

Energi Norge

Probabilistiske analyser av betongdammer - Fase 3

Damsikkerhet i et helhetlig perspektiv

Evaluering av eksisterende betong- og murdammer

Prosjekt:	Damsikkerhet i et helhetlig perspektiv
Delprosjekt:	Evaluering av eksisterende betong- og murdammer
Oppdragsgiver:	Energi Norge
Oppdragsgivers kontaktperson:	Kristen Rockland Aarethun
Rådgiver:	Dr. Techn. Olav Olsen, Norconsult AS
Oppdragsleder:	Thomas Konow, Tor Kristian Sandaker
Andre nøkkelpersoner:	Johannes Osorio Mydland, Hanna Eklund

Versjon	Dato	Beskrivelse	Utarbeidet	Fagkontrollert	Godkjent
02	01.02.2021	Endelig rapport	J. O. Mydland H. Eklund	T. Konow T. K. Sandaker	T. Konow T. K. Sandaker
01	29.01.2021	Utkast til rapport, mangler fullstendig fagkontroll	J. O. Mydland H. Eklund	T. Konow T. K. Sandaker	T. Konow T. K. Sandaker

Sammendrag

Rapporten er utarbeidet som en del av Energi Norge sitt prosjekt *Damsikkerhet i et helhetlig perspektiv (DSHP)*, og inngår som et delprosjekt *Evaluering av eksisterende betong- og murdammer*. Rapporten er utarbeidet i samarbeid mellom Dr. techn. Olav Olsen og Norconsult.

Formålet med dette dokumentet er å evaluere foreløpig praksis for konstruksjonspålitelighet av betongdammer og komme med anbefalinger til fremtidig arbeid. Målet er på sikt å etablere en veileder for å dokumentere stabilitet av dammer ved hjelp av probabilistiske metoder.

I denne tredje fasen av prosjektet er tidligere faser gjennomgått, diskutert og sett nærmere på hvilke stokastiske variabler som er relevante for pålitelighetsanalyse. Det er også gjort et forsøk på å definere sannsynlighetsfordelinger for de stokastiske variablene som benyttes i analysene. Arbeidet i denne fasen viser at flere av variablene er utfordrende å definere pga. manglende kunnskap og begrenset muligheter for testing, noe som gir manglende statistisk grunnlag. Det er har blitt viet ekstra fokus på å bestemme vannstander, islast, friksjonskapasitet og lastkombinering. Det er også oppdaget gjennom arbeidet at modellusikkerheten er et gjengående problem for dammer. Denne effekten har hittil blitt neglisjert.

Det er utført en oppdatering av beregningene for Dam Viervatn basert på vurderingene som har blitt gjort av de stokastiske variablene. Resultatene viser totalt en høyere bruddsannsynlighet ved introduksjon av nye sannsynlighetsfordelinger og grensetilstand. Den økte bruddsannsynligheten kommer av at en annerledes betraktning av friksjonskapasiteten som gir en lavere gjennomsnittsverdi enn tidligere benyttet.

Bakgrunn for pålitelighetsindeks og kalibrering av designverdier for β_{Target} er drøftet i denne rapporten. Her presenteres utfordringer, synspunkter og muligheter ved bruk av pålitelighetsindeks som en alternativ metode for vurdering av pålitelighet av damkonstruksjoner.

Innhold

1	Innledning	5
2	Referanser	6
3	Stokastiske variabler	9
3.1	Videreførte variabler	9
3.2	Øvrig geometri	9
3.3	E-modul	9
3.4	Modellusikkerhet	9
4	Sannsynlighetsfordelinger	10
4.1	Vannstand	10
4.2	Friksjonsvinkel	18
4.3	Fundamenthelning	22
4.4	Istrykk	23
4.5	Fjellboltene flytespenning	25
4.6	Kohesjon	28
4.7	Betongens massetetthet	28
4.8	Geometri – Damhøyde og kronebredde	28
5	β-kalibrering	30
6	Oppdatering av analyseresultater	33
6.1	Grensetilstand for glidning	33
6.2	Stokastiske variabler	34
6.3	Resultater	41
7	Videre arbeid	44

1 Innledning

Dr. Techn. Olav Olsen og Norconsult AS er engasjert av Energi Norge for bidrag inn i forskningsprosjektet «Damsikkerhet i et helhetlig perspektiv», delprosjekt «Evaluering av eksisterende betong- og murdammer». I denne rapporten videreføres arbeidet med probabilistiske analyser av eksisterende betongdammer. Dette dokumentet omhandler tredje fase av prosjektet.

Det henvises til følgende DSHP rapporter fra tidligere faser:

- Evaluering av eksisterende betong- og murdammer, Rapport 1, 2 og 3 (2017)
- Probabilistisk analyse av dammer – Erfaringer og anbefalinger (2019) [1]
- Probabilistic analyses of dams – Experience and recommendations - Phase II (2020) [2]

Formålet med dette prosjektet er å evaluere foreløpig praksis for konstruksjonspålitelighet av betongdammer og komme med anbefalinger til fremtidig arbeid. Målet er på sikt å etablere en veileder for å dokumentere stabilitet av dammer ved hjelp av probabilistiske metoder.

I denne fasen av prosjektet konsolideres den kunnskapen som er opparbeidet tidligere. Norconsult og Dr.techn. Olav Olsen har samarbeidet mot en felles «Best practice» med anbefalinger for probabilistiske analyser. Det settes søkelys på valg og dokumentasjon av parametere for probabilistiske beregninger samt valg av beregningsmodeller. Arbeidet har vært oppdelt i følgende tre aktiviteter:

1. Stokastiske variabler
Gjennomgang av tidligere beregninger med vurdering av ulike variablers relevans. Her har variabler av mindre betydning for analysene blitt ekskludert.
2. Sannsynlighetsfordeling
Dypere gjennomgang av hvilke sannsynlighetsfordelinger som bør benyttes for ulike variablene. De valgte sannsynlighetsfordelingene er basert på litteratur samt resultater fra tilgjengelige testmetoder utført under befarung.
3. Kalibrering av pålitelighetsindeks

Arbeidet med å gjennomføre flere probabilistiske beregninger på dammer som tilfredsstillers dagens deterministiske regelverk for å etablere akseptverdier for pålitelighet målt med pålitelighetsindeks β eller bruddsannsynlighet p_f gjenstår.

2 Referanser

- [1] Energi Norge, «Probabilistisk analyse av dammer - Erfaringer og anbefalinger,» Energi Norge, 2019.
- [2] Energi Norge, «Probabilistic analyses of dams - Experience and recommendations - Phase II,» Energi Norge, 2020.
- [3] H. O. Madsen, «Omission sensitivity factors,» Elsevier Science Publishers, 1987.
- [4] K. G. M. P. Hendrik Schluene, «Safety formats for non-linear analysis of concrete structures,» ICE publishing, 2012.
- [5] M. Rengel, «Beurteilung der Zuverlässigkeit von Talsperren,» ETH, 2009.
- [6] Joint Committee on Structural Safety, "JCSS Probabilistic Mode Code," JCSS, 2015.
- [7] M. W. Wilde and F. Johansson, "Probabilistic model code for concrete dams," Energiforsk, Stockholm, 2016.
- [8] Norges vassdrags- og energidirektorat, «Retningslinjer for flomberegninger,» Norges vassdrags- og energidirektorat, Oslo, 2011.
- [9] Olje- og energidepartementet, «Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (damsikkerhetsforskriften),» Olje- og energidepartementet, Norge, 2009.
- [10] Norges vassdrags- og energidirektorat, «Veileder for flomberegninger i små uregulerte felt,» Norges vassdrags- og energidirektorat, 2015.
- [11] Norsk Klimaservicesenter, «Nedbør over ett eller flere døgn,» [Internett]. Available: https://klimaservicesenter.no/faces/desktop/article.xhtml?uri=klimaservicesenteret/dimensjonerende-nedbor/nedbor-over-ett-eller-flere-dogn&org.apache.catalina.filters.CSRF_NONCE=95C9C3716239221E508183AE470A0192. [Funnet 28 01 2021].
- [12] Norges vassdrags- og energidirektorat, «Retningslinjer for flomberegninger,» Norges vassdrags- og energidirektorat, 2011.
- [13] Standard Norge, «NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016,» 2016.
- [14] J. Kohler, «Combination of variable loads,» NTNU, 2019.
- [15] Energiforsk, «Sannlikhetsbaserad bedömmning av betongdammars stabilitet,» 2016.
- [16] SINTEF, «Prosjekt damsikkerhet - Rapport nr. 4,» 1992.
- [17] Norges vassdrags- og energidirektorat, «Retningslinjer for betongdammer, utgave 2,» Norges vassdrags- og energidirektorat, 2005.

- [18] D. Bista, A. Seger, B. Arntsen, G. Sas and C. Popescu, "Stable Dams: Capacity and Resistance," Norut - Northern Research Institute, Narvik, 2020.
- [19] N. Barton, "The shear strength of rock and rock joints," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, vol. 13, no. 9, pp. 255-279, 1976.
- [20] N. Barton, S. C. Bandis and K. Bakhtar, "Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints," *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, vol. 22, no. 3, pp. 121-140, 1985.
- [21] F. D. Patton, "Multiple Modes of Shear Failure In Rock," in *1st ISRM Congress, 25 September-1 October*, Lisbon, Portugal, 1966.
- [22] G. Grøneng and B. Nilsen, "Procedure for determining input parameters for Barton-Bandis joint shear strength formulation.," Institutt for geologi og bergteknikk, NTNU, Trondheim, 2009.
- [23] N. Barton and S. C. Bandis, "Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice," in *Rock Joints*, Balkema, 1990.
- [24] Norges vassdrags- og energidirektorat, «Retningslinje for laster og dimensjonering,» Norges vassdrags- og energidirektorat, 2003.
- [25] T. Carstens, «Working Group on Ice Forces on Structures: A state-of-the-art-report,» Cold Regions Research and Engineering Laboratory, Hanover, New Hampshire, 1980.
- [26] G. Tsinker, «Marine Structures Engineering: Specialized Applications,» Springer Science & Business Media, 1995.
- [27] L. Lia, «Islast mot dammer,» EBL Kompetanse, Oslo, 2002.
- [28] C. Petrich and B. Arntsen, "An overview of trends and regional distribution of thermal ice loads on dams in Norway," SINTEF Narvik, 2018.
- [29] Dr. techn. Olav Olsen, «Evaluering av eksisterende betong- og murdammer,» EnergiNorge, 2017.
- [30] NORUT, «Stable Dams: Condition Assessment and Inspection,» 2019.
- [31] E. Brown, *Rock engineering design of post-tensioned anchors for dams - A review*, Elsevier, 2014.
- [32] EnergiNorge, «Probabilistic analyses of dams - Experience and recommendations - Phase II».
- [33] C. T.-L. Leif Lia, *Fjellboltar - kor stor kapasitet kan reknast*, 2014.
- [34] C. Thomas-Lepine, *Rock bolts - Improved design and possibilities*, 2012.
- [35] JCSS, *JCSS Probabilistic model code - Part 3: Material properties*, 2000.
- [36] H. Schlune, M. Plos and K. Gylloft, "Safety formats for non-linear analysis of concrete structures," *Magazine of Concrete Research*, vol. 64, no. 7, pp. 563-574, 2012.

- [37] SOFiSTiK AG, RELY Manual, SOFiSTiK, 2016-5.
- [38] J.-A. C. a. M. H. Haig Gulvanessian, «Designers Guide to Eurocode: Basis of Structural Design,» ICE publishing, 2012.
- [39] J. K. & M. Baravalle, «Risk-based decision making and the calibration of structural design codes - prospects and challenges,» Taylor & Francis, 2019.
- [40] D. C.-C. V. F. K. N. Shaomin Wu, «Reliability in the whole cycle of buildings systems,» 2006.
- [41] Norconsult AS, «NO-01 Reliability assessment of stability, Recommendations for existing concrete dams, Dam Viervatn,» Energi Norge, Sandvika, 2020.
- [42] A. T. B. Robert E. Melchers, «Structural reliability analysis and prediction,» 2018.
- [43] JRC, «The role of EN 1990: The key head Eurocode,» European Communities, 2008.

3 Stokastiske variabler

I denne fasen av prosjektet er det ønskelig å sette søkelys på variablene av observert betydning for analyseresultatet fra fase 1 og 2. En gjennomgang av tidligere arbeid og en vurdering av de stokastiske variablene som er blitt benyttet blir derfor gjennomført. De stokastiske variablene rangeres slik at variablene med liten til minimal betydning for endelig resultat nedprioriteres. I tillegg gjøres en vurdering av variabler som kan være av interesse, men som ikke videreføres i denne fasen.

3.1 Videreførte variabler

Det er valgt å dele variablene som videreføres opp i tre fokusgrupper basert på deres relevans og mulighet for videre vurdering av sannsynlighetsfordelinger;

- Gruppe 1: Variabler som bør studeres nøyere. De antas å være vesentlige for resultatene ved bruk av probabilistiske analyser, også for å estimere dammers sikkerhet.
- Gruppe 2: Variabler av stor interesse, men som kan være utfordrende å definere. Dette er variabler der konservative antakelser kan benyttes.
- Gruppe 3: Variabler som relativt enkelt kan defineres og som er relevante for probabilistiske analyser.

Tabell 3-1 Stokastiske variabler som videreføres i det probabilistiske analysene.

Gruppe 1	Gruppe 2	Gruppe 3
Vannstand og poretrykk	Istrykk	Betongtetthet
Friksjonsvinkel	Fjellboltenes flytespenning	Damhøyde
Fundamenthelning	Kohesjon	Kronebredde

3.2 Øvrig geometri

I tidligere analyser har geometriske variabler som f.eks. oppstrøms og nedstrøms helning blitt inkludert i analysene. Disse analysene indikerer lav sensitivitet og mindre usikkerhet rundt variansen til de øvrige geometriske variablene. Ved stor usikkerhet rundt tegningsgrunnlag kan geometriske variabler inkluderes i større grad. Disse velges å tas bort, med bakgrunn i at de har lav betydning for sluttresultatet [3].

3.3 E-modul

Betongens E-modul er kun av betydning dersom grensetilstanden for stabilitet og beregningsmodellen endres slik at brudd er en funksjon av E-modulen. I denne rapporten er ikke dette tilfelle.

3.4 Modellusikkerhet

Begrepet modellusikkerhet er i denne rapporten antatt å være forskjellen mellom teoretisk og reelt målt verdi [4]. For enkelhetens skyld har dette så langt blitt neglisjert. Med dette arbeidet er det oppdaget at modellusikkerheten knyttet til de ulike beregningsmodellene antakeligvis er ganske stor og bør inkluderes i videre analyser [5]. Eksempler på dette er beregningsmodell for flomvannstand, glidning, is-trykk og fjellbolter. Dette er tilfeldige variabler hvor usikkerheten reduseres etter hvert som det gjøres mer målinger og beregningsmodell forbedres. Et annet eksempel er at Finite Element analyser bør være bedre i stand til å estimere den reelle bruddkapasiteten sammenlignet med «rigid body»-analyser, noe som også gir en usikkerhet.

4 Sannsynlighetsfordelinger

Sannsynlighetsfordelinger for de stokastiske variablene som videreføres vurderes og bestemmes i påfølgende avsnitt. Det tas utgangspunkt i fordelinger benyttet i tidligere faser av prosjektet. For disse fordelingene undersøkes forbedringspotensial samt nøyaktighet. Det benyttes en referanseperiode på 1 år.

4.1 Vannstand

Siden hovedformålet med dammer er å magasinere vann anses det som naturlig at denne lasten er veldefinert med tanke på probabilistiske analyser. Det vil si at all usikkerheten som angår vannstand er kvantifisert. Vannstanden vil over tid variere og kan dermed ses på som en miljølaster. Andre faktorer som påvirker vannstanden er regulering av magasin, overløpskapasitet til enhver tid og eventuelle endringer ved drift eller i vassdraget. Last som følge av vanntrykk er heller ikke beskrevet i JCSS [6]. Tidligere faser har benyttet ulike metoder for å bestemme vannstanden noe som har resultert i at resultatene ikke kan sammenlignes direkte med hverandre.

