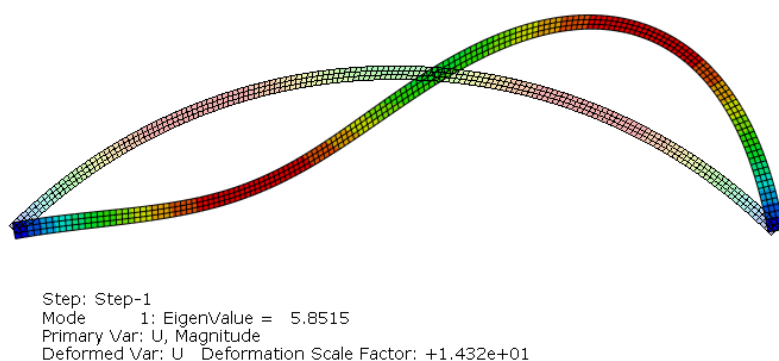
För en tvåledsbåge (dvs leder vid anfangen) eller en nollledsbåge med parabelform är den antimetriska knäckningsmoden dimensionerande enligt Tabell 6.1 i Lorentzon och Sundquist (1995). De tidigare FE-beräkningarna på en cirkulär båge (Figur 9.4) visade att även för dessa fall uppstår en antimetrisk knäckningsmod i första hand. Det är dock inte säkert att samma sak gäller för en valvdamm, vilket beror på dess geometri och upplagsförhållanden.

Det går att beräkna inverkan av ojämn tryckbelastning med hjälp av analytiska beräkningsmetoder. Dessa blir dock avsevärt mycket mer komplicerade än fallet som redovisades för jämn tryckbelastning i föregående avsnitt. För att beräkna lasteffekten från dessa ojämma tryckbelastningar går det t.ex. att härleda influenslinjefunktioner för tryckbelastning i radiell riktning (se t.ex. Dym och Williams, 2011) och integrera dessa för intervallet där islasten förutsätts vara

placerad. Dessutom behöver även knäckningslasten beräknas, vilket kan genomföras med t.ex. Vianellos metod, se Lorentzen och Sundquist (1995). Trots detta skulle beräkningarna lida av samma begränsningar som de i föregående avsnitt.

Därmed, i de fall där en detaljerad utredning kring bågknäckning krävs med hänsyn till osymmetriska laster, och särskilt vid dubbelkrökta valvdammar, krävs att finita elementmodeller tillämpas. I dessa analyser bör islastplaceringarna enligt Figur 9.7 och Figur 9.8 analyseras om det bedöms att det finns en risk för antimetrisk respektive symmetrisk knäckning.

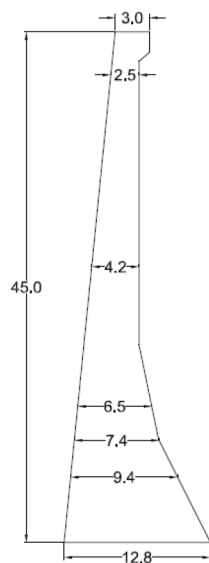
En FE-beräkning har även genomförts för lastfallet illustrerat i Figur 9.7 a) i syfte att orsaka en antimetrisk knäckningsmod. Beräkningen har genomförts för exakt samma fall som i Figur 9.4 a). I detta fall framgår det att islasten som krävs för att orsaka bågknäckning måste vara 1 170 kN/m. Därmed visar denna beräkning att totallasten i detta fall blir marginellt lägre, men ett nästan dubbelt så stort istryck krävs.



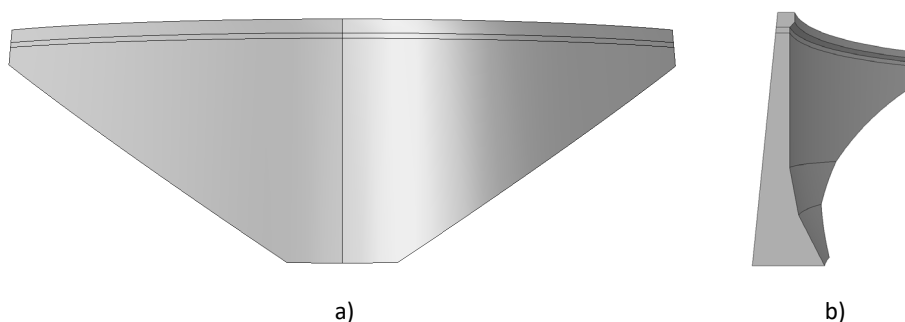
Figur 9.9 Första (antimetriska) knäckningsmoden för en tvåledsbåge med radie 100 m och tjocklek 2.5 m med belastning på vänstra halvan. Egenvärde 5.85 motsvarar en islast på $200 \cdot 5.85 = 1\,170$ kN/m.

9.2 EXEMPEL PÅ EN KNÄCKNINGSANALYS AV EN VALVDAMM

Som ytterligare exempel har en enkel FE-modell skapats i syfte att genomföra en bucklingsanalys av en valvdamm för att analysera risken för bågknäckning. I detta fall en typisk valvdamm med geometri som motsvarar det tidigare fallet som analyserades med en analytisk beräkning. Tvärsektion av centrumsnittet illustreras i Figur 9.10 och 3D modellen som använts visas i Figur 9.11. I 3D modellen förutsätts dammen samverka monolitiskt, dvs där ingen rörelsemöjlighet tillåts mellan vertikala dammpelare. Eftersom svenska valvdammar normalt är armerade i tangentiell riktning kan detta förutsättas vara en tillräcklig god approximation för detta exempel.

