

Retningslinjer for betongdammer

til § 4.8 i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg

Norges vassdrags- og energidirektorat

Utgave 2 - oktober 2005

Ny forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg er gjort gjeldende fra 01.01.2010. Den erstatter forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg (datert 15.12.2000), forskrift om klassifisering av vassdragsanlegg (datert 18.12.2000) og forskrift om kvalifikasjoner hos den som forestår planlegging, bygging og drift av vassdragsanlegg (datert 18.12.2000). I de tilfeller det ikke er overensstemmelse mellom ny forskrift og retningslinjer til tidligere forskrift, er det ny forskrift som gjelder.

Innhold

1	Generelt	3
2	Dimensjonering.....	3
2.1	Lastkombinasjoner og lastkoeffisienter	4
2.2	Spesielle lastforutsetninger	5
2.2.1	Innvendig poretrykk og drenasje	5
2.2.2	Poretrykk for terskler som forankres mot oppdrift	6
2.2.3	Istrykk mot plater	7
2.3	Bruddgrensetilstand	8
2.4	Ulykkesgrensetilstand.....	8
2.5	Brukgrensetilstand	8
2.6	Krav til statisk likevekt.....	9
2.6.1	Sikkerhet mot velting	9
2.6.2	Sikkerhet mot glidning	11
2.6.3	Dimensjonering av bolter og spennstag	14
3	Konstruksjonsmessige krav og materialkrav	15
3.1	Generelt	15
3.2	Gravitasjonsdammer	15
3.3	Platedammer	15
3.4	Hvelvdammer	16
3.5	Fjellbolter	17
3.6	Oppspente stag.....	17
3.7	Fundamentering.....	18
3.8	Bevegelsesfuger og støpeskjøter.....	19
3.9	Fribord	20
3.10	Spesielle krav.....	20
3.11	Materialfasthet og materialkoeffisienter.....	20
3.12	Betong.....	21
3.13	Armering.....	24
	Vedlegg.....	25
	Referanser	28

1 Generelt

Betongdammer og andre betongkonstruksjoner skal dimensjoneres og utføres i overensstemmelse med anerkjente prinsipper og metoder. Ved referanser til andre lands erfaringer skal hensynet til norske tilslagsmaterialer og klimabelastninger vies spesiell oppmerksomhet.

Det henvises til norske standarder, spesielt NS 3473, NS EN 206-1, NS 3465 og NS 3420, og fremtidige endringer og erstatninger til disse gjennom nasjonale og europeiske standarder. Bestemmelsene i standardene legges til grunn for dimensjonering, utførelse og kontroll i den utstrekning det ikke er gitt andre bestemmelser i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg, underliggende forskrifter og tilhørende retningslinjer.

Betongdammer deles inn i tre hovedtyper, gravitasjonsdammer, platedammer og hvelvdammer.

Med gravitasjonsdam forstås en dam konstruert av betong og/eller mur som er avhengig av egen vekt for å være stabil mot velting og glidning.

Med platedam forstås en dam konstruert med en oppstrøms skråplate støttet av pilarer som er avhengig av vertikalt vanntrykk mot plata for å være stabil mot velting og glidning.

Med hvelvdam forstås en dam konstruert av betong/og eller mur som ved bueform i horisontalplanet (og i vertikalplanet ved dobbel krum) overfører vann- og islaster til vederlagene for å være stabil.

For dammer i konsekvensklasse 2 og 3 er kontrollklasse for utførelse *utvidet kontroll* som angitt i norsk standarder. For klasse 1 dammer kreves *normal kontroll*. For dammer i klasse 3 med spesielt store konsekvenser kan det være aktuelt å gi *egen spesifisering* av kontrollen.

2 Dimensjonering

Statiske og dynamiske beregninger kan baseres på lineær eller ikke-lineær teori, eller på plastisitetsteori.

Ved lineær teori kan elastisk stivhet regnes på grunnlag av uoppsprukket eller oppsprukket tverrsnitt. Når det i bruksgrensetilstand regnes med oppsprukket tverrsnitt, skal det påvises at rissvidder ikke overstiger begrensningen gitt i pkt. 2.5. I bruddgrensetilstand kan det regnes med en begrenset omfordeling av krefter og momenter, under forutsetning av at det under dimensjoneringen tas hensyn til alle forhold i forbindelse med en slik omfordeling.

Ikke-lineær teori skal benyttes i de tilfelle hvor ikke-lineære virkninger fra geometri og materialer har innflytelse på konstruksjonens sikkerhet. Beregningene kan da baseres på materialenes spennings-/tøyningsegenskaper, som angitt i NS 3473 pkt. 11.3.

Plastisitetsteori skal kun benyttes i ulykkesgrensetilstand, og det skal påvises at konstruksjonen kan deformeres slik at de forutsatte bruddlinjer kan utvikles.

Generelt gjelder at beregning av kapasitet skal utføres etter norske standarder for betongkonstruksjoner og for kontroll av spenninger i tverrsnitt, f. eks. platen i platedammer og hvelvdammer. Slik kontroll utføres etter grensetilstandsmetoden.

Ved kontroll av velte- og glidestabilitet for gravitasjonsdammer og platedammer skal kontrollene utføres for påførte laster uten korreksjon for lastkoeffisient. Disse kontrollene utføres for to lasttilfeller, dimensjonerende laster og ulykkeslaster med lastkoeffisient $\gamma_L=1,0$.

Generelt skal stabiliteten kontrolleres på alle sannsynlige bruddplan i selve damkroppen, i overgangen mellom dam og fundament og i selve fundamentet.

Ved velte- og glidekontroll kontrolleres mot:

- sikkerhet mot velting ved påvising av resultantens plassering
- sikkerhet mot velting uttrykt som forholdet mellom stabiliserende moment og veltende moment (gjelder platedammer)
- sikkerhet mot glidning uttrykt som forholdet mellom glideplanets kapasitet til å motstå bevegelse og de påførte laster.
- kontroll av spenninger

2.1 Lastkombinasjoner og lastkoeffisienter

Det skal påvises at konstruksjonen motstår laster i henhold til bestemmelsene i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg § 4-1. Dimensjonerende laster bestemmes ved at karakteristisk verdi av laster multipliseres med lastkoeffisienter. Lastene skal kombineres på fysisk ugunstigste måte.

Ved beregning av kapasitet etter norske standarder for betongkonstruksjoner og for kontroll av spenninger i et tverrsnitt gjelder:

- Bruksgrensetilstanden,
 - Alle laster $\gamma_L=1,0$
- Bruddgrensetilstanden
 - Vanntrykk og istrykk, $\gamma_L=1,2$, 1,0 dersom lasten virker stabiliserende
 - Egenlast av dam $\gamma_L=1,2$, 1,0 dersom lasten virker stabiliserende
 - Øvrige laster, som angitt i norske standarder
- Ulykkesgrensetilstanden
 - Vanntrykk og istrykk, $\gamma_L=1,0$
 - Øvrige laster, som angitt i norske standarder

Ved beregning av stabilitet (velting og glidning) etter regler i disse retningslinjer skal konstruksjonen:

- Dimensjoneres for:
 - Alle laster $\gamma_L = 1,0$
- Kontrolleres for (ulykkeslasttilfelle):
 - Alle laster $\gamma_L = 1,0$

For laster og laststørrelser vises til retningslinje for laster og dimensjonering til § 4-1 i forskrift om sikkerhet og tilsyn av vassdragsanlegg.

2.2 Spesielle lastforutsetninger

Dette er spesielle lastforutsetninger som gjelder for betongdammer og er ikke gitt i retningslinje for laster og dimensjonering.

2.2.1 Innvendig poretrykk og drenasje

Det skal tas hensyn til poretrykk i konstruksjonen og mellom dam og fundament som gir konstruksjonen oppdrift.

Gravitasjonsdammer i betong kan utføres med og uten drenasje. Det kan bare regnes med effekt av drenasje i stabilitetsberegningene når denne er utført etter regler omtalt under pkt. 3.7.

Dimensjonerende poretrykk.

Dammer uten drenasje:

- Det skal regnes med fullt oppstrøms poretrykk i alle deler av tverrsnittet der det beregningsmessig ikke er trykkspenninger.
- I partier av dammen med beregnede trykkspenninger regnes oppdriften lineært avtagende gjennom konstruksjonen.

Dammer med drenasje:

- Det skal regnes fullt oppstrøms poretrykk i alle deler av tverrsnittet hvor det beregningsmessig ikke er trykkspenninger.
- Det beregnes et trykk i drenasjeplanet etter formelen:

$$p_{\text{dren.}} = p_2 + k (p_1 - p_2)$$

Hvor:

$p_{\text{dren.}}$ er beregnet poretrykk i drenasjeplanet

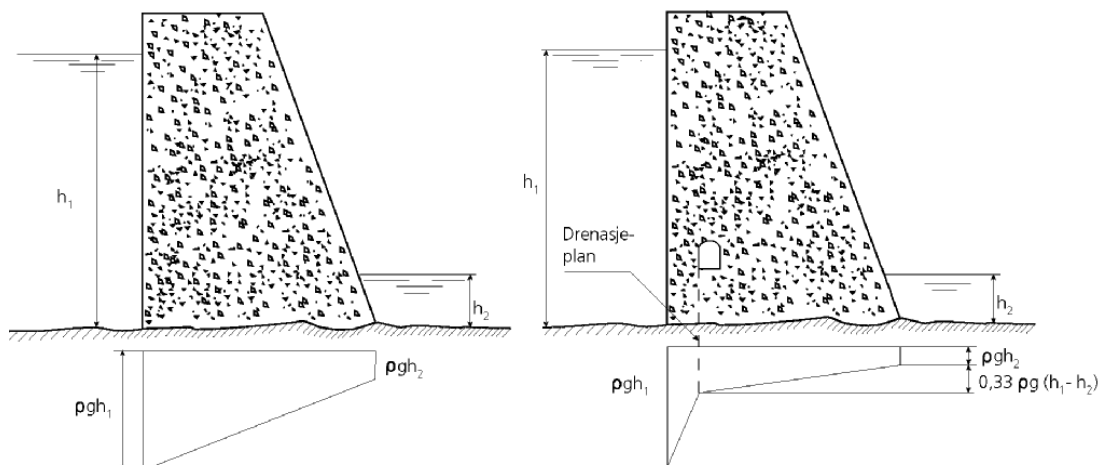
p_1 er oppstrøms vanntrykk ved vanndybde h_1

p_2 er nedstrøms vanntrykk ved vanndybde h_2

k er en faktor satt til 0,33 dersom forsøk eller målinger ikke gir grunnlag for å fastsette en annen verdi.

