

Beregning av plastiske ledd og overstyrke i betongskiver ved dimensjonering for jordskjelv i DCM

Eivind Bjørhei

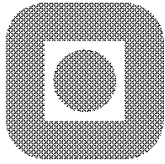
Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2012

Hovedveileder: Jan Arve Øverli, KT

Medveileder: Øystein Løset, Dr.techn.Olav Olsen AS
Stein Atle Haugerud, Dr.techn.Olav Olsen AS

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



NORGES TEKNISK NATURVITENSKAPELIGE
UNIVERSITET, NTNU
Institutt for konstruksjonsteknikk

Masteroppgave i konstruksjonsteknikk 2012 for Eivind Bjørhei

Beregning av plastiske ledd og overstyrke i betongskiver ved dimensjonering for jordskjelv i DCM

Plastic Hinges in Design of Concrete Shear Walls subjected to Earthquake Loading

INNLEDNING

Dimensjonering av konstruksjoner for seismiske laster er relativt nytt i Norge. NS 3491-12 "Laster fra seismiske påvirkninger" ble utgitt i 2004, og den stilte krav til kontroll av nye bygninger for jordskjelvpåkjenninger. Med at eurokodene ble enerådende i Norge fra 1.april 2010 er det nå NS-EN 1998-1:2004+NA2008 (EC 8) som er gjeldende standard for jordskjelvdimensjonering av konstruksjoner i Norge. Sammenlignet med NS 3491-12 gir EC 8 mer utvidede og presise krav til hvordan de seismiske lastene skal bestemmes og dimensjonering av konstruksjoner for seismiske laster. Innføringen av EC 8 har gjort at det har blitt et økende fokus på jordskjelvdimensjonering av konstruksjoner siden dette oftere er blitt den dimensjonerende lastsituasjonen.

OPPGAVE

Duktil dimensjonering av skiver i EC 8 kan tilsynelatende gi overstyrker i størrelsesorden 50% - 100%. Dette følger av de lastantakelsene som kreves i kap 5.4.2.4. Hovedparameterne her er jordskjelvbelastningen, momentdiagram og høyden på plastisk ledd og kritisk område (ref pkt 5.4.3.4). Forskyvning av momentdiagrammet gir overstyrken i skiven og styres av høyden på kritisk område og plastisk ledd. Oppgaven tar for seg skiver i horisontal avstivningskonstruksjon og beregner momentforløp i skiven. Hoveddelen av oppgaven blir å beregne utstrekning av plastisk ledd ved ikke-lineære analyser og sammenligne med rapporterte prøveresultater. På dette grunnlag beregnes reell overstyrke i skiven når momentforskyvninger i henhold til EC 8 pkt 5.4.2.4 følges. Resultatene sammenlignes med EC 8s generelle krav til overstyrke i DCM på ca 30%.

Oppgaven kan bygges opp på følgende måte:

- **BESKRIVE HOVEDTREKKENE I EC 8 MED HENSYN TIL BEREKNING AV LASTER OG OVERSTYRKE.**
 - Parametere for lastberegning
 - Generelle krav til energiabsorpsjon
 - Krav til betongkonstruksjoner i DCM
 - Generelle krav til overstyrke i DCM og spesielle krav for betongkonstruksjoner

- **IDENTIFISERING AV SKIVER.**
 - Identifisere aktuelle skiver
 - Definere geometri og materialparametere

- **PLASTISKE LEDD OG KRITISK OMRÅDE.**
 - Identifisere tilgjengelige forsøksresultater
 - Detaljutforme plastisk ledd i henhold til EC 8
 - Utføre ikke-lineære beregninger av utstrekning av plastiske ledd i skiver
 - Bestemme reell overstyrke basert på beregningene

- **OPPSUMMERING AV RESULTATER OG SAMMENLIGNING MED KRAV GITT I EC 8.**

GENERELT

Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Dr. techn. Olav Olsen AS.
Kontakt og veileder hos Olav Olsen er Øystein Løset.

Oppgaven skal være gjennomført innen den 11. juni 2012.

Trondheim den 17.01.2012

Jan Arve Øverli
Faglærer

Forord

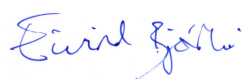
Denne rapporten er resultatet av min masteroppgave ved Institutt for Konstruksjonsteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet (NTNU) våren 2012. Oppgaven er formulert av Øystein Løset fra dr.techn.Olav Olsen AS, utført over 20 uker og tilsvarer 30 studiepoeng.

Utgangspunktet for oppgaven var et ønske fra Øystein Løset om å videreføre arbeidet fra Eirik Olsvik Hovind sin masteroppgave utført våren 2011 der det ble sett på duktilitet i veggskiver, og en formening om at NS-EN 1998-1:2004+NA2008 (Eurokode 8) setter for store krav til overstyrke i veggskiver av betong ved dimensjonering for middels duktilitet i konstruksjonen. Det er sett på utbredelsen av plastisitet i veggskiver og spesielt ekvivalent lengde av plastisk ledd. Motivasjonen for dette er muligheten for å redusere overstyrken anbefalt av Eurokode 8 og dermed armeringsmengden i skiven ved å dimensjonere for middels duktilitet.

Oppgaven er bygget opp i tre deler med en del om grunnleggende jordskjelvt teori og hvordan Eurokode 8 behandler dette, en analysedel der det er foretatt ikke-lineære analyser og en oppsummeringsdel med konklusjon. Rapporten er forsøkt lagt på et nivå for å være fullt forståelig for andre med konstruksjonsfaglig bakgrunn. Kunnskaper om dimensjonering for jordskjelv skal ikke være nødvendig; det er presentert i teoridelen.

Jeg vil gjerne takke veileder Øystein Løset hos dr.techn.Olav Olsen AS for hjelp til å definere oppgaven og god veiledning underveis. En stor takk rettes også til veileder Jan Arve Øverli ved NTNU for modelleringshjelp og gode råd underveis, biveileder fra dr.techn.Olav Olsen AS Stein Atle Haugerud for konkrete og nyttige tilbakemeldinger, Inga Due hos dr.techn.Olav Olsen AS, Anton Magne Gjørven hos Norconsult AS for livreddende Abaqushjelp og medstudent Magnus Engseth for diskusjon og modelleringshjelp. I also wish to thank mr. Yang Thao at TRC for the license key for the software XTRACT.

Trondheim, juni 2012



Eivind Bjørhei

Sammendrag

Med innføring av eurokodene som enerådende standarder i Norge fra 1. april 2010 har dimensjonering for jordskjelv blitt mer aktuelt, da Eurokode 8 gir mer utvidede, detaljerte og presise krav enn forgjengeren NS 3491-12. Eurokode 8 gir i Norge mulighet til å redusere de seismiske kreftene på konstruksjonen ved å dimensjonere for middels duktilitet i duktilitetsklasse M - DCM. For en enkeltstående veggskive i armert betong kan de seismiske kreftene halveres, men grunnet krav til overstyrke i den ikke-duktilen delen av skiven blir besparelsene ved å beregne i DCM i en del tilfeller likevel små.

Overstyrken i veggskiver ved dimensjonering i DCM styres av den såkalte forskyvningen av strekkraftlinjen, a_1 , i omhyllingskurven for momentdiagrammet til veggskiven og er gitt i punkt 5.4.2.4 i Eurokode 8. Eurokode 8 sier at denne kan forenkles til kritisk høyde, h_{cr} , som bestemmes av vegg lengde eller vegg høyde og begrenses av etasjehøyden. Ved å følge Eurokode 8s anbefalinger for kritisk høyde fås overstyrker i størrelsesorden 50-100 % og derfor er det ønskelig å finne et mer nøyaktig mål for denne.

Forskyvningen av strekkraftlinjen tilsvarer utstrekningen av det plastiske leddet som dannes i overkant av fundamentet. Et forslag til et bedre mål for h_{cr} er ekvivalent lengde av plastisk ledd, L_{pl} , pluss en avstand for å sikre elastisk oppførsel over den kritiske høyden: $h_{cr} = L_{pl} + ?$. For å se på utstrekningen av det plastiske området langs veggskiven er det foretatt ikke-lineære statiske beregninger på armerte veggskiver med elementmetodeprogrammet Abaqus. Det er sett på ekvivalent lengde av plastisk ledd for veggskiver med ulik veggtykkelse t og med varierende horisontal vegg lengde l_w og lengde armeringsforhold ρ_{st} . Resultatene er sammenlignet med tidligere studier. Det er også sett på utstrekning av full flyt i vertikalarmeringen.

Resultatene av ekvivalent lengde av plastisk ledd stemmer godt med tidligere studier, men det må presiseres at resultatene fra de tidligere studiene har stor statistisk varians. For veggskivene som er studert i denne oppgaven er det i alle tilfeller stor overstyrke ved bruk av Eurokode 8s betraktning, som bekrefter at anbefalingene til h_{cr} i Eurokode 8 er større enn nødvendig. Det er funnet god korrelasjon mellom ekvivalent lengde av plastisk ledd og vegg lengde, men ikke for varierende veggtykkelse eller lengde armeringsforhold. Det samme gjelder for utstrekning av full flyt i vertikalarmeringen. Begge har et stigningstall på ca $0,3 \cdot l_w$, men full flyt i armeringen strekker seg i underkant av en halv meter lengre opp i skiven. Ut i fra dette kan det gis et nytt forslag til kritisk høyde, nemlig ekvivalent lengde av plastisk ledd pluss ett tillegg for differanse til full flyt i vertikalarmering:

$$h_{cr} = L_{pl} + \text{differanse i avstand til full flyt i vertikalarmering.}$$

Resultatene i denne oppgaven viser at spesielt for veggskiver i bygg på tre til fire etasjer vil overstyrken med bruk av h_{cr} fra Eurokode 8 bli meget stor. Det kan her lønne seg å gjøre en ikke-lineær beregning for å kunne spare armering langs hele veggskivens høyde.

Abstract

As the Eurocodes are used for all new designs in Norway from April 1 2010, design for seismic loading has become more relevant as the Eurocode 8 gives more extended, detailed and precise requirements than its predecessor NS 3491-12. In Norway, Eurocode 8 gives the possibility of reducing the seismic loading on the structure by designing for the medium ductility class - DCM. For a single shear wall the seismic loading can be reduced to its half, but because of the requirements for overstrength in the non-ductile part of the construction the savings by designing for DCM are in some causes modest.

The overstrength is given by the so-called tension shift, a_1 , in the design envelope for the moment diagram of the shear wall. Eurocode 8 allows a simplification of the tension shift equal to height of the critical region, h_{cr} , that is given by the wall length or height and solely limited by the clear story height. Following the guidance of Eurocode 8 for the height of the critical region, overstrength becomes in the order of 50-100 %. Therefore it is desirable to find a more precise expression for h_{cr} .

The tension shift corresponds to the extent of the plastic hinge that forms above the foundation. A proposition to a more precise expression for h_{cr} is the equivalent plastic hinge length plus a distance to ensure elastic behavior above the height of the critical region: $h_{cr} = L_{pl} + ?$. In order to find the extent of the plastic region a non-linear static analysis on reinforced shear walls is performed. Equivalent plastic hinge length is calculated for shear walls with varying thickness t , horizontal length l_w , and longitudinal reinforcement ratio ρ_{sl} . The results are compared to former studies. The extent of full yielding in the longitudinal reinforcement is also considered.

The equivalent plastic hinge lengths found in the analysis agrees with the results from former studies, although the results from the former studies shows marked statistical variance. The overstrength found is great in all the shear walls when following the advice of Eurocode 8. There is found a good correlation between the equivalent plastic hinge length and the shear wall length, but not when varying thickness or longitudinal reinforcement ratio. The same is found for the extent of full yielding in the shear wall. Both have a slope of about $0,3 \cdot l_w$, but the extent of full yielding in the longitudinal reinforcement extends about half a meter further above the foundation. From these results a better proposition for the height of the critical region is given; the equivalent plastic hinge length plus the difference in distance to full yielding in the longitudinal reinforcement: $h_{cr} = L_{pl} + \text{difference in distance to full yielding in the longitudinal reinforcement}$.

The results from this thesis shows especially for shear walls in three and four story buildings that using h_{cr} from Eurocode 8 gives significant overstrength. For shear walls like these a non-linear analysis might be profitable due to the savings in reinforcement along the entire height of the shear wall.

Innholdsfortegnelse

Innledning	1
I Teori	3
1 Generelt om jordskjelv	5
1.1 Jordskjelv i Norge	5
1.2 Skader ved jordskjelv	7
1.3 Dimensjonering for jordskjelv	7
1.4 Motivasjon for oppgaven	7
2 Hovedtrekkene i EC 8 med hensyn til beregning av laster og overstyrke	9
2.1 Lastberegning i EC 8	9
2.1.1 Parametre for lastberegning	9
2.1.2 Analysemetoder	12
2.1.3 Lastfaktorer og -kombinasjoner	13
2.2 Krav til utforming av bygningen	15
2.3 Dimensjonering i DCM	18
2.3.1 Geometriske krav og materialkrav i EC 8	18
2.3.2 Duktilitet i konstruksjonen	19
2.3.3 Bestemme konstruksjonsfaktor q	21
2.3.4 Dimensjonering for skjærkrefter	22
3 Utstrekning av plastisitet i veggskiver	23
3.1 Duktile vegger	23
3.1.1 Kritisk høyde, h_{cr}	24
3.1.2 Forsterkede randelementer	25
3.2 Utstrekning av plastiske ledd i veggskiver	28
3.2.1 Modeller for beregning av ekvivalent lengde av plastisk ledd, L_{pl}	28
4 Materialmodeller for ikke-lineær analyse	33
4.1 Betong i trykk	33
4.1.1 Ikke omsluttet betong	33
4.1.2 Omsluttet betong	34
4.2 Betong i strekk	35
4.3 Armeringsstål	35
II Analyse	37
5 Beregningsmodell Abaqus	39
5.1 Geometri	39
5.2 Materialmodeller	41

5.2.1	Betong	41
5.2.2	Armeringsstål	43
5.3	Elementnett	44
5.3.1	Elementtype	44
5.3.2	Elementinndeling	45
5.4	Analysemetode	45
5.5	Verifikasjon av modellen	46
5.5.1	Håndberegning av forskyvning på uopprisset tverrsnitt	46
5.5.2	Moment-krumningsanalyse av tverrsnitt i XTRACT	47
6	Resultater referanseskive	49
6.1	Flyt i armering	53
7	Parameterstudier	55
7.1	Skivens tykkelse, t	56
7.2	Vegglengde, l_w	57
7.3	Lengdearmeringsforhold, ρ_{sl}	60
7.4	Resultater fra tidligere studier	62
III	Oppsummering av resultater og sammenligning med krav gitt i EC 8	65
8	Oppsummering av resultater og konklusjon	67
8.1	Oppsummering av resultater	67
8.2	Konklusjon	71
8.3	Forslag til videre arbeid	71
	Litteraturliste	73
	Vedlegg	75
A	Resultater parameterstudier Abaqus	77
A.1	Ekvivalent lengde av plastisk ledd, L_{pl}	77
A.1.1	Skivens tykkelse, t	77
A.1.2	Skivens lengde l_w	79
A.1.3	Skivens lengde l_w + lengdearmeringsforhold ρ_{sl}	81
A.2	Utstrekning av full flyt i armering	89
A.2.1	Skivens lengde l_w + lengdearmeringsforhold ρ_{sl}	89
B	Beregningseksempel betongelementforeningen	97

Figurliste

1.1	Jordskjelv registrert i og rundt Norge fra før 1880 [20].	6
1.2	Store materielle ødeleggelser etter skjelvet i Niigata i Japan i 2004, som er på størrelse med et norsk 10 000 årsskjelv [1].	6
1.3	Kollaps i lett armert teglsteinsbygning fra Tyrkia i 2009 (t.v.) [23] og “soft story” kollaps fra India i 2001 (t.h.) [7].	7
2.1	Ideell fremstilling av EC 8s behandling av jordskjelvdimensjonering [11] . .	10
2.2	Horisontale elastiske responspektre til bruk i Norge for jordtype A til E, hentet fra nasjonalt tillegg i EC 8 [15]. Bygg på 2-6 etasjer har typisk egenperiode på mellom 0,2 og 0,5 sekunder.	12
2.3	Kompliserte (til venstre) og gode (til høyre) geometriske løsninger for regularitet i plan [11].	16
2.4	Kompliserte (til venstre) og gode (til høyre) geometriske løsninger for regularitet i oppriss og eksempel på “soft story” (nederst) [11].	16
2.5	Kompatibel deformasjonsmekanisme i nedre del av vertikal skive i form av et plastisk ledd [11].	18
2.6	Illustrasjon av duktilitet i form av moment-krumningsdiagram ved repetert belastning.	19
2.7	Moment-kurvatur sammenheng for armert betong, brukt i beregning av krumningsduktilitet etter EC 8. [27]	20
2.8	Krumning, κ , med et påsatt moment, M_f , i en betongbjelke [4]	20
3.1	Dimensjonerende omhyllingskurve for bøyemoment i slanke vegger. a - momentdiagram fra analyse, b - dimensjonerende omhyllingskurve, a_1 - forskyvning av strekkraftlinjen.	24
3.2	Illustrasjon av stor overstyrke i en lang veggskive i et treetasjers bygg med h_{cr} lik etasjehøyden.	25
3.3	Forsterkede randelementer på den frie kanten av en vegg. Topp: Tøyninger ved krumningsgrense. Bunn: Veggtverrsnitt.	25
3.4	EC 2s modell for forhindring mot tverrutvidelse eller omsluttet betong. Sammenligning av spennings-tøyningssammenheng med og uten forhindret tverrutvidelse (omsluttet og ikke omsluttet). [14]	26
3.5	Illustrasjon av effekten til bøylearmeringen på betongen i de forsterkede randelementene. Det skraverte området er omsluttet betong (“confined concrete”). T.v.: Horisontalsnitt. T.h.: Vertikalsnitt. [6]	27
3.6	Konseptet bak ekvivalent lengde av plastiske ledd (“equivalent plastic hinge length”). [2]	28
3.7	Sammenligning av uttrykk for ekvivalent lengde av plastisk ledd, normalisert mot vegg lengde. Uttrykkene fra EC 8 er fremstilt som spektre med noen antatte parametre for å få dem på en todimensjonal figur.	31
4.1	Materialmodell for ikke omsluttet betong i trykk fra EC 2 [14].	33
4.2	Spennings-tøyningssammenheng armeringsstål fra EC 2 [14].	36

5.1	Referanseskive med forsterkede randelementer for videre undersøkelser, alle mål i mm. Skiven er fast innspent i fundament og påsatt trekantlast.	40
5.2	Geometri og armering referansetverrsnitt, alle mål i mm	40
5.3	Sammenligning av inngangs- og utgangsverdier i Abaqus - spennings-tøyningssammenheng for ikke omsluttet betong	42
5.4	Sammenligning av inngangs- og utgangsverdier i Abaqus - spennings-tøyningssammenheng for omsluttet betong	43
5.5	Sammenligning av inngangs- og utgangsverdier i Abaqus - spennings-tøyningssammenheng for armeringsstål	44
5.6	Firenoders skallelement - S4R [26]	44
5.7	Sammenligning av innspenningsmoment-forskyvning av topp i referanseskive for forskjellige grovheter av elementnettet.	45
5.8	Tverrsnitt uten overdekning i randsonene - som modellert med i Abaqus og til håndberegninger	46
5.9	Tverrsnitt fra XTRACT. Med overdekning i randsonene (over) og uten overdekning i randsonene (under).	47
5.10	Moment-krumningssammenheng, sammenligning mellom Abaqus og XTRACT	48
6.1	Innspenningsmoment-horisontalforskyvning i topp for referanseskive.	49
6.2	Vertikaltøyninger fra Abaqus. Den røde linjen markerer tverrsnittet med størst påkjenninger	50
6.3	Vertikal tøyningfordeling for beregning av krumning i det mest påkjente tverrsnittet - markert i figur 6.2.	50
6.4	Krumningsfordeling langs høyde veggskive med grense for ekvivalent lengde av plastisk ledd etter prinsipp fra figur 3.6. $L_{pl}=1,3$ m.	51
6.5	Illustrasjon til fremgangsmåte for å finne "krumning" fra horisontalforskyvninger. Horisontalaksen er forstørret 100 ganger i forhold til vertikalaksen.	52
6.6	"Krumning" fra horisontalforskyvninger	52
6.7	Spenninger i vertikalarmeringen. Grå farge markerer full flyt, stiplet linje markerer grense for full flyt i vertikalarmeringen ca 1,8 m over fundamentet. 53	53
7.1	Ekvivalent lengde av plastisk ledd ved varierende skivetykkelse med lineær tilpasning.	57
7.2	Ekvivalent lengde av plastisk ledd ved varierende vegg lengde og lineær tilpasning.	58
7.3	Ekvivalent lengde av plastisk ledd, normalisert mot vegg lengde	59
7.4	Avstand fra fundament med full flyt i vertikalarmering - jamfør figur 6.7 og lineær tilnærming.	60
7.5	Ekvivalent lengde av plastisk ledd ved varierende vegg lengde og lengde armeringsforhold i de forsterkede randsonene med en lineær tilnærming.	61
7.6	Ekvivalent lengde av plastisk ledd ved varierende lengde armeringsforhold og vegg lengder i de forsterkede randsonene.	61
7.7	Avstand fra fundament med full flyt i vertikalarmering for ulike lengde armeringsforhold og vegg lengder med lineær tilnærming.	62

7.8	Resultater av ekvivalent lengde av plastisk ledd på skivene basert på tidligere studier beskrevet i avsnitt 3.2.1. Skivenes lengde, høyde og lengdearmingsdiameter er tatt med.	63
8.1	Ulike betraktninger for ekvivalent lengde av plastisk ledd ved varierende veggengde fra tidligere forsøk, Eurokode 8-3 og analyse.	68
8.2	Ulike betraktninger for ekvivalent lengde av plastisk ledd ved varierende veggengde fra tidligere forsøk, Eurokode 8-3 og analyse. Verdiene er normalisert mot veggengde.	68
8.3	Parametre for å vurdere kritisk høyde h_{cr} i veggskiver sammenlignet med Eurokode 8s forslag til h_{cr}	69
8.4	Parametre for å vurdere kritisk høyde h_{cr} i veggskiver sammenlignet med Eurokode 8s forslag til h_{cr} , normalisert mot veggengden.	70
8.5	Eksempel på reduksjon av overstyrke: Sammenligning av bruk av kritisk høyde fra Eurokode 8 og utstrekning av full flyt i vertikalarmeringen i referanseskiven. Den røde ommhyllingskurven følger EC 8s anbefaling til h_{cr} , den grønne følger utstrekning av full flyt i vertikalarmeringen. Alle mål i meter.	71
A.1	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $t=200$ mm - $L_{pl}= 1,4$ m	77
A.2	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $t=300$ mm - $L_{pl}= 1,4$ m	78
A.3	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $t=350$ mm - $L_{pl}= 1,25$ m	78
A.4	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=3$ m - $L_{pl}= 1,2$ m	79
A.5	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=5$ m - $L_{pl}= 1,9$ m	79
A.6	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=6$ m - $L_{pl}= 2,0$ m	80
A.7	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=3$ m, $\rho_{sl}=0,5$ % - $L_{pl}= 1,0$ m	81
A.8	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=3$ m, $\rho_{sl}=1,5$ % - $L_{pl}= 1,2$ m	81
A.9	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=3$ m, $\rho_{sl}=2,8$ % - $L_{pl}= 1,1$ m	82
A.10	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=3$ m, $\rho_{sl}=10,3$ % - $L_{pl}= 1,2$ m	82
A.11	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=4$ m, $\rho_{sl}=1,1$ % - $L_{pl}= 1,1$ m	83
A.12	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=4$ m, $\rho_{sl}=1,9$ % - $L_{pl}= 1,0$ m	83
A.13	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=4$ m, $\rho_{sl}=5,4$ % - $L_{pl}= 1,3$ m	84
A.14	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=5$ m, $\rho_{sl}=8,8$ % - $L_{pl}= 1,3$ m	84
A.15	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=5$ m, $\rho_{sl}=1,0$ % - $L_{pl}= 2,0$ m	85
A.16	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=5$ m, $\rho_{sl}=2,0$ % - $L_{pl}= 1,6$ m	85
A.17	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=5$ m, $\rho_{sl}=3,8$ % - $L_{pl}= 1,9$ m	86
A.18	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=5$ m, $\rho_{sl}=8,0$ % - $L_{pl}= 1,6$ m	86
A.19	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=6$ m, $\rho_{sl}=1,2$ % - $L_{pl}= 2,2$ m	87
A.20	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=6$ m, $\rho_{sl}=2,6$ % - $L_{pl}= 2,0$ m	87
A.21	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=6$ m, $\rho_{sl}=4,1$ % - $L_{pl}= 2,0$ m	88
A.22	Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=6$ m, $\rho_{sl}=8,1$ % - $L_{pl}= 2,0$ m	88
A.23	Vertikalarmeringsspenning - $l=3$ m, $\rho_{sl}=0,5$ % - Utstrekning av full flyt = 1,56 m	89
A.24	Vertikalarmeringsspenning - $l=3$ m, $\rho_{sl}=1,5$ % - Utstrekning av full flyt = 1,86 m	90
A.25	Vertikalarmeringsspenning - $l=3$ m, $\rho_{sl}=2,8$ % - Utstrekning av full flyt = 1,72 m	90
A.26	Vertikalarmeringsspenning - $l=3$ m, $\rho_{sl}=10,3$ % - Utstrekning av full flyt = 1,56 m	91

