

Atle Loopstra
Knut Egil Solibakke Mo

Modellering og analyse av instrumentert kvelvdam

Juni 2020

Atle Loopstra, Knut Egil Solibakke Mo

NTNU
Norges teknisk-naturvitenskapelige
universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for konstruksjonsteknikk



Modellering og analyse av instrumentert kvelvdam

Atle Loopstra
Knut Egil Solibakke Mo

Bygg- og Miljøteknikk

Innlevert: Juni 2020

Hovedveileder: Professor Jan Arve Øverli

Medveileder: Professor Leif Lia

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2020

FAGOMRÅDE: Betongkonstruksjonar	DATO: 10.06.20	ANTALL SIDER: 110
------------------------------------	-------------------	----------------------

TITTEL:

Modellering og analyse av instrumentert kvelvdam

Modeling and analysis of an instrumented arch dam

UTFØRT AV:

Atle Loopstra

Knut Egil Solibakke Mo



SAMANDRAG:

Føremålet med denne oppgåva er å modellere og analysere ein kvelvdam frå 1940-talet med omfattande instrumentering. Instrumenteringa omfattar fire deformasjonskablar som målar forskyvingar over damhøgda, termometer, poretrykksmålarar, monitoreringsprisme og vasstandsovervaking. Måledataa frå desse instrumenta er brukt i modelleringsarbeidet til å fastsetje laster og for å verifisere og tolke resultatata.

Modellering og analyse er utført med elementanalyse-programmet DIANA. Tre variantar av modellen er nytta: ein lineær modell, ein ikkje-lineær modell utan fjellvolum og ein ikkje-lineær modell inkludert fjellvolum. Ikkje-lineariteten som er innført, er randvilkår mellom dam og fjell bygd på Coloumb-friksjon med ei maksimal tillaten strekkspenning med påfølgjande sprøtt brot ved overskridande spenningsverdiar.

For lasttilfellet med vasstrykk vert forskyvingsbiletet gjenskapt til ein viss grad. Berekna forskyving er nærare målt forskyving på høgre side og midt på kvelvet enn på venstre side (sett i medstraums retning). Dette tyder på at modellen underestimerer stivleiken i overgangen mellom kvelv og fjell i forhold til mellom kvelv og gravitasjonsdam. For lasttilfella med ekstrem sommar- og vintertemperatur, er avviket mellom berekna og målt forskyving større, både i form og storleik. Dette reflekterer usikkerheita i materialparametrar og uvisshet kring temperaturfordeling i vatnet og i betongen. Resultata impliserer at spenningsfri temperatur for dammen ligg nærare sommarmiddeltemperaturen enn årsmiddeltemperaturen.

Etablering av ikkje-lineære randvilkår gir ikkje ein vesentleg endring i forskyvingsbiletet for kvelvet. Dette gjeld både med og utan fjellvolum. Endringa i resultat kan dermed ikkje forsvare den auka berekningstida ein ikkje-lineær analyse fører med seg. Med ikkje-lineære randvilkår vert modellen særleg sensitiv for endringar i poretrykk, der relativt små krefter gir store strekksoner under fundamentet og ein ustabil modell. Dette tyder på at oppløftskreftene på grunn av poretrykk i realiteten er små.

Instrumenteringa opnar moglegheita for å samanlikne, vurdere og kalibrere parametrar for ein elementmodell, og er eit godt hjelpemiddel ved modellering og verifisering. Oppførselen til kvelvdammen er likevel kompleks og det er vanskeleg å isolere innverknaden til enkeltparametrar.

RETTLEIAR: Professor Jan Arve Øverli, Institutt for Konstruksjonsteknikk, NTNU

MED-RETTLEIAR: Professor Leif Lia, Institutt for Bygg- og miljøteknikk, NTNU

UTFØRT VED: Institutt for Konstruksjonsteknikk, NTNU Gløshaugen

Forord

Denne oppgåva avsluttar eit femårig masterstudium i Bygg- og miljøteknikk ved Noregs teknisk-naturvitskapleg universitet. Masteroppgåva er skriven våren 2020 ved Institutt for Konstruksjonsteknikk i samarbeid med Statkraft Norge AS. Den tilsvarar 30 studiepoeng.

Hovudtema for oppgåva er modellering og analyse av ein kvelvdam med utvida instrumentering. Ein fascinasjon for vasskraft og ei interesse for betongdammar og elementmetoden har vore ein sentral motivasjon for både val av problemstilling og utføring av arbeidet. Moglegheita for å kombinere ei modelleringsoppgåve opp mot eit pågåande prosjekt med måledata i sanntid har vore spennande å gripe. Det har gitt oss eit innblikk i korleis instrumentering og måledata kan brukast i praksis av både dameigarar og rådgjevarar.

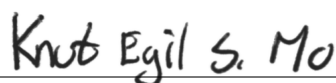
Fyrst og fremst vil me takka rettleiar ved Institutt for Konstruksjonsteknikk, professor Jan Arve Øverli, for oppfølging og gode faglege innspel gjennom heile prosessen, både over kontorbordet og videosamtalar. Vidare vil me rette ein stor takk til Tone Gulliksen Øy og Statkraft AS for oppfølging og tilgang til data, samt tilrettelegging for feltarbeid.

Me vil også takke med-rettleiar, professor Leif Lia ved Institutt for Bygg- og Miljøteknikk, for alltid å stå parat til å hjelpe og svare på spørsmål av den mindre tørre sorten.

Avslutningsvis vil me takke Simon Grøterud Bjønness i Dr.techn. Olav Olsen for å dele sine erfaringar og godt samarbeid.



Atle Loopstra



Knut Egil Solibakke Mo

10. juni 2020

Trondheim

Samandrag

Føremålet med denne oppgåva er å modellere og analysere ein kvelvdam frå 1940-talet med omfattande instrumentering. Instrumenteringa omfattar fire deformasjonskablar som målar forskyvingar over damhøgda, termometer, poretrykksmålarar, monitoreringsprisme og vasstands-overvaking. Måledataa frå desse instrumenta er brukt i modelleringsarbeidet til å fastsetje laster og for å verifisere og tolke resultatata.

Modellering og analyse er utført med elementanalyse-programmet DIANA. Tre variantar av modellen er nytta: ein lineær modell, ein ikkje-lineær modell utan fjellvolum og ein ikkje-lineær modell inkludert fjellvolum. Ikkje-lineariteten som er innført, er randvilkår mellom dam og fjell bygd på Coloumb-friksjon med ei maksimal tillaten strekkspenning med påfølgjande sprøtt brot ved overskridande spenningsverdiar.

For lasttilfellet med vasstrykk vert forskyvingsbiletet gjenskapt til ein viss grad. Berekna forskyving er nærare målt forskyving på høgre side og midt på kvelvet enn på venstre side (sett i medstraums retning). Dette tyder på at modellen underestimerer stivleiken i overgangen mellom kvelv og fjell i forhold til mellom kvelv og gravitasjonsdam. For lasttilfella med ekstrem sommar- og vintertemperatur, er avviket mellom berekna og målt forskyving større, både i form og storleik. Dette reflekterer usikkerheita i materialparametrar og uvisshet kring temperaturfordeling i vatnet og i betongen. Resultata impliserer at spenningsfri temperatur for dammen ligg nærare sommarmiddeltemperaturen enn årsmiddeltemperaturen.

Etablering av ikkje-lineære randvilkår gir ikkje ein vesentleg endring i forskyvingsbiletet for kvelvet. Dette gjeld både med og utan fjellvolum. Endringa i resultat kan dermed ikkje forsvare den auka berekningstida ein ikkje-lineær analyse fører med seg. Med ikkje-lineære randvilkår vert modellen særleg sensitiv for endringar i poretrykk, der relativt små krefter gir store strekksoner under fundamentet og ein ustabil modell. Dette tyder på at oppløftskreftene på grunn av poretrykk i realiteten er små.

Instrumenteringa opnar moglegheita for å samanlikne, vurdere og kalibrere parametrar for ein elementmodell, og er eit godt hjelpemiddel ved modellering og verifisering. Oppførselen til kvelvdammen er likevel kompleks og det er vanskeleg å isolere innverknaden til enkeltparametrar.

Abstract

The objective of this thesis is to model and analyse an arch dam constructed in the 1940s. The dam has extensive instrumentation, including four cables measuring displacements over the height of the dam, thermometers, pressure sensors measuring pore pressures, monitoring prisms and water level monitoring. The data from the measurements is used in the modelling process to establish loads and to verify and interpret the results.

Modelling and analysis are performed with the finite element analysis software DIANA. Three variants of the model are used: a linear model, a non-linear model without bedrock and a non-linear model with bedrock included. The non-linearity that is introduced lies in the connection between the dam and the bedrock. A boundary condition based on Coloumb friction, with a maximum allowed tension stress value with following brittle failure if the stresses surpass the threshold value, is employed.

For the load case with hydrostatic pressure, the displacements match the measured displacements to some degree. The calculated displacements match the measured displacements better on the right side and in the middle of the arch, than on the left side (as seen from upstream). This implies that the model underestimates the stiffness in the connection between the arch and the bedrock on the left compared to the stiffness between the arch and the gravity dam on the right. For the load cases with extreme summer and winter temperatures, the discrepancy between calculated and measured displacements is larger. This reflects the uncertainties in the material parameters and the temperature distribution in the concrete. The results imply that the dam is closer to its stress-free temperature state when subjected to the average summer temperature than for the average annual temperature.

The non-linear boundary condition does not give a significant change in the displacements or the displacement distribution for the arch. This holds both with and without the inclusion of bedrock. The differences in results cannot justify the increase in computational effort that follows a non-linear analysis. With non-linear boundary conditions, the model became especially sensitive for changes in the pore pressure, with relatively small forces yielding considerable tension zones under the foundation and an unstable model. This implies that the uplift forces due to pore pressure are small.

The data from the instrumentation offer the opportunity to compare, validate and calibrate parameters for a finite element model, and is a useful tool for modelling and verification. However, the behaviour of the arch dam is complex, and it is not straightforward to isolate the influence of single parameters.

Innhald

1	Introduksjon	1
1.1	Bakgrunn	1
1.2	Berekningsmetodar for kvelvdammar	4
1.3	Relevant litteratur og retningslinjer	6
1.4	Oppbygging av oppgåva	7
2	Modellering av kvelvdam	9
2.1	Damgeometri	9
2.2	Materialparametrar	10
2.3	Laster	10
2.3.1	Eigenlast	11
2.3.2	Vasstrykk	11
2.3.3	Poretrykk	12
2.3.4	Temperaturlast	12
2.4	Randvilkår og kontaktformulering	14
2.4.1	Randvilkår direkte på dam	14
2.4.2	Indirekte modellering av fjell ved innføring av fjørstivleik	14
2.4.3	Direkte modellering av fjell og kontaktformulering mellom dam og fjell	14
2.5	Elementval og elementinndeling	15
3	Instrumentering, verifikasjon av geometri og feltarbeid	17
3.1	Overvaking og tilsyn	17
3.2	Instrumentering	17
3.2.1	Deformasjonskablar	17
3.2.2	Temperatursensorar	21
3.2.3	Poretrykksmålarar	21
3.3	Verifikasjon av geometri	23
3.4	Feltarbeid	26
4	Temperaturstudie	29
4.1	Modell	30
4.2	Resultat	31
4.3	Diskusjon	37

5	Modell for lineær-elastisk analyse	39
5.1	Geometri	39
5.2	Materialparametrar	41
5.3	Laster	41
5.4	Randvilkår	42
5.5	Elementinndeling	42
6	Modell for ikkje-lineær analyse	45
6.1	Geometri	45
6.2	Materialparametrar	47
6.3	Laster	47
6.3.1	Fastsetting av poretrykk	47
6.4	Randvilkår	50
6.5	Elementinndeling	51
6.5.1	Modell utan fjell	51
6.5.2	Modell med fjell	51
7	Verifikasjon av modell	53
7.1	Kontroll av laster	53
7.2	Skalmodell	54
7.3	Samanlikning av skal- og hovudmodell	56
7.4	Verifikasjon av interface-element	57
8	Resultat	59
8.1	Lineær analyse	59
8.2	Ikkje-lineær analyse	65
8.2.1	Modell ekskludert fjell	65
8.2.2	Inkludert fjell	67
8.3	Samanlikning av lineær og ikkje-lineær analyse	67
9	Diskusjon	71
9.1	Lineær analyse	71
9.2	Ikkje-lineær analyse	73
9.3	Instrumentering	74
10	Konklusjon	79
11	Forslag til vidare arbeid	81
	Referansar	81
	Vedlegg	I
A	Teikningsgrunnlag	I
B	Prøving av betongkjerner	VII
C	Verifikasjon av eigenvekt og vasstrykk	IX
D	Handberekning av krefter i interface-element	XI

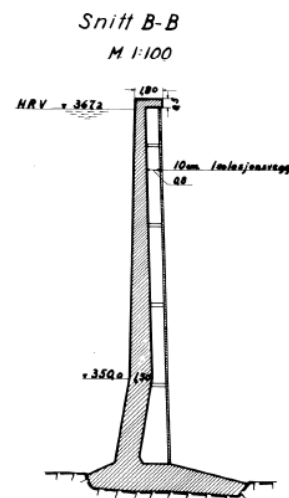
Introduksjon

1.1 Bakgrunn

Bakgrunnen for oppgåva er ein dam i betong eigd av Statkraft. Dammen er bygd på 1940-talet. Etter ønske frå dameigar er dammen anonymisert. I det vidare arbeidet er "dam Statkraft" brukt som namn på dammen. Det originale teikningsgrunnlaget har vore tilgjengeleg. Figurane i dette delkapittelet er i stor grad henta frå dette. Der det blir referert til retningane "høgre" og "venstre", er desse konsekvent gitt vendt i medstraums retning.

Dam Statkraft fungerer som inntaksdam for eit kraftverk. Det er ein samansett dam som består av ein kvelvdam som er støtta opp av to massive gravitasjonsdammar på kvar side. På høgre side er det eit flaumløp som består av ein overløpsterskel og ei valseluke som regulerer overløpshøgda. Luka er støtte opp av to pilarar. Ein mindre gravitasjonsdam forbind den høgre pilaren med fjellet. På venstre side vart det bygd eit tømmerløp som ikkje lenger er i bruk, og som i nyare tid er støypt att med ei betongplate mot vassida. Eit grunnriss og eit utfolda oppriss er vist i figur 1.2 og figur 1.3. Total lengd på dammen er om lag 140 m. Av dette utgjer kvelvet 62 m. Eit samandrag av samansettinga av dammen er gitt i tabell 1.1.

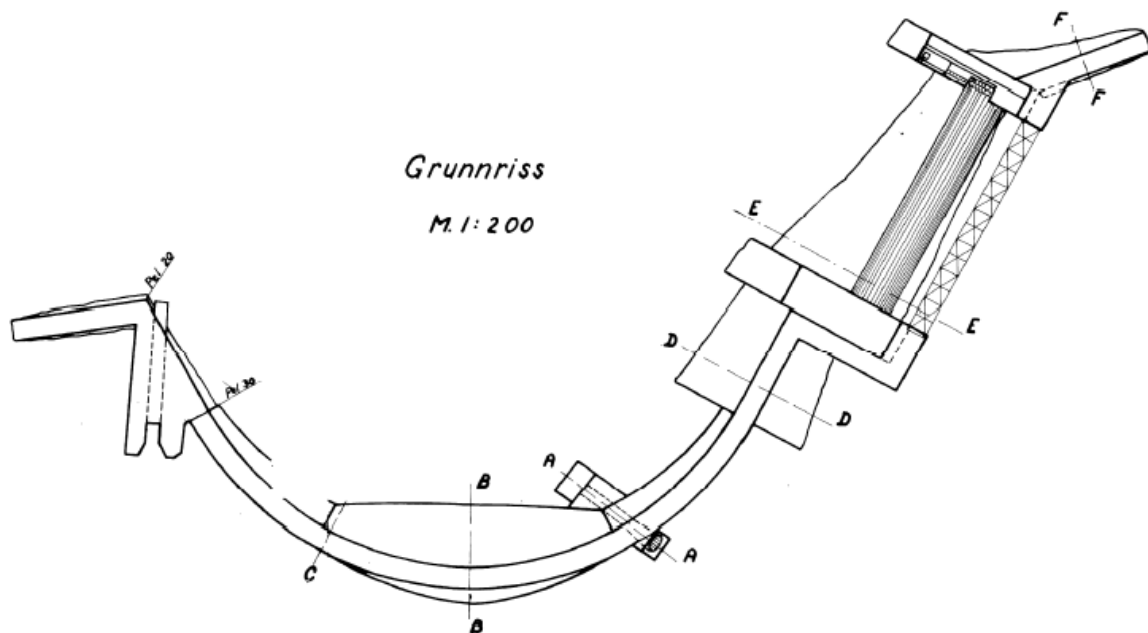
Hovudfokuset for oppgåva er tillagt kvelvet. Det har ei høgd på 25,5 m, med kotehøgd (kt.) topp dam lik 368,0 m. Dei øvste 18 metrane har eit enkeltkrumtværssnitt. Her varierer tværssnittstjukklegeiken lineært frå 0,6 m til 1,5 m. Dei resterande metrane ned mot fundamentet har ei dobbeltkrum utforming. Her har dammen ein kurvatur i vertikalplanet i tillegg til i horisontalplanet. Tjukklegeiken er konstant lik 1,5 m. Damkrona er 1,8 m brei og 0,5 m tjukk. I figur 1.1 er snitt B-B frå grunnrisset vist. Figuren viser òg isolasjonsveggen på nedstraums side. Isolasjonsveggen skal redusere temperaturlastene som oppstår på grunn av differansen i luft- og vass temperatur, og er ikkje av strukturell betydning.



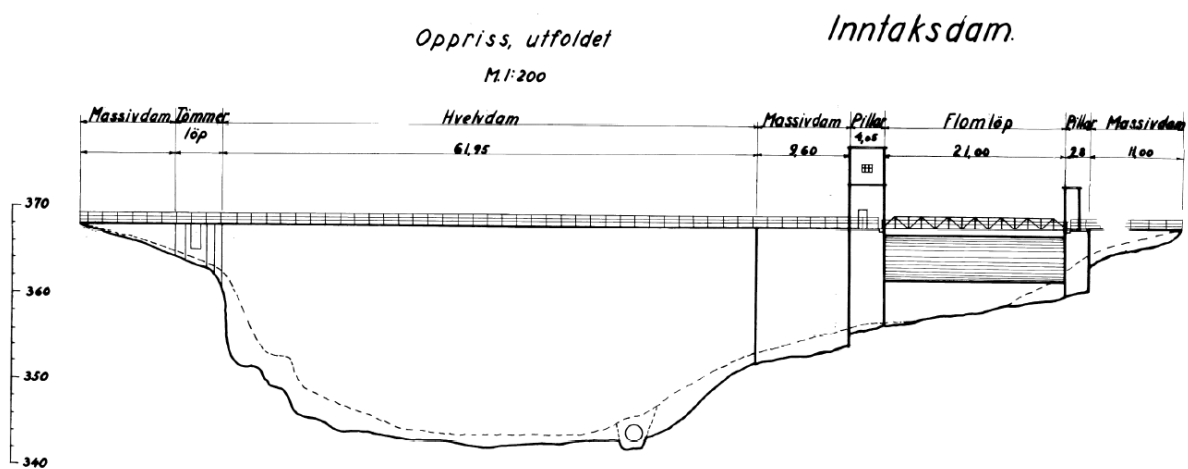
Figur 1.1: Snitt B-B frå oppriss.

Tabell 1.1: Samansetting av dammen, lista opp frå venstre side.

Damtype	Lengd	Største høgd	Kommentar
Gravitasjonsdam	ca. 20 m	ca. 6 m	Inkluderer attstøypt tømmerløp
Kvelvdam	ca. 62 m	ca. 25 m	Gamalt tappeløp i botn av kvelv
Gravitasjonsdam	ca. 10 m	ca. 16 m	
Valseluke inkl. pilarar	ca. 38 m	ca. 14 m	Lukedimensjon (B x H): 21 m x 5,2 m
Gravitasjonsdam	ca. 10 m	ca. 3 m	
SUM	Ca. 140 m		



Figur 1.2: Grunnriss av dammen frå teikningsgrunnlag.



Figur 1.3: Utfolda oppriss frå teikningsgrunnlag.

Dam Statkraft er spesielt særskilt for analyse grunna ei omfattande instrumentering av kvelvet. Instrumenteringa inkluderer deformasjonskablar, termometer, overvaking av vasstand og poretrykksmålarar. Ved å kontinuerleg overvake posisjonen til dammen, vasstemperaturen oppstraums, lufttemperaturen nedstraums, nivået på vasspegelen og poretrykket, har ein data som kan gjere det mogleg å relatere oppførselen til dammen til dei vesentlege lastene i sommarhalvåret.



Figur 1.4: Bilete av dam Statkraft. Foto: Cautus Geo AS.

I samband med den omfattande instrumenteringa, er det òg gjennomført eit betydeleg arbeid for å verifisere geometrien frå det originale teikningsgrunnlaget. Dette arbeidet omfattar ei laserscanning av anlegget med nedtappa magasin, samt ytterlegare innmåling av karakteristiske punkt og linjer langs fundament og vederlag.

Denne oppgåva tek føre seg modellering og analyse av kvelvdammen med utgangspunkt i originalt teikningsgrunnlag og informasjon som er innhenta i nyare tid. Data for geometri, forskyvingar, temperatur og poretrykk er brukt aktivt for å validere modellane og for å tolke og vurdere resultatata.

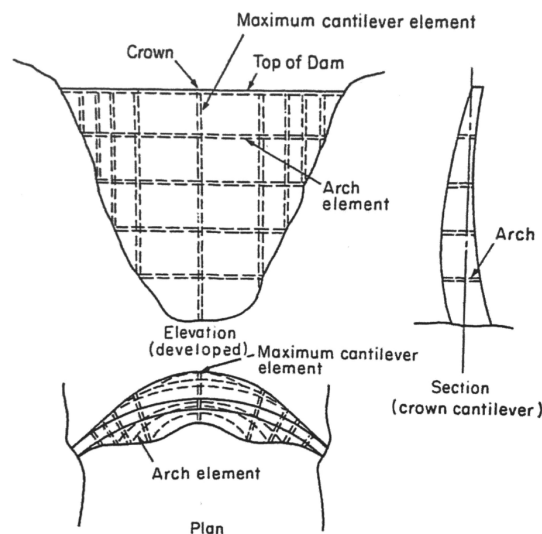
1.2 Beregningsmetodar for kvelvdammar

Ein kvelvdam overfører kreftene i hovudsak gjennom bogane til dei kringliggjande dalsidene. I motsetning vil andre damtypar overføre kreftene ned i dalbotnen gjennom fundamentet. Målet med utforminga av ein kvelvdam er å utnytte materialet optimalt innanfor gitte spenningsgrenser. Fordeling av last og spenningar avheng hovudsakleg av damstaden si form, lengd og høgd på dammen, samt damtjukklegeiken. Ei optimal damutforming gir [1]:

- ein relativt jamn spenningsvariasjon
- trykkspenningar som ligg nær opp til dei tillatne grensene som er praktisk mogleg gjennom store delar av dammen
- minst mogleg betongvolum

I praksis er det vanskeleg å tilfredsstille punkt 2, då ei god utforming vil gi område med låge spenningar. Det vil også kunne oppstå avgrensa soner med strekkspenningar.

Prøvelastmetoden har i stor grad vore nytta for berekning av større kvelvdammar. Metoden vart utvikla i USA av USBR i samband med dimensjonering av Hoover Dam [2].



Figur 1.5: Prøvelastmetoden - bogar og utkragarbjelkar [1].

Metoden tek føre seg ei inndeling av dammen i horisontale bogar og vertikale utkragarbjelkar, som illustrert i figur 1.5. Kvart punkt vil ha tilhøyrande boge og utkragarbjelke. Forutsetninga for metoden er at alle deformasjonar i eit punkt er like for bogen og for utkragarbjelken. Analysen består av å fordele radielle-, tangentielle- og rotasjonslaster mellom bogen og utkragarbjelken for å oppnå ein samanheng mellom forskyvingar i alle retningar. Presisjonen avheng av talet på horisontale og vertikale element, nøyaktigheita på utgangsparametrar og kor store forskyvingsavvik ein tillét. Valet av desse parametrane er sentrale, då hovudavgrensinga til metoden er det omfattande berekningsarbeidet som oppstår ved val av ein større presisjon [1].

Elementmetoden er basert på prinsippet om at ein kontinuerleg geometri kan modellerast ved hjelp av diskrete element bundne saman gjennom punkt på elementa. Det kan vere vanskeleg

å beskrive oppførselen til ein konstruksjon matematisk, men det lèt seg gjere å definere kvart enkelt element matematisk. Den samansette løysinga av elementmodellen (FEM-modellen) vert ei løysing for heile konstruksjonen. Metoden vert i stor grad nytta for spenningsanalyse, og er nærast einerådande ved analyse av tredimensjonale konstruksjonar med kompleks geometri. For analyse av ein kvelvdam er det fleire fordelar ved å nytte ein tredimensjonal elementmodell. Nokre av desse er nemnde av Guttormsen [1]:

- Moglegheita til å modellere ein kompleks geometri.
- Variasjon i elementstorleik ivaretek soner med spenningskonsentrasjonar.
- Dei elastiske eigenskapane til element kan vere ulike, og ein kan ivareta diskontinuitet i materialeigenskapar ved til dømes overgang mellom betong og fjell i fundament.

1.3 Relevant litteratur og retningslinjer

Damkonstruksjonar er verdifulle konstruksjonar av høg samfunnsmessig interesse. Det ser ein att i ressursane som er blitt lagt ned for å sikre eit godt rammeverk i form av retningslinjer og regelverk i samband med dimensjonering, bygging og drift og vedlikehald. I Noreg har Noregs vassdrags- og energidirektorat (NVE) ansvaret for å forvalte vass- og energiresursane i landet [3]. Alle anlegg skal vera bygd og drifta slik at lovverket gjennom vassressurslova [4] og damsikkerheitsforskrifta [5] er tilfredsstilt. Retningslinjene til NVE gir enkle og konservative tilvisingar til ein mogleg måte å utføre damberekningar slik at desse er i tråd med lovverket. For kvelvdammar er særleg rettleiaren for betongdammar [6] aktuell.

International Comission on Large Dams (ICOLD) er ein internasjonal aktør som har som målsetting å vera leiande med å setja standardar og retningslinjer for å sikra at dammar blir bygd og drifta på ein sikker, effektiv, økonomisk, berekraftig og samfunnsmessig lønsam måte [7]. Bulletin 155 [8] med retningslinjer for bruk av numeriske modellar i damfaget kan trekkjast fram og er aktivt brukt i denne oppgåva.

Energiforsk sine retningslinjer for elementanalyse av betongdammar frå 2016 [9] har òg vist seg som eit særdeles nyttig hjelpemiddel. Av andre relevante organisasjonar som har gitt ut retningslinjer brukt i dette arbeidet kan ein nemne amerikanske Federal Energy Regulatory Commission (FERC) og United States Bureau of Reclamation (USBR).

1.4 Oppbygging av oppgåva

Under følger ein kort oversikt av innhaldet i kapitla som utgjer denne oppgåva. Oppgåva er ei forlenging av prosjektoppgåve utført hausten 2019. Den vart brukt til å verta kjent med damanlegget ved hjelp av eksisterande materiale og gjennom eit feltarbeid på damstaden i november 2019. Det vart òg utført elementanalysar med lik programvare som er brukt i denne oppgåva.

Kapittel 2 er eit generelt teorikapittel som omhandlar modellering med elementmetoden. Teorien legg fram relevante faktorar som må takast stilling til når diverse val skal gjerast i eit modelleringsarbeid, og er i stor grad basert på retningslinjer frå anerkjende utgivarar.

Kapittel 3 tek føre seg instrumenteringa av dam Statkraft, samt data som er innhenta gjennom fleire rundar med feltarbeid. Det er særleg lagt fokus på deformasjonskablane. I tillegg vert resultatata frå poretrykksmålingane presentert.

Kapittel 4 omhandlar ein temperaturstudie med mål om å skape ei betre forståing for korleis betongtemperaturen utviklar seg med dei ytre temperaturane frå luft og vatn. Forskjellane i resultatata frå ein transient analyse (tidsavhengig) og ein forenkla steady state-analyse (tidsuavhengig) er også undersøkt. Resultata frå analysane og ein kort diskusjon av desse følgjer i slutten av dette kapitlet.

Kapittel 5 tek føre seg kva val som er blitt gjort i modelleringsarbeidet i den lineære modellen, sett i samanheng med teorien frå kapittel 2.

Kapittel 6 tek føre seg vala som er blitt gjort i overgangen frå den lineære modellen omtalt i førre kapittel, til ein ikkje-lineær modell.

Kapittel 7 omhandlar verifikasjon av hovudmodellen. Utvalde resultat frå elementanalysen er samanlikna med handberekningar. Resultata er også samanlikna mot ein forenkla skalmodell for å sikre at inngangsparametrane er definert som tenkt.

Kapittel 8 presenterer resultatata frå analysane. Her vert forskyvingane frå dei forskjellige elementmodellane vist og samanlikna med forskyvingane frå måledata.

Kapittel 9 er eit diskusjonskapittel med utgangspunkt i resultatata. Forskyvingane frå dei forskjellige modellane vert kommentert og drøfta. I slutten av kapitlet vert kvaliteten og nytten av måledataen i samband med numerisk analyse drøfta.

Kapittel 10 konkluderer arbeidet som er gjort i denne oppgåva.

Avslutningsvis gir kapittel 11 nokre forslag til vidare arbeid med tanke på både berekningsmodellane og instrumentering.

Relevant programvare i arbeidet med denne oppgåva er AutoCAD 2020 versjon 1 til utforming av geometri og DIANA versjon 10.3 til elementanalyse.

Modellering av kvelvdam

Dette kapitlet tek føre seg teori som omhandlar relevante faktorar som må takast stilling til i eit modelleringsarbeid basert på elementmetoden. Grunnlaget er i stor grad forskjellige retningslinjer og standardar frå anerkjende utgivarar.

2.1 Damgeometri

Damtype- og utforming er grunnlaget for korleis ein damegeometri skal modellerast. Ved modellering av damgeometri må det takast eit val med omsyn til kva analyse ein skal utføre. Dei mest vanlege analysetypene er [9]:

- 2D modell med antatt plan tøyning eller spenning
- 3D volummodell
- 3D skalmodell

For dammar som har eit konstant tverrsnitt langs damaksen, kan ein 2D-modell vere eit godt alternativ. Gravitasjonsdammar og dammar av valsebetong er døme på konstruksjonar med konstante tverrsnitt. Det same er lamell- og platedammar, der det ikkje vert teke omsyn til effektar som bøyning i planet. I tilfelle der tverrsnittet varierer langs damaksen eller krefter vert overført i planet, er tredimensjonale modeller å føretrekke. Symmetri kan nyttast for å redusere storleiken til modellen, men det må takast omsyn til kva avgrensingar dette gir.

Ved analyse av damkonstruksjonar med samansette tverrsnitt, kan damsegmenta isolerast og modellerast kvar for seg, eller dei kan modellerast i sin heilheit. Avhengig av kva mekanisk verkemåte eller respons ein ynskjer å sjå på, kan det vere tilstrekkeleg med eitt damsegment. I andre tilfelle må heile damkonstruksjonen med fjellvolum inkluderast for å sikre at detaljnivået er tilstrekkeleg [9].

