

Dam Sarvsfossen: Optimalisert geometrisk utforming

Aleksander Bjordal Jensen

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2014

Hovedveileder: Svein Ivar Sørensen, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk

MASTEROPPGAVE 2014

for

Aleksander Bjordal Jensen

Dam Sarvsfossen: Optimalisert geometrisk utforming

Dam Sarvsfossen: Optimized geometric Design

Opgaven går i korte trekk ut på følgende:

- Oppbygging av elementmetodemodell av Dam Sarvsfossen i DIANA.
- Implementering av ikke-lineær oppførsel i kontaktflate mellom dam og fjell
- Kontroll av modellens oppførsel i forhold til ANSYS-modell og målte forskyvninger i den virkelige dammen.
- Forbedring av opprinnelig design ved å
 - o Bestemme damtype ut i fra resultatene av analysen på opprinnelig design og samtaler med ingeniører i Multiconsult.
 - o Undersøke ulike geometriske utforminger av damhvelvet
 - o Evaluere de ulike alternative damgeometriene med hensyn på betongmengde og mulig byggemetode.
- Beregning av membran-krefter og -momenter i damhvelvet.
- Utarbeidelse av metode for estimering av nødvendig lengdearming.
- Sette opp et forenklet kostnadsestimat for relevante material- og byggekostnader

Besvarelsen organiseres i henhold til gjeldende retningslinjer.

Veileder: Professor Svein Ivar Sørensen

Besvarelsen skal leveres til Institutt for konstruksjonsteknikk innen 10. juni 2014.

NTNU, 14. januar , 2014

Svein Ivar Sørensen
faglærer

Forord

Denne masteroppgaven er utarbeidet ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges Teknisk Naturvitenskaplige Universitet og markerer avslutningen på fem fantastiske år som student ved Bygg og Miljøteknikk.

I min tid som student har jeg virkelig fått interesse for numerisk modellering og sett flere eksempler på nytteverdien av dette verktøyet. I og med at jeg utdanner meg til vannkraftingeniør hadde jeg et ønske om å bruke min kunnskap innenfor numerisk modellering på et praktisk problem innenfor damkonstruksjoner. Dette har motivert meg til å skrive denne masteroppgaven om optimalisering av Dam Sarvsfossen.

Det har vært svært spennende og utfordrende å jobbe med en så praktfull konstruksjon som Dam Sarvsfossen. Personlig har jeg fått et unikt læringsutbytte både innenfor numerisk modellering og design av hvelvdammer. Dette har gitt meg den motivasjonen og kunnskapen jeg trenger for å ta fatt på ingeniøryrke som venter meg.

Først og fremst vil jeg takke min veileder Svein Ivar Sørensen for god oppfølging og interessante samtaler om tema. Videre vil jeg rette en stor takk til Jan Arve Øverli for tålmodig veiledning i DIANA, og for å få ha ledet meg på rett spor i den numeriske modelleringen.

Jeg vil også takke Multiconsult for god oppfølging og støtte under hele prosjektet. Spesielt vil jeg takke Erlend Eithun Aasheim i avdeling Konstruksjon for god oppfølging i forbindelse med verifiseringen av modellen. Til slutt vil jeg takke Jan Lindemark i avdeling Vannkraft for å ha introdusert meg for problemstillingen og bidratt med gode innspill.



Aleksander Bjordal Jensen
Trondheim, Juni 2014

Abstract

Dam Sarvsfossen is a double curvature arch dam, which was completed in spring 2014 in Bykle municipality. Otra Kraft DA is the builder of the 42 meter high intake dam. The dam is intended to raise the water level in Sarvsjuvet by 40 meters, which gives a considerable pressure rise in Skarg power plant.

The first design of the dam was made in the 1980s but uncertainties regarding the profitability of the project delayed further work for many years. When electricity certificates made the project profitable Multiconsult got the responsibility for the detailed design of the dam. This included a finite element model in ANSYS. The results of the analysis show an unfavorable stress situation in the upper part of the eastern side. The vertical slats on this side of the dam do not meet the stability requirements for sliding formwork.

This paper has examined alternative designs for Dam Sarvsfossen . This was done by first establishing a finite element model of the original geometry and then perform analyzes on the alternative geometry. The cost estimate for material and construction costs makes the basis for determining the optimal design.

The static analysis is conducted in the finite element program DIANA. MATLAB was used to create a generic script for generating alternative designs. Calculation of required reinforcement was done using the Sandwich method, and then checked with the Iteration method according to Eurocode 2.

The surface between the dam and rock has a nonlinear contact formulation so that no tension is transferred from the dam to the rock. A consequence of this is that the dam gets an uplift of about 3.5 mm in the lower part on the waterside.

It is performed a control of external loads by hand calculations and by comparison with the ANSYS-model. Calculated uplift and horizontal displacement of the dam crest is compared with measured displacements in the actual dam. The results of the model's behavior were satisfactory.

The most cost effective solution is to design Dam Sarvsfossen as a hybrid dam consisting of a double curvature arch dam and a solid dam. This will ensure symmetry and vertical slats that meet the stability requirements for sliding formwork. This provides a savings in construction costs of 23.9 million NOK. The total material cost of the hybrid dam is 4.1 million NOK higher than the original design due to increased total concrete volume. Required reinforcement in the hybrid dam is approximately the same as in the original design. Total cost saving for Dam Sarvsfossen of this design is estimated at 19.8 million NOK.

Sammendrag

Dam Sarvsfossen er en dobbeltkrum hvelvdam som ble ferdigstilt våren 2014 i Bykle kommune. Otra Kraft DA er byggherre for den 42 meter høye inntaksdammen. Dammen har som hensikt å heve vannstanden i Sarvsjuvet med 40 meter, noe som gir en betydelig trykkøkning i Skarg kraftverk.

De første planene for reguleringsanlegget som Dam Sarvsfossen er en del av kom allerede på 1980-tallet men usikkerheter rundt lønnsomheten av prosjektet utsatte videre arbeid i mange år. Da elsertifikater gjorde prosjektet lønnsomt fikk Multiconsult ansvaret for detaljprosjekteringen av dammen. Dette innebar blant annet oppbyggingen av en elementmetodemodell i ANSYS. Resultatene av analysen viser en ugunstig spenningssituasjon i dammens øvre del på østlig side. De vertikale lamellene på denne siden av dammen tilfredsstillende ikke stabilitetskravene til glideforskaling.

Denne oppgaven har undersøkt alternative utførelser av damgeometrien til Dam Sarvsfossen. Dette ble gjort ved å først etablere en elementmetodemodell av den opprinnelige geometrien og deretter gjennomføre analyser på alternativ geometri. Kostnadsestimatet for material- og byggekostnader er lagt til grunn for bestemmelse av det optimale designet.

De statiske analysene er gjennomført i beregningsprogrammet DIANA. MATLAB er benyttet for å lage et generelt skript som gjør det mulig å gjøre endringer på det opprinnelige designet. Beregning av nødvendig lengdearmingsbehov er gjort ved bruk av Sandwich-metoden, og deretter kontrollert med Iterasjonsmetoden i henhold til Eurokode 2 [30].

Det er lagt inn en ikke-lineær kontaktformulering mellom dam og fjell. Overflaten er modellert slik at ingen strekkspenninger overføres fra dammen til fjellvolumet. En konsekvens av dette er at dammen får et oppløft på omlag 3,5 mm i dammens nedre del på vannsiden.

Det er gjennomført kontroll av eksterne laster i modellen opp håndberegninger og ved sammenligning med ANSYS-modellen. Oppløft av dammens nedre del på vannsiden samt horisontal forskyvning av damkronen er sammenlignet med målte forskyvninger i dammen. Resultatene fra samtlige kontroller av modellens oppførsel var tilfredsstillende.

På bakgrunn av resultatene av spenningsanalysen og samtaler med erfarne ingeniører i Multiconsult ble det valgt å gå videre med et design av Dam Sarvsfossen som

en hybriddam bestående av en hvelvdam og en kunstig vederlagspillar på østlig side. Vederlagspillaren utformes som en uavhengig massivdam.

Den mest kostnadsbesparende løsningen er å utføre Dam Sarvsfossen som en hybriddam bestående av en dobbeltkrum hvelvdam og massivdam på østlig side. Da oppnår man et symmetrisk hvelv og vertikale lameller som tilfredsstiller stabilitetskravene for glideforskaling. Dette gir en besparelse i byggekostnader på 23,9 mill. NOK. De totale materialkostnadene for hybriddam blir 4,1 mill. NOK høyere enn det opprinnelige designet som følge av økt totalt betongvolum. Total lengdearmering for hybriddammen blir det samme som i det opprinnelige designet. Total besparelsen for Dam Sarvsfossen ved denne utformingen er beregnet til 19,8 mill. NOK.

Innhold

1	Innledning	1
2	Om utbyggingen	3
2.1	Brokke Nord og Sør	3
2.2	Dam Sarvsfossen	4
2.2.1	Dimensjonering og prosjektering	5
2.2.2	Utforming og utførelse	5
3	Teorigrunnlag	7
3.1	Hvelvdammer	7
3.1.1	Typer hvelvdammer	8
3.1.2	Utførelse	9
3.2	Dimensjonering av hvelvdammer	11
3.2.1	Dimensjoneringskriterier	11
3.2.2	Ringformelen	11
3.2.3	Empirisk metode	12
3.2.4	Prøvelastmetoden	14
3.2.5	Elementmetoden	15
3.3	Optimalisering av hvelvdammer	15
3.4	Typiske laster på hvelvdammer	16
3.5	Massivdammer	17
3.5.1	Dimensjoneringskriterier for massivdammer	18
3.6	Iterasjonsmetoden	19
3.6.1	Beregningsgang	19
3.6.2	Begrensninger og forutsetninger	21
3.7	Sandwich-metoden	21
3.8	Elementmetoden	23
3.8.1	Elementtyper	23
3.8.2	Linearitet	24
3.8.3	Ikke-lineære iterasjonsmetoder	25

4	Tidligere arbeid	27
4.1	Design av damgeometri	27
4.1.1	ABAQUS-modell	27
4.2	Analysen i forbindelse med detaljprosjektering	28
4.2.1	ANSYS-modellen	28
4.2.2	Postprosessering i MultiCon	31
5	Numerisk modell	33
5.1	Modelparametere	34
5.1.1	Materialparametere	35
5.1.2	Elementoppdeling	35
5.1.3	Elementtype	36
5.1.4	Randbetingelser	38
5.2	Analysemetode	39
5.3	Laster	39
5.4	Validering av modell	41
5.4.1	Kontroll av geometri i forhold til ANSYS-modell	41
5.4.2	Validering i forhold til målte forskyvninger	43
5.5	Begrensninger	44
6	Geometrisk optimalisering	45
6.1	Damtype	45
6.1.1	Hybriddam med enkeltkrum hvelv	47
6.1.2	Hybriddam med dobbeltkrum hvelv	48
6.2	Optimaliseringsparametere	50
6.2.1	Estimering av betong- og armeringsmengde	50
6.2.2	Evaluering av forskalingsmetode	52
7	Resultater	53
7.1	Damgeometri	54
7.1.1	Opprinnelig design, OpD	54
7.1.2	Hybriddam med enkeltkrum hvelv, EKD	55
7.1.3	Hybriddam med dobbeltkrum hvelv, HYB	57
7.2	Resultater fra analysen	58
7.2.1	Forskyvninger	58
7.2.2	Hovedspenninger	63
7.2.3	Armering- og betongmengde	68
7.3	Kostnadsestimat	74
7.3.1	Kostnadsestimat for massivdammen	74
7.3.2	Kostnadsestimat for hvelvdammen	74

8	Diskusjon	77
8.1	Optimalt damdesign	77
8.1.1	Deformasjonsmønster	77
8.1.2	Spenningsbildet	79
8.1.3	Forskalingsmetode	80
8.1.4	Andre faktorer	80
8.2	Usikkerhet	82
8.2.1	Modellen	82
8.2.2	Armering	83
8.2.3	Optimalt design	83
8.2.4	Estimering av kostnader	84
9	Konklusjon	85
A	Digitalt vedlegg	97
B	Geometrisk oppbygging	99
C	Elementnett og -kvalitet	101
D	Stabilitetsvurdering	103
E	Iterasjonsmetoden	105
E.1	Beskrivelse av metoden	105
E.2	Validering av iterasjonsmetoden	106
F	Sandwichmetoden	109
G	Validering av spesielle elementer	111
G.1	Validering i forhold til utkragerbjelke	112
G.2	Validering i forhold til kjent analytisk løsning	115
G.3	Validering i forhold til utvalgt element i modellen	116
G.3.1	Programkode, MATLAB	119
G.4	Validering av INTERFACE-element	120
G.4.1	Konklusjoner fra valideringsanalysen	120
G.4.2	Påsatt trykklast på 1000 kN	121
G.4.3	Påsatt deformasjon 200 mm i negativ y-retning	124
H	Evaluering av designalternativ	129
H.1	Hybriddam med enkeltkrum hvelvdam	130
H.2	Hybriddam med dobbeltkrum hvelvdam	132
H.2.1	Beregning av nytt design	134

I	Resultater for MOD-02	135
J	Kostnadsestimat	141
K	Skjærkrefter	145
L	Plot fra ANSYS-modellen	149

Kapittel 1

Innledning

Dam Sarvsfossen er den mest kompliserte og utfordrende delen av vannkraftprosjektet Brokke Nord og Sør. Den dobbeltkrumme hvelvdammen blir svært synlig i terrenget og gir et helt nytt vannspeil oppstrøms dammen. Med sin høyde på 43 meter har dammen som formål å skape økt vanntrykk for Skarg kraftverk. Den danner også fundamentet for en brobane over damkronen [13]. Forsidebildet på denne rapporten viser Dam Sarvsfossen under bygging og er hentet fra Otra Kraft sin nettside.[4].



Figur 1.1: Dam Sarvsfossen kort tid før ferdigstilling [10]

Damstedet som er valgt for Dam Sarvsfossen har et markant asymmetrisk dalprofil. Den østlige dalsiden er betraktelig slakere enn den vestlige, og i tillegg er det oppdaget svakhetssoner rundt vestlig vederlag. Dette setter begrensninger for

hvordan dammen kan utformes. Dammen bygges som en dobbeltkrum hvelvdam med identisk sirkelsenter for begge sider av dammen. Dette fører til at dammen spenner kraftig ut mot vannsiden på østlig side. En konsekvens av dette er omfattende armeringsarbeid og at man ikke kan benytte glideforskaling ved utstøping.

Optimalisering av hvelvdamgeometri har tradisjonelt basert seg på bruk av anbefalte retningslinjer i håndbøker, erfaringer fra tilsvarende prosjekter, modelltester, samt prøving og feiling [38]. Det er i de senere årene gjort omfattende forskning for å komme frem til metoder for å beregne et optimalt geometrisk design for hvelvdammer basert på spenningsanalyse fra elementmetodemodeller. Resultatet av denne forskningen viser at potensialet for kostnadsbesparelse med tanke på materialbehov i aller høyeste grad er tilstede [8].

Sjølie og Bakken konkluderer i sitt hovedprosjekt, *Dam Sarvsfossen: Geometrisk utforming og forbedret materialutnyttelse* [37], med at man kan spare store kostnader dersom Dam Sarvsfossen ble designet på en slik måte at glideforskaling kunne blitt benyttet. Oppgaven viser også at man kan spare armering ved en løsning med symmetrisk hvelvdam.

Hensikten med denne oppgaven er å gjøre en inngående, detaljert numerisk analyse av ulike damgeometrier for å finne den optimale geometriske utformingen av Dam Sarvsfossen. Når begrepet optimal damgeometri benyttes her menes den løsningen som gir de laveste kostnadene totalt sett. Oppgaven er begrenset til å kun vurdere ulike alternativ med hvelvdam som hoveddel av damkonstruksjonen.

På bakgrunn av eksisterende teori og grunnlagsmateriale er det utviklet en numerisk modell i elementmetodeprogrammet DIANA. For å kunne modellere et stort antall ulike damgeometrier er det utarbeidet et skript i MATLAB hvor analytikeren kan bestemme radius, sirkelsenter og tykkelse i tolv høyder i dammen. Resultatet av spenningsanalysen for de to gunstigste damalternativene dannet deretter grunnlaget for et kostnadsestimat hvor kostnader for armering, betongmengde og byggemetode ble sammenliknet opp mot det opprinnelige designet.

Metoden for å fremskaffe relevant informasjon har i hovedsak vært litteratursøk i både på universitets bibliotek og relevante artikler funnet på internett. Samtaler med erfarne ingeniører med god kjennskap til dambygging og Dam Sarvsfossen spesielt har også bidratt til å gi meg den forståelsen av hvelvdammer som var nødvendig for å gjennomføre oppgaven. I tillegg ble det gjennomført en befarings på dammen høsten 2013.

Kapittel 2

Om utbyggingen

I det følgende kapitlet presenteres nøkkelinformasjon om reguleringsanlegget Brokke Nord og Sør, som Dam Sarvsfossen er en del av. Deretter følger konstruksjonsmessige detaljer samt beskrivelse av utførelsen av Dam Sarvsfossen.

2.1 Brokke Nord og Sør

Reguleringsanlegget Brokke Nord og Sør i øvre Setesdal innbefatter byggingen av en ny dam, et nytt kraftverk, ni bekkeinntak og 20 km med tunnel i Valle og Bykle kommune. Prosjektet hadde oppstart i april 2012, og ble ferdigstilt våren 2014. Ny installert effekt blir 24 MW, og i tillegg får de eksisterende kraftverkene økt tilgang på vann. Den totale kraftproduksjonsøkningen som følge av utbyggingen vil bli på 175 GWh. Investeringskostnaden er på omlag 900 mill. NOK [12].

Planleggingen av reguleringsanlegget startet allerede på 1980-tallet, men konsesjon ble først gitt i 2003. Deretter har det vært usikkerheter rundt lønnsomheten til prosjektet, men ordningen med elsertifikater har gjort prosjektet lønnsomt [12].

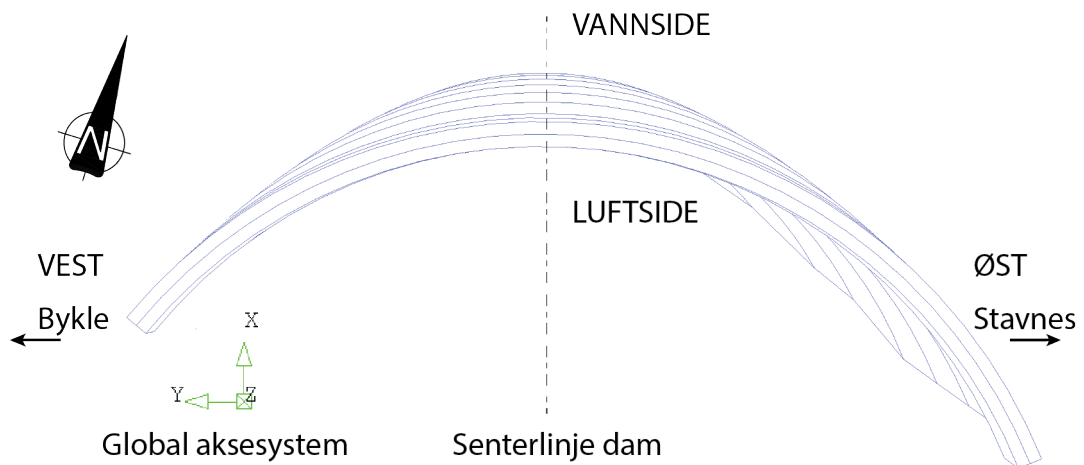
2.2 Dam Sarvsfossen

Dam Sarvsfossen er en dobbeltkrum hvelvdam i betong. Otra Kraft DA er byggherre for den 42 meter høye inntaksdammen, samt det tilhørende Skarg kraftverk. Dammen har som hensikt å heve vannstanden i Sarvsjuvet med 40 meter, noe som gir en betydelig trykkøkning i Skarg kraftverk [12].

Karakteristisk data for Dam Sarvsfossen:

Høyde	42	meter
Bredde, topp	135	meter
Lengde/bredde	3,2:1	-
Tykkelse, topp	2,5	meter
Tykkelse, bunn	6,5	meter
Mengde lengdearmoring	400	tonn
Mengde skjærarmoring	110	tonn
Mengde betongvolum	19 300	m^3
Magasinvolum	0,6	mill m^3
Reguleringshøyde	3	meter

Figur 2.1 viser et oversiktsbilde av dammen med de begrepene som benyttes for å beskrive ulike sider av dammen. For yttersidene av dammen benyttes himmelretningene øst og vest. Begrepet *vannside* beskriver den nordlige siden av dammen, mens *luftsiden* benyttes for å beskrive sørlig side.



Figur 2.1: Oversiktsfigur av Dam Sarvsfossen

Vertikalsnitt gjennom senter av Dam Sarvsfossen er gitt i Vedlegg B. Figuren viser bueradius og buesenter for de 11 horisontale seksjonene dammen er delt opp i. Dette danner grunnlaget for oppbygningen av damgeometrien slik den er prosjektert av Multiconsult. Vinkelutslaget regnet fra senteraksen i dammen på vestlig og østlig side er også gitt i Vedlegg B.

2.2.1 Dimensjonering og prosjektering

Multiconsult har hatt ansvaret for detaljprosjekteringen av Dam Sarvsfossen. Det ble underveis i prosjekteringsfasen innvilget en søknad til NVE om at NS3473 kunne erstatte Eurocode 2 (EC2) for dimensjonering av dammen. Dette førte til store besparelser i skjærarmering fordi EC2 ikke utnytter betongens skjærkapasitet i så stor grad som NS3473. Den totale besparelsen i skjærarmering er omtrent 200 tonn. Horisontal og vertikal lengdearmering er også dimensjonert etter NS3473 [21].

Dammen har fått en bunntykkelse på 6,5 meter og tykkelse i toppen på 2,5 meter. Nødvendig betongvolum i Dam Sarvsfossen er omlag $19\,300\text{ m}^3$ ekskludert brobane og bropilarer.

2.2.2 Utforming og utførelse

Som fundament for damhvelvet er det i bunnen av Sarvsjuvet støpt en solid bunnkloss med tykkelse 10 meter. En utsparing i bunnklossen er laget for å kunne installere en bunnappeluke. Denne skal benyttes til å tappe magasinet i en beredskapssituasjon eller til å tømme det helt ved vedlikeholdsarbeider.

Over bunnklossen støpes dammen med en bunnbredde på 6,5 meter. Tykkelsen avtar gradvis opp til damkrona hvor den har en tykkelse på 2,5 meter. Selve damkronen har en tykkelse på omlag 3,7 meter for å danne fundament for en brobane over dammen. Hele damhvelvet er støpt ved hjelp av klatreforskaling, noe som innebærer at forskalingen løftes oppover damsiden etappevis etterhvert som byggearbeidene skrider fram [16]. Støpet av hver kloss utføres kontinuerlig, men for å hindre riss er stige-hastigheten begrenset til 0,3 meter/time. Dette medfører at utstøpingen av en kloss tar omlag et døgn. Betongen vibreres for å hindre luftlommer. For å unngå riss og sprekke-dannelser i skjøtene venter man 30 dager før man støper mellomliggende klosser, og 7 dager før man støper videre oppover. Det er videre benyttet fortanning i både horisontale og vertikale skjøter. Fugebånd (Waterstop), svellebånd og injeksjonsslager er også benyttet for å hindre lekkasje. Se avsnitt 3.1.2 for detaljer.

Kapittel 3

Teorigrunnlag

I de følgende underkapitler gis en overordnet beskrivelse av de begreper og termer som benyttes videre i rapporten. Først beskrives de konstruksjonsmessige egenskapene til hvelvdammer og massivdammer. Deretter følger en beskrivelse av den analysemetoden som er benyttet i oppgaven.

3.1 Hvelvdammer

Hvelvdammer består konstruksjonsmessig av et bueformet betongskall som er innfestet i hver ende langs vederlagene. Kreftene fra vanntrykket tas opp i form av trykkspenninger og ledes ut til vederlagene. De dominerende trykkspenningene i hele damhvelvet gir relativt lite beregningsmessig behov for strekkarmering.

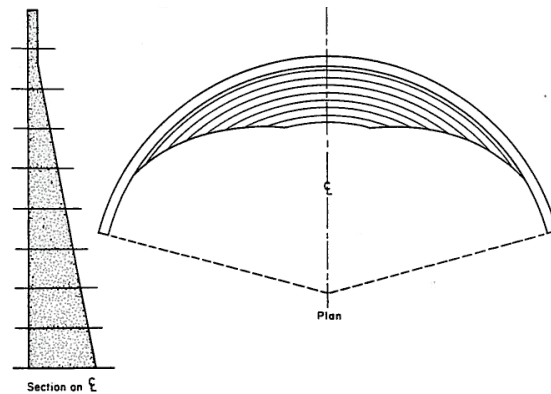
Bredde-høydeforholdet på damstedet, b/h , er en avgjørende faktor for valg av damtype. ASCE-USCOLD, [1], anbefaler et b/h -forhold lavere enn 4:1, men slår samtidig fast at hvelvdammer er bygd med b/h -forhold opp til 10:1. Ved siden av b/h -forholdet er dalformen en viktig faktor. Et U-formet, symmetrisk damsted er den optimale dalformen for en enkeltkrum hvelvdam. I dalsteder som har en utpreget V-form blir ofte dobbeltkrumme hvelvdammer foretrukket. I asymmetriske damsteder, hvor helningen til dalsiden på den ene siden er betraktelig ulik den andre siden, bør en omgående analyse av opptredende spenninger gjennomføres. Damsteder med markante avvik fra det optimale kan sette krav om en hybriddam, der man tar i bruk flere damtyper [1].

3.1.1 Typer hvelvdammer

Hvelvdammer deles inn i to hovedgrupper avhengig av damgeometriens kompleksitet. Damstedets utforming, dammens geometri og størrelse, samt pris for arbeidskraft i forhold til materialkostnader er bestemmende faktorer for valg av damtype [19].

Enkeltkrum hvelvdam

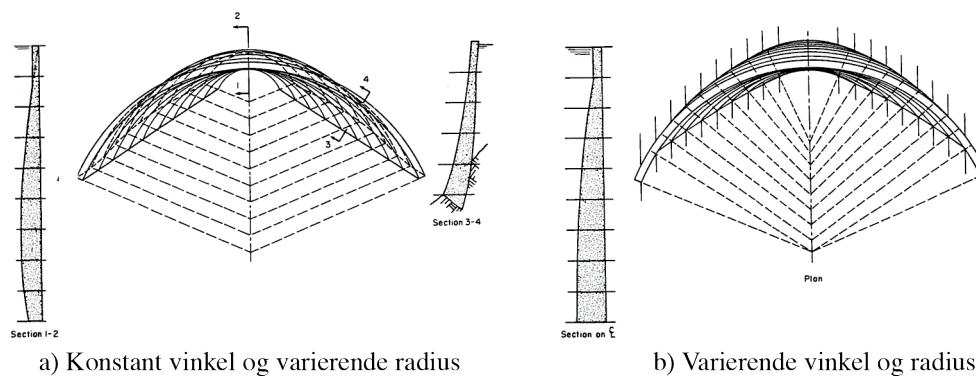
Den enkleste damtypen kalles enkeltkrum hvelvdam. Den er utformet med vertikal sylindrisk vannside og jevnt skrånet luftside. Både åpningsvinkel og bueradius holdes konstant gjennom hele høyden av dammen. Damtypen er godt egnet i U-formede damsteder, hvor bredden er forholdsvis konstant over dammens høyde. På ”brede” damsteder er den også fordelaktig. Fordelen med denne damtypen ligger i redusert og forenklet forskalingsarbeid [19].



Figur 3.1: Enkeltkrum hvelvdam (konstant radius) [19]

Dobbeltkrum hvelvdam

Den andre typen hvelvdam kjennetegnes ved at åpningsvinkel og bueradius kan variere over høyden av dammen. Dette resulterer i en bedre materialutnyttelse, og dermed reduksjon i nødvendig mengde betong og armering. Forskalingsarbeidet blir derimot mer omfattende og ressurskrevende [19].



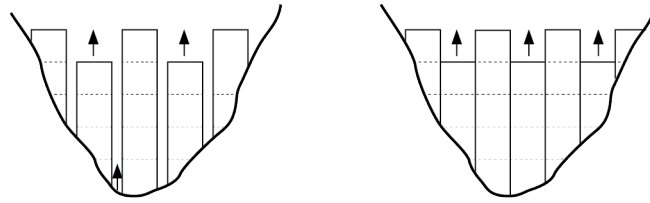
Figur 3.2: To typer dobbeltkrum hvelvdam [19]

3.1.2 Utførelse

Bearbeidelse av damfundamentet innebærer blant annet grundig rens av fjellmassene og fjerning av svake overliggende partier. Partier med sprekkdannelser bør enten fjernes eller tettes ved bruk av injiseringsmasse. Det bør vises forsiktighet ved sprengning i bergmassen for å ikke påføre flere svake soner [15].

Det benyttes i dag to ulike metoder for utførelse av støpearbeidet på hvelvdammer. Den mest utbredte i Norge er å utføre betongstøp med radielle svinnfuger mellom seksjoner på 8,5 til 10,5 meters bredde, og la det være igjen spalter mellom hver seksjon på 1,5 meter. Spaltene støpes senere igjen når hovedseksjonene har herdet ferdig. Vanligvis etter omlag tre måneder. Hver seksjon er dimensjonert for maksimal vindbelastning, og for dobbeltkrumme hvelvdammer med stort overheng kan det være aktuelt med støtte på vannsiden. Fordelen med denne metoden er at man kan støpe flere seksjoner samtidig da det er en luftspalte mellom hver seksjon.

Den andre utførelsen er å benytte samme bredde på seksjonene, men støpe hver seksjon inntil hverandre. For å unngå riss i betongen kreves det her forholdsvis lang tid mellom hver sideliggende støp. Fordelen er mindre forskalingsarbeid og mindre sannsynlighet for lekkasjer, samt lavere kostnader på tetningsmidler da total lengde støpeskjøt reduseres betraktelig. Figur 3.3 viser de to hovedtypene for utførelse av støpearbeidet på hvelvdammer.



Figur 3.3: To ulike utførelser av støpearbeidet på hvelvdam

Risikoen for lekkasje øker med antall fuger. Derfor etterstrebes det en mest mulig kontinuerlig støp. For dammer med høyde opp til 20 meter har det vært vanlig å støpe uten horisontalskjøt. Ved høyere dammer har det vært benyttet seksjoner på 10-20 meter. Både horisontal- og vertikalskjøtene i hvelvdammer utføres ofte med fortanning. Dette gjør at klossene låses mot hverandre og sørger derfor for at skjærkrefter overføres fra en kloss til den neste. Fortanningen medfører samtidig et dyrere forskalingsarbeid [19].

For å unngå vanninntrengning i støpeskjøtene legges det inn fugebånd like innenfor overflatearmeringen på vannsiden og i noen tilfeller også på luftsiden av dammen. Dette er tykke gummibånd som strekker seg fra den ene støpeklossen til den neste, og på den måten hindrer vanninntrengning. Et annet tiltak som gjøres for å hindre lekkasje er å montere svellebånd mellom to naboliggende betongklosser. Svellebåndet ekspanderer når det blir utsatt for vann over tid, og vil på den måten tette eventuelle sprekker som oppstår [34]. Et tredje tiltak mot vannlekkasje er injeksjonsslanger. Dette er perforerte slanger som trykkes med injeksjonsmasse. Denne massen vil sive ut gjennom små hull i slangen og tette små og store sprekker [9] [35].

Forskalingsmetoder

Det benyttes i hovedsak to ulike typer forskalingsmetoder på hvelvdammer. Den ene metoden kalles klatreforskaling og kjennetegnes ved at man deler dammen opp i flere støpetapper. Prinsippet går ut på å henge opp en solid platform som forskalingen kan monteres på. Når en seksjon har herdet ferdig monterer man forskalingen på den støpte betongen og fortsetter videre oppover [16].

Den andre metoden kalles glideforskaling og kan benyttes dersom hver vertikale lamell i dammen er stabil uten støtte fra resten av dammen. Glideforskaling går ut på at konstruksjonen blir støpt kontinuerlig fra bunn til topp. På denne måten unngår man horisontale støpeskjøter. Selve forskalingen er ikke mer enn omlag 1 meter høy og glir oppover dammen etterhvert som arbeidet skrider frem

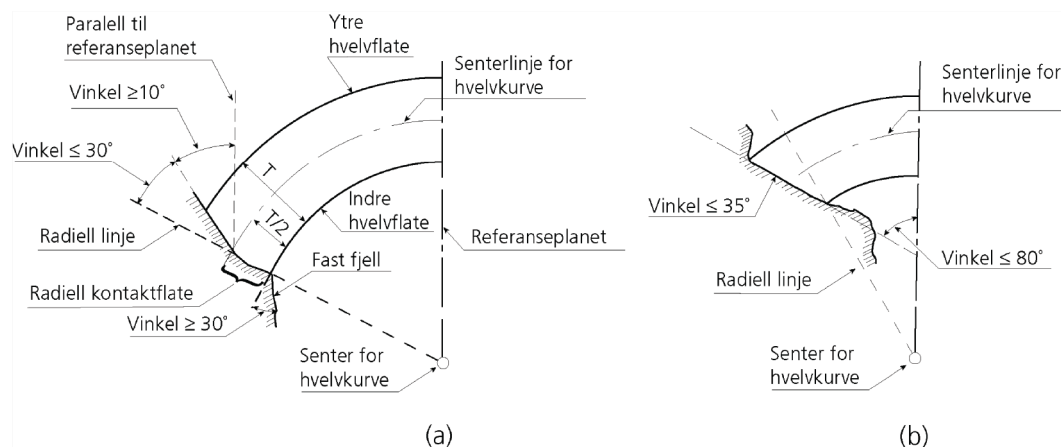
[16]. Glideforskaling er en langt rimeligere enn klatreforskaling fordi byggetiden reduseres betraktelig.

3.2 Dimensjonering av hvelvdammer

Kapittelet presenterer først et utdrag fra dimensjoneringskriteriene på hvelvdammer gitt av "Retningslinjer for betongdammer", [28]. Deretter presenteres metoder for dimensjonering og beregning av spenninger i hvelvdammer. Metodene som i hovedsak baserer seg på håndberegninger ble benyttet aktivt i alle faser i prosjekteringen av hvelvdammer før kraftigere analyseverktøy, som Elementmetoden, ble tilgjengelig.

3.2.1 Dimensjoneringskriterier

Generelt skal beregning av kapasitet, samt kontroll av spenninger i tverrsnittet utføres i henhold til "Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner", [30], dersom ikke andre krav er gitt i Retningslinjer for betongdammer [28]. Åpningsvinkel målt langs damkronen bør ligge i intervallet $90 - 110^\circ$, og kraftresultanten fra hvelvet skal være rettet innover i fjellmassivet. Videre skal det etterstrebes radiell kontaktflate mellom fjell og hvelv [28]. Avvik fra dette skal ikke overskride grenseverdier gitt i Figur 3.4.



Figur 3.4: Grenseverdier for avvik fra radiell kontaktflate [28]

3.2.2 Ringformelen

I prinsipp kan de opptredende spenningene i en hvelvdamm beregnes ved å betrakte dammen som en sylinder utsatt for aksesymmetrisk trykk. Trykkspenningene vil

være bestemt av [19]:

$$\sigma = p * \frac{r}{t} \quad (3.1)$$

σ	Trykkspenning
p	Jevnt fordelt trykk
r	Bueradius
t	Tykkelsen på dammen

På grunn av dammens fastholding på sidene vil det i virkeligheten oppstå bøyemomenter i buen. I toppen av dammen vil bøyemomentet virke med strekk på luftsiden, mens det langs vederlagene vil virke bøyemomenter med strekk på motsatt side.

3.2.3 Empirisk metode

Det er utviklet en rekke empiriske formler for dimensjonering av hvelvdammer, basert på statistiske undersøkelser. U.S. Bureau of Reclamation (USBR), [3], gav i 1977 ut manualen *Design of Arch Dams* for dimensjonering av hvelvdammer basert på en rekke undersøkelser av eksisterende dammer. Manualen presenterer en fremgangsmåte for bestemmelse av hvelvdamdesign som er ment å benyttes som et utgangspunkt for videre spenningsanalyser. Den inneholder i tillegg retningslinjer for spenningsberegninger etter prøvelastmetoden. Et utdrag av fremgangsmåten for design av hvelvdamgeometri fra *Design of Arch Dams*, [3], er presentert under.

Det første steget i design av hvelvdammer er å finne radiusen til damkronen. Ligning 3.2 benyttes som en tentativ bueradius. L_1 er den horisontale avstanden mellom angrepspunktene til dammen på hver side i høyde med damkronen. Denne bueradiusen blir bestemmende for kurvaturen på hele dammen. Innfallsvinkelen som dannes mot vederlaget som følge av denne radiusen bør kontrolleres mot krav gitt i *Retningslinjer for dimensjonering av betongdammer*, [28].

$$R_{axis} = 0.6 * L_1 \quad (3.2)$$

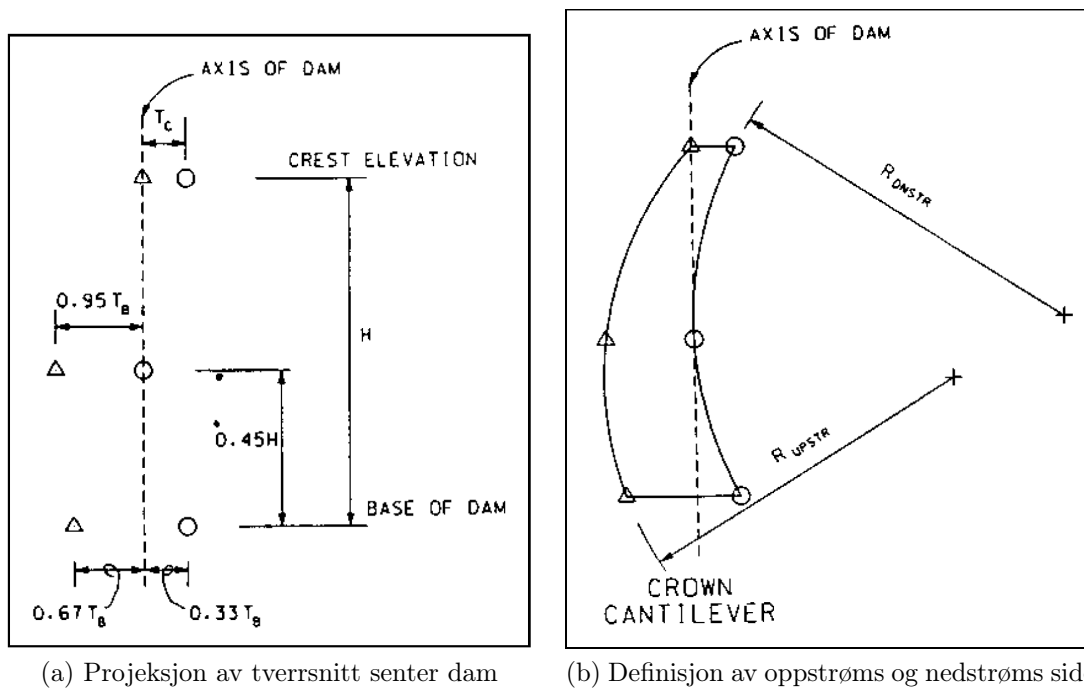
Deretter bestemmes geometrien til vertikalsnittet gjennom senter av dammen. Tykkelsen i tre høyder bestemmes ut i fra ligning 3.3 til 3.5

$$T_c = 0,01(H + 1,2L_1) \quad (3.3)$$

$$T_{0,45} = 0,95T_B \quad (3.4)$$

$$T_B = \sqrt[3]{0,0012HL_1L_2\left(\frac{H}{400}\right)^{\frac{H}{400}}} \quad (3.5)$$

T_c og T_B er tykkelsen ved henholdsvis damkrone og bunn dam. $T_{0.45}$ er tykkelsen i en høyde $0,45 * H$ regnet fra bunn dam. H er damhøyden. Ved hjelp av tykkelsene i de tre aktuelle høydene, samt Figur 3.5 bestemmes beliggenheten til tre punkter i dammen på oppstrøms og nedstrøms side. Fra disse tre punktene er det nå mulig å tegne en sirkel, som bestemmer den vertikale krumningen på dammen.



Figur 3.5: Oppbygning av tverrsnitt gjennom senter dam

Dermed er geometrien til tverrsnittet gjennom senter av dam bestemt. Det som gjenstår er å bestemme de horisontale buene fra senter av dam og ut til fast fjell. Til dette trenger man et kart over damstedet med høydekoter og en viss innsikt i den geologiske tilstanden til fjellet samt tykkelsen på eventuelle overliggende løsmasser. Vanligvis deles dammen inn i høyder på 2 til 6 meter, slik at dammen er representert av et system av horisontale seksjoner som er jevnt fordelt over høyden av dammen. Sirkelsenterets plassering er en funksjon av dalprofilens bredde ved aktuell høyde, geometrien til tverrsnittet gjennom senter dam og tykkelsen i hvelvet. Ved asymmetriske dalprofil kan det være aktuelt å benytte ulike sirkelsenter for de horisontale buene på venstre og høyre side av dammen [3].

3.2.4 Prøvelastmetoden

Prøvelastmetoden ble utviklet i USA i forbindelse med prosjekteringen av Hoover Dam på 1930-tallet og har vært mye benyttet til dimensjonering av større hvelvdammer [19]. Metoden går ut på å dele hvelvdammen inn i horisontale buer og vertikale kragbjelker. Lasten er antatt å fordele seg slik at den resulterende forskyvningen i et gitt punkt er lik for buen og kragbjelken. Dette gjelder både i forskyvninger (radielle og tangentielle) og rotasjoner [2]. Det finnes tre ulike former for prøvelastmetoden, med stigende grad av nøyaktighet og arbeidsomfang [17]:

Krone- utkrageranalyse

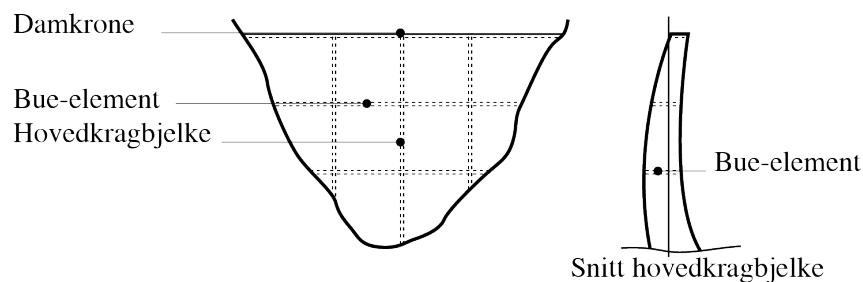
Dette er den enkleste formen for prøvelastmetoden og innebærer at de radielle forskyvningene i den horisontale toppbuen balanseres med forskyvningene i toppen av den korresponderende kragbjelken. Det antas jevnt fordelt last over hele toppbuen og tangentiell forskyvning og rotasjon neglisjeres. Metoden er anvendbar i forprosjektstadiet.

Radiell forskyv- ningsanalyse

Radiell forskyvning i buens fjerdedelspunkter balanseres med flere kragbjelker. Dette gir analytikeren muligheten til å variere lastintensiteten langs buen og dermed oppnå en mer realistisk lastfordeling. Påvirkningen av tangentiell forskyvning og rotasjon neglisjeres også her.

Komplett prøvelast- analyse

Denne analysen tar hensyn til tre forskyvningskomponenter og tre rotasjonskomponenter, og gir på den måten et komplett bilde av spenningsfordelingen i hvelvdammen. Radielle, tangentielle og rotasjonslaster fordeles slik mellom bue og kragbjelke at forskyvningene samstemmer i samtlige retninger. Nøyaktigheten i denne analysen avhenger av de grunnleggende forutsetningene for prøvelastmetoden.



Figur 3.6: Prøvelastmetoden med tre buer og tre kragbjelker

Beregningsarbeidet i prøvelastmetoden blir raskt svært omfattende og setter derfor en begrensning på nøyaktigheten. USBR utviklet derfor et beregningsprogram, kalt ADSAS [7], som kan gjennomføre en spenningsanalyse på en hvelvdam på en raskt og effektiv måte. En stor fordel ved å benytte et slikt regneprogram til denne metoden var at man enkelt kunne gjøre spenningsanalysen på nytt med andre parametere dersom det var nødvendig [17].

3.2.5 Elementmetoden

Elementmetoden er i dag nærmest enerådende til brukt i spenningsanalyser av en gitt damgeometri. Metoden kan håndtere komplisert geometri og beregner spenninger og tøyninger med god nøyaktighet. Alle aktuelle laster for dimensjonering kan modelleres i modellen og flere ulike lastkombinasjoner kan benyttes. For analyse av hvelvdammer benyttes ofte en tredimensjonal modell, med volumelementer av egnet type. Resultatene av en slik analyse blir senere benyttet til å finne nødvendig armeringsbehov. For utfyllende informasjon om elementmetoden vises det til avsnitt 3.8.

3.3 Optimalisering av hvelvdammer

Tradisjonelt har geometrisk design av hvelvdammer vært basert på anbefalte retningslinjer i håndbøker, erfaringer fra tilsvarende prosjekter, modelltester, samt prøving og feiling [38]. Det er i de senere årene gjort omfattende forskning for å komme frem til metoder for å beregne et optimalt geometrisk design for hvelvdammer. I den forbindelse er det utviklet flere beregningsverktøy som gjennom en iterasjonsprosess finner et optimalt hvelvdesign ut i fra gitte begrensninger og forutsetninger. Et eksempel er programmet ODPSAD som er utviklet ved Tarbait Modares Universitet i Iran [8]. En videreutvikling av dette optimaliseringsprogrammet er CADSO-2, som kan simulere både statiske og dynamiske laster og stabilitet av fundament. Analyseverktøyet er godt egnet til hvelvdammer med stor tykkelse, og kan i tillegg simulere bruddmekanismer i damhvelvet[31].

Prinsippet bak beregningsverktøyene er i all hovedsak den samme. Zhu et al [38] beskriver optimaliseringsprosessen ved at man starter med å velge ut en rekke designparametere som til sammen definerer hvelvdammen fullstendig. Ved å variere disse parameterne kan man endre krumning vertikalt og horisontalt, samt tykkelsen i hvert horisontale snitt. Ut i fra geologiske og topografiske forhold ved damstedet defineres intervallet som designparameterene kan variere innenfor. Faktorer som for eksempel minste tykkelse i bunn eller topp grunnet trafikklaster eller krav fra NVE kan også implementeres gjennom disse betingelsene. Deretter defineres en

funksjon som beskriver kostnaden av dammen. I hovedsak er det betongvolumet som er dominerende i denne funksjonen, men fjerning av masser i dammens ytterrand og armeringsbehov kan også tas med.