A.27 Vertikalarmeringsspenning - $l=4$ m, $\rho_{sl}=1,1$ % - Utstrekning av full flyt = 1,58 m	91
A.28 Vertikalarmeringsspenning - $l=4$ m, $\rho_{sl}=1,9$ % - Utstrekning av full flyt = 1,79 m	92
A.29 Vertikalarmeringsspenning - $l=4$ m, $\rho_{sl}=8,8$ % - Utstrekning av full flyt = 1,79 m	92
A.30 Vertikalarmeringsspenning - $l=5$ m, $\rho_{sl}=1,0$ % - Utstrekning av full flyt = 2,15 m	93
A.31 Vertikalarmeringsspenning - $l=5$ m, $\rho_{sl}=2,0$ % - Utstrekning av full flyt = 2,17 m	93
A.32 Vertikalarmeringsspenning - $l=5$ m, $\rho_{sl}=3,8$ % - Utstrekning av full flyt = 2,17 m	94
A.33 Vertikalarmeringsspenning - $l=5$ m, $\rho_{sl}=8,0$ % - Utstrekning av full flyt = 2,15 m	94
A.34 Vertikalarmeringsspenning - $l=6$ m, $\rho_{sl}=1,2$ % - Utstrekning av full flyt = 2,39 m	95
A.35 Vertikalarmeringsspenning - $l=6$ m, $\rho_{sl}=2,6$ % - Utstrekning av full flyt = 2,39 m	95
A.36 Vertikalarmeringsspenning - $l=6$ m, $\rho_{sl}=4,1$ % - Utstrekning av full flyt = 2,60 m	96
B.1 Oppsummering beregningseksempel fra Betongelementforeningen - sammenligning av beregning i DCL og DCM for samme veggskive [19]. . .	97

Tabelliste

2.1	Uttrykk for dimensjonerende responspektrum $S_d(T)$ fra EC 8[15]	11
2.2	Lastkombinasjoner og -faktorer med jordskjelvlaster [11]	13
2.3	Lastfaktorer for tilnærmet permanent verdi av nyttelaster, jf. tabell NA.A1.1 i EC 0 [13].	14
3.1	Forsøk gjort på utstrekning av plastiske ledd i veggskiver og hvilke parametre som er testet [2]	29
5.1	Materialparametre ikke omsluttet betong	41
5.2	Materialparametre omsluttet betong	42
7.1	Oversikt over parameterverdier ved ulike forsøk	56
7.2	Ekvivalent lengde av plastisk ledd ved ulike veggtykkelser.	56
7.3	Detaljering av forsterkede randelementer for de ulike vegg lengdene.	57
7.4	Ekvivalent lengde av plastisk ledd ved ulike vegg lengder.	58
7.5	Avstand fra fundamentet med full flyt i vertikalarmering	59

Innledning

Eurokode 8 ble innført som ny standard for jordskjelvdimensjonering i Norge 1. april 2010. Reglene i eurokoden skal dekke både områder med høy seismisk aktivitet som i Hellas og lav seismisk aktivitet som landarealene i Norge. Derfor kan noen av reglene tilsynelatende slå hardt ut for norske bygninger, deriblant regler for overstyrke i avstivende veggskiver i armert betong ved dimensjonering for middels duktilitet. For et typisk norsk bygg på tre til fire etasjer vil høyden av det såkalte kritiske område være så stor at overstyrken det må dimensjoneres for i overliggende etasjer blir opp mot 100 % i veggskiver i betong. Dersom det kan påvises at utstrekningen av det kritiske området er lavere enn det de generelle reglene i Eurokode 8 sier kan det spares inn armering langs hele høyden på veggskiven, og det er dette som er utgangspunktet for oppgaven.

Opgaven tar for seg lastberegning og krav til utforming av bygningen etter Eurokode 8, med fokus på dimensjonering av veggskiver for middels duktilitet. Det er foretatt ikke-lineære beregninger med elementprogrammet Abaqus for å se på utstrekningen av plastisitet i form av ekvivalent lengde av plastisk ledd og utstrekning av full flyt i vertikalarmeringen. Det er også sett på tidlige studier av ekvivalent lengde av plastiske ledd i veggskiver for å sammenligne med resultatene fra analysene og med regler i Eurokode 8.

Ettersom problemstillingen i denne oppgaven omhandler Eurokode 8 er det mange referanser til denne igjennom oppgaven, spesielt i teoridelen. De viktigste punktene er gjengitt, men det kan være en fordel for leseren å ha Eurokode 8 tilgjengelig. Symbolbruken i oppgaven er den samme som brukes i eurokodene og det refereres til Eurokode 8 punkt 1.6 for beskrivelse av symboler.

Del I

Teori

Kapittel 1

Generelt om jordskjelv

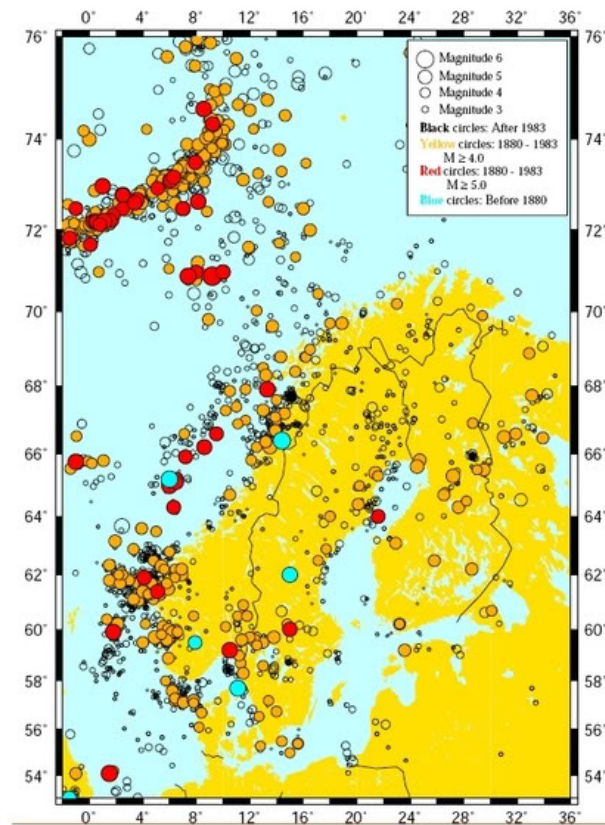
Jordskjelv er rystelser eller bevegelser i jordskorpen som forplantes til jordoverflaten. Størrelsen på jordskjelv måles ikke lengre som mange tror av Richters skala, men av “moment magnitudo”, M_w . M_w måler frigitt energi i et jordskjelv ved å beregne arbeidet utført under plateforskyvningen; arealet av området som har sluppet multiplisert med midlere avstand de to delene av jordskorpen har forskjøvet seg i forhold til hverandre. “Richter magnitudo” tar utgangspunkt i amplituden til den kraftigste skjærbølgen fra jordskjelvet, derfor gir den ikke et like godt bilde av den totale energien utløst. Spesielt blir jordskjelv med M_w 6 og oppover underestimert ved bruk av Richter. Skalaen for måling av jordskjelvenergi er logaritmisk som fører til at et jordskjelv på 6 M_w utløser 31,6 ganger mer energi enn et jordskjelv på 5 M_w . [5]

1.1 Jordskjelv i Norge

Norge er det området i Nord-Europa som opplever flest jordskjelv. De fleste er for små til å merkes av mennesker, og de største skjelvne måles i Nordsjøen. Det jordskjelvet som i nyere tid har vakt mest oppsikt skjedde syd for Oslo i 1904 og ble merket i store deler av Sydsjandinavia og Nord-Europa. Det er ikke kjennskap til personskader grunnet dette jordskjelvet, men det er registrert en del skader på bygninger [17]. Figur 1.1 viser oversikt over registrerte jordskjelv i Norge.

Som figuren viser måler de aller fleste skjelvne under 5 M_w som betyr at de ikke vil føre til annet små materielle skader som knuste vinduer. Det største skjelvet registrert i moderne tid på norsk jord var i Storfjorden på Svalbard i 2008, da det ble målt et skjelv på 6,2 M_w [16]. Jordskjelv i denne styrken vil oppfattes som meget kraftig, dersom det hadde funnet sted i et befolkningscenter kunne det ført til tap av menneskeliv og store materielle ødeleggelser.

I Niigata i Japan var det i 2004 et jordskjelv som målte 6,6 M_w . Dette skjelvet skapte store materielle ødeleggelser, over 3000 personskader og et ukjent antall (opp mot 40) personer omkom [9]. Dette skjelvet tilsvarer et norsk 10 000 årsskjelv og illustrerer viktigheten av å dimensjonere for jordskjelv også i Norge [19]. Figur 1.2 viser noen av de materielle ødeleggelserne etter jordskjelvet i Japan i form av utrasing av jord under en vei.



Figur 1.1: Jordskjelv registrert i og rundt Norge fra før 1880 [20].



Figur 1.2: Store materielle ødeleggelser etter skjelvet i Niigata i Japan i 2004, som er på størrelse med et norsk 10 000 årsskjelv [1].

1.2 Skader ved jordskjelv

De farligste skadene ved jordskjelv er kollaps av bygninger og rammer gjerne lite duktile konstruksjoner, typisk lett armerte betong- og teglsteinsbygninger, eller bygninger med liten sideveis stivhet i første etasje som fører til kollaps av hele etasjen - en såkalt “soft story”. Disse formene for kollaps er vist i figur 1.3.



Figur 1.3: Kollaps i lett armert teglsteinsbygning fra Tyrkia i 2009 (t.v.) [23] og “soft story” kollaps fra India i 2001 (t.h.) [7].

Jordskjelvene som har forårsaket i kollapsene vist i figur 1.3 er kraftigere enn de som forventes i Norge, men denne typen skader kan også forekomme under et norsk skjelv dersom bygningen er virkelig dårlig konstruert og bygget. I Norge vil fallende fasadelementer og dårlig festede gjenstander på bygningene utgjøre en like stor fare for liv under et jordskjelv.

1.3 Dimensjonering for jordskjelv

I motsetning til dimensjonering for vind-, og gravitasjonslast er ikke dimensjonering for seismiske laster “rett frem”; de seismiske kreftene avhenger av massen og stivheten til bygningen. Derfor er viktig å tenke på kreftene allerede tidlig i prosjektfasen slik at bygningen konstrueres for å unngå store krefter ved jordskjelv og for å unngå kollaps ved eventuelt kraftige jordskjelv, og også for å unngå et svært omfattende og dyrt bæresystem. Designet og analyseprosessen bør være så enkelt at en forstår lastveiene og kan forutse oppførselen til bygningen [21]. Et enkelt og regulært bygg vil oppføre seg mye bedre under et jordskjelv enn et komplekst bygg med store sprang i stivheter mellom etasjene og dårlig kontinuitet i bæresystemet. Dette utdypes senere i oppgaven.

1.4 Motivasjon for oppgaven

I Norge kan bygninger dimensjoneres for enten lav (DCL) eller middels (DCM) duktilitet, det vil si hvor mye energi bygningen kan ta opp og fordele før sammenbrudd. Dette er utdypet senere i oppgaven. Ved å dimensjonere for middels duktilitet kan de seismiske kreftene reduseres, i enkelte tilfeller helt ned til en tredel av opprinnelige krefter. Dette stiller også strengere krav til dimensjoneringen av bygningen og besparelsene i dimensjonerende krefter kan bli så små at det med den økte mengden beregninger og detaljeringer i konstruksjonen ikke nødvendigvis er lønnsomt.

Betongelementforeningen har laget et beregningseksempel for et bygg med avstivende betongskiver og sammenlignet beregning i DCL og DCM. For en valgt veggskive er seismisk last redusert til 50 % av opprinnelig last ved dimensjonering i DCM, men dimensjonerende krefter for henholdsvis moment og skjær i de tre etasjene varierer fra 58 - 136 % og 73 - 86 % av opprinnelig verdi. Resultatene er oppsummert i vedlegg B. Dette kommer i hovedsak av krav til overstyrke i veggen over plastisk ledd og utstrekning av dette.

Derfor er det betimelig å spørre seg om kravene til overstyrke i DCM er for strenge slik at det ikke lønner seg å dimensjonere “fornuftig” ut i fra en jordskjelvtankegang. En avgjørende faktor for overstyrke i betongskiver, kritisk høyde h_{cr} , ses nærmere på i denne oppgaven for å kunne redusere overstyrken det må dimensjoneres for i enkelte tilfeller i DCM og for å få mer utbytte av dimensjonering i DCM.

Kapittel 2

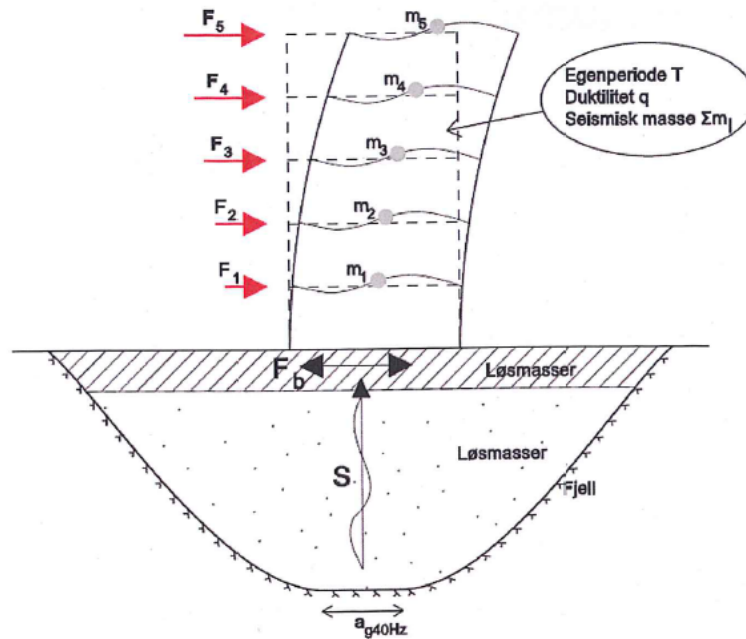
Hovedtrekkene i EC 8 med hensyn til beregning av laster og overstyrke

“NS-EN 1998-1:2004+NA:2008; Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger”, heretter kalt Eurokode 8 eller EC 8 angir regler og retningslinjer for hvordan det skal dimensjoneres for belastninger fra jordskjelv. Noen av disse prinsippene og reglene er nærmere beskrevet og forklart i dette kapitlet som legger et grunnlag for dimensjonering for jordskjelv.

2.1 Lastberegning i EC 8

2.1.1 Parametre for lastberegning

Seismiske laster på konstruksjonen avhenger av konstruksjonens masse og stivhet, konstruksjonens evne til å ta opp og fordele energi, berggrunnens akselerasjon og jordtypen konstruksjonen står på. Figur 2.1 viser ideell fremstilling av EC 8s behandling av jordskjelvdimensjonering. Under er det listet opp de viktigste parametrene ved beregning av seismiske laster etter EC 8.



Figur 2.1: Ideell fremstilling av EC 8s behandling av jordskjelvdimensjonering [11]

Konstruksjonsfaktor, q

Konstruksjonsfaktoren q gir uttrykk for byggets evne til å absorbere og fordele jordskjelvenergien. I Norge brukes i praksis verdier for q på mellom 1,5 og 4,5. Kun i spesialtilfeller med sprø materialer vil q være 1. Denne verdien er avhengig av om konstruksjonen dimensjoneres for å oppføre seg duktilt eller ikke, og avhengig av konstruksjonens bæresystem. Konstruksjonsfaktoren er beskrevet videre i avsnitt 2.3.3.

Spissverdi for berggrunnens akselerasjon, a_{g40Hz}

Denne er geografisk betinget og gitt i NA.3.2.1.

Faktor for seismisk klasse, γ_1

Eurokode 8 deler bygningen inn i fire seismiske klasser, såkalte pålitelighetsklasser, etter konsekvenser ved sammenbrudd av konstruksjonen. Tabell NA.4(902) gir veiledning til plassering av bygningen i ulike seismiske klasser. For eksempel er sykehus, redningssentraler og lignende plassert i klasse fire og får tilhørende seismisk faktor 2,0, gitt i tabell NA.4(901). [15]

Dimensjonerende berggrunnakselerasjon, a_g

$$a_g = 0.8 \cdot a_{g40Hz} \cdot \gamma_1$$

Forsterkningsfaktor for grunnforholdene, S

Varierer mellom 1.0 og 1.7 eller større. Tabell NA.3.3 gir verdier for S avhengig av grunntype. Grunntypene er beskrevet i tabell NA.3.1. NA.3.1.1(4) sier at det skal foreligge tilstrekkelig kjennskap til byggegrunnen til at den kan klassifiseres i henhold til tabell NA.3.1, derfor bør en geotekniker konsulteres dersom jordtypen ikke er kjent fra før. Faktoren bestemmes på grunnlag av grunnundersøkelser. Generelt kan det sies at bløtere jord gir større jordskjelvkrefter.

Knekkpunkter i responsspekteret, T_B , T_C og T_D

Dette er verdier som avgjør det dimensjonerende responsspekteret. Disse verdiene avhenger av grunntypen på samme måte som S og er gitt i Tabell NA.3.3 i EC 8.

Byggets egenperiode, T

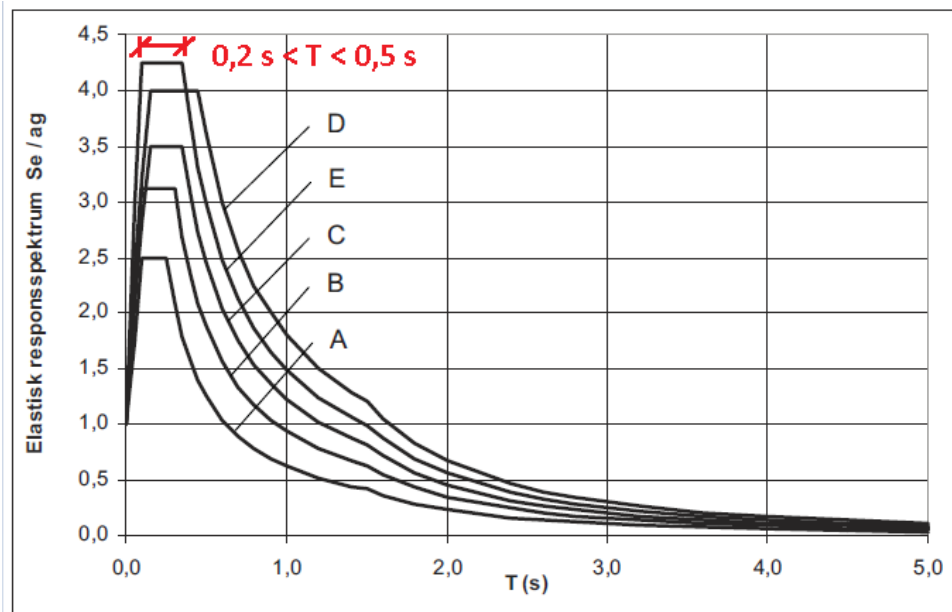
Avhengig av bygningens masse og stivhet og kan enten beregnes ved forenklede metoder i Eurokode 8, eller ved en numerisk analyse. Se kapittel 2.1.2 om analysemetoder

Når alle parametrene ovenfor er bestemt kan det dimensjonerende responsspekteret, $S_d(T)$, beregnes og de seismiske lastene på konstruksjonen kan bestemmes. Uttrykkene for $S_d(T)$ er gitt i 3.2.2.5(4)P i EC 8 og vist i tabell 2.1

Tabell 2.1: Uttrykk for dimensjonerende responsspektrum $S_d(T)$ fra EC 8[15]

Egensvingeperiode	Dimensjonerende responsspekter
$0 \leq T \leq T_B$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$
$T_B \leq T \leq T_C$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$
$T_C \leq T \leq T_D$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C}{T} \right] \geq \beta \cdot a_g$
$T_D \leq T$	$S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \geq \beta \cdot a_g$

Det dimensjonerende responsspekteret har form som figur 2.2. Egenperioder på 0,2 - 0,5 sekunder er typisk for 2-6 etasjers bygg og gir de største jordskjelvkreftene. Som det vises i figuren er det stor forskjell for bygningen om den har en egenperiode på et halvt sekund og ett sekund; kreftene er halvert ved dobling av egenperiode. Derfor er det i dimensjonering for jordskjelv ikke nødvendigvis den sterkeste bygningen som er mest motstandsdyktig.



Figur 2.2: Horisontale elastiske responspektre til bruk i Norge for jordtype A til E, hentet fra nasjonalt tillegg i EC 8 [15]. Bygg på 2-6 etasjer har typisk egenperiode på mellom 0,2 og 0,5 sekunder.

2.1.2 Analysemetoder

Beregning av seismiske laster på bygninger kan enten gjøres ved forenklede metoder beskrevet i kapittel 4 i EC 8 eller ved ikke-lineære numeriske analyser. Valget av metode gjøres på bakgrunn av bygningens regularitet og kompleksitet. En kompleks bygning krever en avansert beregning av egenperioden der det for en enkel regulær bygning holder med en nokså enkel tilnærming. De forenklede metodene beskrevet i EC 8 er tverrkraftmetoden og modal responspektrummetoden for et antall svingeformer.

Tverrkraftmetoden

Tverrkraftmetoden er en enkel metode for bygg med begrenset høyde som er regulære i oppriss og dermed lite påvirket av høyere svingeformer. Eurokoden anser det som tilstrekkelig å benytte tverrkraftmetoden dersom første svingeperiode i begge hovedretninger er mindre enn $4 \cdot T_C$ eller 2.0 s, angitt i punkt 4.3.3.2.1. Krav til regularitet i oppriss gitt i punkt 4.2.3.3 skal være oppfylt. Metoden går ut på å tilnærme dynamisk respons med ekvivalente etasjevise statiske krefter og tilsvarende en responspektrumanalyse for kun første svingeform.

Modal responspektrumanalyse

Modal responspektrumanalyse tar hensyn til flere svingeformer og benyttes når betingelsene for bruk av tverrkraftmetoden ikke er tilfredsstillende. En bygning modelleres som et fler-frihetsgradsystem med generaliserte masser og stivheter tilhørende hver svingeform. I modal responspektrumanalyse skal det tas hensyn til responsen fra alle svingeformer som bidrar betydelig til den globale responsen. Modal responsanalyse kan

gjernes utføres ved hjelp av programvare, og fordelingen er at det kan regnes lineært elastisk ettersom byggets evne til å ta opp energi er medregnet i q-faktoren.

