

## Rapport fra EnergiNorge

### Evaluering av eksisterende betong- og murdammer

### Rapport 2 - Hovedrapport med underlag



# RAPPORT

## Prosjektnavn:

Evaluering av eksisterende betong- og murdammer

## Dokumentnavn:

Rapport 2 - Hovedrapport med underlag

<b>Prosjektnr.:</b>	12372
<b>Dokumentnr.:</b>	12372-OO-R-01
<b>Dato:</b>	08.08.2017
<b>Revisjon:</b>	2. utgave
<b>Antall sider:</b>	133
<b>Utarbeidet av:</b>	Thomas Konow og Magnus Engseth

## INNHOOLD

<b>1</b>	<b>INNLEDNING .....</b>	<b>9</b>
1.1	Bakgrunn.....	9
1.2	Rapportstruktur i delprosjektet.....	10
1.2.1	Rapport 1 – Anbefalinger .....	10
1.2.2	Rapport 2 – Hovedrapport med underlag .....	10
1.2.3	Rapport 3 - Eksempler på tiltak og vurderinger.....	10
1.3	Prosess for utarbeidelse av rapporter .....	10
1.3.1	Idedugnad, april 2016 .....	11
1.3.2	Høring av rapporten, høsten 2016.....	11
1.3.3	Oppdatert rapport, august 2017 .....	11
1.4	Beredskapsmessige sikring .....	11
<b>2</b>	<b>BETONG- OG MURDAMMER I NORGE .....</b>	<b>13</b>
2.1.1	Hvelvdammer.....	13
2.1.2	Gravitasjonsdammer .....	13
2.1.3	Lamelldammer .....	13
2.2	NVEs register over dammer - SIV .....	14
2.2.1	Oversikt over norske dammer .....	15
2.3	Byggemåte - historisk utvikling .....	16
2.3.1	Betong .....	16
2.3.2	Armering .....	17
2.3.3	Dimensjonering før 1981 .....	17
2.4	Dimensjonering – Historisk utvikling .....	18
2.4.1	Beregning av spenninger før 1981 .....	18
2.4.2	Dimensjonering perioden 1981 – 2000 .....	19
2.4.3	Dimensjonering etter år 2001.....	19
<b>3</b>	<b>ELDRE KONSTRUKSJONER .....</b>	<b>21</b>
3.1	Sikkerhet ved eldre konstruksjoner.....	21
3.1.1	Levetidsvurderinger .....	21
3.1.2	Riktig akseptnivå .....	22
3.2	Statens Vegvesens og eksisterende konstruksjoner.....	23
3.2.1	Tilstandsvurdering .....	24
3.2.2	Vurdering av eksisterende broer .....	24
3.3	Dambrudd og statistikk .....	25
3.3.1	ICOLD – Bulletin 99 (1995) .....	26
3.3.2	The Incidents Database .....	26
3.3.3	The shear strength of rock masses (Kurt John Douglas, 2002) .....	28

3.3.4	Andre referanser.....	29
3.3.5	Dambrudd i Norge.....	29
<b>4</b>	<b>TILSYN OG TILSTANDSVURDERING.....</b>	<b>34</b>
4.1	Tilsyn og overvåking .....	34
4.1.1	Tilsyn .....	34
4.1.2	Instrumentering.....	34
4.1.3	Grenseverdier ved instrumentering .....	35
4.2	Revurdering .....	35
4.2.1	Prosess for revurdering.....	36
4.2.2	Godkjenning av revurdering med avvik.....	37
4.3	Tilstandsvurdering .....	38
4.4	Vurdering av fundament .....	39
4.4.1	Vurdering av berg i forbindelse med revurdering.....	40
<b>5</b>	<b>REGELVERKET - OPPSUMERING .....</b>	<b>41</b>
5.1	Generelt .....	41
5.1.1	Forskjell på krav og anbefalinger .....	41
5.1.2	Dispensasjoner .....	41
5.1.3	Definisjoner .....	42
5.2	Laster .....	44
5.2.1	Krav - Damsikkerhetsforskriften, § 5-3, § 5-7, § 5-11 .....	44
5.2.2	Anbefalinger i retningslinjer/veiledere.....	45
5.3	Sikkerhet.....	46
5.3.1	Krav til sikkerhet - Damsikkerhetsforskriften, § 5-11.....	46
5.3.2	Anbefalinger i retningslinjer for betongdammer (NVE, 2005) .....	46
5.3.3	Anbefalinger i skriv fra NVE.....	47
5.4	Eurokoden .....	48
5.4.1	Lastfaktorer (NS-EN 1990).....	48
5.4.2	Materialfaktorer (NS-EN 1992) .....	50
5.4.3	Differensiering etter konsekvensklasser (NS-EN 1990) .....	51
5.4.4	NS-EN 1990 og RIDAS (Sverige).....	52
<b>6</b>	<b>LASTER OG LASTKOMBINASJONER.....</b>	<b>54</b>
6.1	Lastkombinasjoner.....	54
6.1.1	Generelt .....	54
6.1.2	Laster og lastkombinasjoner.....	54
6.2	Islast .....	55
6.3	Poretrykk.....	56
6.3.1	Poretrykk under platedam .....	56
6.3.2	Poretrykk - Massiv betongdam med drenasje .....	56

6.3.3	Poretrykk og lette terskler.....	56
6.4	Fjellbolter og stag .....	57
6.4.1	Forankringslengde – alternativ 1 .....	57
6.4.2	Forankringslengde – alternativ 2.....	58
6.4.3	Skrå bolter for eksisterende dammer.....	58
6.4.4	Levetid for fjellbolter .....	59
6.5	Flomavledning.....	60
6.5.1	Gyldighet av flomberegninger.....	61
6.5.2	Vurdering av sikker flomavledning .....	61
6.5.3	Tilstopping av flomløp .....	62
6.6	Jordskjelv .....	63
6.6.1	Stabilitetskriterier for nye dammer.....	63
6.6.2	NS-EN 1998 - Duktilitetsklasser .....	64
6.6.3	NS-EN 1998 – Seismiske laster.....	64
6.6.4	Seismisk tilleggslast fra vanntrykk .....	65
6.6.5	Effekt av jordskjelv på betongdammer.....	66
6.6.6	Jordskjelvberegning for dammer - drøfting.....	68
6.6.7	Sikkerhet mot jordskjelv for eksisterende dammer.....	70
<b>7</b>	<b>VURDERING AV STABILITET .....</b>	<b>72</b>
7.1	Sammenheng: Last og sikkerhetsfaktor (se vedlegg E).....	72
7.1.1	Bakgrunn .....	72
7.1.2	Gravitasjonsdammer i betong.....	72
7.1.3	Murdammer .....	74
7.2	Andre faktorer som påvirker krav til sikkerhet.....	75
7.2.1	Generelt .....	75
7.2.2	Poretrykk.....	76
7.2.3	Stabilitet mot velting .....	76
7.2.4	Tørrmurte dammer .....	77
7.2.5	Erfaringer fra drift.....	78
7.2.6	Differensiering etter konsekvens.....	78
7.3	Glidning.....	79
7.3.1	NVEs retningslinjer for betongdammer .....	80
7.3.2	Beregningsmetodikk.....	80
7.3.3	NS-EN 1990 og sikkerhet mot glidning .....	83
7.3.4	NS-EN 1992, Kapasitet mot glidning inkl. skrå bolter.....	83
7.3.5	Alternativ kontroll etter forskrifter for dammer (OED, 1981).....	85
7.3.6	Fortanning, skjærkapasitet og kohesjon.....	85
7.4	Alternative vurderinger av sikkerhet .....	87
7.4.1	Dokumentasjon av forutsetninger .....	87

7.4.2	FEM analyser (FERC, 2016) .....	87
7.4.3	Probabilistisk beregninger .....	87
<b>8</b>	<b>KRITERIER FOR SIKKERHET - FORSLAG .....</b>	<b>90</b>
8.1	Begrunnelse .....	90
8.2	Gravitasjonsdammer i betong .....	90
8.2.1	Forklaring .....	91
8.3	Murdammer – Stabilitetskriterier .....	91
8.3.1	Forklaring .....	91
8.3.2	Vurderinger av sikkerhet .....	92
8.4	Platedammer – Stabilitetskriterier .....	93
8.4.1	Forklaring .....	93
8.5	Last og materialfaktorer .....	94
8.5.1	Lastfaktorer .....	94
8.5.2	Materialfaktorer .....	94
8.5.3	Materialfaktor for fjellbolter .....	95
<b>9</b>	<b>REFERANSER .....</b>	<b>96</b>
	<b>VEDLEGG A - REGENEKSEMPLER .....</b>	<b>99</b>
A.1	Sammenheng mellom lastfaktor og sikkerhetsfaktor .....	99
	<b>VEDLEGG B - FORSLAG TIL VIDERE ARBEIDE .....</b>	<b>102</b>
B.1	Oversikt over kjente dambrudd i Norge og verden .....	102
B.2	Jordskjelv på dammer .....	102
B.3	Vurdering av fortanning, skjærkapasitet og kohesjon mot fundament .....	102
B.3.1	Utforming av fortanning .....	103
B.4	Evaluering av fjellfundament .....	103
B.5	Murdammer – oppførsel og sikkerhet .....	103
B.6	Gjennomføring av revurdering .....	103
B.7	Poretrykk på lette terskler .....	104
B.8	Levetidsvurdering av fjellbolter .....	104
B.9	Utforming av flomløp på eksisterende dammer .....	104
B.10	Tilstopping av flomløp .....	104
B.11	Poretrykk og gravitasjonsdammer i betong .....	105
B.12	Evaluering av sikkerhet ved dammer .....	105
B.13	FEM-analyse og stabilitetskontroll .....	105
	<b>VEDLEGG C - OPPSUMERING FRA IDEDUGNAD, APRIL 2016 .....</b>	<b>107</b>
C.1	Generelt .....	107

C.2	Deltagere .....	107
C.3	Prosjekt 1 - Evaluering av eksisterende dammer – anbefalinger .....	108
C.4	Prosjekt 2 - Bruk av dammers historikk i damsikkerhet, instrumentering .....	110
C.5	Prioritering av oppgaver (- gruppearbeid dag 2) .....	111

## VEDLEGG D- OPPSUMMERING AV HØRINGSINNSPILL .....

D.1	Innledning .....	113
D.2	Behandling av høringsinnspill .....	113
D.3	Høringsinnspill.....	113
D.4	Vurdering av innspill .....	113
D.5	Gjennomgang av høringsinnspill .....	114
D.5.1	Overordnede kommentarer .....	114
D.5.2	Rapport – kapittel 1 .....	116
D.5.3	Rapport - Kapittel 2 .....	117
D.5.4	Rapport - Kapittel 3 .....	117
D.5.5	Rapport - Kapittel 4 .....	118
D.5.6	Rapport - Kapittel 5 .....	118
D.5.7	Rapport – Kapittel 6.....	121
D.5.8	Rapport – Kapittel 7.....	125
D.5.9	Rapport – Kapittel 8.....	130
D.5.10	Rapport – Kapittel 9.....	131
D.5.11	Rapport – Vedlegg .....	132

## VEDLEGG E - RAPPORT; FORUTSETNINGER FOR KONTROLL AV STABILITET FOR BETONG- OG MURDAMMER .....

# Ingress

Rapporten er utarbeidet som en del av EnergiNorge prosjektet «Damsikkerhet i et helhetlig perspektiv», og inngår som en av 3 rapporter i delprosjektet med tittelen «Evaluering av eksisterende betong- og murdammer».

Formålet med prosjektet er først og fremst å gi anbefalinger som viser hvordan krav i damsikkerhetsforskriften kan ivaretas for eksisterende betongdammer. Videre, kan innhold også benyttes av NVE som et innspill i forbindelse med pågående revisjon av NVEs veileder for betongdammer.

Denne rapporten (rapport 2 – Hovedrapport) underbygger anbefalingene i rapport 1, med drøftinger, vurderinger, referanser og annen bakgrunnsinformasjon. Innledende kapittel gir en overordnet beskrivelse av mur- og betongdammer, herunder oppbygning av dammene, historikk, statistikk og erfaringer med denne typen dammer. Etterfølgende kapitler omfatter blant annet beskrivelse av krav til tilsyn, lastforutsetninger samt bestemmelser for vurdering av sikkerhet.

Gjennom arbeidet med rapporten er det også avdekket behov for å innhente mer kunnskap, for eksempel i form av litteraturstudie, bistand fra annen ekspertise eller ved å iverksette nye FoU prosjekter. Dette er beskrevet i vedlegg til denne rapporten.

Det understrekes at denne rapporten er ment som et forslag og er basert på en overordnet vurdering. Det vil imidlertid være behov for å underbygge og verifisere kriteriene med regneeksempler før nye kriterier kan benyttes på et generelt grunnlag.



# 1 INNLEDNING

Denne rapporten er utarbeidet av Dr.techn. Olav Olsen på oppdrag fra EnergiNorge, som en del av prosjektet «Damsikkerhet i et helhetlig perspektiv».

Prosjektet "Damsikkerhet i et helhetligperspektiv" er finansiert av 30 produksjonsselskaper i bransjen og har et budsjett på kr. 8 millioner i perioden 2015 til 2018. Prosjektet har som mål å etablere og ta i bruk kunnskap som utvikler damsikkerhet i et samfunnsoptimalt perspektiv.

Formålet med delprosjektet «Evaluering av eksisterende betong- og murdammer» er først og fremst å gi anbefalinger som viser hvordan krav i damsikkerhetsforskriften kan ivaretas for eksisterende betongdammer. Videre, kan innhold også benyttes av NVE som et innspill i forbindelse med pågående revisjon av NVEs veileder for betongdammer.

På mange områder kan Eurokoden benyttes også for dammer. En videre samordning med bestemmelsene i Eurokoden bør vurderes nærmere.

## 1.1 Bakgrunn

I 2014 gjennomførte Olje- og energidirektoratet en evaluering av NVEs damtilsyn (OED, 2014)<sup>1</sup>. Evalueringsrapporten fremhevet særlig følgende to områder med forbedringspotensial:

- Bedre fleksibilitet i forvaltningen av krav til eksisterende/eldre dammer
- Økt involvering av bransje og dameiere i utvikling av regelverk, retningslinjer og veiledere.

Dagens regelverk for betongdammer er i hovedsak utarbeidet med tanke på bygging av nye dammer. Beskrivelse av alternative metoder for evaluering av sikkerhet ved eksisterende anlegg er begrenset. Mer utdypende anbefalinger for tilstandsanalyse i forbindelse med revurdering av dammer vil kunne være et nyttig hjelpemiddel for å bidra til en mer fleksibel forvaltning av krav til eksisterende dammer. Selve prosessen med å utarbeide slike anbefalinger, kan for øvrig også bidra til å sette søkelys på generelle problemstillinger som kan bidra til en bedre forståelse av sikkerhet ved både eksisterende og nye dammer.

NVEs retningslinje for betongdammer er under revisjon. Bransjen ønsker parallelt å starte et arbeid som kan komplementere NVEs arbeid og som kan brukes som faglig underlag i forbindelse med utarbeidelse av en ny veileder for betongdammer.

Med dette utgangspunktet, kan denne rapporten være med å støtte opp om de viktigste anbefalingene gitt i rapport med evaluering av NVEs damtilsyn (OED, 2014).

Den senere tiden er det for øvrig igangsatt flere omfattende FoU-prosjekter innen damsikkerhet. Noen av disse prosjektene vil kunne bidra med kunnskap som kan være viktig i forbindelse med tilstandsevaluering av eksisterende dammer.

---

<sup>1</sup> OED (2014), Rapport: «NVEs virksomhet for tilsyn med dammer, Evaluering av tilsynet – Vurderinger og anbefalinger». Utført av Norconsult. Se her: <https://www.regjeringen.no/no/dokumenter/evaluering-av-nves-damsikkerhetstilsyn/id2403432/>

## 1.2 Rapportstruktur i delprosjektet

Dette delprosjektet har fått tittelen «Evaluering av eksisterende betong- og murdammer» og omfatter følgende 3 rapporter:

- Rapport 1 – Anbefalinger
- Rapport 2 – Hovedrapport (**denne rapporten**)
- Rapport 3 – Eksempler på tiltak og vurderinger

En kort oppsummering av innholdet i de ulike rapportene er gitt nedenfor.

### 1.2.1 Rapport 1 – Anbefalinger

Rapporten inneholder anbefalinger for evaluering av eksisterende betong- og murdammer som komplementerer NVEs regelverk og viser alternativer for å dokumentere sikkerheten ved eksisterende betong- og murdammer

### 1.2.2 Rapport 2 – Hovedrapport med underlag

Rapporten underbygger anbefalingene i rapport 1, med drøftinger, vurderinger, referanser og annen bakgrunnsinformasjon. Innledende kapittel gir en overordnet beskrivelse av mur- og betongdammer, herunder oppbygning av dammene, historikk, statistikk og erfaringer med denne typen dammer. Etterfølgende kapitler omfatter blant annet beskrivelse av krav til tilsyn, lastforutsetninger samt bestemmelser for vurdering av sikkerhet.

### 1.2.3 Rapport 3 - Eksempler på tiltak og vurderinger

Rapporten viser eksempler på alternative vurderinger av eksisterende dammer, samt alternative løsninger for rehabilitering og fornying av eksisterende betong- og murdammer. Rapporten har også en oversikt over noen dispensasjoner fra damsikkerhetsforskriften som er gitt av NVE. Eksempler i rapporten er systematisert etter tema. Om ønskelig kan rapporten bli et levende dokument som fortløpende oppdateres med nye eksempler og kan eventuelt utvikles som en databaseløsning med søkefunksjon.

## 1.3 Prosess for utarbeidelse av rapporter

Rapportene er utarbeidet av Dr. techn. Olav Olsen på oppdrag fra EnergiNorge. Innhold i rapport 1 – Anbefalinger, er i tillegg utarbeidet i med støtte fra NTNU og Vassdragsteknisk Forum (VTF).

Det har vært viktig å involvere og forankre prosjektet i bransjen. For å sikre dette har det har det vært lagt opp til en åpen prosess som omfatter følgende milepeler:

- 6-7 april 2016; Oppstart med idedugnad for å samle innspill til rapporten.
- Mai-juli 2016; Utarbeidelse av rapport
- August 2016: Rapport til styringsgruppen for innspill
- 25. september 2016: Høringsutkast sendes ut på åpen høring og presenteres på VTF regionsmøter
- 15. november 2016: Frist for innspill til høringsutkast
- Desember 2016 - Januar 2017: Bearbeiding av høringsinnspill.
- 18. januar 2017: Gjennomgang av rapport og høringsinnspill med firma/personer som har gitt innspill til rapporten.
- Februar 2017: Rapport framlegges styringsgruppen.
- August 2017: Oppdatering av rapport på bakgrunn av innspill fra høringen

### 1.3.1 Idedugnad, april 2016

Idedugnad i april 2016 ble gjennomført over 2 dager på Gardermoen. Det var 20 deltagere med representanter fra EnergiNorge, NTNU, NVE, Multiconsult, Norconsult, SWECO, Dr.Techn. Olav Olsen og dameiere. Referat fra workshopen følger som vedlegg.

### 1.3.2 Høring av rapporten, høsten 2016

Utkast til rapport (samplerapport, datert 3. august 2016) har på høring i bransjen. Innspill fra høringen er samlet i et eget notat der høringsinnspill er oppsummert, samt med beskrivelse av hvordan kommentarene er håndtert i rapporten. I tillegg ble det avholdt møte for å drøfte rapporten, der alle parter som ga innspill til rapporten hadde mulighet til å stille.

I forbindelse med høringen av rapportene ble det mottatt høringsinnspill fra følgende firma:

- NTNU v/Leif Lia og Fjola Gudrun Sigtryggsdottir
- VTF v/Vidar Bolle
- NVE v/Lars Grøttå på vegne av intern faggruppe for betongdammer
- Statkraft v/Harald Andreas Simonsen
- Eidsiva v/Håkon Haugrud
- E-CO v/Stein Ove Helberg
- SFE v/Per Helge Eikeland
- Multiconsult v/Stig Arne Strokkenes
- Sweco v/Martin Eek Burud
- Norconsult v/Cristian Sandvik, David Moss, Olof Dahlen og Anders Søreide

Oppsummering av høringsinnspill følger som vedlegg til rapporten, sammen med møtereferat fra møtet den 18. januar 2017 med gjennomgang av høringsinnspill.

### 1.3.3 Oppdatert rapport, august 2017

I forbindelse med utarbeidelse av rapportene ble det avdekket behov for å dokumentere deler av konklusjonene. Dette omfatter følgende forhold:

- Gjennomgang av status i Sverige. Høsten 2016 ble det utgitt flere svært relevante rapporter vedr. Betongdammer og sikkerhet. Disse rapporten er gjennomgått og relevant innhold er implementert.
- Metodikk og forutsetninger for vurdering av glidestabilitet. Bedre beskrivelse av metodikk og alternative metoder for kontroll av sikkerhet er innarbeidet i rapporten.
- Sikkerhetsfaktor og stabilitet. Det er gjennomført en vurdering av hvordan ulike variabler i stabilitetsberegningen påvirker sikkerheten. Rapport med beregninger er følger som vedlegg til rapporten og konklusjonene er innarbeidet i denne rapporten.
- Probabilistisk analyser. Dette er gjennomført en analyse av en gravitasjonsdam tilhørende Statkraft, der Statkraft har vært med og finansiert kostnadene.
- Fjola G. Sigtryggsdottir (NTNU) har gjennomført en kontroll av kapittelet vedr. jordskjelvberegninger som er implementert i Rapport 1 (Anbefalinger) og Rapport 2 (Hovedrapport).

## 1.4 Beredskapsmessige sikring

Anlegg i konsekvensklasse 3 og 4 skal dimensjoneres og kontrolleres for laster fra tilsiktede aksjoner i fred, under beredskap og i krig, jf. Damsikkerhetsforskriften § 5-3. Dette omtales

ofte som beredskapsmessig sikring mot eksplosjonslast og platedammer i klasse 3 og 4 er berørt av disse kravene. Andre betong- og murdammer er ikke berørt av kravene.

Beredskapsmessig sikring av platedammer er omhandlet i denne rapporten, og det henvises til egen publikasjon fra EnergiNorge (EnergiNorge, 2014)<sup>2</sup>.

En kort omtale av problemstillingen er gitt nedenfor.

Kort oppsummert har NVE signalisert at tradisjonelle platedammer i klasse 3 skal forsterkes, mens platedammer i klasse 4 skal bygges om eller erstattes av en ny dam. NVE har også signalisert følgende prioritering i forhold til tiltak på platedammer:

- Prioritet 1: Platedam klasse 4 der det er påvist konstruksjonsmessige svakheter.
- Prioritet 2: Platedam klasse 3 der det er påvist konstruksjonsmessige svakheter.
- Prioritet 3: Platedam klasse 4 der det ikke er påvist konstruksjonsmessige svakheter.
- Prioritet 4: Platedam klasse 3 der det ikke er påvist konstruksjonsmessige svakheter.

Ombygging av en eksisterende platedammer i klasse 3 og 4 vil i første omgang bli initiert av eventuelle svakheter påvist ved revurdering. Dersom dammen i første omgang ikke tilfredsstillende de vanlige kravene til stabilitet og/eller styrke i plate og pilarer ved normale laster, skal anlegget forsterkes for å kunne motstå eksplosjonslast. Manglende sideveis støtte av pilarene er også definert som en svakhet av NVE.

I 2008 anslo NVE at det var ca. 50 platedammer i klasse 3 og 4, og kostnadene for oppgradering ble estimert av NVE til å være ca. kr. 3 milliarder. Dette innebærer at gjennomsnittlig kostnad for hver dam var estimert til kr. 60 millioner i 2008 (EnergiNorge, 2014). Våren 2016 var 60 platedammer klassifisert i 3 og 4.

---

<sup>2</sup> EnergiNorge (2014): «Forsterking av platedammer, Utfordringer og løsninger, Fase 1 – Foreløpige resultater»

## 2 BETONG- OG MURDAMMER I NORGE

Betong- og murdammer omfatter i hovedsak følgende damtyper<sup>3</sup>:

- Hvelvdammer
- Gravitasjonsdammer bygget som massive betongdammer, murdammer lagt i mørtel eller tørrmurte dammer.
- Lamelldammer, herunder platedammer, flerbuedammer og tunge lamelldammer

I det etterfølgende er det gitt en kort beskrivelse av de ulike damtypene.

### 2.1.1 Hvelvdammer

Hvelvdammer bygges i en bue i trange dalsøkk slik at vanntrykket overføres til fjellsidene. Hvelvdammer er ikke avhengige av vekten for å oppnå stabilitet, og de kan bygges med langt slankere tverrsnitt enn en gravitasjonsdam. Internasjonalt, finnes det også gravitasjonsdammer som er bygget med hvelvirkning som en ekstra sikkerhet, som for eksempel Hoover Dam i USA.

### 2.1.2 Gravitasjonsdammer

Gravitasjonsdammer omfatter massive betongdammer og murdammer der konstruksjonen er avhengig av egenvekt for å være stabil.

Massive betongdammer er normalt «trekantformet» der vannsiden er tilnærmet vertikal og bunnbredden er 0,7 til 0,9 ganger høyden. Internasjonalt er det blitt stadig mer vanlig å benytte valsebetong eller RCC (Roller Compacted Concrete) ved bygging av gravitasjonsdammer, men foreløpig er det ingen RCC-dammer i Norge.

Ved massive betongdammer vil normalt poretrykket utgjøre en vesentlig belastning ved kontroll av stabilitet. Noen dammer er imidlertid utformet med drenering og eventuelt et drengalleri mot fjell, slik at det er mulig å anta et redusert poretrykk under dammen.

Murdammer er en type gravitasjonsdam der hele tverrsnittet er bygd opp av stein eller steinblokker. Konstruksjonsmessig skiller det mellom murdammer lagt i mørtel i hele tverrsnittet og tørrmurte dammer. Førstnevnte har mørtel i alle fuger i hele tverrsnittet og damkroppen er derfor antatt å ikke være drenert. Tørrmurte dammer<sup>4</sup> har derimot en god drenering, der tetning på vannsiden normalt er enten spekkede fuger, betongplate, torv eller løsmasser. Ved tørrmurte dammer er det tillatt å regne med redusert drenering ved kontroll av stabilitet.

### 2.1.3 Lamelldammer

Ifølge International Commission On Large Dams «Technical dictionary of dams»<sup>5</sup> (ICOLD, 1994), finnes det tre typer lamelldammer:

- Platedammer (Flat slab buttress dam)
- Tung lamelldam (Solid head buttress dam)
- Flerbuedammer (Multiple-arch dam)

<sup>3</sup> Store Norske leksikon: Dam – demning. Internett: <https://snl.no/dam%2Fdemning>

<sup>4</sup> NVE (2005): Retningslinje for betongdammer – kapittel 1, utgave 2 oktober 2005

<sup>5</sup> ICOLD (1994); Technical Dictionary on Dams, Annex section 4-4 "Buttress dams"

Lamelldammer er karakterisert ved en vanntett oppstrøms side som er støttet av en serie av lameller (pilarer) på nedstrømsiden. Lamellene overfører vanntrykket som virker på oppstrøms side, ned til fundamentet. Avstanden mellom lamellene er som regel konstant i hele dammens lengde, og er typisk plassert med intervaller på 5 til 30 meter, avhengig av størrelsen og utformingen av dammen.

Utformingen av lamelldammene bidrar til et redusert poretrykk sammenlignet med massiv gravitasjonsdam i betong, ettersom området mellom pilarene kan regnes som drenert. Til sammenligning må det forutsettes poretrykk i hele fundamentet under en gravitasjonsdam. Et redusert poretrykk bidrar til at egenvekten av dammen kan reduseres og bidrar til besparelser i betongvolum sammenlignet med gravitasjonsdammer i betong.

Vannsiden av en lamelldam er ofte skråstilt. Det medfører at den vertikale vekten av vannet over platen gir et vesentlig bidrag til stabiliteten av konstruksjonen. Ved massive lamelldammer kan imidlertid vannsiden være tilnærmet vertikal, slik at stabilitet ved konstruksjonen utelukkende er avhengig av vekten til hver enkelt lamell.

Platedammer er lette betongkonstruksjoner der vanntrykket gir et vesentlig stabiliserende bidrag ved at oppstrøms plate er skråstilt og hviler på 2 eller 3 pilarer. På norske platedammer er pilarene normalt slanke vegger med en typisk senteravstand på 5 m. Flerbuedammer er en variant av platedam, der plata er utformet som et hvelv slik at pilarene kan plasseres med en større senteravstand.

En tung lamelldam består av flere frittstående lameller, der hver enkelt lamell er stabil uten bidrag fra tilstøtende lameller. Hver lamell har et lamellhode mot vannsiden som er støpt mot tilstøtende lamellhode og danner således en kontinuerlig plate mot vannsiden.

## 2.2 NVEs register over dammer - SIV

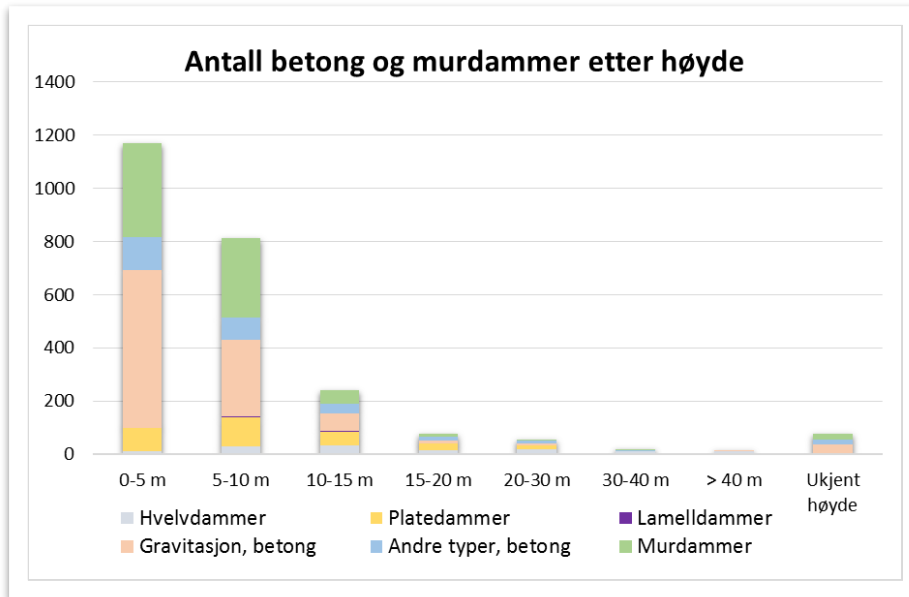
I NVEs damregister er det totalt registrert 3266 dammer, hvorav 1719 (53 %) er betongdammer og 738 (23 %) er murdammer, mens resterende 809 dammer er fyllingsdammer.

Betong- og murdammer er igjen fordelt på følgende undertyper:

- Hvelvdammer, Totalt antall - 125 stk.
- Gravitasjonsdam i betong, Totalt antall - 1007 stk.
- Murdammer, Totalt antall - 738 stk.
- Platedammer, Totalt antall - 292 stk.
- Tunge lamelldammer, Totalt antall - 11 stk.
- Andre typer:
  - Flerbuedammer: 3 stk.
  - Lukedam: 149 stk.
  - Sparestein: 11 stk.
  - Teltdam: 22 stk.
  - Oppspent dam: 9 stk.
  - Udefinert: 90 stk.

### 2.2.1 Oversikt over norske dammer

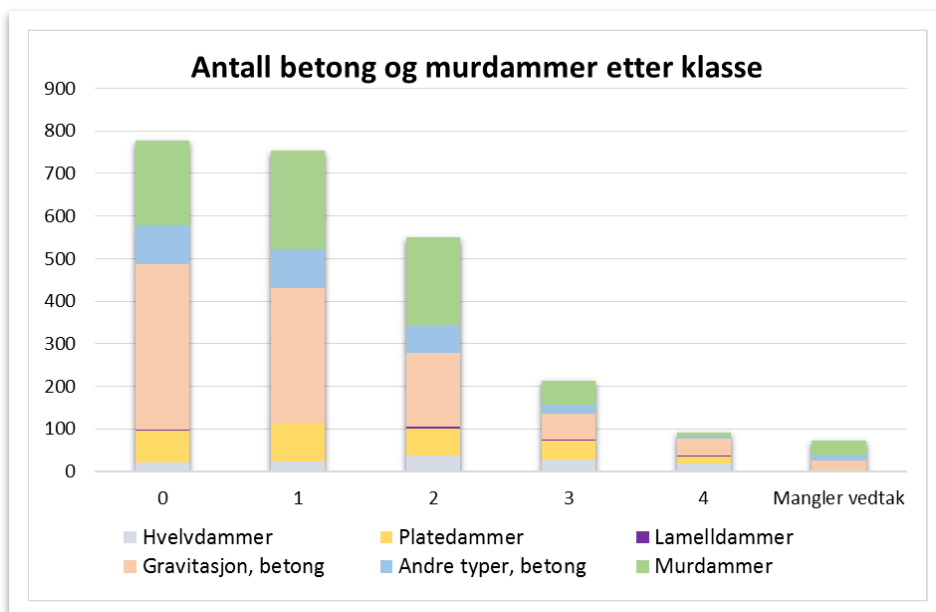
Etterfølgende figurer viser norske betong- og murdammer etter høyde, byggeår og klasse.



> *Figur 2-1. Oversikt over norske betong- og murdammer etter høyde. (Referanse: NVE)*

Figuren viser at 91 % av alle gravitasjons- og murdammer (der høyde er registrert) er lavere enn 10 m. Totalt er det 13 dammer som er høyere enn 40 m der 12 av dammene er hvelvdammer. Den siste dammen er Dam Solbergfoss som er en gravitasjonsdam med høyde på 45 m.

Totalt 77 av dammene har ukjent høyde. Dette er med stor sannsynlighet hovedsakelig lave dammer med en høyde under 10 m.

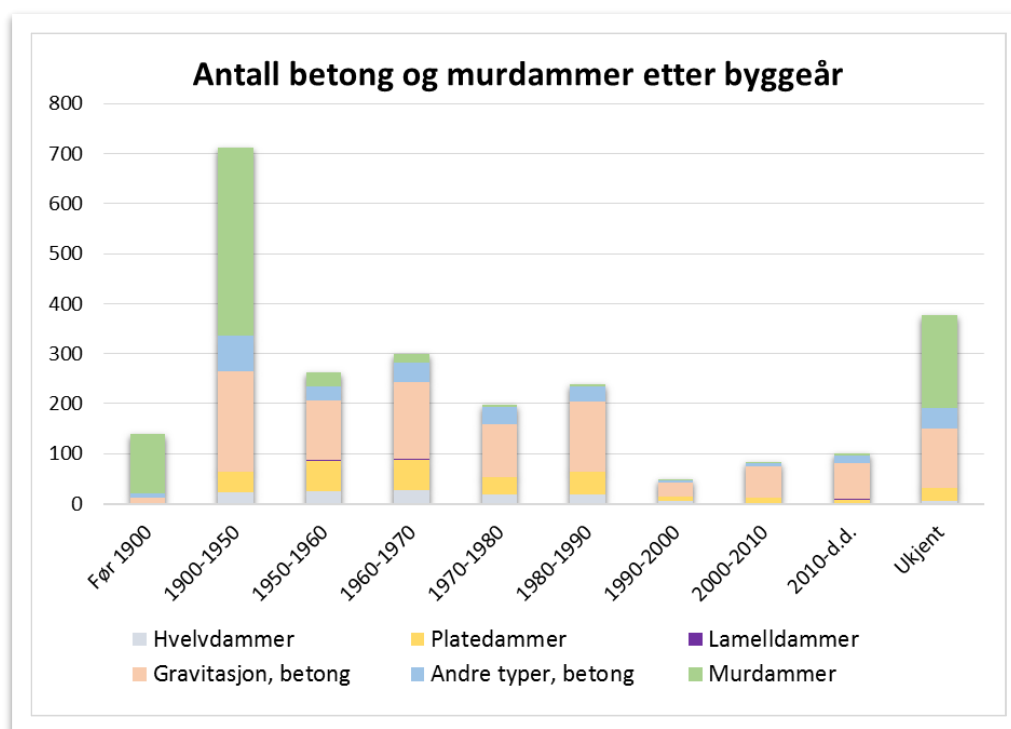


> *Figur 2-2. Oversikt over klassifisering av dammer. (Referanse: NVE)*

Figuren viser at 64 % av dammene er klassifisert i klasse 0 og 1 mens 87 % er i klasse 0, 1 og 2. Det er for øvrig omtrent like mange betongdammer som fyllingsdammer i både klasse 3 og i klasse 4.

## 2.3 Byggemåte - historisk utvikling

Etterfølgende figur viser at hovedvekten av alle betongdammer er bygget etter 1950, hvorav ca. 30 % er bygget etter Damforskriftene kom i 1981. I kontrast til dette er nesten alle murdammer bygget før 1950, med en gjennomsnittlig alder på 100 år. Figuren viser også at hvelvdammer og platedammer har vært bygget i alle perioder siden tidlig 1900-tallet.



> *Figur 2-3. Oversikt over betong- og murdammer etter byggeår. (Referanse: NVE)*

Kravene til betong, armeringen og dimensjonering har variert gjennom tidene. Nedenfor følger en kort oppsummering av utvikling av materialer benyttet ved bygging av betongdammer i Norge (EnergiNorge, 2014<sup>6</sup>, samt kompendium til NTNU kurs; «Damsikkerhets kurs II»).

### 2.3.1 Betong

Når de tidligste betongdammene ble støpt i tiden før 1930 årene ble det for noen dammer benyttet uvanlig høyt vann/sement forhold (v/c forhold) i kombinasjon med rennestøp. Betongen rant ned i forma. Det viste seg at denne metoden var uheldig for motstand mot miljøpåvirkninger og at lavere v/c forhold måtte fastsettes. Det ble vanlig å forlange v/c forhold på 0,5. Omtrent alle platedammer er bygget etter at man hadde gjort denne

<sup>6</sup> EnergiNorge (2014): «Forsterking av platedammer, Utfordringer og løsninger, Fase 1 – Foreløpige resultater». Rapport datert 24. januar 2014



erfaringen. Ved standardrevisjoner på 60- og 70-tallet forsvant fokuset på v/c forholdet og noen dammer bygget på 1960-70 tallet kan derfor ha høyere v/c forhold.

Nedenfor er det gitt en kort oppsummering av betong benyttet for platedammer fra slutten av 1930-tallet og fram til i dag.

- **Før 1926:** Betong ble ofte sammensatt med utgangspunkt i ulik praksis fra andre land.
- **1926-1939:** Krav til betong fastsatt i Den Norske Ingeniørforenings forskrifter; «Jernbetong konstruksjoner og betongkonstruksjoner», fra 1926.
- **1939-1963, NS 427:** Blandingsforhold for betongen angitt i standarden der platen ble utført med A betong v/c =0,5, mens pilarene ble utført med B betong v/c=0,6.
- **1963 – 1973, NS 427 A (Revidert standard):** Her ble v/c forholdet nedtonet og det var såkalt fri betongsammensetning, fastheten ble angitt som oftest B 300 for platen og B250 for pilarer (nå ca. B 20 og B 16-18). Det ble i flere sammenhenger i tiden etter at NS 427 A ble gjort gjeldene, gitt en tilleggsbestemmelse i kontrakten med entreprenør om minimum v/c-tall på 0,5. Erfaringsmessig er betongfasthetene betydelig høyere enn det minimum som følger av spesifikasjonen.
- **1950- tallet:** Tilsetningsstoffer for å oppnå en mer frostbestandig betong kom utover på 1950-tallet. Virkning av slik tilsetning på frostbestandigheten er best ved lave v/c-tall.
- **1990-tallet:** Krav til sement og tilslag for å hindre alkaliereaksjoner ble innført. Betongkonstruksjoner bygget etter ca. 1990 er antatt å være fri for alkalireaksjoner.

### 2.3.2 Armering

Når det gjelder armering, var glattstål St. 37 med flytgrense på ca. 240 N/mm<sup>2</sup> benyttet frem til tidlig på 1950 tallet. Armering betegnet som handelskvalitet og definert som St 00.12 kan også ha blitt brukt. Denne har omtrent samme strekkstyrke som St. 37. Ved armering med glattstål, ble alle ender utført med krok.

Fra 1950 tallet ble kamstål KS 40 introdusert. Her ble det benyttet flytgrense på 400 N/mm<sup>2</sup> for diametere opp til Ø20 mm, mens armering med større diameter enn Ø20 mm hadde en flytgrense på 380 N/mm<sup>2</sup>. Ved innføring av kamstål, ble endekroker sløyfet. Det var imidlertid få eller ingen bestemmelser vedrørende endeforankringer av armeringen. Vurdert i forhold til dagens standard kan derfor endeforankringen av armeringen være for dårlig. Bøyer, spesielt der det var behov for skarpe bøyer, ble til ut på 1970-tallet utført i glattstål med kvalitet St 37. Senere ble sveisbart kamstål KS 400s benyttet.

Fra ca. 1990 er det i Norge benyttet kamstål med fasthet på 500 N/mm<sup>2</sup>.

### 2.3.3 Dimensjonering før 1981

Før innføringen av «Forskrifter for dammer» (OED, 1981), ble normalt følgende kriterier benyttet for beregning av stabilitet:

- **Velting:** 
$$\frac{\Sigma \text{stabiliserende moment}}{\Sigma \text{veltende moment}} \geq 1,5 - 1,3 \text{ (varierende)}$$

- **Glidning:**  $\frac{\Sigma \text{Horisontale krefter}}{\Sigma \text{Vertikale krefter}} \leq 0,9 - 0,7$  (*varierende*)
- **Grunntrykk (f) mot nedstrøms tå:**  $\leq 4,5 \text{ N/mm}^2$

## 2.4 Dimensjonering – Historisk utvikling

I perioden før innføring av «Forskrifter for dammer» (OED, 1981), eksisterte det ikke publisert skrevne regler for dimensjonering av dammer. NVE kontrollerte/kommenterte tegninger og beregninger for hver enkelt dam som et separat tilfelle.

Det ble antagelig en etablert praksis både hos NVE og hos de rådgivere som var aktive i dette markedet. Publisert skriftlig materiale som var grunnleggende finnes i kompendier fra forelesninger ved NTH i perioden. Spesielt nevnes prof. Vidkunn Hveding's kompendium i vassbygging utviklet på 1950 tallet.

Januar 1981 ble "Forskrifter for dammer" med regler og anbefalinger gjort gjeldene. Ny forskrift trådte i kraft 1. januar 2001 med retningslinjer utgitt i de nærmeste etterfølgende år. Denne forskriften ble erstattet med "Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg" med ikrafttredelse 1. januar 2010.

Kun de viktigste kontroller i forbindelse med dimensjonering er behandlet nedenfor. I tillegg var det spesialbestemmelse for ulykkesgrense, istrykk, drenering etc.

### 2.4.1 Beregning av spenninger før 1981

Pilarer i platedammer ble kontrollert mot hovedspenninger og ble normalt regnet som uarmert, kun innlagt en beskjedent overflatearming. Ved høye slanke pilarer ble faren for knekking vurdert. Horisontale avstivninger ble ofte tatt med i vurderingen, herunder også bidrag fra gangbaner for inspeksjon inne i dammen samt avstivning fra frostvegg i betong.

I henhold til NS 427 (1939) var tillatt armeringsspenning for glattstål anvendt i vannbygningskonstruksjoner  $100 \text{ N/mm}^2$ . Rissvidder ble ikke beregnet. Ved innføringen av kamstål (hardt stål) satte NS 427A (1963) tillatt spenning  $160 \text{ N/mm}^2$ . Tillatte spenninger refereres til bruksgrensetilstand med  $\gamma_l / \gamma_m = 1,0$ , der  $\gamma_l$  er lastkoeffisient og  $\gamma_m$  er materialkoeffisient.

Uarmert skjær (skjær i plater uten skjærarming) ble beregnet etter formelen  $V = b \cdot h \cdot \tau / 1,2$  ( $\tau$  = tillatt heftspenning typisk  $0,6-0,7 \text{ N/mm}^2$ ). Som det fremgår av formelen inngår ikke armering i beregningsgrunnlaget. Dette kom med ved ny betongstandard NS 3473 av 1973. Med denne ble partsialkoeffisienter introdusert.

Ved introduksjon av ny betongstandard NS 3473 i 1973 var konkrete krav til forhold i bruksgrensetilstanden fraværende. Dette gjaldt også krav til betongens bestandighet. NVE distribuerte et brev/notat, datert 14. desember 1975, vedrørende tilleggsbestemmelser til standarden. Tilleggsbestemmelsene er utformet sammen med NIFs permanente betongutvalg.

Dette notatet inneholdt følgende momenter:

- Lastkoeffisienter i henhold til NS 3052 kapittel 8. (utgått)
- Ved kontroll i bruddgrensetilstanden hvor konsekvenser ved sammenbrudd er store skal det regnes med  $\gamma_m = 1,4$  i stedet for  $1,25$

- Plater med tilnærmet jevnt fordelt last, overveiende statisk last, kan regnes å ha 20% høyere kapasitet for skjærkraft enn angitt i NS 3473 pkt. 5,2 hvis det ikke regnes med kapasitetsbidrag fra skjærarmering.
- Beregnet strekkspenning i armering i bruksgrensetilstanden bør ikke være høyere enn  $180 \text{ N/mm}^2$ .
- Diverse beskrivelser vedrørende minimumsarmering.

#### 2.4.2 Dimensjonering perioden 1981 – 2000

Forskrifter for dammer (OED, 1981), introduserte bruddgrensebetraktning ved dimensjonering av betongdammer for vurdering av stabilitet mot velting og glidning.

Krav til dimensjonering i bruksgrensetilstanden omfattet i hovedsak lastkoeffisient 1,2 for alle laster unntatt jordtrykk. Jordtrykk og stabiliserende laster ble kontrollert med en lastkoeffisient på 1,0. Stabilitet ble for øvrig kontrollert etter følgende krav:

- **Velting:** Resultanten skulle ligge innenfor tyngdepunktet av den minste trykksone som kan tillates for overføring av resulterende kraft. Denne trykksonen var gitt ved forholdet  $N_y / f_c$  hvor  $N_y$  er kraftkomponenten normalt mot fundamentplanet og  $f_c$  er dimensjonerende betongtrykkfasthet. Ved lastkombinasjoner som inkluderte istrykk kunne kapasiteten av fjellbolter tas med i beregning av resultatens størrelse og beliggenhet. Trykksona var ofte så liten at det var vanlig praksis å regne velting om nedstrøms tå med fullt poretrykk under hele dammen.
- **Glidning eller skjær:** Kapasiteten mot glidning ble regnet å være tilstrekkelig når kraftkomponenten parallelt med fundamentflaten ikke oversteg skjærkapasiteten  $0,2 \cdot f_c \cdot A_{cx}$  hvor  $f_c$  er betongens dimensjonerende trykkfasthet, og  $A_{cx}$  er arealet av betongtrykksone. Ved lastkombinasjoner som inkluderte istrykk kunne fjellbolter regnes med som armering. Kontrollen er i prinsippet en kontroll av skjærkapasitet.

I bruksgrensetilstanden var det angitt at riss ikke burde være større enn 0,2 mm. Kravet ble regnet å være oppfylt når strekkspenningen i armeringen ikke oversteg  $180 \text{ N/mm}^2$  og senteravstand for armeringen ikke var mer enn 150 mm ved  $A_s$  mindre enn  $0,01 b \cdot d$ , eller 100 mm dersom armeringsareal var mindre enn  $0,005 b \cdot d$  (bredde x dybde av betongtverrsnittet).

Ved jevnt fordelt last (vannlast) var det tillatt å regne med 20 % høyere skjærkapasitet i plater, når kapasitet fra skjærarmering ikke var medregnet (OED, 1981; kap. 10.2.4.3).

#### 2.4.3 Dimensjonering etter år 2001

I forbindelse med ny damsikkerhetsforskrift (OED, 2001), ble det utarbeidet nye retningslinjer for betongdammer som ble utgitt for første gang i 2002. Fram til nye retningslinjer forelå var det en overgangsperiode der de gamle kravene til dels ble praktisert eller der de nye kravene ble praktisert ut fra kjennskap til det nye regelverket. I perioden var det så godt som ingen bygging av nye dammer, beregninger gjennomført i denne perioden omfattet i hovedsak revurderinger.

Revidert damsikkerhetsforskrift ble gjort gjeldende fra januar 2001 og var utformet med overordnede funksjons- og målkrav. Detaljkrav som tidligere var en del av forskriftene ble overført til nye retningslinjer, der ny retningslinje for betongdammer var klar i mai 2002.

Før 2001 ble sikkerhet ivarettatt med material- og sikkerhetsfaktorer. Med ny retningslinje fra 2002 ble det innført en overordnet sikkerhetsfaktor som skulle ivareta alle usikkerheter ved

prosjekteringen. For gravitasjonsdammer ble det i tillegg innført en kontroll av at det var trykk i hele fundamentet.

Med de nye damsikkerhetsforskriften fra 2010, ble krav i ovennevnte tabell hentet inn i forskriftene. Kravene ble dermed endret fra å være veiledende til å være absolutte. Nye krav til sikkerhet mot velting for gravitasjonsdammer medførte at stabiliteten i større grad var avhengig av dammens profil eller tverrsnitt. Dette var blant annet bakgrunnen for at det ble innført egne krav til sikkerhet mot velting for platedammer (sikkerhet > 1,4), ettersom denne typen dammer ikke ville oppnå tilfredsstillende stabilitet med de nye kravene til gravitasjonsdammer.

Når det gjaldt sikkerhet mot glidning, ble krav til beregningsmessig sikkerhet betraktelig skjerpet (OED, 2014, vedlegg 3.5). Følgelig var det mange eksisterende dammer som ikke lenger var beregningsmessig stabile etter krav i forskriftene.

Etterfølgende tabell viser en sammenstilling av nye og tidligere krav.

> *Tabell 2-1. Endring i krav til stabilitet for betongdammer.*

Sikkerhet	Før 2001	Etter nye retningslinjer i 2002	
	Alle betongdammer	Platedammer	Gravitasjonsdammer
<b>Bruddgrense</b>			
<b>Velting</b>	Sikkerhet > 1,0 eller $R^* > 0$	Sikkerhet > 1,4	$R > 1/3 B$
<b>Glidning</b>	$\Sigma H > \text{Skjærkapasitet} (= 0,2 f_c A_{cx})$	Sikkerhet > 1,4	Sikkerhet > 1,5
<b>Lastfaktor</b>	$\gamma_l = 1,2-1,0$	$\gamma_l = 1,0$	$\gamma_l = 1,0$
<b>Materialfaktor</b>	$\gamma_m = 1,4$	Ikke bruk av materialfaktor ( $\gamma_m = 1,0$ )	
<b>Ulykkesgrense</b>			
<b>Velting</b>	Sikkerhet > 1,0 eller $R^* > 0$	Sikkerhet > 1,3	$R > 1/6 B$
<b>Glidning</b>	$\Sigma H > \text{Skjærkapasitet} (= 0,2 f_c A_{cx})$	Sikkerhet > 1,1	Sikkerhet > 1,1
<b>Lastfaktor</b>	$\gamma_l = 1,0$	$\gamma_l = 1,0$	$\gamma_l = 1,0$
<b>Materialfaktor</b>	$\gamma_m = 1,0$	Ikke bruk av materialfaktor ( $\gamma_m = 1,0$ )	
<b>Forklaring:</b>	$f_c$ = betongens dimensjonerende trykkfasthet $A_{cx}$ = Betongtrykksonen B = Bredden av tverrsnittet mot fundament R = Resultantens plassering fra nedstrøms tå. Resultanten skal i tillegg innenfor tyngdepunktet av den minste trykkzone som kan tillates for overføring av den resulterende kraft.		

## 3 ELDRE KONSTRUKSJONER

Formålsparagraf i Vannressursloven (§ 1) sier at «Denne lov har til formål å sikre en samfunnsmessig forsvarlig bruk og forvaltning av vassdrag og grunnvann.»

Når det gjelder forvaltning av eksisterende dammer, vil en samfunnsmessig forsvarlig bruk og forvaltning medføre andre hensyn sammenlignet med nye anlegg. Noen forhold som er av betydning for forvaltning av eksisterende dammer omfatter:

- **Regelverk:** Et forutsigbart regelverket er viktig når det har tilbakevirkende kraft. Eventuelle endringer i regelverket som gjøres gjeldende for eksisterende anlegg må være godt fundert og begrunnet ut fra sikkerhetsmessige forhold. Selv små endringer i regelverket kan ha store økonomiske konsekvenser når dette medfører tiltak på eksisterende anlegg.
- **Erfaring:** Driftserfaring og dokumentasjon fra overvåking vil kunne ha betydning for en samlet vurdering av sikkerhet ved eksisterende dammer.
- **Statistikk:** Statistikk viser at sannsynlighet for brudd er størst de første årene. Ut fra statistikk kan det argumenteres for at sikkerheten øker med alderen de første årene, ettersom usikkerhet knyttet til feil ved prosjektering og utførelse kan elimineres.
- **Effekt av investering:** Kostander for å heve sikkerheten ved et eksisterende anlegg er relativt mye høyere sammenlignet med å bygge denne sikkerheten inn når anlegget er nytt. Forholdet kost-/nytte ved investeringene er dermed ikke sammenlignbare med nye prosjekt.

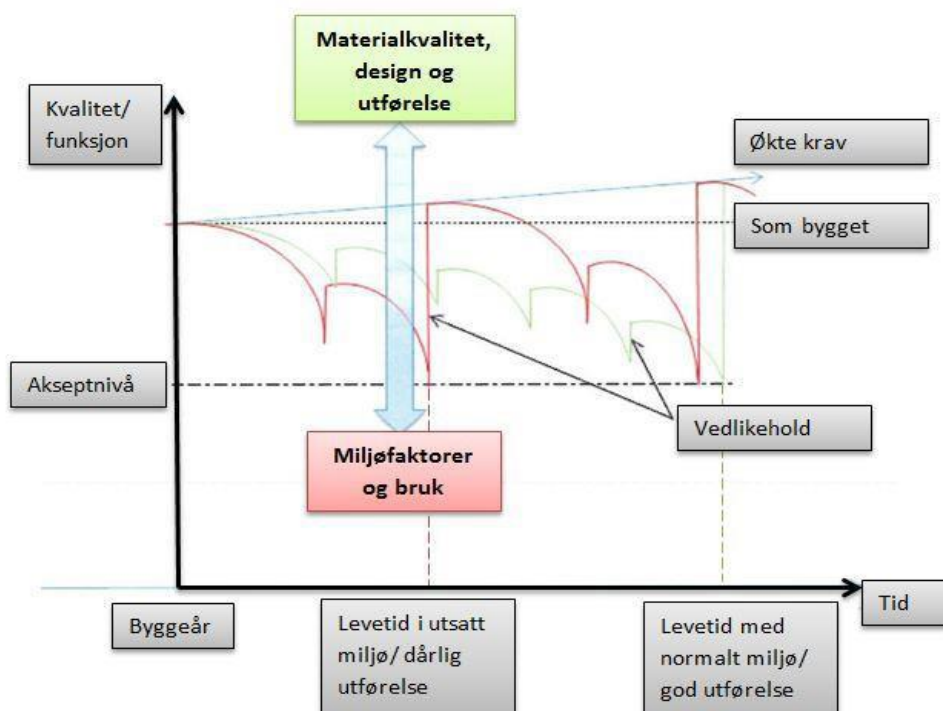
Ovennevnte forhold tilsier at man kan akseptere en annen tilnærming for evaluering av sikkerhet ved eksisterende dammer sammenlignet med nye anlegg. Noen av disse forholdene er drøftet i etterfølgende kapitler.

### 3.1 Sikkerhet ved eldre konstruksjoner

#### 3.1.1 Levetidsvurderinger

Den tekniske levetiden til en konstruksjon påvirkes av flere elementer. Valg av materialer, utforming og utførelse er elementer som er avgjørende for å sikre en lang levetid. På den annen side bidrar miljøfaktorer, som klima og brukspåkjenninger, til nedbrytning av konstruksjonen slik at det må gjennomføres vedlikehold eller utbedringer.

Forholdet er illustrert i etterfølgende figur, der den grønne linjen illustrerer tilstanden til en konstruksjon i normalt miljø med god utførelse, mens den røde linjen kan være eksempel på en konstruksjon utsatt for store miljøpåkjenninger eller med dårlig utførelse.



> *Figur 3-1. Sammenheng mellom vedlikehold og levetid. (DIBK. 2010)<sup>7</sup>*

Levetiden til en konstruksjon vil være definert som tiden det tar før kvaliteten ved konstruksjonen når nedre akseptnivå.

Som vist i figuren vil levetiden kunne påvirkes av vedlikehold og utbedringer av konstruksjonen, samt utførelse og miljøpåvirkninger.

Figuren illustrerer at sikkerhetsnivået ved et anlegg vil reduseres med tiden der akseptnivå som utløser vedlikehold og rehabilitering er lavere enn sikkerheten som er bygget inn når konstruksjonen var ny. Dette prinsippet kan også benyttes for dammer ved å definere «som bygget» sikkerhet og minimums akseptkriterier som utløser tiltak og ombygging utover vedlikehold.

### 3.1.2 Riktig akseptnivå

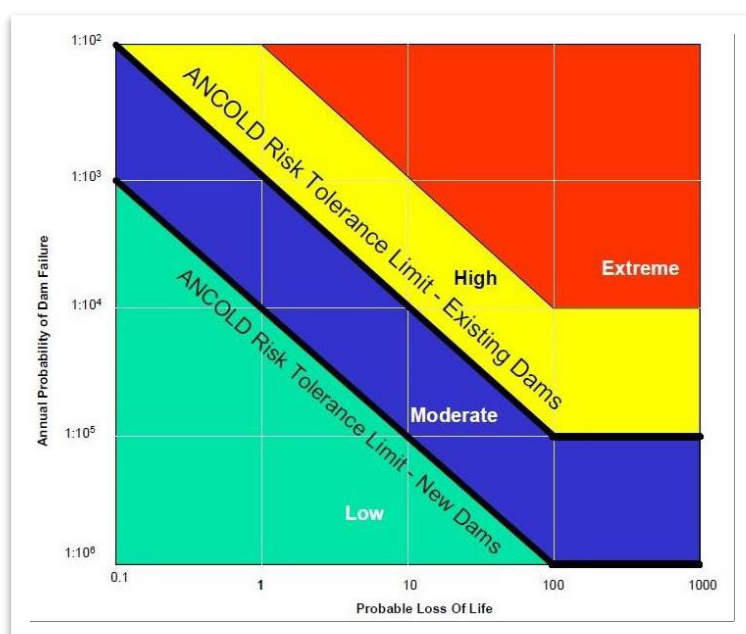
Driftserfaringer gjennom tilsyn og overvåking av dammer vil bidra til å redusere usikkerhet knyttet til utførelse og materialer ved anlegget. Statistikk viser også at de aller fleste dambrudd skjer ved første gangs oppfylling eller de første årene etter dammen ble bygget (ICOLD, 1995). Dette tyder på at eventuelle svakheter ved damanlegget vil kunne avdekkes i forbindelse med førstegangs oppfylling eller de første driftsårene. Statistisk er det derfor god grunn for å hevde at en 10 år gammel dam har langt høyere sikkerhet enn en ny dam.

Samtidig er kostnader forbundet med å heve sikkerheten ved eksisterende anlegg relativt mye høyere sammenlignet med å bygge den samme sikkerheten inn ved nybygging.

<sup>7</sup> DIBK (2010); Veileder; «Levetider i praksis - prinsipper og bruksområde», Forfattere; Anette Kampsæter, Svein Bjørberg og Christian A. Listerud. Utgiver: Multiconsult. Internett: [https://www.dibk.no/globalassets/eksisterende-bygg/publikasjoner/levetider\\_i\\_praksis.pdf](https://www.dibk.no/globalassets/eksisterende-bygg/publikasjoner/levetider_i_praksis.pdf)

Samfunnsmessig kan det derfor være grunn for å akseptere at eldre anlegg har en lavere teoretisk sikkerhet enn nye anlegg.

I Australia er dette prinsippet lagt til grunn for dammer, der det er forskjellig akseptnivå for nye dammer og eksisterende dammer. Som vist i figuren nedenfor, er akseptnivået her er koblet mot risikoen for brudd (Risiko = Sannsynlighet x Konsekvens). Figuren viser eksempelvis at akseptkriteriet for tap av ett statistisk liv ved en eksisterende dam er 1000 år mens ved en ny dam er akseptkriteriet 10 000 år. Ved fare for tap av ett statistisk liv, kan det med andre ord aksepteres dambrudd ved en flom med 10 000 års gjentakintervall for en ny dam mens tilsvarende akseptnivå for en eksisterende dam vil være en 1000-års flom.



> *Figur 3-2. Akseptabel risiko for nye og eldre dammer i Australia (USSD, 2011).<sup>8</sup>*

Samlet gjenanskaffelsesverdi (GAV) av dammer tilknyttet kraftforsyningen og VA-sektoren er antatt å være på mellom ca. 200 og 250 milliarder kroner i 2013, (OED, 2014). Selv små endringer i regelverket kan dermed ha relativt store økonomiske konsekvenser hvis endringen medfører tiltak på eksisterende anlegg. Samfunnsmessig er det derfor viktig at eventuelle endringer er godt begrunnet og fundert ut fra en vurdering av hvilke sikkerhet som oppnås i forhold til kostnadene med tiltakene på eksisterende anlegg.

### 3.2 Statens Vegvesens og eksisterende konstruksjoner

I likhet med dambransjen har Statens Vegvesen (SVV) ansvar for et stort antall konstruksjoner bygget over et lengre tidsrom. Den sannsynligvis eldste bru i Norge, som fortsatt er i bruk, er steinhvelvsbrua «Smedbroen» ved Kongsberg som er bygget tidlig på 1600-tallet. Totalt forvalter SVV om lag 18 000 bruer. Det ligger store verdier i denne bygningsmassen og det er et kontinuerlig behov for å dokumentere bruens kapasitet i forhold til stadig økende trafikkklaster.

<sup>8</sup> USSD (2011): M. Baker; "Australian Risk Approach for assessment of dams", Proceedings from 31st Annual USSD Conference, San Diego, California, April 11-15, 2011





> *Figur 3-3. Smedbrua på Gamle Kongsbergvei utenfor Kongsberg.*

### 3.2.1 Tilstandsvurdering

For å dokumentere tilstand til landets bruer har SVV definert et inspeksjonsprogram som skal følges gjennom bruas levetid. Hvert år skal det utføres en *enkel inspeksjon* som er en visuell kontroll av bruas overbygning og underbygning over vann. Resultatene fra disse inspeksjonene rapporteres og alle observerte skader registreres i SVV sitt bruforvaltningssystem. Hvert 5. år gjennomføres en såkalt *hovedinspeksjon*. Visuell kontroll skal da gjennomføres så nøye at inspektøren skal kunne ta på konstruksjonsdelen som inspiseres. I tillegg utføres oppmålinger og kontroll av materialkvaliteter der det anses som nødvendig. Om det oppdages noen skader under disse inspeksjonene skal det gjennomføres en *spesialinspeksjon* av den aktuelle skaden. Inspeksjonsprogrammet er beskrevet i SVV håndbok R411.

Om det oppdages noen spesielle forhold under inspeksjon, eller om SVV ønsker å reklassifisere brua for økt trafikklast, utføres en *brukklassifisering* iht. SVV håndbok R412. Med det forstås å bestemme maksimalt tillatt trafikklast ut fra eksisterende tegninger, tidligere beregninger, dokumenterte materialegenskaper og tilstand.

### 3.2.2 Vurdering av eksisterende broer

Ved klassifisering av bruer tillater SVV en reduksjon av lastfaktor for egenlast i bruddgrense fra 1,2 til 1,15 da man har mulighet til å benytte de virkelige egenlastene. I tillegg er det rom for å måle slitelag og dermed benytte den reelle tykkelsen av slitelaget i beregning av bruas kapasitet. Nyttelastene er i tillegg basert på kjøretøy som går på vegnettet i dag, og tar ikke hensyn til en fremtidig økning i last slik man gjør ved beregning av nye bruer. I bruksgrense og ulykkesgrense benyttes karakteristiske laster. Naturlaster og nyttelaster utelates i ulykkesgrensetilstanden.

Lastvirkningen kontrolleres mot dimensjonerende materialfastheter i samsvar med tidligere standarder. For bruer bygget før 1920 er derimot materialfaktorene økt noe for å ta hensyn til korrosjon og eventuelle andre svekkelser i materialene. Der brudekker fra før 1920 ikke viser tegn til armeringskorrosjon kan denne økningen i materialfaktor sløyfes. Figur 3-4 og Figur 3-5 viser eksempel på hvordan R412 gir materialfaktorer og betongkvaliteter tilpasset dagens system for påvisning av kapasitet.



I tillegg til R412 har SVV utarbeidet håndbok 239. Denne håndboken lager en oversikt over de laster og lastklasser som bruer er blitt dimensjonert etter fra ca. 1900 og frem til i dag. I tillegg er såkalte brunormaler gjengitt som eksempelvis inneholder standardtegninger og bjelketabeller. Disse brunormalene ble utarbeidet for å gjøre det enklere å prosjektere bruer. Denne håndboken kan være veldig nyttig ved kontroll av gamle bruer da originale tegninger og beregningsdokumenter ofte er mangelfulle eller fraværende. Kombinasjon av disse brunormalene, lastforskriftene og observasjoner fra inspeksjon gjør det mulig å foreta gode antagelser om bruens oppbygging og danner et godt grunnlag for å påvise bruens kapasitet.