Poretrykket i drenasjeplanet kan ikke settes lavere enn poretrykket tilsvarende vannstanden i avløpet fra drenasjesystemet i dammen eller største nedstrøms vanntrykk.

- I partier av dammen med beregnede trykkspenninger regnes poretrykket lineært avtagende fra oppstrøms vanntrykk til beregnet trykk i drenasjeplanet og videre lineært avtagende til nedstrøms vanntrykk.



Figur 1 Poretrykk under vanlig gravitasjonsdam med resultanten innenfor kjernetverrsnittet

Poretrykk i ulykkeslasttilfelle:

- Ved kortvarig unormal høy vannstand som for eksempel påregnelig maksimal flomvannstand, skal det regnes med poretrykk tilsvarende den unormal høye vannstand.
- Dammer med drenasje skal kontrolleres for lasttilfelle med poretrykk som for dam uten drenasje

2.2.2 Poretrykk for terskler som forankres mot oppdrift

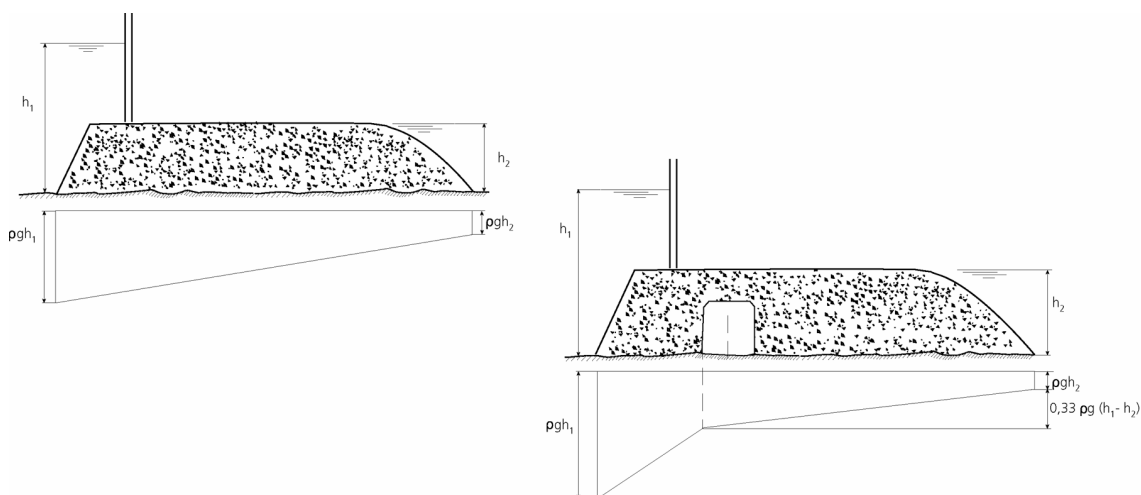
Dette gjelder terskler som er så lave at velting bortfaller som aktuelt kriterium for stabilitet. Disse kontrolleres for poretrykk som gir oppdrift og glidning som de mest aktuelle bruddformer. Under slike konstruksjoner vil det være vanskelig å identifisere en trykksone i konstruksjonens nedstrøms ende, og det tillates derfor å regne lineært avtagende poretrykk gjennom hele konstruksjonen også i områder som ikke er utsatt for trykkspenninger. For terskler som går over i en nedstrøms sikringsstøp på fjell, må det vurderes i hvert enkelt tilfelle hva som er en naturlig avslutning for terskelen.

Når slakke fjellbolter eller oppspente stag benyttes til forankring av slike konstruksjoner antas poretrykket som følger:

Dimensjonerende lasttilfelle:

Uten aktiv drenasje regnes poretrykket lineært avtagende fra oppstrøms til nedstrøms vanntrykk gjennom hele konstruksjonen. For disse konstruksjonene skilles det ikke mellom områder av eventuelle fuger som er i strekk eller trykk. Med aktiv drenasje beregnes poretrykket i drenasjeplanet etter reglene gitt under pkt. 2.2.1 (dammer med drenasje). Poretrykket regnes lineært avtagende fra oppstrøms side til drenasjeplanet og videre lineært

avtagende til nedstrøms vanntrykk. Det skilles ikke mellom områder med strekk henholdsvis trykk.



Figur 2. Terskler som forankres mot poretrykk som gir oppdrift

2.2.3 Istrykk mot plater

Ved kontroll av kapasitet i plater kan det benyttes en forenklet beregning ved at islasten med en istykkelse på 0,5 m fordeles over en beregnet lastfordelingsbredde (b_m) som angitt i tabell:

Statisk system:	Beregnet lastfordelingsbredde:
Plateskjøter i momentnullpunkt	$m_F : b_m = 0,8 \text{ m} + 0,25 \text{ l}$ $m_S : b_m = 0,8 \text{ m} + 0,375 \text{ l}$
Plateskjøter over støtte	$m_F : b_m = 0,8 \text{ m} + 0,625 \text{ l}$

Angriper islasten ved platekant reduseres fordelingsbredden til $b_{m,red.} = b_m/2 + 0,25 \text{ m}$.

m_F og m_S er henholdsvis platefeltmoment og platestøttemoment per meter platebredde l er platebredde

b_m er beregnet lastfordelingsbredde ved henholdsvis største feltmoment og ved opplager (For skjærlast og for andre statiske systemer gjelder andre formler for beregning lastfordelingsbredde. NVE vurderer derfor å utdype pkt. 2.2.3 nærmere i et vedlegg til retningslinjen).

Alternativt vil en full spenningsanalyse etter elementmetoden være aktuell der islasten inngår som en linjelast.

2.3 Bruddgrensetilstand

For påvisning av velte- og glidekapasitet for gravitasjonsdammer vises til pkt. 2.6. Ved beregning av kapasiteten kan det regnes med spennings- og tøyningsegenskaper for betong og armering som angitt i NS 3473 pkt. 11.3.

For bøyningsmoment og normalkraft, skjærkraft og spenningsberegning vises til NS 3473.

Ved beregning av skjærkrefter skal det tas hensyn til at vann kan trenge inn i eventuelle skjærriss og påvirke lastsituasjonen.

Ved støpefuger kan det vanligvis ikke regnes med strekkfasthet normalt på fugeflaten. For den del av fugeflaten hvor det er trykkspenning normalt på flaten kan det regnes med skjærfasthet lik betongens dimensjonerende strekkfasthet under forutsetninger angitt i NS 3473 pkt. 12.7. Spesielt for massivdammer se pkt. 2.6, sikkerhet mot glidning.

2.4 Ulykkesgrensetilstand

Påvisning av kapasitet i ulykkesgrensetilstand skal baseres på beregningsreglene for bruddgrensetilstand, som angitt i foregående pkt. 2.3. Sikkerhetsfaktor ved velting og glidning se pkt. 2.6.

2.5 Bruksgrensetilstand

I armerte konstruksjoner beregnes rissvidder i bruksgrensetilstanden, og de bør ikke overskride 0,3 mm ved spesifisert minimumsoverdekning gitt i NS 3473.

Sikring av armering mot rust kan i spesielle tilfeller kontrolleres ved å påvise at spenningen i armeringen ikke overstiger 180 MPa.

For rent rissfordelende armering kan senteravstanden mellom armeringsstengene være halvparten av konstruksjonsdelens tykkelse, men høyst 200 mm.

Ved bruk av spennarmering bør det ikke forekomme riss. I den del av et tverrsnitt hvor det ligger spennarmering skal det være trykkspenninger i betongen.

Hvor temperatur- eller svinnpåkjenninger er så store at det kan oppstå gjennomgående riss i konstruksjoner utsatt for vanntrykk, bør rissviddene begrenses ved at det benyttes rissfordelende armering.

Det skal tas hensyn til spenninger fra temperatur, kryp, svinn, forskyvninger osv. både i bygge- og bruksfase dersom disse påvirker rissdannelsen. For beregning av kryp- og svinntøyninger henvises til NS 3473 A.9.3.2.

2.6 Krav til statisk likevekt

Det skal påvises at monolittisk sammenhengende konstruksjon eller konstruksjonsdel er i statisk likevekt. Påvisningen foretas for dimensjonerende laster og ulykkeslaster. Det skal tas hensyn til poretrykk i dammen, i fugen fjell/betong og i fundamentet som angitt i pkt. 2.2.

2.6.1 Sikkerhet mot velting

For gravitasjonsdammer hvor strekk i noen del av damtverrsnittet kan føre til oppsprekking og derpå fare for øket poretrykk som gir oppdrift, skal sikkerheten mot velting kontrolleres ved å påvise at resultanten av alle krefter som virker på dammen ligger innenfor nærmere angitte grenser. Der faren for poretrykksøkning ikke er tilfelle, eller liten, (f. eks. platedammer) kan sikkerheten mot velting baseres på at forholdet mellom stabiliserende og veltende moment ikke underskrider nærmere angitte minimumsverdier.

Alle krefter dekomponeres i vertikale og horisontale komponenter for beregning av stabiliserende og veltende momenter. Momentene tas om tverrsnittets nedstrøms kant eller et punkt i konstruksjonen som har den nødvendige kapasitet.

Ved bruk av stag eller bolter skal reglene for beregning og utførelse gitt i pkt. 2.6.3, 3.5 og 3.6 være fulgt.

Velting der riss kan gi økt poretrykk med oppdrift

Dette omfatter i hovedsak alle vanlige gravitasjonsdammer med og uten drenasjesystem. Normalt vil også de fleste pilarer i lukedammer komme inn under denne kategorien selv om drenasjeforholdene i slike dammer kan være gunstigere enn for rene massive damtverrsnitt.