Oppgaven videre blir dermed å minimere kostnadsfunksjonen som da er avhengig av designparameterne og betingelsesfunksjonene. I praksis gjøres dette ved at man setter opp et førsteutkast til damgeometri og gjennomfører en spenningsanalyse av dammen. Deretter endres geometrien i forhold til resultatene fra spenningsanalysen. Optimaliseringsprosessen slik den er forklart her er gjennomført på en rekke hvelvdammer i Kina og konkluderer med en besparelse i betongvolum på 15 til 30 % [38].

3.4 Typiske laster på hvelvdammer

Opptredende laster på en hvelvdam er avhengig av årstid, oppstrøms vannivå, sedimentmengde i magasin, grunnforhold, samt vær og vind [19]. Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg, [32], setter krav om at dammen skal kontrolleres for følgende tre tilstander [28, 29]:

Bruksgrense-tilstanden	Lastkoeffisient $\gamma_L = 1,0$ for alle laster. Vannstand settes til HRV og tilsvarende oppdrift medberegnes. Islast modelleres som linjelast tilsvarende 100 kN/m i avstand 0,25m fra HRV.
Bruddgrense-tilstanden	$\gamma_L = 1,2$ for vanntrykk, istrykk og egenlast, med mindre lasten virker stabiliserende. Da er $\gamma_L = 1,0$. Vannstand settes til DFV og tilsvarende oppdrift tas med. Islast medberegnes ikke.
Ulykkesgrense-tilstanden	$\gamma_L = 1,0$. Vannstand settes til påregnelig maksimal flom (PMF). I tillegg benyttes ulykkeslaster gitt i "Retningslinjer for laster og dimensjonering".

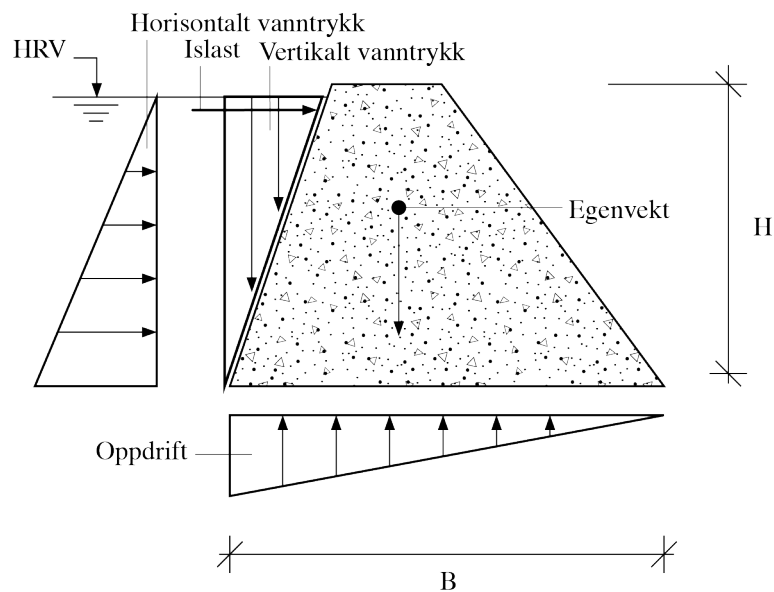
Under følger en oversikt over de vanligste opptredende lastene som en dam dimensjoneres for:

- Vanntrykk
 - Horisontalt vanntrykk
 - Vertikalt vanntrykk
- Oppdrift

- Egenvekt
- Andre laster
 - Istrykk
 - Sedimentlast
 - Bølgekrefter
 - Tvangskrefter på grunn av deformasjon eller temperatur
 - Jordskjelvlaster

3.5 Massivdammer

Massiv- eller gravitasjonsdammer står i mot de opptredende kreftene ved hjelp av sin egen tyngde, og fører dem direkte ned til grunnen. De er i all hovedsak utført med vertikal oppstrøms side, og med en jevnt skrånende nedstrøms side. Typisk helning på nedstrøms side vil være omlag 5:4. Noen massivdammer har forøvrig også skrånende oppstrøms side for å gi ytterligere stabilitet[19] [28].



Figur 3.7: Tverrsnitt gjennom massivdam med opptredende dimensjonerende laster

Et viktig lastbidrag i en massivdam er innvendig poretrykk. Dette kan oppstå i underkant av dammen, samt i sprekker som dannes på vannsiden på grunn av

strekkspenninger. Massivdammer kan derfor utføres med drenasje for å redusere poretrykket [28].

3.5.1 Dimensjoneringskriterier for massivdammer

Ved dimensjonering av massivdammer kontrolleres velte- og glidestabiliteten i henhold til gjeldende regelverk. NVE fastsetter i ”Retningslinjer for betongdammer”, [28], at velte- og glidekontrollen for massivdammer skal omfatte:

- Sikkerhet mot velting ved påvising av resultantens plassering
- Sikkerhet mot glidning uttrykt som forholdet mellom glideplanets kapasitet til å motstå bevegelse og de påførte laster.
- Kontroll av spenninger

Sikkerhet mot velting kontrolleres ved å beregne støtte- og veltemoment om ”tverrsnittets nedstrøms kant eller et punkt i konstruksjonen som har den nødvendige kapasitet” [28]. Kravet til veltestabilitet er oppfylt når resultantkraften ligger innenfor tverrsnittets tredjedelspunkter. Se figur 3.7. Beregningsmessig benyttes formel 3.6 og 3.7 til kontroll av veltekrav, mens ligning 3.8 benyttes for kontroll av sikkerhet mot glidning.

$$\Sigma M = \Sigma M_S - \Sigma M_D > 0 \quad (3.6)$$

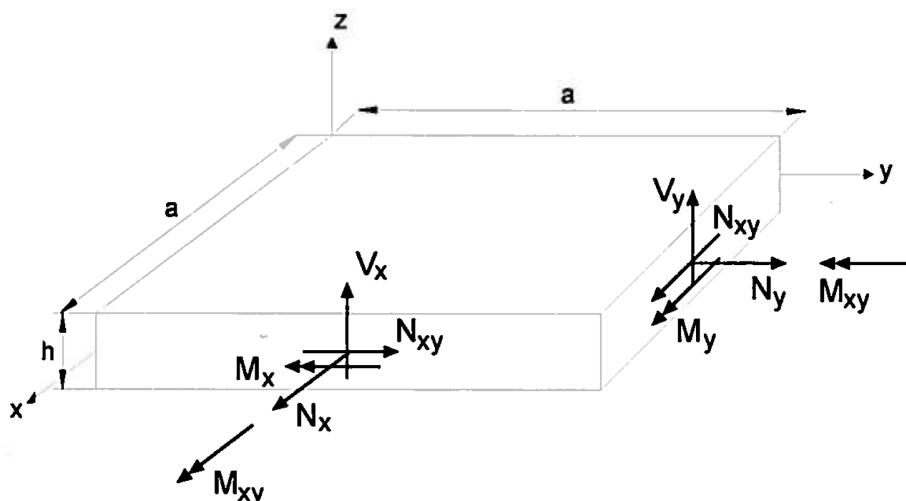
$$\frac{2B}{3} > R = \frac{\Sigma M}{\Sigma F_V} > \frac{B}{3} \quad (3.7)$$

$$S = \frac{cA + \Sigma F_V \tan \phi}{\Sigma F_H} \quad (3.8)$$

ΣM	Totalt moment	S	Sikkerhetsfaktor
ΣM_S	Stabiliserende moment	c	Kohesjon
ΣM_D	Drivende moment	A	Areal under kontaktflaten
ΣF_V	Summen av vertikale krefter	ϕ	Friksjonsvinkel
B	Bunnbredde dam	ΣF_H	Summen av horisontale krefter

3.6 Iterasjonsmetoden

Iterasjonsmetoden er i denne oppgaven benyttet for å finne nødvendig armeringsmengde i horisontal og vertikal retning. Metoden er utviklet for å kontrollere kapasiteten for tynne skall, hvor geometri og armeringsmengde er gitt. På bakgrunn av resultatene fra FEM-analysen beregner metoden tøyingsfordelingen som gir likevekt mellom indre og ytre krefter ved en gitt armeringsmengde [5]. Positiv retning på krefter og momenter fremkommer av Figur 3.8.



Figur 3.8: Positive retninger for generaliserte krefter og momenter [5]

3.6.1 Beregningsgang

Hensikten med iterasjonsmetoden er å finne den tøyingsfordelingen som gir likevekt mellom indre og ytre krefter. Med andre ord løse ligningen:

$$\mathbf{R} = \mathbf{S}(\epsilon_{t,r}) \quad (3.9)$$

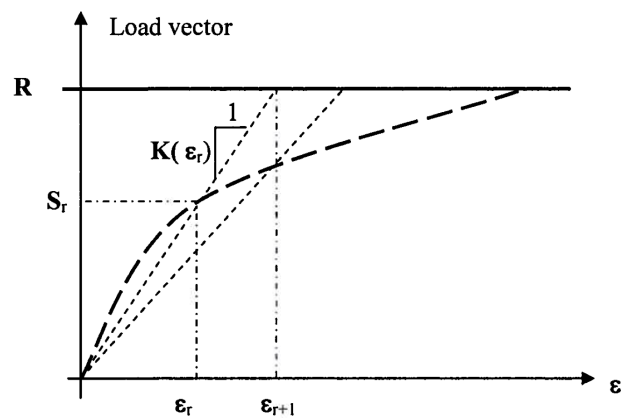
hvor \mathbf{R} er ekstern kraftektor og \mathbf{S} er intern spenningsresultant. ϵ er den generaliserte tøyingsvektoren og r er iterasjonsnummer. For å ta hensyn til betongens og armeringens plastiske materialformuleringer må \mathbf{R} være en funksjon av tøyningen, noe som fører til en ikke-lineær beregning for å løse ligning 3.9. Det ikke-lineære forholdet mellom \mathbf{R} og ϵ er gitt av ligning 3.10 og visualiseres i Figur 3.9.

$$\mathbf{R} = \mathbf{K}(\epsilon_{t,r}) * \epsilon_{t,r+1} \quad (3.10)$$

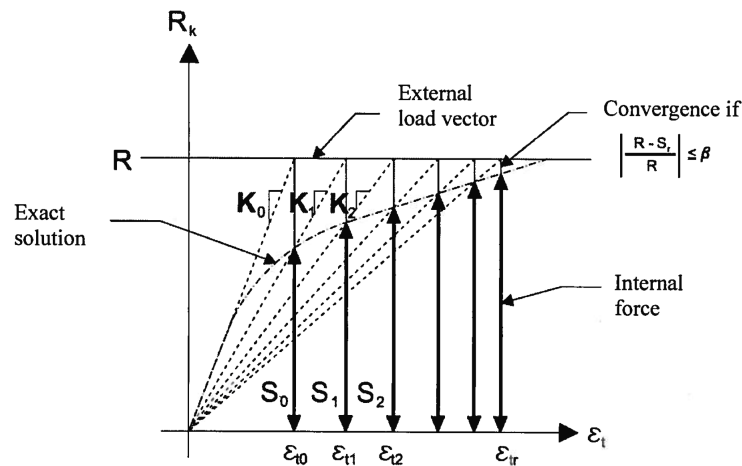
Stivhetsmatrisen \mathbf{K} beregnes ut i fra prinsippet om virtuelt arbeid og etableres for armering (\mathbf{K}_s) og betong (\mathbf{K}_c) hver for seg. Den totale stivhetsmatrisen blir

da summen av \mathbf{K}_s og \mathbf{K}_c . Skallet blir delt opp i ønsket antall lag som en konkretisering av den integrasjonen som er nødvendig for å beregne virtuelt arbeid. Hovedtøyninger i hvert betonglag beregnes ut i fra tøyninger og hovedtøyningsretninger. Deretter beregnes hovedspenningene i hvert betong- og armeringslag og den ikke-lineære materialoppførselen tas i betraktning. Spenningene i armeringen transformeres deretter til det globale aksesystemet.

På bakgrunn av disse spenningene finner man den interne kraftvektoren \mathbf{S}_0 , som sammenlignes med ekstern lastvektor opp mot en gitt toleranse. Om det ikke er tilfredsstillende samsvar mellom indre og ytre krefter gjentas prosessen med ny stivhetsmatrise \mathbf{K}_i . Iterasjonsprosessen fremkommer av Figur 3.10



Figur 3.9: Ikke-lineær stivhetsrelasjon [5]



Figur 3.10: Visualisering av iterasjonsprosessen [5]

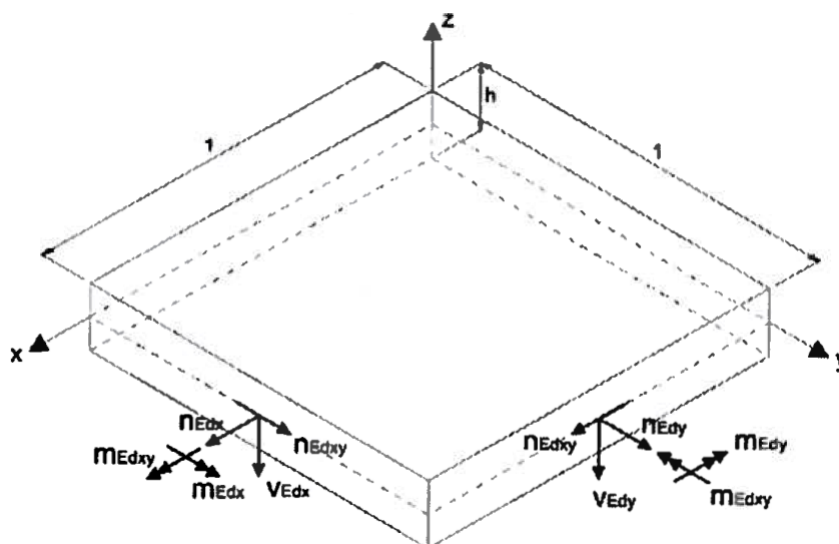
3.6.2 Begrensninger og forutsetninger

Spenningsberegningene baserer seg på Kirchoff's hypotese om lineær tøyingsfordeling over tykkelsen av skallet. I likhet med klassisk bjelketeori antas normalspenningene ut av planet å være lik null. Dette medfører at platen kan betraktes i kun to dimensjoner.

Iterasjonsmetoden er i hovedsak utviklet for å kontrollere kapasiteten når armeringsmengden er gitt. Det er mulig å benytte denne metoden til dimensjonering av plater med tanke på lengdearmering, men denne prosessen er ganske omfattende. Grunnen til dette er at det ikke er gitt i hvilken retning man må øke armeringsmengden for å øke kapasiteten i skallet. Derfor anbefales det å benytte for eksempel sandwichmetoden for å anslå nødvendig armering og deretter kontrollere kapasiteten med iterasjonsmetoden [5].

3.7 Sandwich-metoden

Konseptet bak Sandwich-metoden er å dele skallet inn i tre lag. De to ytterste lagene tar membrankrefter og membranmomenter som virker i xy -planet. Det innerste laget tar skjærkreftene i tverretning. Tykkelsen på de to ytterste lagene benevnes t_s og t_i . Lagene tilegnes normalt en startverdi på $2c$, hvor c er overdekningen på aktuell side. Positiv retning på membran-krefter og -momenter er gitt av Figur 3.11.



Figur 3.11: Positiv retning på krefter og momenter i sandwich-metoden

Beregningsgang

Hovedtrekkene i beregningsgangen presenteres i det følgende. For utfyllende forklaring til metoden vises det til læreboken *Concrete Structures 3*, [5]. De ytre lagene dimensjoneres som membranelementer i henhold til trykkfeltsteori. Fordelingen mellom membrankreftene (n_{Edx} , n_{Edy} , n_{Edxy}) er gitt ut i fra tykkelsen av hvert lag, og fordelingsfaktoren $\frac{z-y_{s(i)}}{z}$. Membrankreftene i hvert lag er gitt av ligning 3.11 og 3.12

$$\begin{aligned}
 n_{Edxs} &= n_{Edx} * \frac{z - y_{s(i)}}{z} + \frac{m_{Edx}}{z} + \left(\frac{1}{2} * \frac{v_{Edx}^2}{v_{Ed0}} * \cot(\theta) \right) \\
 n_{Edys} &= n_{Edy} * \frac{z - y_{s(i)}}{z} + \frac{m_{Edy}}{z} + \left(\frac{1}{2} * \frac{v_{Edy}^2}{v_{Ed0}} * \cot(\theta) \right) \\
 n_{Edyxs} &= n_{Edxy} * \frac{z - y_{s(i)}}{z} - \frac{m_{Edxy}}{z} + \left(\frac{1}{2} * \frac{v_{Edx}v_{Edy}}{v_{Ed0}} * \cot(\theta) \right)
 \end{aligned} \tag{3.11}$$

$$\begin{aligned}
 n_{Edxi} &= n_{Edx} * \frac{z - y_{i(i)}}{z} - \frac{m_{Edx}}{z} + \left(\frac{1}{2} * \frac{v_{Edx}^2}{v_{Ed0}} * \cot(\theta) \right) \\
 n_{Edyi} &= n_{Edy} * \frac{z - y_{i(i)}}{z} - \frac{m_{Edy}}{z} + \left(\frac{1}{2} * \frac{v_{Edy}^2}{v_{Ed0}} * \cot(\theta) \right) \\
 n_{Edyxi} &= n_{Edxy} * \frac{z - y_{i(i)}}{z} + \frac{m_{Edxy}}{z} + \left(\frac{1}{2} * \frac{v_{Edx}v_{Edy}}{v_{Ed0}} * \cot(\theta) \right)
 \end{aligned} \tag{3.12}$$

På bakgrunn av membrankreftene beregnes trykkspenningen i betongen. Hvis denne trykkspenningen overskrider den tillate økes tykkelsen på det aktuelle laget og følgelig endres også fordelingsfaktoren. Når tilfredsstillende lagtykkelse er funnet beregnes kreftene i armeringsretningene på følgende måte:

$$\begin{aligned}
 F_{sx \frac{s}{i}} &= n_{Edx \frac{i}{s}} + n_{Edxy \frac{i}{s}} * \tan(\phi) \\
 F_{sy \frac{s}{i}} &= n_{Edy \frac{i}{s}} + n_{Edxy \frac{i}{s}} * \cot(\phi)
 \end{aligned} \tag{3.13}$$

Armeringen finner man deretter ved:

$$\begin{aligned}
 A_{sx \frac{s}{i}} &= \frac{F_{sx \frac{s}{i}}}{f_{yd}} \\
 A_{sy \frac{s}{i}} &= \frac{F_{sy \frac{s}{i}}}{f_{yd}}
 \end{aligned} \tag{3.14}$$

3.8 Elementmetoden

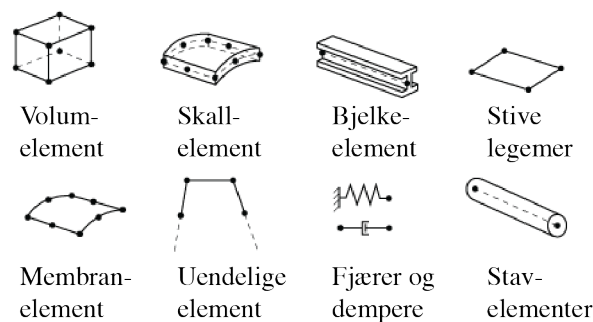
Dette kapitlet beskriver elementmetoden med hovedvekt på den teorien som benyttes til å modellere og beregne Dam Sarvsfossen senere i oppgaven.

Elementmetoden er en numerisk metode som benyttes for å løse et feltproblem. Et feltproblem innebærer at man bestemmer den romlige fordelingen til en eller flere uavhengige variabler. I analysene som gjennomføres i denne oppgaven vil disse variablene være spenninger og tøyninger i elementene. Rent matematisk vil et feltproblem være beskrevet ved hjelp av differensial- eller integralligninger, men i praksis benyttes en tilnærming med numerisk integrasjon for å løse feltproblemet. Metoden går i all hovedsak ut på å dele konstruksjonen inn i et viss antall elementer. Elementene er koblet sammen i *noder* som har et viss antall ukjente avhengig av elementtypen. Arrangementet av elementer med tilhørende noder kalles et *elementnett* (mesh) [11].

Metoden benyttes i en rekke ingeniørmessige problemstillinger, som for eksempel varmetransport, spenningsanalyser og magnetiske felt. Den er spesielt utbredt innenfor konstruksjonsmekanikk på grunn av dens brede allsidighet og enkle fysiske tolkning [11].

3.8.1 Elementtyper

Elementmetoden kan tilby mange ulike elementtyper som alle sine fordeler og ulemper. Valg av riktig type element er helt sentralt for å oppnå tilfredsstillende resultater. Figur 3.12 viser de ulike elementtypene som er tilgjengelig i de fleste elementmetodeprogrammer. De varierer i geometrisk utstrekning, egenskaper og bruksområder. Volumelementet som benyttes i denne oppgaven har en romlig utforming og defineres



Figur 3.12: Ulike grupper av elementer [14] [36]

3.8.2 Linearitet

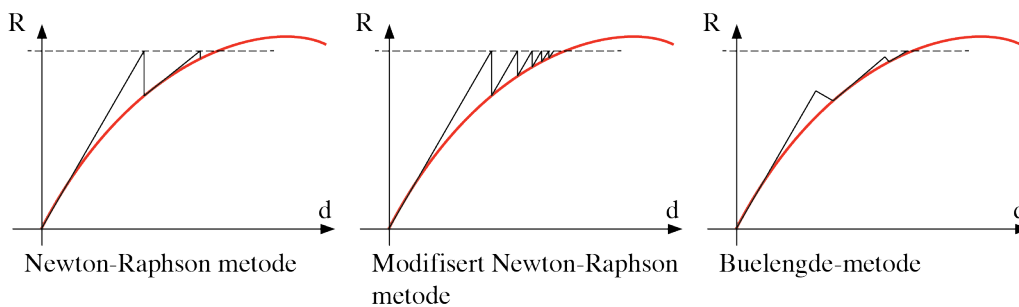
Ved en lineær analyse antas en lineær sammenheng mellom påført last og systemets respons. Dette betyr at systemets respons ved ulike lasttilfeller kan skaleres eller superposisjoneres. Ulempen med en lineær analyse er at den ikke kan beskrive kompliserte problem som innebærer for eksempel anisotropi, flytning, knekking eller store deformasjoner. Til dette er det nødvendig med en ikke-lineær formulering. Ikke-lineæritet kan i hovedsak opptre i følgende tre former [11]:

- Materialoppførsel** Dersom materialets respons til ytre laster skal beskrives utover det lineære området vil en ikke-lineær formulering være nødvendig. Dette kan for eksempel være ved plastisk deformasjon, opprissing eller for anisotrop materialoppførsel.
- Kontaktbetingelser** Tilfeller der ulike komponenter i en analyse kommer i kontakt med hverandre eller der friksjonskrefter skal modelleres krever en ikke-lineær formulering.
- Geometriske betingelser** Ved store deformasjoner må man beregne likevekt med utgangspunkt i deformert konfigurasjon og følgelig vil en ikke-lineær analyse være nødvendig.

3.8.3 Ikke-lineære iterasjonsmetoder

Det finnes flere måter å iterere seg frem til likevektsløsningen i ikke-lineære problemer, og valg av iterasjonsmetode avhenger av formen på likevektsstien.

Newton-Raphson metode (N-R)	Iterasjonsmetoden går ut på å velge en initial forskyvning for så å beregne den tilhørende lasten, avvik mellom lasttak og beregnet last, samt stigningstallet i det aktuelle punktet. Ved hjelp av disse størrelsene beregnes ny forskyvning og deretter ny indre last. Når en foreskrevet konvergens er oppnådd avsluttes iterasjonen.
Modifisert Newton-Raphson metode	Denne er i prinsipp helt lik N-R bortsett fra at stigningstallet ikke oppdateres i hvert steg. Med dette oppnår man en beregningsmessig gevinst ved at tangentstivhetsmatrisen kun beregnes for det initielle steget. Ulempen er at man må bruke flere iterasjoner for å oppnå konvergens.
Buelengde-metoden	I likhet med N-R metoden tar også denne utgangspunkt i en initial forskyvning og avsluttes når tilfredsstillende konvergens er oppnådd. Forskjellen ligger i at denne metoden regulerer både forskyvning og lastinkrement samtidig. Dette gjør at man kan traversere kritiske punkt som ville ført til instabilitet i N-R metoden.



Figur 3.13: Tre ulike iterasjonsmetoder

Kapittel 4

Tidligere arbeid

Det følgende kapitlet tar for seg hovedtrekkene i arbeidet som er blitt utført i forbindelse med designet og prosjekteringen av Dam Sarvsfossen. Det første designet er utarbeidet av Norconsult, som også har laget en elementmetodemodell for å kontrollere spenninger i den foreslåtte geometrien. Det videre arbeidet med prosjekteringen ble utført av Multiconsult.

4.1 Design av damgeometri

Det første designet av Dam Sarvsfossen ble gjennomført av Norconsult AS og baserte seg på anbefalte verdier fra designmanualen *Design of Arch Dams* [3]. Denne manualen benytter empiriske formler for bestemmelse av hvelvtykkelse, bueradius og buesenter. Av hensyn til økonomien i prosjektet ble det ikke utført noe optimalisering eller betydelig endring av designet fra Norconsult.

4.1.1 ABAQUS-modell

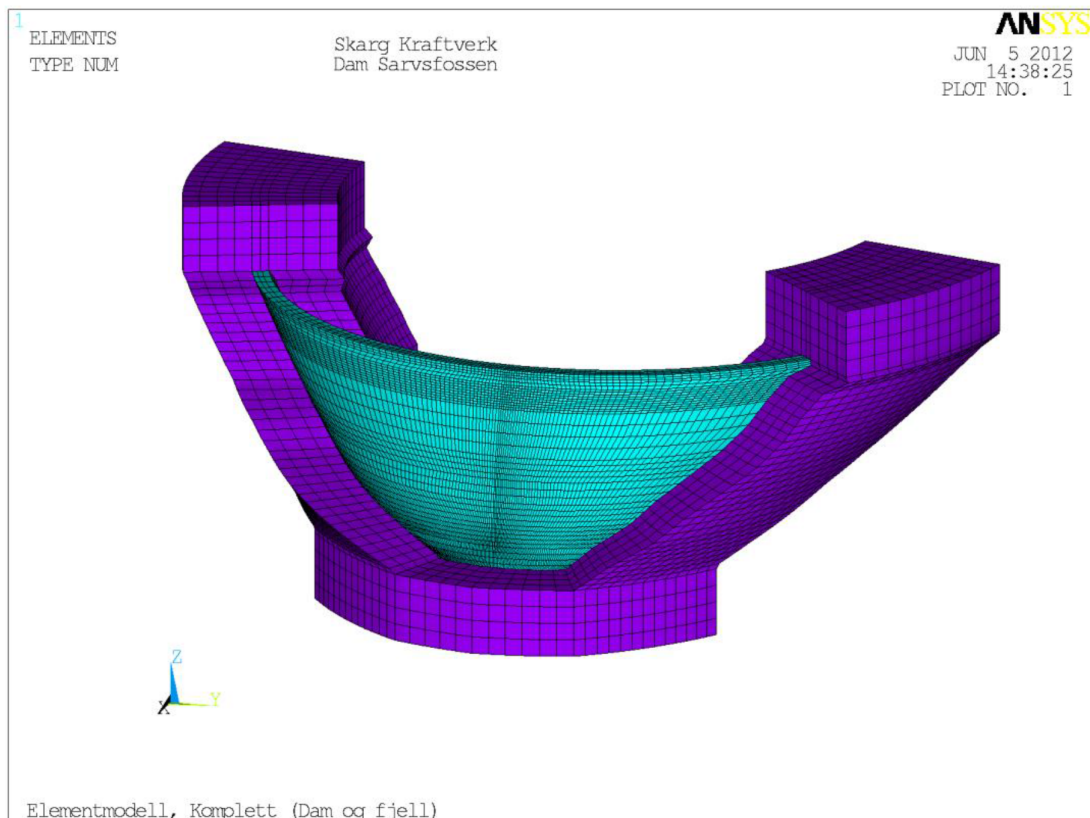
I likhet med modellen som analyseres i DIANA er denne modellen beregnet ved hjelp av elementmetoden. Det er benyttet en lineær-elastisk materialoppførsel noe som betyr ingen omlagring av spenninger som følge av oppsprekking i betong. Elementmodellen er bygd opp av 4-noders skallelementer med varierende tykkelse. Dammen er beregnet som fritt opplagt. Resultatene av analysen er postprosessert med beregningsprogrammet ANDIM. Dette programmet er utviklet i Norconsult og beregner nødvendig armering på bakgrunn av membranstrekk, moment og skiveskjær [23].

4.2 Analyser i forbindelse med detaljprosjektering

Som tidligere nevnt har Multiconsult utarbeidet en tilsvarende numerisk modell av Dam Sarvsfossen i forbindelse med prosjekteringen av dammen. Denne modellen ble bygd opp i elementmetodeprogrammet ANSYS. Resultatene fra ANSYS ble deretter postprosessert i MultiCon. Dette avsnittet beskriver de viktigste momentene i ANSYS-modellen, samt forklarer kort forutsetningene og beregningsgangen i postprosesseringsprogrammet MultiCon.

4.2.1 ANSYS-modellen

ANSYS er et generelt elementmetodeprogram som benyttes til analyser av en rekke ulike konstruksjoner. Modellen av Dam Sarvsfossen er vist i Figur 4.1. Sentrale nøkkeldata fremkommer av Tabell 4.1 og Tabell 4.2. Et utvalg av resultatene fra lastkombinasjon BAS69, som er den samme lastkombinasjonen som modelleres i denne oppgaven, er gitt i Vedlegg L.



Figur 4.1: Plot av FE-modell, oppstrøms (komplett modell inkl. fjell) [6]

Tabell 4.1: Nøkkeldata for ANSYS-modellen

Parameter		Betong	Fjell
Youngs modul	E [GPa]	30	60
Tverrkonstraksjonstall	ν [-]	0,2	0,2
Densitet	ρ [kg/m ³]	2600	0,00001

Tabell 4.2: Oversikt over elementer i ANSYS-modellen

Elementtype	Modelleringsobjekt	Antall
SOLID185	Strukturelementer (dam)	8100
SOLID185	Fjellelementer	10840
CONTA173	Kontaktelement	362
TARGEI170	Targetelement	830
SURF154	Surface-kontaktelement	25980

Element- og kontaktformulering

Volumelementene som er benyttet i modellen er av typen SOLID185 [33]. Dette elementet defineres geometrisk med 8-noder, som hver har tre frihetsgrader (translasjon i x- y- og z-retning). Det er benyttet standard integrasjonsprosedyre som tilsvarer full integrasjon med 2x2x2 integrasjonspunkter i hvert element. I tillegg tar elementet i bruk en forenklet forbedret tøyingsformulering (Simplified Enhanced Strain Formulation). Dette hindrer skjærløkking i bøyingsdominerte problem. Formuleringen introduserer interne frihetsgrader i elementene som senere kondenseres ut i løsningsfasen av analysen [33].

Kontaktformuleringen mellom dam og fjell er svært avgjørende for å beskrive dammens virkelige oppførsel. Det ble tidlig i prosjekteringsfasen bestemt at dammen ikke skulle ha noe strekkfasthet i overgangen mellom damhvelvet og det omkringliggende fjellvolumet. Dette ble implementert i ANSYS-modellen ved å definere en kontaktflate. Kontaktflaten ble deretter tilegnet null strekkstivhet og en høy trykkfasthet. Skjærfriksjonen ble modellert til en situasjon tilsvarende $\tan(\phi) = 1,0$. Dette betyr at friksjonen er proporsjonal med trykkspenningene i elementet.

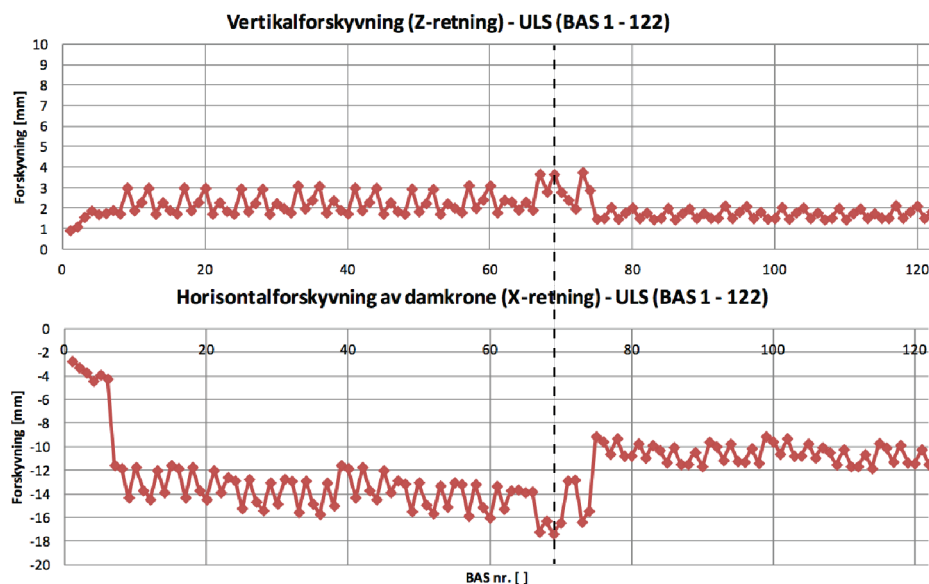
Laster

I ANSYS-modellen ble det simulert 6 ulike typer laster fordelt på 16 ulike lasttilfeller (benevnes OLC). Videre ble lastene kombinert til totalt 266 lastkombinasjoner (benevnes BAS) etter prosjekteringsregler gitt i NVE's *Retningslinjer for betongdammer* [28]. 242 av disse er knyttet til bruddgrensetilstand (ULS), mens 24 er knyttet til bruksgrensetilstanden (SLS) [6]. Lastkombinasjonen som sammenliknes

med DIANA-modellen i denne oppgaven er BAS69, og inneholder følgende laster [6]:

- Egenlast** Betongen er modellert med tyngdetetthet $2600kN/m^3$ og tyngdens akselerasjon er satt til $10m/s^2$. Massetettheten til fjellvolumet er satt til $0kg/m^3$ for å unngå innflytelse av medsvingende masse under simulering av jordskjelvlaster. Det er benyttet en lastfaktor på 1,0.
- Vanntrykk, Flomvannstand** Vanntrykket regnes ut i fra en flomvannstand på *kt.* + 634,9 og ned til bunn dam ved *kt.* + 590. Ved damkronen blir vanntrykket da $19kPa$. I henhold til [28] er det brukt en lastfaktor på 1,2.
- Brolast** Lastene fra brokonstruksjonen er satt til 2100 kN per akse i nedadrettet retning, med akseavstanden på 12m. Lastene er satt på som punktlaster på aktuelle noder på damkronen. Total last fra brokonstruksjonen blir 27300 kN. Det er benyttet en lastfaktor på 1,2.

Figur 4.2 viser forskyvning av mest utsatt node i damkrone og dammens nedre del for samtlige lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand. BAS69 (stiplet linje) gir de største forskyvningene i z- og x-retning.



Figur 4.2: Maskimal forskyvning i dammens nedre del og damkrone [6]

4.2.2 Postprosessering i MultiCon

MultiCon er et postprosesseringsprogram som utfører ikke-lineær betongdimensjonering av volumelementer basert på resultater fra FE-analysen. Programmet er utviklet av siv.ing Dan-Evert Brekke ved Multiconsult. MultiCon bruker spenninger fra resultatene av FE-analysen i ANSYS til å beregne krefter og momenter på elementnivå. Deretter itererer programmet seg frem til nødvendig lengdearmering ut i fra armeringsintensitetene gitt i Tabell 4.3.

Som omtalt i avsnitt 2.2.1 ble både lengdearmering og skjærarmering i Dam Sarvsfossen dimensjonert etter NS3473. Minimum lengdearmering både vertikalt og horisontalt er beregnet ut i fra NS3473, avsnitt A.17.4 [27]. Avsnittet tar for seg massive konstruksjoner med dimensjoner som er vesentlig større enn statisk nødvendig. Formel 4.1 ble benyttet for å beregne minimumsarmeringen for dammen.

$$A_s \geq (8\varnothing + c) * b * (f_{tk} + 0.5p_w) / f_{sk} \quad (4.1)$$

\varnothing	Kamdiameter = 16 mm
c	Minimumsoverdeksning = 60 mm
b	Bredde på tverrsnitt (her enhetsbredde = 1m)
f_{tk}	Betongens strekkfasthet iht. NS3473 = 2,9 N/mm ²
f_{sk}	Bredde på tverrsnitt (her enhetsbredde = 1m)
p_w	Vanntrykk = 0,43N/mm ²

Med innsatte verdier beregnes minimumsarmering til 1172mm²/m, og det velges ut i fra dette et grunnsystem på 1Ø16c150. Dette tilsvarer en armeringsintensitet på 1340mm²/m. På bakgrunn av overnevnte beregning ble følgende armeringssystem valgt for lengdearmeringen i betonghvelvet:

Tabell 4.3: Armeringssystem og -intensiteter for lengdearmering i betonghvelv [6]

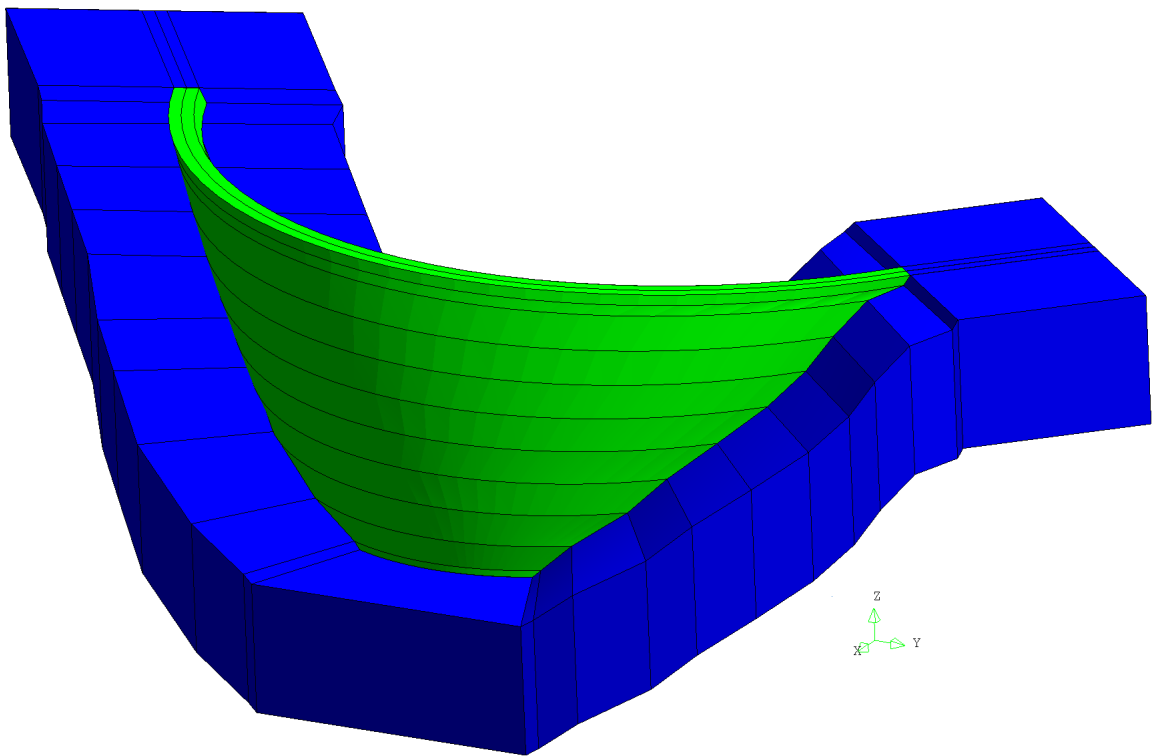
Num.	Lag 1 (ytre lag)	Lag 2 (indre lag)	Armeringsint. [mm ² /m]
A	1Ø16c150	-	1340
B	2Ø16c150	-	2011
C	(1Ø16 + 1Ø20)c150	-	2681
D	(1Ø16 + 1Ø20)c150	-	3435
E	(1Ø16 + 1Ø25)c150	-	4614
F	(1Ø16 + 1Ø20)c150	1Ø20c150	5529
G	(1Ø16 + 1Ø25)c150	1Ø25c150	7887
H	(1Ø16 + 1Ø32)c150	1Ø32c150	12064
I	(1Ø16 + 1Ø32)c150	2Ø32c150	17425

Kapittel 5

Numerisk modell

Geometrien i modellen av Dam Sarvsfossen er bygd opp i preprosesseringsprogrammet iDIANA[22] som tillater brukeren å definere blant annet geometriske egenskaper, elementinndeling, materialegenskaper og grensebetingelser. MATLAB er benyttet for å lage et generelt skript som gjør det mulig for brukeren å gjøre endringer på det opprinnelige designet. På denne måten kan en rekke ulike dam-design bygges opp og overføres til iDIANA.

De statiske analysene er gjennomført ved hjelp av beregningsverktøyet DIANA. Dette verktøyet er valgt fordi det er godt egnet til modellering av av store kompliserte geometrier og er dessuten velegnet til å modellere dammens spesielle kontaktbetingelse mot fjell. I tillegg er kompetansen for dette verktøyet stor ved NTNU. Figur 5.1 viser DIANA-modellen av den opprinnelige geometrien til Dam Sarvsfossen. Det omkringliggende fjellvolumet rundt dammen er også tatt med.



Figur 5.1: Modellen av opprinnelig geometri til Dam Sarvsfossen

5.1 Modelparametere

På grunn av dammens store utstrekning er det valgt å benytte SI-enheter for alle størrelser i modellen slik Tabell 5.1 viser:

Tabell 5.1: Fysiske enheter benyttet i DIANA-modellen

Lengde	Masse	Kraft	Tid	Temperatur
Meter (m)	Kilogram (kg)	Newton (N)	Sekund (s)	Kelvin (K)

Dette medfører at resultatene som kan leses fra konturplottene har enhet som vist i Tabell 5.2:

Tabell 5.2: Enheter på resultater fra DIANA-modellen slik de fremkommer i konturplottene

Spenning	Gen. moment	Gen. kraft	Deformasjoner
N/m^2	Nm/m	N/m	m

5.1.1 Materialparametere

Samtlige analyser er gjennomført med lineær-elastisk materialoppførsel, og det er antatt et isotropt materiale for både betong og fjell. Følgende forhold er dermed ikke tatt hensyn til ved analysen i DIANA:

- Armering
- Støpeskjøter
- Endret materialoppførsel på grunn av riss
- Deformasjon av hver støpekloss under bygging

Tabell 5.3 viser materialparameterne som er valgt for betong og fjell [6]:

Tabell 5.3: Materialparametere

Type	Betong	Fjell
E [GPa]	30	60
Materialparametere ν [-]	0,2	0,2
ρ [kg/m^3]	2600	0,1

5.1.2 Elementoppdeling

Elementinndelingen er gjort ved dele opp linjestykker i ønsket antall. Det ble i likhet med ANSYS-modellen valgt to elementer over tykkelsen av dammen. Dette gir en tykkelse på elementene på omtrent 3 meter i toppen og 1 meter i bunn. I bredden av dammen er det tilegnet 29 elementer. Elementene er 1 meter høye, bortsett fra i de to øverste horisontale volumene hvor elementene er 0,75 meter høye.

På grunn av at dammen er langt bredere i toppen enn i bunn vil elementene få en noe ugunstig form og i tillegg svært ulik størrelse. Vedlegg C viser elementinndelingen og resultatet av kvalitetskontrollen for hvert element. Som vedlegget viser består dammen av en rekke elementer som ikke består kvalitetskravet med tanke på akseptabel vinkel internt i elementet. Dette har likevel liten betydning for resultatet da analysen baserer seg på lineær materialoppførsel for elementene i damkroppen. Tabell 5.4 viser antall elementer i de ulike delene i dammen. Elementinndelingen er holdt konstant for alle damalternativene.

Tabell 5.4: Oversikt over elementer i DIANA-modellen

Elementtype	Modelleringsobjekt	Antall
HX24L	Strukturelementer (dam)	2552
HX24L	Fjellelementer	6350
Q24IF	Interface-element	233
Q4CMP	Compose-element	1276

5.1.3 Elementtype

Det er benyttet tre ulike elementtyper i modellen. Dammen og det omkringliggende fjellvolumet er modellert med volumelement HX24L, mellom dam- og fjellvolum er det lagt inn interface-element av typen Q24IF. Midt i tykkelsen av dammen er det lagt inn overflateelementer av typen Q4CMP [18].

HX24L-elementer

Damkroppen og fjellvolumet er modellert med 8-noders volumelementer av typen HX24L, med tre frihetsgrader i hver node (translasjon i x-, y- og z-retning). Disse elementene opererer, i likhet med elementene som er benyttet i ANSYS-modellen, med åtte integrasjonspunkt. Volumelementene ble også tilegnet den innebygde funksjonen *BUBBLE*. Denne funksjonen innfører såkalte inkompatible forskyvningsmoder i hvert element. Dette resulterer i forbedret oppførsel ved problemer som er dominert av bøyning eller inkompressible oppførsel. Formuleringen innfører en modifisert skjær- og volumetrisk tøyning, og er ekvivalent med funksjonen *Simplified Enhanced Strain Formulation* som ble benyttet i ANSYS-modellen [18].

Interface-element

En sentral del i modellen av Dam Sarvsfossen er å kunne representere dammens kontaktflate mot fjell på en riktig måte. Dette innebærer en ikke-lineær kontaktformulering mellom dam og fjell. Overflaten er modellert slik at ingen strekkspenninger overføres fra dammen. Det tillates kun trykkspenninger og friksjon. Med andre ord tillates dammen å løfte seg i områder som opplever strekk.

Mellom dam- og fjellvolum er det derfor lagt inn interface-elementer av typen Q24IF. Disse elementene har åtte noder med tre frihetsgrader i hver node. Selv om Q24IF er et volumelement tilegnes det ingen fysisk tykkelse. Dette medfører at nodene i kontaktflaten mellom dam og fjell har identisk plassering. Det er videre

viktig at nodenummereringen i elementet er orientert på riktig måte. Nummerringen skal starte i grunnflaten av elementet og telle mot klokka fra nodenummer n til $n + 7$. Det lokale aksesystemet i elementet må være slik at positiv z-retning peker fra grunnflaten og gjennom elementet.

Interface-elementet gir brukeren mulighet til å definere en ikke-lineær materialoppførsel. Det er for analysen i denne oppgaven valgt å tilegne interface-elementene en Columb-friksjon med $\tan(\phi) = 1,0$ og kohesjon $c = 0,1Pa$. Overflaten mellom dam- og fjellvolum har dermed tilnærmet ingen strekkapasitet og en skjærkapasitet som er direkte proporsjonal med trykkspenningene i elementet. Grunnen til at kohesjonen ikke er satt til null er at dette gir instabilitet i analysen som fører til divergens.