I PMCD [7] er det beskrevet to metoder for å bestemme vannstanden. Den første metoden beskriver en forenklet beregning hvor man skalerer tilsiget ut fra 100 års vannføring. Dette er kombinert med overløpskapasitet for å regne seg frem til en sannsynlighetsfordeling for vannstanden over HRV. Hovedutfordringen med denne metoden er at i Sverige skal dammer kunne ta unna en gitt mengde vann ved HRV mens i Norge er HRV ved terskelen på flomløpet. Metoden anses også for å være en grov forenkling med tanke på modellering av ekstremalverdier siden distribusjonen i utgangspunktet er kjent, og det antas at det vil være relativt store forskjeller på tilsiget for de ulike vassdragene i Norge.

Den andre metoden som er beskrevet i PMCD foreslår at det gjøres en «simuleringsprosedyre» for å evaluere blant annet lukesvikt. Dette er noe som anses som en mer egnet metode, men den er ikke beskrevet i detalj. I denne metoden er det også et forslag hvor man skalerer tilsiget ut fra 100 års vannføring ved HRV.

I de tidligere fasene av dette prosjektet har beregningene tatt utgangspunkt i målt vannstand over tid. Dette anses som en fornuftig tilnærming ettersom dette vil være det beste statistiske grunnlaget ved estimering av flomvannstand for ulike returperioder for den aktuelle dammen. Dette forutsetter at måleserien er lang nok og representativ. Utfordringen er også at vannstanden er avhengig av både overløpskapasitet, størrelsen på vannmagasinet og regulering. Her er regulering både styring av flomluke og tapping. Ideelt sett ville det vært ønskelig å beregne tilsiget, da dette også kan benyttes sammen for å evaluere faren for tilstopping og effekt av lukesvikt.

Mottatte målinger av vannstanden for dammer vurdert i dette prosjektet viser generelt at det er en årlig syklus. Dette er bakgrunnen for at referanseperioden settes til 1 år i beregningene. Siden man betrakter en bruddgrensetilstand er det rimelig å anta at det er de største lastene som vil forårsake et brudd. Det er derfor i klassiske analyser benyttet ekstremverdifordelinger for å bestemme dimensjonerende laster. Dette er helt analogt med flomfrekvensmetoden beskrevet i retningslinjer for flomberegninger for å bestemme Q_{DIM} [8]. Dersom en kan forutsette at flomdempingen er liten, vil ekstremalverdifordelingen til innløpsflommen være lik avløpsflommen. Normalt gjøres det beregninger hvor man definerer overløpskapasiteten (som kan være med tilstopping) og en tilløpsflom som varierer med tida og eventuelt justert for varighet (1-døgnsflom vs. 3-døgnsflom). Dette vil da gi en kulminasjonsverdi for vannstand og en avløpsflom som ikke nødvendigvis er lik tilløpsflommen.

4.1.1 Definisjon fra damsikkerhetsforskriften

Flomberegninger er beskrevet i §5-7 [9] og gir føringer for hvordan analysene skal utføres. I avsnitt 4 er det spesifisert at følgende skal beregnes:

- Dimensjonerende tilløpsflom (Q_{DIM})
- Dimensjonerende avløpsflom
- Dimensjonerende flomvannstand (DFV)
- Påregnelig maksimal tilløpsflom (Q_{PMF})
- Påregnelig maksimal avløpsflom
- Maksimal flomvannstand (MFV, enten fra PMF eller DFV og lukesvikt)

Som en forenkling er det tillatt å regne $Q_{PMF} = 1,5 \cdot Q_{DIM}$ for konsekvensklasse 1 og 2 ved ulykkesgrensetilstand. Dersom aktuelt skal det også gjøres beregninger som følge av tilstopping og manøvreringssvikt av flomluker.

Det er videre beskrevet i avsnitt 5 at dammer i konsekvensklasse 2, 3 og 4 skal gjentaksintervall for dimensjonerende tilløpsflom settes minimum til 1000 år. For dammer i konsekvensklasse 1 kan den settes til 500 år. Det er også gitt føringer for hvor mange luker som skal regnes med funksjonssvikt.

4.1.2 Definisjon fra NVEs retningslinje for flomberegninger

Generelt er det ingen krav til hvilken beregningsmetode som skal benyttes for å estimere flommer. I kapittel 2 [8] er det oppgitt vanlige brukte metoder for flomberegninger:

- Frekvensanalyser av vannføringsdata fra representative målestasjoner (alle feltstørrelser)
- Regional flomfrekvensanalyse (for felt > ca. 20 km²)
- Nedbør-avløpsmodell (flommodell)
- Den rasjonale formel (for små felt < ca. 0,5 km²)

Den første metoden er her den som anses som mest aktuell for probabilistiske analyser. Utfordringen er å skaffe representative måleserier over lang nok tid. Dette er generelt en stor utfordring og er hovedårsaken at nye flomberegninger skal gjøres jevnlig, som følge av bedre (dvs. lengre) måleserier. I prinsippet vil målinger utført ved en dam være mest representativ, gitt at regulering oppstrøms i vassdraget ikke varierer med tiden. Det er en kjent sak at størrelsen på et vassdrag kan ha stor betydning for avrenningen og vil kunne dermed gi avvik ved flom. Dette er til dels beskrevet i retningslinje for flomberegninger [8] og veileder for flomberegninger i små uregulerte felt [10].

Det står i kapittel 5.1 at påregnelig maksimal flom (Q_{PMF}) ikke kan knyttes til gjentaksintervall. Derfor må nedbør-avløpsmetoden benyttes ved beregning av påregnelig maksimal tilløpsflom. Denne metoden baserer seg på påregnelig maksimal nedbør (PMP) under dagens klimaforhold, og tillagt eventuell snøsmelting. Metoden anses for å være noe konservativ og indikerer hva som er det absolutt maksimale avrenningen som kan forekomme i et delfelt eller vassdrag. PMP er noe som MET estimeres på grunnlag av måleserier av nedbør [11].

Retningslinjen gir også anbefalinger om hvordan relevant hydrologisk data skal velges, kontrolleres og beregnes samt klassifisering av usikkerhet av flomberegningene. Denne usikkerheten er subjektivt vurdert og ikke kvantifiserbar i statistisk forstand.

Andre aspekter som er nevnt er sesonginndeling og klimaendringer som vil variere fra sted til sted og som kan påvirke flomberegningene i varierende grad.

Det er dessuten beskrevet i kapittel 8.3 at det kan i mange tilfeller være nyttig å gjøre følsomhetsanalyser. Dette er spesielt anbefalt å gjøre når det er nødvendig å legge til en ekstra sikkerhetsmargin eller for å vurdere klimaendringer. I retningslinjene er det foreslått at en slik analyse kan gjøres ved å skalere tilløpsflommen opp og ned med eksempelvis 10%.

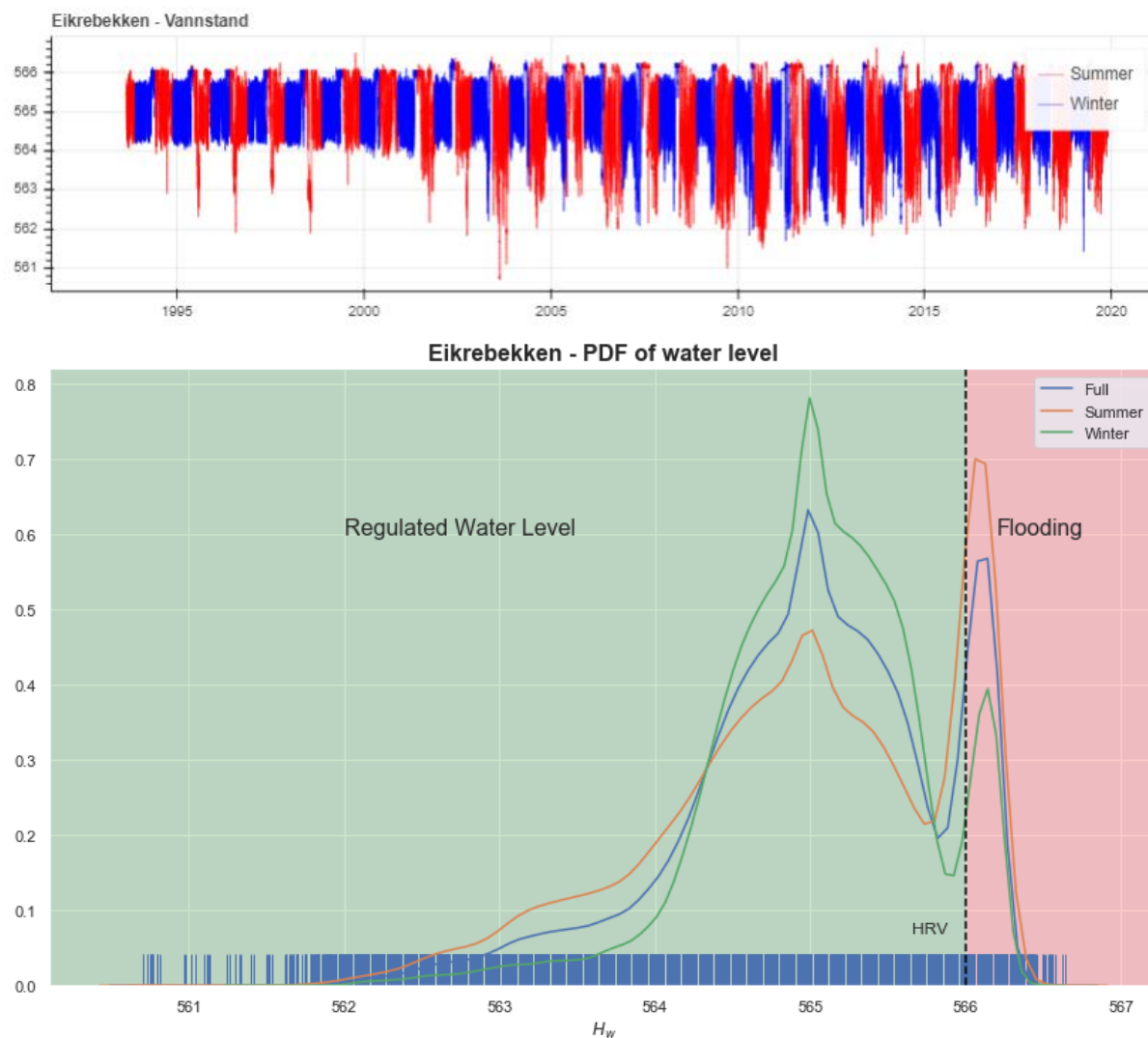
4.1.3 Vurdering

I damsikkerhetsforskriften er det spesifisert at det skal kontrolleres for dimensjonerende og påregnelig maksimal flom. Som følge av den lange returperioden er det svært vanskelig å estimere en verdi for tilløpsflommen basert på tilgjengelig data og ekstremverdiberegninger. Valg av sannsynlighetsfordeling vil sterkt kunne påvirke resultatet og kan medføre en stor usikkerhet med valg av Q_{DIM} . Eksempelvis vil en måleserie på 500 år gi en 63% sjans for at 500 års flommen inntreffer. For 1000 år med målinger vil dette økes til 86% [12]. Siden Q_{PMF} skal være den absolutt maksimale verdien som kan forekomme, kan dette benyttes som en trunkering av sannsynlighetsfordeling som velges ovenfor. Dette skyldes at det er en fysisk begrensning av vassdraget, eller delfeltet. Det antas at trunkeringen i praksis vil ha liten betydning fordi den teoretiske returperioden vil være meget stor.

Stor variasjon i tilløpsflommen vil ikke nødvendigvis medføre store endringer i vannstanden. Dette skyldes at overløpet vil kunne fungere som et filter. Eksempler på dette er sannsynlighetsfordelinger for Eikrebekken og Hensfoss som er elvekraftverk. Begge viser at i normal drift er vannstanden cirka 0,5-1 meter under HRV, se Figur 4-1 og Figur 4-2. Ved en flomsituasjon vil lukene i Eikrebekken åpnes og reguleres slik at vannstanden er nær HRV. For Hensfoss ser man ca. en topp ved kt. 147 som antas å skyldes overtopping av en damseksjonen. Sannsynlighetsfordeling er bestemt ved at hvert målepunkt er en normalfordeling som deretter summeres opp og normaliseres slik at sannsynligheten (arealet under) er lik 1.

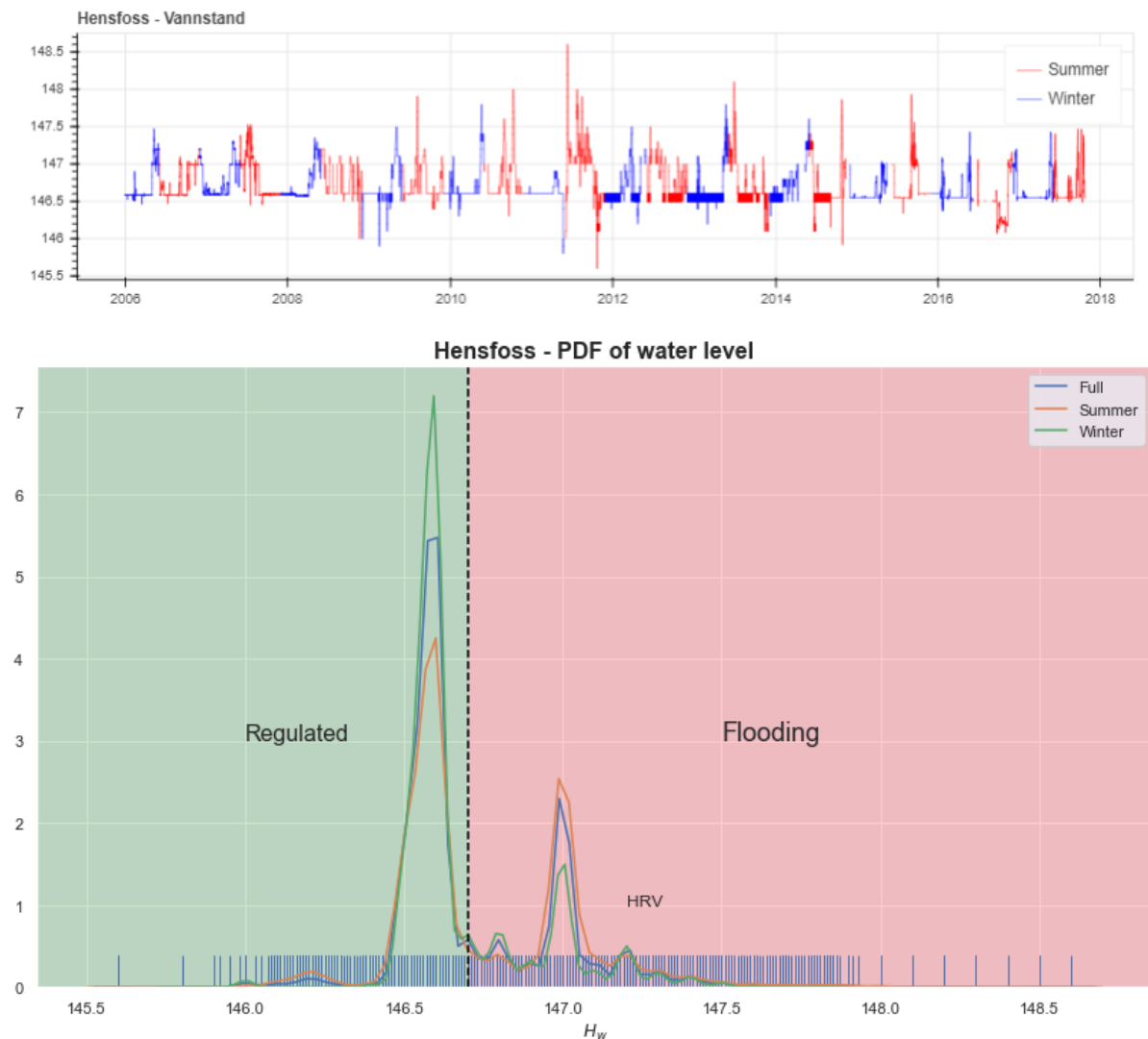
Slik flomberegninger gjøres i dag er den dimensjonerende tilløpsflommen og påregnelig maksimal tilløpsflom en «best guess» av utførende rådgiver. Resultatet vil derfor være sterkt personavhengig og vil også i stor grad være usikker. Ideelt sett burde denne usikkerheten kvantifiseres og oppgis sammen med kulminasjonsverdiene, og helst med en ekstremverdifordeling dersom mulig. Sensitivitetsanalyser vil også være nyttig for å vurdere «filter»-effekten ved flom.