Ikke-lineære analyser

Ved bruk av ikke-lineære analyser skal konstruksjonen i følge NA.4.3.3.1 i EC 8 minst tilfredsstillende kravene til duktilitetsklasse DCM. Disse kravene er nærmere beskrevet i avsnitt 2.3. Den ikke-lineære analysen kan enten utføres som en statisk analyse, også kalt “pushover”, eller som en tidshistorieanalyse. En pushoveranalyse er nyttig for å se om antatte plastiske mekanismer stemmer og for å verifisere forholdet α_u/α_1 som brukes til å finne en verdi for konstruksjonsfaktoren q , se avsnitt 2.3.3 [12]. En viktig forskjell mellom en ikke-lineær statisk analyse og en modal responspektrumanalyse er at den ikke-lineære analysen gir en mer korrekt distribusjon av flytning i selve bygget i stedet for en antatt uniform duktilitet i form av konstruksjonsfaktoren q [11]. En ikke-lineær statisk analyse foregår ved at horisontale krefter gradvis settes på konstruksjonen der massene i modellen er, med en lastfordeling som ligner på første svingform, slik at det skal simulere en seismisk last. Eventuelt settes det på en forskyvning tilsvarende første svingform, som i en “pushover”. Gravitasjonslastene holdes konstante. På denne måten ses utviklingen av plastiske ledd i konstruksjonen.

En ikke-lineær tidshistorieanalyse gir den mest korrekte oppførselen til bygget ved et jordskjelv, men den er veldig avhengig av hvilke tidsserier som brukes som inndata. Derfor sier eurokoden at akselerogrammene som brukes skal samsvare med punkt 3.2.3 i EC 8. Dette innebærer at bevegelsen kan representeres med registrerte eller simulerte akselerogrammer. For en romlig modell (dersom det er påkrevd) skal bevegelsen bestå av tre akselerogrammer som virker samtidig. Responsen bør helst finnes fra syv forskjellige akselerogrammer, og hvis det er tilfelle kan gjennomsnittet av verdiene funnet i disse analysene brukes som dimensjonerende verdi for lastvirkningen.

2.1.3 Lastfaktorer og -kombinasjoner

Jordskjelvlaster blir betraktet som ulykkeslast og ses kun på i bruddgrensetilstanden. Ulykkeslasten kombineres med andre laster i henhold til tabell NA.A1.3 i NS-EN 1990:2002, gitt i tabell 2.2 [11]:

Tabell 2.2: Lastkombinasjoner og -faktorer med jordskjelvlast [11]

Permanente laster	Jordskjelvlast	Dominerende variabel last	Andre variable laster	
1,0	1,0	0,0-0,8 (se nedenfor)	0,0-0,8 (se nedenfor)	For krefter i konstruksjonen
1,0	1,0	1,0 eller 0,0	1,0 eller 0,0	For brudd i grunnen

Andre variable laster

- Vindlaster regnes ikke samtidig med jordskjelv
- Snølaster inkluderes med 20 % av maksimalverdi

- Nyttelaster i bygninger som skal medtas avhenger av type bygg. Lastfaktorer for tilnærmet permanent verdi er gitt i tabell NA.A1.1 i NS-EN 1990:2002, heretter kalt EC 0. Se tabell 2.3.
- Skjevstillingslaster er knyttet til byggeavvik og er definert i hver materialstandard, EC 2 - EC 7.

Tabell 2.3: Lastfaktorer for tilnærmet permanent verdi av nyttelaster, jf. tabell NA.A1.1 i EC 0 [13].

Boliger	Kontorer	Forsamlingslokale	Butikker	Lager
0,3	0,3	0,6	0,6	0,8

Lastfaktorer for dominerende og andre variable laster er avhengige av lastkategori, se tabell 2.3, og settes lik 0 dersom det er ugunstig [4].

Kombinasjon av seismiske lastvirkninger i planet, ortogonale retninger

Ved beregning av seismiske laster på en konstruksjon skal laster settes på i begge horisontale, ortogonale hovedretninger. Merk at konstruksjonen kan ha forskjellige egensvingeperioder og også forskjellig konstruksjonsfaktor q i disse retningene. Ettersom retningen på jordskjelvrystelsene ikke nødvendigvis faller sammen med hovedretningene på konstruksjonen sier EC 8 punkt 4.3.3.5.1(3) at lastvirkningen i de to ortogonale retningene, kalt x og y , kan kombineres på følgende måte:

$$E_{Edx} + 0,30E_{Edy} \quad (2.1)$$

$$0,30E_{Edx} + E_{Edy} \quad (2.2)$$

Der $+$ betyr "kombinert med". Begge disse kontrolleres og den kombinasjonen som gir størst krefter blir dimensjonerende. For bygninger som tilfredsstillt EC 8s krav til regularitet i plan og oppriss, se punkt 4.3.3.5.1(8) i EC 8, kan det ses bort i fra multiplikatoren på 0,30. Responser i bygget i de to ortogonale hovedretningene beregnes separat.

2.2 Krav til utforming av bygningen

For å gjøre et bygg motstandsdyktig mot seismiske krefter er det noen grunnleggende prinsipper som bør legges til grunn for valg av bæresystem og utforming av bygget. Konstruksjonsmessig enkelthet, regelmessighet og symmetri er her viktige punkter som gir oversikt over kraftgangen og en mer pålitelig og forutsigbar konstruksjon. Dette gir også mulighet til å benytte forenklete beregningsmetoder, se kapittel 2.1.2, som vil spare tid i prosjekteringsfasen. Ved å ha kontinuerlige lastveier unngås potensielt store last- og rotasjonskonsentrasjoner som kan føre til sammenbrudd av bygningen [8]. Eurokode 8 omtaler disse prinsippene i punkt 4.2.

Skivevirkning ved etasjenivå

Stivheten og kapasiteten til etasjeskillerne er meget viktig for konstruksjonens seismiske oppførsel. Det er disse som samler og overfører jordskjelvkreftene ut til de vertikale avstivningssystemene og sikrer at disse sammen motstår den horisontale seismiske påvirkningen, jf. punkt 4.2.1.5(1) i EC 8. Spesielt dersom det brukes dobbeltsystem eller blandede systemer med ulike deformasjonsegenskaper i de forskjellige elementene er flatedekkets stivhet viktig, slik at bæresystemet oppfører seg som en enhet. Etasjeskillerne skal ha overstyrke i DCM, nærmere omtalt i avsnitt 2.3.

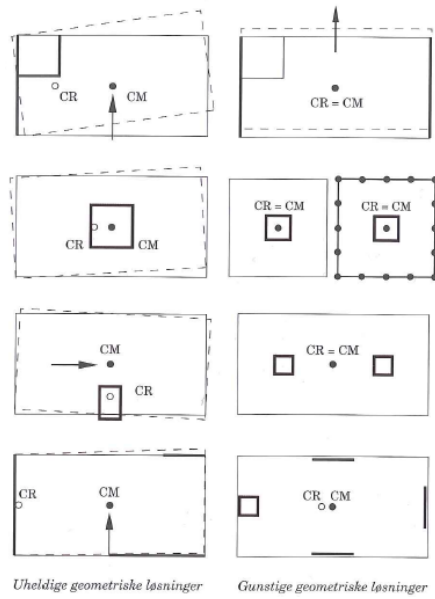
Krav til regularitet i plan og oppriss

Regularitet i plan og oppriss er viktig ved valg av analysemetode. Dersom forenklete metoder skal kunne benyttes må bygningen være regulær.

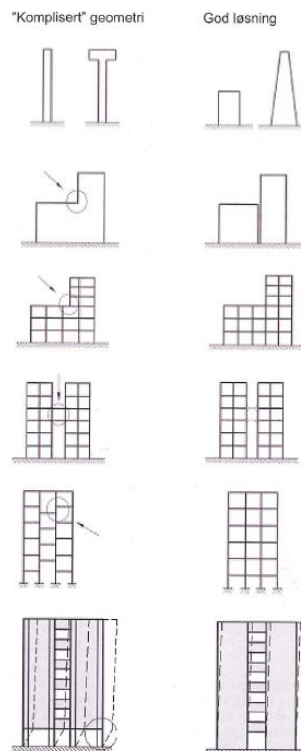
Regularitet i plan er viktig for å unngå store torsjonseffekter på bygningen, som kan være vanskelig å dimensjonere for. Regularitet i planet oppnås ved at etasjens horisontale massesenter sammenfaller nært med stivhetssenteret som enkelt utføres ved symmetri i avstivningssystemet, se figur 2.3. Kriterier for regularitet i planet er gitt i punkt 4.2.3.2 i EC 8.

For å benytte en høyest mulig konstruksjonsfaktor, q , kreves det at bygningen er regulær i oppriss. Ellers vil grunnverdien q_0 , se avsnitt 2.3.3, reduseres med 20 % [15]. Det viktigste er å unngå brå endringer i stivheter fra etasje til etasje, da det kan føre til store last- og rotasjonskonsentrasjoner i de myke etasjene, se figur 2.4. Det vil være gunstig om avstivningssystemet er nokså likt i to ortogonale retninger. EC 8s kriterier til regularitet i oppriss er gitt i punkt 4.2.3.3. [4]

Et spesialtilfelle under regularitet i oppriss er en såkalt “soft story”. Dette oppstår når en etasje har markant lavere sideveis stivhet enn de andre etasjene, eksempelvis i bygninger med store åpne vringlearealer i første etasje og mindre rom over, slik at regelmessigheten i avstivningssystemet brytes her. Se eksempel nederst i figur 2.4. I verste fall kan et jordskjelv føre til en kollaps av hele denne etasjen, og derfor er dette viktig å unngå.



Figur 2.3: Kompliserte (til venstre) og gode (til høyre) geometriske løsninger for regularitet i plan [11].



Figur 2.4: Kompliserte (til venstre) og gode (til høyre) geometriske løsninger for regularitet i oppriss og eksempel på “soft story” (nederst) [11].

Dimensjoner fornuftig

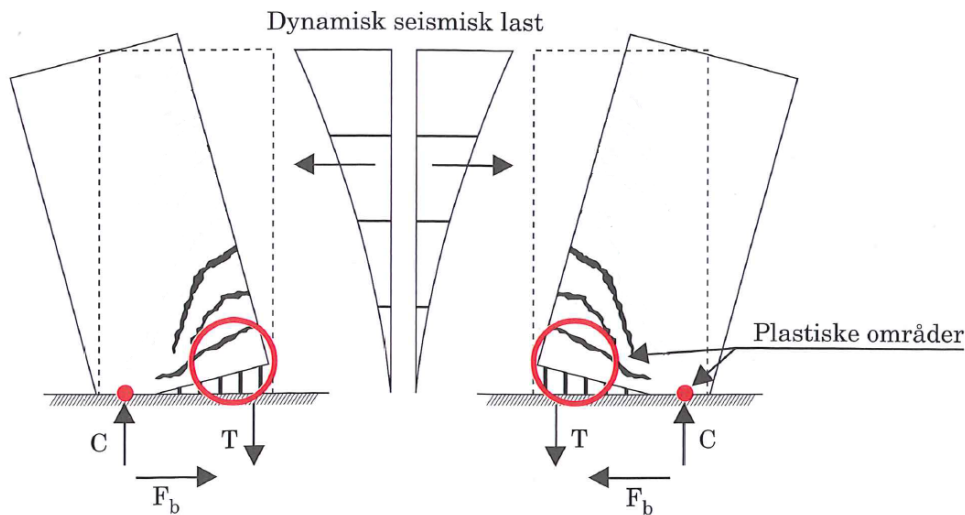
Dersom seismiske laster er dimensjonerende er det viktig å dimensjonere med tanke på byggets dynamiske egenskaper og velge en fornuftig utforming av bæresystemet. Ved å

finne rett balansegang mellom byggets masse og stivhet vil man få den optimale utformingen. Reduksjon av stivhet vil føre til lengre egensvingeperiode, bygget ender opp lavere på responsspekteret og kreftene reduseres, se figur 2.2. Reduksjon av byggets masse kan redusere jordskjelvkreftene på bygningen så lenge det ikke flytter bygningen ugunstig på responsspekteret. Dersom bygningen uansett ligger på platået i responsspekteret jf. figur 2.2, vil en reduksjon av massen føre til en tilsvarende reduksjon av kreftene.

2.3 Dimensjonering i DCM

Klasse for dimensjonering for middels duktilitet eller DCM er høyeste tillatte duktilitetsklasse i Norge. Dimensjonering i DCM etter Eurokode 8 stiller strenge krav til utforming av konstruksjonen som valg av bæresystem for horisontale krefter, materialer og geometri. Fordelen med å dimensjonere for DCM er at en kan bruke konstruksjonsfaktor, q , på mellom 1,5 og 4,5, som kan redusere kreftene ned til 1/3 av opprinnelige krefter.

For å kunne benytte DCM må hovedbæresystemet kunne danne en kompatibel deformasjonsmekanisme når det utsettes for jordskjelvkrefter. Det vil si at det oppstår lokal duktilitet i form av plastiske ledd i utvalgte deler av konstruksjonen som kan rotere vesentlig med styrken i behold. Resten av konstruksjonen forutsettes å oppføre seg elastisk, og må derfor dimensjoneres med en overstyrke for å sikre dette. Figur 2.5 viser en kompatibel deformasjonsmekanisme i form av et plastisk ledd i bunnen av en betongskive.



Figur 2.5: Kompatibel deformasjonsmekanisme i nedre del av vertikal skive i form av et plastisk ledd [11].

2.3.1 Geometriske krav og materialkrav i EC 8

I Eurokode 8 står det en rekke krav til geometri ved bruk av DCM. Det er krav til avvik mellom tilstøtende bjelke- og søyleakser, søyletverrsnitt, tykkelse på duktile og lettarmerte vegger, samt bjelker som bærer søyler eller vegger. Det refereres til EC 8 punkt 5.4.1.2.

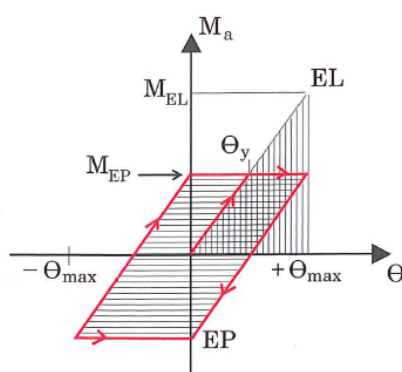
Punkt 5.4.1.1 i EC 8 stiller krav til materialer ved bruk av DCM. For armert betong skal ikke betongkvaliteter dårligere enn B16 benyttes. Med unntak av lukkede bøyler og tverrbindere skal kun kamstenger brukes som armeringsstål. I primære seismiske konstruksjonsdeler skal armeringsstål av klasse NB eller NC fra tabell C.1 i NS-EN 1992-1-1:2004 brukes.

2.3.2 Duktilitet i konstruksjonen

For bygninger generelt sier punkt 4.4.2.3 i EC 8 at det skal kunne påvises at både konstruksjonen og konstruksjonsdelene har tilstrekkelig duktilitet med hensyn til forventet utnyttelse av duktilitet, som avhenger av valgt bæresystem og konstruksjonsfaktor. Denne kompatible deformasjonsmekanismen kan kontrolleres ved åpenbare kinematiske sammenhenger eller ved en ikke-lineær analyse.

Definisjon av duktilitet

For å kunne beregne en konstruksjon med middels duktilitet etter Eurokode 8 må det kunne påvises kapasitet etter flytning i materialene, de må være tilstrekkelig duktile. Duktilitet er evnen en konstruksjon har til å utsettes for store deformasjoner uten at den mister sin styrke eller funksjon. For å oppnå dette kreves tilstrekkelig deformasjonsevne i byggematerialene og evne til å oppta store repeterte deformasjoner, tøyninger og krumninger i konstruksjonsdelene slik at de til sammen utgjør en kompatibel deformasjonsmekanisme. Duktil oppførsel under repetert belastning er illustrert i figur 2.6.



Figur 2.6: Illustrasjon av duktilitet i form av moment-krumningsdiagram ved repetert belastning.

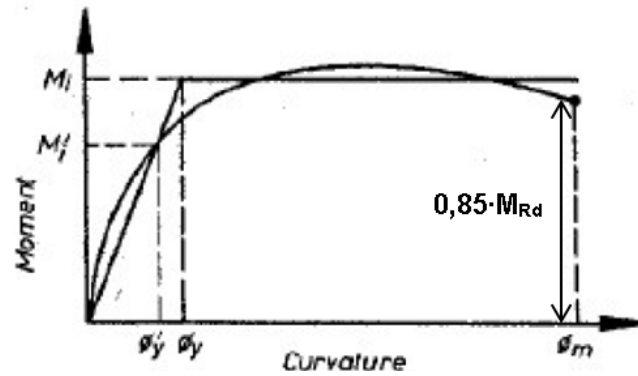
For plastiske ledd er det krumningsduktiliteten, μ_ϕ , som er interessant. Den er definert i punkt 5.2.3.4(3) i EC 8 som krumningen, κ , når momentet har sunket til 85 % av maksimalmomentet etter maksimalmomentet er nådd dividert på krumning ved flytning, forutsatt at bruddtøyning ikke er nådd for betong eller stål. Se figur 2.7:

$$\mu_\phi = \frac{\kappa(M_f = 0, 85 \cdot M_{Rd} \text{ eller } \varepsilon = \varepsilon_{su,k} \text{ eller } \varepsilon = \varepsilon_{cu})}{\kappa(\varepsilon = \varepsilon_{sy})} \quad (2.3)$$

Krumning kan finnes fra tøyningene i stålet og betongen, se figur 2.8:

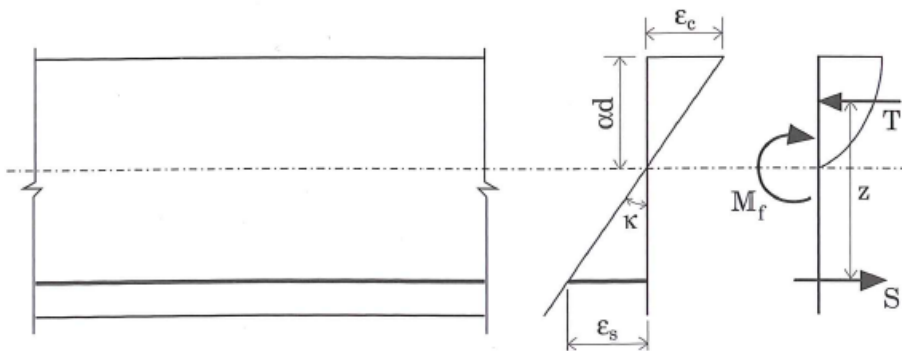
$$\kappa = \frac{|\varepsilon_s| + |\varepsilon_c|}{d} = \frac{|\varepsilon_s|}{[(1 - \alpha)] \cdot d} = \frac{M}{EI} \quad (2.4)$$

Antakelser i denne beregningsmodellen er at betong i trykk og stål er elastiske materialer som følger Hookes lov, at betongen ikke har noen strekkfasthet og at Navier-Bernoullis hypotese om at plane tverrsnitt forblir plane under bøyning gjelder [25]. For veggskiver



Figur 2.7: Moment-kurvatur sammenheng for armert betong, brukt i beregning av krumningsduktilitet etter EC 8. [27]

gjelder ikke Navier-Bernoullis hypotese når høyde-lengdeforholdet blir lavt, men i denne oppgaven har de testede veggskivene et høyde-lengdeforhold på 2,3 og oppover, se kapittel om analyse senere i oppgaven. Derfor antas det som en forenkling at Navier-Bernoullis hypotese gjelder, noe som også kontrolleres senere.



Figur 2.8: Krumning, κ , med et påsatt moment, M_f , i en betongbjelke [4]

For betongbygninger gir EC 8 betingelser for lokal duktilitet i punkt 5.2.3.4. For å oppnå den samlede duktiliteten som kreves av konstruksjonen skal plastiske ledd ha store plastiske rotasjonskapasiteter. Dette anses som tilfredsstillt dersom:

- Lokal knekking av trykkarmering i potensielle plastiske ledd er forhindret
- Tilfredsstillende materialkvaliteter er benyttet. Det vil si at armeringsstålet er duktilt nok med en strekkfasthet som er betydelig høyere enn flytefastheten og at betongen har en bruddtøyning som er høyere enn tøyningen ved maksimal trykkfasthet. Se også 2.3.1.
- Krumningsduktiliteten er tilstrekkelig i alle kritiske områder i primære seismiske konstruksjonsdeler. Dette anses som oppfylt dersom faktoren for krumningsduktilitet, μ_ϕ , er minst lik følgende verdier:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2q_0 - 1 & \text{hvis } T_1 \geq T_C \\ 1 + 2(q_0 - 1) \cdot T_C/T_1 & \text{hvis } T_1 < T_C \end{cases} \quad (2.5)$$

Der T_1 er byggets første egensvingeperiode, T_C er knekkpunkt i det dimensjonerende responspektret og q_0 avhenger av valgt bæresystem etter tabell 5.1 i EC 8. I kritiske områder i primære seismiske konstruksjonsdeler med lengdearmring av stål i klasse NB, se tabell C.1 i Eurokode 2 [14], bør duktilitetsfaktoren μ_ϕ være minst 1,5 ganger verdien gitt over.

Overstyrke

Når det dimensjoneres for plastiske ledd skal resten av konstruksjonen dimensjoneres slik at den alltid er elastisk. For å sikre dette dimensjoneres de elastiske delene generelt med en overstyrke i størrelsesorden 30-40 % [11].

- Såkalte “soft stories” skal forhindres ved at i fleksible etasjer dimensjoneres det sideveise avstivningssystemet for å oppføre seg elastisk.
- For rammeverksbygninger gjelder det at i knutepunkt skal kapasiteten til primære søyler være større enn kapasiteten til seismiske bjelker, slik at plastiske ledd dannes i bjelkene, ikke i søylene. Ligning 4.29 i EC 8 gir følgende krav til momentkapasitetene:

$$\sum M_{Rc} \geq 1,3 \cdot \sum M_{Rb} \quad (2.6)$$

Der $\sum M_{Rc}$ er summen av de dimensjonerende verdiene av momentkapasiteten til søylene som møtes i knutepunktet og $\sum M_{Rb}$ er summen av de dimensjonerende verdiene av momentkapasiteten til bjelkene som møtes i knutepunktet. Dette skal gjelde for begge ortogonale retninger der rammesystemet virker i to ortogonale retninger.

- Horisontale skiver skal kunne overføre krefter til avstivningssystemet for horisontale laster med en overstyrke som er ivaretatt ved bruk av en lastfaktor $\gamma_{Rd} = 1,2$, se NA.4.4.2.5.

2.3.3 Bestemme konstruksjonsfaktor q

Bestemmelsen av konstruksjonsfaktoren q gjøres på bakgrunn av valgt bæresystem, etter punkt 5.2.2.2 i EC 8. Øvre verdi av q bestemmes etter ligning 2.7:

$$q = q_0 \cdot k_w \quad (2.7)$$

Der k_w er faktoren som gjenspeiler den dominerende bruddformen i bæresystemer med vegger og har verdier mellom 0,5 og 1, se 5.2.2.2(11)P i EC 8. Maksimale verdier av q_0 for ulike bæresystemer er gitt i tabell 5.1 i EC 8, og følgende verdier gjelder ved dimensjonering for DCM:

- Rammesystem, dobbeltsystem og koblet veggssystem: $3,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$
- Ikke-koblet veggssystem: 3,0
- Torsjonsmykt system: 2,0
- Omvendt pendelsystem: 1,5

Der α_1 er verdien som den horisontale seismiske dimensjonerende påvirkningen multipliseres med for å nå bøyekapasiteten første gang i en konstruksjonsdel i konstruksjonen og α_u er verdien som den horisontale seismiske dimensjonerende påvirkningen multipliseres med for å få full plastifisering i alle ledd som danner en kompatibel deformasjonsmekanisme og maksimal rotasjon er oppnådd. α_u/α_1 er da eksempelvis forholdet mellom full ønsket forskyvning og forskyvning ved dannelse av første plastiske ledd. Verdiene av α_1 og α_u bestemmes ved hjelp av en pushoveranalyse eller etter punkt 5.2.2.2(5)-(7) i EC 8, men α_u/α_1 kan ikke overskride 1,5.