Materiale	Materialfaktor, $\gamma_m$		
	Bruddgrense-tilstand	Bruksgrense-tilstand	Ulykkes- og utmattingsgrensetilstand
Armert betong	1,40	1,0	1,20
Armering før 1920	<sup>(1)</sup> 1,50	1,0	1,32
Armering etter 1920	1,25	1,0	1,10

<sup>(1)</sup> For brudekker som ikke viser tegn til armeringskorrosjon, kan benyttes  $\gamma_m = 1,25$ .

- > *Figur 3-4: Materialfaktorer for betong som skal benyttes ved klassifisering av bruer. Der armering fra før 1920 ikke viser tegn til korrosjon kan også faktor i ulykkestilstand reduseres til 1,10*

Byggeår	NS 427 (av 1939)	NS 427A (av 1962)		NS 3473 (av 1973 og senere)	
	Betong-kvalitet	Betong-kvalitet	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Fasthets-klasse	$f_{cn}$ (N/mm <sup>2</sup> )
Før 1920	C-betong	B 200	40	C 15	11,2
1920-1945	B-betong	B 250	45	C 20	14,0
Etter 1945	A-betong	B 300	55	C 25	16,8
		B 350	60	C 30	19,6
		B 400	70	C 35	22,4
		B 450	80	C 40	25,2
				C 45	28,0

- > *Figur 3-5: Trykkfasthet av historiske betongkvaliteter.*

### 3.3 Dambrudd og statistikk

Statistikk over dambrudd kan bidra til å forstå de underliggende årsakene for dambrudd og kan derfor gi grunnlag for å fastsette laster, lastsituasjoner samt riktig sikkerhetsnivå.

Det er gjort flere forsøk på å opprette en database for dambrudd og unormale hendelser, men informasjon om historiske dambrudd og unormale hendelser er ofte inhomogene, ufullstendige eller mangler, - og noen ganger kan informasjonen også være misvisende eller feil.

Lokale forhold kan også påvirke statistikken, som for eksempel nasjonale standarder, dimensjoneringsgrunnlag, tilgang og kvalitet på byggematerialer, fundamentforhold og overvåking. I tillegg kan menneskelige faktorer som kultur for sikkerhetsarbeid, opplæring og utdanning påvirke sannsynligheten.

Statistikken for dammer er derfor egnet for å gi indikasjoner på trender, men kan ikke benyttes for å trekke klare konklusjoner. Noen forhold utmerker seg likevel:

- Sannsynligheten for brudd er størst ved første gangs fylling og de første 5 årene etter dammen er ferdig.
- Sikkerheten ved dammer er blitt bedre med årene, slik at nye dammer generelt har en høyere sikkerhet sammenlignet med dammer bygget før 1950.

Når det gjelder bruddmekanismer er det imidlertid vanskelig å trekke bastante konklusjoner, men kan generelt deles inn i tre hovedkategorier: (i) Svikt i fundament, (ii) Flom/Overtopping og (iii) Svikt i konstruksjonen.

I etterfølgende kapitler er statistikk fra noen tilgjengelige kilder gjengitt. Oversikten er ment til orientering som bakgrunnsinformasjon, men oversikten er på ingen måte uttømmende.

### 3.3.1 ICOLD – Bulletin 99 (1995) <sup>9</sup>

ICOLDs bulletin 99 (1995) "Dam failures, statistical analysis" er basert på et spørreskjema med opplysninger innhentet fra medlemslandene. Bulletinen rapportert 33 brudd på betong- og murdammer med høyde over 15 m.

Statistikken viser at 26 av 33 (79%) av betong- og murdammene var bygget før 1930. En fjerdedel av dammene gikk til brudd i forbindelse med første gangs oppfylling, mens totalt ca. 50 % av dammene gikk til brudd innen 5 år.

For betongdammer var 42 % av bruddene knyttet til problemer med fundamentet, enten i form av indre erosjon eller som et skjærbrudd (glidning) i fundamentet. For murdammer var overtopping (43 %) etterfulgt av erosjon i fundamentet (29 %) den vanligste årsaken bruddet.

For alle dammer (inkludert fyllingsdammer) er brudds sannsynligheten lavere for dammer som er bygget etter 1950, og er redusert fra 2,2 % før 1950 til 0,5 % etter 1950.

### 3.3.2 The Incidents Database

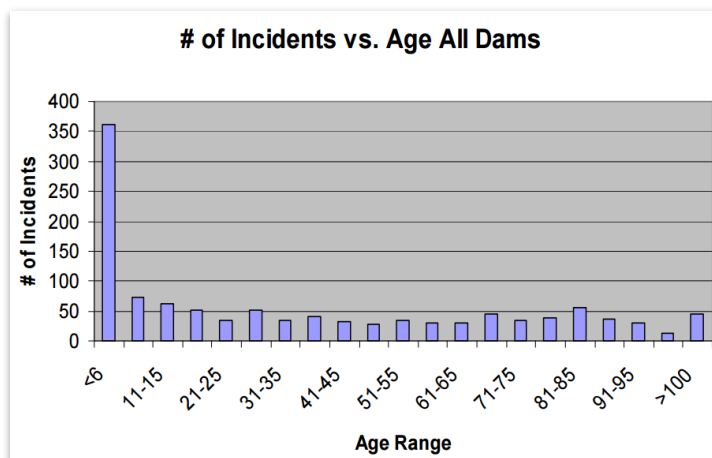
I en artikkel fra USSD Annual Conference i 2009, har artikkelforfatteren, Patric J. Reagan (USSD, 2009)<sup>10</sup> identifisert ca. 4000 dambrudd og unormale hendelser fra 88 land, som er registrert i «The Incidents Database». Hoveddelen av registreringene er mangelfulle og damtype er kjent ved 2769 av registreringene, mens byggeår er kjent ved 1158 av de registrerte dammene.

---

<sup>9</sup> ICOLD (1995): ICOLD Bulletin 99, Dam Failures, Statistical analysis.

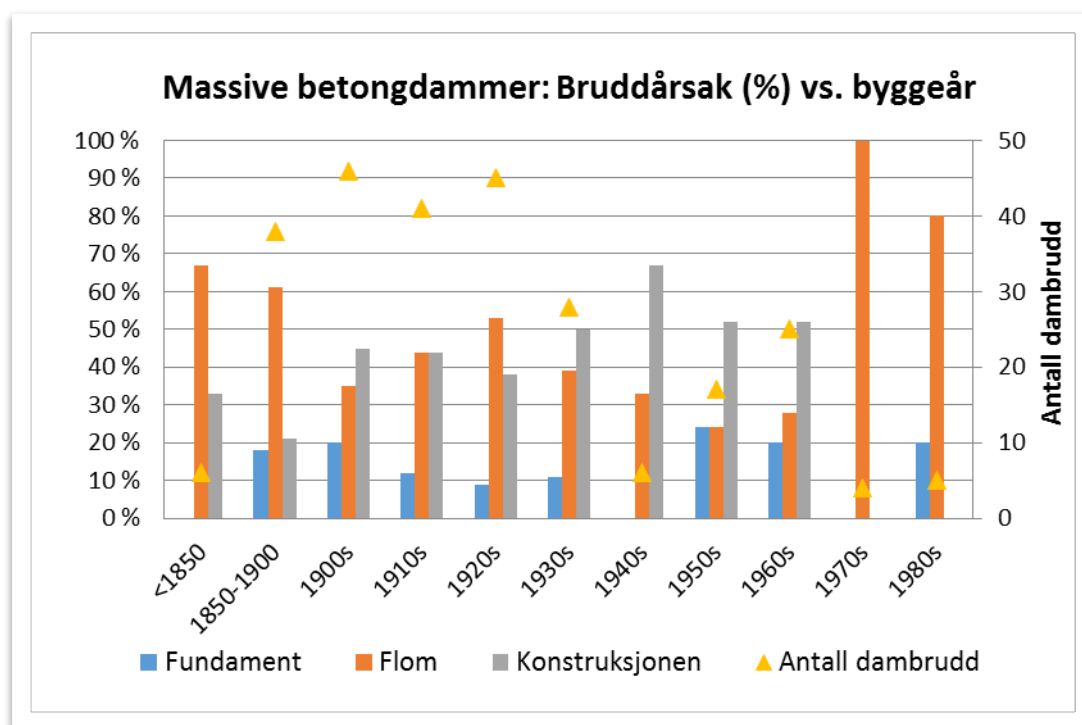
<sup>10</sup> USSD (2009) Partric J. Reagan: An examination of dam Failures vs. age of dams. Proceedings fra USSD Annual Conference 20-24 april 2009, Nashville, Tennessee

Noen av resultatene er vist i figurene nedenfor.



> *Figur 3-6. Fordeling av dambrudd etter alder på dam.*

Figuren viser at sannsynligheten for en unormal hendelse er størst de første 5 årene. Deretter er sannsynligheten for en unormal hendelse pr. år relativt konstant. Det kan være grunn for å anta at brudd de første 5 årene skyldes feilprosjektering, mangelfull kunnskap og /eller dårlig utførelse. Det vil også være rimelig å anta at de fleste brudd etter de første 5 årene antagelig er forårsaket av mer ekstreme hendelser som statistisk har en jevn spredning i forhold til tid.



> *Figur 3-7. Bruddårsak for massive betongdammer i forhold til årstall dammen ble bygget.*

Ovennevnte figur indikerer at antall dambrudd er kraftig redusert for dammer som er bygget etter 1940 og bekrefter slik sett konklusjonene i ICOLD bulletin nr. 99. Antall brudd registrert på 1940-tallet synes å være kunstig lavt og det er grunn til å stille spørsmål om

dette er korrekt. Grunnlagsdataene viser imidlertid ikke hvor mange dammer som er bygget i de ulike periodene. Hovedvekten av dammene er imidlertid fra USA der relativt mange nye dammer ble bygget fram til 1960-tallet. En annen usikkerhet ved figuren, er at de eldre dammene har en lengre levetid og dermed større sannsynlighet for at dambrudd har forekommet.

Figuren indikerer også at brudd som følge av flomskade er den dominerende årsaken til dambrudd for nye dammer.

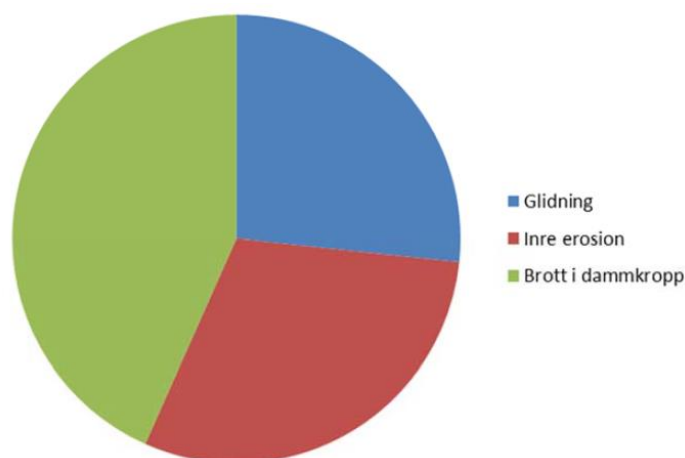
I motsetning til ICOLDs bulletin 99, indikerer også figuren at brudd i fundamentet er den minst dominerende bruddårsaken. Dette kan skyldes at datagrunnlaget omfatter mange lavere dammer, der poretrykk og statisk vanntrykk er en mindre dominerende last.

Brudd som følge av svakhet i konstruksjonen, var sammen med flomskade den dominerende årsaken til dambrudd fram til 1960 tallet. Dette kan skyldes bedre kunnskap og utvikling av standarder for dimensjonering, samtidig som kvalitet på materialer og utførelse er forbedret.

### 3.3.3 The shear strength of rock masses (Kurt John Douglas, 2002) <sup>11</sup>

Dette er en doktoravhandling med en omfattende vurdering av dambrudd og unormale hendelser for dammer.

Etterfølgende figur viser en oversikt over bruddårsak for 30 av dammene der bruddårsak er definert. Oversikten viser at mer enn halvparten av bruddene er forårsaket av brudd i fundamentet eller i overgangen mellom fundament og betong.



> Figur 3-8. Bruddårsak for 30 dammer (Energiforsk, 2007)

Noen konklusjoner fra studien er oppsummert nedenfor:

- Nye betongdammer (< 5 år) synes å ha en større sannsynlighet for brudd en eldre betongdammer. Ved murdammer er bruddsannsynligheten noe jevnere fordelt med alder.

<sup>11</sup> Douglas, Kurt John (2002); The Shear Strength of Rock Masses, doktoravhandling ved The University of New South Wales, Australia

- Problemer med fundament (glidning, lekkasje og indre erosjon) synes å være den dominerende årsaken til brudd ved betongdammer, mens overtopping synes å være den mest vanlige bruddårsaken ved murdammer.
- Brudd som følge av indre erosjon og glidning synes å være dominerende de første årene etter bygging (< 5 år).
- Generelt synes det som de fleste dambrudd på betong- og murdammer skyldes feil eller mangler i forbindelse med prosjektering og bygging. Flere av dammene er bygget med en bratt nedstrøms side på 0,6:1 eller brattere.
- Fundament av løsmasser og sandstein synes å være mest utsatt for indre erosjon. Det kan videre synes som brudd i sandstein bare forekommer i kombinasjon med skifrige bergarter.
- Ved glidning i fundamentet synes skifrige bergarter med svakhetssoner å være dominerende. Skifer med kalkstein synes også å ha en større sannsynlighet for brudd.
- Det har ikke forkommet brudd på dammer med fundament av basalt (magmatisk bergart).

### 3.3.4 Andre referanser

#### Dambrudd og unormale hendelser i USA

I USA er National Dam Safety Program (NDSP) opprettet for å forbygge dambrudd. NDSP er underlagt FEMA (U.S. Department of Homeland Security) og er et samarbeid mellom staten, føderale myndigheter og andre aktører i bransjen.

NDSP registerer dambrudd og unormale hendelser og i perioden fra 2005 til 2013 registret tilsammen 173 dambrudd og 587 hendelser i perioden. Registrerte dambrudd omfatter også diker eller flomvern (ref. [www.damsafety.org](http://www.damsafety.org))<sup>12</sup>.

#### Betongdammars Brottförlopp (Energiforsk, 2015)<sup>13</sup>

Rapport fra Energiforsk i 2015 er utarbeidet for å gi anbefalinger for å utarbeide dambruddsbølgeregninger. I denne forbindelse er det sett på bruddforløp av betongdammer og det er også gjort en litteraturstudie med gjennomgang av rapporter og dokumentasjon som omhandler kjente dambrudd.

### 3.3.5 Dambrudd i Norge

Dambrudd i Norge forekommer sjelden, men skjer likevel med jevne mellomrom. Det er imidlertid ingen tilgjengelig oversikt over dambrudd i Norge.

Det er totalt registrert dambrudd på 93<sup>14</sup> dammer i Norge i perioden 1700-2010, hvorav 7 av bruddene er registrert før 1900. Det har ikke vært registrert dambrudd på noen dammer høyere enn 15 m. I bok fra NVE med tittelen «Norsk vassdragstilsyn 1909-2009»<sup>15</sup>, er det på side 49 en oversikt over 61 dambrudd i perioden 1907 til 1935. Anslagsvis har det dermed vært ca. 25 kjente dambrudd i perioden 1935 til 2010, eller omtrent ett dambrudd hvert 3. år.

<sup>12</sup> <http://www.damsafety.org> -> About Dam Safety -> Dam Failures and Incidents

<sup>13</sup> Energiforsk (2015): Betongdammars Brottförlopp – Literaturstudie och utvecklingspotential, Rapport 2015:122.

<sup>14</sup> NVE (2013): Dammer som kulturminner. NVE rapport 64 – 2013.

<sup>15</sup> NVE (2009): Autoritet, tillit, ansvar: Norsk vassdragstilsyn 1909-2009.

Det er viktig å bemerke at ingen av dambruddene registret har forekommet på anlegg som tilfredsstillt krav i dagens forskrifter og lover.

Nedenfor er det satt opp en liste over noen kjente dambrudd de senere årene men oversikten er på ingen måte komplett.

> *Tabell 3-1. Oversikt over noen dambrudd i Norge de senere årene.*

Navn (Fylke)	Damtype	Høyde (m)	Magasin (mill.m <sup>3</sup> )	Bygget (år)	Brudd (år)	Fundament	Primær-årsak	Sekundær-årsak
Roppa (Oppland)	Fyllingsdam	9,5	3	1975	1976	Løsmasser	Indre erosjon	
Tårnet (Finnmark)	Massiv betong med sparestein	10	3,8	1920	1979	Fjell	Ukjent Overtopping?	
Tippskaret, Myklebysjøen (Hedemark)	Trebukke-dam	3	4	Ukjent	1995	Løsmasser	Flom/ Overtopping	Erosjon
Mogerdammen (Oppland)	Fyllingsdam	2	0,01	1995	1996	Løsmasser	Manglende flomløp	Flom
Bleikvassli (Nordland)	Massiv betong	~10	Ukjent	~1950	1997	Fjell	Setninger i fundament	Kollaps i gruve under dammen
Blokken (Nordland)	Massiv betong med sparestein	4	2	1917	2002	Fjell med løsmasser mot vederlag	Erosjon og brudd på konstruksjonen	Flom/ Overtopping
Holtdammen (Akershus)	Massiv betong med sparestein	4	~0,1	~1900	2006	Fjell	Brudd i Konstruksjon – forvitret betong	Flom
Kvitelva (Hordaland)	Ukjent	~3	Ukjent	Ukjent	2014	Fjell	Flom	Mangelfull utførelse

Oversikten er begrenset og det er ikke mulig å trekke noen bastante konklusjoner. Ut fra tabellen kan det imidlertid synes som eldre betongdammer med sparestein og dårlig betong er utsatt for brudd, og at flom eller høy vannstand er utløsende årsak for bruddet. Hendelsen ved dam Bleikvassli er relativt spesiell og bør ikke inkluderes når generelle trender vurderes.

En tydelig tendens er imidlertid at det ikke er registret dambrudd på dammer som er bygget eller rehabilitert i samsvar med regelverket som ble innført i 1981.

Oversikten viser også at det er relativt lave dammer med tydelige mangler i forhold til damsikkerhetsforskriften som er utsatt for brudd. Det kan derfor være grunn for å konkludere med at lavere dammer som ikke tilfredsstillt damsikkerhetsforskriften, representerer den største risikoen for dambrudd i Norge.

Det er også verdt å merke seg at det ikke er registrert brudd på murdammer i nyere tid. Hovedvekten av murdammer i Norge er mer enn 70 år gamle og med en gjennomsnittsalder



på ca. 100 år i følge NVEs damregister. Det er derfor grunn til å anta at mange murdammer har vært utsatt for relativt store belastninger fra istrykk og flom.

Oversikten viser også at det ikke er registret brudd som følge av utglidning eller indre erosjon i fundament med godt og homogent fjell. Ved brudd i fundament, vil poretykket være en viktig faktor. Denne bruddårsaken vil derfor være mindre dominerende for lave dammer ettersom poretykket er lite.



> *Figur 3-9. Dam Tippskaret, 1995. (Foto: Thomas Konow/NVE)*



> *Figur 3-10. Dam Blokken, 2002 (Foto: NVE)*



> *Figur 3-11. Holtadammen, 2006 (Foto: NVE)*



> *Figur 3-12. Dam Tårnet, 2 timer etter bruddet i 1979 (Foto: NVE).*





> *Figur 3-13. Dam Tårnet, 4 timer etter bruddet i 1979 (Foto: NVE).*



> *Figur 3-14. Dam Tårnet i dag. (Foto: NVE)*

## 4 TILSYN OG TILSTANDSVURDERING

Tilsyn og overvåking er vesentlig for å fortløpende evaluere sikkerheten ved et eksisterende anlegg. En beskrivelse av tilsyn og tilstandsvurdering er derfor inkludert i rapporten.

### 4.1 Tilsyn og overvåking

Tilstandsvurdering av dammer skal gjennomføres fortløpende gjennom tilsyn og overvåking/instrumentering.

I følge damsikkerhetsforskriften § 7-2 skal det foreligge en plan for overvåking. Planen skal beskrive interntilsyn, instrumentering og målinger, grenseverdier for aktuelle måleparametere i forbindelse med beredskap, samt annen overvåking som den ansvarlige anser nødvendig.

#### 4.1.1 Tilsyn

I følge forskriftene omfatter interntilsynet følgende 3 tilsyns nivå:

> *Tabell 4-1. Tilsynsnivå jf. damsikkerhetsforskriften § 7-2.*

Tilsyn	Hypighet	Kommentar
Periodisk tilsyn	Årlig	Dokumenteres skriftlig med sjekklister. Kontroll av måleresultater fra instrumentering.
Hovedtilsyn	Klasse 1: 7. år Klasse 2-4: 5. år	Gjennomgang av periodiske tilsyn og måleresultater fra instrumentering. Omfattende inspeksjon og vurdering av tilstand og funksjonsdyktighet. Behovet for framskyndet revurdering vurderes. Skriftlig rapport med konklusjoner og prioriteringer av tiltak.
Spesielt tilsyn	Ved unormale situasjoner	Ved ekstra store påkjenninger på anleggene, for eksempel ved flom, storm, jordskjelv, ras, unormal lekkasje.

I NVEs Retningslinje for tilsyn og revurdering (NVE, 2002) er også driftstilsyn beskrevet, men dette tilsynet er ikke et forskriftskrav. I følge retningslinjen er dette et fortløpende tilsyn som protokollføres og der eventuelle avvik rapporteres skriftlig til VTA.

#### 4.1.2 Instrumentering

I tillegg til interntilsynet, skal plan for overvåking også omfatte instrumentering, måling samt grenseverdier for aktuelle måleparametere i forbindelse med beredskap.

I damsikkerhetsforskriften, § 7-2, er det gitt en tabell som viser målinger som skal utføres. Hypighet for måling og avlesning, samt omfang av instrumentering er ikke beskrevet i forskriftene, men utdypet i NVEs retningslinje for overvåking og instrumentering (NVE, 2005).

EnergiNorge vil for øvrig utarbeide en egen rapport for instrumentering av dammer. Dette inngår som et delprosjekt under «Damsikkerhet i et helhetlig perspektiv».

### 4.1.3 Grenseverdier ved instrumentering

I NVEs retningslinje for overvåking og instrumentering (NVE, 2005), kapittel 3.1, er følgende beskrevet:

- Kontinuerlig overvåking (KO) er betinget ut fra beredskapsmessige hensyn for å kunne identifisere og håndtere en unormal situasjon så tidlig som mulig.

Ved anlegg med kontinuerlig overvåking må det også etableres grenseverdier som definerer ulike beredskapsnivåer og tiltak som skal iverksettes ved disse nivåene. I etterfølgende tabell er målinger som krever en grenseverdi vist.

> *Tabell 4-2. Dammer der kontinuerlig overvåking er nødvendig. Disse målingene krever også grenseverdier for beredskap.*

Damtype	Klasse	Lekkasje	Vannstand
Plate-, lamell-, flerbue- og tørrmurte dammer	Klasse 3 og 4		X
Hvelvdammer	Klasse 3 og 4		X
Gravitasjonsdammer	Alle klasser	Ingen krav til overvåking	
Dammer med luker i flomløpet	Klasse 3 og 4		X
Dammer fundamentert på løsmasser eller berg med utpregede svakhetssoner	Klasse 3 og 4	X	X
Fyllingsdammer med tetning av morene eller asfaltbetong	Klasse 3 og 4	X	X
Fyllingsdammer med tetning av betong, tre eller lignende	Klasse 3 og 4		X

Retningslinjen påpeker også at supplerende instrumentering og hyppigere tidsintervall for måling og avlesning må vurderes ved hvert enkelt anlegg. Dette gjelder selvfølgelig også eventuell supplerende instrumentering for kontinuerlig måling og tilhørende grenseverdier for beredskap.

NVE er i ferd med å utarbeide ny veileder for overvåking og tilsyn, der anbefalinger for instrumentering vil innarbeides. Dette kan medføre at anbefalingene i veilederen endres.

## 4.2 Revurdering

Revurdering er beskrevet i damsikkerhetsforskriften § 7-5 og er en grundig undersøkelse og tilstandsanalyse av et etablert vassdragsanlegg som skal klarlegge om anlegget har et tilfredsstillende sikkerhetsnivå. Revurdering gjennomføres minimum hvert 15. år for dammer i klasse 2, 3 og 4. I klasse 1 gjennomføres revurdering minimum hvert 20 år.

Revurdering er ikke definert som en del av interntilsynet, jf. damsikkerhetsforskriften § 7-2, men gjennomføres av rådgivende ingeniør med fagansvarlige som er godkjent av NVE innen relevante fagområder.

#### 4.2.1    **Prosess for revurdering**

I følge retningslinje for tilsyn og revurdering (NVE, 2002), skal en revurdering jevnlig dokumentere at anlegget er i forsvarlig stand og oppfyller kravene i sikkerhetsforskriften. I følge retningslinjen er det også viktig at tilsyn og revurdering tilpasses hvert enkelt anlegg, både i omfang og innhold.

I følge damsikkerhetsforskriften § 7-5 skal en revurdering ikke være eldre enn 2 år. For å holde en slik framdrift er det viktig at revurderingen er godt planlagt, og at underlaget for revurderingen er komplett og oppdatert. Blant annet bør det foreligge gyldige flomberegninger, samt kontroll av at dammen er riktig klassifisert med vedtak fra NVE når revurderingen begynner.

En god prosess i forbindelse med revurderingen er viktig for at nødvendige og riktige tiltak blir iverksatt. En tidsbegrensning på 2 år kan imidlertid være vanskelig å overholde hvis revurderingen avdekker forhold som krever ekstra vurderinger, arbeid eller mer omfattende undersøkelser, og som kan være viktig for konklusjonene i revurderingen. Dette kan for eksempel omfatte følgende forhold:

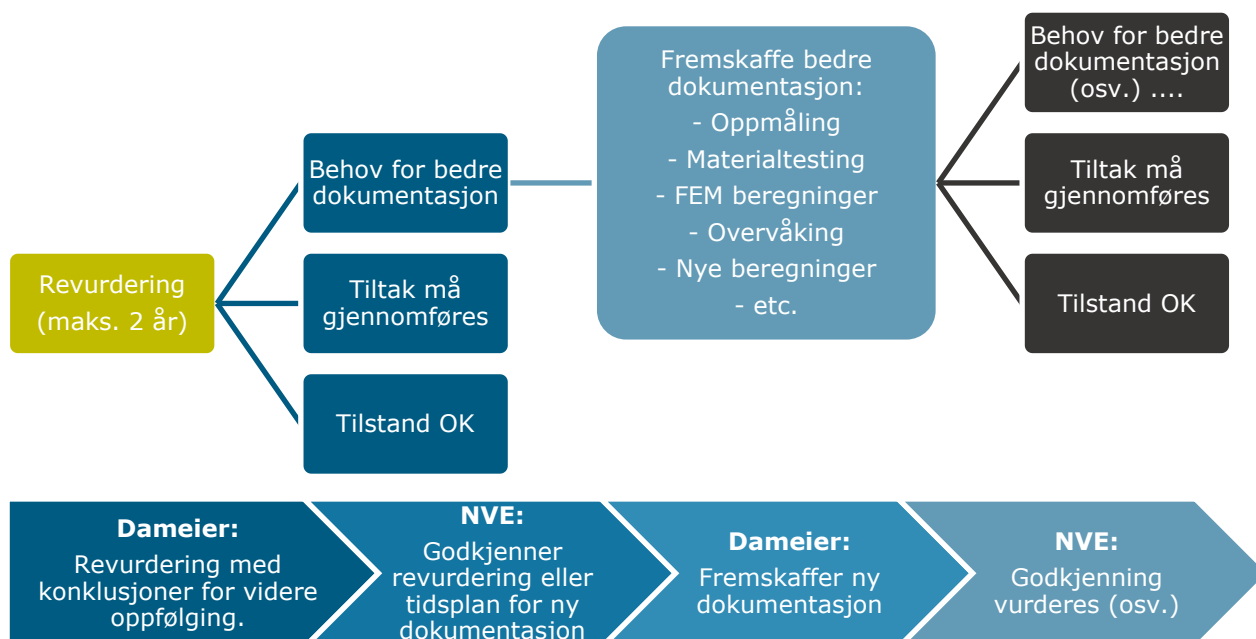
- Feil i flomberegningene slik at det må utarbeides nye flomberegninger
- Behov for oppmåling av dammen
- Behov for avdekking av fundamentet
- Sjakting for å påvise oppbygning av fyllingsdam eller løsmassefundament
- Kontroll/sjakting for å påvise oppbygning av murdammer.
- Endret klassifisering
- Behov for bedre instrumentering
- Testing av materialeegenskaper
- Vurdering/påvisning av forutsetningen for beregninger
- Mer nøyaktige beregninger
- Grundigere undersøkelser av fundament
- Osv..

I situasjoner der det ikke er mulig å gjennomføre revurderingen i løpet av 2 år, er det i prinsippet tre mulige fremgangsmåter som kan være aktuelle:

1. Søke NVE om en tidsbegrenset forlengelse av frist for å slutføre revurderingen. Ettersom tidsramme for å gjennomføre revurderingen er gitt i forskriftene, skal NVE fatte vedtak om fristforlengelse.
2. Revurdering oversendes NVE med tidsplan for tiltak. Tidsplanen kan også omfatte ekstra vurderinger eller grundigere undersøkelser som grunnlag for å bestemme omfang av tiltak.
3. Revurdering oversendes NVE med tidsplan for å gjennomføre ekstra vurderinger/beregninger eller grundigere undersøkelser for å påvise sikkerheten ved anlegget.

Ovennevnte fremgangsmåter vil i hovedsak være nødvendige dersom det påvises at anlegget ikke har tilfredsstillende sikkerhet når generelle forutsetninger i regelverket benyttes, eventuelt hvis det påvises store mangler i underlaget for revurderingen. Fremgangsmåte må selvfølgelig vurderes i hvert enkelt tilfelle og vil være avhengig av omfang av tilleggsdokumentasjon.

Nedenfor er det vist en prinsippsskisse for prosess i forbindelse med revurdering. Behov for bedre dokumentasjon enten kan skyldes at rapporten er mangelfull eller det kan være en konklusjon i revurderingen – som beskrevet over.



- > *Figur 4-1. Prosess for revurdering. Behov for bedre dokumentasjon kan enten være en konklusjon i revurderingen eller skyldes at rapporten er mangelfull.*

Som alternativ til ovennevnte prosess kan det også søkes om utsettelse av frist for å levere revurderingen, for å kunne innhente ny dokumentasjon.

Fremgangsmåte må selvfølgelig vurderes i hvert enkelt tilfelle. Ved behov for ekstra dokumentasjon som, kan en søknad om fristforlengelse antagelig bidra til å gjøre revurderingsprosessen kortere. På den annen side, vil det være enklere å diskutere eventuell videre prosess for oppfølging hvis NVE er kjent med problemstillingene som krever mer dokumentasjon. Sistnevnt fremgangsmåte er antagelig best egnet hvis det er nødvendig med omfattende tilleggsdokumentasjon.

#### 4.2.2 Godkjenning av revurdering med avvik

Ved revurderinger der avvik fra sikkerhetsforskriften (OED, 2010) er små, kan et alternativ være å søke om godkjenning av rapporten med avvik. Dette kan for eksempel omfatte situasjoner der sikkerheten ved anlegget ikke fullt ut tilfredsstillende stabilitetskrav eller krav til flomavledning.

I en slik situasjon bør eventuelt anlegget følges opp med en utvidet overvåking med instrumentering eller hyppigere tilsyn med fokus på avvikene. En slik utvidet overvåking kan igjen danne grunnlag for en bedre vurdering av sikkerheten ved neste revurdering.

Ved en godkjenning av revurdering med avvik kan det også være aktuelt å vurdere å fremskynde neste revurdering.

## 4.3 Tilstandsvurdering

Tilstandsvurdering er et vesentlig element for å evaluere sikkerheten ved et eksisterende anlegg.

Enfo (nå EnergiNorge) utarbeidet i mai 2000 en Håndbok for tilstandsbeskrivelse av betong og fyllingsdammer<sup>16</sup> som omfatter følgende deler:

- **Del I:** Forberedelse til tilsyn.
- **Del II-1:** Skadekatalog for betongdammer.
- **Del II-2:** Skadekatalog for fyllingsdammer.
- **Del III-1:** Skaders betydning for forskjellige typer betongdammer.
- **Del III-2:** Supplerende stoff: Ord og uttrykk

Del 1 av håndboken gir en grundig innføring i forberedelser for tilsyn, type skader og alvorligheten av skadene. I forbindelse med tilsyn er det anbefalt at tilstanden kategoriseres etter NS 3424<sup>17</sup> med 4 tilstandsgrader. Definisjon av tilstandsgrader etter dagens utgave av NS 3424 er gitt i etterfølgende tabeller. Tabellen fra veileder til NS 3424 angir også tiltaksbehov som kan være til hjelp for å definere tilstandsgraden.

Tilstandsgraden beskriver bare selve skaden og sier ikke noe om hvilke konsekvenser skaden kan få. Ved å kombinere tilstandsgrad og konsekvens vil det imidlertid være mulig å vurdere alvorlighet av skade som grunnlag for prioritering av utbedringer.

Del II av håndboken inneholder en skadekatalog som gir inngående oversikt over symptomer på og årsaker til forskjellige skader. Ulike typer skader er illustrert med et rikt fotoarkiv som gir grunnlag for vurdere type skade og omfang av skaden.

Del III-1 gir en beskrivelse av skaders betydning for ulike betongdammer, noe som er grunnleggende for å vurdere alvorligheten av en skade. Del III-2 inneholder ellers en liste med terminologi for de forskjellige elementer i en dam, med tilhørende beskrivende illustrasjoner.

> *Tabell 4-3. Tilstandsgrader, jf. tabell 2 i NS 3424.*

Tilstand	Tilstandsgrad
Ingen avvik	TG 0
Mindre eller moderate avvik	TG 1
Vesentlige avvik	TG 2
Stort eller alvorlig avvik	TG 3
Ikke undersøkt	TGIU

<sup>16</sup> Enfo (2000); Håndbok – Tilstandsbeskrivelse for betong- og fyllingsdammer, datert mai 2000

<sup>17</sup> Standard Norge, NS3424:2012. Tilstandsanalyse av byggverk – Innhold og gjennomføring



> Tabell 4-4. Tilstandsgrader kombinert med tiltaksbehov, jf. Veileder til NS 3424.

Tilstandsgrad TG	Beskrivelse i henhold til NS 3424	Tiltaksbehov
TG 0	- tilstanden tilsvarer valgt referansenivå eller bedre. Ingen symptomer på avvik.	Ingen tiltak nødvendig. Det anbefales å lage en vedlikeholdsplan for framtidige behov.
TG 1	- byggverket eller bygningsdelen har normal slitasje og er vedlikeholdt; eller - avvik eller mangel på dokumentasjon er ikke vesentlig i forhold til referansenivået.	Som TG 0 med mindre man har et akseptnivå som tilsier tiltak.
TG 2	- byggverket eller delen er sterkt nedslitt eller har en vesentlig skade eller vesentlig redusert funksjon i forhold til referansenivået. Punktvis sterk slitasje og behov for lokale tiltak; eller - mangel på vesentlig dokumentasjon; eller - det er kort gjenværende brukstid; eller - det er mangelfullt eller feil utført; eller - det er mangelfullt eller feil vedlikeholdt.	Vedlikeholdstiltak legges inn i kommende vedlikeholdsperiode. Vurder nærmere undersøkelser.
TG 3	- byggverket eller delen har totalt eller nært forestående funksjonssvikt; eller - behov for strakstiltak. Fare for liv og helse.	Strakstiltak er nødvendig.
TGIU (Ikke undersøkt)	- delen er ikke tilgjengelig for inspeksjon, og det mangler dokumentasjon for riktig utførelse samtidig som mulig avvik kan innebære vesentlige konsekvenser og risiko. Det er behov for mer omfattende undersøkelser for å avdekke eventuelle avvik.	Vurder nærmere undersøkelser.

## 4.4 Vurdering av fundament

Vurdering av fundamentet er nødvendig for å vurdere følgende forhold:

- Lokal og global stabilitet til fundamentet i forhold til potensiell utglidning og oppbygning av poretrykk.
- Bestandighet i forhold til forvitring og nedbrytning samt eventuell erosjon og skader i flomløpet
- Innfesting av fjellbolter i fjell

Evaluering av fundamentet i forbindelse med revurderinger er lite omtalt i hverken forskrifter og veiledere/retningslinjer. Standardiserte evalueringskriterier vil derfor være nyttig for å kunne evaluere fundamentet ved eksisterende dammer.

Evaluering av fundament er viktig siden dette ofte er årsaken til dambrudd på batongdammer.

I vedlegg A er det innarbeidet et forslag for klassifisering av berg som tar utgangspunkt i teknisk standard utarbeidet for Statnett i samarbeid med NGI (Statnett, 2016)<sup>18</sup>. Standarden

<sup>18</sup> Statnett (2016); Teknisk standard, Spesifikasjon for fundamentering av mastestabber på berg, Klassifisering av berggrunnen, revisjon 2, datert 16. mars 2016.

har et godt detaljeringsnivå og vil også være egnet for å klassifisere fundament og vederlag ved dammer.

#### 4.4.1 Vurdering av berg i forbindelse med revurdering

Fagansvarlig for revurdering av dammen vil også være ansvarlig for å vurdere fundamentforholdene ved anlegget og klassifiseringskriterier kan være nyttig som referanse og for å sikre en god og enhetlig vurdering.

Fagansvarlig vil også være ansvarlig for å vurdere om det er behov for å innhente ekstra ekspertise fra ingeniørgeologier eller lignende. Dette vil normalt være avhengig av følgende forhold:

- Kompetanse til fagansvarlig
- Beskaffenhet og tilstand av berget (Klassifisering av berget)
- Observasjoner av unormale forhold fra befaringen (for eksempel lekkasjer, erosjon, deformasjoner)
- Statisk vanntrykk mot dammen/fundamentet

Ved fundament for dammer er det spesielt viktig å vurdere fare for oppbygning av poretrykk og potensielle glidesjikt. Tydelig lagdeling med horisontale glidesjikt der sprekkesettet er orientert parallelt med damaksen kan være kritisk, spesielt i kombinasjon med et høyt poretrykk.

Samtidig kan dårlig fjell med mye oppsprekking medføre drenasje av fjellet, slik at det ikke er fare for oppbygning av poretrykk i fundamentet under dammen. Eksempelvis kan en svak bergart som fyllitt være godt egnet som fundament ettersom bergarten er fleksibel slik at horisontale sprekker tettes ved belastning fra dammen, mens vertikale sprekker kan drenere berget.

I forbindelse med vurdering av fundamentforhold for dammer, kan det være verdt å minne om konklusjonen til K. J. Douglas sin doktoravhandling «The Shear Strength of Rock Masses» (Douglas Kurt John, 2002), som beskrevet tidligere i denne rapporten. Utdrag av konklusjonen omfatter følgende:

- Fundament av løsmasser og sandstein synes å være mest utsatt for indre erosjon. Det kan synes som brudd i sandstein bare forekommer i kombinasjon med skifrige bergarter.
- Ved glidning i fundamentet synes skifrige bergarter med svakhetssoner å være dominerende. Skifer med kalkstein synes også å ha en større sannsynlighet for brudd.
- Det har ikke forekommet brudd på dammer fundamentert på basalt.

Det kan være behov for å utarbeide en egen rapport med anbefaling for evaluering av fundament ved eksisterende dammer, ettersom enkelte problemstillinger kan være unike for evaluering av damfundament.



## 5 REGELVERKET - OPPSUMMERING

Krav og anbefalinger er gitt i ulike deler av regelverket.

I det etterfølgende er gitt en oppsummering av gjeldene regelverk for vurdering av sikkerheter og dimensjonering av betong- og murdammer. Dette omfatter blant annet bestemmelser gitt i damsikkerhetsforskriften, retningslinjer/veiledere, skriv fra NVE samt Norsk Standard/Eurokoden.

### 5.1 Generelt

Dette kapittelet gir en beskrivelse av overordnede forhold som er viktig ved fortolkning av regelverket eller som kan være uklare og dermed krever en presisering.

#### 5.1.1 Forskjell på krav og anbefalinger

Det er viktig å skille mellom krav som er gitt i lover og forskrifter, samt anbefalinger i for eksempel retningslinjer/veiledere, ettersom dette definerer hvordan eventuelle mangler skal håndteres.

Krav og anbefalinger kan beskrives som følgende:

- i. **Krav** omfatter avvik fra bestemmelser gitt i eller i medhold av lov eller forskrift, herunder krav i Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (damsikkerhetsforskriften). Hvis det vurderes som urimelig at anlegget skal oppfylle kravene, må det søkes om dispensasjon.
- ii. **Anbefalinger** omfatter forhold som ikke er et direkte avvik. Dette kan inkludere forhold som ikke samsvarer med NVEs retningslinjer eller veiledere. Anbefalinger kan også omfatte tiltak som bør vurderes gjennomført eller der det er forbedringsmulighet som kan vurderes nærmere av virksomheten, men som ikke er et spesifikt myndighetskrav.

#### 5.1.2 Dispensasjoner

Hvis det avdekkes brudd på bestemmelser i lover og forskrifter, må det i prinsippet søkes om dispensasjon for å fravike kravene. NVE har myndighet til å gi dispensasjon, jf. Damsikkerhetsforskriften, § 8-2.

Dispensasjoner er normalt evigvarende med mindre det gis en tidsbegrensning i forbindelse med vedtaket. Myndigheten kan imidlertid oppheve en dispensasjon med et nytt vedtak.

Ved revurdering der det avdekkes avvik fra forskriftskrav, er det ikke nødvendigvis avgjørende å søke om dispensasjon selv om dameier ikke foreslår å gjennomføre tiltak for å rette avviket. Ved et slikt tilfelle kan eventuelt NVE godkjenne rapporten med avvik, noe som vil innebære at avviket vurderes på ny, senest ved neste revurdering.

Ved nybygging eller rehabilitering vil det imidlertid være viktig å søke om dispensasjon hvis anlegget ikke tilfredsstiller krav i forskriftene. I motsatt fall kan for eksempel neste revurdering konkludere med at tiltak på anlegget er nødvendig, til tross for at det ikke er skjedd endringer i regelverket.

Det er viktig å bemerke at i tilfeller der retningslinjer, veiledere eller skriv fra NVE avviker fra krav i forskriftene, anbefales det likevel å søke om dispensasjon fra forskriftskravene. Dette

vil hindre at det oppstår tvil om det må gjennomføres tiltak på anlegget på et senere tidspunkt, for eksempel ved neste revurderinger.

Nedenfor er det listet opp noen eksempler på forhold der det bør søkes om dispensasjon ved ombygging eller nybygging av dammer.

> *Tabell 5-1. Eksempler på forhold det bør søkes om dispensasjon*

<b>Damsikkerhetsforskriften</b>	<b>Beskrivelse</b>
§ 5-11	Skriv fra NVE datert 20 november 2012 avviker fra krav i damsikkerhetsforskriften på følgende områder: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Kontroll av stabilitet uten bolter i bruddgrensetilstand. Dette er et krav etter damsikkerhetsforskriften men er ikke beskrevet i nevnte skriv, der sikkerhetskriterier for kontroll uten bolter fremstår som ulykkesgrense.</li> <li>• Kontroll av stabilitet mot velting uten bolter. I følge damsikkerhetsforskriften er sikkerhet i ulykkesgrense ivaretatt når resultanten er oppstrøms 1/6 delspunktet. I nevnte skriv er kriteriet at resultanten er oppstrøms 1/12 delspunktet og avviker dermed fra damsikkerhetsforskriftens krav til kontroll i ulykkesgrensetilstand.</li> </ul>
§ 5-9	Krav til senkning av magasinet gjelder i første omgang klasse 3 og 4 dammer og er utformet med tanke på høye dammer. Ved lave dammer i klasse 3 og 4 vil det være vanskelig å tilfredsstille kravene til tapping og det bør derfor søkes om dispensasjon fra krav til tapping.
§ 5-10	For fyllingsdammer har NVE utarbeidet et eget skriv med tittelen «Fyllingsdammer – forvaltningspraksis for lave dammer i konsekvensklasse 3 og 4». Dette skrevet avviker på flere områder fra krav i damsikkerhetsforskriften. Ved nybygging og rehabilitering etter kriterier i skrevet, bør det derfor søkes om dispensasjon hvis kravene avviker fra beskrivelsen i damsikkerhetsforskriften.

### 5.1.3 Definisjoner

Noen uttrykk i regelverket er ikke entydig definert. I denne rapporten legges derfor følgende definisjoner til grunn:

#### Dam

(jf. NVEs Veileder for klassifisering datert juni 2014, kapittel 2.1)<sup>19</sup>

En dam er et byggverk som demmer opp vann i en innsjø eller elv. Dammens eksistens fører til at vann kan lagres i et magasin.

- Kommentar: Dette innebærer at naturlig terreng på siden av dammen som ligger over HRV ikke er å definere som en dam.

<sup>19</sup> NVE (2014): Veileder for klassifisering, kapittel 2.1. Veileder nr. 3/2014 datert juni 2014.

### Flomvoll

Byggverk som skal forhindre skade som følge av flom. Mot vederlag kan dammer ha flomvoll, men denne er fundament over HRV og har derfor ingen funksjon for oppdemming.

- Kommentar: For at forlengelsen av dammen mot vederlagene skal kunne defineres som en flomvoll, må denne delen av anlegget ikke ha betydning for vassdragsanleggets konstruksjon og funksjon, jf. damsikkerhetsforskriften § 1-4, 5. avsnitt. Dette innebærer at et eventuelt brudd på flomvollen ikke må true dammen sikkerhet.

### Damhøyde - Forslag til definisjon:

Damhøyde måles fra laveste punkt på tetningen og opp til HRV. Injeksjonsskjerm i fundamentet skal ikke regnes som en del av damhøyden.

- Kommentar: Forslag til ny definisjon av damhøyde medfører at definisjonen er mer entydig og dermed enklere å benytte. Definisjonen samsvarer også med definisjon i «Forskrifter for dammer» (OED, 1981). Enkelte krav i regelverket er knyttet til damhøyde, for eksempel krav bruk av bolter og klassifisering.

### Damhøyde - alternativ definisjon, jf. NVEs internettside<sup>20</sup>:

Høydeforskjellen mellom laveste punkt på damfundamentet og topp av dam.

Med damfundament forstås kontaktflaten mellom selve damlegemet og de underliggende masser. Med damlegeme menes en noenlunde sammenhengende konstruksjon eller fylling.

Injeksjonsskjermer og spuntvegger regnes ikke som en del av damlegemet. Det gjør heller ikke plombering av sprekker og sleppesoner i fundamentet. En mer monolitisk utstøping av åpne kløfter og større slepper regnes derimot som en del av damlegemet. Det samme gjør selvsagt massive betongfundamenter og bunnhvelv under dammer av forskjellig type.

Med topp av dam menes vanlig damkrone, topp av pilarer, gangbane eller gangbru. Ved en ren overløpsdam er overløpsterskelen å regne som topp av dam.

Brytning, forbygninger ved landfestene eller lignende, regnes ikke som topp av dam.

- Kommentar: Det kan være uklart å hva som er å regnes som «topp dam» og i mange tilfeller vil nivå av «topp dam» variere langs damaksen. Ovennevnte definisjonen medfører at fribord ved dammen er av betydning for krav i regelverket knyttet til damhøyden. Eksempelvis, vil en 3 m høy dam med fribord på 1 m måtte kontrolleres for lastsituasjonen «DFV uten bolter», mens en slik kontroll ikke er nødvendig for en 2 m høy overløpsterskel, selv om begge anleggene er utsatt for det samme statiske vanntrykket.

### Lette terskler<sup>21</sup>

Dette vil først og fremst være luketerskler hvor vekten av terskelen er liten i forhold til poretrykket som gir oppdriften. (...).

<sup>20</sup> Internett: <https://www.nve.no/damsikkerhet-og-energiforsyningsberedskap/damsikkerhet/dammer-og-vassdragsanlegg-definisjoner/>

<sup>21</sup> NVE (2005): Retningslinje for betongdammer, kapittel 2.6.1, to siste avsnitt med overskrift «lette terskler»

Kommentar: Dette kan også omfatte terskler i flomløp (selv om det først og fremst er luketerskler).

Lamelldam (ref. ICOLD technical dictionary for dams):

Lamelldammer omfatter følgende undertyper.

- i. Platedammer (Flat slab buttress dam)
  - ii. Tung lamelldam (Solid head buttress dam)
  - iii. Flerbuedammer (Multiple-arch dam)
- Kommentar: Grunnleggende fellestrekk for lamelldammer, er at området mellom pilarene (nedstrøms av tetningsplata) kan regnes som fritt drenert og bidrar til et redusert poretrykk under dammen. Lamelldammer bør derfor håndteres som én damtype. Dette innebærer at krav i regelverket til platedammer også er gyldige for andre typer lamelldammer.

Damsikkerhetsforskriften referer til platedammer og tunge lamelldammer. Det finnes imidlertid eksempler på platedammer som til forveksling er lik tung lamelldam (f.eks. dam Krokavatn), eller lamelldammer som til forveksling er lik platedammer (f.eks. dam Olstappen). Overgangen mellom type lamelldam kan være glidende og er dermed vanskelig å definere.

Tung lamelldam (ikke definert i regelverket)

Lamelldam bestående av flere frittstående lameller (pilarer), der hver enkelt lamell er stabil uten bidrag fra tilstøtende lameller. Hver lamell (pilar) bør utgjøre minst 1/3-del av bredden til platefeltet for at dammen skal kunne defineres som en tung lamelldam.

Ulykkesflom<sup>22</sup>

Flomstørrelse for kontroll av dammens sikkerhet mot brudd i ulykkesgrensetilstand, dvs.  $1,5 \cdot Q_{DIM}$  ( $Q_{DIM}$  = Dimensjonerende flom), PMF (Påregnelig maksimal flom) eller Lukesvikt ved dimensjonerende flom.

Maksimal flomvannstand (MFV):

Flomvannstand ved ulykkesflom, dvs.  $1,5 \cdot Q_{DIM}$  ( $Q_{DIM}$  = Dimensjonerende flom), PMF (Påregnelig maksimal flom) samt lukesvikt ved dimensjonerende flom.

Maksimal flom (MF):

Flomstørrelse ved PMF eller  $1,5 \cdot Q_{DIM}$ .

## 5.2 Laster

I det etterfølgende er det gitt et overordnet sammendrag av laster fastsatt i damsikkerhetsforskriften og NVES retningslinjer.

### 5.2.1 Krav - Damsikkerhetsforskriften, § 5-3, § 5-7, § 5-11

I det etterfølgende er det gitt et overordnet sammendrag av innhold i damsikkerhetsforskriften knyttet til laster. I tillegg kan NVE stille krav til laststørrelser, variable laster og ulykkeslaster, jf. damsikkerhetsforskriften § 5-3.

---

<sup>22</sup> NVE (2011): Retningslinjer for flomberegninger, tabell 1.1. Retningslinjer nr. 4/2011, datert oktober 2011.

Det er viktig å identifisere laster og grensetilstand gitt i forskriftene ettersom dette representerer absolutte krav, der avvik i prinsippet krever dispensasjon. Andre laster som ikke er beskrevet i forskriftene er i prinsippet anbefalinger som kan fravikes uten at det krever dispensasjon.

Tabellen nedenfor gir en oppsummering av laster definert etter grensetilstandene.

> *Tabell 5-2. Laster gitt for ulike grensetilstander i henhold til dam sikkerhetsforskriften.*

Referanse i forskriftene	Laster i bruddgrense	Laster i ulykkesgrense
§ 5-3 Laster	Ikke definert	«Ulykkeslaster»*
§ 5-7 Flomberegninger	DFV (m. tilstopping)	Ulykkesflom Lukesvikt
§ 5-11 Betongdammer**	Sikkerhet mot velting og glidning UTEN bolter. Belastning/vannstand er ikke definert.	Sikkerhet mot velting og glidning UTEN bolter. Belastning/vannstand er ikke definert.

Forklaring:

\* **Ulykkeslaster** i forskriftenes § 5-3 er ikke definert nærmere, men det vil være naturlig å anta at disse lastene skal benyttes for kontroll i ulykkesgrensetilstand. Laster og kombinasjoner i de øvrige grensetilstandene er ellers ikke entydig definert

\*\* **Fjellbolter:** Kontroll uten fjellbolter skal i prinsippet gjennomføres for både velting og glidning i både brudd- og ulykkesgrense. I skriv fra NVE datert 20. november 2012 er det gitt stabilitetskrav. Her er det beskrevet at kontrollen gjennomføres ved DFV med stabilitetskrav som kan oppfattes som ulykkesgrense.

### 5.2.2 Anbefalinger i retningslinjer/veiledere

Retningslinje for laster og dimensjonering (NVE, 2003), utdyper ulike laster som kan være aktuelle for dammer, men laster og lastkombinasjoner i de ulike grensetilstandene er ikke definert.

Retningslinje for betongdammer (NVE, 2005), gir heller ingen beskrivelse av grensetilstand for ulike laster og lastkombinasjoner.

## 5.3 Sikkerhet

I det etterfølgende er det gitt et overordnet sammendrag av kriterier for sikkerhet fastsatt i damsikkerhetsforskriften, retningslinjer, skriv fra NVE.

### 5.3.1 Krav til sikkerhet - Damsikkerhetsforskriften, § 5-11

Krav til sikkerhet i damsikkerhetsforskriften § 5-11 er oppsummert i tabellen nedenfor.

> *Tabell 5-3. Generelle krav til sikkerhet for betong- og murdammer.*

Damtype	Bruddgrense		Ulykkesgrense	
	Velting	Glidning	Velting	Glidning
Gravitasjonsdam	$R > 1/3 B$	$S > 1,5$	$R > 1/6 B$	$S > 1,1$
Platedam	$S > 1,4$	$S > 1,4$	$S > 1,3$	$S > 1,1$

Forklaring til tabell: **R** = Resultantens plassering fra nedstrøms tå, **B** = Bredden av tverrsnittet mot fundament, **S** = Sikkerhetsfaktor

Krav til sikkerhet i bruksgrense er ikke definert. I følge NVEs retningslinje for laster og dimensjonering, refererer bruksgrensetilstanden til oppsprekking og deformasjoner som kan redusere konstruksjonens funksjonsdyktighet og/eller bestandighet (NVE, 2003).

Ved bruk av bolter og oppspente stag skal dammen ikke være ustabil mot velting og glidning i brudd- og ulykkesgrense. Krav til sikkerhet er gitt i retningslinje for betongdammer men er senere endret, jf. skriv fra NVE datert 20. november 2012 (se nedenfor).

### 5.3.2 Anbefalinger i retningslinjer for betongdammer (NVE, 2005)

I tillegg til kravene i forskriftene, gir retningslinjene følgende anbefalinger for beregning av sikkerhet:

- **Kapasitet etter Norske Standarder:**
  - Bruddgrense;
    - Destabiliserende laster; Lastfaktor = 1,2 (gjelder for destabiliserende vanntrykk, istrykk og egenvekt).
    - Øvrige laster: Lastfaktor som angitt i Norsk Standard.
  - Andre lasttilfeller: Lastfaktor = 1,0 for alle laster
- **Stabilitet etter NVEs retningslinjer:**
  - Lastfaktor = 1,0 for alle laster og lastsituasjoner.
- **Lette terskler:** Egne krav er gitt for lette terskler. Dette er definert som terskler som normalt er så lave at velting ikke er aktuelt.
- **Fjellbolter:** Krav til kontroll av stabilitet uten medvirkende fjellbolter. Disse kravene er senere endret, jf. skriv fra NVE datert 20. november 2012 (se nedenfor).

### 5.3.3 Anbefalinger i skriv fra NVE

I noen tilfeller har NVE utarbeidet skriv for å presisere forvaltningspraksis. Skrivene vil være å oppfatte som veiledende og har i prinsippet samme status som NVEs retningslinjer og veiledere.

#### I. Kontroll av skjærkapasitet i eksisterende platedammer (Skriv datert 7. januar 2015):

Skjærkontroll på plater i eksisterende platedammer kan utføres etter NS 3473. Det er verdt å bemerke at opprinnelig versjon av skrivet fra 13. november 2014, bare omfattet dammer i klasse 1 og 2.

#### II. Kontroll av jordskjelv på dammer (skriv datert 27. juni 2014):

Jordskjelv betraktes som ulykkesgrense ved kontroll av stabilitet.

For kontroll av spenninger og kapasitet henvises til Eurokoden der følgende partialkoeffisienter er gitt:

- Lastfaktor: Ingen lastfaktor (d.v.s.  $\gamma_l = 1,0$ )
- Materialfaktor – betong ( $\gamma_c = 1,5$ )
- Materialfaktor – stål ( $\gamma_s = 1,15$ )

Materialfaktorene forutsetter at dammen kan defineres som DCM (Ductility Class Medium). Dette innebærer at konstruksjonen har stor fleksibilitet som kan tas hensyn til ved design og prosjektering. De fleste dammer vil antagelig være å definere som DCL (Ductility Class Low) som er stive konstruksjoner med liten fleksibilitet, slik at seismisk last blir tatt opp av konstruksjonens kapasitet. Dette vil antagelig gjelde også platedammer og hvelvdammer. Ved anlegg som er definert som DCL benyttes en materialfaktor på 1,2 for betong og 1,0 for stål.

I tillegg til materialfaktorer, er det presisert at det skal benyttes en seismisk faktor på 2,0. Dette er ikke en lastfaktor men «...en faktor som er knyttet til konsekvensene av en konstruksjons sammenbrudd» (NS-EN 1998). Skrivet definerer ikke konstruksjonsfaktorer ( $q$ ) som er avhengig av duktilitetsklassene. Dette er diskutert senere i rapporten.

#### III. Glidekontroll for betongdammer uten medvirkende fjellbolter (skriv datert 20. november 2012)

Skrivet gir kriterier for stabilitetskontroll av betongdammer uten bolter for lastsituasjon DFV uten bolter.

> *Tabell 5-4. Kriterier for kontroll uten fjellbolter ved DFV.*

Stabilitet ved DFV uten bolter	Velting	Glidning
Gravitasjonsdam	$R > B/12$	$S > 1,1$
Platedam	$S > 1,1$	$S > 1,1$
<b>Forklaring:</b>	R = Resultantens plassering fra nedstrøms tå B = Bredden av tverrsnittet mot fundament S = Sikkerhetsfaktor	



Generelt sammenfaller kriteriene for kontroll uten bolter med kriteriene for kontroll i ulykkesgrense, med unntak av kontroll mot velting for betongdammer, der kriteriet i ulykkesgrense er  $R > B/6$  i damsikkerhetsforskriften.

Det er verdt å merke at skrivet innfører nye stabilitetskriterier for kontroll UTEN bolter som ikke samsvarer med retningslinje for betongdammer (NVE, 2005). Dette omfatter følgende:

- Kontroll av sikkerhet mot glidning uten bolter for alle dammer.
- Nytt kriterie for velting av dammer i klasse 1. (Ifølge NVEs retningslinje for betongdammer skal resultatanten ligge innenfor damtverrsnittet når dammen er i klasse 1, dvs.  $R > 0$ ).

Videre defineres lave dammer og terskler som dammer lavere enn 2 meter. For disse dammene er det ikke nødvendig med kontroll av stabilitet uten bolter. Dette gjelder også del av dam som er lavere enn 2 m.

## 5.4 Eurokoden

Sikkerhetsnivået i Eurokoden kan være en nyttig referanse for å vurdere sikkerhetsnivået i damsikkerhetsforskriften.

### 5.4.1 Lastfaktorer (NS-EN 1990)

Lastfaktorer er utelukkende relevant i forbindelse med kapasitetskontroll (ikke stabilitetskontroll). Sammenligning av lastfaktorer med annet regelverk, kan imidlertid gi en indikasjon på sikkerhetsnivået for dammer sammenlignet med Eurokoden (NS-EN).

Eurokoden opererer kun med bruk- og bruddgrensetilstand, der ulykkessituasjon er en bruddgrensebetraktning.

Etter NS-EN 1990, kapittel 6.4.1, vil følgende bruddgrensetilstander være aktuelle for betongdammer:

- **EQU:** Tap av statisk likevekt for en konstruksjon
- **STR:** Brudd eller for store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene
- **UPL:** Tap av likevekt i konstruksjonen eller grunnen forårsaket av oppløft på grunn av vanntrykk, ref. NS-EN 1997.
- **GEO:** Brud eller for store deformasjoner i grunnen, hvor fasthet i jord eller berg er av betydning for å sikre kapasitet.

I følge NS-EN 1997, kapittel NA.A.4, Tabell NA.A.15 skal lastfaktorer for UPL fastsettes i henhold til Tabell NA.A1.2 (A) i NS-EN 1990.

I NS-EN 1990, kapittel 4.1.1 er de ulike lastene beskrevet:

1. **Permanente påvirkninger (G)** f.eks. egenvekt av konstruksjonen, faste installasjoner og vegdekker, samt påvirkning forårsaket av svinn og ujevne setninger.
2. **Variable påvirkninger(Q)**, f.eks. nyttelast på bygningers dekker, bjelker og tak, vindlaster eller snølaster.
3. **Ulykkespåvirkninger** f.eks. eksplosjonslaster eller støt fra kjøretøy.

Lastfaktorer for bruddgrensetilstander er gitt i NS-EN 1990, tabell NA.A1.2(A) og tabell NA.A1.2(B). Lastfaktorene er oppsummert i tabellen nedenfor og er sammenlignet med lastfaktorer i regelverket for dammer.

> *Tabell 5-5. Lastfaktorer for bruddgrense.*

<b>Bruddgrenselaster:</b>	<b>Permanente laster (G)</b>		<b>Variable laster (Q)</b>		
<b>Lastfaktor:</b>	$\chi_{Gj,inf} * \xi^I$		$\chi_Q * \psi_0^{II}$		
	<b>Ugunstig,</b>	<b>Gunstig</b>	<b>Dominerende</b>	<b>Øvrige</b>	<b>Gunstig</b>
EQU (ligning 6.10)	1,2	0,9	1,5	1,05 (1,5*0,7)	0
EQU (Kapasitet) <sup>III</sup> (ligning 6.10)	1,35	1,0	1,5	1,05 (1,5*0,7)	0
STR – alt. 1 <sup>IV</sup> (ligning 6.10a)	1,35	1,0	1,05 (1,5*0,7)	1,05 (1,5*0,7)	0
STR – alt. 2 <sup>IV</sup> (ligning 6.10b)	1,2 (1,35*0,89)	1,0	1,5	1,05 (1,5*0,7)	0
Retningslinje for betongdammer (NVE, 2005) <sup>V</sup>	1,2	1,0	-	-	-
Forskrifter for dammer (OED, 1981) <sup>VI</sup>	1,2	1,0	-	-	-

**Forklaringer:**

<sup>I</sup>  $\xi$  = Reduksjonsfaktor som inkluderes i noen bruddgrensetilstander.

<sup>II</sup>  $\psi_0$  = Faktor for kombinasjonsverdi som inkluderes i noen bruddgrensetilstander. Det er ikke gitt noen verdi for dammer, men faktoren settes normalt lik 0,7. I Sverige er denne faktoren forslått til 0,8 (Energiforsk, 2016: rapport 2016-309, tabell 2.3).

<sup>III</sup> **EQU (Kapasitet):** Tilfeller der påvisning av statisk likevekt også omfatter konstruksjonsdelens kapasitet, som alternativ til to separate påvisninger etter tabell NA.A1.2(A) og NA.A1.2 (B), jf. NS-EN 1990 kapittel NA.A1.3.1.

<sup>IV</sup> **STR:** Minst gunstige av de to alternativene benyttes.

<sup>V</sup> **Retningslinjen, kapittel 2.1:** Omfatter vanntrykk, istrykk og egenlast. Laster definert som stabiliserende eller destabiliserende.

<sup>VI</sup> **Damforskriftene, kapittel 10.2.2:** Laster inndelt etter gunstig eller ugunstig påvirkning, med unntak av jordtrykk der lastfaktor kunne settes lik 1,0 også hvis den virket ugunstig.

I Retningslinjer for betongdammer (NVE, 2005) og Forskrifter for dammer (OED, 1981) er generelt lastfaktorer gitt for stabiliserende- og destabiliserende laster. Lastfaktor i retningslinjen, kapittel 2.1 omfatter kun vanntrykk, istrykk og egenvekt. For andre laster henvises til Norsk Standard.

Lastfaktorene i NVEs regelverk er ikke inndelt etter permanente og variable laster. Ved beregninger etter Eurokoden, må det derfor gjøres en vurdering av hvordan lasten skal defineres.

Lastfaktorene for dammer samsvarer for øvrig med lastfaktorene for NS-EN 1990 permanente laster for STR kontroll, alternativ 2, og det vil derfor være nærliggende å definere viktige laster på dammer som permanente i bruddgrense.

Når det gjelder ulykkes- og bruksgrense etter NS-EN 1990, er lastfaktorer oppsummert i etterfølgende tabell.

> *Tabell 5-6. Lastfaktorer for bruksgrense og ulykkesituasjon.*

Referanse	Bruksgrense	Ulykkesituasjon (bruddgrense)
NS-EN 1990	1,0 (jf. kapittel A.1.4.1)	1,0 * (jf. kapittel A.1.3.2)
Retningslinjer for betongdammer (NVE, 2005), jf. kapittel 2.1	1,0	1,0
Forskrifter for dammer (OED, 1981), jf. kapittel 10.2.2	1,0	1,0

**\* NS-EN 1990 – Ulykkesituasjon;** kapittel A.1.3.2, Tabell A1.3. Ingen lastfaktor for permanente laster (dvs. lastfaktor = 1,0). For variable laster benyttes Faktor for kombinasjonsverdi,  $\Psi_1$  eller  $\Psi_2$  i samsvar med tabell A.1.1. Merk at NS-EN 1990 ikke benytter begrepet «ulykkesgrense», ettersom ulykkeslast er definert som bruddgrense.