Krav til veltestabilitet:

Dimensjonerende lasttilfelle:

- *Kravet til veltestabilitet er ivaretatt når resultanten ligger innefor tverrsnittets tredjedelspunkter, kjernetverrsnittet.*

Dette oppnås ved egenvekten alene eller ved stabilitetsmedvirkning fra slakke fjellbolter eller spennstag. Ved dimensjoneringen gjelder begrensninger i stabilitetsmedvirkning fra bolter eller stag som angitt nedenfor, referert til damhøyde og konsekvensklasse. Dette gjøres ved en tilleggskontroll der det settes krav til minimum veltestabilitet når en ser bort fra medvirkning fra bolter eller spennstag. Fra dette nivå, gitt ved resultantens plassering fra nedstrøms kant, benyttes bolter eller spennstag for å bringe resultanten innenfor kjernetverrsnittet. Dersom trykkspenningen i betongen overstiger tillatt spenning etter gjeldende dimensjoneringsstandard ved angitt resultantplassering, blir dette begrensende.

Damhøyde H	Klasse 1	Klasse 2	Klasse 3	Stabilitetskontroll u/medvirkning fra bolter eller stag
H over 7 m	s	s	s	$a > B/12$
H mindre enn 7 m		s eller b	s eller b	$a > B/12$ ved DFV (uten is)
H mindre enn 7 m	s eller b			a innenfor damtverrsnitt ved DFV (uten is)

s = tillatt stabilitetsmedvirkning av spennstag

b = tillatt stabilitetsmedvirkning av slakke fjellbolter

a angir resultantens minste avstand fra nedstrøms tverrsnittskant

B = tverrsnittsbredde

Ved ulykkeslasttilfelle:

- Sikkerheten regnes ivaretatt når resultanten ikke ligger nærmere nedstrøms kant enn 1/6 av tverrsnittsbredden. Regnes det med fjellbolter og spennstag skal det først kontrolleres for at resultanten ligger innenfor damtverrsnittet uten medvirkning fra bolter og spennstag.

Det må foretas en spenningskontroll (spesielt når resultanten ligger utenfor kjernetverrsnittet) av at trykkspenningen i betongen ikke overstiger tillatt spenning etter gjeldende dimensjoneringsstandard.

Velting der riss ikke vil gi økt poretrykk med oppdrift

Dette er i hovedsak platedammer hvor pilarene står på nedsiden av dammens tetningsplan, platen.

Sikkerhet mot velting er gitt ved forholdet mellom veltende og stabiliserende moment og uttrykkes gjennom forholdet:

$$S = M_S/M_V$$

der

S = sikkerhetsfaktor

M_S = stabiliserende moment

M_V = veltende moment

Stabiliteten kan antas ivaretatt når følgende oppfylles:

Dimensjonerende lasttilfelle:

- Sikkerhet mot velting antas ivaretatt dersom forholdet mellom stabiliserende og veltende moment ikke er lavere enn 1.4. For damhøyder hvor det er tillatt å regne med

stabilitetsmedvirkning fra slakke fjellbolter og spennstag (se tabell over) skal sikkerheten være minimum 1,1 når en ser bort fra stabilitetsmedvirkning fra disse.

Ulykkeslasttilfelle

- Sikkerhet mot velting antas ivaretatt dersom forholdet mellom stabiliserende og veltendemoment ikke er lavere enn 1.3. For damhøyder hvor det er tillatt å regne med stabilitetsmedvirkning fra slakke fjellbolter og spennstag (se tabell over) skal sikkerheten være minimum 1,1 når en ser bort fra stabilitetsmedvirkning fra disse.

Det må foretas en spenningskontroll av at trykkspenningen i betongen ikke overstiger tillatt spenning etter gjeldende dimensjoneringsstandard.

Lette terskler

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. Disse kontrolleres for poretrykk som gir oppdrift i tillegg til glidning. Denne type terskler kan ikke sikres gjennom egenvekt alene og normalt vil de være festet til fundamentet med fjellbolter eller alternativt spennstag. Om mulig bør slike terskler utføres med et drenasjesystem hvor virkningen er dokumenterbar. Avstanden mellom oppstrøms kant og det punkt luke eller bjelkestengsel treffer terskelen, bør tilsvare minst 10 % av vanntrykket.

For dimensjonerende laster og ulykkeslaster gjelder:

- 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. For fjellbolter og oppspente stag er sikkerheten ivaretatt når det regnes med kapasiteter som beskrevet i pkt. 2.6.3 og utførelse etter pkt. 3.5 og pkt. 3.6.

2.6.2 Sikkerhet mot glidning

Sikkerheten mot glidning kontrolleres ved å påvise at horisontallastene kan overføres fra konstruksjonen til fundamentet.

Kontrollen skal utføres på kritiske glideplan i dammen, i flata mellom dam og fundament og i grunnen.

Ved kontrollen skal det tas hensyn til glideplanets helning.

Sikkerheten mot glidning er gitt ved følgende forhold:

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

S er den totale sikkerhetsfaktor mot skjær/glidning. Denne uttrykker forholdet mellom snittets bruddkapasitet F og summen av horisontalkreftene ($\sum H$) mot dammen over snittet. For et tilfeldig plan som avviker fra horisontalplanet med en vinkel α som vist i fig. 3 blir F gitt ved formelen:

$$F = \frac{cA}{\cos \alpha (1 - \operatorname{tg} \varphi \cdot \operatorname{tg} \alpha)} + (N - U) \operatorname{tg} (\varphi + \alpha)$$

ved $\alpha = 0$ (horisontalt glideplan) reduseres formelen for sikkerhetsfaktoren S til:

$$S = \frac{cA + \sum V \cdot \operatorname{tg} \varphi}{\sum H}$$

der:

S = sikkerhetsfaktor

φ = friksjonsvinkel

$\operatorname{tg} \varphi$ = friksjonskoeffisient

α = glideplanets helning med horisontalplanet

c = kohesjon

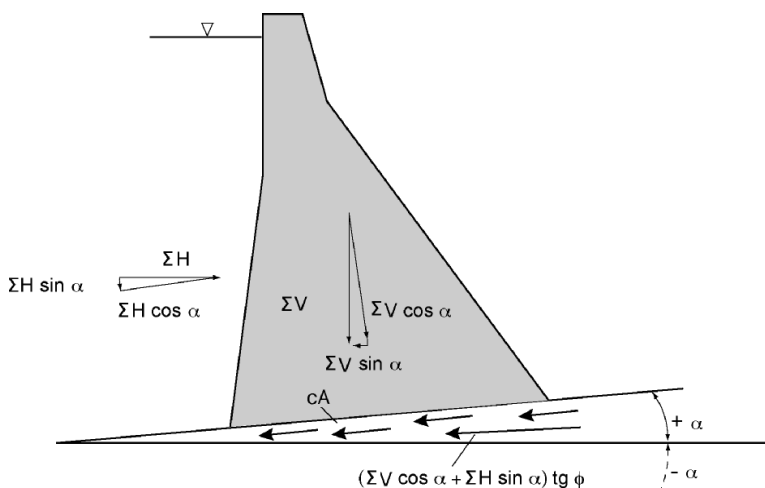
A = arealet som gir trykk i kontaktflaten

U = poretrykk som gir oppdrift

N = normalkraft på glideplanet

$\sum V = N - U$

$\sum H$ = resultanten av horisontalkrefter i glideplanet



Figur 3 Viser glidemotstand på et glideplan med vinkel α i forhold til horisontalen

Bidrag fra kohesjon mellom dam og undergrunn skal ikke tas med i beregningen av den totale motstand mot glidning uten at slikt bidrag er bekreftet ved forsøk.

For glideplan i betongtverrsnitt med dårlig preparert støpeskjøt (sementslam, fuktgjennomgang) skal det normalt ikke regnes med kohesjonsbidrag fra betongen.

For preparerte støpeskjøter i henhold til pkt. 3.8 og uten gjennomgående sprekkeplan i betongen, kan det regnes med et maksimum kohesjonsbidrag på $0,085 \cdot \sqrt{f_{cd}}$ uten bekreftelse ved forsøk, der f_{cd} er dimensjonerende trykkfasthet av betongen.

Sikkerhetsfaktoren S i formelen skal være minimum 1,4 for lasttilfellet med dimensjonerende laster der riss ikke vil gi økt poretrykk med oppdrift (for eksempel platedammer) når det ikke regnes med kohesjon. For dammer der riss kan gi økt poretrykk med oppdrift (i hovedsak alle vanlige gravitasjonsdammer) skal S i formelen være minimum 1,5 for lasttilfellet med dimensjonerende laster når det ikke regnes med kohesjon.

For ulykkeslasttilfelle skal S være minimum 1,1 når det ikke regnes med kohesjon.

Regnes det med kohesjon skal sikkerhetsfaktoren i formelen over være 3 for dimensjonerende laster og 2 for ulykkeslasttilfelle. Ved kohesjonsverdier som er bekreftet ved forsøk kan sikkerhetsfaktoren settes til 2,5 og 1,5 for henholdsvis lasttilfellet med dimensjonerende laster og ulykkeslasttilfelle.

Det skal benyttes en høyere sikkerhet ved kontroll av glidning i fjellfundamentet. Sikkerhetsfaktoren vurderes av ingeniørgeolog på grunnlag av lokale forhold og av omfanget av undersøkelsen som er valgt.

Dersom friksjonsvinkler ikke er dokumentert ved prøver, skal det maksimum brukes følgende verdier:

- 50° for harde bergarter, ru flate og gunstig skifrihet i overgang berg/betong
- 45° for harde bergarter, liten ruhet med tydelig skifrihet og løse bergarter uten skifrihet

- 40° for løse bergarter med tydelig skifrihet
- 45° for glideplan i betong

Angitte friksjonsvinkler reflekterer verdier for skjærplan som ikke har hatt relative forskyvninger.

Når det gjelder krav til bæredyktighet og tetthet av fundament henvises til punktene 3.6 og 3.7.