2.3.4 Dimensjonering for skjærkrefter

Skjærbrudd er noe av det farligste som kan skje under et jordskjelv, fordi det er et sprøtt brudd og kan føre til kollaps uten forvarsel. Derfor dimensjoneres det for 50 % høyere skjærkrefter enn beregnede karakteristiske krefter etter vanlig prosedyre fra Eurokode 2.

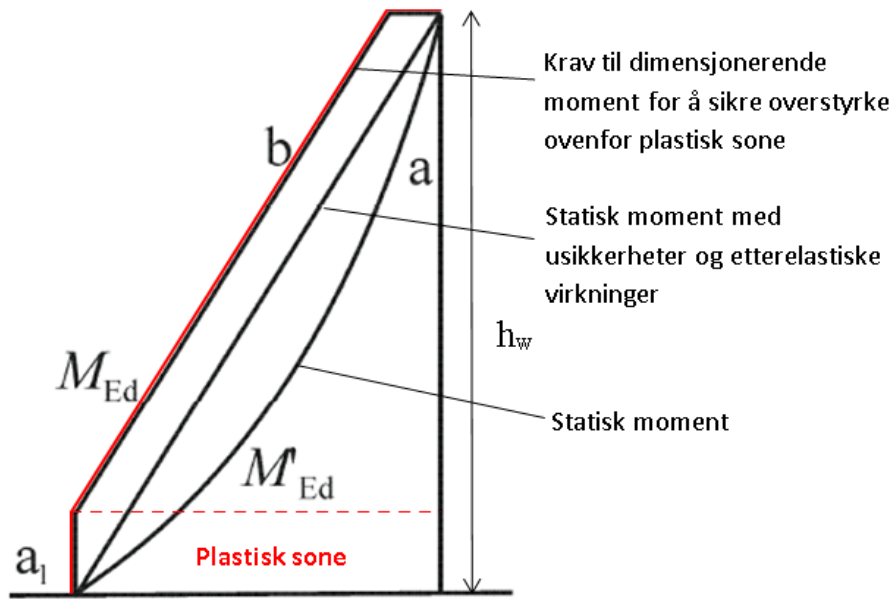
Kapittel 3

Utstrekning av plastisitet i veggskiver

Formålet med oppgaven er å komme frem til et fornuftig mål for utstrekning av plastisitet i duktile veggskiver som vil kunne redusere overstyrke og spare armering langs hele veggskivens høyde ved dimensjonering i DCM. Viktige begrep her er forskyvning av strekkraftlinjen a_1 , kritisk høyde h_{cr} og ekvivalent lengde av plastisk ledd L_{pl} . Disse vil bli omtalt nærmere i dette kapittelet.

3.1 Duktile vegger

En duktil vegg er en vegg forbundet til underlaget slik at det kan oppstå et bøyelig plastisk ledd like over underlaget uten perforeringer [11]. Duktile vegger dimensjoneres etter EC 2 med bruk av aksialkraften fra den seismiske dimensjonerende situasjonen. Verdien av den normaliserte aksialkraften, påsatt aksialkraft dividert på aksialkraftkapasitet, ν_d , skal ikke overskride 0,4. For duktile vegger gjelder særskilte bestemmelser spesifisert i 5.4.2.4 i EC 8. Det skal tas hensyn til usikkerheter i analysen og etterelastiske dynamiske virkninger. Dette kan gjøres ved å bruke omhyllingskurver for å bestemme dimensjonerende momenter og skjærkrefter, vist i figur 3.1. Momentdiagrammet fra analysen, markert a i figuren, tilnærmes en rett linje når det tas hensyn til usikkerheter og etterelastiske dynamiske virkninger. Denne kurven forskyves dermed med en avstand a_1 , kalt forskyvning av strekkraftlinjen, for å sikre overstyrke ovenfor det plastiske leddet. Forskyvningen av strekkraftlinjen a_1 tilsvarer høyden fra fundament til der det plastiske leddet blir dannet. Dersom ikke nøyaktigere beregninger foreligger kan a_1 estimeres som h_{cr} , gitt i 5.4.3.4.2 i EC 8.



Figur 3.1: Dimensjonerende omhyllingskurve for bøyemoment i slanke vegger. a - momentdiagram fra analyse, b - dimensjonerende omhyllingskurve, a_1 - forskyvning av strekkraftlinjen.

3.1.1 Kritisk høyde, h_{cr}

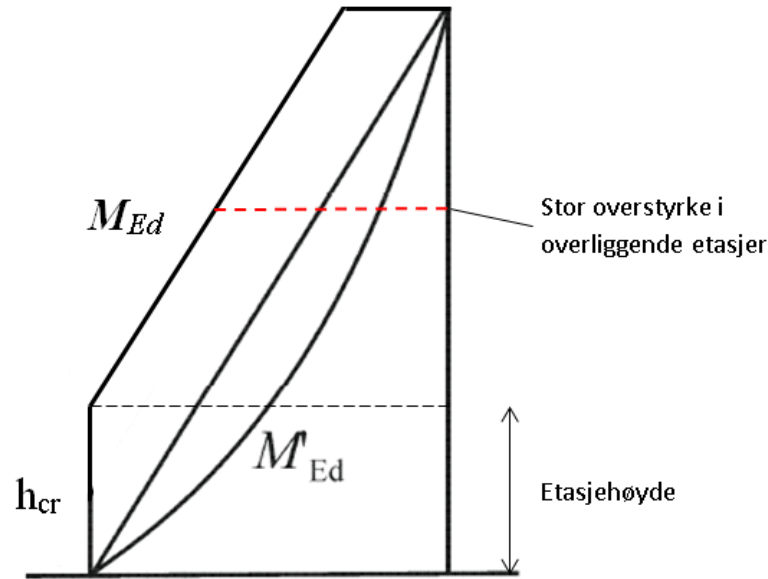
Ved detaljering for lokal duktilitet kan høyden på det kritiske området der det dannes et plastisk ledd forenkles til:

$$h_{cr} = \max [l_w, h_w/6] \quad (3.1)$$

men

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ \begin{cases} h_s & \text{for } n \leq 6 \text{ etasjer} \\ 2 \cdot h_s & \text{for } n \geq 7 \text{ etasjer} \end{cases} \end{cases} \quad (3.2)$$

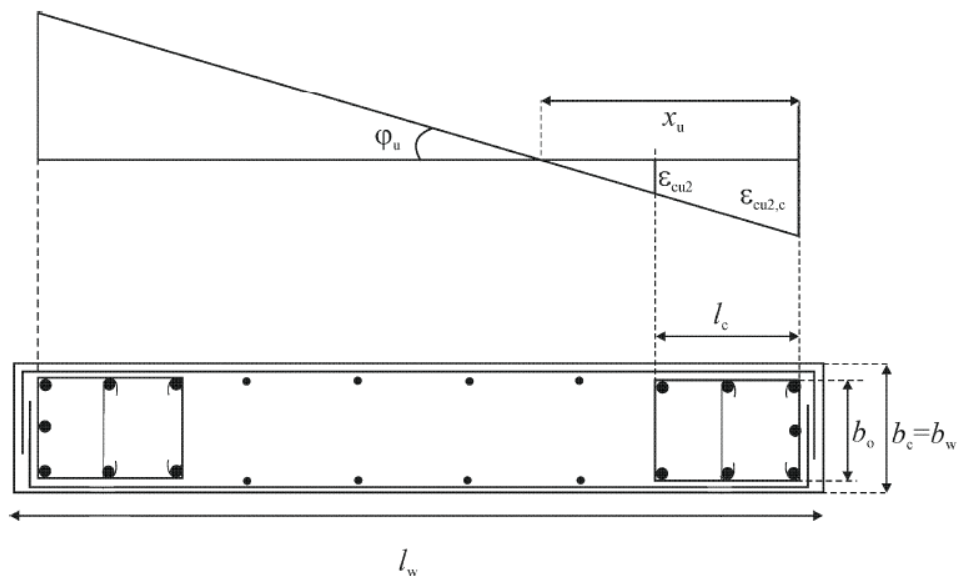
der h_s er den frie etasjehøyden og bunnen er definert som fundamentnivået eller overkanten av kjelleretasje med stive horisontale skiver og omkringliggende vegger. Ettersom h_{cr} kun begrenses av etasjehøyde og antall etasjer i bygningen vil dette for skiver med et lavt høyde-breddeforhold (h_w/l_w) kunne gjøre at forskyvningen av strekkraftlinjen blir for stor og overstyrken i hele veggskiven vil bli stor. Eksempelvis vil en lang avstivende veggskive i et treetasjers bygg, for eksempel en skive i en heissjakt, måtte dimensjoneres med maksimal armering i en tredel av skivens høyde. Overstyrken i andre og tredje etasje vil bli stor, illustrert i figur 3.2.



Figur 3.2: Illustrasjon av stor overstyrke i en lang veggskive i et treetasjers bygg med h_{cr} lik etasjehøyden.

3.1.2 Forsterkede randelementer

For at betongskiven skal få ønsket kapasitet og duktilitet plasseres det forsterkede randelementer i det kritiske område i nedre del av skiven. Bøylearmingen legges som vist i figur 3.3. Det refereres til punkt 5.4.3.4.2 i EC 8. Ved å plassere bøyer rundt lengdearmingen i ytterkant av veggen forhindres armeringen mot å knekke ut ved trykkbelastning og betongen får en treaksial spenningstilstand som forbedrer trykkapasiteten og maksimaltøyningen vesentlig, se figur 3.4.



Figur 3.3: Forsterkede randelementer på den frie kanten av en vegg. Topp: Tøyninger ved krumningsgrense. Bunn: Veggvernsnitt.

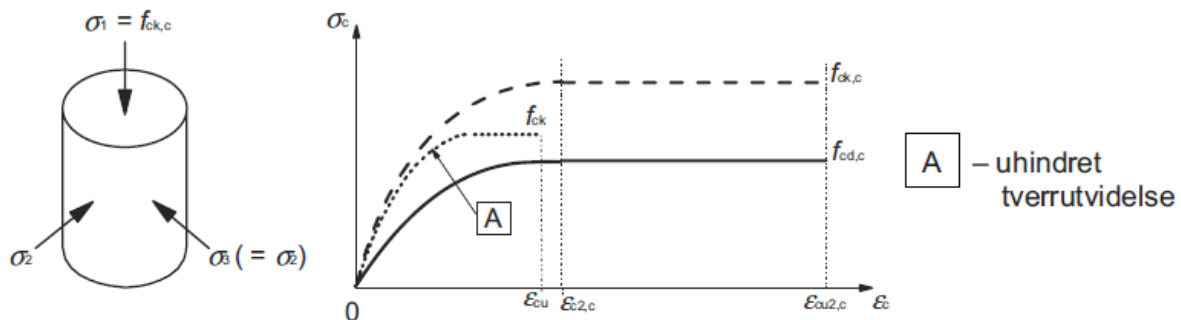
Armert betong med forhindret tverrutvidelse - omsluttet betong

Armert betong med forhindret tverrutvidelse kalles på engelsk “confined concrete”. For enkelthets skyld kalles det heretter omsluttet betong. Armert betong som ikke er forhindret mot tverrutvidelse kalles heretter ikke omsluttet betong.

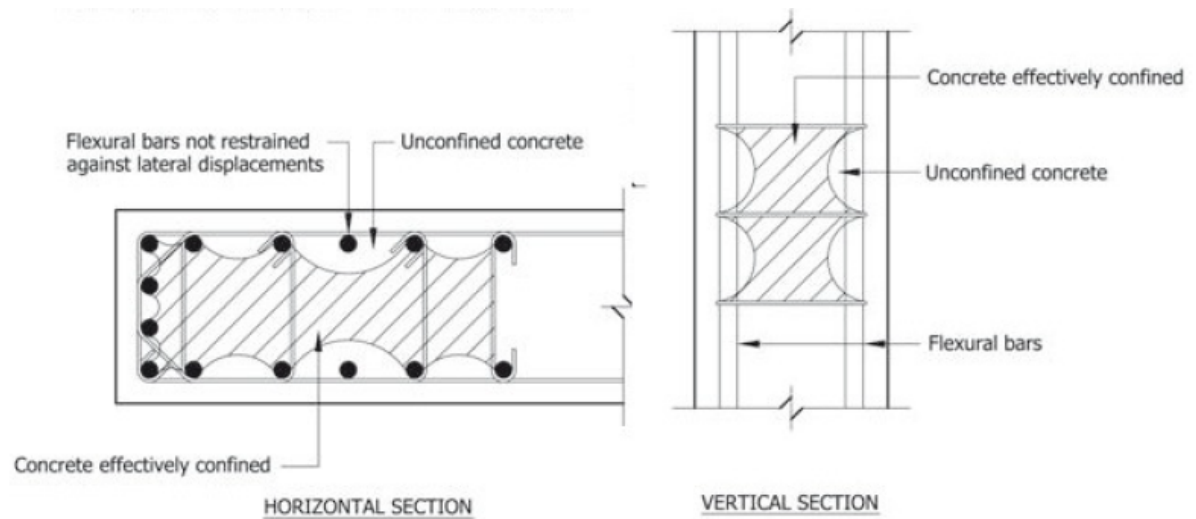
Den vesentlige økningen i betongens kapasitet i de forsterkede randelementene skyldes at det oppstår en treksial spenningstilstand som gjør at betongen tåler høyere spenninger før den går til brudd. Når den nye trykkfastheten er nådd vil betongen knuses, men bøyene vil holde betongen på plass og dermed bevares styrken. Dette gjør at oppførselen til veggen kan være meget duktil.

Lengdearmeringen har også stor nytte av de lukkede bøyene da bøyene forhindrer lengdearmeringen mot å knekke ut ved stor trykkbelastning. Dersom lengdearmeringen knekker ut vil det kunne oppstå små sprekker i armeringen, og når den samme armeringen utsettes for strekkbelastninger vil det oppstå et sprøtt brudd grunnet rask sprekkutvidelse. Dette er farlig under seismiske belastninger da det veksles mellom trykk og strekk. [22]

Merk at det er kun under selve bøyene at betongen er fullstendig forhindret mot tverrutvidelse og hele tverrsnittet får en treksial spenningstilstand. Mellom bøyene overføres kreftene i bueform, se figur 3.5. Dette gjør at det effektive tverrsnittet må reduseres noe, som i EC 8 gjøres med en effektivitetsfaktor α , se avsnitt 5.4.3.2.2 i EC 8.



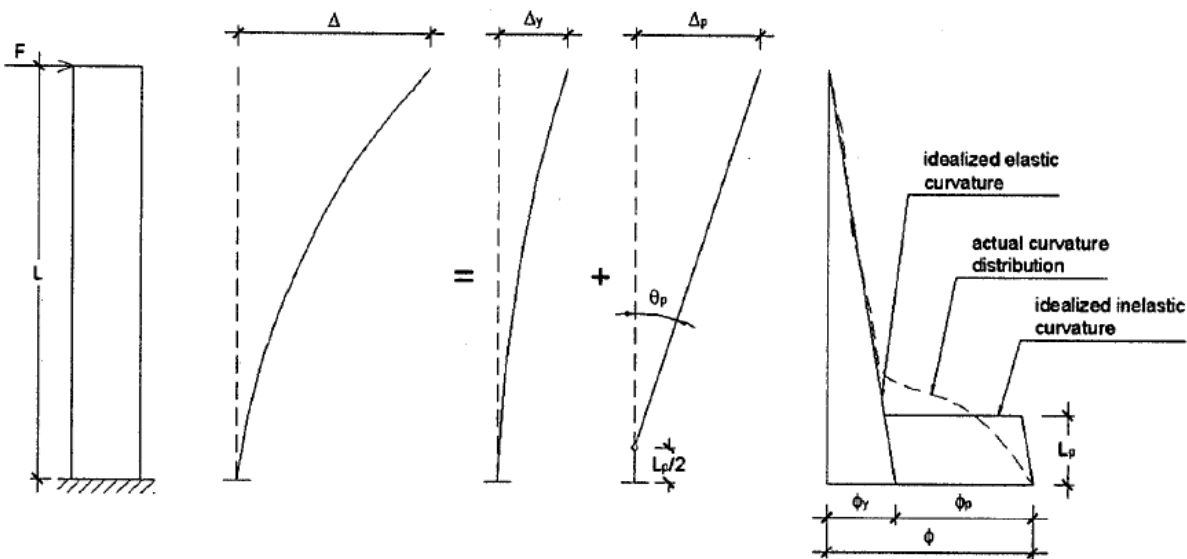
Figur 3.4: EC 2s modell for forhindring mot tverrutvidelse eller omsluttet betong. Sammenligning av spennings-tøyningssammenheng med og uten forhindret tverrutvidelse (omsluttet og ikke omsluttet). [14]



Figur 3.5: Illustrasjon av effekten til bøylearmingene på betongen i de forsterkede randelementene. Det skraverte området er omsluttet betong ("confined concrete"). T.v.: Horisontalsnitt. T.h.: Vertikalsnitt. [6]

3.2 Utstrekning av plastiske ledd i veggskiver

Utstrekning av plastiske ledd, fra det engelske “plastic hinge length”, kan brukes til å vurdere kritisk høyde h_{cr} , se punkt 3.1.1. En allmenn måte å se på deformasjonene i en armert betongskive er å dele opp i elastisk deformasjon fra bøyning og plastisk deformasjon fra rotasjon i det plastiske leddet. Skjærdeformasjonene blir så små at de er neglisjerbare. Utbredelsen av det plastiske leddet fås fra krumningsfordelingen langs høyden av veggskiven, se figur 3.6. Der krumningsfordelingen går fra lineær til ikke-lineær begynner utbredelsen av det plastiske området (“extent of plasticity”). I praksis antas det at den uelastiske krumningen er konstant over en høyde kalt ekvivalent lengde av plastisk ledd (“equivalent plastic hinge length”), L_{pl} .



Figur 3.6: Konseptet bak ekvivalent lengde av plastiske ledd (“equivalent plastic hinge length”). [2]

3.2.1 Modeller for beregning av ekvivalent lengde av plastisk ledd, L_{pl}

Mange forskere har forsøkt å finne en modell for ekvivalent lengde av plastisk ledd i armert betong. Uttrykkene for L_{pl} er basert på empiri. Felles for de fleste er at de tar utgangspunkt i at utstrekningen av det plastiske leddet er en ekvivalent lengde der det antas at krumningen er konstant som forklart over. Viktige parametre som brukes i modellene er høyden på tverrsnittet, lengden av konstruksjonsdelen og diameteren på lengdearmingen. Normalisert aksiallast og fastning har også blitt testet ut, men ikke alle er enige om denne effekten har noen betydning. [2]

De fleste av disse modellene gjelder for bjelker og søyler. Plastiske ledd i vegger har ikke vært like mye testet. Tabell 3.1 viser en oversikt over forsøk som er gjort på veggskiver.

Tabell 3.1: Forsøk gjort på utstrekning av plastiske ledd i veggskiver og hvilke parametre som er testet [2]

Forsøk	Parametre undersøkt
Oesterle, Aristibal-Ochoa, Shiu og Corley (1986)	Vegglengde
Paulay (1986)	Vegglengde
Wallace og Moehle (1992)	Vegglengde
Paulay og Priestley (1993)	Vegghøyde og vegglengde
Panagiotakos og Fardis (2001)	Vegghøyde og armering
Thomsen og Wallace (2004)	Vegglengde

De første forsøkene som testet på vegglengde fant ut at utstrekningen på det plastiske leddet var mellom $0,5l_w$ og l_w . Paulay and Priestley gjorde i 1993 forsøk der de fant følgende uttrykk for utstrekningen av plastisk ledd [18]:

$$L_{pl} = 0,2l_w + 0,044H_w \quad (3.3)$$

der l_w er vegglengde og H_w er vegghøyde.

Panagiotakos og Fardis studerte 875 modellforsøk på forskjellige konstruksjonselementer, men kun 61 av disse var veggskiver, slik at deres resultater ikke nødvendigvis er så riktige for veggskiver.

Thomsen og Wallace fant en tilnærming for lengden av plastisk ledd ved en blanding av eksperimentelle og analytiske forsøk. De beste overensstemmelsene ble funnet for verdier mellom $0,33l_w$ og $0,5l_w$.

L_{pl} i Eurokode 8-3

NS-EN 1998-3:2005, heretter kalt EC 8-3, beskriver i tillegg A to måter å finne utstrekningen av plastisk ledd under syklisk belastning. Hvilken metode som skal brukes avhenger av hva slags modeller som brukes for tøyninger i armeringsstålet og for den omsluttete betongen i de forsterkede randelementene for å finne maksimal krumning i enden av konstruksjonsdelen.