Generelt er lastfaktorene for dammer lavere enn i NS-EN 1990. Det er ikke kjent bakgrunnen for forskjell i krav til sikkerhet, men kan skyldes at lastene er mer forutsigbare uten store variasjoner, som for eksempel både vanntrykk og egenvekt på betong. Poretrykk under gravitasjonsdammer og egenvekt på murdammer er det imidlertid knyttet større usikkerhet ved, noe som eventuelt kan gjenspeiles i last- eller sikkerhetsfaktorer. Det henvises for øvrig til vedlegg A og vedlegg E som illustrerer hvordan lastfaktorer påvirker sikkerhetsfaktoren.

En nøyaktig sammenstilling av sikkerhetsnivået i damsikkerhetsforskriften og etter NS-EN bør eventuelt vurderes nærmere.

#### 5.4.2 Materialfaktorer (NS-EN 1992)

Materialfaktor benyttes for kontroll av kapasitet til betongkonstruksjoner, og er ikke relevant i forbindelse med stabilitetskontroll.

I NVEs retningslinje for betongdammer, kapittel 3.11, er materialfaktorer beskrevet. Her er det henvist til materialfaktorer i NS 3473. Sammenligning av materialfaktorer i NS 3473 og NS-EN 1992 er oppsummert i etterfølgende tabell:

> *Tabell 5-7. Materialfaktor etter NVEs retningslinje (NS 3473) og NS-EN 1992.*

Material-faktorer	Bruddgrense		Ulykkesgrense	
	Betong	Armering	Betong	Armering
NVEs retningslinje for betongdammer (NS 3473)	1,40 1,75*	1,25 1,40**	1,2 1,5*	1,1
NS-EN 1992	1,50	1,15	1,2	1,0

\* Gjelder for uarmert betong.

\*\* Benyttes hvis materialparametere ikke kan dokumenteres

### 5.4.3 Differensiering etter konsekvensklasser (NS-EN 1990)

For pålitelighetsdifferensiering kan det fastsettes konsekvensklasser, som vist i etterfølgende tabell.

> Tabell 5-8. Definisjon av konsekvensklasser etter NS-EN 1990, Tabell B1.

Konsekvens-klasse	Beskrivelse	Eksempler på bygg og anlegg
CC3	<b>Stor</b> konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller <b>svært store</b> økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er store (f.eks. en konserthall)
CC2	<b>Middels</b> stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, <b>betydelige</b> økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)
CC1	<b>Liten</b> konsekvens i form av tap av menneskeliv og <b>små eller uvesentlige</b> økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus

Definisjonene i ovennevnte tabell, samsvarer dette godt med klassifiseringen av dammer.

I følge Eurokoden kan man benytte en pålitelighetsdifferensiering for de ulike klassen der en multiplikasjonsfaktor,  $K_{FI}$ , anvendes på lastkoeffisienten, som vist i etterfølgende tabell.

> Tabell 5-9. Multiplikasjonsfaktor,  $K_{FI}$ , etter NS-EN 1990, Tabell B3.

Konsekvensklasse NS-EN 1990	Pålitelighetsklasse NS-EN 1990	Damklasse	Multiplikasjonsfaktor $K_{FI}$
CC1	RC1	1	0,9
CC2	RC2	2	1,0
CC3	RC3	3 og 4	1,1

#### 5.4.4 NS-EN 1990 og RIDAS (Sverige)

I 2016 ga Energiforsk ut en rapport med anbefalinger av samordning mellom Eurokoden og Riktlinjer for dammsikkerhet, RIDAS (ref. Energiforsk, 2016; Rapport 2016:306)<sup>23</sup>. Rapporten vurderer dammer for bruddgrensetilstand (STR/GEO) med følgende lastkombinasjoner og lastfaktorer:

- > *Tabell 5-10. Forslag til lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand. Lastfaktorer for ulykkeslaster er ikke vist. (ref. Energiforsk, 2016; Rapport 2016:306, side 125).*

Lastkombination	Brottngränstillstånd		Bruksgränstillstånd		
	6.10a	6.10b	6.14b	6.15b	6.16b
<b>Permanent last G</b>					
- ogynnsam	$\gamma_{ak} 1,35 G_k$	$\gamma_{ak} 1,2 G_k$	1,0 $G_k$	1,0 $G_k$	1,0 $G_k$
- gynnsam	1,0 $G_k$	1,0 $G_k$			
<b>Spännkraft P</b>					
- ogynnsam	$\gamma_{ak} 1,35 P_k$	$\gamma_{ak} 1,35 P_k$	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 $P_k$
<b>Variabel last Q</b>					
- hovedlast	-	$\gamma_{ak} 1,5 Q_{k,i}$	1,0 $Q_{k,i}$	$\psi_{1,i} Q_{k,i}$	
- övriga variabla laster $\Sigma \psi_{0,i} Q_{k,i}$	$\gamma_{ak} 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$	$\gamma_{ak} 1,5 \psi_{0,i} Q_{k,i}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Rapporten foreslår at dimensjonerende verdier ganges opp med en koeffisient  $\gamma_{dk}$  som inkluderer følgende:

- **Korreksjonskoeffisient  $\gamma_k$**  for å ivareta sikkerhetsnivået i RIDAS ved en samordning med krav i Eurokoden.  $\gamma_k$  settes lik 1,2 for alle klasser.
- **Partialkoeffisient  $\gamma_d$**  som er avhengig av dammens konsekvensklasse, med referanse til SS-EN 1990 (Svenske tillegg til EN 1990).

Forslag til verdier av  $\gamma_k$ ,  $\gamma_d$  og  $\gamma_{dk}$  er vist i tabellen nedenfor.

- > *Tabell 5-11. Partialkoeffisient for samordning av krav i RIDAS og Eurokoden.  $\gamma_{dk}$  er sammensatt av  $\gamma_k$  og  $\gamma_d$ , og benyttes direkte inn i tabellen ovenfor.*

Klasse (Sverige)	Klasse (Norge)	$\gamma_d$	$\gamma_k$	$\gamma_{dk}$
A	3 og 4	1,1	1,2	1,3
B	2	1,0	1,2	1,2
C	1	0,91	1,2	1,1
U	0	0,83	1,2	1,0

<sup>23</sup> Energiforsk (2016): Eurokoder för dimensjonering av betongdammar, Rapport 2016:309

Forslag til koeffisienter skal ivareta at sikkerhetsnivået for klasse A opprettholdes på dagens nivå, mens sikkerhetsnivået for de lavere klassene reduseres noe. Bakgrunnen for at korreksjonskoeffisienten ( $\gamma_k$ ) settes lik 1,2 er imidlertid ikke entydig.

Som en del av argumentasjonen, er det henvist til sikkerhetsnivået i Norge, som vist i etterfølgende tabell. Her er lastfaktor og materialfaktor ganget sammen og for å gi et samlet sikkerhetsnivå. **Dette er en svært forenklet tilnærming og vil normalt ikke være korrekt.** Ulike laster har ulike lastfaktorer og samlet sikkerheten vil derfor være avhengig av lastbildet. Når det gjelder materialfaktorer benyttes ikke disse ved kontroll av stabilitet i Norge og denne faktoren er dermed ikke relevant. I Norge vil materialfaktorer bare være relevant ved beregninga av indre kapasitet ved en konstruksjon.

> *Tabell 5-12. Referanse til sikkerhetsnivået i Norge, (ref. Energiforsk, 2016; Rapport 2016:306, tabell 6.5.)*

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

I rapporten er det understreket at fremlagte verdier kun er et forslag og at det er ønskelig med flere beregninger for å verifisere forslag til sikkerhet. Det er heller ikke opplyst om forslaget gjelder for nye eller eksisterende dammer.

## 6 LASTER OG LASTKOMBINASJONER

I dette kapitlet er det gitt en beskrivelse av ulike laster for stabilitetskontroll, med forslag til lastkombinasjoner og beskrivelse som supplement til beskrivelse gitt i forskrift eller retningslinjer/veiledere.

### 6.1 Lastkombinasjoner

#### 6.1.1 Generelt

Damsikkerhetsforskriften, § 5-3 - Laster, gir ingen entydig beskrivelse av lastkombinasjoner som skal benyttes i de ulike grensetilfellene. Flere «ulykkeslaster» er beskrevet og det vil være naturlig å anta at disse lastene skal benyttes for kontroll i ulykkesgrensetilstand, men dette er ikke entydig beskrevet.

Damsikkerhetsforskriften, § 5-7 - Flomberegninger, henviser til flomstørrelser og tilhørende grensetilstand for kontroll av stabilitet.

Retningslinje for laster og dimensjonering (NVE, 2003), utdyper ulike laster som kan være aktuelle for dammer, men laster og lastkombinasjoner i de ulike grensetilstandene er ikke definert. Retningslinje for betongdammer (NVE, 2005), gir heller ingen beskrivelse av laster og lastkombinasjoner i de ulike grensetilstandene.

#### 6.1.2 Laster og lastkombinasjoner

Tabellen nedenfor viser ulike laster og lastkombinasjoner som normalt skal benyttes for kontroll av stabilitet og med angivelse om lasttilfellet er et krav i damsikkerhetsforskriften (OED, 2010). Andre lastkombinasjoner kan eventuelt også vurderes, jf. damsikkerhetsforskriften (OED, 2010) § 5-3 «Laster».

> Tabell 6-1. oversikt over laster og grensetilstand.

Last	Vann-stand	Grensetilstand			Forskrifts-krav
		Bruk	Brudd	Ulykke	
<b>1. Istrykk</b>	HRV	X		X	Nei <sup>I</sup>
<b>2. Dimensjonerende flom (inkl. tilstopping)</b>	DFV		X		Ja
<b>3. Ulykkesflom<sup>II</sup></b>	MF			X	Ja
<b>4. Jordskjelv – klasse 3 og 4</b> Gjentaksintervall: 475 års	HRV			X	Ja
<b>5. Kontroll av sikkerhet uten bolter</b>	DFV			X	(Ja) <sup>III</sup>
<b>6. Fullt poretrykk</b>	HRV			X	Nei <sup>IV</sup>



**Kommentarer til tabell:**

**I** Istrykk er drøftet i etterfølgende kapittel. Grensetilstand for istrykk er ikke definert i forskrifter eller retningslinjer/veiledere.

**II** Ulykkesflom er definert i NVEs retningslinjer for flomberegninger, kapittel 1, tabell 1.1, og omfatter PMF (klasse 3 og 4),  $1,5 \cdot Q_{dim}$  (klasse 1 og 2) samt lukesvikt ved  $Q_{dim}$  (alle klasser)

**III** Forskriftene § 5-11 sier at kontroll uten bolter skal gjennomføres både i brudd- og ulykkesgrense. I skriv fra NVE datert 20. november 2012, er det gitt krav som tilsier at dette er en ulykkesituasjon uten at dette er spesifisert.

**IV** I noen situasjoner kan det være behov for å kontrollere stabilitet med fullt poretrykk. Dette kan f.eks. være poretrykk ved massiv betongdam med drenasje. Forholdet er drøftet i etterfølgende kapittel 6.3.2.

## 6.2 Istlast

Istrykk kommer fra temperaturøkning i isen som medfører ekspansjon. Selve istrykket kan være stort, men selv små deformasjoner vil føre til at trykket avlastes. Det er ikke kjent at istrykk har medført dambrudd, selv om lokale skader er observert. Problematikk knyttet til istrykk er først og fremst relevant for lavere dammer, der istrykket er en dominerende belastning.

Istrykk opptrer årlig og undersøkelser har påvist det ikke er uvanlig med istlast i størrelsesorden 100 kN pr. m eller mer. For tiden har NORUT et pågående prosjekt med formål å kartlegge istrykk og bedre forstå mekanismene fra istrykket og hvordan dette kan påvirke dammer (se <http://norut.no/nb/prosjekter/istrykk-mot-dammer>).

Belastning fra istrykk er ikke en vedvarende permanent belastning og eventuelle skader fra istrykk vil utvikle seg gradvis og vil derfor oppdages før skaden utvikler seg til å representere et sikkerhetsmessig problem.

Normalt vil skader fra istrykk på murdammer medføre en forskyvning av øvre steinskift. På betongdammer kan det forventes at istrykk vil føre til en forskyvning av dammen eller at dammen løftes slik at det oppstår et riss mot fundament eller høyere oppe i dammen.

For gravitasjonsdammer i betong kan istrykk medføre en liten forskyvning eller åpne et riss i/under dammen, som igjen kan føre til et økt poretrykk. For en slik situasjon, vil stabilitetskontroll for ulykkeslaster (Ulykkesflom og DFV uten bolter) også gi en kontroll med økt poretrykk som følge av en liten deformasjon fra istrykket.

Grensetilstand for istrykk er ikke definert i forskrifter eller retningslinjer/veiledere.

Ettersom istrykk opptrer årlig og skader vil kunne oppdages før det utvikler seg til brudd, kan det være riktig å betrakte istrykk som en bruksgrensebelastning. Dette innebærer at last og materialfaktorer settes lik 1,0 slik at samlet sikkerhet  $> 1,0$ . I følge NVEs retningslinje for laster og dimensjonering (NVE, 2003), kapittel 1.3.5, omfatter bruksgrense for dammer «..oppsprekking og deformasjoner som kan redusere konstruksjonens funksjonsdyktighet og/eller bestandighet». Dette er en meget presis beskrivelse av skader fra istrykk.

For kontroll av stabilitet mot istrykk er det derfor foreslått å følgende stabilitetskontroll:

1. **Kontroll i bruksgrense.** Dette innebærer at sikkerhet mot glidning må være  $> 1,0$  mens sikkerhet mot velting er ivarett når resultanten ligger oppstrøms nedstrøms tå ( $R > 0,0$ ).
2. **Kontroll i ulykkesgrense med økt poretrykk.** Det er foreslått at kontrollen gjennomføres med samme forutsetninger som lastsituasjonen «DFV uten bolter». Dette vil medføre en kontroll av sikkerheten hvis istrykk har medført en svekkelse av dammen som følge av en liten deformasjon fra istrykket.

## 6.3 Poretrykk

### 6.3.1 Poretrykk under platedam

Ved stabilitetskontroll av platedammer har det vært tradisjon for å anta at dammen er fritt drenert på luftsiden av oppstrøms plate. Det har vært tradisjon for å forutsette lineært avtagende poretrykk, der poretrykket virker over et område på 2 ganger platetykkelsen mot fundament.

Dette er ikke entydig beskrevet i regelverket. Ved eksisterende plate og lamelldammer, anbefales det at denne praksisen videreføres.

### 6.3.2 Poretrykk - Massiv betongdam med drenasje

Bestemmelser for gravitasjonsdammer med drenasje er gitt i Retningslinje for betongdammer (NVE, 2005) i kapittel 2.2.1. Her er det beskrevet at dammer med drenasje skal kontrolleres i ulykkesgrense for lasttilfelle med poretrykk som for dam uten drenasje.

Det er imidlertid ikke angitt hvilken vannstand denne kontrollen skal gjennomføres for. Etter henvendelse til NVE, er det i e-post fra Ronald Andersen (NVE) datert 30. august 2013 gitt bekreftelse på at denne kontrollen gjennomføres med vannstand ved HRV. Begrunnelsen er at andre ulykkeslaster vanligvis kombineres med vannstand ved HRV og egenvekt.

Hvis det ikke kan påvises at drenasjen er virksom skal det regnes med fullt poretrykk, som for gravitasjonsdam. Bakgrunnen for dette, er at sannsynligheten i for brudd er avhengig av at drenasjen er tett (Energiforsk (2016), Rapport 291).

### 6.3.3 Poretrykk og lette terskler

Definisjon av lette terskler er gitt i Retningslinje for betongdammer (NVE, 2005) under kapittel 2.6.1, siste avsnitt:

- «Dette vil først og fremst være luketerskler hvor vekten av terskelen er liten i forhold til poretrykket som gir oppdriften. Disse tersklene er så lave i forhold til bredden, at velting ikke er et aktuelt kriterium for stabilitet.»

Definisjonen viser til at dette omfatter terskler der egenvekten er liten i forhold til poretrykket. Med andre ord blir oppdriften så stor at hele terskelen står i fare for å flyte opp, og medfører en svært ustabil situasjon. I slike tilfeller kan små variasjoner i vannstanden medføre at terskelen kan gå fra å være beregningsmessig stabil med resultanten innenfor 1/3-delspunktet til at resultanten beregningsmessig ligger nedstrøms terskelen.

Retningslinjen påpeker at dette først og fremst vil være luketerskler. Formuleringen utelukker dermed ikke flomløpsterskler, der det også kan oppstå situasjoner der «vekten av terskelen er liten i forhold til poretrykket», som formulert i retningslinjen. Med andre ord kan

definisjonen også benyttes for flomløpsterskler der flomvannstand medfører et stort poretrykk sammenlignet med egenvekten av dammen.

Som nevnt kan en slik situasjon medføre en svært ustabil situasjon, der fjellbolter i prinsippet er eneste løsningen for å oppnå tilfredsstillende stabilitet, som beskrevet i retningslinjen for betongdammer (NVE, 2005), kapittel 2.6.1, siste avsnitt:

- Denne type terskler kan ikke sikres gjennom egenvekt alene og normalt vil de være festet til fundamentet med fjellbolter eller alternativt spennstag.
- Sikkerhet antas ivaretatt når egenvekt, stabiliserende vanntrykk og bolter eller stag til sammen har kapasitet til å bære poretrykket som gir oppdrift. For å oppnå tilstrekkelig sikkerhet skal stabiliserende egenvekt og vanntrykk divideres med en sikkerhetsfaktor på 1.4.

Definisjon av hva som kan omfattes av begrepet «lette terskler» er imidlertid ikke entydig. Det anbefales derfor å utrede hvordan poretrykk påvirker lette terskler, der det blant annet kan utarbeides en sammenheng mellom høyde av terskel og vannstand over terskel som medfører at poretrykk gir usikkerhet om stabiliteten ved terskelen.

I skriv fra NVE datert 20. november 2012, med tittelen «Glidekontroll for betongdammer uten medvirkende fjellbolter», er lave dammer/terskler angitt som dammer lavere enn 2 m, jf. damsikkerhetsforskriften § 5-11. Dette omfatter i prinsippet en annen problemstilling enn «lette terskler» som beskrevet i retningslinjen for betongdammer, kapittel 2.6.1, men kan likevel være relevant for letter terskler lavere enn 2 m.

## 6.4 Fjellbolter og stag

### 6.4.1 Forankringslengde – alternativ 1

Feltforsøk gjennomført i den senere tiden bl.a. ved NTNU viser at inngysningslengde i fjell er dimensjonerende for innfesting av fjellbolter. Selv i fjell av svært dårlig kvalitet skjer bruddet i overgangen mellom fjell, mørtel og bolt eller ved et «skjærbrudd» rundt boltene. Feltforsøkene har generelt påvist at påhengt fjellvekt ikke er en dimensjonerende faktor for innfesting av slake fjellbolter i godt fjell.

Fjellbolter i fjell klassifisert i kategori 0 – 2 (Massivt til grovblokkig berg, jf. klassifiseringskriterier i rapport 1 - anbefalinger) vil det være grunn for å utelukkende benytte beregningsmetode for inngysningslengde som er beskrevet i vedlegg til retningslinjer for betongdammer (NVE, 2005). Nødvendig inngysningslengde for henholdsvis grensesnitt bolt/mørtel og mørtel/fjell er dermed gitt ved følgende sammenheng:

$$L = \frac{d_b}{4} \cdot \frac{f_{sk}}{f_{bb}} \quad L = \frac{d_b}{4} \cdot \frac{f_{sk}}{f_{bf}} \cdot \frac{d_b}{d_h}$$

Ved revurdering av dammer er normalt boltelengden kjent. Ligningen kan dermed løses med hensyn til aktivert spenning i boltene ( $f_{sk}$ ) som igjen kan benyttes i stabilitetsberegningene. Benyttet spenning i boltene vil da være laveste verdi beregnet etter følgende formler:

$$f_{sk} = \frac{4 L f_{bb}}{d_b} (\leq 180 \text{ N/mm}^2)$$

Eller

$$f_{sk} = \frac{4 L f_{bf} d_h}{d_b^2} (\leq 180 \text{ N/mm}^2)$$

Der

- $f_{sk}$  = dimensjonerende boltespenning (settes ikke høyere enn 180 N/mm<sup>2</sup>)

- $d_b$  = boltediameter
- $d_h$  = borhulldiameter (minimum boltediameter + 10 mm)
- $f_{bb}$  = Dimensjonerende heftstyrke stål/mørtel.
  - Karakteristisk heftstyrke mellom stål/mørtel settes lik trykkstyrken i mørtelen og deles med en materialfaktor på 2,0.
  - $f_{bb}$  settes lik 1 N/mm<sup>2</sup> når heftstyrke til mørtelen ikke er kjent.
- $f_{bf}$  = Dimensjonerende heftstyrke mørtel/fjell
  - Hentes fra tabell i vedlegg til retningslinjer for betongdammer (NVE, 2005).
  - Verdiene i tabellen reduseres med en materialfaktor på 2,0.

Hvis beregningene viser en dimensjonerende boltespenning,  $f_{sk} < 180$  N/mm<sup>2</sup>

Hvis fjellet under dammen kategoriseres i klasse 3 (småblokkig berg) eller laver bør det også vurderes å inkludere påhengt fjellvekt ved beregning av kapasitet fra fjellboltene.

#### 6.4.2 Forankringslengde – alternativ 2

Det henvises til notat datert 1. oktober 2013 fra NTNU til EnergiNorge med tittelen «Fjellbolter i betongdammer – oppsummering prosjekt B3-A».

Her er det gitt følgende anbefaling for forankringslengde av fjellbolter:

> *Tabell 6-2. Anbefalte forankringslengder for fjellbolter (NTNU, 2013)*

Situasjon	Forankringslengde
Generelt:	$L = \frac{d_b}{4} \times \frac{f_{sk}}{f_{bb}}$
Når dimensjonerende heft til mørtelen ikke er kjent:	$L = 50 d_b$
For eksisterende konstruksjoner:	$L = 40 d_b$

Kravene forutsetter rensk til godt fjell og en god kontroll av inngysning av boltene.

#### 6.4.3 Skrå bolter for eksisterende dammer

Etter retningslinje for betong kom i mai 2002 ble det etablert praksis å regne med vertikalkraften fra fjellbolter med spenning tilsvarende 180 N/mm<sup>2</sup> uavhengig av om det er strekkspenninger i fundamentet eller ikke. Fram til nå har normalt NVE akseptert denne praksisen.

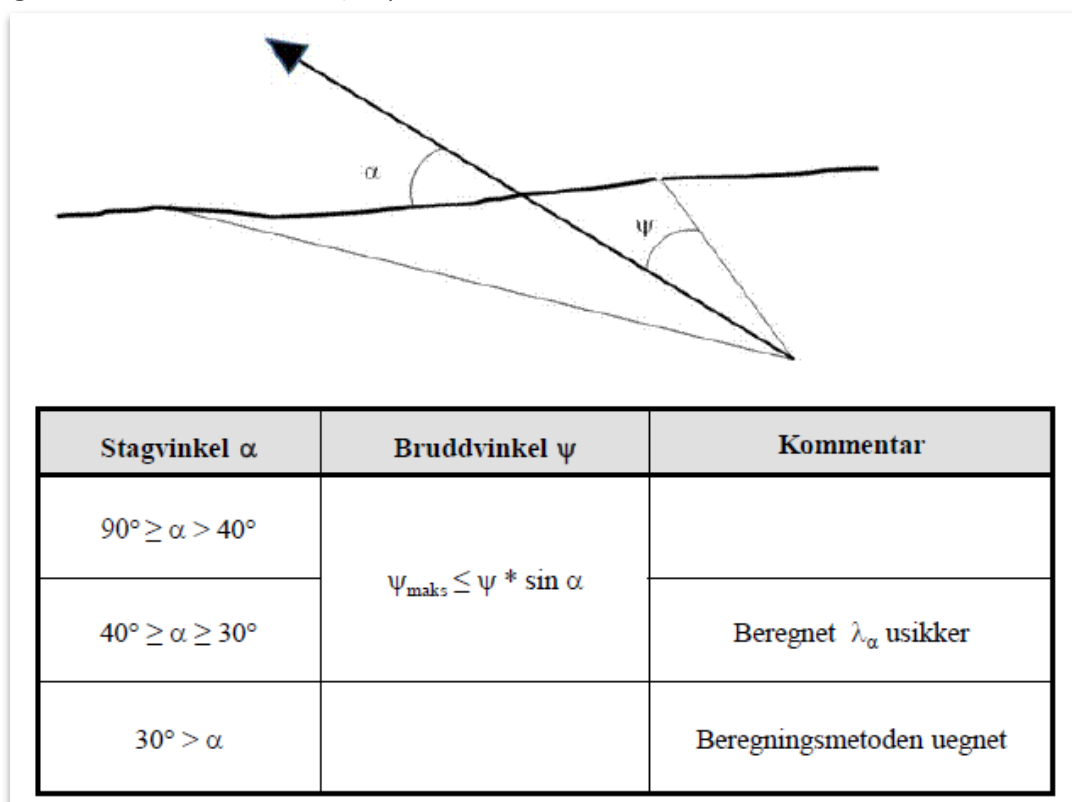
I NVEs retningslinje for betongdammer, kapittel 2.6.3 står følgende: «... dammer som ikke kan gjøres stabile bare ved hjelp av egenlast kan forankres enten ved bruk av slake fjellbolter eller ved bruk av oppspente fjellankre...». Manglende stabilitet skyldes manglende egenlast, og retningslinjen sier da tydelig at det kan benyttes slake fjellbolter. Retningslinjen gir ingen begrensning for utnyttelse av boltene ved glidning så lenge spenningen er innenfor 180 N/mm<sup>2</sup>.

I noen tilfeller har NVE ikke akseptert at kapasitet ved skrå bolter medregnes for nye anlegg. Begrunnelsen for dette er uklar og det er ingen begrensninger i regelverket for at horisontal komponent fra en skrå bolt ikke skal kunne medregne.

En skrå bolt vil i prinsippet fungere tilsvarende som skjærarmering i betongkonstruksjoner. Effekten fra skrå bolter kan dermed knyttes til et kjent og mye benyttet prinsipp.

I tilfeller der fjellet er av en slik beskaffenhet at påhengt fjellvekt må medregnes, som drøftet under foregående kapittel, vil det være naturlig at bruddvinkelen reduseres ved beregning av kapasitet fra fjellboltene. Vinkel av fjellbolten mot horisontale bør i så fall ikke være mindre enn 40°. Eksempel på sammenheng mellom stagvinkel og bruddvinkel er vist i figuren nedenfor.

Alternativ metodikk for beregning av kapasitet til skrå bolter er vist i kapittel 7.3 «Glidning», og henviser til i NS-EN 1992, kapittel 6.2.5.



> *Figur 6-1. Sammenheng mellom stagvinkel( $\alpha$ ), bruddvinkel ( $\psi$ ) for en skrå fjellbolt.  $\lambda$  er innfestingslengden fra overflaten til bunn av bolt (Statens vegvesen, 2015)<sup>24</sup>.*

#### 6.4.4 Levetid for fjellbolter

Beregning av kapasitet til fjellbolter etter vedlegg til NVEs retningslinjer for betongdammer (NVE, 2005) medfører en betydelig ekstra sikkerhet når de er montert i samsvar med forutsetningene og ellers er uten skade. Dette gir en stor restkapasitet som vil være av betydning for vurdering av levetiden for bolten.

Ved beregning av kapasitet til fjellbolter er det lagt inn følgende sikkerhetsfaktorer:

- Materialfaktor for stål: Normalt 2,8 = 500 / 180 (= faktisk kapasitet/utnyttet kapasitet)

<sup>24</sup> Statens vegvesen (2015). «Bolter og ankre (stag), Forankringslengde i berg». Presentasjon fra Arild Neby 16. mars 2015.

- Materialfaktor for heft mellom stål/mørtel/fjell: 2,0
- Inaktive bolter: 1 bolt i hver seksjon skal ikke medregnes. Dette utgjør normalt omtrent 10 % av boltene. Med andre ord en sikkerhetsfaktor på 1,1.

Sikkerheten ved beregning av stabilitet medfører i prinsippet en enda høyere sikkerhet.

Med sikkerhetsfaktorene som er beregnet ovenfor, vil en Ø20 mm fjellbolt i kamstål B500NC, i kunne ha en reduksjon i tverrsnittet fra 314 til 113 mm<sup>2</sup>, før kapasiteten til boltene er overskredet. Dette tilsvarer et rustfradrag på 4 mm (reduksjon fra Ø20 mm til Ø12 mm).

Ved riktig montasje av boltene vil de være beskyttet av betongen og mørtel rundt boltene. Hvis det ved revurdering ikke avdekkes skader eller rustsprengning og det kan påvises at karboniseringsdybden ikke påvirker boltene, bør kapasitet av boltene kunne medregnes som beskrevet NVES retningslinje for betongdammer (NVE, 2005).

Hvis det derimot påvises at karboniseringsdybden overstiger overdekningen, eller det avdekkes skader på dam eller bolter som tilsier at funksjonen til boltene er svekket, bør det vurderes å se helt bort fra stabiliserende bidrag fra bolter.

Hvis det foreligger «som bygget-tegninger» som viser bolter, vil dette normalt være tilstrekkelig som dokumentasjon ved eksisterende dammer. Hvis det er usikkerhet om omfang av bolter, kan det vurderes å påvise boltene enheten ved å meisle fram et begrenset antall bolter eller påvise boltene med covermeter når overdekningen ikke er for stor.

Gamle bolter med «splitt og kile» (ikke gyste) bør ikke medregnes.

#### Fjellbolter med korrosjonsbeskyttelse:

Fjellbolter som varmforsinkes og pulverlakkeres vil normalt ha en levetid på 100 år eller mer (Statens Vegvesen, 2015)<sup>25</sup>, forutsatt korrosjonsklasse C3 etter NS-EN ISO 12944-2 (dvs. middels Korrosivitetskategori). Boltene bør varmforsinkes i henhold til NS-EN ISO 1461, og pulverlakkeres med epoksy i henhold til NS-EN 13438.

Ved bruk av bolter med korrosjonsbeskyttelse vil det være mindre usikkerhet knyttet til tilstanden og levetiden ved fjellboltene.

## 6.5 Flomavledning

Beregning av flommer med tilhørende flomvannstand er en viktig forutsetning for stabilitetskontroll, samt for å vurdere at anlegget har flomløp med tilstrekkelig kapasitet. I denne sammenheng henvises til damsikkerhetsforskriften § 5-8 «Flomløp og flomavledning», der blant annet følgende er beskrevet:

- **3. avsnitt:** Dammer skal ha flomløp med tilstrekkelig kapasitet til å avlede dimensjonerende avløpsflom ved dimensjonerende flomvannstand. Ved utforming av flomløp skal det tas hensyn til luftbehov og fare for erosjon av utsatte flater, trykkpulsasjoner, tilstopping og ising.
- **5. avsnitt:** Flomavledning skal kunne skje uten fare for dammens sikkerhet. Avledningen og tilbakeføringen til elveleiet nedenfor vassdragsanlegget skal skje kontrollert og uten fare for skadelig erosjon på terreng, damfundament og damtå. Der hvor store energimengder utvikles, må det tas særlig hensyn til erosjons- og raspotensialet og om nødvendig anlegges energidreperer for omdanning av energien.

---

<sup>25</sup> Statens vegvesen (2015): Korrosjonsbeskyttelse i tunneller, rapport nr. 410, datert september 2015

- **6. avsnitt:** Flomavledningen skal fortrinnsvis skje ved faste overløp med standard overløpsprofil, fastlagt for dimensjonerende avløpsflom. Utforming som avviker fra dette kan benyttes dersom avledningskapasiteten og stabiliteten er tilfredsstillende dokumentert.

### 6.5.1 Gyldighet av flomberegninger

Som påpekt over er flomberegninger et viktig grunnlag for revurdering av en dam.

I damsikkerhetsforskriften, § 7-5, 4. avsnitt, står det følgende:

- Ved revurdering skal det gjennomføres nye flomberegninger dersom tidligere godkjente flomberegninger er basert på beregning av tilløpsflom som er eldre enn 15 år for anlegg i konsekvensklasse 2, 3 og 4 eller eldre enn 20 år for anlegg i konsekvensklasse 1. Flomberegninger og andre beregninger skal gjennomføres på nytt dersom det er gjort endringer på anlegg eller er avdekket store feil eller usikkerheter i datagrunnlaget. Godkjente flomberegninger, jf. § 5-7, skal foreligge før revurderingsrapport sendes NVE for godkjenning.

Flomberegninger er i prinsippet sammensatt av:

- Beregning av tilløpsflommen på bakgrunn av nedbørsdata og egenskaper for avrenning i nedbørsfeltet.
- Routing av tilløpsflommen gjennom magasinet på bakgrunn av forutsetninger for flomavledning ved dammen.

I kommentarer til forskriftene er det presisert at nye beregninger skal utføres dersom beregning av tilløpsflommen er eldre enn 15 år (20 år i klasse 1). Hvis det må gjennomføres nye flomberegninger, bør dette gjøres før selve revurderingen igangsettes.

Som beskrevet i forskriftene, er tilløpsflommen og dermed de hydrologiske beregningene i prinsippet godkjent for 15 år (20 år i klasse 1) når NVE har godkjent beregningene. En kontroll av beregningen i forbindelse med revurdering omfatter dermed først og fremst en kontroll av routingen og hydrauliske forutsetninger for flomløpet.

Det er ikke aktuelt med klimapåslag på flomberegningene i forbindelse med revurdering. Klimapåslag er for øvrig ikke et generelt krav, men en anbefaling som kan benyttes i forbindelse med nybygging eller rehabilitering av eksisterende dammer.

### 6.5.2 Vurdering av sikker flomavledning

I følge damsikkerhetsforskriften § 5-8, 3. avsnitt, skal dammer ha flomløp med tilstrekkelig kapasitet til å avlede dimensjonerende avløpsflom ved dimensjonerende flomvannstand.

Revurderingen påviser ofte at flomløpet ikke har tilstrekkelig kapasitet, noe som medfører at det må gjennomføres tiltak på anlegget i ettertid. Ved mange anlegg kan det imidlertid være vanskelig å etablere et separat flomløp med tilstrekkelig kapasitet for å avlede dimensjonerende flom, slik at flomavledningen må skje over selve dammen.

Normalt har betong og murdammer god evne til å tåle overtopping så lenge fundamentet er av godt fjell og dammen har god utførelse uten skader eller tegn til forvitring. Hvis flomløpet ikke har tilstrekkelig kapasitet til å avlede dimensjonerende flom, kan det derfor vurderes om deler av dammen kan omgjøres og defineres som flomløp. Dette må imidlertid baseres på en vurdering ved hvert enkelt anlegg og det henvises til senere kapittel i rapporten med eksempler på ulike typer flomløp.



Det henvises også til eget kapittel med eksempler på rehabilitering, der det også er gitt eksempler på ombygging av flomløp.

### 6.5.3 Tilstopping av flomløp

Følgende forhold kan medføre tilstopping av flomløp:

- Isgang
- Gjenfrysing av is på overløpet
- Flytetorv
- Trær
- Annet drivgods

I følge damsikkerhetsforskriften § 5-7, nestsiste avsnitt, skal det ved fare for tilstopping regnes med minimum 25 % tilstopping i flomløpet ved avledning av  $Q_{dim}$  i bruddgrensetilstand.

Tilstopping av flomløpet kan medføre en betydelig økning av flomvannstanden og kan dermed ha stor betydning for vurdering av både stabilitet og sikker avledning av flommer ved anlegget. Grad av tilstopping vurderes imidlertid på et skjønnsmessig grunnlag, og det finnes ingen standardiserte vurderingskriterier.

Vurdering av tilstopping som følge av isgang, gjenfrysing, flytetorv og annet drivgods må baseres på en skjønnsmessig vurdering av stedlige forhold, erfaring med fare for tilstopping, samt utforming av overløpet.

Når det gjelder trær, ble det i forbindelse med Prosjekt damsikkerhet, utarbeidet en rapport med tittelen «tilstopping av flomløp» i 1992 (Sintef NHL, 1992)<sup>26</sup>. Noen av konklusjonene her vil være nyttige for å vurdere om tilstopping med trær er et reelt problem.

I vedlegg A er det gitt anbefalinger for å vurdere tilstopping av flomløp med trær. Anbefalingene tar utgangspunkt i konklusjonene fra Prosjekt damsikkerhet som beskrevet nedenfor.

#### Tilstopping av enkelttrær:

For å unngå betydelig tilstopping må følgende hovedforutsetninger være oppfylt:

- Pilaravstanden må være mer enn 80 % av trehøyden
- Lysåpningen mellom eventuell bru og overløp må være større enn 15 % av trehøyden.
- Hvis nedstrøms side av overløpet er vertikalt, må vertikal høyde ikke være større enn 1/3-del av trehøyden når det er bru over overløpet (forutsatt nødvendig åpning mellom bro og overløp).
- Ved overløp uten bru kan det oppstå tilstopping når overløpshøyden er mindre enn 1/6-del av trehøyden (dvs. rotdiameteren)

#### Tilstopping av tømmervaser:

- Overløp uten pilarer: Nødvendig overløpshøyde er fra 10 til 16 % av trehøyden for at minst 85 % av vasens trær skal passere.

---

<sup>26</sup> Sintef NHL (1992): Tilstopping av flomløp, Prosjekt damsikkerhet, rapport nr. 4 datert februar 1992

- Overløp med pilarer: Nødvendig overløpshøyde er fra 14 til 20 % av trehøyden for at minst 85 % av vasens trær skal passere. Pilaravstanden er forutsatt å være ca. 1.1 ganger trehøyden.

#### Grad av tilstopping:

Grad av tilstopping er ikke vurdert i rapporten. Dette må selvfølgelig være basert på en vurderinga av stedlige forhold herunder utforming av flomløp og fare for at trær blir tatt av flom.

På et generelt grunnlag kan imidlertid følgende antagelse benyttes som et utgangspunkt for vurderingen:

- Tilstopping av enkelttrær: kan medføre en tilstopping på opptil 25 %.
- Tilstopping av vaser: kan medføre en tilstopping på 50 % eller mer.
- Tilstopping av vaser kan forekomme der det er større vassdrag oppstrøms dammen som kan bringe med seg diverse drivgods, gamle trær og rotvelt, samt eventuelt erosjon av større skogsområder.

Trehøyden er gjennomgående antatt å være 10 m i rapporten, men dette må selvfølgelig vurderes ut fra lokale forhold.

Det bør vurderes å etablere mer konkrete anbefalinger for å vurdere grad av tilstopping, og dette kan eventuelt kombineres med å verifisere rapporten «Tilstopping av flomløp» fra Prosjekt damsikkerhet (Sintef NHL, 1992).

## 6.6 Jordskjelv

Metodikk for beregning av jordskjelv er i liten grad omtalt i damsikkerhetsforskriften (OED, 2010) eller retningslinje for laster og dimensjonering (NVE, 2003). Anbefaling for beregning av sikkerhet mot jordskjelv for eksisterende betong og murdammer, er derfor beskrevet her.

I skriv fra NVE med tittelen «Kontroll av jordskjelv på dammer», datert 27. juni 2014, henvises både regelverket for dammer og til NS-EN 1998. Når metodene i to parallelle standarder kombineres er det fare for at krav til sikkerhet blir uoversiktlig og ukjent. Dette forholdet er drøftet mer i detalj i det etterfølgende.

### 6.6.1 Stabilitetskriterier for nye dammer

I skriv fra NVE med tittelen «Kontroll av jordskjelv på platedammer», datert 27. juni 2014, er følgende beskrevet:

- Dammer i konsekvensklasse 3 og 4 antas i seismisk klasse IV, og skal kontrolleres for jordskjelv med 475 års returperiode og seismisk faktor =2,0, jf. Nasjonalt tillegg i NS-EN 1998-1.
- Stabilitetskontroll av betongdammer (glidning/velting) tilfredsstillende damsikkerhetsforskriftens krav til sikkerhet i ulykkesgrensetilstand, med sikkerhet som angitt i damsikkerhetsforskriften (OED, 2010) § 5-11. (dvs. sikkerhet mot glidning  $S > 1,1$  og sikkerhet mot velting  $> 1,3$  for platedammer og  $R > 1/6 B$  for gravitasjonsdammer.
- For kontroll av kapasiteter og spenninger brukes materialfaktorer iht. NS-EN 1998-1 Tabell NA5(901) DCM ( $\gamma_c = 1,5$  og  $\gamma_s = 1,15$ ).

### 6.6.2 NS-EN 1998 - Duktilitetsklasser

NS-EN 1998 benytter følgende 3 duktilitetsklasser:

1. **DCL:** Konstruksjoner med lite energiabsorpsjon. Dette omfatter konstruksjoner med liten fleksibilitet der seismisk last optas gjennom konstruksjonens stivhet. Stort sett alle konstruksjoner i Norge er dimensjonert i denne klassen.
2. **DCM:** Energiabsorberende konstruksjoner som tillater middels duktilitet som det tas hensyn til ved dimensjonering. Krever påvisning av duktilitet.
3. **DCH:** Energiabsorberende konstruksjoner med høy duktilitet. I denne klassen er det strenge regler for påvisning av duktilitet. Denne klassen er ikke tillatt brukt i Norge.

For de ulike duktilitetsklassene er det gitt følgende konstruksjonsfaktorer ( $q$ ), Kapittel NA.6.1.2, Tabell NA.6.1. NS-EN 1998:

- DCL:  $q \leq 1,5$
- DCM og DCH:  $q \leq 4$

Konstruksjonsfaktorer ( $q$ ) tar høyde for energiabsorpsjonen i duktile konstruksjoner ved å redusere elastisk responsspekter ( $S_e$ ), jf. kapittel 3.2.2.5 (4), formel 3.13 til 3.16.

I følge NS-EN 1998, kapittel NA.5.2.4(3), tabell NA.5(901) er følgende materialfaktorer gitt for de ulike duktilitetsklassene:

> *Tabell 6-3. Materialfaktorer etter duktilitetsklasse.*

Materialfaktor	DCL	DCM og DCH
Betong, $\gamma_c$	1,2	1,5
Stål, $\gamma_s$	1,0	1,15

I følge NS-EN 1990, kapittel A.1.3.2, Tabell A1.3 regnes jordskjelv på samme måte som ulykkessituasjoner uten lastfaktorer.

### 6.6.3 NS-EN 1998 – Seismiske laster

I følge NS-EN 1998, kapittel 4.3.3.5.2, kan seismisk påvirkning beregnes med følgende 3 kombinasjoner:

- $E_{dx} + 0,3E_{dz} + 0,3E_{dy}$
- $0,3E_{dx} + E_{dz} + 0,3E_{dy}$
- $0,3E_{dx} + 0,3E_{dz} + E_{dy}$

Der  $E_{dx}$ ,  $E_{dz}$  og  $E_{dy}$  er lastvirkning fra seismisk akselerasjon i følgende retninger:

$dx$  – horisontalt normalt på damaksen  
 $dy$  – horisontalt parallelt med damaksen  
 $dz$  – vertikalt

Ved kontroll av stabilitet vil seismisk påvirkning parallelt med damaksen ignoreres, og følgende kombinasjoner vil da være aktuelle for dammer:

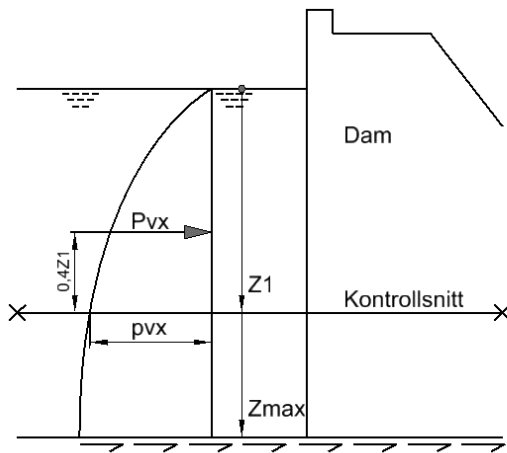
- **Kombinasjon A:**  $E_{dx} + 0,3E_{dz}$
- **Kombinasjon B:**  $0,3E_{dx} + E_{dz}$

$E_{dx}$  vil blant annet omfatte Seismisk tilleggslast fra vanntrykk og dammen, mens  $E_{dz}$  vil omfatte redusert egenvekt fra dammen som følge av seismisk belastning.  $E_{dz}$  vil også

omfatte vekt av vann over skrå vannside, der stabiliserende effekt av vannet vil reduseres tilsvarende som for egenvekten av dammen.

#### 6.6.4 Seismisk tilleggslast fra vanntrykk

Seismisk last fra vanntrykk kan baseres på en parabolisk tilnærming til en teoretisk trykkfordeling etter Westgaard (1933)<sup>27</sup>.



> *Figur 6-2: Seismisk last fra vanntrykk.*

Tilleggstrykk fra vannet i ved dybde  $z_{max}$  er gitt ved følgende ligning:

$$p_{vx} = C_e * \rho * z_{max} * \frac{S_{vd}(T)}{g} \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

der

$C_e$  = Seismisk trykkfaktor (se nedenfor).

$\rho$  = Egenvekt av vann,  $\rho=9,81 \text{ kN/m}^3$ .

$z_{max}$  = Statisk vanntrykk i meter

$S_{vd}$  = Dimensjonerende horisontal seismisk akselerasjon

$g$  = Tyngdens akselerasjon,  $g=9,81 \text{ m/s}^2$

Kraften angriper  $0,40 * z_{max}$  over kontrollsnittet. Resulterende seismisk tilleggslast mot dammen er da gitt ved følgende ligning:

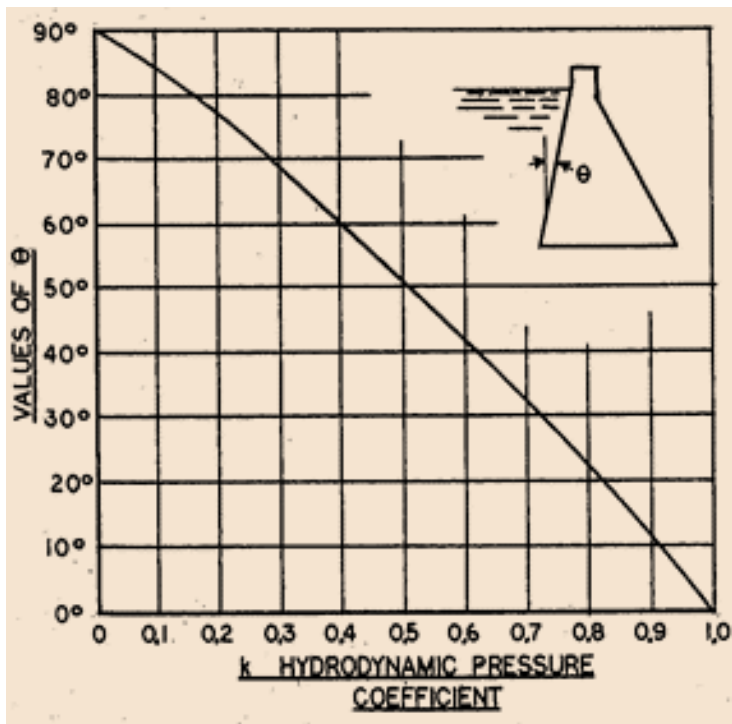
$$P_{vx} = 0,66 * C_e * \rho * z_{max}^2 * \frac{S_d(T)}{g} \text{ [kN]}$$

Som nevnt er  $C_e$  en seismisk trykkfaktor som settes lik 0,73 ved vertikal vannside. Når dammens vannside er skrå, er  $C_e$  gitt ved følgende sammenheng:

$$C_e = 0,73 k$$

Der  $k$  er en er en korreksjonsfaktor for fronthelning og hentes fra etterfølgende figur.

<sup>27</sup> Westergaard, H.M. (1933): Water pressures on dams during earthquakes. Transactions of the American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 98, Issue 2, page 418-433.



- > Figur 6-3. Sammenheng mellom fronthelning og korreksjonsfaktoren,  $k$  (Robert B. Jansen, 1988; Figur 16-11).<sup>28</sup>

### 6.6.5 Effekt av jordskjelv på betongdammer

I en artikkel fra USSD Annual Conference i 2012<sup>29</sup> er det gjennomført en vurdering av 19 betongdammer som har vært utsatt for jordskjelv  $> 0,3$  g. Tabellen nedenfor viser de ulike dammene som er vurdert i artikkelen:

<sup>28</sup> Robert B. Jansen (1988): Advanced dam engineering – For design, construction and rehabilitation. Bok utgitt av Van Nostrand Reinhold, ISBN-13:978-1-4612-8205-1

<sup>29</sup> USSD (2012), Larry K. Nuss, Norihisa Matsumoto, og Kenth D Hansen: Shaken, but not stirred – Earthquake performance of Concrete dams. Proceedings fra USSD Annual Conference 23-27 april 2012, New Orleans, Louisiana, USA.

> Tabell 6-4. Oversikt over jordskjelvpåkjente betongdammer.

Dam (Completed)	Country	Ht feet (m)	Crest feet (m)	EQ Name and Date	Dist. to Fault miles (km)	Mag.	PHGA (g)	Remarks
<b>Concrete Gravity Dams</b>								
Lower Crystal Springs (1890)	USA	154 (47)	600 (183)	San Francisco Apr 18, 1906	0.25 (0.4)	8.3	0.52 to 0.68 (est.)	"Not the slightest crack"
Koyna (1963)	India	338 (103)	2800 (853)	Koyna Dec 11, 1967	1.8 (3)	6.5	0.63 cc	Cracks in both faces
Williams (1895)	USA	69 (21)	87 (27)	Loma Prieta Oct 17, 1989	6 (9.7)	7.1	0.6 (est.)	No damage
Bear Valley (1912, 1988)	USA	92 (28)	360 (110)	Landers Jun 28, 1992	28 (45)	7.4	0.18 h 0.08 v	Multiple arch modified to gravity dam in 1988. No damage, except slight displacement of crest bridge girders
				Big Bear Jun 29, 1992	9 (14.5)	6.6	0.57 h 0.21 v	
Gohonmatsu (1900)	Japan	108 (33)	361 (110)	Kobe Jan 17, 1995	0.6 (1 km)	7.2	0.83	No damage of this masonry dam
Shih Kang (1977)	Taiwan	70 (21.4)	1171 (357)	Chi Chi Sep 21, 1999	0	7.6	0.51 0.53 V	Vertical disp. of 29 ft (9 m). Rupture of concrete.
Mingtian (1990)	Taiwan	269 (82)	?	Chi Chi Sep 21, 1999	7.5 (12)	7.6	0.4 to 0.5 (est.)	No damage
Kasho (1989)	Japan	152 (46.4)	571 (174)	Western Tottori Oct 6, 2000	1.9 or 5 (3 or 8)	7.3	0.54 b 2.09 c	Cracks in Control Building at crest
Uh ( )	Japan	46 (14)	112 (34)	Western Tottori Oct 6, 2000	0.6 or 8 (1 to 3)	7.3	1.16 Surf	Small crack at spillway base
Takou (2007)	Japan	252 (77)	1056 (322)	Tohoku Mar 11, 2011	68 (109)	9.0	0.38 b 2.04 c	Cracking of gatehouse walls at crest
Miyatoko (1993)	Japan	157 (48)	?	Tohoku Mar 11, 2011	84 (135)	9.0	0.32	No damage
<b>Concrete Arch Dams</b>								
Gibraltar (1920, 1990)	USA	169 (52)	600 (183)	Santa Barbara Jun 29, 1925	?	6.3	> 0.3 (est.)	No damage. Modified in 1990 with RCC
Pacoima (1929)	USA	372 (113)	589 (180)	San Fernando Feb 9, 1971	3 (5)	6.6	0.6 to 0.8	No cracks in arch. Open joint between arch and thrust block
				Northridge Jan 17, 1994	11.4 (18)	6.8	0.53 >2.3 c	Open joint (2") between arch and thrust block
Ambiesta (1956)	Italy	194 (59)	475 (145)	Gemona-Friuli May 6, 1976	12.4 (20)	6.5	0.36 at rt abut	No damage
Rapel (1968)	Chile	364 (111)	886 (270)	Santiago Mar 3, 1985	28 (45)	7.8	0.31	Damage to spillway and intake tower. Dam performed well. Cracked pavement.
				Maule Feb 27, 2010	144 (232)	8.8	0.302	
Techi (1974)	Taiwan	607 (185)	951 (290)	Chi Chi Sept 21, 1999	53 (85)	7.6	0.5 b 0.86 c	Local cracking of curb at dam crest
Shapai RCC (2003)	China	433 (132)	820 (250)	Wenchuan May 12, 2008	20 (32)	8.0	0.25 to 0.50 (est.)	No damage
<b>Concrete Buttress Dams</b>								
Hsinfengkiang (1959)	China	344 (105)	1444 (440)	Reservoir Mar 19, 1962	0.7 to fault (1.1)	6.1	0.54 c afs	Horiz cracks in top part of dam
Sefid Rud (1962)	Iran	348 (106)	1368 (417)	Manjil Jun 21, 1990	Near dam site	7.7	0.71 (est.)	Horiz cracks near crest, minor disp of blocks

Notes: Legend: b=base, c=Crest, est=Estimate, disp=Displacement, rt abut=Right Abutment, Ht=Height, V=Vertical, Mag= Magnitude (ML or mb for less than 6.5 and MS above 6.5), Surf=Surface, aft=Aftershock, PHGA= Peak horizontal ground acceleration, cc=cross-canyon

Noen erfaringer fra dammene i ovennevnte tabell er oppsummert nedenfor:

- Akselerasjonen fra jordskjelvet forsterkes ved damkrona. Eksempelvis hadde den 68 m høye Dam Takou i Japan en grunnakselerasjon (PGA) på 0,38g i fundamentet og 2,04g på krona. Jordskjelvets størrelse var på 9 på Richters skala og det oppstod skader på lukehus og på damkrona.
- Akselerasjonen fra jordskjelvet forsterkes ved fullt magasin.
- Flere av dammene har opplevd to separate jordskjelv, og ved mange av jordskjelvene har det vært større etterskjelv uten at det har oppstått nye skader.
- RCC-dammer har hatt samme respons som tradisjonelle gravitasjonsdammer til tross for mange horisontale støpeskjøter.
- De skadene som er observert har forekommet høyt i dammen og da ofte i tilknytning til sekundære konstruksjoner som lukeløp, brystning m.m..
- Skader i lamelldammer er generelt lokalisert i område knyttet til knekkpunkt ved pilarer.
- Betongdammer utsatt for store jordskjelv har ikke medført økende lekkasje. Ved noen fundament har det oppstått en midlertidig økning av lekkasjen.

Generelt konkluderer artikkelen med at betongdammer har en god motstand mot jordskjelv og at kapasiteten er større enn analyser fra prosjektering skulle tilsi. Dette forklares med at:

- Betongdammer er solide konstruksjoner med en betydelig kapasitet til å omfordele last når det oppstår skader. Den massive konstruksjonen medfører at det er god kapasitet til oppta ekstra belastning fra områder på dammen som er skadet.
- Forsøk fra Bureau of Reclamation viser at det tar forholdvis mye lengre tid å skade en medium tykk hvelvdam sammenlignet med en tynn hvelvdam, ved store skjelv. Lengden av jordskjelvet synes å ha betydning for om det oppstår skader.
- Den dynamiske strekkfasthet i betong kan være 50 prosent høyere enn den statiske strekkfasthet for betongen. Dette medfører at konstruksjonen har en større fleksibilitet ved jordskjelv.
- Dempingsmekanismer kan øke i dammen under et jordskjelv og redusere den seismiske virkningen på konstruksjonen. Dempingen øker når betongen risser opp og ved bevegelse i støpeskjøter.
- Den seismiske påvirkningen kan reduseres fordi den naturlige frekvensen av dammen ikke samsvarer med frekvensinnholdet i jordskjelvet.
- De tredimensjonale effekter bidrar til å unngå brudd. Hvelvirkninger øker den seismiske stabiliteten i en dam. Dette vil være spesielt relevant for dammer i trange dalprofil.

Uavhengig av erfaringene oppsummert i artikkelen, understrekes likevel at dimensjonering og prosjektering bør gjennomføres med varsomhet. God utførelse ved bygging er vesentlig og det bør unngås å plassere dammen ved aktive forkastninger.

#### 6.6.6 Jordskjelvberegning for dammer - drøfting

I forbindelse med jordskjelvberegninger, henviser NVE til NS-EN 1998. Dette er et parallelt regelverk som er basert på partiskoeffisienter, med egne last- og materialfaktorer. NVEs regelverk for dammer er generelt basert på en sikkerhetsfaktor, som skal inkludere alle usikkerheter. Når metodene kombineres er det fare for at krav til sikkerhet blir uoversiktlig og ukjent.

Gravitasjonsdammer og pilarer ved lamell- og platedammer er generelt stive konstruksjoner uten plastisk kapasitet. Tradisjonelt er derfor dammer kontrollert med lav duktilitet (DCL) og en konstruksjonsfaktor,  $q = 1,0$ . Hvis det benyttes duktilitetsklasser DCM kan det benyttes



en konstruksjonsfaktor,  $q < 4,0$ . Høyere konstruksjonsfaktor reduserer belastning på dammen, men stiller høyere krav til duktilitet i konstruksjonen.

Valg av konstruksjonsfaktor er vesentlig for beregning av jordskjelv på dammer, men er ikke omtalt i skriv fra NVE med tittelen «Kontroll av jordskjelv på platedammer», datert 27. juni 2014.

I følge NS-EN 1990, kapittel A.1.3.2, Tabell A1.3 regnes jordskjelv på samme måte som ulykkessituasjon, dvs. uten lastfaktorer. Stabilitetskontroll av dammer etter NVEs regelverk er en lastbetragtning uten bruk av materialfaktorer. En lastfaktor på 1,0 som angitt i Eurokoden, vil dermed medføre en samlet sikkerhetsfaktor på 1,0.

Når bestemmelser i Eurokoden blandes sammen med krav til sikkerhet gitt i regelverket for dammer, medfører dette i prinsippet at sikkerheten blir ivaretatt 2 ganger. Med andre ord bør krav til sikkerhet for dammer settes lik 1.0 ved bruk av Eurokoden.

I etterfølgende tabell er det gitt en sammenstilling av kriterier for sikkerhet etter Eurokoden og anbefalinger fra NVE.

> *Tabell 6-5. Kriterier for sikkerhet mot jordskjelv for ulike konstruksjoner avhengig av regelverk.*

Konstruksjon og regelverk	Velting	Glidning
Konstruksjoner etter NS-EN 1990 Tabell A1.3 og kapittel 6.4.2	$S > 1.0$	$S > 1.0$
Nye Platedammer (skriv fra NVE 27. juni 2014)	$S > 1.3$	$S > 1.1$
Nye Gravitasjonsdammer (skriv fra NVE 27. juni 2014)	$R > 1/6 B$	$S > 1.1$

I NVEs regelverk, er sikkerheten ved et anlegg definert av konsekvensklasse. Sikkerheten avhengig av konsekvens skal dermed i prinsippet allerede være innbakt i sikkerhetsfaktoren angitt i damsikkerhetsforskriften.

I Eurokoden benyttes også en seismisk faktor som er avhengig av bruddkonsekvenser til konstruksjonen. Når Seismisk faktor benyttes for dammer bør sikkerhet ved anlegget settes lik 1,0 for at sikkerhet i Eurokoden og damsikkerhetsforskriften skal være sammenlignbare.

Ved kontroll av jordskjelv for eksisterende dammer, anbefales det derfor å benytte seismisk faktor etter NS-EN 1998, og at krav til sikkerhet settes lik  $S > 1,0$  mot glidning og at resultatene er innfor damtverrsnittet (dvs.  $R > 0$ ). I tillegg bør valg av konstruksjonsfaktor ( $q$ ) vurderes.

### 6.6.7 Sikkerhet mot jordskjelv for eksisterende dammer

Eksisterende betongdammer i klasse 3 og 4 kontrolleres etter følgende forutsetninger:

> Tabell 6-6. Forutsetninger for kontroll av jordskjelvlast i klasse 3 og 4.

Beskrivelse		Forutsetning	Kommentar
Duktilitetsklasse (DCL)	Konstruksjonsfaktor	$q < 1,5$	Tradisjonelt har $q$ vært satt lik 1,0. Det bør vurderes om $Q$ skal settes lik 1,5.
Seismisk faktor		$\gamma_I = 2,0$	
Sikkerhet	Generelt	$S > 1,0$	
	Velting, gravitasjonsdam	$R > 0$	Resultant i damtverrsnittet
Lastfaktor	Alle laster	$\gamma_G = 1,0$	
Materialfaktor	Stål	$\gamma_s = 1,0$	
	Betong	$\gamma_b = 1,2$	

Beregninger gjennomføres for øvrig med følgende antagelser:

1. Beregninger gjennomføres for vannstand ved HRV uten istrykk. Ved is i magasinet antas at denne sprekker opp slik at istrykk ikke er relevant.
2. Poretrykk endres ikke under jordskjelv ettersom sjokkbølgene antas å forplante seg raskere enn et eventuelt poretrykk. Normal frekvens for jordskjelv er i området 1 - 10 Hz.
3. Massekrefter fra jord og vertikal vannlast beregnes på samme måte som for massekrefter i dammen.

Damsikkerhetsforskriften med retningslinjer setter krav om kontroll av veltestabilitet og glide stabilitet med beregning av sikkerhetsfaktor og/eller plassering av resultant. Dette medfører at statiske beregninger må gjennomføres med pseudostatikk (kvasistatisk) analyse.

ICOLD (bulletin 148) anbefaler at bruke en maksimum påregnelig jordskjelv (Maximum Credible Earthquake (MCE)) for jordskjelv vurderinger av store dammer i høy konsekvensklasse. Ifølge ICOLD bulletin 148 kan en MCE erstattes med en jordskjelv med lang returperiode. ICOLD gir 10.000 år som en eksempel på lang returperiode. Når seismisk faktor ( $\gamma_I$ ) settes lik 2,0 kan akselerasjonen anses å ha en returperiode på omkring 4000 år.

I følge Federal Energy Regulatory Commission i USA (FERC, 2016)<sup>30</sup> er pseudostatikk analyse (velte og glidning) ikke lenger vurdert å være tilfredsstillende for kontroll av stabilitet mot jordskjelvet. Istedenfor vurderes jordskjelvinduserte skader på dammen, og deretter kontrolleres dammens stabilitet med disse skadene. For dammer i seismisk sone

<sup>30</sup> FERC(2016): Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects; Chapter III, Gravity Dams, Revision 2016 (<https://www.ferc.gov/industries/hydropower/safety/guidelines/eng-guide/chap3.pdf>); Federal Energy Regulatory Commission (FERC), USA)

med  $a_g > 0.1g$ , anbefales en dynamisk analyse for evaluering av spenninger. Relevante dynamiske beregningsmetoder kan for eksempel finnes i veiledning fra FERC (FERC, 2016).

For berggrunnstype A og seismisk faktor,  $\gamma_I = 2$ , er  $a_g \geq 0.1g$ , gir  $a_{g40Hz} \geq 0.7 \text{ m/s}^2$  jf. figur NA.3(901) ( $a_g = \gamma_I a_{gR} = \gamma_I * 0.8 * a_{g40Hz}$ ). Med andre ord vil anbefaling om dynamiske analyser bare gjelde et begrenset område i Norge.

## 7 VURDERING AV STABILITET

Retningslinjene viser hvordan sikkerhetsnivået i forskriftene kan oppfylles. Alternative løsninger kan benyttes, men det må da dokumenteres at denne løsningen medfører tilfredsstillende sikkerhet.

Det foreligger ingen beskrivelse av hvordan sikkerheten ved eksisterende anlegg kan evalueres. I dette kapitlet er det gitt mulig tilnærming for alternative vurderinger for eksisterende dammer, som også ivaretar sikkerhetsnivået i forskriftene.

75 % av alle registrerte dammer i Norge er betong- eller murdammer. Riktig sikkerhetsnivå for evaluering av disse anleggene er derfor av stor samfunnsmessig betydning.

### 7.1 Sammenheng: Last og sikkerhetsfaktor (se vedlegg E)

Dette kapitlet inneholder et sammendrag av resultatene som er gitt vedlegg E.

Det henvises for øvrig til rapporten med hensyn til forklaring av forutsetninger, vurderinger og beskrivelse av beregningene.

Det understrekes at det bør derfor gjennomføres en grundigere kontroll og verifisering av resultatene i rapporten.

#### 7.1.1 Bakgrunn

Sikkerhetsfaktoren ved beregning av stabilitet omfatter mange variabler, men hvordan disse variablene påvirker sikkerhetsfaktoren er ikke nødvendigvis kjent eller tilgjengelig. Flere eksempler ble etterspurt fra NVE og andre aktører i forbindelse med gjennomgang av høringsuttalelser til hovedrapporten.

For å undersøke dette nærmere er det utført beregninger der forutsetningene varieres for å se hvordan dette påvirker den totale sikkerheten. Beregningene gjennomføres ved at det velges et optimalt damtvernsnitt som akkurat er stabilt etter dagens regelverk. Deretter endres last eller forutsetning, og korresponderende sikkerhetsfaktorer beregnes. På denne måten er sammenheng mellom sikkerhetsfaktor og lastfaktor identifisert. Beregningene gjennomføres også for ulike damtyper, for både gravitasjonsdammer i betong og murdammer. Platedammer er ikke undersøkt i denne rapporten.

Hvordan ulike parametere påvirker beregninger av stabilitet er viktig for å vurdere hvilke grad av usikkerhet som ligger i de ulike variablene. Dette kan i sin tur gi en indikasjon på hvilke parametere som har mest betydning for stabiliteten og følsomheten ved stabilitetsberegningene etter damsikkerhetsforskriften. Beregningene i denne rapporten er derfor vurdert å være et viktig grunnlag for å evaluere sikkerhet for eksisterende dammer, samt for å vurdere avvik i forhold til dagens sikkerhetsnivå.