Normalstivhet (k_u) og tangentiell stivhet (k_s) ved trykk representerer forholdet mellom spenning og forskyvning og får følgelig enheten N/m^3 . For at disse elementene skal oppføre seg på samme måte som omkringliggende elementer er normal og tangentiell stivhet satt til en betraktelig høyere verdi. Formel 5.1 og Formel 5.2 benyttes for å finne størrelsesorden på stivhetsparameterne. Skjærstivheten er satt til å være lik i begge de tangentielle retningene.

$$k_u = 1000 * \frac{E_{betong}}{h} \quad (5.1)$$

$$k_s = 1000 * \frac{G_{betong}}{h} \quad (5.2)$$

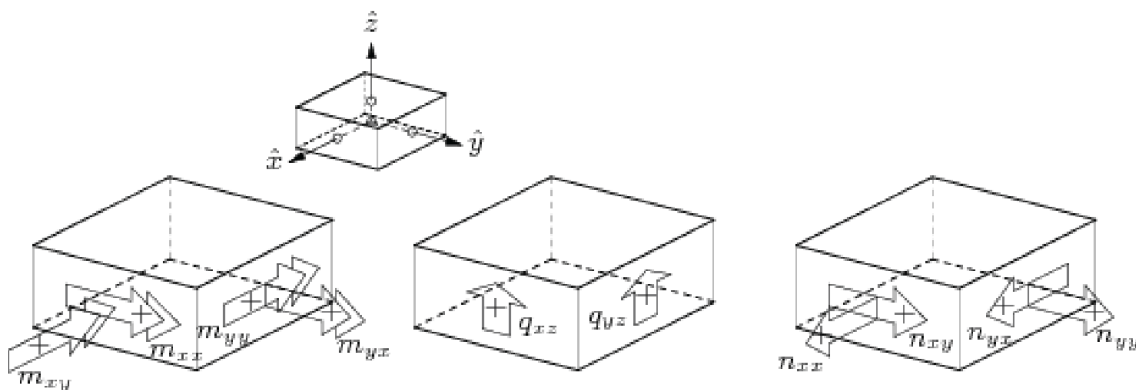
h	Høyden på overliggende element
E_{betong}	Elastisitetsmodul for betong
G_{betong}	Skjærmodul for betong

Innsatt verdier gitt i avsnitt 5.1.1 for elastisitets- og skjærmodul for betong gir $k_u = 30000GPa$ og $k_s = 12500GPa$. Analysen med disse parameterne for interface-elementet viste seg å ikke konvergere, og k_s ble derfor justert til $k_u = 30000GPa$.

Compose-element

Dam Sarvsfossen er modellert som tidligere nevnt med volumelementer. Dermed kan man i motsetning til for skallelementer ikke få ut krefter og momenter direkte. DIANA tillater likevel bruk av såkalte compose-elementer. Disse overflateelementene tilegnes senter i damhvelvet og DIANA beregner på bakgrunn av spenningene

generaliserte momenter og krefter ut i nodene. Denne elementtypen har ingen fysiske egenskaper og påvirker heller ikke resultatet av analysen på noe måte. Figur 5.2 viser retningen på de generaliserte momentene og kreftene som definert i DIANA.

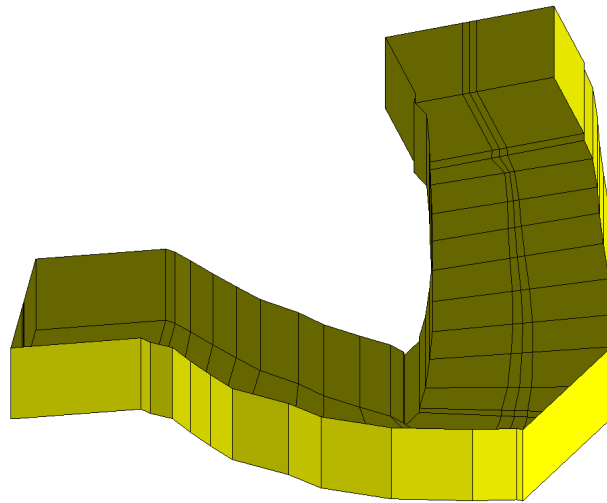


Figur 5.2: Positiv retning på generaliserte momenter og krefter fra DIANA

DIANA integrerer opp spenninger til krefter og momenter fra hver node i utgangspunktet normalt ut fra compose-elementets grunnflate. På grunn av hvelvdammens kompliserte geometri vil ikke hver tilhørende node ligge på en linje normalt ut fra grunnflaten. Det var derfor nødvendig å definere retningen fra noden i compose-elementet og ut til tilhørende node i HX24L-elementene. Dette ble gjort ved å hente ut koordinatene for hver node i damhvelvet og beregne en unik retningsvektor ut i fra nodene i compose-elementene. Deretter ble hver node i senterflaten i dammen tilegnet denne retningsvektoren.

5.1.4 Randbetingelser

Det er valgt å modellere et fjellvolum i underkant av dammen som strekker seg 10 meter vertikalt nedover og 10 meter ut fra damhvelvet på luft- og vannside. Samtlige noder i overflaten rundt hele fjellcolumnet bortsett fra de overflatene som er i kontakt med damhvelvet er fastholdt. Figur 5.3 viser overflatene i modellen som er tilegnet fastholding i global x-, y- og z-retning.



Figur 5.3: Overfalter som er tilegnet full fastholding

5.2 Analysemetode

På grunn av den ikke-lineære spenningsformuleringen i interface-elementene er samtlige analyser gjennomført med en ikke-lineær løsningsalgoritme. Newton-Raphson-metode (N-R) er benyttet som iterasjonsmetode slik som omtalt i avsnitt 3.8.3. Konvergeringskriteriet for både krefter og deformasjoner er benyttet med en konvergeringstoleranse på 0.01. Ved eventuell divergens i et lastinkrement er analysen satt til å terminere. På denne måten vet man at man har fått konvergens i hvert lasttrinn.

Egenlasten (LC1) er satt på i 10 like store inkremitter, mens vanntrykket (LC2) er påsatt i 20 like store inkremitter.

5.3 Laster

De påsatte lastene er i henhold til lastkombinasjon BAS69 i ANSYS-modellen (se avsnitt 4.2.1). Retning og intensitet på lastene er gitt i Figur 5.4. Lasttilfellet som er valgt i denne oppgaven gir de største forskyvningene i horisontal og vertikal retning blant lastkombinasjonene i bruddgrensetilstand.

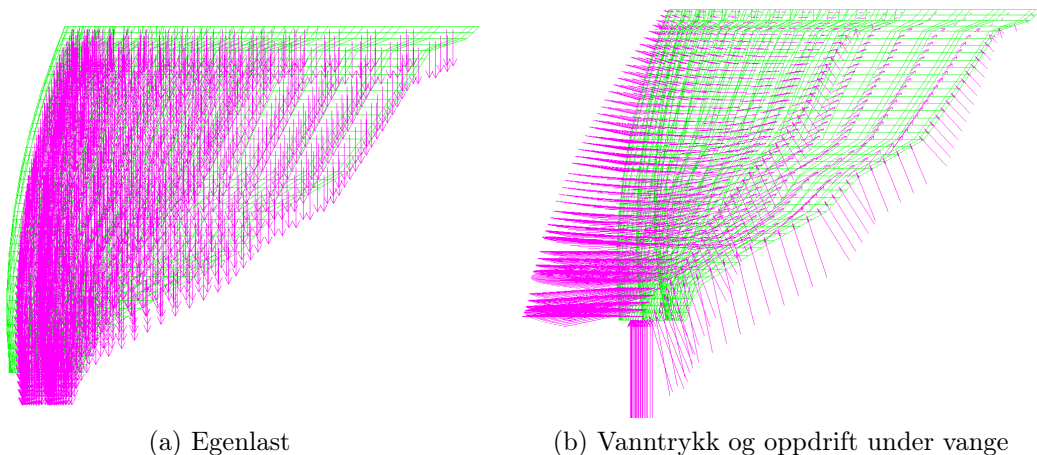
Egenvekt Dammens egenvekt er medberegnet ved å tilegne betongmateriale en tetthet på $2600\text{kg}/\text{m}^3$. Det er definert en nedadrettet gravitasjon $g = 10\text{m}/\text{s}^2$ i likhet med ANSYS-modellen.

Hydrostatisk trykk Det hydrostatiske trykket er modellert som lineært varierende etter Formel 5.3, og vannets tetthet er satt til $1000\text{kg}/\text{m}^3$. Vannstanden er satt til flomvannstand ved kote +634,9 meter, noe som gir en vandybde på 44,9 meter. I likhet med ANSYS-modellen og retningslinjene for dimensjonering av betongdammer [28], er vanntrykket multiplisert med en sikkerhetsfaktor på 1,2.

$$P = \rho * g * z \quad (5.3)$$

Oppdrift under vange For å simulere oppdrift under dammen settes vanntrykket i en gitt høyde på med full verdi i halve tykkelsen av kontaktflaten mot fjell.

ANSYS-modellen inneholder en rekke lastsituasjoner som det er valgt å ikke studere nærmere i denne oppgaven. Det er blant annet simulert en brolast tilsvarende et aksetrykk på 2100kN , med 12 meters akseavstand. Videre er temperaturlaster, islast og jordskjelvlaster beregnet i ANSYS-modellen.



Figur 5.4: Påsatte laster

5.4 Validering av modell

Modellen av Dam Sarvsfossen har stor utstrekning og er utsatt for laster i ulike retninger og med ulik intensitet. I tillegg er geometrien svært komplisert ved at den krummer i både horisontal og vertikal retning. Tykkelsen varierer over tverrsnittet og kontaktflaten mellom fjell og betong er som tidligere nevnt modellert med ikke-lineær oppførsel. Dette gjør at det er svært viktig å gjennomføre kontroll av resultatene.

Det er valgt å sammenlikne modellen i denne oppgaven med ANSYS-modellen (se avsnitt 4.2.1) og målinger av forskyvning i den virkelige dammen.

5.4.1 Kontroll av geometri i forhold til ANSYS-modell

Den horisontale lengden av dammens nedre del og damkrone er beregnet i ANSYS- og DIANA-modellen for å kontrollere at geometrien for det opprinnelige designet stemmer overens. Tabell 5.5 viser at det er tilfredsstillende samsvar mellom de to modellene.

Tabell 5.5: Horisontal avstand mellom utvalgte noder i DIANA- og ANSYS-modell

	DIANA [m]	ANSYS [m]	Avvik [%]
Damkrone	131.4	130.7	0.5
Bunn dam	28.6	28.4	0.7

Kontroll av eksterne laster

En viktig del av verifikasjonen er å kontrollere at de eksterne reaksjonskreftene er i likevekt med påsatte laster. Det er derfor gjennomført beregninger av dammens volum for å kontrollere at DIANA implementerer gravitasjonslasten riktig. Videre er vanntrykkets horisontalkomponent i x-retning beregnet og sammenliknet med DIANA. Resultatet fremkommer av Tabell 5.6.

Tabell 5.6: Reaksjonskrefter utregnet i DIANA, MATLAB og ANSYS

Last		F_X [kN]	F_Y [kN]	F_Z [kN]
Gravitasjonslast	DIANA	0	0	444 400
	MATLAB	0	0	443 700
	ANSYS	0	0	430 476
Vanntrykk (SF=1.0)	DIANA	-703 900	97 400	15 020
	MATLAB	-705 837	-	-
	ANSYS	-721 534	97 672	14 754

Som vi ser av Tabell 5.6 er det tilfredsstillende likhet mellom beregnet resultat av gravitasjonskreftene i DIANA og manuell beregning i MATLAB. Avviket på $14000kN$ mellom DIANA-modellen og ANSYS-modellen for egenlasten skyldes at damkronen modelleres noe ulikt i de to modellene. Som omtalt i avsnitt 5.3 utelates brolasten i DIANA-modellen. Denne lasten har en samlet vertikal nedadrettet verdi på $27300kN$. Det totale avviket i vertikal kraftresultant mellom DIANA-modellen og ANSYS-modellen blir derfor $27300 - 14000 = 13300kN$ eller 3% av total egenlast, noe som er akseptabelt for denne oppgaven.

Vanntrykkets komponent i global x-retning stemmer godt overens med den beregnede verdien i MATLAB. For utregning av denne verdien er det projiserte arealet i zy-planet bestemt ved å summere delarealet til de elleve horisontale damdelene. Hver del er deretter multiplisert med gjennomsnittlig vanntrykk i den aktuelle høyden. Avviket mellom DIANA- og ANSYS-modellen på 2% skyldes trolig små avvik i geometrien i de to modellene, og ansees som akseptabelt.

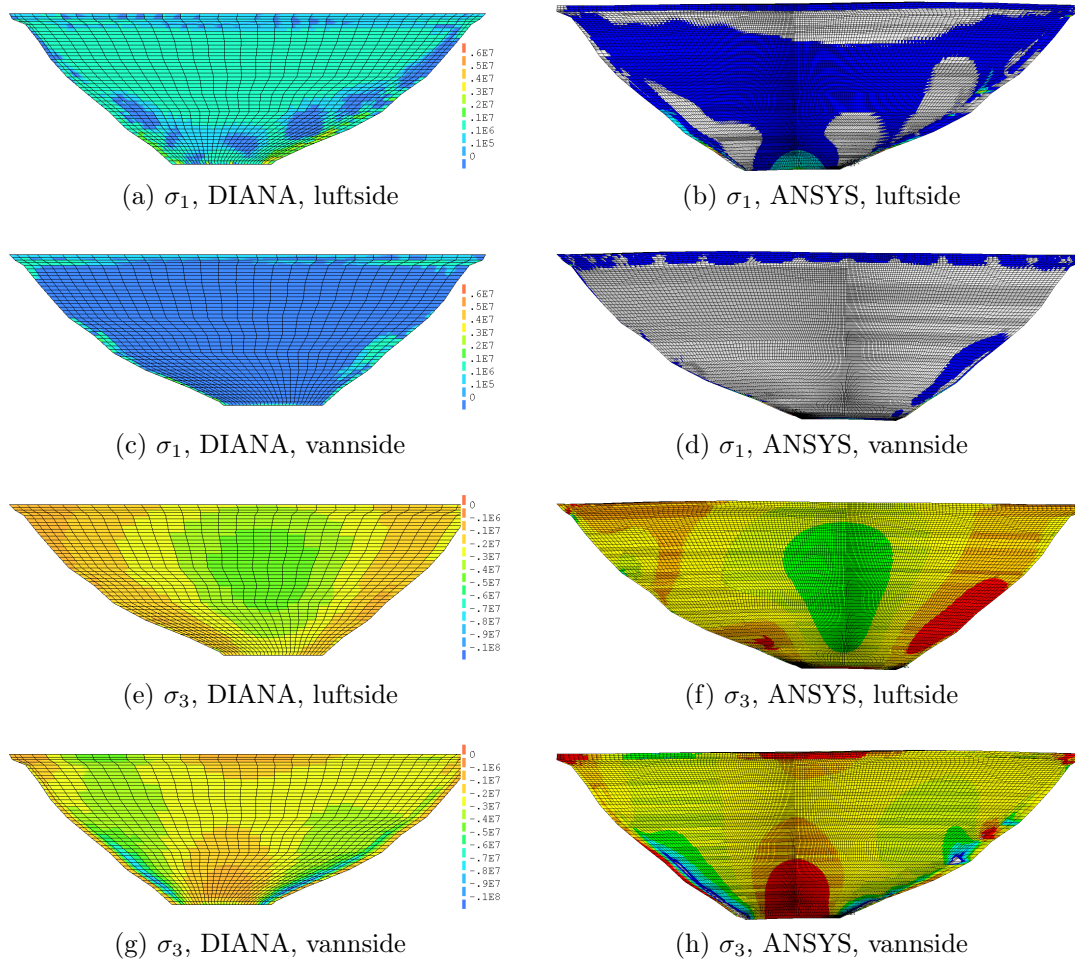
Sammenlikning av forskyvninger og hovedspenninger

Lastkombinasjonen som er benyttet til sammenlikning av forskyvninger og hovedspenninger benevnes som nevnt BAS69 og innbefatter egenlast, vanntrykk ved flomvannstand og brolast. Opptredende hovedspenninger i damkroppen, samt forskyvninger i horisontal og vertikal retning er gitt i Vedlegg L. Forskyvningene i horisontal og vertikal retning avviker med henholdsvis -20% og $7,5\%$.

Tabell 5.7: Maksimal horisontal og vertikal forskyvning i DIANA- og ANSYS-modell

Parameter	Enhet	DIANA	ANSYS	Avvik
Forskyvning $u_{x,max}$	<i>mm</i>	15	18	-20%
$u_{z,max}$	<i>mm</i>	4,0	3,7	$7,5\%$

Hovedspenningene i damhvelvet viser mye av det samme mønsteret for modellene i DIANA og ANSYS. Figur 5.5 viser variasjonene i hovedspenning for de to modellene. Merk at fargeinndelingen i konturplottet i ANSYS- og DIANA-modellen ikke sammenfaller eksakt. Figurene er kun ment å illustrere mønsteret i hovedspenningene for de to modellene.



Figur 5.5: Hovedspenninger i ANSYS- og DIANA-modellen

5.4.2 Validering i forhold til målte forskyvninger

Som et ledd i overvåkingen og ferdigstillelsen av Dam Sarvsfossen ble blant annet damtåen og senter av dammen i høyde med damkronen utstyrt med instrumenter for måling av forskyvninger. Måleinstrumentet i damtåen har en målenøyaktighet på 0,001 mm, mens forskyvningene i senter på damkronen måles med en målenøyaktighet på omlag 2mm. Disse målingene gir en god indikasjon på gyldigheten av de numeriske modellene. Som Tabell 5.8 viser er det tilfredsstillende samsvar mellom modellen og målte forskyvninger i global z-retning. Avviket på 35% i global x-retning er noe stort.

Tabell 5.8: Oversikt over målte forskyvninger og beregnede forskyvninger i DIANA-modell

Parameter	Enhet	Beregnet	Målt	Avvik [%]
Forskyvning $u_{x,damkrona}$	<i>mm</i>	14,8	20,0	35
$u_{z,damt}$	<i>mm</i>	4,0	3,7	7,5

5.5 Begrensninger

Generelt eksisterer det flere mulige feilkilder ved en numerisk analyse. I det følgende forklares hvilke feilkilder som anses som mest sentrale for denne oppgaven:

Kontaktflate mellom dam og fjell

Kontaktflaten mellom betong og fjell modelleres med tilnærmet ingen strekkfasthet. I tillegg eksisterer det ingen fysisk kontakt mellom dam og fjell, noe som betyr at damvolumet kan penetrere fjellvolumet og skape unøyaktige resultater. I områder der dammen vipper vil kontaktflaten der trykkreftene overføres være veldig konsentrert, noe som kan gi urealistiske spenningskonsentrasjoner. Ved en lastsituasjon som fører til globalt løft over hele tykkelsen av dammen kan analysen bli ustabil og ende med divergens.

Geometrien

Dam Sarvsfossen har en komplisert geometri og stor utstrekning. Analyser gjennomført på ulike damgeometrier viser at resultatene er svært sensitive til endringer i geometri. Det ligger derfor en feilkilde i at geometrien i modellen ikke samsvarer med den fysiske dammen. Når det gjelder damkronen modelleres denne noe ulikt det som ble bygget, og overliggende brokonstruksjon er heller ikke tatt med. Det er også stor usikkerhet i geometrien til vangen på begge sider av dammen. Det er grunn til å tro at det er noe avvik mellom faktisk utsprengt vangegeometri og den modellert i DIANA.

Feil i numerisk tilnærming

Det er benyttet en rekke materialparametere for å komme frem til deformasjoner og spenninger i de numeriske analysene. En viktig feilkilde er at det er benyttet et lineært-elastisk materiale for betong. I virkeligheten vil betong ha ulike egenskaper i strekk og trykk. Elementnettet er også valgt relativt grovt for å kunne gjennomføre analyser innenfor en akseptabelt tid, noe som vil kunne gi unøyaktigheter i resultatene.

Kapittel 6

Geometrisk optimalisering

Hovedmålet i dimensjonering og optimalisering av hvelvdammer er å finne den bueformen som best utnytter materialene innenfor de fastsatte spenningsgrensene. Det en søker ved optimaliseringen er i hovedsak en jevn variasjon i spenningene, trykkspenninger som ligger så nært som mulig de tillatte, samt et minst mulig betongvolum [19].

I dette kapitlet presenteres begrunnelsen for valg av designtype, og deretter to alternative utforminger av denne damtypen som er valgt for videre optimalisering. Deretter presenteres optimaliseringsparameterne som er undersøkt for å komme frem til endelig damgeometri.

Det er viktig å merke seg at de ulike designene som er presentert i denne optimaliseringen analyseres for en enkelt lastsituasjon og er derfor ikke fullstendig dimensjonert. Et endelig design vil derfor kunne se noe anderledes ut med tanke på hvelvtykkelse og armeringsmengde. Hensikten med optimaliseringen er å komme frem til et optimalt konseptdesign ved å sammenlikne resultatene ved ulike geometriske utforminger.

6.1 Damtype

Damtypen som ble valgt for videre optimalisering er bestemt på bakgrunn av resultatene fra analysen av det opprinnelige designet, samt samtaler med erfarne ingeniører i Multiconsult med stor kjennskap til dambygging og Dam Sarvsfossen spesielt. Begrunnelsen for valg av damtype er presentert i det følgende:

Fra resultatene av analysen ser man en helt klar ugunstig spenningssituasjon på østlig side av dammen. Under påsatt egenlast vil dammen forskyve seg kraftig ut

mot vannsiden noe som fører til store strekkspenninger i dette området. Dette gir et relativt stort behov for både lengdearmering og skjærarmering [24, 25, 26].

Erfaringsmessig vil asymmetri i damdesignet gi store ekstrakostnader i forhold til et symmetrisk design. Grunnen til dette er at i en asymmetrisk damgeometri må begge sidene dimensjoneres hver for seg. Dette fører til at prosjekteringen blir langt mer omfattende og byggeprosessen blir mer tidkrevende da man ikke kan bruke de samme forskalingsformene på begge sider av dammen [21]. Asymmetri i opprinnelig design har for opprinnelig damdesign ført til at man har måttet benytte klatreforskaling i stede for glideforskaling.

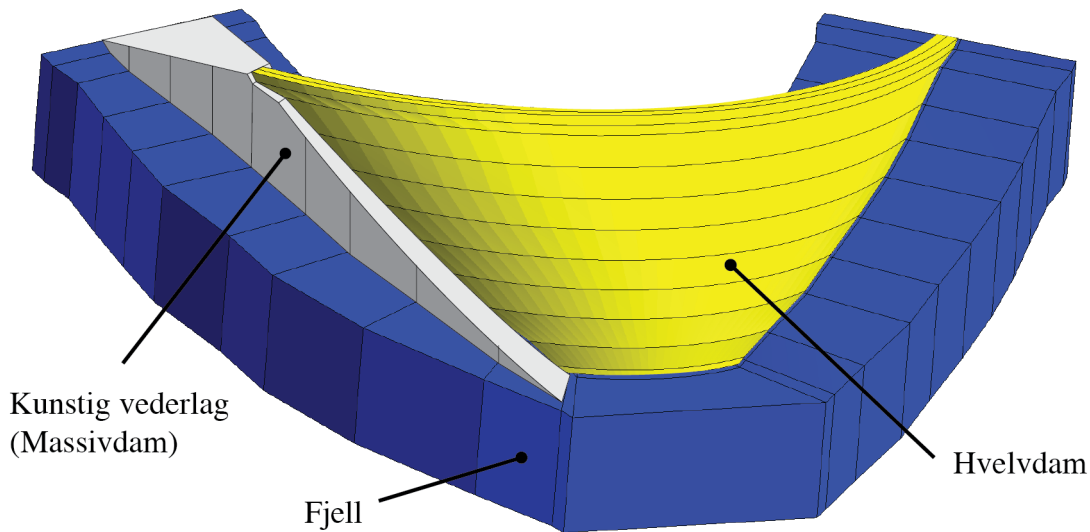
Innfallsvinkelen mot fjellet på vestlig side av dammen må holdes konstant lik det opprinnelige designet. Grunnen til dette er at det er risiko for utglidning av bergblokker på vestlig vederlag [20]. Det er derfor ønskelig å hode geometrien på denne siden av dammen konstant slik at det ikke oppstår usikkerhet rundt gyldigheten av et alternativt design med tanke på geologisk stabilitet. En følge av dette er man ikke har mulighet til å rotere dammen i horisontalplanet eller øke horisontal krumning i forhold til opprinnelig design.

Hybriddam

På bakgrunn av dette ble det valgt å gå videre med et design av Dam Sarvsfossen som en hybriddam bestående av en hvelvdam og en kunstig vederlagspillar på østlig side. Vederlagspillaren utformes som en uavhengig massivdam og dimensjoneres med de tilleggs-laster som kommer fra hvelvdammen. For utfyllende informasjon om dimensjonering og utforming av massivdammen henvises det til hovedprosjekt: *Dam Sarvsfossen: Geometrisk utforming og forbedret materialutnyttelse* [37]. Figur 6.1 viser hvordan hybriddammen vil se ut med et dobbeltkrumb hvelv og kunstig vederlagspillar på østlig side.

For å finne optimal utforming på hvelvet i hybriddammen ble to ulike utforminger valgt for videre optimalisering

- Hybriddam med **enkeltkrum hvelvdam** og massivdam på østlig side
- Hybriddam med **dobbeltkrum hvelvdam** og massivdam på østlig side

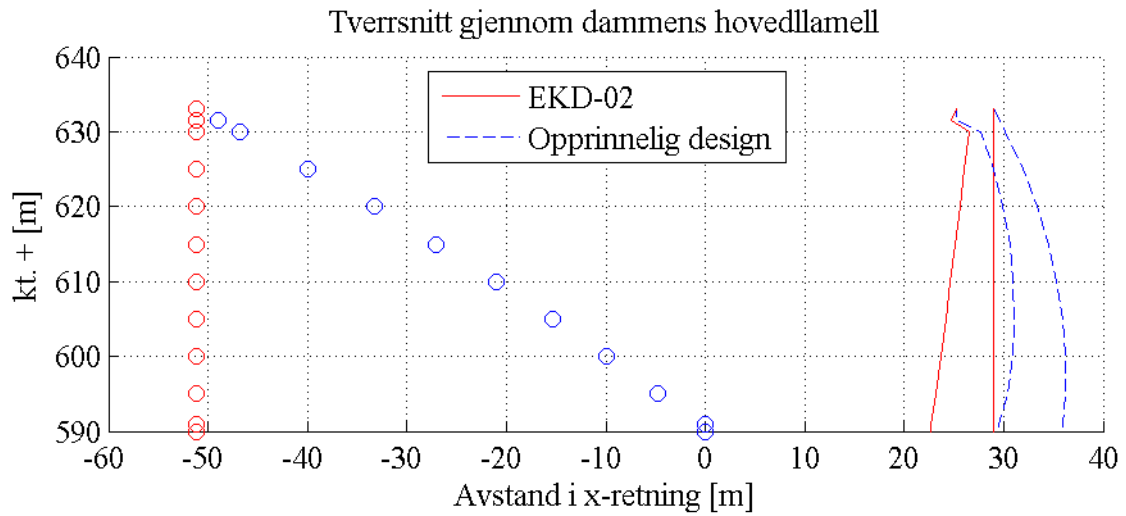


Figur 6.1: Utforming av Dam Sarvsfossen som hybriddam

6.1.1 Hybriddam med enkeltkrum hvelv

Det første designalternativet er en hybriddam bestående av en enkeltkrum hvelvdam og massivdam på østlig side. Forutsetningene for designet av hvelvdammen har vært å ta utgangspunkt i damkronen i det opprinnelige designet og utforme en enkeltkrum hvelvdam ut i fra denne buen. Den opprinnelige fjellgeometrien er beholdt på dammens vestlige side. Figur 6.2 viser tverrsnitt gjennom senter dam for det opprinnelige designet og den enkeltkrumme dammen.

En enkeltkrum dam er i utgangspunktet mindre egnet i en V-formet dal fordi den nederste delen av dammen ikke vil ha en optimal krumning, og vil derfor ikke kunne føre trykkreftene like effektivt ut til vangene som en dobbeltkrum hvelvdam. Dermed er det trolig nødvendig å øke hvelvtykkelsen for å unngå for store spenninger i dammen. Man kan likevel oppnå en kostnadsbesparelse i form av enklere forskalingsarbeid og mulighet for bruk av glideforskaling [19].

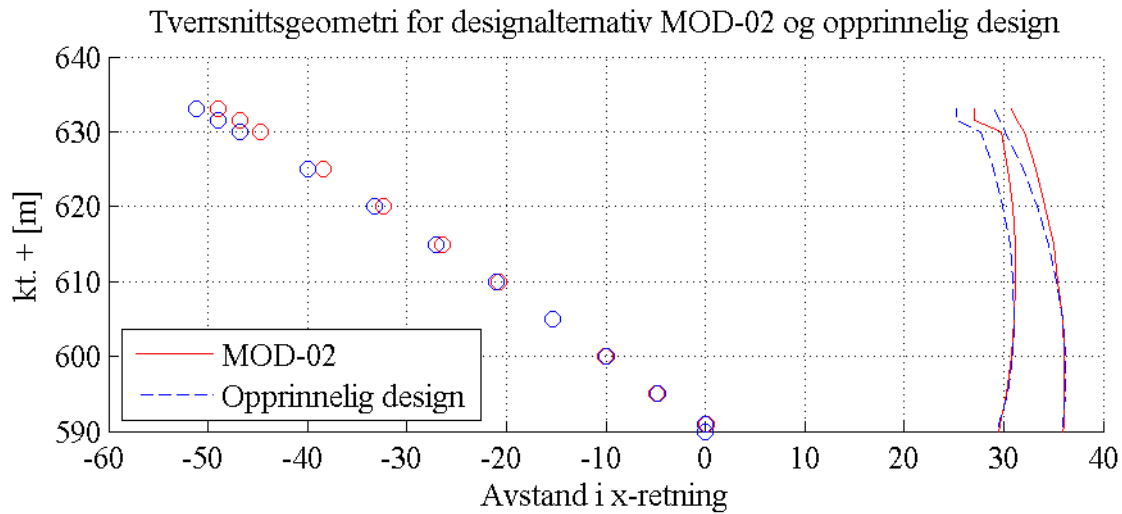


Figur 6.2: Tverrsnitt gjennom senter dam for opprinnelig design og enkeltkrum dam

6.1.2 Hybriddam med dobbeltkrum hvelv

Det andre designalternativet er å utforme dammen som en hybriddam bestående av en dobbeltkrum hvelvdam og en massivdam på østlig side. Utgangspunktet for denne optimaliseringen har vært å beholde den vestlige vangen konstant lik det opprinnelige designet. Den østlige vangen utformes med lik helning som den vestlige, på samme måte som for designalternativet over.

Når det gjelder utformingen av tverrsnittet gjennom senter av dammen er det valgt to ulike geometriske utforminger; tverrsnittsgeometrien fra det opprinnelige designet og et nytt design utarbeidet etter fremgangsmåte gitt i *Design of Arch Dams* [3]. Som omtalt i avsnitt 4.1 ble det opprinnelige designet bestemt ut i fra fremgangsmåten gitt i denne manualen, men ved å endre helningen på vestlig vange endres også lengden på damkronen og følgelig vil ikke den opprinnelige tverrsnittsgeometrien være optimal for hvelvet i hybriddammen. Det er derfor gjennomført nye beregninger av tverrsnittsprofilen gjennom senter dam. Geometrien til begge tverrsnittene fremkommer av Figur 6.3.



Figur 6.3: Tverrsnitts gjennom senter dam for opprinnelig og alternativt design

Som man ser av Figur 6.3 er tykkelsen til det nye designet satt lik det opprinnelige ved damtåen og noe redusert i øvre del av dammen. Vertikal krumning er noe redusert i det modifiserte designet, og skyldes at den totale lengden ved damkronen er redusert. På grunn av svakhetssoner i fjellmassene på vestlig side er de opprinnelige bueradiene beholdt for det alternative designet. Dermed blir også sirkelsenter for dammen nokså lik.

For å komme frem til det foreslåtte designet for dobbeltkrum hvelvdam er det gjennomført en optimaliseringsprosess etter samme prinsipp som omtalt i avsnitt 3.3. Tykkelsen i tolv høyder i dammen ble valgt ut som designparametere og betingelsene i iterasjonen var at trykkspenningsprofilen i opprinnelig og modifisert design skulle samsvare på best mulig måte. Det ble også satt betingelser om maksimal trykkspenning i hvelvet og tilfredsstillende samsvar med forskyvninger i horisontal og vertikal retning. For detaljer rundt iterasjonsprosessen vises det til Vedlegg H.2

En forutsetning i alternativet med dobbeltkrum hvelv har vært at dammen må kunne bygges med glideforskaling. Derfor er de vertikale damtverrsnittene fra det modifiserte alternativet sammenlignet med tverrsnitt langs vestlig vange i det opprinnelige designet. Sammenligningen fremkommer i Vedlegg D og viser tverrsnitt som spenner betraktelig mer ut mot vannsiden enn det opprinnelige designet som er beregnet til å være stabil under byggefasen. Det er derfor knyttet usikkerhet til stabiliteten av det modifiserte designet under bygging. Når det gjelder alternativet med å beholde den opprinnelige tverrsnittsgeometrien til opprinnelig design er det ingen endring i tverrsnittene på vestlig side av dammen og følgelig vil også hver

vertikale seksjon være stabil under bygging.

Som følge av stabilitetsvurderingen for det modifiserte designet er det valgt å gå videre med tverrsnittsgeometrien til det opprinnelige designet, selv om dette alternativet krever en noe større armerings- og betongmengde.

6.2 Optimaliseringsparametere

Optimaliseringen er i første omgang blitt utført ved å prøve å minimere spenninger og tøyninger i betonghvelvet. Med andre ord finne en geometrisk utforming som gir de laveste hovedspenningene og laveste horisontale forskyvninger i damkronen, samt vertikale forskyvninger i damtåen. Et slikt design vil gi det laveste behovet for betong- og armeringsmengde og derfor de laveste materialkostnadene. Det er også viktig å ta hensyn til hvilken byggemetode som kan benyttes ved de ulike designene. Kostnaden for forskalingsarbeidet varierer sterkt med valg av damgeometri [19].

Det er valgt å se på følgende fem parametere ved evaluering av de ulike designalternativene:

- Hovedspenninger
 - Største hovedtrykkspenning (σ_3)
 - Største hovedtrekkspenning (σ_1)
- Trykkspenningsprofil gjennom senter dam
- Største forskyvning
 - Største horisontale forskyvning (x-retning) på damkronen
 - Største vertikale forskyvning (z-retning) i dammens nedre del
- Estimert betong- og armeringsmengde
- Evaluering av forskalingsmetode

6.2.1 Estimering av betong- og armeringsmengde

Betongmengde

På grunn av store trykkspenninger kan betongmengden i en hvelvdam bli relativt stor. Det er mulig å spare store kostnader i form av redusert betongmengde ved å endre damdesignet [38]. Betongmengden for hvert damalternativ er beregnet

ved å hente ut tyngden damhvelvet. Deretter er volumet beregnet ved å dele på tettheten til betong. En kontrollberegning av betongvolumet er gjort i MATLAB ved å summere de elleve horisontale volumene som dammen består av.

Armeringsmengde

Som et ledd i optimaliseringen er det valgt å se på hvor stort armeringsbehovet er i ulike design. Det er derfor utarbeidet et beregningsverktøy som beregner nødvendig armering i samtlige snitt i damkroppen på bakgrunn av FEM-analysen. Dette er gjort ved å først integrere opp spenninger og tøyninger til krefter og momenter for hvert element i damhvelvet ved hjelp av compose-elementer (se avsnitt 5.1.3).

Sandwichmetoden er benyttet for å estimere et nødvendig armeringsbehov i samtlige element i damhvelvet. Deretter benyttes iterasjonsmetoden for å kontrollere den beregnede armeringsmengden slik at tøyningene i armeringen ikke overskrider grenseverdien i Eurocode 2 [30]. Dersom tøyningskravet ikke er tilfredsstillt i en gitt armeringsretning økes armeringsmengden i denne retningen til kravet er tilfredsstillt. I det digitale vedlegget finnes MATLAB-funksjonen som viser hvordan disse to metodene er implementert for å beregne armering i alle elementene i damhvelvet. Vedlegg F viser resultatene av en kontroll av Sandwich-metoden, mens Vedlegg E viser resultatene fra kontroll av Iterasjonsmetoden.

For å ta hensyn til at det oppstår ulike spenninger avhengig om dammen utsettes for kun egenlast eller egenlast i kombinasjon med vanntrykk er det gjennomført armeringsberegninger på lasttilfelle med og uten vanntrykk ved flomvannstand. I hver armeringsretning og snitt er den høyeste armeringsmengden benyttet.

For å danne et realistisk bilde av armeringsbehovet er det valgt å øke armeringsmengden for å ta hensyn til omfar og riss. Omfarslengden er definert som overlappslengden som er nødvendig for overføring av spenninger fra en støp til den neste. Overslagsformelen under (Formel 6.1) er benyttet for å anslå økt armeringsbehov som følge av omfar [37].

$$k_1 = \frac{L_{jern} + 50\varnothing * n}{L_{jern}} \quad (6.1)$$

L_{jern} er lengden av armeringsjernene. Denne lengden settes til 12 000 mm grunnet transporthensyn (REF). \varnothing settes til 32 mm som er den største diameteren som benyttes. Dette gir en $k_1 = 1,13$. Da det ikke er utført risskontroll er det valgt å ta hensyn til dette ved å øke armeringsmengden med en faktor k_2 i henhold til Formel 6.2 [37].

$$k_2 = \frac{f_{y,uls} * \gamma_{riss}}{f_{y,riss} * \gamma_{uls}} \quad (6.2)$$

$f_{y,uls}$	Strekfasthet bruddgrensetilstand (400 MPa)
$f_{y,riss}$	Strekfasthet riss (240 MPa)
γ_{uls}	Lastfaktor bruddgrensetilstand (1,2)
γ_{riss}	Lastfaktor riss (1,0)

Dette gir en k_2 på 1,39. Armeringsmengden økes altså med 39 % for å ta hensyn til strengere krav i risskontroll.

6.2.2 Evaluering av forskalingsmetode

Valg av forskalingsmetode er en helt sentral faktor for valget av optimal damdesign. Hvelvdammens kompliserte geometri krever omfattende og tidkrevende forskalingsarbeid. Som beskrevet i avsnitt 3.1 benyttes det i hovedsak to ulike forskalingsmetoder på hvelvdammer i Norge; klatreforskaling og glideforskaling. Bruk av glideforskaling er mye rimeligere enn klatreforskaling på grunn av redusert byggetid, og er derfor å foretrekke om mulig. Glid-metoden stiller krav om at hver vertikale lamell skal være stabil uten støtte fra resten av dammen. Det er derfor gjennomført en stabilitetskontroll av vertikalsnittene i dammen langs vederlagene, og satt som betingelse til damalternativene at stabilitetskravet skal være tilfredsstillt.

Kapittel 7

Resultater

I det følgende kapittelet presenteres resultatene fra de numeriske analysene på alternativene som beskrevet i kapittel 6.1.

Første del av kapittelet presenterer damgeometrien til de ulike alternativene. Deretter er resultatene av analysen presentert mer inngående. Det er her valgt å fokusere på forskyvninger i vertikal og horisontal retning samt hovedspenninger på vannside og luftside. Lengdearmeringsbehovet for de tre ulike damalternativene er presentert gjennom konturplot av beregningsmessig behov for armering, samt totalt armeringsbehov. Nødvendig betongvolum er også presentert for alle de tre aktuelle damalternativene.

Det er gjennomført analyser på følgende alternativer til damdesign:

- Opprinnelig design
- Hybriddam; **enkeltkrum hvelvdam** og massivdam på østlig side
- Hybriddam; **dobbeltkrum hvelvdam** og massivdam på østlig side

7.1 Damgeometri

I dette avsnittet presenteres hvelvdamgeometrien til de tre designalternativene som beskrives i avsnitt 6.1. Geometrien er beskrevet ut i fra vertikalsnittet gjennom senter av dammen. For det opprinnelige designet er også vinkelutslaget til vestlig og østlig side av dammen presentert i Tabell 7.1. De to alternative hvelvdammene er som sagt symmetriske med helning på begge sider lik den vestlige vangen i opprinnelig design.

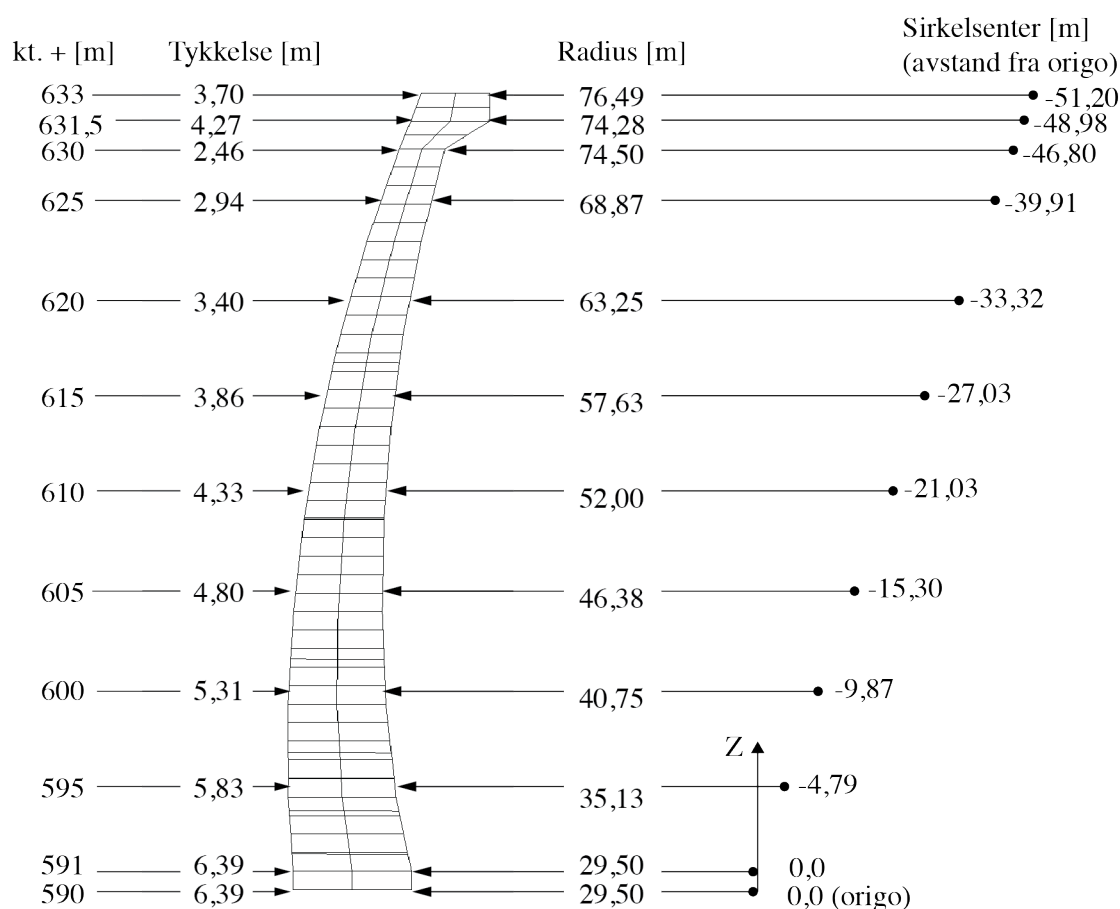
7.1.1 Opprinnelig design, OpD

Det opprinnelige designet av Dam Sarvsfossen er modellert for å kunne sammenligne resultatene fra samtlige damalternativ.

Figur 7.1 viser geometrien til dammen slik den er bygd opp i DIANA. Dammen er delt inn i 11 horisontale volumer som defineres ut i fra 12 radier, sirkelsentre og tykkelser. Sirkelsenteret er i figuren beskrevet som den horisontale avstanden fra origo i negativ x-retning. Merk at de horisontale avstandene ut til sirkelsenter i figuren ikke er i målestokk. Dette gjelder figurene av geometrien for samtlige alternative design.

Tabell 7.1: Vinkelutslag til vestlig og østlig side for opprinnelig design

Nr.	kt + [m]	Vinkel		
		Vest	Øst	Totalt
1	590	25	22	47
2	591	27	24	51
3	595	31	34	65
4	600	38	50	88
5	605	41	61	102
6	610	45	63	108
7	615	48	69	117
8	620	49	68	117
9	625	48	67	116
10	630	48	66	114
11	631,5	51	68	119
12	633	50	68	118



Figur 7.1: Geometrisk oppbygging av tverrsnitt senter dam for opprinnelig design

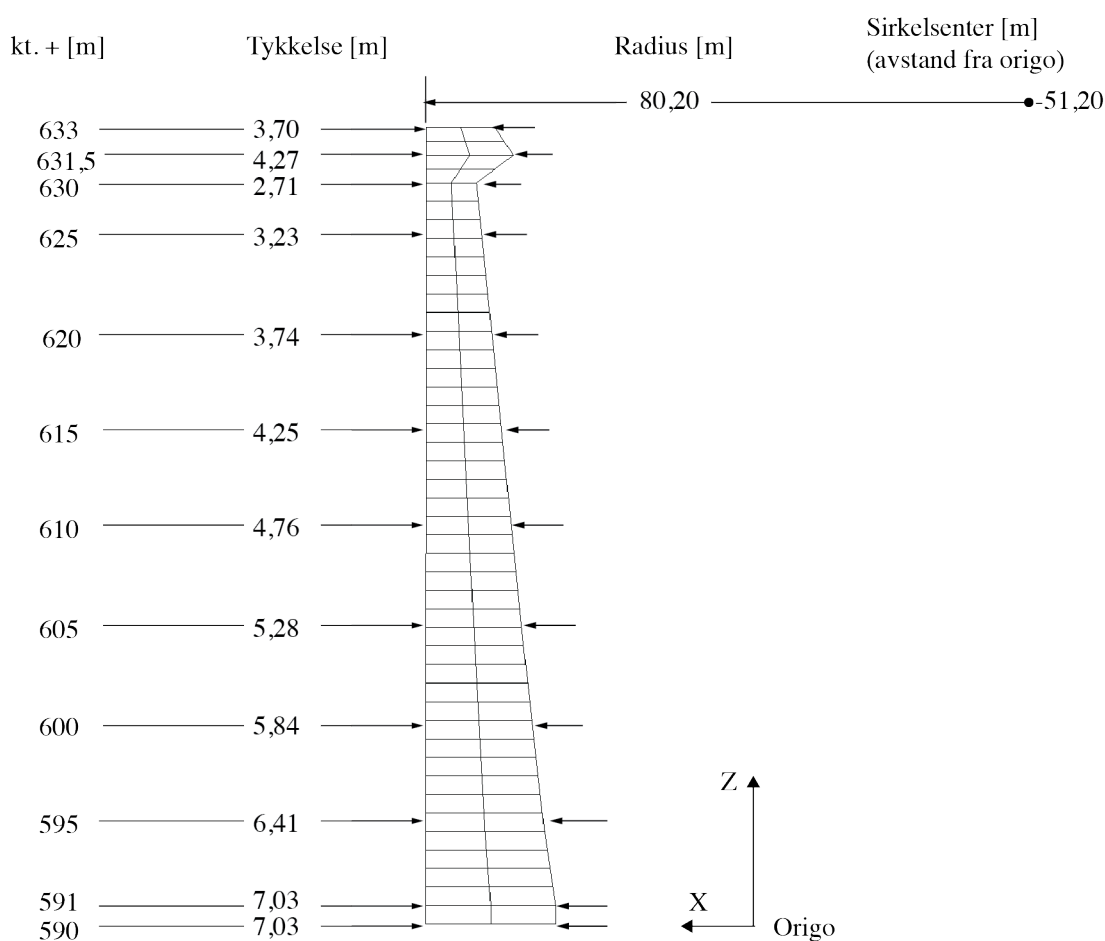
7.1.2 Hybriddam med enkeltkrum hvelv, EKD

Det første alternativet til nytt design er hybriddam med enkeltkrum hvelv og kunstig vederlag på østlig side. Da dalprofilet er V-formet vil en slik geometri være mindre gunstig med tanke på overføring av trykkrefter i nedre del [19]. I tillegg begrenser den geologiske tilstanden på vestlig vederlag horisontal krumning. Konsekvensen av dette blir at den minste krumningen i opprinnelig design må benyttes i hele damhvelvet.