Metode 1 Maksimal armeringstøyning ε_{su} settes lik minimumsverdien for karakteristisk tøyning ved største kraft ε_{uk} fra tabell C.1 i EC 2 for stålqualität NA og NB og lik 6 % for stålqualität NC. Ettersom det kun er lov til å bruke stålqualität NB og NC for dimensjonering for DCM i Norge vil ε_{su} minst være lik 5 % for stålqualität NB og 7,5 % for stålqualität NC. Metode 1 tar utgangspunkt i EC 2s modell for omsluttet betong gitt i punkt 3.1.9 og vist i figur 3.4. Tverrspanningen fra bøylearmeringen settes til $\sigma_2 = \alpha \cdot \rho_{sx} \cdot f_{yw}$, der α , ρ_{sx} og f_{yw} er definert i A.3.2.2(1) i EC 8-3. Dersom i tillegg lengdearmeringen i kritiske områder er kontinuerlig kan formel følgende formel benyttes til å finne utstrekningen av det plastiske leddet:

$$L_{pl} = 0,1L_V + 0,17l_w + 0,24 \frac{d_{bL} \cdot f_y(MPa)}{\sqrt{f_c(MPa)}} \quad (3.4)$$

der

L_V er skjærkraftutbredelsen eller avstanden mellom punktet med maksimalmoment og punktet med null moment. For en utkragervegg vil dette være avstanden fra innspenningen til den ytterste påsatte lasten.

l_w er høyden på tverrsnittet eller lengden på veggen

d_{bL} er diameteren på lengdearmingen

Metode 2 Maksimal armeringstøyning ε_{su} er lik som for metode 1, altså minst 5 % for stålqualität NB og 7,5 % for stålqualität NC. Metode 2 krever at det brukes en bedre modell for omsluttet betong enn den gitt i EC 2. Spennings- og tøyningsgrensene for den forbedrede modellen er gitt i A.3.2.4(8). Dersom lengdearmingen i kritiske områder er kontinuerlig kan følgende uttrykk brukes for utstrekningen av det plastiske leddet:

$$L_{pl} = \frac{L_V}{30} + 0,2l_w + 0,11 \frac{d_{bL} \cdot f_y(\text{MPa})}{\sqrt{f_c(\text{MPa})}} \quad (3.5)$$

Sammenligning av metodene

For å sammenligne metodene er uttrykkene for ekvivalent lengde av plastisk ledd er de sammenlignet i figur 3.7. De er normalisert mot vegg lengden l_w for å fremstille uttrykkene generelt og vise den store spredningen i uttrykkene. De nye uttrykkene for normalisert ekvivalent lengde av plastisk ledd, $\frac{L_{pl}}{l_w}$, blir da:

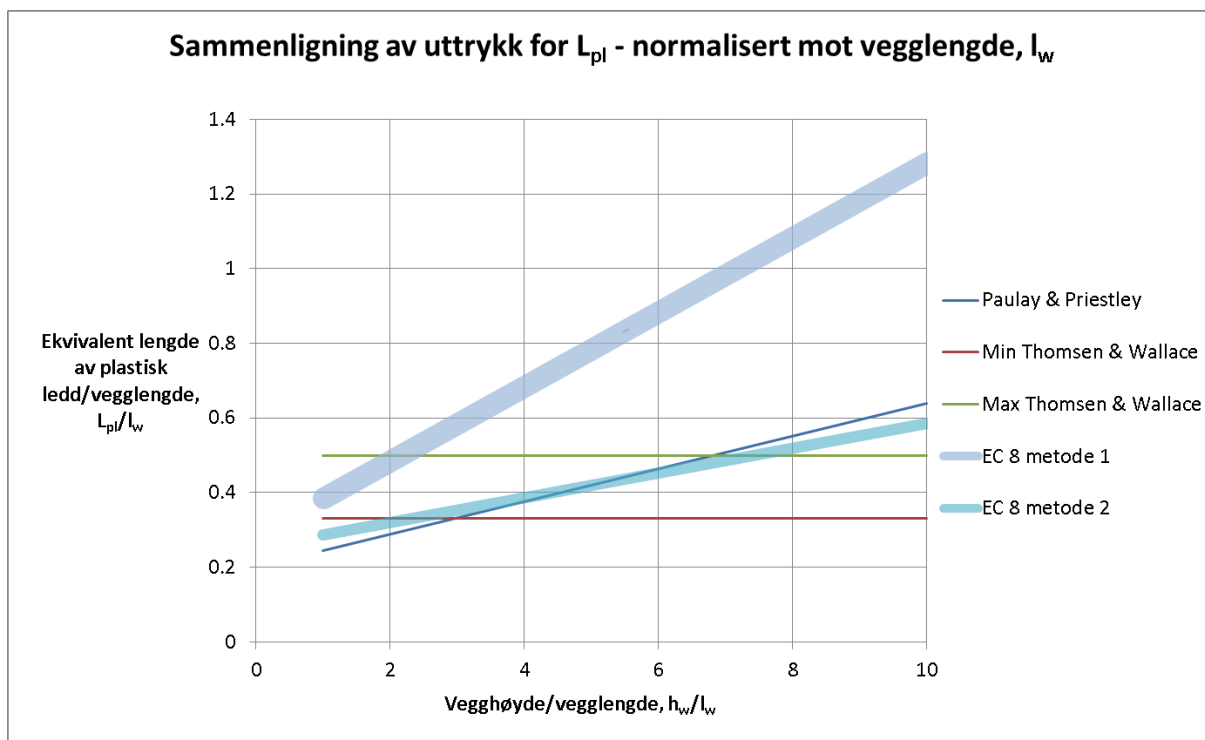
$$\text{Paulay \& Priestley: } \frac{L_{pl}}{l_w} = 0,044 \frac{h_w}{l_w} + 0,2 \quad (3.6)$$

$$\text{Thomsen \& Wallace: } 0,33 \leq \frac{L_{pl}}{l_w} \leq 0,5 \quad (3.7)$$

$$\text{EC 8 metode 1: } \frac{L_{pl}}{l_w} = 0,1 \frac{h_w}{l_w} + 0,17 + 0,24 \frac{d_{bL} \cdot f_y(\text{MPa})}{\sqrt{f_c(\text{MPa})}} \cdot \frac{1}{l_w} \quad (3.8)$$

$$\text{EC 8 metode 2: } \frac{L_{pl}}{l_w} = \frac{h_w}{30l_w} + 0,2 + 0,11 \frac{d_{bL} \cdot f_y(\text{MPa})}{\sqrt{f_c(\text{MPa})}} \cdot \frac{1}{l_w} \quad (3.9)$$

For å fremstille metodene fra EC 8 er det antatt noen verdier for diameteren til lengdearmingen og flytespenning til betong og stål. Disse verdiene er valgt på grunnlag av valgte verdier senere i oppgaven og er kun for å illustrere at det siste leddet kan utgjøre en forskjell. Verdiene er: $d_{bL} = 25$ mm, $f_y = 500$ MPa og $f_c = 43$ MPa. Det siste leddet blir da $0,46 \cdot \frac{1}{l_w}$ og $0,21 \cdot \frac{1}{l_w}$ for henholdsvis metode 1 og metode 2. For å få med leddet $\frac{1}{l_w}$ i en todimensjonal fremstilling er det lagt inn et spekter for veggskiver mellom 3 og 6 meter ettersom disse skivelengdene er undersøkt nærmere senere i oppgaven. Det betyr at for metode 1 varierer det siste leddet fra $\frac{0,46}{6} \cong 0,08$ til $\frac{0,46}{3} \cong 0,15$ og for metode 2 varierer det siste leddet fra $\frac{0,21}{6} \cong 0,04$ til $\frac{0,21}{3} \cong 0,07$. For større differanser i skivelengder ville båndbredden blitt større.



Figur 3.7: Sammenligning av uttrykk for ekvivalent lengde av plastisk ledd, normalisert mot vegg lengde. Uttrykkene fra EC 8 er fremstilt som spektre med noen antatte parametre for å få dem på en todimensjonal figur.

Som figuren viser er det er veldig stor variasjon i resultater fra tidligere forsøk. Eurokode 8s metode 1 legger til grunn en enkel modell for omsluttet betong og er antakelig derfor meget konservativ sammenlignet med de andre metodene. Dette får spesielt utslag når forholdet mellom vegghøyde og vegg lengde blir store. Ved et forhold på 5 gir den et dobbelt så stort estimat av L_{pl} som Paulay & Priestley, middelerdien av Thomsen & Wallace og EC 8s metode 2.

Kapittel 4

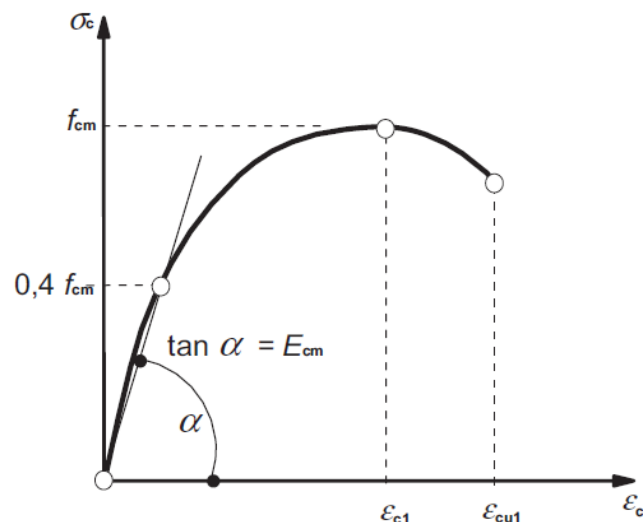
Materialmodeller for ikke-lineær analyse

For å modellere oppførselen til betong og stål brukes materialmodeller gitt i Eurokode 2. Ved ikke-lineære analyser skal i følge EC 8 punkt 4.3.3.4.1(4) konstruksjonsdelenes egenskaper baseres på middelveier. Dette er fordi de seismiske kreftene på konstruksjonen avhenger av bygningens stivhet, dermed er ikke konservativt å bruke 95%-kvantiler for materialenes egenskaper.

4.1 Betong i trykk

4.1.1 Ikke omsluttet betong

Avsnitt 3.1.5 i EC 2 gir spennings-tøyningssammenheng for betong i trykk til bruk ved ikke-lineær konstruksjonsanalyse, vist i figur 4.1. ε_{c1} og ε_{cu1} er gitt i tabell 3.1 i EC 2.



Figur 4.1: Materialmodell for ikke omsluttet betong i trykk fra EC 2 [14].

Kurven er gitt ved formel 4.1

$$\sigma_c = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (4.1)$$

der $\eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}$ og $k = 1,06E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$. ε_{c1} og f_{cm} er tøyningen ved største spenning og middelvei for betongfasthet.

4.1.2 Omsluttet betong

Spennings-tøyningssammenheng for omsluttet betong er gitt i figur 3.4. Ettersom det i EC 2 ikke er oppgitt et uttrykk for den omsluttede betongens oppførsel før den når flyteplataet er det antatt at den følger uttrykket for den ikke omsluttede betongen gitt i figur 4.1 frem til ε_{cu1} er nådd, ettersom denne modellen kun er gyldig frem til dette. Ved tøyninger større enn ε_{cu1} antas det en konstant spenning $f_{cm,c}$ frem til brudd ved $\varepsilon_{cu2,c}$. Ettersom betongens fasthet øker vil også elastisitetsmodulen bli større. I tabell 3.1 i EC 2 er den gitt som i formel 4.2.

$$E_{cm} = 22 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0,3} \quad (4.2)$$

Tverrspenning, σ_e

I modellen i figur 3.4 er det benyttet $\sigma_2 = \sigma_3$. Dette er gjerne ikke tilfellet for rektangulære tverrsnitt, og dersom tverrspenningen overvurderes blir betongens trykkfastet overestimert og det samme blir duktiliteten. Derfor benyttes heller effektiv tverrspenning, σ_e . For å beregne σ_e benyttes formel 4.3 [8].

$$\sigma_e = \frac{\sigma_{e,2} + 4\sigma_{e,3}}{5} \quad (4.3)$$

der $\sigma_{e,2}$ er største og $\sigma_{e,3}$ er minste tverrspenningen i de to ortogonale retningene 2 og 3, gitt i formel 4.4.

$$\sigma_{e,i} = \alpha \rho_{sw} f_{ym} \quad (4.4)$$

der ρ_w er tverrarmeringsforholdet gitt i formel 4.5, α er effektivitetsfaktoren omtalt i avsnitt 3.1.2 og gitt i punkt 5.4.3.2.2 i EC 8 og f_{ym} er middelvei for stålets flytespenning. Tverrarmeringsforholdet er

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{s_L b} \quad (4.5)$$

der A_{sw} er det totale arealet av tverrarmeringsstengene i hvert lag i aktuell retning, s_L er vertikalavstanden mellom bøyelagene og b er bredden av tverrsnittet i aktuell retning.

Spennings-tøynings-sammenheng

Ved gitt effektiv tverrspenning er den omsluttete betongens fasthet gitt i avsnitt 3.1.9 i EC 2.

$$f_{ck,c} = \begin{cases} f_{ck} (1,000 + 5,0 \cdot \sigma_e / f_{ck}) & \text{for } \sigma_e \leq 0,05 f_{ck} \\ f_{ck} (1,125 + 2,50 \cdot \sigma_e / f_{ck}) & \text{for } \sigma_e > 0,05 f_{ck} \end{cases} \quad (4.6)$$

Ettersom det er middelverdiene til betongegenskapene som er interessante må disse beregnes etter formler gitt i tabell 3.1 og i avsnitt 3.1.9 i EC 2:

$$f_{cm,c} = f_{cm,c} + 8(MPa) \quad (4.7)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \cdot (f_{cm,c} / f_{cm})^2 \quad (4.8)$$

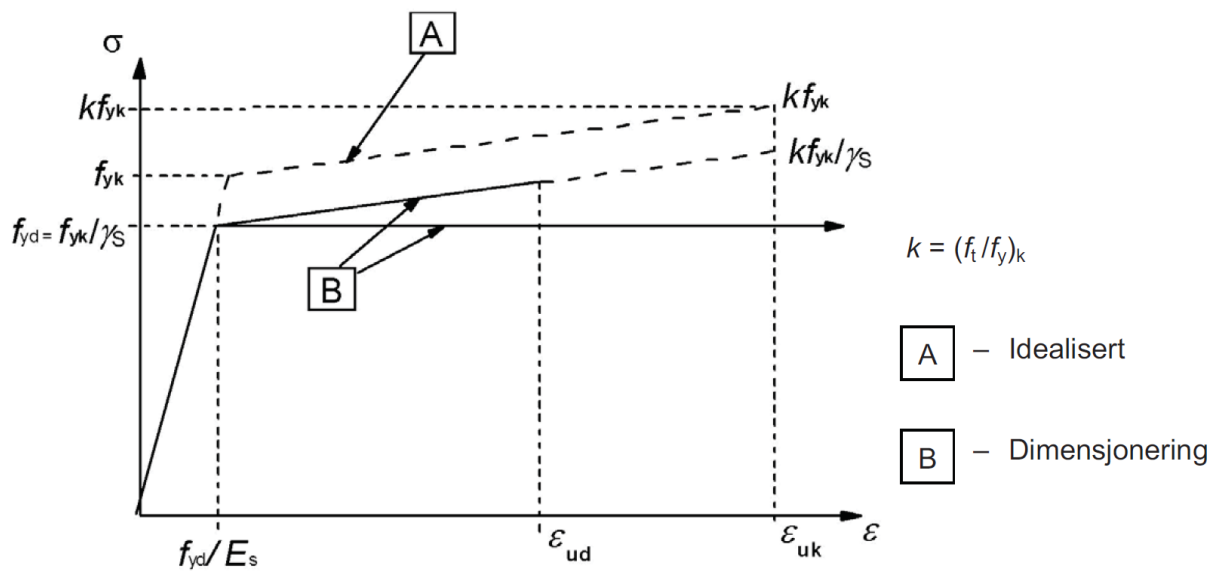
$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \cdot \sigma_e / f_{cm} \quad (4.9)$$

4.2 Betong i strekk

Egenskapene for betong i strekk er lik for både den omsluttete og ikke omsluttete betongen ettersom det kun er i trykk betongen utsettes for tverrspenninger som øker dens styrke. Strekkfastheten til betongen er tatt fra tabell 3.1 i EC 2. Også her brukes middelverdi for strekkfasthet f_{ctm} og elastisitetsmodul E_{cm} . Etter at strekkfastheten er nådd er det lagt inn lineært avtagende styrke for å ta hensyn til tension softening og tension stiffening og for å unngå numeriske problemer i analysen.

4.3 Armeringsstål

Egenskapene til armeringsstålet er hentet fra EC 2 punkt 3.2.7. Det er lagt inn som bilineært med fastning og vist i figur 4.2. Det er de karakteristiske verdiene markert som kurve A i figuren som er benyttet i denne oppgaven. Tillegg B i EC 2 gir verdier for k og ε_{uk} .



Figur 4.2: Spennings-tøyningssammenheng armeringsstål fra EC 2 [14].

Del II
Analyse

Kapittel 5

Beregningsmodell Abaqus

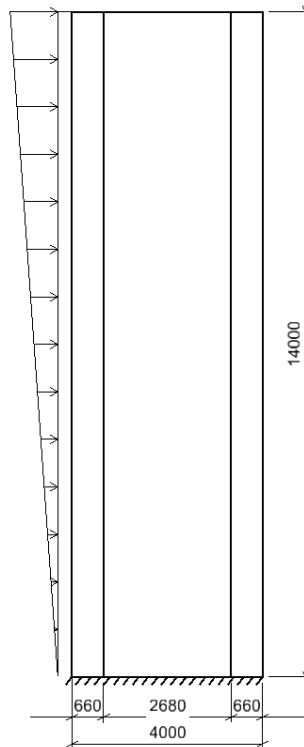
For å se på utstrekningen av det plastiske området er det gjort analyser med elementmetodeprogrammet Abaqus. Målet for analysen er å finne et uttrykk for eller en sammenheng som gir utstrekningen av det plastiske området og utfordre Eurokode 8s krav om overstyrke og forslag til bruken av etasjehøyde som begrensning for kritisk høyde. For å gjøre dette er det etablert en modell som representerer en veggskive fra et typisk norsk fireetasjers bygg, der EC 8s krav om overstyrke slår hardt ut. Det skal gjøres en ikke-lineær statisk analyse med jevn påføring av last til veggskiven går til brudd og dermed se hvor langt opp i skiven det er plastisk oppførsel. Abaqus er et kraftig og egnet elementmetodeprogram med mange muligheter og få begrensninger. Valget av Abaqus som analyseverktøy er gjort først og fremst fordi det er lett å vise resultater og fordi resultatene presenteres på en god måte.

5.1 Geometri

Ettersom målet for oppgaven er å se på utstrekning av plastisitet i veggskiven er det i samråd med veileder Øystein Løset valgt å ikke bruke tid på dimensjonering av veggskiven. Eirik Olsvik Hovind skrev våren 2011 en masteroppgave om duktilitet i veggskiver påkjent seismisk belastning og dimensjonerte flere skivetverrsnitt etter EC 8 [10]. Disse skivetverrsnittene brukes som utgangspunkt for videre undersøkelser. Veggskiven som er valgt som referanseskive for videre analyser har en vegg lengde $l_w = 4000$ mm, veggtykkelse $t = 250$ mm og en momentkapasitet på ca 20 000 kNm. Veggskiven er valgt til å være 14 m høy med fire etasjer à 3,5 m.

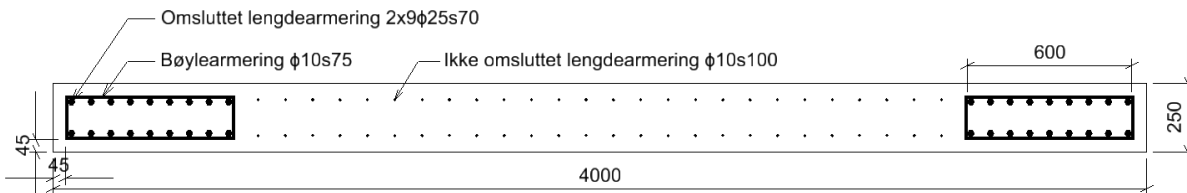
Figur 5.1 viser geometrien, påsatt last og opplagerbetingelsene til referanseskiven. I tillegg til å være fast innspent er skiven fastholdt ut av papirplanet for å unngå uønskede effekter i analysen. Den påsatte lasten er trekantformet som vist i figur 5.1 for å simulere seismisk last. Seismisk last øker gradvis til veggskiven går til brudd.

Tverrsnittgeometrien til referanseskiven er vist i figur 5.2. De forsterkede randelementene er dimensjonert etter punkt 5.4.3.4.2 i EC 8 og lengden på den forsterkede randsonen er $0,15l_w = 600$ mm. Med $18\phi 25$ armeringsstenger i to lag gir dette en senteravstand på ca 70 mm. Bøylearmeringen rundt de forsterkede randsonene har en diameter på 10 mm. Overdekningen er satt til 45 mm for å tillate økning av lengdearmeringsdiameteren senere i oppgaven. I midtre del av skiven, mellom de forsterkede randsonene, er det lagt



Figur 5.1: Referanseskive med forsterkede randelementer for videre undersøkelser, alle mål i mm. Skiven er fast innspent i fundament og påsatt trekantlast.

inn $\phi 10s100$ nær hver overflate. Dette er mer enn minimumsarmeringen gitt av punkt NA9.7(1) i EC 2 som tilsvarer $\phi 10s300$ nær hver overflate og er lagt inn for å unngå skjærbrudd i skiven under analysen.



Figur 5.2: Geometri og armering referansetverrsnitt, alle mål i mm

Skjærarmering

Etttersom det i jordskjelvdimensjonering dimensjoneres for 50 % overstyrke for skjærkrefter for å unngå skjærbrudd, jamfør avsnitt 2.3.4, er det ikke lagt inn rett mengde skjærarmering i modellen. Det er i alle tilfeller tilstrekkelig overstyrke, men grunnet konvergensproblemer i Abaqus er mengden skjærarmering økt ytterligere i enkelte tilfeller for å kunne sette på mest mulig last. Mengden vertikal skjærarmering er likevel neglisjerbar i forhold til armeringsmengdene i randelementene med tanke på økt momentkapasitet. Mengden overflødig skjærarmering brukt er tilpasset hver enkelt analyse ved forsøk.

5.2 Materialmodeller

Materialmodellene for ikke omsluttet betong, omsluttet betong og armeringsstål er kontrollert i Abaqus ved å utføre en strekk- og trykktest på ett enkelt element og sammenligne spennings-tøyningsforløpet med det som er spesifisert fra Eurokode 2.

5.2.1 Betong

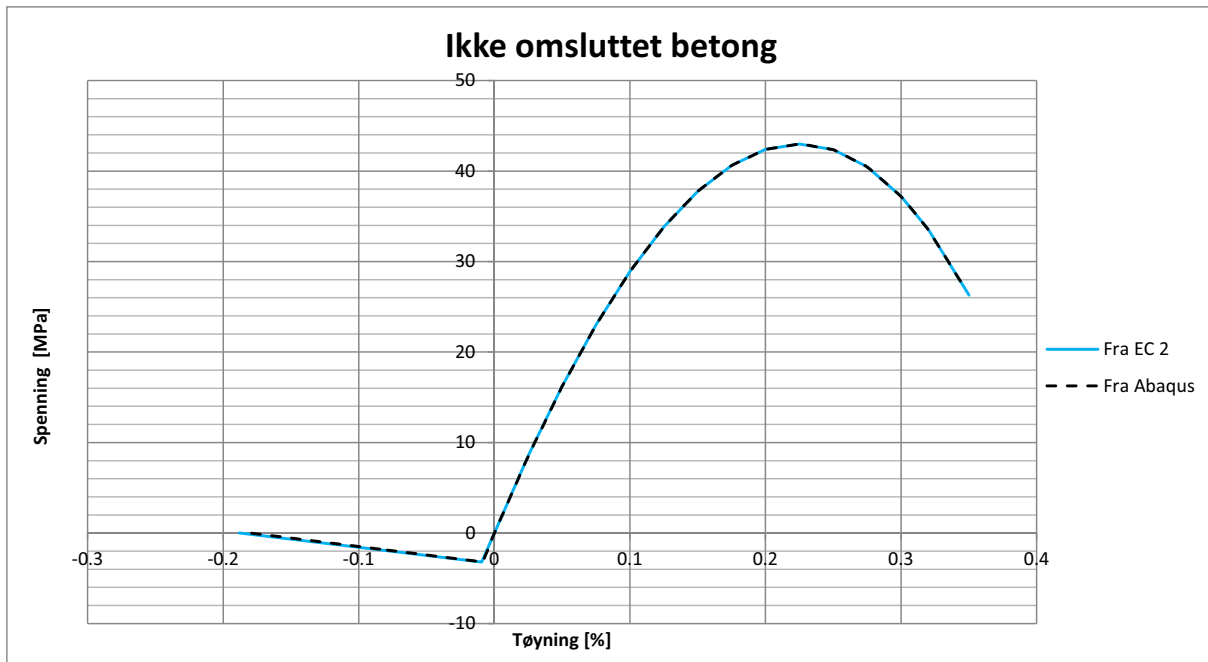
Betongen er modellert som “concrete smeared cracking”, som betyr at rissene “smøres” jevnt utover flaten og elementnettet bevares selv om det dannes riss. Stivheten ortogonalt på rissene går mot null etter opprissing for å modellere oppsprekkingen. Tverrkontraksjonen i betongen er satt til null for å lettere oppnå konvergens. Det er kun vertikaltøyninger som er interessante i denne sammenhengen, og det er ikke lagt inn noen modell for “shear retention” da skjærkapasiteten i steget antas å være mer enn tilstrekkelig og det kun er brudd i randsonene som er interessant. “Shear retention” vil si at grunnet opprissing vil betongens skjærkapasitet reduseres. I strekk er det lagt inn en lineært avtagende styrke etter flytetøyning som går til null ved 20 ganger flytetøyning ε_t .

Ikke omsluttet betong Materialparametrene er gitt av tabell 3.1 i EC 2, og er vist for ikke omsluttet betong i tabell 5.1. I Abaqus er det definert en spennings-tøyningsammenheng som beskrevet i avsnitt 4.1.1 og vist i figur 5.3.

$E_{cm}[GPa]$	ν	$f_{cm}[MPa]$	$f_{ctm}[MPa]$	$\varepsilon_{c1}[\%]$	$\varepsilon_{cu1}[\%]$	$\varepsilon_t = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}}[\%]$
34	0	43	3,2	2,25	3,5	0,094

Tabell 5.1: Materialparametre ikke omsluttet betong

Figur 5.3 viser sammenheng mellom inngangs- og utgangsverdier i Abaqus for den ikke omsluttete betongen ved trykk- og strekktest av et enkelt element. Som figuren viser er det meget god overensstemmelse mellom tøynings-spenningsforløpene, som igjen viser at materialmodellen er lagt inn riktig i Abaqus.