#### 7.1.2 Gravitasjonsdammer i betong

I etterfølgende tabell er det gitt forslag til sikkerhetsfaktor for hver enkelt variabel. Når disse sikkerhetsfaktorene ganges opp, skal de i prinsippet utgjøre den samlede sikkerheten. Forslag til sikkerhetsfaktor er begrunnet i egen rapport som er vedlagt.

- > *Tabell 7-1. Ulike variabler og forslag tilhørende sikkerhetsfaktor på bakgrunn av beregninger gjennomført i denne rapporten.*

Variabel	Sikkerhetsfaktor				Kommentar
	Glidning		Velting		
	Brudd	Ulykke	Brudd	Ulykke	
Friksjon	1,0	1,0	Ikke relevant		Sikkerhet blir ivaretatt av konservative verdier for friksjonsvinkel, som i prinsippet også omfatter fortanning og kohesjon. Konservative verdier tilsier at usikkerhet er tatt høyde for ved fastsettelse av friksjonsvinkel.
Flom (Vannstand)	1,0	1,0	1,0	1,0	Usikkerheter i flomvannstander bør inkluderes i selve flomberegningen og ikke reflekteres i den generelle sikkerhetsfaktoren.
Egenvekt	1,08	1,08	1,05	1,05	Sikkerhetsfaktoren representerer en redusert egenvekten fra 24 til 23 kN/m <sup>3</sup> (tilsvarende en lastfaktor lik 0,96).
Istrykk	1,00	-	1,00	-	Sikkerhet blir best ivaretatt av konservative verdier for istrykket og bør ikke inkluderes i selve sikkerhetsfaktoren.
Fjellbolter	1,00	1,00	1,00	1,00	Sikkerhet blir best ivaretatt av konservative verdier for boltespenning og bør ikke inkluderes i selve sikkerhetsfaktoren.
Poretrykk	1,40	1,00	1,20	1,00	Sikkerhetsfaktoren i bruddgrense tilsvarer differensen i sikkerhet mellom maksimum tillatt poretrykk i bruddgrense og ulykkesgrense.
<b>SUM - alle faktorer</b>	<b>1,51</b>	<b>1,08</b>	<b>1,26</b>	<b>1,05</b>	= samlet anslag for sikkerheten = alle sikkerhetsfaktorer multiplisert sammen
<b>Dagens stabilitetskrav</b>	<b>1,5</b>	<b>1,1</b>	*	*	* Kriterie mot velting avhenger av plassering av resultatene, og ikke en sikkerhetsfaktor.

Tabellen viser god sammenheng mellom dagens sikkerhetsfaktor mot glidning sammenlignet med vurderinger i rapporten, jf. vedlegg E.

Begrunnelse for sikkerhetsfaktorer i tabellen er for øvrig beskrevet i vedlegg E.

### 7.1.3 Murdammer

I etterfølgende tabell er det gitt forslag til sikkerhetsfaktor for hver enkelt variabel. Når disse sikkerhetsfaktorene ganges opp, skal de i prinsippet utgjøre den samlede sikkerheten. Forslag til sikkerhetsfaktor er begrunnet i egen rapport som er vedlagt.

- > *Tabell 7-2. Ulike variabler og tilhørende sikkerhetsfaktor på bakgrunn av beregninger gjennomført i denne rapporten.*

Variabel	Sikkerhetsfaktor		Sikkerhetsfaktor		Kommentar
	Glidning		Velting		
	Brudd	Ulykke	Brudd	Ulykke	
Friksjon	1,2	1,0	Ikke relevant		Det er lagt inn en ekstra sikkerhet i bruddgrense for å ta høyde for eventuell feilvurdering av friksjonsvinkelen og/eller fundamenthelning i beregningene. Sikkerhetsfaktoren representerer en feil i friksjonsvinkelen på 5°.
Flom (Vannstand)	1,0	1,0	1,0	1,0	Usikkerheter i flomvannstander bør inkluderes i selve flomberegningen og ikke reflekteres i den generelle sikkerhetsfaktoren.
Egenvekt	1,22	1,22	1,16	1,16	Valg av sikkerhetsfaktoren representerer en redusert egenvekt på 2,5 kN/m <sup>3</sup> og representerer en lastfaktor = 1,16.
Istrykk	1,00	-	1,00	-	Se vurdering under gravitasjonsdammer.
Fjell-bolter	1,00	1,00	1,00	1,00	Se vurdering under gravitasjonsdammer.
Poretrykk	1,05	1,00	1,06	1,00	Det er tatt høyde for en viss usikkerhet i poretrykket i bruddgrense, der det er antatt at dreisplanet (dx) flyttes fra 1/4 H <sub>w</sub> til 1/3 H <sub>w</sub> , der H <sub>w</sub> er statisk vanntrykk mot konstruksjonen.
<b>SUM - alle faktorer</b>	<b>1,54</b>	<b>1,22</b>	<b>1,23</b>	<b>1,16</b>	= samlet anslag for sikkerheten = alle sikkerhetsfaktorer multiplisert sammen
<b>Dagens stabilitetskrav</b>	<b>1,5</b>	<b>1,1</b>	*	*	* Kriterie mot velting avhenger av plassering av resultatanten, og ikke en sikkerhetsfaktor.

Tabellen viser god sammenheng mellom dagens sikkerhetsfaktor mot glidning sammenlignet med vurderinger i rapporten, jf. vedlegg E.

Når det gjelder ulykkesgrense, er normalen at dette ikke benyttes lastfaktorer. Det kan derfor diskuteres om det er riktig inkludere en lastfaktor på egenvekten slik som vist i tabellen. Ved å benytte en sikkerhetsfaktor lik 1,1 kan være et godt kompromiss som sikrer at eventuell usikkerhet i egenvekten til en viss grad blir tatt hensyn til.

Begrunnelse for sikkerhetsfaktorer i tabellen er for øvrig beskrevet i vedlegg E.

## 7.2 Andre faktorer som påvirker krav til sikkerhet

Det er behov for mer kunnskap om hvordan de ulike lastene påvirker sikkerheten. Dette gjelder spesielt usikkerhet knyttet til poretrykket. Når damhøyden øker, øker også poretrykket og usikkerheten dette representerer. Dette er årsaken til at det er satt en grense på 10 m for bruk av kriteriene.

Det understrekes at nevnte kriterier er et forslag som er basert på en overordnet sammenligning mot generelle krav i Eurokoden. Det vil imidlertid være behov for å underbygge og verifisere kriteriene med regneeksempler før nye kriterier kan benyttes på et generelt grunnlag.

### 7.2.1 Generelt

Som omtalt i tidligere kapitler viser statistikk at risikoen for brudd er størst nå anlegget er nytt. Videre, er kostnader forbundet med å heve sikkerheten ved eksisterende anlegg relativt mye høyere sammenlignet med å bygge den samme sikkerheten inn ved nybygging. Samfunnsmessig kan det derfor være grunn for å at eldre anlegg ikke fullt ut tilfredsstillende krav til sikkerhet for nye dammer. Som beskrevet i formålsparagrafen til vannressursloven skal for øvrig loven også ta samfunnsmessige hensyn, noe som innebærer en prioritering av ressurser slik at de benyttes riktig sett i sammenheng med samfunnet for øvrig.

Ved revurdering av eksisterende anlegg bør summen av samlede avvik og anmerkninger gi grunnlag for å vurdere om det er nødvendig med tiltak. En slik vurdering kan for eksempel baseres på følgende momenter:

- Grad av avvik: Vurdering av hvor omfattende avviket er. Hvis stabilitetsberegningen viser en sikkerhet på 1,3 mens det generelle kravet er 1,4 kan likevel dammen vurderes som sikker basert på andre faktorer som nevnt i det etterfølgende.
- Observasjoner fra tilstandsvurdering.
- Klassifisering: Det kan være større rom for å akseptere avvik og anmerkninger hvis bruddkonsekvensene er små. Dette gjelder i første rekke klasse 1 dammer og eventuelt dammer i klasse 2 med lave bruddkonsekvenser.
- Vurdering av konsekvenser: Ved klassifisering vurderes ikke alvorlighet av skader som følge av vannhastighet, fare for erosjon og grad av oversvømmelse. En vurdering som viser at skadeomfanget er mindre alvorlig, bør kunne være med i en helhetsvurdering i forhold til å akseptere avvik og anmerkninger.
- Sensitivitetsvurdering av stabilitetsberegningene: Dette omfatter en gjennomgang av forutsetninger i beregningene for å vurdere hvordan ulike forutsetninger påvirker resultatet av beregningen. En slik vurdering vil kunne gi indikasjoner på hvilke parametere som har størst betydning for resultatet av beregningen og som dermed kan være nyttig å evaluere nærmere. En sensitivitet betraktning vil også gi et bedre grunnlag for å si noe om den faktiske sikkerheten ved dammen.
- Sikkerhet vurdert etter tidligere regelverk: Tidligere stabilitetsberegninger kan være med å belyse sikkerheten ved dammen og kan inngå som et element i en sensitivitetsvurdering.

Ovennevnte vurderinger kan benyttes for å drøfte sikkerhetsmessig betydning av avvik og anmerkninger som grunnlag for å anbefale om det er nødvendig med tiltak.

Hvis anlegget ikke fullt ut tilfredsstillende krav, kan revurderingen også konkludere med at det er behov for grundigere undersøkelser og vurderinger hvis det er usikkerhet om forutsetningene for revurderingen er korrekte. Dette gjelder særlig for anlegg med store bruddkonsekvenser.



Ved mindre avvik og anmerkninger kan det også vurderes om det kan gjennomføres mindre avbøtende tiltak fram til neste revurdering.

### 7.2.2 Poretrykk

Ved gravitasjonsdammer med høyt statisk vanntrykk, kan usikkerheter knyttet til fordeling av poretrykk under dammen medføre at det bør legges til grunn høyere kriterier for stabilitet enn for lavere dammer. Dette kan eventuelt evalueres med en sensitivitetstiltakning i forhold til hvordan poretrykket påvirker stabiliteten sammen med en vurdering av fundamentet (jf. forslag til klassifisering av berggrunnen i rapport 1 - anbefalinger).

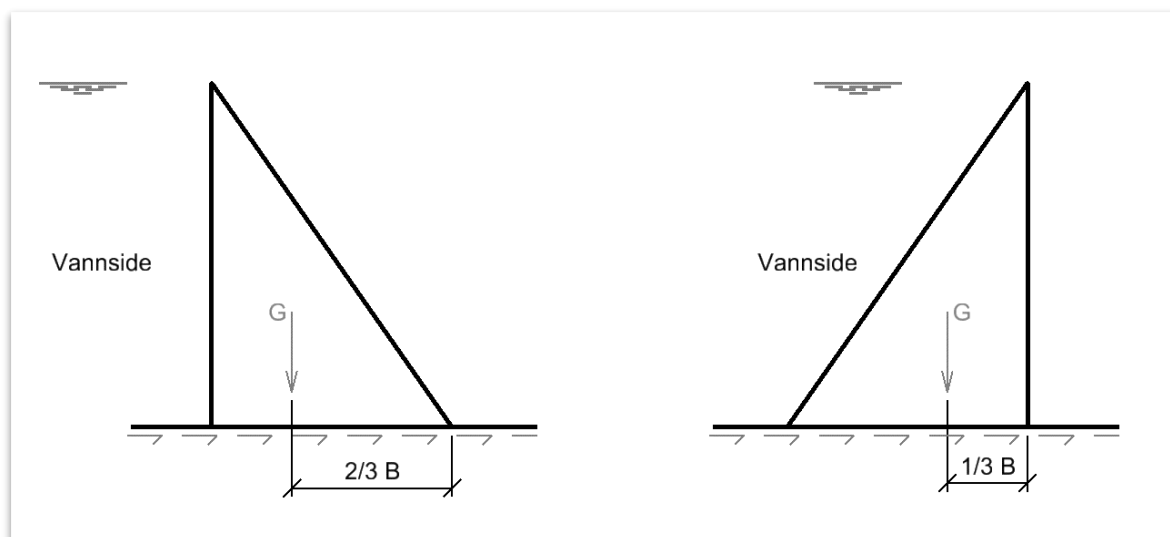
Noen gravitasjonsdammer har etablert drenasje i selve dammen og/eller av fundament. Ved vurdering av om etablert drenasje er aktiv og kan inkluderes i stabilitetsberegningene, må drenasjekanalene som et minimum inspiseres. Drenasje må være utformet slik at det er mulig å inspiserer de, samt kunne bore de opp igjen hvis det er tvil om drenasjen er tett.

Ved lamelldammer og murdammer fundamentert på godt fjell, vil det være langt mindre usikkerhet knyttet til poretrykk i overgang mellom dam og fundament. Dette forholdet bør reflekteres ved at lamell-, plate- og murdammer har lavere krav til sikkerhet.

### 7.2.3 Stabilitet mot velting

Krav om kontroll av resultantens plassering kan være ugunstig hvis damtverrsnittet ikke er utformet som en typisk gravitasjonsdam med vertikal vannside og en skrå nedstrøms side.

Ved damprofil utformet som firkant eller trekant med vertikal nedstrøms side vil resultanten fra konstruksjonens egenvekt ligge nærmere nedstrøms side, sammenlignet med en tradisjonelt utformet gravitasjonsdam. Når vanntrykket påføres konstruksjonen vil det dermed være forholdsvis mindre belastning som skal til for å flytte resultanten nedstrøms til 1/3-delspunktet sammenlignet med en tradisjonelt utformet gravitasjonsdam. Problemstillingen er illustrert i figuren nedenfor.



- > *Figur 7-1. Plassering av resultant fra nedstrøms tå for egenvekt (G) for et trekantet damprofil. Normalt vil det alltid oppstå strekk på vannsiden av høyre figur.*

Figuren til venstre minner mye om en tradisjonell gravitasjonsdam der resultatanten fra egenvekten ligger mot oppstrøms side. Profilet til høyre har derimot resultatanten fra egenvekten i 1/3-delspunktet og er dermed i grenseland for å ikke tilfredsstille krav til stabilitet UTEN vanntrykk.

Dette illustrerer at kriteriet for stabilitet kan ha uheldig utslag ved gravitasjonsdammer med utradisjonelle profil. For disse anleggene kan en kontroll av sikkerhetsfaktor mot velting etter Forskrifter for dammer (OED, 1981) gi et bedre bilde av dammens stabilitet. (dvs. Sikkerhetsfaktor = forhold mellom stabiliserende og drivende moment).

For platedammer er krav til stabilitet mot velting definert med en sikkerhetsfaktor, ettersom kriteriet for plassering av resultatanten er svært ugunstig for denne damtypen. Høyre damprofil i figuren over har et tverrsnitt som kan minne om en platedam. Normalt, vil imidlertid en platedam aldri kunne velte ettersom resultatanten fra vanntrykket treffer innenfor pilarens avtrykk mot fjell.

#### 7.2.4 Tørrmurte dammer

Murdammer utgjør 23 % av alle registrert dammer i Norge.

Tørrmurte dammer vurderes etter samme kriterier som gravitasjonsdammer i betong, til tross for at utformingen og oppførsel er forskjellig. En betongdam er monolittisk og udrenert, mens en murdam er sammensatt av løse enkeltstein og damkroppen er normalt fullt drenert.

Det er ikke kjent at det foreligger noen vurdering av om kriteriene for massive betongdammer er representative for murdammer. En selvstendig vurdering av bruddmekanismer og kriterier for evaluering av sikkerhet vil derfor være nyttig.

Nedenfor er det gitt noen momenter som tilsier at murdammer bør vurderes etter andre kriterier enn en massiv betongdam:

- Tørrmurte dammer er godt drenert og poretrykk representerer derfor en mindre usikkerhet sammenlignet med gravitasjonsdammer, noe som bør reflekteres i krav til sikkerhet.
- Kriteriet for velting ved påvisning av resultatens plassering, er ikke relevant for en tørrmurt dam ettersom poretrykket ikke avhenger av trykk i fundamentet. Det vil heller ikke kunne oppstå poretrykk internt i dammen, ettersom damkroppen består av en drenert tørrmur. Det kan for øvrig være vanskelig å se for seg at en murdam i det hele tatt skal velte. Det vil heller ikke oppstå «strek» i en murdam med mindre det er en armert betongplate på vannsiden.
- Tørrmurte dammer har ofte et mer kvadratisk tverrsnitt sammenlignet med en typisk gravitasjonsdam i betong. Dette medfører et mindre gunstig profil i forhold til kriteriet om plassering av resultatanten (som drøftet i foregående kapittel).
- Murdammer har en fleksibel konstruksjon. Dette kan medføre en omlagring av krefter og kan bidra til en betydelig økning i kapasitet mot glidning. Når murdammer belastes med statiske laster, vil konstruksjonen kunne ta større deformasjoner før dammen går til brudd. Med andre ord, vil dammen ha tydelige tegn på skader hvis den er utsatt for statiske laster som konstruksjonen ikke tåler. Dette kan til en viss grad sammenlignes med prinsippet som benyttes for dimensjonering av underarmerte betongkonstruksjoner. Ekstra kapasitet som følge av deformasjoner samt evnen til å tåle deformasjoner er ikke tatt hensyn til i dagens kriterier for stabilitetskontroll. Dette vil først og fremst være relevant for eksisterende dammer.

Erfaringer med murdammer tilsier at beregningsmodellen for stabilitetskontroll antagelig ikke gir en fullgod beskrivelse av sikkerheten ved denne typen dammer, og at beregningene er konservative. I følge NVEs damregister er det totalt registrert 738 murdammer som har en gjennomsnittlig alder på ca. 100 år. Det er derfor grunn for å anta at de fleste murdammer har vært utsatt for relativt store belastninger fra både istrykk og flom. Det er imidlertid ikke kjent at det har vært dambrudd på tørrmurte dammer de siste 40-50 årene, noe som kan tyde på at eksisterende murdammer har en generelt god sikkerhet. Det er likevel verdt å bemerke at flere murdammer har hatt skader som er reparert før de er blitt kritiske for dammens sikkerhet.

Ut fra overnevnte momenter kan det være rimelig at krav til sikkerhet ved eksisterende murdammer settes noe lavere enn for gravitasjonsdammer i betong, samt at det benyttes en sikkerhetsfaktor for å vurdere sikkerhet mot velting. Ettersom det er mindre usikkerhet knyttet til poretrykk under tørrmurte dammer, anbefales det at stabilitet for denne typen dammer kontrolleres mot en sikkerhetsfaktor, fremfor å påvise resultatens plassering.

Det er også mulig det kan være grunn for å fjerne kriteriet for velting. Ved denne typen dammer vil glidning normalt være dimensjonerende ettersom friksjonsvinkelen er lav (se vedlegg E).

Det er viktig å ta hensyn til at murdammer kan være svært forskjellig når det gjelder oppbygning. I denne sammenheng vil vurderinger av stabilitet også være avhengig av en vurdering av anleggets tilstand og oppbygning.

#### **7.2.5 Erfaringer fra drift**

Som nevnt tidligere i rapporten, vil driftserfaringer gjennom tilsyn og overvåking bidra til å redusere usikkerhet knyttet til utførelse og materialer ved anlegget. Videre viser erfaring at de aller fleste dambrudd skjer de første årene etter dammen ble bygget, og eventuelle svakheter ved damanlegget vil kunne avdekkes i forbindelse med førstegangsfylling eller de første driftsårene.

Det er heller ikke påvist skader eller problemer med anlegg bygget etter Forskrifter for dammer (OED, 1981) og dimensjoneringskriteriene etter disse forskriftene bør derfor være tilstrekkelig sikre. Oversikt over dambrudd i Norge (se kapittel 3), viser at disse er forårsaket av svakheter i konstruksjonen i kombinasjon med flom. Hvis anlegget har en god utførelse med en sikker flomavledning, er dermed usikkerhetene ved anlegget betydelig redusert.

#### **7.2.6 Differensiering etter konsekvens**

Kriterier for stabilitet er ikke differensiert etter konsekvensklasse i dagens regelverk. Dagens regelverk med klassifisering innebærer at det er lagt til rette for å innføre en differensiering av krav til sikkerhet etter konsekvens.

Samfunnsmessig er det gode grunner for å differensiere krav til sikkerhet ved eksisterende anlegg. Kostnader forbundet med å heve sikkerheten ved eksisterende anlegg er normalt mye høyere sammenlignet med å bygge den samme sikkerheten inn ved nybygging. Ut fra en samfunnsmessig vurdering, vil kostnader for å bedre sikkerheten ved anlegg med store bruddkonsekvenser gi en større reduksjon i den samfunnsmessige risikoen og dermed bedre samfunnsmessig utnyttelse av ressursene.

I denne rapporten er det foreslått å benytte anbefalinger for pålitelighetsdifferensiering i NS-EN 1990 for anlegg i klasse 1, som vist i etterfølgende tabell.

> Tabell 7-3. Multiplikasjonsfaktor,  $K_{FI}$ , etter NS-EN 1990, Tabell B3.

Dam-klasse	Pålitelighetsklasse NS-EN 1990	Multiplikasjonsfaktor, $K_{FI}$
1	RC1	0,9
2	RC2	1,0
3 og 4	RC3	1,1

Når det gjelder dammer i klasse 3 og 4, er krav i damsikkerhetsforskriften differensiert blant annet gjennom egne krav til stabilitet mot jordskjelv, krav til senkning av magasinet samt krav om beredskapsmessig sikring. Dette innebærer i prinsippet at disse dammene har et høyere sikkerhetsnivå som ikke reflekteres i selve sikkerhetsfaktoren.

Erfaringer med det generelle sikkerhetsnivået i damsikkerhetsforskriften har for øvrig ikke gitt noen indikasjoner på at det er behov for en ytterligere differensiering av sikkerhetsnivået mellom eksisterende dammer i klasse 2 og dammer i klasse 3/4.

### 7.3 Glidning

For å etablere en beregningsmodell for glidemotstand, vil det være nødvendig å gjøre visse antagelser og forenklinger. Det finnes flere ulike modeller for å forklare hvordan glidning mellom to plan kan betraktes. I det etterfølgende er det valgt å presenter en mulig forklaring, der kapasitet mot glidning er presentert med to modeller som avhenger av om det er heft i bruddflaten, eller ikke (Energiforsk, Rapport 2016:292):

#### I. Intakt kontaktflate med kohesjon (bonded surface):

Skjærbrudd er gitt som en funksjon av kohesjon og intern friksjonsvinkel.

- Skjærmotstand:  $F = cA + N \tan \phi_i$

Der **c** er kohesjon, **A** er kontaktarealet i sprekken, **N** er normalkraften,  $\phi_i$  er intern friksjonsvinkel.

#### II. Kontaktflate uten kohesjon (unbonded surface):

Skjærbrudd kan beskrives som en funksjon av friksjonsvinkel ( $\phi_c$ ) og dilatasjonsvinkelen ( $i_c$ ).

- Skjærmotstand:  $F = N \tan (\phi_c + i_c)$

Friksjonsvinkelen ( $\phi_c$ ) kan forklares med mikroskopisk ruhet i en ellers glatt overflate (makroskopisk glatt overflate). Dilatasjonsvinkelen ( $i_c$ ) er bestemt av større ujevnheter i overflaten.

For å inkludere effekten av dilatasjonsvinkelen, må ujevnheten i overflaten være av en viss størrelse slik at det ikke oppstår skjærbrudd i fjellet eller betongen. For svenske lamelldammer med høyde 10-30 m er det anbefalt at ujevnheten har en lengde på minst 5% av damhøyden (dvs. min 0,5 m for en 10 m høy dam). For gravitasjonsdammer kan ujevnheten være noe mindre.

Modellen innebærer at brudd kan skje ved ulike deformasjoner: (i) Brudd i kontaktoverflaten uten relativ deformasjon (bonded surface), og (ii) brudd med en relativ deformasjon fra noen mm til noen cm for kontaktflate uten binding (unbonded surface).

Rapporten angir at friksjonsvinkel ( $\theta_c$ ) kan settes lik  $35^\circ$  og med et standardavvik på  $1,75^\circ$ , mens dilatasjonsvinkelen ( $i_c$ ) settes lik  $15^\circ$  og med et standardavvik på  $3^\circ$ .

### 7.3.1 NVEs retningslinjer for betongdammer

I følge NVEs retningslinjer for betongdammer (NVE, 2005), kapittel 2.6.2, skal sikkerheten mot glidning påvises ved følgende kontroll:

$$S = \frac{F}{\Sigma H}$$

Der:

S = Sikkerhetsfaktor

F = Snittets bruddkapasitet, og kan omfatte friksjon, kohesjon og fjellbolter.

$\Sigma H$  = Summen av horisontalkreftene mot dammen

Snittets bruddkapasitet (F) vil normalt være friksjonen i den aktuelle bruddflaten, med mindre fortanning, fjellbolter og armering eller lignende også er virksomme i bruddflaten. Eventuell fortanning i fundamentet inkluderes normalt ikke når det benyttes friksjonsvinkler fra NVEs Retningslinjer for betongdammer. Kapasitet fra kohesjon kan bare medregnes, når kohesjon er påvist med forsøk.

I retningslinjens kapittel 2.6.2 er det gitt maksimale verdier for friksjonsvinkel som kan anatas for ulike fundament. Disse omfatter antagelig ikke bare friksjonsvinkel ( $\theta_c$ ) men tar også hensyn til andre faktorer som forsterker glidemotstanden (som f.eks. dilatasjonsvinkel).

### 7.3.2 Beregningsmetodikk

Det henvises normalt til følgende 3 ulike metodiker for kontroll av glidestabilitet:

- I. Sliding resistance method (Glidemotstand)
- II. Shear friction method (Skjærfriksjon)
- III. Limit equilibrium method (Grenselikevekt)

Limit equilibrium method er ofte betegnet som den mest moderne metoden. De 3 metodene er godt oppsummert av Simen Alexander Liahagen (2012)<sup>31</sup> og Fredrik Johansson (2005)<sup>32</sup>. Og dette er benyttet som referanse for etterfølgende beskrivelse:

#### I. Sliding resistance method (Glidemotstand)

Kriterie for stabilitet er gitt ved følgende sammenheng:

$$\mu = \frac{\Sigma H}{\Sigma V'} \leq \mu_{all}$$

Der  $\Sigma H$  er sum av horisontale krefter langs glideplanet,  $\Sigma V'$  er sum av vertikale normalt mot glideplanet og  $\mu_{all}$  er tillat friksjonskoeffisient. Metoden ble benyttet i USA fram til ca. 1930-tallet (Fredrik Johansson, 2005).

#### II. Shear friction method (Skjærfriksjon)

NVEs Retningslinjer for Betongdammer (NVE, 2005) refererer til denne metoden.

<sup>31</sup> Liahagen, Simen Alexander (2012). Stabilitet av betongdammer – Ruhetens påvirkning på skjærkapasiteten mellom betong og berg. Masteroppgave NTNU, Institutt for vann- og miljøteknikk.

<sup>32</sup> Johansson, Fredrik (2005). Stability Analyses of Large Structures Founded on Rock. Licentiate Thesis. Royal Institute of Technology (KTH). Department of Civil and Architectural Engineering, Stockholm.

Metoden beregner en sikkerhetsfaktor mot glidning basert på Mohr-Coulomb-kriteriet. Sikkerhetsfaktoren er her definert som forholdet mellom horisontal motstand mot glidning (kapasitet) og summen av horisontal last på konstruksjonen:

$$S = \frac{\Sigma V \cdot \tan(\phi + \alpha) + \frac{C \cdot A}{\cos \alpha (1 - \tan \alpha \cdot \tan \phi)}}{\Sigma H}$$

Der  $\Sigma V$  er sum av vertikale krefter,  $\Sigma H$  er sum av horisontale krefter,  $\alpha$  er glideplanets vinkel,  $\phi$  er friksjonsvinkelen,  $\tan \phi$  er friksjonskoeffisienten ( $\mu$ ),  $C$  er kohesjon og  $A$  er areal til kontaktsonen for glideplanet.

Metoden har noen begrensninger (Fredrik Johansson, 2005):

- Kohesjon representerer en stor usikkerhet.
- Metodikken forutsetter en 2-dimensjonal analyse som ikke tar hensyn til randbetingelser langs damaksen.
- Sammenhengen er best egnet for plane bruddflater.

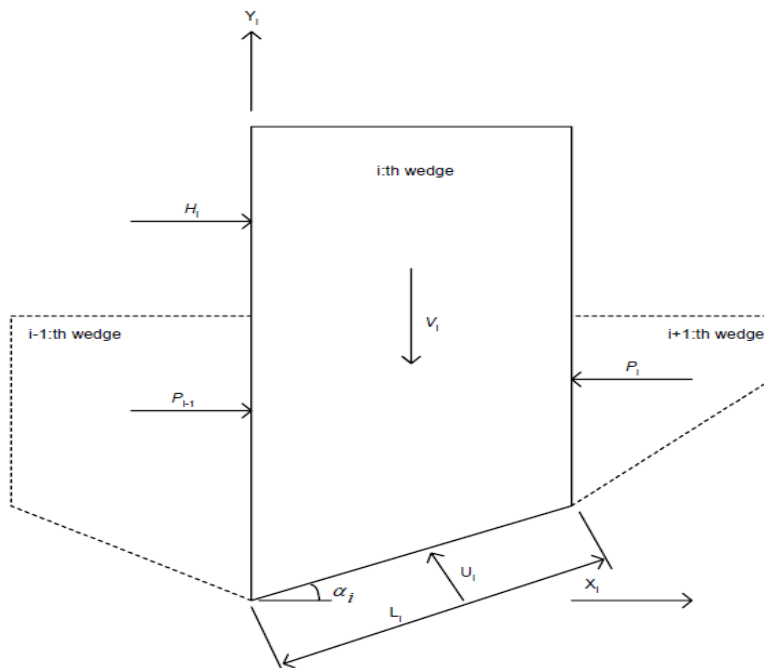
### III. Limit equilibrium method (Grenselikevekt)

Metoden definerer sikkerhetsfaktoren som forholdet mellom maksimal skjærkapasitet,  $\tau_f$  og skjærspenningen,  $\tau$ , som oppstår langs glideplanet:

$$F_s = \frac{\tau_f}{\tau}$$

Metoden tar hensyn til et sammensatt glideplan. Et system med sammensatt av flere elementer som gli langs ulike plan som vist i etterfølgende figur, kan sikkerhetsfaktoren uttrykkes som (Fredrik Johansson, 2005):

$$FS = FS_1 = FS_2 = \dots = FS_n$$

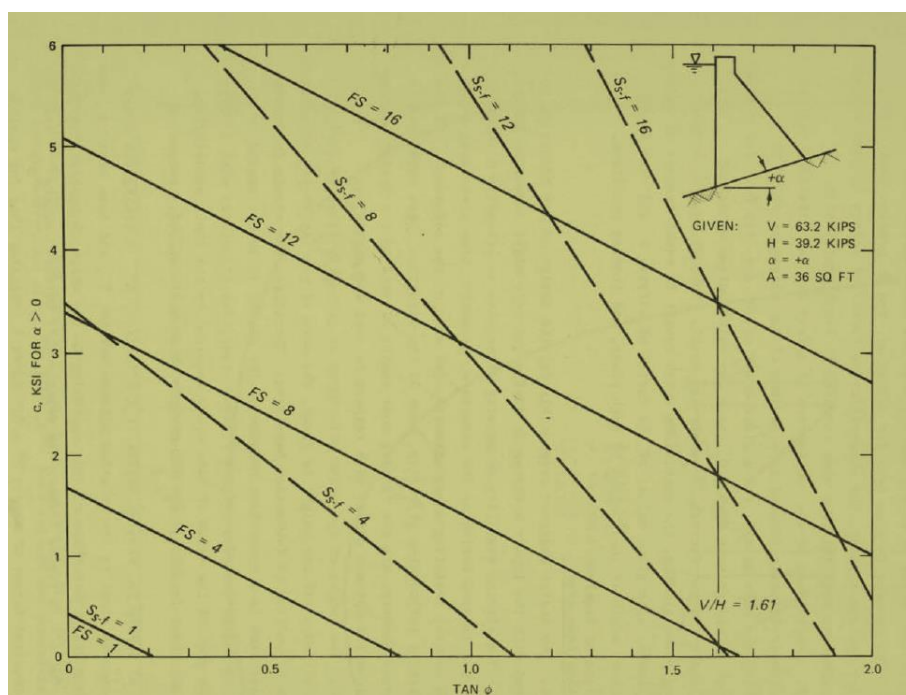


> *Figur 7-2. Geometri, krefter og koordinatsystem for element (i) (wedge i) i et hypotetisk system (Fredrik Johansson, 2005) .*

I beregninger av Målsetdammen (Peter Stølen, 2012)<sup>33</sup> er metodene sammenlignet. Her er det funnet at metodene gir omtrent samme sikkerhetsfaktor for små helningsvinkler, men ved større helningsvinkler gir limit equilibrium metoden en noe høyere sikkerhetsfaktor sammenlignet med shear friction factor metoden.

Ettersom sikkerhetsfaktoren defineres forskjellig, vil dette kunne resultere i ulike sikkerhetsfaktorer ved de to metodene. G. A. Nicholson (1983)<sup>34</sup> gjorde en grundig evaluering av de to metodene og påpeker at de to metodene resulterer i en forskjellig og unik sikkerhetsfaktor.

Dette illustrerer kompleksiteten i å presentere sikkerheten som et enkelt tall. Når sikkerhetsfaktoren er forskjellig er dette et resultat av ulike metodikker og innebærer ikke nødvendigvis at et av resultatene er feil. Begrepet sikkerhet er med andre ord relativt som avhengig av blant annet metodikk og forutsetninger.



- > *Figur 7-3. Eksempel på hvordan sikkerhetsfaktoren varierer avhengig av metodikk. FS viser sikkerhet ved bruk av ved bruk av limit equilibrium og  $S_{s-f}$  viser sikkerhet ved bruk av shear friction factor method (G. A. Nicholson, 1983).*

<sup>33</sup> Stølen, Peter (2012). Målsetdammen – Sikkerhet mot glidning i platedam. Masteroppgave NTNU, Institutt for vann- og miljøteknikk.

<sup>34</sup> Nicholson, G. A. (1983). Design of gravity dams on rock foundations: Sliding stability assessment by limit equilibrium analysis and selection of shear strength parameters. Geotechnical Laboratory, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment station.



### 7.3.3 NS-EN 1990 og sikkerhet mot glidning

Grensetilstand for statisk likevekt i konstruksjonen etter NS-EN 1990, kapittel 6.4.2, er vist i figuren nedenfor.

**6.4.2 Påvisning av statisk likevekt og kapasitet**

(1)P Ved påvisning av en grensetilstand for statisk likevekt i konstruksjonen (EQU) skal det verifiseres at:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (6.7)$$

der:

$E_{d,dst}$  er den dimensjonerende verdien for virkningen av destabiliserende laster;

$E_{d,stab}$  er den dimensjonerende verdien for virkningen av stabiliserende laster.

(2) Om nødvendig kan uttrykket for en grensetilstand for statisk likevekt suppleres med ytterligere ledd som inneholder for eksempel en koeffisient for friksjon mellom stive legemer.

(3)P Ved påvisning av en grensetilstand for brudd eller store deformasjoner i et snitt, en konstruksjonsdel eller forbindelse (STR og/eller GEO), skal det påvises at:

$$E_d \leq R_d \quad (6.8)$$

der:

$E_d$  er den dimensjonerende verdien for lastvirkningen, f.eks. indre kraft, moment eller en vektor som representerer flere indre krefter eller momenter;

$R_d$  er den dimensjonerende verdien for den tilsvarende kapasiteten.

**MERKNAD 1** Metodene for STR og GEO er nærmere angitt i tillegg A.

**MERKNAD 2** Uttrykket (6.8) dekker ikke alle metoder for påvisning når det gjelder knekking, dvs. brudd som skjer når 2. ordens virkninger ikke kan begrenses ved konstruksjonsmessige reaksjoner, eller ved akseptable konstruksjonsmessige reaksjoner. Se NS-EN 1992 til NS-EN 1999.

> *Figur 7-4. Utdrag fra NS-EN 1990, kapittel 6.4.2*

En samordning med retningslinjer for betongdammer (NVE, 2005), tilsier at sikkerhet mot glidning bør beregnes bruddgrensetilstander STR etter formel (6.8) og gir følgende sammenheng for sikkerheten:

$$S = \frac{F}{\sum H} = \frac{R_k}{E}$$

Der:

$R_k$  = Karakteristisk verdi for kapasitet

$E$  = Lastvirkning

### 7.3.4 NS-EN 1992, Kapasitet mot glidning inkl. skrå bolter

En alternativ beregning av kapasitet ( $F$ ) i bruddflaten er gitt i NS-EN 1992, kapittel 6.2.5 med tittelen «Skjærkrefter i støpeskjøter mellom betongstøp på ulike tidspunkt».

Her er dimensjonerende skjærkapasitet gitt ved:

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$$

Der

$c$  = kohesjonsfaktor. Settes lik 0,4 ved ru betong overflater (ru overflate f.eks. utført med rive)

$f_{ctd}$  = (jf. NS-EN 1992, kapittel 3.1.6)

$\mu$  = friksjonskoeffisient. Settes lik 0,7 ved ru overflater (dvs.  $c = 0,4$ ). Når  $\mu = 0,7$  tilsvarer en friksjonsvinkel på  $35^\circ$ .

$\rho = A_s / A_i$  = Armeringsareal som krysser skjøten ( $A_s$ ) / Areal av støpeskjøten ( $A_i$ )

$f_{yd}$  = Armeringens dimensjonerende flytgrense

$\alpha$  = vinkel av bolten mot bruddflaten, og bør begrenses til  $\geq 45^\circ$ .

$v$  = fasthetsreduksjonsfaktor =  $0,6 (1 - f_{ck}/250)$

Det kan eventuelt regnes med karakteristisk strekkfasthet når dette benyttes i NVEs regelverk der last og materialfaktorer settes lik 1,0. Dette innebærer at karakteristisk strekkfasthet i betong ( $f_{ctk, 0,05}$ ) kan benyttes i stedet for dimensjonerende strekkfasthet til betongen ( $f_{ctd}$ ). Dette er gitt i tabell 3.1 i NS-EN 1992, se tabell nedenfor.

> Tabell 7-4. Utdrag fra NS-EN 1992, tabell 3.1.

Fasthetsklasser for betong												
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78
$f_{ctm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6
$f_{ctk, 0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2
$f_{ctk, 0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0

Formelen antar et konservativt anslag for kohesjon, sammen med en redusert friksjonsvinkel på  $35^\circ$ . Til sammenligning kan friksjonsvinkelen for glideplan i betong settes lik  $45^\circ$  etter NVEs retningslinje for betongdammer, kapittel 2.6.2.

Med ovennevnte formel, kan kapasiteten til et bruddsnitt i dammen eller mot fundament uttrykkes som vist nedenfor. Kapasitet fra eventuelle fjellbolter medregnes i tverrsnittets bruddkapasitet som armering, der både vertikal og horisontal komponent fra skrå bolter inkluderes. Dette kan uttrykkes som følgende:

$$F = (N-U) \mu + c f_{ctd} + F_{bolt} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)$$

Der

$N$  = Normalkraft på bruddflaten

$U$  = Forutsatt poretrykk i bruddflaten

$F_{bolt}$  = kapasitet til fjellbolter i snittet, der maks spenning i fjellbolten settes lik  $f_{yd} \leq 180$  N/mm<sup>2</sup>, jf. NVEs retningslinje for betongdammer (NVE, 2005). I Eurokoden tillates høyere spenning for armering opp til flytespenning, forutsatt fullforankring.

Formel for glidestabilitet etter NVEs retningslinje for betongdammer (NVE, 2005) kan dermed uttrykkes som følgende:

$$S = \frac{F}{\Sigma H} = \frac{(N - U) \mu + C \text{ fctd} + F_{\text{bolt}} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha)}{\Sigma H}$$

### 7.3.5 Alternativ kontroll etter forskrifter for dammer (OED, 1981)

Vegvesenet tillater at opprinnelig beregningsmetodikken benyttes for eksisterende bruer, så lenge det ikke er avdekket større mangler ved denne beregningsmetodikken. Det kan derfor være hensiktsmessig å gjennomføre en tilleggsvurdering av sikkerhet med referanse til tidligere regelverk.

Etter forskrifter for dammer (OED, 1981), ble kapasiteten mot glidning tilstrekkelig når kraftkomponenten parallelt med fundamentflaten ikke oversteg skjærkapasiteten, gitt ved følgende uttrykk:

$$F_{\text{skjær}} = 0,2 f_c A_{\text{cx}}$$

Der

$f_c$  = betongens dimensjonerende trykkfasthet. Materialfaktor:  $\gamma_m = 1,2$  (bruddgrense), og  $\gamma_m = 1,0$  (ulykkesgrense).

$A_{\text{cx}}$  = Areal av betongens trykksone

$A_{\text{cx}}$  bestemmes på bakgrunn av en likevektsbetraktning, som også omfatter stabiliserende laster. Formel for glidestabilitet etter NVEs retningslinje for betongdammer (NVE, 2005) kan dermed uttrykkes som følgende:

$$S = \frac{F}{\Sigma H} = \frac{F_{\text{skjær}}}{\Sigma H}$$

Det kan eventuelt regnes med karakteristisk strekkfasthet når dette benyttes i NVEs regelverk, der last og materialfaktorer settes lik 1,0. Dette innebærer at karakteristisk trykkfasthet i betong ( $f_{\text{ck}}$ ) kan benyttes i stedet for dimensjonerende strekkfasthet til betongen ( $f_c$ ), jf. tabell 3.1 i NS-EN 1992 (se foregående figur).

Denne metodikken vil først og fremst være aktuell for lamell- og platedammer der det kan påvises at det ikke er skader eller tegn til knusning eller bevegelse av pilaren mot fundamentet.

### 7.3.6 Fortanning, skjærkapasitet og kohesjon

Problemstilling knyttet til fortanning, skjærkapasitet og glidekontroll bør utredes nærmere og er foreslått som en aktivitet for videre utredning eventuelt FoU aktivitet, jf. vedlegg til rapporten.

Effekt fra kohesjon og fortanning kan gi et betydelig bidrag til stabilitet mot glidning. Glidestabiliteten til en betongdam er imidlertid kompleks og påvirkes av mange faktorer som kan være vanskelig å dokumentere. Det finnes heller ingen god beskrivelse av metodikk for å dokumentere hverken kohesjon eller fortanning.

Ved en gravitasjonsdam vil det være relativt komplisert å påvise fortanning i fundamentet, med mindre dette er dokumentert fra bygging. Det kan også være vanskelig å påvise

kohesjon under dammen ettersom det kan være vanskelig å hente ut gode prøver for testing. Kohesjon og heft kan eventuelt påvises ved å ta ut prøver av representativt fjell som påstøpes betong for testing. Slik testing er blant annet gjennomført av Statkraft på Målsetdammen (Norut, 2013)<sup>35</sup>.

Når det gjelder gravitasjonsdammer av tørrmur, er det liten kunnskap i forhold til friksjon og sikkerhet mot glidning. Det er grunn for å tro at det kan skje mindre deformasjoner i en tørrmurt dam slik at det oppstår spenningsomlagring i muren kombinert med at det etableres en fortanning mot ujevnheter i fundamentet. Kohesjon er ikke relevant for tørrmurte dammer.

Ved pilarer på platedammer vil det normalt være enklere å påvise fortanning ettersom fjelloverflaten ved pilaren normalt er kjent. I tilfeller der pilaren er støpt i en utsprengt grøft, vil fortanningen antagelig være så stor at skjærbrudd i fjell eller pilar vil være riktig bruddmekanisme. Det er også mindre grunn til å stille spørsmål ved kohesjon ved pilarer ettersom pilaren vil være drenert, slik at det ikke kan oppstå riss med poretrykk i overgangen mellom pilar og fjell.

Problemstillingen til betongdammer og glide stabiliteten er blant annet omhandlet i rapport «Optimal og sikker rehabilitering av betongdammer – Glidestabilitet betongdammer» (EnergiNorge, 2012)<sup>36</sup>. Noen av innholdet fra rapporten er gjengitt nedenfor:

Utdrag fra rapport; «Glidestabilitet betongdammer» (EnergiNorge, 2012):

Dagens regelverk legger opp til at sikkerhet mot glidning beregnes som forholdet mellom horisontal motstand mot glidning og beregnet horisontal kraft (skjærfriksjonsmetoden). Skjærkapasiteten antas representert av det lineære Mohr-Coulomb-kriteriet og krav til maksimale parametere ser ut til å være tilpasset konservative verdier. Dette medfører at beregnet sikkerhet mot glidning vil være konservativ, men ukjent. Stabilitetsberegninger etter dagens regelverk medfører dermed at dammer som i virkeligheten er stabile, kan bli beregningsmessige ustabile.

Mohr-Coulomb-kriteriet, som benyttes for skjærkapasiteten, er et svært forenklet kriterium som ikke tar hensyn til alle faktorene som påvirker skjærkapasiteten. Dette omfatter blant annet følgende faktorer:

- Fordelingen av normalspenningen over tverrsnittet
- Styrken til materialene (for eksempel skjær-, trykk- og strekkstyrken)
- Ruheten (mikro-, makro og visuell ruhet)
- Glidplanstilstand (forvitring, kohesive bånd, tidligere og tilstedeværende deformasjoner)
- Skjærspenningsfordelingen
- Skjærbidrag fra fjellbolter, dybler og armering (direkte eller indirekte)
- Eventuelt mellomliggende materiale

En annen usikkerhet er at det kun kontrollerer en kraftlikevekt, og ikke en spenningslikevekt. Det vil si at man forutsetter perfekte plastiske materialer, hvor spenningsomlagringer foregår uten lokale sprøbrudd. Mindre deformasjoner med

---

<sup>35</sup> Norut (2013): Målset dam – Finite element analysis assisted by tests, Technical report no. 2013/32013-06-12, datert 18. April 2013.

<sup>36</sup> EnergiNorge (2012): Optimal og sikker rehabilitering av betongdammer, Glidestabilitet betongdammer. Rapport datert 15. januar 2012 og utarbeidet av Norconsult på vegne av EnergiNorge

spenningsomlagring er antatt å kunne gi en vesentlig sikkerhet ved gravitasjonsdammer og pilarer i platedammer.

## 7.4 Alternative vurderinger av sikkerhet

Alternativer vurderinger og metodikker som ikke er beskrevet i regelverket kan være aktuelt for å påvise sikkerhet ved anlegg med spesielle utfordringer (for eksempel ved utførelse, forutsetninger, laster, randbetingelser eller stabilitet). Slike vurderinger kan også være aktuelt for å kalibrere og validere inndata i opprinnelige beregninger.

### 7.4.1 Dokumentasjon av forutsetninger

Effekt fra for eksempel kohesjon og fortanning kan gi et betydelig bidrag til stabilitet mot glidning. Påvisning av poretrykk er en annen faktor som kan bidra til mer nøyaktige beregninger av sikkerhet mot glidning og velting.

Glidestabiliteten til en betongdam er imidlertid komplekst og påvirkes av mange faktorer som kan være vanskelig å dokumentere. Det finnes heller ingen god beskrivelse av fremgangsmåte for å dokumentere disse faktorene. Slike undersøkelser er derfor i liten grad utført.

Ved å gjennomføre tester og prøving, kan det utvikles en metodikk for å påvise ulike forutsetninger som er av betydning for stabilitet. Dette vil senke terskelen for å gjennomføre slike undersøkelser og vil samtidig kunne bidra til å bedre den generelle kunnskapen om hvordan disse faktorene påvirker sikkerheten.

### 7.4.2 FEM analyser (FERC, 2016)

Finte Element Analysis (FEM) gjør det mulig å modellerer faktisk geometri av dammen, samvirke mellom dam og fundament, samt selve fundamentet under dammen. Muligheter for å skanne fundamentet før utstøping av nye dammer medfører nye muligheter for denne typen analyser.

2-dimensjonale elementanalyser gjør det mulig å beregne en mer nøyaktig trykk spenningsdistribusjon i bruddflaten. Spenningene i bruddflaten er ofte ikke linjert fordelt slik som forutsatt i enkle stabilitetsbetraktninger, men vil variere under dammen og kan påvirke poretrykk under dammen. Slike beregninger kan også ta hensyn til fortanning og ujevnheter mot fjell og dermed gi en mer nøyaktig beregning av hvordan dette påvirker stabiliteten ved dammen. Gjennom element berginger vil det også være mulig å re-distribuere spenningen i dammen gjennom en ikke-linjere beregninger. På denne måten vil kan ekstra kapasitet i konstruksjonen påvises.

3 dimensjonale analyser kan benyttes når det skjer en lastfordeling parallelt med damaksen, som for eksempel ved buede gravitasjonsdammer, eller gravitasjonsdammer i trange kløfter der det kan oppstå en buevirkning.

### 7.4.3 Probabilistisk beregninger

I forbindelse med dette prosjektet er det gjennomført en probabilistisk analyse av dam Reinoksvatn, tilhørende Statkraft. Denne analysen er dokumentert i en egen rapport. I tillegg er det levert bidrag til ICOLDs 14<sup>th</sup> International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams, der det vil være mulig å høste erfaringer med denne typen beregninger.

Metodikken er transparent og bidrar til å belyse omfanga av usikkerheter ved forutsetninger i beregningen. Dette medfører at det er mulig å gjennomføre målrettede tiltak på faktorer som bidrar til den største usikkerheten, enten i form av å fremskaffe mer dokumentasjon eller gjennom målrettede tiltak på anlegget.

Foreløpige erfaringer, tyder på at metodikken har interessante muligheter og er verdt å prøve ut i et større omfang.

### **Beskrivelse av probabilistisk design:**

I hovedsak er det følgende to metoder for å dokumentere påliteligheten til en struktur:

- Deterministiske metoder
- Probabilistiske metoder

Deterministiske metoder baserer seg kalibrering tuftet på byggeskikk over lang tid (historiske/empiriske metoder). Eurokoden og damsikkerhetsforskriften baserer seg i hovedsak på slike metoder. Ulempen med metodikken er at det er vanskelig å kvantifisere usikkerheten og knytte den opp mot kilden til usikkerhet.

Probabilistiske metoder baserer seg på statistisk evaluering av forsøksdata og feltmålinger. Man benytter ikke partialfaktorer og/eller sikkerhetsfaktorer, men spesifiserer en statistisk fordeling for de forskjellige lastene og kapasitetene. Deretter må man definere ett eller flere bruddkriterier og på grunnlag av dette beregne en sannsynlighet for brudd.

Probabilistiske analyser kan benyttes som et hjelpemiddel for å fremskaffe tilstrekkelig beslutningsgrunnlag om dammen har tilstrekkelig stabilitet, eller om videre undersøkelser er nødvendig eller om dammen må forsterkes. Analysene gir et godt beslutningsgrunnlag ettersom usikkerheter behandles på en transparent måte.

Den beregnede sannsynligheten for brudd kan deretter måles opp mot en akseptabel risiko definert i regelverk. Eurokoden plasserer dammer i konsekvensklasse/pålitelighetsklasse 3 (Tabell NA.A1(901), NS-EN 1990). For en referanseperiode på 1 år krever dermed Eurokoden at dammer har en pålitelighetsindeks på minst 5,2, som vist i etterfølgende tabeller vil. Dette tilsvarer en sannsynlighet for brudd på  $10^{-7}$  per år, eller en returperiode på 10 millioner år (jf. neste tabell).

- > *Tabell 7-5. Anbefalte minsteverdier for pålitelighetsindeksen  $\beta$  i bruddgrensetilstand. (Ref.: Tabell B2, NS-EN 1990)*

Pålitelighetsklasse	Minsteverdier for $\beta$	
	Referanseperiode 1 år	Referanseperiode 50 år
RC3	5,2	4,3
RC2	4,7	3,8
RC1	4,2	3,3

Forholdet mellom pålitelighetsindeksen og sannsynligheten for brudd er gitt av uttrykket nedenfor, der  $\phi(x)$  er fordelingsfunksjonen for en standard normalfordeling. Pålitelighetsindeksen for forskjellige sannsynligheter er gitt ved:

$$\beta = -\phi^{-1}(p_f)$$

- > *Tabell 7-6. Forholdet mellom sannsynlighet for brudd og pålitelighetsindeksen. (Ref.: Tabell C1, NS-EN 1990)*

$P_f$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$
$\beta$	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Probabilistiske metoder er svært godt egnet for vurdering av sikkerheten til eksisterende konstruksjoner da all geometri er gitt og ved hjelp av målinger og data fra instrumentering er det mulig å kvantifisere spredningen til de fleste variable (vanntrykk, poretrykk, betongfasthet, friksjonsvinkel etc...). Eurokoden åpner i NS-EN 1990, Tillegg B og C, for bruk av slike metoder til dokumentasjon av sikkerhet. Metoden kan også benyttes ved design av nye konstruksjoner, men har størst potensiale for eksisterende der kostnaden for endringer er store.

Energiforsk i Sverige har gitt ut en fyldig rapport som sammenstiller regler, retningslinjer og forklaringer for dimensjonering og revurdering av betongdammer med probabilistiske metoder (Probabilistic model code for concrete dams). Her er det gjort et arbeid med å kalibrere pålitelighetsindeksen opp mot krav for å tilfredsstillere sikkerhetsforskrifter for eksisterende dammer. Basert på dette kan vi gi et pålitelighetskrav for dammer i konsekvensklasse 0 til 4.

- > *Tabell 7-7. Minsteverdier for pålitelighetsindeks,  $\beta$ , ved referanseperiode 1. år (Energiforsk, 2016; rapport 2016:292, Tabell 6.1 og 6.2, Probabilistic Model Code for Concrete Dams,).*

Damklasse	Minste akseptable pålitelighetsindeks, $\beta$
3 og 4	5,2
2	4,8
1	4,2
0	3,8



## 8 KRITERIER FOR SIKKERHET - FORSLAG

I dette kapitlet er det gitt forslag for alternativ evaluering av eksisterende betong- og murdammer med utgangspunkt i bestemmelser i damsikkerhetsforskriften og tilhørende retningslinjer. Det understrekes at dette kapitlet omhandler kontroll av eksisterende dammer. Ved ombygging eller nybygging anbefales det å ta utgangspunkt i bestemmelsene i damsikkerhetsforskriften.

### 8.1 Begrunnelse

Forslag til kriterier for stabilitet er basert på drøfting og dokumentasjon i denne rapporten, og er oppsummert under hvert enkelt kapittel nedenfor. Kriteriene er også gjengitt i «Rapport 1 - Anbefalinger for eksisterende betong- og murdammer».

Følgende generelle forutsetninger legges til grunn:

- Forslag om en større differensiering av krav etter klassifisering ved bruk av multiplikasjonsfaktor for dammer i klasse 1. Multiplikasjonsfaktor,  $K_{FI}$ , er hentet fra NS-EN 1990, Tabell B3, der pålitelighetsklasse RC1 lekkes til grunn. Dette innebærer at sikkerhetsfaktoren reduseres med en faktor på 0,9 i klasse 1. Det henvises for øvrig til drøfting i kapittel 7.2.6.
- Beregninger i vedlegg E benyttes som grunnlag for sammenhengen mellom sikkerhetsfaktor og usikkerheter i de ulike forutsetningene.

Det henvises også til eksempel i Vedlegg A der sammenheng mellom last- og sikkerhetsfaktor er vurdert for et konkret eksempel.

Ved bruk av alternative sikkerhetsfaktorer er det uansett viktig at det gjøres en vurdering av de ulike forutsetningene og usikkerheten i beregningen. Ved eksisterende dammer bør sikkerhetsfaktorene ikke benyttes som absolutte verdier, men brukes med et visst skjønn.

### 8.2 Gravitasjonsdammer i betong

> *Tabell 8-1. Forslag til stabilitetskriterier for eksisterende gravitasjonsdammer i betong.*

Klasse	Kontroll	Bruddgrense		Ulykkesgrense	
		Velting	Glidning	Velting	Glidning
2, 3 og 4	Generelt	$R > 1/3 B$	$S > 1,5$	$R > 1/6 B$	$S > 1,1$
	DFV uten bolter			$R > 1/12 B$	$S > 1,1$
1	Generelt	$R > 1/3 B$	$S > 1,35$	$R > 1/6 B$	$S > 1,0$
	DFV uten bolter			$R > 1/12 B$	$S > 1,0$
<b>Når egenvekt er dokumentert:</b>					
2, 3 og 4	Generelt	$R > 1/3 B$	$S > 1,4$	$R > 1/6 B$	$S > 1,0$
	DFV uten bolter			$R > 1/12 B$	$S > 1,0$
1	Generelt	$R > 1/3 B$	$S > 1,25$	$R > 1/6 B$	$S > 1,0$
	DFV uten bolter			$R > 1/12 B$	$S > 1,0$

### 8.2.1 Forklaring

Forslaget innebærer ingen endringer i det generelle stabilitetskriteriet for dammer i klasse 2, 3 og 4 når det ikke foreligger dokumentasjon av egenvekten til betongen. Videre er det ingen endringer i de generelle kriteriene for velting for dammer i alle klasser.

Det understekes at forslaget er veiledende og at bruk av sikkerhetsfaktorene bør suppleres med en vurdering av eventuelle usikkerheter i forutsetningene for stabilitetsberegningene, samt en tilstandsvurdering av konstruksjonen.

Forslag er til endringer omfatter følgende:

- **Gravitasjonsdammer i betong, klasse 2, 3 og 4:** Forslag til stabilitetskriterier omfatter kun glidning. Kriterier for velting samsvarer med stabilitetskriterier i regelverket.
- **Klasse 1 dammer:** Differensiering av krav for dammer i klasse 1 er gitt med referanse i NS-EN 1990, Tabell B3. Stabilitetskrav mot glidning er dermed redusert med en faktor på 0,9. Kriterier for velting samsvarer med stabilitetskriterier i regelverket.
- **Dokumentasjon av egenvekt:** Når egenvekt av betong er dokumentert kan sikkerhetsfaktoren reduseres med en faktor på 1/1,08 mot glidning, jf. vedlegg E. For dammer i klasse 1 kommer dette i tillegg til reduksjon i sikkerhetsfaktoren som følge av differensiering i forhold til konsekvensklassene.

Det anbefales at dokumentasjon av egenvekt også suppleres med en geometrisk kontroll av anlegget (f.eks. laserscanning).

## 8.3 Murdammer – Stabilitetskriterier

> *Tabell 8-2 Forslag til stabilitetskriterier for eksisterende murdammer.*

Klasse	Kontroll	Bruddgrense		Ulykkesgrense	
		Velting	Glidning	Velting	Glidning
2, 3 og 4	Generelt	$S > 1,3$	$S > 1,5$	$S > 1,1$	$S > 1,1$
	DFV uten bolter			$S > 1,1$	$S > 1,1$
1	Generelt	$S > 1,2$	$S > 1,35$	$S > 1,0$	$S > 1,0$
	DFV uten bolter			$S > 1,0$	$S > 1,0$

### 8.3.1 Forklaring

Forslaget innebærer ingen endringer i det generelle stabilitetskriteriet mot glidning for dammer i klasse 2, 3 og 4.

Det understekes at forslaget er veiledende og at bruk av sikkerhetsfaktorene må suppleres med en vurdering av eventuelle usikkerheter i forutsetningene for stabilitetsberegningene, samt en tilstandsvurdering av konstruksjonen.

Forslag er begrunnet ut fra følgende momenter:

- **Velting:** Kriterie for velting ved påvisning av resultatens plassering, er ikke relevant for en tørrmurt dam ettersom poretrykket ikke avhenger av trykk i fundamentet. Det vil heller ikke kunne oppstå «strek» i en murdam med mindre det

er en armert betongplate på vannsiden. Det er for øvrig vanskelig å se for seg at en murdam i det hele tatt skal velte. Se for øvrig drøfting i kapittel 7.2.4.

- **Bruddgrense, velting:** Lavere sikkerhet mot velting enn mot glidning, tar hensyn til at friksjonsvinkelen ikke har betydning for stabilitet mot velting. Usikkerhet i friksjonsvinkel kan dermed elimineres og sikkerhetsfaktoren kan reduseres sammenlignet med sikkerhetsfaktor mot glidning. Det henvises for øvrig til kapittel 7.1.3.
- **Ulykkesgrense, velting og glidning, klasse 2, 3 og 4:** I ulykkesgrense er sikkerhetsfaktoren satt lik 1,1 for til en viss grad ta hensyn til usikkerheter i egenvekt. I ulykkesgrense er usikkerhet i friksjonsvinkelen ikke hensyntatt, slik at sikkerhet mot glidning og velting bør bære identiske. Det henvises for øvrig til kapittel 7.1.3.
- **Klasse 1 dammer:** Differensiering av krav for dammer i klasse 1 er gitt med referanse i NS-EN 1990, Tabell B3. Stabilitetskrav mot velting er dermed redusert med en faktor på 0,9.

Det anbefales at beregninger av stabilitet baseres på en geometrisk kontroll av anlegget.

Når det gjelder kriteriet for velting av murdammer, er det mulig at dette bør fjernes som et bruddkriterie, og beregningen i Vedlegg E indikerer at velting normalt ikke vil være dimensjonerende for murdammer. Det henvises for øvrig til drøfting i kapittel 7.1.3 og 7.2.4, samt Vedlegg E.

### 8.3.2 Vurderinger av sikkerhet

Usikkerheter ved egenvekt og friksjonsvinkel er vanskelig å dokumenter og tilsier at det bør benyttes konservative verdier. Poretrykk kan også være vanskelig å dokumentere, men ettersom damkroppen er drenert er likevel poretrykket mer forutsigbart ved murdammer enn ved gravitasjonsdammer i betong.

Murdammer er fleksible konstruksjoner, der deformasjoner med tilhørende omlaging av krefter kan bidra til en betydelig økning i kapasiteten. Når murdammer belastes med statiske laster, vil konstruksjonen kunne ta større deformasjoner før dammen går til brudd. Med andre ord, vil dammen ha tydelige tegn på skader hvis den er utsatt for statiske laster i nærheten av bruddgrenselasten.

Erfaringer med murdammer tilsier at beregningsmodellen for stabilitetskontroll antagelig ikke gir en fullgod beskrivelse av sikkerheten ved denne typen dammer, og at beregningene er konservative. Ekstra kapasitet som følge av deformasjoner samt evnen til å tåle deformasjoner er ikke tatt hensyn til i dagens kriterier for stabilitetskontroll.

Samlet sett kan det argumenteres for at usikkerheter i poretrykk, friksjonsvinkel og egenvekt, kompenseres av en konservativ metodikk for stabilitetsberegning.

I forbindelse med vurdering av stabilitet ved murdammer bør anlegges tilstand tillegges ekstra stor vekt.

## 8.4 Platedammer – Stabilitetskriterier

> Tabell 8-3. Forslag til stabilitetskriterier for eksisterende lamell- og platedammer.

Klasse	Kontroll	Bruddgrense		Ulykkesgrense	
		Velting	Glidning	Velting	Glidning
2, 3 og 4	Generelt	$S > 1,4$	$S > 1,4$	$S > 1,3$	$S > 1,1$
	DFV uten bolter			$S > 1,1$	$S > 1,1$
Klasse 1	Generelt	$S > 1,3$	$S > 1,3$	$S > 1,2$	$S > 1,0$
	DFV uten bolter			$S > 1,0$	$S > 1,0$

### 8.4.1 Forklaring

Forslag til alternative stabilitetskriterier gjelder kun platedammer i klasse 1. Forslaget omfatter en differensiering av krav for dammer i klasse 1, og er gitt med referanse til NS-EN 1990, Tabell B3. Stabilitetskrav mot velting er dermed redusert med en faktor på 0,9.

Forslaget innebærer ingen endringer i det generelle stabilitetskriteriet for dammer i klasse 2, 3 og 4.

Rapport i vedlegg E, omfatter ikke platedammer slik at det mangler dokumentasjon av hvordan ulike forutsetninger påvirker den samlede sikkerheten. Det bør derfor vurderes om dette skal gjennomføres.

Ved denne typen dammer vil dokumentasjon av geometri og friksjonsvinkel antagelig være faktorer som kan påvirke stabilitetsberegningen. I motsetning til gravitasjonsdammer (i mur og betong) vil det være mulig å dokumentere overgang mellom pilar og fundament ved platedammer, slik at fortanning og helning av fundamentet kan påvises. Dokumentasjon av geometri kan også være en vesentlig faktor for platedammer, ettersom stabilitet er avhengig av stabiliserende effekt fra vanntrykket mot skrå oppstrøms plate.

## 8.5 Last og materialfaktorer

### 8.5.1 Lastfaktorer

Følgende lastfaktorer kan benyttes for kontroll av spenninger i damkonstruksjonen, jf. retningslinje for betongdammer, kapittel 2.1 (NVE, 2005):

> *Tabell 8-4. Lastfaktorer for beregning av kapasitet*

Beskrivelse	Kontroll	Bruddgrense	Ulykkesgrense
Vanntrykk, istrykk og egenvekt <sup>37</sup>	Stabiliserende	$\gamma_l = 1,0$	$\gamma_l = 1,0$
	Destabiliserende	$\gamma_l = 1,2$	$\gamma_l = 1,0$
<b>Øvrige laster (ref. NS-EN 1990)<sup>38</sup></b>			
Permanente laster	Stabiliserende	$\gamma_l = 1,0$	$\gamma_l = 1,0$
	Destabiliserende	$\gamma_l = 1,2$	$\gamma_l = 1,0$
Variable laster	Dominerende	$\gamma_l = 1,5$	$\gamma_l = 1,0$
	Øvrige	$\gamma_l = 1,05$	$\gamma_l = 1,0$
	Gunstige	0	$\gamma_l = 1,0$

Lastfaktorene gitt i Retningslinje for betongdammer (NVE, 2005) for dammer samsvarer for øvrig med lastfaktorene for NS-EN 1990 permanente laster for STR kontroll, alternativ 2. For øvrige laster er det derfor nærliggende å henvise til denne grensetilstanden. De fleste laster som virker på dammer er permanente. Det er usikkert hvilke laster som kan defineres som variable laster og dette må vurderes i hvert enkelt tilfelle.