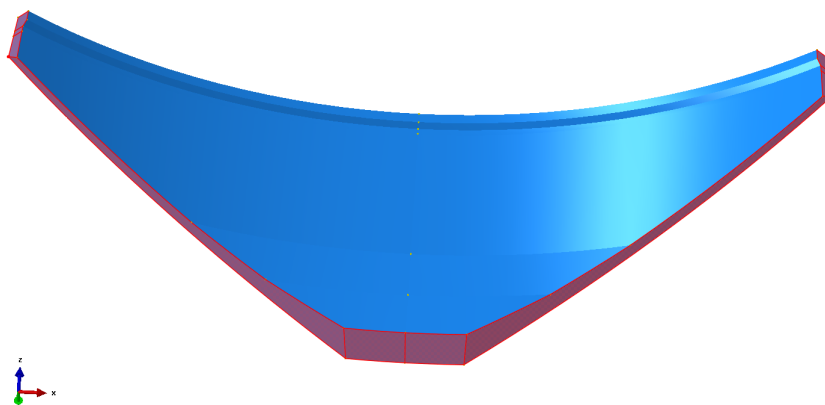


Figur 9.10 Geometri på valvdamm som analyserats för bågknäckning.

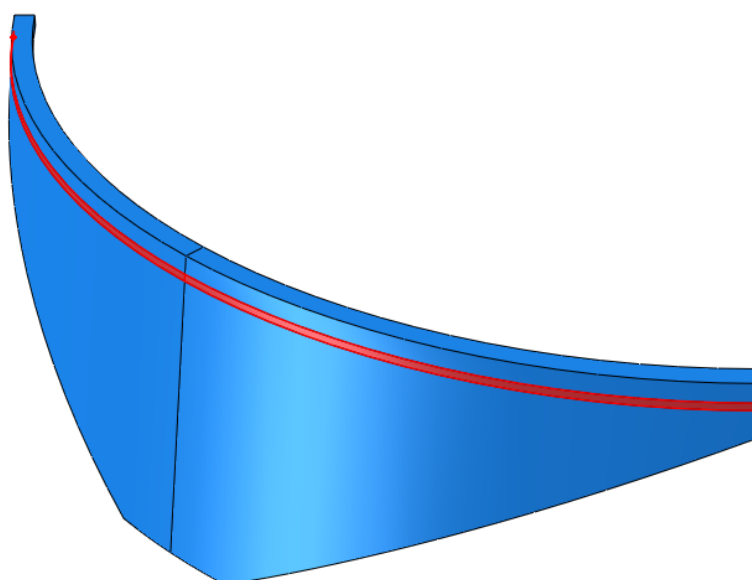


Figur 9.11 Geometri på valvdamm som analyserats för bågknäckning, a) uppströmsvy, b) tvärsnitt i centrum samt högra halvan av dammen.

För att göra analysen så enkel som möjligt förutsätts samtliga ytor som har kontakt mot berg utgöra randvillkor, där rörelsemöjligheten är låst i samtliga frihetsgrader, se Figur 9.12. I Figur 9.13 illustreras de ytor där islasten appliceras, där islasten förutsätts verka på en 1 m tjock strimla vid dämningens grän.

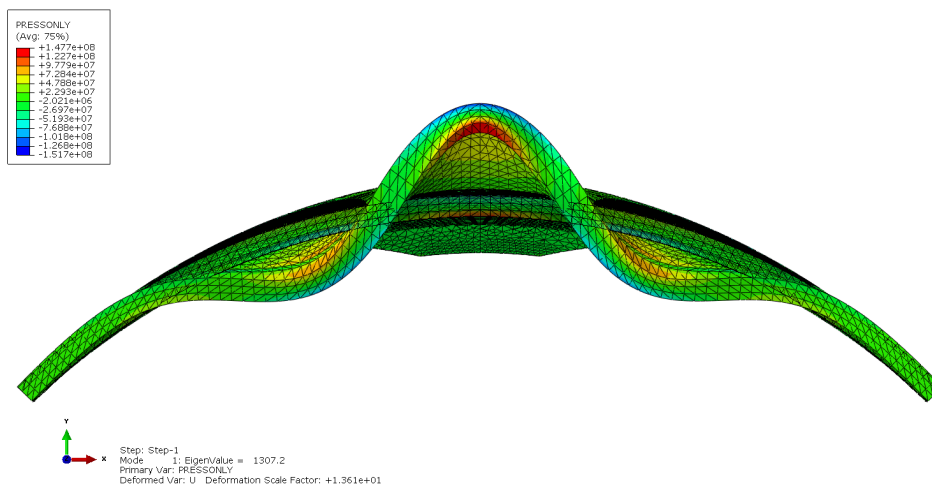


Figur 9.12 Ytor som ansätts som randvillkor är illustrerade med röd färg.

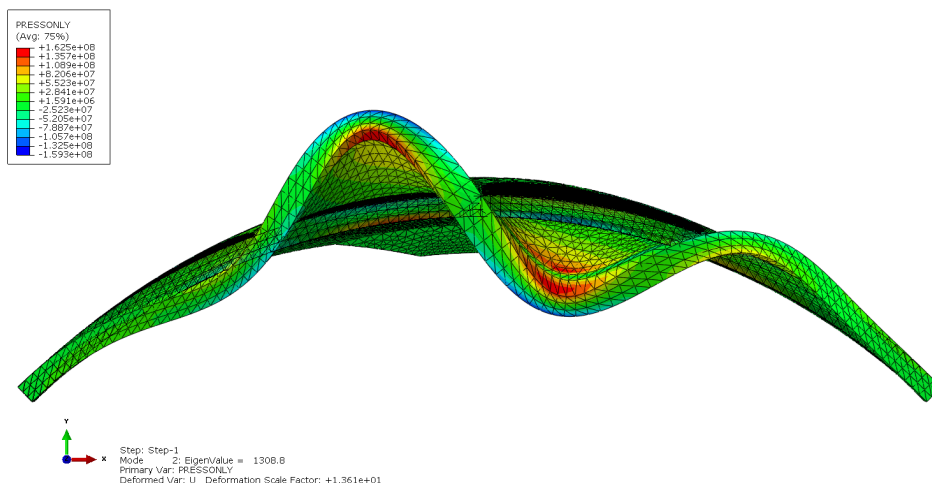


Figur 9.13 Ytor där islasten appliceras är illustrerade med röd färg. Ytans höjd är 1 m.