Figur 5.3: Sammenligning av inngangs- og utgangsverdier i Abaqus - spennings-tøyningssammenheng for ikke omsluttet betong

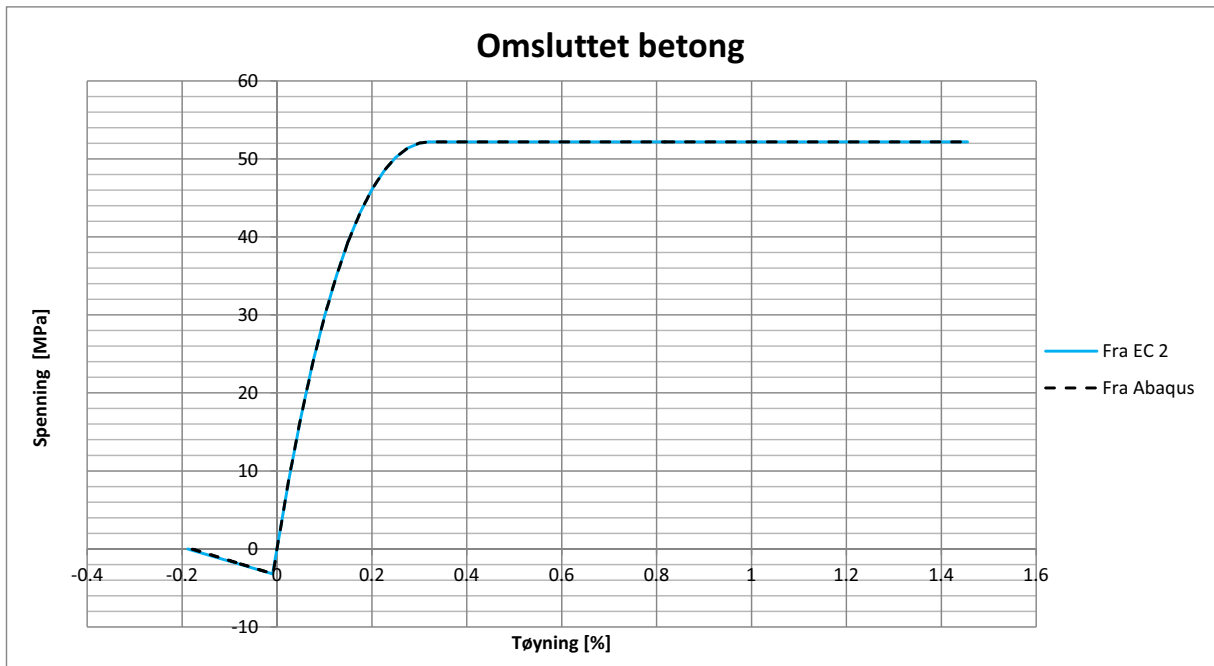
Omsluttet betong

Den omsluttete betongen får høyere fasthet ved økte trykkspenninger grunnet tverrspanning fra de omsluttende bøylen. For å beholde analysemodellen så enkel som mulig er den omsluttete betongen modellert med høyere trykkfasthet, uavhengig av spenningen. I Eirik Olsvik Hovind sin masteroppgave er tverrspanningen for tilsvarende skive beregnet til 1,93 MPa, denne verdien er benyttet her [10]. Med denne tverrspanningen beregnes materialparameterne for den omsluttete betongen som beskrevet i avsnitt 4.1.2 og er oppsummert i tabell 5.2.

$E_{cm,c}[GPa]$	ν	$f_{cm,c}[MPa]$	$f_{ctm}[MPa]$	$\varepsilon_{cu1,c}[\%]$	$\varepsilon_{cu2,c}[\%]$	$\varepsilon_t = \frac{f_{ctm}}{E_{cm}}[\%]$
36,1	0	52,2	3,2	3,5	14,55	0,094

Tabell 5.2: Materialparametre omsluttet betong

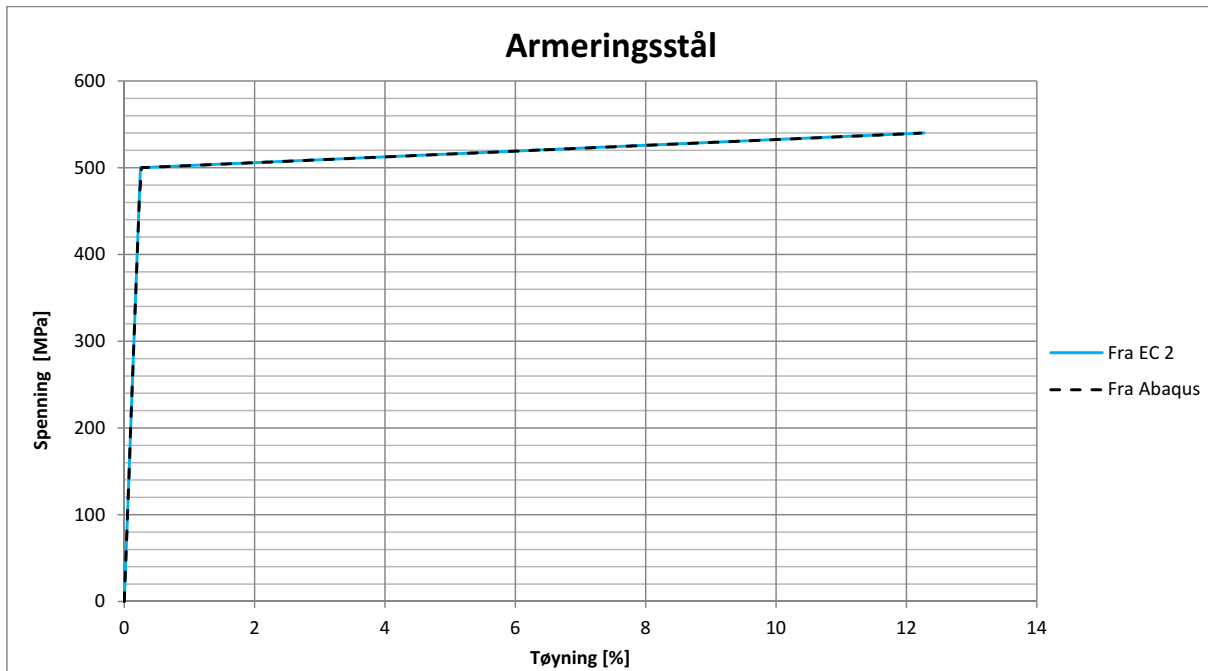
Dette gir en spennings-tøyningssammenheng som vist i figur 5.4. Også her er det meget god overensstemmelse mellom inngangs- og utgangsverdiene ved trykk- og strekktest av et enkelt element, som viser at materialmodellen er lagt inn riktig i Abaqus.



Figur 5.4: Sammenligning av inngangs- og utgangsverdier i Abaqus - spennings-tøyningssammenheng for omsluttet betong

5.2.2 Armeringsstål

Armeringsstålet er bilineært som omtalt i avsnitt 4.3 med elastisitetsmodul $E_s = 200$ GPa og tverrkontraksjonstall 0,2. Det er lagt inn 8 % fastning, etter minimumskrav i EC 2. Maksimaltøyningen er satt til 12 % som er dobbelt så stort som minstekravet i EC 2. Dette er gjort for å få så store deformasjoner som mulig slik at utstrekningen av plastisitet i tverrsnittet i denne oppgaven ikke underestimeres. Spennings-tøyningssammenheng er gitt i figur 5.5.



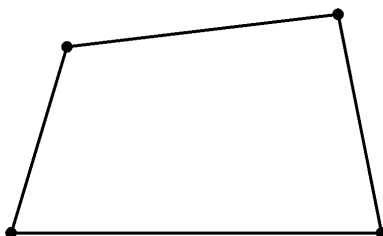
Figur 5.5: Sammenligning av inngangs- og utgangsverdier i Abaqus - spennings-tøyningssammenheng for armeringsstål

Også her er det meget god sammenheng mellom inngangs- og utgangsverdier i Abaqus ved trykk- og strekktest av et enkelt element. Materialparametrene er lagt inn riktig i Abaqus.

5.3 Elementnett

5.3.1 Elementtype

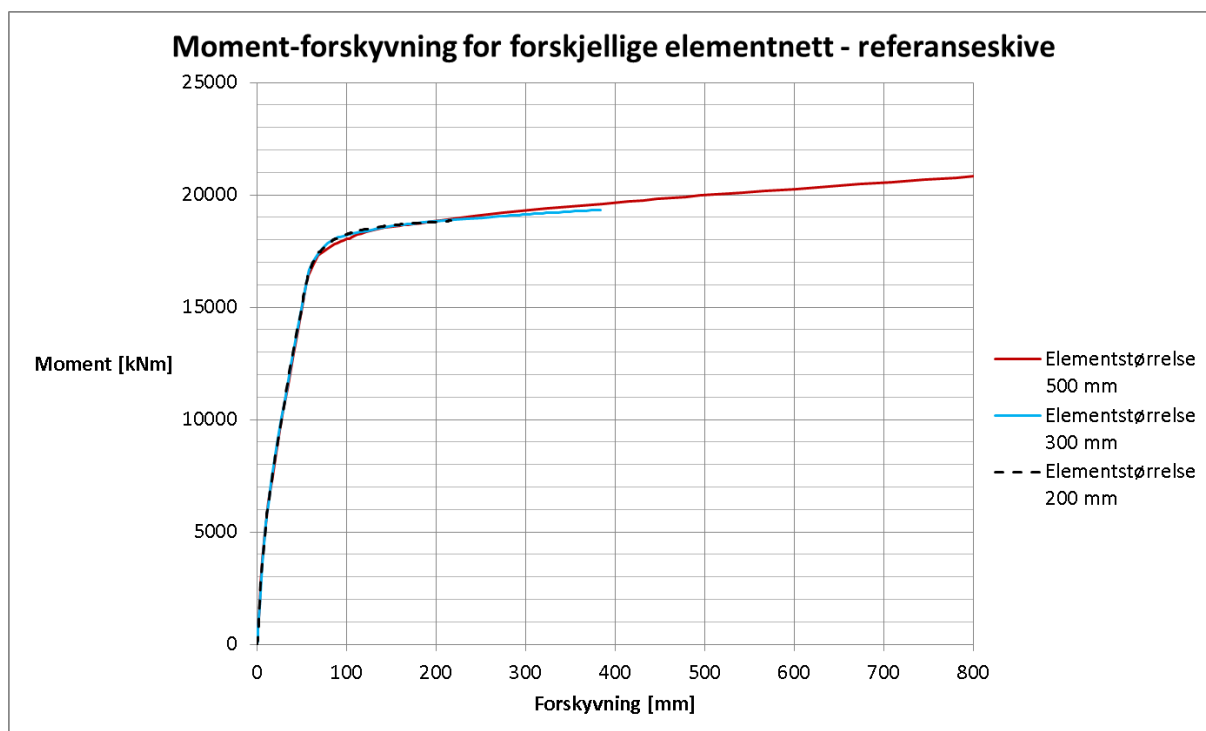
Elementtypen som er benyttet er det kvadratiske firenoders skallelementet S4R. Det har seks frihetsgrader i hver node, tre translasjonsfrihetsgrader og tre rotasjonsfrihetsgrader. Etersom det er et firenoders element er det ikke så godt for bøyning, men for skiven i denne oppgaven er det mest rent trykk og strekk, som elementet takler godt. Elementet er vist i figur 5.6.



Figur 5.6: Firenoders skallelement - S4R [26]

5.3.2 Elementinndeling

Modellen er delt inn i omtrent like store elementer både i randsonene og i steget, og etter forsøk viste det seg at en elementstørrelse på ca 300 mm ga like resultater som en finere inndeling. Dette er vist i figur 5.7, der last-forskyvningsforløpet er tilnærmet likt for en elementstørrelse på 300 og 200 mm. For en grovere inndeling på ca 500 mm blir det noe avvik. Det kan også ses at en finere elementinndeling gir mer konvergensproblemer som fører til at analysen avbrytes. Derfor er det for referanseskiven valgt å bruke en elementinndeling på ca 300 mm.



Figur 5.7: Sammenligning av innspenningsmoment-forskyvning av topp i referanseskive for forskjellige grovheter av elementnettet.

5.4 Analysemetode

Det kan lett bli konvergensproblemer ved analyser av armert betong i Abaqus og dermed har det vist seg av det beste har vært å bruke Ricks iterasjonsmetode, som er en såkalt “arc-length” metode. Ulempen med denne metoden er at det ikke kan settes på flere laststeg, som for eksempel å påføre aksiallast i tillegg til seismisk last. For å se på utstrekningen av det plastiske området er det viktig at tøyningene blir store og optimalt om skiven går til brudd, derfor er det viktigere å få kjørt denne analysen “langt nok” enn å påføre flere laststeg.

Aksiallast som parameter

Det hadde vært ønskelig å kunne kjøre forsøk med påsatt aksiallast da det har betydning for momentkapasiteten til skiven. Økt aksiallast vil flytte nøytralaksen mot senter av skiven og også øke momentkapasiteten frem til “balanspunktet” der tøyningene

på trykksiden har blitt like store som tøyningene på strekksiden. Ved ytterligere påføring av aksiallast minker momentkapasiteten betraktelig [25]. Ved dimensjonering i DCM er maksimal normalisert aksialkraft $\nu_d=0,4$ som omtalt i avsnitt 3.1, noe som begrenser variasjonene i aksiallast og dermed effektene. Tidligere studier har ikke funnet aksiallast som en avgjørende parameter for ekvivalent lengde av plastisk ledd, derfor er det viktigere å få store deformasjoner og tøyninger enn å ta hensyn til aksiallasten.

5.5 Verifikasjon av modellen

For å verifisere at modellen gir fornuftige resultater er det foretatt håndberegning av forskyvning på uopprisset tverrsnitt og gjort en moment-krumninganalyse av tverrsnittet med programvaren XTRACT.

5.5.1 Håndberegning av forskyvning på uopprisset tverrsnitt

Horisontalforskyvningen kontrolleres mot uopprisset tverrsnitt fordi det er dette som er lettest å kontrollere mot Abaqusanalysen. Tidlig i lastfasen vil ikke betongen ha begynt å risse opp enda, og her bør håndberegninger gi nokså samsvarende resultater som Abaqusanalysen. Kapittel 12.2 i betongelementboken, bind B beskriver en metode for å beregne maksimal horisontalforskyvning Δ_t i betongskiver [3]:

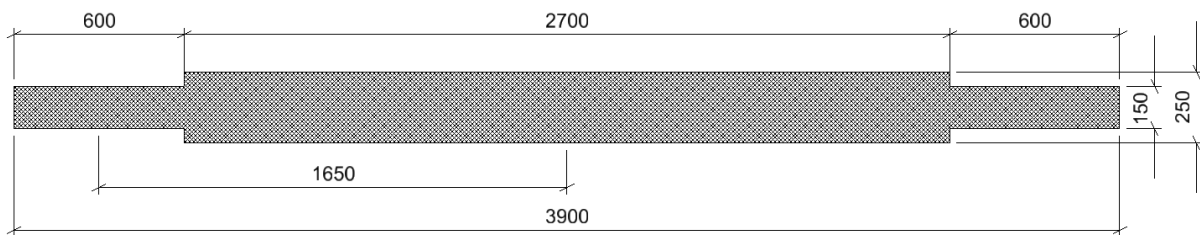
$$\Delta_t = \Delta_b + \Delta_s \quad (5.1)$$

der Δ_b er maksimal horisontalforskyvning grunnet bøyedeformasjon og Δ_s er maksimal horisontalforskyvning grunnet skjærdeformasjon.

$$\Delta_b = \frac{Hl^3}{k_b EI} \quad (5.2)$$

$$\Delta_s = \frac{Hl}{k_s AE} \quad (5.3)$$

For en skive med påsatt trekantlast som i denne oppgaven er $k_b = 60/11$ og $k_s = 1/2$ [3]. EI er skivens stivhet (elastitetsmodul · andre arealmoment), H er resulterende horisontalkraft, l er høyden på veggskiven og A er arealet av steget som tar skjærkreftene.



Figur 5.8: Tverrsnitt uten overdekning i randsonene - som modellert med i Abaqus og til håndberegninger

Skivens uopprissede stivhet er utregnet etter Svein Ivar Sørensens “Betongkonstruksjoner - beregning og dimensjonering etter Eurokode 2” [25] med nøytralaksen midt i tverrsnittet ettersom armeringen er symmetrisk. Målene benyttet i utregningen er vist i figur 5.8.

$$I_{c1} = \frac{b_{steg} h_{steg}^3}{12} + 2 \cdot \left(\frac{b_{flens} h_{flens}^3}{12} + b_{flens} \cdot h_{flens} \cdot z^2 \right) = 9,06 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4 \quad (5.4)$$

$z=1650$ mm er avstanden fra nøytralaksen i senter av tverrsnittet til senter av den forsterkede randsonen i figur 5.2, som er senteret for strekkarmeringen.

$$I_{s1} = 2 \cdot A_{sl} \cdot z^2 = 4,81 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4 \quad (5.5)$$

$$(EI)_1 = E_{cm} I_{c1} + E_s I_{s1} = 4,04 \cdot 10^{16} \text{ N} \cdot \text{mm}^2 \quad (5.6)$$

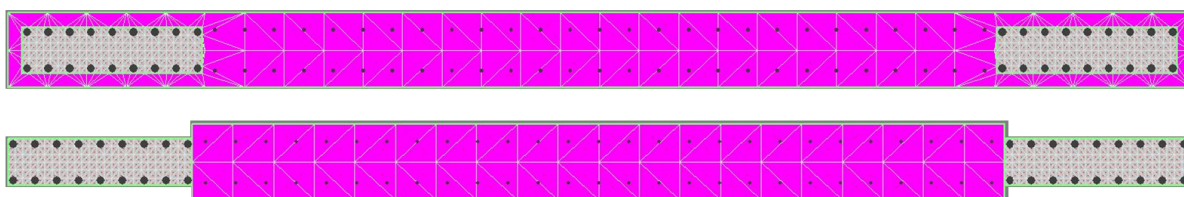
For å sammenligne med resultater fra Abaqus er påsatt last og tilhørende forskyvning fra et punkt tidlig i pålastningen valgt. Fra innspenningsmoment-deformasjonsforløpet i figur 5.7 kan det antas at veggskiven er uopprisset frem til innspenningsmomentet er 4000 kNm. Derfor er punktet med innspenningsmoment 3636 kNm, resulterende horisontalkraft 390 kN og tilhørende horisontalforskyvning i topp $U_1 = 5,34$ mm valgt. Denne resultantkraften innsatt i formel 5.1 - 5.3 gir $\Delta_b = 4,85$ mm og $\Delta_s = 0,48$ mm, til sammen $\Delta_t = 5,33$ mm. Oppsummert gir dette følgende resultater:

- Horisontalforskyvning fra Abaqus: 5,34 mm
- Horisontalforskyvning fra håndberegninger: 5,33 mm
- Avvik: 0,18 %

Som forventet er det meget god overensstemmelse mellom forskyvningene fra Abaqusanalysen og håndberegningen. Dette gir et godt grunnlag for videre analyser med modellen.

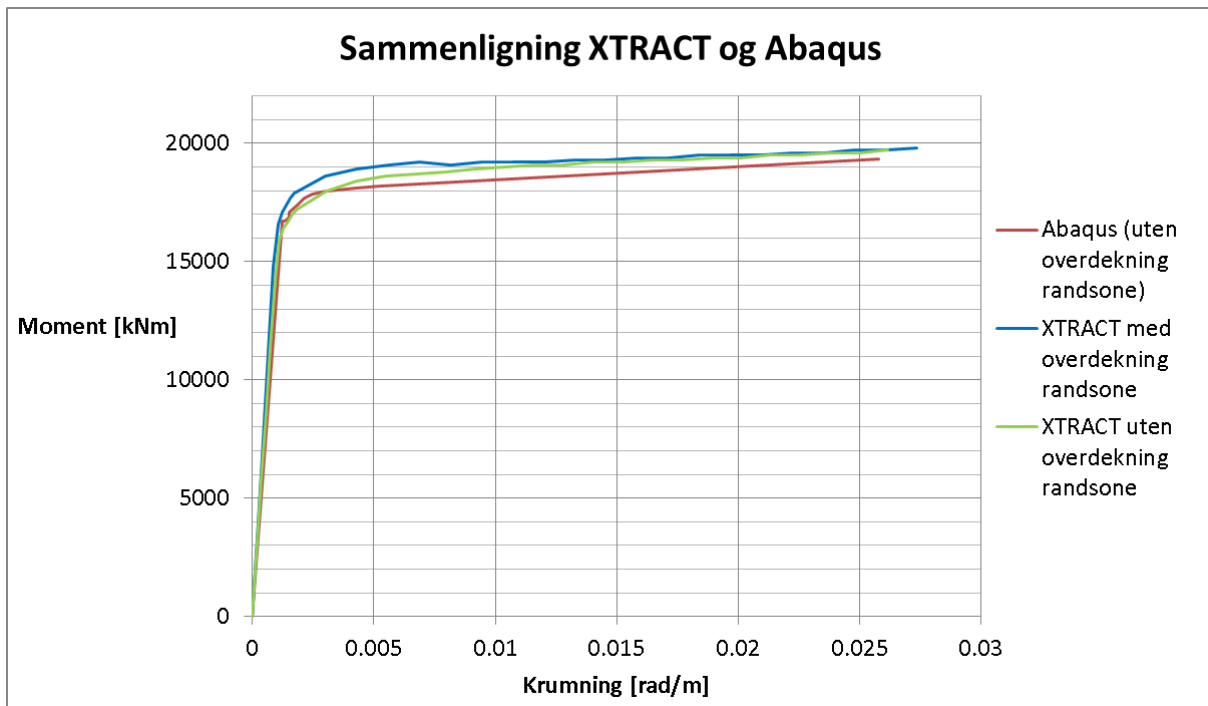
5.5.2 Moment-krumningsanalyse av tverrsnitt i XTRACT

Både for å kontrollere resultatene og for å se hvor stor krumningen i tverrsnittet kunne bli uten å oppleve konvergensproblemer er det gjort en tverrsnittanalyse med programvaren XTRACT. XTRACT er et analyseverktøy for tverrsnitt med ikke-lineære materialmodeller og med en modell for omsluttet betong [24]. Tverrsnittet modelleres med armeringsstenger og betongoverdekning, se figur 5.9, og moment-krumningsanalysen pågår helt til betongen knuser i trykk eller armeringen ryker i strekk.



Figur 5.9: Tverrsnitt fra XTRACT. Med overdekning i randsoner (over) og uten overdekning i randsoner (under).

Ettersom Abaqusmodellen er uten overdekning er det gjort tverrsnittanalyse i XTRACT både med og uten overdekning. Resultatene er presentert i figur 5.10 og viser at det er god overensstemmelse mellom moment-kurvaturforløpet til skiven i Abaqus og tverrsnittet i XTRACT. Avviket skyldes først og fremst noe ulikheter i materialmodellene og at i XTRACT er armeringsstengene plassert slik de ville blitt gjort i virkeligheten der Abaqus “smører” armeringen jevnt ut, slik at armeringsforholdene ikke blir helt like. En annen feilkilde er at krumningen fra Abaqusanalysen er hentet manuelt fra vertikaltøyningene i tverrsnittet med forutsetning at Naviers hypotese om at plane tverrsnitt forblir plane gjelder, noe som ikke nødvendigvis stemmer for en veggskive med forsterkede randsoner.