### 8.5.2 Materialfaktorer

Følgende materialfaktorer kan benyttes for kontroll av spenninger i damkonstruksjonen, jf. retningslinje for betongdammer, kapittel 2.1 (NVE, 2005):

> *Tabell 8-5. Materialfaktorer for beregning av kapasitet (jf. NVEs retningslinje for betongdammer, kap. 1 og kap. 3.11 (NVE, 2005))*

Material-faktorer	Bruddgrense		Ulykkesgrense	
	Betong	Armering	Betong	Armering
NVEs retningslinje for betongdammer (NS 3473)	1,40 1,75*	1,25 1,40**	1,2 1,5*	1,1
NS-EN 1992 <sup>39</sup>	1,50	1,15	1,2	1,0
* Gjelder for uarmert betong.				
** Benyttes hvis materialparametere ikke kan dokumenteres				

<sup>37</sup> NVE (2005); Retningslinje for betongdammer, kapittel 2.1. Omfatter vanntrykk, istrykk og egenvekt

<sup>38</sup> Lastfaktorer for bruddgrensetilstander er gitt i NS-EN 1990, tabell NA.A1.2(A) og tabell NA.A1.2(B).

STR – alt. 2<sup>IV</sup>(likning 6.10b)

<sup>39</sup> NS-EN 1992-1-1: 2004 + NA:2008, Tabell 2.1N og Tabell NA.2.1N

### 8.5.3 Materialfaktor for fjellbolter

Ettersom det kan være vanskelig å påvise tilstand ved eksisterende fjellbolter, anbefales å benytte en redusert kapasitet på 180 N/mm<sup>2</sup>. Forskrifter for dammer (OED, 1981) angir for øvrig at fjellbolter kan regnes som armering.

Kontroll med eksisterende fjellbolter er for øvrig drøftet i kapittel 6.4 og 7.3.4.

## 9 REFERANSER

- **DIBK (2010); Veileder; «Levetider i praksis - prinsipper og bruksområde», Forfattere; Anette Kampesæter, Svein Bjørberg og Christian A. Listerud. Utgiver: Multiconsult. Internett: [https://www.dibk.no/globalassets/eksisterende-bygg/publikasjoner/levetider\\_i\\_praksis.pdf](https://www.dibk.no/globalassets/eksisterende-bygg/publikasjoner/levetider_i_praksis.pdf)**
- **Douglas, Kurt John (2002); The Shear Strength of Rock Masses, doktoravhandling ved The University of New South Wales, Australia.**
- **Store Norske leksikon: Dam – demning. Internett: <https://snl.no/dam%2Fdemning>**
- **Energiforsk (2015), Rapport 2015:122; Betongdammars Brottforløp – Literaturstudie och utvecklingspotential,**
- **Energiforsk (2016), Rapport 2016:291; Sannolikhetsbaserad bedömning av betongdammars stabilitet.**
- **Energiforsk (2016), Rapport 2016:292; Probabilistic Model Code for Concrete Dams,**
- **Energiforsk (2016), Rapport 2016:309; Eurokoder för dimensjonering av betongdammar.**
- **EnergiNorge (2014): «Forsterking av platedammer, Utfordringer og løsninger, Fase 1 – Foreløpige resultater». Rapport datert 24. januar 2014 og utført av Norconsult. Forfattere: Thomas Konow (prosjektleder), Morten Berntsen og Olof Dahlen (fagkontroll).**
- **EnergiNorge (2012): Optimal og sikker rehabilitering av betongdammer, Glidestabilitet betongdammer. Rapport datert 15. januar 2015 og utarbeidet av Norconsult på vegne av EnergiNorge.**
- **Federal Energy Regulatory Commission (FERC), 2016: Engineering guidelines, Revised chapter 3 – Gravity dams, USA. Internett: <https://www.ferc.gov/industries/hydropower/safety/guidelines/eng-guide/chap3.asp>**
- **ICOLD (1997); ICOLD Bulletin 109, Dams less than 30 meters high.**
- **ICOLD (1995); ICOLD Bulletin 99, Dam Failures, Statistical analysis.**
- **ICOLD (1994); Technical Dictionary on Dams**
- **ICOLD European Club, Ruggeri, Govianni (2014); Working Group on Sliding Safety of existing Gravity Dams, Final Report.**
- **Johansson, Fredrik (2005). Stability Analyses of Large Structures Founded on Rock. Licentiate Thesis. Royal Institute of Technology (KTH). Department of Civil and Architectural Engineering, Stockholm.**
- **Liahagen, Simen Alexander (2012). Stabilitet av betongdammer – Ruhetens påvirkning på skjærkapasiteten mellom betong og berg. Masteroppgave NTNU, Institutt for vann- og miljøteknikk.**
- **Nicholson, G. A. (1983). Design of gravity dams on rock foundations: Sliding stability assessment by limit equilibrium analysis and selection of shear strength parameters. Geotechnical Laboratory, U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment station.**
- **Nurut (2013): Målset dam – Finite element analysis assisted by tests, Technical report no. 2013/32013-06-12, datert 18. April 2013.**
- **NTNU (2013): «Fjellbolter i betongdammer – oppsummering prosjekt B3-A». Notat datert 1. oktober 2013 fra NTNU til EnergiNorge.**
- **NTNU (2016): Kompendium til kurs - «Damsikkerhets kurs II»**
- **NVE (2014): Veileder for klassifisering, kapittel 2.1. Veileder nr. 3/2014 datert juni 2014.**
- **NVE (2013): Dammer som kulturminner. NVE rapport 64 – 2013.**



- **NVE (2011): Retningslinjer for flomberegninger. Retningslinjer nr. 4/2011, datert oktober 2011.**
- **NVE (2009): Autoritet, tillit, ansvar: Norsk vassdragstilsyn 1909-2009.**
- **NVE (2005): Retningslinje for betongdammer, utgave 2 fra oktober 2005**
- **NVE (2005): Retningslinje for overvåking og instrumentering av vassdragsanlegg, utgave 2 fra oktober 2005**
- **NVE (2003): Retningslinje for laster og dimensjonering, datert 15.12 2003.**
- **NVE (2002): Retningslinje for tilsyn og revurdering, datert 01.05 2002.**
- **OED (2014): Rapport, «NVEs virksomhet for tilsyn med dammer, Evaluering av tilsynet – Vurderinger og anbefalinger». Utført av Norconsult. Se her: <https://www.regjeringen.no/no/dokumenter/evaluering-av-nves-damsikkerhetstilsyn/id2403432/>**
- **OED (2010): Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (Damsikkerhetsforskriften), fastsatt ved kgl. res. 18.12 2009. Gjeldende fra 1. januar 2010.**
- **OED (2001); Forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg, fastsatt ved kgl. res. 15.12 2000. Gjeldende fra 1. januar 2001.**
- **OED (1981); Forskrift for dammer (Damforskriftene), fastsatt ved kgl. res. 14.11. 1980. Gjeldende fra 1. januar 1981.**
- **Robert B. Jansen (1988): Advanced dam engineering – For design, construction and rehabilitation. Bok utgitt av Van Nostrand Reinhold, ISBN-13:978-1-4612-8205-1**
- **Sintef NHL (1992): Tilstopping av flomløp, Prosjekt damsikkerhet, rapport nr. 4 datert februar 1992**
- **Standard Norge, NS3424:2012. Tilstandsanalyse av byggverk – Innhold og gjennomføring**
- **Standard Norge, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner**
- **Standard Norge, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger**
- **Standard Norge, NS-EN 1992-1-1: 2004 + NA:2008. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.**
- **Statnett (2016); Teknisk standard, Spesifikasjon for fundamentering av mastestabber på berg, Klassifisering av berggrunnen, revisjon 2, datert 16. mars 2016**
- **Statens vegvesen (2015): Korrosjonsbeskyttelse i tunneller, rapport nr. 410, datert september 2015**
- **Statens vegvesen (2015). Bolter og ankre (stag), Forankringslengde i berg. Presentasjon fra Arild Neby 16. mars 2015.**
- **Stølen, Peter (2012). Målsetdammen – Sikkerhet mot glidning i platedam. Masteroppgave NTNU, Institutt for vann- og miljøteknikk.**
- **USSD (2012), Larry K. Nuss, Norihisa Matsumoto, og Kenth D Hansen: Shaken, but not stirred – Earthquake performance of Concrete dams. Proceedings fra USSD Annual Conference 23-27 april 2012, New Orleans, Louisiana, USA.**
- **USSD (2009), Patric J. Reagan: An examination of dam Failures vs. age of dams. Proceedings fra USSD Annual Conference 20-24 april 2009, Nashville, Tennessee, USA.**
- **Westergaard, H.M. (1933): Water pressures on dams during earthquakes. Transactions of the American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 98, Issue 2, page 418-433.**

## Internett:

- **NVE:** <https://www.nve.no/damsikkerhet-og-energiforsyningsberedskap/damsikkerhet/>
- **Dam Incident Database:** <http://npdp.stanford.edu/>
- **Association of State Dam Safety Officials:** <http://www.damsafety.org/>
  - -> **About Dam Safety -> Dam Failures and Incidents**
- **National Dam Safety Program, USA (FEMA):** <https://www.fema.gov/about-national-dam-safety-program>
- **Norut:** <http://norut.no/nb/prosjekter/istrykk-mot-dammer>

## VEDLEGG A - REGNEEKSAMPLER

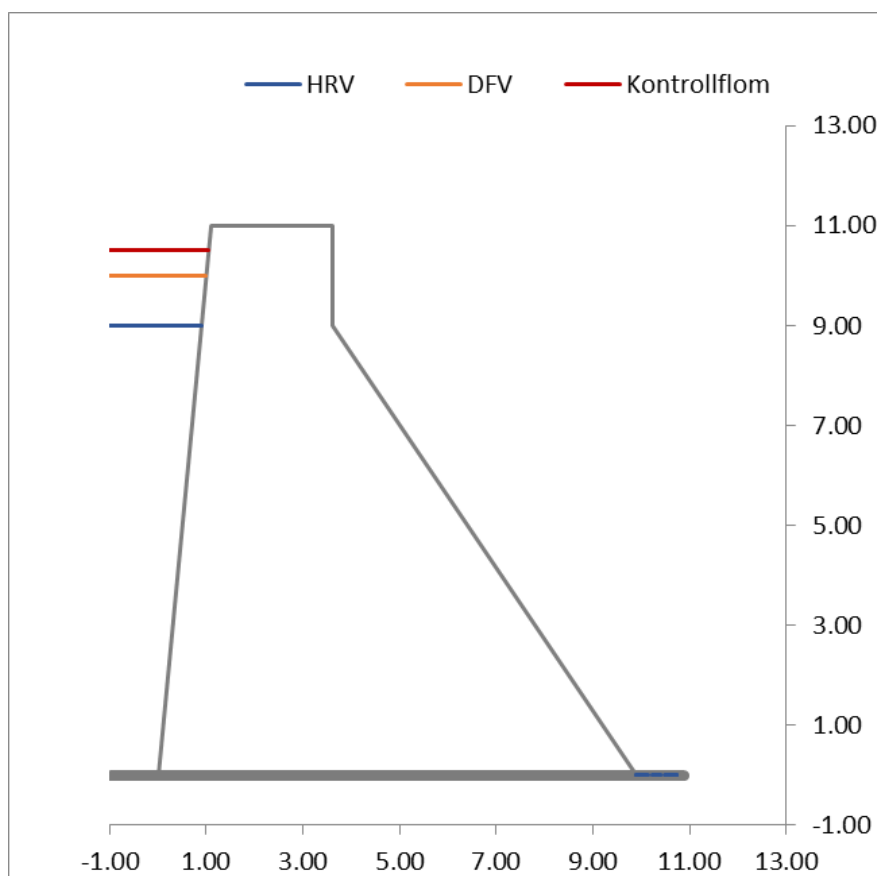
### A.1 Sammenheng mellom lastfaktor og sikkerhetsfaktor

I det etterfølgende er det gjennomført et regneeksempel for å illustrere hvordan lastfaktorer kan påvirke sikkerheten. I tabellen nedenfor er ulike laster vist med en antatt lastfaktor sammen med en forklaring for valg av lastfaktor.

> *Tabell 9-1. Anslått usikkerhet ved ulike laster*

Last	Last-faktor (anslag)	Kommentar
Vanntrykk, HRV	1,0	Det er ingen usikkerhet knyttet til vanntrykket.
Vanntrykk, DFV	1,05	Usikkerhet ved flomvannstand. Eksempel: En flomvannstand på 1 m pluss 30 % klimatillegg, tilsvarer en flomvannstand = 1,2 m over HRV når C-faktoren = 2,0. Dette gir følgende økning i vanntrykket: - Flomvannstand øker fra 5 m til 5,2 m = 8 % økning i vanntrykk, dvs. lastfaktor = 1,08 - Flomvannstand øker fra 10 til 10,2 m = 4 % økning i vanntrykk, dvs. lastfaktor = 1,04
Vanntrykk, ulykkesflom	1,0	Forutsetninger for ulykkesflom er antatt å være konservativt.
Egenvekt, betongdam	0,90	Eksempel: $24 \text{ kN/m}^3 * 0.9 = 21,6 \text{ kN/m}^3$ Dette er samme lastfaktoren som Eurokoden benytter for å ta høyde for variasjon i tetthet og geometriske mål, jf. NS-EN 1990 kapittel NA.A1.3.1, tabell NA.A1.2(A).
Egenvekt, murdam	(0,8)	Eksempel: $20 \text{ kN/m}^3 * 0,8 = 16 \text{ kN/m}^3$ Anslag for egenvekt for en murdam kan være usikkert. Sikkerhetsfaktorer bør imidlertid sees i sammenheng med andre forutsetninger som friksjonsvinkel, poretrykk og generell erfaring med denne typen dammer. En samlet vurdering kan derfor muligens ende opp med en lastfaktor på 1,0 for egenvekt.
Poretrykk, betongdam	1,0	Lineært avtagende poretrykk i trykksonen er antatt å gi et riktig bilde av lastsituasjonen.
Poretrykk, Murdam	1,0	Forutsetninger for poretrykk for murdammer er antatt å være konservativt.
Istrykk	1,2	Anslag. Bør settes lik 1,0 når den beregnes i samsvar med retningslinjen.
Friksjonsvinkel	1,0	Forutsetning er antatt å være konservativt

Det er gjennomført stabilitetsberegninger for en typisk gravitasjonsdam i betong med damhøyde på 11 m. Tversnitt av dammen og flomvannstander er vist nedenfor.



> *Figur 9-1. Tversnitt for stabilitetskontroll.*

Inndata er variert med lastfaktorer som vist i etterfølgende tabell:

> *Tabell 9-2. Forutsetninger for beregning av sikkerhetsfaktor.*

Last	Last uten lastfaktor	Lastfaktor (anslag)	Last med lastfaktor
Vanntrykk, HRV	9 m	1,0	9 m
Flomvannstand (DFV)	10 m	1,04	10,2 m (se beskrivelse i foregående tabell)
Flomvannstand (Ulykkesflom)	10,5 m	1,0	10,5 m
Egenvekt, betongdam	24 kN/m <sup>3</sup>	0,9	21,6 kN/m <sup>3</sup>
Istrykk	100 kN	1,2	120 kN
Friksjonsvinkel	45°	1,0	45°

> *Tabell 9-3. Beregnet sikkerhetsfaktor med og uten lastfaktor*

	HRV + istrykk		DFV		Ulykkesflom	
	Glidning	Velting	Glidning	Velting	Glidning	Velting
Sikkerhet <b>uten</b> lastfaktor	2,19	1,93	2,14	1,99	1,91	1,84
Sikkerhet <b>med</b> lastfaktor	1,82	1,69	1,75	1,75	1,63	1,67
Differanse	0,37	0,24	0,39	0,24	0,28	0,17
Lastfaktorer benyttet	Islast: 1,2 Egenvekt: 0,9		Vannstand: 1,04 Egenvekt: 0,9		Egenvekt: 0,9	

Differanse i sikkerhet gir sammenheng mellom lastfaktor og sikkerhetsfaktor, med gitte lastfaktorer. Ved HRV+is og DFV varierer differansen mellom 0,24 og 0,39. Sikkerhetsfaktoren for disse lasttilfellene vil derfor være mellom 1,24 og 1,39 med nevnte lastfaktorer. Ved ulykkesflom er det kun lagt lastfaktor på 0,9 på egenvekten. Dette medfører en differanse på mellom 0,28 og 0,17, eller en sikkerhetsfaktor på mellom 1,28 og 1,17 som resultat av lastfaktorene.

Beregningen viser at lastfaktorer har ulik påvirkning på sikkerheten. Sammenheng mellom lastfaktor og sikkerhetsfaktor er ikke nødvendigvis entydig.

I beregningene er det forutsatt at et lineært avtagende poretrykk i trykksonen gir et riktig bilde av lastsituasjonen for en massiv gravitasjonsdam, og det er derfor ikke benyttet lastfaktor på poretrykket. Usikkerheter til poretrykket bør eventuelt vurderes nærmere.

## VEDLEGG B - FORSLAG TIL VIDERE ARBEIDE

### B.1 Oversikt over kjente dambrudd i Norge og verden

Statistikk over dambrudd kan bidra til å forstå de underliggende årsakene for dambrudd og dermed redusere faren for slike hendelser i fremtiden. Det er gjort flere forsøk på å opprette en database for dambrudd og unormale hendelser, men informasjon om historiske dambrudd og unormale hendelser er ofte inhomogene, ufullstendige eller mangler, - og noen ganger kan informasjonen også være misvisende eller feil.

Dambrudd i Norge forekommer sjelden, men skjer likevel med jevne mellomrom. Det er imidlertid ingen tilgjengelig oversikt over alle dambrudd i Norge.

Det er totalt registret brudd på 93 dammer i Norge i perioden 1700-2010, hvorav 7 av bruddene er registrert før 1900. Det har ikke vært registrert dambrudd på noen dammer høyere enn 15 m. I bok fra NVE med tittelen «Norsk vassdragstilsyn 1909-2009», er det på side 49 en oversikt over 61 dambrudd i perioden 1907 til 1935. Anslagsvis har det dermed vært 25 kjente dambrudd i perioden 1935 til 2010, eller omtrent ett dambrudd hvert 3. år.

Det ville være nyttig å undersøke om det var mulig å fremskaffe mer informasjon om noen av dambruddene, og eventuelt om unormale hendelse ved dammer i Norge. Dette vil kunne være et viktig bidrag for damsikkerhetsarbeidet i Norge.

### B.2 Jordskjelv på dammer

Metodikk for beregning av jordskjelv er i liten grad omtalt i damsikkerhetsforskriften (OED, 2010) eller retningslinje for laster og dimensjonering (NVE, 2003).

Fremgangsmåte for beregning av sikkerhet mot jordskjelv for eksisterende betong og murdammer, er derfor beskrevet i dette dokumentet. Det anbefales imidlertid at det utarbeides en generell anbefaling for beregning av seismiske laster og for stabilitetskontroll mot jordskjelv på både fyllings- og betongdammer.

### B.3 Vurdering av fortanning, skjærkapasitet og kohesjon mot fundament

Generelt kan bidrag fra både kohesjon og fortanning betydelig øke sikkerheten mot glidning for et damtverrsnittet. Ved å dokumentere effekt fra kohesjon og fortanning kan dette gi et betydelig bidrag til stabilitet mot glidning.

Glidestabiliteten til en betongdam er imidlertid komplekst og påvirkes av mange faktorer som kan være vanskelig å dokumentere. Det finnes heller ingen god beskrivelse av metodikk for å dokumentere hverken kohesjon eller fortanning. Enkle metoder eller arrangement for å påvise kohesjon og fortanning vil derfor kunne være avgjørende for å kunne beregne sikkerhet mot glidning med større sikkerhet, og det anbefales at dette er et tema som det arbeides videre med.

Det henviser for øvrig til rapport «Glidestabilitet betongdammer» (EnergiNorge, 2012 og NTNU/EnergiNorge), der det er gitt følgende forslag til videre forskning og utredning:

- Litteraturstudie
- Skjærbruddmekanismer
- Faktorer som påvirker skjærkapasiteten

- Skjærbidrag fra bolter, armering og dybler
- Kohesjon mellom betong og fundament ved eksisterende dammer
- Metoder for å bestemme skjærparametere basert på forsøk og observasjoner

### B.3.1 Utforming av fortanning

På kort sikt bør det utarbeides en beskrivelse av hvordan fortanning skal utformes og hvordan dette kan inkluderes i stabilitetsberegningene.

Dette eksisterer det ingen regler for fortanning i fjellgrøft, men i dette vil gi et betydelig bidrag til glidesikkerheten ved dammer. I tillegg forebygges lekkasjer. Praksis i NVE er avhengig av saksbehandler, uten at det gis noen god forklaring.

## B.4 Evaluering av fjellfundament

Vurderer å utarbeide en egen rapport med anbefalinger for klassifisering av berggrunn som kan benyttes for å vurdere fundamentet for dammen og i forbindelse med bolting.

Et godt utgangspunkt for en slik veileder kan være Statnetts tekniske standarder for:

- **Spesifikasjon for fundamentering av mastestabber på berg – Klassifisering av berggrunn, datert 8. januar 2016**
- **Spesifikasjon for forankring av mastefundament i berg – dimensjoneringsregler, datert 16. mars 2016.**
- **Eventuelle spesifikasjoner i Norsk standard/Eurokoden.**

## B.5 Murdammer – oppførsel og sikkerhet

Tørrmurte dammer vurderes etter samme kriterier som gravitasjonsdammer i betong, til tross for at utformingen og oppførsel er forskjellig, der en betongdam er monolittisk og udrenert, mens en murdam er sammensatt av løse enkeltstein og damkroppen er normalt fullt drenert.

Det er ikke kjent at det foreligger noen selvstendig vurdering av om kriteriene for massive betongdammer er representative for murdammer. Murdammer utgjør 23 % av alle registrert dammer i Norge. En selvstendig vurdering bruddmekanismer og kriterier for evaluering av sikkerhet kan være nyttig.

## B.6 Gjennomføring av revurdering

EnFo eller EBL (nå EnergiNorge) utarbeidet i sin tid en rapport med anbefalinger for gjennomføring av revurderinger. Rapporten inneholdt også en standard innholdsfortegnelse og en detaljert beskrivelse av innhold i revurdering.

EnFo's Håndbok «Tilstandsbeskrivelse for betong- og fyllingsdammer», datert Mai 2000 er også en viktig referanse i forbindelse med tilsyn og revurderinger.

Begge dokumentene kan med fordel gjennomgås og oppdateres i samsvar med dagens praksis og siste 10-års erfaringer med revurderinger. Et standardisert oppsett for tilstandsvurderinger og revurderinger vil kunne bidra til å forenkle og effektivisere prosessen med tilsyn og revurderinger både for dameiere, konsulenter og myndigheter.



## B.7 Poretrykk på lette terskler

Definisjon av lette terskler er gitt i Retningslinje for betongdammer (NVE, 2005) under kapittel 2.6.1, siste avsnitt:

- **«Dette vil først og fremst være luketerskler hvor vekten av terskelen er liten i forhold til poretrykket som gir oppdriften. Disse tersklene er så lave i forhold til bredden at velting ikke er et aktuelt kriterium for stabilitet.»**

Definisjonen viser til at dette omfatter terskler der egenvekten er liten i forhold til poretrykket. Med andre ord blir oppdriften så stor at hele terskelen står i fare for å flyte opp, og den vil da være å oppfatte som en «lett terskel».

Definisjon av hva som kan omfattes av begrepet «lette terskler» er imidlertid ikke entydig. Det anbefales derfor å utrede hvordan poretrykk påvirker lette terskler, der det blant annet kan utarbeides en sammenheng mellom høyde av terskel og vannstand over terskel som medfører et poretrykk som gir usikkerhet om stabiliteten ved terskelen, og som kan benyttes som grunnlag for definisjon av lette terskler.

## B.8 Levetidsvurdering av fjellbolter

Det er ukjent hvor lenge en fjellbolt kan stå før det stilles spørsmål ved om den er virksom.

Tema kan omfatte en vurdering av levetid for fjellbolter i forskjellig miljø og hvordan ulik utførelse kan påvirke boltene. Videre kan det også utarbeides anbefalinger for hvordan man kan påvise tilstanden på boltene og når dette er anbefalt i forhold til alder av boltene samt utførelse, herunder blant annet innfesting og overdekning.

## B.9 Utforming av flomløp på eksisterende dammer

Normalt har betong og murdammer god evne til å tåle overtopping så lenge fundamentet er av godt fjell og dammen har god utførelse uten skader eller tegn til forvitring.

Ved mange anlegg kan det være vanskelig å etablere et separat flomløp med tilstrekkelig kapasitet for å avlede dimensjonerende flom, slik at flomavledningen må skje over selve dammen.

I forbindelse med reserveflomløp ville det være nyttig med en beskrivelse av løsninger for utforming av flomløp og hvilke faktorer som er vesentlig for utforming av flomløp og energidreping, samt begrensninger for eksempel i forhold til grad av overtopping og damhøyde.

## B.10 Tilstopping av flomløp

Følgende forhold kan medføre tilstopping av flomløp:

- Isgang
- Gjenfrysing av is på overløpet
- Flytetorv
- Trær
- Annet drivgods

Tilstopping av flomløpet kan ha stor betydning for vurdering av stabilitet av dammen og sikker avledning av flommer ved anlegget. Grad av tilstopping vurderes imidlertid på et skjønnsmessig grunnlag, og det finnes ingen standardiserte vurderingskriterier.

I forbindelse med Prosjekt damsikkerhet, utarbeidet Sintef NHL en rapport med tittelen «Tilstopping av flomløp» i 1992 (Sintef NHL, 1992). Omfang av tilstopping er imidlertid ikke vurdert i rapporten og det bør vurderes å etablere mer konkrete anbefalinger som kan danne grunnlag for å vurdere grad av tilstopping. Et slikt prosjekt kan eventuelt også kombineres med å verifisere rapporten «Tilstopping av flomløp» fra Prosjekt damsikkerhet (Sintef NHL, 1992).

I tillegg bør andre former for tilstopping også undersøkes nærmere med tanke på å definere kriterier for å vurdere grad av tilstopping som følge av for eksempel isgang, gjenfrysing og flytetorv.

### B.11 Poretrykk og gravitasjonsdammer i betong

Ved gravitasjonsdammer med høyt statisk vanntrykk, kan usikkerheter knyttet til fordeling av poretrykk under dammen medføre at det bør legges til grunn høyere kriterier for stabilitet enn for lavere dammer.

En vurdering av usikkerheter ved poretrykk under gravitasjonsdammer og kan omfatte litteraturstudie og laboratorieundersøkelser. Regneeksempler med sensitivitetsbetraktning i forhold til hvordan poretrykket påvirker stabiliteten i forhold til vanntrykk ved dammen kan også være nyttig ved en slik vurdering.

### B.12 Evaluering av sikkerhet ved dammer

Dette kan omfatte en nærmere vurdering av følgende forhold:

- **Hvilke sikkerhet er innebygget i stabilitetskriteriene for velting og glidning.**
- **Hvordan er sikkerhetsnivået ved i dagens regelverk sammenlignet med tidligere regelverk og praksis? – og hva er eventuelt forklaringen på endringen av kriteriene?**
- **Hvordan er sikkerhetsnivået ved dammer sammenlignet med sikkerheten i for eksempel Eurokoden.**
- **Hvordan kan probabilistiske metoder benyttes for dammer?**

Vurdering av disse elementene kan også underbygges med regneeksempler.

### B.13 FEM-analyse og stabilitetskontroll

Hvordan kan FEM beregninger benyttes i forbindelse med stabilitetskontroll av gravitasjons\_ og platedammer?

Finte Element Analysis (FEM) gjør det mulig å modellerer faktisk geometri av dammen, samvirke mellom dam og fundament, samt selve fundamentet under dammen.

2-dimensjonale elementanalyser gjør det mulig å beregne en mer nøyaktig trykk spenningsdistribusjon i bruddflaten. Spenningene i bruddflaten er ofte ikke linjert fordelt slik som forutsatt i enkle stabilitetsbetraktninger, men vil variere under dammen og kan påvirke poretrykk under dammen. Slike beregninger kan også ta hensyn til fortanning og ujevnheter mot fjell og dermed gi en mer nøyaktig beregning av hvordan dette påvirker stabiliteten ved dammen. Gjennom element berginger vil det også være mulig å re-distribuere spenningen i

dammen gjennom en ikke-linjere beregninger. På denne måten vil kan ekstra kapasitet i konstruksjonen påvises.

3 dimensjonale analyser kan benyttes når det skjer en lastfordeling parallelt med damaksen, som for eksempel ved buede gravitasjonsdammer, eller gravitasjonsdammer i trange kløfter der det kan oppstå en buevirkning.

FEM beregninger benyttes for kontroll og prosjekterings av hvelvdammer, men har i liten grad vært benyttet for platedammer og gravitasjonsdammer, selv om dette er gjennomført ved noen spesielle dammer, for eksempel Målsetdammen, som er en platedam tilhørende Statkraft.

Noen aktuelle problemstillinger kan være:

- **Skanning og FEM-analyser i medfører at nye metoder for stabilitetskontroll av dammer kan være aktuelle.**
- **Hvordan kan dette utnyttes i praksis?**
- **Forskriftene krever at det skal være en statisk oversiktlig modell. Hvordan kan dette kravet ivaretas ved en FEM analyse og hvordan påvirker inndata og randbetingelser resultatet.**

## VEDLEGG C- OPPSUMERING FRA IDEDUGNAD, APRIL 2016

### C.1 Generelt

Referent:

- **Prosjekt 1: Magnus Engseth og Thomas Konow**
- **Prosjekt 2: Halvor Kjærås og Øyvind Lier**

Tema:

Idedugnad for å skaffe innspill til prosjekt følgende prosjekt:

- **Prosjekt 1 - Evaluering av eksisterende dammer – anbefalinger**
- **Prosjekt 2 - Bruk av dammers historikk i damsikkerhet (bruk av måledata fra overvåking)**

**Sted:** Scandic Gardermoen hotell

**Dato:** onsdag 6 – torsdag 7 april 2016

Program:

- **Onsdag 6. april: Gjennomgang og idedugnad – prosjekt 1 og prosjekt 2**
- **Torsdag 7 april: Gruppearbeid og oppsummering – prosjekt 1 og prosjekt 2**

### C.2 Deltagere

Ant.	Navn	Firma	Gruppe (dag 2)	Annet
1	Thomas Konow	Dr.Techn Olav Olsen		
2	Øyvind Lier	SWECO		
3	Leif Basberg	EnergiNorge		Deltok bare dag 1
4	Hans Erik Horn	EnergiNorge		Deltok bare dag 1
5	Leif Lia	NTNU	2	
6	Fjola Gudrun Sigtryggsdottir	NTNU	2	
7	Goranka Grzanic	NVE	3	
8	Roar Sivertsgård	NVE	4	
9	Rolv Guddal	Sira Kvina	2	
10	Elin Hønsi	Glitrevannverket	3	
11	Knut Nilsen	Agder Energi	3	
12	Torstein Tjelde	Eidsiva	4	
13	Magne Wraa	Skagerak	1	
14	David Moss	Norconsult	1	
15	Stig Arne Strokkenes	Multiconsult	2	
16	Stein Ove Helberg	E-CO	4	
17	Harald Andreas Simonsen	Statkraft	3	
18	Stein Arne Kristiansen	Statkraft	1	

19	Magnus Engseth	Dr.Techn Olav Olsen	4	
20	Halvor Kjærås	SWECO	1	

### C.3 Prosjekt 1 - Evaluering av eksisterende dammer – anbefalinger

Presentasjon for idedugnaden vedlegges møtereferatet. Presentasjonen ble bare delvis gjennomgått.

Følgende momenter kan nevnes fra diskusjonen ved gjennomgang av prosjektet:

Sikkerhet

- **Ønske om å kunne ta hensyn dammers historikk og erfaring gjennom anleggets levetid.**
- **Regelverket bør være mer fleksibelt. Rigid regelverk medfører at det er et stort behov for å søke om dispensasjon på mange områder. Antall dispensasjoner blir dermed omfattende.**
- **Krav er knyttet mot konsekvens og ikke andre forhold som er av betydning, f.eks. vanntrykk.**
- **Innen infrastruktur benytter man sikkerhetsfaktorer fra byggeår, men tilpasser det inn i dagens regelverk. Dette kan være vanskelig å overføre til gamle dammer men for nyere dammer kan dette være en aktuell problemstilling.**
- **Siste tilgjengelig kunnskap bør benyttes ved revurdering.**
- **Skal NVE akseptere forskjellig sikkerhetsnivå på nye og gamle dammer? Viktig å fokusere på de elementene som er av betydning for damsikkerheten istedenfor å henge seg for mye opp i "detaljer" som har mindre betydning for sikkerheten.**
- **Mye av sikkerhetsfaktoren skal dekke usikkerheter ved utførelse. Ved eksisterende anlegg er utførelsen kjent og krav til sikkerhet kan dermed reduseres.**
- **Bedre beskrivelse av hvilke elementer som bidrar til usikkerhet i stabilitetsberegninger. (Bør sikkerhetsfaktor deles opp i lastfaktor og materialfaktor?)**
- **Beskrive følsomhetsvurdering av stabilitetsberegninger for å vurdere hvilke forutsetninger som har størst betydning for sikkerheten.**
- **Sikkerhetsfaktorer bør skille mellom nybygg og rehabilitering**
- **Vurdering av fjellkvalitet. Bør det utarbeides noen enkle føringer for når fundamentering skal vurderes?**
- **Viktig at regelverket tar hensyn til teknisk komplekse konstruksjoner hvor det bør stilles strengere krav til kompetanse og hvem som gjennomfører vurderingene. Et eksempel er fundamentering og damhøyde. Klassene er ikke avhengig av damhøyde eller kompleksitet.**
- **Deformasjoner i byggefase? Metoder for FEM**
- **Vanskelig å få aksept for FEM beregninger i enkelte tilfeller. Bør vi ha en nærmere beskrivelse av hvordan FEM beregninger kan benyttes?**

Forutsetninger:

- **Kan miste flomdemping ved at store overløp bygges for å tilfredsstille forskriftene. Ønske om en mer fleksibel definisjon av flomløp, der det tas hensyn til dammens motstand mot å tåle overtopping. Dette gjelder spesielt på eldre dammer.**

- **Usikkerhet i flomberegninger kan med fordel kvantifiseres og bør tydeligere fremgå av beregningene.**
- **Det er igangsatt flere prosjekter knyttet til flomberegninger, som kan være svært nyttig i forbindelse med damsikkerhet, bl.a. i forhold til beregning av flommer i mindre felt.**
- **Krav til forankringslengde/heft fjellbolter bør ta hensyn forsøk og dokumentasjon som er framlagt den senere tiden. Dette er av spesiell betydning for eksisterende dammer og særlig platedammer der utfordringene er store. Det er ikke så store utfordringer med hvelvdammer der FEM-analyse kan brukes i større grad.**
- **Aktivert boltekraft – kan det aksepteres deformasjoner for at boltene skal aktiveres og hvor mye?**
- **I forskriftene står det i § 5-6 at «Vassdragsanlegg skal utformes slik at de får en oversiktlig statistisk virkemåte....». Dette tillegges ikke alltid vekt, blant annet i forbindelse med skjærddybler. Dette er en triviell beregning med klare statiske prinsipper.**
- **Det bør i større grad fokuseres på å finne den reelle sikkerheten gjennom å dokumentere forutsetninger for beregninger, og dermed redusere usikkerhet i beregningene.**
- **Hvordan benytte kohesjon for dokumentering av skjærkapasitet? Er det mulig å utvikle enkle testmetoder som kan påvise kohesjon? – Sjekk med arbeidet som foregår i Sverige!**
- **Endring av beregningsmåte for friksjonskapasitet har skapt behov for ombygging uten at det er påvist større problemer med anlegg bygget etter forrige regelverk. Savner en god begrunnelse for endringen i kravene. Dagens krav til friksjonsvinkel er i prinsippet et løsmassekriterium (Mohr-Coloumb).**
- **Viktig å ta vare på dokumentasjon (bilder) fra tidligere revurderinger som grunnlag for nye vurderinger.**

Klassifisering (Kommer antagelig som et eget prosjekt):

- **Praksis der klasse på overløp følger hoveddam bør vurderes. Overløpet bli ofte forsterket etter krav i lavere klasse. Dette medføre at det må gis dispensasjon - er dette rasjonelt??**
- **Problemstillinger ved klassifisering:**
  - a) **Forskjellige klasser på separate elementer i dammen (luker o.l.).**
  - b) **Samme dam (henger sammen), men forskjellig klasse på ulike deler.**
  - c) **Platedam i eks. klasse 4, men behandles som klasse 3. Bør disse dammene få en «garanti mot» forsterking som klasse 4?**
- **Brukes stort sett nedtappet - kan rettferdiggjøre lavere klasse**
- **Internasjonalt har det vært varierende erfaring med å differensiere klasse etter damhøyde.**

Eksempel:

- **Ipodammen - 2 forskjellige klasser (for tiltak) for samme dam**
- **DET ER ØNSKELIG MED FLERE EKSEMPLER ...**

Følgende aksjoner/innsspill ble spesielt notert for utarbeidelse av rapport:

- **EnergiNorge tar kontakt med NVE og ber om avklaring i forhold til søknad om dispensasjoner. (Leif Basberg har allerede gjort dette). Noen momenter som bør avklares:**
  - **Når er det nødvendig å søke om dispensasjon?**

- Varighet på dispensasjon?
- Kan den oppheves?
- Hva skjer når det kommer nytt regelverk?
- Hvordan vurderer vegvesenet eksisterende broer? Kan beskrives i rapporten som eksempel på alternativ måte å evaluere eksisterende anlegg.
- Beskrive prosess for revurdering.
- Sammenheng mellom damhøyde/vanntrykk og omfang av revurdering.
- Vurdering av fjellkvalitet – når er det behov for å innhente en ingeniørgeolog. En funksjon av damhøyde, klasse og fjellkvalitet?
- Henvise til forskingsprosjekt vedrørende flom? (f.eks. Flom Q og NIFS, «Naturfare, infrastruktur, flom og skred» etc.).
- Beskrive følsomhetsvurdering av stabilitetsberegninger for å vurdere hvilke forutsetninger som har størst betydning for sikkerheten.
- Hvordan benytte kohesjon for å beregne sikkerhet mot glidning? Er det mulig å utvikle enkle testmetoder som kan påvise kohesjon? – Sjekk med arbeidet som foregår i Sverige!
- Aktivert boltekraft – kan det aksepteres deformasjoner for at boltene skal aktiveres? - og hvor mye?

## C.4 Prosjekt 2 - Bruk av dammers historikk i damsikkerhet, instrumentering

Presentasjon for idedugnaden vedlegges møttereferatet

Dette ble notert under første sesjon i fm. Instrumentering:

- **Regler for instrumentering er lite detaljerte, spesielt for betongdammer.**
- **Omfang/type instrumentering er ikke oppgitt i forskriftene, og medfører at det er stor grad av valgfrihet for å velge hvordan krav til instrumentering og overvåking skal løses.**
- **Instrumentering i dag et pliktløp der det er fokus på å krysse av sjekklista**
- **Få dameiere har et aktivt forhold til instrumenteringsplan**
- **Lite bruk av måledata i hverdagen med unntak av vannstandsdata**
- **En del krysskoblinger mot prosjekt 1:**
  - **Sikkerhet:**
    - **Ønske om å kunne ta hensyn dammers historikk og erfaring gjennom anleggets levetid.**
    - **Siste tilgjengelig kunnskap bør benyttes ved revurdering.**
  - **Forutsetninger**
    - **Aktivert boltekraft – kan det aksepteres deformasjoner for at boltene skal aktiveres og hvor mye?**
    - **Det bør i større grad fokuseres på å finne den reelle sikkerheten gjennom å dokumentere forutsetninger for beregninger, og dermed redusere usikkerhet i beregningene.**
    - **Viktig å ta vare på dokumentasjon (bilder) fra tidligere revurderinger som grunnlag for nye vurderinger.**
- **Hvorfor instrumenteres ikke nye dammer i større grad? Dyrt å legge inn instrument i ettertid**
- **Viktig å ha rett kultur –ikke fokusere på enkeltverdier men ha oversikt og forståelse**
- **Med mer instrumentering blir det vanskeligere å få oversikt, krever programvare.**
- **Rett målenøyaktighet viktig. Korreksjon for landheving kan gi store utslag.**
- **Risikofaktorer kan reduseres når forståelsen øker**



- **Nye risikoelement må behandles som for ny dam?**
- **Få med at måledata under grenseverdiene også er viktige, fordi de dokumenterer normaloppførselen til dammen og brukes som grunnlag for å oppdatere grenseverdier.**
- **Viktigheten av å bevare historikken, både av måleverdier, skaderegistreringer og bilder, for å kunne dokumentere når en skade har oppstått.**

Eksempel:

- **Sira Kvina –R.Guddal har søkt NVE om å redusere kravet til islast dersom de åpnet lukene og senket vannstanden når temperaturen gikk under 2 grader C. Denne søknaden fikk de avslag på fordi det er et manøvreringstiltak og ikke øker den konstruktive sikkerheten.**
- **Agder Energi –installasjon av nedbørsmålere på dammer gir både bedre hydrologiske data og kan kobles mot lekkasjedata for å korrigere for falskt vann**
- **Eksempler fra nybygging av dammer på 1980-tallet (NGI) har vi nyere eksempler?**
- **Eksempel fra Sverige der måleinstrument ble koblet fra grunnet feilmeldinger, ledde til dambrudd.**

Følgende aksjoner/innspill ble spesielt notert for utarbeidelse av rapport:

- **Ønske om å få innsyn i hvorfor Fortum, E.On og Statkraft Sverige valgte intellidam**
- **Koordinere mot nye retningslinjen for instrumentering**
- **Kartlegge nye ikke-destruktive målemetoder og gi kostnader/effektivitet**
- **Muligheter for å redusere usikkerhetsfaktorer med dataserier? Hvordan stiller NVE seg til dette?**

## C.5 Prioritering av oppgaver (- gruppearbeid dag 2)

Deltagerne ble delt inn i 4 grupper som fikk én time til å diskutere og prioritere gjennom ulike problemstillinger. Resultat fra gruppearbeidet er vist i tabellen nedenfor. Hvem som var med i de ulike gruppene er vist i oversikten over deltagerne på Workshopen.

Gruppe 1,2 og 4 rangerte alle de ulike temaene, mens gruppe 3 rangerte bare 6 tema. For gruppe 3 er derfor tema som ikke er rangert gitt karakter 7 ettersom disse temaene er vurdert som mindre viktig

Tema	Viktighet				
	Ranger fra 1 til 6 (1 er høyest prioritert)				
GRUPPE:	1	2	3	4	Snitt
Dispensasjoner	3	6	5	3	4.25
Laster på eksisterende dammer:					
Islast –bruksgrense?	2	1	3	1	1.75
Jordskjelv og seismisk faktor	4	5	3	1	3.25
Poretrykk med drenasje	4	5	3	1	3.25
Etablering av drenasje ved eksisterende anlegg?	4	5	3	1	3.25

Tema	Viktighet				
	Ranger fra 1 til 6 (1 er høyest prioritert)				
GRUPPE:	1	2	3	4	Snitt
Flomberegninger	6	5	3	1	3.75
Eksempel – alternative forutsetninger	1	1	(7)	6	3.75
Tilstandsvurdering	6	3	(7)	1	4.25
Alkaliereaksjoner	6	6	(7)	5	6.00
Kontroll av fjellbolter og stag	5	1	(7)	2	3.75
Skjærkapasitet - regelverk og praksis	1	1	2	1	1.25
Kohesjon	3	1	1	1	1.50
Glidestabilitet	1	1	(7)	1	2.50
Glidestabilitet uten fjellbolter	1	1	(7)	1	2.50
Lette terskler og bolter	1	1	(7)	6	3.75
Innfesting av fjellbolter	1	1	6	2	2.50
Skrå fjellbolter	1	1	(7)	2	2.75
Platedammer	2	1	(7)	1	2.75
FEM-analyser; Hvordan bruke disse?	2	2	4	3	2.75
Beredskapsmessig tapping og små dammer.	3	6	(7)	6	5.50
Differensiering avhengig av klasse:	2	1	6	6	4.00

Tabellen gir en indikasjon på hvilke temaer som ansees som vesentlige. I tillegg vil arbeidsomfang være et viktig moment for å vurdere hvilke temaer som det kan arbeides videre med. Tema som krever mer omfattende arbeid kan det eventuelt vurderes å videreføre i nye prosjekter.

## VEDLEGG D - OPPSUMMERING AV HØRINGSINNSPILL

### D.1 Innledning

I det etterfølgende er alle høringsinnspill som er kommet inn i forbindelse med at rapport «Eksisterende betong- og murdammer, Evaluering av sikkerhet».

Rapporten er utarbeidet på vegne av EnergiNorge og høringsutkastet har ligget på EnergiNorge sine nettsider fra August 2016 og fram til høringsfristen den 15. november 2016.

### D.2 Behandling av høringsinnspill

Høring av rapporten er blitt informert om på VTF sine regionsmøter. I tillegg er rapporten oversendt med e-post til utvalgte mottagere. Dette omfatter blant annet NVE, NTNU, VTF, rådgivende ingeniører, deltagere på workshop april 2016 med flere.

### D.3 Høringsinnspill

På bakgrunn av rapporten har vi mottatt høringsinnspill fra følgende firma:

- **NTNU v/Leif Lia og Fjola Gudrun Sigtryggdottir**
- **NVE v/Lars Grøttå på vegne av intern faggruppe for betongdammer**
- **Statkraft v/Harald Andreas Simonsen og Vidar Bolle**
- **Eidsiva v/Håkon Haugsrud**
- **E-CO v/Stein Ove Helberg**
- **SFE v/Per Helge Eikeland**
- **Multiconsult v/Stig Arne Strokkenes**
- **Sweco v/Martin Eek Burud**
- **Norconsult v/Cristian Sandvik, David Moss, Olof Dählen og Anders Søreide**

### D.4 Vurdering av innspill

Alle tilbakemeldinger mottatt er oppsummert og kommentert i tabellen i kapittel 3. Tilbakemeldinger strukturert etter høringsrapportens oppbygning og kapitteinndeling. Hvert innspill kommentert i forhold til hvordan innspillet er håndtert i rapporten. I tillegg er innspillene kategorisert med følgende fargekoder:

Fargekode	Beskrivelse
Grå	Generelle kommentarer som ikke er av prinsipiell betydning.
Gult	Prinsipiell kommentarer som krever diskusjon

Høringsinnspill er forkortet og forenklet i tabellen nedenfor for å få plass til den i teksten nedenfor. Om ønskelig kan komplette høringsinnspill ettersendes til de som ønsker det.

## D.5 Gjennomgang av høringsinnspill

I etterfølgende tabell er alle tilbakemeldinger mottatt er oppsummert og kommentert. Omformuleringer og språklige korreksjoner som er uten betydning for innholdet i rapporten er ikke kommentert i tabellen nedenfor.

Innspill refererer til høringsrapportens kapittelinndeling, og samsvarer ikke nødvendigvis med kapittelinndelingen i den reviderte rapporten.

### D.5.1 Overordnede kommentarer

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
1.	NVE – generelt Rapporten gir flere gode innspill til arbeidet med ny veileder, samt gode forslag til nye regnemodeller, f.eks. bolteforankring, glidning, jordskjelv o.a. Arbeider med metoder for å få fram konstruksjonstilstand og materialtekniske parameter for gamle dammer støttes. Lastkombinasjoner i dagens regelverk er dårlig beskrevet og må oppdateres i ny veileder og håndteres derfor svært ulikt i dag for ulike konsulenter.	Tas til orientering.
	Utsagn om å akseptere lavere sikkerhet for eksisterende dammer støttes ikke av NVE.  Kildehenvisning må med på bilder.  Det presiseres at rapporten ikke kan bli veileder for eksisterende betongdammer. Bruk av rapportens vedlegg A forutsetter at den ikke er i konflikt med forskriftene.	Det er ikke hensikten å introdusere en lavere sikkerhet ved dammer i Norge. Teksten i rapporten endres for å unngå misforståelser  Dette må inkluderes.  Rapporten er ment som et innspill til ny veileder. Dette bør likevel ikke hindre at rapporten kan legges til grunn på områder som er mangelfullt beskrevet i dagens regelverk frem til ny veileder foreligger.
	2.	NTNU – generelt Rapporten gir veldig godt oversikt om betongdammer i Norge og de kravene som er og har vært brukt. Jeg syns altså at dette er en god rapport.

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
	<p>Lastsystemet i regelverket er ikke gjennomsynlig og samsvarer i liten grad med Eurokoden. Mener det er viktig at Eurokoden og regelverk for dammer legger samme prinsippene for sikkerhet til grunn.</p> <p>Regelverket blander sammen det som skal være konstruksjonens tilstand (grensetilstand) og det som er lastsituasjon. Dette nevnes bl.a. i kap. 6.1.1 («...lastkombinasjoner er ikke er definert i regelverket») og kapittel 7.2.6 vedr. jordskjelv («...når metodene kombineres er det fare for at krav til sikkerhet blir uoversiktlig og ukjent»).</p>	<p>Dette er en prinsipiell problemstilling som eventuelt må diskuteres med NVE. Rapporten forsøker å ta hensyn til dette slik at prinsippene er de samme.</p> <p>Rapporten gir noen anbefalinger som forhåpentligvis kan være med å oppklare disse problemstillingene.</p>
<b>3.</b>	<p>SWECO - generelt Grundig utarbeidet rapport med mye interessant stoff</p> <p>Spørsmål vedr. profilering av rapport; Blir dette en EnergiNorge rapport?</p> <p>Rettigheter til materiale (side 2)</p>	<p>Tas til orientering.</p> <p>Ja.</p> <p>Dokumentet og innholdet tilhører EnergiNorge. Intensjonen er at dette blir et offentlig dokument og standard tekst vedr. rettigheter vil bli slettet.</p>
<b>4.</b>	<p>Multiconsult – Generelt Synes dere har gjort en god jobb med utkastet fram til nå.</p>	<p>Tas til orientering.</p>
<b>5.</b>	<p>Norconsult - kulepunkt 1 og oppsummering: Rapport bør omstruktureres slik at konklusjonen er lettere tilgjengelig.</p>	<p>Rapporten deles i 3 rapporter:</p> <ol style="list-style-type: none"> <li><b>1. Ny rapport 1 - Anbefalinger for eksisterende betong- og murdammer</b></li> <li><b>2. Ny rapport 2 - Hovedrapport som underbygger anbefalingene (pkt. 1)</b></li> <li><b>3. Ny rapport 3 – Eksempler fra eksisterende dammer</b></li> </ol>

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
	<p>Anbefalinger må underbygges.</p> <p>Ønske om flere prosjektmøter/workshop.</p>	<p>Anbefalinger må selvfølgelig underbygges eventuelt foreslår rapporten nye prosjekt for å fremskaffe mer informasjon, jf. høringsrapporten kapittel 9.</p> <p>Videre framdrift og prosess må diskuteres med EnergiNorge. Se for øvrig generelle kommentarer</p>
	Rapporten har liten verdi bl.a. fordi det snart vil komme ny betongveileder.	Rapporten er ment som et innspill til ny veileder og det er derfor viktig at rapporten kommer ut nå. Det er for øvrig ikke kjent når ny veileder er klar. Påstanden om at rapporten har liten verdi er vanskelig å forstå og er ikke underbygget.
6.	Norconsult - kulepunkt 32: Det foreslås vesentlig reduksjon i sikkerheten på flere områder.	Det er ikke hensikten å redusere den generelle sikkerheten. Påstanden mangler referanse og er derfor umulig å vurdere.
7.	E-CO - generelt Har ingen kommentarer til rapporten	Tas til orientering.
8.	Eidsiva – Generelt God og informativ rapport!	Tas til orientering.

### D.5.2 Rapport – kapittel 1

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
9. Kap 1.2	NVE – kulepunkt 1: Forskriften (f. eks §§ 5-11 og 7-5) er forholdsvis klar. Det er viktig at uklarheter konkretiseres slik at forskriften eventuelt kan tydeliggjøres ved neste revisjon.	Teksten omformuleres.

### D.5.3 Rapport - Kapittel 2

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
10. Kap. 2, innledende tekst.	Norconsult - Kulepunkt 2: Begrepet «Lamelldam» skaper forvirring.	Definisjon av lamelldam er gitt med referanse til ICOLDs definisjoner, som gjenspeiler internasjonal begrepspraksis, jf. fotnote i tekst. Det er viktig at ulike damtyper er entydig definert regelverket, og definisjonene inkluderes i Ny rapport 1, anbefalinger (se vedlegg A).
11. Kap. 2.4	SWECO – Kulepunkt 1: Tillatt 20 % høyere skjærkapasitet i plater med jevnt fordelt last (vannlast).	Godt innspill. Inkluderes i kap. 2.4.3.
12. Kap. 2.4.4 – tabell.	NVE – kulepunkt 2: <ul style="list-style-type: none"> <li>Materialfaktor inngår ikke materialfaktorer.</li> <li>R før 2001; tyngdepunktet skulle være innenfor den minste trykksone som kan tillates for overføring av den resulterende kraft</li> </ul>	<p>Dette presiseres i tabellen.</p> <p>Dette gjelder vel også i dag, selv om det i prinsippet aldri er noe problem. Inkluderer en presisering i teksten.</p>

### D.5.4 Rapport - Kapittel 3

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
13. Kap. 3	Norconsult - Kulepunkt 3: Hensikten med kapittel 3 er ikke tydelig.	Innledning til kapittelet inkluderes for å beskrive hensikten med kapittelet.
14. kap. 3.1.1	NVE – kulepunkt 3: Akseptnivå: Ved marginale avvik har det alltid vært rom for å utøve skjønn i konkrete saker. I senere tid er det i flere saker gitt aksept for at avvik vurderes på ny ved neste revurdering.	Tekst omformuleres.
15. Kap. 3.3.4	Norconsult - Kulepunkt 3: Kommentar vedr. dambrudd i USA.	Innledende tekst i kap. 3.3 presiseres slik at hensikten med kapittelet kommer tydeligere frem. Ellers, usikker på hensikten med innspillet.



### D.5.5 Rapport - Kapittel 4

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
<b>16. Kap. 4.1.2</b>	Norconsult - Kulepunkt 4: Kapittel om instrumentering kan slettes.	Inkluderer henvisning til delprosjekt vedr. instrumentering. Instrumentering og tilsyn henger tett sammen, jf. utkast til ny veileder for NVE. Instrumentering må nevnes for helhetens del.
<b>17. kap. 4.2.1</b>	SWECO – Kulepunkt 3: Sjaktning i gamle murdammer (avdekking av ev. røysfylling)	Inkluderes som et eget kulepunkt i lista.
	Norconsult - Kulepunkt 5: Erfaring med at det er bedre å søke om fristforlengelse	Dette er beskrevet i avsnitt 4, kulepunkt 1. Fremgangsmåte må selvfølgelig vurderes i hvert enkelt tilfelle og vil være avhengig av omfang av tilleggsdokumentasjon.
<b>18. kap. 4.4.1</b>	Statkraft kommentar s. 33 <ul style="list-style-type: none"> <li>Svensk praksis vurdere kun fjell til fjell og ikke overgang betong/fjell.</li> <li>Erfaring med ingeniørgeologer er at de kan vurdere friksjonsvinkel på 55-70 grader. Generelt for lite fokus på slepper og fasthet/type fjell (også ved nybygging...).</li> </ul>	Dette kjenner jeg ikke til. Her må vi i så fall ha en referanse.  Prinsippene for friksjonsvinkel er konservative og det må de nødvendigvis være. Ellers interessant at det opereres med friksjonsvinkel på opptil 70 grader.

### D.5.6 Rapport - Kapittel 5

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
<b>19. Kap. 5.1</b>	Norconsult - Kulepunkt 13: Tekst i kap. 5.3.4, samsvarer ikke med innledende tekst i kap. 5.1	Innlending til kapittel 5.1 omskrives.
<b>20. kap. 5.1.2</b>	NVE – kulepunkt 4: NVE godkjenner selvfølgelig revurderinger med avvik. Det som er av betydning er at revurderingen gir tilstrekkelig grunnlag for å vurdere dammens sikkerhet.	Teksten omformuleres slik at det kommer klart frem at dette omfatter mindre avvik der det ikke gjennomføres tiltak i ettertid.  Ønsker en avklaring fra NVE i forhold til dispensasjoner.

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
	Multiconsult –kommentar 7: Har opplevd at NVE opplyser at dispensasjoner må til departementet. Dette er ikke korrekt.	Dispensasjoner behandles av NVE og dette inkluderes i teksten.
	NTNU – Kommentar 1 Tabell 5.1 henviser til brudd- og ulykkesgrensetilstand. Syns ikke det er riktig å referere til laster i grensetilstandene.	Dette er en prinsipiell problemstilling som eventuelt må diskuteres med NVE.
<b>21. Kap. 5.1.2</b>	Norconsult - Kulepunkt 6: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Tabell - § 5-11. Tekst er uforståelig.</li> <li>• Ikke hensiktsmessig å søke om dispensasjon for krav listet opp i tabell.</li> </ul>	Tekst i tabell presiseres.  Kravene i nevnte tabell avviker fra damsikkerhetsforskriften. Skriv fra NVE er å oppfatte som veiledende, men overstyrer ikke krav i forskriftene. Dette er bakgrunnen for at det er nødvendig å søke om dispensasjon ved ombygging og nybygging.
<b>22. Kap. 5.1.3</b>	NTNU – kommentar 2 Bruksgrense: her bør det legges til litt forklaring.	Tekst oppdateres med referanse til definisjon av bruksgrense i NVEs retningslinje for laster og dimensjonering.
	SWECO – Kulepunkt 4: Damhøyde bør regnes til HRV, da ytterligere høyde til damkrone bare er gunstig ekstra vekt.	Legges inn som et eget forslag. Dette vil forenkle definisjon og praktisering av regelverket.
	Norconsult - Kulepunkt 7: Definisjon av dam	Usikker på hva Norconsult mener med innspillet. Det er viktig med entydig definisjoner i regelverket, og dette omfatter også dammer. Definisjonene er ment som innspill til NVE, som selv må vurdere dette. Definisjon av dam refererer for øvrig til NVEs definisjon i veileder.
	Norconsult - Kulepunkt 8: NVE har gitt signal om at definisjon av tung lamelldam vil utgå.	Lamelldam bør også inkluderes i definisjonen. Det er viktig med entydig definisjoner i regelverket, og definisjonen er ment som innspill til NVE, som selv må vurdere dette. Henviser for øvrig til ICOLDs definisjoner.

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
	Eidsiva – Kulepunkt 1: Fordel om definisjonene er entydige. Når det gjelder damhøyde og MFV er teksten i rapporten åpen for flere tolkninger.	<b>Damhøyde:</b> Forslag i tekst er hentet fra NVEs definisjon. Nytt forslag legges inn der damhøyde måles til HRV. <b>MFV/ulykkesflom:</b> Her var tanken å lage en definisjon for flom som legges til grunn ved ulykkesgrensetilstand og omfatter derfor også lukesvikt.
<b>23. Kap. 5.2.1</b>	Norconsult - Kulepunkt 9: <ul style="list-style-type: none"> <li>Vanskelig å forstå hensikten med tabellen.</li> <li>Kontroll uten bolter er ingen last</li> </ul>	Formålet med tabellen beskrives. Formålet er å klargjøre hvilke laster som er definert i forskriftene. Se også beskrivelse under kap. 5.1.1.  Kontroll uten bolter er et dimensjoneringskriterium, men det er riktig at belastning ikke er definert. Dette beskrives i teksten.
<b>24. kap 5.3.2</b>	SWECO – Kulepunkt 5: Lastfaktor på alkalie-last; er 1,2 OK?	Usikker på hva det refereres til. Er dette et forslag?
	Norconsult - Kulepunkt 10: Lett terskler skal ikke kontrolleres for velting.	Tekst oppdateres
<b>25. Kap. 5.3.3</b>	Norconsult - Kulepunkt 11: Jordskjelv - Hvorfor er ikke og seismisk faktor beskrevet.	Tekst oppdateres. Jordskjelvberegninger for dammer er for øvrig vurdert i kapittel 7.2.6 der samlet sikkerhet mot jordskjelv er drøftet.
<b>26. Kap. 5.3.3</b>	Norconsult - Kulepunkt 12: «DFV uten bolter» er ikke nødvendigvis ulykkesgrense	Usikker på hva Norconsult mener med innspillet. Kapittelet omhandler skriv fra NVE. Krav til sikkerhet «uten bolter» er ikke beskrevet i forskriftene men i skriv fra NVE og er derfor også omtalt under kapittel 5.3.3 «Skriv fra NVE». Se også kommenter til kulepunkt 9.
<b>27. Kap. 5.3.4</b>	NTNU – kommentar 3 GEO bør også inkluderes fra Eurokodene.	Inkluderes i liste i innledningen.
	NTNU – kommentar 3 Tabell 5-5; I NS-EN opererer med ulykkesituasjon (IKKE ulykkesgrense).	Dette spesifiseres i tabellen samt i teksten i kapittelet.

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
	SWECO – Kulepunkt 6: Er alkalielast ulykkeslast eller dimensjonerende last?	Usikker på dette, men antar at Alkalielast må regnes som en permanent last, der forslag til lastfaktorer er gitt i kap. 7.4.4. Dette bør antagelig beskrives et sted i regelverket.
	Norconsult - Kulepunkt 13: Sammenligning av lastfaktorer i sammenfaller ikke med innledende tekst til kapittelet i kap. 5.1.	Innlending i kapittel 5.1 omskrives.
	Norconsult - Kulepunkt 14: Det bør drøftes hvilke laster som kan defineres som variable laster.	Inkluderer en presisering i 2 avsnitt etter tabell 5-4.

### D.5.7 Rapport – Kapittel 6

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
<b>28. kap. 6.1.2</b>	NTNU – Kommentar 5 Mener bruddgrense ikke bør inkluderes i tabellen. Generelt er det ikke riktig å snakke om transetilstander for laster.	Kommenteres nær nærmere i fm. Kommentar til istrykk, jf. kap. 6.2.
<b>29. Kap. 6.2</b>	NTNU – Kommentar 6 Enig med tanken, men framgangsmåte bør være en annen. Utgangspunktet burde da ikke være stabilitet, men kontroll av spenninger og deformasjoner (som er en bruddgrensetilstand). Veltstabilitet med resultatens plassering kan imidlertid benyttes som en deformasjons/spenningskontroll.	Interessant tanke. Slik jeg forstår forslaget, vil istrykk på eksisterende betongdammer da være en buksgrensebetraktning der deformasjoner/spenninger vurderes for lasttilfelle istrykk, mens stabilitet mot istrykk utgår som en kontroll for eksisterende dammer.
	NVE – kulepunkt 5 og 6: <ul style="list-style-type: none"> <li>Dersom islast viser seg å være over 100 kN/m vil S i praksis bli mindre enn 1,0.</li> </ul>	Et like viktig poeng er hvordan islasten virker på konstruksjonen. Understreker at forslaget gjelder eksisterende dammer der tilstand på anlegget er et element i vurderingen.

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
	<ul style="list-style-type: none"> <li>Islast er definert som miljølast i retningslinjen kap 1.2.2 og grensetilstanden i kap 1.3.3.</li> </ul>	<p>Grensetilstand for islast er ikke definert. Islast kan føre til lokal skade som redusere anleggets funksjon i forhold til tetthet, jf. beskrivelse i retningslinjen for laster og dimensjonering, kap. 1.3.5. Her er bruksgrense for dammer beskrevet som «..oppsprekking og deformasjoner som kan redusere konstruksjonens funksjonsdyktighet og/eller bestandighet». <b>Dette er en meget presis beskrivelse av skader fra istrykk.</b></p> <p>Dette utdypes og tilføyes i teksten i rapporten.</p>
	<p>Norconsult - Kulepunkt 15: Uenig i at islast skal defineres som en bruksgrenselast.</p>	<p>Mener det er gode grunner for å se på islast spesielt. Islast er ikke en drivende last slik som gravitasjon eller vanntrykk, men forsvinner ved små deformasjoner. Lasten bør derfor ikke behandles på samme måte som andre laster. Det er også viktig å skille mellom bygging/rehabilitering (som SKAL dimensjoneres for islast) og vurdering av eksisterende anlegg der observasjoner av anlegget også bør kunne tillegges vekt.</p>
<b>30. Kap. 6.3.1</b>	<p>SWECO – Kulepunkt 7 og Norconsult - Kulepunkt 16: Vanlig praksis å regne med lineært poretrykk under det dobbelte av teoretisk tykkelse.</p> <p><b>NTNU – kommentar fra L.Lia</b> Benytter fullt poretrykk under plate. Ikke noe poretrykk nedstrøms plate.</p>	<p>Dette legges inn som et prinsipp</p> <p>Dette blir i prinsippet det samme som ovennevnte innspill fra Norconsult og SWECO.</p>
<b>31. Kap. 6.3.3</b>	<p>Norconsult - Kulepunkt 17: Lette terskler bør defineres ut fra forholdstall mellom høyde og vannstand. Det er vanskelig å oppnå stabilitet ved ideelt utformet profil. Bør illustreres med eksempler.</p>	<p>Definisjon av lette terskler bør vurderes. Dette kan inkluderes i «Ny rapport 1 – anbefalinger for eksisterende dammer».</p>

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
32. kap. 6.4.1	SWECO – Kulepunkt 8: <ul style="list-style-type: none"> <li>Gamle bolter med «splitt og kile» (ikke gyste) bør ikke medregnes.</li> <li>Benytte materialfaktor 1,2 ved gamle, korte forankringer, dvs. <math>\sigma &lt; 180</math></li> </ul>	Dette inkluderes i kapittel 6.4.3.  Litt usikker på hva som menes. Beregningen viser dimensjonerende spenning. Skal beregnet spenning ganges opp med 1,2 eller deles med 1,2?
	Multiconsult – kommentar 1: Usikker på hvordan metodikken skal forstås. Vi iterer oss heller fram til en utnyttet spenning hvor påhengt fjellvekt balanserer med inngynslengde.	Metoden tar ikke hensyn til påhengt fjellvekt, ettersom det forutsettes fjell av god kvalitet (kategori 0-2). Ved fjell av dårligere kvalitet kan vil løsningen til Multiconsult være et alternativ. Inkluderes underboring = L/2 (ref. retningslinje for betongdammer, figur 5)?
33. kap. 6.4.2	Norconsult - Kulepunkt 19: Skrå bolter	Oppfatter dette som en støtte til prinsippet med skrå bolter.
	Multiconsult – kommentar 2: Har opplevd at NVE avviser å kunne medregne horisontal-komponenten fra skrå bolter kan benyttes.	Tas til orientering. Dette er for øvrig drøftet i rapporten.
	Multiconsult – kommentar 4: Skrå bolter virker på skjærkapasitet, men dette aksepteres ikke av NVE. Dybler tillates i visse tilfeller på rørgatefundamenter – hvorfor ikke på dammer?	Henviser til kommentar ovenfor.
34. Kap 6.4 og 8.3.2	Norconsult - Kulepunkt 18: Kommentaren omhandler levetidsvurdering for fjellbolter. <ul style="list-style-type: none"> <li>Sammenheng mellom levetid og sikkerhetsfaktor for bolter er ikke entydig.</li> <li>Dokumentasjon av mørtel. Savner en drøfting av historisk praksis.</li> </ul>	Antar at kommentaren <b>refererer til kap. 6.4.3</b> selv om dette ikke er entydig i referansen til merknaden.  Presiseres i teksten.  I kap. 6.4.1 samt «Ny rapport 1 – anbefalinger for eksisterende dammer» er det foreslått å benytte dimensjonerende heftstyrke på 1MPa. Dette er normalt en konservativ forutsetning. Historisk praksis er beskrevet i kap. 2.3.