I detta fall uppträder en symmetrisk knäckningsmod, om en jämnt fördelad islast förutsätts. Den antimetriska knäckningsmoden uppträder dock för en marginellt större last än den symmetriska brottmoden. Dock är islasten, som krävs för att orsaka bågknäckning, mer än 1300 gånger större än en antagen islast på 200 kN/m. I beräkningen erhålls ett egenvärde, som motsvarar den förstöringsfaktor som krävs för att uppnå kritisk knäckningslast, se Figur 9.7 och Figur 9.8. Detta illustrerar ännu tydligare att risken för bågknäckning pga islast är liten för detta fall.

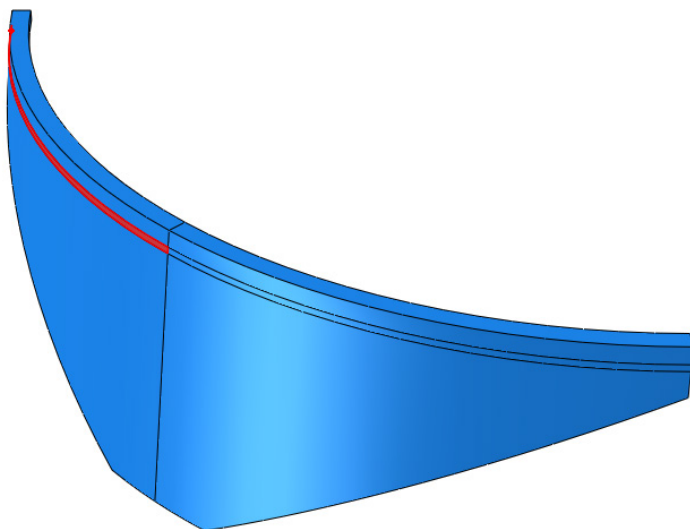


Figur 9.14 Första symmetriska knäckningsmoden (egenvärde 1307).

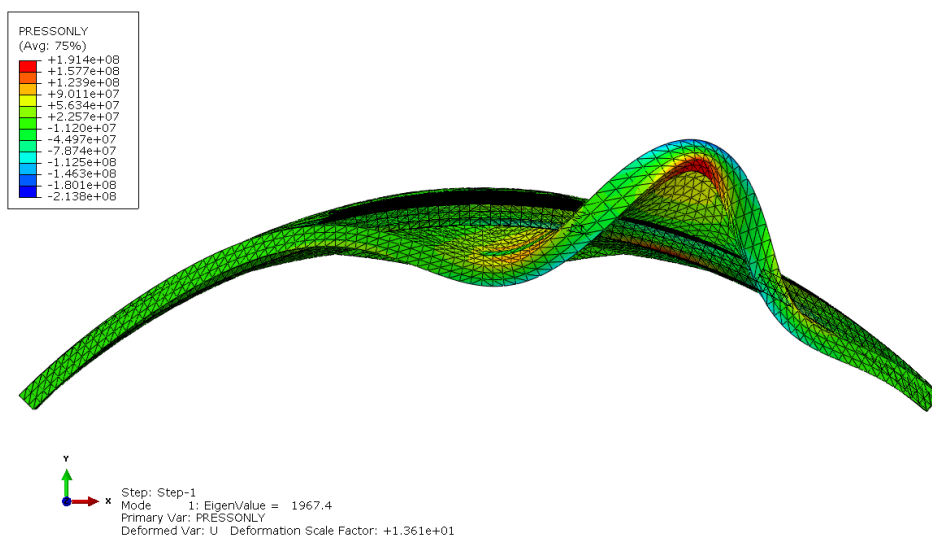


Figur 9.15 Första antimetriska brottmoden (egenvärde 1309)

Motsvarande beräkning har även genomförts för ett fall med islastbelastning på ena halvan av dammen, se Figur 9.16. I detta fall krävs en knäckningslast som motsvarar 1967 gånger ett antaget istryck på 200 kN/m, men eftersom islasten förutsätts verka endast på halva dammen så är därmed totallasten i detta fall lägre än i föregående.



Figur 9.16 Applicering av istryck på ena halvan av dammen, illustrerat med röd färg.



Figur 9.17 Första antimetriska knäckningsmod (egenvärde 1967).

9.3 UPPTYCKSFÖRDELNING

Som en konservativ approach, kan upptrycksfördelningen under valvdammar förutsättas variera i enlighet med gravitationsdammar, dvs i enlighet med RIDAS (2011).

Om mer detaljerade upptrycksfördelningar behövs så kan porttrycksanalyser baserat på finita elementmetoden tillämpas.