Mottatte måleserier av vannstanden for dammene vurdert i dette prosjektet, viser at det er noe variasjon med sesongene. Grafene i figurene er delt inn i vinter- og sommermånedene. Det er her antatt at vintermånedene består av november, desember, januar, februar, mars, april og mai. For elvekraftverk kan en se at det generelt forekommer mindre flommer i vintermånedene og vice versa.



Figur 4-1 Måleserie av vannstand ved Eikrebekken og sannsynlighetsfordeling for hele måleserien.

Vannstanden ved Viervatn viser seg å være forholdsvis periodisk, se Figur 4-3. Målingene viser at vannstanden er høy om sommeren og lav om vinteren som forventet. Dette betyr at å kombinere HRV sammen med maksimal inntreffende is-trykk er ganske konservativt. Reinoksvatn som er et flerårig magasin viser tilsvarende trend, men er sjeldent nede ved LRV, se Figur 4-4. Som følge av magasinkapasitet er det også lavere sannsynlighet for at HRV overstiges. Samtlige figurer illustrer hvordan størrelsen på magasinet, type kraftverk og regulering av magasinet vil kunne påvirke vannstanden.



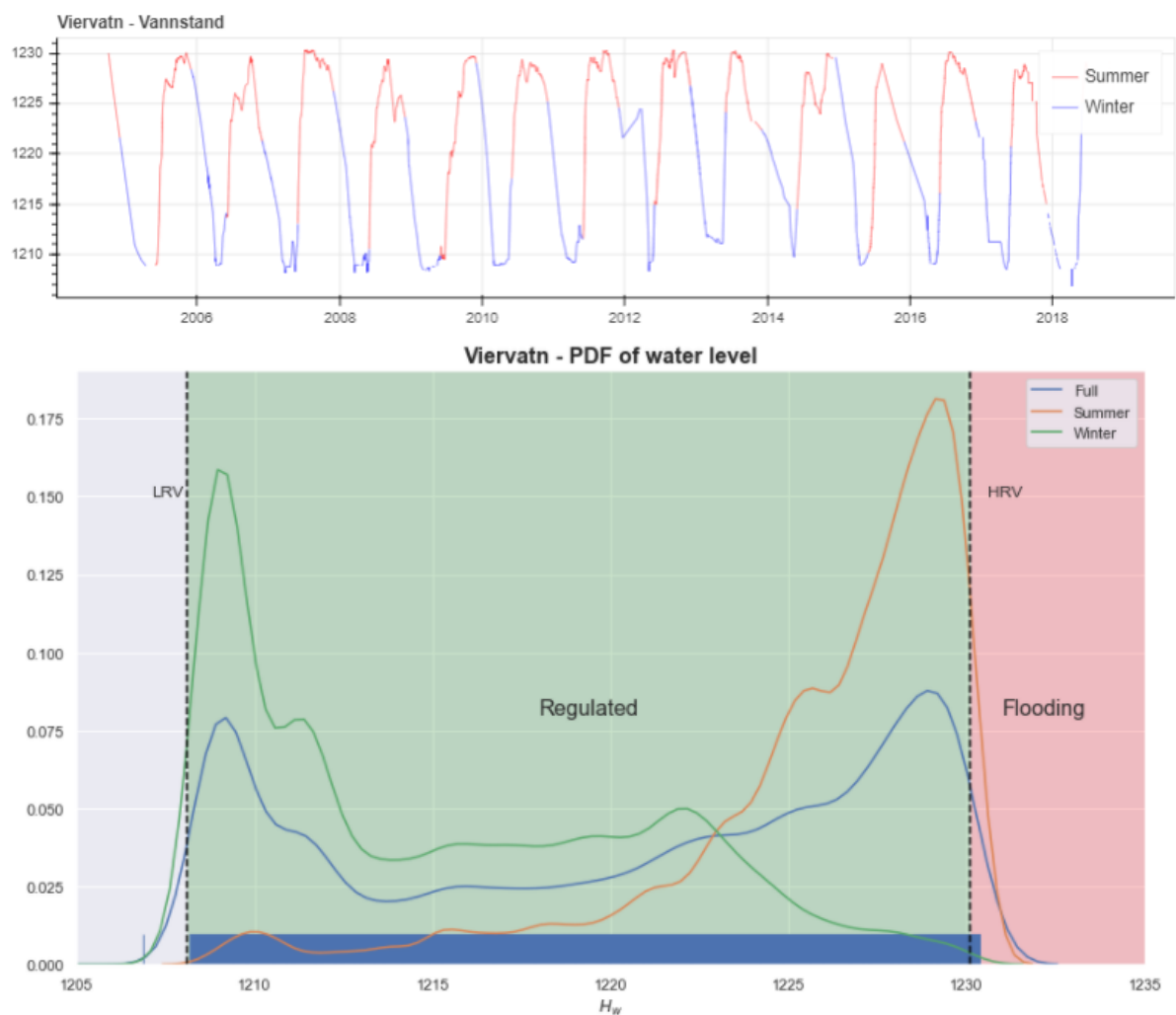
Figur 4-2 Måleserie av vannstand ved Hensfoss og sannsynlighetsfordeling for hele måleserien.

Ifølge JCSS bør lasten deles inn i henhold til variasjonen over tid, permanent, variabel og ulykke [6]. Stabilitetsberegninger som utføres i dag har lastkombinasjoner hvor vannlasten kan være alle delene beskrevet ovenfor. I dam sikkerhetsforskriften er det definert at vanntrykk ved definerte nivåer, dvs. vannstand mellom LRV og HRV, anses som permanente. Videre kan dimensjonerende flomvannstand anses som en miljølast og maksimal flomvannstand som en ulykkeslast i §5-3.

I samme paragraf står det at «Der flere laster kan opptre samtidig, skal den mest ugunstige lastkombinasjonen legges til grunn». Normal praksis er at utvalgte lastkombinasjoner valgt på forhånd kontrolleres. Denne metoden avviker noe fra Eurokoden. Måten det håndteres der er at enkelt lastene modelleres som ekstremverdifordelinger. I kombinasjon reduseres den ene lasta som følge av at maks last ikke inntreffer samtidig. Denne faktoren (ψ) vil være avhengig av hvilke laster som sammenlignes. Forslag til bestemmelse av denne verdien er beskrevet i Eurokoden, appendiks C [13] og beskrevet i forskningsartikkel [14].

For å ivareta at vannstanden som regel er lavere på vinterstid foreslås det å gjøre en separat ekstremalverdideregning for vannstanden gitt at temperaturen er negativ, evt. lav. Dette er fordi isstrykk kan kun oppstå ved lave temperaturer. Dette vil ivareta den «permanent» høyeste vannstanden gjennom vinteren. Det er også en fare for at driftsstans kan forekomme, noe som vil medføre høyere vannstander. Dette vurderes som en ulykkesituasjon ettersom dette er noe som egentlig ikke skal forekomme. I slike tilfeller bør det gjøres beregninger av vannstanden ved vinterstid med driftsstans og få inn usikkerheten dette vil forårsake samt redusere maksimalt istrykk som følge av dette.

Andre hensyn som bør vurderes individuelt for hver dam er vårflommer som kan oppstå i kombinasjon med islagt magasin. Dette kan i midlertidig medføre en økt belastning på dammen som følge av istrykk og/eller reduksjon av overløpskapasitet. Reduksjon av overløpskapasitet som følge av is er noe som normalt ikke gjøres, og det er usikkert om faren for tilstopping er reell. Enkelte områder kan det også være aktuelt å vurdere faren for jøkullaup.

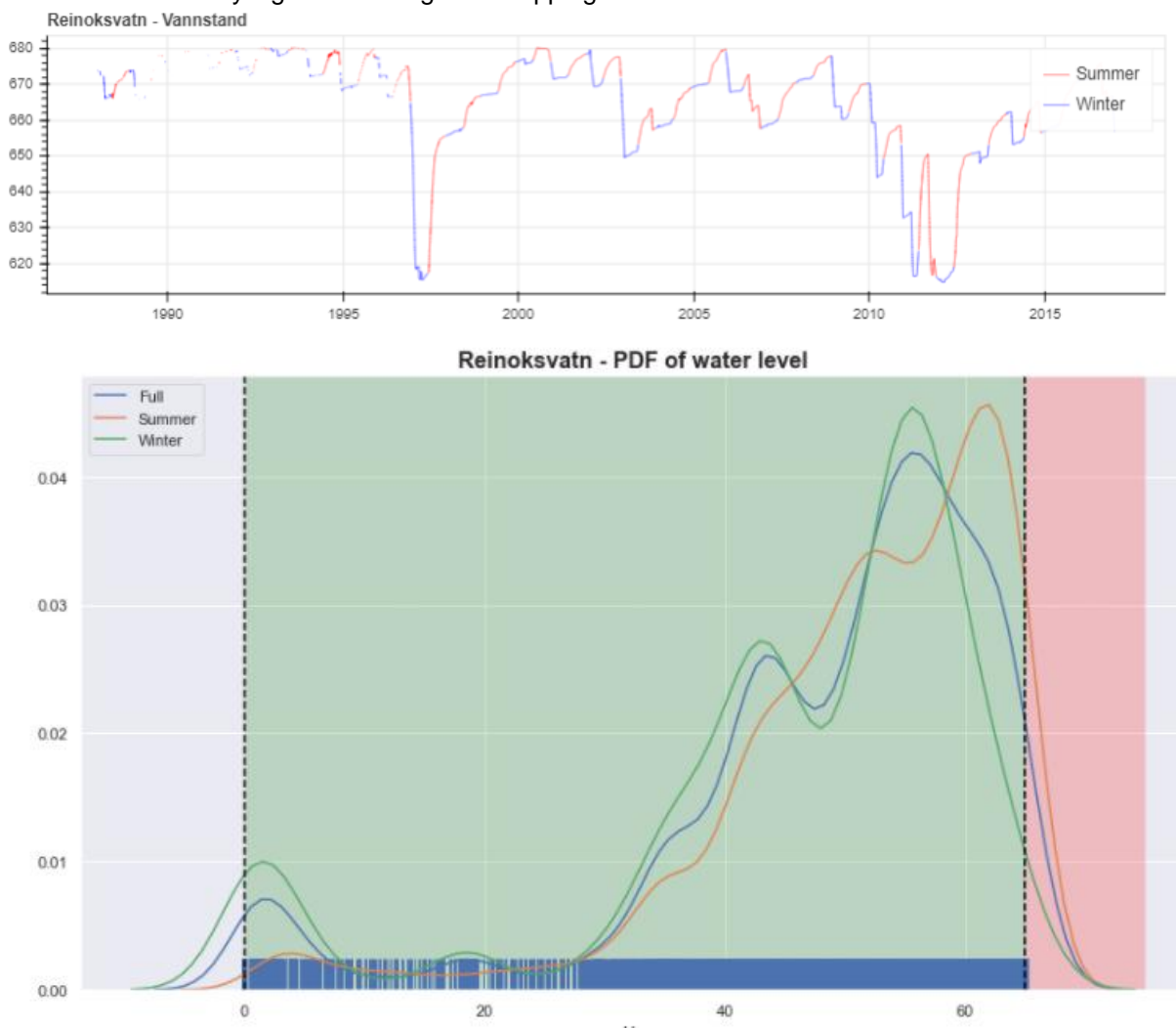


Figur 4-3 Måleserie av vannstand ved Viervatn og sannsynlighetsfordeling for hele måleserien.

Et tema som er av stor betydning er oppløft som følge av et poretrykk i underkant av fundament. Her foreligger det svært lite informasjon om dammer fundamentert på godt berg. Beregningsmodellen baserer seg på potensialteori som forutsetter massebalanse til enhver tid og Darcys lov som sier noe om vannstrømning i et porøst medium. Utfordringen er at man kjenner ikke til randbetingelsene, og gyldighet av Darcys lov, noe som vanskeliggjør estimering av oppløft.

Forskning om oppløft er nærmere beskrevet i «Sannolikhetsbasert bedømming av betongdammars stabilitet» i kapittel 3.1.2 [15] og i PMCD kapittel II:5 [7]. I mangel på annen kunnskap foreslås det at oppløft følger dagens praksis. Det bør også tillegges en stor modellusikkerhet til oppløft som følge av mangelfull verifisering av beregningsmodellen. Forhåpentligvis vil denne modellusikkerheten kunne reduseres ved mer forskning.

Tilstopping kan også medføre vesentlig reduksjon i overløpskapasitet og burde derfor inkluderes i analysene dersom faren er reell. Per dags dato gjøres det en subjektiv vurdering om tilstopping kan oppstå, og deretter reduseres kapasiteten med minimum 25% i henhold til DSF [9]. Resultater utført av Sintef med modellforsøk av drivende enkelttrær [16] tolkes slik at resultatene ikke kan brukes til å modellere en sannsynlighetsfordeling for tilstopping.



Figur 4-4 Måleserie av vannstand ved Reinoksvatn og sannsynlighetsfordeling for hele måleserien.

4.1.4 Sannsynlighetsfordeling

Gitt at en klarer å bestemme en representativ tilløpsflom, bør det kjøres separate simuleringer for å bestemme vannstanden og tilhørende ekstremverdifordeling som deretter kan benyttes i stabilitetsberegninger. Det foreslås at det gjøres simuleringer for 4 vannstander, en for ordinær bruddlast, en for istrykk kombinert med høy vannstand og en for ulykkessituasjon som følge av lukesvikt eller driftsstans, generelt og om vinteren. De siste tilfellene er for ulykkestilstander og bør dermed sjeldent forekomme sammenlignet med brudd forårsaket av høy flomvannstand.

Tabell 4-1 Sannsynlighetsfordeling for vannstand.

Parameter		Fordeling	Gjennomsnitt	Standardavvik
Flomvannstand	H_W	Ekstremverdifordeling (Fra resultater)	Fra simulering	Fra simulering
«Permanent» høy vannstand om vinteren	$H_{W vinter}$	Ekstremverdifordeling (Fra resultater)	Fra simulering	Fra simulering
Flomvannstand som følge av lukesvikt/driftsstans	$H_{W svikt}$	Ekstremverdifordeling (Fra resultater)	Fra simulering	Fra simulering
Flomvannstand som følge av lukesvikt/driftsstans om vinteren	$H_{W svikt \cap vinter}$	Ekstremverdifordeling (Fra resultater)	Fra simulering	Fra simulering

4.2 Friksjonsvinkel

Beregningsmodellen for glidning som er benyttet i dette prosjektet frem til nå tilsvarer likevektsbetraktningen beskrevet i *Retningslinjer for betongdammer* [17]. Her brukes Mohr Coulomb kriteriet for å beskrive skjærkapasiteten i overflaten mellom betong og berg. Dette er en konservativ betraktning og resulterer ofte i lave sikkerhetsfaktorer sammenlignet med andre mulige kriterier, ref. Noruts rapport *Stable Dams - Deliverable 3* [18]. I påfølgende avsnitt gjennomføres en vurdering av beregningsmodellen som benyttes av NVE og hvilke modeller som kan erstatte den. Deretter presenteres en mulig sannsynlighetsfordeling for friksjonsvinkelen til den nye modellen.