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
	<ul style="list-style-type: none"> <li>Hvordan vurderes eksisterende bolter.</li> <li>Karbonatisering er ikke av betydning for eventuell korrosjon.</li> <li>Fordeler ved bolter med korrosjonsbeskyttelse bør diskuteres.</li> </ul>	<p>Ny tekst lagt til. Bør bolter over en viss alder (f.eks. 50 år) dokumenteres ved at et utvalg meisels fram?</p> <p>Min erfaring er at bolter ikke er utsatt for korrosjon så lenge de er godt innstøpt og miljøet rundt bolten er basisk (dvs. det ikke påvises karbonatisering).</p> <p>Fordelen er mindre usikkerhet i forhold til levetid jf. beskrivelse i dokumentet, samt i «Ny rapport 1 – anbefalinger for eksisterende dammer». Kan ikke se at det er behov for en mer omfattende diskusjon.</p>
<b>35. kap. 6.4.3</b>	SWECO – Kulepunkt 9: NVEs krav til overdekning (> 300 mm) for bolter bidrar til å redusere problem med dårlig utstøpning i sonen mot vann langs berget.	Er det ikke tilstrekkelig at man benytter kapasitet <180 N/mm <sup>2</sup> ? Alternativt bør dette kanskje konkretiseres. F.eks. hvilken spenning kan benyttes for en bolt med 0,1 m overdekning
<b>36. kap. 6.5</b>	Norconsult - Kulepunkt 20: Inneholder lite info. Med unntak av siste kapital	Kapittelet inneholder en del presiseringer som er viktige, f.eks. for å skille mellom tilløps- og avløpsflom, bruk av klimapåslag (kap. 6.5.1) samt overtopping av betong-/murdammer (kap. 6.5.2).
<b>37. kap. 6.5</b>	Statkraft - kommentar s. 47 Å definere/utforme tappeluker som flomluker kan øke flomavlednings kapasiteten.	Dette kan være et alternativ. Bør inkluderes med i kapittel 8 - eksempler
<b>38. kap. 6.5.1</b>	Eidsiva – Kulepunkt 2: Ved en revurdering ble kvaliteten på datagrunnlaget justert fra klasse 2 til klasse 4. Dette kan ha store konsekvenser for konklusjonene i revurderingen.	<p>Interessant problemstilling; - Kan det være aktuelt at datagrunnlag for eksisterende dammer ikke settes lavere enn f.eks. 2?</p> <p>Forklaring: Hvis det viser seg at flomtillegg pga. dårlig kvalitet på datagrunnlaget er feil, kan man risikere å gjennomføre en rehabilitering som ikke er nødvendig, som konsekvens av en revurdering.</p> <p>Dette henger sammen med samfunnsmessig forvaltning av eksisterende anlegg.</p>



Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
<b>39. kap. 6.5.3</b>	SWECO – Kulepunkt 10: Bør medta tilstopping pga. flytetorv og iskjøring.	Legges inn i rapporten samt forslag til videre FoU aktivitet (kapittel 9 i høringsrapport).
	Statkraft - kommentar s. 48: Tilstopping med is kan være et stort problem i vassdrag med kort responstid.	Legges inn i rapporten jf. kommentar over.

### D.5.8 Rapport – Kapittel 7

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
<b>40. kap. 7</b>	NTNU – kommentar 7 Innledende tekst: Gjelder ikke beskrivelse av jordskjelvberegningen for nye dammer.	Det er riktig at den også kan benyttes for nye dammer. Men rapporten omhandler jo eksisterende dammer.
	Norconsult - Kulepunkt 21: Foreslår at innledende tekst omformuleres.	Innledende tekst omformuleres.
<b>41. kap. 7.1.1 og 7.1.5</b>	NTNU – kommentar 8 Tekst om at en 10 år gammel dam har langt høyere sikkerhet enn en ny dam bør modereres.	Teksten omskrives.
	Norconsult - Kulepunkt 21: Første avsnitt bør omformuleres og samfunnsmessig bør endres til samfunnsøkonomisk. Innspillet om samlet vurdering av sikkerheten støttes.	Samfunnsmessig referer til formålsparagrafen i vannressursloven. Dette presiseres i teksten
<b>42. kap. 7.1.2</b>	SWECO – Kulepunkt 11: Omtale drenasjegangere/drenasjerør.	Legges inn som en egen kommentar i kapittelet, samt i vedlegg 9 (dvs. Ny rapport 1 - Anbefalinger....»)
	Norconsult - Kulepunkt 22: <ul style="list-style-type: none"> <li>Vanskelig å vurdere poretrykk med sensitivitetstiltak.</li> <li>Lamelldam bør endres til platedam</li> </ul>	<p>Dette kan muligens egne seg som en FoU-aktivitet. Forslag om dette inkluderes i kapittel 9.</p> <p>Definisjon av lamelldam/platedam – se kommentar til Kap. 2, innledende tekst.</p>

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
<b>43. kap. 7.1.3</b>	<p>NVE – kulepunkt 8: Så lenge poretrykkslasten er avhengig av resultanten, blir det mekanisk feil å regne <math>S=Ms/Md</math>, med mindre man regner firkantet opptrykksdiagram, da er man på den sikre siden (det kan selvsagt regnes eksakt trapesforma diagram avhengig av resultantplassering).</p>	<p>Når men benytter sikkerhetsfaktor må selvfølgelig korrekt opptrykksdiagram benyttes. Poenget med dette kapitlet var bare å påpeke at stabilitetskrav som er knyttet til resultatenes plassering, kan være ugunstig for noen konstruksjoner. Ved disse konstruksjonene kan det derfor være nyttig å også vurdere en sikkerhet mot velting.</p>
	<p>Norconsult - Kulepunkt 23:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Positive til å vurdere krav til veltestabilitet for massivdammer.</li> <li>Forslag bør underbygges med eksempler.</li> </ul>	<p>Usikker på hva Norconsult mener med innspillet. Rapporten har i utgangspunktet ikke foreslått å endre krav til velting for gravitasjonsdammer i betong, jf. kap. 7.4.1. Det fremkommer ikke hva Norconsult mener med «massivdammer» (omfatter dette også murdammer?)</p> <p>Helt enig. Rammene for prosjektet har imidlertid ikke gjort det mulig å utføre regneksempler. Eventuelle regneksempler bør eventuelt avklares med NVE. Forslag om dette inkluderes i kapittel 9 som en FoU-aktivitet</p>
<b>44. kap. 7.1.4</b>	<p>NVE – kulepunkt 9: Kommentar til veltestabilitet for murdammer: En høy, slank omstøpt dam kan muligens ha lavere sikkerhet for velting enn glidning.</p>	<p>Litt usikker hva NVE mener med kommentaren ... En høy og slank murdam vil vel være ustabil uansett.</p>
	<p>NVE – kulepunkt 10: NVE har kjennskap til brudd på murdammer.</p> <p>Mange nedtappede murdammer er i dårlig forfatning. Flere murdammer har så store lekkasjer/skader at de av den grunn får sterkt redusert last.</p>	<p>Hadde vært veldig interessert i en oversikt over murdammer som har gått til brudd samt bruddårsak. Dette kan med fordel inkluderes i kapittel 3.</p> <p>Murdammer trenger selvfølgelig omsorg og tilsyn. Kvaliteten i oppbygning varierer også. Synes likevel det er påfallende at det ikke er observert flere dambrudd på konstruksjoner med en snittalder på over 100 år.</p>
	<p>Norconsult - Kulepunkt 24:</p>	<p>Tja.... Det er foreslått samme sikkerhetsnivå for betong og murdammer.</p>

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
	Gjelder endrede stabilitetskrav også murdammer med høy bruddkonsekvens?	Teksten her omskrives.
<b>45. kap. 7.2</b>	Norconsult - Kulepunkt 25: Siste avsnitt antas å være feilplassert.	Ja - Flyttes til kap. 7.2.6.
	Norconsult - Kulepunkt 26: Teksten synes å være utarbeidet som en lærebok. Støtter ønske om å avklare jordskjelv på dammer. Foreslår en egen prosess, med f.eks. Norsar.	Det er riktig at teksten er utformet for å vise fremgangsmåte for beregning av jordskjelv ettersom dette ikke foreligger i dagens regelverk. Det er på høy tid at det kommer en generell beskrivelse av hvordan jordskjelv behandles på dammer. En videre utredning er ikke til hinder for at man etablerer en praksis. Dr. techn. Olav Olsen har for øvrig personer med meget høy kompetanse på jordskjelvberegninger.
<b>46. kap. 7.2.1</b>	SWECO – Kulepunkt 12: Seismisk faktor kan variere 1,0 -> 2,0; 1,5 -> 2,0	For klasse 3 og 4 mener NVE at seismisk faktor bør settes lik 2,0.
<b>47. kap. 7.2.2</b>	NTNU – kommentar 9 Tekst under tabell: Ulykkesgrense bør endres til ulykkesituasjon	Tekst endres.
<b>48. kap. 7.2.4</b>	NTNU – kommentar 10 Feil henvisning.	Tekst rettes.
<b>49. kap. 7.2.6</b>	NTNU – kommentar 11 <ul style="list-style-type: none"> <li>Støtter med konklusjonen om at det er fare for at krav til sikkerhet blir uoversiktlig og ukjent når ulike metodikker kombineres. Dette gjelder for øvrig resten av regelverket for dammer.</li> <li>Støtter at gravitasjonsdammer skal beregnes som DCL.</li> <li>Jordskjelv er en egen lastsituasjon (ikke ulykkesgrense).</li> </ul>	Ok  OK  Tekst endres
	NTNU – kommentar 11: Forstår ikke helt sammenligningen av Eurokoden og regelverk for dammer. Enig i at jordskjelvlast med utgangspunkt i internasjonale	Dette er en prinsipiell diskusjon som går på overordnet sikkerhet for dammer. Foreslår at vi ikke tar tak i denne problemstilling i forbindelse med eksisterende dammer.

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
	krav - kan vurderes med $S > 1$ . Mener likevel at sikkerhet mot jordskjelv er for lavt i dagens regelverk.	
	Norconsult - Kulepunkt 27: Tabell 7-3. Nye platedammer i klasse 3 og 4 er ikke tillatt.	Tekst i tabell endres.
<b>50. kap. 7.3</b>	Norconsult - Kulepunkt 28: Forslag av beregning av S støttes ikke.	Dette forholdet undersøkes og vurderes nærmere. Tanken var en samordning mot NS-EN 1990, kapittel 6.4.2. Det er mulig at dette kriteriet ikke direkte kan overføres til sikkerhet mot glidning.
<b>51. kap 7.3.3</b>	Norconsult - Kulepunkt 29: Hva er konklusjonen?	Dette må utredes nærmere. Presiseres med en ny tekst i rapporten.
	Multiconsult – kommentar 6 Gir betydelig bidrag til glide stabilitet, men er ikke beskrevet i regelverket. Har erfaring med at godkjenning av slik fortanning er avhengig av saksbehandler i NVE	Utforming av fortanning bør beskrives og forslag ønskes. Legger dette inn som en FoU aktivitet i kapittel 9 (nytt vedlegg A).
<b>52. kap. 7.4</b>	Statkraft – kommentar s 61 Vanskelig å vurdere vektning i forhold til konsekvensklasse og sikkerhetsvurdering for å beregne samfunnsnyten.	Dette krever nok en nærmere beskrivelse og vurdering. Kan være et innspill til prosjekt om klassifisering eller risikoanalyse. Kommentaren tas foreløpig til orientering i denne rapporten.
	Norconsult - Kulepunkt 30: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Det må klart fremgå at dette er rapportens anbefaling til nye stabilitetskriterier.</li> <li>• Endelig forslag til stabilitetskriterier må diskuteres i en workshop.</li> </ul>	Anbefalinger innarbeides i Ny rapport 1 - Anbefalinger for eksisterende betongdammer.  Videre framdrift og prosess må diskuteres med EnergiNorge. Se for øvrig generelle kommentarer.
	Norconsult - Kulepunkt 30: Noen innspill for diskusjon: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Kontroll av skjærkapasitet (1981-kravet) mot glidning er uinteressant (meget høy sikkerhet). Kravet tar ikke</li> </ul>	Forslaget omfatter Eksisterende dammer der vurdering av fundament og sprekker/riss er et element. Minner om at forutsetning for å bruke kriteriet er at

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
	<p>hensyn til fundament- og fjellforhold, sprekker e.l.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• En sammenligning av internasjonalt praksis ville vært nyttig.</li> <li>• Vi ser ingen grunn til å redusere kravene med argumentasjonen i rapporten. Det foreslås en reduksjon av sikkerhet uten at dette er vurdert i forhold til sannsynlighet og konsekvens.</li> <li>• Dokumentasjon som grunnlag for å vurdere alternativ til dagens krav; Dette bør konkretiseres.</li> </ul>	<p>det ikke er avdekket større mangler eller skader ved eksisterende anlegg.</p> <p>Kan være interessant, men tidkrevende og det er ikke sikkert at kravene er direkte sammenlignbare. I fleste andre land er sikkerhet gitt gjennom normer som tillater en større grad av individuell vurdering.</p> <p>Forslaget forutsetter at geometri og egenvekt dokumenteres, slik at usikkerhet kan reduseres. Forslaget innebærer også en større differensiering av sikkerhet i forhold til konsekvens/klasse. Det er ikke hensikten å redusere det generelle sikkerhetsnivået for klasse 2, 3 og 4.</p> <p>Konkrete forslag: Dokumentasjon av geometri og egenvekt. Ellers, er det forslått at påvisning av forutsetninger utredes nærmere, jf. kpittel 9 i rapporten</p>
	<p>Eidsiva – kulepunkt 4  Risiko = sannsynlighet x konsekvens. «risiko og konsekvens» er ikke to uavhengige parametere i denne sammenhengen</p>	<p>Teksten presiseres.</p>
<p><b>53. Kap. 7.4.3</b></p>	<p>Multiconsult – kommentar 3  Glidning ved murdam med oppstrøms betongplate:  Registrerer at «noen» benytter snitt-friksjonsvinkel av betong og mur etter avtrykket mot fjell. Dette blir feil ettersom trykksonen ligger i nedstrøms del av damkroppen.</p>	<p>Tar dette med i rapporten.</p>
	<p>Multiconsult – kommentar 5  Når tid skal man begynne å regne på indre spenninger i en massivdam/murdam?  Hvordan skal man beregne samvirket mellom betongpåstøp og eksisterende murdam (tidligere</p>	<p>Usikker på hvordan dette skal håndteres i rapporten.  Fines det eksempler som det kan henvises til?</p>

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
	betongplate eller fuget mur)? Jordskjelvlaster er spesielt interessant når man kommer på en kombinert mur- og betongdam.	

### D.5.9 Rapport – Kapittel 8

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
<b>54. kap. 8</b>	Statkraft - kommentar s. 64  Ønsker: <ul style="list-style-type: none"> <li>• En oversikt over eksempler i innledningen.</li> <li>• En oversikt over dispensasjoner (dette arbeides det med hos EnergiNorge)</li> <li>• Prosjektkostnader for hvert av eksemplene.</li> <li>• å utfordre NVE i forhold til FEM analyse og stabilitet (skanning)</li> </ul>	<p>Det er planer om at dette kapittelet hentes ut som en egen rapport noe som vil gi bedre oversikt over eksemplene. Oversikt over anlegg og dispensasjoner legges inn i innledningen til kapittelet.</p> <p>Vanskelig å legge inn prosjektkostnader. Dette må nesten være opp til hver dameier å opplyse om ved forespørsel.</p> <p>FEM-analyse og stabilitet foreslått som eget FoU prosjekt, jf. kap. 9 i høringsrapporten.</p>
	Norconsult - Kulepunkt 31: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Hva er hensikten?</li> <li>• Vi foreslår at prosjekterende framkommer i oversikten.</li> </ul>	<p>Eksempler var et sterkt ønske fra Styringsgruppen. Hensikten er å vise eksempler på alternative løsninger i forhold til regelverket.</p> <p>Dette inkluderes i teksten.</p>
<b>55. kap. 8.2.1</b>	NTNU – Kommentar 12: Tabell: anbefaler at lastfaktorene blir vist som 1/1,05 for betongdam og 1/1,25 for murdam. (Lastfaktor = faktor som karakteristisk last multipliseres med).	Lastfaktorer i tabellen rettes opp.

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
<b>56. kap. 8.7.1</b>	SWECO – Kulepunkt 14: Nevn prosjekterende Sweco	SWECO v/ J.P. Erichsen er lagt inn.
<b>57. Nytt kapittel</b>	Statkraft – V. Bolle: Oversikt over dispensasjoner	Godt forslag og en god start. Listen kan sikkert suppleres med flere eksempler, men dette er avhengig av innspill fra dameiere og resten av bransjen. Tar med listen som et eget kapittel i rapporten. Listen flyttes fram som første kapittel når rapporten skilles ut som rapport 3.

### D.5.10 Rapport – Kapittel 9

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
<b>58. Kap. 9</b>	Multiconsult – kommentar 5 Forskriftene krever at det skal være en statisk oversiktlig modell. Dette er et krav vi av og til møter i bla. I forbindelse med FEM og sammensatt konstruksjoner.	Legges inn som forslag til FoU aktivitet (nytt kapittel 9.13.)
<b>59. kap 9.1</b>	NVE – kulepunkt 11: Usikker på nytten av å samle inn informasjon om dambrudd. Kan være nyttig som informasjon til dampersonell.	Har problemer med å forstå at informasjon om dambrudd og unormale hendelser ikke kan være nyttig. Er det ikke derfor men er pålagt å rapportere unormale hendelser og nestenulykker ved dammer til NVE.
<b>60. kap. 9.10</b>	SWECO – Kulepunkt 15: Tilstopping pga. flytetorv og iskjøring	OK – momentene er lagt inn.

### D.5.11 Rapport – Vedlegg

Innspill nr. og kapittel	Innspill	Merknad og oppfølging
<b>61. Vedl. A</b>	NTNU – kommentar 13 Samme som for stoff ellers i rapporten	
<b>62. Vedl. A.1.5</b>	NTNU – kommentar Leif. L Påhengt fjellvekt bør bare inkluderes for enkeltbolter.	Trenger referanser som viser at det er riktig tilnærming. Bør beregningen også omfatte fjell i kategori 3?
	<b>NTNU – kommentar Leif. L</b> Hvordan regnes små/korte bolter?	Hvordan skal små/korte bolter håndteres?
<b>63. Vedl A.2.2</b>	SWECO – Kulepunkt 16: På platedam regnes poretrykk på 2 x tykkelse av damplate	OK – lagt til i tekst.
<b>64. Vedl A.2.4</b>	SWECO – Kulepunkt 17: For gamle dammer med kort innstøping er $\sigma < 180$ . Da bør materialfaktor 1,2 brukes. Bolter med splitt og kile (ikke gyste) bør ikke medregnes	Se SWECO – kulepunkt 8
<b>65. Vedl A.2.6</b>	SWECO – Kulepunkt 17: Tilstopping pga. flytetorv og iskjøring	Se SWECO – kulepunkt 10
<b>66. Vedlegg B</b>	<b>Eidsiva – Kulepunkt 7</b> Kommentarer vedr. referat fra Workshop	Referat fra workshop er vedlagt til orientering. Innhold her er ikke en del av argumentasjonen i rapporten.
	NVE – kulepunkt 12-17: Kommentarer vedr. referat fra Workshop	Se kommentar over



## VEDLEGG E - RAPPORT; FORUTSETNINGER FOR KONTROLL AV STABILITET FOR BETONG- OG MURDAMMER

Rapport fra EnergiNorge

FORUTSETNINGER FOR KONTROLL AV  
STABILITET FOR BETONG- OG  
MURDAMMER

VEDLEGG E TIL HOVEDRAPPORT

# RAPPORT

**Prosjektnavn:**

## FORUTSETNINGER FOR KONTROLL AV STABILITET FOR BETONG- OG MURDAMMER

**Dokumentnavn:**

## VEDLEGG E TIL HOVEDRAPPORT

**Prosjektnr.:** 12372  
**Dokumentnr.:** 12372-OO-R-004

**Dato:** 08.08.2017  
**Revisjon:** 1. versjon  
**Antall sider:** 57

**Utarbeidet av:** Mathias Strand  
**Kontrollert av:** Thomas Konow  
**Godkjent av:** Thomas Konow

**Rettigheter til prosjektmaterialet**

Oppdragsgiver har rett til å bruke materialet utarbeidet av prosjekterende Dr.techn.Olav Olsen AS til gjennomføring av prosjektet, senere drift, vedlikehold, ombygging og påbygging. Hvis ikke annet er avtalt, har Dr.techn.Olav Olsen AS alle øvrige rettigheter til sine ideer og det utarbeidete materialet. Dr.techn.Olav Olsen AS kan likevel ikke bruke dette på en måte som er urimelig i forhold til oppdragsgiver. Oppdragsgiver kan ikke overdra materialet til en tredjepart uten samtykke fra Dr.techn.Olav Olsen AS.

Revisjon	Dato	Grunn for utsendelse	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av

# INNHold

<b>1</b>	<b>INNLEDNING .....</b>	<b>4</b>
1.1	Bakgrunn.....	4
1.2	Gjennomføring .....	4
1.3	Definisjoner .....	5
1.4	Forbehold .....	5
<b>2</b>	<b>SAMMENDRAG .....</b>	<b>6</b>
2.2	Gravitasjonsdam – Oppsummering av resultater.....	6
2.3	Murdam.....	15
2.4	Platedam .....	19
<b>3</b>	<b>GRAVITASJONDAM I BETONG .....</b>	<b>20</b>
3.1	Beregninger .....	20
3.2	Valg av tverrsnitt for beregningene .....	21
3.3	Presentasjon .....	23
3.4	Friksjon .....	23
3.5	Vannstand .....	26
3.6	Egenvekt .....	30
3.7	Istrykk, damhøyde 2-7 m .....	33
3.8	Fjellbolter, damhøyde 0-7 m .....	36
3.9	Poretrykk.....	38
<b>4</b>	<b>MURDAM.....</b>	<b>43</b>
4.1	Innledning .....	43
4.2	Forutsetninger.....	43
4.3	Utselving av tverrsnitt.....	44
4.4	Presentasjon .....	46
4.5	Friksjon .....	46
4.6	Vannstand .....	49
4.7	Egenvekt .....	51
4.8	Poretrykk.....	53

# 1 INNLEDNING

Denne rapporten er utarbeidet av Dr.techn. Olav Olsen på oppdrag fra EnergiNorge, som en del av prosjektet «Damsikkerhet i et helhetlig perspektiv».

Prosjektet "Damsikkerhet i et helhetlig perspektiv" er finansiert av 30 produksjonsselskaper i bransjen og har et budsjett på kr. 8 millioner i perioden 2015 til 2018. Prosjektet har som mål å etablere og ta i bruk kunnskap som utvikler damsikkerhet i et samfunnsoptimalt perspektiv.

Rapporten inngår som et bilag til hovedrapporten med følgende tittel:

- Prosjekttittel: Evaluering av eksisterende betong- og murdammer.
- Rapporttittel: Rapport 2 – Hovedrapport med underlag

## 1.1 Bakgrunn

Sikkerhetsfaktoren ved beregning av stabilitet omfatter mange variabler, men hvordan disse variablene påvirker sikkerhetsfaktoren er ikke nødvendigvis kjent eller tilgjengelig. Flere eksempler ble etterspurt fra NVE og andre aktører i forbindelse med gjennomgang av høringsuttalelser til hovedrapporten.

For å undersøke dette nærmere er det utført beregninger der forutsetningene varieres for å se hvordan dette påvirker den totale sikkerheten. Beregningene gjennomføres ved at det velges et optimalt damtverrsnitt som akkurat er stabilt etter dagens regelverk. Deretter endres last eller forutsetning, og korresponderende sikkerhetsfaktorer beregnes. På denne måten er sammenheng mellom sikkerhetsfaktor og lastfaktor identifisert. Beregningene gjennomføres også for ulike damtyper, for både gravitasjonsdammer i betong og murdammer. Platedammer er ikke undersøkt i denne rapporten.

Hvordan ulike parametere påvirker beregninger av stabilitet er viktig for å vurdere hvilke grad av usikkerhet som ligger i de ulike variablene. Dette kan i sin tur gi en indikasjon på hvilke parametere som har mest betydning for stabiliteten og følsomheten ved stabilitetsberegningene etter damsikkerhetsforskriften. Beregningene i denne rapporten er derfor vurdert å være et viktig grunnlag for å evaluere sikkerhet for eksisterende dammer, samt for å vurdere avvik i forhold til dagens sikkerhetsnivå.

## 1.2 Gjennomføring

Beregningene er basert på regneverktøy for stabilitetskontroll, som er utarbeidet av Dr. techn. Olav Olsen.

For å effektivisere beregningene er det utarbeidet skript som kjører beregningen automatisk. Skriptet definerer hvordan endring i ulike variabler skal utføres, og utfører deretter beregninger for stabilitet med disse forutsetningene.

For hver damhøyde er tverrsnitts-parametere variert for å optimalisere tverrsnittet for beregningen. Når ønsket tverrsnitt er valgt, kjøres beregningen på nytt der hver av de undersøkte parameterne varieres hver for seg og tilhørende sikkerhetsfaktor for glidning og velting blir hentet ut.

Resultatet fra stabilitetsberegningen av hver parameter presenteres grafisk, der resulterende sikkerhetsfaktor plottes mot varierende parameter for hver damhøyde. Variasjon i sikkerhetsfaktoren er vist for både glidning og velting.

For velting er det valgt å presentere sikkerhetsfaktor i stedet for plassering av resultanten (som er stabilitetskriteriet ifølge regelverket). Dette er gjort for å få et enklere grunnlag for å sammenligne sikkerheten.

Metodikken med sammenkobling av ulike regneverktøy, har gitt et meget kraftig og fleksibelt regneverktøy for stabilitetsberegninger av alle typer betongdammer. Totalt er rapporten basert på ca. 7000 separate beregninger med ulike variabler, hvorav 5000 av beregningene omfatter gravitasjonsdam i betong. Under arbeidet med rapporten er det imidlertid utført langt flere beregninger før resultatene er hentet ut (antagelig flere 10-talls tusen beregninger).

### 1.3 Definisjoner

Sikkerhetsfaktorer er definert som følger:

- **Glidning – sikkerhet:**

$$SF_{glidning} \leq \frac{\sum R_{horisontal\ kapasitet}}{\sum F_{horisontal\ last}} = \frac{\sum F_{vertikal\ last} \tan(\phi + \alpha) + \sum R_{kapasitet}}{\sum F_{horisontal\ last}}$$

der  $\phi$  er friksjonsvinkelen og  $\alpha$  er fundamenthelning, og F er kreftene som virker på konstruksjonen, mens R er kapasiteten.

- **Velting – sikkerhet:**

$$SF_{velting} \leq \frac{\sum M_{stabiliserende}}{\sum M_{drivende}}$$

### 1.4 Forbehold

Ettersom prosjektet har begrensede ressurser, har det bare vært rom for en forenklet kontroll av resultatene. En grundigere kontroll og verifisering av resultatene i denne rapporten bør derfor gjennomføres.

Det understrekes at resultatene fra beregningen gjelder utelukkende for de tverrsnitt som er benyttet her. Når tverrsnittet og forutsetningene endres vil også forholdet mellom sikkerhetsfaktor og tilhørende partialfaktorer kunne endres.

Tverrsnittet som er benyttet for beregningene er optimalisert mot en sikkerhetsfaktor lik 1,0 mot glidning, jf. egen beskrivelse i kapittel 3 og kapittel 4. Med en sikkerhetsfaktor lik 1,0 er tverrsnittene tett opp mot det som er optimalt. Dette er gjort for at beregningene skal vise mest mulig korrekt variasjon i sikkerhet, uten at det er påvist at dette er tilfelle.

Det bør også undersøkes hvordan normalisering av sikkerhetsfaktoren påvirker variasjon av sikkerhetsfaktoren.

## 2 SAMMENDRAG

I dette kapitlet er det konklusjonene i rapporten oppsummert for de ulike damtypene og de ulike lastene/variablene.

**Beskrivelse av hvordan beregningene er gjennomført er gitt i kapittel 3 og kapittel 4. For å få en fullstendig forståelse av metodikk og fremgangsmåte, anbefales å leses disse kapitlene først.**

### 2.1.1 Generelt

Beregningene viser at det kan være problematisk å håndtere alle usikkerheter med en samlet sikkerhetsfaktor. For eksempel vil islast eller fjellbolter utgjøre en mye større del av lastbildet for lave dammer enn for høye dammer. Usikkerheter i disse variablene vil dermed ha forskjellig utslag på sikkerheten avhengig av damhøyde. Resultatet vil være at dammer i samme konsekvensklasse ikke har sammenlignbare sikkerhetsnivå.

Hvordan partialfaktorer påvirker sikkerhetsfaktoren er avhengig av beregningen og det derfor ikke nødvendigvis en entydig sammenheng mellom sikkerhets- og partialfaktorer.

### 2.1.2 Generering av tverrsnitt

Optimalisert tverrsnitt for betongdammer, ga en minste sikkerhet på 1,1 mot glidning og 1,5 mot velting, når det ble benyttet en friksjonsvinkel på 40°. En kontroll av beregningene viser at en friksjonsvinkelen lik 50° gir tilnærmet den samme sikkerhetsfaktoren mot velting som for glidning, når det forutsettes et lineært avtagende poretrykk.

Optimalisert tverrsnitt for murdammer, ga en litt større differanse mellom sikkerhetsfaktorene. Her ble det oppnådd en sikkerhet på 1,0 mot glidning og tilhørende sikkerhet på 1,5 mot velting, når det ble benyttet en friksjonsvinkel på 33°. En kontroll av beregningene viser at en friksjonsvinkelen lik 45° gir tilnærmet den samme sikkerhetsfaktoren mot velting som for glidning. Ved murdammer forutsettes for øvrig et redusert poretrykk.

Beregningene tyder på at glidning normalt vil være dimensjonerende for både gravitasjonsdammer og murdammer.

## 2.2 Gravitasjonsdam – Oppsummering av resultater

### 2.2.1 Sammenheng mellom laster og sikkerhet

I etterfølgende tabell er det forslag til sikkerhetsfaktor for hver enkelt variabel. Summen av disse sikkerhetsfaktorene bør i prinsippet utgjøre den samlede sikkerheten. Forslag til sikkerhetsfaktor er begrunnet ut fra beregninger i denne rapporten.

- > Tabell 2-1. Ulike variabler og forslag tilhørende sikkerhetsfaktor på bakgrunn av beregninger gjennomført i denne rapporten.

Variabel	Sikkerhetsfaktor				Kommentar
	Glidning		Velting		
	Brudd	Ulykke	Brudd	Ulykke	
<b>Friksjon</b>	1,0	1,0	Ikke relevant		Sikkerhet blir ivaretatt av konservative verdier for friksjonsvinkel, som i prinsippet også omfatter fortanning og kohesjon. Konservative verdier tilsier at usikkerhet er tatt høyde for ved fastsettelse av friksjonsvinkel.
<b>Flom (Vannstand)</b>	1,0	1,0	1,0	1,0	Usikkerheter i flomvannstander bør inkluderes i selve flomberegningen og ikke reflekteres i den generelle sikkerhetsfaktoren.
<b>Egenvekt</b>	1,08	1,08	1,05	1,05	Sikkerhetsfaktoren representerer en redusert egenvekten fra 24 til 23 kN/m <sup>3</sup> (tilsvarende en lastfaktor lik 0,96).
<b>Istrykk</b>	1,00	-	1,00	-	Sikkerhet blir best ivaretatt av konservative verdier for istrykket og bør ikke inkluderes i selve sikkerhetsfaktoren.
<b>Fjellbolter</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	Sikkerhet blir best ivaretatt av konservative verdier for boltespenning og bør ikke inkluderes i selve sikkerhetsfaktoren.
<b>Poretrykk</b>	1,40	1,00	1,20	1,00	Sikkerhetsfaktoren i bruddgrense tilsvarer differensen i sikkerhet mellom maksimum tillatt poretrykk i bruddgrense og ulykkesgrense.
<b>SUM - alle faktorer</b>	<b>1,51</b>	<b>1,08</b>	<b>1,26</b>	<b>1,05</b>	<b>= samlet anslag for sikkerheten = alle sikkerhetsfaktorer multiplisert sammen</b>
<b>Dagens stabilitetskrav</b>	<b>1,5</b>	<b>1,1</b>	*	*	<b>* Kriterium mot velting avhenger av plassering av resultanten, og ikke en sikkerhetsfaktor.</b>

Tabellen viser god sammenheng mellom dagens sikkerhetsfaktor mot glidning, sammenlignet med vurderinger i denne rapporten.

Begrunnelse for valg av sikkerhetsfaktorer i tabellen er for øvrig beskrevet i etterfølgende oppsummering.

### 2.2.2 Friksjonsvinkel

Friksjonsvinklene i retningslinjen for betongdammer vil normalt være konservative der friksjonsvinkel også omfatter fortanning mot fjell samt kohesjon, som ikke kan medregnes uten at denne er påvist.

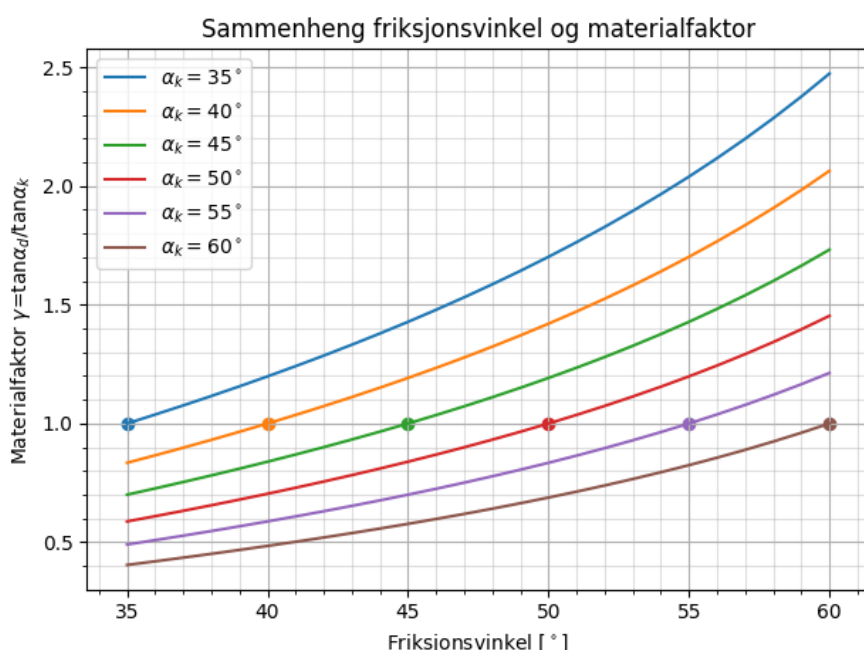


Beregningene i rapporten viser at konservative friksjonsvinkler vil resultere i en høy sikkerhet for dammen.

Sammenhengen mellom friksjonsvinkel og materialfaktor er for øvrig vist i grafen nedenfor. Grafene har nesten samme krumning og viser at endring i friksjonsvinkelen har tilnærmet samme effekt på materialfaktoren uavhengig av utgangspunktet. Eksempelvis, vil en forskjell mellom karakteristisk friksjonsvinkel og dimensjonerende friksjonsvinkel på  $5^\circ$  medføre en materialfaktor på 0,83 (dvs. sikkerhetsfaktor på ca. 1,20) uavhengig av opprinnelig verdi for karakteristisk friksjonsvinkel.

For friksjonsvinkelen  $\alpha_k$  og Sammenhengen mellom

Variasjon i friksjonsvinkel viser også hvordan usikkerhet i fundamentbelasting påvirker sikkerheten.

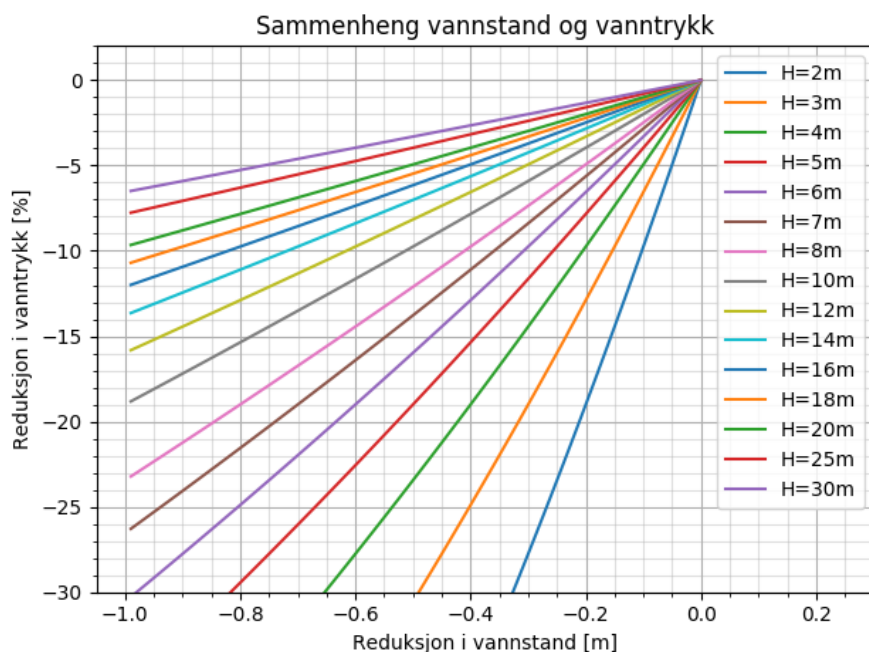


- > *Figur 2-1 Sammenheng mellom friksjonsvinkel og materialfaktor med ulike karakteristiske friksjonsvinkler.*

### 2.2.3 Vannstand

Damhøyde, med tilhørende statisk vanntrykk mot dammen, er avgjørende for hvordan usikkerheter i flomberegningen og flomvannstander påvirker stabiliteten. Med andre ord, når damhøyden øker har endringer i flomvannstanden mindre betydning for stabiliteten ved dammen. Det vil derfor være riktig at eventuelle usikkerheter i flomberegningene inkluderes i selve flomberegningen og ikke reflekteres i den generelle sikkerhetsfaktoren.

Statistikk av ulykker og unormale situasjoner viser for øvrig at et vel fungerende flomløp med tilstrekkelig avløpskapasitet er vesentlig for dammens sikkerhet. Dette innebærer at flomberegninger er først og fremst interessant for dimensjonering av flomløpet. Når det gjelder beregning av stabilitet, kan imidlertid en grov og konservativ vurdering av flomvannstander være tilstrekkelig.



- > *Figur 2-2: Sammenheng mellom endring i vannstand og tilhørende vanntrykk. Figuren illustrerer at lave dammer er vesentlig mer følsomme for variasjon i vannstand enn høyere dammer.*

#### 2.2.4 Egenvekt

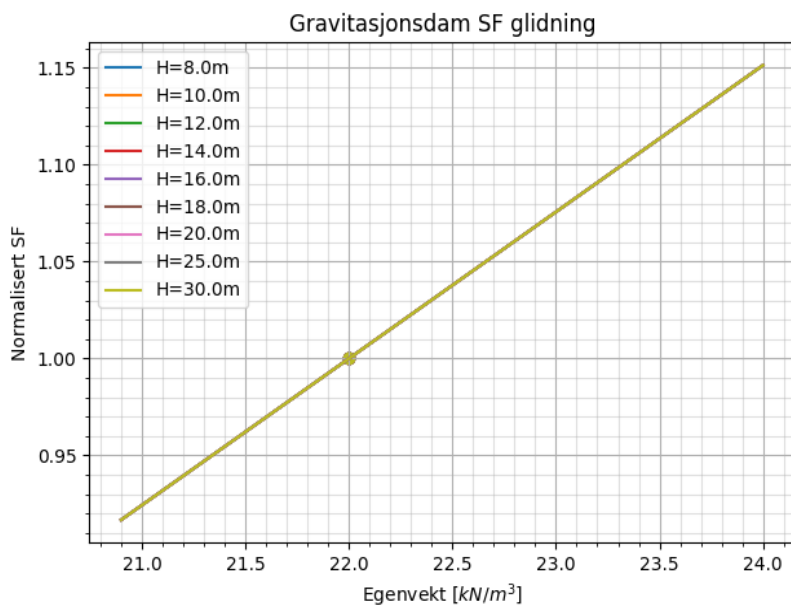
Egenvekten er naturlig nok vesentlig for stabilitet av en gravitasjonsdam.

Eurokoden benytter en lastfaktor på 0,9 for egenvekt som gir et stabiliserende bidrag. Lastfaktoren omfatter i prinsippet usikkerhet i forhold til geometri og egenvekt. Hvis egenvekten reduseres fra 24 til 23 kN/m<sup>3</sup> utgjør dette en lastfaktor på 0,96 og kan være et rimelig anslag for usikkerhet ved egenvekt ved gravitasjonsdammer.

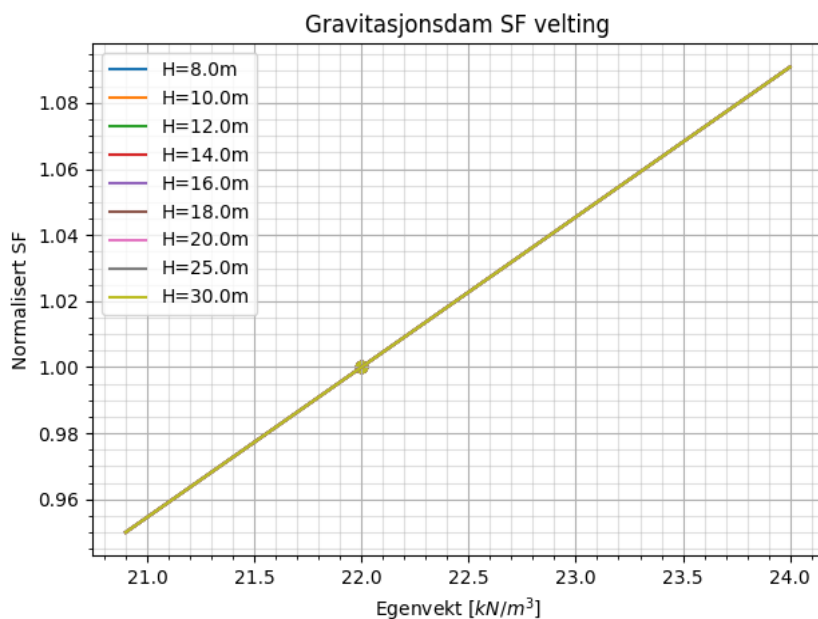
Probabilistiske beregninger utført for dam Reinoksvatn viser at geometriske variasjoner har begrenset betydning for sikkerheten. Påvisning av geometri vil selvfølgelig også redusere usikkerheten i beregningene, men hvordan dette påvirker sikkerheten er ikke undersøkt i denne rapporten.

Når en ikke regner med fjellbolter, vil sikkerhetsfaktoren for både glidning og velting øke lineært med økt egenvekt, som vist i etterfølgende grafer. Grafene viser at ved velting er sikkerhetsfaktoren og lastfaktoren identisk (dvs. at stigningstaller i ovennevnte graf er på 1).

Ved bruk av fjellbolter, vil boltene stå for en større andel av den totale lasten i forhold til andre laster (som egenvekt og vanntrykket). Endring i egenvekten vil dermed ha mindre stabiliserende effekt for lave dammer enn for høye dammer med fjellbolter.



- > *Figur 2-3: Glidning; SF mot egenvekt. Damhøyder 8 til 30 m uten fjellbolter. Grafene for alle høyder overlapper.*



- > *Figur 2-4: Velting; SF mot egenvekt. Damhøyder 8 til 30 m uten fjellbolter. Grafene for alle høyder overlapper.*

### 2.2.5 Geometrisk avvik

Påvisning av geometri vil selvfølgelig også redusere usikkerheten i beregningene, men hvordan dette påvirker sikkerheten er ikke undersøkt i denne rapporten.

Probabilistiske beregninger utført for dam Reinoksvatn viser at geometriske variasjoner har begrenset betydning for sikkerheten. Det er grunn for å anta at det samme vil være tilfelle for andre gravitasjonsdammer, på et generelt grunnlag.

### 2.2.6 Istrykk

Istrykk utgjør en betydelig større usikkerhet i lastbildet for lave dammer enn for høye dammer. En generell sikkerhetsfaktor tar ikke hensyn til dette forholdet. Bruk av sikkerhetsfaktor medfører i prinsippet at det er større usikkerhet knyttet til stabilitetsberegninger av istrykk for en lav dam enn for en høy dam. Ved bruk av lastfaktor vil usikkerheter ved islasten kunne ivaretas på en bedre måte.

For å sikre at beregningene tar hensyn til usikkerhet i islasten, kan istrykket baseres på en konservativ verdi, som for eksempel kan bestemmes ved bruk av en lastfaktor. Med andre ord, bør usikkerhet i istrykket ikke inkluderes i en samlet sikkerhetsfaktor.

Forholdet er illustrert i etterfølgende tabell.

- > *Tabell 2-2: Sammenheng mellom lastfaktor og sikkerhetsfaktor, når dimensjonerende islast er 150 kN/m og karakteristisk last er 100 kN/m.*

Damhøyde	Islast Lastfaktor	Tilsvarende sikkerhetsfaktor	
		Glidning	Velting
2 m	1,5	1,43	1,37
7 m	1,5	1,14	1,15

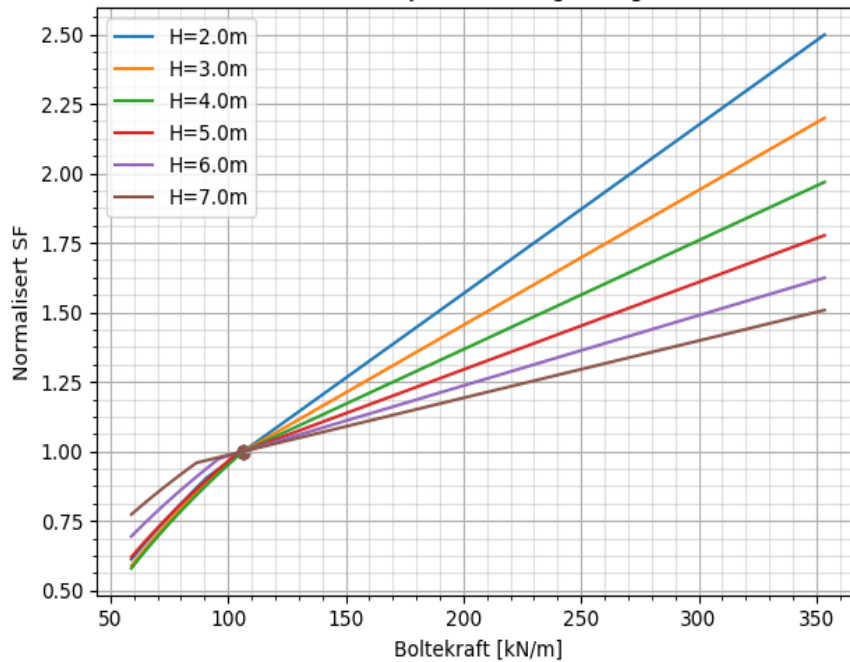
Tabellen viser at usikkerheten i istrykket vil påvirke sikkerheten i større grad ved lave damhøyder.

### 2.2.7 Fjellbolter

Som forventet, bidrar fjellboltene til en større sikkerhet for lave dammer enn for høye dammer, ettersom boltekraften utgjør en betydelig større andel av de samlede lastene for lave dammer.

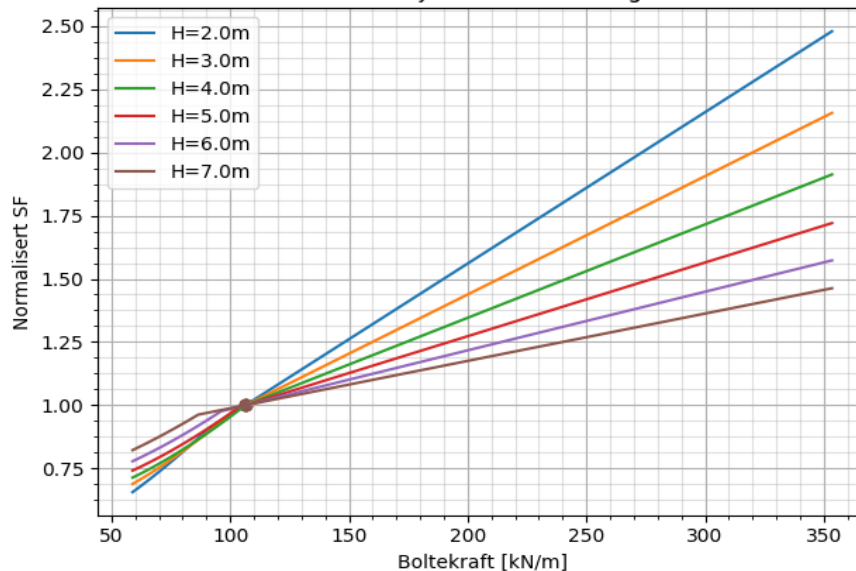
En generell sikkerhetsfaktor tar ikke hensyn til dette forholdet. Bruk av sikkerhetsfaktor medfører at usikkerhet knyttet til innfesting av bolter er større for en lav dam enn for en høy dam. Bruk av materialfaktor ivaretar dermed eventuell usikkerhet i boltekraften på en bedre måte.

## Gravitasjonsdam SF glidning



- > Figur 2-5: Sikkerhetsfaktor for glidning med varierende boltekraft. Sikkerhetsfaktor lik 1 tilsvarer  $\varnothing 25$  bolter c/c 0,83 m med boltespenning på  $180 \text{ N/mm}^2$  ( $=106.5 \text{ kN pr. løpemeter dam}$ )

## Gravitasjonsdam SF velting



- > Figur 2-6: Sikkerhetsfaktor for velting med varierende boltekraft. Sikkerhetsfaktor lik 1 tilsvarer  $\varnothing 25$  bolter c/c 0,83 m med boltespenning på  $180 \text{ N/mm}^2$  ( $=106.5 \text{ kN pr. løpemeter dam}$ ).

### 2.2.8 Poretrykk

Poretrykk representerer en usikkerhet som kan være vanskelig å tallfeste i en sikkerhets- eller lastfaktor.

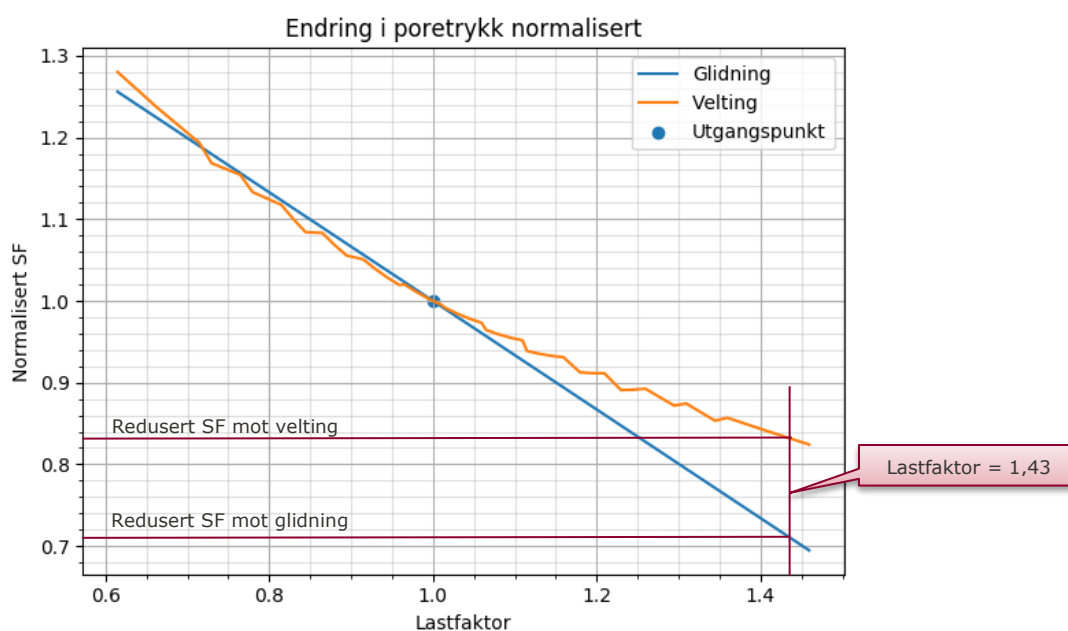
Dagens kriterier for poretrykk gir en logisk sammenheng mellom lastvirkningene fra dammen og poretrykket for kontroll av stabilitet i bruddgrense. Når det er trykk i hele fundamentet, vil det normalt ikke kunne oppstå riss som kan medføre poretrykk. Antagelse om lineært avtagende poretrykk under dammen vil da være konservativt og bidra til en god sikkerhet for anlegget.

Kontroll i ulykkesgrensetilstand ivaretar i tillegg en ekstra sikkerhet hvis poretrykket skulle være større enn antatt i bruddgrensebetraktningen. Hvis maksimum tillatt poretrykk i ulykkesgrensetilstand ivaretar eventuell usikkerhet i poretrykket, kan differansen i poretrykk mellom bruddgrense og ulykkesgrense tilsvare nødvendig «lastfaktor».

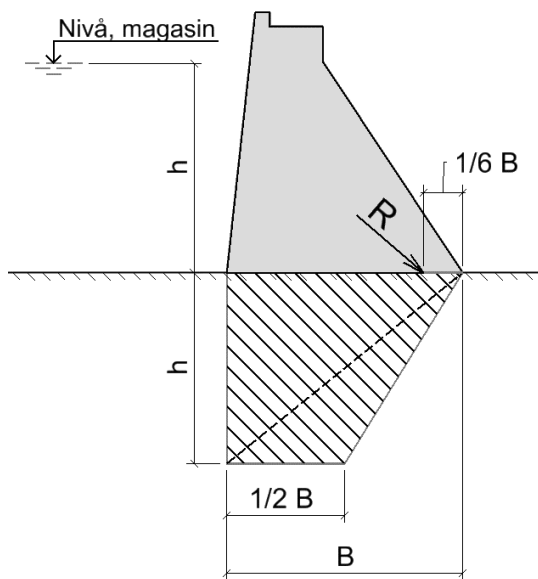
Differansen mellom poretrykk i bruddgrense og i ulykkesgrense er på 43 %, og tilsvarer med andre ord en lastfaktor på 1,43. Sammenheng mellom sikkerhetsfaktor i brudd- og ulykkesgrense kan dermed uttrykkes som vist i etterfølgende tabell og figur.

- > *Tabell 2-3. Sikkerhetsfaktor for ulykke- og bruddgrensetilstand på bakgrunn av beregningene (jf. graf Figur 2-7 og Figur 2-8).*

	Ulykkesgrense	Bruddgrense	Kommentar
<b>Glidning</b>	1,0	1,41	=1/0,71 jf. Figur 2-7
<b>Velting</b>	1,0	1,2	=1/0,83 jf. Figur 2-7



Figur 2-7: Endring i sikkerhetsfaktor ved gitt lastfaktor for poretrykk. Beregningene er gjennomført for dammer med høyde 8 - 30 m.



Figur 2-8. Poretrykk med resultanten i  $1/6$ -dels punktet, som er nedre grense for stabilitet i ulykkesgrense. Poretrykk ved bruddgrense er vist med stiplet linje.

## 2.3 Murdam

### 2.3.1 Innledning

Erfaringer med murdammer tilsier at beregningsmodellen for stabilitetskontroll antagelig ikke gir en fullgod beskrivelse av sikkerheten ved denne typen dammer, og at beregningene er konservative.

Murdammer har en fleksibel konstruksjon. Dette kan medføre en omlagring av krefter og kan bidra til en betydelig økning i kapasitet mot glidning. Når murdammer belastes med statiske laster, vil konstruksjonen kunne ta større deformasjoner før dammen går til brudd. Med andre ord, vil dammen ha tydelige tegn på skader hvis den er utsatt for statiske laster som konstruksjonen ikke tåler. Dette kan til en viss grad sammenlignes med prinsippet som benyttes for dimensjonering av underarmerte betongkonstruksjoner. Ekstra kapasitet som følge av deformasjoner samt evnen til å tåle deformasjoner er ikke tatt hensyn til i dagens kriterier for stabilitetskontroll. Dette vil først og fremst være relevant for eksisterende dammer.

For murdammer, er det viktig å skille mellom type laster konstruksjonen er utsatt for. Ettersom murdammer er bygget opp av enkeltstein, vil dynamiske belastninger fra rennende vann kunne medføre en større usikkerhet for konstruksjonens integritet og stabilitet, enn belastning fra statiske laster som inkluderes i stabilitetsberegningene.

Det er viktig å ta hensyn til at murdammer kan være svært forskjellig når det gjelder oppbygning. I denne sammenheng vil vurderinger av stabilitet også være avhengig av en vurdering av anleggets tilstand og oppbygning.



### 2.3.2 Sammenheng mellom laster og sikkerhet

I etterfølgende tabell er det forslag til sikkerhetsfaktor for hver enkelt variabel. Summen av disse sikkerhetsfaktorene bør i prinsippet utgjøre den samlede sikkerheten. Forslag til sikkerhetsfaktor er begrunnet ut fra beregninger i denne rapporten.

- > *Tabell 2-4. Ulike variabler og tilhørende sikkerhetsfaktor på bakgrunn av beregninger gjennomført i denne rapporten.*

Variabel	Sikkerhetsfaktor		Sikkerhetsfaktor		Kommentar
	Glidning		Velting		
	Brudd	Ulykke	Brudd	Ulykke	
<b>Friksjon</b>	1,2	1,0	Ikke relevant		Det er lagt inn en ekstra sikkerhet i bruddgrense for å ta høyde for eventuell feilvurdering av friksjonsvinkelen og/eller fundamenthelning i beregningene. Sikkerhetsfaktoren representerer en feil i friksjonsvinkelen på 5°.
<b>Flom (Vannstand)</b>	1,0	1,0	1,0	1,0	Usikkerheter i flomvannstander bør inkluderes i selve flomberegningen og ikke reflekteres i den generelle sikkerhetsfaktoren.
<b>Egenvekt</b>	1,22	1,22	1,16	1,16	Valg av sikkerhetsfaktoren representerer en redusert egenvekt på 2,5 kN/m <sup>3</sup> og representerer en lastfaktor = 1,16 for velting og 1,22 for glidning.
<b>Istrykk</b>	1,00	-	1,00	-	Se vurdering under gravitasjonsdammer.
<b>Fjellbolter</b>	1,00	1,00	1,00	1,00	Se vurdering under gravitasjonsdammer.
<b>Poretrykk</b>	1,05	1,00	1,06	1,00	Det er tatt høyde for en viss usikkerhet i poretrykket i bruddgrense, der det er antatt at dreisplanet (dx) flyttes fra 1/4 H <sub>w</sub> til 1/3 H <sub>w</sub> . H <sub>w</sub> er statisk vanntrykk mot konstruksjonen.
<b>SUM - alle faktorer</b>	<b>1,54</b>	<b>1,22</b>	<b>1,23</b>	<b>1,16</b>	<b>= samlet anslag for sikkerheten = alle sikkerhetsfaktorer multiplisert sammen</b>
<b>Dagens stabilitetskrav</b>	<b>1,5</b>	<b>1,1</b>	-	-	<b>Kriterium mot velting avhenger av plassering av resultanten, og ikke en sikkerhetsfaktor.</b>

Tabellen viser god sammenheng mellom dagens sikkerhetsfaktor mot glidning i bruddgrense sammenlignet med vurderinger i denne rapporten.

Når det gjelder ulykkesgrense, er normalen at det ikke benyttes lastfaktorer. Det kan derfor diskuteres om det er riktig inkludere en lastfaktor på egenvekten slik som vist i tabellen. Å benytte en sikkerhetsfaktor lik 1,1 kan være et godt kompromiss som sikrer at eventuell

usikkerhet i egenvekten til en viss grad blir tatt hensyn til sammen med andre usikkerheter som for eksempel poretrykk.

Begrunnelse for valg av sikkerhetsfaktorer i tabellen er for øvrig beskrevet i etterfølgende oppsummering.

### 2.3.3 Friksjonsvinkel

Friksjonsvinkel for en murdammer er forbundet med større usikkerhet enn ved betongdammer, ettersom friksjonsvinkelen er avhengig hvordan fundamentet er bearbeidet ved bygging. Ved murdammer vil fortanning i fundamentet være av stor betydning for sikkerhet mot glidning. Videre, er ikke kohesjon relevant for murdammer.

Ut fra ovennevnte betraktning, bør friksjonsvinkel for murdammer baseres på konservative verdier, og dette er tatt hensyn til i verdier oppgitt i NVEs retningslinje for murdammer.

For bruddgrense er det i tillegg lagt til en ekstra sikkerhet på 1,2 i bruddgrense for å ta høyde for eventuell feilvurdering av friksjonsvinkelen og/eller fundament i beregningene. Dette representerer en feil tilsvarende 5°.

### 2.3.4 Vannstand

Usikkerheter i flomvannstander bør inkluderes i selve flomberegningen og ikke reflekteres i den generelle sikkerhetsfaktoren, som diskutert under kapittelet for gravitasjonsdammer.

### 2.3.5 Egenvekt

Egenvekt ved murdammer er vanskelig å påvise og det er vanlig å benytte verdiene i NVEs retningslinje ut fra en skjønnsmessig vurdering. For tørrmurte dammer utgjør dette en differanse på 5 kN/m<sup>3</sup> mellom minimums- og maksimumsverdien (dvs. 16 til 21 kN/m<sup>3</sup>).

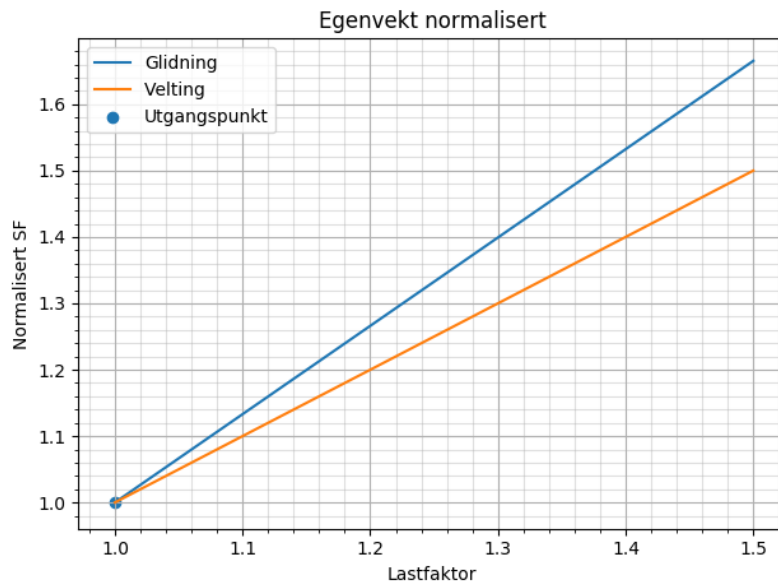
Det foreligger ingen vurdering av hvordan usikkerhet i egenvekten reflekteres i den samlede sikkerhetsfaktoren for murdammer. I denne rapporten er det derfor forutsatt at usikkerheten utgjør +/- 2,5 kN/m<sup>3</sup>. En egenvekt på 18,5 kN/m<sup>3</sup> vil da kunne representere både øvre og nedre verdi for egenvekt 16 – 21 kN/m<sup>3</sup>.

Påvisning av geometri vil selvfølgelig også redusere usikkerheten i beregningene, men hvordan dette påvirker sikkerheten er ikke undersøkt i denne rapporten.

> *Tabell 2-5: Sammenheng mellom lastfaktor og sikkerhetsfaktor for når egenvekten økes fra 16 til 18,5 kN/m<sup>3</sup>.*

	Lastfaktor	Sikkerhetsfaktor
<b>Glidning</b>	1,16	1,22
<b>Velting</b>	1,16	1,16

Tabellen viser at endringer i egenvekten gir større utslag for glidning enn for velting når friksjonsvinkelen settes lik 33°. Usikkerhet knyttet til egenvekt gir derfor størst utslag i forhold til sikkerhet mot glidning. Dette forholdet er også illustrert i etterfølgende graf.