Det kringliggjande fjellet må vere i stand til å ta opp kreftene påført dammen. Ein kvelvdam er ein slank konstruksjon og har ei lita grenseflate mot fjellet. Deformasjon av fundamentet kan føre til endringar i deformasjonsbiletet og fordeling av forskyvingar og spenningar. For å kunne seie noko om effekten av dette kan ein lage ein modell som inkluderer det kringliggjande fjellet. Dette er sett nærare på i den ikkje-lineære analysen i kapittel 6.

2.2 Materialparametrar

Val av materialmodell er avgjerande for kor mange parametrar som definerer materialegenskapane. For eit lineær-elastisk materiale er elastisitetsmodul (E-modul) og tverrkontraksjonstal eller Poissons tal nok for å beskrive materialmodellen i sin heilskap. Dersom eigenvekta skal betraktast, er densiteten ein viktig parameter. Ved temperaturlaster må den termiske ekspansjonskoeffisienten inkluderast.

Det finst fleire formalar for å berekne E-modulen til eit materiale. I Eurokode 2 [10] er følgjande formel nytta:

$$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} \text{ (GPa)} \quad (2.1)$$

Eurokoden anbefaler at Poissons tal settast lik 0,2 for urissa betong og lik 0 for rissa betong. Ei alternativ likning frå den utgatte betongstandarden NS 3473 [11] ser slik ut:

$$E_{cm} = 9,5 \cdot (f_{cm})^{0.3} \text{ (GPa)} \quad (2.2)$$

For ikkje-lineære materialmodellar kan defineringa av materialparametrar bli vesentleg meir komplisert. Felles for alle modellar er at uniaksielle kurver i trykk og strekk må definerast. Generelt vil talet på parametrar auke med kompleksiteten til modellen [9]. For betong kan riss og rissutvikling vere aktuelle å modellere. Andre mekanismar er effekten av herding av fersk betong, krymp og kryp.

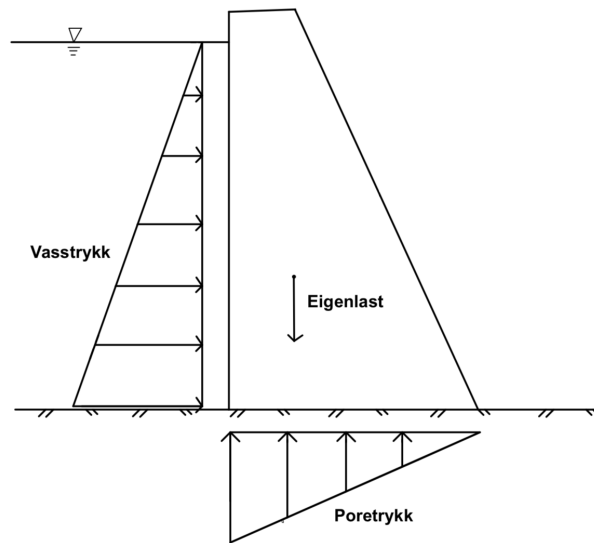
Ei grunnleggjande avgrensing for kor nøyaktig eit materiale kan modellerast, er vanskar med å definere dei riktige parametrane frå testar i felt og laboratorium. Ei god definering av parametrane er essensiell for å få ei realistisk modellering av materialet in-situ [8]. Fordi det norske lovverket gjennom damsikkerheitsforskrifta har tilbakeverkande kraft på tidlegare bygd konstruksjonar, vil spørsmål om kva som er korrekte grunnlagsdata for dammar bygd fleire titals år tilbake vere spesielt aktuelt [5].

2.3 Laster

Ein dam er påkjent av ei mengd laster, både statiske og dynamiske. Statiske laster som bør takast i betraktning er:

- Eigenlast
- Vasstrykk
- Poretrykk
- Temperaturlast
- Islast

Dette avsnittet vil gi ei beskriving av lastene som er aktuelle for analysen i oppgåva.



Figur 2.1: Laster på eit vertikalsnitt av ein dam.

2.3.1 Eigenlast

Eigenlasten til ein dam er i stor grad bestemt av densiteten til betongen. Densiteten vert ofte sett til 2500 kg/m^3 for armert betong, men avheng mellom anna av tilslagsmateriale og armeringsmengd.

$$P = \rho_c g V \quad (2.3)$$

ρ_c : Densitet betong [kg/m^3]

g : Gravitasjonskonstant [m/s^2]

V : Volum av lekamen [m^3]

I ein tradisjonell numerisk analyse, er eigenvekta vanlegvis simulert som ei enkelt last som påførast heile konstruksjonen momentant. I realiteten vil påkjenninga på grunn av eigenlast skje gradvis i løpet av byggeprosessen. Eigenvekta og stivleiken til konstruksjonen vil dermed endre seg i løpet av byggeperioden. For kvelvdammar vil ei neglisjering av effekten av dei forskjellige byggetrinna innføre ein approksimasjon når det gjeld endeleg spenning-tøyings-tilstand [8].

2.3.2 Vasstrykk

Det oppdemte vatnet gir ein fundamental belastning på dammen. Det hydrostatiske vasstrykket aukar lineært med høgda og er påkjent alle damflater oppstrauts. Vasstrykket er gitt ved:

$$P = \rho g (H - Z) \quad (2.4)$$

P : Hydrostatisk rykk [Pa]

ρ : Densitet vatn [kg/m^3]

g : Gravitasjonskonstant [m/s^2]

H : Vassdjupn [m]

Z : Damhøgde med origo ved dambotn [m]

2.3.3 Poretrykk

Ein dam er utsett for eit indre vasstrykk på fundamentflata og inne i materialet den er bygd opp av. Dette indre trykket i porer og sprekkar er årsak til at dammen vert utsett for ei oppløpft. Oppløpft gjev ein reduksjon i den effektive eigenlasta av konstruksjonen, og verkar mellom anna inn på dammen sin globale stabilitet. Sjølv om oppløft ikkje er ein kritisk faktor i spenningsanalyse av ein kvelvdam, er det viktig i undersøking av stabiliteten til dammen og eventuell materialsvikt i fundamentet [12].

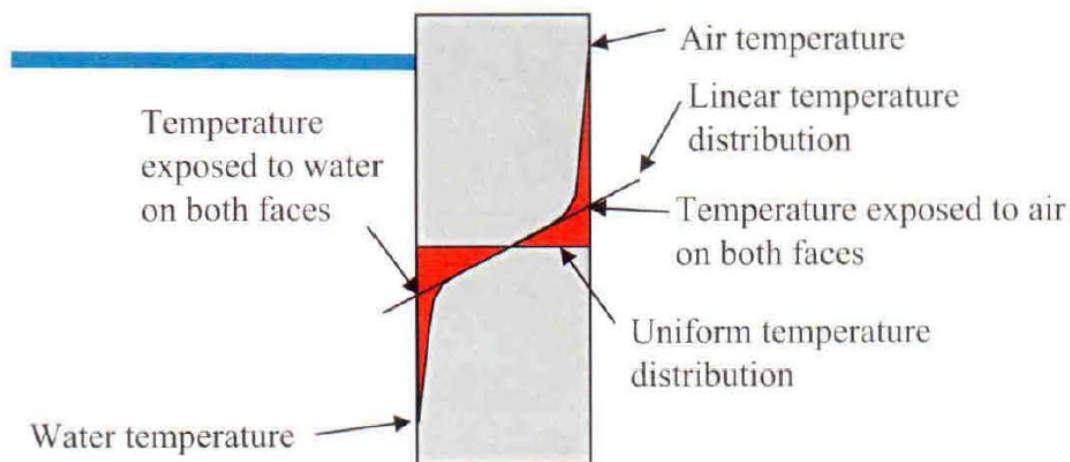
Det fysiske konseptet som til vanleg vert brukt for å forklare oppdrift under ein dam går fram av figur 2.1. Ein differanse i vasstand oppstraums og nedstraums dammen gjev ein trykkdifferanse over tverrsnittet. I retningslinjer for betongdammar [6] er det tillate å anta eit lineært antakande trykk. I røynda er ikkje porene og sprekkane jamt fordelt under dammen, og trykket vil dermed heller ikkje vere lineært avtakande. Trykket vil derimot få ei fordeling som mellom anna er bestemt av sprekkmønsteret [1].

2.3.4 Temperaturlast

Temperaturlastar kan vere nødvendig å inkludere i ein analyse, avhengig av damtype og -tjukkuleik, fasthalding mot fundament, sesongavhengige temperaturvariasjonar og solinnstråling. Kvelvdammar er kurva, har eit tynt tverrsnitt og er kilt inn i eit dalføre. Eit tynt tverrsnitt medfører at den indre temperaturen er nær den ytre temperaturen, og at den indre temperaturen endrar seg raskt med den ytre. Innspenning hindrar dammen å bevege seg fritt, både med tanke på utviding og samantrekking. Dette resulterer i bøying i retninga til kvelvet og utkragar, og gir temperaturinduserte spenningar. Konsekvensen er at temperatur gir eit signifikant lastbidrag på kvelvdammar [12]. Trass i at temperaturlastar kan føre til store spenningar, vil det ikkje direkte vere ein drivande brotmekanisme. Når betongen rissar opp, vil strekkspenningar grunna temperaturlastene forsvinne. Derimot vil opprissing kunne svekke konstruksjonen og redusere evna til å ta opp andre laster [13]. I tillegg kan lastbidraget frå eit hydrostatisk trykk endre seg ved at vatn trengjer inn i rissa. Dette kan redusere stabiliteten til ein dam om opprissing av fundamentet gjer at poretrykket vert større og fører til auka oppløftskrefter.

Det er vanleg å anta ei lineær temperaturfordeling over eit tynt tverrsnitt. Ved tjukkare tverrsnitt vert fordelinga i aukande grad ikkje-lineær. Dei temperaturmessige sesongvariasjonane forplantar seg i praksis ulikt, avhengig av kva grenseflate ein ser på. Sesongvariasjonane i vass- og lufttemperatur vil typisk forplante seg 5-6 m inn i betongen. Daglege temperaturendringar forplantar seg i eit tynt lag på luftsida, typisk 0,2-0,3 m inn i betongen [9]. Eksempel på ei typisk temperaturfordeling er gitt i figur 2.2.

Ein dam vil i løpet av ein sesong bli påkjent for temperaturar som gir ein kombinasjon av uniform temperaturendring og ein temperaturgradient over tverrsnittet. Fordi magasinet bak dammen sjeldan vil tømmast, vil dammen oftast ha ei grenseflate mot vatn oppstraums og ei grenseflate mot luft nedstraums. Luft og vatn sine forskjellige termodynamiske eigenskapar fører til at dei som oftast har ulik temperatur i eit ope miljø, og dei overfører varme til betong med forskjellig effekt. Direkte sollys vil òg kunne gi ei betydeleg temperaturauke på eksponerte flater. Den uniforme delen av temperaturendringa vil gi ei utviding eller kontraksjon av heile tverrsnittet, medan ein temperaturgradient over tverrsnittet gir ei krumming. Dersom desse deformasjonane blir hindra, som for ein kvelvdam, vil det oppstå ein kombinasjon av ei uniform spenningsendring og ein spenningsgradient.



Figur 2.2: Typisk temperaturfordeling over tverrsnitt [14].

Storleiken av lineære temperaturtøyingar (ϵ_T) og eventuelle spenningar (σ_T) er bestemt av temperaturutvidingskoeffisienten (α_T) til betongen og storleiken på temperaturendringa (ΔT) gjennom likning 2.5 og 2.6. I 2.6 er E elastisitetsmodul. α_T er i stor grad bestemt av eigenskapane til tilslaget i betongen, då denne typisk utgjør 65-80 % av betongvolumet. Vanlege verdiar for denne er 8-12 $\mu\text{m/m K}$ [15]. Etter eurokoden [10] kan den lineære temperaturutvidingskoeffisienten setjast lik $10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ med mindre meir nøyaktige verdiar er kjent.

$$\epsilon_T = \Delta T \cdot \alpha_T \quad (2.5)$$

$$\sigma_T = -E \Delta T \cdot \alpha_T \quad (2.6)$$

Spenningsfri temperatur representerer temperaturen i betongen i det tidspunktet der konstruksjonen opptrer som eit lukka og kontinuerleg system. For gamle kvelvdammar spelar ukjente faktorar inn, blant anna korleis fugene er utforma og støypt att, tidspunkt for attstøyping og lukking av konstruksjonen. Ein praktisk framgangsmåte for å bestemme ein spenningsfri temperatur er ved å bruke gjennomsnittleg årleg lufttemperatur. Då bør det utførast ein sensitivitetsanalyse der også gjennomsnittleg sommar- og vintertemperatur blir brukt som spenningsfri temperatur [12]. I følgje Guttormsen [1] har vanleg praksis i Noreg vore å støype att vertikalspaltane mellom damseksjonane mot slutten av sesongen, det vil seie på hausten, når lufttemperaturen er kring 0 °C.

Kva temperatur vatnet vil halde, er avhengig av fleire faktorar, til dømes lufttemperatur, vass-tilførsel, vind, bølger og lagdeling. Lagdelinga aukar med opphaldstid, djupn og vindskjerming og temperaturen i dei to laga kan vera av betydeleg forskjell [16].

I ein numerisk analyse finst det fleire alternativ for å kome fram til ei temperaturfordeling for modellen. I samband med denne oppgåva er det analysar av typen "steady state" og "transient" som har vore aktuelle. I ei steady state-analyse oppnår ein temperaturfordelinga når systemet har stabilisert seg. Det svarar til temperaturfordelinga som oppnåast dersom påført temperatur eller

varmefluks står på uendeleg lenge. I ein transient eller tidsavhengig analyse må ein også definere varigheita til påført temperatur og varmefluks.

2.4 Randvilkår og kontaktformulering

Randvilkår og kontaktdefinering mellom dam og fjell er i stor grad avgjerande for å beskrive dammen sin reelle oppførsel, og må definerast for å kunne gjere ei analyse. Det er i hovudsak tre metodar for definere randvilkåra til ein dam [9]:

- Randvilkår direkte på dam
- Indirekte modellering av fjell ved innføring av fjørstivleik
- Direkte modellering av fjell og kontaktformulering mellom dam og fjell

2.4.1 Randvilkår direkte på dam

Definering av randvilkår direkte på dammen vil medføre en stivare oppførsel enn i røynda. Dette vil vere ei konservativ betraktning og vil kunne gi eit urealistisk spenningsbilete. Full innspenning vil typisk medføre signifikante strekkspenningar i oppstraums damtå.

Ein annan konsekvens av denne typen randvilkår er at det ikkje vert mogleg å sjå på effekten av poretrykk. Krefter som er påført direkte i nodane som er fasthaldne, vil ikkje gi tilleggskrefter i kvelvet og dermed ikkje påverke konstruksjonen [9].

2.4.2 Indirekte modellering av fjell ved innføring av fjørstivleik

Påføring av fjørstivleik til damfundamentet er ein metode å definere kontaktformuleringa på. Med denne metoden er det enkelt å tileigna fjørene ikkje-lineære eigenskapar. Vertikale fjører kan definerast med trykk eller strekk. Dette gjer det mogleg å modellere ikkje-lineær oppførsel som velting, gliding eller overføring av strekkrefter i grensesjiktet mellom dam og fjell. Fjørene kan også definerast til å representere stivleiken til fjellet, der stivleiken for ei fjør kan bereknast ved hjelp av likning 2.7.

$$k = \frac{EA}{L} \quad (2.7)$$

k : Fjørstivleik [N/m]

E : Elastisitetsmodul for fjellet [Pa]

A : Arealone for kvar node [m²]

L : Høgde eller lengd av fjellvolum som fjellet representerer [m]

2.4.3 Direkte modellering av fjell og kontaktformulering mellom dam og fjell

Denne metoden tek føre seg direkte modellering av fjellvolumet. Kontaktformulering mellom dam og fjell må definerast og det er fleire løysingar på dette, avhengig av kva ein skal undersøke. Ei vanleg definering er full fasthalding mellom dam og fjell. Dette kan vera ein nokså nøyaktig

approximasjon, men i realiteten vil kontakten vere meir kompleks. Ein meir realistisk oppførsel kan modellerast ved hjelp av delvis fasthalding, kontaktflater og fjører. Dette gjer det mogleg å inkludere kohesjon- og friksjonskrefter.

Interface-element kan nyttast for å modellere ei ikkje-lineær kontaktformulering. Dette inneber at ein kan modellere oppførsel der det til dømes ikkje vert overført strekkrefter i grenseflata mellom dam og fjell, men kun trykkrefter og friksjon. Konsekvensen er at dammen kan løfte seg i strekksoner. Elementtypen består av to uavhengige flatelement i eit tredimensjonalt system. Eit eksempel på eit slikt element i DIANA er Q24IF, sjå figur 2.3a. Interface-element kan også nyttast utan fjellvolumet, ved fasthalding av nedre elementflate.

Coulomb-friksjonskriteriet (figur 2.3b) beskriver korleis eit material si evne til å motstå skjærspenningar varierer med normalspenninga på planet. Eit interface-element kan tileignast Coulomb-kriteriet med dei tilhøyrande parametrane friksjonsvinkel og kohesjon. Friksjonsvinkelen bestemmer samanhengen mellom trykk- og skjærspenning, medan kohesjonen bestemmer skjærkapasiteten dersom trykkspenningane er null.

Innad i interface-elementet er den relative forskyvinga bestemt av elementet sin normal- og skjærstivheit. Normalstivheita viser samanhengen mellom normalspenning og relativ forskyving normalt på elementet (z-retning, sjå figur 2.3a). Tilsvarende gjeld for skjærstivheiten, som viser samanhengen mellom skjærspenning og relativ forskyving i grenseflata på elementet (x- og y-retning, sjå figur 2.3a). Normal- og skjærstivheit kan estimerast ved omsynsvis likning 2.8 og likning 2.9 [17].

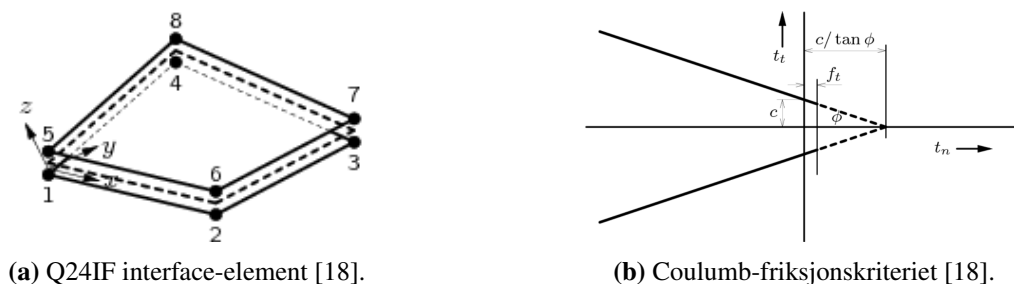
$$k_u = 1000 \cdot \frac{E_{betong}}{h} \quad (2.8)$$

$$k_s = 100 \cdot \frac{G_{betong}}{h} \quad (2.9)$$

E_{betong} : Elastisitetsmodul for betong [Pa]

G_{betong} : Skjærmodul for betong [Pa]

h : Høgde av ovanforliggende element [m]



Figur 2.3: Ikkje-lineær kontaktformulering.

2.5 Elementval og elementinndeling

På overordna nivå må ein ta stilling til om elementanalysen skal utførast med romlege element eller skalelement. Det finst fordelar og ulemper med begge metodane. Frå ein analyse med

skalelement kan ein ta ut tverrsnittskrefter i elementa direkte. I motsetnad vil ein analyse med romlege element gi spenningane i nodane. Om det er tverrsnittskreftene som er av interesse, må spenningane integrerast over elementa for å finne kreftene [9]. Dette er vesentleg då retningslinjer og standardar i stor grad baserer sine dimensjoneringskriterium på utnyttingsgraden til tverrsnittet, og tverrsnittskreftene er også avgjerande for å dimensjonere mengd armering. Det krev kjennskap til både tverrsnittskapasiteten og dei ytre kreftene som verkar på tverrsnittet.

Romlege element er meir fleksible når modellen omfattar kompleks geometri. Geometrien kan modellerast på ein intuitiv måte i eksempelvis brå overgangar mellom forskjellige tverrsnitt som er forbunde med ein eksentrisiteten. Samanlikna med ein skalmmodell, unngår ein å ta ein del val som ville vore nødvendig ved bruk av skalelement, i og med at geometrien kan modellerast ”slik den er” med romlege element.

Nøyaktigheita kan påverkast av fin eller grov elementinndeling og av høg eller låg interpolasjonsorden. Element med lineær interpolasjon kan til dømes ikkje reprodusere bøyning korrekt fordi det gir konstante tøyingar over elementet. Både inndeling og interpolasjonsorden påverkar tal på nodar og dermed reknetid.

Ved modellering og analyse av ein dam med kringliggjande fjell, må det gjerast eit val tilknytt elementinndeling. Dersom ein vel å definere dam og fjell med same elementstørrelse vil modellen bli svært omfattande. I tillegg vil størstedelen av nodane ligge i fjellvolumet, der ein nødvendigvis ikkje er like interessert i resultatet. Ved definering av elementstørrelse for ulike volum og flater må ein dermed prioritere og velgje inndeling etter kva resultat ein ynskjer å oppnå og kva hovudfokuset ved analysen er [9].

Romlege element kan vere forma som heksaeder, tetraeder, pyramidar og kiler. Generelt vil heksaeder gi meir robuste løysingar, medan ein blanding av dei øvrige, meir allsidige formene gir enklare meshing, som gjer det mindre krevjande å oppnå ei regulær elementinndeling [19].

Instrumentering, verifikasjon av geometri og feltarbeid

3.1 Overvaking og tilsyn

Det er både ynskjeleg og naudsynt for dameigarar å observere og registrere oppførsel og tilstand for sine dammar. Målingar og overvaking gir auka kunnskap om dammar og det kan vera av stor nytte å følgja bevegelsar og reaksjonar. Kva type utstyr og metodar for instrumentering som er aktuelle avheng av damtype. Generelt er målingar tilknytt fire forhold av interesse: rørsle, poretrykk, spenningar og lekkasje [1].

3.2 Instrumentering

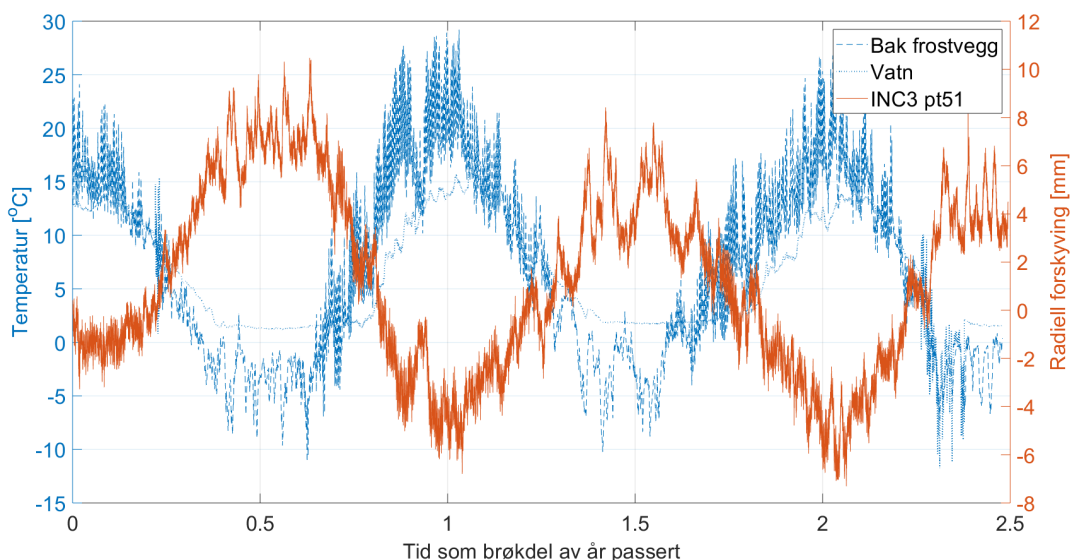
Dam Statkraft er blant dei mest omfattande instrumenterte kvelvdammane i Noreg. Instrumenteringa omfattar 21 monitoreringsprisme, 4 deformasjonskablar, 4 poretrykksmålarar, temperatursensorar og vasstandsovervaking. I tillegg til å ha kontroll på vasstanden, har særleg deformasjonskablar og temperatursensorar vore viktige i oppgåva. Meir informasjon om desse instrumenta er difor gitt i dei neste delkapitla.

Alle instrumenta har loggeintervall på 60 minutt. I figur 3.1, er det vist eksempel-plot av lufttemperaturen bak frostvegg, vasstemperatur og radiell forskyving av målepunktet øvst på målekabelen midt i kvelvet (INC3). Tidsintervallet går frå juli 2017 til januar 2020.

3.2.1 Deformasjonskablar

SAAF (Shape Accel Array Field) er ein fleirledda 3D deformasjonskabel beståande av 305 eller 500 mm lange målesegment. Segmenta er ledda saman og kabelen målar vinkelendringa mellom dei ulike ledda. Meir informasjon om SAAF-kablane kan finnast i produktbrosjyra [20]. I tabell 3.1 er utdrag av systemeigenskapane [20] til instrumentet vist.

Vidare informasjon er henta frå installasjonsrapporten til Cautus Geo AS frå juni 2017. På grunn av omsynet kring anonymitet er den ikkje vedlagt denne oppgåva, men relevant informasjon er gjengitt i teksten.



Figur 3.1: Figuren viser logga temperatur bak frostvegg, vasstemperatur samt radiell forskyving for det øvste punktet i målekabelen som ligg midt i kvelvet (INC3 pt51), frå juli 2017 til januar 2020.

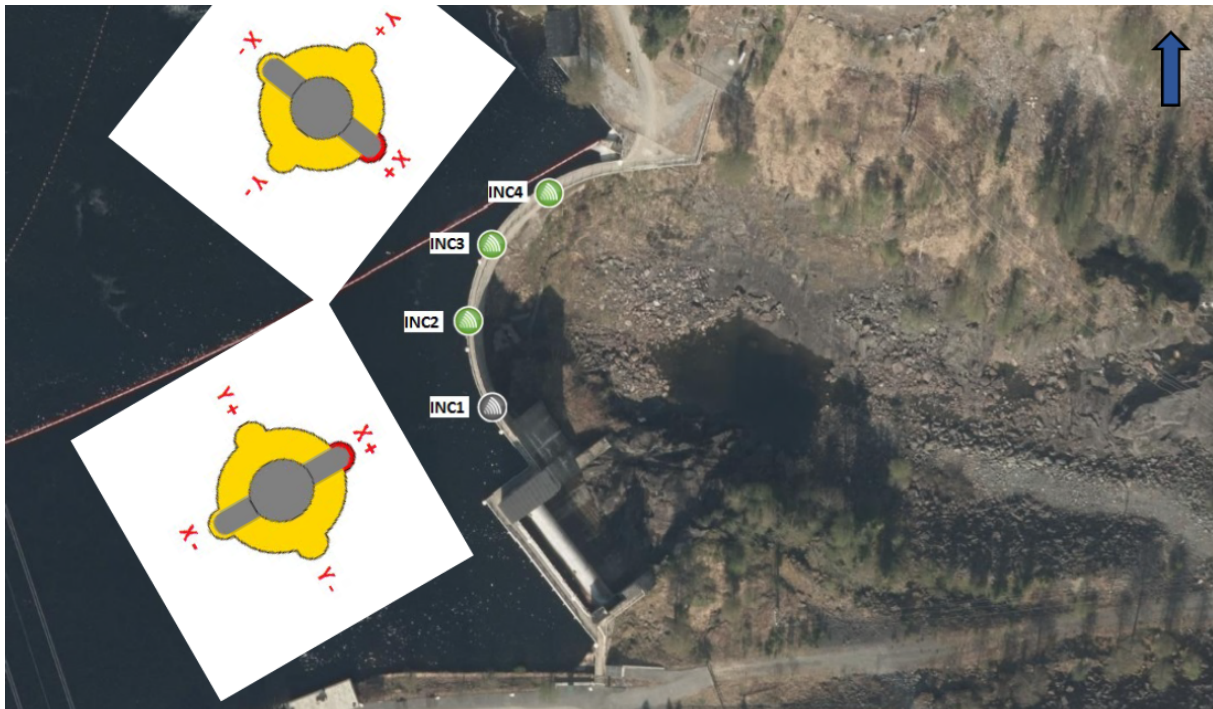
Tabell 3.1: Systemeigenskapar, henta frå produktbrosjyre [20].

SYSTEMEIGENSKAPAR

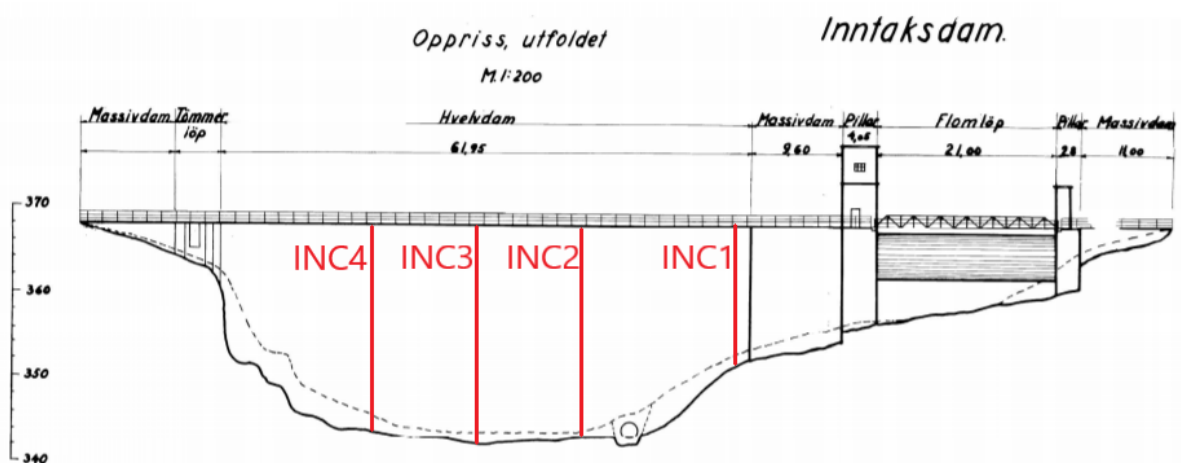
Lengd segment	305 eller 500 mm
Maksimal deformasjon	60 gradar
Målingar	Vinkelendring i 2 aksar mellom kvart ledd, akselerasjon i kvart ledd og temperatur i kvart 8. ledd
Måleresultat	Deformasjon i xyz (N,Ø,H), vinkelmålingar, akselerasjon og temperatur
Nøyaktigheit - Døme	1,5 mm på 32 m

For dam Statkraft er det brukt SAAF-kablar med lengd 500 mm. Vinkelendringane blir målt med MEMS-sensarar (Microelectromechanical systems). Kablane er montert i plastrøyr med diameter 32 mm, som igjen er festa til betongen med 32 mm klammer og 6 mm ekspansjonsboltar. Starten av kabelen er bora minimum 1,5 m ned i fundamentet og endar like under damkrona. Frå enden av målekabelen går ein datakabel til eit loggarskap. SAAF-instrumentet målar temperaturen langs heile lengda og brukar denne informasjonen i deformasjonsberekningane. Dette for å minimere påverknaden av temperaturendringar, og dermed oppnå så gode måleresultat som mogleg. I figur 3.5 er det vist to bilete frå installasjonsrapporten som viser avslutninga av ein kabel under damkrona og korleis den er montert langs kvelvet.