2.6.3 Dimensjonering av bolter og spennstag

Konstruksjonsdeler av dammer som ikke kan gjøres stabile bare ved hjelp av egenlast kan forankres enten ved bruk av slakke fjellbolter eller ved bruk av oppspente fjellankere, spennstag. Slakke fjellbolter og spennstag kan normalt ikke regnes å virke samtidig i en konstruksjonsdel.

Slakke fjellbolter vil normalt bli benyttet til forankring av lave dammer og terskeler i forbindelse med luker, jf. pkt. 2.2.2 og 2.6.1. Oppspente stag benyttes normalt for å forbedre stabiliteten av eksisterende dammer med høyder over de begrensninger som er gitt for slakke fjellbolter.

Fjellbolter

Fjellbolter som skal inngå som permanent konstruksjonsdel skal tilfredsstille følgende kriterier:

- Ved beregning av bolter skal det ikke legges til grunn større spenninger enn 180 N/mm². Flytegrensen av boltestålet skal minimum være 380 N/mm², tilsvarende KS 40 kvalitet. Ved kontroll av eksisterende dammer med bolter som har lavere flytespenning benyttes en materialfaktor på 2,1 på flytespenningen.
- Ved kontroll av eksisterende dammer hvor tilstanden til boltene og innspenningen av boltene ikke blir dokumentert må det påregnes redusert kapasitet, eventuelt at bidrag fra bolter ikke medregnes, etter en vurdering av alder, type bolter og innfestingsmetode samt damdelens konsekvens ved brudd.
- Benyttes bolter som konstruktivt element skal det minst benyttes 20 mm diameter og senteravstand ikke større enn 1500 mm. Enkelbolter tillates ikke medregnet. Når bolter medregnes skal det minst settes så mange bolter pr. konstruksjonsdel eller seksjon at minst en bolt kan regnes inaktiv.
- Det skal kontrolleres at boltene har tilstrekkelig inngysningslengde og påhengt fjellvekt i henhold til beregningsmetode gitt som vedlegg til denne retningslinje, jf. Vedlegg.

Oppspente stag

Oppspente stag kan benyttes til å forbedre stabiliteten av eksisterende dammer. Medvirkning fra oppspente stag tillates ikke for nye dammer. Hver monolittisk seksjon som stabiliseres permanent med stag skal utstyres med minimum tre uavhengige stag. I konstruksjoner hvor

det enkelte stag har medvirkning for å oppnå stabilitet skal stagene utstyres med forankringshoder som tillater kontroll av spennkraften.

Generelt vil relevante standarders bestemmelser om spennbetong gjelde for dimensjonering, prøving og utførelse.

For oppspente stag eller fjellankere som skal inngå permanent i konstruksjonen, skal stagenes kapasitet i en stabilitetsberegning ikke settes høyere enn 50 % av stagenes bruddkapasitet, eventuelt kapasitet ved ϵ_{02} .

3 Konstruksjonsmessige krav og materialkrav

3.1 Generelt

Valg av damtype og utforming av konstruksjonene skal tilpasses damstedets form og grunnforholdene.

For armerte konstruksjoner gjelder kravene i NS 3473 pkt. 17, 18 og 18.7, med unntak av bestemmelsene om betongoverdekning og minimumsarmering.

For konstruksjoner utsatt for vanntrykk bør armeringen ha en minimumsoverdekning på 50 mm på vannsiden og 40 mm på luftsiden. Minimumsoverdekningen gjelder også for eventuelle monteringsjern. Ved bruk av spennarmering bør minimumsoverdekningen til vegg av kabelkanal ikke være mindre enn 100 mm. Toleransene for hovedarmering og kabelkanaler skal være i henhold til gjeldende standarder.

For minimum rissarmering i armerte konstruksjoner vises til NS 3473 pkt. 18.1. For damkonstruksjoner forlanges det stor grad av begrensning av rissviddene. For beregning av rissvidder vises til NS 3473 pkt. 15.6.

For konstruksjoner utsatt for vanntrykk bør det ikke benyttes tverrsnitt med tykkelse mindre enn 300 mm.

3.2 Gravitasjonsdammer

Gravitasjonsdammer utføres som uarmerte konstruksjoner, dvs. de oppfyller ikke kravet til minimumsarmering etter NS 3473. Dammen utføres i seksjoner, se pkt. 3.8. Ved høye dammer bør det vurderes galleri for inspeksjon, instrumentering og som kan virke som et drenasjeplan.

3.3 Platedammer

Platedammer kan være sårbare for eksplosjonslaster. Nye platedammer tillates normalt ikke bygget i klasse 3. Ved fornyelse av eksisterende platedam i klasse 3, skal det utredes tiltak for å redusere sårbarheten for eksplosjonslaster. For platedammer i klasse 2 vil eventuell

tillatelse til nybygging eller krav til utredning av tiltak ved fornyelse bli vurdert i hvert enkelt tilfelle.

Pilarer i platedammer bør ha en betongtykkelse på minst 300 mm. De skal være avstivet sideveis og dimensjonert for et ensidig trykk som regnes som ulykkeslast og som fastsettes i hvert enkelt tilfelle. Ved overløp må de være beskyttet mot isflak m.v., og mot erosjonsskader.

Oppstrøms plate skal være skrå slik at vertikalt vanntrykk mot plata bidrar vesentlig til stabiliteten, og helningen skal normalt ikke være brattere enn 5 : 4.

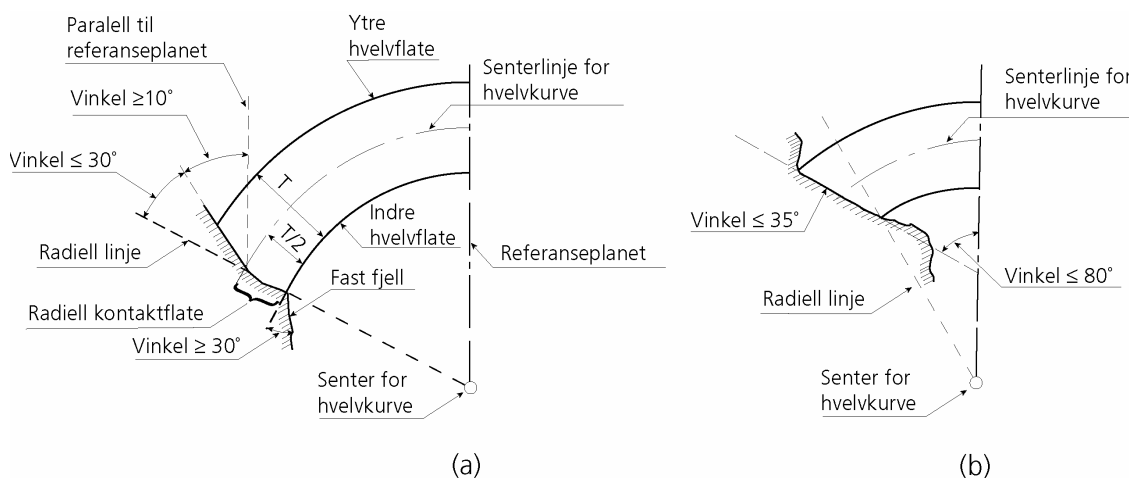
Platedammer utføres normalt med isolasjonsvegg.

3.4 Hvelvdammer

For hvelvdammer bør ikke tykkelsen være mindre enn 800 mm. I spesielle tilfeller for mindre dammer i klasse 1 kan minste tykkelse reduseres til 600 mm.

Åpningsvinkelen for hvelvdammer målt langs damkronen bør ligge i området 90-110° og kraftresultanten fra hvelvet skal være rettet innover i fjellmassivet.

Kontaktflaten mellom fjell og hvelv skal normalt være radiell. Ved avvik fra radiell kontaktflate vises til figur 4.



Figur 4. Hvelvdammer, grenseverdier for avvik fra radiell kontaktflate.

For armerte hvelvdammer skal minimumsarmeringen være:

$$A_s = 0,6 \cdot A_c \cdot f_{tk} / f_{sk}$$

Der:

A_c er tverrsnittsareal av betong.

f_{tk} er betongens karakteristiske nedre strekkfasthet.

f_{sk} er armeringens flytegrense eller dens 0,2 grense.

For hvelvdammer tynnere enn 1 m bør denne armeringen dobles. Armeringen skal legges i begge retninger og kan i hver retning fordeles på hvelvets to sider.

Tynne hvelv utføres normalt med isolasjonsvegg.

3.5 Fjellbolter

Fjellbolter som skal inngå som permanent konstruksjonsdel skal utføres som beskrevet:

Ved dimensjoneringen av boltene og innfestingen skal det kontrolleres for påhengt fjellvekt, heft fjell/mørtel og heft bolt/mørtel. Det vises til vedlegg til retningslinjen når det gjelder dimensjonering av bolter.

Bolthullet skal være rengjort og tømt for vann ved ifylling av mørtel og innsetting av bolter.

- Betongoverdekning i fugen mellom fjell og betong på vannsiden skal være min. 200 mm ved bruk av vanlige kamstålbolter utelukkende for opptak i ulykkeslasttilfelle.
- Betongoverdekning i fugen mellom fjell og betong på vannsiden skal være min. 300 mm ved bruk av vanlige kamstålbolter for opptak av krefter ved alle typer belastninger. Eventuelt benyttes bolter i syrefast utførelse med overdekning 100 mm. Ved kontroll av eksisterende konstruksjoner der den generelle tilstand er god, tillates overdekning ned mot 100 mm når det ved inspeksjon kan godtgjøres tilfredsstillende betong i overdekningssjiktet og i grensesjiktet mot fjell.
- Boltene settes sentrisk i hullet med spesialmørtel tilpasset boltematerialet og grunnforholdene. Det forutsettes at boltene er fullt omstøpt i hele hullets lengde. Leverandørens anvisninger skal følges. Innstøpingen av bolten i hullet bør kontrolleres med ultralyd (boltometer).

Det skal godtgjøres at boltene har tilstrekkelig innfesting i fjell ved prøvetrekking uten at festet svikter. Prøvetrekkingen skal omfatte et representativt utvalg på ca. 10 % og skal trekkes til det dobbelte av tillatt utnyttbar spenning av boltene.