4.2.1 Beregningsmodell Mohr Coloumb

I NVEs *Retningslinjer for betongdammer* [17] er sikkerhet mot glidning er gitt ved følgende forhold

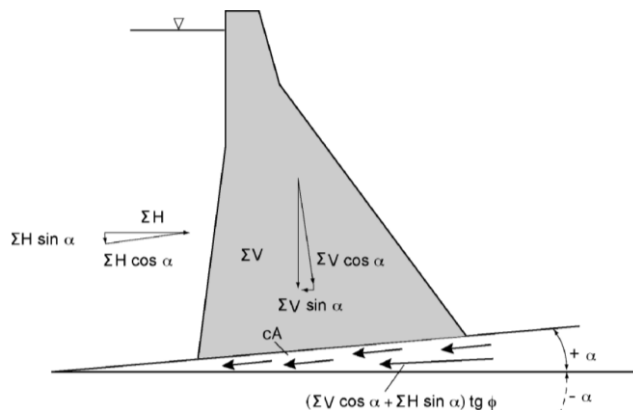
$$S = \frac{F}{\Sigma H}$$

der ΣH er summen av horisontalkreftene mot dammen og F er snittets bruddkapasitet

$$F = \frac{cA}{\cos\alpha(1 - \tan\phi \tan\alpha)} + \sum V \tan(\phi + \alpha)$$

der

- ϕ = Friksjonsvinkel
- α = Glideplanets helning med horisontalplanet
- c = Kohesjon
- A = Areal av kontaktflaten
- $\sum V$ = Summen av vertikalkreftene, $N - U$, N = normalkraft, U = poretrykk



Figur 4-5 Likevektsbetraktning ved glidning. [17]

Dersom friksjonsvinkelen ikke er dokumentert ved prøver skal det maksimum brukes følgende verdier

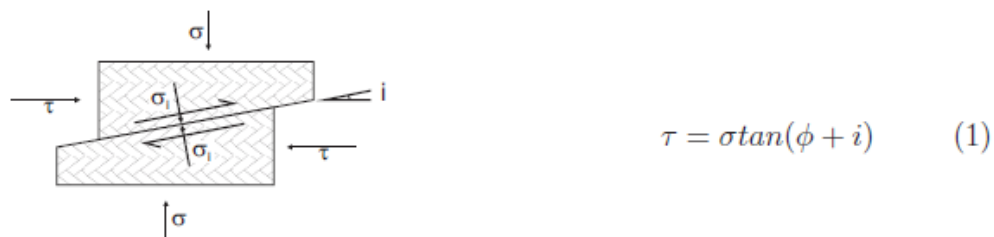
- 50° for harde bergarter, ru flate og gunstig skifrihet i overgang berg/betong
- 45° for harde bergarter, liten ruhet med tydelig skifrihet og løse bergarter uten skifrihet
- 40° for løse bergarter med tydelig skifrihet
- 45° for glideplan i betong

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

Ettersom retningslinjen ikke angir sine kilder for bestemmelsene oppsummert over har prosjektet etterspurt vurderinger fra NVE samt ingeniørgeologer hos Norconsult. Basert på deres vurderinger kommer det frem at beregningsmodellen og friksjonsvinklene angitt i retningslinjen mest sannsynlig stammer fra forsøkene gjennomført av Barton m.fl. på 1970- og 1980-tallet [19] [20]. Her beskrives friksjonsvinkelen som bestående av to ledd, hvilefriksjon og ruhet. Basert på følgende setning fra retningslinjen «angitte friksjonsvinkler reflekterer verdier for skjærplan som ikke har hatt relative forskyvninger» kan en anta at det kun er hvilefriksjonen som er lagt til grunn. Ettersom hvilefriksjonen som måles normalt på plane, sagde flater typisk er langt lavere enn 40 grader, som er laveste verdi NVE angir, kan en anta at konservative forutsetninger og sikkerhetsmarginer er lagt til. Disse konservative antagelsene kan fange opp ruhetsleddet samt forskjellige geologiske forhold som kan forekomme, også de mer ugunstige.

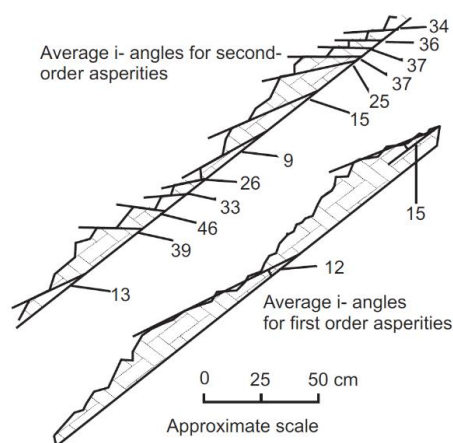
4.2.2 Beregningsmodell Barton-Bandis

I dette prosjektet er det ønskelig å fange opp variasjonene for både hvilefriksjonen og ruhetsleddet. Derfor videreføres en modell som skiller på de to leddene. Dette er også beregningsmodellen lagt til grunn i *Probabilistic model code for concrete dams, PMCD*, fra Energiforsk [7]. Her benyttes et bruddkriteria iht. Patton [21], se Figur 4-6, som inkluderer en basis friksjonsvinkel, ϕ , og et ruhetsledd, i , som representerer en irregulær overflate.



Figur 4-6 Skjærstyrke i et plan med helning. [22]

Patton skilte mellom første og andre ordens ujevnheter/ruheter og inkluderte kun 1. ordens. Barton og Bandis [23] arbeidet videre med denne beregningsmodellen og kom frem til at 2. ordens ujevnheter kunne være av betydning.



Figur 4-7 Første og andre ordens ujevnheter etter Patton. [22]

I rapporten til Barton og Bandis kalles ruhetsfaktoren, i , for Joint Roughness Coefficient (JRC). Denne faktoren kan bestemmes ved å skalere feltverdier opp mot labverdier. I NTNUs rapport *Procedure for determining input parameters for Barton-Bandis joint shear strength formulation* [22] er det beskrevet hvordan man kan gjennomføre en slik skalering. For DSHP ansees det som en fordel at feltverdier kan benyttes for å bestemme ruhetsleddet, og derfor videreføres beregningsmodellen til Barton og Bandis.

De makroskopiske målingene som må gjennomføres i felt kan være mer utfordrende å utføre for gravitasjonsdammer enn platedammer. Dette pga. tilgjengelighet til fundament-berg-profilet.

Parameter		Fordeling	Gjennomsnittsverdi	Kovarians
Basisfriksjonsvinkel	ϕ_b	Normal	- Fra tabell IGB rapport - Fra labresultater - 35°	5%
Ruhetsledd	i	Normal	- Feltverdier tilpasset JRC - 15°	20%

For enkelhets skyld kan vinklene summeres med følgende trigonometriske identitet:

$$\tan(\varphi_b + i) = \frac{\tan(\varphi_b) + \tan(i)}{1 - \tan(\varphi_b) \cdot \tan(i)}$$

Basisfriksjonsvinkelen antas å være normalfordelt med en kovarians på 5 %, ref. PMCD [7]. Der det ikke er gjennomført tester og vurderinger av type berg settes gjennomsnittsverdien til 35°.

Gjennomsnittsverdien kan også bestemmes iht. IGBs rapport [22], se Tabell 4-2, der informasjon om bergtype er kjent.

Ruhetsleddet antas å være normalfordelt med en kovarians på 20 %, ref PMCD [7]. Der det ikke er hentet ut verdier fra felt benyttes en gjennomsnittsverdi på 15°. Gjennomsnittsverdien kan også settes til JRC-parameteren tilpasset feltverdier iht. IGBs rapport [22].

Tabell 4-2 Liste over basisfriksjonsvinkel fra tester [22].

C List of ϕ_b -values

	Rock type	Moisture condition	ϕ_b [°]	Reference
Sedimentary	Sandstone	Dry	26-35	Patton (1966)
	Sandstone	Dry	26-35	Patton (1966)
	Sandstone	Wet	25-33	Patton (1966)
	Sandstone	Wet	29	Ripley & Lee (1962)
	Sandstone	Dry	31-33	Krsmanović (1967)
	Sandstone	Dry	32-34	Coulson (1972)
	Sandstone	Wet	31-34	Coulson (1972)
	Sandstone	Wet	33	Richards (1975)
	Shale	Wet	27	Ripley & Lee (1962)
	Siltstone	Wet	31	Ripley & Lee (1962)
	Siltstone	Dry	31-33	Coulson (1972)
	Siltstone	Wet	27-31	Coulson (1972)
	Conglomerate	Dry	35	Krsmanović (1967)
	Chalk	Wet	30	Hutchinson (1972)
	Limestone	Dry	31-37	Coulson (1972)
	Limestone	Wet	27-35	Coulson (1972)
	Igneous	Basalt	Dry	35-38
Basalt		Wet	31-36	Coulson (1972)
Fine-grained granite		Dry	31-35	Coulson (1972)
Fine-grained granite		Wet	29-31	Coulson (1972)
Coarse-grained granite		Dry	31-35	Coulson (1972)
Coarse-grained granite		Wet	31-33	Coulson (1972)
Porphyry		Dry	31	Barton (1971b)
Porphyry		Wet	31	Barton (1971b)
Dolerite		Dry	36	Richards (1975)
Dolerite		Wet	32	Richards (1975)
Metamorphic	Amphibolite	Dry	32	Wallace et al. (1970)
	Gneiss	Dry	26-29	Coulson (1972)
	Gneiss	Wet	25-30	Coulson (1972)
	Gneiss, biotitic*	Wet	32/27	Ragvin (2005)
	Gneiss, granitic*	Wet	29/31	Ragvin (2005)
	Gneiss, dioritic*	Wet	27/31	Ragvin (2005)
	Gneiss (\perp / \parallel foliation)**	Wet	27/30	Holsbrekken (2006)
	Slate	Dry	25-30	Barton (1971b)
	Slate	Dry	30	Richards (1975)
	Slate	Wet	21	Richards (1975)

Table C.1: Test results for ϕ_b of unweathered rock joints (modified from Barton and Choubey (1977)). ϕ_b can be estimated based on the data listed here, if the joints are not strongly weathered (*Test performed on sawn surfaces/core-to-core **Test performed on sawn surfaces).

4.3 Fundamenthelning

I anvendt beregningsmodell for likevektsbetraktningen er fundamentets kontur mot berg idealisert til et lineært glideplan. Dette er en forenkling som ikke fanger opp konturens mange helningsvariasjoner. Dette introduserer en modellusikkerhet til beregningene. Det er verdt å merke seg at de små variasjonene i glideplanets helning nå vil i større grad fanges opp av ruhetsleddet inkludert i friksjonsvinkelen.

For eksisterende dammer bestemmes normalt fundamenthelningen eller glideplanets helning, α , ut ifra tegninger som viser sprengingsprofilen eller innmålinger fra befaringer. Mulige innmålinger begrenses i stor grad av type dam og tilgang til tilfredsstillende målepunkter ved berg. For en platedam vil innmåling av helning langs hver pila i stor grad være gjennomførbart. Denne typen innmålinger vil ikke være gjennomførbare for en gravitasjonsdam. Det er derfor valgt å benytte to ulike standardavvik for de to damtypene.

Fundamenthelningen forutsettes å være normalfordelt. Uten innmålinger og tegningsgrunnlag settes gjennomsnittsverdien til 0° med et standardavvik på 5° . Ved innmålinger eller tegningsgrunnlag reduseres standardavviket. Det skilles mellom gravitasjonsdammer og platedammer, med et større standardavvik for gravitasjonsdammer. Forslagene er oppsummert i Tabell 4-3.

Tabell 4-3 Sannsynlighetsfordeling for fundamenthelning.

Parameter		Fordeling	Gjennomsnittsverdi	Standardavvik
Fundamenthelning	α	Normal	0°	5 grader
Fundamenthelning gravitasjonsdammer	α	Normal	Innmåling/ tegning	3 grader
Fundamenthelning platedammer	α	Normal	Innmåling/ tegning	1 grader

4.4 Istrykk

Istrykket kan være utfordrende å definere pga. manglende statistisk grunnlag samt mengden faktorer som påvirker lastens størrelse. I påfølgende avsnitt blir islastens definisjon fra NVEs retningslinje vurdert. I tillegg vurderes faktorene som påvirker islastens størrelse. Til slutt presenteres et forslag til islastens sannsynlighetsfordeling.

4.4.1 Definisjon fra NVEs retningslinje

Iht. NVEs Retningslinje for laster og dimensjonering [24] skal isstrykket som benyttes i dagens stabilitetsberegninger være tilsvarende det statiske trykket som isen utøver pga. utvidelse ved temperaturstigning. Denne lasten settes normalt til 100-150 kN/m. Den samme retningslinjen angir en beregningsmetode for maksimal islast ved bruk av estimert isstrykkelse for tilfeller med hyppig vannstandsvariasjon.

Kildene for normverdiene på 100 - 150 kN/m er ikke angitt i NVEs retningslinje. Det er forutsatt at disse verdiene stammer fra publikasjoner fra Carstens [25] og Tsinker [26], der 100 kN/m presenteres som normale forhold og 150 – 200 kN/m ved særdeles ugunstige forhold. Beregningsformlene for isstrykkelse ved hyppig vannstandsvariasjon er et resultat av en forskingsrapport utført i Norge av EBL Kompetanse [27]. I rapporten ble det utført en litteraturstudie samt målinger av islast på dam Silvann i Narvik vinteren 1998/1999.

4.4.2 Islastens størrelse

De viktigste faktorene som påvirker islastens størrelse er 1) laster fra temperaturvariasjoner, 2) laster fra vannstandsvariasjon, 3) laster fra vind og vannstrømmer [7].

Temperaturvariasjoner fører til utvidelse av isen. Denne lasten blir i stor grad påvirket av frekvensen av temperaturvariasjoner og snølaget som danner seg på overflaten. Istrykk fra temperaturvariasjon er vurdert i en studie av Petrich og Arntsen [28] i 2018 som går nærmere inn på de regionale forskjellene på islasten i Norge. Klimaet i Norge varierer i stor grad, men det finnes i dag ingen spesifikke regler for islast for ulike regioner. Denne studien presenterer en forventet maksimal islast pga. temperaturvariasjoner for ulike regioner i Norge samt forventet endring i maksimal islast, se Figur 4-8. Studien gir et førsteinntrykk av en mulig differensiering av islast for regioner i Norge. Det er verdt å merke seg at lasten som er simulert blir unaturlig høy pga. fravær av et snølag på isen.