Det er på bakgrunn av dette interessant å undersøke hvor mye tykkere hvelv man må benytte for å få den samme spenningssituasjonen som i det opprinnelige designet. Det er gjennomført fire analyser med ulik tykkelse. Horisontal og vertikal forskyvning, største og minste hovedspenning, samt trykkspenningsprofilet i senter av dammen er benyttet for sammenlikning opp mot det opprinnelige designet.

Vedlegg H.1 viser sammenlikningen for de fire ulike enkeltkrumme dammene.

Figur 7.2 viser geometrien til det alternativet som er valgt for den enkeltkrumme dammen. Bueradiusen i hele dammen er 80,2 meter, og sirkelsenteret ligger 51,20 meter i negativ x-retning regnet fra origo. Tykkelsen i hver av de 12 horisontale snittene er 10% større enn for det opprinnelige designet. Dammen har jevnt skrånet luftside og vertikal vannside. Tykkelsen i de to øverste horisontale volumene utgjør damkronen. Denne delen er betraktelig tykkere enn de underliggende partiene. Grunnen til dette er at damkronen er utsatt for islast, samt at den er dimensjonert med hensyn på brolasten. Det er derfor valgt å ikke endre tykkelsen i denne delen av dammen.

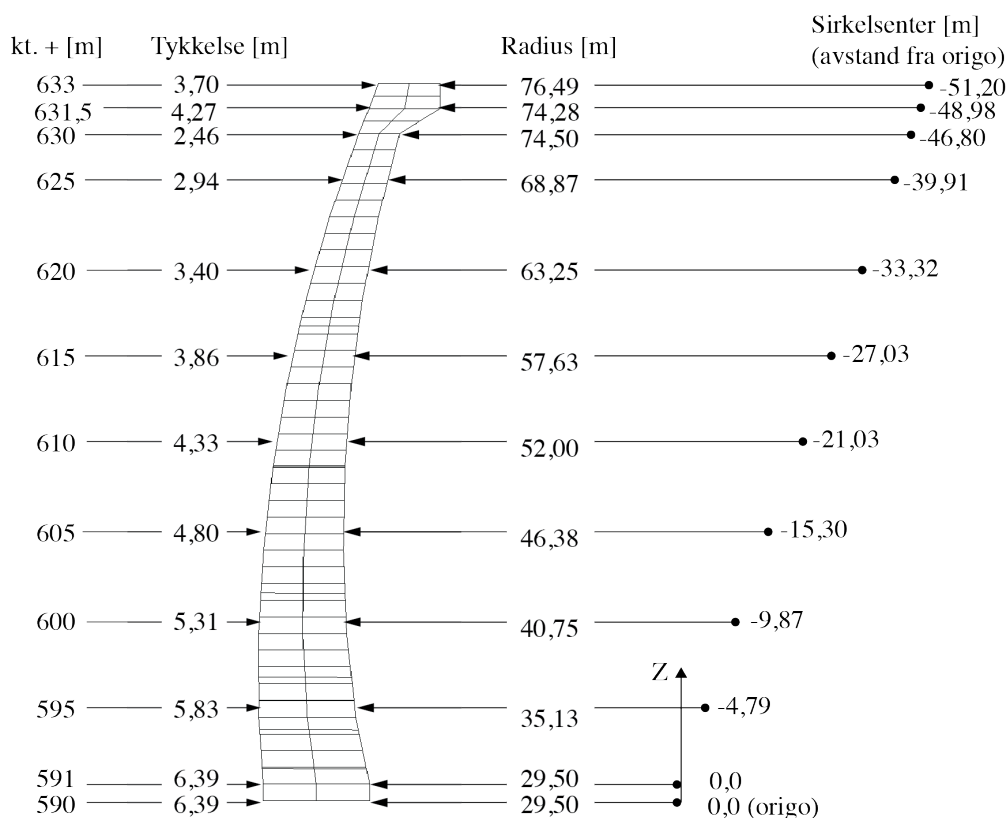


Figur 7.2: Geometrisk oppbygging av tverrsnitt senter dam for enkeltkrum hvelvdam

7.1.3 Hybriddam med dobbeltkrum hvelv, HYB

Det siste alternativet til damgeometri er hybriddam med dobbeltkrum hvelvdam. Geometrien for det beste alternativet med hensyn på materialkostnader benevnes MOD-02. Damgeometri og resultater for dette alternativet fremkommer i Vedlegg I. Detaljer rundt optimaliseringsprosessen for å komme frem til damalternativ MOD-02 er gitt i Vedlegg H.2. Fordi alternativet ikke bestod stabilitetskravene under bygging for bruk av glideforskaling, er damalternativet som er betegnet HYB valgt.

Damalternativ HYB har helt identisk tverrsnittsgeometri som det opprinnelige designet. Som en konsekvens av at samtlige vertikalsnitt på vestlig side i opprinnelig design tilfredsstilte stabilitetskravene for glideforskaling, vil det være mulig å benytte glideforskaling for dette alternativet. På lik linje som for alternativet med enkeltkrum hvelv, justeres østlig vange slik at den får lik helning som den vestlige. Geometrien til tverrsnittet gjennom senter av dammen er gitt i Figur 7.3.



Figur 7.3: Geometrisk oppbygging av tverrsnitt senter dam for dobbeltkrum hvelvdam

7.2 Resultater fra analysen

I det følgende avsnittet presenteres resultatene fra de overnevnte analysene kategorisk. Første del tar for seg forskyvninger i horisontal og vertikal retning i hele dammen. Deretter presenteres største og minste hovedspenninger på vann- og luftside. I siste del av avsnittet presenteres lengdearmeringsbehovet i vertikal og horisontal retning både for vann- og luftside.

Merk at orienteringen til dammen i forhold til himmelretninger står spesifisert i overskriften over hver figur, og disse himmelretningene benyttes i forklaringen av hvert resultat. Figurene for hvert resultat følger direkte etter beskrivelsen for å gjøre det lettere å sammenligne resultatene for de ulike alternativene opp mot hverandre.

7.2.1 Forskyvninger

Forskyvningsmønsteret i hvelvdammen gir en god indikasjon på hvor man kan forvente å trenge armering samt i hvilke soner av dammen det kan være fare for lekkasjer. Tabell 7.2 viser en oversikt over maksimale forskyvninger for samtlige tre damalternativ.

Tabell 7.2: Resultater fra samtlige analyser

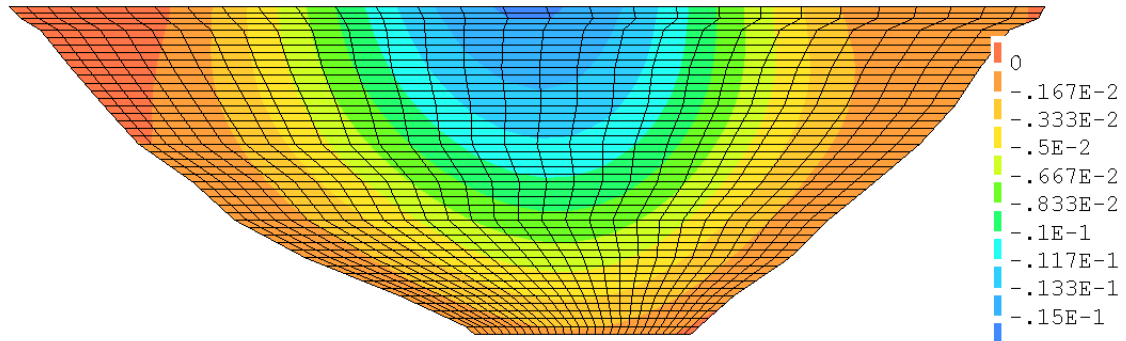
Parameter	Enhet	OpD	EKD	HYB
Forskyvning $u_{x,max}$	<i>mm</i>	15	17	15
$u_{z,max}$	<i>mm</i>	4,0	4,8	3,3

Horisontal forskyvning

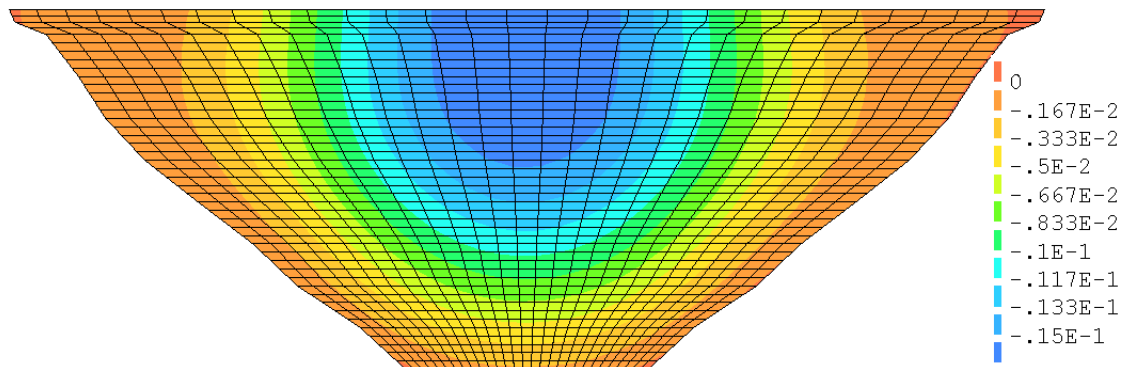
Figur 7.4 viser konturplot av forskyvninger i global x-retning. Man ser en tydelig maksimalverdi for samtlige tre design i senter av dammen i høyde med damkronen. Forskyvningene i det enkeltkrumme hvelvet brer seg betraktelig mer ut enn for de to andre alternativene og oppnår en maksimal horisontal forskyvning på 17 mm. Den dobbeltkrumme hvelvdammen, HYB, og det opprinnelige designet, OpD, har lik forskyvning på 15 mm i damkronen.

På Figur 7.4 a) ser man på venstre side i figuren et rødt parti som indikerer forskyvning i positiv x-retning. Denne forskyvningen oppstår under påføring av egenlast og skyldes at den østlige delen av dammen krummer sterkt ut mot vannsiden. Deformasjonsformen fremkommer også på Figur 7.6 a).

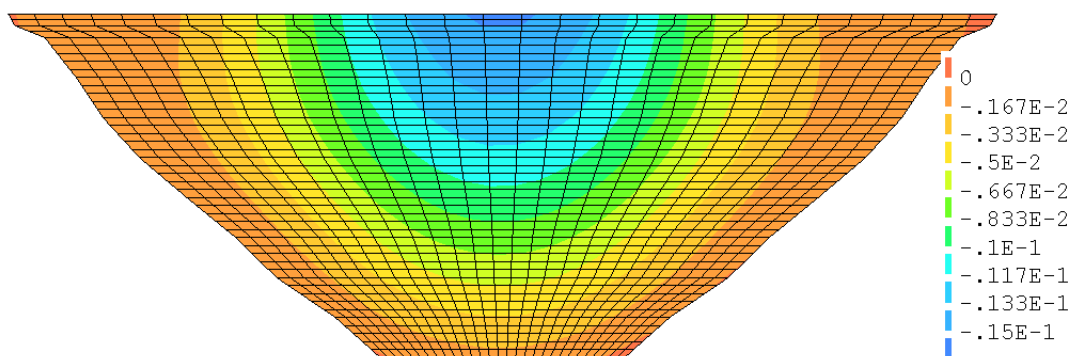
Forskyvninger i x-retning (Ø-V)



(a) Opprinnelig design



(b) Enkeltkrum hvelvdesign



(c) Dobbeltkrum hvelvdesign

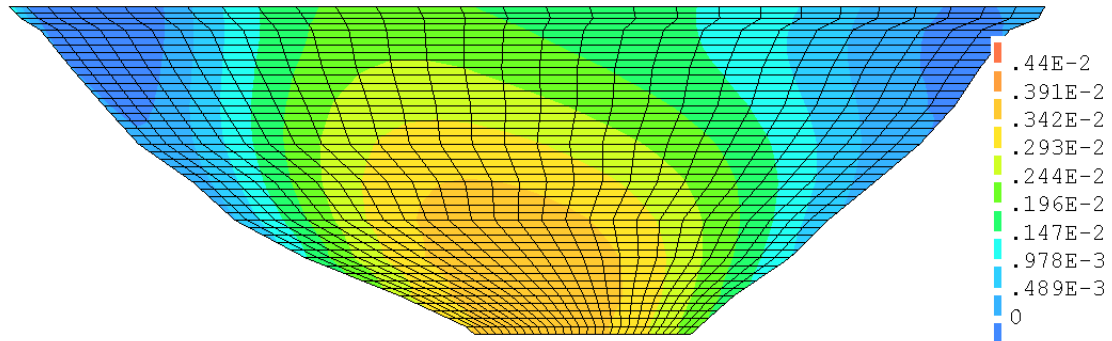
Figur 7.4: Forskyvninger i x-retning

Vertikal forskyvning

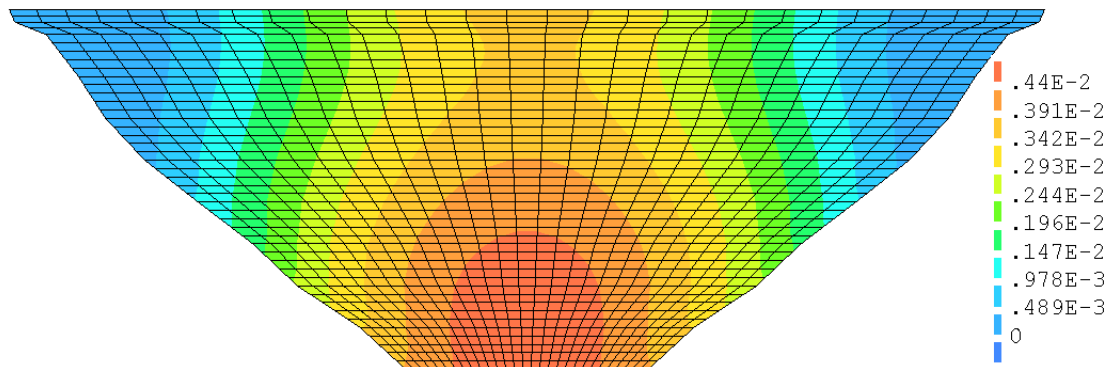
Maksimalverdien på vertikal forskyvning finner man i dammens nedre del som et lokalt oppløft på vannsiden. EKD har det største oppløftet på 4,8 mm. HYB har et oppløft på 3.3 mm, mens det opprinnelige designet får en forskyvning på 4,0 mm. Videre ser man at oppløftet for OpD har sin maksimalverdi på østlig side. For alternativene med hybriddam opptrer maksimalverdien i senter av dammen ved damtåen.

Fra Figur 7.6 b), d) og f) ser man at tverrsnittet gjennom senter dam har en oppadrettet forskyvning over hele tykkelsen av dammen. Dette er en lokal oppførsel som man kun ser i dette snittet. Samtlige alternativer oppnår kontakt med fjellvolumet på luftsiden av dammen umiddelbart på hver side av det horisontale partiet som utgjør forankringsklossen.

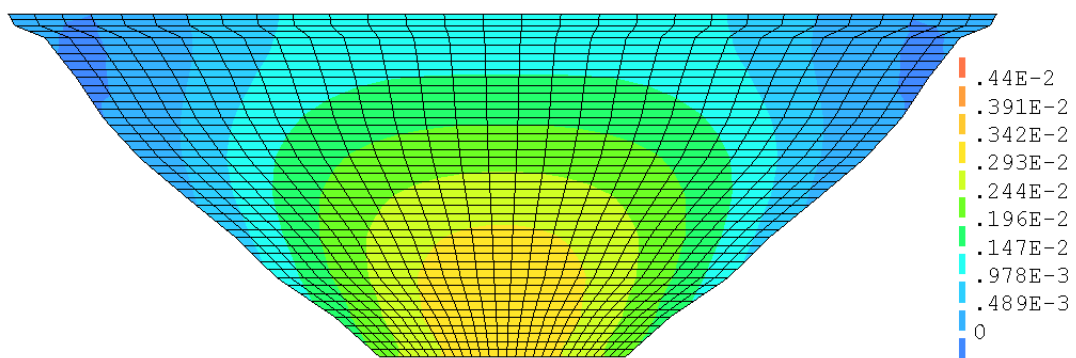
Oppløftet på vannsiden strekker seg oppover vangen på begge sider av dammen men avtar raskt for de to dobbeltkrumme hvelvtypene. For det enkeltkrumme alternativet ser man et oppløft langs store deler av vangene. En mer inngående betraktning av dette deformasjonsfenomenet er omtalt i kapittel 8.

Forskyvninger i z-retning (\emptyset -V)

(a) Opprinnelig design

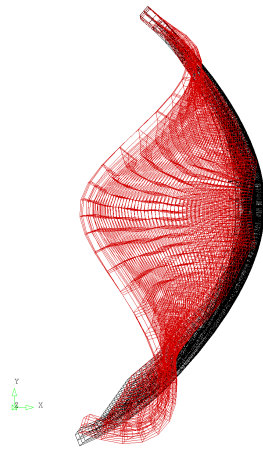


(b) Enkeltkrum hvelvdesign

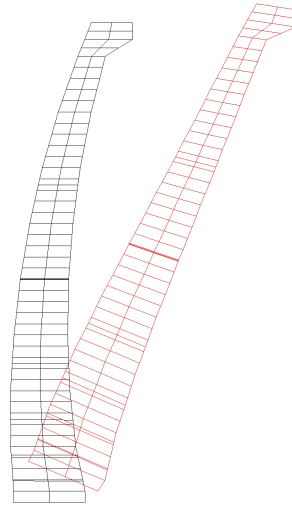


(c) Dobbeltkrum hvelvdesign

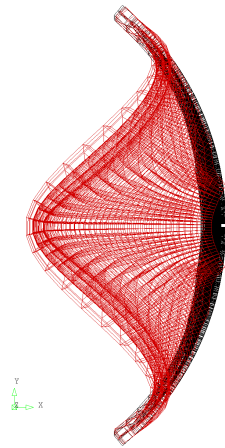
Figur 7.5: Forskyvninger i z-retning



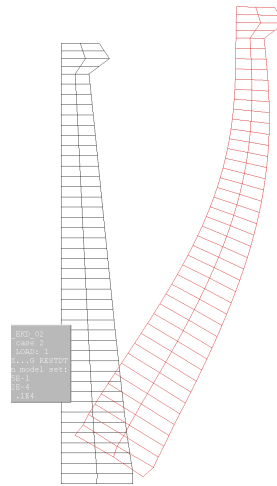
(a) Plan, OpD



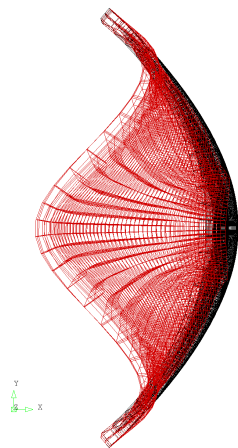
(b) Tverrsnitt senter dam, OpD



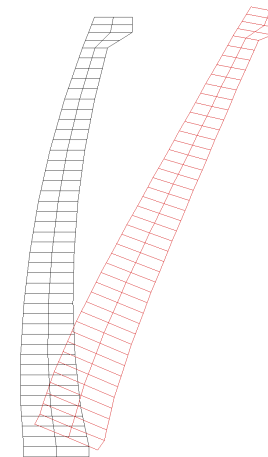
(c) Plan, EKD



(d) Tverrsnitt senter dam, EKD



(e) Plan, HYB



(f) Tverrsnitt senter dam, HYB

Figur 7.6: Deformasjonsmønster i x-retning ($skalering = 10^4/10^3$)

7.2.2 Hovedspenninger

Største og minste hovedspenninger forteller noe om hvor mye materialets kapasitet er utnyttet i strekk og trykk. Tabell 7.3 viser maksimalverdier for hovedspenninger for de tre damalternativene. Disse maksimalverdiene er svært konsentrert rundt enkelte punkter langs vangen.

Tabell 7.3: Resultater fra samtlige analyser

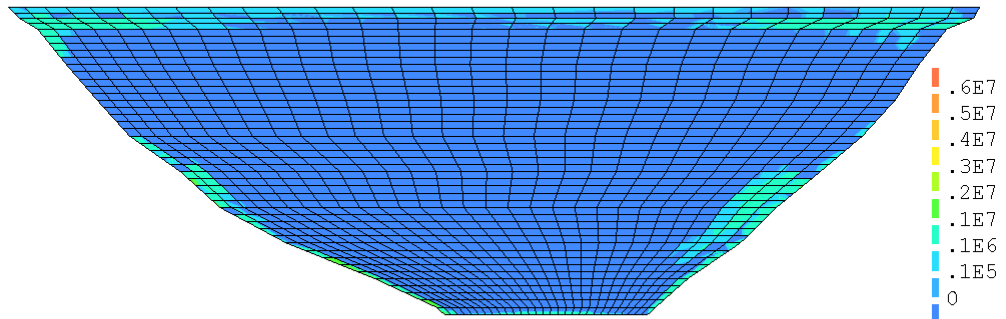
Parameter	Enhet	OpD	EKD	HYB
Hovedspenning $\sigma_{1,max}$	<i>MPa</i>	6,4	4,53	5,83
$\sigma_{3,min}$	<i>MPa</i>	-11,8	-12,0	-10,3

Maksimal tillatte strekkspenning i betongen er i henhold til NS3473 $f_{td} = \frac{f_{tk}}{1,4} = \frac{2,9}{1,4} = 2,07MPa$ for betongkvalitet B35. Derfor er det satt som krav til damalternativene at ingen punkt i damhvelvet skal overskride denne verdien. Man ser likevel maksimalverdier langs vangen som er langt over tillatt strekkspenning i alle de tre alternativene. Dette skyldes at analysen er gjennomført på et lineær-elastisk materiale uten armering der det tillates strekkspenninger over den tillatte verdien. Det endelige armerte designet vil likevel ikke ha strekkspenninger over f_{td} .

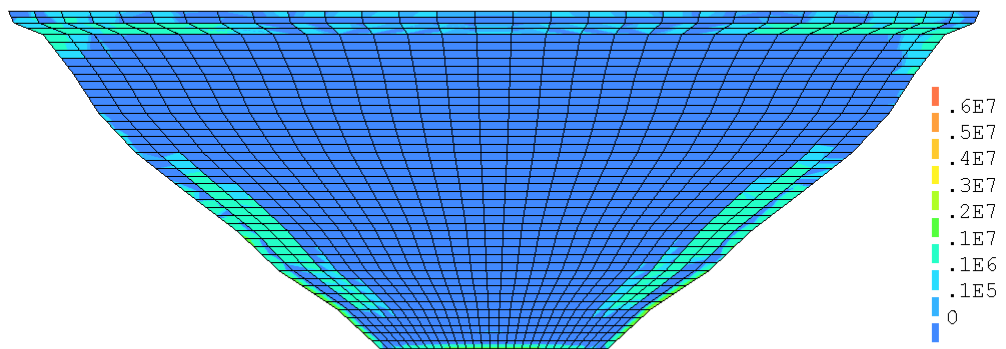
Videre ser man at strekkspenningene i all hovedsak opptrer på dammens luftside. Inn mot begge sidene av dammen ser man at strekkspenningene forflyttes over på vannsiden, men her med lavere intensitet. Denne spenningsfordelingen samsvarer godt med modellen av et sirkelsegment som er fast innspent i hver ende slik som omtalt i avsnitt 3.2.2.

Største trykkspenning (σ_3) er de dominerende spenningene i samtlige tre damalternativ. Trykkspenningens maksimalverdi er i henhold til NS3473 $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} = \frac{35}{1,4} = 25,0MPa$. Det er derfor satt som krav at ingen punkter i dammen skal ha en σ_3 som overskrider denne verdien. Tabell 7.3 viser at dette kravet er tilfredsstilt. Fra Figur 7.10 ser man at det oppstår store trykkspenninger i innfestningen mot fjellet. Ellers ser man noe høyere trykkspenninger på vannsiden for alternativet med enkeltkrum hvelvdam.

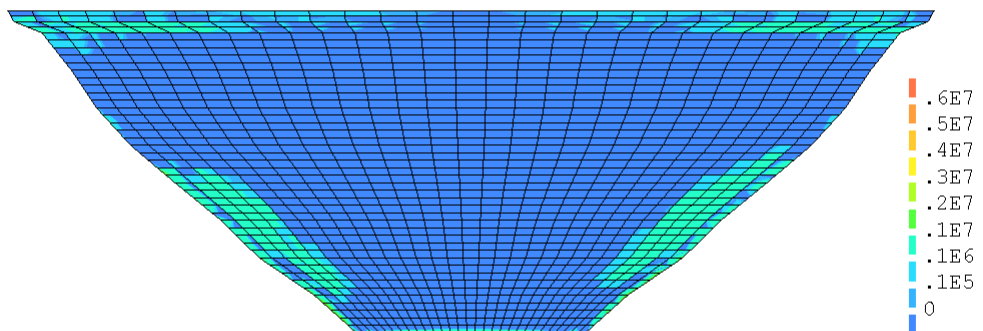
En annen viktig bemerkning når det gjelder hovedspenninger er at ingen elementer i damhvelvet i noen av de tre damalternativene har en spenningsssituasjon med strekk i alle retninger. Med andre ord er den maksimale hovedtrykkspenningen lavere enn null for alle elementer i hvelvet. Eneste unntak er noen svært få punkter langs undersiden av dammen og langs vangene.

Største hovedspenning σ_1 på vannsiden (\emptyset -V)

(a) Opprinnelig design

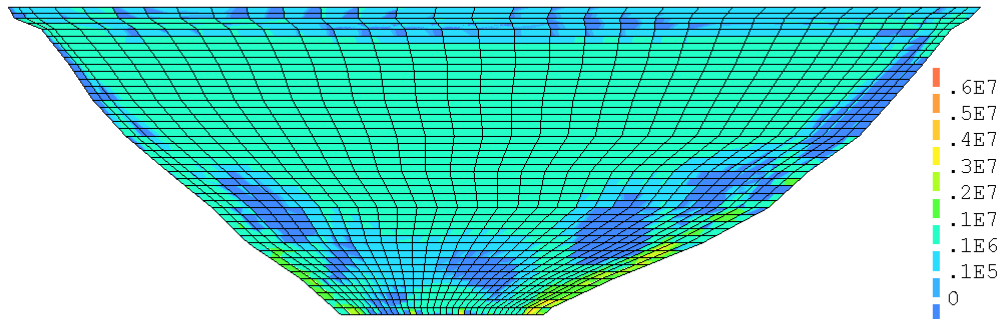


(b) Enkeltkrum hvelvdesign

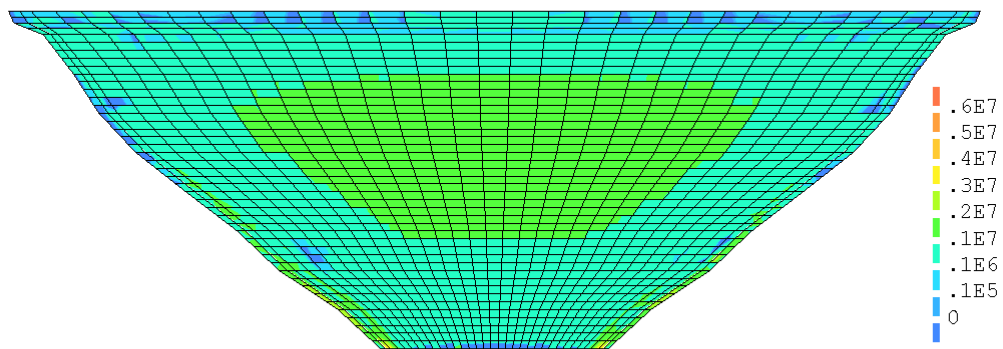


(c) Dobbeltkrum hvelvdesign

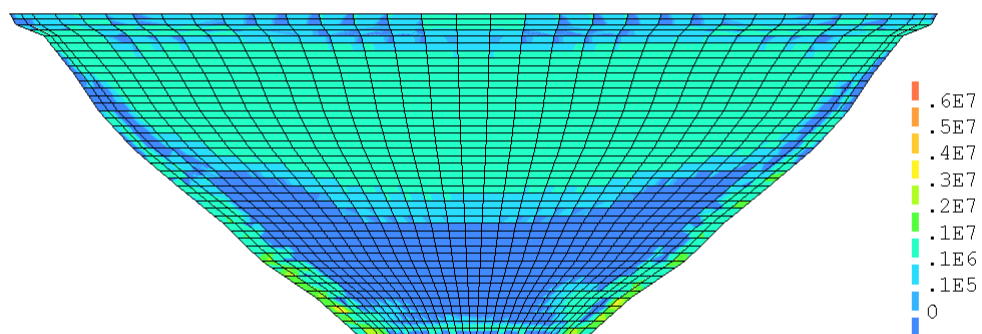
Figur 7.7: Hovedstrekkspenninger på vannside for de tre designalternativene

Største hovedspenning σ_1 på luftsiden (V-Ø)

(a) Opprinnelig design

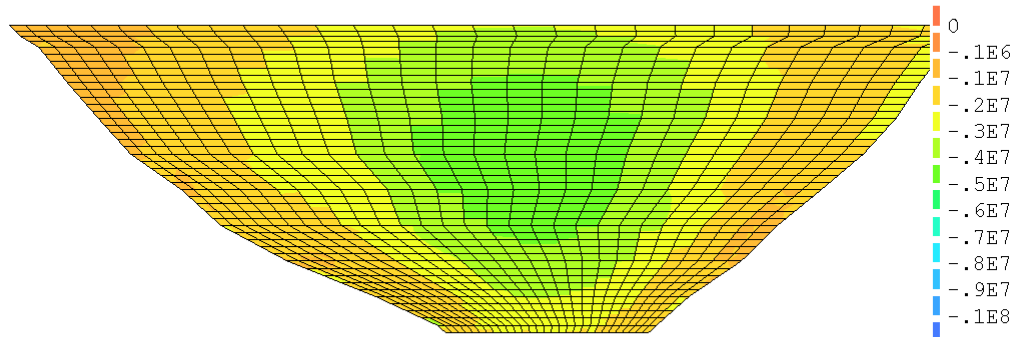


(b) Enkeltkrum hvelvdesign

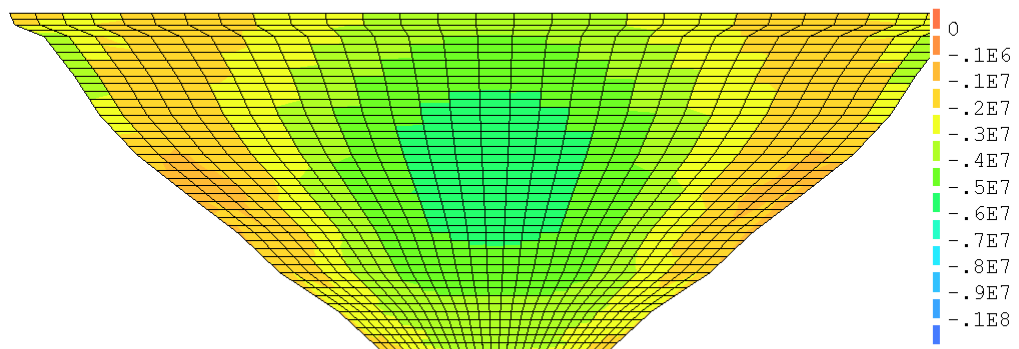


(c) Dobbeltkrum hvelvdesign

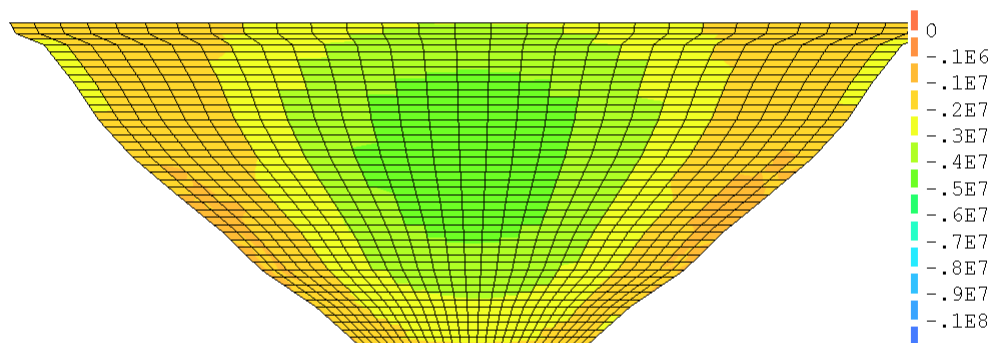
Figur 7.8: Hovedstrekkspenninger på luftside for de tre designalternativene

Minste hovedspenning σ_3 på vannsiden (\emptyset -V)

(a) Opprinnelig design

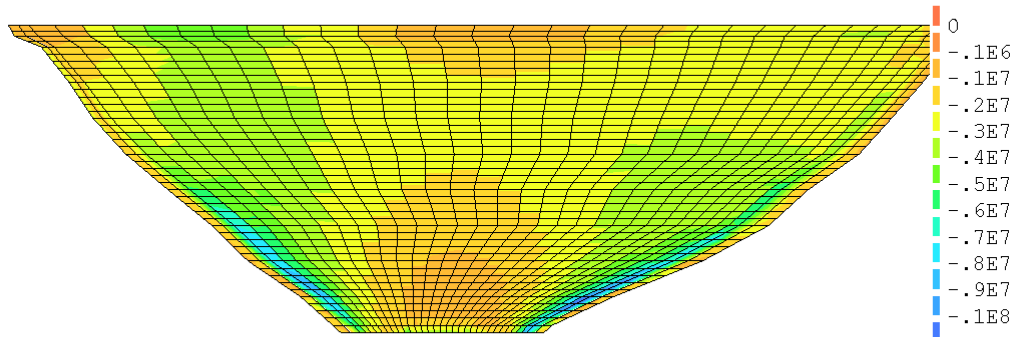


(b) Enkeltkrum hvelvdesign

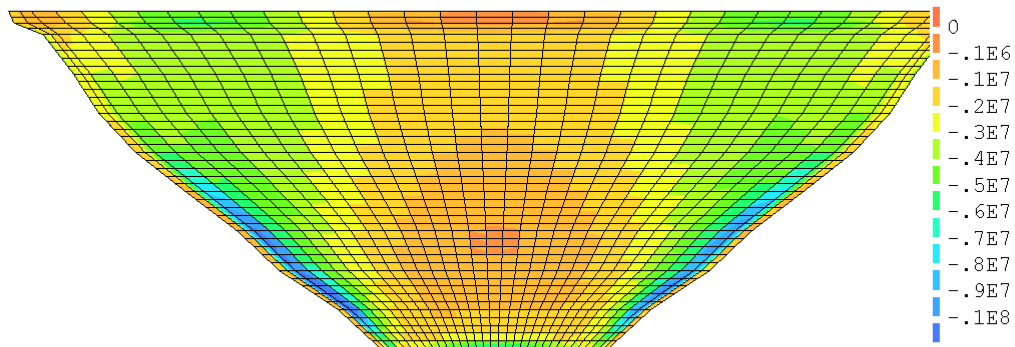


(c) Dobbeltkrum hvelvdesign

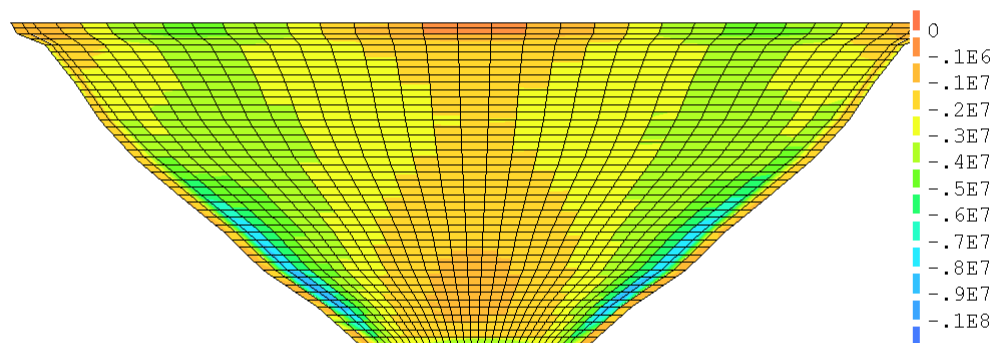
Figur 7.9: Hovedtrykkspenninger på vannside for de tre designalternativene

Minste hovedspenning σ_3 på luftsiden (V-Ø)

(a) Opprinnelig design



(b) Enkeltkrum hvelvdesign



(c) Dobbeltkrum hvelvdesign

Figur 7.10: Hovedtrykkspenninger på luftside for de tre designalternativene

7.2.3 Armering- og betongmengde

Armeringsbehovet for de tre aktuelle damalternativene er beregnet som omtalt i avsnitt 6.2.1. Armeringsmengdene som er listet opp i Tabell 7.4, er inkludert forenklet risskontroll og omfarslengde slik som omtalt i avsnitt 6.2.1. Fra tabellen ser vi at den samlede armeringsmengden er størst i vertikal retning på luftsiden for alle tre alternativ.

Tabell 7.4: Resultater fra samtlige analyser

Parameter		Enhet	OpD	EKD	HYB
Horisontal lengdearmering	Luftsiden	tonn	86,5	61,1	83,7
	Vannside	tonn	77,0	59,5	67,7
Vertikal lengdearmering	Luftsiden	tonn	101,7	126,1	83,9
	Vannside	tonn	78,3	65,2	80,0

Horisontal lengdearmering

Figur 7.11 og Figur 7.12 viser horisontal lengdearmering for alle tre damalternativ. Generelt ser man at størsteparten av dammen kun har behov for minimumsarmering. For det opprinnelige designet får man i tillegg et relativt stort armeringsbehov i øvre del på østlig side av dammen. Grovt sett kan man si at armeringsbehovet er i størrelsesorden $1000 - 4000 \text{ mm}^2/\text{m}$. Det er i dette området dammen spenner mest ut mot vannsiden, og behovet for denne armeringen kommer ved påsatt egenlast uten vanntrykk.

Når det gjelder de to dobbeltkrumme hvelvdammene, ser man et armeringsbehov også i midtre del av dammen på omlag $2000 - 10000 \text{ mm}^2/\text{m}$. Dette gjelder spesielt på luftsiden. Det enkeltkrumme damalternativet har svært lite behov for horisontal lengdearmering. Man ser likevel noe armering i dammens nedre del på luftsiden.

Vertikal lengdearmering

Figur 7.13 og Figur 7.14 viser vertikal lengdearmering for alle tre damalternativ. I midtre del av dammen på vannsiden er det for samtlige alternativ i all hovedsak kun behov for minimumsarmering. Langs vederlagene derimot ser man et relativt stort armeringsbehov, spesielt for den symmetriske dobbeltkrumme hvelvdammen. Det er også noe behov for armering i dammens øvre parti langs damkronen for alle tre alternativ.

På luftsiden derimot er behovet for armering større. For alternativet med enkeltkrum hvelvdam får store deler av midtre parti et armeringsbehov på om-

lag $5000\text{mm}^2/m$. Langs vederlagene er behovet enda større og strekker seg fra $8000 - 10000\text{mm}^2/m$. For de to dobbeltkrumme dammene er behovet for vertikal lengdearmering størst i området langs vederlagene. Her ser vi armeringsmengder i størrelsesorden $10000\text{mm}^2/m$.

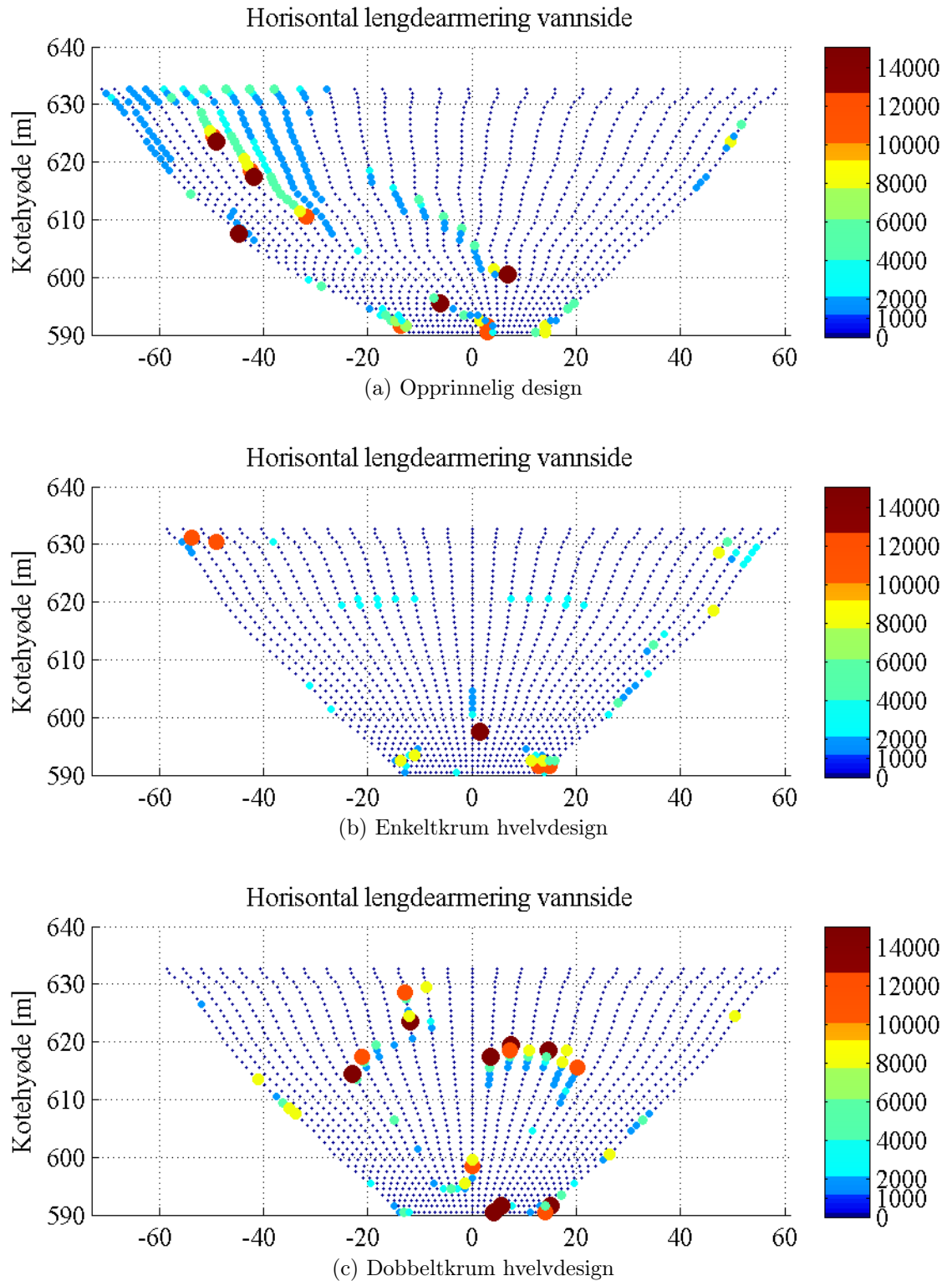
Betongmengde

Nødvendig betongmengde for de tre alternativene er gitt i Tabell 7.5. Den totale betongmengden vil øke med 16 % for det enkeltkrumme hvelvdamalternativet og 12 % for alternativet med dobbeltkrunt hvelv.