3.6 Oppspente stag

Generelt vil relevante standarders bestemmelser om spennbetong gjelde for prøving og utførelse. Oppspente stag som skal inngå permanent i konstruksjonen skal tilfredsstille følgende krav:

- Det skal anvendes en type stag med dobbel korrosjonsbeskyttelse. Stagene med alt tilbehør skal utgjøre et system som er utprøvd og som leveres og garanteres av en leverandør med erfaring fra tilsvarende arbeider.
- Alle borhull skal vanntapsmåles før stagene settes. Dersom kriteriet til tetthet ikke oppfylles, skal det foretas en injeksjon med ny oppboring og ny vanntapsmåling. Det skal tilstrebes vanntapsmålinger på maksimalt 1 Lugeon.

- Det skal benyttes spesialmørtel tilpasset grunnforholdene. Injeksjonsmasse og utførelse av injeksjonen utføres i henhold til gjeldende standard.
- Utførelsen skal dokumenteres gjennom en utførlig protokoll ført av utførende entreprenør og kontrollør i fellesskap. Protokollen skal minst inneholde opplysninger om følgende:
 - Komplett manual for fabrikasjon og montering av kablene.
 - Spennstål, type og produsent samt kopi av verkssertifikat.
 - Oppgave over boring av hull med angivelse av diameter, helning, lengde i fjell, lengde i betong, eventuelle slepper eller svakhetssoner samt rengjøring av hullet.
 - Oppgave over vanntapsmåling.
 - Injiseringsprotokoll, inklusive resultater av mørtelprøver.
 - Spennprotokoll med oppgave over oppspenningsforløp, spennkraft, manometeravlesning, forlengelse, låsetap etc.

3.7 Fundamentering

Dammens plassering skal bygge på en geologisk kartlegging og vurdering av de ingeniørgeologiske forholdene av fundamentet.

Er det tvil om bæredyktighet og tetthet av fundamentet skal det foretas en enkel stabilitetsvurdering. Resultatet avgjør om det er nødvendig å gå videre med supplerende undersøkelser og stabilitetsberegning. Det skal benyttes anerkjente analysemetoder for beregning av fundamentstabilitet som f.eks. en tredimensjonal analysemetode hvor det forutsettes stive blokker. Dette gjelder spesielt for hvelvdammer.

Der tetthet har betydning for sikkerhet ved oppbygging av poretrykk, erosjon, isdannelse m.m., skal det utføres tetthetsprøver.

Ved nybygging må dammens utforming tilpasses grunnforholdene. Ved revurdering kan det være aktuelt å etterkontrollere tidligere beregninger, eller ved manglende beregninger, å foreta en geologisk kartlegging med beregning dersom det er tvil om stabiliteten.

Dersom det etter utførte ingeniørgeologiske undersøkelser og stabilitetsanalyser er usikkerhet om forhold som påvirker fundamentstabiliteten, skal det utarbeides og gjennomføres et måleprogram for registrering av deformasjoner, poretrykk og lekkasje.

Ved fundamentering på fjell skal fjellpartier som ikke er bæredyktige fjernes eller forsterkes. Oppsprukket dagfjell og annet bomt fjell bør også tas bort, slik at dammen i den utstrekning det er mulig kan fundamenteres på fast og tett fjell. Eventuelle hulrom og sprekker som kan medføre lekkasjer, skal tettes ved injeksjon, i en slik utstrekning at lekkasjene ikke kan skade dammens stabilitet eller medføre uakseptabelt vanntap.

Overheng og skarpe overganger skal fjernes for å unngå uheldige spenningsforhold i konstruksjonene. Fjellets overflate skal om nødvendig bearbeides for å sikre gunstig kraftoverføring mellom betongkonstruksjon og fundament.

Betongdammer skal fortrinnsvis fundamenteres på berg. Når betongdammer unntaksvis fundamenteres på løsmasser skal det føres en tetningsskjerm ned til fjell. Hvis dette ikke er teknisk og økonomisk gjennomførbart, skal det dokumenteres at grunnen vil tåle den gjennomstrømning som vil finne sted. Om nødvendig kan strømningslengden økes ved hjelp av en tetningsskjerm ført ned i grunnen så nær oppstrøms damfot som mulig, og eventuelt ved å legge et dekke av tette masser på terrenget oppstrøms dammen. Grunnen nedstrøms dammen må om nødvendig sikres for å tåle utløpsgradienten.

Benyttes en utforming med drenasje av fundament og dam for å lette oppdriften, bores drenasjehull i fjellfundamentet med utløp i en inspeksjonsgang i damkroppen. Det forutsettes at lekkasjevann fra hvert enkelt drenasjehull er synlig i inspeksjonsgangen og at vannet dreneres frostfritt ut av dammen ved selvfall. Inspeksjonsgangen skal legges slik at den ligger over normal nedstrøms vannstand. Drenasjehullene bores nedstrøms en eventuell tetningsskjerm og ikke nærmere oppstrøms side enn ca. 1 m pluss 5 % av damhøyden.

Drenasjehull bør være hull med minst 100 mm diameter med senteravstand ikke over 3 m, boret minst til en dybde tilsvarende 50 % av vanntrykket.

Når det regnes med redusert poretrykk med oppdrift i snitt i dammen, skal det i dammen være anordnet et drenasjesystem. Dersom stabiliteten i snitt over inspeksjonsgangen er basert på drenasje, må det være drenasjehull også oppover i dammen over inspeksjonsgangen.

Ved fundamentering på løsmasser skal det gjennom valg av damtype og ved konstruktive forholdsregler, sikres at dammen ikke får skader som følge av ujevne setninger.

3.8 Bevegelsesfuger og støpeskjøter

Kontraksjonsfuger skal tillate sammentrekning av betongen. De utføres vanligvis som knasefuger, dvs. uten avstand mellom betongdelene. Kontraksjonsfuger kan være permanente eller midlertidige i byggeperioden. Midlertidige kontraksjonsfuger brukes i konstruksjoner hvor man i ferdig tilstand skal ha en monolittisk virkning. Slike fuger støpes igjen eller injiseres etter at temperaturen i betongen er redusert ned mot den fremtidige middeltemperaturen i konstruksjonen.

Ekspansjonsfuger, også kalt dilatasjonsfuger, skal tillate utvidelse av betongen. De utføres med fugeplate mellom de tilstøtende deler. Fugeplaten må kunne oppta støpetrykket uten vesentlig deformasjon, være sammentrykkbar og elastisk og ikke vannsugende. Ekspansjonsfuger tillater også sammentrekning av betongen, og kan derfor også benyttes som kontraksjonsfuger.

Avstanden mellom gjennomgående kontraksjonsfuger må tilpasses de enkelte damtyper og dammens høyde. Ved plassering av fugene bør det tas hensyn til større sprang i fundamentet. Avstanden bør vanligvis ikke overstige 15 m og 6 m, målt langs damaksen for henholdsvis armerte og uarmerte konstruksjoner. Det er vanligvis ikke nødvendig med kontraksjonsfuger parallelt med damaksen, selv om damtykkelsen er større enn 15 m.

Anbefalte avstander mellom kontraksjonsfuger kan fravikes dersom det ved beregninger eller forsøk påvises at aktuell materialsammensetning og byggemetode ikke gir tøyninger som forårsaker oppsprekking mellom fugene.

Ekspansjonsfuger og permanente kontraksjonsfuger skal være tette mot vanntrykk og skal utføres med innstøpte tetningsbånd. Båndbredden må stå i forhold til vanntrykket, betongdimensjonene og til betongens største steinstørrelse. Båndet må dessuten kunne oppta vanntrykket i fugeåpningen og tåle fugens bevegelser. Montering av båndet skal utføres slik at det ikke deformeres eller kommer ut av stilling under støpingen. Skjøting av båndet skal utføres etter leverandørens anvisninger, men bør unngås ved store vanntrykk.

Tetningsbåndets tilslutning til fjell bør skje i en minst 250 mm dyp utboret spalte, som fylles med ekspanderende mørtel eller med annen like god tetning mot fjell i enden av fugebåndet.

Forsegling med tetningsmasse ytterst i fugeåpningen har liten betydning for fugens funksjon og holdbarhet, og kan derfor som regel sløyfes.

Støpeskjøter behandles spesielt slik at det oppnås god fortanning og heft mellom støpeseksjonene. Flaten skal ha kontinuerlige ujevnheter minst 3 mm dype. Det kan i tillegg nyttes en form for fortanning samt at flaten gis svakt stigning mot nedstrøms side. Før videre støp skal overflaten av gammel betong rengjøres med høytrykkspyling eller sandblåsing. Flaten skal være fuktig og svakt sugende, men ikke våt når videre støp foretas. Dersom betongen har en sammensetning og en konsistens som gjør det vanskelig å oppnå tett utstøpning mot underlaget, skal det legges ut et bindelag med redusert mengde av det groveste tilslaget. Det forutsettes at det foretas prøvestøp med testing av støpeskjøtenes styrke.

3.9 Fribord

Det henvises til bestemmelsene i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg § 4-8 pkt. d.

3.10 Spesielle krav

For å lette tilsyn med dammens luftside bør det, i den utstrekning det med rimelige midler er mulig, treffes forholdsregler mot at det kan danne seg større vanndammer nedstrøms dammen. Eventuelle inspeksjonganger skal være lett tilgjengelige. Når de utføres som lukkede ganger i massive konstruksjoner, skal de ha god ventilasjon. Behov for så rommelige tverrsnitt at det blir plass til å utføre f.eks. injeksjonsarbeider bør vurderes.

3.11 Materialfasthet og materialkoeffisienter

Dimensjonerende materialfasthet bestemmes ved at normverdi for konstruksjonsfasthet divideres med en materialkoeffisient.

For betong og armering benyttes konstruksjonsfasthet som angitt i NS 3473 pkt. 11.1 og 11.2. Det benyttes materialkoeffisienter i samsvar med NS 3473 pkt. 10.4.3. Verdier i parentes skal ikke benyttes.