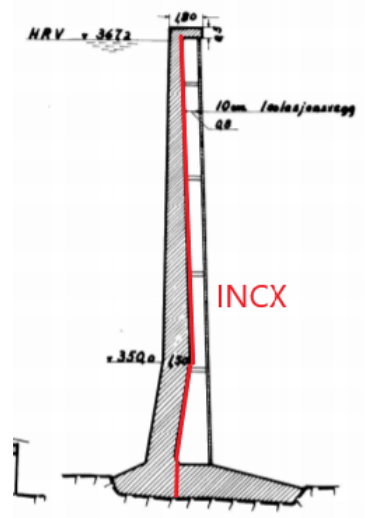
Namngjeving og plassering av SAAF-kablane kan sjåast i figur 3.2. Kablane er namngjevne som INC1-INC4. Målepunkta på ein einskild kabel er namngjeve som pt1, pt2, pt3 osv., der pt1 er det nedste målepunktet på ein kabel. Alle kablane har referansepunkt i botn av boreholet, og er orientert med x-aksen radielt og y-aksen tangentielt på veggen der sensoren er montert. Positive og negative retningar er som vist, der ein positiv x-deformasjon (X+) gir forskyving ut frå magasinet, medan negativ x-deformasjon (X-) svarar til forskyving inn i magasinet. Positiv (Y+) og negativ (Y-) y-deformasjon er omsynsvis mot venstre og mot høgre.



Figur 3.2: Namngjeving og plassering av SAAF-kablar. Blå pil i øvre høyre hjørne markerer nord. Foto: Cautus Geo AS.



Figur 3.3: Omtrentleg plassering av dei fire SAAF-kablane, namngjeve INC1-INC4.



Figur 3.4: Illustrasjon av korleis SAAF-kablane er plassert langs kvelvet.



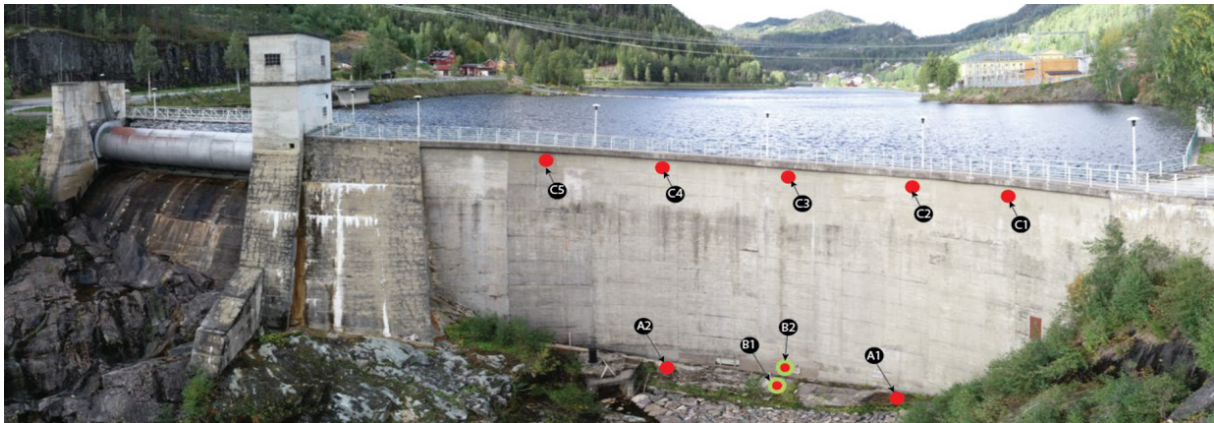
Figur 3.5: Venstre: Avslutning av SAAF-kabelen like under damkrona. Høgre: Kabel festa til kvelvet med klemmar. Foto: Cautus Geo AS.

3.2.2 Temperatursensorar

Installasjonen av temperatursensorar er skildra i installasjonsrapporten. Det vart montert to temperatursensorar. Nedstraums vart sensoren plassert bak isolasjonsveggen, om lag 6,5 m frå topp dam. Sensoren vart montert på eit stag som stikk ca. 10 cm ut frå betongen for å unngå at betongtemperaturen påverkar målingane. På vassida vart sensoren montert i eit eksisterande rør for måling av vassstand. Den er plassert 7 m under toppen av dammen. Ved HRV svarar dette til eit vassdjup på litt over 6 m.

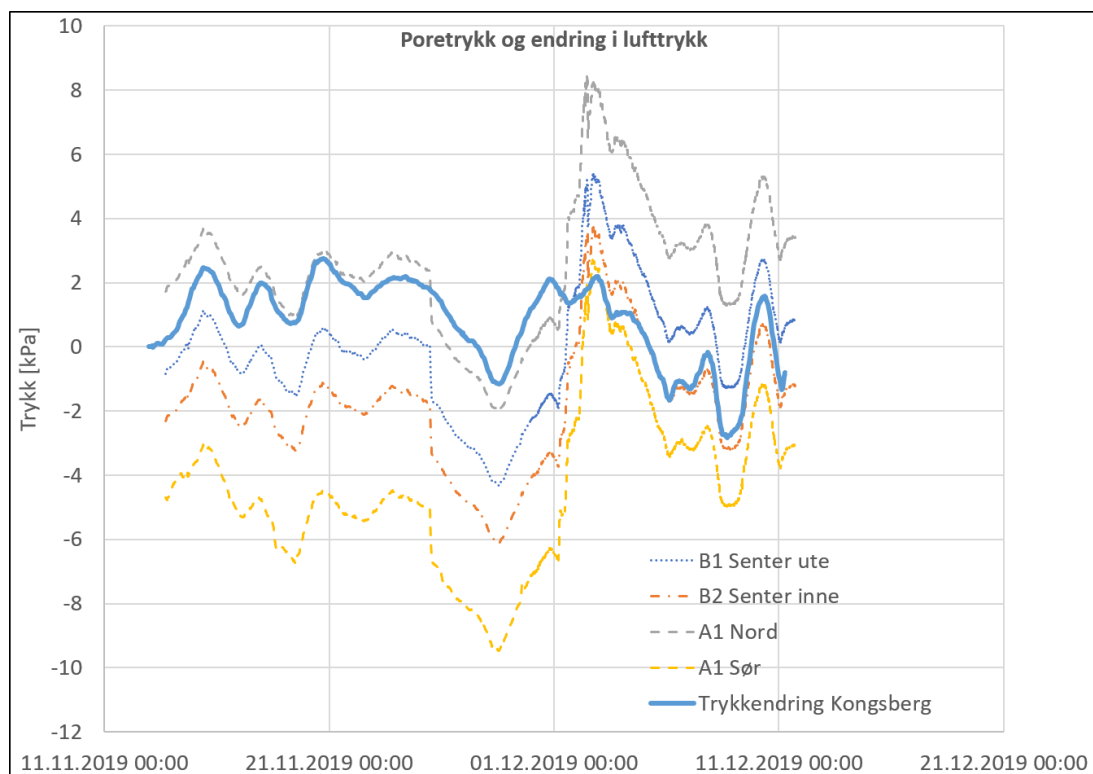
3.2.3 Poretrykksmålarar

13. september 2019 vart det installert poretrykksmålarar mellom fundament og fjell ved fire punkt på nedstraums side av dammen. Sjå figur 3.6 for plassering. Poretrykksmålar B2 er montert innanfor isolasjonsveggen, medan A1, A2 og B1 er plassert lenger nedstraums på fundamentet. Kwart målepunkt loggar trykk- og temperaturendring. Det målte trykket må korrigerast med omsyn til lufttrykket for å isolere poretrykket. Barometertrykket frå meteorologisk målestasjon i Kongsberg er nytta for denne korrigeringa.

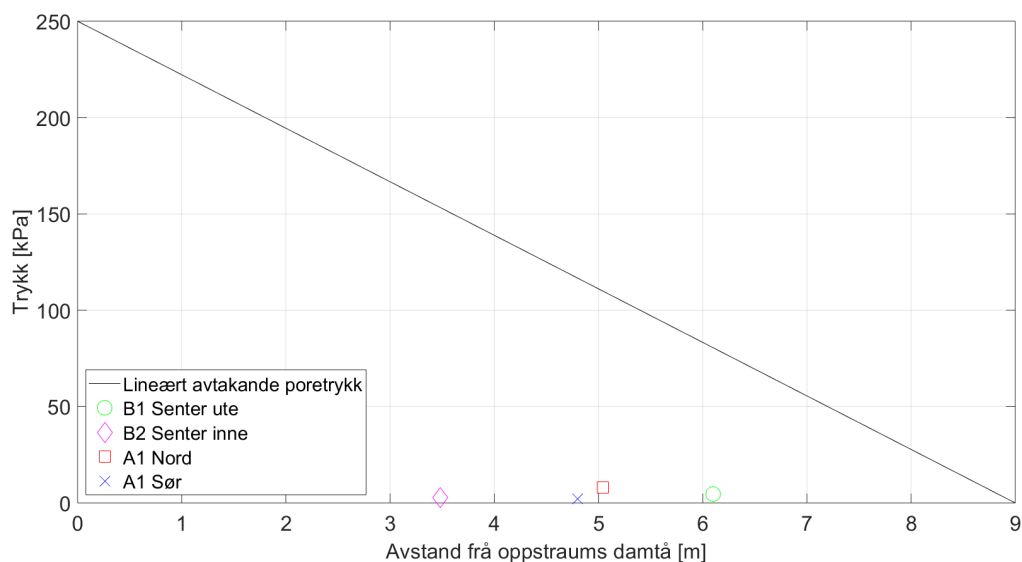


Figur 3.6: Plassering av poretrykksmålarar. Foto: Cautus Geo AS.

Frå figur 3.7 ser ein korleis barometertrykket og det målte poretrykket varierer. Ein tydeleg korrelasjon mellom lufttrykket og det målte poretrykket kan observerast. Lufttrykksendring forklarar i stor grad svingingane i poretrykket, med unntak av ein kort periode rundt 1. desember ved oppfylling av magasin. I denne perioden gir oppfyllinga eit tydeleg utslag på poretrykket. Med ei damhøgde og vassøyle på om lag 25 m, vil berekna poretrykk ved oppstraums damtå vere lik 250 kPa, jf. figur 2.1. Det største absolute trykket er målt til 9 kPa for målar A1 Sør (8 kPa korrigert for lufttrykk), og er soleis relativt lågt. I eit plot som viser plassering og korrigert poretrykkmåling mot ei antatt lineær fordeling av poretrykket, ser ein tydeleg kor lågt poretrykket under dammen er. Sjå figur 3.8. Påføring av eit lineært avtakande poretrykk over fundamenttverrsnittet vil vere svært konservativt og vil ikkje gi ei realistisk tilnærming. Ei lineær avtakande fordeling frå oppstraums med fullt poretrykk til punkt B2 med omlag 8 kPa vil truleg gi eit meir realistisk bilete. Utanom endringa ved oppfylling av magasin er det generelt små variasjonar for det korrigererte poretrykket.



Figur 3.7: Plot av målt trykk og barometertrykk fra meteorologisk målestasjon i Kongsberg. Horisontal akse viser tid.



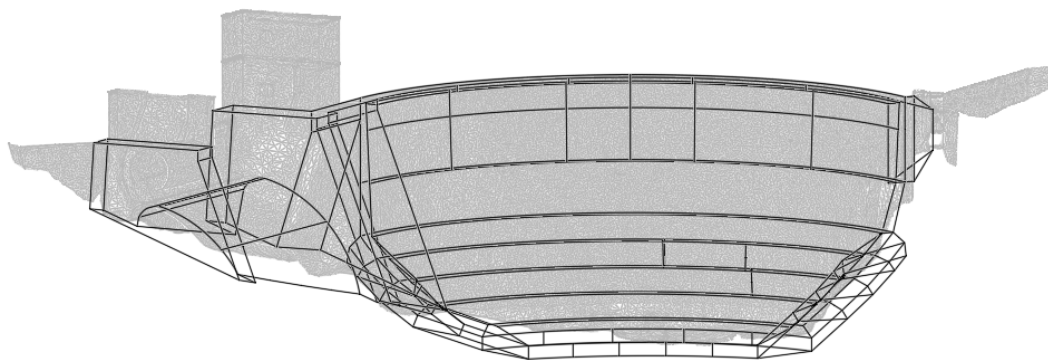
Figur 3.8: Plot som viser ei lineært avtakende poretrykksfordeling mot korrigert poretrykk frå måledata. Horisontal akse viser avstand frå oppstrams damtå.

3.3 Verifikasjon av geometri

Utgangspunktet for å modellere damgeometrien er dei originale teikningane frå prosjekteringa. Ein betydeleg innsats er lagt i å modellere geometrien så nærme realiteten som mogleg. Grunnlaget for å oppnå dette er:

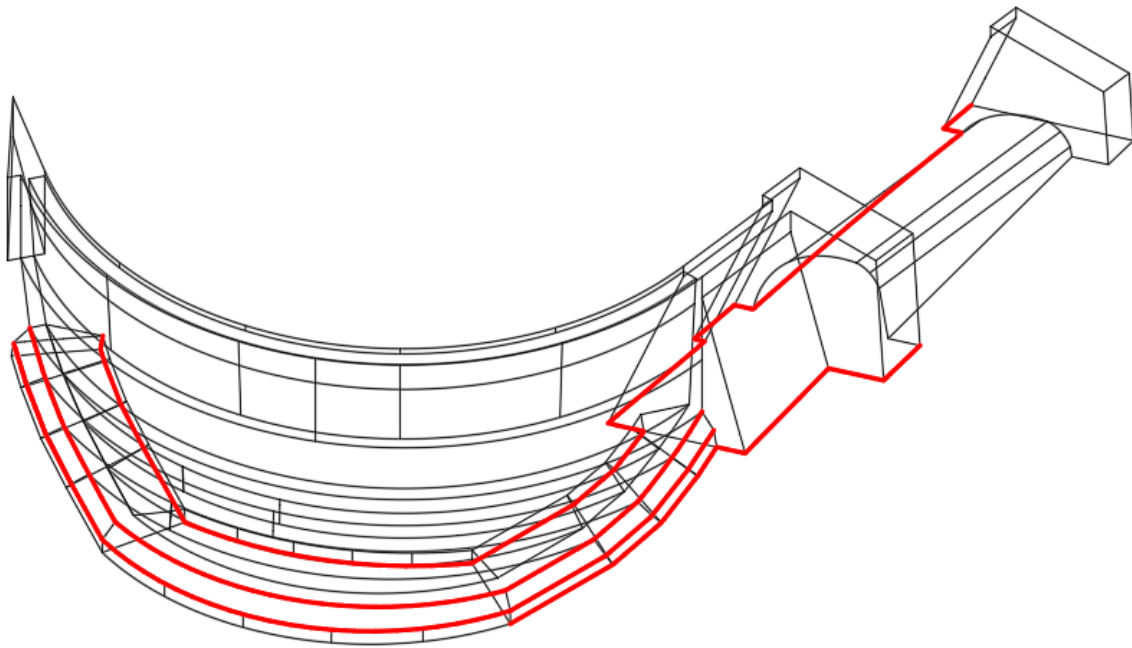
- Teikningsgrunnlaget frå 1940-talet
- Ei 3D punktsky av dammen frå laserscanning
- Innmåling av ”karakteristiske linjer” langs fundament og i overgang fundament og kvelv

I figur 3.9 ser ein modellgeometrien saman med punktskya. Fundamentet er i liten grad inkludert i punktskya. Generelt passar geometrien som er modellert utifrå teikningane godt, og punktskya er dermed kun brukt for å sikre at ingen grove feil vert gjort.

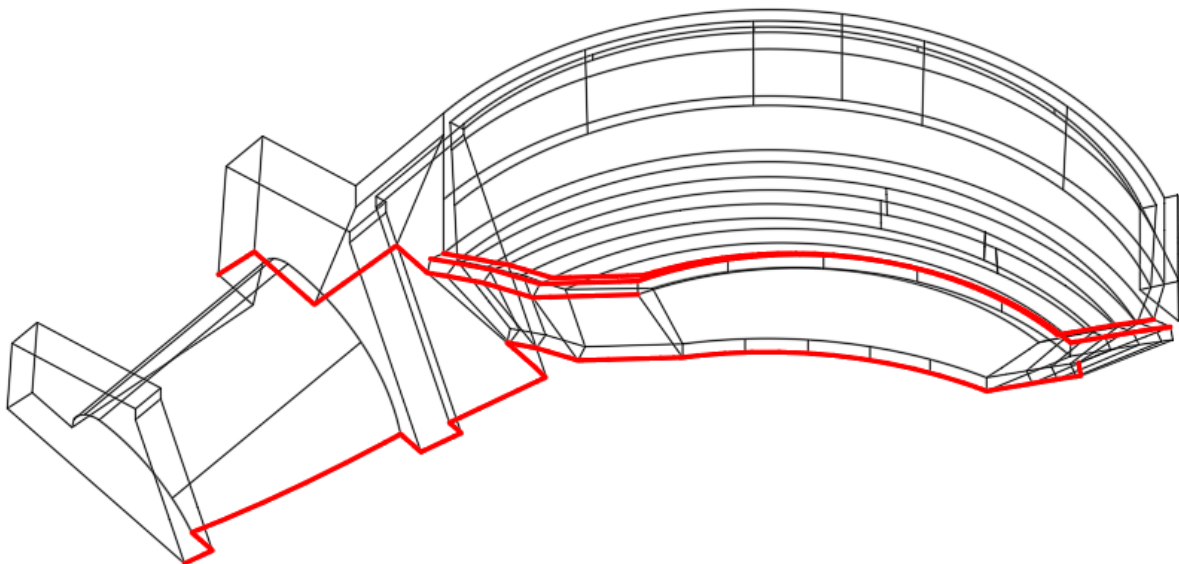


Figur 3.9: 3D punktsky etter laserscanning saman med modellgeometri.

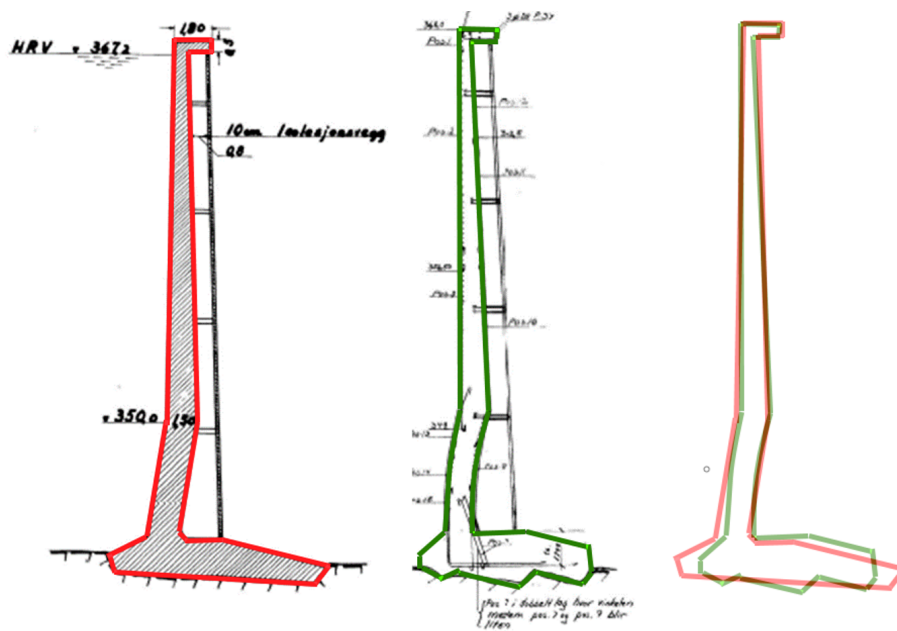
For å verifisere geometrien av fundamentet og overgangen mellom fundament og kvelv, vart det i september 2019 gjort ei innmåling av karakteristiske linjer. I teikningsgrunnlaget er fundamentet kun vist i visse snitt, og det er ingen informasjon om utforminga mellom desse snitta. I figur 3.12 ser ein òg at eit i utgangspunktet likt snitt (snitt B-B) har forskjellige geometri i ”oversiktsteikning” og armeringsteikning. I figur 3.10 og figur 3.11 er det vist kva linjer som er tilpassa ved hjelp av punkta frå innmålinga. Dette gjeld i hovudsak overgang mellom fjell og damfundament.



Figur 3.10: Karakteristiske linjer fra innmåling sett oppstrøms.



Figur 3.11: Karakteristiske linjer fra innmåling sett nedstrøms.



Figur 3.12: Samanlikning av snitt B-B utan og med armering frå teikningsgrunnlag. I figuren til høgre er dei markerte linjene i raudt og grønt lagt over kvarandre.

3.4 Feltarbeid

September 2019 vart det utført feltarbeid ved dam Statkraft. Det omfatta installering av poretrykk-smålarar, innmåling av punkt som omtala i førre delkapittel, og generell observasjon med fokus på å verifisere geometrien til dammen. Særleg var fundamentet og overgangen mellom kvelv og fundament på oppstraums side av interesse. Ein kombinasjon av tilsig av vatn og manglande pumpekapasitet førte til at ein ikkje kunne eliminere usikkerheita kring utforminga fullstendig, men eit generelt inntrykk kunne dannast. Figur 3.13 viser eit bilete overgangen mellom kvelv og fundament, samt ein oppstøtta vegg av tre. Det er knytt usikkerheit til kor langt ned fundamentet fortset vertikalt etter denne skrå delen, då vatn og slam hindra vidare gransking.



Figur 3.13: Bilete av overgangen mellom kvelv og fundament på oppstraums side. Personen på biletet lenar seg mot ein skråvegg som markerer overgangen.

I samband med installering av poretrykksmålarar, vart betongkjernane frå fundamentet testa med omsyn på densitet og trykkstyrke. Saman med tidlegare målingar gir dette to måleseriar med densitetsmålingar, ein for kvelv og vederlag og ein for fundament. Hausten 2015 vart det tekne ut to kjerneprøvar frå kvart av vederlaga, samt to kjerneprøvar frå kvelvet. I 2019 vart det teke ut fire kjerneprøvar frå fundamentet. Målingane viser at betongen frå kvelv/vederlag og fundament har ein gjennomsnittleg densitet lik omsynsvis 2572 kg/m^3 og 2535 kg/m^3 . I analysane er det valt å bruke ein densitet lik 2550 kg/m^3 for alle damsegment, som svarar til gjennomsnittet av gjennomsnitta frå 2015 og 2019.

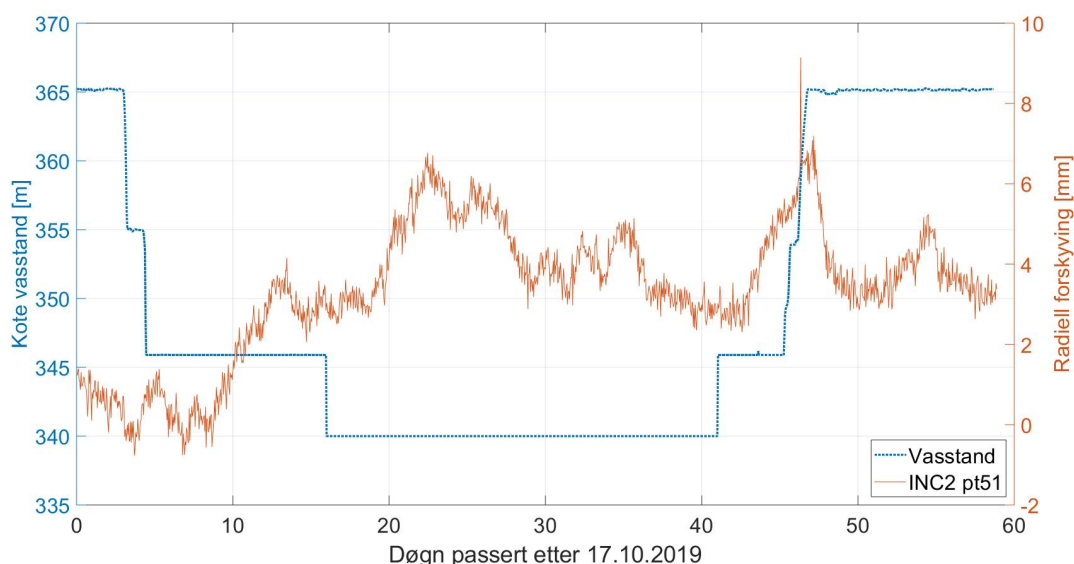
Fordi fokuset i hovudsak ligg på kvelvet, er prøvane herifrå dei mest relevante. Det er ikkje usannsynleg at det er brukt forskjellig betongkvalitet på massive delar i fundament og vederlag samanlikna med kvelvet. Dersom valet av densitet og trykkfastheit kun skal baserast på prøvane frå bogen, vil det derimot vera basert på sær få målingar. Betong er eit inhomogent materiale som gjer at ein kan forvente ein relativt stor variasjon på særleg trykkfastheit mellom fleire prøvar frå same støyp. Det er difor vald å inkludere resultatata frå alle kjerneprøvane for å bestemme

dei aktuelle parametrane for analyse. Dette valet gir fleire måledata som reduserer usikkerheita. Samtidig innfører ein usikkerheit i samband med at prøvar frå vederlag og fundament blir brukt for å bestemme materialet også i kvelvet. Resultata frå betongprøvinga kan finnast i vedlegget.

Temperaturstudie

Frå figur 4.1 kan ein tydeleg sjå at endring i temperatur har mykje å seia for forskyvingsmønsteret til dammen. Her er forskyvinga i det øvste punktet på kabelen INC2 plotta saman med vasstanden i ein periode frå midten av oktober til midten av desember 2019. I perioden vart magasinet tappa ned og fylt opp att, og frå figuren kan ein ikkje forklare heile forskyvingsbiletet med endring i vasstrykk. I figur 3.1 ser ein òg tydeleg korleis forskyvinga svingar omvendt proporsjonalt med temperaturen, både som sesongvariasjon og variasjon i kortare tidsintervall med større temperaturendringar.

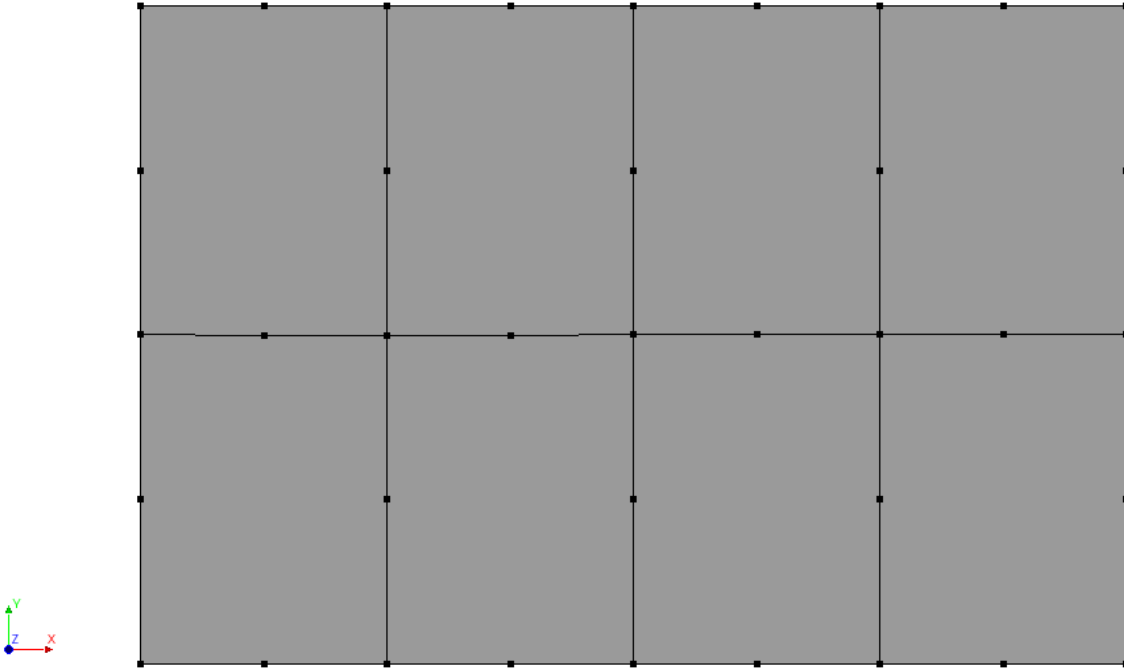
Grunna innverknaden temperaturen syner å ha på forskyvinga, er det gjennomført ein temperaturstudie for å få kunnskap om samspelet mellom temperaturfordelinga over dam-tjukkjeiken og dei ytre temperaturane frå vatn og luft. Resultata frå denne studien er nytta for å bestemme kor store temperaturlaster som skal påførast dammen i statisk analyse. Dette kapittelet omfattar difor ein gjennomgang av modellen, resultata og ein diskusjon kring desse.



Figur 4.1: Figuren viser vasstand-målingar og radiell forskyving for INC2 pt51 i perioden kring nedtapping og oppfylling av magasin rundt november 2019.

4.1 Modell

Ein 2D-elementmodell vart nytta for å få ei betre forståing korleis den ytre temperaturen påverkar betongtemperaturen. Geometri, elementnett og nodar i modellen kan sjåast i figur 4.2. Breidda av modellen på 1,5 m svarar til tjukkeleiken av den nedste delen av kvelvet, og det er valt å bruke ei høgd på 1 m. Retningane inn og ut av planet svarar til retninga tangentielt til kvelvet. Venstre side er oppstraums og høgre side er nedstraums. I grensesjiktet er det brukt "potential flow elements", som bestemmer varmeoverføringa frå vatn og luft til betong.



Figur 4.2: Geometri, elementnett og nodar for 2D-modell brukt i temperaturstudie. Dimensjonane (B x H) er 1,5 m x 1,0 m. Z-retning svarar til retninga tangentielt til kvelvet.

Vasstemperaturen er anteken konstant lik 4°C , medan lufttemperaturen er henta frå måledata som er registrert for kvar time. Analysen er gjennomført i 21 717 tidssteg på ein time kvar. Kvar målte temperaturverdi står på i eitt tidssteg. Total tidsperiode svarar til om lag to og eit halvt år. Steady state-analysar er også gjennomført for å samanlikne resultat og vurdere nødvendigeita av ein transient analyse. I tillegg er tregleiken til betongen med dei valde parametranne studert med ei transient analyse. Dette er gjort ved å sjå korleis temperaturfordelinga endrar seg med tida dersom ein tek utgangspunkt i ein initiell temperatur på 10°C for heile tverrsnittet, for så å setje på den maksimale lufttemperaturen frå måleserien.

For varmeoverføring er det kun teke med bidrag frå konveksjon. Bidraget frå solinnstråling er neglisjert, då isolasjonsveggen hindrar direkte eksponering frå sola på kvelvet. Varmeoverføringskoeffisientane er valt tilsvarande som for ein kvelvdam med isolasjonsvegg frå ICOLD sin 14. Benchmark Workshop [21]. For betongen er det brukt verdiar for konduktivitet og spesifikk varme frå ICOLD sin bulletin 145 [15]. Ei oppsummering av dei valde parametranne kan sjåast i tabell 4.1.