9.4 REFERENSER

- Bjordal Jensen A. (2014) Dam Sarvsfossen: Optimalisert geomet-risk utformning. Examensarbete, NTNU.
- Dym C, Williams H (2011) Stress and Displacement Estimates for Arches, J. Struct. Eng. Vol 137 (1), pp. 49-58.
- FERC (1999) Engineering Guidelines for the Evaluation of Hy-dropower Projects. Chapter 11 – Arch Dams. Federal Energy Regulatory Commission (FERC).
- Ghanaat, Y., (1993). Theoretical Manual for Analysis of Arch Dams. Headquarters, U.S. Army Corps of Engineers, Emeryville, California, USA.
- Lindemark J., Aasheim E., Mork R., Bjønnes, T. (2015) Sarvfossen Dam – Design of a Norwegian Concrete Arch Dam. In: Hydropower '15, Stavanger, Norge.
- Lorentzon M, och Sundquist H (1995) Bågkonstruktioner, TRITA-BKN, Rapport 17, Kompendium i Brobyggnad, KTH.
- RIDAS (2011): Swedish Hydropower companies guidelines for dam safety, application guideline 7.3 Concrete dams. Svensk energi.
- USACE (1994) Engineering and Design – Arch Dam Design. Engineering Manual 1110-2-2201. U.S. Army Corps of Engineers.
- USACE (1997) User's Guide: Arch Dam Stress Analysis System (ADSAS). Report ITL-97-2. U.S. Army Corps of Engineers

10 Förslag till revidering av RIDAS tillämpningsvägledning för betongdammar

Baserat på de utredningar som genomförts i detta projekt, och som redovisas i föregående avsnitt, föreslås revidering av RIDAS tillämpningsvägledning enligt följande i Steg 1:

- Hänvisning till Eurokoder införs och det klarställs vilka normer och principer som ska tillämpas för stabilitetsberäkningar respektive tvärsnittsdimensionering.
- Partialkoefficientmetoden beskrivs översiktligt.
- Tabeller redovisas för laster, lastkombinationer och partialkoefficienter, som används vid dimensionering enligt Eurokoder. Differentiering på säkerhetsklasser införs.
- Förtydligande figurer redovisas för vatten- och islast.

I Bilaga 1 återfinns det konkreta förslaget till revidering.

11 Fortsatt arbete i Steg 2

Vid arbetet med denna rapport inför revidering Steg 1 av RIDAS har det varit angeläget att så snabbt som möjligt komma fram till ett underlag för revideringen i detta steg. Det har därför valts att hänskjuta en del studier till Steg 2.

Följande arbeten bör utföras i Steg 2 utöver tidigare planerat utarbetande av underlag för tillämpning av Eurokoder för stabilitetsberäkningar och införande av sannolikhetsbaserad dimensionering:

11.1 KOMPLETTERANDE BERÄKNINGAR

Kompletterande kontrollberäkningar utförs baserade på de dimensioneringsanvisningar som ges i revidering av RIDAS Steg 1.

En möjlighet skulle kunna vara att branschen under en period i aktuella projekt kontrollerar några typiska tvärsnitt både enligt RIDAS/BBK och nya RIDAS/Eurokoder.

För några fall bör även komplettering göras med sannolikhetsbaserade beräkningar.

Utifrån ovanstående beräkningar kan en jämförelsebank upprättas.

11.2 MINIMIARMERING

Fortsatta utredningar om erforderlig mängd minimiarmering behöver utföras. Frågeställningar:

- Studera armeringsmängd jämfört med skadebild i befintliga dammkonstruktioner
- Betongen som material. Kan t ex flygaska, större ballast (>32 mm) etc. reducera temperaturutveckling i betong och därmed inverkan av tvång samt vara kostnadseffektiv?

11.3 JORDTRYCK

Avnittet om jordtryck i RIDAS behöver uppdateras.

11.4 VALVDAMMAR

Ett avsnitt ska skrivas i RIDAS om valvdammar på grundval av föreliggande rapport.

11.5 EVENTUELL OMSTRUKTURERING

Kapitel 7 i RIDAS är till stor del inriktat mot nykonstruktion och inte mot befintliga konstruktioner, där för närvarande störst arbete läggs ner. Vidare täcker

tillämpningsvägledningen för betongdammar inte in de dammtyper, som idag skulle kunna väljas vid nykonstruktion, såsom RCC eller CFRD.

Det behöver bestämmas vilken funktion kapitel 7 ska ha. För nykonstruktion, för reparation och ombyggnad, för verifiering av befintliga dammar eller för alla dessa. Den senare funktionen kräver en hel del förtydliganden och kanske omstrukturering av kapitel 7 i RIDAS som helhet.

11.6 TREDJEPARTSGRANSKNING

En tredjepartsgranskning har inte hunnits med i Steg 1. En sådan är dock önskvärd i arbetet med Steg 2.

Bilaga 1

Förslag till reviderad text i RIDAS – BETONGDAMMAR, Tillämpningsvägledning

Nedan redovisas förslag till justerad text i RIDAS, avsnitt 7.3, betongdammar, tillämpningsvägledning. Endast text i justerade avsnitt redovisas. Ändrad eller tillkommande text är gulmarkerad förutom under avsnitt 7.3.2.3

Tvärsnittsdimensionering, där all text är ny.

7.3.1 Allmänt

Tillämpningsvägledningen är avsedd att gälla vid nybyggnad samt vid kontroll och ombyggnad av befintliga betongdammar i Sverige.

Vägledningen har reviderats till att utgå från Eurokoder SS-EN 1990 - 1999. I avsnitt 1.1 i SS-EN 1990 anges:

”Anm. För dimensionering av speciella byggnadsverk (t ex kärnkraftverk, dammar m m), kan andra regler och föreskrifter erfordras än de som anges i EN1990 t o m EN 1999.”

I denna vägledning har därför sådana kompletteringar och förtydliganden införts som bedömts erforderliga för att kunna tillämpa Eurokoder för dammbyggnader i Sverige.

Revideringen av tillämpningsvägledningen för betongdammar för anpassning till Eurokoder har beslutats ske i två steg. I Steg 1, som avser denna revidering av vägledningen, görs minsta möjliga anpassning med fokus på tvärsnittsdimensionering av betongdammar. Revideringen baseras på föreliggande Energiforskrappport. I Steg 2 genomförs, om så visar sig lämpligt, en fullständig tillämpning av Eurokoder, som även inkluderar stabilitetsberäkningar och där sannolikhetsbaserad dimensionering introduceras.