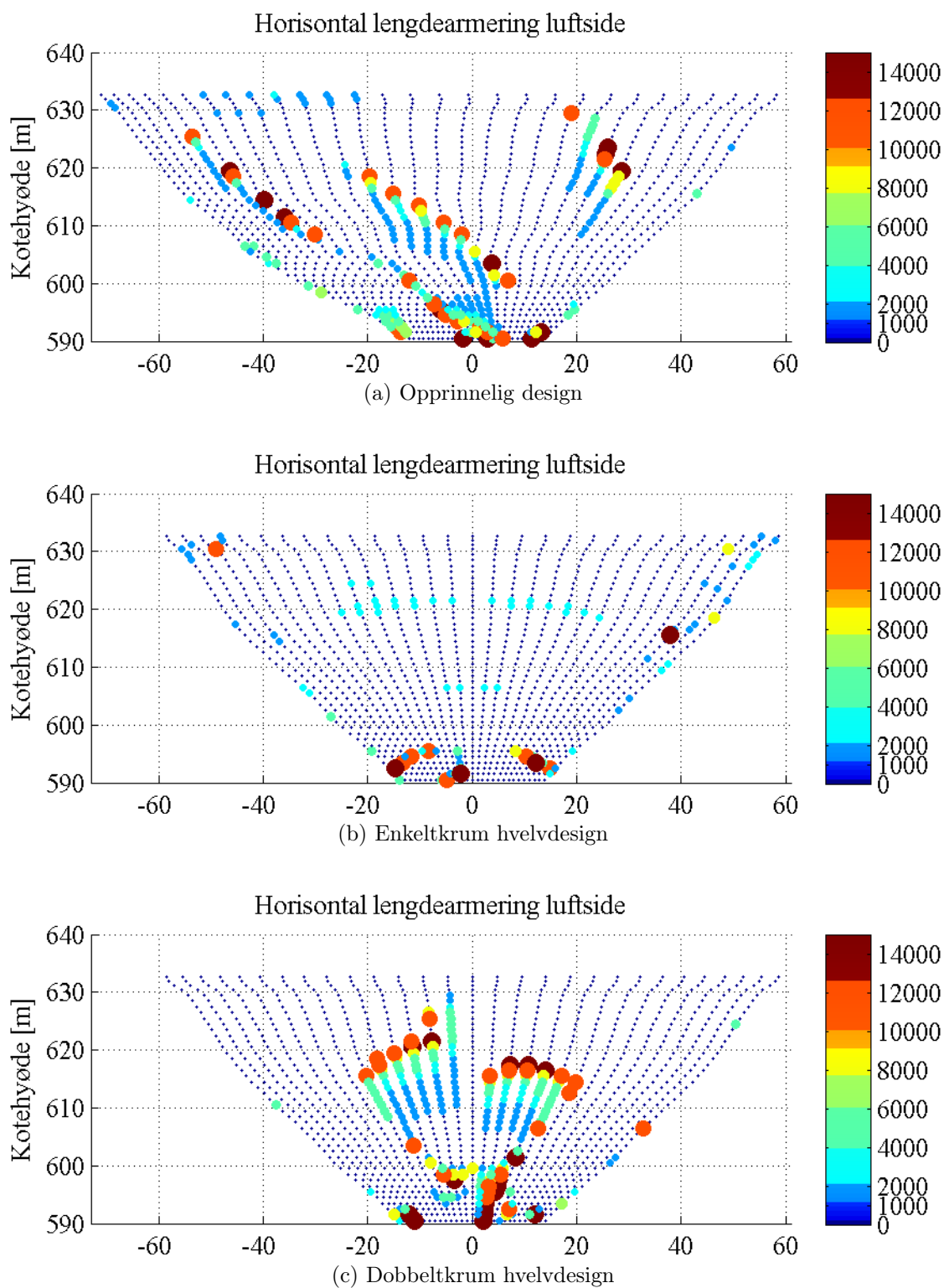
Tabell 7.5: Nødvendig betongmengde for alle tre alternativ

	Enhet	OpD	EKD	HYB
Kun hvelvdam	m^3	17096	15259	14479
Hvelvdam + massivdam	m^3	17096	19912	19132

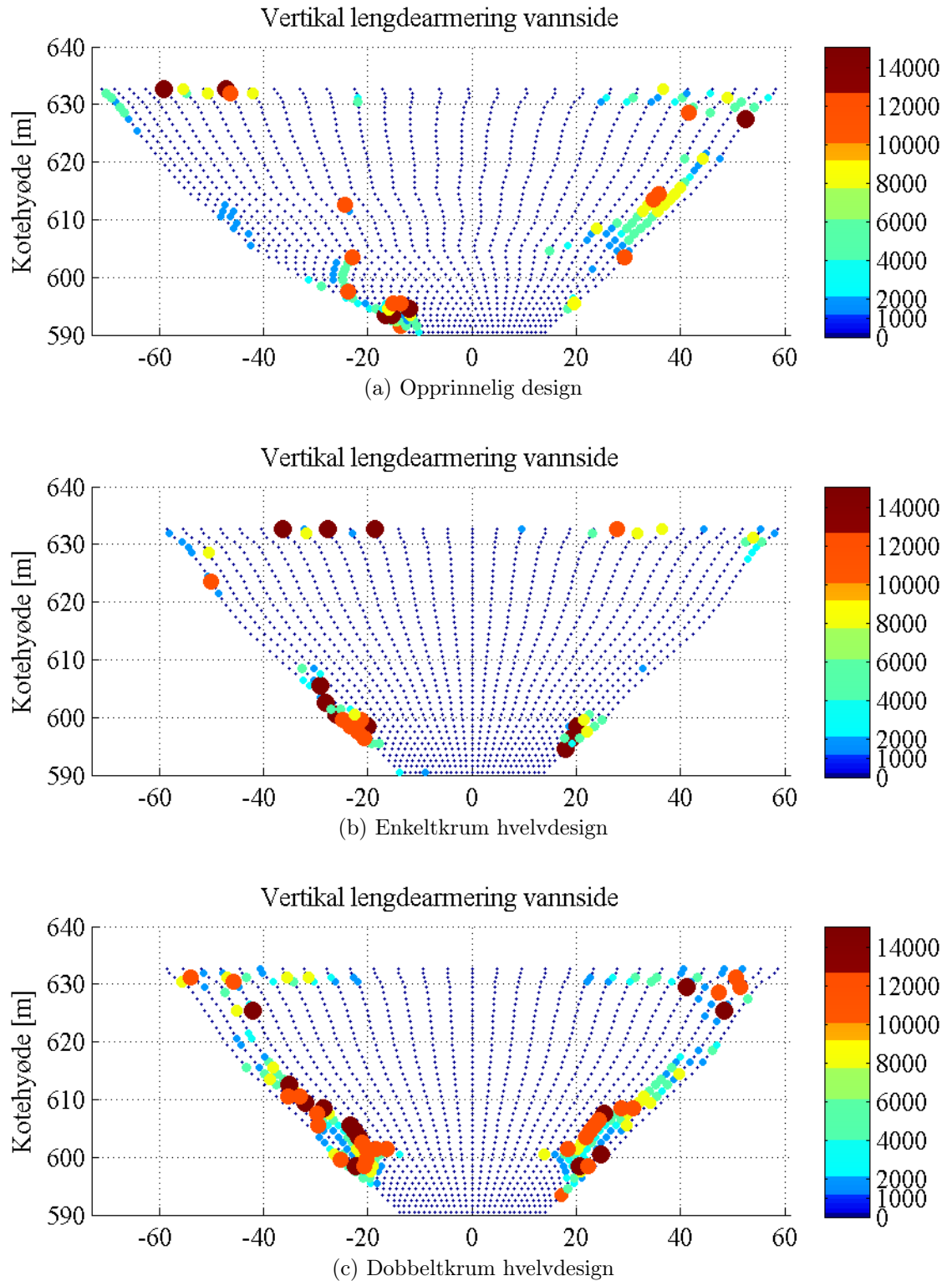
Horizontal lengdearmoring på vannsiden (Ø-V)

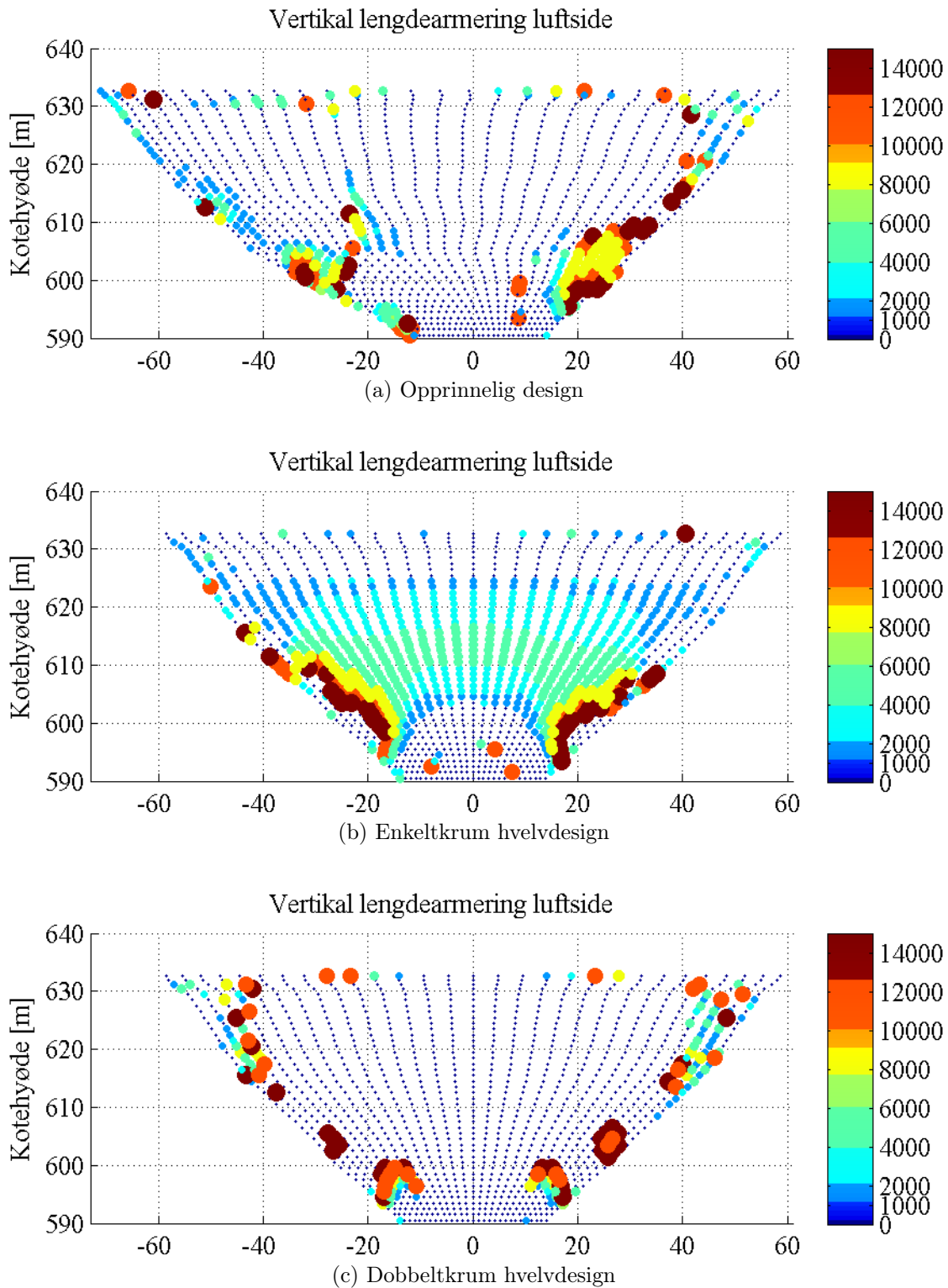
Figur 7.11: Horizontal lengdearmoring på vannside [mm^2/m]

Horizontal lengdearmering på luftsiden (Ø-V)

Figur 7.12: Horizontal lengdearmering på luftsiden [mm^2/m]

Vertikal lengdearmoring på vannsiden (Ø-V)

Figur 7.13: Vertikal lengdearmoring på vannside [mm^2/m]

Vertikal lengdearmoring på luftsiden (\emptyset -V)Figur 7.14: Vertikal lengdearmoring på luftsiden [mm^2/m]

7.3 Kostnadsestimat

Det er gjennomført en forenklet kostnadsberegning av de tre alternative hvelvdammene, samt for massivdammen. Enhetsprisene er hentet fra hovedoppgaven: *Dam Sarvsfossen: Geometrisk utforming og forbedret materialutnyttelse* [37] og baserer seg delvis på tall fra entreprenør og erfaringstall fra Multiconsult. I den samme oppgaven er det også fremskaffet kostnader for to ulike forskalingsmetoder. Alle kostnader er ekskludert mva. Det tas ikke med i betraktning de kostnader som er knyttet til:

- Prosjektering i alle faser
- Vedlikehold og tilsyn
- Risiko/usikkerhet

Disse faktorene vil variere for de tre damalternativene i ulik grad.

7.3.1 Kostnadsestimat for massivdammen

Kostnadene for massivdammen beregnes her separat og legges til for alternativene med hybriddam.

Tabell 7.6: Materialkostnader for massivdammen

Post	Mengde	Enhetspris	Kostnad [mill. NOK]
Betong	4656 m^3	2000 NOK/m^3	9,31
Lengdearmering	28,5 <i>tonn</i>	17 000 $NOK/tonn$	0,49
Forskalingsarbeid	-	2,0 mill. NOK	2,0
TOTALT			11,8

7.3.2 Kostnadsestimat for hvelvdammen

Bygge- og materialkostnadene for en hvelvdam er i aller høyeste grad avhengig av geometrien på dammen. Ulik krumning vertikalt og horisontalt, samt varierende tykkelse, vil gi svært ulik betong- og armeringsmengde. Valg av forskalingsmetode og støpesekvensen er avhengig av den vertikale krumningen, og symmetri i konstruksjonen vil åpne for muligheten til å benytte samme støpeform på begge sider av symmetriaksen. Tabell 7.7 viser materialkostnadene for samtlige tre alternativ.

Tabell 7.7: Materialkostnader for de tre hvelvdamalternativene

Post	Damalt.	Mengde	Enhetspris	Kostnad [mill. NOK]
Betong	OpD	17096 m ³	2000NOK/m ³	34,2
	EKD	15259 m ³	2000NOK/m ³	30,5
	HYB	14479 m ³	2000NOK/m ³	28,9
Lengdearmering	OpD	343,5 tonn	17000NOK/tonn	5,84
	EKD	311,8 tonn	17000NOK/tonn	5,30
	HYB	315,0 tonn	17000NOK/tonn	5,36

Armeringskostnadene fordeler seg med 7000 NOK/tonn for armeringsjern og 10 000 NOK/tonn i transport og montering.

Tabell 7.8 viser byggekostnadene for samtlige tre alternativ.

Tabell 7.8: Byggekostnader for de tre hvelvdamalternativene

Post	Damalt.	Type	Kostnad [mill. NOK]	Besparelse
Forskalingsmetode	OpD	Klatreforskaling	41,3	-
	EKD	Glideforskaling	15,4	25,9
	HYB	Glideforskaling	15,4	25,9

Besparelsen i kostnad for glideforskaling kontra klatreforskaling oppsummeres i det følgende:

Unngår alle horisontale støpeskjøter *)	13,6 mill. NOK
Kortere byggetid	6,0 mill. NOK
Besparelse i forskalingskostnader	5,8 mill. NOK
Kostnader for rigg og drift **)	0 NOK

(*) De horisontale støpeskjøtene krever ekstra forskalingsarbeid og i tillegg en rekke tiltak for å ivareta en tett konstruksjon. Disse tiltakene er installering av fugebånd, svellebånd og injeksjonsslanger. Samlet kostnad for disse tiltakene er beregnet til 4,4 mill. NOK. Se Vedlegg J for detaljer.

(**) Kostnadene for rigg og drift er normalt størst ved bruk av glideforskaling fordi støpingen må kjøres døgntkontinuerlig. Forskalingsarbeidet på Dam Sarvsfossen kjøres også delvis døgntkontinuerlig på grunn av tidspress. Derfor antas kostnaden for rigg og drift i dette prosjektet som lik for de to forskalingsmetodene [37].

Vederlagsstøp må for alle alternativene gjennomføres manuelt og i omtrent like

stort omfang. Entreprenøren mener likevel at man kan forvente en besparelse i vederlagsstøp på 0,5 mill. NOK ved alternativ med hybriddam [37].

Oppsummert vil kostnadene for de tre ulike damalternativene fordele seg slik:

Tabell 7.9: Sammendrag av undersøkte kostnader for de tre hvelvdamalternativene

Post	OpD [mill.NOK]	<i>EKD + M</i> [mill.NOK]	<i>HYB + M</i> [mill.NOK]
Materialkostnader	40,0	45,6	44,1
Byggekostnader	40,8	16,9	16,9
TOTAL	80,8	62,5	61,0
Besparelse	-	18,3 23 %	19,8 25 %

Merk at kostnadene som er listet opp i Tabell 7.9 ikke er totalkostnad for hele damprosjektet, men et utdrag av de kostnadene som ble ansett som mest sensitive for valg av damgeometri.

Kapittel 8

Diskusjon

Med utgangspunkt i de presenterte resultatene av forskyvninger, hovedspenninger og materialbehov er den optimale damgeometrien diskutert i dette kapittelet. Videre diskuteres usikkerhetene i resultatene.

8.1 Optimalt damdesign

I det følgende avsnittet diskuteres de faktorer som til sammen er med på å danne grunnlaget for valg av optimalt damdesign. Det er viktig å ta hensyn til hele livsløpet til dammen for å finne den løsningen som over tid er mest kostnadsbesparende. De viktigste faktorene i dette henseende er byggeprosessen, materialbehovet og kostnader knyttet til drift og vedlikehold.

8.1.1 Deformasjonsmønster

Deformasjonene i hvelvet og da spesielt langs vangene, er en viktig faktor som forteller noe om hvor mye og på hvilke steder en kan forvente lekkasjer i dammen. På grunn av regulering av magasin og endring i temperatur og opptredende laster vil deformasjonene variere over tid. Disse bevegelsene kan skape økt lekkasje og økt behov for vedlikehold.

Deformasjonen for hver av de tre damgeometriene er dominert av horisontal forskyvning i hvelvets øvre del, samt vertikalt oppfløft i dammens nedre parti. Størrelsen på disse forskyvningene er blant annet avhengig av den vertikale og horisontale krumningen og tykkelsen i hvelvet.

Horisontal forskyvning

Av hensyn til den svake geologiske tilstanden på vestlig vange er det ikke utarbeidet damalternativ som har en større krumning enn det opprinnelige designet i noen av de horisontale seksjonene. En konsekvens av dette er at den enkeltkrumme dammen får en sterkt redusert krumning i nedre del av dammen i forhold til alternativene med dobbeltkrumbt hvelv. Den reduserte krumningen fører til at horisontal forskyvning blir markant større.

Fra spenningsplottene i Figur 7.8 ser man store strekekspenninger i det enkeltkrumme damhvelvet på luftsiden, noe som tyder på at hvelvet ikke overfører trykkreftene ut til vangen på en optimal måte. Det er på bakgrunn av dette grunn til å tro at den horisontale krumningen har stor innflytelse på horisontal forskyvning. En konsekvens av dette er at det er spesielt viktig å benytte optimal krumning i alle høyder i dammen ved dalprofiler som har en utpreget V-form. Denne observasjonen støttes forøvrig i litteraturen [19].

I dammens øvre del på østlig side i det opprinnelige designet ser man en betraktelig horisontal forskyvning ut mot vannsiden under påsatt egenlast. Denne delen av dammen spenner kraftig ut mot vannsiden, og følgelig vil tverrsnittsgeometrien her ha et tyngdepunkt som ligger langt ut mot vannsiden. Det er likevel knyttet usikkerhet til hvorvidt denne forskyvningen kommer til uttrykk i virkeligheten fordi mye av deformasjonen skjer gradvis under bygging slik at nye støpeklosser støpes på deformert geometri.

Vertikal forskyvning

Det fremkommer et markant større oppløft for det enkeltkrumme hvelvet i forhold til det dobbeltkrumme, selv om det enkeltkrumme hvelvet er tilegnet en økt tykkelse på 10 %. Den vertikale krumningen fører til et tyngdepunkt i damhvelvet som befinner seg lenger ut mot vannsiden enn for hvelvet uten vertikal krumning. Det er derfor grunn til å tro at den vertikale krumningen er med på å holde dammen nede på vannsiden.

Det enkeltkrumme alternative får et oppløft langs hele vangen på østlig og vestlig side. For alternativene med vertikal krumning skjer oppløftet kun i dammens nedre halvdel. Dette skyldes trolig det gunstige tyngdepunktet mot vannsiden for de to dobbeltkrumme dammene. I tillegg får disse en forskyvning ut mot vannsiden før vanntrykket settes på.

På grunn av asymmetrien i det opprinnelige designet får man et asymmetrisk for-

skyvningsmønster. Oppløftet blir størst på østlig side der dammen lener seg mest mot vannet. Grunnen til dette kan være at oppdriftens vertikalkomponent er størst på denne siden av dammen.

Tykkelsen i damhvelvet har også trolig en innvirkning på den vertikale forskyvningen. Oppdriften er satt på med full intensitet i halve tykkelsen av dammen, og ved økt bunntykkelse vil følgelig denne oppadrettede kraftkomponenten øke. På den andre siden vil økt tykkelse også bidra til økt tyngde i dammen og følgelig gi en nedadrettet kraftkomponent.

8.1.2 Spenningsbildet

For følgende diskusjon vises det til konturplot av hovedspenninger gitt i avsnitt 7.2.2, samt plot av armeringsbehov gitt i avsnitt 7.2.3. På bakgrunn av disse resultatene drøftes de konstruksjonsmessige egenskapene til de tre ulike damalternativene.

Spenninger midt i damhvelvet

Ved å studere største hovedspenning (σ_1) på luftsiden av dammen, ser man at det enkeltkrumme damalternativet skiller seg betraktelig ut fra de to alternativene med dobbeltkrumt hvelv. Den enkeltkrumme dammen får relativt store strekkspenninger i hele midtre del av hvelvet. Disse strekkspenningene er orientert i vertikal retning og gir dermed et stort vertikalt armeringsbehov på luftsiden av dammen (se Figur 7.14 (b)). Trolig skyldes denne spenningstilstanden at den enkeltkrumme dammen har en mindre horisontal krumning enn de to dobbeltkrumme hvelvdammene.

Strekkspenningen for de to dobbeltkrumme hvelvdammene har en mer horisontal orientering, noe som fører til horisontal armering i midtre del av dammen. Dette viser en klar forskjell i hvordan den enkeltkrumme dammen fører kreftene ut til vederlagene i forhold til de to dobbeltkrumme dammene.

På østlig side i opprinnelig design får man et behov for horisontal lengdearmering på vannsiden i størrelsesorden $1000 - 4000 \text{ mm}^2/\text{m}$. Dette armeringsbehovet fremkommer ikke for de symmetriske damalternativene. Armeringsbehovet skyldes store strekkspenninger i dette området ved påsatt egenlast, fordi denne delen av dammen spenner kraftig ut mot vannsiden.

Spenninger langs vederlagene

På vannsiden av dammen beregnes et relativt stort armeringsbehov i vertikal retning i området langs vederlagene. Dette gjenspeiler seg i konturplottene som viser relativt store hovedspenninger orientert i vertikal retning. Effekten er noe mindre for den enkeltkrumme dammen i forhold til de dobbeltkrumme dammene.

Dammens randbetingelser er som kjent modellert slik at det ikke oppstår strekkspenninger i kontaktflaten mellom fjell og dam. Strekkspenningene langs vederlagene kommer likevel trolig fordi dammen holdes nede av sin egen tyngde, samtidig som den blir presset mot luftsiden av vanntrykket.

En viktig bemerkning med resultatene fra armeringsbergingene er at det ikke er behov for armering i området ved damfundamentet for noen alternativ. Eneste unntak er et moderat armeringsbehov i horisontalretningen på luftsiden av dammen for de to dobbeltkrumme damalternativene. Dette er ikke som forventet da armeringstegningene som er utarbeidet av Multiconsult, [24, 25, 26], viser stort armeringsbehov i vertikalretning på både luft- og vannside. Dette kan skyldes at armeringsbehovet i vertikalretningene fremkommer ved en annen lastsituasjon enn de som er modellert i denne oppgaven. En annen forklaring er at de to ulike modellene beregner spenninger noe ulikt i dette området.

8.1.3 Forskalingsmetode

Det er i denne rapporten undersøkt kostnadene ved bruk av to ulike forskalingsmetoder. Den første går ut på å benytte klatreforskaling og støpe hver seksjon i et byggemønster som gjør dammen stabil under bygging, selv om hver vertikale lamell ikke er stabil alene. Den andre byggemetoden er å benytte glideforskaling og støpe vertikale lameller kontinuerlig fra bunn til topp. Dette krever at hver lamell er stabil i hele byggefasen.

Fra kostnadsestimatet i avsnitt 7.3.2 ser man at forskjellen i valg av forskalingsmetode er veldig stor. Materialkostnadene for damalternativene med hybriddam er noe høyere enn for opprinnelig design, men likevel lønner det seg økonomisk sett å velge en løsning som gjør det mulig å benytte glideforskaling og støp av vertikale lameller.

8.1.4 Andre faktorer

Det er også flere andre faktorer som vil variere med valg av damdesign. Disse faktorene er vanskeligere å kvantifisere, men en kvalitativ drøfting er presentert i

det følgende.

Redusert risiko

Det er grunn til å tro at risikoen i byggefasen reduseres for alternativene med hybriddam. Grunnen til dette er at byggetiden reduseres ved bruk av glideforskaling og kan dermed utføres over en sommersesong. Dette eliminerer risikoen for skader som er knyttet til blant annet byggearbeider i et kaldt klima, merarbeid i forbindelse med oppvarming av betong og arbeid i mørke.

Som følge av en enklere og raskere byggeprosess vil risikoen for forsinkelser trolig reduseres. Dette fører til at den økonomiske risikoen for tapt kraftproduksjon også reduseres.

Besparelser i prosjekteringsfasen

Ved et asymmetrisk hvelvdamalternativ må høyre og venstre side av dammen prosjekteres hver for seg. Dette gir blant annet flere unike armeringstegninger og en mer intrikat støpeprossedyre, som igjen generer økte prosjekteringskostnader i forhold til et symmetrisk hvelvdamdesign. På den andre siden vil prosjekteringen av selve massivdammen være en økt prosjekteringskostnad for alternativene med hybriddam.

Flomavledning

Redusert overløpslengde vil øke vannstanden over dammen ved flom. Sjølie og Bakken [37] konkluderer med at den reduserte overløpslengden for alternativene med hybriddam vil øke overløpshøyden med 0,1 meter. Denne økningen ansees som uproblematisk både med hensyn til økte spenninger i hvelvet og NVE's krav til flomavledning.

Estetikk og miljøhensyn

En hvelvdam med kunstig vederlag kan for noen oppfattes som mindre elegant og praktfull i terrenget. Evalueringen av estetikken er likevel svært subjektiv. Massivdammen vil stikke noe ut på hver side av damhvelvet og på den måten være et større inngrep i naturen. Betongmengdene øker med omlag 12 %, og det totale lengdearmeringsbehovet er beregnet til å være nokså likt for alle alternativene. Ut i fra et miljøperspektiv er derfor ikke hybriddam den mest optimale løsningen.

8.2 Usikkerhet

I dette avsnittet diskuteres de usikkerhetene som finnes i ulike deler av oppgaven. Det er valgt å fokusere på de faktorene som er mest utslagsgivende for konklusjonen på oppgaven.

8.2.1 Modellen

Den numeriske modellen danner grunnlaget for hele oppgaven. Resultatene fra analysen av de ulike geometriene benyttes til å vurdere hvilke damalternativ som er mest gunstig og samtidig hva den relative besparelsen er i forhold til opprinnelig design. Dette betyr at unøyaktigheter i modellen vil kunne påvirke konklusjonen i stor grad.

Det er lagt ned mye arbeid i å kontrollere resultatene fra den numeriske modellen, både opp mot ANSYS-modellen og målte forskyvninger i den virkelige dammen. Sammenlikningen viser godt samsvar når det gjelder forskyvninger både i damkronen og ved dammens nedre del. Derfor anses modellens nøyaktighet generelt sett som tilfredsstillende. Når det gjelder hovedspenninger, ser man tilfredsstillende samsvar midt i damhvelvet både i mønster og intensitet. Langs vangen ser man noe høyere maksimalverdier i ANSYS-modellen. Dette skyldes trolig følgende faktorer:

Elementnett og -type

Elementnettet i ANSYS-modellen er relativt mye finere enn i DIANA-modellen. I lengden av dammen er det i ANSYS-modellen tilegnet omlag 100 elementer mot 29 elementer i DIANA-modellen. Et for grovt elementnett kan gi unøyaktige spenningsresultater [11]. Det er i DIANA-modellen valgt å benytte HX24L element og samtidig tilegne det funksjonen BUBBLE. Dette gjør at det i størst mulig grad ligner på elementtypen som er benyttet i ANSYS. Det er likevel knyttet usikkerhet til hvorvidt elementene beregner spenninger og tøyninger på lik måte.

Kontaktbetingelser mot fjell

Kontaktbetingelsen mot fjell modelleres i ANSYS-modellen ved hjelp av kontakt-elementer, mens det i DIANA-modellen er benyttet interface-elementer. Begge elementtypene har null strekkapasitet og skjærkapasitet tilsvarende $\tan(\phi) = 1,0$. Likevel er det usikkert om de to ulike kontaktbetingelsene beregner spenninger og tøyninger ulikt.

8.2.2 Armering

Armeringsberegningen baserer seg på membran-krefter og -momenter som er beregnet i DIANA på bakgrunn av spenningsanalysen. Det er vist i Vedlegg E at et for grovt elementnett vil overestimere membrankrefter og -momenter, og følgelig vil de beregnede armeringsmengdene inneha en viss usikkerhet dersom elementnettet ikke er tilstrekkelig fint. På grunn av komplisert geometri og randbetingelser er det svært vanskelig å kontrollere de opptredende spenningene i damhvelvet.

En annen feilkilde er at det i denne oppgaven er benyttet Eurokode 2 til beregning av armeringsmengde og utnyttelsesgrad for alle damalternativ inkludert det opprinnelige designet. Det er knyttet usikkerhet til om den relative armeringsbesparelsen vil bli den samme om NS3473 ble benyttet. Multiconsult gjennomførte beregninger av armeringen med begge standardene og viste et redusert beregningsmessig behov for lengdearmering på omlag 10% ved å benytte NS3473 [37]. Dette viser at de to ulike standardene beregner lengdearmering forholdsvis likt, og feilen i armeringsmengde på grunn av valg av standard ansees derfor som liten og konservativ.

Samtlige armeringsberegninger er gjort ved bruk av Sandwich-metoden og deretter kontrollert med Iterasjonsmetoden. Sandwich-metoden beregner nødvendig armering uten å ta hensyn til ikke-lineære effekter, og kan dermed gi et galt utgangspunkt for Iterasjonsmetoden. Det er svært vanskelig å kontrollere disse beregningene på grunn av dammens geometri og randbetingelser.

Det opprinnelige designet har et stort behov for skjærarmering. Det har ikke vært tid for å beregne skjærarmeringen for damalternativene i denne oppgaven, men det er grunn til å tro at de symmetriske damalternativene vil få mindre behov for skjærarmering. Dette begrunnes ut i fra konturplot av skjærkreftene for samtlige alternativ (se Vedlegg K)

8.2.3 Optimalt design

Målet med denne oppgaven var å finne en forbedret geometriske utforming av Dam Sarvsfossen. Det er knyttet usikkerhet til om den foreslåtte damgeometrien virkelig er den mest optimale av følgende grunner:

- Dam Sarvsfossen har en svært komplisert geometrisk utforming. Opptredende spenninger er sensitive til små variasjoner i vertikal og horisontal krumning, samt hvelvtykkelse i ulike høyder i dammen. Det finnes også svært mange ulike måter de vertikale og horisontale buene i en hvelvdam kan tegnes opp på. Denne oppgaven har fokusert på sirkelbuer med lik sirkelsenter

for begge sider av dammen, men teoretisk sett kan andre oppbygginger av geometrien gi en mer optimal materialutnyttelse.

- Det ble underveis i optimaliseringsprosessen valgt å fokusere på en hybriddam bestående av hvelvdam med kunstig østlig vederlag. En geometrisk utformet hvelvdam over hele bredden av dalprofilet som tilfredsstiller kravene til glideforskaling kunne muligens gitt sparte materialkostnader. Dette kunne blitt gjort ved å variere sirkelsenteret på østlig og vestlig side av dammen.
- Ved optimalisering av damgeometri er det for denne oppgaven valgt å ikke utnytte trykkapasiteten i betongen i større grad enn det opprinnelige designet. Grunnen til dette er at analysene som er gjennomført i denne oppgaven ikke inkluderer alle lastsituasjonene som det settes krav om i *Retningslinjer for dimensjonering av betongdammer*. Hvis man hadde gjort en mer omfattende analyse med alle de dimensjonerende lastene, kunne man muligens utnyttet materialene mer og dermed spart materialkostnader.
- Oppgaven er begrenset til å se på alternativ med hvelvdam som hovedkonstruksjon i det aktuelle damstedet. Selv om dette valget er velbegrunnet og praktisk gjennomførbart, kan man ikke være helt sikker på at andre damalternativ eller damsteder kunne vært en mer kostnadsbesparende løsning.

8.2.4 Estimering av kostnader

Beregning av kostnadsbesparelse er i denne oppgaven utført ved å beregne kostnader for materialer og forskalingsmetode for det opprinnelige designet og de to alternativene med hybriddam. Deretter er den relative kostnadsbesparelsen beregnet. På grunn av følgende faktorer er det knyttet usikkerhet til denne kostnadsestimeringen:

- Det er gjort et svært forenklet estimat av nødvendig armeringsmengde i bruksgrensetilstanden. Lastene som er påført er bruddsgrenselaster, og rapporten viser større forskyvninger i bruksgrense enn i bruddgrensetilstand. Det er usikkert om den relative besparelsen i armering ville blitt den samme om en mer detaljert risskontroll hadde blitt gjennomført.
- Kostnadene knyttet til byggemetode er basert på estimat fra entreprenør og inneholder en viss usikkerhet. Det er også antatt at det hybriddammen med dobbeltkrumt hvelv, HYB, får de samme byggekostnadene som hybriddammen med enkeltkrumt hvelv, EKD. Til dette er det knyttet usikkerheter fordi HYB krever at forskalingen tar høyde for vertikal krumning. Støpeformene trenger likevel ikke å krumme i vertikalplanet da hver horisontale seksjon er rett.

Kapittel 9

Konklusjon

Formålet med denne oppgaven har vært å vurdere alternative damdesign for Dam Sarvsfossen i Bykle kommune på bakgrunn av tilgjengelig litteratur, samtaler med erfarne ingeniører og ved numeriske analyser.

Den numeriske modellen av det opprinnelige designet beregner forskyvninger med tilfredsstillende nøyaktighet i forhold til de målte forskyvningene i den virkelige dammen. Metoden som er benyttet anses derfor som pålitelig og velegnet til å finne et optimalt damdesign.

Resultatene av analysen på det opprinnelige designet viser en helt klar ugunstig spenningstilstand i dammens øvre del på østlig side. Dette resulterer i et relativt stort behov for lengdearmering lokalt i dette området. Tverrsnittene langs østlig vange tilfredsstillende ikke stabilitetskravene for bruk av glideforskaling. Derfor er klatreforskaling, som har en langt høyere estimert byggekostnad, benyttet. Dette er en direkte konsekvens av at Dam Sarvsfossen har et asymmetrisk design ved at vinkelutslaget er betraktelig større på østlig side.

Ved å utføre Dam Sarvsfossen som en hybriddam bestående av en dobbeltkrum hvelvdam og massivdam på østlig side, oppnår man et symmetrisk hvelv og vertikale lameller som tilfredsstillende stabilitetskravene for glideforskaling. Dette gir en besparelse i byggekostnader på 23,9 mill. NOK. De totale materialkostnadene for hybriddam blir 4,1 mill. NOK høyere som følge av økt totalt betongvolum. Total lengdearmering for hybriddammen blir tilnærmet det samme som i det opprinnelige designet.

På grunn av dalprofilets V-form og den svake geologiske tilstanden til fjellet på vestlig side bør hvelvet i hybriddammen utføres med vertikal krumning. Dette gir lavere materialkostnader for betong og armering i forhold til et enkeltkrumt hvelv. I tillegg blir oppløftet i dammens nedre del redusert.

Anbefaling til videre studier

Det anbefales å rette fokuset for videre studier på følgende:

- Bruk av optimaliseringsprogram
- Utarbeide modell for fullstendig dimensjonering

Et optimaliseringsprogram for hvelvdammer slik det er presentert i avsnitt 3.3 kunne blitt benyttet til å undersøke langt flere geometriske utforminger. Spesielt interessant ville det vært å undersøkt utforminger av en hvelvdam over hele bredden med unike sirkelsenter for vestlig og østlig side, som i tillegg består stabilitetskravene til glideforskaling.

Ved å gjennomføre spenningsanalyser som inkluderer alle aktuelle lasttilfeller vil optimaliseringen bli uavhengig av analysene av det opprinnelige designet, og man kan muligens utnytte materialene i større grad enn det er gjort i denne rapporten. For å redusere usikkerheten rundt armeringsberegningene kunne et mer avansert beregningsverktøy, som for eksempel MultiCon, blitt benyttet.

Figurer

1.1	Dam Sarvsfossen kort tid før ferdigstilling [10]	1
2.1	Oversiktsfigur av Dam Sarvsfossen	4
3.1	Enkeltkrum hvelvdam (konstant radius) [19]	8
3.2	To typer dobbeltkrum hvelvdam [19]	9
3.3	To ulike utførelser av støpearbeidet på hvelvdam	10
3.4	Grenseverdier for avvik fra radiell kontaktflate [28]	11
3.5	Oppbygning av tverrsnitt gjennom senter dam	13
3.6	Prøvelastmetoden med tre buer og tre kragbjelker	14
3.7	Tverrsnitt gjennom massivdam med opptredende dimensjonerende laster	17
3.8	Positive retninger for generaliserte krefter og momenter [5]	19
3.9	Ikke-lineær stivhetsrelasjon [5]	20
3.10	Visualisering av iterasjonsprosessen [5]	20
3.11	Positiv retning på krefter og momenter i sandwich-metoden	21
3.12	Ulike grupper av elementer [14] [36]	23
3.13	Tre ulike iterasjonsmetoder	25
4.1	Plot av FE-modell, oppstrøms (komplett modell inkl. fjell) [6]	28
4.2	Maskimal forskyvning i dammens nedre del og damkrone [6]	30
5.1	Modellen av opprinnelig geometri til Dam Sarvsfossen	34
5.2	Positiv retning på generaliserte momenter og krefter fra DIANA	38
5.3	Overfalter som er tilegnet full fastholding	39
5.4	Påsatte laster	40
5.5	Hovedspenninger i ANSYS- og DIANA-modellen	43
6.1	Utforming av Dam Sarvsfossen som hybriddam	47
6.2	Tverrsnitt gjennom senter dam for opprinnelig design og enkeltkrum dam	48
6.3	Tverrsnitts gjennom senter dam for opprinnelig og alternativt design	49

7.1	Geometrisk oppbygging av tverrsnitt senter dam for opprinnelig design	55
7.2	Geometrisk oppbygging av tverrsnitt senter dam for enkeltkrum hvelvdam	56
7.3	Geometrisk oppbygging av tverrsnitt senter dam for dobbeltkrum hvelvdam	57
7.4	Forskyvninger i x-retning	59
7.5	Forskyvninger i z-retning	61
7.6	Deformasjonsmønster i x-retning ($skalering = 10^4/10^3$)	62
7.7	Hovedtrekkspenninger på vannside for de tre designalternativene	64
7.8	Hovedtrekkspenninger på luftside for de tre designalternativene	65
7.9	Hovedtrykkspenninger på vannside for de tre designalternativene	66
7.10	Hovedtrykkspenninger på luftside for de tre designalternativene	67
7.11	Horisontal lengdearmring på vannside [mm^2/m]	70
7.12	Horisontal lengdearmring på luftside [mm^2/m]	71
7.13	Vertikal lengdearmring på vannside [mm^2/m]	72
7.14	Vertikal lengdearmring på luftside [mm^2/m]	73
B.1	Dam Sarvsfossen, Vertikalsnitt senter dam [6]	100
C.1	Antall elementer i radiell, tangentiell retning og over tykkelsen	101
C.2	Kvalitetssjekk av elementnett	102
D.1	Resultat fra stabilitetsvurdering og sammenlikning med modifisert geometri	104
E.1	Fritt opplagt plate med jevnt fordelt last [5]	107
G.1	Skjærkraft- og momentdiagram	112
G.2	Resultater fra analyse av utkrager i DIANA	113
G.3	Resultater fra analyse av utkrager i DIANA	114
G.4	Bøemomenter om x- og y-retning	115
G.5	COMPOSE-element nr. 540 med tilhørende elementer 3092 og 1816	116
G.6	Spenning i lokal y-retning for volumelementene som COMPOSE-element nr. 540 er tilknyttet	118
G.7	Oversikt over model med påsatt trykklast på 1000 kN.	121
G.8	Resultat av analysen med påsatt trykkraft på 1000kN	122
G.9	Oversikt over modell med 200 mm deformasjon i negativ y-retning	124
G.10	Normalspenning i INTERFACE-elementet som funksjon av lastinkrement	125
G.11	Skjærspenning i INTERFACE-elementet som funksjon av lastinkrement	126

H.1	Trykkspenninger gjennom senter dam for designalternativene med enkeltkrum hvelvdam	131
H.2	Trykkspenninger gjennom senter dam for designalternativene med dobbeltkrum hvelvdam	133
H.3	Tverrsnittsgeometri gjennom senter dam, med radius for vertikal krumning	134
I.1	Geometrisk oppbygging av tverrsnitt senter dam for dobbeltkrum hvelvdam	136
I.2	Deformasjoner for damalternativ MOD-02	137
I.3	Hovedspenninger for MOD-02	138
I.4	Armeringsmengder for damalternativ MOD-02	139
K.1	Generaliserte skjærkrefter i lokalt xz-plan for de tre designalternativene	146
K.2	Generaliserte skjærkrefter i lokalt yz-plan for de tre designalternativene	147
L.1	Konturplot av deformasjon i global x-retning	150
L.2	Konturplot av deformasjon i global z-retning	151
L.3	Konturplot av største hovedspenning σ_1	152
L.4	Konturplot av største hovedspenning σ_1	153
L.5	Konturplot av største hovedspenning σ_1	154
L.6	Konturplot av minste hovedspenning σ_3	155
L.7	Konturplot av minste hovedspenning σ_3	156
L.8	Konturplot av minste hovedspenning σ_3	157

Tabeller

4.1	Nøkkeldata for ANSYS-modellen	29
4.2	Oversikt over elementer i ANSYS-modellen	29
4.3	Armeringssystem og -intensiteter for lengdearmering i betonghvelv [6]	31
5.1	Fysiske enheter benyttet i DIANA-modellen	34
5.2	Enheter på resultater fra DIANA-modellen slik de fremkommer i konturplottene	34
5.3	Materialparametere	35
5.4	Oversikt over elementer i DIANA-modellen	36
5.5	Horisontal avstand mellom utvalgte noder i DIANA- og ANSYS-modell	41
5.6	Reaksjonskrefter utregnet i DIANA, MATLAB og ANSYS	41
5.7	Maksimal horisontal og vertikal forskyvning i DIANA- og ANSYS-modell	42
5.8	Oversikt over målte forskyvninger og beregnede forskyvninger i DIANA-modell	44
7.1	Vinkelutslag til vestlig og østlig side for opprinnelig design	54
7.2	Resultater fra samtlige analyser	58
7.3	Resultater fra samtlige analyser	63
7.4	Resultater fra samtlige analyser	68
7.5	Nødvendig betongmengde for alle tre alternativ	69
7.6	Materialkostnader for massivdammen	74
7.7	Materialkostnader for de tre hvelvdamalternativene	75
7.8	Byggekostnader for de tre hvelvdamalternativene	75
7.9	Sammendrag av undersøkte kostnader for de tre hvelvdamalternativene	76
B.1	Vinkelutslag til vestlig og østlig side for opprinnelig design	99
E.1	Resultat fra beregning av valideringseksempel 1 i MATLAB og i CS3106	

E.2	Resultat fra valideringseksempel 2	107
F.1	Kontroll av script for beregning av armeringsmengde	109
F.2	Kontroll av script for beregning av armeringsmengde inkludert modifikasjon	109
G.1	Resultat fra håndberegning av generaliserte momenter og krefter . .	117
H.1	Resultat fra analysen av enkeltkrum hvelvdam (* i forhold til OpD)	130
H.2	Resultat fra analysen av enkeltkrum hvelvdam	132
H.3	Inngangsparametere og nøkkeldata for oppbygging av damgeometri	134

Bibliografi

- [1] *Arch Dam, Embankment Dams, Concrete Gravity Dams*. American Society of Civil Engineers and United States Comitee on Large Dams, 1967.
- [2] *Design of Gravity Dams*. U.S. Bureau of Reclamation, 1976.
- [3] *Design of Arch Dams*. United States Department of the Interior Bureau of Reclamation, 1977.
- [4] 06 2013.
- [5] *TKT4222 Concrete Structures 3*. Department of Structural Engineering, 2013.
- [6] Erlend Eithun Aasheim. Statiske beregninger og dimensjonering av hvelvdam. Technical report, Multiconsult, 2013.
- [7] Jalal Akbari, Mohammad Taghi Ahmadi, and Hamid Moharrami. Arch dam stress analysis system. *Elsivier*, 2011.
- [8] Jalal Akbari, M.T. Ahmadi, and H. Mohrrami. Optimum design program for shape of arch dams, 2006.
- [9] Stabinor AS. Injeksjonsslange for støpeskjøter, produktbeskrivelse.
- [10] Per-Jan Brekke. Kraftforsyning i milliardklassen. *Teknisk Ukeblad*, 2014.
- [11] Robert D. Cook, David S. Malkus, Micheal E. Plesha, and Robert J. Witt. *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*. John Wiley Sins, Inc., 2002.
- [12] Otra Kraft DA. Brokke nord og sør, skarg kraftverk. Publisert på otrakraft.no.
- [13] Otra Kraft DA. Film dam sarvsfossen. Informasjonsfilm på Otra Krafts nettsider.
- [14] Dassault Systèmes Simulia Corp. *Abaqus Analysis User's Manual*, 2012.

- [15] Department of the Army U.S. Army Corps of Engineers U.S. Army Corps of Engineers Washington, DC 20314-1000, Washington, DC 20314-1000. *ARCH DAM DESIGN*, 05 1994.
- [16] Ona Ekeløf and Arve Larsen. *Forskalingsboka*. Oslo Universitetsforlaget, 1995.
- [17] Yosuf Ghanaat. *Theoretical Manual for Analysis of Arch Dams*. US Army Corps of Engineering, 1993.
- [18] Linn Grepstad. Brukerveiledning diana. Master's thesis, NTNU, 2006.
- [19] Odd Guttormsen. *Vassdragsteknikk I*. Tapir akademiske forlag, 2006.
- [20] Asbjørn Halvorsen. Dam sarvsfossen - geologiske vurderinger. Technical report, Multiconsult, 2012.
- [21] Jan Lindemark. Multiconsult. Samtale.
- [22] Jonna Manie. *User's Manual, Release 9.5*. TNO DIANA BV, 01 2014.
- [23] MHMel. Fem-analyse dam sarvsfossen. Technical report, Norconsult, 2011.
- [24] Multiconsult. *Dam Sarvsfossen - Horisontal lengdearmring, Tegn. nr. 40-122 B*, 2013.
- [25] Multiconsult. *Dam Sarvsfossen - Skjærarmring, Tegn. nr. 40-123 C*, 2013.
- [26] Multiconsult. *Dam Sarvsfossen - Vertikal lengdearmring, Tegn. nr. 40-121 B*, 2013.
- [27] Norges standardiseringsforbund. *NS3473 - Prosjektering av betongkonstruksjoner*.
- [28] Norges vassdrags- og energidirektorat. *Retningslinje for betongdammer*, 12 15.
- [29] Norges vassdrags- og energidirektorat. *Retningslinje for laster og dimensjonering*, 10 2005.
- [30] Norsk standard. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner*, 12 2004.
- [31] M.T. Ahmadi Professor of Civil Engineering Tarbiat Modares University. Re: Optimum design program for shape of arch dams. Mail fra M.T. Ahmadi, 05 2014.
- [32] Olje og energidepartementet. Forskrift om sikkerhet ved vassdragsanlegg (damsikkerhetsforskriften), 12 2009.