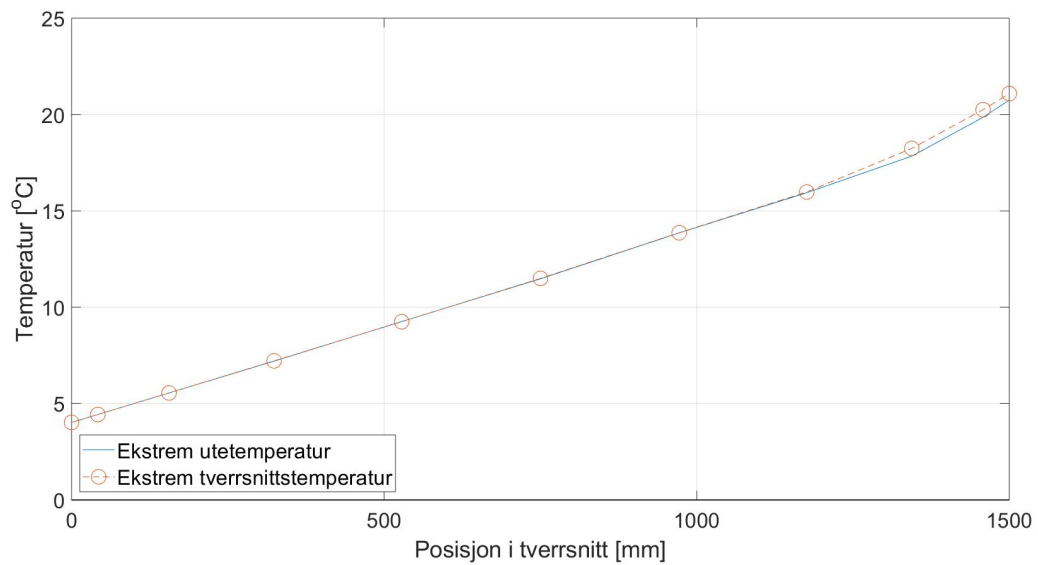
Elementa for varmeoverføring er 8-nodars firkanta isoparametrisk element (CQ8HT). Elementa i grensesjiktet mot vatn og luft er 3-nodars isoparametriske element (BC3HT) [18].

Tabell 4.1: Oppsummering av parametrar [21][8] brukt i 2D temperaturstudie.

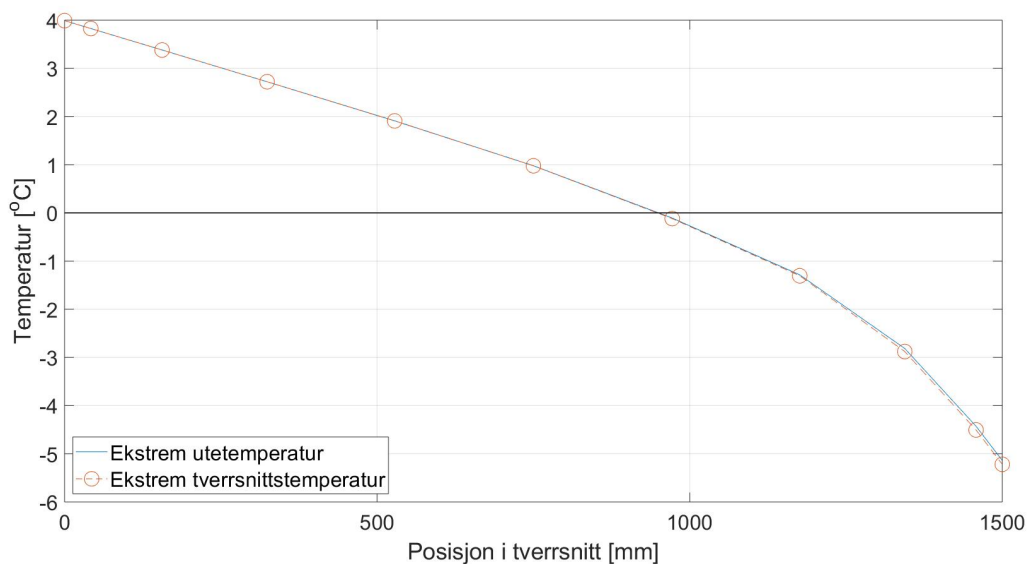
Element for varmeoverføring	
Varmeoverføringskoeffisient luft-betong	4 W/(m ² °C)
Varmeoverføringskoeffisient vatn-betong	500 W/(m ² °C)
Betong	
Konveksjonstal	1.2 W/(m ⁰ C)
Spesifikk varmekapasitet	2,93·10 ⁶ J/(m ³ °C)

4.2 Resultat

I figur 4.3 og figur 4.4 er temperaturfordelinga over tverrsnittet vist for ekstremtemperaturane for måleserien. Med ekstremtemperaturar meinast høgaste og lågaste registrerte lufttemperatur bak isolasjonsveggen, men òg høgaste og lågaste berekna temperatur over betongtverrsnittet. Ekstremtemperaturen over tverrsnittet opptrer ikkje på same tidspunkt som ekstremtemperaturen for omgivnadane. Målte ekstremtemperaturar bak isolasjonsveggen svarar til 29,2 °C og -11,1 °C for omsynsvis sommar og vinter. Av figurane kan ein sjå at forskjellen mellom temperaturfordelinga med ekstrem utetemperatur og ekstrem tverrsnittstemperatur er liten både for sommar og vinter. På sommarstid utgjer forskjellen ca. 0,3 °C og inntreffer fem timar etter høgaste lufttemperatur. På vinterstid utgjer forskjellen ca. 0,1 °C og inntreffer ein time etter lågaste lufttemperatur.

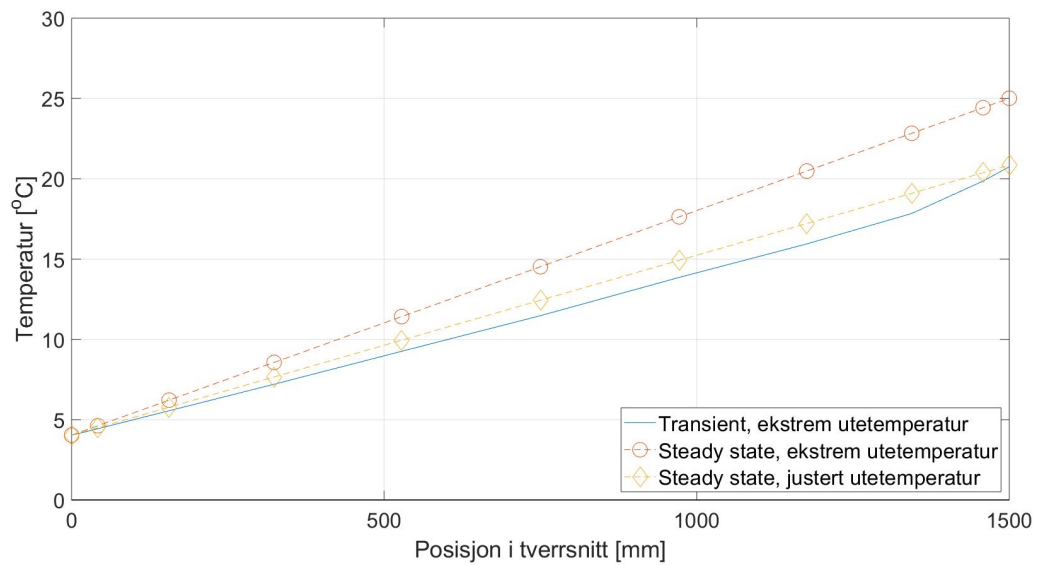


Figur 4.3: Temperaturfordeling over tverrsnittet for ekstrem utetemperatur og ekstrem tverrsnittstemperatur på sommerstid.

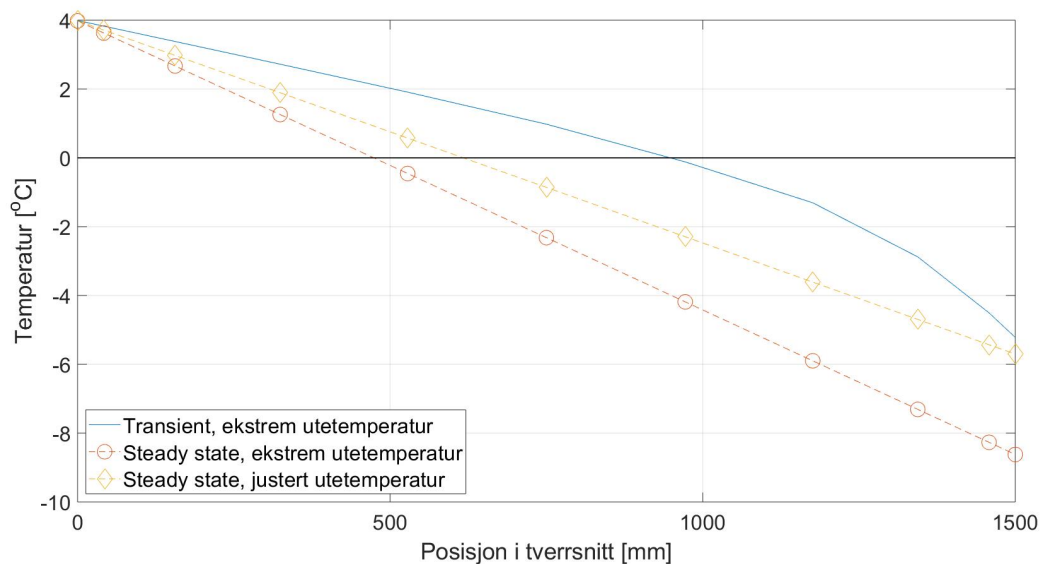


Figur 4.4: Temperaturfordeling over tverrsnittet for ekstrem utetemperatur og ekstrem tverrsnittstemperatur på vinterstid.

Fordi temperaturfordelinga spesielt i figur 4.3 ser relativt lineær ut, er resultata frå transient analyse samanlikna med ei steady state-analyse. Tidsstega med ekstrem utetemperatur er nytta som utgangspunkt for å samanlikne temperaturfordelinga med lineære fordelingar berekna med ei steady state-analyse. Resultata kan sjåast i figur 4.5 og figur 4.6. I ei steady state-analyse let ein systemet oppnå ein stabil temperaturtilstand, noko som fører til at temperaturen i betongen kjem nærare utetemperaturen enn i tilfellet med ei tidsavhengig analyse. Dette ser ein att i grenseflata mot luft. Den låge varmeoverføringskoeffisienten gjer at tidsdimensjonen blir spesielt viktig. Resultatet er ein forskjell i betongtemperatur på grenseflata mot luft på ca. 5 °C sommarstid og 3,5 °C på vinterstid. I kurvene med justert utetemperatur er denne forskjellen forsøkt teke omsyn til ved å justere påsett utetemperatur med dei nemnde temperaturdifferansane. For sommartemperatur resulterer dette i ei temperaturfordeling som ligg relativt tett opp mot fordelinga oppnådd med transient analyse, medan avviket for tilfellet med vintertemperatur er noko større.

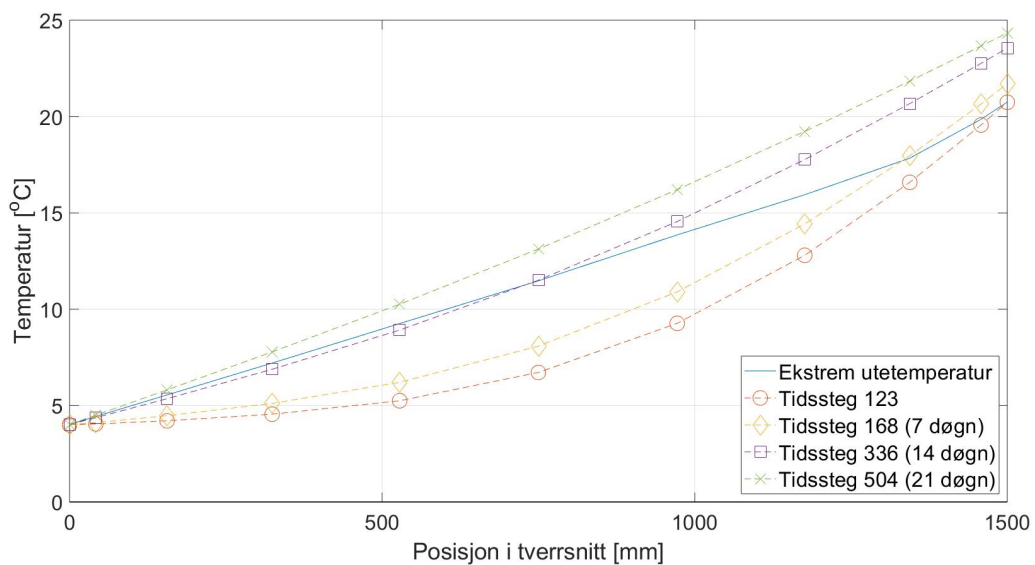


Figur 4.5: Samanlikning av temperaturfordeling for ekstrem sommartemperatur for transient og steady state-analyse. Utetemperaturen er justert ned med 5 °C.

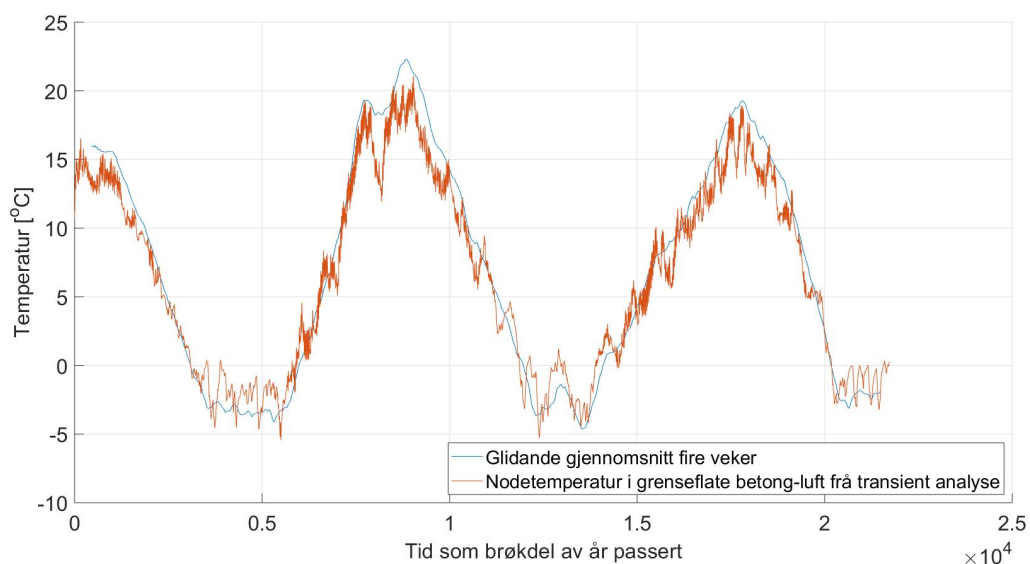


Figur 4.6: Samanlikning av temperaturfordeling for ekstrem vintertemperatur for transient og steady state-analyse. Utetemperaturen er justert opp med 3,5 °C.

Avslutningsvis vart det gjort eit forsøk på å kvantifisere tregleiken som betongen reagerer på temperaturendringane med. Ved å først definere initiell temperatur over heile tverrsnittet til $10\text{ }^{\circ}\text{C}$, for så å setje på vassstemperatur på $4\text{ }^{\circ}\text{C}$ og lufttemperatur lik ekstrem sommartemperatur, er det teke ut fire kurver som viser temperaturfordelinga ved forskjellige tidspunkt. Den blå, heiltrukne kurva viser same kurve som i figur 4.3, frå transient analyse med variasjon i utetemperatur. Etter 123 timar ser ein at temperaturen i grensesjiktet er om lag lik som for den blå kurva. Temperaturfordelinga over tverrsnittet er derimot ulik, då ein ikkje ser at same linearitet etter 123 tidssteg. Dei resterande tre kurvene viser temperaturfordelinga etter omsynsvis 7, 14 og 21 døgn i analysen. Di lenger temperaturen får verke, di meir går temperaturen i tverrsnittet mot ei lineær fordeling, medan temperaturen i grensesjiktet med luft blir høgare i forhold til den blå kurva. Ein annan måte å kvantifisere tregleiken på er å samanlikne temperaturutviklinga i ein node i grensesjiktet mellom luft og betong med eit glidande gjennomsnitt av målt lufttemperatur. Resultatet av dette kan sjåast i figur 4.8, der eit glidande gjennomsnitt over ein periode på fire veker er vist saman med temperaturen i noden.



Figur 4.7: Temperaturfordeling etter utvalde tidssteg for transient analyse med initiell tverrsnittstemperatur på 10 °C. Disse er plotta saman med resultatet frå den transiente analysen for tidssteget med ekstrem utetemperatur på sommarstid (heiltrukken blå linje).



Figur 4.8: Temperaturutviklinga i ein node i grensesjiktet mellom luft og betong frå transient analyse, plotta med eit glidande gjennomsnitt av lufttemperaturen over fire veker.

4.3 Diskusjon

Resultata frå temperaturstudien er som i alle andre numeriske berekningar avhengig av inngangsparametrane. Her er det kun brukt eitt sett med inngangsparametrar, med mål om å få ei betre forståing for korleis kvelvet reagerer på endringane i lufttemperatur.

Ein viktig grunn til at temperaturfordelinga frå transient analyse ikkje har større avvik frå ei lineær fordeling, er at varmeoverføringa mellom luft og betong er liten. Dette er begrunna med lite rørsle i lufta bak isolasjonsveggen, og dermed lite overføring av varme. Dermed skjer varmeoverføringa sakte, og kortvarige endringar i lufttemperatur vil få eit dempa utslag på betongtemperaturen. Om varmeoverføringskoeffisienten blir valt høgare, vil brå endringar i lufttemperatur gi eit større avvik frå linearitet på luftsida av betongen. På vassida er temperaturen halden konstant. I realiteten er dette ikkje tilfellet, men det er antekt at endringa i vassetemperatur skjer gradvis med ei slik hastigheit at det ikkje vil gi eit betydeleg avvik frå linearitet i betongtemperaturen mot vassida.

Ei steady state-analyse gir ei lineær temperaturfordeling, og kan erstatte resultatet frå ei transient analyse der denne også viser linearitet. Ei transient analyse vil likevel ha sitt bruksområde der lasthistorikken spelar ei rolle, men med ein lineær-elastisk materialmodell som brukt i oppgåva er dette ikkje relevant. Av denne grunnen er det utelukkande nytta temperaturfordelingar frå steady state-analysar der forskyvingsbidraget på grunn av temperaturtøyingar er betrakta i statiske analysar. Frå resultatet i temperaturstudien er det antekt at dette valet ikkje vil gi store endringar når det kjem til forskyvingar for lasttilfelle med ekstrem sommartemperatur, medan det er meir uvisst korleis denne forenkla framgangsmåten vil påverke temperaturdeformasjonen på vinterstid i ein statisk analyse.

Dersom steady state-analyse brukast i staden for transient analyse, må påført ytre temperatur justerast for at temperaturen i grensesjiktet mellom luft og betong og vatn og betong skal vera lik for dei to analysetypene. Ei passende kurve for lufttemperaturen vart laga ved å samanlikne temperaturen i grensa mellom luft og betong frå transient analyse med eit glidande gjennomsnitt. Resultatet frå denne kurvetilpassinga var at eit glidande gjennomsnitt over fire veker (figur 4.8) passa bra. Det er denne kurva som er teke utgangspunkt i når ekstreme sommar- og vintertemperatur skal veljast. Igjen kjem valet av parametrar i temperaturanalysen inn her. Ein høgare varmeoverføringskoeffisient vil gi at temperaturen frå transient analyse vil passe betre med eit glidande gjennomsnitt over ein kortare periode, som dermed vil gi større ekstremtemperaturar som resultat.

Modell for lineær-elastisk analyse

Det følgjande kapittelet tek føre seg korleis elementmodellen for lineær-elastisk analyse er bygd opp og kva verdiar som er brukt for vesentlege parametarar i analysen.

5.1 Geometri

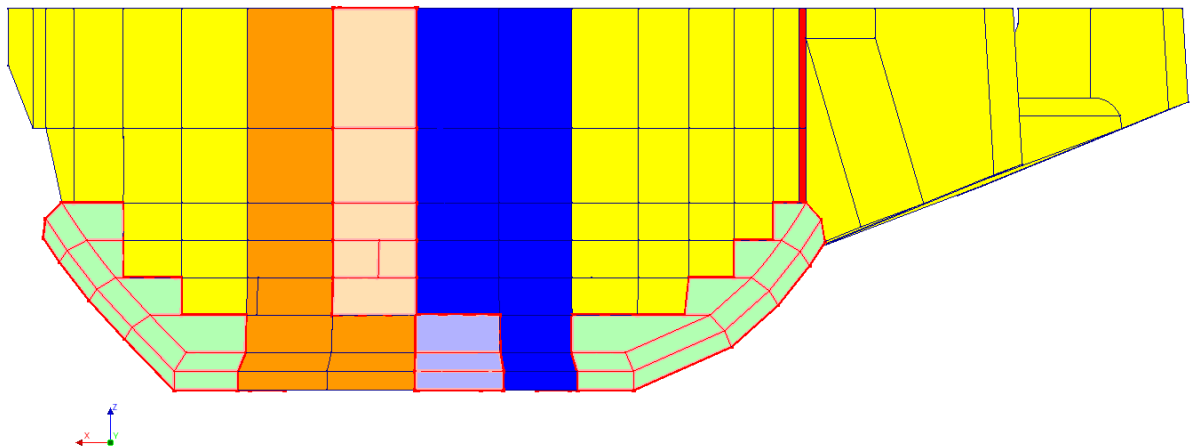
Importert geometri frå AutoCAD vart modifisert av tre grunnar:

1. Elementinndelinga av kvelv og fundament gav eit betre resultat dersom kvelvet vart delt opp i fleire vertikale segment.
2. Ved å definere grensene mellom segmenta for kvelvet i posisjonane til målekablane, vil elementdiskretiseringa automatisk plassere noder langs ”grenselinjene”, noko som er ynskjeleg for etterarbeidet med resultatata. Dette mogleggjer òg defineringa av eit lokalt aksesystem.
3. Flater må definerast med tanke på påføring av laster.

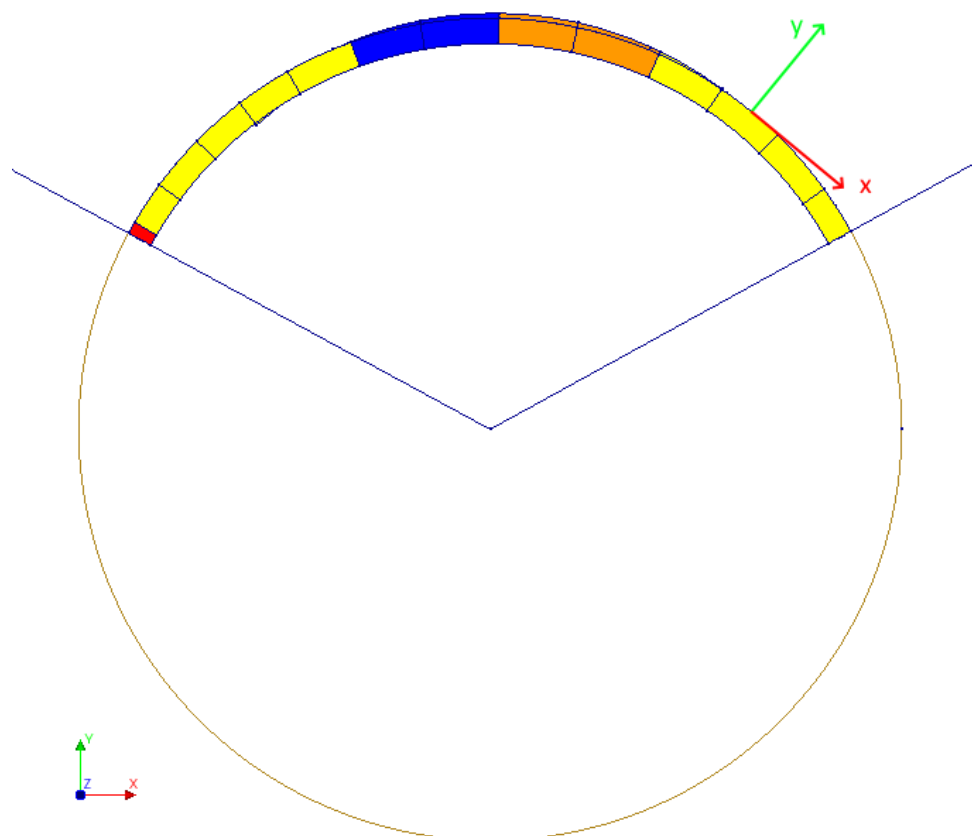
Grenseflatene mellom vertikalsegmenta er definert radielt til ein sirkel med radius tilsvarande den øvre og enkeltkrumme delen av dammen. Denne oppdelinga resulterte i eit regulært elementnett for kvelvet utan at andre elementformer enn heksaeder vart brukt i vesentleg grad. Ein illustrasjon av korleis oppdelinga er gjort er vist i figur 5.2. Her er sirkelen med nemnd radius vist, samt to eksempelplan som illustrerer grensene. Ved hjelp av desse vertikale segmenta er lokale elementaksar definert med x-akse tangentielt og y-akse radielt på senterpunktet av kvart segment ved damkrona. I figur 5.2 er orienteringa av det lokale aksesystemet vist for eit segment. Dette medfører at aksane ikkje står nøyaktig tangentielt og radielt på kvelvet der bogeradiusen er forskjellig frå bogeradiusen ved damkrona, og i posisjonar som ikkje ligg i midten av eit segment.

I figur 5.1 visast oppdelinga av dammen samt posisjonane til målekablane i modellen. Ei oppdeling av fundament og kvelv akkurat i grenseflata mellom fundamentet og kvelvet medførte problem ved generering av elementnett. Ei ”trinnvis” oppdeling som vist i figur 5.1 er dermed valt.

For å definere vasstrykket er nokre flater delt opp i fleire delflater. Dette gjeld til dømes for overløpsterskel og pilarar.



Figur 5.1: Inndeling av geometri, med markering av fire segment for å illustrere korleis dammen er delt opp. Posisjonane til dei fire målekablane er markert med fargeovergangar (INC4-INC1 markert omsynsvis i overgang gul-oransje, oransje-blå, blå-gul, gul-rød, frå venstre mot høgre i figur).



Figur 5.2: Inndeling av vertikalsegment av kvelv. Sirkelen har same radius som vassida på den enkeltkrumme delen av kvelvet. Blå linjer viser to plan som illustrerer korleis dammen er delt opp. Det lokale aksesystemet for eit segment (x,y) er skissert for eit segment.

5.2 Materialparametrar

For eit lineær-elastisk materiale definerer densitet, E-modul og tverrkontraksjonstal samtlege materiale eigenskapar. E-modulen er berekna frå formelen i NS 3473 [11] til 28,9 GPa, medan tverrkontraksjonstalet er valt til 0,2. Densiteten er valt til 2550 kg/m³.

5.3 Laster

Dei aktuelle lastene for den lineær-elastiske analysen er eigenvekt, hydrostatisk trykk og tempe-
raturlast. Eigenvekta blir generert automatisk i DIANA. Det hydrostatiske trykket vert påført
flatene på vassida. Trykkhøgda er null på kt. 367,2 m, som svarar til HRV. Vasstrykket som
luka fører ut til pilarane er neglisjert. Denne krafta er relativt lita og blir ført ned i grunnen via
massive tverrsnitt. Det er antekje at neglisjeringa av krafta ikkje påverkar oppførselen til kvelvet i
vesentleg grad.

Temperurlasta er påført ved å definere flatene på oppstraums og nedstraums side som er i kontakt
med vatn og luft. Spenningsfri temperatur er anteken til middeltemperaturen frå sommarhalvåret
på 9,9 °C. Denne er henta frå Meteorologisk Institutt med utgangspunkt i månadsnormalar frå
1961-1990 [22]. I denne samanhengen er sommarhalvåret definert som dei 6 månadane med
varmast månadsnormal for perioden, som er frå mai til oktober. Påført lufttemperatur i modellen
er valt som differansen mellom sommarmiddeltemperaturen og høgaste og lågaste temperatur frå
eit glidande gjennomsnitt på fire veker.

Vasstemperaturen er påført på to forskjellige måtar. I den eine varianten er det brukt ein gjennom-
snittstemperatur på vatnet over heile damhøgda. Ei potensiell lagdeling er teke omsyn til i den
andre, der grensesjiktet er sett på ca. 8 m djupn. Frå måledata er vasstemperaturen kjent for eit
vassdjup på ca. 6 m. Med utgangspunkt i dette er temperaturane i tabell 5.1 brukt i analysane, der
verdiane i parentes er temperaturdifferansen til sommarmiddeltemperaturen som er påført model-
len. Den reelle temperaturfordelinga til vatnet over damhøgda er ukjent, utanom i vassdjupna der
temperaturen er målt. Eit relativt lite og grunt magasin, samt vatn frå eit kraftverk som har utløp
like oppstraums dam Statkraft, vil sannsynlegvis bidra til sirkulasjon av vassmengdene, men det
er uvisst i kor stor grad.

Tabell 5.1: Påførte temperaturar i lineær-elastisk analyse.

Lufttemperatur		
Vintertemperatur	-4,1 (-14) °C	
Sommartemperatur	22,3 (12,4) °C	
Vasstemperatur - utan lagdeling		
Vintertemperatur	1,0 (-8,9) °C	
Sommartemperatur	15,0 (5,1) °C	
Vasstemperatur - med lagdeling		
Vintertemperatur	Over grensesjikt	Under grensesjikt
	1,0 (-8,9) °C	2,5 (-7,4) °C
Sommartemperatur	20,0 (10,1) °C	4,0 (-5,9) °C

5.4 Randvilkår

I grenseflatene mellom fjell og fundament, vederlag og massive delar (gravitasjonsdam, pilarar og overløpsterskel) er nodane fasthaldne mot translasjon i alle retningar. Dette svarar til ei fast innspenning.

5.5 Elementinndeling

I modelleringsarbeidet er det utelukkande brukt romlege element. Dette mogleggjer ei relativt nøyaktig modellering av geometrien til dammen. Med romlege element kan overgangane mellom dei forskjellige seksjonane i dammen og mellom dam og fundament modellerast på ein enkel og intuitiv måte. Inkludering av kompliserande faktorar som eit dobbelkrumma kvelv og varierende tverrsnittstjukkheit er andre argument for at romlege element er passande. Eit ytterlegare argument for romlege element er moglegheita til å analysere spenningsfordelinga i fundamentfuga direkte, noko som kan spele ei viktig rolle for oppførselen til dammen.

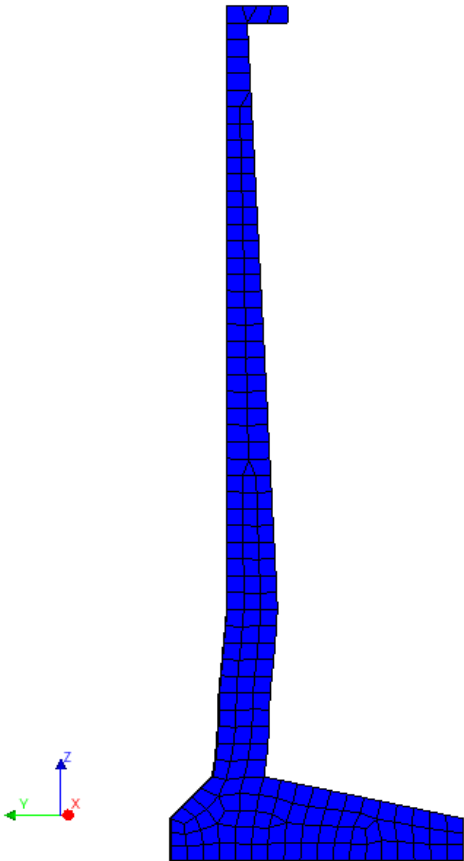
I hovudsak er det nytta element forma som heksaeder med elementstorleik 500 mm. Diskretiseringa er gjort ved å spesifisere ynska elementstorleik og mesh-type (Tetra/Triangle eller Hexa/Quad). Med oppdeling av geometrien som omtala i kapittel 5.1 vart eit regulært elementnett generert.