Accepterade lösningar och metoder för att uppfylla föreskrifterna i Eurokoder finns i handböcker för betong- och stålkonstruktioner. För vissa delar av dammen kan även andra normer och anvisningar behöva tillämpas, t ex Trafikverkets regelverk när det gäller dimensionering av brobanor över utskov och intag.

I tillämpningsvägledningen anges dels generella krav på betongdammars stabilitet, hållfasthet och beständighet, dels enligt vilka kriterier dessa krav anses vara uppfyllda.

Projektering och konstruktion av dammanläggningar skall ledas av person med mångårig erfarenhet av likartade vattenbyggnadsprojekt.

Inför en dimensionering eller analys av en betongdamm skall en KFB, Konstruktionsförutsättningar För Byggnader, upprättas. I denna skall anges de laster, lastfaktorer, lastkombinationer och andra dimensioneringsförutsättningar som valts för den specifika anläggningen. I de fall gjorda val avviker från RIDAS tillämpningsvägledning skall motiv för detta anges med referens till andra normer och dokument.

7.3.1.1 Dammtyper

Betongdammar kan indelas efter sitt verkningssätt i gravitationsdammar och valvdammar. Gravitationsdammar förekommer i flera olika utföranden, där de vanligaste är massivdammar och lamelldammar. Som dammar, för vilka denna tillämpningsvägledning också skall gälla, räknas även utskov och intag.

7.3.2. Dimensionering

7.3.2.2 Lastfall

Betongdammar skall dimensioneras eller analyseras med hänsyn till alla belastningar och kombinationer av belastningar som realistiskt kan tänkas uppstå vid dammen. Laster som rimligen, eller med hänsyn till driftinstruktioner angivna i DTU-manual, utesluter varandra behöver ej kombineras.

Samtliga laster, lastvärden och lastkombinationer ska finnas sammanställda i en KFB, Konstruktionsförutsättningar För Byggnader, se punkt 7.3.1.

Dimensionering och analys av dammars stabilitet skall tillsvidare utföras med säkerhetsfaktorer för stjälpning och tillåtna friktionstal för glidning samt krav på resultantlägen.

För tvärsnittsanalyser skall dock Eurokoder och partialkoefficientmetoden användas. Av denna anledning anges en separat uppsättning lastfall för vardera stabilitetsberäkningar och tvärsnittsanalyser.

7.3.2.2.1 Lastfall för stabilitetsberäkningar

Belastningsfallen delas in i vanliga lastfall, exceptionella lastfall och olyckslastfall.

Vanliga lastfall

Följande vanliga lastfall skall beaktas där så är tillämpligt:

1. Vattenytan vid dämningssgränsen (DG), maximalt istryck och stängda luckor.
2. Vattenytan vid DG, provisoriska avstängningar, inget istryck vid isfrihållning.
3. Vattenytan vid DG kombinerat med luckavstängning i ett utskov och nålavstängning vid intilliggande utskov, inget istryck vid isfrihållning.
4. Vattenytan vid DG samt ogynnsammaste kombination av öppna och stängda utskov samt tillhörande vattenyta på nedströmssidan.
5. Avbördning av alla flöden upp till dimensionerande flöde i flödesdimensioneringsklass II och därtill hörande vattenytor på uppströms- och nedströmssidan. För befintliga dammar kan detta lastfall innebära överdämning.

Exceptionella lastfall

Följande exceptionella lastfall skall beaktas där så är tillämpligt:

6. Vattenytan vid betongdammens krön eller till nivå för lägsta överkant tåtkärna vid anslutande fyllningsdamm, inget istryck, ogynnsammaste kombination av stängda eller öppna utskov.
7. Avbördning av alla flöden upp till dimensionerande flöde i flödesdimensioneringsklass I och därtill hörande vattenytor på uppströms- och nedströmssidan. Detta gäller endast dammar i flödesdimensioneringsklass 1 och dammsäkerhetsklass minst B. För befintliga dammar kan detta lastfall innebära överdämning.
8. Om dränagets funktion inte kan kontrolleras, skall dammar med dränering kontrolleras för lastfallet igensatt dränage, dvs. dammen beräknas för samma upptryck som dammar utan dränering.
9. Asymmetriskt istryck, t ex ensidigt tryck från utskovspelare.
10. Lastfall som kan uppstå under byggnadstiden.

7.3.2.2.2 Lastfall för tvärsnittsanalys

Ingen ändring i Steg 1.

7.3.2.3 Tvärsnittsdimensionering

Dimensionering av betongtvärsnitt i dammar skall ske enligt Eurokoder SS-EN 1990 – EN 1999 och EKS (Europeiska konstruktionsstandarder) med ändringar och tillägg enligt nedan.

Dimensionering av betongtvärsnitt enligt Eurokoder bygger på partialkoefficientmetoden, enligt vilken dimensionerande laster erhålls genom att multiplicera karakteristiska lastvärden med partialkoefficienter för laster. Dimensionerande materialvärden erhålls på motsvarande sätt genom att dividera karakteristiska materialvärden med partialkoefficienter.

7.3.2.3.1 Lastvärden

I EKS anges partialkoefficienter γ_d för säkerhetsklasser. För de olika dammsäkerhetsklasserna gäller γ_d enligt tabell xx. Säkerhetsklass 3 har tolkats som dammsäkerhetsklass B och har $\gamma_d = 1,0$. Dammsäkerhetsklass A hanteras på likartat vis som i SS-EN 1990 Bilaga B (detta är ett avsteg från EKS då Bilaga B ej tillämpas enligt EKS).