- [33] Ph.D. Peter Kohnke. *Theory Reference*. ANSYS Inc, 1999.
- [34] RenCon. *Blackstop Condoma komplett*.
- [35] Magne Skog. Dam sarvsfossen, planlegging og bygging. <http://jarle.nve.no/nncold/images/NNCOLD/Fagseminar/2013/magne>
- [36] Herman Bjørn Smith. Platedammer og jordskjelv. Master's thesis, Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, 2013.
- [37] Helen A. Sørli and Torleif A. O. Bakken. Dam sarvsfossen: Geometrisk utforming og forbedret materialutnyttelse. Technical report, Høgskolen i Oslo og Akershus, 2013.
- [38] Bofang Zhu, Bin Rao, Junsheng Jia, and Yisheng Li. Shape optimization of arch dams for static and dynamic loads. *Journal of Structural Engineering*, 1992.

Tillegg A

Digitalt vedlegg

Forklaring til filene

Armeringsberegning

iterasjonsmetoden.m	Originalfil av script for beregning av spenning og tøyning i armert tverrsnitt
itmet_all2.m	modifisering av 'iterasjonsmetoden.m' for å kunne beregne iterasjonsmetoden i alle elementer
Mycolormaps.mat	MATLAB-fil som inneholder inputparametere for plot av armeringsmengde
S_As_i.m	Disse fire filene er resultatene fra beregning av armeringsmengde
sandwich.m	Funksjon som beregner nødvendig armering i henhold til sandwichmetoden
SW.m	Funksjon som henter krefter og geometri fra DS.m og beregner armering i lasttilfelle 1 og 2.
UR_s.m	Funksjon som henter beregningene fra sandwich.m, kontrollerer hvert element i henhold til iterasjonsmetoden og justerer armeringsmengde hvis nødvendig

Oppbygging av geometri

calcCircle.m	Funksjon som beregner radius og sirkelsenter med tre punkter som input
DS2.m	Fil som bygger opp geometrien til alle damalternativene og skriver ut alle nødvendige filer som trengs for å kjøre analysene.
ringtrykk.m	Beregner ringtrykket gjennom senter av dam for gitt damalternativ
ringtrykk_all.m	Plotter ringtrykk for alle aktuelle damalternativ. Brukes i iterasjonsprosessen under optimalisering
s_xx_i.m	Disse filene inneholder ringtrykk slik de er plottet i ringtrykk_all.m

Validering

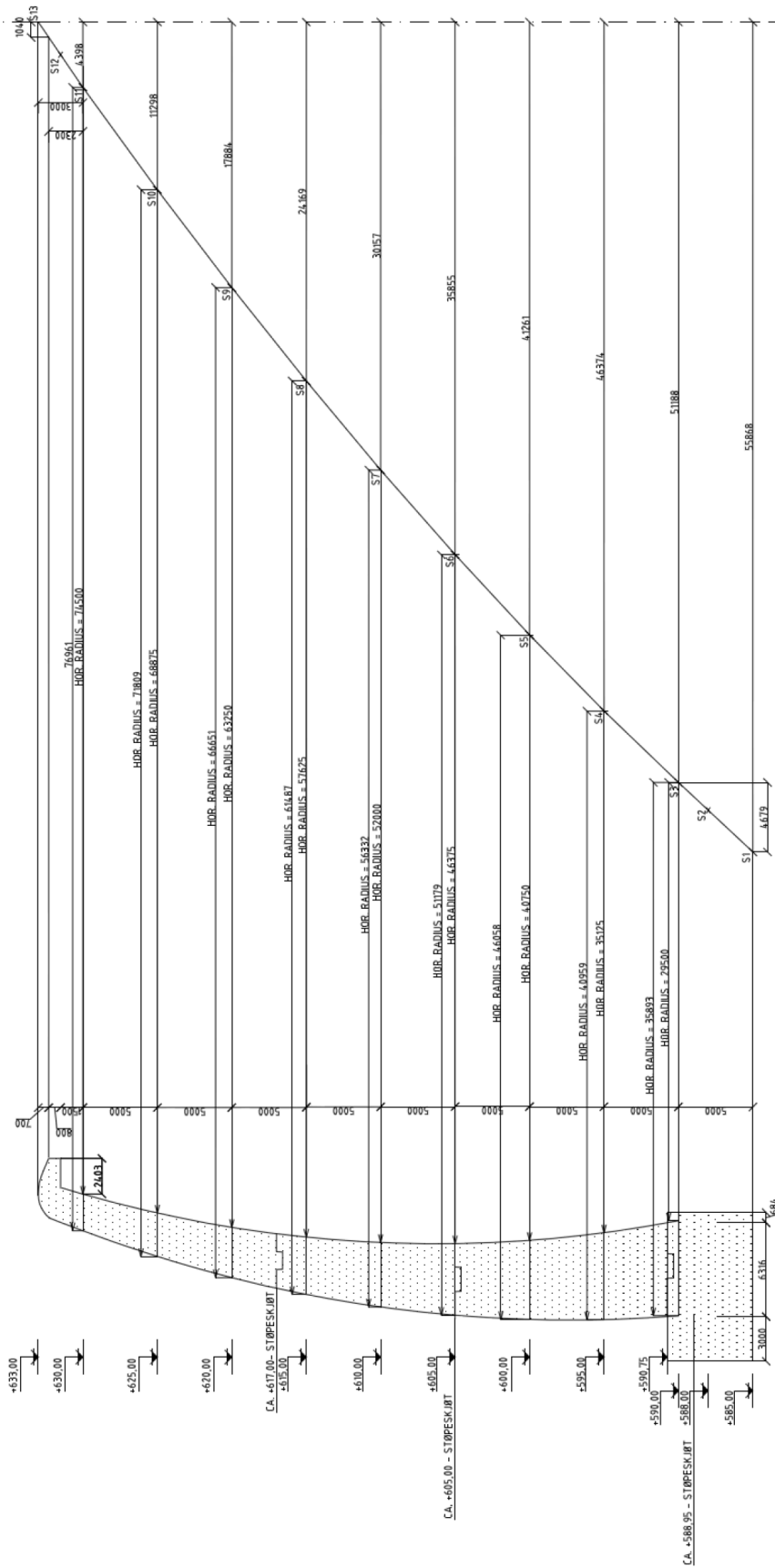
t10.m	Funksjon som beregner krefter og momenter i utkragerbjelken som presenteres i avsnitt 'Validering i forhold til utkragerbjelke'
val_itmet2.m	Kontroll av iterasjonsmetoden og filen itmet_all2.m
val_km_ny.m	Beregninger av momenter og krefter som forklart i avsnitt <i>Validering i forhold til utvalgt element i modellen</i>
val_sandwich.m	Kontroll av sandwich-metoden og filen sandwich.m

Tillegg B

Geometrisk oppbygging

Tabell B.1: Vinkelutslag til vestlig og østlig side for opprinnelig design

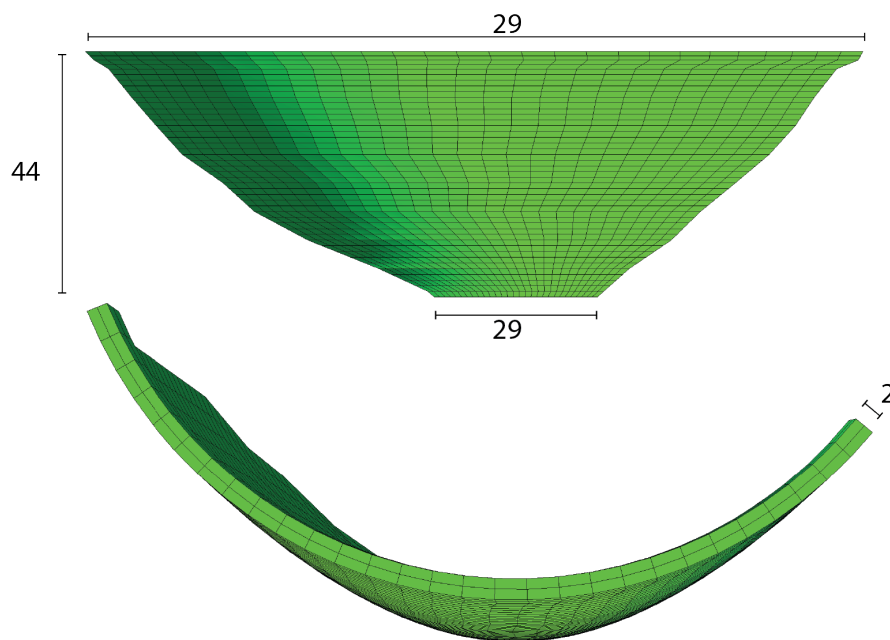
Nr.	kt + [m]	Vinkel		
		Vest	Øst	Totalt
1	590	25,29	21,62	46,90
2	591	27,23	23,56	50,79
3	595	30,73	34,07	64,79
4	600	37,87	50,19	88,07
5	605	40,71	60,93	101,6
6	610	44,54	63,07	107,6
7	615	47,63	68,91	116,6
8	620	48,59	68,24	116,8
9	625	47,94	67,25	115,9
10	630	48,07	65,94	114,0
11	631,5	50,95	67,90	118,9
12	633	50,43	67,97	118,4



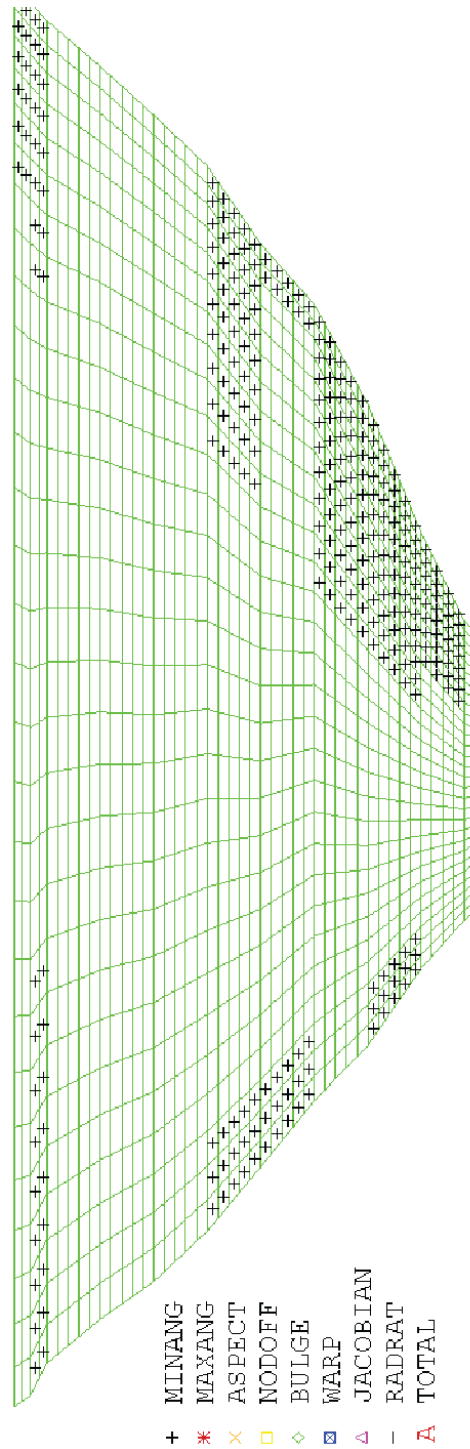
Figur B.1: Dam Sarvsfossen, Vertikalsnitt senter dam [6]

Tillegg C

Elementnett og -kvalitet



Figur C.1: Antall elementer i radiell, tangentiell retning og over tykkelsen



Figur C.2: Kvalitetssjekk av elementnett

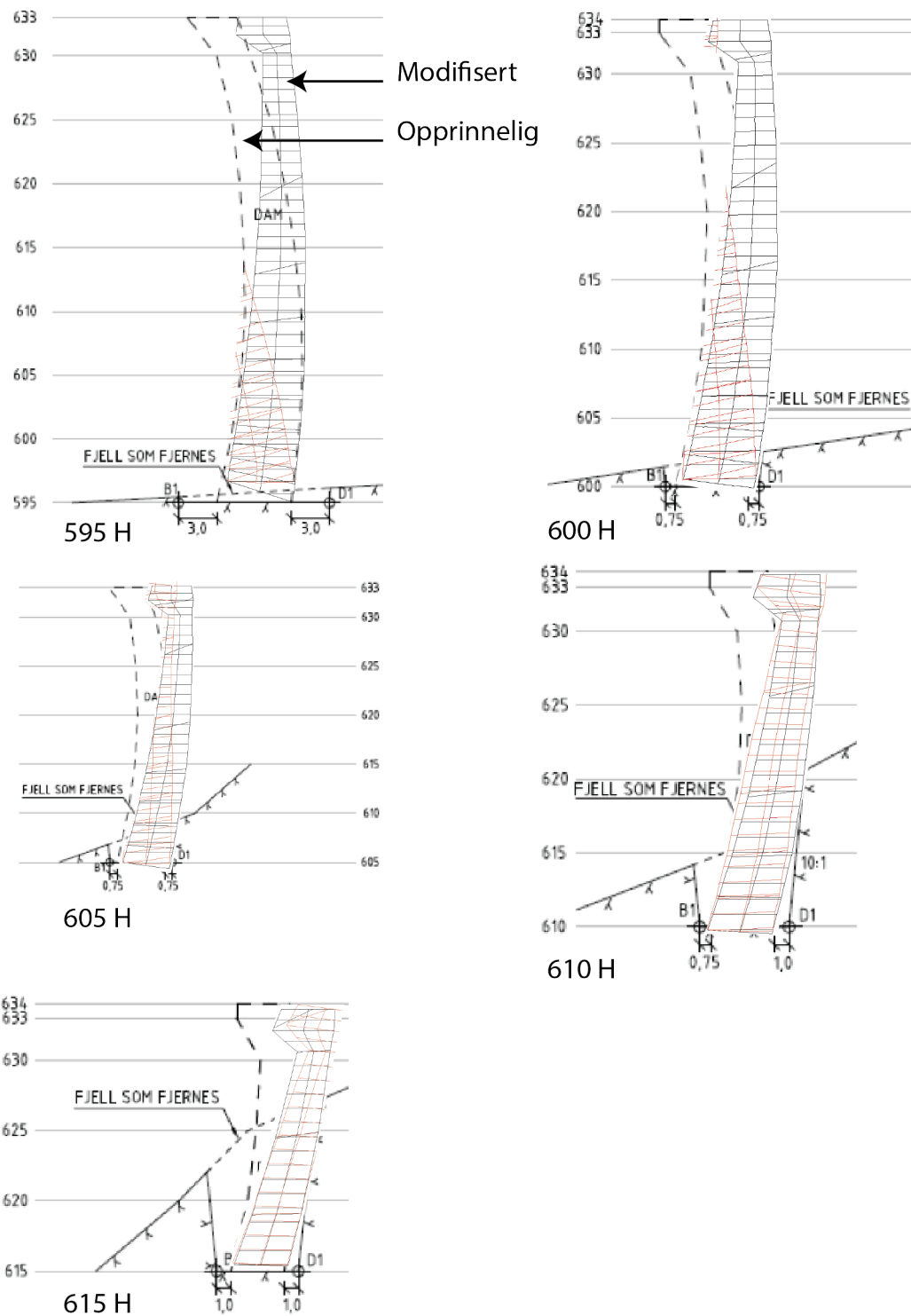
Tillegg D

Stabilitetsvurdering

Hvis Dam Sarvsfossen skal kunne bygges med såkalt glid-teknikk, må dammen bygges i frittstående lameller/seksjoner som må være stabile under hvert byggetrinn. Multiconsult har derfor gjennomført en stabilitetsvurdering av samtlige vertikale tverrsnitt. Resultatet av analysen viser at alle lamellene langs vestlig vange er stabile og derfor egnet til å benytte glideforskaling.

Det modifiserte dobbeltkrumme hvelvdamalternativet, MOD, undersøkes i dette kapitlet med tanke på stabilitet under bygging. Når det gjelder damlaternativet med å beholde opprinnelig tverrsnittsgeometri, HYB, behøves ingen ytterligere kontroll da tverrsnittsformen langs hele den vestlige vangen er stabil, og hybrid-dammen har et symmetrisk profil.

Sammenlikningen viser at den modifiserte geometrien spenner mer ut mot vannsiden enn det opprinnelige stabile designet. I øvre del av dammen er denne effekten spesielt stor. Ut i fra sammenlikningen i Figur D.1 konkluderes det med at det modifiserte designet ikke vil være stabil under byggefasen, og følgelig vil det ikke være mulig å benytte glideforskaling for dette alternativet.



Figur D.1: Resultat fra stabilitetsvurdering og sammenlikning med modifisert geometri

Tillegg E

Iterasjonsmetoden

E.1 Beskrivelse av metoden

Iterasjonsmetoden er blitt brukt til å bestemme nødvendig horisontal og vertikal lengdearmring. MATLAB-skriptet som benyttes er utviklet av Håvard Nederli og baserer seg på teorien bak iterasjonsmetoden. For beskrivelse av teorien bak metoden henvises det til avsnitt 3.6 og relevant litteratur som for eksempel Concrete Structures 3 [5].

MATLAB-scriptet er modifisert noe for å kunne benyttes til å analysere samtlige elementer i damhvelvet. Originalversjonen og det modifiserte scriptet finnes i det digitale vedlegget som hører med denne rapporten.

E.2 Validering av iterasjonsmetoden

For å kontrollere beregningsprogrammets gyldighet er det utført to uavhengige kontrollberegninger. Beregningene har som hensikt å sjekke hvor godt MATLAB-scriptet beregner spenninger og tøyninger for et tilfelle hvor vi kjenner løsningen.

Valideringseksempel 1

Det første valideringseksempellet er hentet fra boken Concrete Structures 3 (CS3) [5], side 205 - 206, og omhandler en plate med tykkelse 350 mm som er belastet med membrankrefter og -momenter i global x- og y-retning. I tillegg er platen belastet med skjærkrefter og skjærmomenter.

Tabell E.1: Resultat fra beregning av valideringseksempel 1 i MATLAB og i CS3

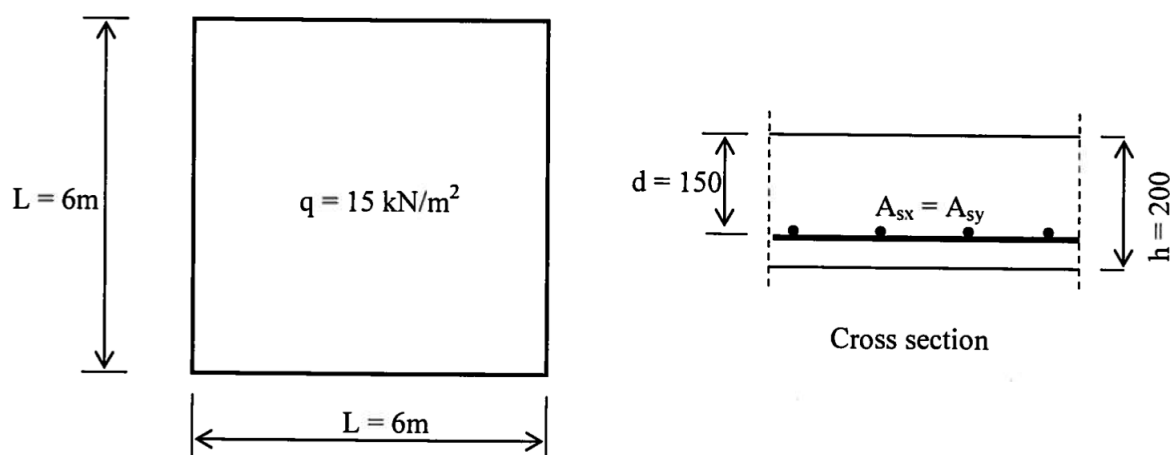
	Tøyning [%]		Spenning [MPa]	
	MATLAB	CS3	MATLAB	CS3
A_{sx1}	2,0	2,0	401	401
A_{sy1}	3,2	3,1	434	435
A_{sx2}	4,2	4,1	434	435
A_{sy2}	1,3	1,3	262	262

Resultater fra analysen fremkommer i Tabell E.1, og viser tilfredsstillende likhet i både spenninger og tøyninger, noe som betyr at beregningsprogrammet regner riktig for denne lastsituasjonen og armeringsmengden.

Valideringseksempel 2

Det andre valideringseksempellet er hentet fra boken Concrete Structures 3 (CS3) [5], side 83. Figur E.1 viser en fritt opplagt plate belastet med en jevnt fordelt last på 15kN/m².

Materials: Concrete B30 $\rightarrow f_{cd} = 17 \text{ MPa}$; Reinforcement B500NC $\rightarrow f_{yd} = 434 \text{ MPa}$



Figur E.1: Fritt opplagt plate med jevnt fordelt last [5]

Ved å benytte tabellerte verdier for bøyemoment finner man dimensjonerende moment for platen til $m_x = m_y = \frac{qEd^*L^2}{27,2}$. Dimensjonerende moment blir derfor 23,8 kNm/m. Kontrollen av beregningsprogrammet for armering (MATLAB-skriptet) er gjort ved å sette inn bøyemomentene, geometrien til platen, armeringsmengde og materialparametere for betong og stål som gitt i eksempelet i Concrete Structures 3. Resultatene fra denne beregningen er gitt i Tabell E.2. Man oppnår spenninger i armeringen som er tett opp til flytespenningen noe som betyr at armeringsmengden er fornuftig.

Tabell E.2: Resultat fra valideringseksempel 2

	A_{sx1}	A_{sy1}	A_{sx2}	A_{sy2}
Spenning [MPa]	412	412	7,8	7,8
Tøyning [%o]	2,06	2,06	0,039	0,039

Tillegg F

Sandwichmetoden

For å kontrollere at scriptet som beregner armering etter Sandwich-metoden er riktig er det gjennomført en kontrollberegning. Eksempelet er hentet fra læreboken Concrete Structures 3 (CS3), side 187 og omhandler en plate med tykkelse 1500 mm som utsettes for membran-krefter og -momenter. Betongkvaliteten er B35, stålqualität NC500 og overdekningen er satt til $c = 70\text{mm}$. Minimumsarmering er beregnet til $2260\text{ mm}^2/\text{m}$. Tabell F.1 viser at MATLAB-scriptet beregner momentene på samme måte som eksempelet i læreboka. Det lille avviket skyldes avrundingfeil.

Tabell F.1: Kontroll av script for beregning av armeringsmengde

	Enhet	$A_{s_{xi}}$	$A_{s_{yi}}$	$A_{s_{xs}}$	$A_{s_{ys}}$
Beregnet	mm^2/m	2260	2260	3874	3407
CS3	mm^2/m	2260	2260	3827	3457

I beregningene over ble det funnet at trykkspenningene i det nedre laget var for store og lagtykkelsen ble økt til $t_i = 430\text{mm}$ og $t_s = 140\text{mm}$. For å generalisere scriptet slik at man ikke trenger å endre lagtykkelsen manuelt er det lagt inn en betingelse som gjør at lagtykkelsen økes med 50 mm dersom trykkspenningen i betongen overskrider den tillatte. Dette gjentas helt til nødvendig lagtykkelse er funnet, og armeringsmengden beregnes deretter på vanlig måte. Resultatet av beregningen med denne modifikasjonen er gitt i Tabell F.2

Tabell F.2: Kontroll av script for beregning av armeringsmengde inkludert modifikasjon

	Enhet	$A_{s_{xi}}$	$A_{s_{yi}}$	$A_{s_{xs}}$	$A_{s_{ys}}$
Beregnet	mm^2/m	2260	2260	3224	3062

Tillegg G

Validering av spesielle elementer

I følgende vedlegg beskrives to spesielle elementtyper som er benyttet i analysene. Det første elementet er INTERFACE-element som er blitt benyttet i overgangssonene mellom damkroppen og fjellvolumet. Denne elementtypen muliggjør ikke-lineære spenningstilstand i kontaktflaten mellom to volumelement. Den andre elementtypen er COMPOSE-element som er blitt tilegnet senterflaten i dammen for å gjøre det mulig å beregne generaliserte krefter og momenter.

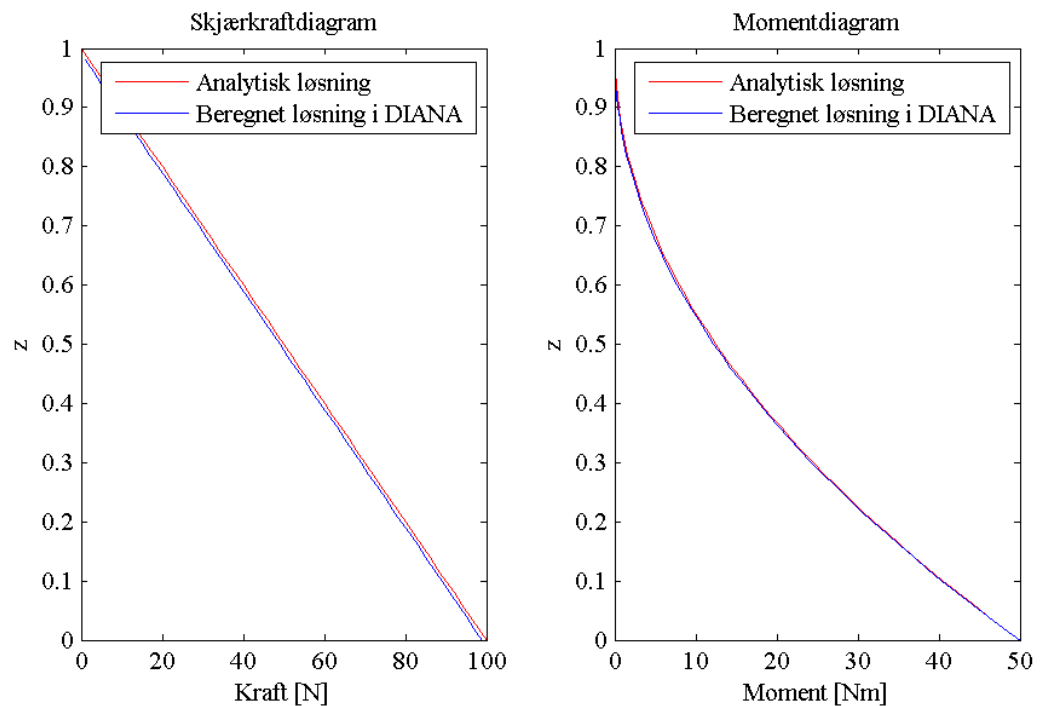
Validering av COMPOSE-element

COMPOSE-elementene er verifisert ved å se på tre ulike eksempler.

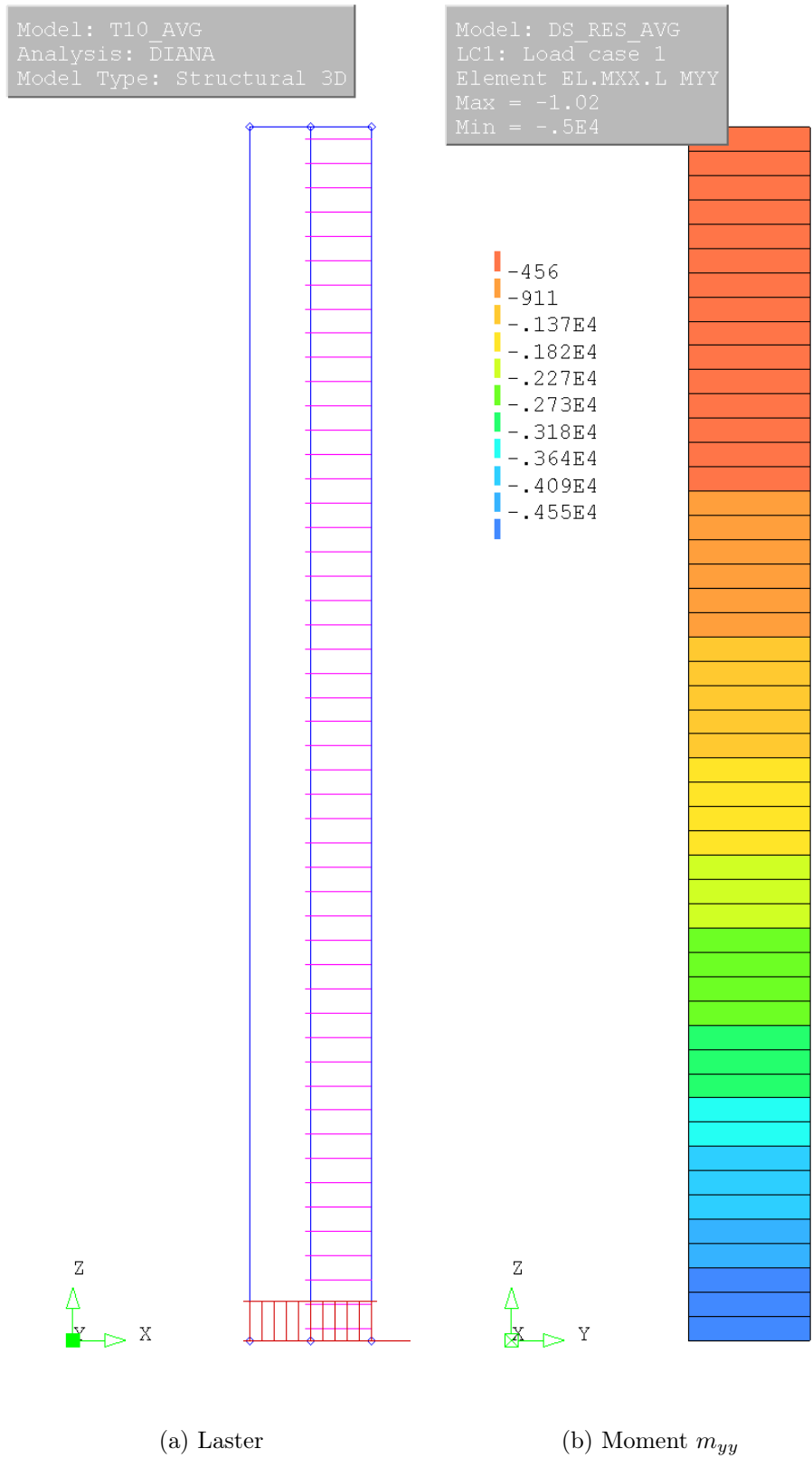
Det første eksemplet tar for seg bøyemomenter og skjærkraft for en enkel utkragerbjelke. For dette eksempelet er den analytiske løsningen kjent og man kan derfor kontrollere om DIANA beregner momenter og skjærkrefter med tilfredsstillende nøyaktighet. Det andre eksempelet kontrollerer hvor godt DIANA beregner bøyemomenter på en fritt opplagt plate. I tredje og siste eksempel undersøkes det hvorvidt DIANA oppintegrerer momenter og spenninger med tilfredsstillende nøyaktighet. Det er tatt utgangspunkt i et enkelt element midt i modellen. Generaliserte bøyemoment om begge aksene samt generaliserte krefter i begge retningene er validert.

G.1 Validering i forhold til utkragerbjelke

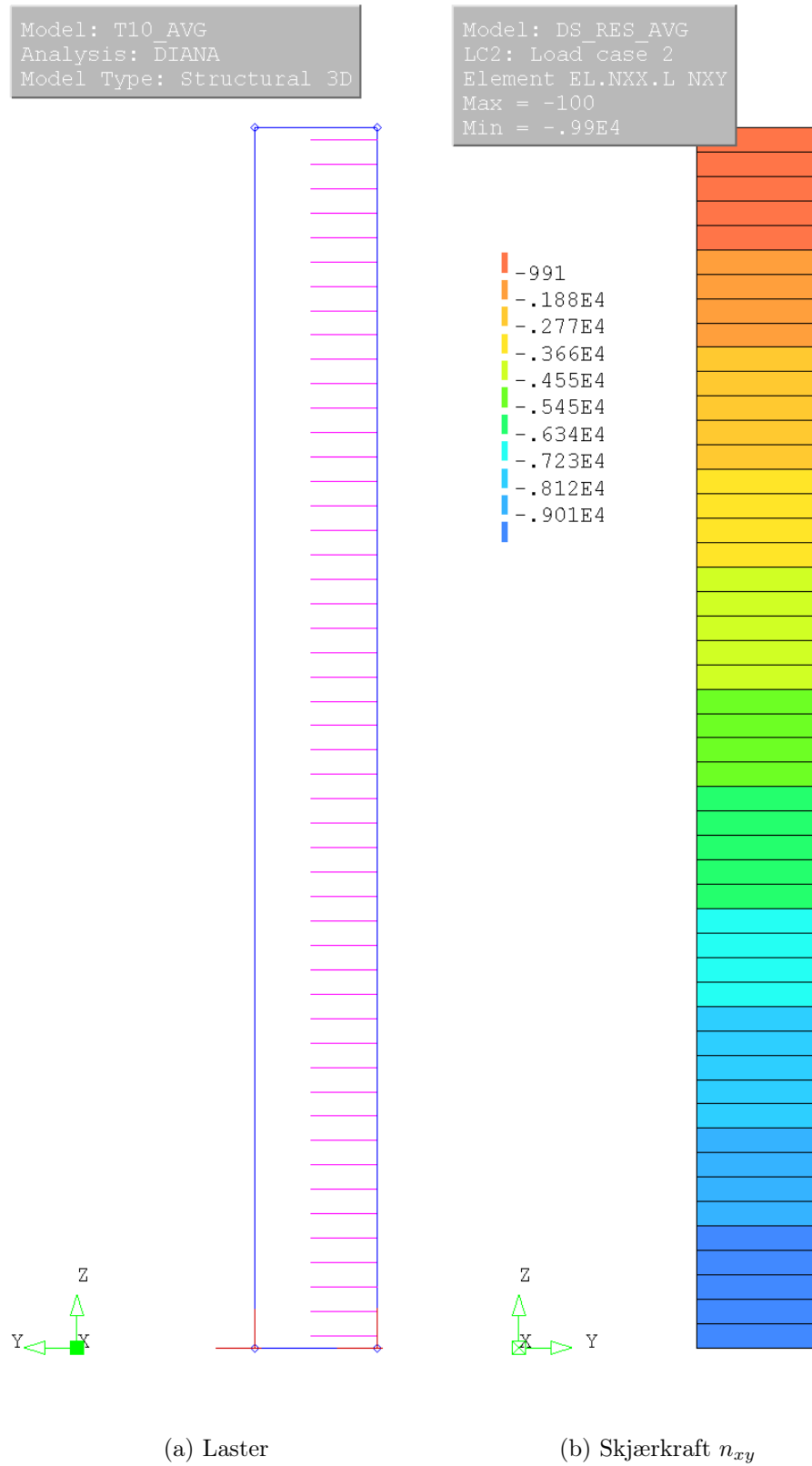
Figur G.2 og G.3 viser resultatet av analysen. Som man ser av Figur G.1 beregner DIANA både skjærkraft og moment med svært god nøyaktighet for dette eksempelet.



Figur G.1: Skjærkraft- og momentdiagram



Figur G.2: Resultater fra analyse av utkrager i DIANA



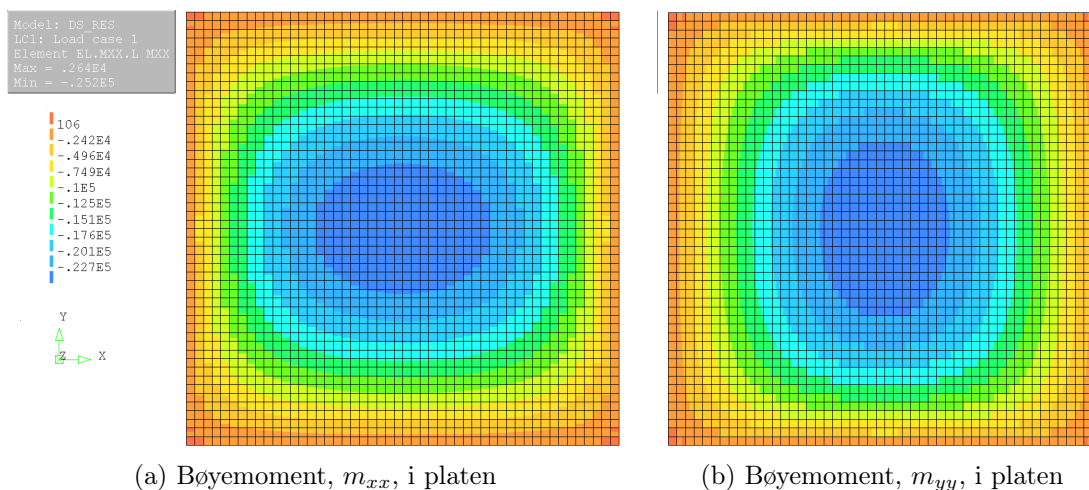
Figur G.3: Resultater fra analyse av utkrager i DIANA

G.2 Validering i forhold til kjent analytisk løsning

For å kontrollere hvor godt DIANA beregner momenter ble den fritt opplagte platen som presenteres i Vedlegg E Valideringseksempel 2 modellert i DIANA. Denne platen er som kjent kvadratisk med sidekanter 6 meter og belastet med en jevnt fordelt last på 15 kN/m^2 .

Resultatene er presentert i Figur G.4. Man oppnår en maksimalverdi på 25.2 kNm/m . Dette tilsvarer et avvik på $5,8\%$, noe som betraktes som et akseptabelt resultat.

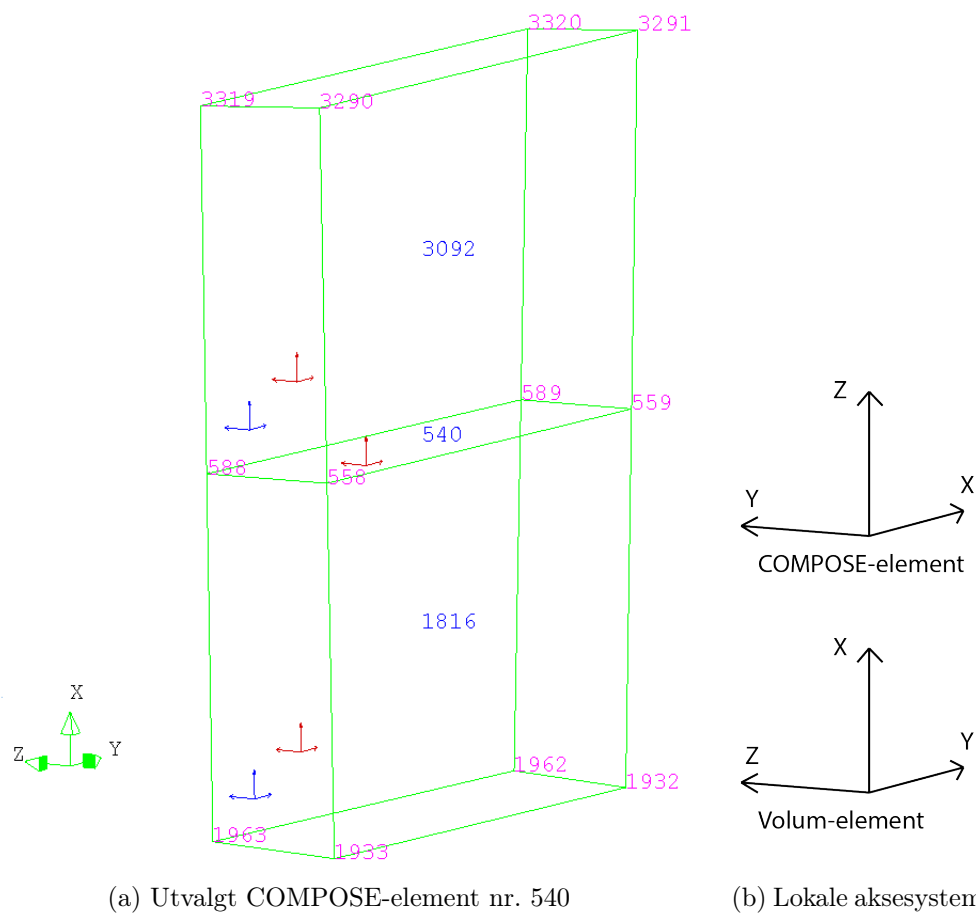
En viktig bemerkning er at størrelsen på elementene er av avgjørende betydning for resultatet. Samme analyse ble gjennomført med en elementstørrelse som er omtrent 10 ganger så stor som den som er presentert. Maksimal bøyemoment fra denne analysen ble da beregnet til 72.6 kNm/m , noe som er langt høyere enn for analysen med et finere elementnett .



Figur G.4: Bøymomenter om x- og y-retning

G.3 Validering i forhold til utvalgt element i modellen

Det er valgt å se på et COMPOSE-element midt i modellen med spenninger i lokal y-retning. Dette elementet har to tilhørende HX24L-elementer, med hver sine spenninger i de lokale aksene. Spenningsverdiene i Gauss-punktene i volumelementene er tatt ut og ekstrapolert ut til ytterkantene av elementene. Figur G.5 viser det utvalgte COMPOSE-elementet og retningen på de lokale aksene. Merk at aksesystemet i COMPOSE-elementet er rotert i forhold til for HX24L-elementene.



Figur G.5: COMPOSE-element nr. 540 med tilhørende elementer 3092 og 1816

G.3. VALIDERING I FORHOLD TIL UTVALGT ELEMENT I MODELLEN117

Bøyesspenninger og normalspenninger er beregnet etter Formel G.1 og Formel G.2. σ_A og σ_B er ekstrapolerte spenningsverdier til ytterkanten av henholdsvis volumelement 3092 og 1816.

$$\sigma_N = \frac{\sigma_A + \sigma_B}{2} \quad (\text{G.1})$$

$$\sigma_M = \sigma_A - \sigma_N \quad (\text{G.2})$$

Generaliserte bøyemoment og normalkrefter, som gir spenninger i *y-retning* er beregnet ved hjelp av Formel G.3 og Formel G.4.

$$n_x = \sigma_{N_i} * A \quad (\text{G.3})$$

$$m_x = \sigma_M * W \quad (\text{G.4})$$

$$W = \frac{b * h^2}{6}$$

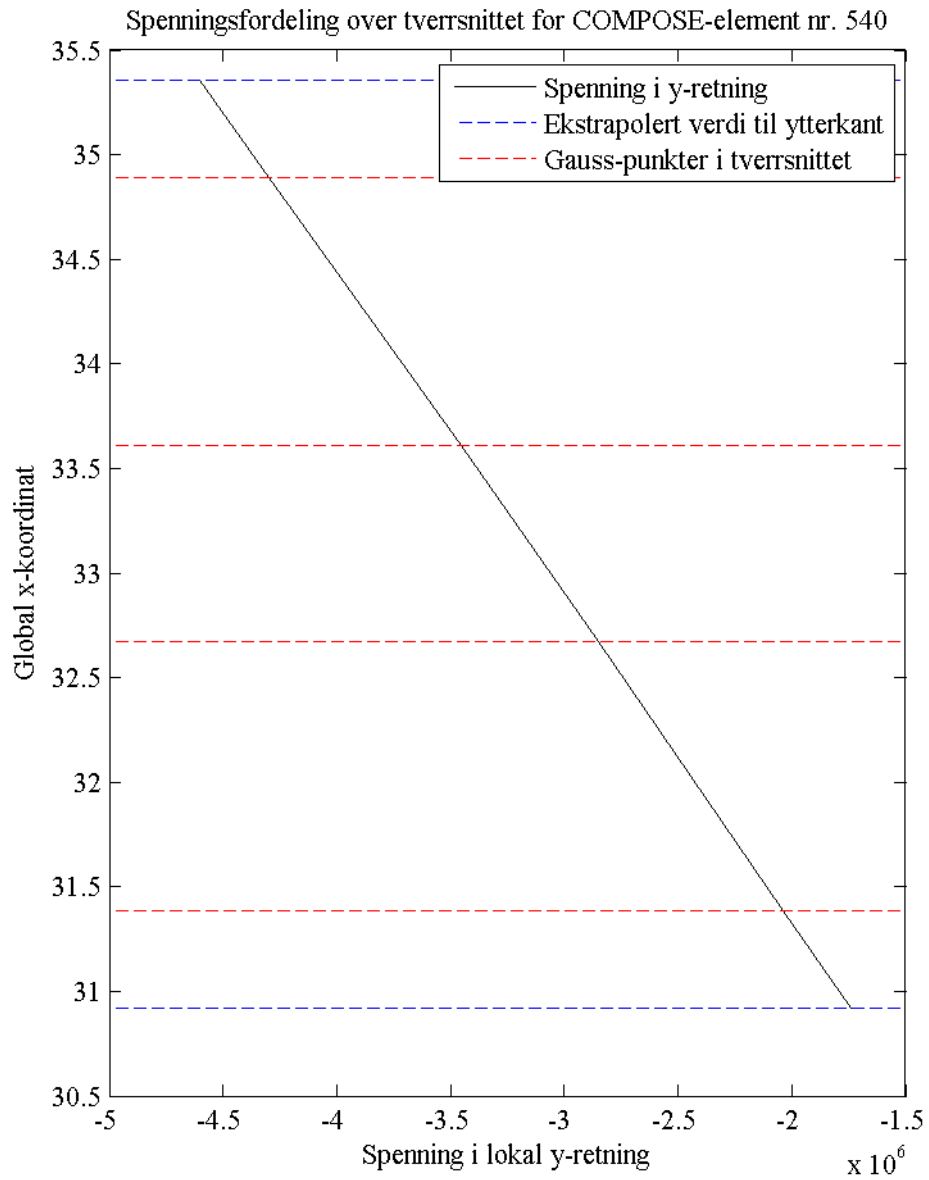
hvor $b = 1m$ og h er tykkelsen på dammen for den aktuelle noden.

Tabell G.1 viser resultatet fra valideringen. Som man kan se beregner DIANA krefter og momenter med tilfredsstillende nøyaktighet. Retningen på momentene og normalspenningene beregnes også som antatt.

Tabell G.1: Resultat fra håndberegning av generaliserte momenter og krefter

	MATLAB	DIANA	Avvik [%]
$m_x[kNm]$	4 702	4 520	3.8
$n_x[kN]$	14 074	13 929	1.0

Figur G.6 viser spenning i lokal *y*-retning for volumelementene som er tilknyttet det validerte COMPOSE-elementet. Verdiene i Gauss-punktene er hentet ut fra analysen og ekstrapolerte verdier for spenninger i ytterkanten av elementene er beregnet etter teori gitt i [11].



Figur G.6: Spenning i lokal y-retning for volumelementene som COMPOSE-element nr. 540 er tilknyttet

G.3.1 Programkode, MATLAB

```
clear all
%Faktor for ekstrapolering av spenninger og koordinater
f = (1-(1/sqrt(3))) / (2/sqrt(3));

%Spenninger hentet fra analysen i DIANA for element 3092
a = -4295895;
b = -3453856;
do = (a-b)*f;
o = a+do;

%Spenninger hentet fra analysen i DIANA for element 1816
c = -2847514;
d = -2036050;
dn = (c-d)*f;
n = -dn + d;

%Beregning av bøyespenning og normalspenning
sigma_N_y = (o+n)*0.5;
sigma_M_y = o-sigma_N_y;

%Beregning av ekstrapolerte koordinater til ytterpunktet
av elementene
x_a = 0.3488818E+02;
x_b = 0.3360713E+02;
x_do = (x_a-x_b)*f;
x_o = x_a + x_do;

x_c = 0.3266933E+02;
x_d = 0.3138828E+02;
x_dn = (x_c-x_d)*f;
x_n = -x_dn + x_d;

h_i = x_a-x_d;
h = h_i + x_dn + x_do;

%Beregnete verdier for moment og aksialkraft
W = (1/6)*1*h^2;
M = -sigma_M_y*W;
N = -sigma_N_y*h;

%Resultat fra analysen i DIANA
M_d = 4520050;
N_d = .1392911E8;
```

G.4 Validering av INTERFACE-element

INTERFACE-elementene er verifisert ved å analysere en enkel modell hvor man kjenner den analytiske løsningen. To ulike lasttilfeller er studert. Den første er påsatt trykklast på 1000 kN, mens den andre analysen har en påsatt deformasjon på 200mm i negativ y-retning som gir strekk i INTERFACE-elementet.