CHX60 er den dominerande elementtypen. Dette er eit firkanta isoparametrisk element med 20 nodar, basert på kvadratisk interpolasjon og Gauss-integrasjon. Full integrasjon nyttast [18]. Dette elementet tilfredsstillar anbefalingar i blant anna nederlandske retningslinjer [23]. Der det grunna kompleks geometri er nytta andre typar element, er dette også isoparametriske element med tilsvarande interpolasjon og integrasjon som den dominerande elementtypen. Dei aktuelle formene er pyramide (CPY39), trekanta pyramide (CTE30) og kileform (CTP45) [18].

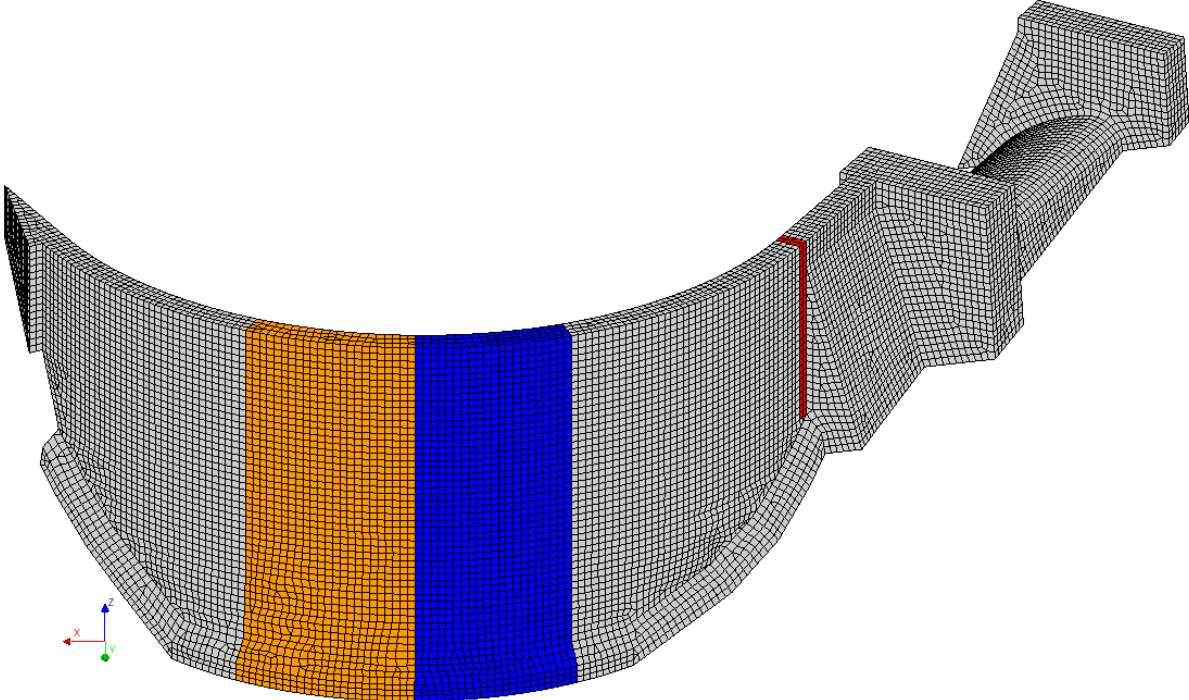
I tabell 5.2 er diskretiseringa oppsummert. Her er det inkludert ei kolonne for ein analyse med elementstorleik 1000 mm. Forskjellen i maksimal global forskyving og lokal radiell forskyving for dei to elementnetta er begge på 0,01 mm. Dette er mindre enn 1% og det konkluderast dermed med at ein elementstorleik på 500 mm er nøyaktig nok [9], og denne storleiken er brukt i vidare analyse. I følgje [9] er eitt element over tverrsnittstjukkheiken ikkje tilfredsstillande. Dette er likevel tilfellet for dei første 2,5 metrane under damkrona. Dette er ikkje gjort noko med, noko som kan vere viktig å vere klar over når resultatane i dette området skal analyserast. I figur 5.3, 5.4 og 5.5 er elementinndelinga over tjukkheiken av damkvelvet vist, samt elementnettet på vass- og luftside.

Tabell 5.2: Diskretisering.

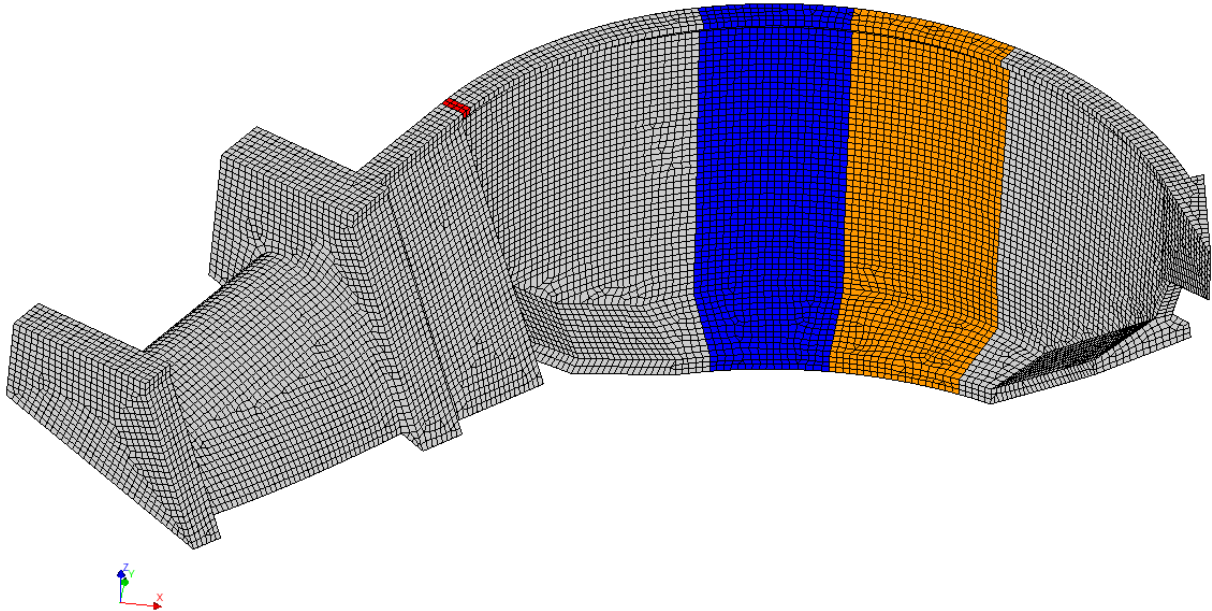
Elementstorleik	1000 mm	500 mm
Element	11 165	61 348
Nodar	41 695	237 446
Maksimal global forskyving (vasstrykk)	3,51 mm	3,52 mm
Maksimal lokal radiell forskyving (vasstrykk)	-3,49 mm	-3,50 mm



Figur 5.3: Elementinndelinga over tjukkeleiken av damkvelvet.



Figur 5.4: Elementnett vasside



Figur 5.5: Elementnett luftside

Modell for ikkje-lineær analyse

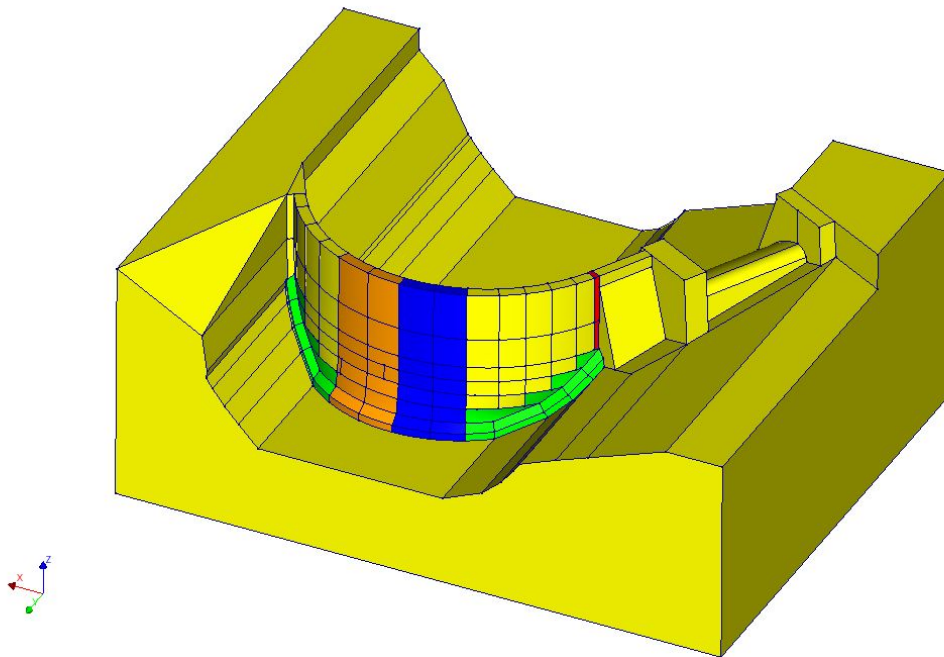
Ved ein lineærelastisk analyse er forutsetninga at det er ein lineær samanheng mellom last og respons. Analyse av komplekse problem der det skal takast omsyn til eksempelvis knekking, riss eller oppsprekking mellom dam og fjell, krev inkludering av ein ikkje-linearitet. Det er fleire typar ikkje-linearitetar som kan påverke oppførselen til ein betongdam. Desse har tilknytning til kontaktformulering, materialvilkår og geometriske vilkår [9].

Den ikkje-lineære modellen er ein modifisert versjon av den lineære modellen frå kapittel 5. Dette kapitlet tek føre seg dei endringane som er gjort frå den lineære modellen. Ikkje-lineariteten som er introdusert er ei endring i måten dammen er fasthalden på, der interface-element er tekne i bruk. To modellar er analysert, der den eine modellen inkluderer ein del av fjellvolumet kring dammen.

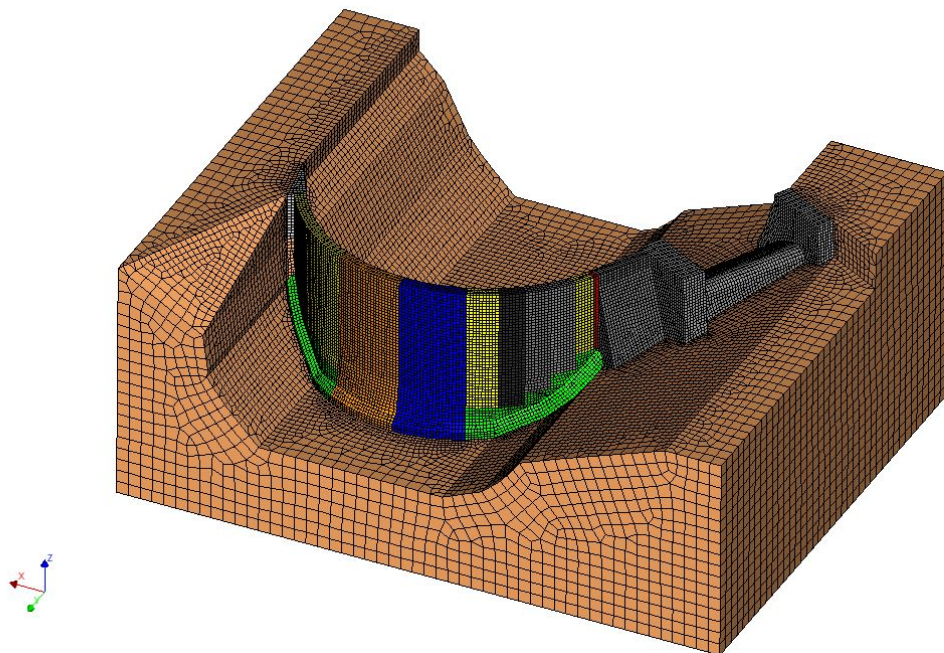
6.1 Geometri

Den lineære modellen tok føre seg den samansette damkonstruksjonen med innspenning langs fundamentet. I røynda vil det kringliggjande fjellet ta opp kreftene som er påført dammen. Dette medfører at ein får ei anna fordeling av forskyvingar og spenningar i dammen. For å sjå nærare på dette er fjellet modellert opp i den ikkje-lineære modellen.

Val av dimensjonar tek utgangspunkt i eit kompromiss mellom nøyaktigheit og datakapasitet. Nøyaktigheita aukar med størrelsen på fjellvolumet, men det gjer også talet på element og dermed berekningstida. Med omsyn til berekningskapasitet er dimensjonane på fjellet sett til halve damhøgda, som er lik 12,5 m. Sjå figur 6.1. Det modellerte fjellet er ikkje å sjå som ein nøyaktig kopi av terrenget rundt dammen, men ei tilnærming for å kunne sjå kva innverknad det har på dammen sin oppførsel. Grunnlaget for utforminga er innmålte punkt og bilete.



Figur 6.1: Modell av dam og fjell.



Figur 6.2: Figuren viser elementnettet for damkonstruksjonen og fjellet.

6.2 Materialparametrar

Damkonstruksjonen har dei same materialparametrane som for den lineære modellen. Stivleiken for fjellet er variert med elastisitetsmodul lik 20 GPa, 40 GPa og 60 GPa. Sensitiviteten med omsyn til stivheit er dermed vurdert. Elastisitetsmodulen for fjellet er sett til 40 GPa i den endeleg modellen. Det er anteke at fjellet og betongen har same tverrkontraksjonstal lik 0,2.

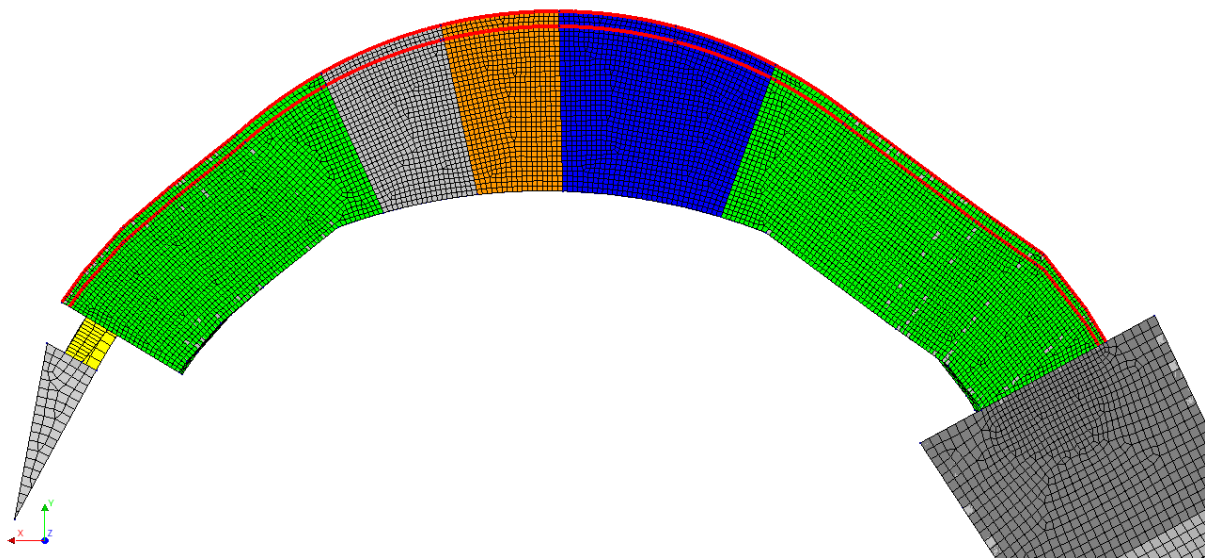
6.3 Laster

I ein ikkje-lineær analyse gjeld ikkje superposisjonsprinsippet, og rekkjefølgja for lastpåføringa spelar ei rolle. Eigenvekta er sett på som første last i eitt enkelt laststeg. Forskyvingane som dette laststeget gir blir nullstilt før neste laststeg, som er påføring av hydrostatisk vassstrykk og poretrykk. Denne blir påført i 7 laststeg, der trykkehøgda aukar med ein like stor andel for kvart steg. Dette simulerer då ei pålasting som følgje av at magasinet går frå tomt til det når HRV.

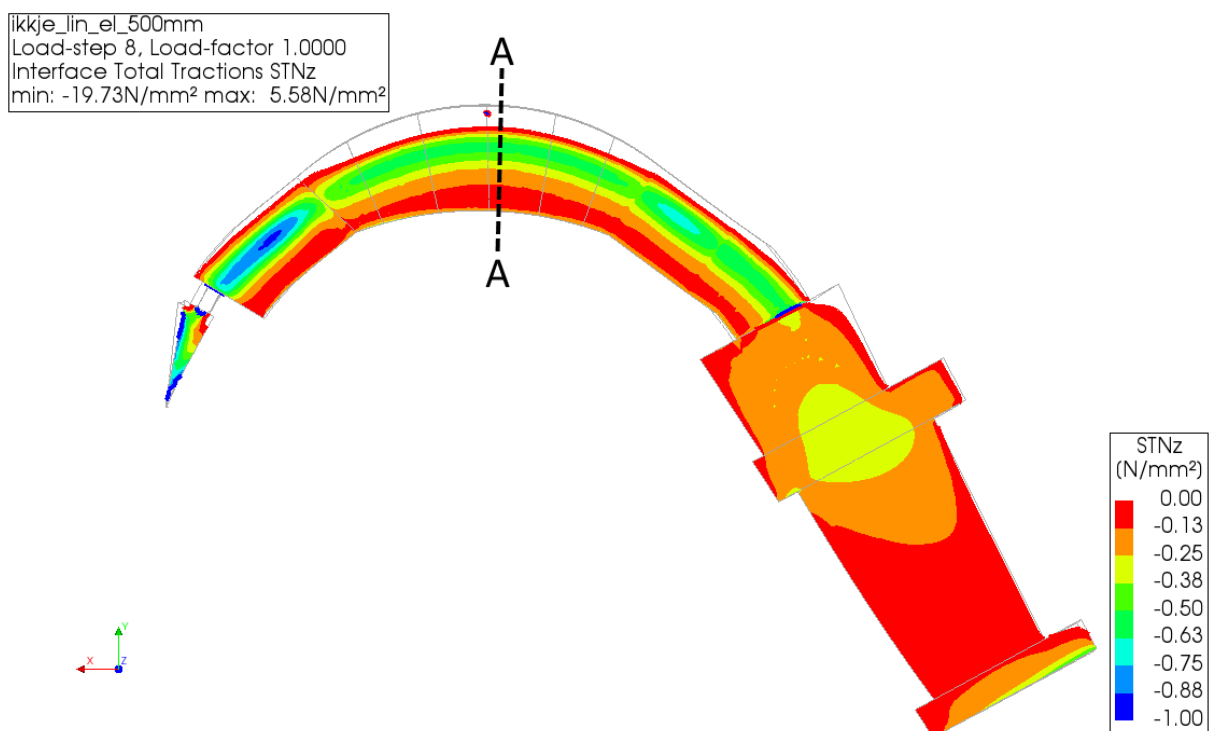
Frå poretrykksmålingane er det kjent at poretrykket er tilnærma null i ein avstand ca. 3,5 m nedanfor oppstraums kant. Utanom dette føreligg det ikkje nokon informasjon om poretrykksfordelinga. I modellen er det anteke at poretrykket verkar med trykk lik vasshøgda i magasinet på belasta flater. Overgangen frå fullt til null poretrykk er momentan.

6.3.1 Fastsetting av poretrykk

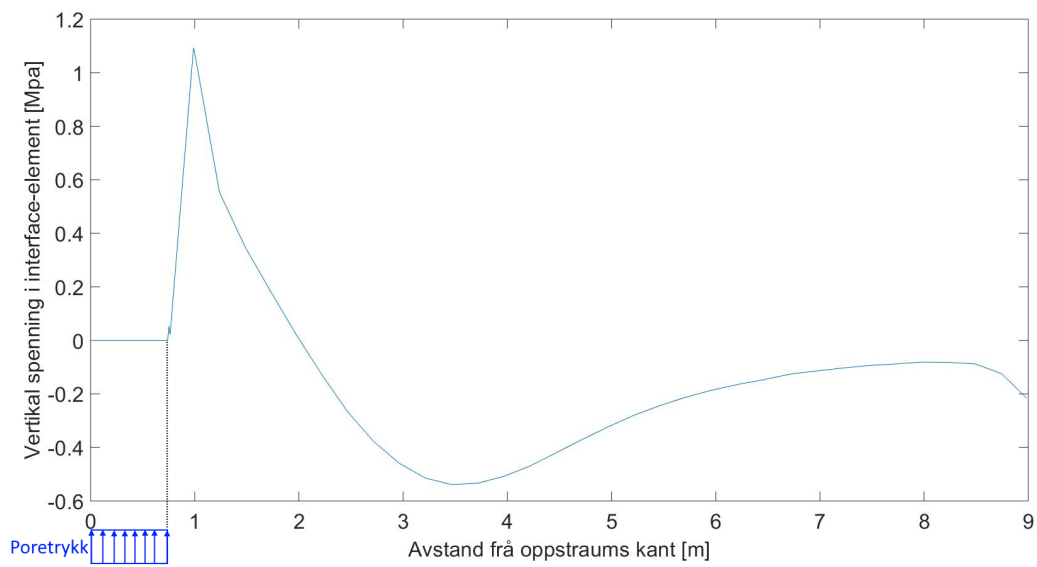
Oppløftskrefter på grunn av poretrykk vil verka avhengig av lokale forhold i fundamentfuga. Riss eller oppløft av fundamentet vil føre til at trykket kan bygge seg opp i ein større avstand frå oppstraums kant. Av denne grunnen er poretrykket påført ved hjelp av ein iterativ prosess. I figur 6.3 markerer dei raude linjene flatene der poretrykk er påført. Området er definert ved å forskyve linja som utgjer oppstraums kant i negativ Y-retning (nedover) med ein viss avstand. Her vert fullt poretrykk lik trykkehøgda i magasinet påført. Frå analysen vert det undersøkt om området med oppløft samsvarar med området der poretrykk er påført. I samband med dette er område med oppløft definert som sona der vertikalspenninga er lik null som følgje av vilkår som er skildra i kapittel 6.4. Dersom sona med oppløft ikkje samsvarar med sona med poretrykk, vert området med poretrykk endra i neste iterasjon. I det dei to sonene er like vert iterasjonen avslutta. Endeleg område med poretrykk vart oppnådd ved å parallellforskyve nemnt linje på oppstraums kant 0,75 m. Det er ikkje påført poretrykk på øvrige fundamentflater, då det truleg ikkje vil påverke deformasjonen i SAAF-snitte i vesentleg grad.



Figur 6.3: Figuren viser området med poretrykk og elementnett under fundament. Flatene med poretrykk er avgrensa av dei raude linjene.



Figur 6.4: Figuren viser spenningsfordelinga i fundamentfuga. Området utan farge har spenning større eller lik 0. Ei forstyrring i elementnettet gir eit punkt med trykkspenningar i strekksona. Spenningsfordelinga i snitt A-A kan sjåast i figur 6.5



Figur 6.5: Spenningsfordeling i snitt A-A frå figur 6.4. Poretrykket illustrerer kva område som er påført oppløftskrefter.

6.4 Randvilkår

Kontaktformulering mellom dam og fjell kan ha stor innverknad på oppførselen til ein dam. Ein lastpåføring opp mot dammen sin kapasitet, vil gje ytterlegare effekt på oppførselen [9].

Ikkje-lineære randvilkår er introduserte gjennom såkalla "Interface" og "Boundary interface" i DIANA. Oppførselen i fundamentfuga er styrt av Coloumb-friksjonskriteriet (figur 2.3b). I tillegg er det definert ei maksimal strekkspenning i fundamentfuga, med sprøtt brot dersom denne overskridast.

Parametrane for materialmodellen er valt i samspel med resultat frå prelimenære analysar med poretrykk, der særleg strekkstyrken spelar inn på resultatet. Ei konservativ antaking med ein strekkstyrke lik null eller tilnærma null, gjorde at den iterative metoden skildra i kapittel 6.3 ikkje konvergente mot ei stabil løysing. Strekkstyrke på 1,2 MPa vart til slutt valt. Kohesjonen vart òg sett til 1,2 MPa, og friksjonsvinkel til 45°. Normalstivleiken er berekna frå likning 2.8, og skjærstivleiken er valt ein faktor 10 lågare. Endring av elastisk normal- og skjærstivleik med ein faktor 10 opp eller ned gav ingen signifikant endring av resultatata. Dei øvrige parametrane for Coloumb-friksjon vart heller ikkje tillagt stor merksemd, då utgliding av dammen ikkje er aktuelt å undersøke for lastsituasjonane i dette arbeidet. Ei oppsummering av parametrane for interface-materialet er gitt i tabell 6.1.

I figur 6.4 kan ein sjå utbreiinga av området med strekk, medan figur 6.5 viser spenninga i snitt A-A, der det i tillegg er vist i kva området poretrykket er påført.

Tabell 6.1: Oppsummering av parametrar i interface-materialet.

Lineære materialparametrar	
Normalstivleik	119 200 N/mm ³
Skjærstivleik	11 920 N/mm ³
Coloumb-friksjon	
Kohesjon	1,2 MPa
Friksjonsvinkel	45°
Strekkstyrke	1,2 MPa

6.5 Elementinndeling

Av omsyn til kapasitet på maskinvare er det gjort nokre endringar på elementinndelinga for ikkje-lineære analysar. Ei ikkje-lineær berekning krev større reknekapasitet, og for modellen med inkludert fjellvolum vil mengda element auke betydeleg. Felles for alle ikkje-lineære analysar er at det er nytta lineær interpolasjon for alle element, dvs. ein interpolasjonsgrad lågare enn for den lineære analysen. Den dominerande elementtypen er dermed eit 8-nodars firkanta isoparametrisk element med Gauss-integrasjon (HX24L). For interface-element er det nytta lineær interpolasjon og Newton-Cotes integrasjon (Q24IF) [18].

6.5.1 Modell utan fjell

Elementnettet i ikkje-lineær modell utan fjell er i stor grad lik som for lineær analyse. Endringa er i hovudsak i under fundamentet, der det er valt elementstorleik på 250 mm. Dette er gjort fordi det er spesielt viktig å få ei nøyaktig nok spenningsfordeling når det er inkludert eit brotkriterium i fundamentet der spenninga overstig 1,2 MPa.

6.5.2 Modell med fjell

Elementnettet til ikkje-lineær modell inkludert fjellvolum har ei noko grovare inndeling enn modellen utan fjellvolum og den lineære modellen. Inkludering av fjellvolum auker talet på element og dermed også berekningstida. Elementstorleiken er endra for å balansere berekningstid mot nødvendig elementstorleik for å oppnå gode resultat. Damkonstruksjonen har ein elementstorleik lik 500 mm. Dette gjeld også grenseflata mellom dam og fjellvolum (interface-element). Fjellvolumet har ein elementstorleik lik 1000 mm, men langs rendene til fjellvolum er flatene definert med elementstorleik lik 2000 mm. Elementnettet er vist i figur 6.2.

Verifikasjon av modell

For å kontrollere input og verifisere responsen til hovudmodellen, er vesentlege storleiker kontrollrekna og responsen sjekka ved hjelp av ein forenkla modell.

7.1 Kontroll av laster

Ein kontroll av kreftene som følgje av lasttilfella med eigenvekt og hydrostatisk vasstrykk er gjennomført. For lasttilfellet med eigenvekt er volumet av damkonstruksjonen estimert ved å gjere eit overslag basert på teikningsgrunnlaget. Eigenvekta til dette betongvolumet, i tillegg til eit estimat frå AutoCAD-modellen, samanliknast med summen av vertikale reaksjonskrefter for lasttilfellet med eigenvekt i modellen. For lasttilfellet med vasstrykk er det gjort eit estimat av den totale krafta som følgje av vasstrykket på kvelvet. Dammen er inndelt i vertikale segment og for kvart segment er det approksimerte arealet multiplisert med middelvasstrykket for det aktuelle segmentet. Estimatet er samanlikna med den resulterande eksterne krafta for lasttilfellet med vasstrykk i DIANA.

Tabell 7.1: Kontroll av laster

Eigenvekt	Vekt [kN]
Resulterande vertikal opplagerkraft frå DIANA	136 933
Eigenvekt basert på geometrivolum frå AutoCAD	136 872
Eigenvekt basert på overslag av betongvolum frå teikningsgrunnlag	134 772

Vasstrykk	Vekt [kN]
Resulterande ytre kraft frå DIANA	162 890
Estimering resultant frå vasstrykk	174 794

Resultatet frå verifikasjonen av laster kjem fram av tabell 7.1. For eigenlast viser tabellen ein relativt stor likskap mellom berekna resultant frå DIANA og estimat frå overslagsberekning og AutoCAD. Maksimalt avvik er mellom DIANA og overslagsberekning, som er lik underkant 2 % av total eigenlast. Dette er akseptabelt. For vasstrykket er differansen mellom berekna og estimert resultant noko større. Dette skuldast truleg approksimasjon som er nytta for å estimere vasstrykket. Avviket er berekna til 7 % og vert rekna som tilfredsstillande. Sjå vedlegg for berekningar og utfyllande resultat.

7.2 Skalmodell

For å verifisere hovudmodellen er det blitt laga ein enkel skalmodell. Modellen er også brukt i preliminære analysar for å kunne få eit inntrykk av forventna respons av hovudmodellen, då den forenkla modellen på mange vis er mindre komplisert å jobbe med og ta ut resultat frå. I denne modellen er fleire kompliserande faktorar neglisjert eller inkludert på ein implisitt måte. Kvelvet er modellert med enkeltkrum geometri med konstant tjukkeleik. Tjukkeleiken er berekna basert på den lineært aukande tjukkeleiken frå damtøpp og 18 m ned, og konstant tjukkeleik dei resterande metrane til fundamentet.