Forutsetningen for å benytte materialfaktor på 1,25 for armeringen er at stålet er levert med en garantert flytegrense, hvis ikke benyttes materialfaktor 1,4. Ved eldre konstruksjoner hvor det er usikkerhet i hva stålqualiteten er, skal det velges en konservativ verdi. Der sikkerhetsmarginen er liten i forhold til sikkerhetskrav, må det eventuelt tas prøver av stålet for bestemmelse av fasthetsegenskaper.

Ved kontroll i henhold til pkt. 2.3, 2.4 og 2.5 regnes det med konstruksjonsfastheter av betongen som angitt i NS 3473 pkt. 11.1.

Ved påvisning av kapasitet i eksisterende konstruksjoner hvor fastheten ikke er kjent, og hvor kapasiteten er vesentlig for sikkerhetsvurderingen av konstruksjonen, skal denne bestemmes på grunnlag av prøver tatt fra konstruksjonen.

3.12 Betong

Generelt

Krav til betongens egenskaper skal spesifiseres i prosjektbeskrivelsen.

Når det gjelder henvisninger til standardene NS 3473 og NS EN 206-1 vises til pkt. 1.

Fersk betong

Betongens delmaterialer, sammensetning og konsistens skal velges slik at støpelighetsegenskapene sikrer en tett og homogen utstøpning uten at det oppstår separasjon. Krav til støpelighet vil være avhengig av hva som skal støpes og støpemetodikk, og den må spesifiseres i prosjektbeskrivelsen.

Varmeutvikling

Betongen skal settes sammen av delmaterialer på en slik måte at varmeutviklingen blir lav. Det skal tilstrebes en utstøpingsprosedyre som sikrer lavest mulig temperaturstigning i konstruksjonen etter støp. Det skal likeledes sørges for at temperaturgradienten blir lavest mulig.

Trykkfasthet

Betongen skal oppfylle de krav til fasthet som er forutsatt under dimensjoneringen. Det skal fortrinnsvis regnes med standardiserte fasthetsklasser i henhold til NS EN 206-1 og NS 3473.

Prøving og dokumentasjon av betongens trykkfasthet skal utføres etter regler gitt i NS EN 206-1. Betongens fasthetsklasse kan fastlegges ved andre aldre enn 28 døgn (kortere eller

lengre), men relasjonen mellom fasthet ved 28 døgn og aktuell prøvealder må da dokumenteres for den aktuelle betongen.

Hvis betongprøvene ikke tilfredsstiller kravene til prøvefasthet, eller det foreligger tvil om betongkvaliteten i konstruksjonen, skal det utføres tilleggsprøving etter regler gitt i NS EN 206-1. I slike tilfeller skal det foretas en vurdering av sikkerhetsmessige konsekvenser der det bl.a. kan tas hensyn til fasthetsutviklingen etter 28 døgn. Vurderingen skal inneholde en anbefaling av eventuelle tiltak.

Kravet til betongen som skal benyttes i damkonstruksjoner grupperes i 3 klasser :

- Massiv uarmert betong, B 20/m=0,55 , min. bindemiddel 250 kg
- Massive armerte konstruksjoner, B 30/m=0,5, min. bindemiddel 250 kg
- Tynne armerte konstruksjoner, B30- B 35/m=0,45, min. bindemiddel 300 kg

Andre verdier kan benyttes. Det må da redegjøres spesielt for valget av verdier i damkonstruksjonen.

Kravet til masseforhold skal ha prioritet. Kravet til trykkfasthet er antatte minimumsverdier ved angitte masseforhold.

Kravene til masseforhold er tilsiktede middelverdier i henhold til resepten. Ingen enkeltverdier skal avvike fra det som er tilsiktet med mer enn 15 %.

Masseforholdstallet er gitt ved formelen:

$$m = \frac{v}{c + \sum_i k_i \cdot p_i}$$

c: sementens innhold av ren portlandklinker.

v: effektiv vannmengde definert som total vannmengde med unntak av absorbert fukt i tilslaget.

p: mengde av pozzolane materialer eller slagg tilsatt ved betongproduksjonen

k: virkningsfaktor for pozzolane materialer

silikastøv: k=2,00 inntil 10 % av sementen

flyveaske: k=0,40 inntil 30 % av sementen

slag: k=0,60 inntil 50 % av sementen

Frostbestandighet

Betongen skal tilsettes luftinnførende middel for å sikre tilstrekkelig frostbestandighet.

Betongen bør, beregnet på den delen som har tilslag med kornstørrelse mindre enn 4 mm, ha et totalt luftporevolum på 6-8 % målt ved forskalingen like før utstøping.

Luftmåling utføres etter NS EN 12350 –7 og krav til luftinnhold i aktuell fersk betong beregnes ut fra proporsjoneringsdata.

Det kan i spesielle tilfeller forlanges utført frostprøving etter avtalt metode. Slik prøving skal ikke være en del av godkjenningskriteriene, men som kontroll og eventuell justering av krav til luftinnhold i fersk betong.

Alkaliereaktivitet

Delmaterialer og betongsammensetning skal tilfredsstille de kriterier for ikke-reaktiv betong som er gitt i Norsk Betongforenings Publikasjon nr 21, 1996.

Kloridinnhold

Kloridinnholdet i betongen skal ikke overskride grenser gitt i NS EN 206 –1.

Delmaterialene

Sementen skal tilfredsstille kravene i NS EN 206 - 1 og NS 3086. For spesielle konstruksjoner kan det være aktuelt å foreskrive andre sementtyper med spesielle egenskaper.

Valg av sementtype er bl.a. avhengig av konstruksjonstype og dimensjoner, krav til tidlig- og langtidsfasthet, miljøpåkjenning samt temperaturutvikling i herdefasen.

Sement bør ikke ha høyere temperatur enn 40 °C når denne tas i bruk.

Pozzolane materialer

Aktuelle pozzolane materialer i Norge er silikastøv, flyveaske og nedmalt slagg.

Silikastøv skal tilfredsstille kravene i NS 3045. Det skal normalt ikke tilsettes mer silikastøv enn 10 masseprosent av andelen portlandklinker i sementen. I beregning av masseforholdet skal det benyttes virkningsfaktor 2.00 for silikastøv i henhold til regler og materialkombinasjoner som gitt i NS EN 206-1, dersom andre verdier ikke er dokumentert.

Flyveaske skal tilfredsstille kravene i NS-EN 450. Flyveaske inntil 30 masseprosent av andelen portlandklinker i sementen kan tas med i beregning av masseforholdet. Virkningsfaktoren ved beregning av masseforholdet settes lik 0,40 i henhold til regler og materialkombinasjoner som gitt i NS EN 206-1, dersom andre verdier ikke er dokumentert. Flyveaske kan tilsettes i mengder utover 30 masseprosent, men denne delen regnes ikke inn i masseforholdet.

Slagg skal tilfredsstille kravene i NS EN 206-1. Slagg inntil 50 masseprosent av andelen portlandklinker i sementen kan tas med i beregningen av masseforholdet. Virkningsfaktoren ved beregning av masseforholdet settes lik 0,60 i henhold til regler og materialkombinasjoner som gitt i NS EN 206-1, dersom andre verdier ikke er dokumentert.

Tilsetningsstoffer

Tilsetningsstoffene skal være godkjent for bruk i Norge som angitt i NS EN 206-1.

Tilslag

Tilslag skal generelt tilfredsstille kravene i NS EN 206-1.

Tilslaget skal ha jevn kvalitet og det bør være deklart av Kontrollrådet for betongprodukter, klasse P, Deklarasjons- og godkjenningsordning for betongtilslag (DGB).

Tilslag til betong spesifikkasjon B 20/ $m=0,55$ bør tilfredsstille kravene til DGB klasse III.

Tilslag til betong spesifikkasjon B 30/ $m=0,45$ og $m=0,5$ bør tilfredsstille kravene til DGB klasse II. Tilslag til valsebetong, uansett spesifikkasjon, samt til betong i fasthetsklasse B 65 og høyere skal tilfredsstille kravene til DGB klasse I.

I tilslagets totale siktekurve bør alle fraksjoner være representert slik at hulromsprosenten blir lav og vannbehovet blir lavt. Eventuelle krav til siktekurve spesifiseres i prosjektbeskrivelsen.

Tilslagets maksimale kornstørrelse skal velges ut fra armeringstetthet og andre hindringer for utstøpingen.

I armerte konstruksjoner skal største korndiameter ikke være større enn overdekningen minus 5 mm eller fri åpning mellom armeringsjern minus 5 mm. I massive konstruksjoner kan maksimal korndiameter økes inntil 150 mm for betong som ligger mer enn 1,0 m fra overflaten. Betong fra overflaten og 1,0 m innover bør ikke ha maksimal korndiameter over 50 mm.

Blandevann

Blandevann skal tilfredsstille kravene i NS EN 206 -1.

3.13 Armering

Armering skal tilfredsstille kravene i NS 3473 pkt. 7.6.

Spennstål skal tilfredsstille kravene i NS 3473 pkt. 7.7.

Vedlegg

Beregningsmetode for dimensjonering av fjellbolter

Denne veiledningen gjelder vertikale, ikke oppspente strekkbolter av kamstål i fjell. Vanlige boltedimensjoner er 20 mm, 25 mm og 32 mm. I sterkt oppsprukket fjell med mer enn 20 sprekker per lm kan forankring med strekkbolter ikke anbefales.

Ved bruk av fjellbolter skal kapasitet og dimensjonering gjennomføres i henhold til beregningsmetode, dimensjonerende spenninger og medvirkende fjellprisme som gitt nedenfor:

Framgangsmåte ved beregningen:

Først beregnes nødvendig inngysningslengde (L) som bestemmes av heftpåkjenning i grensesjiktene mellom bolt/mørtel og mørtel/fjell og respektive heftkapasiteter. Det grensesjikt som gir størst inngysningslengde velges. Deretter beregnes dybde (D) til inngysningslengdens senter for å sikre nok stabiliserende påhengt last på boltene. Ved beregning av påhengt last på boltene legges til grunn en todimensjonal betraktning, dvs. en konstant geometri vinkelrett papiplanet, se figur nedenfor.