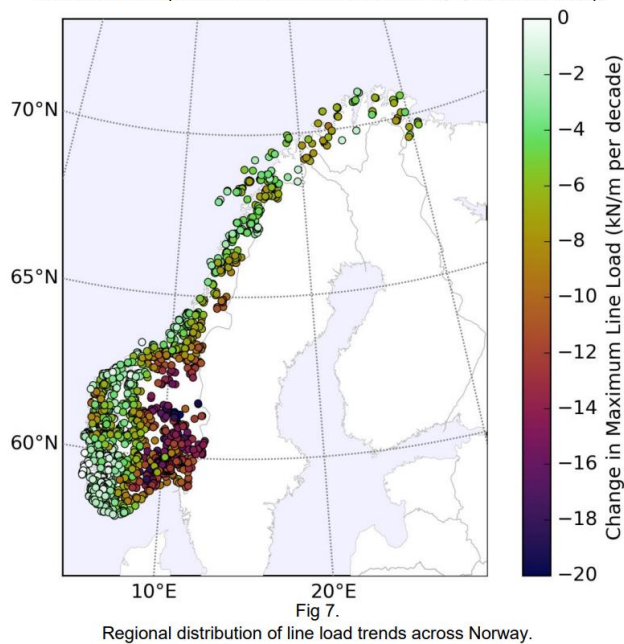
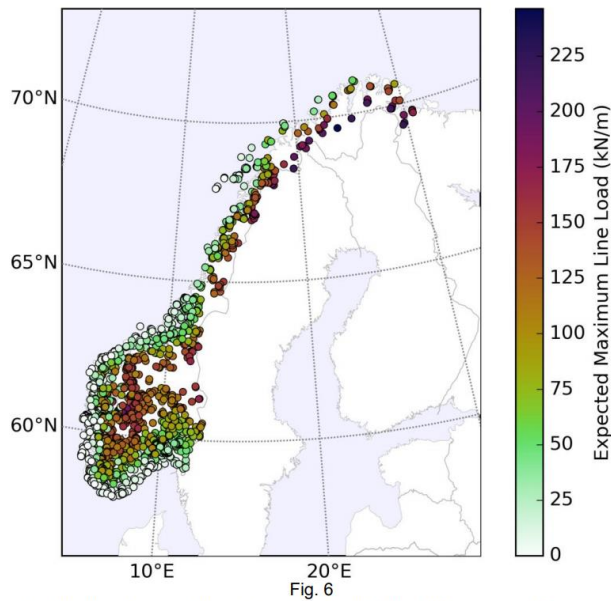
Laster fra vannstandsvariasjon og fra vind og vannstrømmer er mer utfordrende å definere. Her mangler det i enda større grad enn for temperaturvariasjoner, et statistisk grunnlag for bestemmelse av lasten. I PMCD henvises det til studier gjennomført i Canada.

4.4.3 Forslag til sannsynlighetsfordeling

Islasten forutsettes å ha en lognormal fordeling med en kovarians på 1,0 som beskrevet i PMCD. Denne fordelingen unngår negative verdier av islasten, men åpner også for muligheten for unaturlige store laster. Det benyttes derfor en trunkering av fordelingen ved maksimal islast. Den maksimale islasten er normalfordelt med en kovarians på 0,1. Gjennomsnittsverdien for islasten settes foreløpig til 100 kN/m. En differensiering for ulike regioner i Norge vil her kunne være aktuell og bør utforskes videre. Middelverdi for den maksimale islasten bestemmes som beskrevet i NVEs Retningslinje for laster.

Tabell 4-4 Sannsynlighetsfordeling islast.

Parameter		Fordeling	Gjennomsnittsverdi	Kovarians
Islast	q_i	Lognormal	100 kN/m	100 %
Maksimal islast	$q_{i,max}$	Normal	$250 \cdot (0,02\sqrt{F_{100}})^{1,5}$	10 %



Figur 4-8 Regional fordeling av maksimal islast samt forventet variasjon. [28]

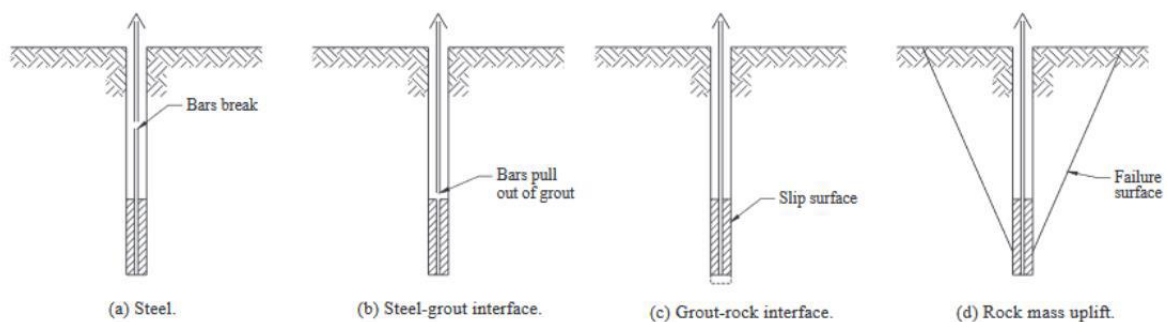
4.5 Fjellboltens flytespenning

Effekten av fjellbolter vil være avhengig av dimensjonene og utforming av dammen. Bidraget vil være større for slanke platedammer sammenlignet med massivdammer som følge av økt andel egenvekt. Generelt er norsk filosofi at det er dammens egenvekt som skal sørge for stabiliteten av konstruksjonen. Unntaket er for lave terskler som kan forankres med fjellbolter.

Resultater fra «Evaluering av betongdammer» vedlegg E [29] bekrefter at sikkerhetsfaktoren er mest påvirket for lave tverrsnitt og vil avta med økende høyde. Beregningene er gjort deterministisk med forutsetninger i henhold til retningslinje for betongdammer [17]. Geometri av damtverrsnitt er beskrevet i samme rapport. Figurer fra rapporten er gjengitt nedenfor for glidning og velting for ulike damhøyder og boltkraft.

For eldre dammer er det ofte en utfordring å finne tilstrekkelig dokumentasjon av fjellbolter. Som følge av boltens beliggenhet kan det også være vanskelig å gjøre indirekte tester for å lokalisere og evaluere boltens tilstand [30]. Boltens tilstedeværelse, tilstand og virkning kan derfor være et stort diskusjonsemne når sikkerheten skal evalueres.

En kan også stille spørsmål ved hvordan effekten av slakke fjellbolter bør inkluderes i beregninger. Dersom man forutsetter at dammen går til brudd som et stivt legeme, vil konstruksjonen ved ren glidning medføre en avskjæring av fjellbolter. Ved velting vil en kunne ha brudd i betongen, ved mørtel, selve boltene eller i fjellet. Bruddformene i berg er vist i Figur 4-9. Det antas at i realiteten det vil ved brudd være en kombinasjon av glidning og velting. Dette gjør at beregningsmodellen inneholder flere usikre, og til dels ukjente, parametere med hver sin sannsynlighetsfordeling. I tillegg vil modellusikkerheten være vesentlig.



Figur 4-9 Prinsippkisse for bruddformer av gyste fjellbolter [31]

I NVEs retningslinjer for betongdammer [17] er det også spesifisert at for eksisterende dammer «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». Det står også at i beregningen skal det regnes med en maks spenning på 180 MPa. Ved lavere flytespenning benyttes en materialfaktor på 2,1. Det er ukjent hva som er bakgrunnen for disse tallene. I

«Sannolikhetsbasert bedømmning av betongdammars stabilitet» [15] er det antatt at makskapasiteten på 140 MPa i henhold til RIDAS (2012) skyldes usikkerhet i bruddform samt andelen bolter som er virksomme. En annen mulig årsak nevnt i forrige fase [32] kan være spenningsbegrensning for å forhindre riss i betong og berg som videre kan forårsake oppløft grunnet økt poretrykk.

Usertifiserte målinger har vist at boltkapasiteten kan være betraktelig høyere og forskning gjort på NTNU indikerer at beregningsmetoden for slakke fjellbolter er konservativ [33], [34]. Dette forutsetter at bolten er korrekt installert, noe som ikke nødvendigvis er tilfellet for eksisterende damkonstruksjoner.

4.5.1 Definisjon fra NVEs retningslinje

I retningslinjer for betongdammer [17] står det at kravet til veltestabilitet kan oppnås ved egenvekten alene eller ved stabilitetsmedvirkning fra slakke fjellbolter eller spennstag. Bidraget fra slakke fjellbolter kan inkluderes i beregninger hvor damhøyden (i beregningssnitt) er mindre enn 7 meter samt må kontrolleres for DFV uten bidrag fra bolter med reduserte sikkerhetsfaktorer.

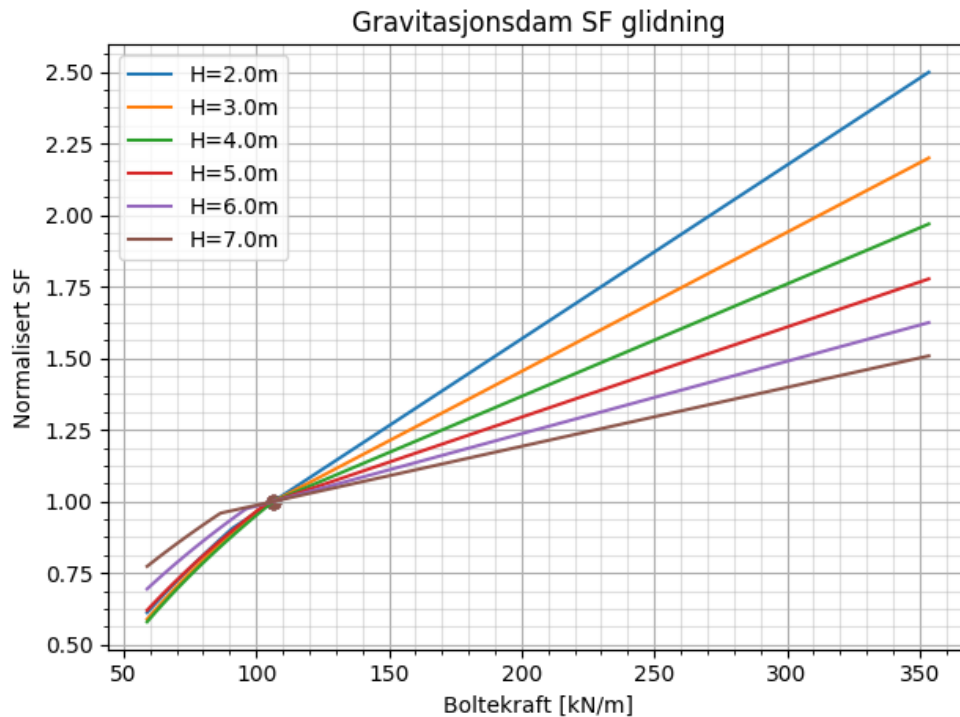
For glidekapasitet er det ikke spesifisert hvordan dette bidraget skal inkluderes. Som følge av formelen oppgitt i retningslinjene har praksisen vært at normalkraften på glideplanet med samme kraft som virker mot velting.

4.5.2 Sannsynlighetsfordeling

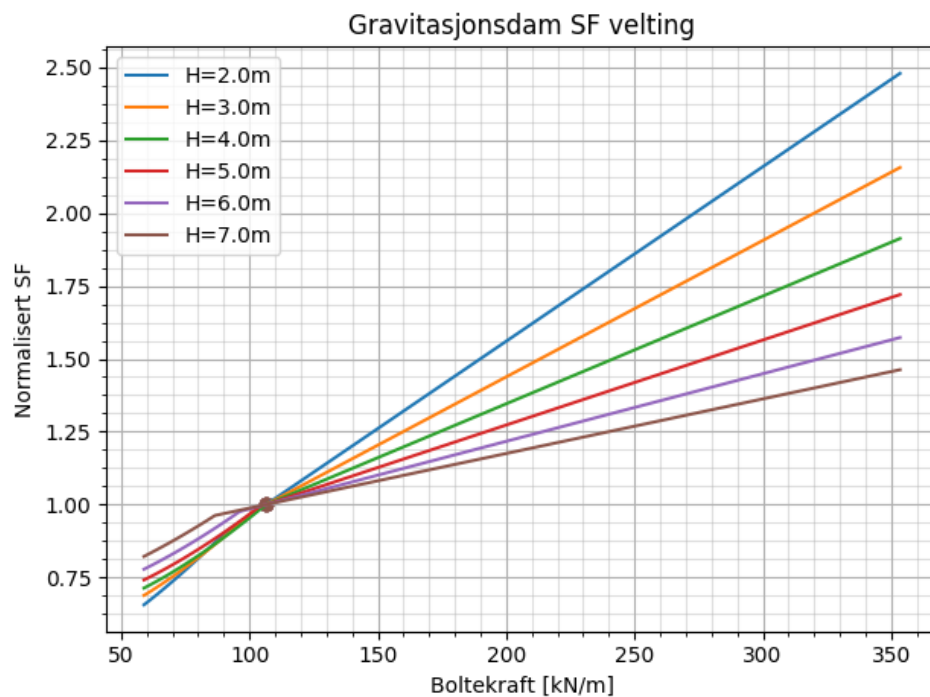
Med dagens kunnskapsnivå er det utfordrende å definere en fordeling for slakke fjellbolter. Ideelt sett burde det være flere variabler for å beskrive eksempelvis kapasitet av mørtel, skjærkapasitet av bergmassen, heft i betong og så videre. I tillegg kommer faktorer som andel virksomme bolter, forringelse og usikkerhet til installasjonsmetode. Forskning fra NTNU indikerer at for en gitt lengde er det bolten som vil være det svakeste leddet, noe som man har relativt godt statistisk grunnlag for.

Som følge av usikkerheten som gjelder boltens tilstedeværelse og kapasitet er det her anbefalt å ikke inkludere dem i probabilistiske analyser med mindre de er godt dokumentert. God dokumentasjon kan oppnås ved å inspisere eksisterende bolter og prøvetrekke noen utvalgte bolter i henhold til Eurokoden. En kost-analyse ved hjelp av probabilistiske analyse kan si om det vil lønne seg å teste eksisterende bolter. Det anbefales da at det benyttes en statistisk fordeling for flytespenning av bolten som blir brukt, som har variert noe med årene. For nyere kamstål henvises det til JCSS del 3.2 [35].

For å forenkle beregningsgangen foreslås det at bruddformene for slakke fjellbolter kan beregnes for seg ved hjelp bruk av probabilistiske metode og deretter benytte fordelingen fra resultatene inn i stabilitetsberegningene separat. Dersom en kan vise at bruddkapasiteten kun er avhengig av fjellboltens kapasitet vil dette kunne forenkle beregningen slik som foreslått ovenfor. Uavhengig av metode anbefales det at fordelingen for den faktiske flytespenningen benyttes og ikke reduseres til 180 MPa med mindre det foreligger dokumentasjon som tilsier det. Dette skyldes at man her betrakter en bruddtilstand, og da skal man kunne regne med den kapasiteten som er reell. Riss som følge av høy spenning er uheldig, men bør kunne aksepteres så lenge dammen ikke går til brudd



Figur 4-10 Sikkerhetsfaktor for glidning med varierende boltekraft. Sikkerhetsfaktor lik 1 tilsvarer Ø25 bolter c/c 0,83 m med boltespenning på 180 N/mm² (=106.5 kN pr.løpemeteter dam)



Figur 4-11 Sikkerhetsfaktor for velting med varierende boltekraft. Sikkerhetsfaktor lik 1 tilsvarer Ø25 bolter c/c 0,83 m med boltespenning på 180 N/mm² (=106.5 kN pr.løpemeteter dam)

4.6 Kohesjon

Iht. NVEs retningslinjer [17] skal ikke kohesjon inkluderes uten at bidraget er bekreftet ved forsøk. I tillegg spesifiseres det at for preparerte støpeskjøter utført iht. kap. 3.8 og uten gjennomgående sprekkeplan i betongen, kan det regnes med et maksimum kohesjonsbidrag tilsvarende $0,085\sqrt{f_{cd}}$. PMCD inkluderer ikke kohesjon i sine beregninger [7]. Videre neglisjeres kohesjonen i tilfeller der målinger ikke har blitt utført eller det ikke er benyttet en ferdigpreparert støpeskjøt.

Det legges frem et forslag om to ulike fordelinger avhengig av om man har målinger eller en preparert støpeskjøt. Begge fordelingene antas å ha en lognormal fordeling for å unngå negative verdier. Det foreslås en kovarians på 30 % iht. *JCSS Probabilistic model code tab. 3.7.4.2* [6] for begge fordelingene. Gjennomsnittsverdien settes til innmålt verdi eller kravet fra NVE på $0,085\sqrt{f_{cd}}$.