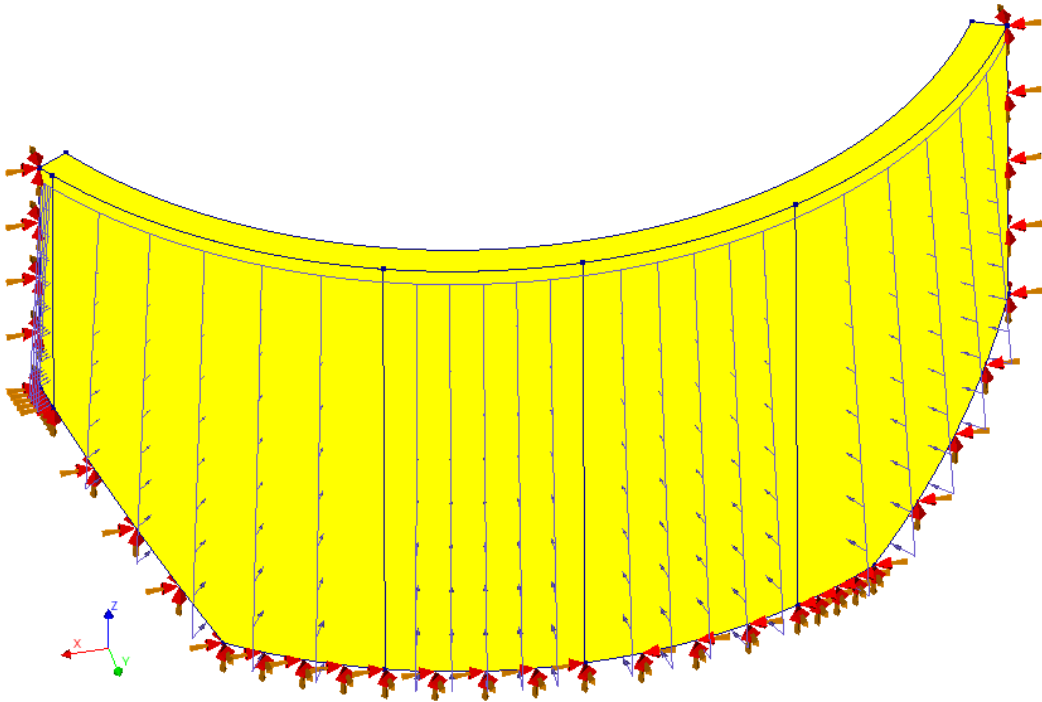
$$t = \frac{\frac{1,5 \text{ m} + 0,6 \text{ m}}{2} \cdot 18 \text{ m} + 1,5 \text{ m} \cdot 7,5 \text{ m}}{25,5 \text{ m}} = 1,2 \text{ m} \quad (7.1)$$

Bogeradiusen til kvelvet er valt lik bogeradiusen midt i det øvste horisontalsnittet frå teikningsgrunnlaget. Opningsvinkelen er valt frå same snitt. Dette betyr at bogeradiusen er 28,7 m, medan opningsvinkelen er 136 grader. Toppbjelken er modellert med konstant tjukkeleik på 0,5 m.

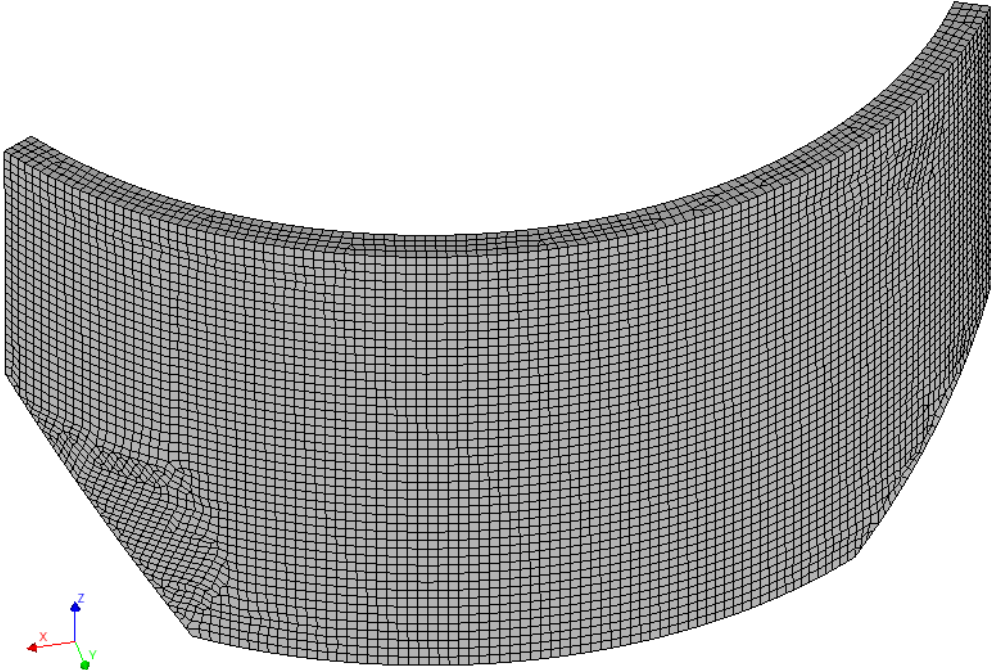
Materialparametrar har like verdiar som for hovudmodellen, og laster på ekvivalent vis som for hovudmodellen. Langs rendene er det definert full fasthalding av alle translasjons- og rotasjonsfriheitsgrader.

Elementtypen som er brukt er CQ40S og CT30S for omsynsvis firkanta og trekanta element. Dette er såkalla "curved shell elements" med omsynsvis 8 og 6 nodar og dermed kvadratisk interpolasjon. For å unngå "shear locking" blir redusert integrasjon nytta. Elementa inkluderer skjærdeformasjonar etter Mindlin-Reissner-teori [18]. Omtrentleg elementstorleik er 500 mm.

I figur 7.1 ser ein geometrien til skalmodellen, samt fasthaldne render og påført vasstrykk. I figur 7.2 ser ein elementinndelinga.



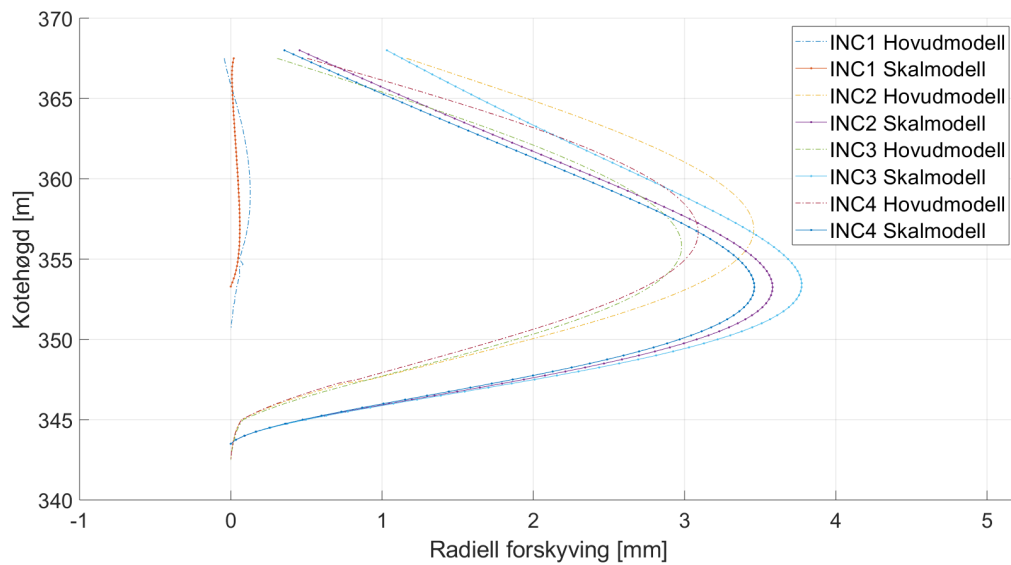
Figur 7.1: Geometri av skalmodell, med fasthaldne render og påført vasstrykk.



Figur 7.2: Elementinndeling av skalmodell.

7.3 Samanlikning av skal- og hovudmodell

I figur 7.3 er den radielle forskyvinga i snitta plotta for skalmodell (SM) og hovudmodell (HM). Begge modellane brukar lineær-elastisk materiale og full innspenning langs rendene. Maksimal deformasjon avvik med noko mindre enn 1 mm. I skalmodellen er maksimal forskyving i ei lågare høgd enn for hovudmodellen. Dette kan forklarast med at det er brukt ein gjennomsnittleg tjukkeleik for kvelvet i skalmodellen, som fører til at dammen får ein mindre stiv oppførsel her. I dette området er kreftene på grunn av vasstrykket også størst. I tillegg er det stive fundamentet ikkje med i skalmodellen, noko ein tydeleg ser effekten av om ein samanliknar med hovudmodellen, der deformasjonen først tek til for Z-verdiar over om lag 2 m.



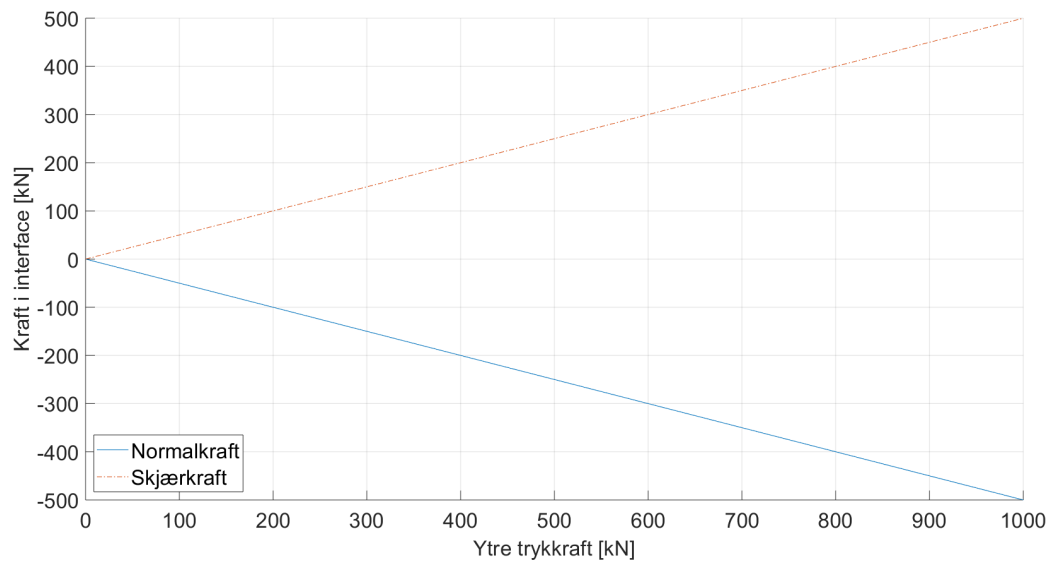
Figur 7.3: Radiell forskyving i SAAF-snitt for skalmodell (SM) og hovudmodell (HM).

7.4 Verifikasjon av interface-element

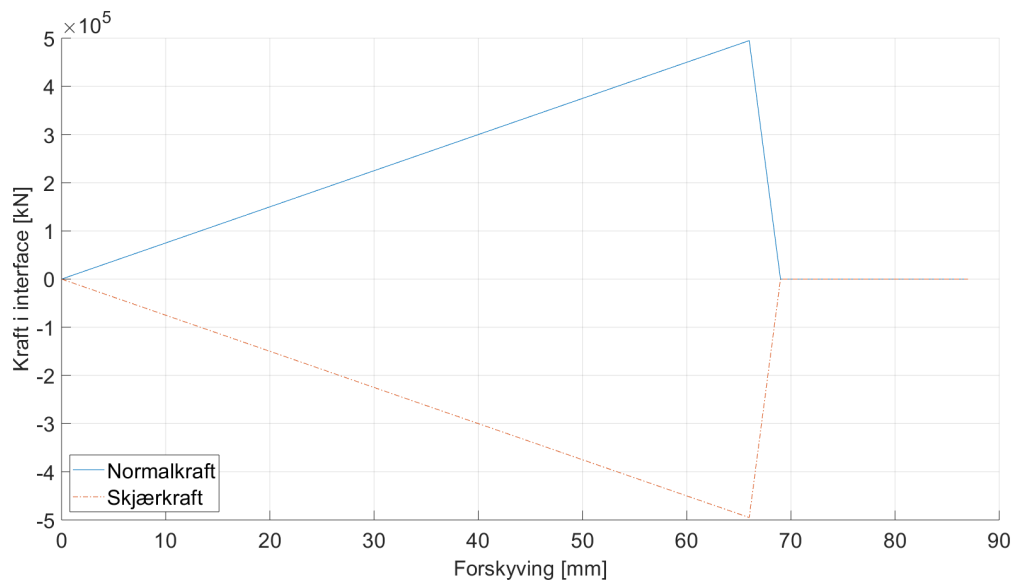
Inngangsparametraner til materialet brukt i fundamentet med interface-element er blitt verifisert ved hjelp av ein enkel modell. Coloumb-friksjon kombinert med ei definert tillate strekkspanning bestemmer oppførselen i grensesjiktet. Ein enkel modell som kan kontrollerast med handberekningar er blitt nytta. Modellen er sterkt inspirert av Jensen [24] når det kjem til geometri, last og randvilkår. Meir informasjon om modellen kan finnast i vedlegg.

Friksjonsvinkelen $\tan \phi$ er 1, slik at forholdet mellom normal- og skjærspanning i Coloumb-materialet er 1 til 1. Kohesjonen er sett til 1000 MPa, medan maksimal normalspanning er 500 MPa (strekk), med sprøtt brotkriterium dersom den maksimale normalspanninga blir overgått. E-modul i materialet er 30 000 MPa, medan elastisk stivleik for interface-elementa er valt betydeleg høgare.

I figur 7.4 og figur 7.5 kan ein sjå eigenskapane grensesjiktet i trykk og strekk. I trykk er forholdet mellom ytre trykkraft og kreftene i grensesjiktet lineært. Trykk- og skjærkomponenten i interface-elementa er like store og halvparten av verdien til den ytre krafta. I strekk ser ein korleis spanningane i grensesjiktet går til null ved ei forskyving på ca. 67 mm, då det oppstår eit mellomrom i grensesjiktet, og som dermed hindrar at kraftoverføringa. Forskyvinga på 67 mm gir normalspanning på 500 MPa, noko som fører til sprøtt brot. Responsen i interface-elementa er blitt kontrollert ved handberekningar, og kan finnast i vedlegget.



Figur 7.4: Plot av normalkraft og tangentiell kraft i interface-element mot ytre trykkraft, i kN.



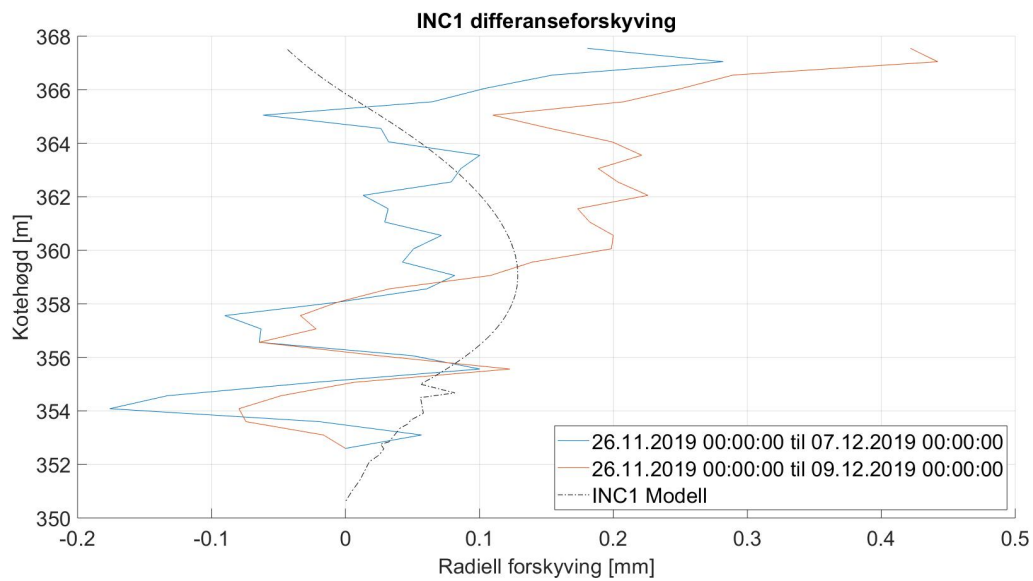
Figur 7.5: Plot av normalkraft og tangentiell kraft i kN interface-element mot forskyving i mm.

Resultat

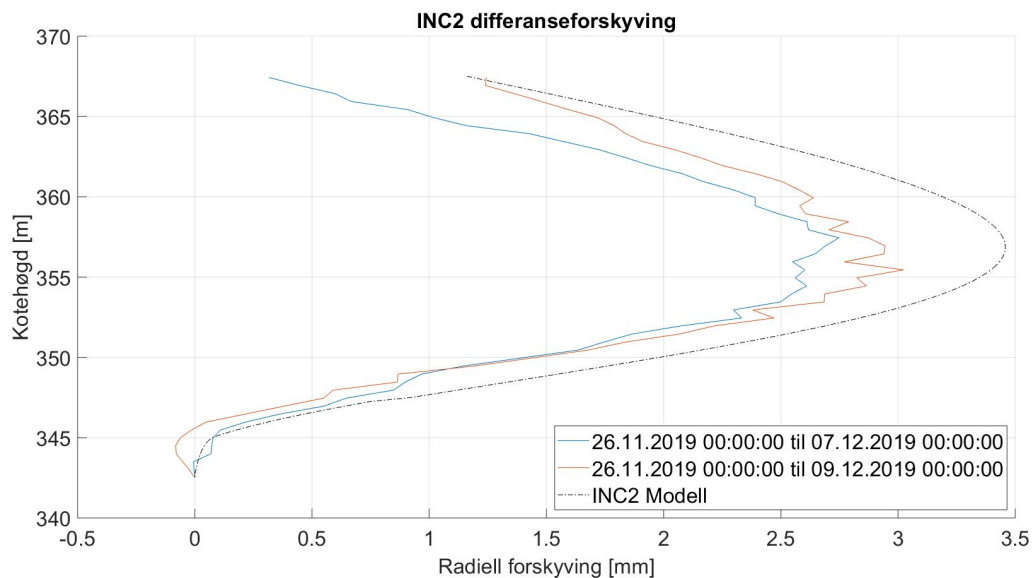
8.1 Lineær analyse

Plotta i figur 8.1 til figur 8.4 viser differansen i forskyving for dei fire SAAF-snitta for utvalde tidspunkt før og etter oppfylling av magasin frå nedtappa til fullt. Saman med desse målingane er forskyvinga frå FEM-analysen plotta, påsett hydrostatisk vasstrykk frå ein vasstand lik HRV.

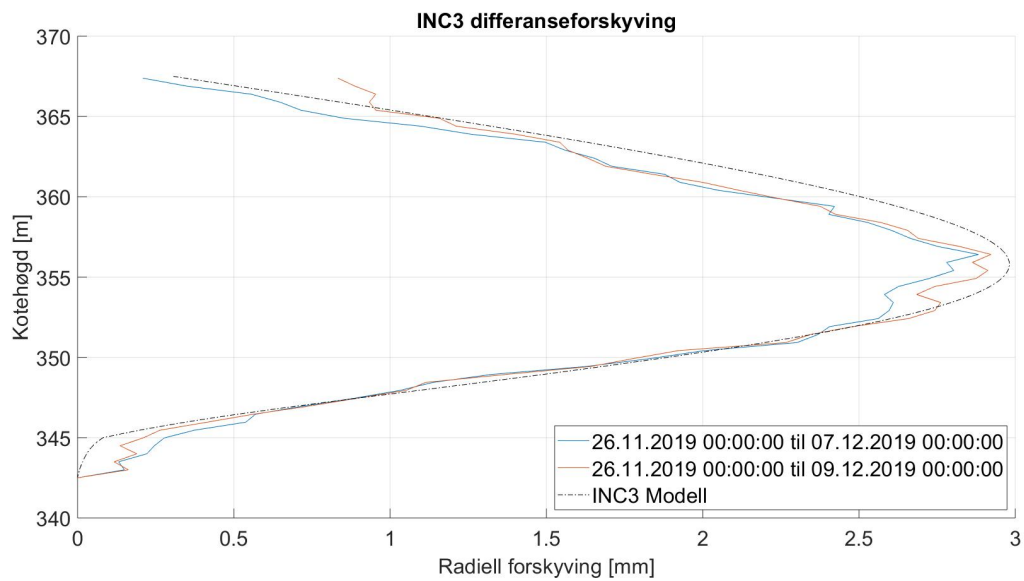
INC1 ligg veldig nærme høgre gravitasjonsdam, og vasstrykket fører ikkje til stor forskyving i dette området. For ei kotehøgde på ca. 355 m er det ei "forstyrring" i kurva frå modellen (INC1 Modell). Dette er fordi nodane som forskyvingane er henta ut frå ikkje ligg nøyaktig på same vertikale linje på grunn av overgangen mellom fundament og kvelv, samt at det lokale aksesystemet er definert litt ulikt over og under denne overgangen. Forskyvingane her er derimot så små at det er sett bort ifrå i dette og i kommande figurar der berekna forskyving av INC1 er plotta. Forskyvingane frå INC2-INC4 har ein deformasjonsform typisk for ein kvelvdam, og maksimal deformasjon opptrer i ei høgd ca. midt på kvelvet. Resultata frå FEM-berekninga samsvarar betre for INC2 og INC3 enn for INC4, der forskjellen på maksimal deformasjon er ca. 1 mm.



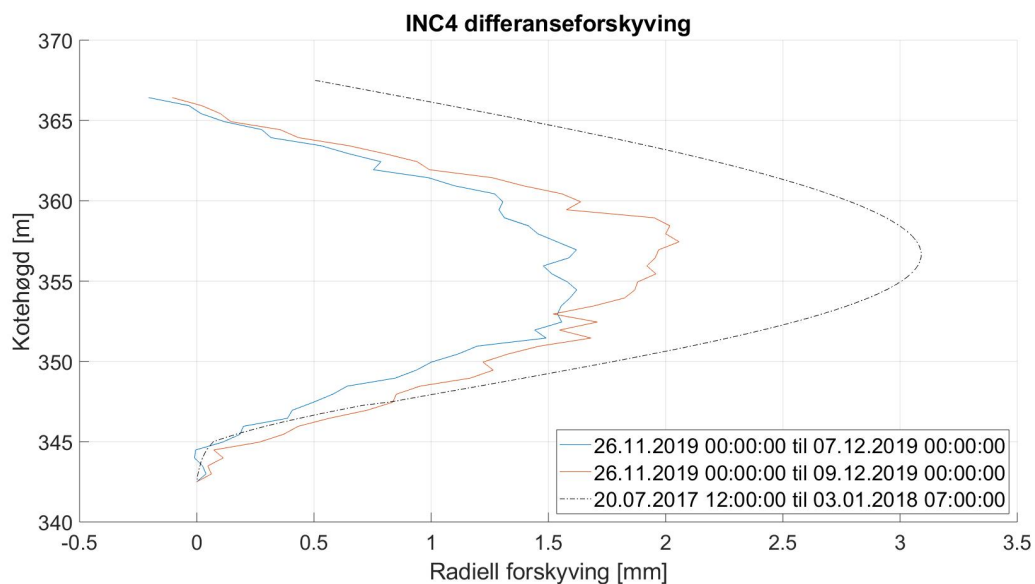
Figur 8.1: Målt differanse i radiell forskyving før og etter oppfylling for INC1, samanlikna med tilsvarende radiell forskyving frå modell.



Figur 8.2: Målt differanse i radiell forskyving før og etter oppfylling for INC2, samanlikna med tilsvarende radiell forskyving frå modell.

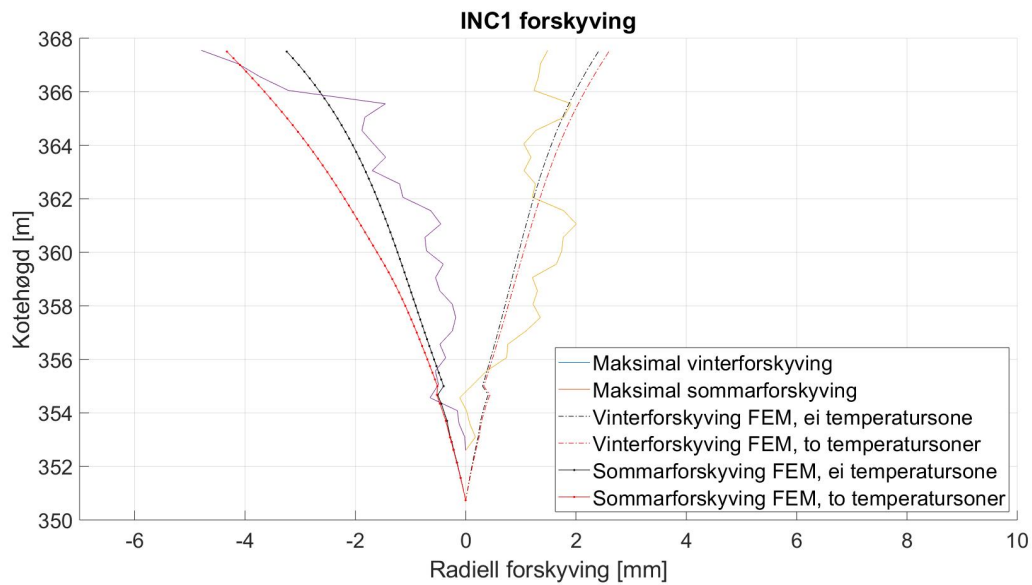


Figur 8.3: Målt differanse i radiell forskyving før og etter oppfylling for INC3, samanlikna med tilsvarende radiell forskyving frå modell.

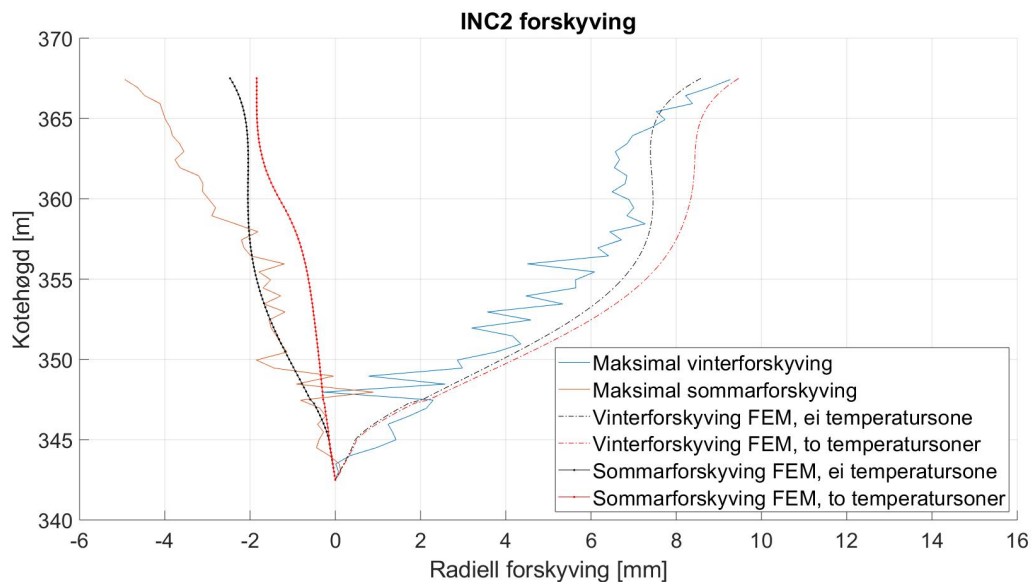


Figur 8.4: Målt differanse i radiell forskyving før og etter oppfylling for INC4, samanlikna med tilsvarende radiell forskyving frå modell.

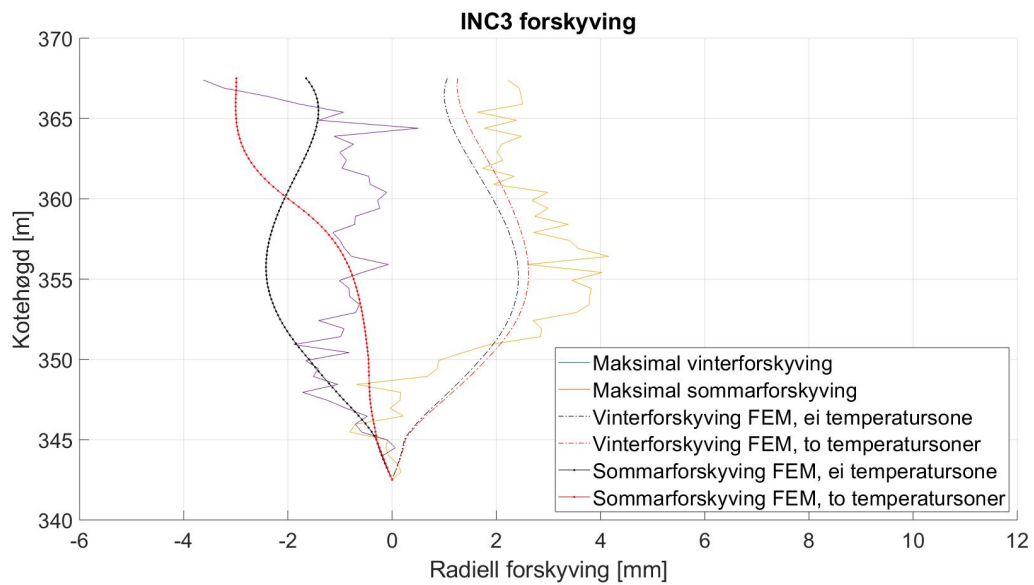
Med utgangspunkt i temperaturkurva frå glidande gjennomsnitt i figur 4.8, er det valt ut to tidspunkt med anteken tilnærma maksimal og minimal temperaturpåkjenning i løpet av det første året i måleserien. Forskyvinga dette gir i FEM-modellen er samanlikna med måledata frå SAAF-kablane for å sjå om modellen klarar å gjenskape korrekte forskyvingskurver i SAAF-snitta med lasttilfelle eigenvekt og tilnærma maksimal/minimal temperaturpåkjenning. Resultata sjåast i figur 8.5 til figur 8.8. Det er to kurver per ekstremtemperatur, der vasstemperaturen er påført med og utan ei anteken lagdeling med forskjellige temperaturar i to lag. Forskyvingsbidraget frå eigenvekt er inkludert av tekniske grunnar tilknytt berekningsprogrammet, men er ikkje av betydning då forskyvinga dette gir i radiell retning er neglisjerbar.



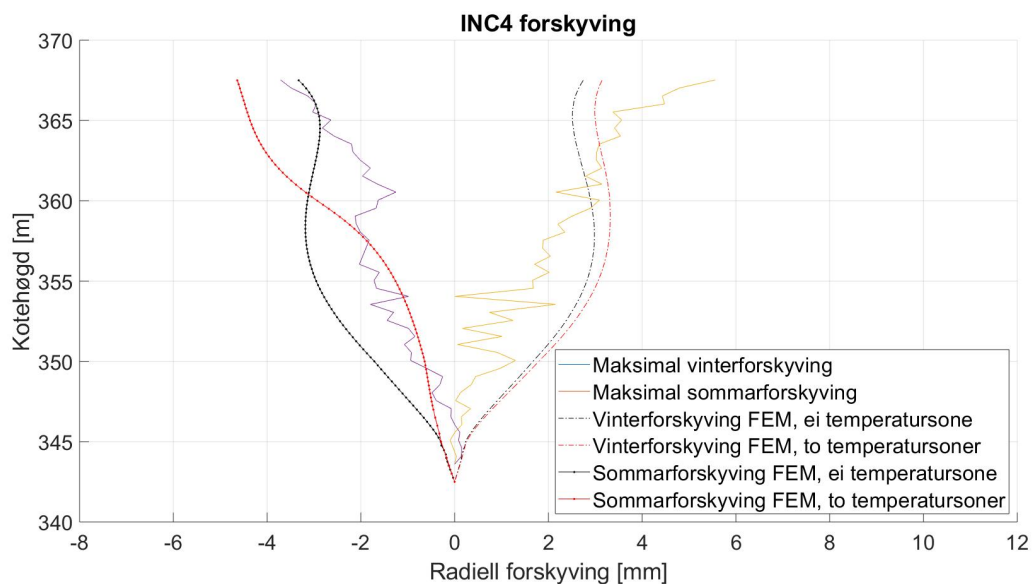
Figur 8.5: Radiell forskyving påført eigenvekt og ekstrem sommar/vintertemperatur for INC1, samanlikna med tilsvarande radiell forskyving frå måledata.



Figur 8.6: Radiell forskyving påført eigenvekt og ekstrem sommar/vintertemperatur for INC2, samanlikna med tilsvarande radiell forskyving frå måledata.