Modellen består av to volumelementer av typen HX24L og et INTERFACE-element av typen Q24IF. INTERFACE-elementet har ingen tykkelse og ligger med en vinkel på 45 grader mellom de to volumelementene. Kohesjonen i INTERFACE-elementet er satt til 1000 MPa for begge analysene. Youngs elastisitetsmodul, E , er satt til 30 GPa.

Modellens høyde og dybde er satt til 1m noe som gir overflateareal på trykkpåsatt flate samt INTERFACE-element på henholdsvis $A = 1m^2$ og $A_{int} = \sqrt{2}m^2$. Den totale lengden på modellen er $L = 2m$.

G.4.1 Konklusjoner fra valideringsanalysen

Valg av kohesjon

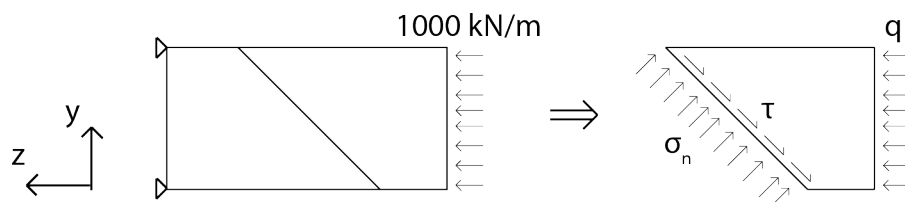
Kohesjonen kan anses som strekkapasitet i INTERFACE-elementet. Den vil derfor ikke ha noe betydning ved påsatt trykklast noe som analysen i avsnitt G.4.2 viser. For analysen med påsatt deformasjon på 200 mm i positiv y-retning spiller valget av kohesjon en helt avgjørende rolle. Her ser man at INTERFACE-elementet har en strekkapasitet lik trykkapasiteten for spenningstilstand under kohesjonen. Da spenningene overskrider kohesjonen reduseres strekkapasiteten til null.

Beregning av spenninger i INTERFACE-elementet

De ulike spenningskomponentene i INTERFACE-elementet måles i tre ulike retninger; normalspenninger måles normalt på elementet i lokal z-akse, to skjærspenningskomponenter måles parallelt med elementet i lokal x- og y-akse. DIANA definerer lokalt koordinatsystem ut i fra geometrien på elementet. Fortegnkonvensjonen er slik at positiv spenning gir strekk i elementet.

G.4.2 Påsatt trykklast på 1000 kN

Global likevekt av det høyre elementet i modellen benyttes for validering av resultatene. Det statiske systemet er presentert i Figur G.7.



Figur G.7: Oversikt over model med påsatt trykklast på 1000 kN.

Kraftlikevekt i global y-retning og z-retning blir som følger

$$\begin{aligned}
 \Sigma F_y &= 0 \\
 \tau * A_{int} * \cos(45) + \sigma_n * A_{int} * \cos(45) - q &= 0 \\
 \tau * \frac{1}{\sqrt{2}} * \sqrt{2} + \sigma_n * \frac{1}{\sqrt{2}} * \sqrt{2} - q &= 0 \\
 \tau + \sigma_n - q &= 0
 \end{aligned} \tag{G.5}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma F_z &= 0 \\
 \tau * A_{int} * \sin(45) - \sigma_n * A_{int} * \sin(45) &= 0 \\
 \tau * \frac{1}{\sqrt{2}} * \sqrt{2} - \sigma_n * \frac{1}{\sqrt{2}} * \sqrt{2} &= 0 \\
 \tau - \sigma_n &= 0
 \end{aligned} \tag{G.6}$$

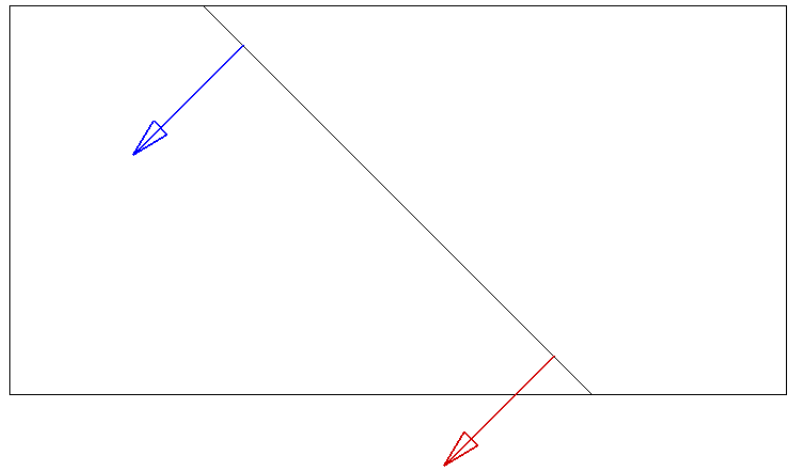
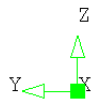
Analysen med påsatt trykklast på 1000 kN gir normalspenning (σ_n) og skjærspenning (τ) i INTERFACE-elementet på $500kN/m^2$ (se Figur G.8). Innsatt i den analytiske løsningen i ligning G.5 og G.6 gir kraftlikevekt. DIANA beregner dermed trykkspenninger eksakt for denne analysen.

```

Model: T5_1000KN
LC1: Load case 1
Step: 10 LOAD: 1
Element EL.STX.L STX
Max = -.5E6
Min = -.5E6
Factor = .8E-6

```

— -.5E6
— -.5E6



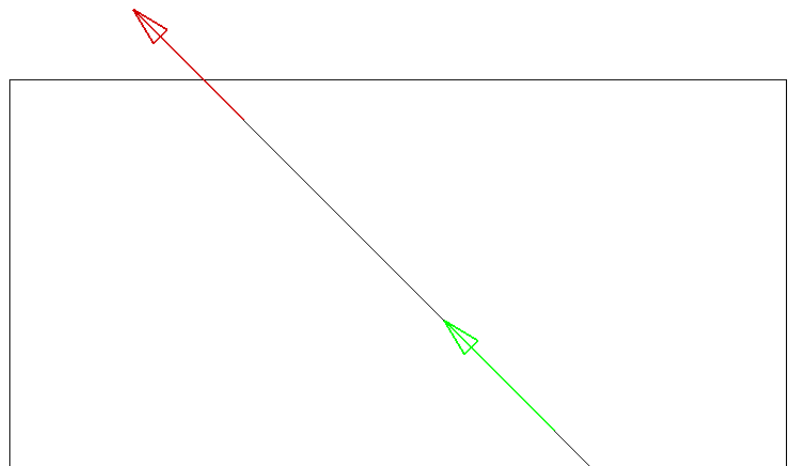
(a) Normalspenning i lokal x-retning

```

Model: T5_1000KN
LC1: Load case 1
Step: 10 LOAD: 1
Element EL.STX.L STY
Max = .5E6
Min = .5E6
Factor = .8E-6

```

— .5E6
— .5E6



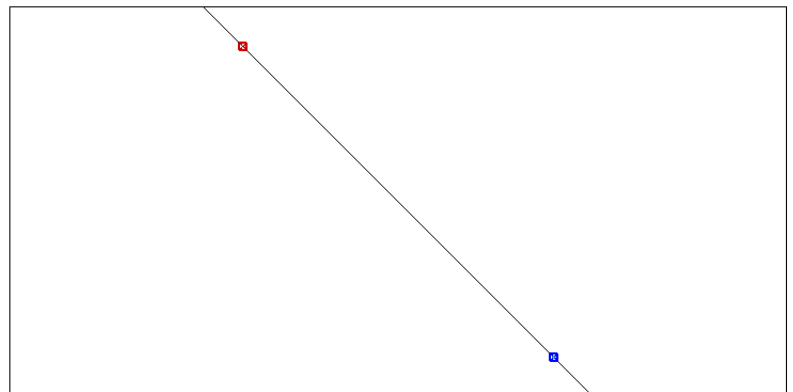
(b) Skjærspenning i lokal y-retning

```

Model: T5_1000KN
LC1: Load case 1
Step: 10 LOAD: 1
Element EL.STX.L STZ
Max = .112E-6
Min = -.109E-6
Factor = .141E7

```

— .381E-7
— -.353E-7



(c) Skjærspenning i lokal z-retning

Figur G.8: Resultat av analysen med påsatt trykkraft på 1000kN

Programkode, DIANA

```

FEMGEN MODEL      : T5_1000KN
ANALYSIS TYPE     : Structural 3D
MODEL DESCRIPTION  : ANALYSE A: 1000kN PRESSURE
'UNITS'
LENGTH           M
TIME             SEC
TEMPER           KELVIN
FORCE            N
'COORDINATES'
   1  0.000000E+00  0.000000E+00  0.000000E+00
   2  1.000000E+00  0.000000E+00  0.000000E+00
   3  0.000000E+00  5.000000E-01  0.000000E+00
   4  1.000000E+00  5.000000E-01  0.000000E+00
   5  0.000000E+00  0.000000E+00  1.000000E+00
   6  1.000000E+00  0.000000E+00  1.000000E+00
   7  0.000000E+00  1.500000E+00  1.000000E+00
   8  1.000000E+00  1.500000E+00  1.000000E+00
   9  0.000000E+00  5.000000E-01  0.000000E+00
  10  1.000000E+00  5.000000E-01  0.000000E+00
  11  0.000000E+00  1.500000E+00  1.000000E+00
  12  1.000000E+00  1.500000E+00  1.000000E+00
  13  0.000000E+00  2.000000E+00  0.000000E+00
  14  1.000000E+00  2.000000E+00  0.000000E+00
  15  0.000000E+00  2.000000E+00  1.000000E+00
  16  1.000000E+00  2.000000E+00  1.000000E+00
'ELEMENTS'
CONNECTIVITY
   1 HX24L  1 2 4 3 5 6 8 7
   2 Q24IF  9 10 12 11 3 4 8 7
   3 HX24L  13 14 16 15 9 10 12 11
MATERIALS
/ 1 3 / 1
/ 2 / 2
'MATERIALS'
   1 YOUNG      3.000000E+10
     POISON     1.000000E-01
     DENSIT     2.600000E+03
   2 DSTIF     3.000000E+13  3.000000E+13  3.000000E+13
     FRICIT
     FRCVAL     1.000000E+09  1.000000E+00  1.000000E+00
'SUPPORTS'
/ 13-16 / TR  2
'LOADS'
CASE 1
ELEMEN
/ 1 /
     FACE      ETA1
     FORCE      0.100000E+07
     DIRECT    2
'DIRECTIONS'
   1  1.000000E+00  0.000000E+00  0.000000E+00
   2  0.000000E+00  1.000000E+00  0.000000E+00
   3  0.000000E+00  0.000000E+00  1.000000E+00
'END'

```

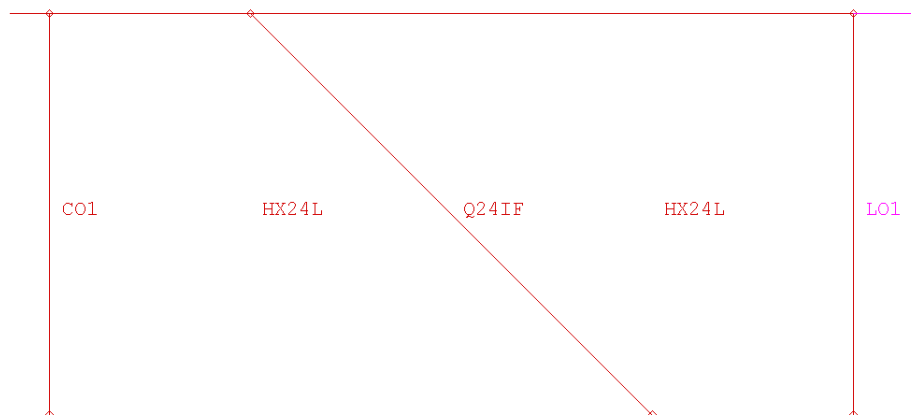
G.4.3 Påsatt deformasjon 200 mm i negativ y-retning

I denne analysen påføres strekkspenninger i INTERFACE-elementet ved å sette på en horisontal deformasjon på 200mm i global negativ y-retning. Deformasjonen er satt på i 100 like store inkremitter. Resultatet av analysen fremkommer av Figur G.10 og G.11. Spenningene som oppstår i INTERFACE-elementene fordeles likt mellom skjær- og normalspenninger inntil summen av spenninger blir lik kohesjonen som er satt til 1000 MPa.

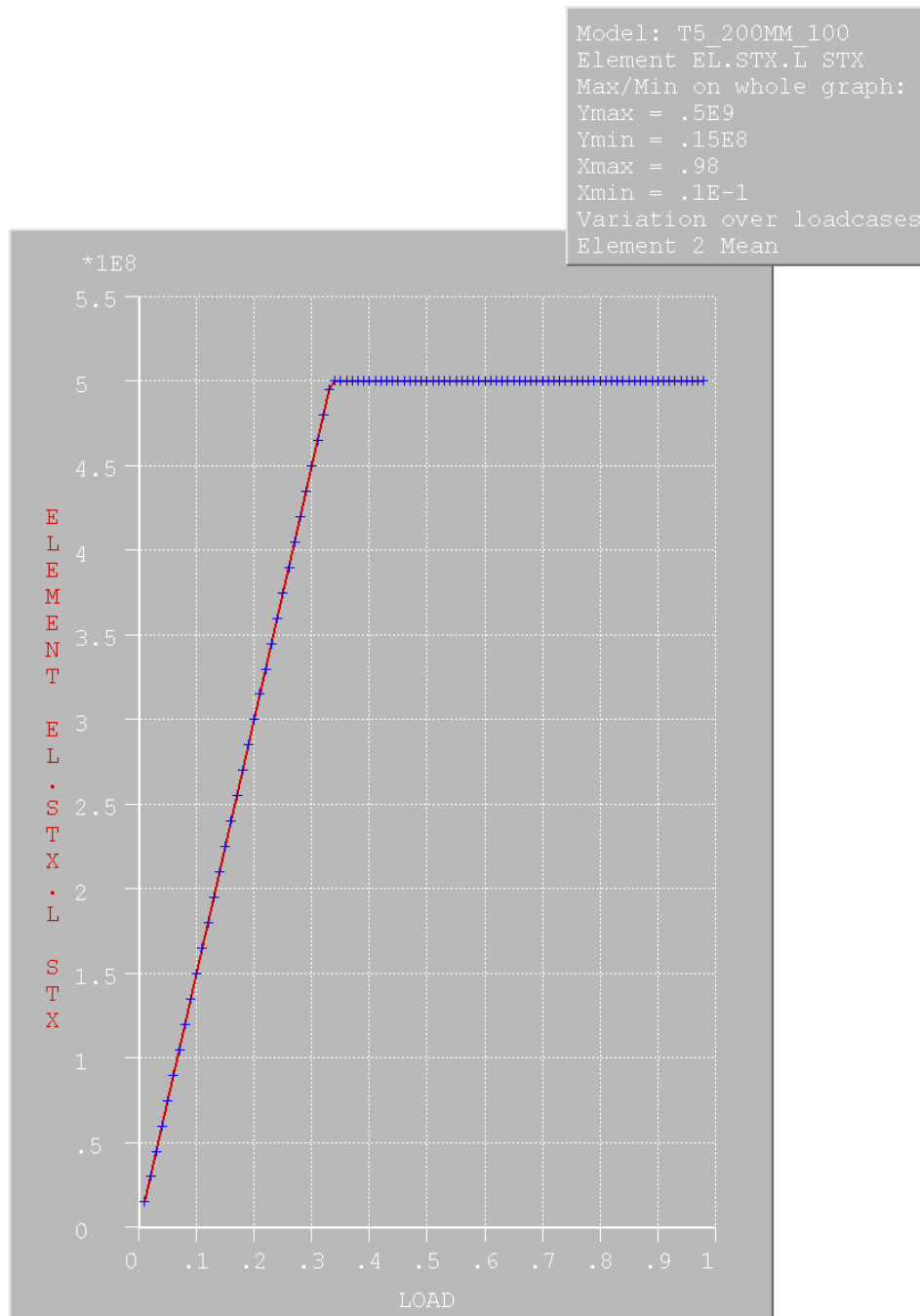
Deformasjonen som tilsvarer fullt utnyttet strekkapasitet kan beregnes på følgende måte:

$$\begin{aligned}\sigma_{tot} &= E * \epsilon \\ \sigma_{tot} &= E * \frac{\delta}{L} \\ \delta &= \frac{\sigma_{tot} * L}{E} \\ \delta &= \frac{1000MPa * 2m}{30000MPa} = \frac{1}{30} = 0.0667m = 66.7mm \quad (G.7)\end{aligned}$$

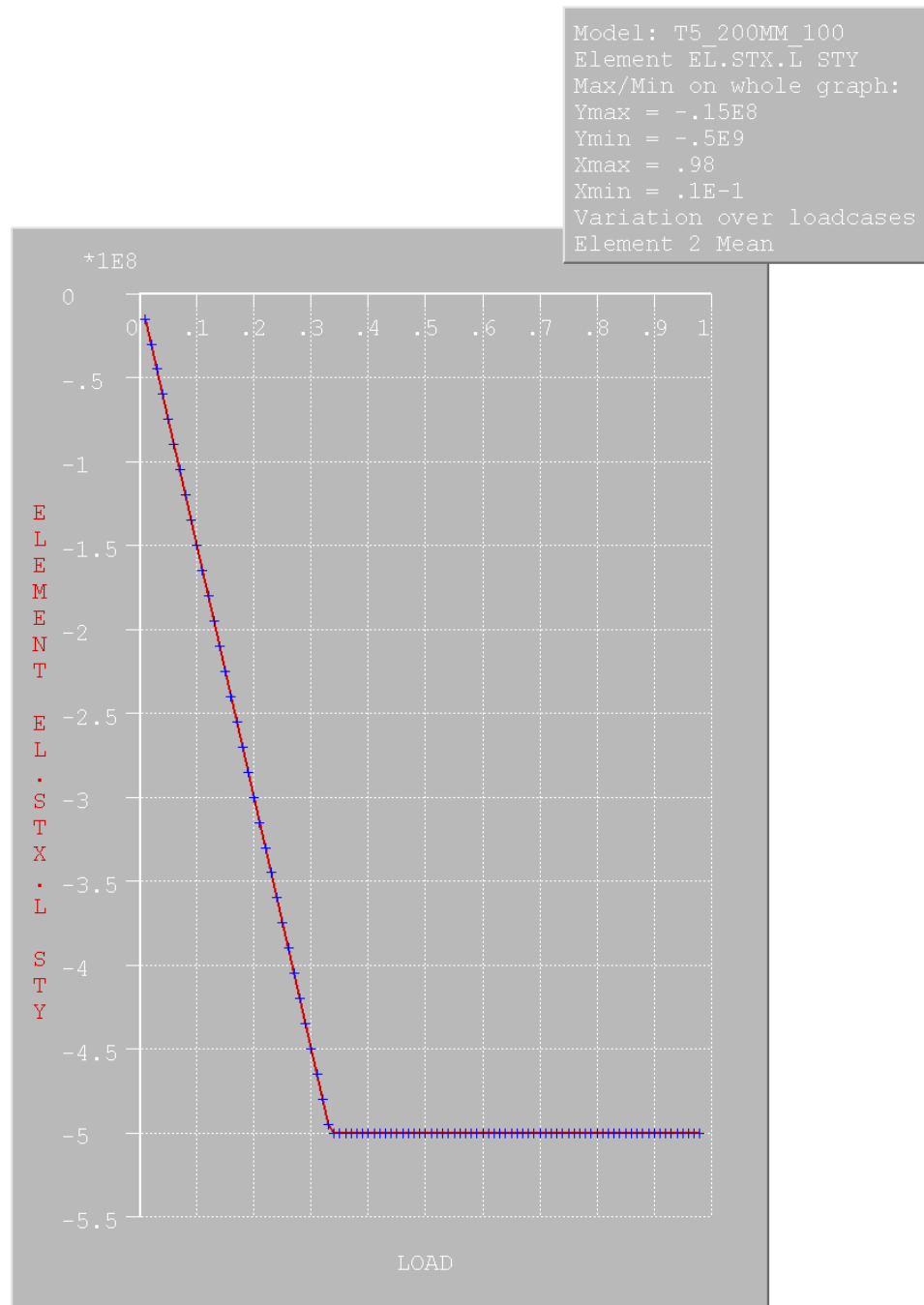
Denne deformasjonen tilsvarer lastinkrement $\frac{66.7}{200} = 0,33$. Av Figur G.10 og G.11 ser man at dette stemmer godt. INTERFACE-elementets strekkapasitet reduseres dermed til null ved en spenningsituasjon som overskrider kohesjonen.



Figur G.9: Oversikt over modell med 200 mm derformasjon i negativ y-retning



Figur G.10: Normalspenning i INTERFACE-elementet som funksjon av lastinkrement



Figur G.11: Skjærspenning i INTERFACE-elementet som funksjon av lastinkrement

Programkode, DIANA

```

FEMGEN MODEL      : T5_200MM
ANALYSIS TYPE     : Structural 3D
MODEL DESCRIPTION : ANALYSE B: 200mm DEF
'UNITS'
LENGTH           M
TIME              SEC
TEMPER            KELVIN
FORCE             N
'COORDINATES'
   1  0.000000E+00  0.000000E+00  0.000000E+00
   2  1.000000E+00  0.000000E+00  0.000000E+00
   3  0.000000E+00  5.000000E-01  0.000000E+00
   4  1.000000E+00  5.000000E-01  0.000000E+00
   5  0.000000E+00  0.000000E+00  1.000000E+00
   6  1.000000E+00  0.000000E+00  1.000000E+00
   7  0.000000E+00  1.500000E+00  1.000000E+00
   8  1.000000E+00  1.500000E+00  1.000000E+00
   9  0.000000E+00  5.000000E-01  0.000000E+00
  10  1.000000E+00  5.000000E-01  0.000000E+00
  11  0.000000E+00  1.500000E+00  1.000000E+00
  12  1.000000E+00  1.500000E+00  1.000000E+00
  13  0.000000E+00  2.000000E+00  0.000000E+00
  14  1.000000E+00  2.000000E+00  0.000000E+00
  15  0.000000E+00  2.000000E+00  1.000000E+00
  16  1.000000E+00  2.000000E+00  1.000000E+00
'ELEMENTS'
CONNECTIVITY
   1 HX24L  1 2 4 3 5 6 8 7
   2 Q24IF  9 10 12 11 3 4 8 7
   3 HX24L  13 14 16 15 9 10 12 11
MATERIALS
/ 1 3 / 1
/ 2 / 2
'MATERIALS'
   1 YOUNG      3.000000E+10
     POISON     1.000000E-01
     DENSIT     2.600000E+03
   2 DSTIF     3.000000E+13  3.000000E+13  3.000000E+13
     FRICTI
     FRCVAL     1.000000E+09  1.000000E+00  1.000000E+00
'SUPPORTS'
/ 1 2 5 6 13-16 / TR 2
'LOADS'
CASE 1
DEFORM
/ 1 2 5 6 / TR 2 -0.200000E+00
'DIRECTIONS'
   1  1.000000E+00  0.000000E+00  0.000000E+00
   2  0.000000E+00  1.000000E+00  0.000000E+00
   3  0.000000E+00  0.000000E+00  1.000000E+00
'END'

```


Tillegg H

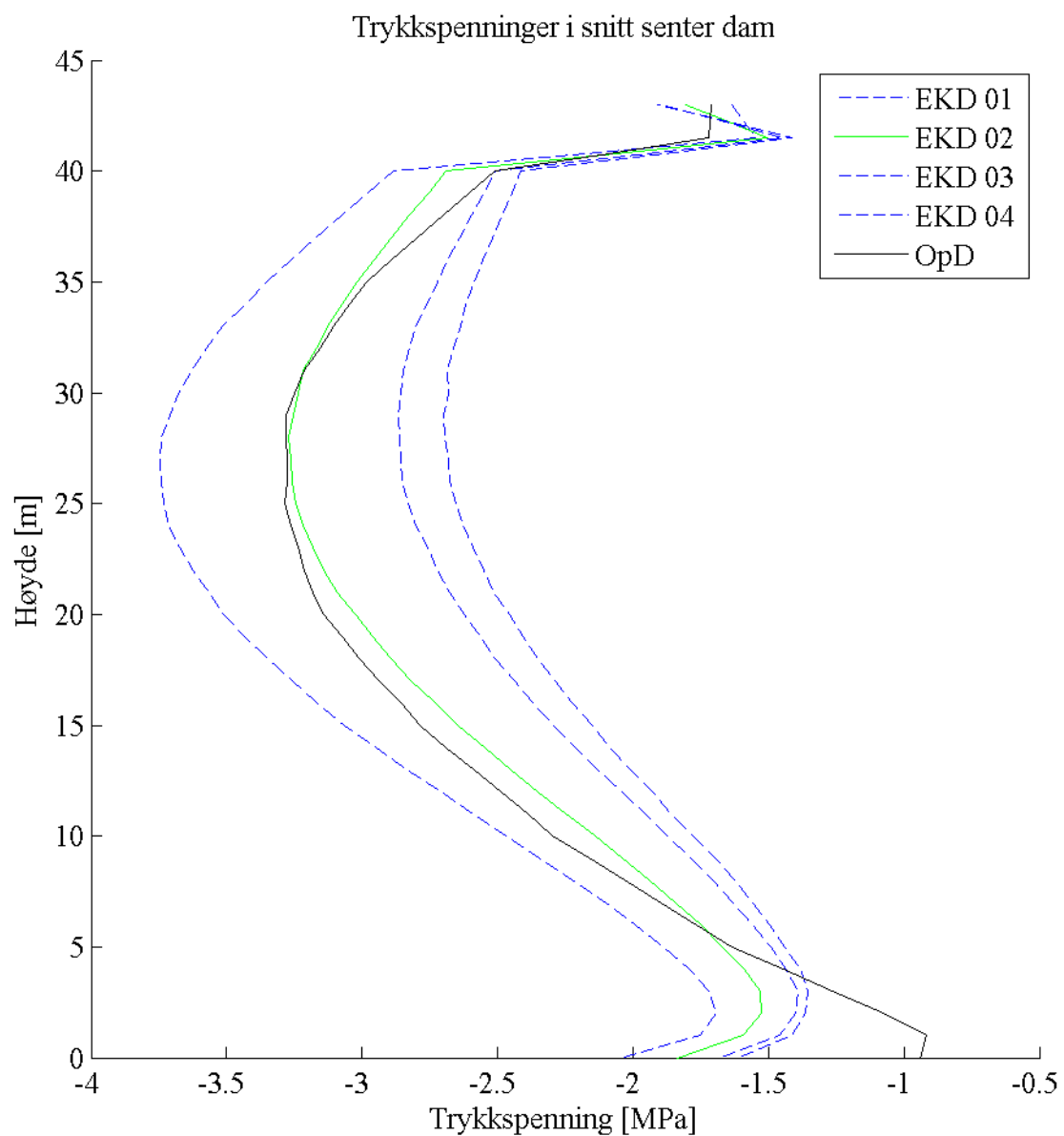
Evaluering av designalternativ

H.1 Hybriddam med enkeltkrum hvelvdam

Under følger sammenlikningen av de fire ulike alternativene til enkeltkrum hvelvdam som en del av hybriddammen. Tabell H.1 viser nøkkeldata fra analysene. Som vi ser av tabellen er det nødvendig med en økt tykkelse på 10 % i forhold til det opprinnelige designet for å oppnå samme spenningssituasjon. Det er da lagt stor vekt på sammenligning av trykkspenningene gjennom senter av dammen (se Figur H.1).

Tabell H.1: Resultat fra analysen av enkeltkrum hvelvdam (* i forhold til OpD)

Parameter		Enhet	OpD	EKD			
				01	02	03	04
Hovedspenning	$\sigma_{1,max}$	<i>MPa</i>	4,79	10,1	4,53	4,00	4,33
	$\sigma_{3,min}$	<i>MPa</i>	-11,4	-15,2	-12,0	-10,1	-10,8
Deformasjon	$u_{x,max}$	<i>mm</i>	14,8	20,6	17,2	14,5	15,4
	$u_{z,max}$	<i>mm</i>	4,0	6,7	4,7	3,9	4,17
Økt tykkelse* [%]		<i>m³</i>	0	0	10	25	20
Totalt volum [%]		<i>m³</i>	17096	13942	15259	17220	16568



Figur H.1: Trykksepenninger gjennom senter dam for designalternativene med enkeltkrum hvelvdam

H.2 Hybriddam med dobbeltkrum hvelvdam

Under følger sammenlikningen av de fire ulike alternativene til hybriddam med dobbeltkrum hvelv. Damalternativet som er betegnet HYB har samme tverrsnittsgeometri gjennom senter av dammen som det opprinnelige designet. Alternativene som betegnes MOD har geometri som er bestemt ut i fra designkriterier i *Design of Arch Dams*. Tabell H.2 viser nøkkeldata fra analysene. Ut i fra resultatet av analysen av de fire alternativene konkluderes det med følgende:

- Designet som er utarbeidet etter fremgangsmåten i *Design of Arch Dams* og hvor det har blitt tatt hensyn til hvelvdammens reduserte lengde har en gunstigere geometri enn det opprinnelige designet.
- Tykkelsen til dette designet kan reduseres noe i øvre del av dammen, men må økes i nedre del for å oppnå samme spenningssituasjon som i det opprinnelige designet.

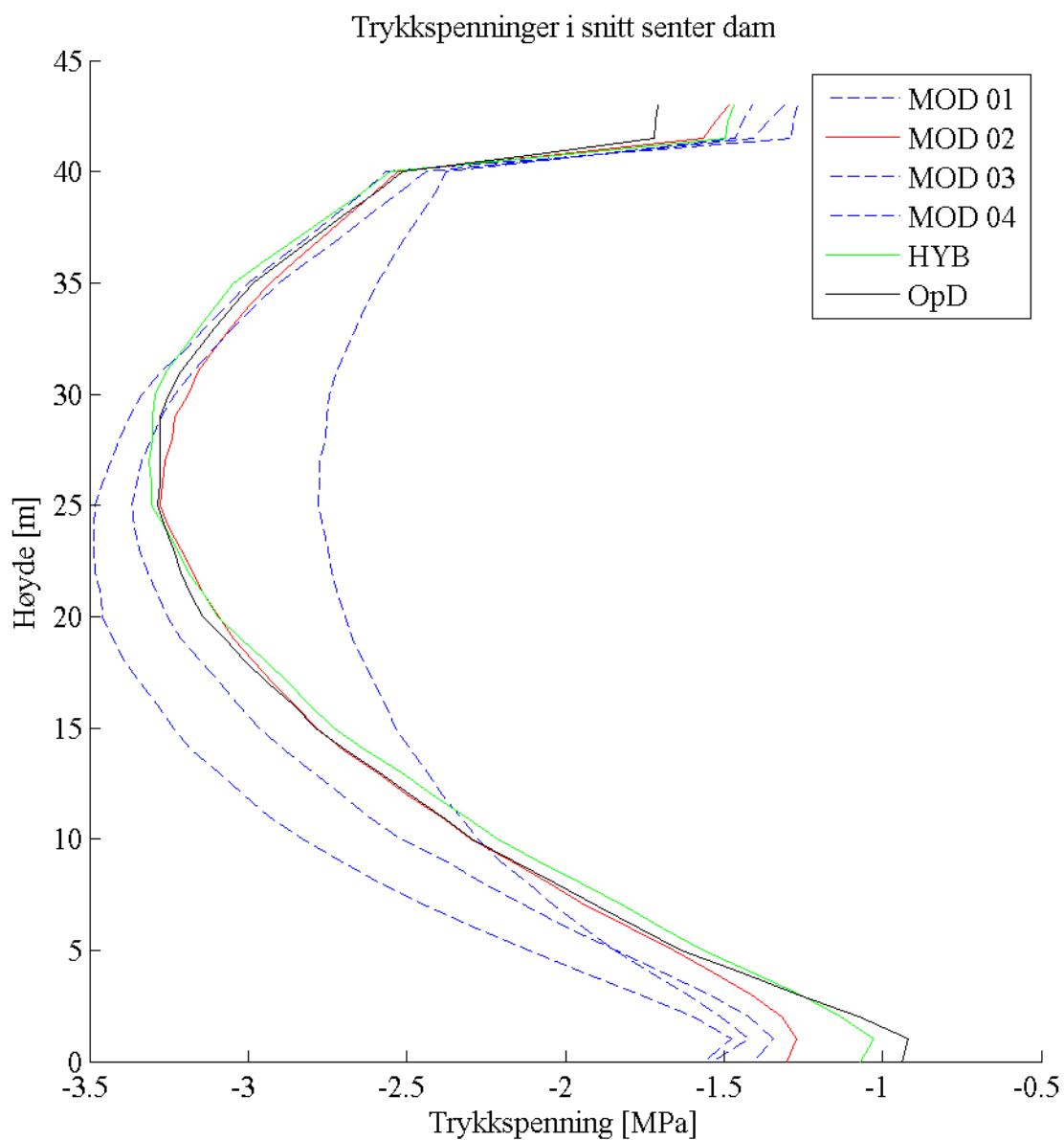
For å bestemme endelig hvelvtykkelse er det gjennomført en iterasjonsprosess som går ut på følgende:

1. Gjennomføre spenningsanalyse med gitt design
2. Plotte trykkspenninger gjennom senter dam for opprinnelig og nytt design
3. Beregne avvik for hver høyde i dammen og deretter multiplisere denne faktoren med hvelvtykkelse i aktuell høyde.
4. Gjenta prosess 1 - 3 til man oppnår tilfredsstillende spenningsfordeling gjennom tverrsnittet.

Etter tre iterasjoner ble tilfredsstillende likhet mellom opprinnelig og nytt design oppnådd. Resultatet fra de tre iterasjonene samt for tverrsnittet til opprinnelig geometri fremkommer av Figur H.2. Det er valgt å gå videre med designalternativ *MOD_02*.

Tabell H.2: Resultat fra analysen av enkeltkrum hvelvdam

Parameter		Enhet	OpD	HYB	MOD			
					01	02	03	04
Hovedspenning	$\sigma_{1,max}$	<i>MPa</i>	4,79	5,83	3,36	7,15	5,37	7,43
	$\sigma_{3,min}$	<i>MPa</i>	-11,4	-10,3	-9,81	-10,0	-11,6	-10,7
Deformasjon	$u_{x,max}$	<i>mm</i>	15,3	15,3	14,5	13,8	15,3	14,0
	$u_{z,max}$	<i>mm</i>	3,9	3,27	3,25	3,57	3,67	3,57
Betongvolum	V	<i>m³</i>	17096	14479	15424	14322	13030	13919



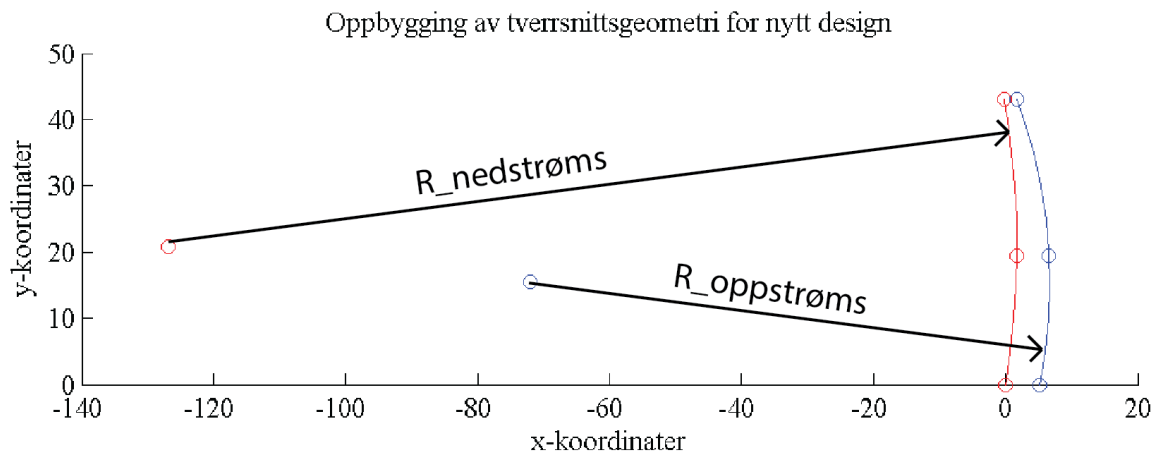
Figur H.2: Trykkspenninger gjennom senter dam for designalternativene med dobbeltkrum hvelvdam

H.2.1 Beregning av nytt design

Beregningen av nytt design for dobbeltkrum hvelvdam er gjort etter fremgangsmåte i manualen *Design of Arch Dams*. Inngangsparametere og nøkkeldata for oppbygging av geometri fremkommer av Tabell H.3

Tabell H.3: Inngangsparametere og nøkkeldata for oppbygging av damgeometri

	Parameter	Symbol	Enhet	Verdi
Inndata	Bredde damkrone	L_1	m	123,6
	Bredde damtå	L_2	m	30,6
	Høyde	H	m	43
Utdata	Radius damkrone	R_{axis}	m	74,2
	Tykkelse damkrone	T_C	m	1,91
	Tykkelse 0,45H	$T_{0,45H}$	m	4,88
	Tykkelse dampå	T_B	m	5,14
	Projeksjon	USP_{Crest}	m	0
		USP_{Base}	m	3,44
		$USP_{0,45H}$	m	4,88
		DSP_{Crest}	m	1,91
		DSP_{Base}	m	1,70
		$DSP_{0,45H}$	m	0
	Radius oppstrøms	R_{oppst}	m	78,7
Radius nedstrøms	R_{nedst}	m	128,5	



Figur H.3: Tverrsnittsgeometri gjennom senter dam, med radius for vertikal krumning

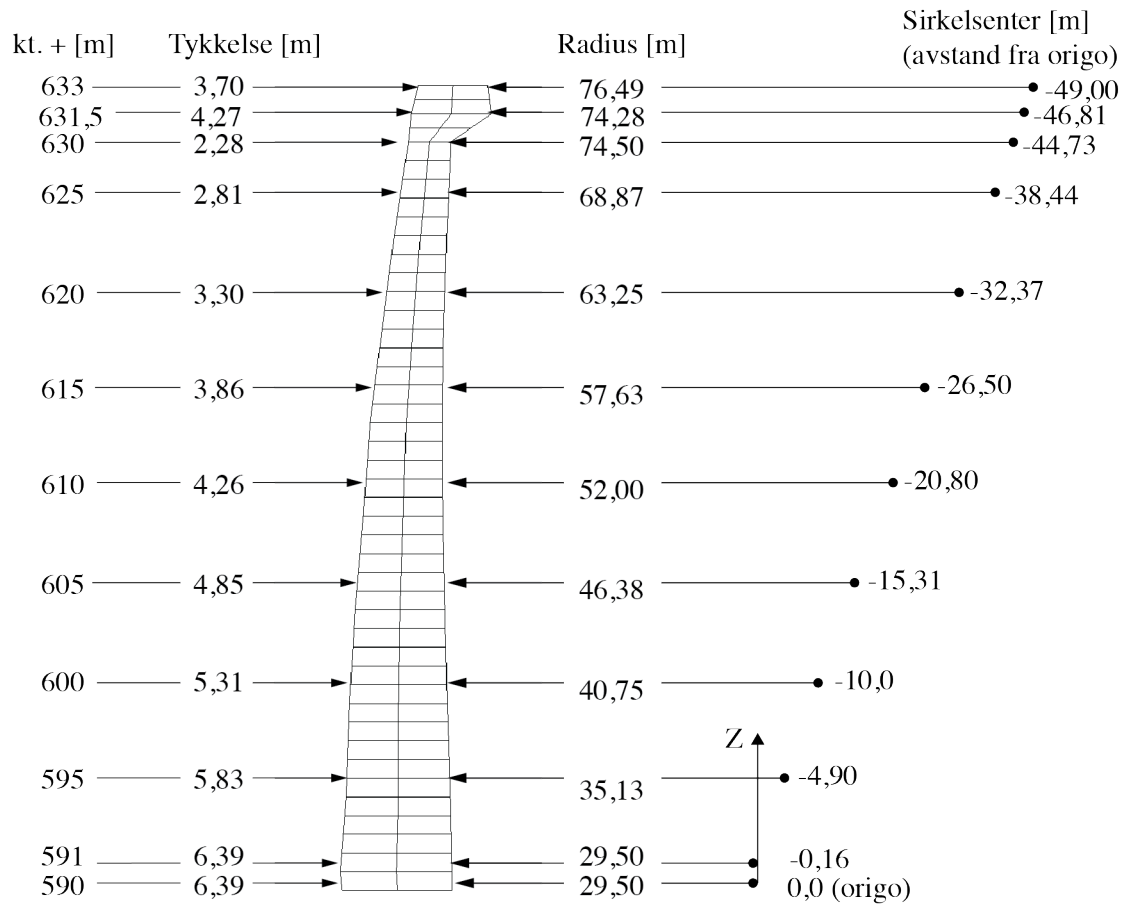
Tillegg I

Resultater for MOD-02

Damalternativ MOD-02 er det mest gunstige damalternativet til dobbeltkrum hvelvdam. Men på grunn av at geometrien ikke består stabilitetskontrollen under bygging er dette alternativet forkastet. Resultatene fra denne analysen er likevel presentert i korthet i dette vedlegget fordi det rent teoretisk er det mest gunstige alternativet med tanke på materialbehov.

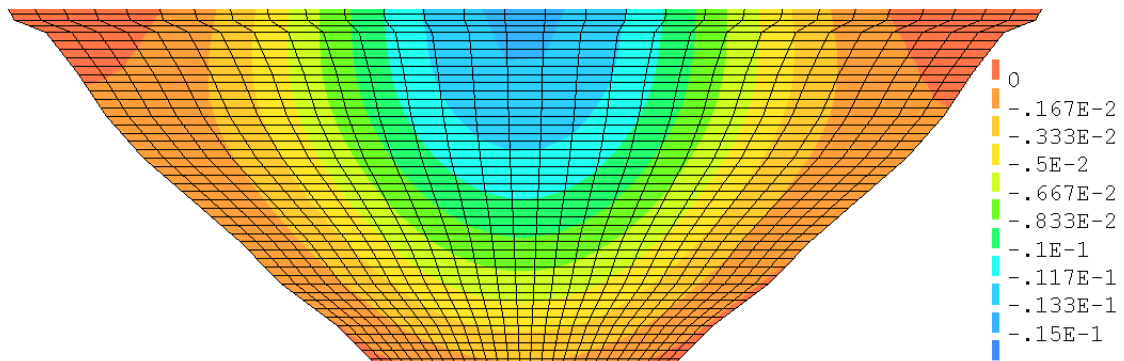
Figur I.1 viser geometrien til dette alternativet. Damkronen er holdt konstant lik det opprinnelige designet. Videre ser man at den vertikale krumningen i dette alternativet er noe mindre enn for det opprinnelige designet. Tykkelsen gjennom høyden av dammen er nokså lik, men man ser en moderat reduksjon i øvre partier. På grunn av dalprofilets V-form vil en moderat tykkelsesreduksjon i den øvre delen av dammen bety en betraktelig reduksjon i nødvendig betongvolum.