Tabell 4-5 Sannsynlighetsfordeling for kohesjon.

Parameter		Fordeling	Gjennomsnittsverdi	Kovarians
Kohesjon ved innmåling	c	Lognormal	Innmålt kohesjon	30%
Kohesjon ved preparert støpeskjøt	c	Lognormal	$c = 0.085 \sqrt{f_{cd}}$	30%

4.7 Betongens massetetthet

Betongtettheten er en variabel som allerede har en godt etablert sannsynlighetsfordeling. Her gjennomføres ingen endringer fra tidligere fase.

Iht. *JCSS Probabilistic model code* [6] antas en normalfordeling for betongtettheten. Kovariansen foreslått av JCSS er 4 %. For store konstruksjoner kan kovariansen settes til $V_G \cdot \rho_o$ der ρ_o er 0,85. Dette vil være gjeldene for gravitasjonsdammer og kovariansen settes derfor til 3,4 %. I tillegg for konstruksjoner bestående av mange komponenter kan kovariansen reduseres ytterligere til $V_G \cdot \rho_o \cdot \rho_m$, der ρ_m er 0,7. Dette resulterer i en kovarians 2,0 %. Gjennomsnittsverdien kan settes til 23,5 kN/m³, eventuelt hentes fra innmålinger.

Tabell 4-6 Sannsynlighetsfordeling for betongtetthet.

Parameter		Fordeling	Gjennomsnittsverdi	Kovarians
Betongtetthet – Gravitasjonsdam	γ_b	Normal	23,5 kN/m ³	3,4 %
Betongtetthet – Platedam	γ_b	Normal	23,5 kN/m ³	2,0 %

4.8 Geometri – Damhøyde og kronebredde

Statistiske data for variasjon i dammers geometri er mangelfull. Videre benyttes derfor samme konklusjoner for damhøyden og kronebredden som fra tidligere faser av prosjektet.

Det forutsettes at sannsynlighetsfordelingen for geometriske parametere er normalfordelt. Sikkerhetsformatene benyttet for geometri for Eurokodene legges til grunn for de geometriske parameterne. Iht. Schlune m.fl. [36] benyttes det her en kovarians på 5 %. Gjennomsnittsverdien hentes fra innmålte verdier eller tegninger.

Tabell 4-7 Sannsynlighetsfordeling damhøyde og kronebredde.

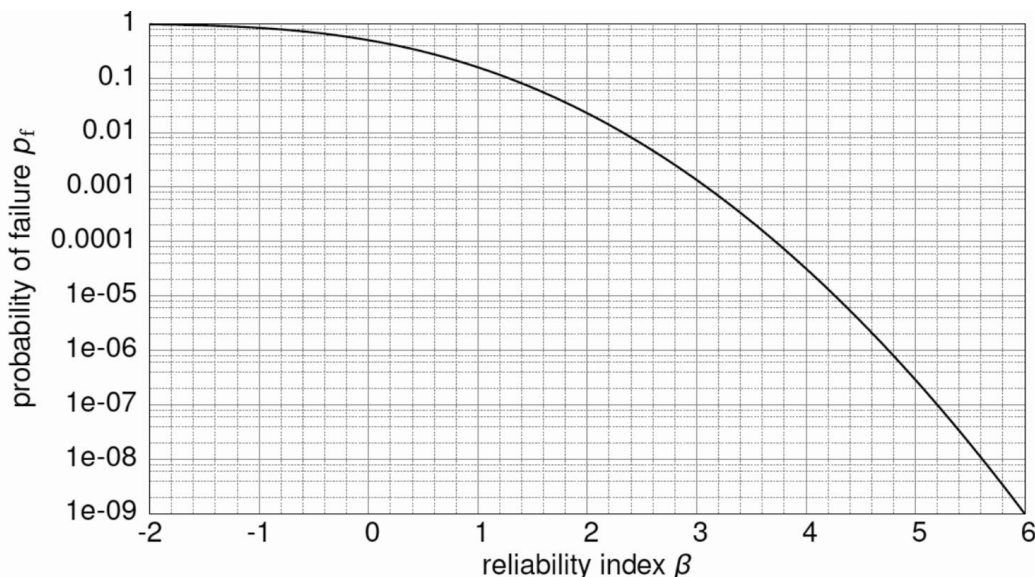
Parameter		Fordeling	Gjennomsnittsverdi	Kovarians
Damhøyde	h	Normal	Innmåling/ tegning	5 %
Kronebredde	b_{eff}	Normal	Innmåling/ tegning	5 %

5 β -kalibrering

For konstruksjoners pålitelighet er det etablert praksis at man benytter β , også kjent som *pålitelighetsindeksen*, for å evaluere sannsynligheten for en uønsket hendelse. Denne indeksen kan tolkes på flere måter og det er følgelig viktig å definere dette. Helt generelt er sammenhengen mellom «bruddsannsynligheten», p_f og β følgende

$$\beta = -\Phi(p_f)$$

Denne ligningen gir Figur 5-1 og viser én-til-én forhold mellom de to verdiene. En høy β tilsvarer en lav bruddsannsynlighet. Det er forventet at konstruksjoner generelt skal være pålitelige og ha høy sikkerhet mot uønsket hendelse. Dette medfører at bruddsannsynligheten i prinsippet bør være ganske lav. Av praktisk hensyn egner β -indeksen seg derfor for å sammenligne pålitelighet.



Figur 5-1 Forhold mellom β og p_f [37].

Det er viktig å skille på hvordan bruddsannsynlighet kan tolkes. Dette er beskrevet i JCSS appendiks D [6]. Der nevnes tre ulike måter – frekvens tolkning, formell tolkning og Bayesisk tolkning. Den første tolkingen er den som oftest undervises, og dreier seg om at ved å gjøre nok forsøk vil en komme frem til en sannsynlighetsfordeling. Med tanke på lastmodellering vil dette kun være gyldig dersom man kan forutsette at lasten er stasjonær (statistiske egenskaper ikke endrer seg over tid), noe som er vanskelig å verifisere. I tillegg krever det som regel veldig mange forsøk. Dette er spesielt upraktisk for konstruksjoner hvor man ofte har et fåtall av datapunkter. Den andre metoden er en videreføring av frekvensmetoden hvor man baserer seg mer på antakelser enn målte verdier. Tanken er at dersom det gjøres fornuftig og man kalibrer mot middelerdien, vil sluttresultatet også bli fornuftig.

I dette dokumentet er det den Bayesisk tilnærmingen som benyttes tilsvarende som «Sannolikhetsbaserad bedömmning av betongdammars stabilitet» [15]. Dette kombinerer metodene ovenfor ved at man går inn med «best guess» statistiske fordelinger og kan på sikt oppdatere fordelingene dersom nye data er tilgjengelig. Metoden vil dermed ikke være direkte knyttet til antall målinger som er utført. Metodikken baserer seg på at dersom analysen er nøyaktig utført, vil sannsynligheten over mange nok beslutningssituasjoner være korrekt nok. Dette forutsetter at man verken er for optimistisk eller konservativ med inputen.

Dette er den anbefalte metoden i JCSS. Ved å erkjenne at beregningsmodellen ikke er korrekt og at man har manglende kunnskap om variabler, kan denne usikkerheten inkluderes i estimering av påliteligheten. Dette anses som en bedre metode enn å velge vilkårlige nominelle deterministiske verdier. Der hvor det er mulig bør observert måleserie benyttes for å forbedre modellen og beregningene. En vil dermed ha et godt verktøy for å si hvor usikkerheten er og hvordan den påvirker påliteligheten. Det er også viktig å merke seg at brudds sannsynligheten dermed bare er et tall og kan ikke direkte relateres til antall årlige brudd som observeres.

Norsk damfilosofi er at dammen ikke skal gå til brudd. Brudd i damkonstruksjoner kan medføre katastrofale konsekvenser, både med tanke på økonomi, miljø og liv. Det er følgelig stort fokus på konsekvens av et dambrudd og en vil dermed forvente at påliteligheten for damkonstruksjoner er høy med dagens regelverk. Dette er understøttet i Eurokode 0 kapittel 1.1 [13].

For å imøtekomme kravet til pålitelighet benyttes global sikkerhetsfaktor, én for glidning og én for velting som definert i damsikkerhetsforskriften. En har dermed implisitt tatt stilling til en brudds sannsynlighet uten å definere den. Ulempen med en global sikkerhetsfaktor er at all usikkerhet er bakt inn en faktor, noe som vanskeliggjør differensiering av dammers pålitelighet ut fra driftserfaring og registret data. Eksempelvis har en mer kontroll på en 20 år gammel dam sammenlignet med en nybygget dam, måleserier og etc. Ved en probabilistisk analyse må ingeniøren ta stilling til usikkerheten for hver variabel som er av betydning, og forsøke å kvantifisere den etter beste evne.

Erfaringer fra tidligere faser viser at å kvantifisere usikkerheten for variabler i damkonstruksjoner er ekstremt utfordrende. Dette skyldes blant annet usikkerhet knyttet til selve beregningsmodellen, bakgrunn for nominelle verdier i veiledere og generell usikkerhet til valg av parameterinput. Gode eksempler på dette er islast, poretrykk og friksjonsvinkel. Med tanke på hvor lite forståelse man har for lastene og kapasitet – sett i forhold til konsekvensene - kan sikkerhetsfaktorene oppgitt i DSF virke noe lave. Hypotesen her er at flere av anbefalingene gitt i veilederne er konservative, og som i sum med den globale sikkerhetsfaktoren gir tilstrekkelig pålitelighet – selv med så mye usikkerhet.

Resultater fra tidligere faser er til dels basert på konservative antakelser mht. inputverdi. Eksempelvis ga resultater for Eikrebekken en β -verdi fra 2 til 4, noe som illustrerer hvor ømfintlig beregningene kan være for ulike antakelser. Siden pålitelighetsindeksen er så avhengig av antakelsene en går inn med, anbefales det her at lamell- og massivdammer bør kalibreres hver for seg. Undersøkelser for β -faktorer med hensyn til bruddtilstand viser at det er stor spredning for bygg og broer [38]. Generelt er det forventet at design ved bruk av partialfaktormetoden for bygg iht til Eurokode vil gi en $\beta > 4,7$ med 1 års referanseperiode for konsekvensklasse 2 [38]. Dersom det antas at man bør stiller strengere krav til damkonstruksjoner, vil dette medføre at pålitelighetsindeksen burde være høyere. Til sammenligning er «Sannolikhetsbaserad bedömning av betongdammars stabilitet» [15] for damklasse B $\beta > 4,8$ og for klasse A $\beta > 5,2$.

Det finnes flere måter å definere β_{Target} som kan benyttes for design og verifisering. Dette er blant annet beskrevet i litteraturen [39]. En måte kan være å sammenligne verdier med andre fagområder. Utfordringen med dette er at pålitelighetsindeksen er et resultat av antakelsene som er gjort i analysen. En enklere metode kan være å beregne påliteligheten slik som i tidligere faser for å estimere påliteligheten. Da er det spesielt viktig at valg av sannsynlighetsfordelinger, metodikk for å bestemme flomvannstand, lastkombinasjoner og lignende er veldefinert. Som følge av modellusikkerhet kan dette medføre, men ikke nødvendigvis, en lav β_{Target} som er i tråd med dagens regelverk og praksis. Siden det antas at modellusikkerheten er ganske høy, vil det være lite poeng i å sammenligne β verdier med andre fagområder. En bør også merke seg at modellusikkerhet har foreløpig ikke blitt inkludert i noen av beregningene utført i PMCD og i tidligere faser av DSHP.

En annen metode for å bestemme β_{Target} kan være fra optimalisering ut fra et kostnadsperspektiv. Dette vil da inkludere kostand av nybygging og konsekvenser av et dambrudd. Alternativt kan den defineres ut fra hvor mye et tiltak vil koste for å spare et ekstra menneskeliv. Det er viktig å bemerke seg at dette ikke dreier seg om prisen av et menneskeliv, men mer hva et samfunn er i stand til å gjennomføre av tiltak for å redusere faren for et tappt menneskeliv. Det forventes at en rik nasjon burde kunne investere mer i sikkerhet enn et U-land. Metoden er nærmere beskrevet i litteraturen [39].

Slik situasjonen er i dag er det utfordrende å definere en pålitelighetsverdi for design og verifisering. Dette gjør at probabilistiske analyser ikke direkte kan brukes for å dokumentere stabilitet av en damkonstruksjon. Det vil her også påpekes at den viktigste jobben for pålitelighet er revurderingen, hvor det gjøres en grundig «helsesjekk» av dammen. Slik regelverket er i dag skiller det ikke på en ny og gammel dam, noe som i praksis betyr at kravet til eldre dammer er strengere. Dette er med bakgrunn i pålitelighet av konstruksjoner over tid som typisk følger en badekarsfasong for levetid [40]. Det er også en del nominelle verdier i veiledere med ukjent opphav som med fordel kunne la seg kvantifiseres med Bayesisk tilnærming.

For sikkerhetsoptimalisering av en dam mtp kostnader kan pålitelighetsanalyser være til stor hjelp. Det antas at den relative forskjellen i probabilistiske analyser for en dam med forskjellige tiltak ikke vil være så stor. Dette skyldes at beregningene vil ha de samme forutsetningene og det som eventuelt er feil vil i større grad kansellere hverandre ut. Det som man står igjen med da er den relative forbedringen som følge av tiltaket. Dette kan trolig benyttes i kost-nytte analyser til å vurdere den økonomiske effektiviteten av et konkret tiltak. En kan dermed heller se på hvor mye sikkerheten vil forbedres per krone, fremfor å kreve at kravet til global sikkerhetsfaktor skal tilfredsstilles, hvor usikkerheten kan skyldes av mange andre årsaker. Dette vil for øvrig kunne gi insentiv for å gjøre flere målinger, som for eksempel måling av poretrykk i underkant fundament. Det er generelt en utfordring at usikkerheten er så stor for damkonstruksjoner. Forslaget her kan dermed være en metode for å dokumentere forbedring av sikkerheten på en transparent måte.

6 Oppdatering av analyseresultater

Oppdatering av analyseresultater utføres for Dam Viervatn. Dam Viervatn er en platedam lokalisert 9km sørøst for Øvre Årdal i Vestland fylke. Magasinet er regulert og tilhører Tyin kraftverk, eid av Hydro Energi. Dammen ble oppført i 1953 og er klassifisert som konsekvensklasse 1. Flomberegninger har blitt utført av Norconsult AS. Probabilistiske analyser for dammens stabilitet ble utført i dette prosjektets fase 2 [2].

Beregningsforutsetningene for Dam Viervatn er gitt i *rapport NO-01 Reliability assessment of stability – Dam Viervatn* [41]. Basert på vurderingene gitt i kap. 3 Stokastiske variabler og 4 Sannsynlighetsfordelinger oppdateres de stokastiske variablene og grensetilstanden for glidning endres. Endringene i forutsetninger er gitt i påfølgende kapitler.

6.1 Grensetilstand for glidning

Likevektsbetraktningen for glidning oppdateres slik at friksjonsvinkelen nå er delt i to ledd, *Basisfriksjonsvinkel* og *Ruhet*. Dette resulterer i følgende grensetilstand.

$$G = R - S = F - \sum H$$

der F er stabiliserende kraft og $\sum H$ er summen av de horisontale drivende kreftene. Den stabiliserende kraften kan skrives som

$$F = \frac{cA}{\cos\alpha(1-\tan(\varphi_b+i)\tan\alpha)} + \sum V \tan((\varphi_b + i) + \alpha),$$

der

φ_b	= Friksjonsvinkel
i	= Ruhetsledd
α	= Glideplanets helning
c	= Kohesjon
A	= Kontaktflatens areal
$\sum V$	= Summen av vertikale krefter

Inkludert boltenes kapasitet får vi følgende

$$F = \frac{cA}{\cos\alpha(1-\tan(\varphi_b+i)\tan\alpha)} + \sum V \tan((\varphi_b + i) + \alpha) + f_y A_s [\sin\theta \cdot \tan((\varphi_b + i) + \alpha) + \cos\theta],$$

der

f_y	= Boltenes flytespenning
A_s	= Boltenes tverrsnittsareal
θ	= Boltenes vinkel

6.2 Stokastiske variabler

I fase 2 ble de stokastiske variablene gitt i Tabell 6-1 benyttet for Dam Viervatn. I denne fasen reduseres antall geometriske variabler, og frontplatens helning og effektiv bredde ved egenvekt benyttes nå som deterministiske variabler. I tillegg deles friksjonsvinkelen opp i to ledd og istrykkets maksimal last introduseres som en stokastisk variabel. De stokastiske variablene benyttet i fase 3 er listet i Tabell 6-2.