Figur 8.7: Radiell forskyving påført eigenvekt og ekstrem sommar/vintertemperatur for INC3, samanlikna med tilsvarande radiell forskyving frå måledata.



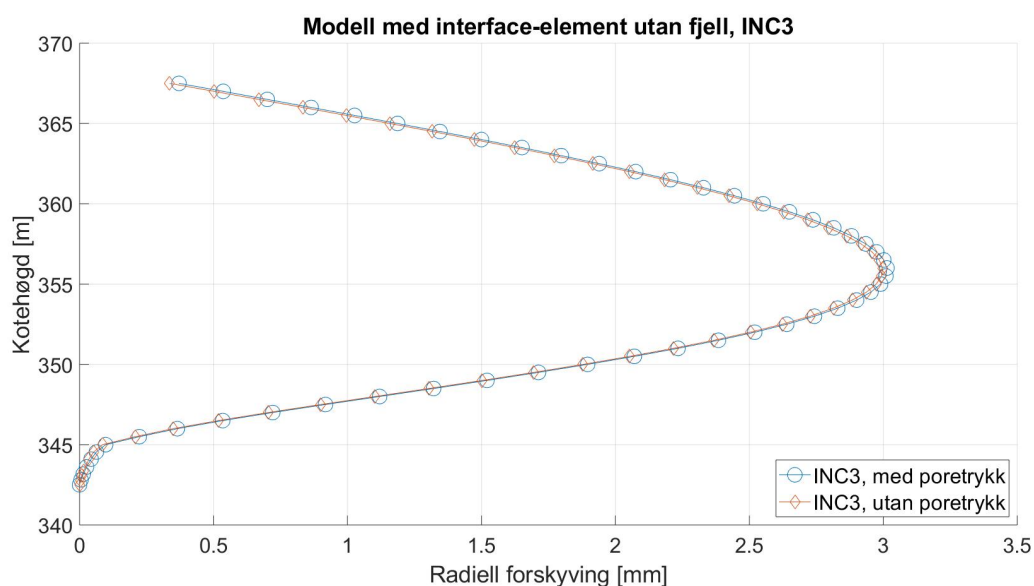
Figur 8.8: Radiell forskyving påført eigenvekt og ekstrem sommar/vintertemperatur for INC4, samanlikna med tilsvarande radiell forskyving frå måledata.

8.2 Ikkje-lineær analyse

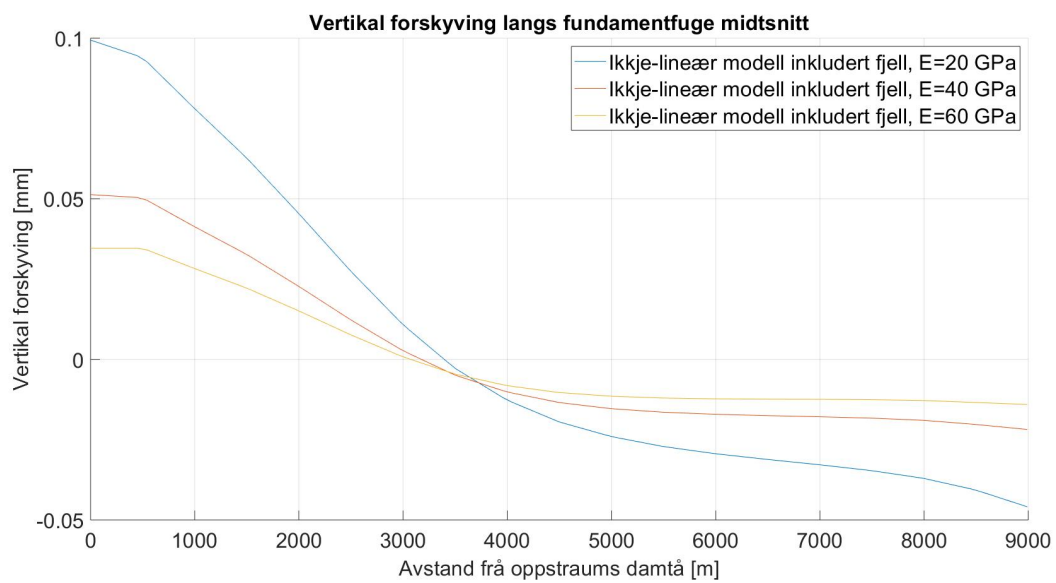
I dette delkapitlet vert resultatane frå dei ikkje-lineære analysane lagt fram. Først følgjer resultatane frå modellen ekskludert fjell, så for modellen med fjell, før desse to resultatane vert samanlikna med resultatane frå den lineære modellen.

8.2.1 Modell ekskludert fjell

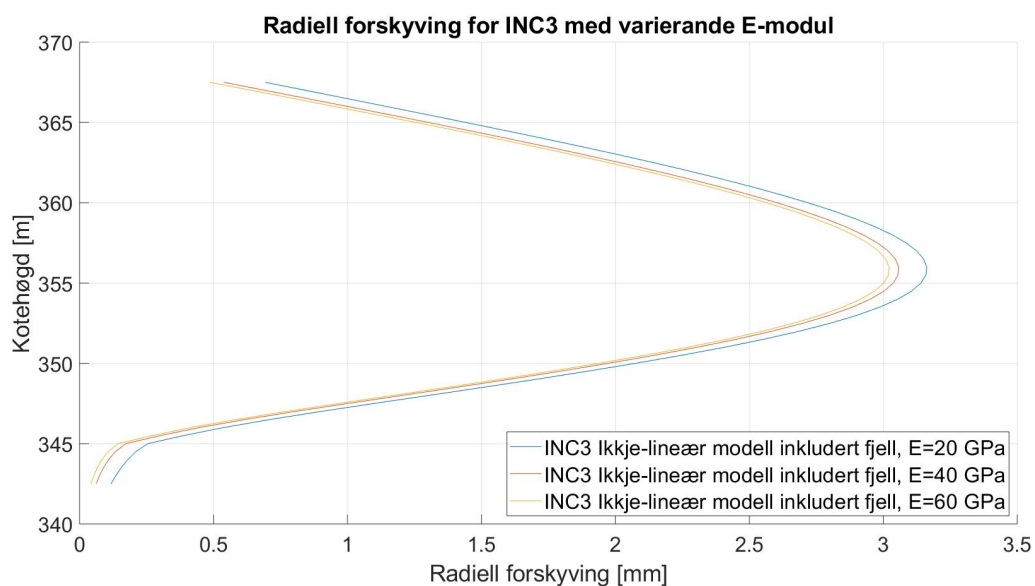
I figur 8.9 visast forskyvingskurva for INC3 for to lasttilfelle. Felles laster er eigenvekt og vasstrykk, medan poretrykket er inkludert i eitt lasttilfelle. Av dei betrakta SAAF-snitta, er INC3 om lag midt på kvelvet og får størst endring i forskyving om poretrykk er inkludert. Endringa er derimot ubetydeleg i dette snittet, og tilsvarende plot for dei andre snitta er ikkje vist då forskjellane her er endå mindre.



Figur 8.9: Radiell forskyving for INC3 for ikkje-lineær modell utan fjell. påførte laster er eigenvekt og vasstrykk, medan poretrykk kun er påsett i det eine tilfellet.



Figur 8.10: Vertikal forskyving langs fundamentfuge i midtsnitt av kvelvdammen med varierende stivheit på fjellet.



Figur 8.11: Radiell forskyving INC3 for ikkje-lineær modell inkludert fjell med varierende E-modul.

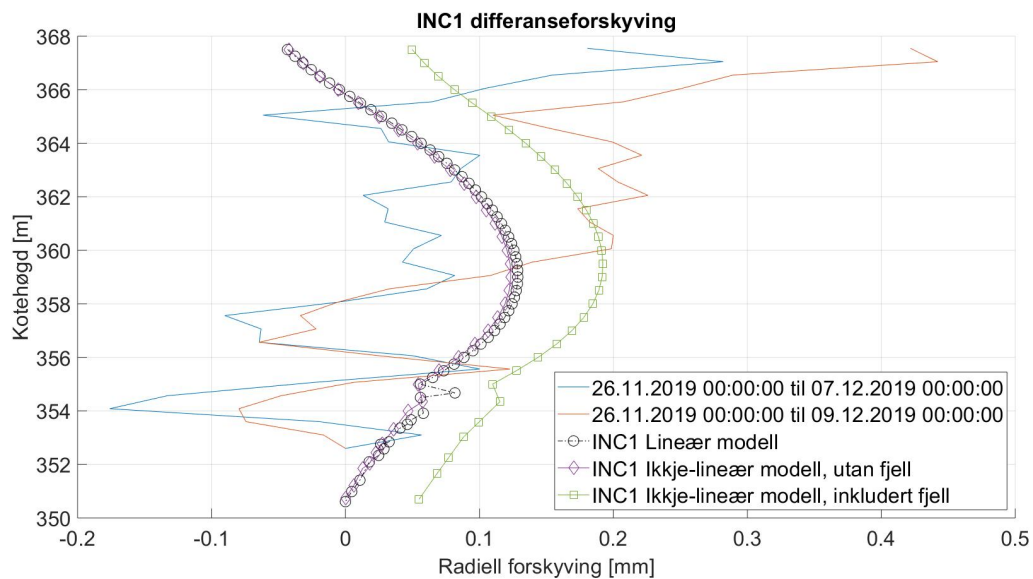
8.2.2 Inkludert fjell

Figurane i avsnitt 8.3 viser radiell forskyving for den ikkje-lineære modellen inkludert fjellvolum med elastisitetsmodul lik 40 GPa. Her er dei berekna forskyvingane for alle modellane plotta mot dei målte forskyvingane. Forskyvingsforma er i stor grad den same for alle modellane, men forskyvingsamplituden er noko ulik. Fjellvolum gir generelt ein liten auke i forskyving for alle inklinometer. Dette er spesielt tydeleg for INC1, då forskyvingane i utgangspunktet er små. Bidraget gir då ein stor relativ forskyving. For INC2-INC4 er derimot den relative forskyvinga liten. Ved samanlikning av lineær og ikkje-lineær modell utan fjellvolum ser ein utslaget mot fundament og ved maksimal forskyving.

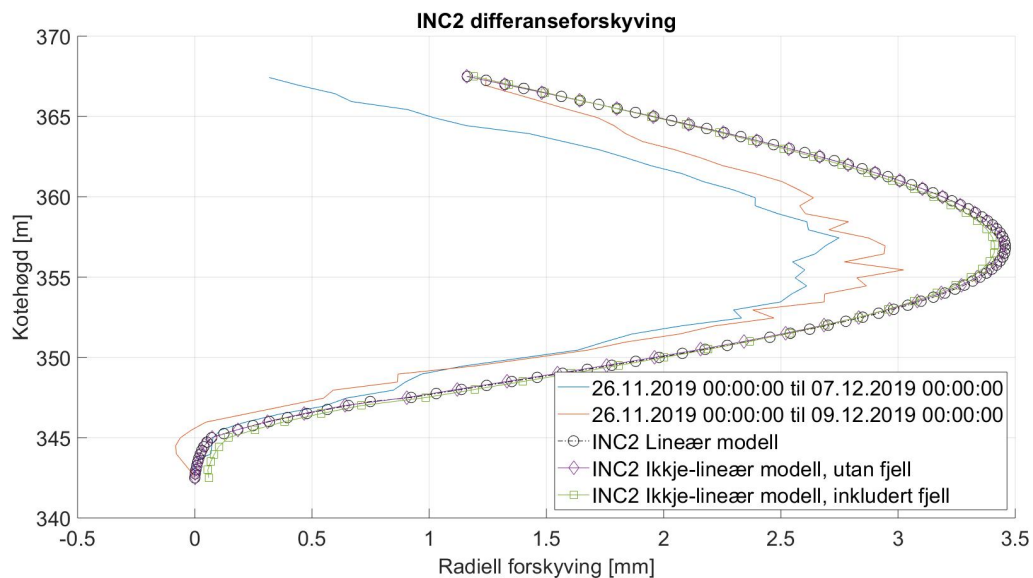
I figur 8.10 er vertikalforskyving langs fundamentfuga i midsnitt av kvelvdammen plotta. Vertikalforskyvinga varierer i relativt stor grad med stivleiken, både i fordeling og amplitude. Det same ser ein for radiell forskyving av kvelvet. Ein auka E-modul frå 20 til 40 GPa gir eit vesentleg større utslag på forskyvingane, enn ein endring frå 40 til 60 GPa. I figur 8.11 er samanhengen mellom radiell forskyving for INC3 og E-modul for fjellet synleggjort.

8.3 Samanlikning av lineær og ikkje-lineær analyse

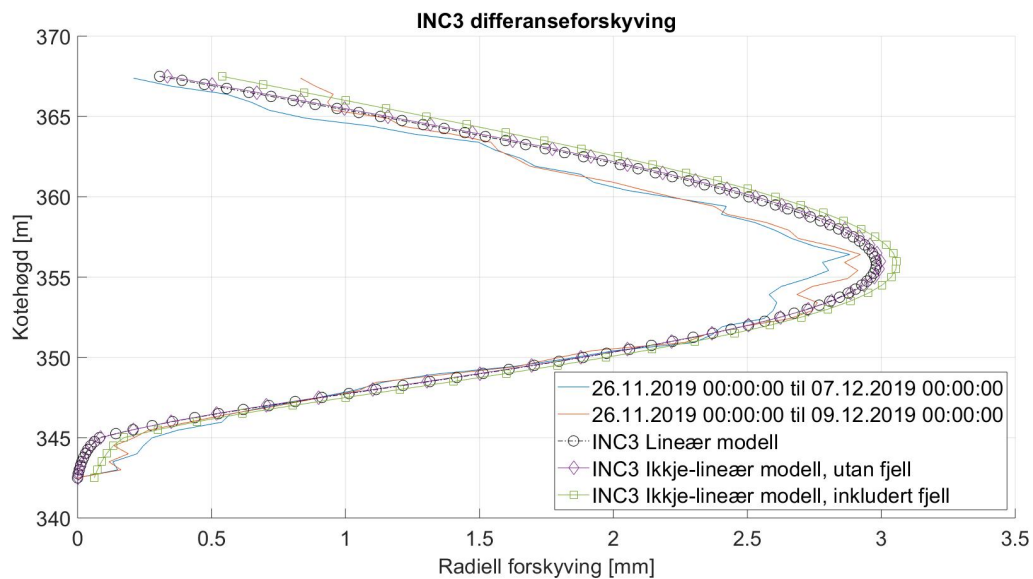
I figur 8.12 til figur 8.15 er forskyvingane frå SAAF-snitta for alle tre modellvariantane plotta saman med differanseforskyvingane frå måledata. Generelt er forskjellen i forskyving liten mellom dei tre modellane.



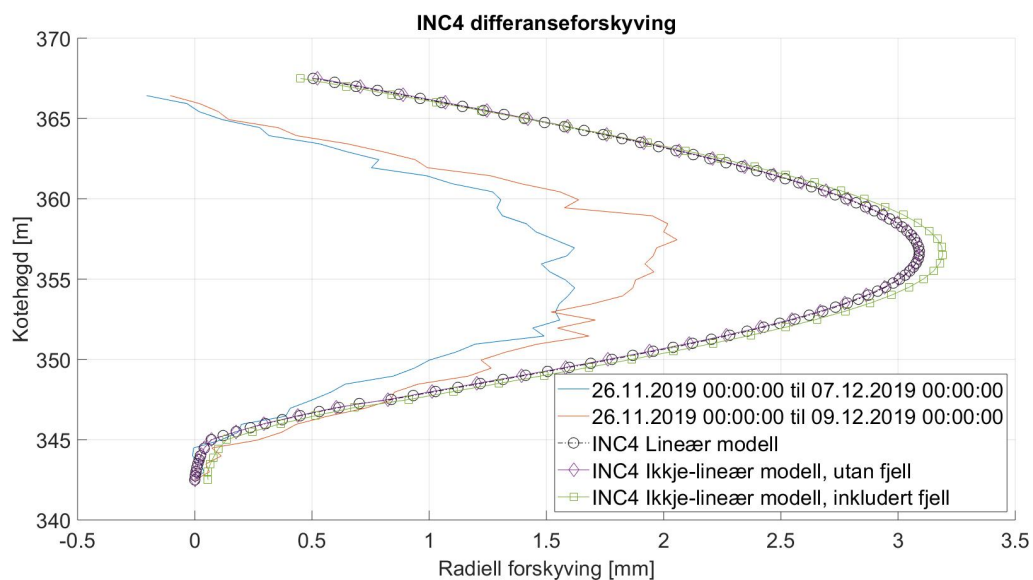
Figur 8.12: Radiell forskyving påført egenvekt og vasstrykk for INC1 for forskjellige modellvarianter, samanlikna med tilsvarende radiell forskyving frå måledata.



Figur 8.13: Radiell forskyving påført egenvekt og vasstrykk for INC2 for forskjellige modellvarianter, samanlikna med tilsvarende radiell forskyving frå måledata.



Figur 8.14: Radiell forskyving påført egenvekt og vasstrykk for INC3 for forskjellige modellvarianter, samanlikna med tilsvarende radiell forskyving frå måledata.



Figur 8.15: Radiell forskyving påført egenvekt og vasstrykk for INC4 for forskjellige modellvarianter, samanlikna med tilsvarende radiell forskyving frå måledata.

Diskusjon

9.1 Lineær analyse

Resultata frå den lineær-elastiske analysen ser på tre situasjonar:

- Lasttilfelle med hydrostatisk vasstrykk, samanlikna med forskjellen i forskyving mellom to tidspunkt i samband med oppfylling av magasinet.
- Lasttilfelle med ekstrem sommartemperatur, med og utan lagdeling med tanke på vasstemperatur, samanlikna med maksimal målt forskyving i sommarhalvåret.
- Lasttilfelle med ekstrem vintertemperatur, med og utan lagdeling med tanke på vasstemperatur, samanlikna med maksimal målt forskyving i vinterhalvåret.

For å samanlikne forskyving på grunn av hydrostatisk vasstrykk i modell med målingane (figur 8.1-figur 8.4), er det ein føresetnad at forskyvingsbidraget på grunn av vasstrykket isolerast frå andre forskyvingsbidrag i datagrunnlaget. Her er det i all hovudsak temperaturendring som vil bidra til å deformere dammen i tillegg til vasstrykket. Med utgangspunkt i eit utvalt tidspunkt med tomt magasin, er det forsøkt å velje ut to tidspunkt etter oppfylling av magasin der forskyvingsbidraget frå temperatur er lite. Det er derimot ikkje trivielt, då tregleiken i systemet som studert i temperaturstudien gjer at forskyvingstilstanden i eit bestemt døgn vil kunne vera påverka av temperaturen fleire døgn tilbake. I tillegg til endringar i lufttemperatur, vil temperaturgradienten gjennom damtjukkelen endre seg som følgje av at magasinet går frå å vera tomt og eksponert mot luft, til å fyllast opp med vatn. For å redusere usikkerheita noko, er det valt å sjå på to forskjellige differanseforskyvingar frå måledata, med to dagars mellomrom. Dersom ein antek at temperaturforskjellane mellom desse tidspunkta er relativt beskjeden, kan ein likevel fastslå at sjølv små temperaturendringar gir utslag for forskyvingskurva, særleg for INC2 og INC4.

Frå figur 8.2 til figur 8.4 kan ein fastslå at forma på desse forskyvingskurvene stemmer bra overeins i modell og frå måledata. For INC1 i figur 8.1 er det vanskeleg å konkludere noko utifrå særsmå målte forskyvingar på under 0,5 mm. Det største avviket i berekna og målt forskyving er for INC4 i figur 8.4, der målt forskyving tyder på ein stivare oppførsel i røynda enn i modell. INC4 viser også ein stivare oppførsel enn INC2, trass i at dei ligg symmetrisk på kvar side av midtpunktet av kvelvet der INC3 er plassert. Frå INC4 er det om lag like lang avstand til fjell

som det er frå gravitasjonsdam til INC2. Dette impliserer at kontakt mot fjell gir meir stivleik til kvelvet enn kontakt mot gravitasjonsdammen.

Storleiken på forskyvingane for kvart enkelt SAAF-snitt i modellen er ikkje lagt så stor vekt på isolert sett, då dei med eit elastisk materiale vil kunne skalerast opp og ned ved å redusere eller auke E-modulen. Den relative forskjellen mellom snitta er dermed viktigare enn storleiken på verdiane i seg sjølv. Det bør og kommenterast at randflatene er definert som fast innspent, noko som gir ei urealistisk stor stivleik langs fundament og vederlag. Trass innspenninga og ein relativt høg E-modul på ca. 29 GPa, vert forskyvingane overestimert i modellen. Dette kan skuldast temperaturtøyningar som følgje av at vatnet på oppstraums side etter oppfylling er varmare enn lufta under perioden med nedtappa magasin. Ved oppfylling vil dermed forskyvingsbidraget på grunn av temperaturendring gi ei utviding som forskyver dammen inn i magasinet, og dermed i motsett retning i forhold til vasstrykket.

Frå dei målte forskyvingane i kvelvet, kan ein tydeleg sjå at temperaturendring spelar ei stor rolle for forskyvingsmønsteret. Grunna dette er det i figur 8.5-figur 8.8 sett på om modellen klarar å gjenskape forskyvingsmønsteret som SAAF-kablane viser. Spenningsfri temperatur vart valt til middeltemperaturen frå mai-oktober (9,9 °C), som tilsvarar dei 6 varmaste månadane i året for damstaden. Liknande kurver vart òg sett på med årsmiddeltemperaturen som null-referanse. Dette gav ei betydeleg overestimering av forskyvingane ved høg temperatur, medan forskyvingane ved låg temperatur vart underestimert. Temperaturane er dermed påført utifrå antakinga om at vertikalfuger vart støypt att i løpet av sommarsesongen, sjølv om dette i følgje Guttormsen [1] ikkje er vanleg norsk praksis.

Forskjell i forskyving med ei eller to temperatursoner er mindre om vinteren enn om sommaren. Dette er fordi vassstemperaturen i det nedste laget ved ei potensiell lagdeling ligg nærare lufttemperaturen om vinteren enn om sommaren. Dermed vil vassstemperaturen over grensesjiktet også komme nærare vassstemperaturen under grensesjiktet om vinteren. Kva som passar best for sommaren der forskjellane er størst, er derimot vanskeleg å slå fast, då avviket i både forskyvingsform og -verdiar varierer for dei forskjellige snitta. For vinterforskyvinga er avviket såpass lite at ein heller ikkje her har eit definitivt svar på om den eine metoden gir betre resultat enn den andre. Ein ser likevel at forskjellige antakingar kring temperaturfordelinga i magasinet gir signifikante utslag på kurvene, spesielt for sommartemperaturen.

Analysane med temperaturforskyvingar innfører fleire usikkerheitsfaktorar. Usikkerheita kring vassstemperatur er alt nemnt ovanfor og i kapittel 5.3. Den påsette lufttemperaturen er valt frå eit glidande gjennomsnitt over fire veker. Forskyvingane frå måldata er henta frå eitt tidspunkt innanfor desse fire vekene der forskyvinga er stor, nærare bestemt på ettermiddagen 5. juli 2018. Kor godt samsvar det er mellom faktisk og anteken betongtemperatur på dette tidspunktet er uvisst, men antakinga er at den brukte metoden gir eit rimeleg anslag på dette. I og med at det er temperaturdifferansen mellom spenningsfri temperatur og påsett temperatur som spelar ei rolle for forskyvingane til dammen, er usikkerheita i referansetemperaturen også ein faktor. Antakinga om ei lineær temperaturfordeling over tverrsnittstjukkheiken er også ei forenkling som medfører usikkerheit.

Islast er ikkje teke omsyn til i tilfellet med vintertemperatur. Det er kjent at det til tider etablerast samanhengande isdekke i magasinet, men det er uvisst kor tjukt dette blir og kor store krefter det utøver på dammen. Det er utført lineære analysar der effekten av ei forenkla islast er sett på. Ei stripelast på 50 kN/m radielt på damkrona gav ei tilleggsforskyving for dei øvste 8 metrane, med

ein maksimalverdi på ca. 0,8 mm. Eit eventuelt bidrag frå islasta er dermed lite, men vil truleg bidra til at berekna forskyvingsform samsvarar noko betre med målt forskyving, særleg for INC3 og INC4.

I tillegg til antakingane kring dei ytre faktoren i form av temperatur og islast, vil materialparametrar og randvilkår også ha ein innverknad, der endringar i E-modul, ekspansjonskoeffisient og innspenningsgrad vil ha ein innverknad på resultatet. Dei enkelte faktorane er dermed vanskeleg å vurdere kvar for seg, og den totale usikkerheita er stor.

9.2 Ikkje-lineær analyse

Målet med den ikkje-lineære analysen var å undersøke korleis ein ikkje-lineær definisjon av randvilkår spelar inn på forskyvingane i modellen. Dette er gjort i to modellar, der fjellvolumet er inkludert i ein av dei. I tillegg vil ikkje-lineære randvilkår gjere at verknaden av poretrykk kan inkluderast, noko som også er gjort. Modellane er dermed brukt til å belyse følgjande problemstillingar:

- Kva utslag gir det valte ikkje-lineære randvilkåret på forskyvinga?
- Korleis er samspelet mellom randvilkår og poretrykk, og korleis påverkar dette resultatata?
- Korleis påverkar inkluderinga av eit fjellvolum forskyvingane?

Dei modifiserte randvilkåra førte ikkje til ei betydeleg endring for forskyvinga. Det same er tilfellet dersom poretrykket inkluderast i modellen, som vist i figur 8.9. Årsaka er at det var nødvendig å innføre ein relativt høg strekkstyrke på 1,2 MPa for å få ein rimeleg spenningsfordeling under fundamentet med påsett poretrykk. Ved lågare verdiar for strekkstyrke, samt poretrykk under dei delane av fundamentet der strekkstyrken vart overgått (som omtala i kapittel 6.3), konvergente ikkje analysane. Resultata frå denne iterasjonen var at sona med poretrykk anten vart veldig liten og stabil, eller veldig stor, som i påfølgjande iterasjonar førte til ein ustabil konstruksjon og divergens. Modellen ser ut til å vera spesielt lite robust for poretrykk. Låge poretrykksverdiar frå målingar og ein tilsynelatande stabil dam, tyder på at dei reelle oppløftskreftene er små. Fordi det påførte poretrykket ikkje gir nokon nemneverdig auke i forskyving, er lasta uteleten i dei andre ikkje-lineære analysane.

Brotkriteriet for interface-elementa gjer at relativt små spenningsendringar kan gi store utslag for responsen. Om eit brot i eit element oppstår fordi strekkstyrken blir overgått, må kreftene overførast til dei nærliggjande elementa, slik at kreftene på desse blir større enn i førre iterasjon. I nærleiken av oppstrams kant, vil spenningsgradienten i ein elementmodell kunne vera betydeleg. Ein stor spenningsgradient i kombinasjon med eit sprøtt brotkriterium, vil truleg gjere at responsen er sensitiv for endringar i elementstorleiken. Mesh-sensitiviteten er ikkje blitt nærare undersøkt på grunn av avgrensingar i maskinvare. Dette utgjer ei feilkjelde, då det er ukjent i kva grad eit finare elementnett vil påverke resultatata.

Ved inkludering av temperaturlaster, vart sona med strekk i interface-element urimeleg stor. Erfaring og poretrykksmålingar tyder på at resultatet ikkje er realistisk, og samspelet mellom temperaturlast og interface-element vart ikkje nærare undersøkt.

I likskap med den lineære modellen og måledata er forskyvingane for ikkje-lineær modell inkludert fjellvolum for INC1 svært små. Sjå figur 8.12. Å samanlikne den ikkje-lineære modellen

inkludert fjellvolum med måleserien vert soleis utfordrande og det er vanskeleg å konkludere med noko. Ein kan derimot samanlikne den opp mot den lineære og ikkje-lineære modellen utan fjellvolum. På denne måten vert effekten av fjellvolumet isolert og ein ser kva innverknad det har på forskyvingane. I horisonalsegmentet frå kt. 342,5 til kt. 345 viser figur 8.13 til figur 8.15 (INC2 til INC4) eit positivt forskyvingsbidrag. Dette skuldast at fjellet deformerer seg og gir forskyvingane eit tilleggsbidrag. Bidraget ser ein igjen for INC3 og INC4 ved at forskyvingslinja over damhøgda blir parallellforskyvd samanlikna med modellen utan fjellvolum. Differansen med og utan fjellvolum er liten og påverkar forskyvingane i liten grad.

Deformasjon av fjellet er godt illustrert i figur 8.10. Figuren viser at dammen får ei positiv vertikal forskyving i sona omlag 3-3,5 m frå oppstraums damtå, avhengig av E-modul. Resterande av dammen får ei negativ vertikal forskyving. Forskyvingane er i utgangspunktet små, men den relative forskyvingsendringen er stor. Endring av E-modul gir også ein forskyvingsendring for heile damkonstruksjonen, sjå figur 8.11. Ein endring i E-modul (frå 20 til 60 GPa) for fjellet medfører ein radiell forskyvingsendring på omlag 0,2 mm for INC3. I oppgåva ligg fokuset på forskyvingsbilete av damkonstruksjonen og variasjon av E-modul gir ein liten, men ikkje ubetydeleg endring. Ei nærare undersøking og test av fjellet sin E-modul vil kunne gi ein ytterlegare realistisk modell.

9.3 Instrumentering

Avslutningsvis i dette kapitlet følgjer ein diskusjon kring instrumenteringa av dammen, og kva erfaringar forfatarane har gjort seg tilknytt bruken av måledata for å validere og tilpasse ein numerisk berekningsmodell. Fokuset har i hovudsak vore på dei målte forskyvingane frå SAAF-kablane i kvelvet.

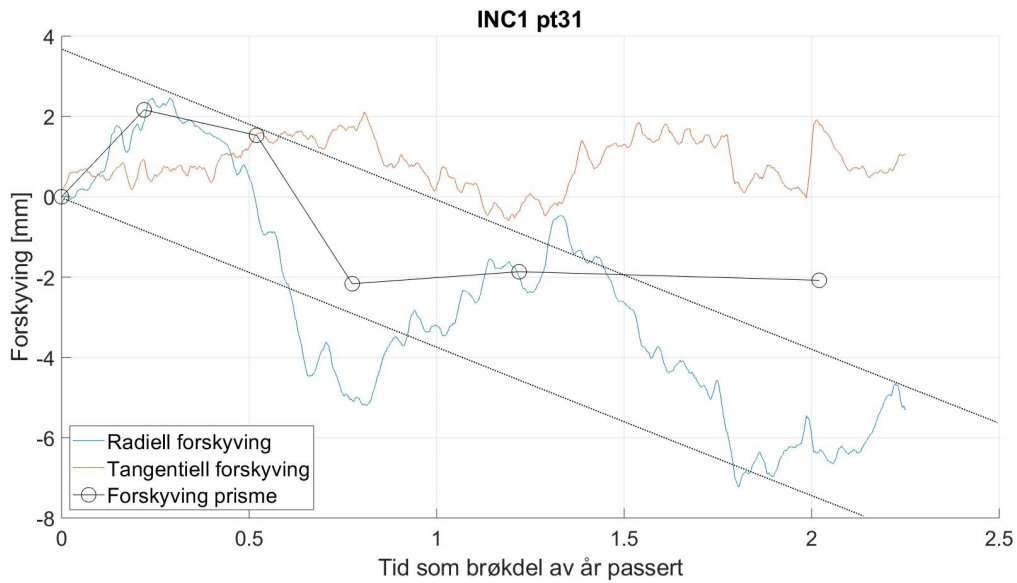
Grunna dammen sin sensitivitet i forskyvingar i samband med temperatursvingingar, er det utfordrande å isolere forskyvingsbidraget frå omsynsvis vasstrykk og temperatur. Optimalt sett hadde ein hatt ein måleserie med oppfylling av magasinet der temperaturforskjellen mellom luft og vatn er minst mogleg, og der lufttemperaturen er relativt stabil. Slik kan ein minimere endringa i temperaturfordelinga til betongen før og etter oppfylling, og soleis auke sannsynet for å kunne betrakte forskyvingsbidraget frå vasstrykket isolert.