Geometrisk oppbygning

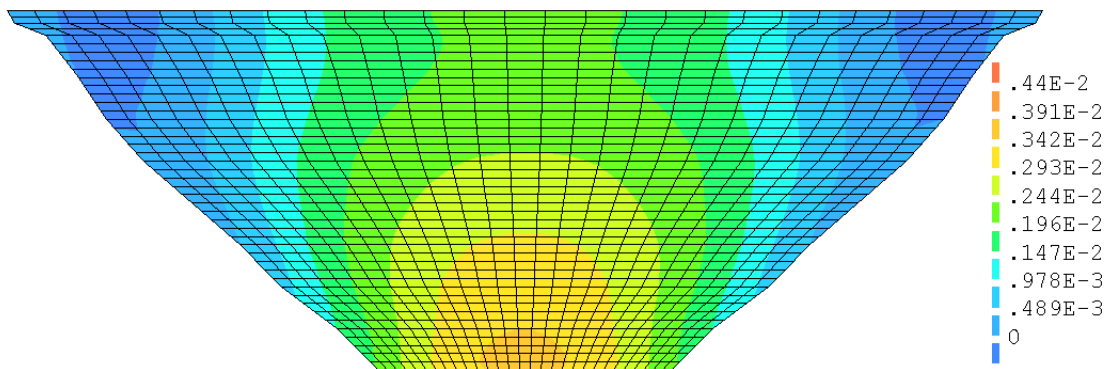


Figur I.1: Geometrisk oppbygning av tverrsnitt senter dam for dobbeltkrum hvelvdam

Deformasjoner

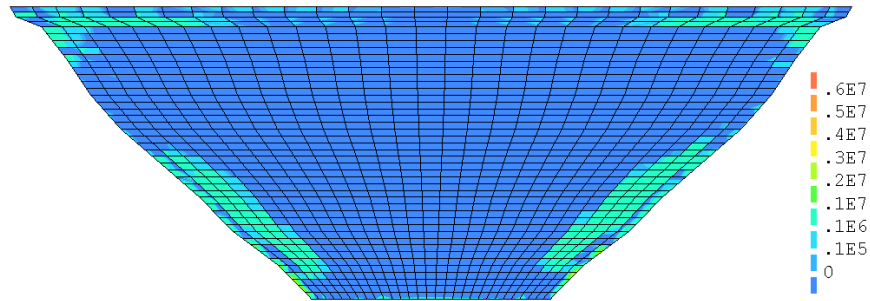


(a) Deformasjon i global x-retning

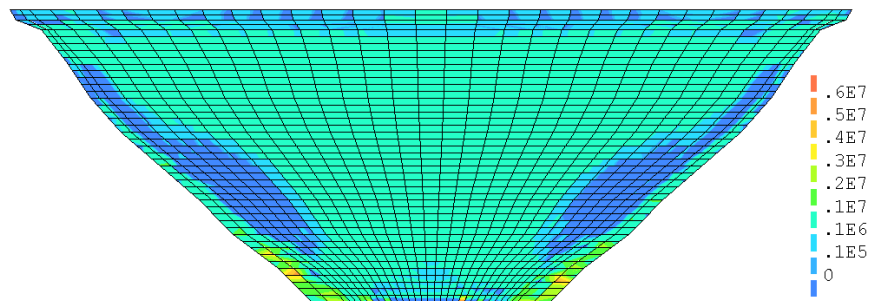


(b) Deformasjon i global z-retning

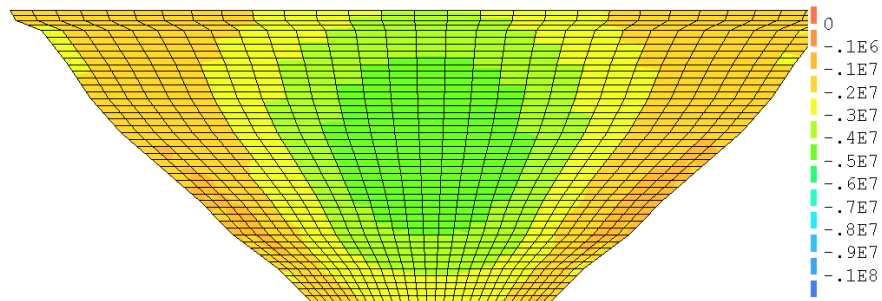
Figur I.2: Deformasjoner for damalternativ MOD-02

Hovedspenning σ_1 og σ_3 

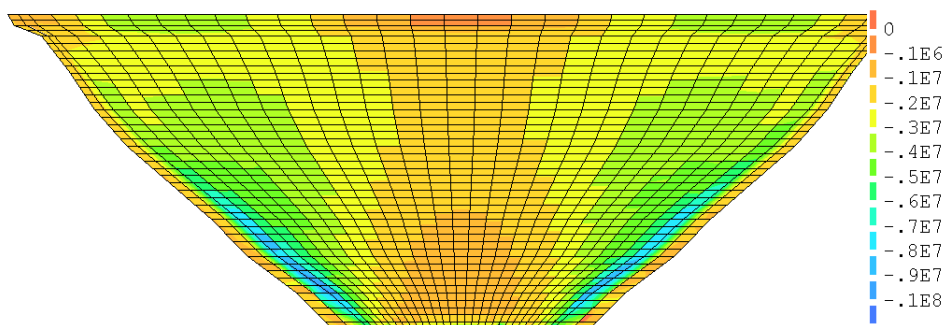
(a) Største hovedspenning på vannsiden (Ø-V)



(b) Største hovedspenning på luftsiden (V-Ø)



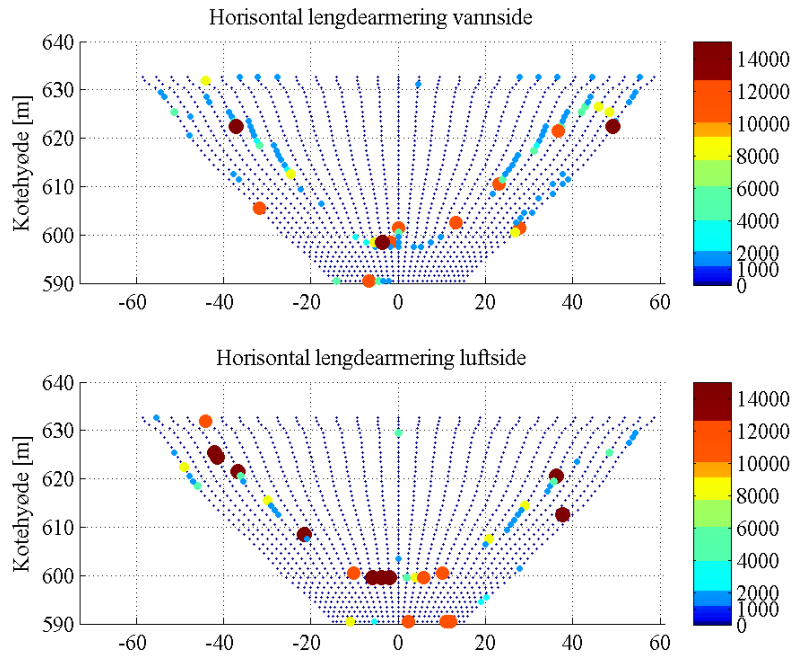
(c) Minste hovedspenning på vannsiden (Ø-V)



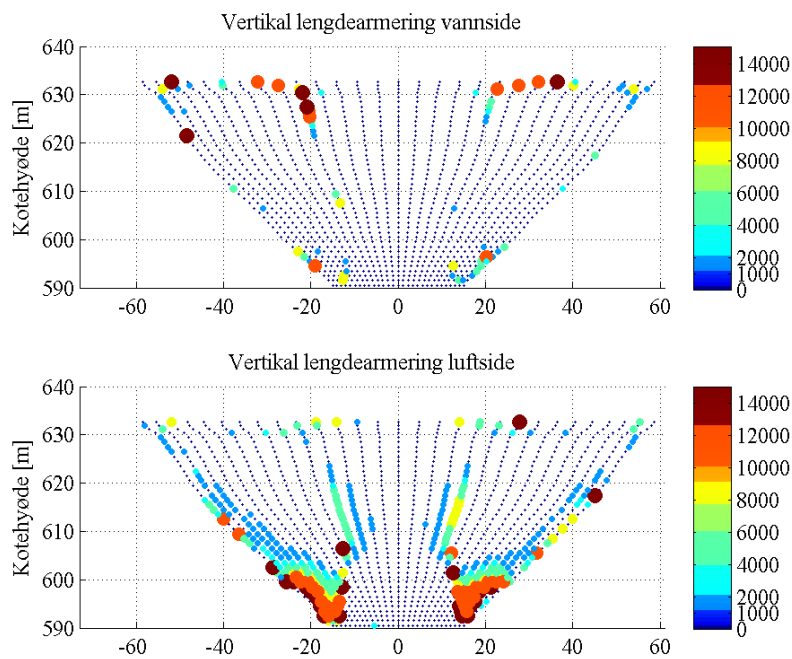
(d) Minste hovedspenning på luftsiden (V-Ø)

Figur I.3: Hovedspenninger for MOD-02

Lengdearmering



(a) Horizontal lengdearmering



(b) Vertikal lengdearmering

Figur I.4: Armeringsmengder for damalternativ MOD-02

Tillegg J

Kostnadsestimat

Kostnadsoverslaget for byggekostnadene er hentet fra entreprenør Kruse Smith i forbindelse med hovedprosjektet *Dam Sarvsfossen: Geometrisk utforming og forbedret materialutnyttelse* [37]. Merk at tallene fra Kruse Smith gjelder for midtre del av den opprinnelige hvelvdammen som tilsvarer omtrent halve dammen. Det er i samsvar med hovedprosjektet antatt at hele buedelen av hybriddammen kan utføres med glideforskaling og følgelig er tallene fra Kruse Smith multiplisert med to.

Kostnadene for tetningstiltak i horisontale støpeskjøter er beregnet ut i fra erfaringstall fra Multiconsult.

Beregning av byggekostnader

HVELVDAM - Byggekostnader

Klatreforskaling		
Forskalingsarbeid		kr 36 400 000
Tetningstiltak i hor. støpeskjøt		kr 4 434 160
SUM		kr 40 834 160

Glideforskaling		
Forskalingsarbeid		kr 15 400 000
Redusert forsaling ved glid		-kr 500 000
SUM		kr 14 900 000

Kostnader for tetningstiltak i horisontale støpeskjøter

	Sløyfer	Tot buelengde	Pris [NOK/m]		Pris
Fugebånd	2	1,03E+03	900	kr	1 856 160
Svellebånd	2	1,03E+03	500	kr	1 031 200
Injeksjonss.	2	1,03E+03	750	kr	1 546 800
SUM				kr	4 434 160

Estimat utført av Kruse Smith

Dam Sarvsfoss - Kostnadsoverslag på differanse glideforskaling vs klatreforskaling

Glid er da forutsatt gjennomførbart ved enklere geometri enn det dammen har i dag.

Delta	Klatreform, 5m	Glideforskaling
-500 000	7 000 000 Kjøp og leie klatreform	6 500 000 Leie glideforskaling, (s sett), inkl kjøring av glid
-800 000	1 000 000 Pre montasje klatreform (5 stk)	200 000 Premontasje glideform, 2 stk
-1 600 000	2 600 000 500 0,65 Forskaling	1 000 000 500 0,25 Forskaling
-3 000 000	3 000 000	0 Besparelse R&D, 2 mnd kortere byggetid Glid
-4 600 000	4 600 000	0 Horisontale støpeskjøter utgår ved glid.
-10 500 000	18 200 000	7 700 000 SUM
	-10 500 000	10 500 000 Kontrollsum alle tall ex mva

Se mail for utdypende kommentarer til oppsettet.

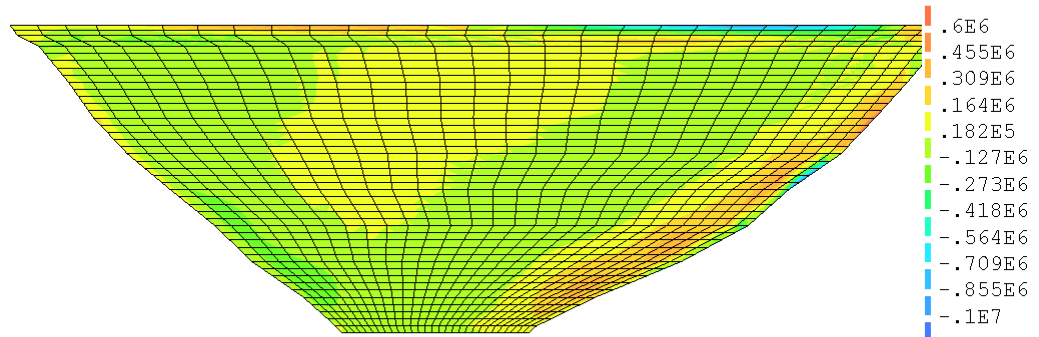
Hjelpe tall

8 000 m2	
26 m2/m	
308 m	glid
5 m	høyde klatre etapper
62 stk	klatreetapper

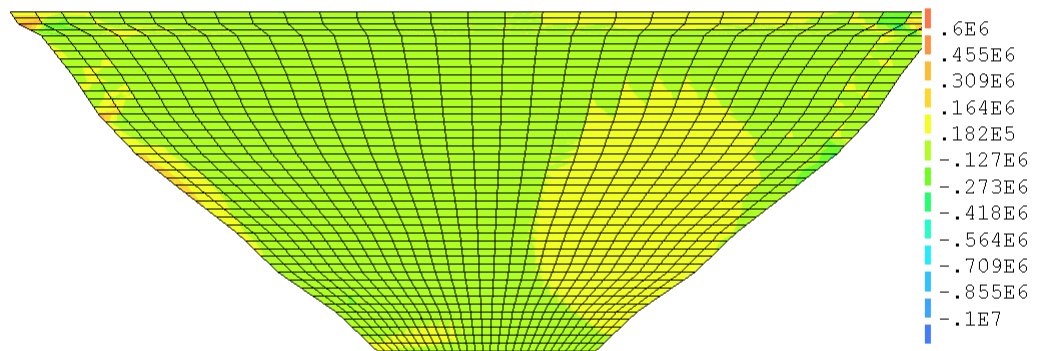
Tillegg K

Skjærkrefter

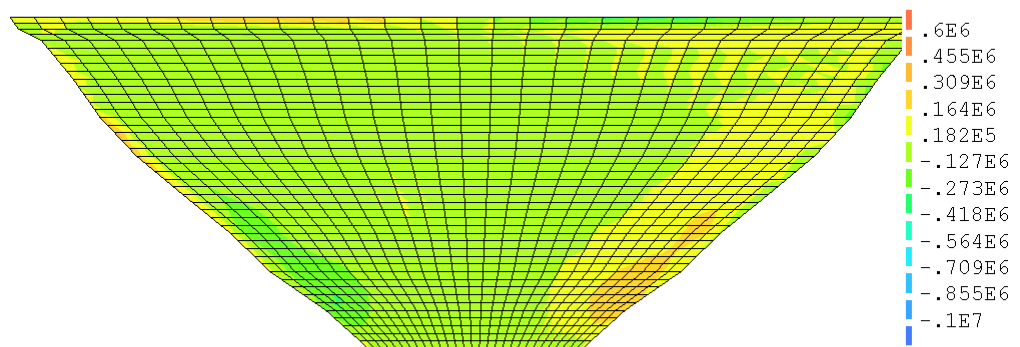
Generaliserte skjærkrefter i xz-planet



(a) Opprinnelig design



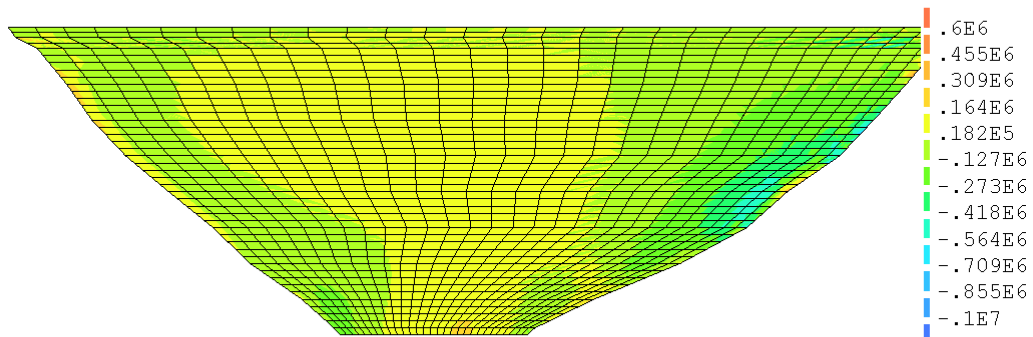
(b) Enkeltkrum hvelvdesign



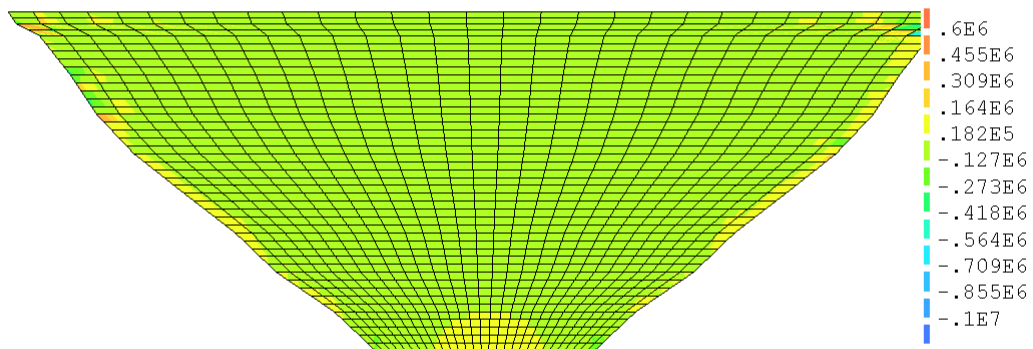
(c) Dobbeltkrum hvelvdesign

Figur K.1: Generaliserte skjærkrefter i lokalt xz-plan for de tre designalternativene

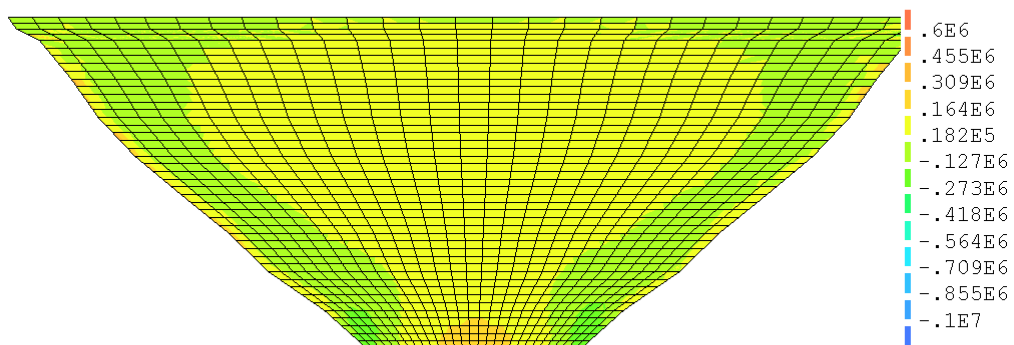
Generaliserte skjærkrefter i yz-planet



(a) Opprinnelig design



(b) Enkeltkrum hvelvdesign

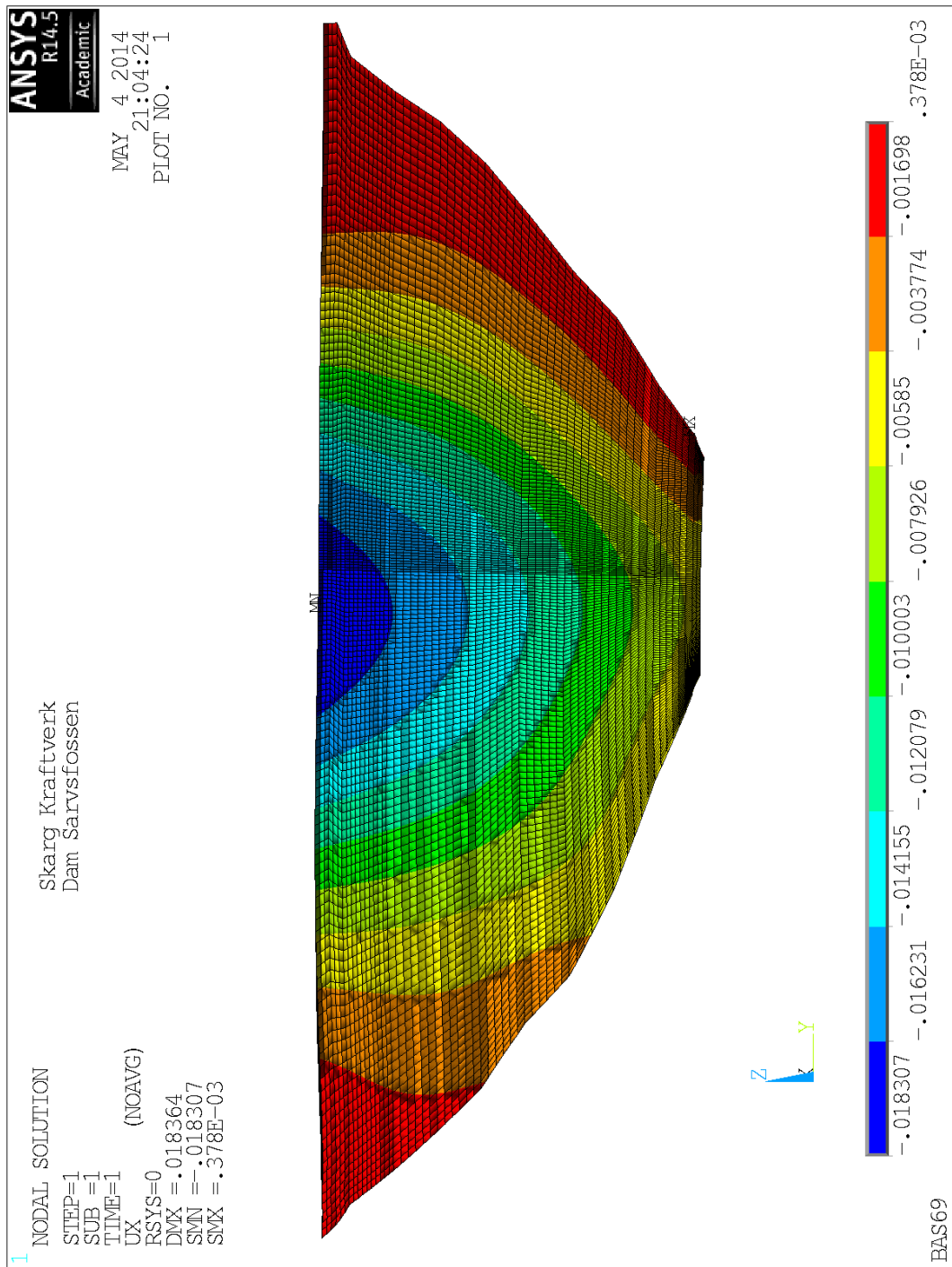


(c) Dobbeltkrum hvelvdesign

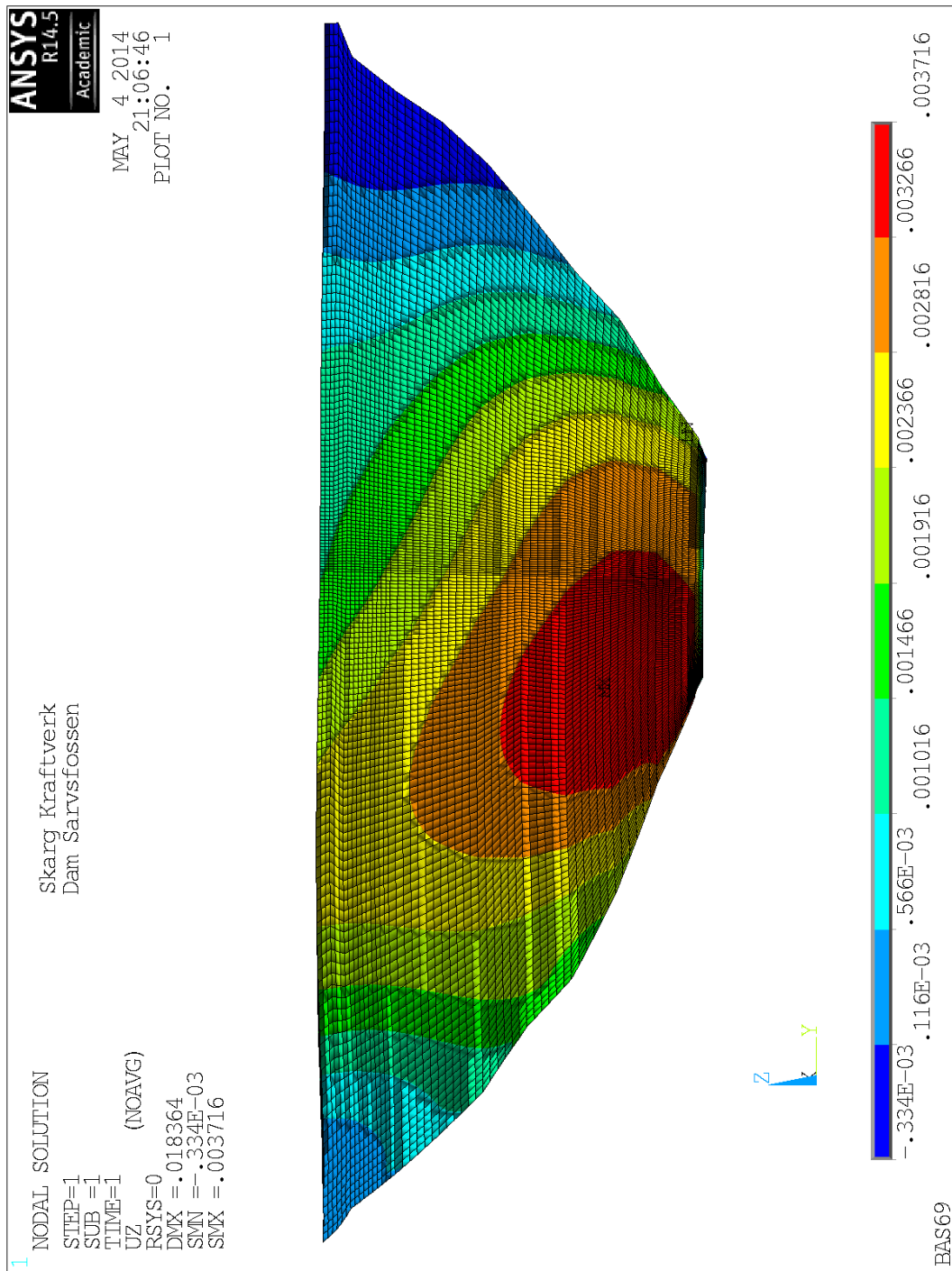
Figur K.2: Generaliserte skjærkrefter i lokalt yz-plan for de tre designalternativene

Tillegg L

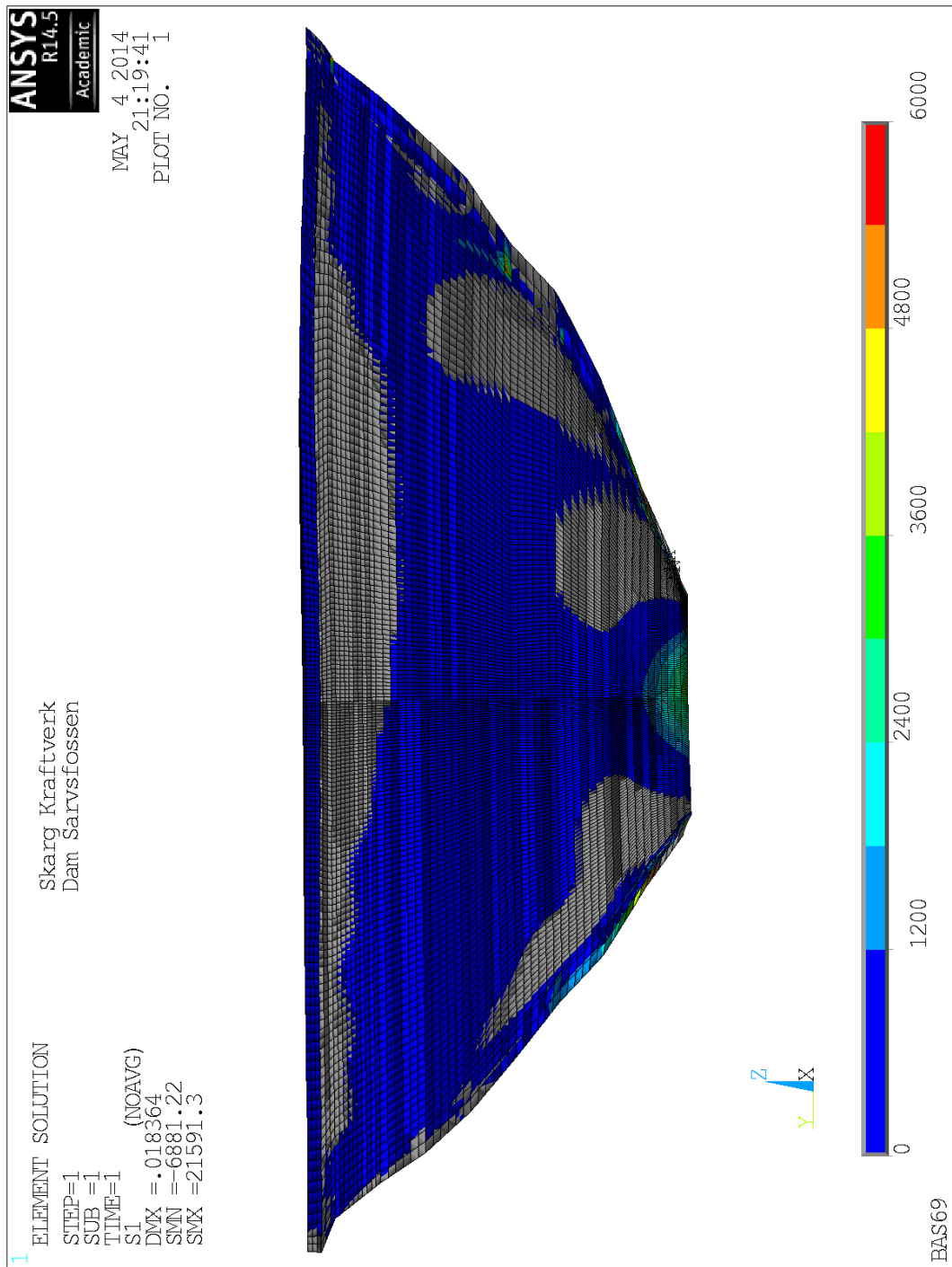
Plot fra ANSYS-modellen

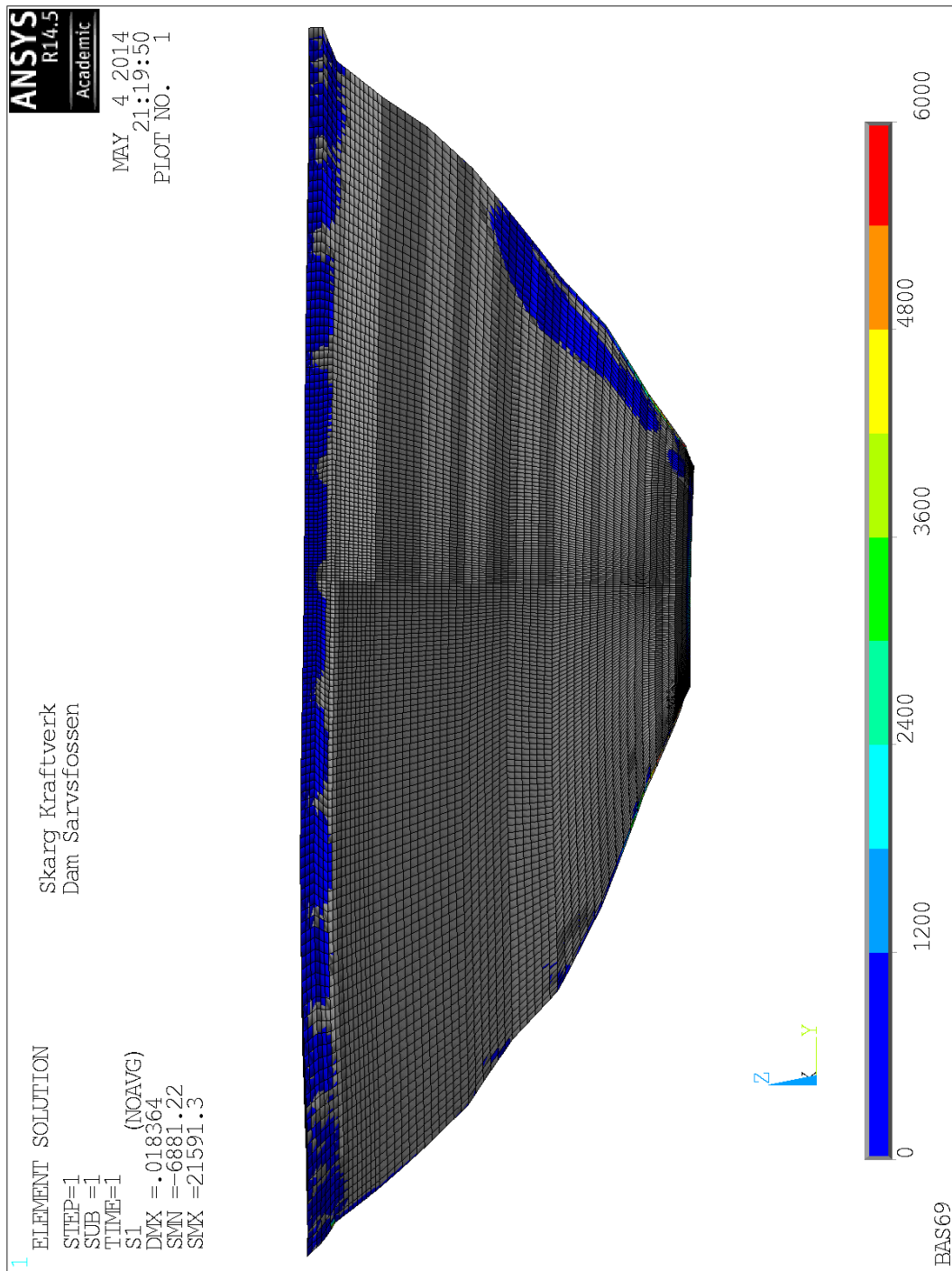


Figur L.1: Konturplot av deformasjon i global x-retning

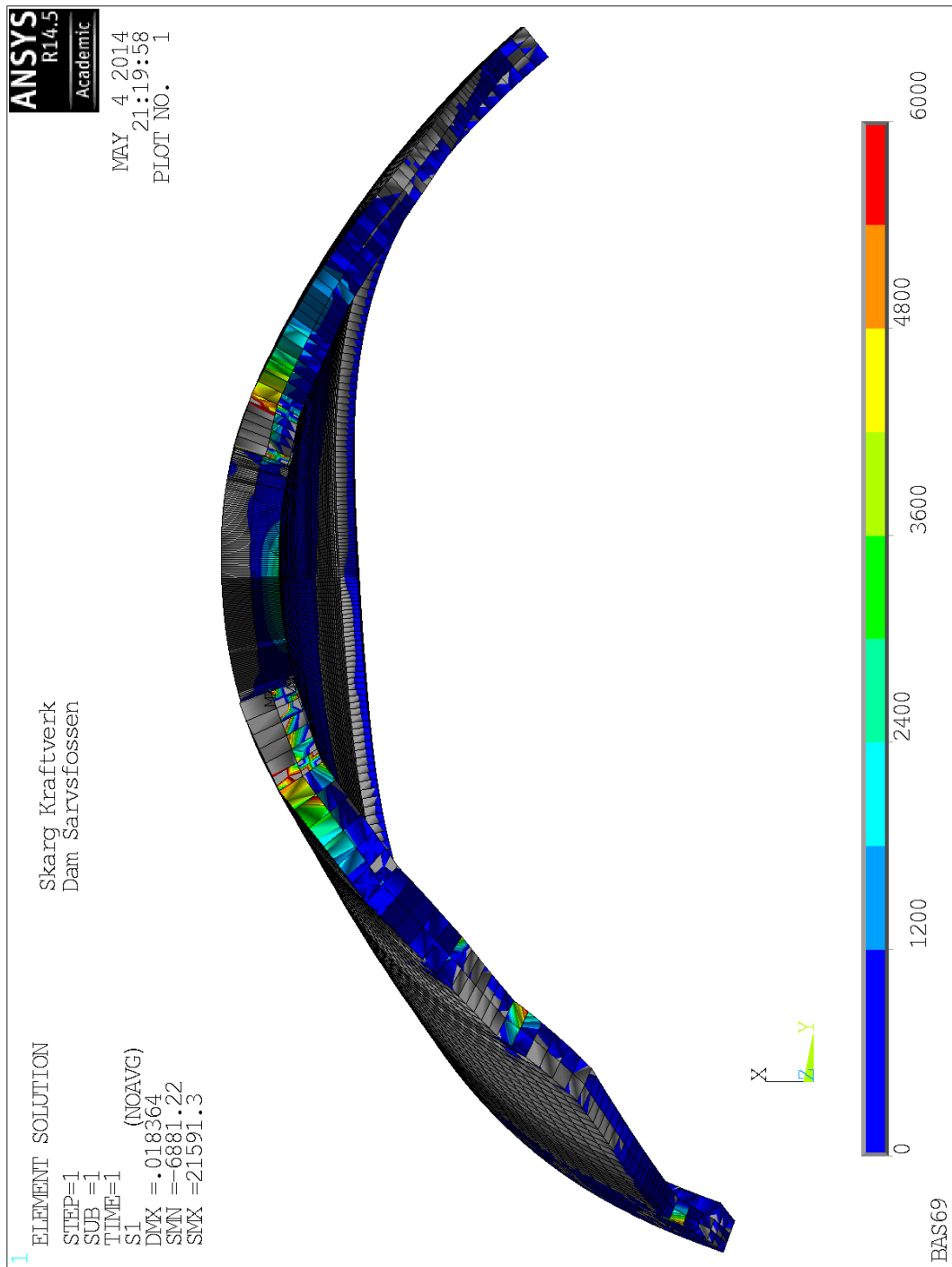


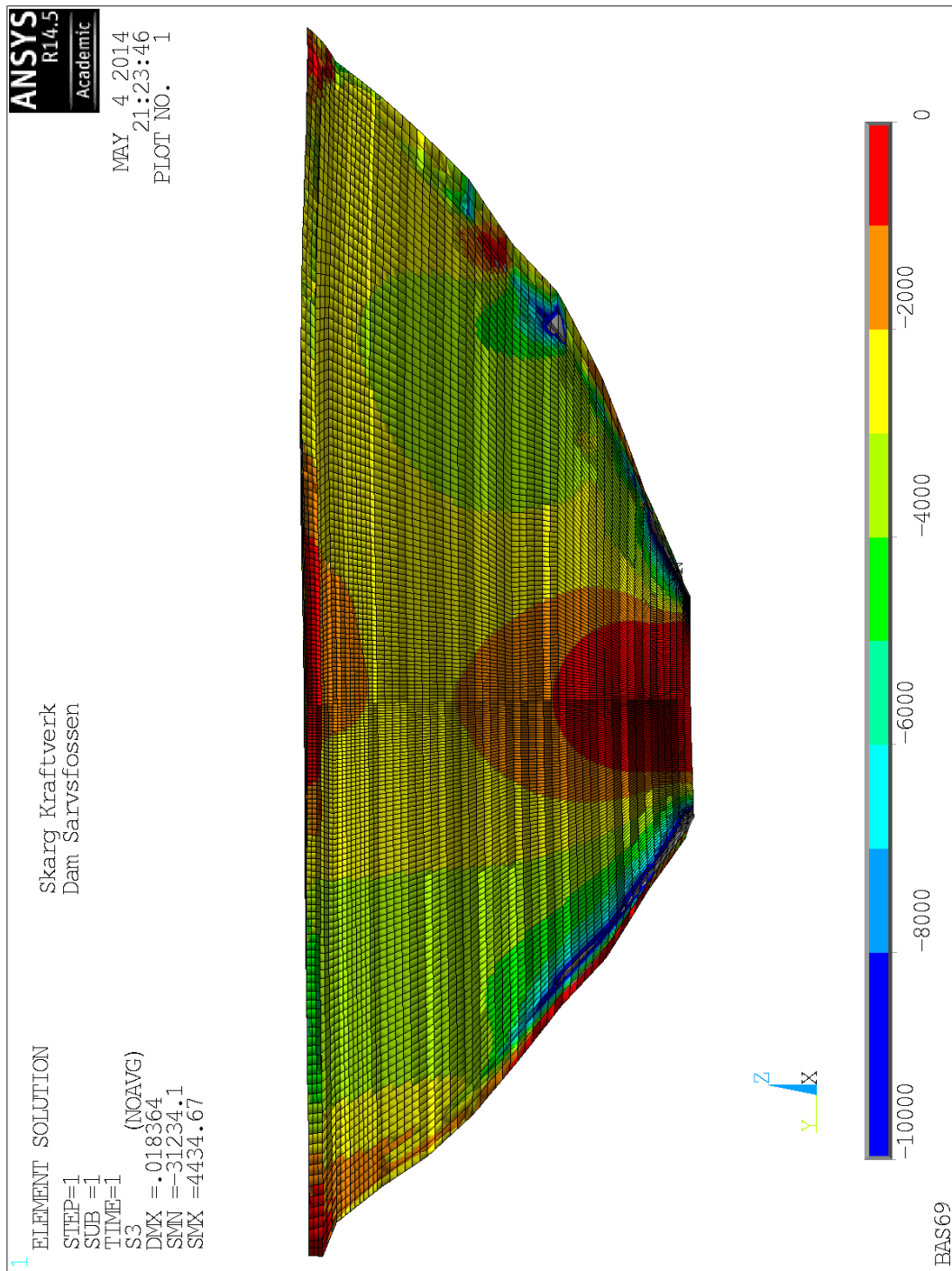
Figur L.2: Konturplot av deformasjon i global z-retning

Figur L.3: Konturplot av største hovedspenning σ_1

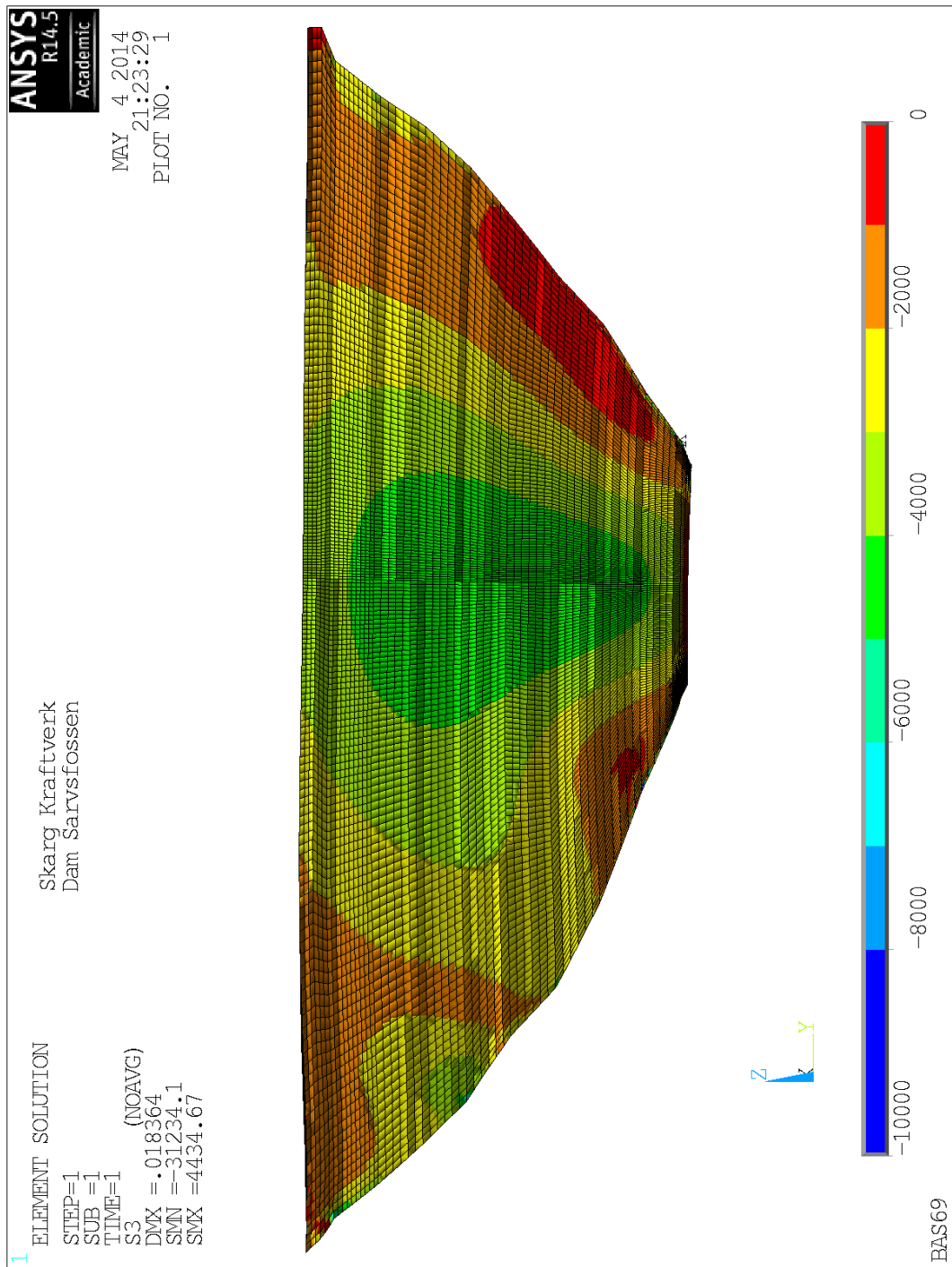


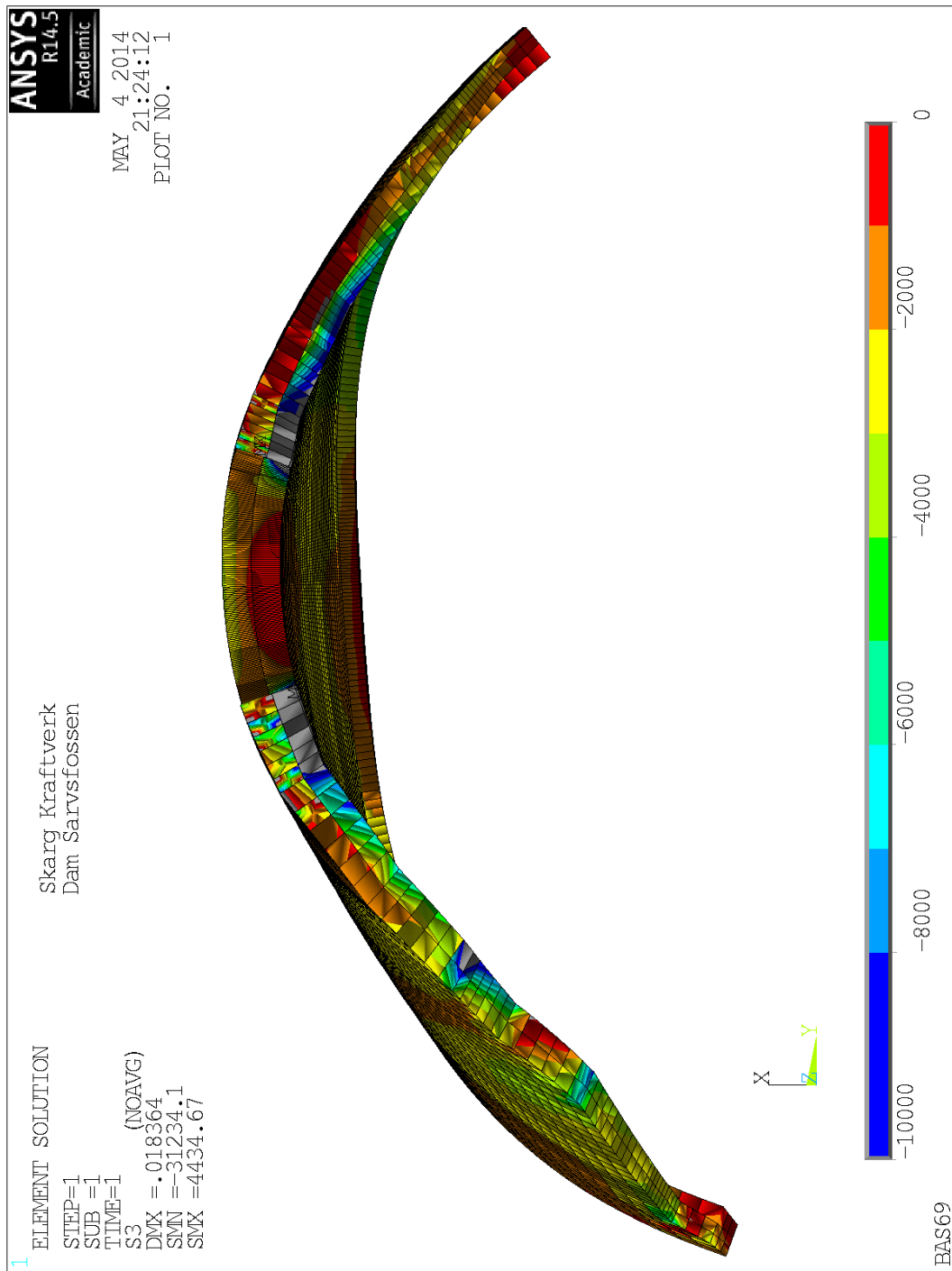
Figur L.4: Konturplot av største hovedspenning σ_1

Figur L.5: Konturplot av største hovedspenning σ_1



Figur L.6: Konturplot av minste hovedspenning σ_3

Figur L.7: Konturplot av minste hovedspenning σ_3

Figur L.8: Konturplot av minste hovedspenning σ_3