Tabell 6-1 Stokastiske variabler benyttet for Dam Viervatn i fase 2 av prosjektet.

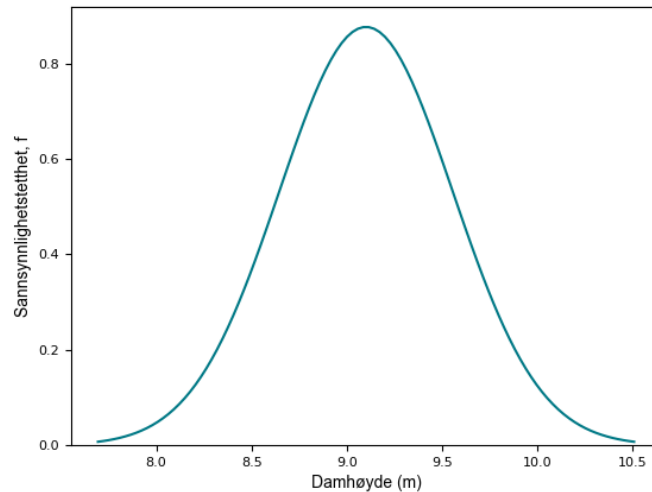
Kategori	Stokastisk variabel		Enhet
Geometri	Damhøyde	h	m
	Glideplanets helning	α	°
	Frontplatens helning	h_o/V_o	-
	Effektiv kronebredde ved egenvekt	b_{eff1}	m
	Effektiv kronebredde ved påføring av horisontale laster	b_{eff2}	m
Material	Betongens massetetthet	γ_b	N/m ³
	Friksjonsvinkel	φ	°
	Kohesjon	c	Pa
	Boltenes flytespenning	f_y	Pa
Load	Vannstand	w	m
	Islast	q_i	N/m

Tabell 6-2 Stokastiske variabler benyttet for Dam Viervatn i fase 3 av prosjektet.

Kategori	Stokastisk variabel		Enhet
Geometri	Damhøyde	h	m
	Glideplanets helning	α	°
	Effektiv kronebredde ved påføring av horisontale laster	b_{eff2}	m
Material	Betongens massetetthet	γ_b	N/m ³
	Basisfriksjonsvinkel	φ_b	°
	Ruhetsledd	i	°
	Kohesjon	c	Pa
	Boltenes flytespenning	f_y	Pa
Load	Vannstand	w	m
	Islast	q_i	N/m
	Maksimal islast	$q_{i,max}$	N/m

6.2.1 Damhøyde

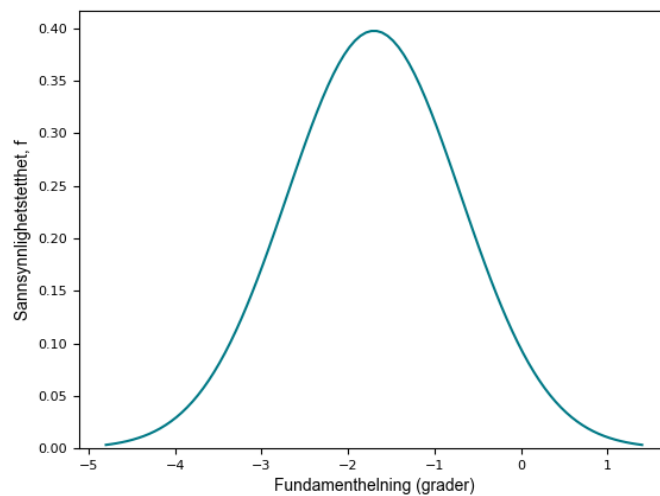
Damhøyden forutsettes normalfordelt med en gjennomsnittsverdi tilsvarende innmålt høyde på 9,1 m. Kovariansen settes til 5 % som gir et standardavvik på 0,455 m. Sannsynlighetsfordelingen er vist i Figur 6-1.



Figur 6-1 Sannsynlighetsfordeling damhøyde, Dam Viervatn.

6.2.2 Fundamenthelning

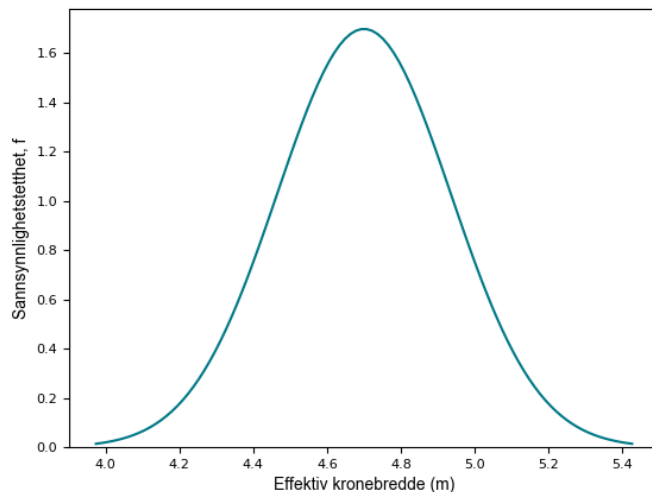
Fundamenthelningen forutsettes normalfordelt med en gjennomsnittsverdi tilsvarende innmålt vinkel på $-1,7^\circ$. Ettersom Viervatn er en platedam settes standardavviket til 1° . Sannsynlighetsfordelingen er vist i Figur 6-2.



Figur 6-2 Sannsynlighetsfordeling fundamenthelning, Dam Viervatn.

6.2.3 Effektiv kronebredde

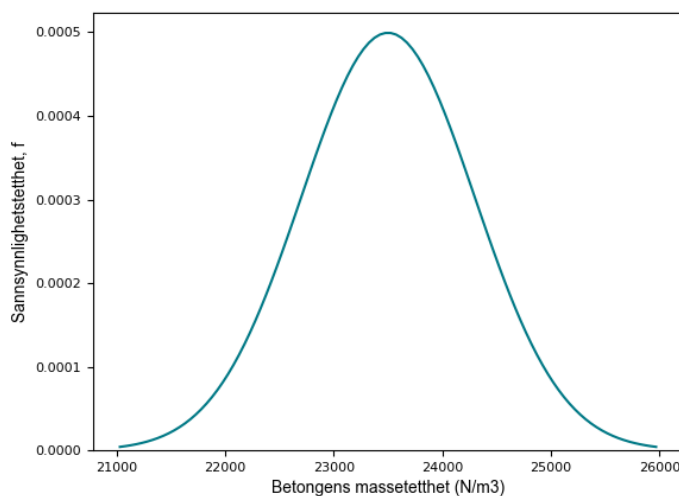
Den effektive kronebredden forutsettes normalfordelt med en gjennomsnittsverdi tilsvarende innmålt verdi på 4,7 m. Kovariansen settes til 5% som gir et standardavvik på 0.235 m. Sannsynlighetsfordelingen er vist i Figur 6-3.



Figur 6-3 Sannsynlighetsfordeling effektiv kronebredde, Dam Viervatn.

6.2.4 Betongens massetetthet

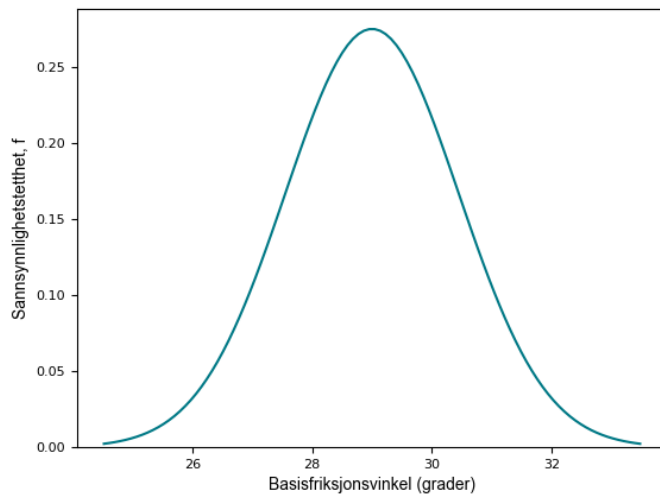
Betongens massetetthet forutsettes normalfordelt med en gjennomsnittsverdi tilsvarende 23,5 kN/m³. Kovariansen settes til 2,0 % som gir et standardavvik på 0,47 kN/m³. Sannsynlighetsfordelingen er vist i Figur 6-4.



Figur 6-4 Sannsynlighetsfordeling betongens massetetthet, Dam Viervatn.

6.2.5 Basisfriksjonsvinkel

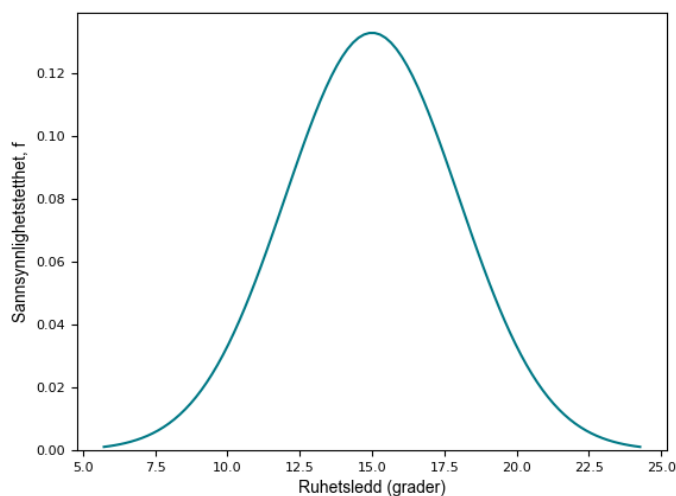
Basisfriksjonsvinkelen forutsettes normalfordelt med en gjennomsnittsverdi i henhold til Tabell 4-2 for bergtype gneis (granittisk), 29°. Kovariansen settes til 5 % som gir et standardavvik på 1,45°. Sannsynlighetsfordelingen er vist i Figur 6-5.



Figur 6-5 Sannsynlighetsfordeling basisfriksjonsvinkel, Dam Viervatn.

6.2.6 Ruhet

Friksjonsvinkel for ruhet forutsettes normalfordelt med en gjennomsnittsverdi på 15° ettersom det ikke er hentet feltverdier fra Dam Viervatn. Kovariansen settes til 20 % som gir et standardavvik på 3°. Sannsynlighetsfordelingen er vist i Figur 6-6.

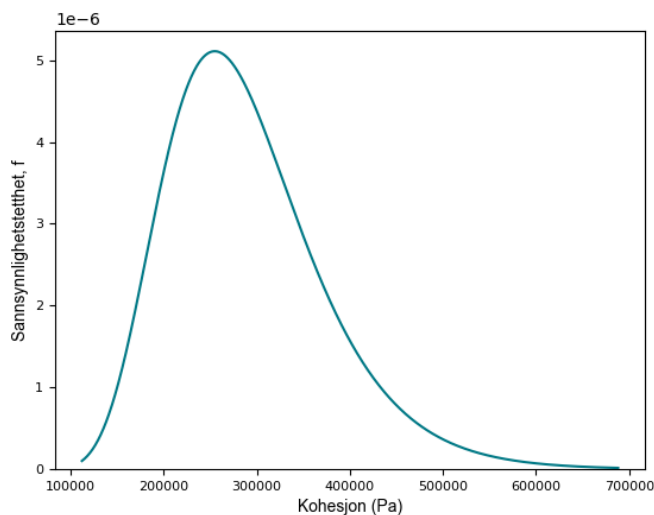


Figur 6-6 Sannsynlighetsfordeling ruhetsledd, Dam Viervatn.

6.2.7 Kohesjon

Kohesjonen forutsettes lognormalfordelt. For Dam Viervatn er verken kohesjonen innmålt eller fundamenteringen utført på en preparert støpeskjøt. Kohesjonen skal derfor ikke inkluderes i

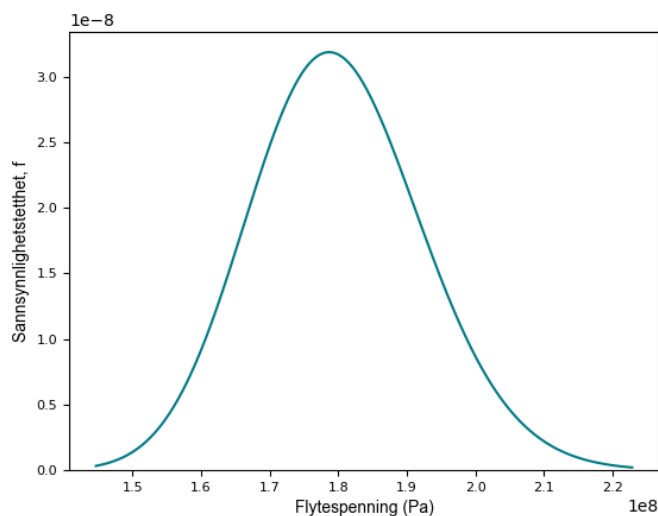
beregningene. $c = 0,085 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 0,085 \cdot \sqrt{0,85 \cdot \frac{20}{1,5}} = 0,29 \text{ MPa}$



Figur 6-7 Sannsynlighetsfordeling kohesjon, Dam Viervatn.

6.2.8 Boltens flytespenning

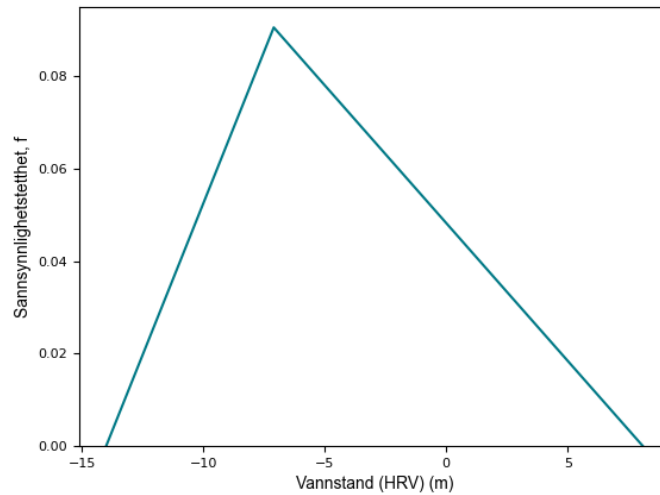
Flytespenningen forutsettes lognormalfordelt med en gjennomsnittsverdi på 180 MPa. Kovariansen settes til 7 % som gir et standardavvik på 12,6 MPa. Sannsynlighetsfordelingen er vist i Figur 6-8.



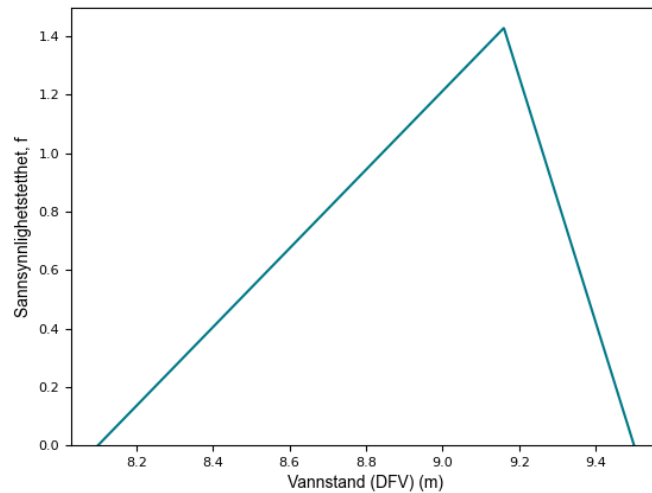
Figur 6-8 Sannsynlighetsfordeling flytespenning, Dam Viervatn.