- Mørtelen skal minimum tilfredsstillende B 30. Karakteristisk heftfasthet settes til $f_b = 3,00$ N/mm² for B 30 og 3,50 N/mm² for B 35. Ved dimensjonerende fastheter av mørtelen benyttes koeffisient $\gamma_m = 2,00$. Ved heftstyrke mellom mørtel og fjell benyttes karakteristiske verdier for bergarter som angitt i tabell under. Det benyttes en materialfaktor $\gamma_m = 2,00$ for bestemmelse av dimensjonerende heftstyrke. Ved dimensjoneringen av inngysningslengde legges til grunn en flytespenning på 400 N/mm² (tilsvarende K 400 S). Tillatt utnyttelse av last i boltene er gitt ved en største tillatt spenning på 180 N/mm², se retningslinjen pkt. 2.6.3. Denne er satt så lavt for å begrense strekkøytningen i boltene.
- Nødvendig inngysningslengde kan beregnes etter formelene for henholdsvis grensesnitt bolt/mørtel og mørtel/fjell:

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

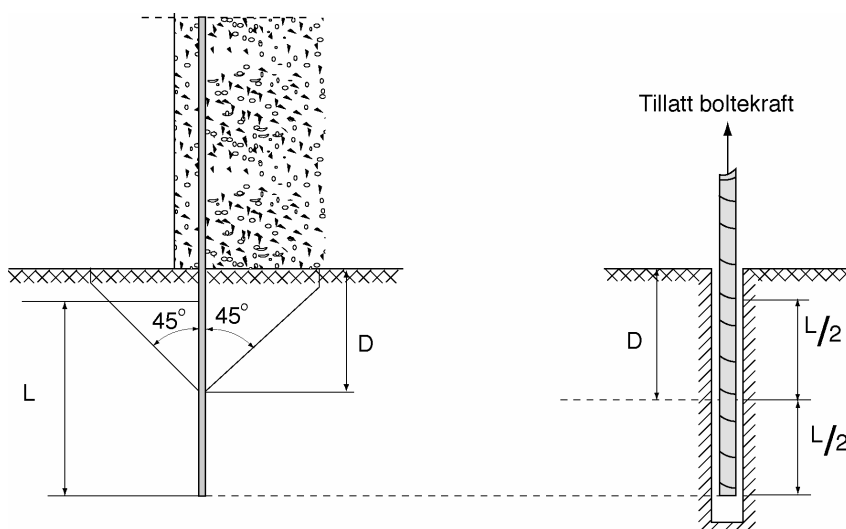
der: d_b = boltediameter
 d_h = borhulldiameter (min. 5 mm klaring til borhullsvegg)
 f_{sk} = stålets flytegrense
 f_{bb} = dimensjonerende heftstyrke mellom stål og mørtel
 f_{bf} = dimensjonerende heftstyrke mellom mørtel og fjell
 L = nødvendig inngysningslengde
 D = beregning av dybde til inngysningslengdens senter

Bergart	Tyngdetetthet (kN/m ³)	Hefstyrke til mørtel (kN/m ²)
Granitt	26	2000
Gabbro	28	2500
Gneis	26	1500
Sandstein	27	1200
Kalkstein	24	2000
Leirskifer	28	500
Kvartsitt	25	2500

Tabell: Viser karakteristiske bruksverdier for tyngdetetthet og heftstyrke for noen av de vanligste bergartene

- Vekt av fjellprisme (se fig. 5) skal minst tilsvare utnyttelsen av boltespenningen (regnet per løpemeter), jf. maksimal utnyttelse til 180 N/mm². Ved beregningen legges til grunn et sammenhengende fjellprisme langs bolterekken, jf. fig. 5. Borhullene skal alltid gyses helt opp til topp hull sjøl om beregningen gir en D til inngysninglengdens senter som er større enn halvparten av beregnet inngysningslengde. Avstanden mellom boltene skal være $< D \cdot \tan 45^\circ$.

Ved bruk av slakke fjellbolter til forankring av svært lave damseksjoner eller terskler må hvert enkelt tilfelle vurderes spesielt. For denne type konstruksjoner vil fjellflatens beskaffenhet under betongkonstruksjonen være av avgjørende betydning. Beregningsmodell for boltedimensjonering ved velting, oppdrift og glidning kan i slike tilfeller tilpasses de lokale forhold.



Figur 5. Bolter i fjell, fjellprisme for beregning av påhengt vekt

En vinkel på 45° i figuren representerer meget godt fjell, spredte horisontale og vertikale sprekkeformasjoner. Ved sterk horisontal sprekkedannelse bør vinkelen reduseres til 30° .

Det må sørges for tilstrekkelig heft og forankring av boltene i konstruksjonen.

Utførelse

Boltene skal plasseres sentrisk i borhullene.

Differansen mellom boltens nominelle diameter og minste borhulldiameter skal være minst 10 mm.

Hullene bør bores min. 150 mm dypere enn prosjektert nødvendig dybde.

Det skal benyttes ekspanderende mørtel med jevnt gradert sand. Konsistensen skal være jevn uten klumper. Ved lave temperaturer i mørtelens herdeperiode, skal mørtelen tilsettes antifrostmiddel.

Dårlig utført installasjon av boltene som for korte borhull, feil borhulldiameter, dårlig reingjort borhull, ugunstig konsistens på mørtelen, ureint stål og ugunstig plassering av borhull gir dårlig innfesting og feil ved forankringen.

Det skal gjennomføres prøvetester på innfestingen, jf. retningslinjen pkt. 3.5. Alternativt kan det benyttes boltometer der betingelsene for et pålitelig måleresultat er til stede. Denne metoden krever trenet personell.

Referanser

Engineering Monograph No. 19
Design Criteria for Concrete Arch and Gravity Dams
United States Department of the Interior
Bureau of Reclamation
U.S. Government Printing Office
Washington 1977

Design of Arch Dams
United States Department of the Interior
Bureau of Reclamation
U.S. Government Printing Office
Denver 1977

Dam Safety Guidelines
Canadian Dam Safety Association
Edmonton, Alberta, Canada
1995

Advanced Dam Engineering for Design, Construction and Rehabilitation
Edited by Robert B. Jansen
Van Nostrand Reinhold
1988

Francisco Rodrigues Andriolo
The Use of Roller Compacted Concrete
Oficina de Textos
Sao Paulo SP Brasil
1998

Roller Compacted Mass Concrete
Reported by ACI Committee 207
ACI Manual of Concrete Practice

NVE, ”Regler og anbefalinger” i forskrifter for dammer av 1981

Statens Vegvesen, Fjellbolter (Vegvesenets håndbokserie nr. 135)

Glidekontroll for betongdammer uten medvirkende fjellbolter

I [forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg](#) (damsikkerhetsforskriften) som trådte i kraft 1.1.2010 er det i § 5-11 krav om at betongdammer ikke skal være ustabile for velting og glidning når bolter og stag ikke medregnes. I NVEs [Retningslinjer for betongdammer](#) fra 2005 er det i kapittel 2.6.1 beskrevet hvordan denne tilleggskontrollen skal utføres med tanke på veltestabilitet, men tilsvarende presisering er dessverre ikke gitt for kontroll av glidestabiliteten. NVE beklager dette, og ønsker med dette å presisere hvordan tilleggskontrollen for glidning uten medvirkning fra fjellbolter skal utføres:

For betongdammer skal det gjennomføres en tilleggskontroll av glidestabiliteten uten medvirkning fra fjellbolter eller stag. Kontrollen skal utføres for vannstand DFV og kravet til sikkerhetsfaktor mot glidning er 1,1 for både plate- og gravitasjonsdammer. For gravitasjonsdammer skal det for øvrig legges til grunn et opptrykksdiagram som harmoniserer med resultantens beliggenhet. Ved stabilitetskontroll av betongdammer med inkluderte fjellbolter kan det både ved velting og gliding regnes med en strekkspenning på 180 MPa for bolter plassert i dammens strekksone.

Betongdammer skal dermed kontrolleres for følgende lastsituasjoner, hvor a er resultantens beliggenhet fra bakre kant av dammen, B er dammens bunnbredde og S er sikkerheten mot velting/gliding:

		Bruddgrense	Ulykkesgrense	DFV u/bolter
Gravitasjons-dam	Velting	$a > B/3$	$a > B/6$	$a > B/12$
	Gliding	$S > 1,5$	$S > 1,1$	$S > 1,1$
Platedam	Velting	$S > 1,4$	$S > 1,3$	$S > 1,1$
	Gliding	$S > 1,4$	$S > 1,1$	$S > 1,1$

Damsikkerhetsforskriften § 5-11 tillater at kravet om tilleggskontroll uten medvirkning fra bolter og stag kan fravikes for lave dammer og terskler. I denne sammenhengen settes grensen for lave dammer/terskler til $H \leq 2$ m.

NVE har tidligere publisert et nyhetsskriv datert 17.4.2012 med [anvisninger for kontroll av glidestabilitet av betongfundamenter for trykkrør](#). Her er det vist en metode med bruk av aktivert boltekraft og skjærtilskudd fra dybler i trykksone. Vi vil presisere at denne betraktningmåten kun gjelder for forankringsklosser.

Vi gjør oppmerksom på at det ved utarbeidelsen av ny *Veileder for betongdammer* vil kunne bli behov for en grundigere gjennomgang av enkelte sider ved dimensjoneringen av dammer. Følgelig kan den nye veilederen komme til å inneholde endringer og presiseringer i forhold til gjeldende retningslinjer og dette notatet.

Kontroll av skjærkapasitet i eksisterende platedammer

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

Formelverket for beregning av skjærkapasitet i plater skiller seg grovt sett på følgende vis i NS 3473 og EC2:

- Betongens skjærkapasitet uten skjærarmering er større i NS 3473 enn EC2. Forskjellene kommer opp mot 30-40 %.
- I NS 3473 legges det inn skjærarmering for differansen mellom opptredende skjærkraft og betongens skjærkapasitet.
- I EC2 skal hele den opptredende skjærkraften tas av skjærarmering dersom betongens skjærkapasitet er overskredet.