> Figur 2-9: Endring i sikkerhetsfaktor ved gitt lastfaktor for egenvekt.

### 2.3.6 Poretrykk

Usikkerhet knyttet til poretrykket er mye mindre ved tørrmurte dammer enn ved gravitasjonsdammer i betong, ettersom damkroppen er drenert (se Figur 2-10).

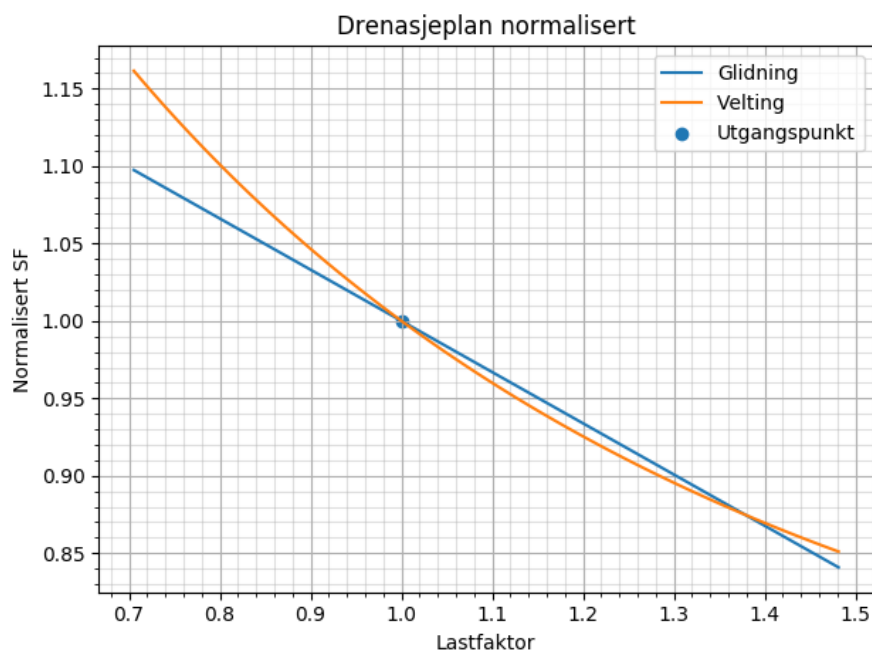
I følge NVEs retningslinje for murdammer er oppstrøms tetningssjikt definert å ha en tykkelse på  $1/4 H$ , der  $H$  = oppstrøms vanntrykk. Eksempelvis vil en dam med statisk vanntrykk på 5 m forutsetts å ha et tetningssjikt på 1,25 m, mens faktisk tetningssjikt ofte vil være mye mindre. Antagelse for poretrykk i murdammer vurderes derfor normalt som konservativ.

Det vil likevel være en liten usikkerhet knyttet til poretrykket, men dette kan være vanskelig å tallfeste i en sikkerhets- eller lastfaktor. For å synliggjøre denne usikkerheten er det antatt at drensplanet ( $dx$ ) flyttes fra  $1/4 H$  til  $1/3 H$ , noe som tilsvarer en lastfaktor på 1,16. Dette gir en redusert sikkerhetsfaktor på 0,95 mot glidning og 0,94 mot velting, jf. Figur 2-10. Tilhørende faktor for å ta hensyn til en slik usikkerhet er vist i etterfølgende tabell.

Tabell 2-6. Sikkerhetsfaktor i bruddgrense når drens faktoren økes fra  $1/4 H_w$  til  $1/3 H_w$  (jf. Figur 4-15)

	Lastfaktor	Bruddgrense	Kommentar
<b>Glidning</b>	1,16	1,05	= $1/0,95$ jf. graf
<b>Velting</b>	1,16	1,06	= $1/0,83$ jf. graf

Ettersom poretrykket i utgangspunktet er vurdert som konservativt, er det ikke lagt til ekstra sikkerhet i ulykkesgrense.



- > *Figur 2-10: Endring i sikkerhetsfaktor ved gitt lastfaktor for poretrykk variert ved å endre drenasjeplanet.*

## 2.4 Platedam

Rapporten omfatter ikke platedammer. Det mangler dermed dokumentasjon av hvordan ulike forutsetninger påvirker den samlede sikkerheten og det bør derfor vurderes om dette skal gjennomføres også for platedammer.

Ved denne typen dammer vil dokumentasjon av geometri og friksjonsvinkel antagelig være faktorer som kan påvirke stabilitetsberegningen. I motsetning til gravitasjonsdammer (i mur og betong) vil det være mulig å kunne dokumentere overgang mellom pilar og fundament, og dermed kunne ha en formening om fortanning og helning av fundamentet. Når det gjelder geometri er dette viktig, ettersom stabilitet er avhengig av stabiliserende effekt fra vanntrykket mot skrå oppstrøms plate. Påvisning av geometrien ved plate og pilarer kan dermed bidra til å redusere usikkerheten i beregningene.

## 3 GRAVITASJONDAM I BETONG

For gravitasjonsdam i betong er det valgt å gjennomføre to separate beregninger for følgende damtverrsnitt:

- Damhøyde 2-7 m med fjellbolter og istrykk
- Damhøyde 8-30 m uten fjellbolter og istrykk

For damhøyder over 7 m er det ikke tillatt å regne medvirkning fra fjellbolter. Når damhøyden og vanntrykket øker vil også istrykket utgjøre en mindre andel av den samlede belastningen og dette er årsaken til at istrykk ikke er medregnet for damhøyder over 7 m.

### 3.1 Beregninger

Beregningene er basert på regneverktøy for stabilitetskontroll, som er utarbeidet av Dr. techn. Olav Olsen. For å effektivisere beregningene er det utarbeidet skript som kjører beregningen automatisk. Skriptet definerer endringer av ulike variabler, og utfører deretter beregninger for stabilitet med disse forutsetningene. Variasjon av variabler er vist i Tabell 3-1.

> Tabell 3-1: Forutsetninger for beregningene

Parameter	Verdi for å lage tverrsnitt	Minste verdi	Maks verdi	Steg	Kommentar
<b>Friksjon</b>	40°	35°	60°	1°	
<b>Vannstand</b>	HRV	HRV-1 m	HRV	0.01 m	
<b>Egenvekt:</b> (kN/m <sup>3</sup> )	22 kN/m <sup>3</sup>	21 kN/m <sup>3</sup>	24 kN/m <sup>3</sup>	0.1 kN/m <sup>3</sup>	
<b>Istrykk 1</b> 100 kN	100 kN	50 kN	200 kN		Bare for damhøyde 2-7 m
<b>Istrykk 2</b> 150 kN	150 kN	50 kN	200 kN		Bare for damhøyde 2-7 m
<b>Bolter</b> (m c/c)	0.83 m	0.25 m	1.50 m	0.01 m	Bare for damhøyde 2-7 m Kapasitet 180 N/mm <sup>2</sup> og diameter 25 mm på bolt
<b>Drensfaktor</b>	1.00	0.50	1.0	0.05	Endring i poretrykk er beregnet ved å variere drensfaktor (k) og drenasjeplan (dx). Se også mer detaljert beskrivelse i eget kapittel.
<b>Drenasjeplan</b>	0	0.1H	0.5H	0.1H	

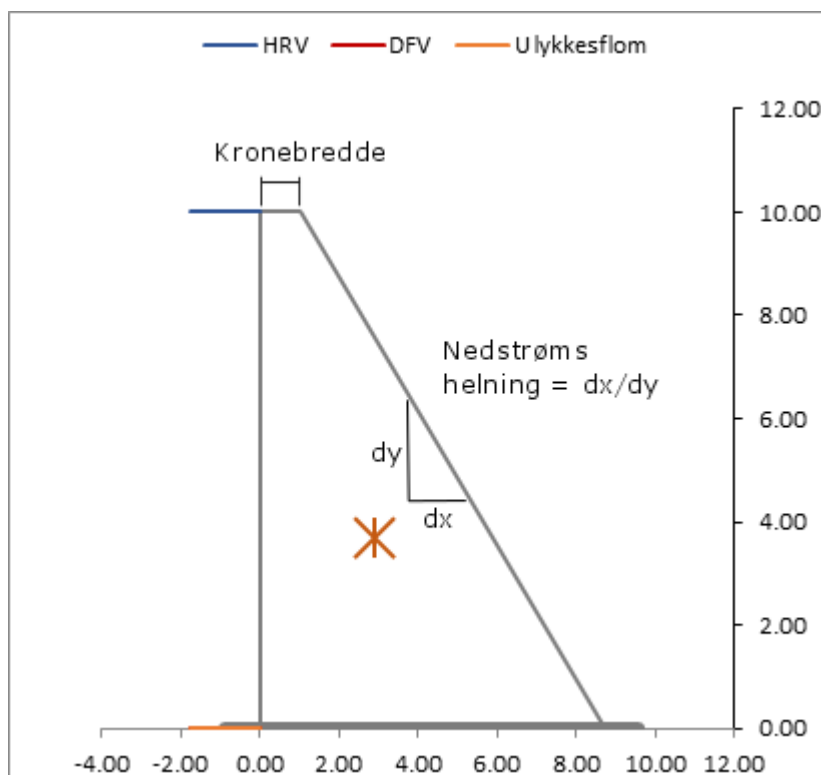
### 3.2 Valg av tverrsnitt for beregningene

For hver damhøyde og med forutsetningene gitt i Tabell 3-1, blir det generert et tverrsnitt som tilfredsstillte følgende krav

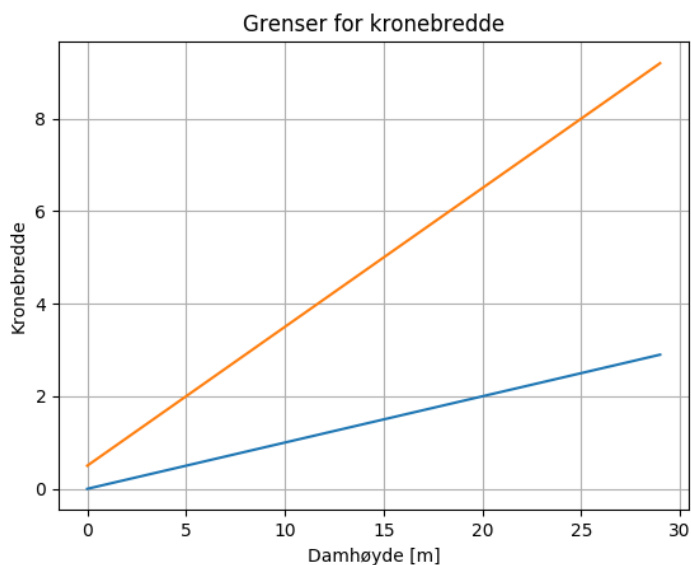
- Trykk i hele fundamentet (dvs. lineært avtagende poretrykk i under hele dammen)
- Sikkerhetsfaktor for glidning lik 1,0. Verdien økes hvis det ikke finnes egnet tverrsnitt.

Ved å variere kronebredde og nedstrøms helning (se Figur 3-1) blir det funnet et optimalt tverrsnitt som benyttes beregninger der parameterne gitt i Tabell 3-1 varieres. Kronebredden ble variert innenfor grensene som er vist i Figur 3-2. Ved generering av tverrsnitt ble nedstrøms helning variert innenfor intervallet [0,50:1 til 0,85:1].

Med nevnte forutsetninger var det ikke mulig å generere et tverrsnitt som tilfredsstilte kravene, ettersom beregnet sikkerhetsfaktoren gjennomgående var høyere enn 1. Nedre grense for sikkerhetsfaktor mot glidning ble derfor øket med skritt på 0,1 fram til kravene var innfridd. For å kunne sammenligne sammenheng mellom last og sikkerhetsfaktor for ulike damhøyder, er sikkerhetsfaktorene normalisert med sikkerhetsfaktoren for initialtverrsnittet. Dette er utgangspunktet for resultatene som blir presentert i denne rapporten. I figurene er dermed sikkerhetsfaktorene lik 1,0 for utgangsparameterne.



- > Figur 3-1. Tverrsnitt for gravitasjonsdam. Valgt sikkerhetsfaktor er oppnådd ved å variere kronebredde og nedstrøms helning.



- > Figur 3-2. Område som kronebredden er variert innenfor for ulike damhøyder.
- > Tabell 3-2: Tverrsnittsparemetere og tilhørende sikkerhetsfaktorer for de ulike damhøydene.

Høyde [m]	Kronebredde [m]	Nedstrøms helning [1:x]	SF glidning	SF velting
2	1,100	0,85	1,156	1,744
3	1,030	0,85	1,199	1,576
4	0,959	0,85	1,199	1,509
5	0,957	0,85	1,199	1,499
6	0,998	0,85	1,201	1,509
7	1,049	0,85	1,199	1,518
8	0,808	0,77	1,100	1,501
10	1,010	0,77	1,100	1,501
12	1,211	0,77	1,100	1,501
14	1,414	0,77	1,100	1,501
16	1,614	0,77	1,100	1,501
18	1,816	0,77	1,100	1,501
20	2,018	0,77	1,100	1,501
25	2,521	0,77	1,100	1,501
30	3,025	0,77	1,100	1,501

Ovennevnte tabell viser at optimaliseringa av tverrsnittene, ga en minste sikkerhet på 1,1 mot glidning og 1,5 mot velting, med de forutsetningene som er benyttet. En kontroll av beregningene viser at når friksjonsvinkelen økes fra 40° til 50°, så vil sikkerhetsfaktoren mot velting og glidning være tilnærmet det samme.

### 3.3 Presentasjon

Resultater fra stabilitetsberegningene for hver parameter presenteres grafisk, der resulterende sikkerhetsfaktor plottes mot varierende parameter for hver damhøyde. Variasjon i sikkerhetsfaktoren er vist for både glidning og velting.

For velting er det valgt å presentere sikkerhetsfaktor i stedet for plassering av resultatanten (som er stabilitetskriteriet ifølge regelverket). Dette er gjort for å få et enklere grunnlag for å sammenligne sikkerheten.

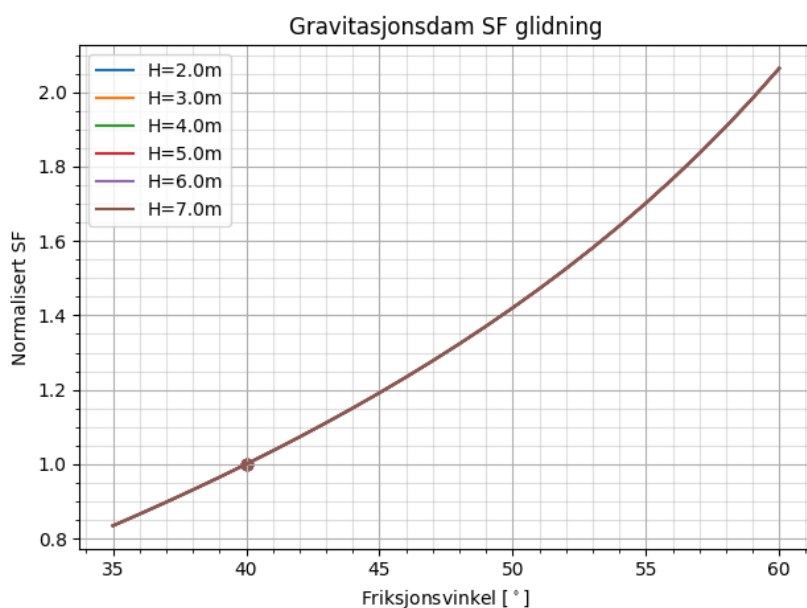
For dammene som ikke er regnet med fjellbolter eller istrykk, viser beregningene at effekten av variasjon i friksjonsvinkel, vanntrykk, egenvekt eller poretrykk er den samme når damhøyden varieres. Ved å ta utgangspunkt i resultatene for en dam med høyde 30 m, kan sammenhengen mellom endring i sikkerhetsfaktor og last- og materialfaktor anslås. De følgende sammenhengene vil derfor kun være gyldige for dammer der det ikke regnes med bolter eller istrykk.

### 3.4 Friksjon

Av Figur 3-3 og Figur 3-4 fremgår at sikkerhetsfaktoren for glidning øker med økende friksjonsvinkel, mens sikkerhetsfaktoren for velting er upåvirket av endringer i friksjonsvinkel. Videre, er sammenheng mellom sikkerhetsfaktor og friksjonsvinkel den samme uavhengig av damhøyde (dvs. grafene for ulike damhøyder er overlappende).

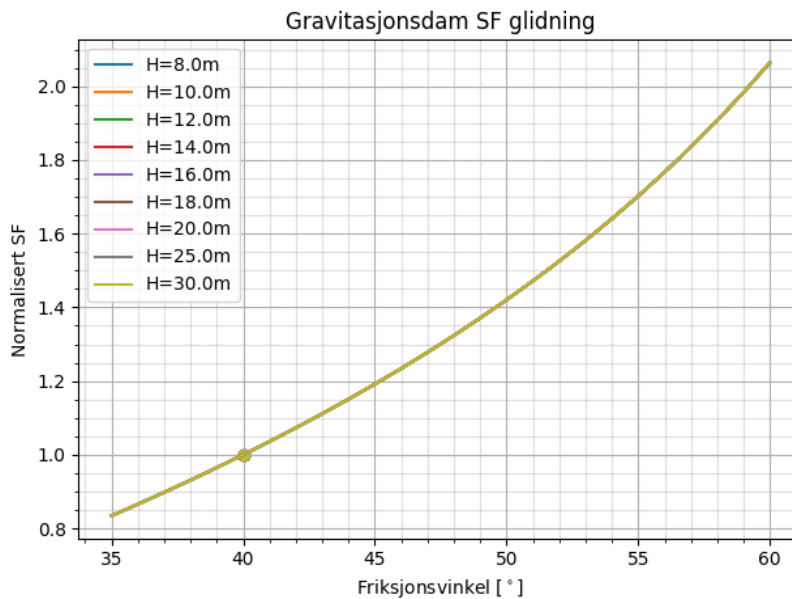
Variasjon i friksjonsvinkel gir for øvrig også en indikasjon på hvordan fundamentbelasting kan påvirke sikkerheten.

#### 3.4.1 Sikkerhet mot glidning



> Figur 3-3. Glidning; SF mot friksjonsvinkel. Damhøyde 2 til 7 m med fjellbolter.





> *Figur 3-4. Glidning; SF mot friksjonsvinkel. Damhøyde 8 til 30 m uten fjellbolter.*

For glidning, har valg av friksjonsvinkel stor betydning for resulterende sikkerhet. Ovennevnte figurer viser at når karakteristisk friksjonsvinkel på 40°, gir dette følgende sammenheng mellom sikkerhetsfaktor (SF) og friksjonsvinkel ( $\alpha$ ) for beregnet snitt.

Materialfaktor er her definert som:

$$\gamma_m = \frac{\tan \alpha_d}{\tan \alpha_k}$$

Der

- $\alpha_k$  = Karakteristisk friksjonsvinkel. Antatt friksjonsvinkel benyttet for å beregning av glidestabilitet. Friksjonsvinkel hentet fra anbefalinger i NVEs retningslinje for betongdammer.
- $\alpha_d$  = «Dimensjonerende» friksjonsvinkel. Redusert friksjonsvinkel. Friksjonsvinkel representerer en konservativ verdi og benyttes for å definere en materialfaktor.

I beregningene er kapasitet mot glidning utelukkende avheng av friksjon. Sikkerhetsfaktoren er da gitt ved:

$$SF \leq \frac{\sum F_v \tan \alpha_k}{\sum F_h}$$

Når materialfaktor inkluderes kan kriterie for sikkerhet uttrykkes som:

$$1 \leq \gamma_m \frac{\sum F_v \tan \alpha_k}{\sum F_h}$$

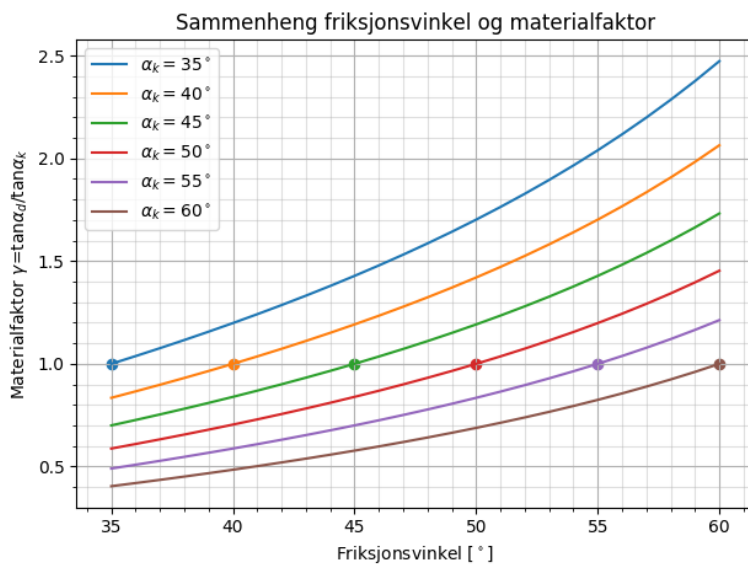
Sammenhengen mellom sikkerhetsfaktor og materialfaktor for glidning er da gitt ved:

$$1 = \gamma_m SF \Rightarrow SF = \frac{1}{\gamma_m}$$

- > Tabell 3-3: Sikkerhetsfaktor/materialfaktor for glidning ved varierende friksjonsvinkler.

Friksjonsvinkel ( $\alpha_k$ )	Materialfaktor $\gamma_m$ ( $\alpha_d = 40^\circ$ )	Sikkerhetsfaktor glidning (SF)
40°	1.00	1.00
45°	0.83	1.20
50°	0.70	1.42
55°	0.59	1.70

Sammenhengen mellom friksjonsvinkel og materialfaktor er for øvrig vist i grafen nedenfor. Grafene har nesten samme krumning og viser at endring i friksjonsvinkelen har tilnærmet samme effekt på materialfaktoren uavhengig av utgangspunktet. Eksempelvis, vil en forskjell mellom karakteristisk friksjonsvinkel og dimensjonerende friksjonsvinkel på 5° medfører en material faktor på 0,83 (som tilsvarer en sikkerhetsfaktor på ca. 1,20) uavhengig av opprinnelig verdi for karakteristisk friksjonsvinkel.



- > Figur 3-5: Sammenheng mellom friksjonsvinkel og materialfaktor med ulike karakteristiske friksjonsvinkler,  $\alpha_k$ .

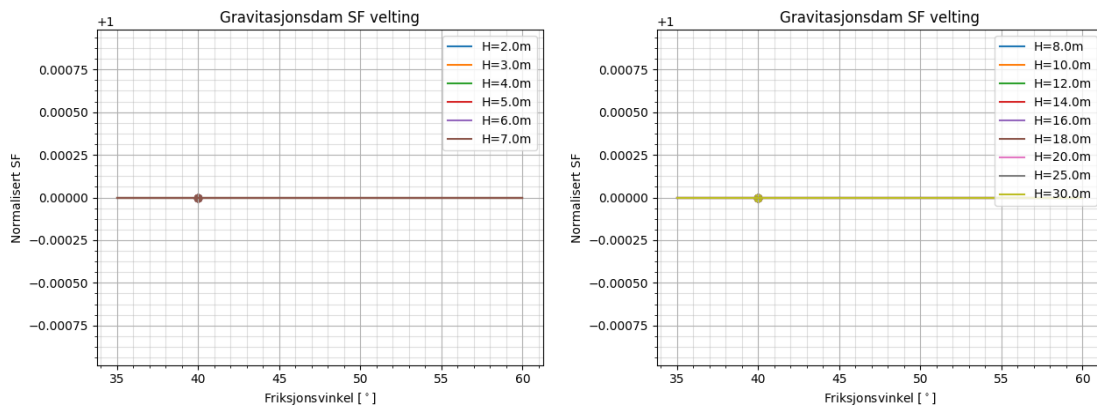
Grafen viser at endring i friksjonsvinkelen gir samme utslag på materialfaktoren, uavhengig av opprinnelig friksjonsvinkel.

Materialfaktorer > 1 er ikke relevant. Beregning av sikkerhetsfaktor medfører imidlertid at materialfaktorer > 1 samsvarer med sikkerhetsfaktoren. Med andre ord, hvis faktisk friksjonsvinkel et 50°, men det benyttes en friksjonsvinkel lik 45°, så tilsvarer dette en sikkerhetsfaktor på 1,2.

Friksjonsvinkelen i retningslinjen for betongdammer er antagelig konservative der friksjonsvinkel også omfatter fortanning mot fjell, samt bidraget fra kohesjon når ikke dette er tatt hensyn til i beregningene. Beregningen gjennomført her viser dermed at konservative friksjonsvinkler vil resultere i en høy sikkerhet mot glidning.

### 3.4.2 Sikkerhet mot velting

Gjennomførte beregninger viser at friksjonsvinkelen har ingen betydning for sikkerheten mot velting. Dette er en selvfølge ettersom friksjonsvinkelen ikke inngår som en parameter ved beregning av moment/velting.

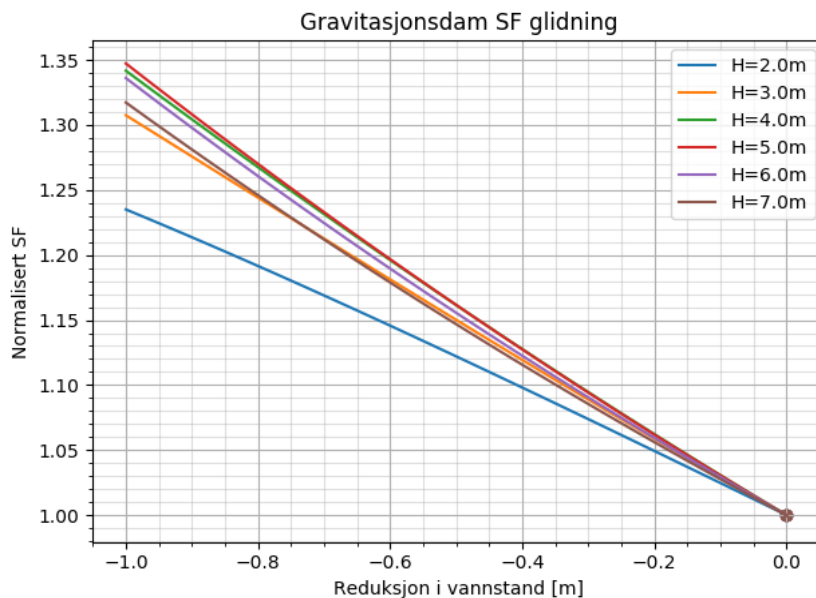


> *Figur 3-6: Velting; SF mot friksjonsvinkel. Damhøyde 2-7 m (til venstre) og 8-30 m (til høyre). Varierende friksjonsvinkelen har ingen betydning for velting.*

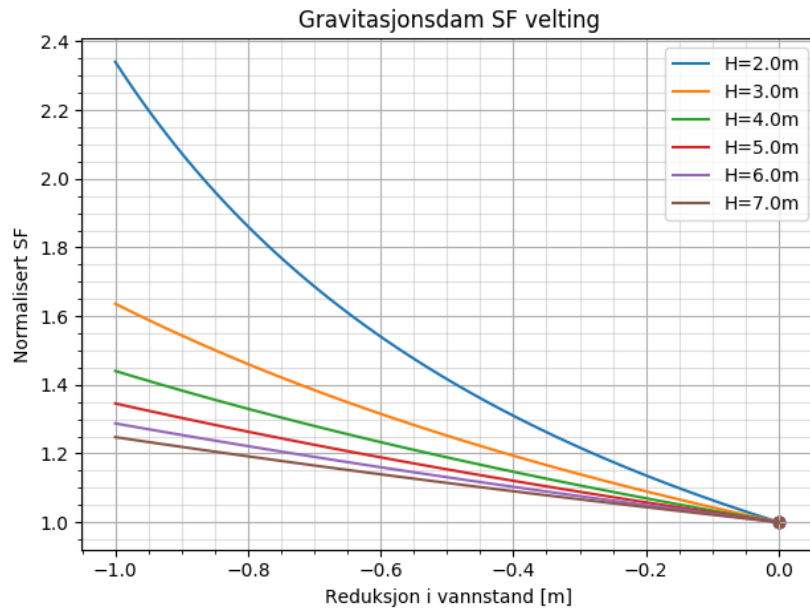
### 3.5 Vannstand

Hvordan stabiliteten påvirkes som følge av endringer i vannstanden sier noe om hvor følsom dammen er i forhold til endringer i flomvannstanden. Høye dammer vil nødvendigvis være mindre følsomme for endringer i vannstanden enn lavere dammer. Hvor mye dette påvirker sikkerheten for ulike damhøyder er beregnet og presentert grafisk i etterfølgende figurer.

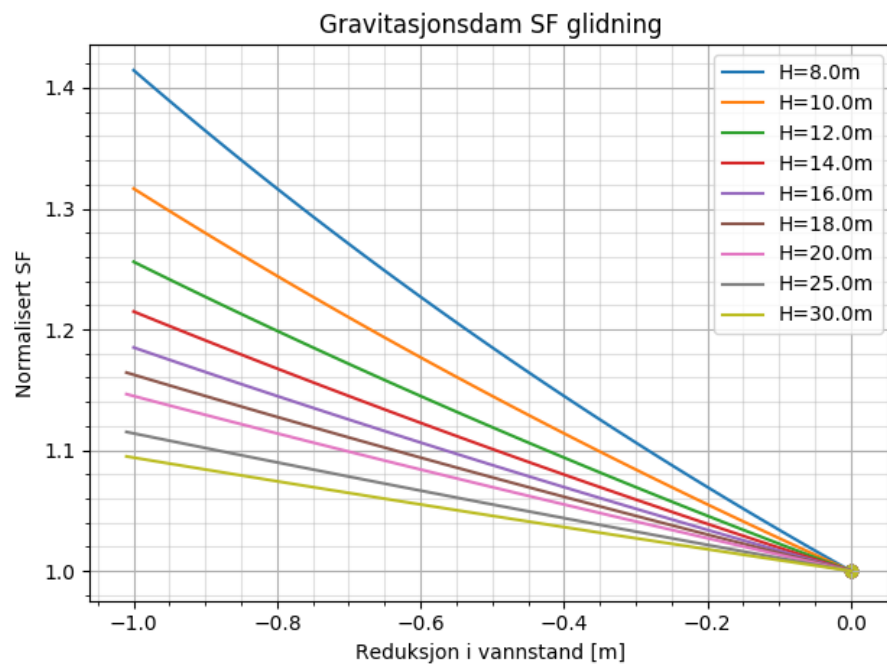
Som utgangspunkt for beregningene, er det benyttet et tverrsnitt med sikkerhet mot glidning lik 1,0 for en gitt vannstand. For ordens skyld, er denne vannstanden angitt som høyeste regulerte vannstand (HRV). Deretter er vannstanden redusert i steg på 0,01 m og tilhørende sikkerhetsfaktor er beregnet som følge av redusert vanntrykk mot dammen.



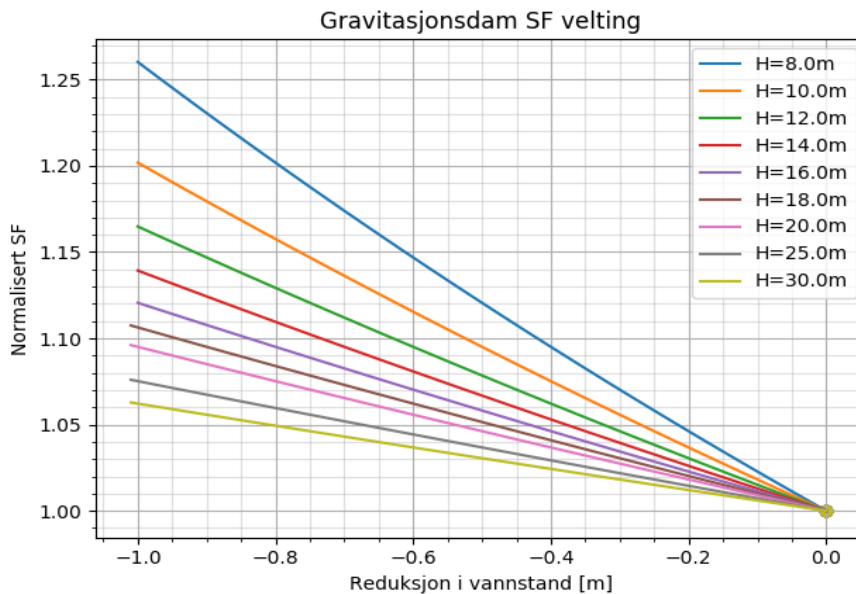
*Figur 3-7: Glidning; SF mot vannstand. Damhøyder 2 til 7 m inkl. fjellbolter.*



Figur 3-8: Velting; SF mot vannstand. Damhøyder 2 til 7 m inkl. fjellbolter.



> Figur 3-9: Glidning; SF mot vannstand. Damhøyder 8 til 30 m uten fjellbolter.



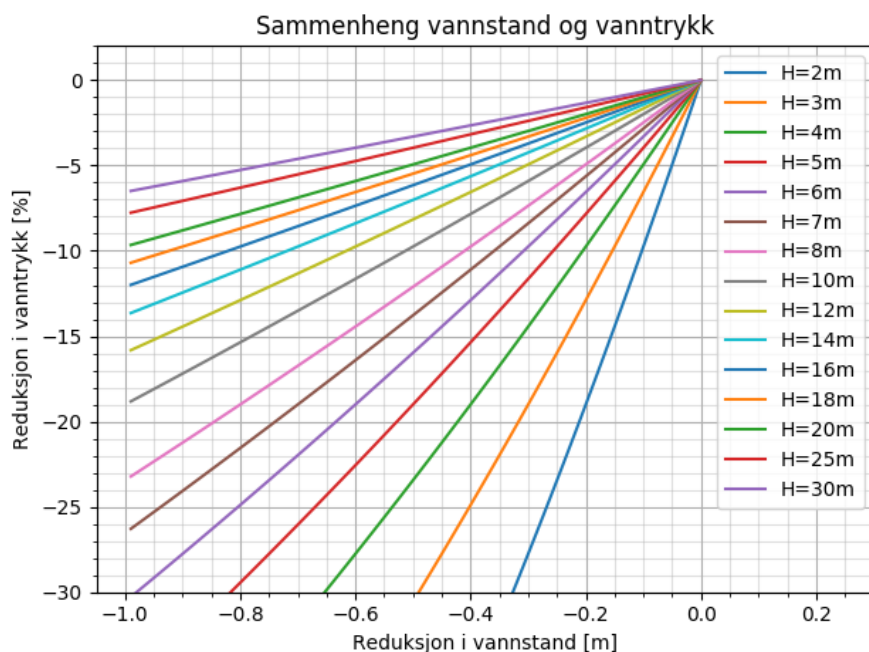
> *Figur 3-10. Velting; SF mot vannstand. Damhøyder 8 til 30 m uten fjellbolter.*

Beregningene presentert i ovennevnte grafer viser at endring i sikkerhetsfaktoren ikke er lineær i forhold til endring i vannstanden. Når fjellbolter medregnes, viser beregningen at forholdet mellom vannstand og tilhørende sikkerhetsfaktor ikke nødvendigvis er forutsigbar.

Ved en redusert vannstand på 0.5 m øker sikkerheten fra 1 til ca. 1.15 for damhøyde på 2 m mens den øker til ca. 1.20 for damhøyde på 5 m. Sikkerheten vs. vannstand øker mest for en dam på 5 m. Når dammen blir høyere enn 5 m vil etterhvert boltene ha mindre betydning og dermed vil relativ økning av sikkerheten bli mindre når damhøyden øker. Beregningen viser dermed at når bolter benyttes er de lavere dammene minst sensitive for endringer i vannstanden.

For dammer der fjellbolter ikke er medregnet, er imidlertid sammenhengen mellom vannstand og sikkerhetsfaktor mer forutsigbar, jf. etterfølgende grafer. Ved en redusert vannstand på 0.5 m øker sikkerheten til kun ca. 1.05 for damhøyde på 30 m mens den øker til ca. 1.18 for damhøyde på 8 m.

Resultatene viser i prinsippet at høye dammer er mindre sensitive for vannstandsvariasjoner enn lavere dammer. Dette er godt illustrert i Figur 3-11. En endring i vannstanden på 0.2 m gir en endring i vanntrykket på 19 % for en 2 m høy dam, mens for en 30 m høy dam er endringen på ca. 1 %.



- *Figur 3-11: Sammenheng mellom endring i vannstand og tilhørende vanntrykk for ulike damhøyder. Figuren illustrerer at lave dammer er vesentlig mer følsomme for variasjon i vannstand enn høyere dammer.*

Damhøyde og tilhørende vanntrykk påvirker selvfølgelig sikkerheten, og er illustrert i etterfølgende tabell.

- *Tabell 3-4. Sikkerhetsfaktor i forhold til endring av vannstand for ulike damhøyder (ref. Figur 3-9 og Figur 3-10).*

Endring i vannstand (dh)	Glidning Sikkerhetsfaktor		Velting Sikkerhetsfaktor	
	Damhøyde 8 m	Damhøyde 30 m	Damhøyde 8 m	Damhøyde 30 m
0,2 m	1,07	1,02	1,05	1,01
0,5 m	1,18	1,04	1,12	1,03
1,0 m	1,41	1,09	1,26	1,06

Tabellen viser at endringer i vannstanden har større betydning for sikkerheten mot glidning enn mot velting.

Damhøyde (dvs. statisk vanntrykk) er avgjørende for hvordan usikkerheter i flomberegningen og flomvannstander påvirker stabiliteten, og når damhøyden øker har endringer i flomvannstanden liten betydning for stabiliteten ved dammen. Det vil derfor være riktig at eventuelle usikkerheter i flomberegningen inkluderes i selve beregningen og ikke reflekteres i den generelle sikkerhetsfaktoren.

Usikkerhet i forhold stabilitet ved flom, vil avhenge av følgende:

- Statisk vanntrykk (damhøyde)
- Hvordan flomløpet og tilhørende flomvannstand responderer på endringer i avløpsflommen.

Når damhøyden øker, har usikkerhet i flomberegningene mindre betydning. For kontroll av stabilitet kan dermed en grov og konservativ vurdering av flomvannstanden være tilstrekkelig.

### 3.6 Egenvekt

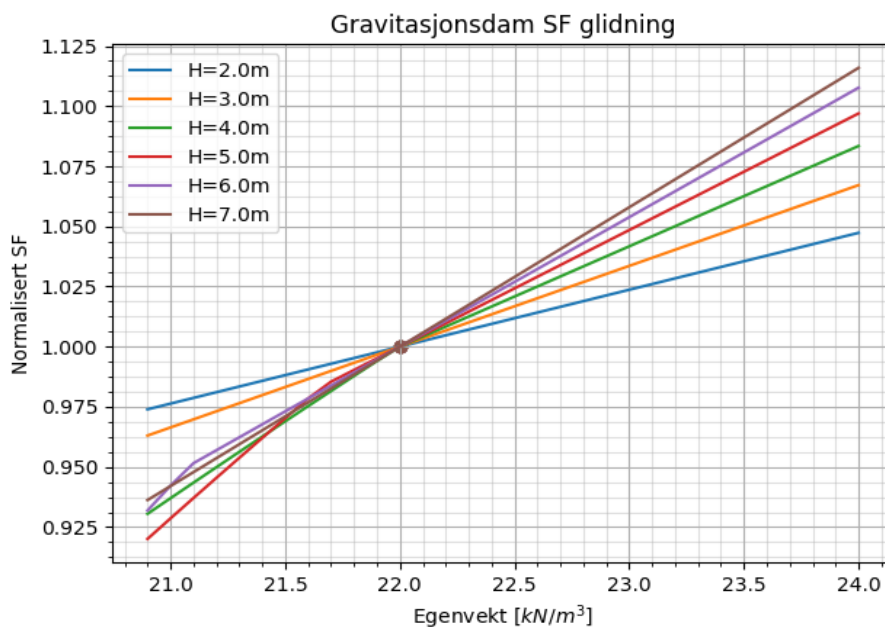
Egenvekten er naturlig nok vesentlig for stabilitet av en gravitasjonsdam.

Eurokoden benytter en lastfaktor på 0,9 for egenvekt som gir et stabiliserende bidrag, for å ta hensyn til usikkerhet i geometri og egenvekt. Hvis egenvekten reduseres fra 24 til 23 kN/m<sup>3</sup> ved en gravitasjonsdam, utgjør dette en lastfaktor på 0,96. Dette samsvarer med en variasjonskoeffisient på 0,04 som anbefalt av JCSS, "Probabilistic model code," Joint Committee on Structural Safety, 2015, tabell 2.1.1. Dette tilsvarer i omtrent et standardavvik, (dvs. at det er ca. 84 % sannsynlighet for at verdien er høyere enn 23 kN/m<sup>3</sup>).

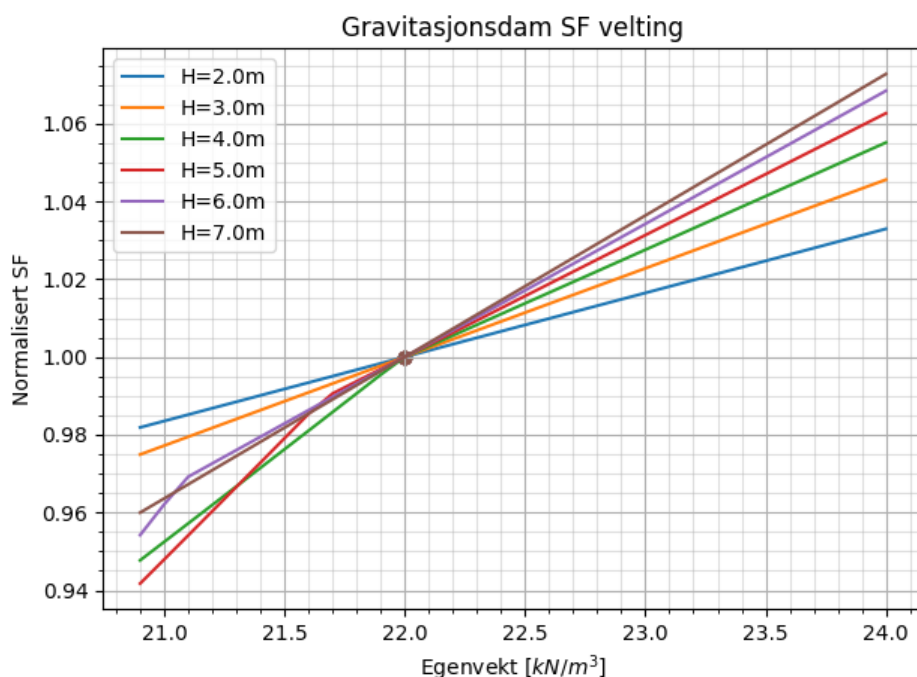
I det etterfølgende er det vist hvordan sikkerhetsfaktoren varierer med endret egenvekt for ulike damhøyder. Beregningene gir sammenheng mellom egenvekt, lastfaktor og tilhørende sikkerhetsfaktor for glidning og velting.

Påvisning av geometri vil selvfølgelig også redusere usikkerheten i beregningene, men hvordan dette påvirker sikkerheten er ikke undersøkt i denne rapporten.

#### 3.6.1 Damhøyde 2-7 m (med fjellbolter)



> Figur 3-12: Glidning; SF mot egenvekt. Damhøyder 2 til 7 m inkl. fjellbolter.



> *Figur 3-13: Velting; SF mot egenvekt. Damhøyder 2 til 7 m inkl. fjellbolter.*

Når bolter medregnes for damhøyder 2-7 m, er sammenhengen mellom egenvekt og sikkerhetsfaktor tilnærmet lineære, men har ulike stigningstall for varierende damhøyde. Desto høyere dam, desto høyere stigningstall.

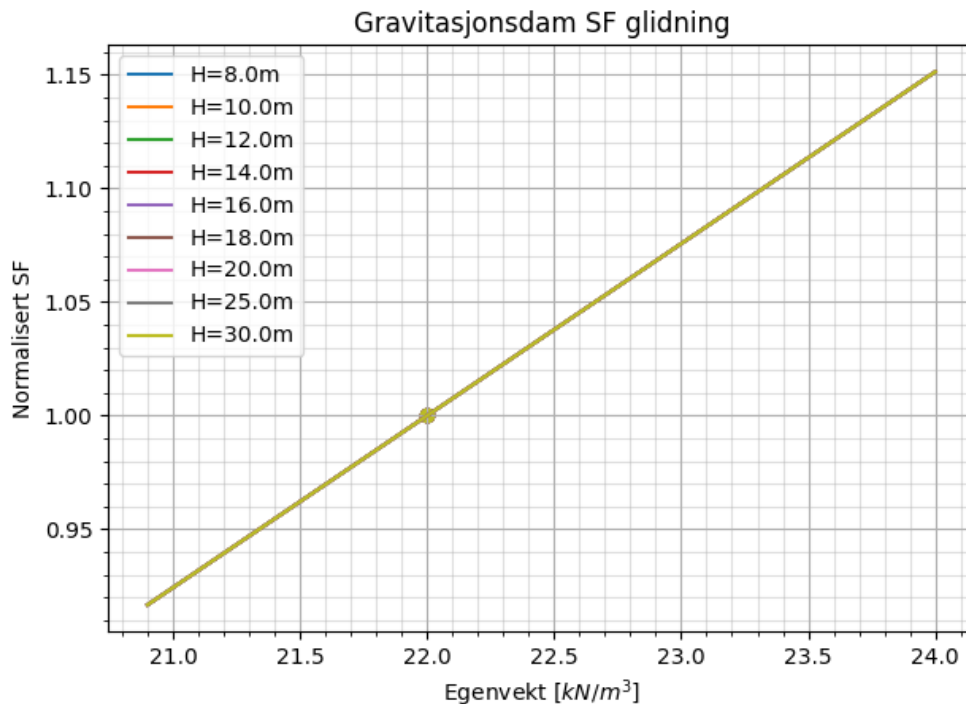
For høydene 4, 5, 6 og 7 meter viser grafene en knekk i området for egenvekt under 22  $kN/m^3$ . Disse knekkpunktene kan forklares med at det oppstår «strekk» i damfundamentet, og dermed økt poretrykk.

Boltkraften er lik for alle damhøydene, men siden egenvekt og vanntrykket er betydelig mindre for lavere dammer, vil boltene stå for en større del av det totale lastbildet. Endring i egenvekten vil dermed ha mindre stabiliserende effekt for lave dammer enn for høye dammer med fjellbolter.

### 3.6.2 Damhøyde 8 – 30 m (uten fjellbolter)

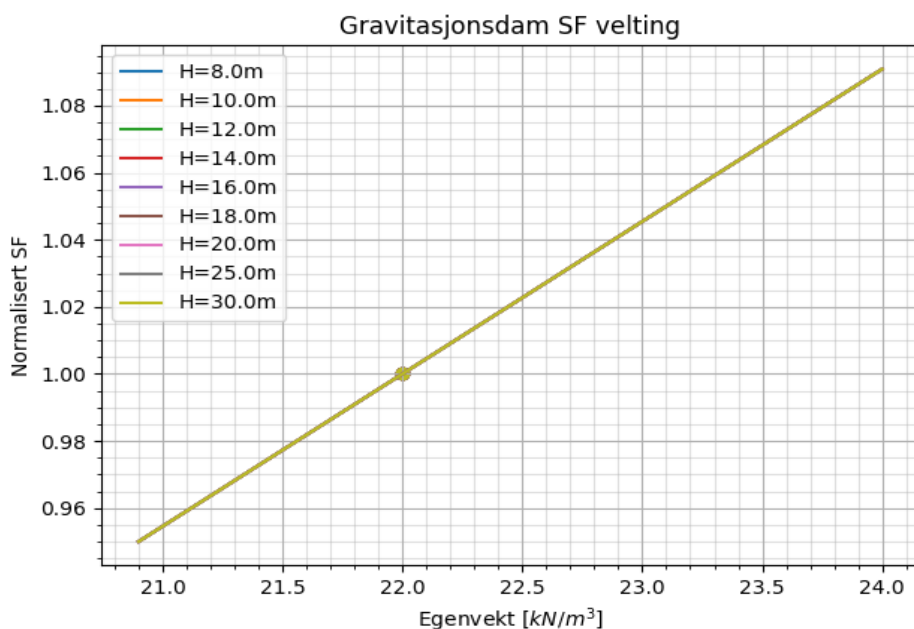
For dammer som er høyere enn 8 meter er det ikke regnet med bolter. Grafene for alle damhøyder er helt overlappende og er lineære i hele intervallet. Når en ikke regner med bolter, vil sikkerhetsfaktoren for både glidning og velting øke lineært med økt egenvekt.





> *Figur 3-14: Glidning; SF mot egenvekt. Damhøyder 8 til 30 m uten fjellbolter.*

For beregning av sikkerhet mot glidning er det benyttet en friksjonsvinkel lik  $40^\circ$ . Hvis det benyttes en høyere friksjonsvinkel, vil bidraget fra egenvekten være noe større slik at differansen mellom sikkerhetsfaktor og lastfaktor vil være noe mindre.



> *Figur 3-15: Velting; SF mot egenvekt. Damhøyder 8 til 30 m uten fjellbolter.*

For velting er sikkerhetsfaktoren og lastfaktoren det samme (dvs. at stigningstallet i ovennevnte graf er på 1).

Når egenvekten reduseres fra 24 til 23 kN/m<sup>3</sup> utgjør dette en lastfaktor på 0,96. Tilhørende variasjon i sikkerhet er vist i etterfølgende tabell.

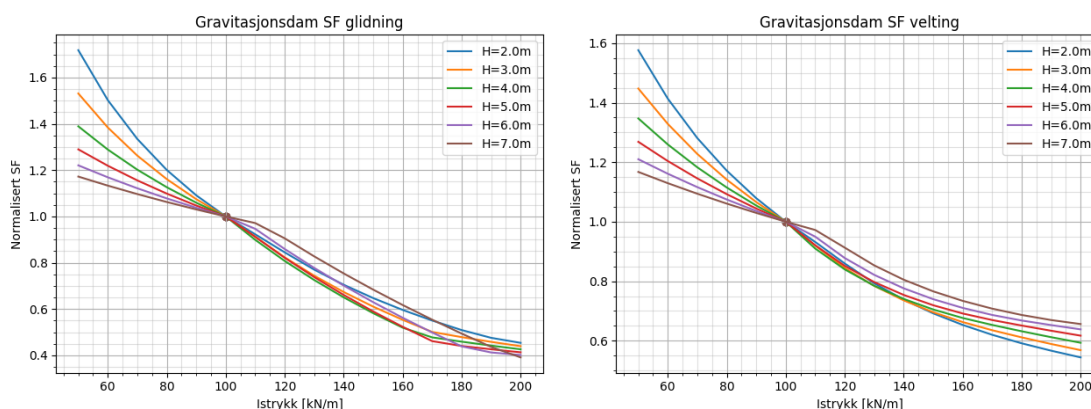
- > *Tabell 3-5: Sammenheng mellom lastfaktor og sikkerhetsfaktor når egenvekten reduseres fra 24 til 23 kN/m<sup>3</sup>.*

	Lastfaktor	Sikkerhetsfaktor
Glidning	0,96	1,08
Velting	0,96	1,05

### 3.7 Istrykk, damhøyde 2-7 m

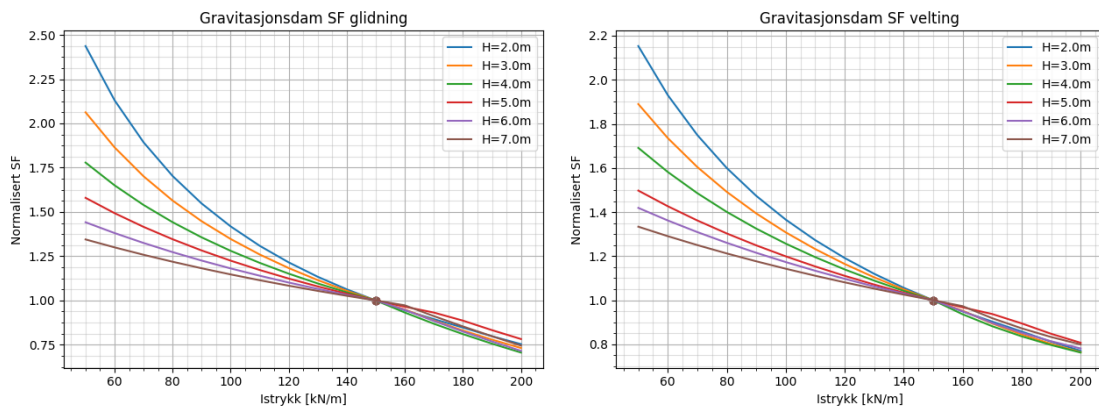
Figur 3-16 viser sikkerhetsfaktoren når istrykket varieres. Som forventet har variasjon av istrykket et større utslag på sikkerhetsfaktoren for lavere dammer enn høyere dammer, der istrykket blir mindre dominerende sammenlignet med øvrige laster (dvs. egenvekt, vanntrykk og poretrykk).

Når istrykket økes, er sammenhengen mindre klar. Grafene for alle damhøyder viser knekkpunkter for istrykk i området 100-110 kN/m. Knekkpunktene kan forklares med at det oppstår «strekk» i damfundamentet, noe som medføre økt poretrykk. Med de gitte beregningsforutsetningene gir økt istrykk en ustabil dam slik at korrelasjonen med minket sikkerhetsfaktor er uklar.



- > *Figur 3-16: Variasjon i sikkerhetsfaktor for glidning og velting med varierende istrykk, der 100 kN/m istrykk er benyttet for å optimalisere tverrsnittet.*

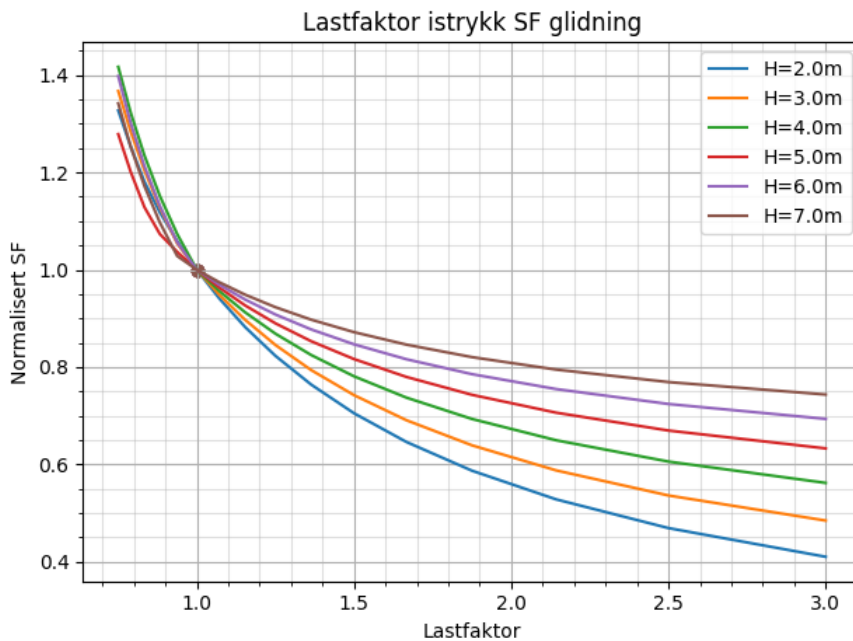
Figur 3-17 viser variasjon i sikkerhetsfaktor når utgangspunktet er et istrykk på 150 kN/m. For å oppnå stabilitet med samme damtverrsnitt, er mengden fjellbolter økt sammenlignet med når istrykket var satt lik 100 kN.



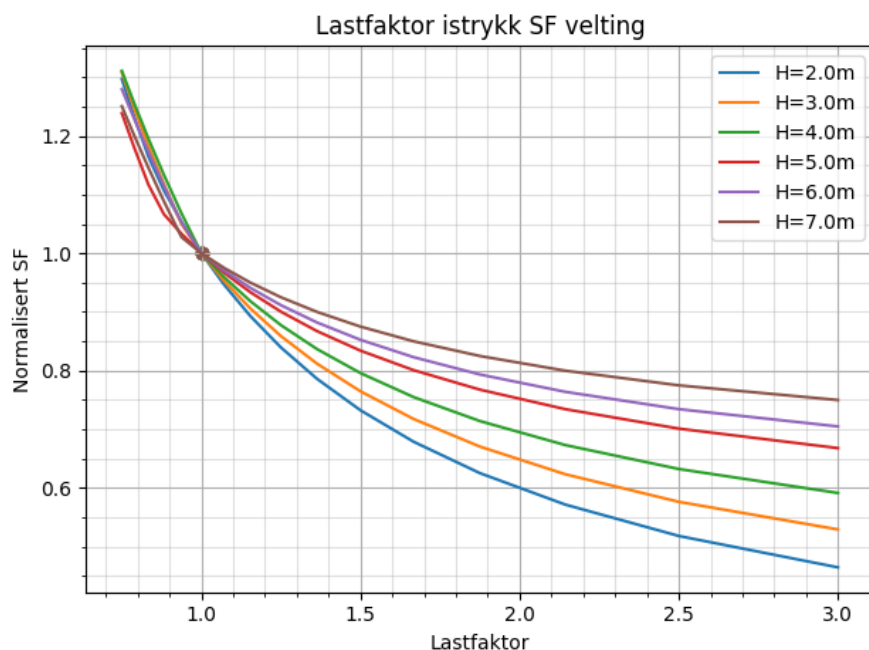
- > *Figur 3-17: Variasjon i sikkerhetsfaktor for glidning og velting med varierende istrykk, der 150 kN/m istrykk er benyttet for å optimisere tverrsnittet. Senteravstand for bolter er endret til 0.5 m. Andre utgangsparametere er gitt av Tabell 3-1.*

Lastfaktoren for istrykk er definert som  $\gamma = p/p_0$  der  $p$  er dimensjonerende istrykk, og  $p_0$  er den karakteristiske verdien av istrykket. Ved en karakteristisk verdi på 50 kN/m blir lastfaktoren 3,0 for dimensjonerende verdi lik 150 kN/m.

Når dimensjonerende istrykk settes lik 150 kN/m er sammenhengen mellom lastfaktor og endring i sikkerhetsfaktor for glidning vist i Figur 3-18, mens velting er vist i Figur 3-19.



- > *Figur 3-18: Variasjon av sikkerhetsfaktor for glidning ved ulike lastfaktor for istrykk. Grafen er basert på data fra Figur 3-17 med utgangspunkt i lastfaktor 1,0 for 150 kN/m istrykk.*



- > *Figur 3-19: Variasjon av sikkerhetsfaktor for velting ved ulike lastfaktorer for istrykk. Grafen er basert på data fra Figur 3-17 med utgangspunkt i lastfaktor 1,0 for 150 kN/m istrykk.*

Ikke uventet, gir lastfaktorer over 1,0 et større utslag på sikkerhetsfaktoren når damhøyden reduseres, som vist i foregående grafer. Med lastfaktor på 3,0 og damhøyde på 2 og 7 m er tilsvarende reduksjon i sikkerhetsfaktorene vist i etterfølgende tabell.

- > *Tabell 3-6: Sammenheng mellom lastfaktor og sikkerhetsfaktor, når dimensjonerende islast er 150 kN/m og karakteristisk last er 100 kN/m.*

Damhøyde	Islast Lastfaktor	Redusert sikkerhet		Tilhørende sikkerhetsfaktor		Kommentar
		Glidning	Velting	Glidning	Velting	
2 m	1,5	0,70	0,73	1,43	1,37	Sikkerhetsfaktor = 1/sikkerhet
7 m	1,5	0,88	0,87	1,14	1,15	

Grafene og tabellen over viser at istrykk utgjør en betydelig større usikkerhet i lastbildet for lave dammer enn for høye dammer. En generell sikkerhetsfaktor tar ikke hensyn til dette forholdet. Bruk av sikkerhetsfaktor medfører i prinsippet at det er større usikkerhet knyttet til stabilitetsberegninger av istrykk for en lav dam enn for en høy dam. Bruk av lastfaktor vil ivareta usikkerheter ved islasten på en bedre måte.

For å sikre at usikkerhet i istrykk omfattes av beregningene, kan istrykket baseres på en konservativ verdi. Med andre ord, bør usikkerhet i istrykket ikke reflekteres i sikkerhetsfaktoren, men i selve lasten for å kunne oppnå en homogen sikkerhet for ulike damhøyder.

### 3.8 Fjellbolter, damhøyde 0-7 m

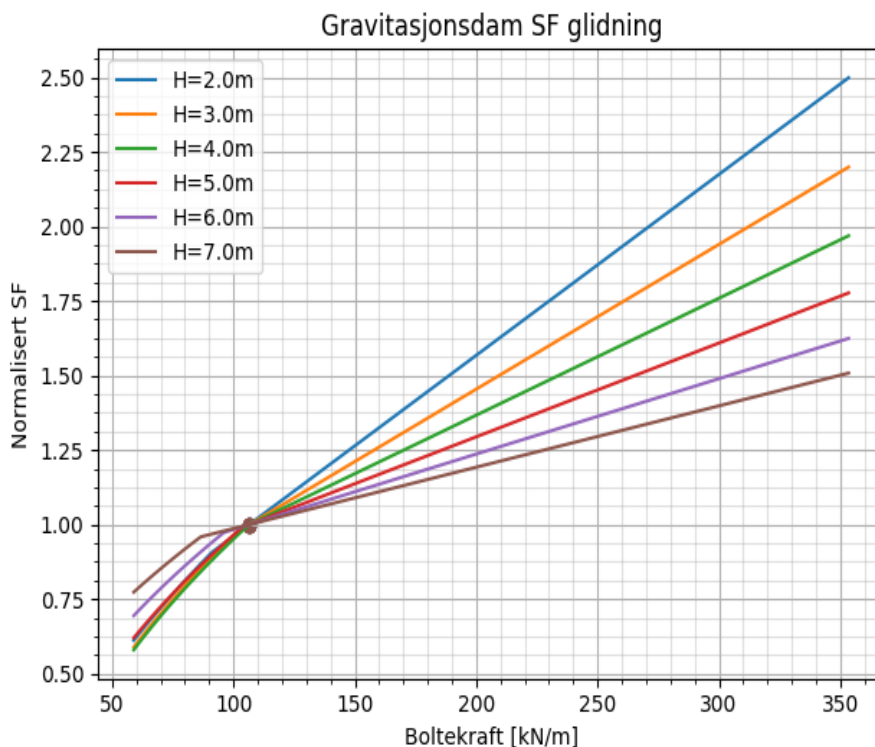
Alle damtverrsnitt benyttet for beregningene har samme omfang med fjellbolter. Dimensjonerende spenning er satt til  $\sigma_d = 180 \text{ N/mm}^2$ , bolt diameteren er satt til  $D = 25 \text{ mm}$  og senteravstanden er satt til  $c = 0.83 \text{ m}$ .

Forankringskraften  $F_B$  er beregningsmessig variert med å endre senteravstanden, men når det gjelder materialfaktor, er det spenningsnivået som er interessant. Boltkraften i utgangskonfigurasjonen er gitt ved:

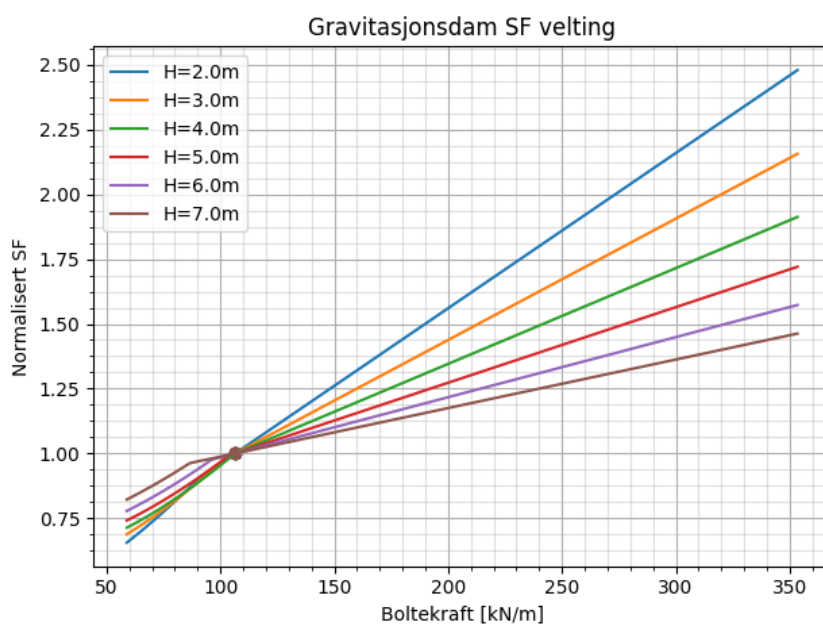
$$F_{Bd} = \sigma_d \frac{\pi D^2}{4} \cdot \frac{1}{c} = 106.5 \text{ kN/m}$$

Sammenhengen mellom boltkraft og sikkerhetsfaktor er vist i Figur 3-20 for glidning og velting.

For økende boltkraft øker kapasiteten til dammen, og grafene viser at sikkerhetsfaktoren øker lineært både for glidning og velting. Det er sterkest økning i sikkerhetsfaktor for damhøyde 2 m, og synkende stigningstall ved økende damhøyde. Denne forskjellen for ulike damhøyder henger sammen med at de drivende lastene er større for høyere dammer mens boltkraften er lik for alle damhøydene i disse beregningene. Dermed utgjør boltkraften en ulik andel av kapasiteten slik at en lik endring av boltkraften får ulikt utslag på sikkerhetsfaktoren.