Figur 5.10: Moment-krumningssammenheng, sammenligning mellom Abaqus og XTRACT

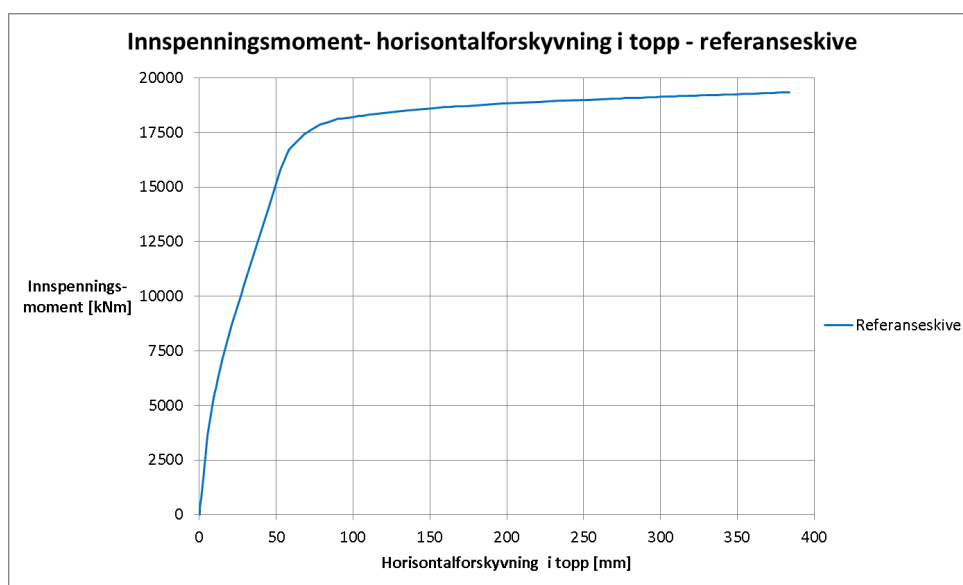
Resultatene presentert i figuren over viser god overensstemmelse mellom moment-krumningssammenhengene fra Abaqus og XTRACT. Dette gir grunn til å tro at Abaqusmodellen er korrekt og grundigere analyser kan utføres.

Kapittel 6

Resultater referanseskive

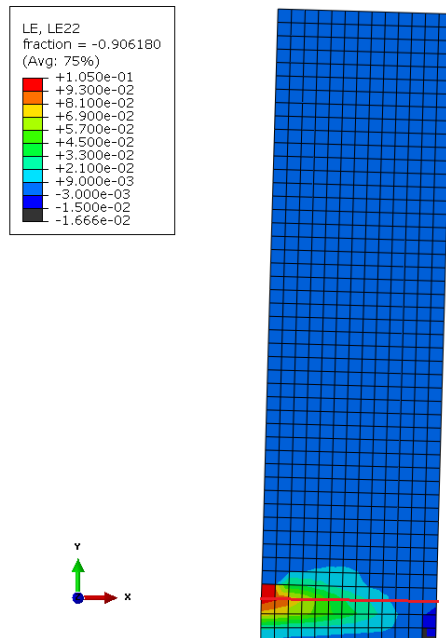
For å se på utstrekningen av plastisitet er det valgt å ta utgangspunkt i ekvivalent lengde av plastisk ledd, presentert i avsnitt 3.2. Denne finnes fra krumning i tverrsnittet langs veggskivens høyde. Krumning i et tverrsnitt er ikke utdata som kan hentes direkte fra Abaqus, derfor må dette gjøres manuelt via tøyninger.

Gradvis påføring av last til skiven går til brudd gir en moment-forskyvningssammenheng som vist i figur 6.1. Skiven har en tydelig duktil oppførsel og tåler nokså store plastiske deformasjoner før den går til brudd.

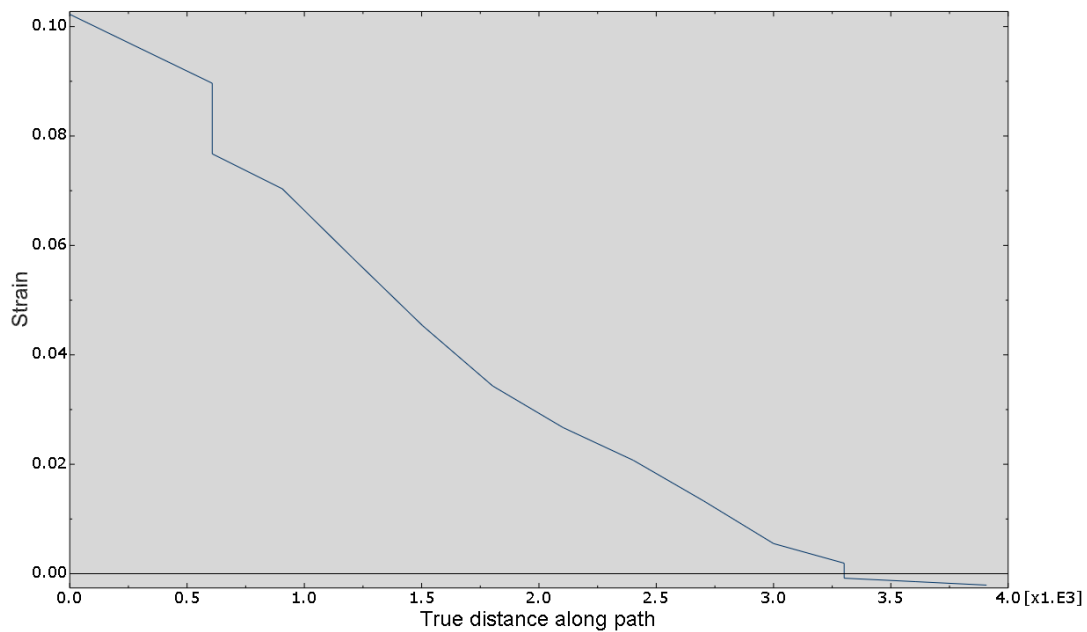


Figur 6.1: Innspenningsmoment-horisontalforskyvning i topp for referanseskive.

Ved maksimal last der innspenningsmomentet er nesten 20 000 kNm viser figur 6.2 at vertikaltøyningene er meget store. På strekksiden er de 105 ‰ som betyr at armeringen nesten har gått til brudd. På trykksiden er tøyningene passert bruddtøyningen på 14,55 ‰, betongen har her knust. Det er verdt å legge merke til at de største tøyningene på strekksiden samler seg et lite stykke fra fundamentet. Nær fundamentet er tøyningene små. Grunnen til dette kan være at elementnettet er såpass grovt at med Abaqus sin rissmodell, der rissene “smøres” jevnt utover, blir plasseringen av rissene noe unøyaktig.



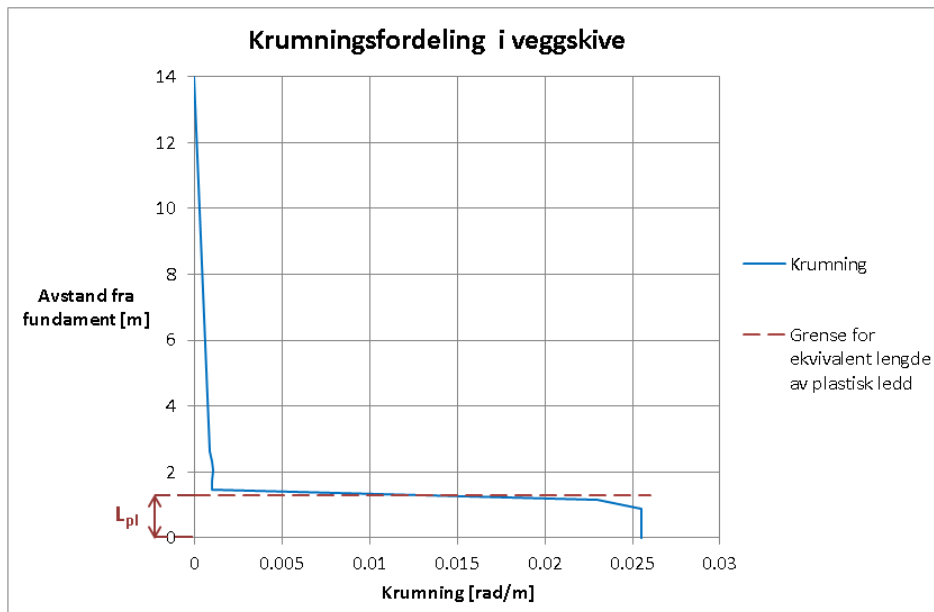
Figur 6.2: Vertikaltøyninger fra Abaqus. Den røde linjen markerer tverrsnittet med størst påkjenninger



Figur 6.3: Vertikal tøyningfordeling for beregning av krumning i det mest påkjente tverrsnittet - markert i figur 6.2.

For å finne krumningen i tverrsnittet plottes tøyingsfordelingen i tverrsnittet som vist i figur 6.3. Dette er tverrsnittet med størst tøyninger, markert med rød strek i figur 6.2. Som figuren viser stemmer Naviers hypotese om at plane tverrsnitt forblir plane ganske godt, slik at krumningen i tverrsnittet kan finnes som differansen i tøyning i hver ende av tverrsnittet dividert på distansen i mellom som er fire meter. Maksimal krumning for denne veggskiven blir altså $\kappa_{maks} = \frac{0,102 - (-0,0015)}{4} = 0,0259 \text{ m}^{-1}$. Fra figur 6.2 er de største trykktøyningene 16,6 ‰, men ettersom betongen går til brudd ved 14,55 ‰ er dette satt som største trykktøyning i utregningen. Grunnen til at maksimal trykktøyning er større enn bruddtøyningen i trykk er at Abaqus interpolerer verdier til elementtrendene fra Gausspunkter i elementet, slik at verdier utenom Gausspunktene kan overestimeres.

Ved å regne ut krumninger langs veggskivens høyde fås en krumningsfordeling som vist i figur 6.4. Ikke alle tøyingsfordelingene langs veggghøyden er like lineære som den presentert i figur 6.3. Like over det plastiske leddet blir det noe større tøyninger i steget enn i de forsterkede randsonene. Det er valgt å se bort fra disse tøyningene i steget og bruke tøyningene fra ytterkant i randsonene, da det presenterer veggskivens krumning på en bedre måte. Den endelige krumningsfordelingen er lett gjenkjennelig sammenlignet med den presentert i avsnitt 3.2. Maksimal krumning i veggskiven inntreffer en drøy meter over fundamentet. Under dette blir tøyningene mindre, som vist i figur 6.2, og følgelig blir også krumningene mindre. Likevel er det valgt å sette krumningen konstant under dette punktet for samsvare bedre med figur 3.6 i avsnitt 3.2. For beregningen av ekvivalent lengde av plastisk ledd har ikke dette noen betydning.



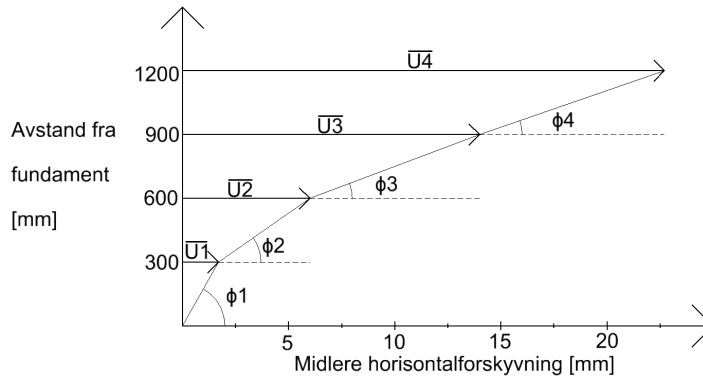
Figur 6.4: Krumningsfordeling langs høyde veggskive med grense for ekvivalent lengde av plastisk ledd etter prinsipp fra figur 3.6. $L_{pl}=1,3 \text{ m}$.

Fremgangsmåte for å finne L_{pl}

Ved å tilnærme den “plastiske” delen av krumningen til en konstant verdi finnes ekvivalent lengde av plastisk ledd. Arealet under grafen for den “plastiske” delen av krumningen er altså det samme. For referanseskiven blir denne høyden 1,3 meter.

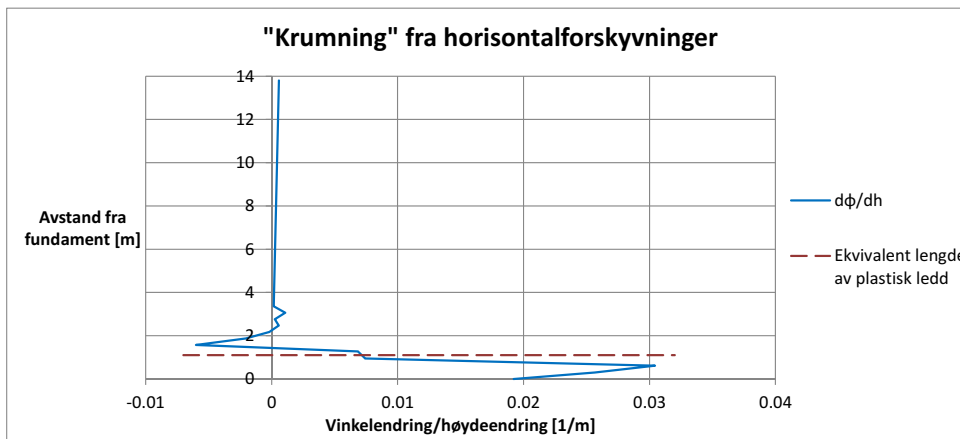
Kontroll mot krumning fra horisontalforskyvning

Ettersom Naviers hypotese om at plane tverrsnitt forblir plane ikke nødvendigvis stemmer så godt for veggskiver er krumningen også kontrollert ved å se på horisontalforskyvninger. Gjennomsnittlig horisontalforskyvning beregnes for flere tverrsnitt langs skivens høyde. Deretter beregnes vinkelen mellom de midlere horisontalforskyvningene. Dette er illustrert i figur 6.5



Figur 6.5: Illustrasjon til fremgangsmåte for å finne “krumning” fra horisontalforskyvninger. Horisontalaksen er forstørret 100 ganger i forhold til vertikalaksen.

Ved å se på endringen i denne vinkelen per høyde mellom de utvalgte tverrsnittene fås en slags krumning. Eksempelvis er vinkel $\phi_2 = \arctan\left(\frac{U_2 - U_1}{600 - 300}\right) = \arctan\left(\frac{6,0 \text{ mm} - 1,7 \text{ mm}}{300 \text{ mm}}\right) = 0,0137$ og “krumningen” i tverrsnittet 300 mm over innspenningen, $\kappa = \frac{\phi_2 - \phi_1}{300 \text{ mm}} = \frac{0,0137 - 0,0058}{0,3 \text{ m}} = 0,026 \text{ m}^{-1}$. “Krumningsfordelingen” langs hele veggskivens høyde er vist i figur 6.6.



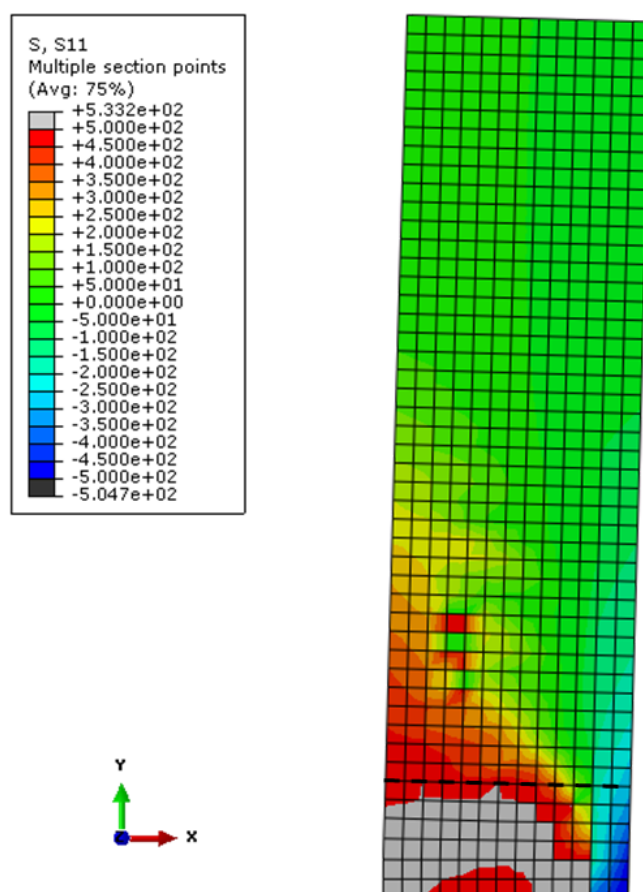
Figur 6.6: “Krumning” fra horisontalforskyvninger

Ekvivalent lengde av plastisk ledd for denne krumningsbetraktningen på referanseskiven blir 1,1 meter. Dette er så nært forrige beregning på 1,3 meter at det antas å bekrefte resultatene fra krumning fra vertikaltøyninger. Krumninger fra vertikaltøyninger gir en penere krumningsfordeling enn “krumningene” fra horisontalforskyvningen. I tillegg gir de

en litt større verdi for ekvivalent lengde av plastisk ledd, så disse resultatene er på “sikker side” slik at ekvivalent lengde av plastisk ledd ikke underestimeres. Derfor vil krumning fra vertikaltøyninger bli brukt til videre betraktninger i denne oppgaven.

6.1 Flyt i armering

Et ønske for oppgaven er å finne en tilnærming til et mål for kritisk høyde som er mindre enn vegg lengden eller etasjehøyden som Eurokode 8 opererer med. Bruken av ekvivalent lengde av plastisk ledd kan da underestimere kritisk høyde, ettersom det er store tøyninger også ovenfor denne høyden. Derfor kan det være interessant å se hvor langt opp i veggskiven armeringen flyter, i og med at avtrapping av armeringsmengde nærmere fundamentet er resultatet av en lavere kritisk høyde. Armeringsspenningen i referanseskiven ved maksimal last er vist i figur 6.7.



Figur 6.7: Spenninger i vertikalarmeringen. Grå farge markerer full flyt, stiplet linje markerer grense for full flyt i vertikalarmeringen ca 1,8 m over fundamentet.

Elementene på referanseskiven har sider på ca 300 mm, så figur 6.7 viser at det er full flyt i armeringen ca 1,8 m fra fundamentet, som er omtrent en halv meter høyere enn ekvivalent lengde av plastisk ledd. Det er ikke flyt i all armeringen i steget like over fundamentet, men det er flyt et lite stykke over. Dette er en feil Abaqus gjør og har antakelig samme årsak som at tøyningene er veldig små langs fundamentet som diskutert tidligere. Derfor vil det i Abaqusmodellen fortsatt være strekkapasitet i betongen i steget like over fundamentet

som tar over noe av armeringsspenningene ovenfra. Dette vil ikke være virkeligheten, men det har heller ingen betydning for utstrekningen av plastisiteten.

1,8 meter over fundamentet der armeringen har en elastisk oppførsel er tøyningene nok så små, se figur 6.2, og krumningen er innenfor det “elastiske området” jamfør figur 6.4. Derfor kan denne høyden ses på som en øvre grense for kritisk høyde i Eurokode 8, h_{cr} . Ovenfor høyden med full flyt i armeringen vil hele veggskiven oppføre seg elastisk og det er ingen grunn til å ha mer overstyrke i form av et forlenget område med samme armeringsmengde over dette.

Kapittel 7

Parameterstudier

Med en godt bekreftet modell som utgangspunkt er det valgt å gjøre parameterstudier for å se hva som påvirker den ekvivalente lengden av plastisk ledd og kritisk høyde. Tre parametre er endret, hele tiden med utgangspunkt i referanseskiven for å få sammenlignbare resultater:

- Skivens tykkelse, t
- Skivens lengde, l_w
- Armeringsforhold, ρ_s

Parametere for alle de testede skivene er oppsummert i tabell 7.1.

Tabell 7.1: Oversikt over parameterverdier ved ulike forsøk

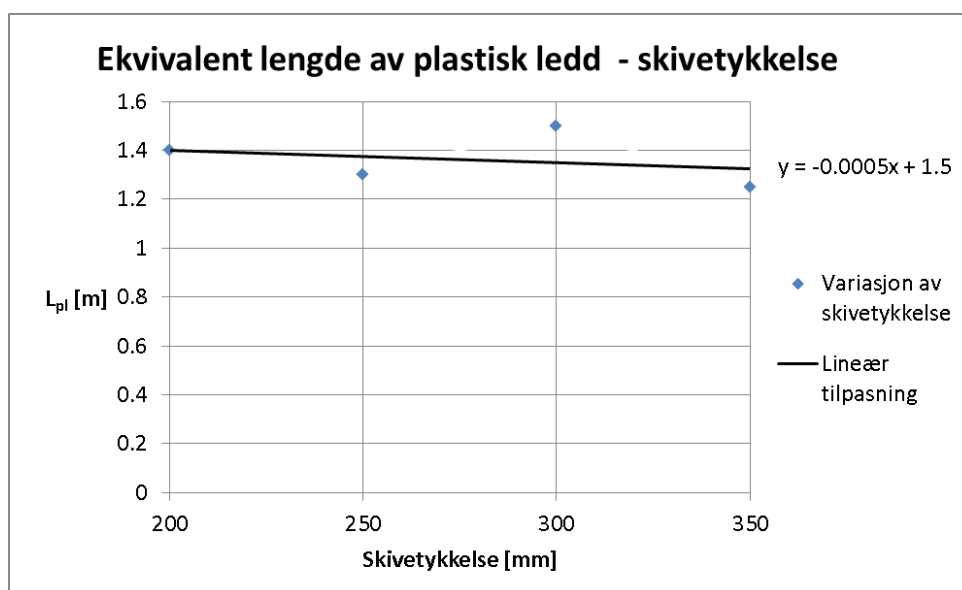
Vegg lengde, l_w [m]	Veggtykkelse, t [mm]	Lengde av forsterket randsone, L_c [mm]	Armering i randsone	Armeringsforhold, ρ_s [%]
4	200	600	2x9 ϕ 25	8,8
4	250	600	2x9 ϕ 25	8,8
4	300	600	2x9 ϕ 25	8,8
4	350	600	2x9 ϕ 25	8,8
3	250	640	2x5 ϕ 10	0,5
			2x5 ϕ 18	1,5
			2x5 ϕ 25	2,8
			2x11 ϕ 32	10,3
4	250	600	2x6 ϕ 14	1,1
			2x5 ϕ 20	1,9
			2x7 ϕ 25	5,4
			2x9 ϕ 25	8,8
5	250	750	2x5 ϕ 16	1,0
			2x10 ϕ 16	2,0
			2x12 ϕ 20	3,8
			2x10 ϕ 32	8,0
6	250	900	2x7 ϕ 16	1,2
			2x10 ϕ 20	2,6
			2x10 ϕ 20	4,1
			2x12 ϕ 32	8,1

7.1 Skivens tykkelse, t

Det er gjort analyser for tre nye skivetykkelser: 200, 300 og 350 mm. Ved variasjon i skivens tykkelse er det kun endret på skallets tykkelse i Abaqusmodellen, i tillegg til at armeringen er flyttet slik at overdekningen alltid er den samme. Armeringsmengden er konstant, derfor vil ikke momentkapasiteten i skiven endres betraktelig. En tykkere skive vil flytte nøytralaksen noe mot trykksiden som øker momentkapasiteten noe, en tynnere skive flytter nøytralaksen mot sentrum av skiven og minker momentkapasiteten noe. For å finne den ekvivalente lengden av plastisk ledd er det benyttet same fremgangsmåte som for referanseskiven forklart i kapittel 6. Resultatene fra parameterstudiet oppsummert i tabell 7.2 og presentert i figur 7.1. Krumningsfordelingen for disse veggskivene er presentert i vedlegg A.1.1.

Tabell 7.2: Ekvivalent lengde av plastisk ledd ved ulike veggtykkelser.

Veggtykkelse, t [mm]	200	250	300	350
Ekvivalent lengde av plastisk ledd, L_{pl} [m]	1,4	1,3	1,5	1,25



Figur 7.1: Ekvivalent lengde av plastisk ledd ved varierende skivetykkelse med lineær tilpasning.