Eurokoder anger två lastkombinationer i brottgränstillstånd, 6.10a och 6.10b, där den förra är dimensionerande vid dominerande permanent last.

Partialkoefficienten för permanent last är, beroende på lastkombination, 1,35 eller 1,2, när lasten är ogynnsam och 1,0 när lasten är gynnsam. Vattenlast vid dämningssgräns skall betraktas som permanent last och vattenlast över dämningssgräns som variabel.

Jämförande beräkningar har visat att ytterligare förstoring av ogynnsamma laster erfordras, om inte totalsäkerheten vid tvärsnittsdimensionering ska bli lägre än den som erhöles enligt den tidigare tillämpningsvägledningen. Jämförelser mot totalsäkerhetsnivå i flera andra länder samt sannolikhetsbaserad beräkning tyder visserligen på att säkerhetsnivån vid tvärsnittsdimensionering enligt den tidigare tillämpningsvägledningen kan vara väl hög, men det har bedömts som lämpligt att bibehålla totalsäkerheten för dammar i den högsta dammsäkerhetsklassen.

En ytterligare partialkoefficient, korrektionskoefficienten γ_K , har därför införts. Denna extra partialkoefficient sätts till 1,2.

Eftersom såväl γ_d som γ_K ska användas för ogynnsamma laster införs partialkoefficienten γ_{dK} . Följande värden gäller:

Tabell xxx Föreslagna γ_d , γ_K samt γ_{dK} för olika dammsäkerhetsklasser.

Dammsäkerhetsklass	γ_d	γ_K	γ_{dK}
A	1,1	1,2	1,3
B	1,0	1,2	1,2
C	0,91	1,2	1,1
U	0,83	1,2	1,0

Med hänsyn till att det i vissa fall sker ändringar av dammsäkerhetsklass under en betongdamms livslängd bör det i samråd med beställaren övervägas att höja säkerhetskraven med minst en nivå vid dimensionering för nybyggnad. Vid utvärdering eller förändringar av befintliga konstruktioner kan dock säkerhetsnivån för den aktuella dammsäkerhetsklassen användas.

7.3.2.3.2 Lastkombinationer

Lastkombinationer i brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd (endast karakteristisk) enligt SS-EN 1990 redovisas i nedanstående tabell med tillämpning av γ_{dK} . Partialkoefficienten för säkerhetsklass γ_d är 1,0 för aktuell säkerhetsklass 3 och därför inte utskriven.

Tabell xx Lastkombinationer i brott- och bruksgränstillstånd

	Brottgränstillstånd		Bruksgränstillstånd		
Lastkombination	6.10a	6.10b	6.14b	6.15b	6.16b
Permanent last G					
- ogynnsam	$\gamma_{dK} 1,35 G_k$	$\gamma_{dK} 1,2 G_k$	1,0 G_k	1,0 G_k	1,0 G_k
- gynnsam	1,0 G_k	1,0 G_k			
Spännkraft P					
- ogynnsam	$\gamma_{dK} 1,35 P_k$	$\gamma_{dK} 1,35 P_k$	1,0 P_k	1,0 P_k	1,0 P_k
- gynnsam	1,0 P_k	1,0 P_k	1,0 P_k	1,0 P_k	1,0 P_k
Variabel last Q					
- huvudlast	-	$\gamma_{dK} 1,5 Q_{k,i}$	1,0 $Q_{k,i}$	$\psi_{1,i} Q_{k,i}$	
- övriga variabla laster $\sum \psi_{0,i} Q_{k,i}$	$\gamma_{dK} 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$	$\gamma_{dK} 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Variabla laster ska i lastkombinationer enligt ovanstående tabell multipliceras med en lastreduktionsfaktor ψ . I nedanstående tabell anges lastreduktionsfaktorn ψ för laster, som är aktuella för dammkonstruktioner, men som inte alla är angivna i Eurokoder.

Tabell xx Lastreduktionsfaktorer

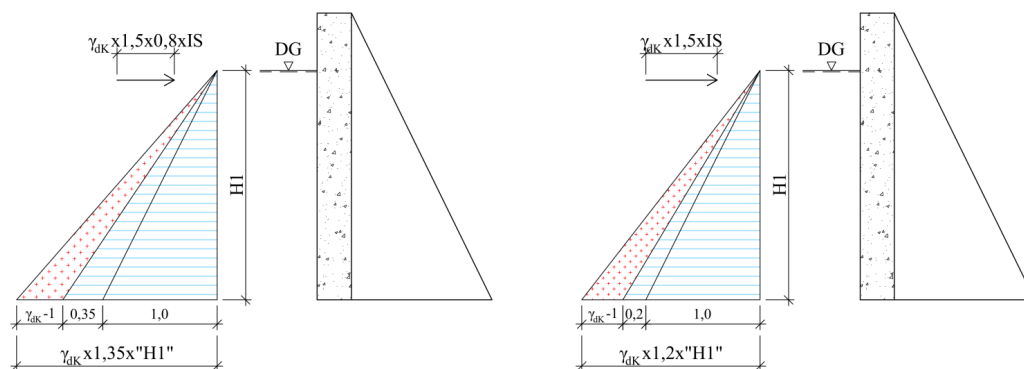
Last	Lastreduktionsfaktor		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Variabel vattenlast	0,8	0,8	0
Våglaster, snedställning	0,4	0,4	0
Strömtryck	0,4	0,4	0
Svallning, tryckstöt	0,6	0	0
Vindlast	0,3	0,2	0
Snölast	0,8	0,6	0,2
Islast	0,8	0,6	0,2
Variabelt jordtryck	0,5	0,3	0
Temperaturändring	0,6	0,6	0,5
Rörliga maskindelar	0,8 vertikal last, 0,5 horisontell last	0,7 vertikal last, 0,5 horisontell last	0,6 vertikal last, 0 horisontell last
Trafiklaster	0,75	0,75	0