De ovenstående forholdene fører til at det blir beregningsmessig behov for mer skjærarmering i mange eksisterende platedammer når disse kontrolleres i hht gjeldende norsk betongstandard, EC2.

NVE vil tillate at skjærkontroll på plater i eksisterende platedammer alternativt utføres etter NS 3473 ved revurderingskontroll av disse.

Det må tydelig presiseres i revurderingsrapporten dersom regelverket i NS3473 benyttes for kontroll av plateskjærkapasiteten. For platedammer i klasse 3 og 4 vil også andre krav, bl a til beredskapsmessig sikring, bestemme nødvendig skjærkapasitet.

Vi gjør oppmerksom på at det ved utarbeidelsen av ny *Veileder for betongdammer* vil kunne bli behov for en grundigere gjennomgang av enkelte sider ved dimensjoneringen av dammer. Følgelig kan den nye veilederen komme til å inneholde endringer og presiseringer i forhold til gjeldende retningslinjer og dette notatet.

Sideveis avstivning av pilarer i platedammer

I NVEs [Retningslinjer for betongdammer](#) fra 2005 er det i kapittel 3.3 beskrevet at pilarer i platedammer bør ha en betongtykkelse på minst 300 mm. Pilarene skal være avstivet sideveis og dimensjonert for et ensidig trykk som regnes som en ulykkeslast og som fastsettes i hvert enkelt tilfelle. Bakgrunnen for denne tilleggskontrollen er å forhindre at platedammer skal få et dominobrudd i pilarene dersom ett eller flere felt i damplata skulle svikte.

Retningslinja beskriver ikke hvordan denne tilleggskontrollen skal utføres. NVE ønsker å beskrive hvordan tilleggskontrollen for beregning av sideveis stabilitet kan foretas:

Last

Kontrollen skal utføres for vannstand DFV i magasinet kombinert med dammens egenlast. Poretrykk under pilaren skal hensyntas dersom strømmingssituasjonen vil vedvare over lang tid. Dette vurderes av fagansvarlig i hvert enkelt tilfelle. Kontrollen skal foretas som en ulykkesgrensekontroll med lastfaktor og materialfaktor; $\gamma_f = \gamma_m = 1,0$. Dynamiske effekter på grunn av strømmende vann kan ses bort fra.

Vannlinjen langs pilarene bør beregnes av kvalifisert fagperson i fagområde V. Vannlinjen gjennom bruddåpningen, langs pilaren kan som en forenkling regnes som en konstant vannstand lik 72,5% av høyden mellom DFV og laveste punkt på pilaren. Det skal imidlertid alltid tas hensyn til vannoppstuvning nedenfra. Modellforsøk med direkte kraftmålinger på pilarene kan med fordel benyttes. Pilaren skal kontrolleres for samtidig virkende last i to retninger; på langs og på tvers av pilaren.

Beregningskontroll

Pilaren skal kontrolleres for tverrsnittskapasitet og for stabilitet. Vanntrykk vil, avhengig av damplatebruddet, kunne oppstå på begge sider av pilaren. Kontroll av stabilitet kan foretas som en kontroll av velting og glidning. Videre kan knekking pga moment og normalkraft samt kontroll av skjær- og/eller gjennomlokkingskapasitet være aktuelle kontroller.

Kravet til sikkerhetsfaktor mot glidning er $S > 1,1$. Ved kontroll av tverrsnittskapasiteter og armering er kravet til sikkerhetsfaktor $S > 1,0$.

For pilarer med fjellbolter kan det regnes med flytespenning i boltene både ved velting og gliding.

Saksbehandling

NVE har tidligere ikke behandlet problemstillingen om sidestabilitet av pilarene i platedammer tilfredsstillende ut fra bestemmelsen i dsf § 5-11 tredje ledd, jf. § 5-1 tredje ledd. For at dette skal bli ivarettatt fremover, vil vi påse at platedammer i konsekvensklasse 1 og 2 blir kontrollert for sideveis stabilitet av pilarene senest ved førstkommende revurdering.

Platedammer i konsekvensklasse 3 og 4 skal både sikres beredskapsmessig og for sideveis stabilitet av pilarene. Nødvendige forsterkninger og tiltak for disse skal være gjennomført innen 2028.

Historisk utvikling og forvaltning av bestemmelser om platedammer

Platedammer er en damtype som er vanlig i Norge, bygget siden før 1920. Internasjonalt er det bygget få slike. Damtypen er sårbar både for eksplosjonslaster, rystelser, bestandighet og knusningsskader.

Det ble i utlandet og i Norge rettet fokus på svakhet ved damtypen under og like etter andre verdenskrig og i Norge helt frem til i dag.

I forarbeidene til lov om forsvarsmessig sikring av kraftforsyningen (1948), i Ot.prp.nr. 11 for loven, fremgår om dammer: «[...] Utføres en dam med pilarer og foranliggende hvelv eller plater av armert betong, må det påses at konstruksjonene utformes slik at en skade på dammen ikke utvikler seg videre ved at vanntrykket, som følge av skaden, virker i en annen retning enn beregnet. Modellforsøk med sprengning av slike dammer har vært gjennomført i andre land og har gitt verdifulle opplysninger.» Denne teksten er hentet fra innlegg på et kurs i oktober 1950 for sivilforsvarsledere ved blant annet kraftstasjoner, som daværende sivilingeniør i Industriverket (senere professor) Ragnar Heggstad holdt.

Heggstad, som i innlegget bl.a. presenterte internasjonal kunnskap og praksis om temaet, sier «[...] Ved platedammer må pilarene være knekksikre mot overbelastning fra trykkstøt ved bølger og avstives innbyrdes mot ensidig sidetrykk. [...]» Heggstad var medlem i Kraftforsyningens sivilforsvarsnemnd (KSFN) fra 1955 og var et av sju medlemmer i komiteen for beredskapsmessig sikring, som fikk utarbeidet «Innstilling om beredskapsmessig sikring av dammer» (1971), presentasjonen av et stort femårig forsknings- og utredningsarbeid om beredskapsmessig sikkerhet av dammer.

Av Innstillingen (1971) fremgår at KSFNs generelle beredskapsmessige krav til norske dammer når det gjelder platedammer, er at det skal være sideveis avstivning av pilarene og at ved «ved betydningsfulle magasiner hvor et dambrudd kan medføre fare for stor flom og store ødeleggelser har nemnda ikke godkjent bruk av platedammer». Innstillingen omtaler også platedammer som «en uhensiktsmessig damtype hvor det stilles beredskapsmessige krav» og «når det gjelder pilarenes avstivning må spesiell oppmerksomhet vies overgangen pilar - avstivning.»

KSFN sine retningslinjer for tekniske sikringstiltak for dammer, senere retningslinjer for sikring av kraftforsyningen (RSK), ble utviklet i perioden 1976-1984. RSK inkluderte klassifisering av dammer i fire klasser ut fra bruddkonsekvenser, her fremgikk at platedammer kunne anvendes i hovedsak kun i laveste klasse eller med dispensasjon for lavere dammer/oppdemninger. I medhold av energiloven (1990) ble RSK revidert i perioden 1991-1992 og gjort gjeldende fra 1993. Her var klassifiseringen endret til 3 klasser og platedammer kun tillatt i laveste klasse. Dette ble videreført i NVEs Sikkerhetskånbok for vassdragsanlegg Retningslinje nr. 4 Beredskapsmessig sikring av dammer mv. (1994), da damtilsynet overtok forvaltningen av de beredskapsmessige kravene til dammer.

Forskrifter for dammer (1980), hjemlet i vassdragsloven og vedtatt ved kgl.res., inneholder Del I benevnt Forskrifter og Del II benevnt «Regler og anbefalinger». «Begge deler er å betrakte som rettslig bindende forskrifter i forvaltningslovens forstand» ifølge innledningen. Av Del II kapittel 10.3.5 *Spesielle krav* fremgår: «Pilarer i platedammer bør ha en betongtykkelse på minst 300 mm. De skal være avstivet sideveis, og dimensjonert for et ensidig trykk som regnes som ulykkeslast og som fastsettes i hvert enkelt tilfelle. Ved overløp må de være beskyttet mot isflak mv. og mot erosjonsskader.» Forskrifter for dammer ble utarbeidet før konsekvensklassifisering av dammer ble innført og bestemmelsen i ovennevnte kapittel 10.3.5. om pilaravstivning var derfor uavhengig av konsekvensklasse.

Fra 1994 ble klassifisering av dammer innført, klassifiseringen ble senere hjemlet i Forskrifter for klassifisering av vassdragsanlegg (2000) som igjen var hjemlet i forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg (2000). Denne forskriften var også hjemmel for en rekke retningslinjer, bl.a. Retningslinjer for betongdammer (2005). I kapittel 3.3 i denne retningslinjen finner vi igjen teksten i

forskrifter for dammer Del II kapittel 10.3.5 *Spesielle krav* (se ovenfor). Heller ikke her er bestemmelsen om pilarstabilitet relatert til konsekvensklasse.¹

Regelverket forutsetter altså at pilarene i platedammer, uavhengig av konsekvensklasse, skal være sideveis stabile. Alle platedammer i konsekvensklasse 3 og 4 er i ferd med å bli forsterket eller bygget om til annen damtype med frist utgangen av 2028, og sideveis stabilitet skal da ivaretas. For alle andre platedammer (klasse 1 og 2) skal pilarene også være sideveis stabile. Dersom revurdering viser at kravet om sideveis stabilitet ikke er ivaretatt, må tiltak gjennomføres snarest etter revurdering.

¹ Arbeidet med forskrifter for dammer foregikk de siste årene på 1970-tallet, samtidig med starten på utarbeidelsen av retningslinjer for sikring av kraftforsyningen, initiert bl.a. av Innstillingen (1971). Forskrift om sikkerhet og tilsyn med vassdragsanlegg (2000) med tilhørende retningslinjer ble utformet fra midten av 1990-tallet og utover. Innstillingen og alt dette regelverksarbeidet var de beste fagfolk i Norge innen damsikkerhet involvert i. Representanter for kraftbransjen/dameierne deltok aktivt i arbeidet med utforming av regelverkene.