- > *Figur 3-20: Sikkerhetsfaktor for glidning med varierende boltkraft. Sikkerhetsfaktor lik 1 tilsvarer Ø25 bolter c/c 0,83 m med boltspenning på 180 N/mm<sup>2</sup> (=106.5 kN pr. løpemeter dam)*



- > *Figur 3-21: Sikkerhetsfaktor for velting med varierende bolte kraft. Sikkerhetsfaktor lik 1 tilsvarer Ø25 bolter c/c 0,83 m med boltespenning på 180 N/mm<sup>2</sup> (=106.5 kN pr. løpemeter dam)*

Ved eksisterende dammer kan det ofte forutsettes en karakteristisk spenning på 400 N/mm<sup>2</sup>, som gir en materialfaktor på 0,45 (=180/400). Dette tilsvarer en bolte kraft lik 237 kN pr. løpemeter i ovennevnte grafer. For damhøyder på 2 m og 7 m blir da tilhørende sikkerhetsfaktor som vist i etterfølgende tabell.

- > *Tabell 3-7: Sammenheng mellom lastfaktor og sikkerhetsfaktor, når dimensjonerende islast er 150 kN/m.*

Dam-høyde (m)	Bolte kraft (kN)		Last-faktor	Sikkerhetsfaktor	
	Dimensjonerende (180 N/mm <sup>2</sup> )	Karakteristisk (f <sub>v</sub> =400 N/mm <sup>2</sup> )		Glidning	Velting
7	106	237	0,45	1,27	1,25
2	106	237	0,45	1,80	1,80

Som forventet, bidrar fjellboltene til en større sikkerhet for lave dammer enn for høye dammer, ettersom bolte kraften utgjør en betydelig større andel av de samlede lastene.

En generell sikkerhetsfaktor tar ikke hensyn til dette forholdet. Bruk av sikkerhetsfaktor medfører at usikkerhet knyttet til innfesting av bolter er større for en lav dam enn for en høy dam. Bruk av materialfaktor vil derimot kunne ivareta usikkerheten i bolte kraften på en bedre måte.

### 3.8.1 Usikkerhet knyttet til effekt av fjellbolter

Usikkerhet ved bolte kraften er først og fremst knyttet til korrosjon av bolten samt eventuelt feil ved utførelse og innfesting av bolten. Feil utførelse er vanskelig å påvise med mindre enkeltbolter avdekkes og prøvetrekkes. Korrosjon ved fjellbolter kan være forårsaket av

dårlig rensk og kan være knyttet til enkeltbolter som kan være vanskelig å påvise på et generelt grunnlag. Korrosjon vil imidlertid normalt ikke være noe problem så lenge det ikke påvises karbonatisering i dammen. Eventuell korrosjon vil uansett være synlig som rustsprengning og eventuell misfarging av betongen for bolter som er godt innstøpt.

Ved bruk av fjellbolter forutsetter NVEs retningslinje for betongdammer at det benyttes en boltespenning tilsvarende 180 N/mm<sup>2</sup>. Med dagens kapasitet ved fjellbolter medfører dette en sikkerhet på 2,8 (= 500 / 180 = faktisk kapasitet/utnyttet kapasitet). I tillegg gjennomføres en kontroll av stabilitet for vannstanden ved DFV uten at fjellbolter medregnes.

Når dimensjonerende boltespenning er satt så lavt som 180 N/mm<sup>2</sup> kan dette forklares ut fra at det ikke skal oppstå riss mot fundamentet som medfører økt poretrykk. I en tenkt situasjon der det oppstår riss mot fundamentet, vil likevel kontroll av lastsituasjonen «DFV UTEN bolter» sikre at et minimumsnivå for sikkerhet ivaretas, hvis det er mangler ved boltene.

Samlet sett, vurderes krav til bolter å være konservative. For eksisterende dammer kan det være usikkerhet knyttet til tilstand og innfesting av eksisterende bolter. Denne usikkerheten ivaretas ved at det også gjennomføres en kontroll av stabilitet uten medvirkning fra bolter.

Eventuell dokumentasjon av eksisterende bolter kan bidra til å redusere usikkerheten. Det vil imidlertid være vanskelig å forsvare at en slik dokumentasjon kan rettferdiggjøre en lavere sikkerhetsfaktor enn for nye dammer.

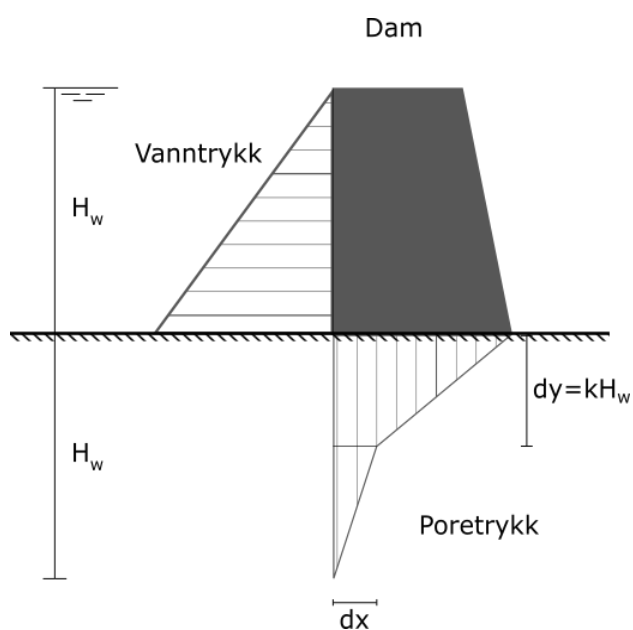
### 3.9 Poretrykk

Opprinnelig tverrsnitt for beregningene forutsetter trykk i hele fundamentet og lineært avtagende poretrykk. For å vurdere hvordan endringer i poretrykket påvirker den samlede sikkerheten ved dammen, er poretrykket både økt og redusert sammenlignet med utgangspunktet.

Variasjon i poretrykksfordelingen er modellert for damhøyder over 8 m ved å variere dremsfaktor  $k$  og drenasjeplan  $dx$  som vist i etterfølgende tabell og figur. For hver kombinasjon er resulterende poretrykk beregnet og tilhørende sikkerhetsfaktor for glidning og velting beregnet. Sikkerhetsfaktorene er plottet mot endring av poretrykk i prosent, jf. etterfølgende figurer. Plott av sikkerhetsfaktor mot velting tar hensyn til at momentarmen er forskjellig når poretrykket varieres.

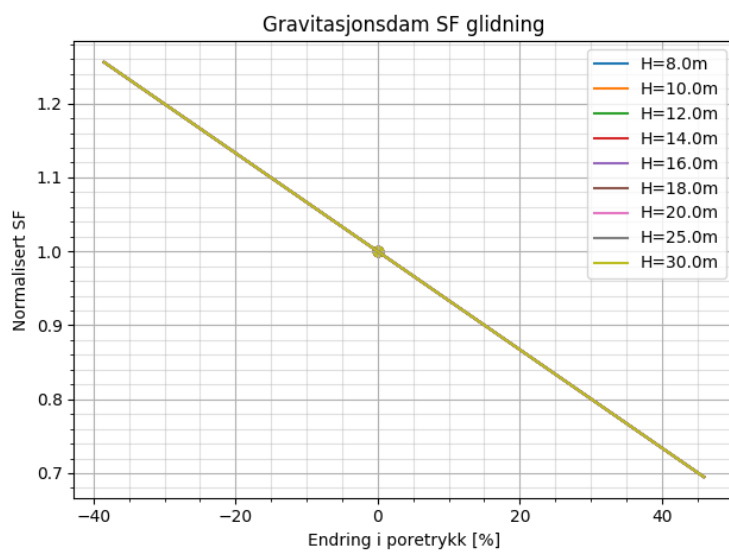
- > *Tabell 3-8. Forutsetninger for å variere poretrykket. Poretrykk er beregnet ved å variere dremsfaktor og drenasjeplan (se figur nedenfor).*

Parameter	Verdi for å generere tverrsnitt	Minste verdi	Maks verdi	Steg	Kommentar
<b>Dremsfaktor</b> ( $k$ – jf. fig.)	1.00	0.50	1.0	0.05	Både $dx$ og $k$ er variert samtidig. (dvs. 6*11=66 ulike iterasjoner der resulterende poretrykk er hentet ut for hver damhøyde)
<b>Drenasjeplan</b> ( $dx$ – jf. fig.)	0	0	0.5H	0.1H	



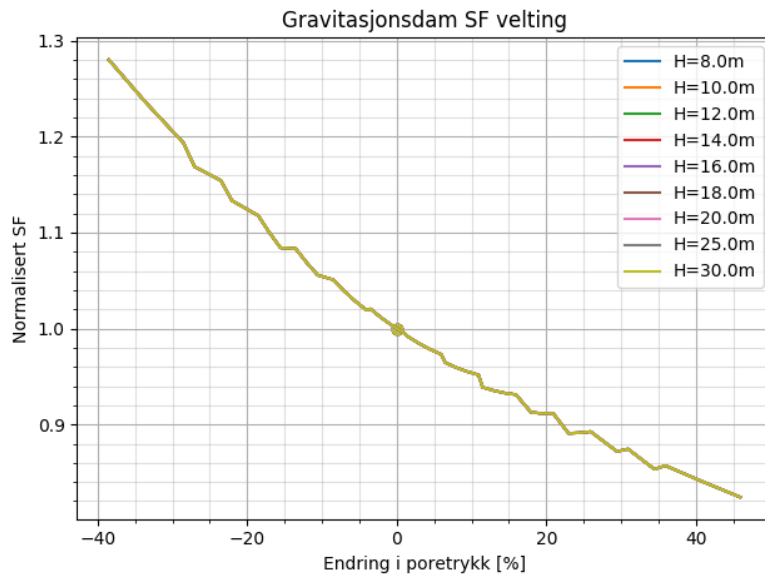
Figur 3-22: Illustrasjon av hvordan  $dx$  og  $k$  definerer poretrykket.

Resultater fra beregninger som viser hvordan et varierende poretrykk påvirker sikkerhetsfaktoren er presentert grafisk nedenfor.



> Figur 3-23: Glidning; SF mot endringer i poretrykk. Damhøyder 8 til 30 m uten fjellbolter.

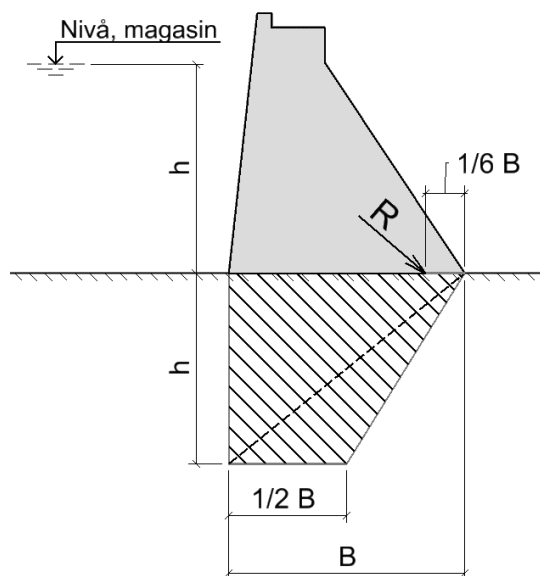




- > *Figur 3-24: Velting; SF mot endringer i poretrykk. Damhøyder 8 til 30 m uten fjellbolter. Ujevnheten i grafen skyldes at beregningene er gjennomført med å variere 2 variabler samtidig (både  $dx$  og  $k$ ).*

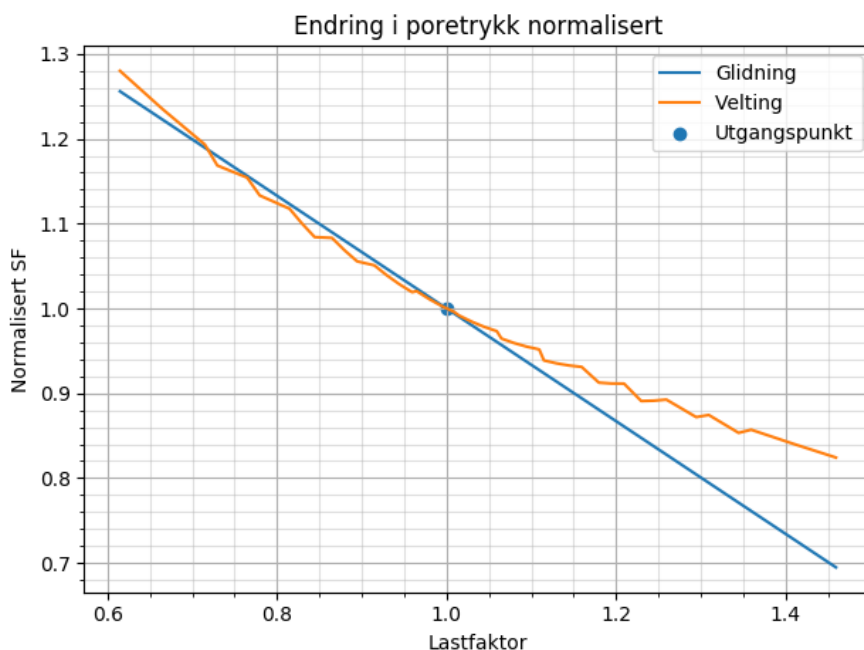
Både for velting og glidning er sammenhengen mellom sikkerhetsfaktorene og endring i poretrykk overlappende for alle damhøyder. For glidning er sammenhengen lineær mens sammenhengen for velting har økende stigningstall for minkende endring i poretrykket.

Kriteriet for stabilitet i ulykkesgrensetilstand er at resultatene er i 1/6-delspunktet. Dette innebærer at det er trykk i halve fundamentet og med et tilhørende poretrykk som vist nedenfor. Dette gir en økning i poretrykket på 43% sammenlignet med lineært poretrykk under hele fundamentet.



- > *Figur 3-25. Poretrykk med resultanten i 1/6-dels punkt, som er nedre grense for stabilitet i ulykkesgrense. Poretrykk i bruddgrense er vist som stiplet linje.*

Ovennevnte grafer er sammenfattet i etterfølgende figur, der endring i poretrykket er vist som en lastfaktor. Lastfaktoren for poretrykk er definert som  $\gamma = p_d/p_k$  der  $p_d$  er det dimensjonerende poretrykket og  $p_k$  er det karakteristiske poretrykket. Karakteristisk poretrykket tilsvarer lineært avtagende poretrykk fra oppstrøms til nedstrøms side. Endring i sikkerhetsfaktor for glidning og velting er plottet mot lastfaktor for poretrykk i Figur 3-26. Formen på grafene er identiske som i Figur 3-23.



> *Figur 3-26: Endring i sikkerhetsfaktor ved gitt lastfaktor for poretrykk. Beregningene er gjennomført for dammer med høyde 8 - 30 m.*

I ovennevnte graf er lastfaktoren gitt som en økning i %-vis poretrykket for både velting og glidning. Lastfaktoren tar ikke hensyn til at momentarmen kan variere ved sammen %-vise endring i poretrykket. Dette er årsaken grafen for velting er ujevn.

Figur 3-26 viser at et redusert poretrykk (dvs. lastfaktor < 1,0), medfører omtrent samme endring i sikkerhetsfaktoren for både glidning og velting. Eksempelvis gir en lastfaktor på ca. 0,7 en økning i sikkerheten på ca. 1,2 for både glidning og velting.

Et øket poretrykk (dvs. lastfaktor > 1,0), har derimot mindre effekt på sikkerhetsfaktoren mot velting enn mot glidning. Eksempelvis gir en lastfaktor på ca. 1,45 en redusert sikkerhet mot glidning på 0,7 mens sikkerheten mot velting er 0,83. For å ivareta en usikkerhet som benyttet i eksemplet bør tilhørende sikkerhetsfaktor være på 1,43 ( $=1/0,7$ ) mot glidning og 1,2 ( $=1/0,83$ ) mot velting.

Grunnen til at økning i poretrykket har mindre betydning for sikkerhetsfaktoren mot velting, kan forklares med at når poretrykket øker reduseres tilhørende momentarm. Ved et redusert poretrykk vil imidlertid momentarmen være den samme ettersom poretrykket er linjert avtagende gjennom hele tverrsnittet.

### 3.9.1 Generell betraktning om poretrykk

Poretrykk representerer en usikkerhet som kan være vanskelig å tallfeste i en sikkerhets- eller lastfaktor.

Dagens kriterier for poretrykket gir en logisk sammenheng mellom lastvirkningene fra dammen og poretrykket for kontroll av stabilitet i bruddgrense. Når det er trykk i hele fundamentet, vil det normalt ikke kunne oppstå vannførende riss som gir grunnlag for poretrykk i fundamentet og antagelse om lineært avtagende poretrykk under dammen vil da være konservativt og dermed bidra til en god sikkerhet for anlegget.

Kontroll i ulykkesgrensetilstand ivaretar i tillegg en ekstra sikkerhet hvis poretrykket skulle være større enn antatt i bruddgrensebetraktningen. Dette eksempelvis forkomme ved mangelfull rennsk, frossent fjell ved utstøping, vannførende slepper i fundamentet ved manglende injeksjon eller mangelfull utførelse av støpeskjøter.

Ved gravitasjonsdammer med høyt statisk vanntrykk kan det for øvrig forekomme hydraulisk splitting av betongen som følge av poretrykk i riss. Dette er observert i dammer høyere enn 100 m, og avhenger selvfølgelig også av de totale trykkspenningene i betongen. Ved høye betongdammer bør dette vurderes spesielt og bør ikke være en del av generelle dimensjoneringskriterier for gravitasjonsdammer i Norge.

Hvis usikkerheten i poretrykket i ulykkesgrensetilstand er ivaretatt gjennom forutsetninger for poretrykket, kan det forutsettes en lastfaktor lik 1,0 for i ulykkesgrensetilstand.

Differansen mellom poretrykk i bruddgrense og i ulykkesgrense er på 43 % og tilsvarer en lastfaktor på 1,43. Sammenheng mellom sikkerhetsfaktor i brudd- og ulykkesgrense kan dermed uttrykkes som vist i etterfølgende tabell.

> *Tabell 3-9. Differanse mellom sikkerhetsfaktor for ulykke- og bruddgrensetilstand (jf. graf Figur 3-26)*

	Ulykkesgrense	Bruddgrense	Kommentar
<b>Glidning</b>	1,0	1,41	=1/0,71 jf. Figur 3-26
<b>Velting</b>	1,0	1,2	=1/0,83 jf. Figur 3-26

## 4 MURDAM

### 4.1 Innledning

Erfaringer med murdammer tilsier at beregningsmodellen for stabilitetskontroll antagelig ikke gir en fullgod beskrivelse av sikkerheten ved denne typen dammer, og at beregningene er konservative.

Murdammer har en fleksibel konstruksjon. Dette kan medføre en omlagring av krefter og kan bidra til en betydelig økning i kapasitet mot glidning. Når murdammer belastes med statiske laster, vil konstruksjonen kunne ta større deformasjoner før dammen går til brudd. Med andre ord, vil dammen ha tydelige tegn på skader hvis den er utsatt for statiske laster i nærheten av dammens bruddkapasitet. Dette kan til en viss grad sammenlignes med prinsippet som benyttes for dimensjonering av underarmerte betongkonstruksjoner. Ekstra kapasitet som følge av deformasjoner samt evnen til å tåle deformasjoner er ikke tatt hensyn til i dagens kriterier for stabilitetskontroll. Dette vil først og fremst være relevant for eksisterende dammer.

For murdammer, er det viktig å skille mellom type laster konstruksjonen er utsatt for. Ettersom murdammer er bygget opp av enkeltstein, vil dynamiske belastninger fra rennende vann kunne medføre en større usikkerhet for konstruksjonens integritet og stabilitet, enn belastning fra statiske laster som inkluderes i stabilitetsberegningene.

Det er viktig å ta hensyn til at murdammer kan være svært forskjellig når det gjelder oppbygning. I denne sammenheng vil vurderinger av stabilitet også være avhengig av en vurdering av anlegges tilstand og oppbygning.

### 4.2 Forutsetninger

Beregningene er basert på regneverktøy for stabilitetskontroll, som er utarbeidet av Dr. techn. Olav Olsen. For å effektivisere beregningene er det utarbeidet skript som kjører beregningen automatisk. Skriptet definerer endring i ulike variabler, og utfører deretter beregninger for stabilitet med disse forutsetningene. Variasjon av variabler er vist i *Tabell 4-1*.

For tørrmurte murdammer er det valgt å gjennomføre beregninger for damtverrsnitt med damhøyde 4-20 m.

Tabell 4-1: Forutsetninger for beregningene

Parameter	Verdi for å generere tverrsnitt	Minste verdi	Maks verdi	Steg	Kommentar
Friksjon	33°	28°	40°	1°	
Vannstand	HRV	HRV-1m	HRV	0.01m	
Egenvekt	16 kN/m <sup>3</sup>	16 kN/m <sup>3</sup>	24 kN/m <sup>3</sup>	0.1 kN/m <sup>3</sup>	
Drenasjeplan	0.25H	0.1H	0.5H	0.1H	

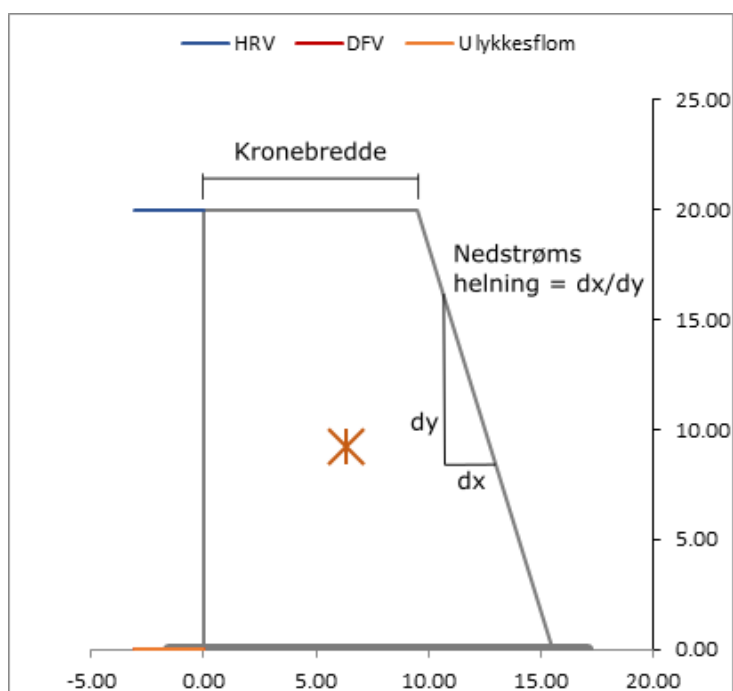
Drens faktoren er satt konstant til  $k=1/3$ . Det er ikke regnet med istrykk eller fjellbolter.

### 4.3 Utvelging av tverrsnitt

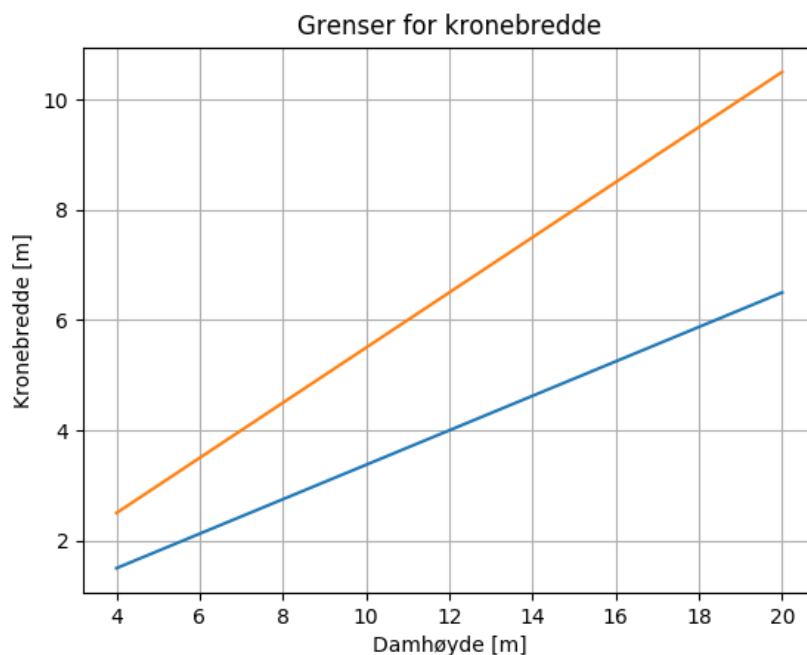
For hver damhøyde og med forutsetningene gitt i *Tabell 4-1* blir det generert et tverrsnitt der sikkerhetsfaktor mot glidning er lik 1.0.

Ved å variere tverrsnittsparameterne kronebredden og nedstrøms helning, se Figur 4-1, blir det funnet et tverrsnitt som tilfredsstillere kravet og som danner utgangspunkt for å variere parameterne gitt i *Tabell 4-1* og deretter beregne tilhørende sikkerhet. Kronebredden ble variert innenfor grensene som er vist i Figur 4-2. Nedstrøms helning er satt lik 1:0,3, men ved generering av tverrsnitt er nedstrøms helning variert innenfor intervallet [0,0 til 0,3].

Genererte tverrsnitt har en sikkerhetsfaktor på 1,5 mot velting. For å kunne sammenligne effekten på sikkerhetsfaktorene på alle damhøyder, er sikkerhetsfaktorer som blir presentert i dette kapitlet, normalisert. Dette innebærer at beregnet sikkerhetsfaktor er dividert med opprinnelig sikkerhetsfaktor. I figurene vil dermed alle sikkerhetsfaktorene være lik 1,0 for utgangsparameterne ( $SF = 1,0$ ).



- > *Figur 4-1: Tverrsnitt for murdam. Valgt sikkerhetsfaktor er oppnådd ved å variere kronebredden og nedstrøms helning.*



- > *Figur 4-2: Område som kronebredden er variert innenfor for ulike damhøyder.*
- > *Tabell 4-2: Tverrsnitts parametere og tilhørende sikkerhetsfaktorer for de ulike damhøydene.*

Høyde [m]	Kronebredde [m]	Nedstrøms helning [-]	SF glidning [-]	SF velting [-]
4	1,97	0,3	1,00	1,514
6	2,87	0,3	1,00	1,514
8	3,82	0,3	0,999	1,513
10	4,78	0,3	1,001	1,515
12	5,73	0,3	1,001	1,515
14	6,69	0,3	1,001	1,513
16	7,64	0,3	1,00	1,513
18	8,59	0,3	1,00	1,513
20	9,55	0,3	1,00	1,513

Ovennevnte tabell viser at optimaliseringa av tverrsnittene, ga en minste sikkerhet på 1,0 mot glidning og 1,5 mot velting, med de forutsetningene som er benyttet. En kontroll av beregningene viser at når friksjonsvinkelen økes fra 33° til 45°, så vil sikkerhetsfaktoren mot velting og glidning være tilnærmet det samme.

## 4.4 Presentasjon

Resultatet fra stabilitetsberegninger av hver parameter er presentert grafisk, der resulterende sikkerhetsfaktor plottes mot varierende parameter for hver damhøyde. Sikkerhetsfaktor for både glidning og velting er vist med varierende variabler.

Det viser seg at endring i friksjonsvinkel, vanntrykk, egenvekt eller poretrykk er tilsvarende for alle damhøyder. Ved å ta utgangspunkt i resultatene for dammen med høyde 20 m, kan sammenhengen mellom endring i sikkerhetsfaktor og last- og materialfaktor antagelig også overføres til andre damhøyder.

## 4.5 Friksjon

Av Figur 4-3 fremgår det at sikkerhet mot glidning øker med økende friksjonsvinkel mens sikkerhet mot velting er upåvirket av endring i friksjonsvinkel. Videre, er sammenheng mellom sikkerhetsfaktor og friksjonsvinkel den samme uavhengig av damhøyden (dvs. at grafene for ulike damhøyder er overlappende).

Variasjon i friksjonsvinkel gir for øvrig også en indikasjon på hvordan fundamentelning kan påvirke sikkerheten.

Friksjonsvinkel for murdammer er forbundet med større usikkerhet enn ved betongdammer, ettersom friksjonsvinkelen er avhengig av hvordan fundamentet er bearbeidet ved bygging. Ved murdammer vil fortanning i fundamentet være av stor betydning for sikkerhet mot glidning.

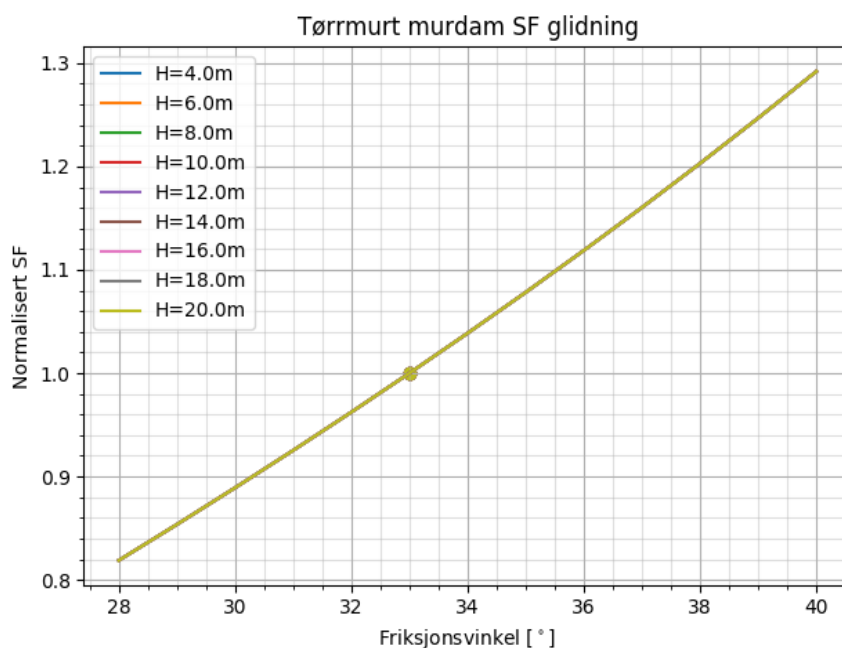
Friksjonsvinkler i NVEs retningslinje er delvis basert på forsøk utført av NGI. Forsøkene omfattet påvisning av friksjonsvinkel mellom enkeltsteiner. Verdiene i retningslinjen er lavere enn verdiene som ble påvist ved forsøk. Friksjonsvinklene kan betegnes som konservative og representerer antagelig en nedre grense i forhold til hva som kan forventes av friksjonsvinkler.

Verdiene som er oppgitt i NVEs retningslinje for murdammer er vist i etterfølgende tabell. I tillegg oppgir retningslinjen en øvre grense for friksjonsvinkelen, der det ikke skal benyttes en friksjonsvinkel som er større enn 36°.

> *Tabell 4-3. Friksjonsvinkler jf. NVEs retningslinje for murdammer.*

Bergart	Friksjonsvinkel
Granitt, bearbejdede bruddflater	33°
Skifer, flater som følger skifrihetsplan	27°
Mørtel mot fjell	40°

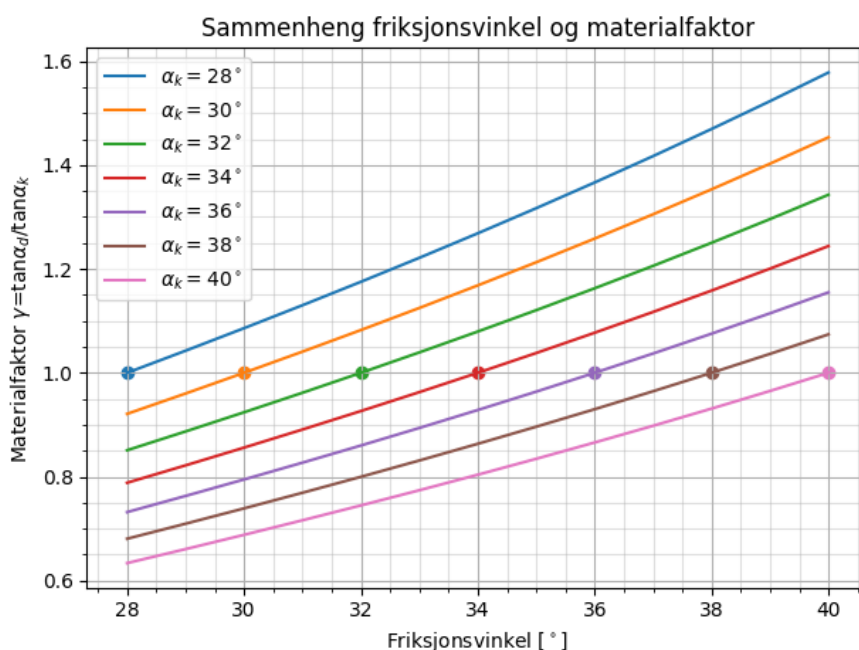
#### 4.5.1 Sikkerhet mot glidning



> Figur 4-3. Glidning; SF mot friksjonsvinkel. Damhøyde 4 til 20 m uten fjellbolter.

For glidning, har valg av friksjonsvinkel relativt stor betydning for resulterende sikkerhet.

Ovennevnte figurer viser sammenheng mellom sikkerhetsfaktor (SF) og friksjonsvinkel ( $\alpha$ ) når det benyttes en friksjonsvinkel på  $33^\circ$ . Sammenhengen mellom sikkerhetsfaktor for andre friksjonsvinkler er vist i grafen nedenfor.



> Figur 4-4: Sammenheng mellom friksjonsvinkel og materialfaktor med ulike karakteristiske friksjonsvinkler  $\alpha_k$ .



Grafen viser hvordan materialfaktoren påvirker friksjonsvinkelen. Materialfaktorer  $> 1$  er i prinsippet ikke relevant.

Metodikk for beregning av materialfaktor og sikkerhetsfaktor medfører imidlertid at Figur 4-4 også kan benyttes for å lese av sammenheng mellom friksjonsvinkel og sikkerhetsfaktor, jf. beskrivelse i kapittel 3.4. Med andre ord, hvis faktisk friksjonsvinkel er  $40^\circ$ , men det forutsettes en friksjonsvinkel lik  $34^\circ$  i beregningene, så tilsvarer dette en sikkerhetsfaktor på 1,25.

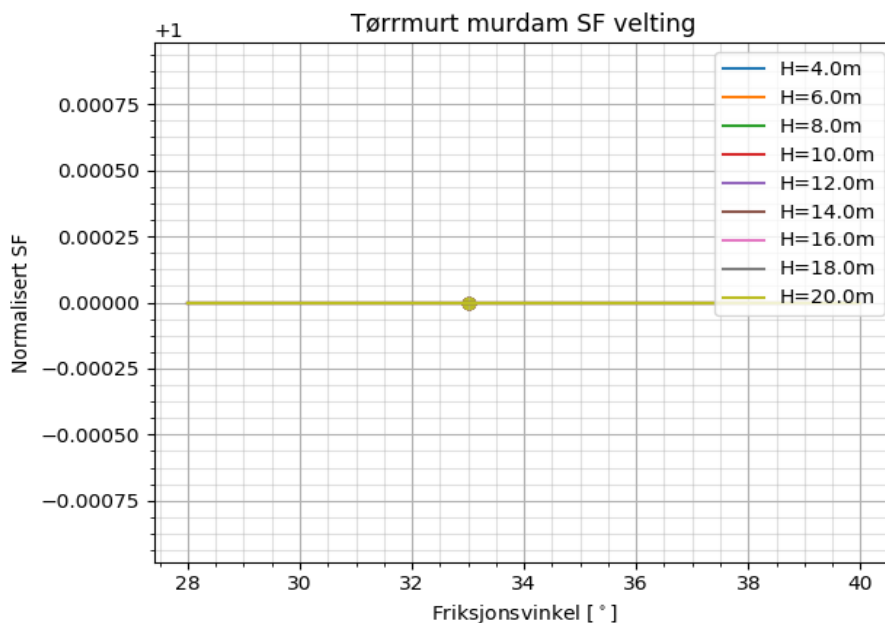
Grafene viser at endring i friksjonsvinkelen har noe større effekt på sikkerhetsfaktoren ved lave friksjonsvinkler som utgangspunkt. Dette er oppsummert i etterfølgende tabell der differansen mellom karakteristisk og dimensjonerende friksjonsvinkel er satt lik  $5^\circ$ .

> *Tabell 4-4: Sikkerhetsfaktor for glidning ved varierende friksjonsvinkler.*

Friksjonsvinkel ( $d\alpha = 5^\circ$ )		Sikkerhetsfaktor glidning (SF)
Dimensjonerende	Karakteristisk	
$28^\circ$	$33^\circ$	$\sim 1.23$
$30^\circ$	$35^\circ$	$\sim 1.22$
$32^\circ$	$37^\circ$	$\sim 1.21$
$34^\circ$	$39^\circ$	$\sim 1.20$

#### 4.5.2 Sikkerhet mot velting

Gjennomførte beregninger viser at friksjonsvinkelen har ingen betydning for sikkerheten mot velting. Dette er en selvfølge, ettersom friksjonsvinkelen ikke inngår som en parameter ved beregning av moment.

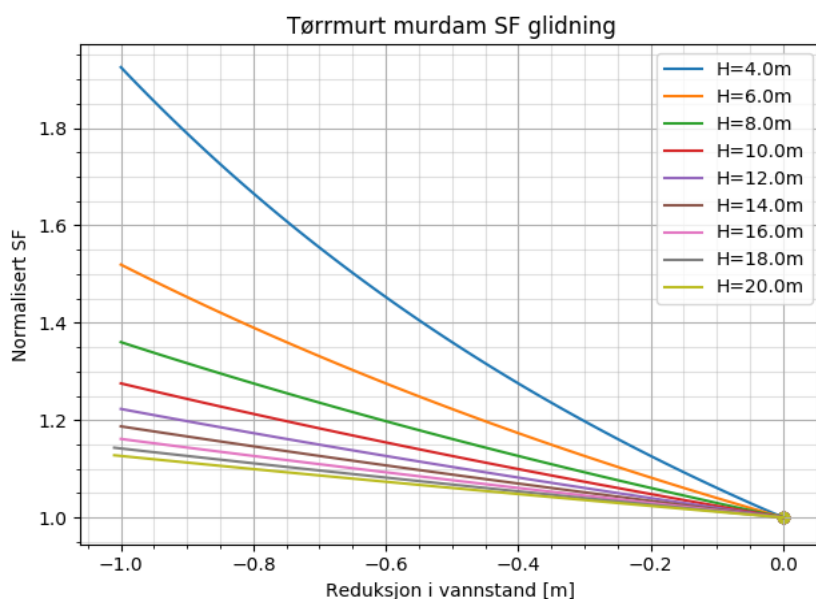


> *Figur 4-5. Velting; SF mot friksjonsvinkel. Damhøyde 4 til 20 m uten fjellbolter. Varierende friksjonsvinkelen har ingen betydning for velting.*

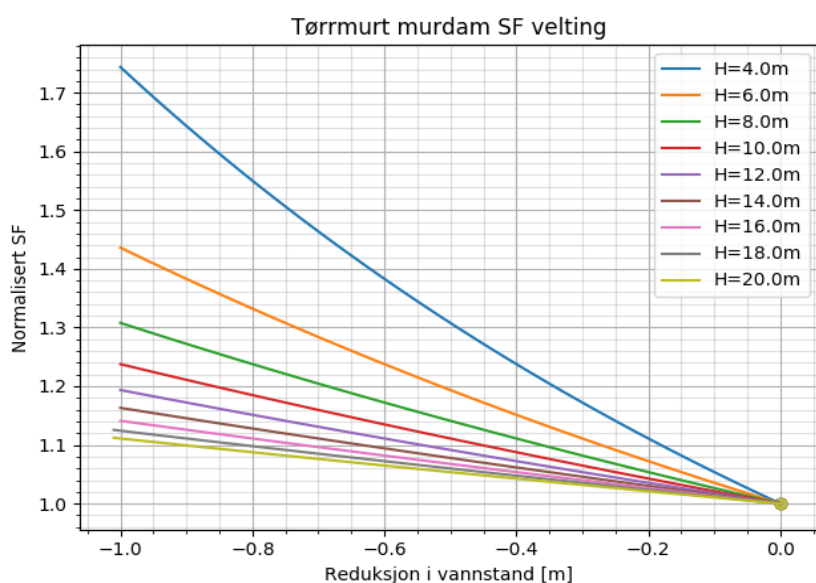
## 4.6 Vannstand

Hvordan stabiliteten påvirkes som følge av endringer i vannstanden sier noe om hvor følsom dammen er i forhold til endringer i flomvannstanden. Høye dammer vil nødvendigvis være mindre følsomme for endringer i vannstanden enn lavere dammer. Hvor mye dette påvirker sikkerheten for ulike damhøyder er beregnet og presentert grafisk som vist i etterfølgende figurer.

Som utgangspunkt for beregningene, det funnet et tverrsnitt med sikkerhet mot glidning lik 1,0 for en gitt vannstand. For ordens skyld, er denne vannstanden angitt som høyeste regulerte vannstand (HRV). Deretter er vannstanden redusert i steg på 0,01 m og tilhørende sikkerhetsfaktor er beregnet som følge av redusert vanntrykk mot dammen.



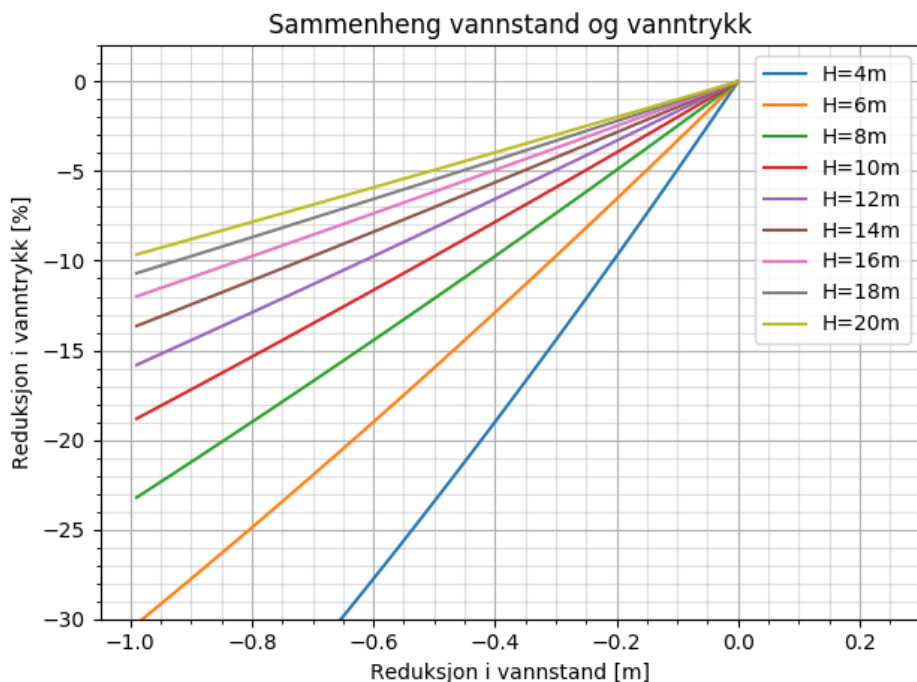
> Figur 4-6: Glidning; SF mot vannstand. Damhøyder 4 til 20 m uten fjellbolter.



> Figur 4-7: Velting; SF mot vannstand. Damhøyder 4 til 20 m uten fjellbolter.

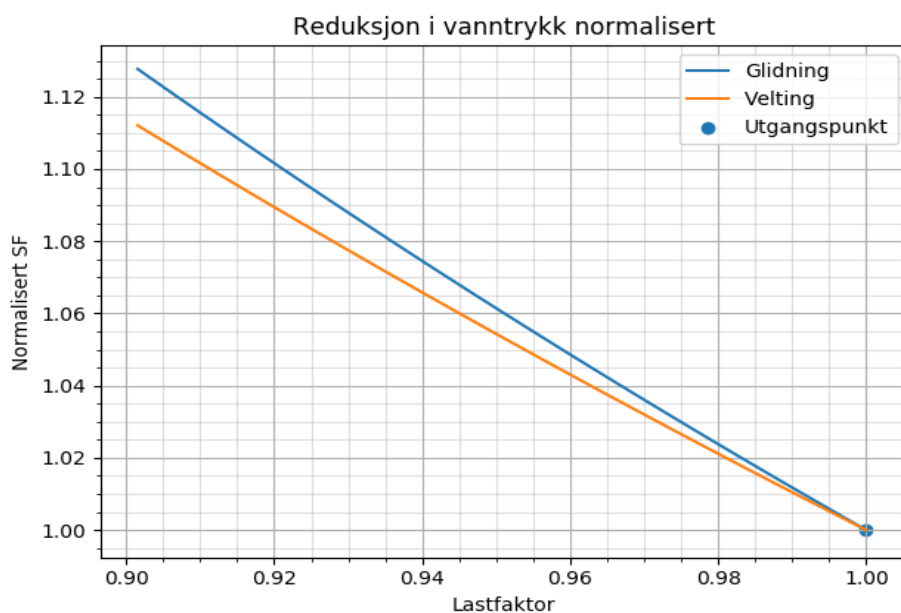
I Figur 4-6 og Figur 4-7 er resulterende sikkerhetsfaktor for glidning og velting tegnet mot reduksjon i meter. Graf for glidning viser at senket vannstand slår ut ulikt for ulike damhøyder. Ved en redusert vannstand på 0,5 m øker sikkerheten mot glidning fra 1 til ca. 1,35 for damhøyde på 4 m mens den øker til ca. 1,06 for damhøyde på 20 m. Tilnærmet samme forholdet gjelder for sikkerhetsfaktoren mot glidning, men differansen er marginalt høyere for dette tilfellet.

Resultatene viser i prinsippet at høye dammer er mindre sensitive for vannstandsvariasjoner enn lavere dammer. Dette er godt illustrert i etterfølgende figur. En endring i vannstanden på 0,2 m gir en endring i vanntrykket på 10 % (dvs. en lastfaktor ca. 0,9) for en 4 m høy dam, mens for en 20 m høy dam er endringen på ca. 2 % (dvs. lastfaktor på ca. 0,98).



- > *Figur 4-8: Sammenheng mellom endring i vannstand og tilhørende vanntrykk for ulike damhøyder. Figuren illustrerer at lave dammer er vesentlig mer følsomme for variasjon i vannstand enn høyere dammer.*

Sammenheng mellom sikkerhetsfaktor og lastfaktor er vist etterfølgende graf. Grafen viser at endringer i vannstanden har større betydning for sikkerheten mot glidning enn mot velting.



- > *Figur 4-9: Endring i sikkerhetsfaktor ved gitt lastfaktor for vanntrykk. Sikkerheten for glidning øker raskest.*

Damhøyde (dvs. statisk vanntrykk) er avgjørende for hvordan usikkerheter i flomberegningen og flomvannstander påvirker stabiliteten. Når damhøyden øker, har endringer i flomvannstanden mindre betydning for stabiliteten ved dammen. Det vil derfor være riktig at eventuelle usikkerheter i flomberegningen inkluderes i selve flomberegningen og ikke reflekteres i den generelle sikkerhetsfaktoren ettersom usikkerhet i flomvannstand vil gi forskjellig utslag på sikkerhetsfaktoren ved forskjellig damhøyde.

## 4.7 Egenvekt

Murdammer er i prinsippet en gravitasjonsdam der egenvekten naturlig nok er vesentlig for stabiliteten.

NVEs retningslinje for murdammer, tabell 2.1, antyder følgende egenvekter for murdammer:

- > *Tabell 4-5: Egenvekt for murdammer (ref. NVEs retningslinje for murdammer, tabell 2.1)*

Damtype	Egenvekt (kN/m <sup>3</sup> )
Naturstein, granitt	27
Mørtel	18
Murdam med stein lagt i mørtel	25
Tørrmurte dammer med tilpasset stein i hele tverrsnittet	21
Tørrmurte dammer, Røysfylling	16
Leire og silt, vannmettet	20
Torv - vannmettet	13-20

Egenvekt ved murdammer er imidlertid vanskelig å påvise, og verdiene i NVEs retningslinje benyttes derfor i stor grad med utgangspunkt i en skjønsmessig vurdering for hver enkelt murdam. For tørrmurte dammer utgjør dette et spenn fra 16 – 21 kN/m<sup>3</sup> eller 5 kN/m<sup>3</sup>.

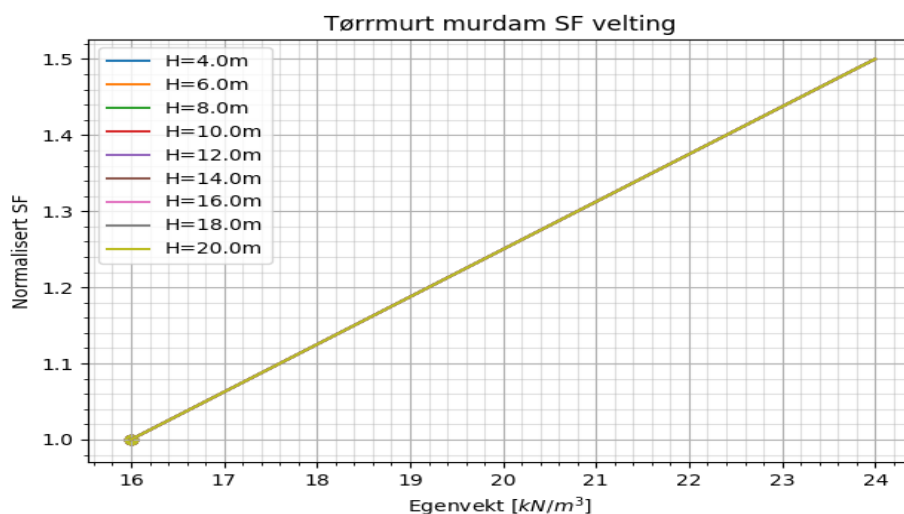
Det foreligger ingen vurdering av hvordan usikkerhet i egenvekten, reflekteres i den samlede sikkerhetsfaktoren for dammen. I denne rapporten er det derfor forutsatt at usikkerheten utgjør +/- 2,5 kN/m<sup>3</sup> – tilsvarende intervallet gitt av NVE. En egenvekt på 18,5 kN/m<sup>3</sup> vil da kunne representere både øvre og nedre verdi for egenvekt 16 – 21 kN/m<sup>3</sup>.

I det etterfølgende er det vist hvordan sikkerhetsfaktoren varierer med endret egenvekt for ulike damhøyder. Beregningene gir sammenheng mellom egenvekt, lastfaktor og tilhørende sikkerhetsfaktor for glidning og velting.

I Figur 4-10 fremgår det at sikkerheten for både glidning og velting øker lineært med økende egenvekt. Dessuten er grafene for alle damhøyder like.



> Figur 4-10: Glidning: SF mot egenvekt.



> Tabell 4-6: Velting: SF mot egenvekt.

For velting er sikkerhetsfaktoren og lastfaktoren den samme (dvs. at stigningstallet i ovennevnte graf er på 1).

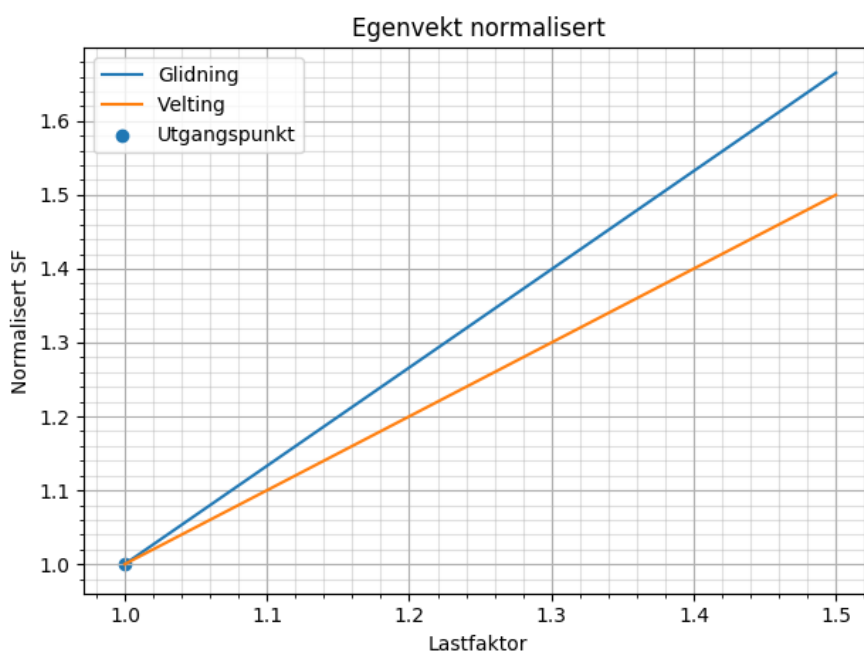
For beregning av sikkerhet mot glidning er det benyttet en friksjonsvinkel lik  $33^\circ$ . Hvis det benyttes en høyere friksjonsvinkel, vil bidraget fra egenvekten være noe større slik at differansen mellom sikkerhetsfaktor og lastfaktor vil være noe mindre.

Når egenvekten økes fra 16 til  $18,5 \text{ kN/m}^3$  utgjør dette en lastfaktor på 1,16. Tilhørende variasjon i sikkerhet er vist i etterfølgende tabell.

- > *Tabell 4-7: Sammenheng mellom lastfaktor og sikkerhetsfaktor når egenvekten økes fra 16 til  $18,5 \text{ kN/m}^3$ .*

	Lastfaktor	Sikkerhetsfaktor
Glidning	1,16	1,22
Velting	1,16	1,16

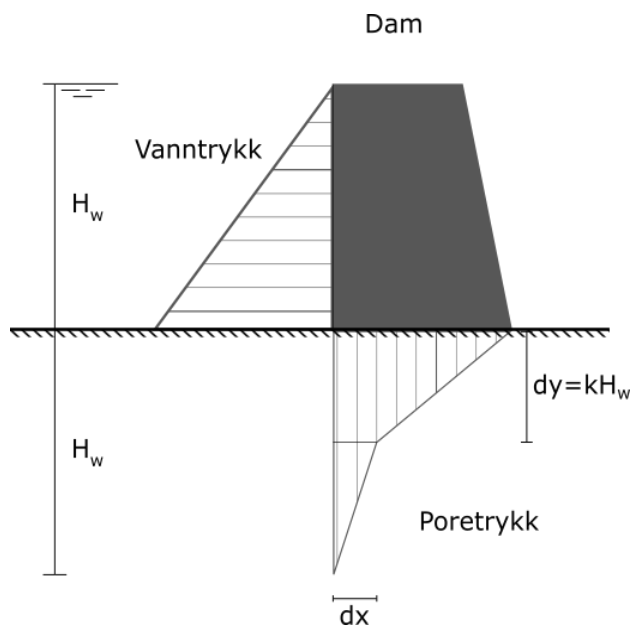
Tabellen viser at endringer i egenvekten gir større utslag for glidning enn for velting, når friksjonsvinkelen settes lik  $33^\circ$ . Usikkerhet knyttet til egenvekt gir derfor størst utslag i forhold til sikkerhet mot velting. Dette forholdet er også illustrert i etterfølgende graf.



- > *Figur 4-11: Endring i sikkerhetsfaktor ved gitt lastfaktor for egenvekt.*

## 4.8 Poretrykk

Opprinnelig tverrsnitt for beregningene forutsetter et redusert poretrykk som vist i Figur 4-12, der drengplanet ( $dx$ ) er satt lik  $0,25 H$  og  $k$  er satt lik  $0,33H$ . Det benyttes samme distribusjon av poretrykk for beregning av stabilitet i både brudd- og ulykkesgrensetilstand.



> Figur 4-12: Beskrivelse av poretrykksfordeling under damfundamentet.

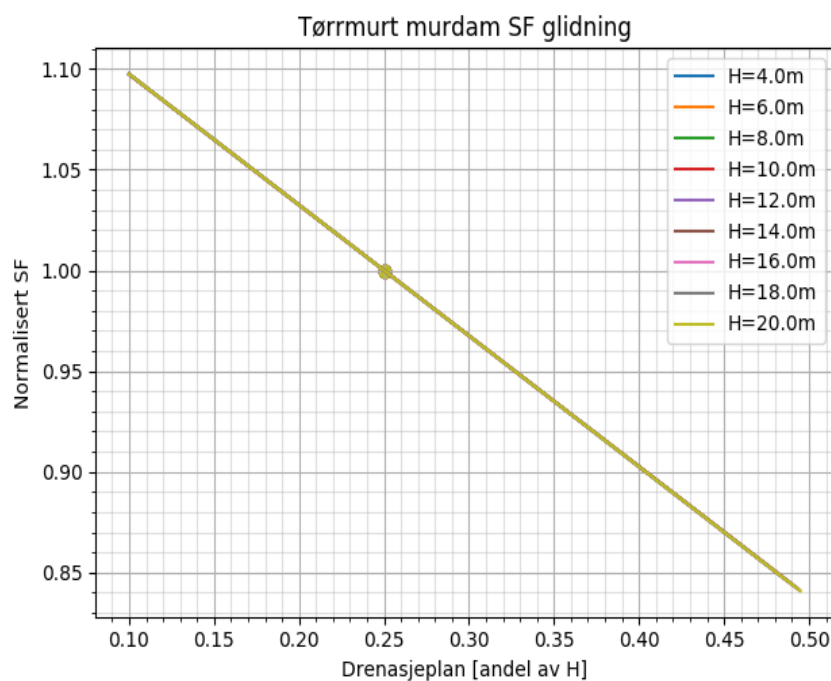
For å vurdere hvordan endringer i poretrykket påvirker den samlede sikkerheten ved dammen, er poretrykket både økt og redusert sammenlignet med utgangspunktet.

Endring i poretrykket er modellert ved å variere drenasjeplan  $dx$  som vist i etterfølgende figur. For hver kombinasjon er resulterende poretrykk beregnet og tilhørende sikkerhetsfaktor for glidning og velting er beregnet. Sikkerhetsfaktorene er plottet mot endring i drensplanet. Dette er vist i etterfølgende figurer.

> Tabell 4-8. Forutsetninger for å variere poretrykket.

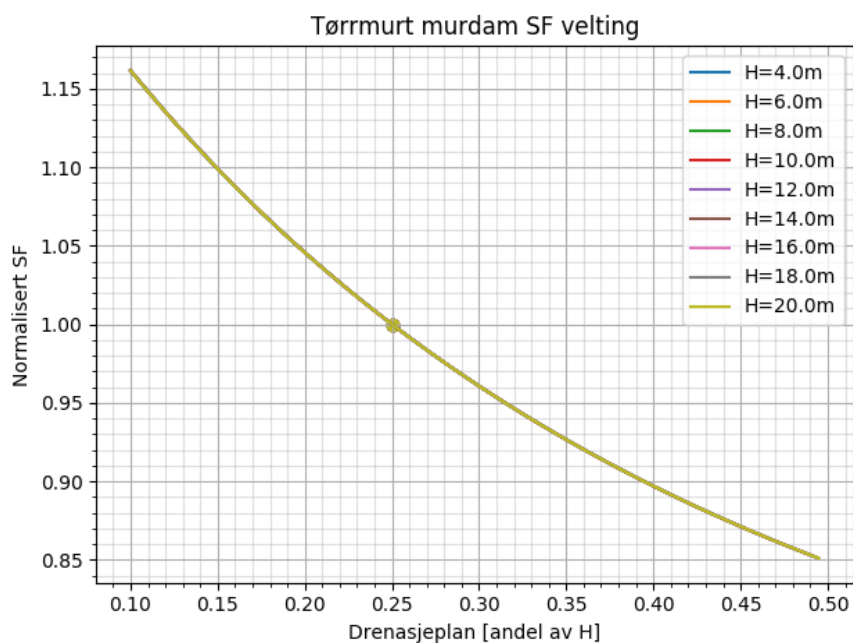
Parameter	Verdi for å generere tverrsnitt	Minste verdi	Maks verdi	Steg	Kommentar
<b>Drensfaktor</b> ( $k$ – jf. fig.)	0.33		Endres ikke		Resulterende poretrykk er beregnet ved å variere drenasjeplanet (se figur nedenfor).
<b>Drenasjeplan</b> ( $dx$ – jf. fig.)	0.25H	0.1H	0.5H	0.1H	

Sikkerhet mot glidning henger sammen med variasjon i friksjonskraften. Variasjon i kraftresultanten fra poretrykket bidrar direkte til variasjon i friksjonskraften, og sikkerhetsfaktoren varierer lineært med de gitte forutsetningene.



> *Figur 4-13. Glidning: SF mot endring i poretrykk.*

Sikkerhet mot velting henger sammen med momentbidraget fra poretrykket. Når drenasjeplanet varierer, endres både kraftresultanten og momentarmen. Dette gir en ikke-lineært kurve for sikkerhet mot velting.

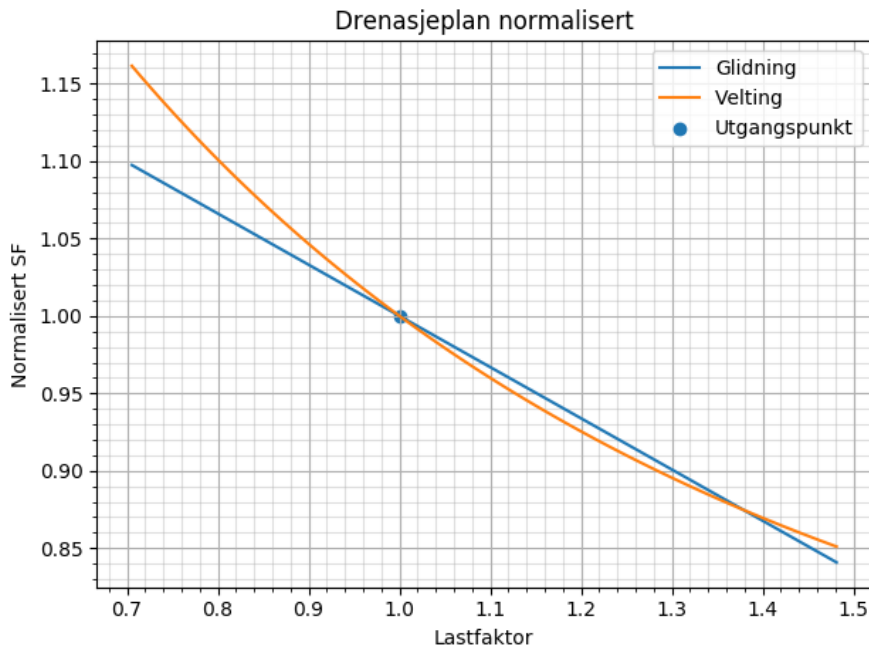


> *Figur 4-14. Velting: SF mot endring i poretrykk.*



Lastfaktoren for poretrykk er definert som  $\gamma = p_d/p_k$  der  $p_d$  er det dimensjonerende poretrykket og  $p_k$  er det karakteristiske poretrykket. 50% økning i poretrykket representerer dermed en lastfaktor tilsvarende 1,5.

Endring i sikkerhetsfaktor for glidning og velting er plottet mot lastfaktor for poretrykk, og er vist i Figur 4-15.



> *Figur 4-15: Endring i sikkerhetsfaktor ved gitt lastfaktor for poretrykk variert ved å endre drenasjeplanet.*

Et økt poretrykk (dvs. lastfaktor > 1,0), medfører omtrent samme endring i sikkerhetsfaktoren for både glidning og velting. Eksempelvis gir en lastfaktor på ca. 1,3 en redusert sikkerhet på mellom 0,90 for både glidning og velting.

Et redusert poretrykk (dvs. lastfaktor < 1,0), har derimot mindre effekt på sikkerhetsfaktoren mot glidning enn mot velting. Eksempelvis gir en lastfaktor på ca. 0,8 en økt sikkerhet mot glidning på 1,07 mens sikkerheten mot velting øker til 1,10.

#### 4.8.1 Generell betraktning om poretrykk

Usikkerhet knyttet til poretrykket er mye mindre ved tørrmurte dammer enn ved gravitasjonsdammer i betong, ettersom damkroppen er drenert. Dette er også illustrert i Figur 4-15.

Tetningssjiktet i murdammer er ofte bygget opp av følgende:

- Oppstrøms plankedekke eller betongplate
- Oppstrøms løsmasse- eller torvtetning
- Tetning med mørtel i fugene

I følge NVEs retningslinje for murdammer er oppstrøms tetningssjikt definert å ha en tykkelse på  $0,25 * H$ , der H er trykkhøyden til oppstrøms vanntrykk. Eksempelvis vil en dam med statisk vanntrykk på 5 m forutsettes å ha et tetningssjikt på 1,25 m, mens faktisk tetningssjikt ofte vil være mye mindre. I tillegg forutsettes et redusert poretrykk i deler av

dammen som er drenert. Sum av antagelse for poretrykk i murdammer vurderes derfor normalt å være på den konservative siden.

Det vil likevel være en liten usikkerhet knyttet til poretrykket, men dette kan være vanskelig å tallfeste i en sikkerhets- eller lastfaktor. For å synliggjøre denne usikkerheten er det antatt at drensplanet ( $dx$ ) flyttes fra  $1/4 H$  til  $1/3 H$ , noe som tilsvarer en økning i poretrykket på 16 %, dvs. lastfaktor på 1,16. Dette gir en redusert sikkerhetsfaktor på 0,95 mot glidning og 0,94 mot velting, jf. Figur 4-15. Tilhørende sikkerhet for å ta hensyn til en slik usikkerhet er vist i etterfølgende tabell.

Tabell 4-9. Sikkerhetsfaktor i bruddgrense når drens faktoren økes fra  $1/4 H$  til  $1/3 H$  (jf. f Figur 4-15)

	Lastfaktor	Bruddgrense	Kommentar
<b>Glidning</b>	1,16	1,05	=1/0,95 jf. graf
<b>Velting</b>	1,16	1,06	=1/0,83 jf. graf

Ettersom poretrykket i utgangspunktet er vurdert som konservativt, er det ikke lagt til en ekstra sikkerhet i ulykkesgrense.