For dei berekna sommarforskyvingane med temperaturbelastning i figur 8.5 til figur 8.8, ser ein at antakinga om ei eller to temperatursoner har innverknad på resultatet. Å installere fleire termometer over damhøgda på vassida er ein ukomplisert måte å få meir kunnskap om ei eventuell lagdeling i vatnet. For vinteren er det derimot mindre forskjell. Då vintertemperatur fører til samantrekking og strekkspenningar, vil dette som regel vere meir kritisk for dammen enn ei utviding og trykkspenningar som følgje av sommartemperaturen. Frå eit dimensjoneringsstandpunkt er temperaturfordelinga dermed av underordna interesse.

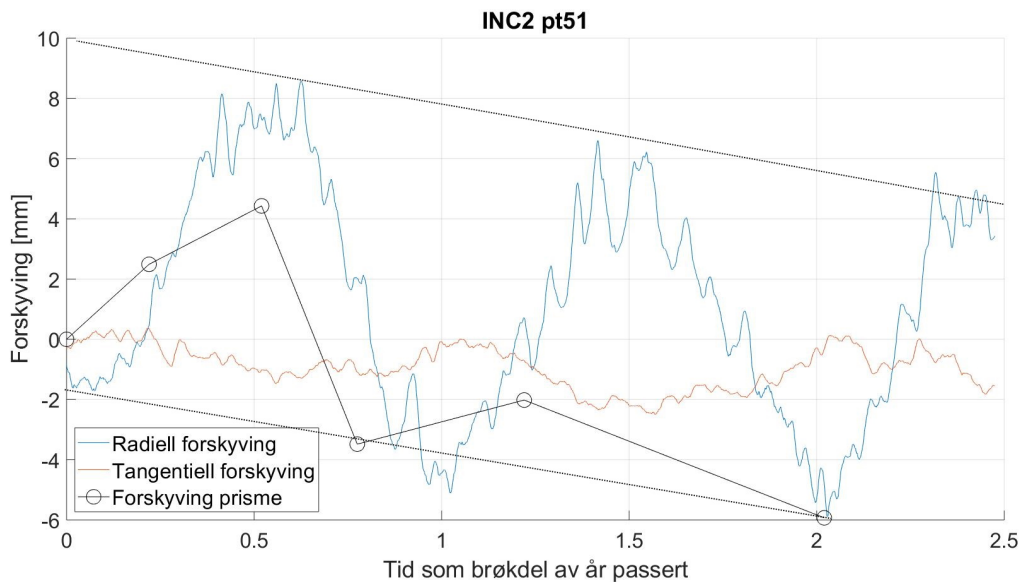
I figur 9.1 til figur 9.4 visast glidande gjennomsnitt over 7 dagar for radiell og tangentiell forskyving i toppunktet til dei fire deformasjonskablane INC1-INC4. I kvart plot er det òg vist to parallelle linjer som illustrerer trenden for dei radielle forskyvingane. I tillegg er det plotta innmålte verdiar for prisme plassert i ca. same posisjon som SAAF-kablane. INC4 (figur 9.4) forskyver seg slik ein skulle forvente; radiell og tangentiell forskyving varierer rundt null-linja i takt med sesongvariasjonane i temperatur. For dei resterande kablane ser det derimot ut som dei radielle forskyvingane har ein nedadgåande trend, noko som svarar til ei rørsle inn i magasinet.

Trenden er sterkast for INC1, og minkar gradvis for INC2 og INC3, og varierer mellom ca. 4 mm per år til ca. 1,5 mm per år. Det bør påpeikast at trendane i måledataa kun kan estimerast grovt, og at måleserien ikkje er lenger enn om lag 2,5 år. For dei tangentielle forskyvingane er det vanskelegare å fastslå om variasjonen skil seg frå det som er forventa. Forskyvingane frå prisma er inkludert for å kontrollere om målingane frå SAAF-kablane er riktige. Dei er innmålt for kun 6 tidspunkt for perioden, der målt forskyving vil vera avhengig av temperaturen i måletidspunktet. Det er difor vanskeleg å gi noko definitivt svar på korrelasjonen mellom målingane frå SAAF-kablar og prisme, men utifrå målingane frå prisme er det ingenting som tyder på at målingane frå SAAF-kablane er feil.

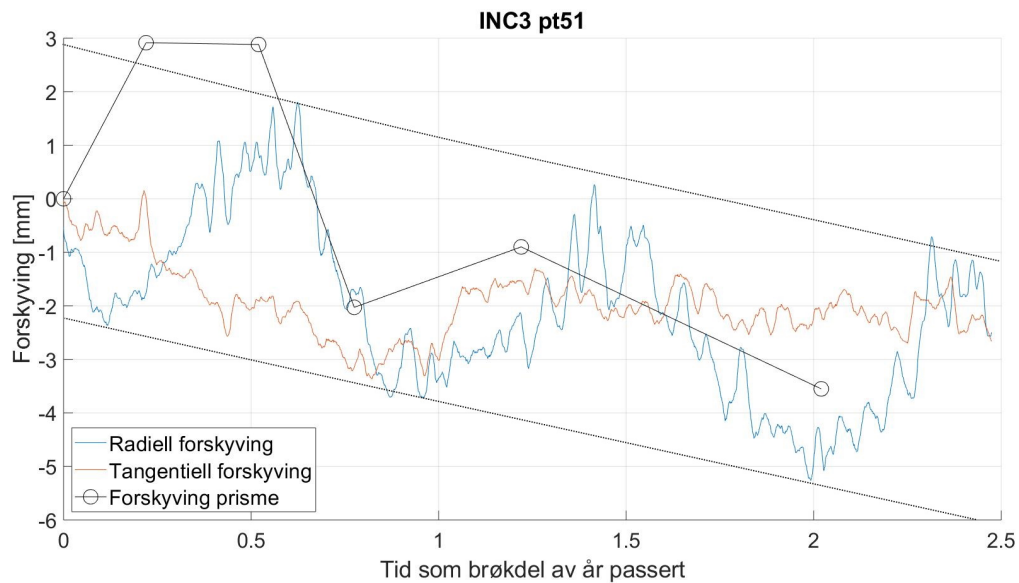
Eit "case" som har noko av same forskyvingsmønster, er Zeuzier-dammen i Sveits, der damkrona fekk ei gradvis rørsle inn i magasinet etter ca. 20 år i drift. Tilfellet er omtala i ICOLD sin Bulletin 180 [25], og årsaka til deformasjonen var setningar i området rundt dammen som førte til ei innsnevring av dalføret. Det er ukjent kva som er årsaka til forskyvingstrenden for dam Statkraft.



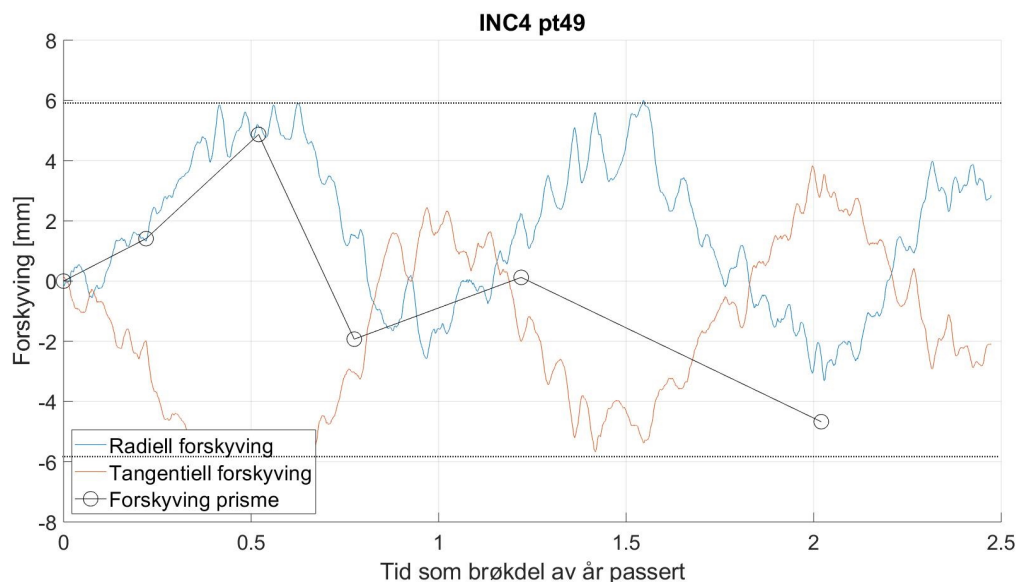
Figur 9.1: Glidande gjennomsnitt over 7 dager for radiell og tangentiell forskyving av det øvste målepunktet på INC1, samt radiell forskyving for prisme. Rette parallelle linjer viser trenden for radiell forskyving.



Figur 9.2: Glidande gjennomsnitt over 7 dager for radiell og tangentiell forskyving av det øvste målepunktet på INC2, samt radiell forskyving for. Rette parallelle linjer viser trenden for radiell forskyving.



Figur 9.3: Glidande gjennomsnitt over 7 dager for radiell og tangentiell forskyving av det øvste målepunktet på INC3, samt radiell forskyving for. Rette parallelle linjer viser trenden for radiell forskyving.



Figur 9.4: Glidande gjennomsnitt over 7 dager for radiell og tangentiell forskyving av det øvste målepunktet på INC4, samt radiell forskyving for. Rette parallelle linjer viser trenden for radiell forskyving.

Konklusjon

Temperaturstudien viser at betongtemperaturen reagerer på endringar i dei ytre temperaturane med ein viss tregleik, avhengig av kva termodynamiske parameterverdiar ein nyttar. For dei valte parametrane samsvarar variasjonen i temperatur i grensesjiktet mellom luft og betong med eit glidande gjennomsnitt over fire veker. Ei transient analyse med variasjon i temperatur for kvar time, gav ei tilnærma lineær temperaturfordeling gjennom tverrsnittet for ekstreme sommartemperaturar, medan avviket var noko større for ekstreme vintertemperaturar. Temperaturfordelinga med ekstrem sommartemperatur kan dermed gjenskapast ved hjelp av ei steady state-analyse, medan avviket vil bli noko større for ekstrem vintertemperatur.

Den lineære modellen klarar å gjenskape forskyvingsbiletet frå målingane til ein viss grad. For lasttilfellet med vasstrykk isolert, viser modellen ein stivare oppførsel for INC4 samanlikna med INC2. Dette tyder på at forbindelsen mellom kvelv og fjell er stivare enn forbindelsen mellom kvelv og gravitasjonsdam, noko modellen ikkje fangar opp. For lasttilfella med ekstrem sommar- og vintertemperatur, er avviket mellom berekna og målt forskyving større, både i form og storleik. Dette reflekterer usikkerheita i materialparametrar og temperaturfordeling i betongen.

Etablering av ikkje-lineære randvilkår fører ikkje til ei vesentleg forskyvingsendring av kvelvet, samanlikna med den lineære modellen. Dette gjeld både modell med og utan fjellvolum. Dei ikkje-lineære modellane gir soleis ikkje tilstrekkeleg meirverdi i forhold til den lineære modellen med omsyn til det auka berekningsbehovet. Den ikkje-lineære modellen er særleg sensitiv for endringar i poretrykk, der relativt små oppløftskrefter gir store strekksoner under fundamentet og ein ustabil modell. Dette tyder på at oppløftskrefter på grunn av poretrykk i realiteten er små. Dette er i tråd med den kjennskapen ein har frå poretrykksmålingar.

Instrumentering av dammen har opna moglegheita for å samanlikne, vurdere og kalibrere parametrar for ein elementmodell. Måledata er eit godt hjelpemiddel ved modellering og verifisering. Oppførselen til kvelvdammen er likevel kompleks og det er vanskeleg å isolere innverknaden til dei enkelte parametrane. Modellane i oppgåva gir i nokon grad eit realistisk bilete av oppførselen til dammen. For å kunne redusere usikkerheita i modellen og resultatata ytterlegare, kan materialparametrane undersøkast nærare. Lengre måleseriar vil også kunne bidra til dette, samt ei vidare undersøking kring forskyvingstrenden inn i magasinet.

Forslag til vidare arbeid

Kva som definerer ein perfekt modell vil vera avhengig av føremålet med modellen. For å få ein meir verkelegheitsnær modell, kan dette gjerast ved å innføre fleire parametrar i kombinasjon med innhenting av data som kan begrunne vala som blir gjort. Faktorar som kan innførast i modellen er:

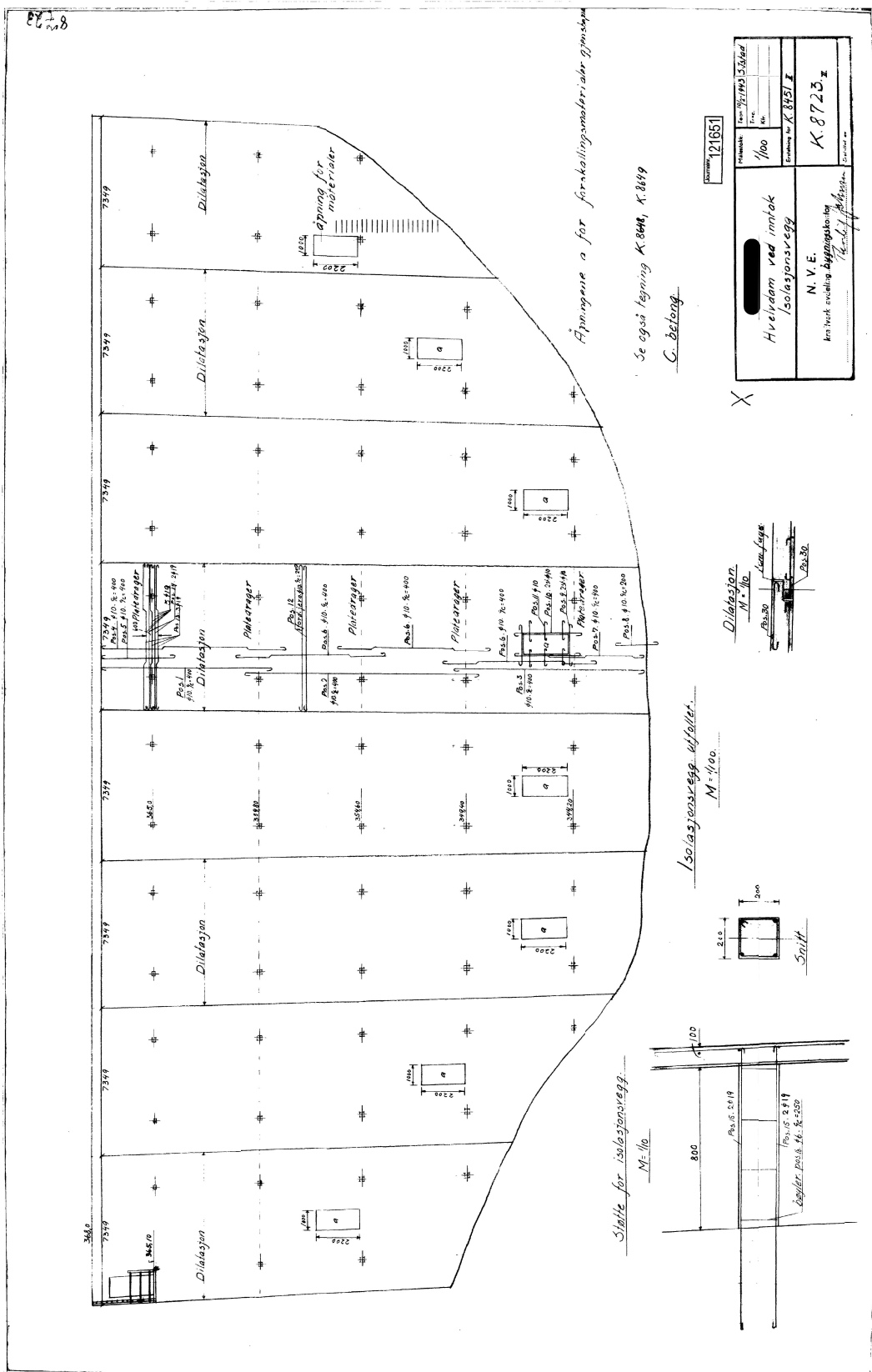
- Ein ikkje-lineær materialmodell og armering
- Empirisk forankra verdiar for stivleik og temperaturparametrar, der nødvendige forsøk utførast for å hente inn denne data.
- Eit finare elementnett dersom dette viser seg å ha ein påverknad
- Ei ytterlegare vurdering av forbindelsen mellom betong og fjell

For instrumenteringa sin del vil temperaturmålingar over vassdjupna gi informasjon om ei eventuell lagdeling. Lengre måleseriar vil gi eit større datagrunnlag for å vurdere forskyvingar, og ytterleggare måleseriar med tapping og oppfylling av magasin kan gi eit betre grunnlag for å isolere innverknaden frå vasstrykket. Trenden for forskyvingane bør undersøkjast nærmare og overvakast, der eit vidare søk etter liknande tilfelle kan vera aktuelt.

Referanseliste

- [1] O. Guttormsen. *Vassdragsteknikk 1*. Akademika, 2014.
- [2] U.S. Bureau of Reclamation. *Design of Arch Dams*. Government Printing Office, 1977.
- [3] NVE. *Om NVE*. <https://www.nve.no/om-nve/?ref=mainmenu>. Lasta ned 2. mars 2020.
- [4] NVE. *Lov om vassdrag og grunnvann (vannressursloven)*. <https://www.nve.no/om-nve/?ref=mainmenu>. Henta frå Lovdata.no, 2. mars 2020.
- [5] NVE. *Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (damsikkerhetsforskriften)*. <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/2000-11-24-82>. Henta frå Lovdata.no, 2. mars 2020.
- [6] NVE. *Retningslinjer for betongdammar, Utgave 2*. Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE), 2015.
- [7] ICOLD. *Mission of ICOLD*. <https://www.icold-cigb.org/GB/icold/mission.asp>. Henta frå icold-cigb.org/, 3. mars 2020.
- [8] ICOLD. *Guidelines for use of numerical models in dam engineering, Bulletin 155*. International Commission On Large Dams (ICOLD), Paris, Franrike, 2013.
- [9] R. Malm. *Guideline for FE analysis of concrete dams*. Energiforsk, 2016:270, 2016.
- [10] Eurokode 2-1-1. *Eurokode 3: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Norsk Standard NS-EN 1992-1-1. Standard Norge, 2004.
- [11] NS 3473. *Prosjektering av konstruksjoner - Beregnings- og konstruksjonsregler*. 91.080.40 - Betongkonstruksjoner. Standard Norge, 2003.
- [12] USACE. *Arch Dam Design*. US Army Corps of Engineers, Washington DC, 1994.
- [13] FERC. *Engineering Guidelines for the Evaluation of Hydropower Projects*. Federal Energy Regulatory Commission (FERC), 1999.
- [14] U.S. Bureau of Reclamation. *State-of-Practice for the Nonlinear Analysis of Concrete*. USBR, 2006.

-
- [15] ICOLD. *The physical properties of hardened conventional concrete in dams, Bulletin 145*. International Commission On Large Dams (ICOLD), Paris, Franrike, 2009.
- [16] K.A.Vaskinn. *Temperaturforhold i elver og innsjøer*. Miljøbasert vannføring. NVE, 2010.
- [17] DIANA FEA BV. *Thermo-Stress Analysis of a Buttress Dam*. DIANA FEA BV. Tutorial lasta ned 15. januar 2020.
- [18] Denise Ferreira. *DIANA 10.3 User's manual*. DIANA FEA BV.
- [19] K. Bell. *An engineering approach to finite element analysis of linear structural mechanics problems*. Fagbokforlaget, 2014.
- [20] Cautus Geo AS. *SAAF*. <https://cautusgeo.com/brochures/saaf/>. Produktbrosjyre lasta ned 7. oktober 2019.
- [21] R.; Ekström T Malm, R.; Hellgren. *In Proceedings of the 14th ICOLD International Benchmark Workshop on Numerical Analysis of Dams (Theme A)*. Royal Institute of Technology (KTH), 2018.
- [22] Meteorologisk institutt. *eKlima*. <http://eklima.met.no/>. Data lasta ned 18. mai 2020.
- [23] RTD 1016-1:2017. *Guidelines for Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures, version 2.1*. Rijkswaterstaat Technical Document. Rijkswaterstaat Centre for Infrastructure, 2017.
- [24] A.B. Jensen. *Dam Sarvsfossen: Optimalisert geometrisk utforming (Masteroppgåve)*. Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU), 2014.
- [25] ICOLD. *Dam surveillance - Lessons learned from case histories, Bulletin 180*. International Commission On Large Dams (ICOLD), Paris, Franrike, 2017.



B Prøving av betongkjerner

H2015 (3 kjerneprøver)			H2019 (4 kjerneprøver)		
Prøve nr	Densitet [kg/m ³]		Densitet [kg/m ³]		
	Gjennomsnitt		Gjennomsnitt		
1	2570	2580	2503		
2	2590		2548		
3	2560	2560	2516		2498
4	2560		2496		
5	2570	2575	2426		
6	2580		2569		
7			2568		2550
8			2513		
9			2521		
10			2561		2539
11			2536		
12			2567		
13			2559		2554
14			2535		
Gjennomsnitt		2572	Gjennomsnitt		2535

H2015			H2019		
Prøve nr	Trykkfastheit [N/mm ²]		Trykkfastheit [N/mm ²]		
	Gjennomsnitt		Gjennomsnitt		
1	40.8	37.0	37.9		
2	33.2		31.8		
3	47.7	46.8	34.5		34.4
4	45.9		33.6		
5	50.0	45.0	34.4		
6	40.0		35.0		
7			33.0		34.9
8			36.8		
9			45.9		
10			41.0		45.4
11			49.3		
12			33.1		
13			44.0		39.2
14			40.4		
Gjennomsnitt		42.9	Gjennomsnitt		38.5



Figuren viser dei fire kjerneprøvane frå hausten 2019. Sylindrane markert med raudt vart testa med omsyn til densitet og trykkfastheit.

C Verifikasjon av egenvekt og vasstrykk

KONTROLL AV EIGENVEKT											
										Vekt [kN]	
SUM FBZ (reaksjonskraft vertikalt) frå DIANA:										136933	
Eigenvekt basert på geometrivolum frå AutoCAD:										136872	
Eigenvekt basert på overslag av betongvolum frå teikningsgrunnlag:										134772	
Eigenvekt basert på overslag av betongvolum frå teikningsgrunnlag											
Kvelv											
Kote [m]	Tjukkeleik [m]	Radius R [m]		Vinkel [grader]			Bogelengd [m]	Høgde [m]	Tjukkeleik [m]	Volum [m ³]	Vekt [kN]
		Oppstraums	Nedstraums	Nord	Sør	Sum					
367,5	0,60	29,00	28,40	68,09	68,1	136,2	68,2	2,5	0,7	113,3	2834
365,0	0,73	29,00	28,27	68,09	68,1	136,2	68,1	5,0	0,9	291,7	7297
360,0	0,99	29,00	28,01	64,68	68,1	132,8	66,1	5,0	1,1	368,0	9207
355,0	1,24	29,00	27,76	62,09	68,1	130,2	64,5	5,0	1,4	442,1	11060
350,0	1,50	29,00	27,50	52,85	61,1	113,9	56,2	2,5	1,5	210,6	5269
347,5	1,50	26,70	25,20	53,09	53,1	106,2	48,1	2,5	1,5	180,3	4511
345,0	1,50	24,20	22,70	52,55	42,1	94,6	38,7	2,5	1,5	145,2	3633
342,5	1,50	18,80	17,30	52,09	52,1	104,2	32,8				
SUM								25,0		1751,3	43810
Damtå											
Kote [m]	Tjukkeleik [m]	Radius R [m]		Vinkel [grader]			Bogelengd [m]	Høgde [m]	Tjukkeleik [m]	Volum [m ³]	Vekt [kN]
		Oppstraums	Nedstraums	Nord	Sør	Sum					
342,5	2,5	29,8	22,5	60	63	123	56,1	2,5	7,3	1024,5	25629
Gravitasjonsdam					Flaumløpsterskel						
Høgde [m]	Breidd [m]	Tjukkeleik [m]	Volum [m ³]	Vekt [kN]	Høgde [m]	Breidd [m]	Tjukkeleik [m]	Volum [m ³]	Vekt [kN]		
13	6	9,75	760,5	19024	4,5	8	21,0	756,0	18912		
Pilar 1					Fundament venstre side						
Høgde [m]	Breidd [m]	Tjukkeleik [m]	Volum [m ³]	Vekt [kN]	Høgde [m]	Breidd [m]	Tjukkeleik [m]	Volum [m ³]	Vekt [kN]		
12,0	15	4,0	720,0	18011	4	4,3	2,8	47,6	1190,7		
Pilar 2											
Høgde [m]	Breidd [m]	Tjukkeleik [m]	Volum [m ³]	Vekt [kN]							
9,0	13	2,8	327,6	8195							

KONTROLL AV VASSTRYKK												
											Vekt [kN]	
SUM FBY frå DIANA:											162890	
Estimering resultant frå vasstrykk:											174794	
Estimering av resultant frå vasstrykk												
Kote [m]	Tjukkeleik [m]	Radius R [m]		Vinkel [grader]			Bogelengd [m]	Høgd [m]	Flate [m ²]	Kotehøgd resultant [m]	Estimat vasstrykk	
		Oppstr.	Nedstr.	Nord	Sør	Sum					Trykk [kPa]	Kraft [kN]
367,5	0,6	29,0	28,4	68,1	68,1	136,2	68,9	2,5	172,3	366,3	9,5	1637,0
365,0	0,7	29,0	28,3	68,1	68,1	136,2	68,9	5,0	344,6	362,5	47,0	16197,8
360,0	1,0	29,0	28,0	64,7	68,1	132,8	67,2	5,0	336,0	357,5	97,0	32592,5
355,0	1,2	29,0	27,8	62,1	68,1	130,2	65,9	5,0	329,5	352,5	147,0	48429,2
350,0	1,5	29,0	27,5	52,9	61,1	113,9	57,7	2,5	144,1	348,8	184,5	26593,4
347,5	1,5	26,7	25,2	53,1	53,1	106,2	49,5	2,5	123,7	346,3	209,5	25915,2
345,0	1,5	24,2	22,7	52,6	42,1	94,6	40,0	2,5	99,9	343,8	234,5	23429,3
342,5	1,5	18,8	17,3	52,1	52,1	104,2	34,2					
SUM								25,0				174794

D Handberekning av krefter i interface-element

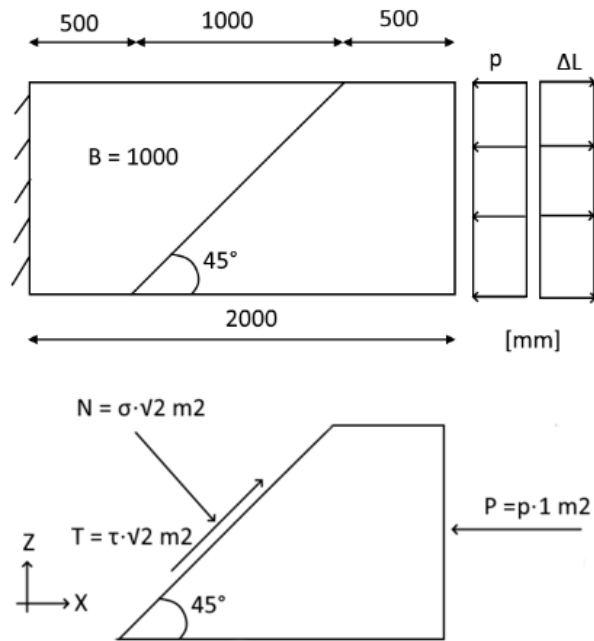
Her følger ei handberekning som er gjort for å kontrollere responsen av interface-element i DIANA. Ei skisse av det statiske systemet kan sjåast i figur D.1, medan figur D.2 viser geometri, randvilkår, trykklast og mesh i DIANA.

$$\begin{aligned}\sum F_z = 0 &\Rightarrow \frac{N}{\sqrt{2}} - \frac{T}{\sqrt{2}} = 0 \Rightarrow N = T \\ \sum F_x = 0 &\Rightarrow \frac{T}{\sqrt{2}} - \frac{N}{\sqrt{2}} - F = 0 \Rightarrow \frac{2}{\sqrt{2}}N = F \Rightarrow N = T = F \frac{\sqrt{2}}{2} \\ \sigma = \tau &= \frac{N}{\sqrt{2}A} = \frac{1}{2} \frac{F}{A} = \frac{1}{2} \cdot p\end{aligned}$$

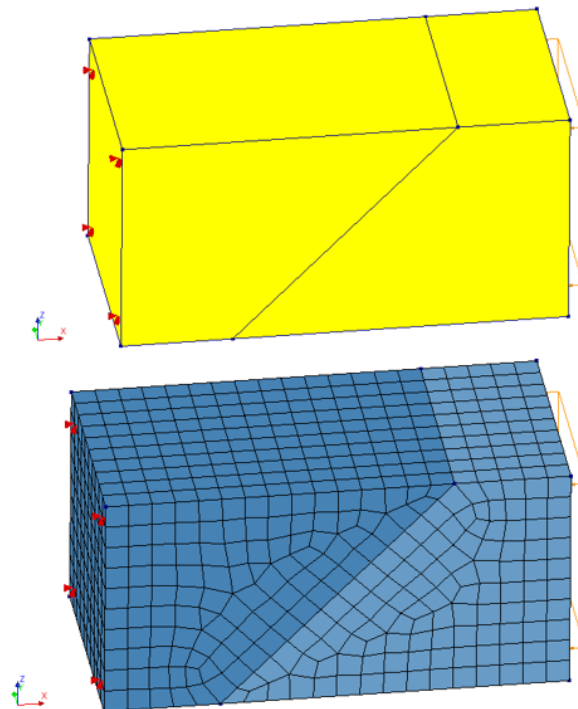
Dermed er normal- og skjærspenningane i interface-elementa halvparten av den ytre trykkspenninga. Dersom den ytre spenninga endrar retning slik at den fører til strekk i interfacen, veit vi at $p = 1000$ MPa gir $\sigma = 500$ MPa, som gjer at ytterlegare pålasting vil gi brot i fuga.

$$\begin{aligned}\epsilon = \frac{\Delta L}{L} = E \cdot \sigma = E \cdot \frac{P}{A} = E \cdot p &\Rightarrow \Delta L = \frac{L}{E} \cdot p \\ \Delta L_{max} = \frac{L}{E} \cdot p_{max} = \frac{2000 \text{ mm}}{30000 \text{ MPa}} \cdot 1000 \text{ MPa} &= 66,67 \text{ mm}\end{aligned}$$

Resultatet samsvarar med FEM-berekninga, der brotet inntreff for ca. 67 mm.



Figur D.1: Skisse av statisk system brukt for å verifisere interface-element i DIANA.



Figur D.2: Geometri, randvilkår, trykklast og elementindeling av verifikasjonsmodellen for interface-element i DIANA.