I nedanstående figurer illustreras lastkombinationer enligt Eurokoder, för lastfallen:

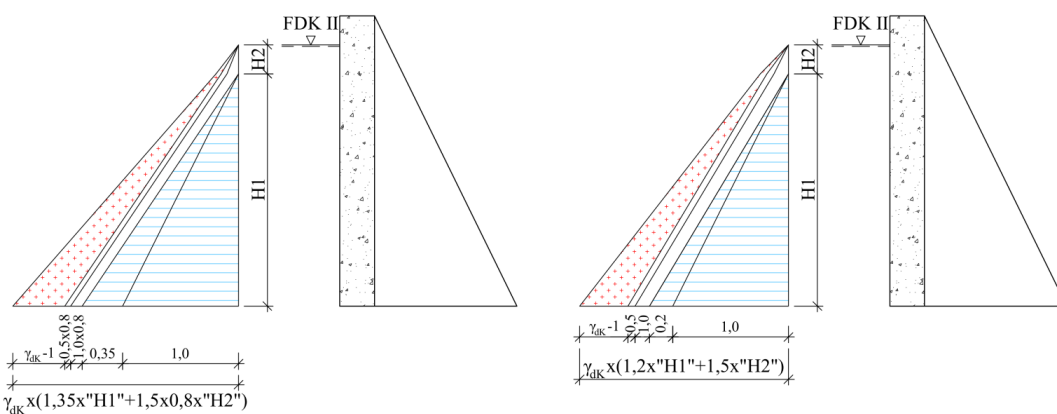
- Magasinet vid DG. Islast.
- Överdämning till vattenyta vid FDK II flöde.
- Överdämning till dammkrön eller (för klass I dammar) vattenyta vid FDK I flöde om högre.

Lastkombinering enligt såväl 6.10a som 6.10b måste analyseras i alla fallen.

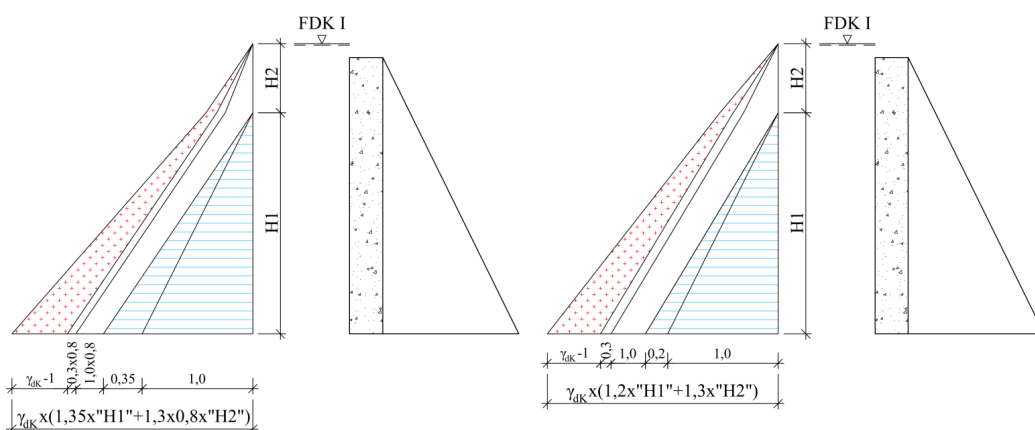
Figurerna visar principiellt vattenlasten för tvärsnittsdimensionering. Skissad dammsektion är symbolisk och är ej nödvändigtvis stabil för redovisade laster. "H1" och "H2" avser de laster som vattnet ger upphov till för kontroll av tvärsnittet på en viss nivå. På de övre raderna under figurerna visas hur stort bidrag varje vattenstånd och partialkoefficient ger till den totala lasten. Observera att de övre raderna endast visar de olika bidragens storlek i förhållande till varandra. De är inte matematiskt korrekta på så sätt att man kan addera de utskrivna värdena för att få den totala lasten. Den totala lasten fås istället genom formeln utskrivna på de undre raderna.



Figur xx Vattenyta vid DG och islast. Laster för lastkombination 6.10a i vänster figur och lastkombination 6.10b i höger figur.



Figur xx Överdämning till vattenyta vid FDK II flöde. Laster för lastkombination 6.10a i vänster figur och lastkombination 6.10b i höger figur.



Figur xx Överdämning till dammkrön eller (för FDK I dammar) vattenyta vid FDK I flöde om högre. Laster för lastkombination 6.10a i vänster figur och lastkombination 6.10b i höger figur. För att beakta att lastfallet är exceptionellt enligt RIDAS mening har faktorn 1,5 på den variabla lastdelen sänkts till 1,3.

7.3.2.3.3 Materialvärden

I brottgränstillstånd beräknas dimensionerande värden enligt nedan.

Betong

Tryckhållfasthet	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_C$
Draghållfasthet	$f_{ctd} = f_{ctk0,05} / \gamma_C$
Elasticitetsmodul	$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{CE}$

där $\gamma_C = 1,5$ och $\gamma_{CE} = 1,2$

Armering

Flytgräns	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_S$
0,2-gräns	$f_{0,2d} = f_{0,2k} / \gamma_S$
Brottgräns	$f_{td} = f_{tk} / \gamma_S$
Tryckhållfasthet	
- varmvalsade stål	$= f_{yd}$
- kallbearbetade stål	$= 0,5 f_{yd}$
Elasticitetsmodul	$E_{sd} = E_{sk} = 200 \text{ GPa}$

där $\gamma_S = 1,15$

I bruksgränstillståndet gäller att tvärsnitt kan antas vara ospruckna om böjdragspänningen inte överstiger $f_{ct,eff}$. Värdet på $f_{ct,eff}$ får sättas till f_{ctm} . Dimensionerande värde på E-modulen är E_{cm} .