6.2.9 Vannstand

Vannstanden forutsettes triangulærfordelt med verdier for HRV og DFV tilsvarende vannstandmålinger og estimert DFV og MFV som beskrevet i rapport NO-01 [41]. Sannsynlighetsfordelingene er vist i Figur 6-9 og Figur 6-10.



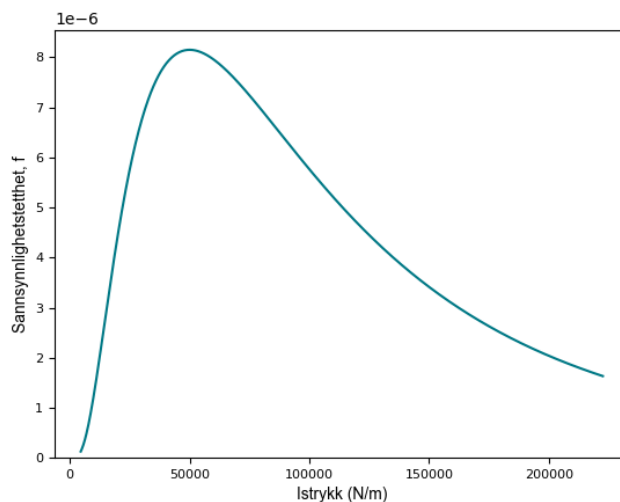
Figur 6-9 Sannsynlighetsfordeling vannstand (HRV), Dam Viervatn.



Figur 6-10 Sannsynlighetsfordeling vannstand (DFV), Dam Viervatn.

6.2.10 Islast og maksimal islast

Islasten forutsettes lognormalfordelt med en trunkering av øvre haleverdi og en gjennomsnittsverdi tilsvarende 100 kN/m. Kovariansen settes til 100 % som gir et standardavvik på 100 kN/m. Sannsynlighetsfordelingen er vist i Figur 6-11. Merk at trunkeringen her er vist for gjennomsnittlig q_{imax} .

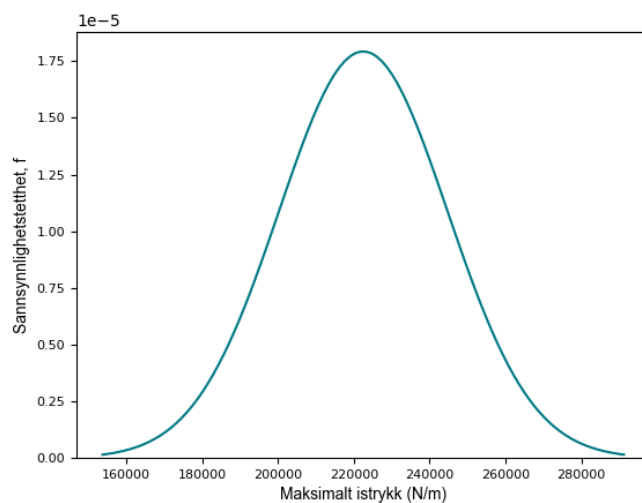


Figur 6-11 Sannsynlighetsfordeling isstrykk, Dam Viervatn.

Den maksimale islasten forutsettes normalfordelt med en gjennomsnittsverdi tilsvarende

$$P_{is-maxs} = 250 \cdot (0,02 \cdot \sqrt{F_{100}})^{1,5} = 222,5 \text{ kN/m}$$

Kovariansen settes til 10 % som gir et standardavvik på 22,25 kN/m. Sannsynlighetsfordelingen er vist i Figur 6-12.



Figur 6-12 Sannsynlighetsfordeling maksimalt isstrykk, Dam Viervatn.

6.3 Resultater

De oppdaterte resultatene for Dam Viervatn er vist i påfølgende kapitler. Det er observert en tydelig reduksjon av pålitelighetsindeks og økt sannsynlighet for brudd ved glidning. For både fase 2 og 3 fremstår friksjonsvinkelen som den mest sensitive variabelen. Det er også friksjonsvinkelen som har gjennomgått de største endringene fra første til andre beregning. Her har gjennomsnittlig verdi for friksjonsvinkelen blitt redusert fra 50° til $29^\circ + 15^\circ = 44^\circ$. I tillegg er ruhetsleddet introdusert i beregningene med et betydelig større standardavvik. Dette forklarer den økte bruddsannsynligheten ved glidning. Endringene i sannsynlighet for brudd ved velting er i tillegg ikke like fremtredende, noe som underbygger betydningen av friksjonsvinkelens endring. Dette fordi friksjonsvinkelen ikke inngår som en variabel ved velting.

For grensetilstanden velting er det også observert en reduksjon av pålitelighetsindeks og med det en økt sannsynlighet for brudd. Dette kan komme av at maksimal islast nå er introdusert med en normalfordeling. Dette vil resultere i noen tilfeller av maksimal islast som er større enn $222,5 \text{ kN/m}$ som ble benyttet i fase 2.

Det er viktig å påpeke at redusert pålitelighetsindeks er en konsekvens av usikkerheten som ligger i beregningene og manglende dokumentasjon av forutsetninger. Resultatene gir ingen grunn til å vurdere om sikkerhetsnivået for betong- og murdammer er for høyt eller for lavt. Erfaring med Norske dammer tilsier at sikkerheten er meget god. De probabilistiske analysene utført i dette prosjektet viser først og fremst at det er vanskelig å dokumentere usikkerheten i ulike forutsetninger. Det er dermed vanskelig å konkludere om stabilitetskontrollen som helhet kan vurderes som konservativ eller ikke.

6.3.1 Pålitelighetsindeks

Sammenligning av pålitelighetsindeks for fase 2 og fase 3 er vist i Tabell 6-4 til Tabell 6-7. En oversikt over lastkombinasjonene er vist i Tabell 6-3. Det er en tydelig reduksjon i pålitelighetsindeks for alle lastkombinasjoner i fase 3, tilsvarende en høyere sannsynlighet for brudd.

Tabell 6-3 Lastkombinasjoner for Dam Viervatn.

Analyse	HRV	HRV + is	DFV	Inkludert kohesjon	Inkludert bolter
A1					
A2					
A3					
A4					
A5					
A6					
A7					
A8					
A9					
A10					
A11					
A12					

Tabell 6-4 Sammenligning av pålitelighetsindeks for grensetilstander uten bidrag fra bolter og kohesjon.

Analyse	Glidning		Velting	
	Fase 2	Fase 3	Fase 2	Fase 3
A1	4.5	2.3	> 5.6 ¹	> 5.2 ²
A2	2.8	2.1	4.6	4.2
A3	3.8	1.8	> 5.6	> 5.2

Tabell 6-5 Sammenligning av pålitelighetsindeks for grensetilstander med bidrag fra kohesjon.

Analyse	Glidning		Velting	
	Fase 2	Fase 3	Fase 2	Fase 3
A4	> 5.6	> 5.2	> 5.6	> 5.2
A7	> 5.6	4.4	4.6	4.2
A10	> 5.6	5.0	> 5.6	> 5.2

Tabell 6-6 Sammenligning av pålitelighetsindeks for grensetilstander med bidrag fra bolter.

Analyse	Glidning		Velting	
	Fase 2	Fase 3	Fase 2	Fase 3
A5	> 5.6	3.9	> 5.6	> 5.2
A8	4.2	3.1	> 5.6	5.1
A11	5.3	3.1	> 5.6	> 5.2

Tabell 6-7 Sammenligning av pålitelighetsindeks for grensetilstander med bidrag fra kohesjon og bolter.

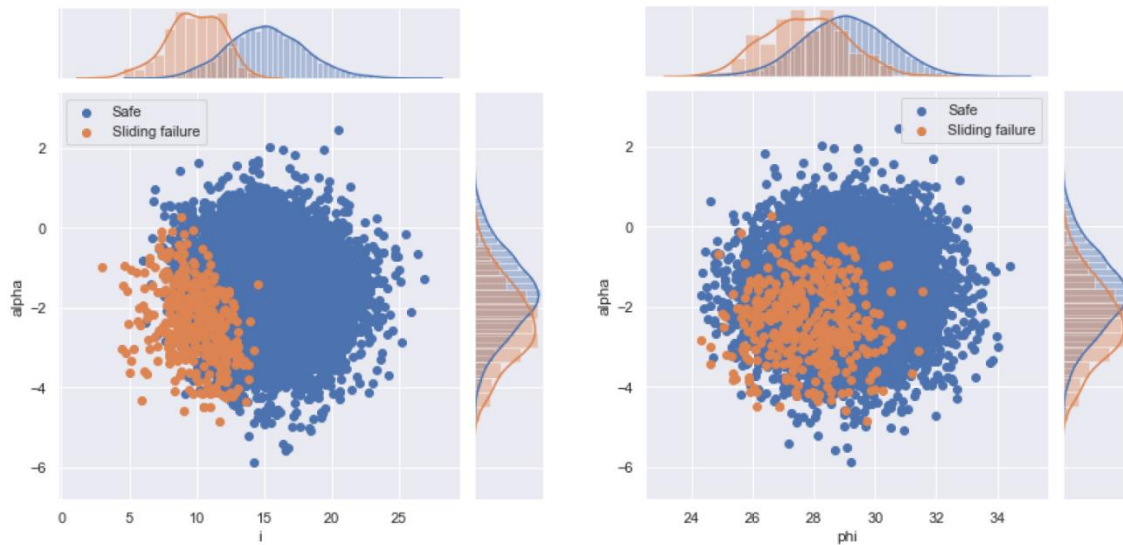
Analyse	Glidning		Velting	
	Fase 2	Fase 3	Fase 2	Fase 3
A6	> 5.6	> 5.2	> 5.6	> 5.2
A9	> 5.6	> 5.2	> 5.6	> 5.2
A12	> 5.6	> 5.2	> 5.6	> 5.2

¹ Resultater hentet fra 10⁹ Monte Carlo-analyser

² Resultater hentet fra 10⁷ Monte Carlo-analyser.

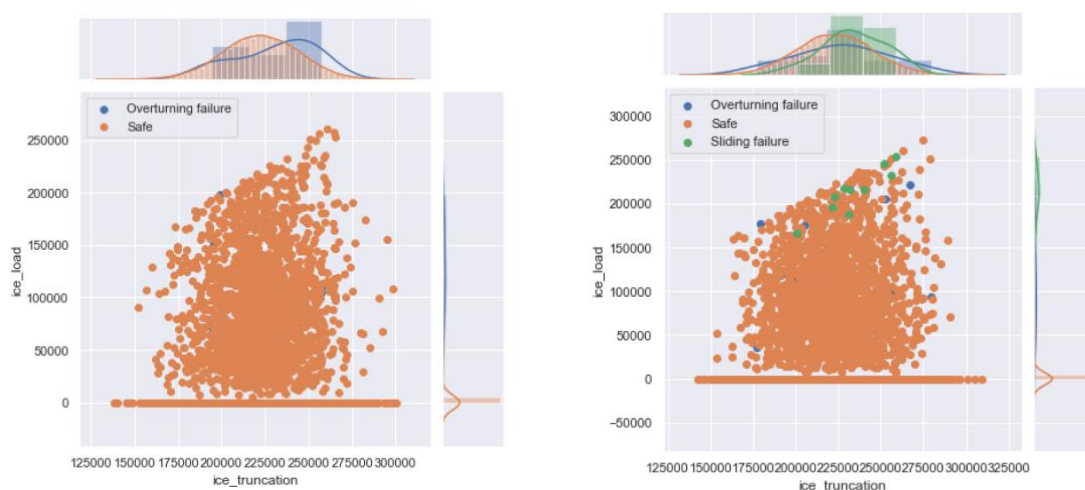
6.3.2 Sensitivitet

I fase 2 hadde friksjonsvinkel og fundamentheiningen dominerende sensitivitet for grensetilstanden glidning. Dette er igjen tydelig i fase 3, se Figur 6-13. Her plottes sannsynlighetsfordelingen for variablene basisfriksjonsvinkel, ruhetsledd og fundamentheining mot fordelingen for brudd ved glidning. De tre variablene viser alle en tydelig tendens til at brudd oppstår ved lave verdier.



Figur 6-13 Sensitivitetsplot for fundamentheining-ruhet (t.v.) og fundamentheining-basisfriksjonsvinkel (t.h.) fra Monte Carlo-analysen for lastkombinasjon A3.

Tilsvarende plot for islasten tyder på en økt sensitivitet for islasten og den maksimale islasten ved brudd som følge av velting, se Figur 6-14. Merk at maksimal islast ikke er like sensitiv for grensetilstanden glidning.



Figur 6-14 Sensitivitetsplot for islast-maks islast for lastkomb. A7 (t.v.) og islast-maks islast for lastkomb. A8 (t.h.) fra Monte Carlo-analysen

7 Videre arbeid

Som følge av all den usikkerheten som er beheftet med stabilitetsberegninger av betongdammer, vil det være vanskelig å gjøre design og verifikasjon med probabilistiske analyser med dagens kunnskapsnivå og statistisk grunnlag. Det antas at modellusikkerheten knyttet til inngangsparametere, sannsynlighetsfordelinger og beregningsmodeller er ganske stor og kan medføre en lav β faktor av den grunn. Dette er noe som kan forbedres ved å gjøre mer forskning og testing. Til tross for dette kan dette brukes i design og revurdering dersom forutsetningene er de samme for hver analyse.

Denne problemstillingen med høy usikkerhet til beregningsmodell, laster og kapasitet har man uansett uavhengig om beregningene gjøres deterministisk eller probabilistisk. Den tradisjonelle sikkerhetsfaktoren har tidligere vært basert på empiri og/eller intuisjon og har vært en drivende kraft for pålitelighetsanalyser av konstruksjoner [42]. Som følge av dette er håndtering av pålitelighet et viktig konsept i Eurokoden hvor det tillates å gjøre probabilistiske analyser [43]. Dette er fordi metoden egner seg godt til å håndtere usikkerhet, selv når det ikke foreligger noe statistisk grunnlag. Probabilistiske analyse kan også brukes til å kalibrere last- og materialfaktorer på sikt.

Per dags dato egner metoden seg antakeligvis best til å sammenligne ulike tiltak ved hjelp av kost-nytte analyser. Dersom dette kan benyttes for å dokumentere forbedring av pålitelighet, kan metoden muligens gi insentiv for å gjøre flere tester på dammer og dermed gi økt forståelse og høyere sikkerhet.

Arbeidet har kommet til et punkt hvor det trengs å gjøre mer litteraturstudie, modellforsøk og in-situ tester. Bestemmelse av flomvannstand med oppstrøms regulering og overføringer er en stor oppgave i seg selv. I tillegg er det flere pågående forsøk som kan på sikt inkluderes. Det er også viktig å få i gang en erfaringsoverføring slik at flere kan få bedre forståelse for metoden. Dette er arbeid som NVE og vassdragsteknikk ved NTNU bør bringe videre for å danne seg sitt eget erfaringsgrunnlag.

I denne fasen har det også blitt etablert kontakt med KTH ved Marie Westberg Wilde og Fredrik Johansson. Et møte ble arrangert for å diskutere problemstillinger som vi og de har oppdaget underveis. Jochen Köhler ved NTNU har også vært involvert som diskusjonspartner i prosjektet og bidratt med sin kunnskap. For videre arbeid anbefales at disse partene inkluderes.