7.3.2.4 Stabilitetsvillkor

7.3.2.4.1 Säkerhet mot stjälpning

Stjälpningsaxelns läge bestäms i förhållande till betongens eller undergrundens styvhet och hållfasthet. Stjälpningsaxeln kan normalt läggas vid dammpelarens nedströmskant vid grundläggning på bra berg. Dock skall hänsyn tas till hållfastheten och styvheten hos konstruktionen och grunden vid bestämmande av stjälpningsaxeln.

Stjälpsäkerhetsfaktorn, s , beräknas som förhållandet mellan stabiliserande och stjälpande moment:

$$s = \text{stabiliserande moment} / \text{stjälpande moment}$$

Vattenlasten ska delas upp i stjälpande och stabiliserande komponenter när detta är aktuellt, t ex vid lutande uppströmssida på en damm.

Följande säkerhetsfaktor mot stjälpning skall tillämpas:

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

7.3.3.2 Fogar

Fogar i dammar kan utföras antingen som gjutfogar eller som rörelsefogar. Beträffande fogar, förtagningar och armering, se BBK och Betonghandboken.

Indelning av fogar skall utföras med omsorg så att risken för skadlig sprickbildning minimeras. Man skall därvid även eftersträva en betong och en gjutprocess som ger minsta möjliga temperaturstegring i betongen efter gjutning.

Vid långa monoliter kan åtgärder mot sprickbildning behöva vidtas genom t ex kylning eller sprickviddsbegränsande armering.

7.3.4 Material

7.3.4.1 Betong - Exponeringsklasser

För betongdammar skall minst följande krav ställas på betong och utförande:

- Utförande enligt SS-EN 13670
- Utförandeklass 3, SS-EN 13670
- Hållfasthetsklass minst C25/30
- Exponeringsklass XC4 XF3 enligt SS-EN 206-1
- Vattentäthet
- Vattencementtal $v_{ct_{ekv}}$ max 0,55, enligt tabell 5.3.2a i SS 13 70 03
- Lufthalt enligt tabell 5.3.2b i SS 13 70 03
- Cement: Portlandcement EN 197-1-CEM I 42,5 N MH LA SR enligt SS-EN 197-1.
- Ballast ska vara verifierad m a p lämplighet gällande bl a alkali-kisel-reaktivitet.

För konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck bör betongtvärsnittets tjocklek vara minst 300 mm.

7.3.4.2 Armering

Armering skall uppfylla kraven i Eurokoderna och EKS.

Minimiarmering för sprickbredds begränsning beräknas enligt SS-EN 1992-1-1 avsnitt 7.3.2 och 7.3.3, där k i ekvation (7.1) bestäms enligt EKS 10, avdelning D kapitel 2.1.1 4a§.

För konstruktioner med krav på maximalt 0,3 mm sprickbredd, erfordras dock inte mer minimiarmering per sida av ett tvärsnitt än:

- Fristående väggar:
 - Horisontellt $\phi 20$ s120
 - Vertikalt $\phi 20$ s200.
- Plattor och väggar gjutna mot berg:
 - Rutnät $\phi 20$ s120

Ovanstående övre begränsning av minimiarmering för sprickbredds begränsning förutsätter betong C30/37 med cement CEM I med moderat värmeutveckling utan

kylning, täcksikt 70 mm, stångdiameter 20 mm, samt maximalt 3 m gjutetappshöjd. Om det aktuella fallet avviker mycket från dessa förutsättningar, bör minimiarmeringen beräknas noggrannare, t.ex. med den tyska metoden enligt BAW (2011) för tvärsnitt tjockare än 800 mm.

Angiven minimiarmering kan reduceras om noggrannare beräkningar eller andra åtgärder, ex. kylning eller inblandning av puzzolaner, visar att mindre armering är tillräcklig.

7.3.4.3 Täckande betongsikt

Preliminärt inga förändringar.

7.3.4.4 Sprickbredder

För konstruktioner belastade av ensidigt vattentryck bör inte sprickbredden w_k överstiga 0,20 mm. Sprickbredden 0,20 mm innebär i många fall orimligt hög armeringsmängd, varför det i vissa fall kan tillåtas $w_k = 0,30$ mm. För ytor mot luft bör w_k inte överstiga 0,30 mm.

Sprickbredd beräknas enligt EKS. Därvid behöver inte täckande betongsikt sättas större än 50 mm.

EUROKODER FÖR DIMENSIONERING AV BETONGDAMMAR

Konstruktioner och utformning av svenska dammkonstruktioner har tidigare aldrig varit reglerat av statliga normer. Branschpraxis har i stället tillämpats. De senaste 25 åren har kraftföretagen utvecklat gemensamma rekommendationer och vägledningar som lett till utvecklingen av Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet, RIDAS som har kompletterats och reviderats fram till 2011.

För dimensionering av betongkonstruktioner gäller inte längre nationella normer utan Eurokoder. Förutsättningarna gällande bland annat laster och tvärsnittsdimensioner skiljer sig åt mellan betongdammar och de flesta andra betongkonstruktioner. Därför fanns det ett behov av att klargöra hur tvärsnittsdimensionering av betongdammar ska göras.

Här redovisas hur tvärsnittsdimensionering av betongdammar görs på andra håll i världen och rapporten ger rekommendationer för bland annat differentiering av säkerhetsnivåer för olika dammsäkerhetsklasser, hur vattenlasten bör hanteras och hur minimiarmering kan bestämmas.

Ett nytt steg i energiforskningen

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



Energiforsk