Som figuren over viser er det liten forskjell i utbredelse av ekvivalent lengde av plastisk ledd. Ved skivetykkelse på 350 mm blir ekvivalent lengde av plastisk ledd mindre enn for skivetykkelse 200 mm. Den lineære tilpasningen gir en reduksjon på en halv millimeter per millimeter økt skivetykkelse, som ikke gir særlig stor endring. I tidligere studier av ekvivalent lengde av plastisk ledd er heller ikke tykkelse av skiver eller bjelker blitt vurdert som en viktig parameter, som nevnt i avsnitt 3.2.1. Med disse resultatene er det heller ingen grunn til å tro at det gjør en stor forskjell.

7.2 Vegglengde, l_w

Det er gjort analyser av tre nye vegglengder, $l_w = 3, 5$ og 6 meter. Ved variasjon av skivens lengde er også armeringsmengden variert. Momentkapasiteten er forsøkt beholdt konstant på ca 20 000 kNm. Dette har vist seg vanskelig for de lengre skivene ettersom det blir konvergensproblemer i Abaqus med for lite armering i de forsterkede randsonene. Skiven på 6 meter har derfor en momentkapasitet på nærmere 30 000 kNm. Endring av lengdene har også ført til endring i geometrien på skivene. Lengden av den forsterkede randsonen avhenger av vegglengden, men også av minimumsavstand mellom lengdearmeringen, jmfør punkt 5.4.3.4.2(6) i Eurokode 8. De undersøkte skivene er oppsummert i tabell 7.3.

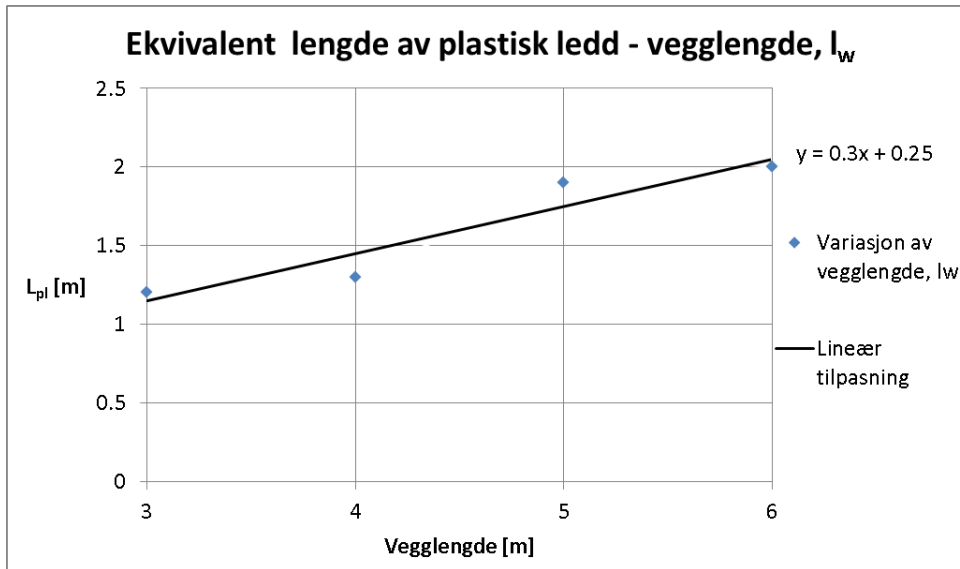
Tabell 7.3: Detaljering av forsterkede randelementer for de ulike vegglengdene.

Vegglengde, l_w [m]	Vegglykkelse, t [mm]	Lengde av forsterket randsoner, L_c [mm]	Armering i randsoner	Armeringsforhold, ρ_s [%]
3	250	640	2x11 ϕ 32	10,3
4	250	600	2x9 ϕ 25	8,8
5	250	750	2x12 ϕ 20	3,8
6	250	900	2x10 ϕ 20	2,6

Fremgangsmåten for å finne ekvivalent lengde av plastisk ledd er den samme som for referanseskiven forklart i kapittel 6. Resultatene er presentert i tabell 7.4 og figur 7.2. Krumningsfordelingen for disse veggskivene er presentert i vedlegg A.1.2.

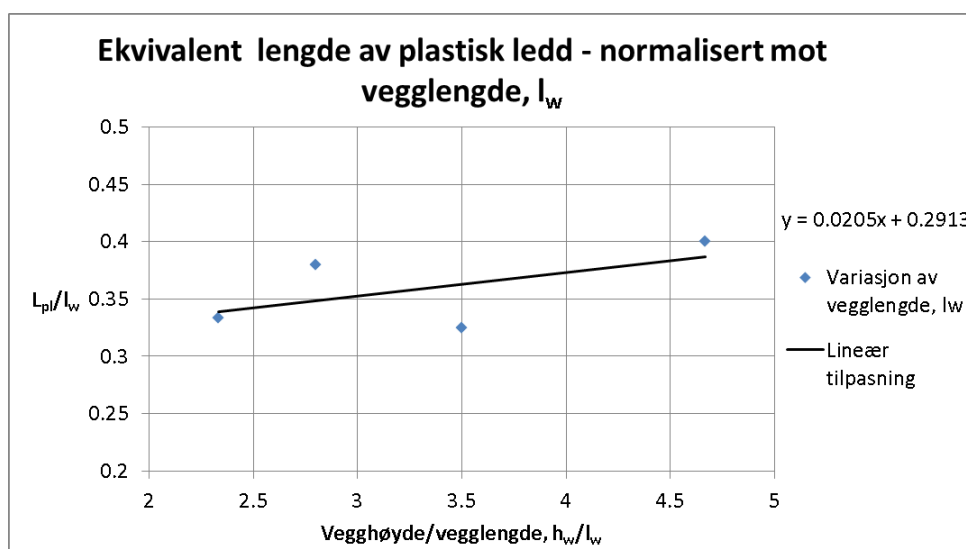
Tabell 7.4: Ekvivalent lengde av plastisk ledd ved ulike vegg lengder.

Vegg lengde, l_w [m]	3	4	5	6
Ekvivalent lengde av plastisk ledd, L_{pl} [m]	1,2	1,3	1,6	2,0



Figur 7.2: Ekvivalent lengde av plastisk ledd ved varierende vegg lengde og lineær tilpasning.

Her viser figuren en klarere trend i tillegg til at variasjonene i ekvivalent lengde av plastisk ledd er nokså store. Fra veggskiven på 3 meter til veggskiven på 6 meter er ekvivalent lengde av plastisk ledd nesten fordoblet. Dette stemmer også godt med tidligere studier av ekvivalent plastisk lengde, der vegg lengde er funnet som en avgjørende parameter som nevnt i avsnitt 3.2.1. Den lineære tilpasningen viser en økning i ekvivalent lengde på 0,3 meter per meter økt vegg lengde. Dette er neste det samme som minimumsestimatet til Thomsen & Wallace der $L_{pl} = 0,33l_w$. For å vise resultatene på en mer sammenlignbar måte er verdiene for ekvivalent lengde av plastisk ledd normalisert mot vegg lengde, vist i figur 7.3.



Figur 7.3: Ekvivalent lengde av plastisk ledd, normalisert mot vegglänge

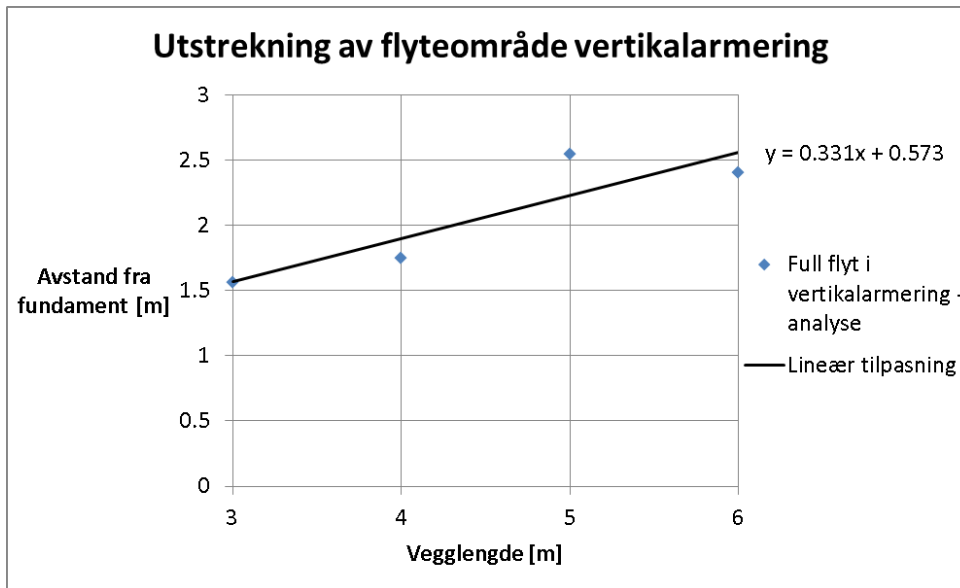
Figuren viser at det er en nokså klar trend mellom vegglänge og ekvivalent lengde av plastisk ledd, med en nokså konstant verdi multiplisert med veggøyde over vegglänge.

Utstrekning av full flyt i vertikalarmering

Med tanke på kritisk høyde er det også sett på hvor langt fra fundamentet det er full flyt i armeringen, jamfør avsnitt 6.1. Dette er vist i tabell 7.5 og figur 7.4. Vertikalarmeringsspenningen for disse veggskivene er presentert i vedlegg A.2.1.

Tabell 7.5: Avstand fra fundamentet med full flyt i vertikalarmering

Vegglänge, l_w [m]	3	4	5	6
Utstrekning av full flyt i vertikalarmering [m]	1,56	1,75	2,54	2,40



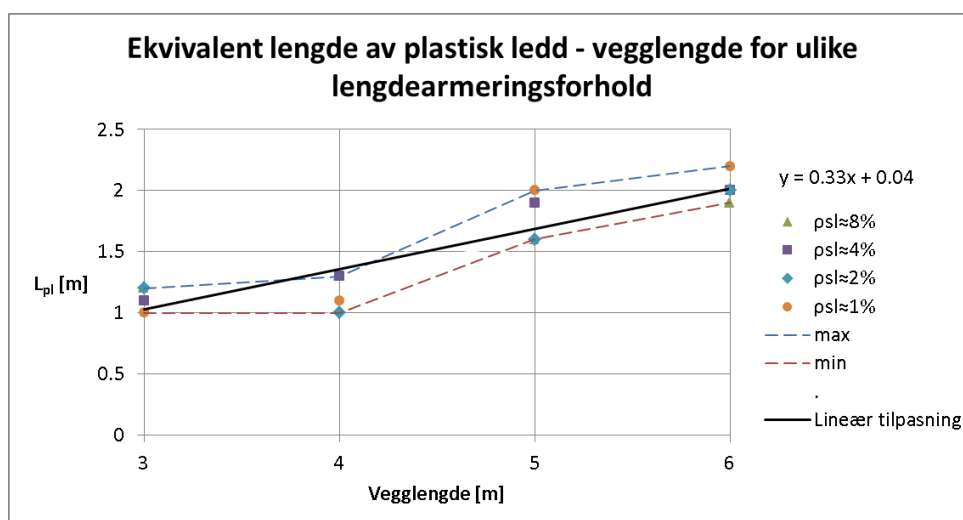
Figur 7.4: Avstand fra fundament med full flyt i vertikalarmering - jamfør figur 6.7 og lineær tilnærming.

Som for referanseskiven er det full flyt i armeringen nesten en halv meter lengre fra fundamentet enn ekvivalent plastisk lengde. Sammenligning av den lineære regresjonen full flyt i armering og ekvivalent lengde av plastisk ledd gir en forskjell på 0,4 og 0,5 meter for henholdsvis skiver på 3 og 6 meter. Utstrekning av full flyt i armering kan ses på som en øvre grense for kritisk høyde h_{cr} fra EC 8.

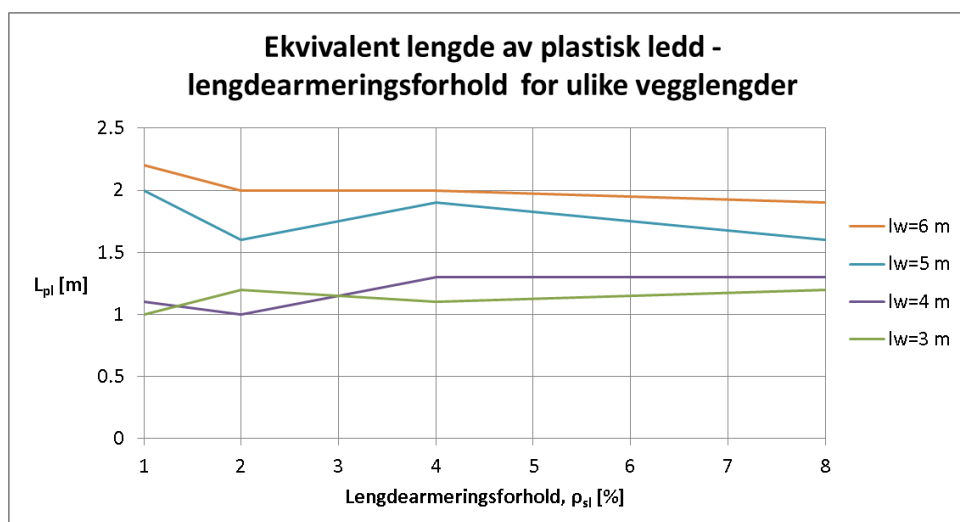
7.3 Lengdearmeringsforhold, ρ_{sl}

Ettersom det i variasjonen av vegg lengden er forskjellige lengdearmeringsforhold kan det også tenkes at dette spiller inn på ekvivalent lengde av plastisk ledd, fordi den korte veggskiven er tungt armert og den lange veggskiven er lett armert. Derfor er det også variert armeringsforhold i de forsterkede randsonene for de fire skivene, med armeringsforhold, ρ_{sl} fra ca 1 % til ca 8 %. De forskjellige armeringsalternativene er oppsummert i tabell 7.1.

Resultatene for ekvivalent lengde av plastisk ledd for variasjon av både lengde og armeringsforhold er gitt i figur 7.5 og 7.6. Krumningsfordelingen for disse veggskivene er presentert i vedlegg A.1.3.



Figur 7.5: Ekvivalent lengde av plastisk ledd ved varierende vegglengde og lengdearmeringsforhold i de forsterkede randsonene med en lineær tilnærming.



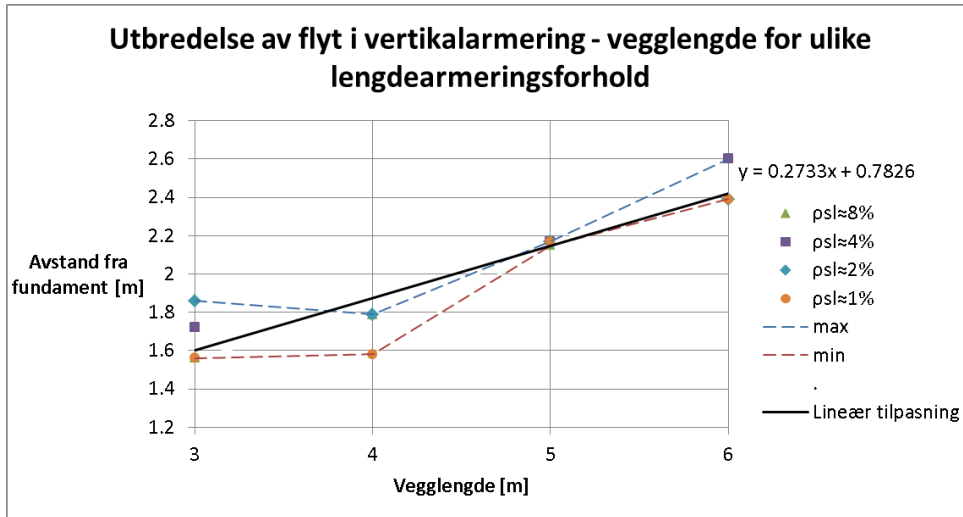
Figur 7.6: Ekvivalent lengde av plastisk ledd ved varierende lengdearmeringsforhold og vegglengder i de forsterkede randsonene.

Figur 7.5 viser at det blir en liten spredning i resultatene ved ulike lengdearmeringsforhold men at trenden fortsatt er den samme med økende ekvivalent lengde av plastisk ledd ved økende vegglengde. En lineær tilnærming av alle resultatene gir et stigningstall på 0,33 meter per meter økt vegglengde, akkurat det samme som Thomsen & Wallace sitt minimumsestimat. Figur 7.6 illustrerer at lengdearmeringsforholdet ikke har stor praktisk betydning for ekvivalent lengde av plastisk ledd, og det er ikke mulig å trekke noen trender fra disse resultatene. Det blir noe spredning i resultatene, men største forskjell i ekvivalent lengde av plastisk ledd i tungt og lett armerte randsoner er kun 0,4 meter.

Utstrekning av full flyt i vertikalarmering

Også her er det sett ut hvor langt fra fundamentet det er full flyt i vertikalarmeringen. Her blir resultatene usikre grunnet konvergensproblemer, da det har stor betydning om

analysen har gått til brudd eller om den har stoppet opp tidligere. Resultatene er vist i figur 7.7. Det er ikke lagt inn verdier for alle kombinasjoner av lengdearmeringsforhold og vegg lengder fordi enkelte av resultatene ikke var gode nok og ville vært misvisende å ta med. Vertikalarmeringsspenningen for disse veggskivene er presentert i vedlegg A.2.1.

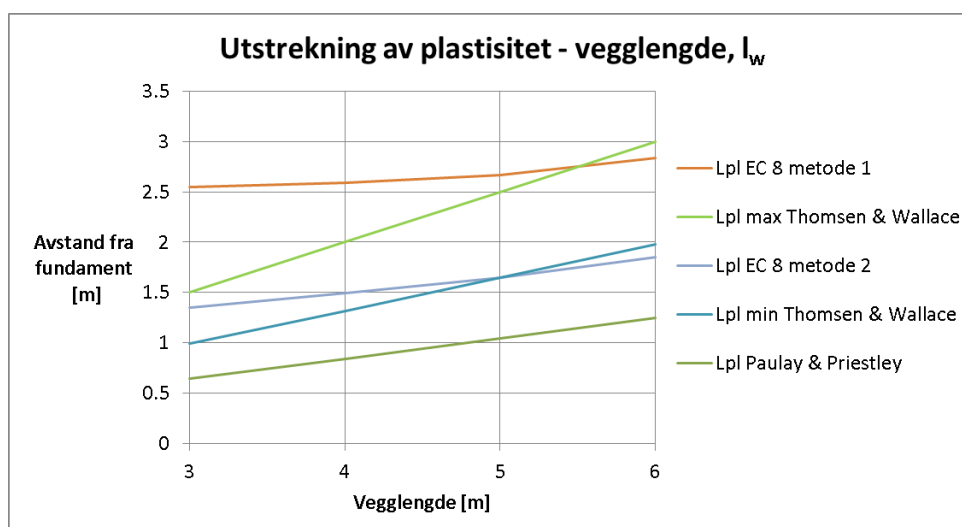


Figur 7.7: Avstand fra fundament med full flyt i vertikalarmering for ulike lengdearmeringsforhold og vegg lengder med lineær tilnærming.

Som figuren viser er det også her en nokså god trend om at vegg lengden er en avgjørende parameter. Den lineære regresjonen har tilnærmet samme stigningstall som den lineære regresjonen for ekvivalent lengde av plastisk ledd og ligger omtrent en halv meter høyere. Igjen må det presiseres at disse resultatene er mindre konsistente og pålitelige enn resultatene fra ekvivalent lengde av plastisk ledd.

7.4 Resultater fra tidligere studier

For å sammenligne med resultater fra tidligere studier er ekvivalent lengde av plastisk ledd for skivene presentert her beregnet med formlene presentert i avsnitt 3.2.1.



Figur 7.8: Resultater av ekvivalent lengde av plastisk ledd på skivene basert på tidligere studier beskrevet i avsnitt 3.2.1. Skivenes lengde, høyde og lengdearmeringsdiameter er tatt med.

Som figur 7.8 viser er det et stort sprik mellom hva tidligere studier sier om ekvivalent lengde av plastisk ledd for veggskivene. Resultatene fra parameterstudiene i denne oppgaven legger seg omtrent midt mellom resultatene fra de tidligere studiene.

Del III

Oppsummering av resultater og
sammenligning med krav gitt i EC 8

Kapittel 8

Oppsummering av resultater og konklusjon

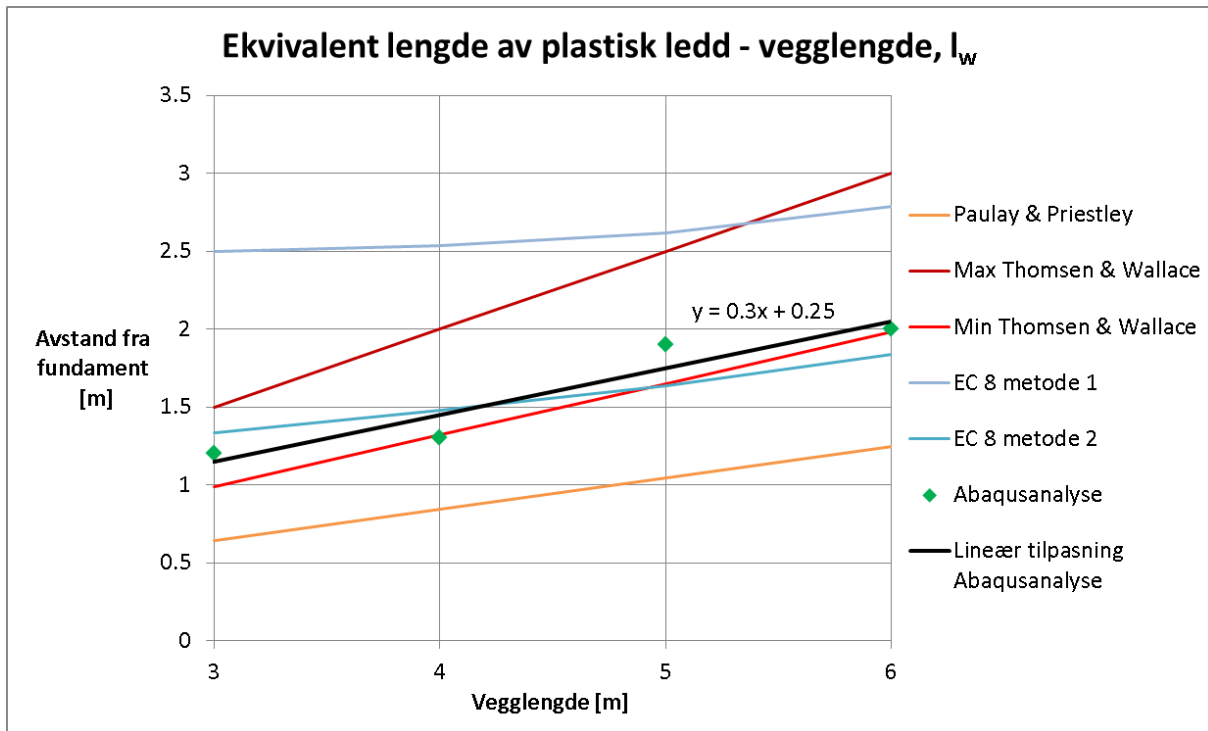
8.1 Oppsummering av resultater

Et ønske for oppgaven er å finne et uttrykk for eller en sammenheng som gir minimum kritisk høyde h_{cr} i veggskiver av armert betong ved dimensjonering i DCM som gir mindre overstyrke enn vegg lengden eller etasjehøyden Eurokode 8 operer med. For å gjøre dette er det utført ikke-lineære statiske analyser i elementmetodeprogrammet Abaqus for å finne ekvivalent lengde av plastisk ledd og utstrekning av full flyt i lengdearmingen. Det er også sammenlignet med tidligere studier av ekvivalent lengde av plastisk ledd i veggskiver av armert betong. Resultatene fra analysene på ekvivalent lengde av plastisk ledd er sammenlignet med resultater fra tidligere studier og er med i vurderingen for å finne et fornuftig mål for kritisk høyde.

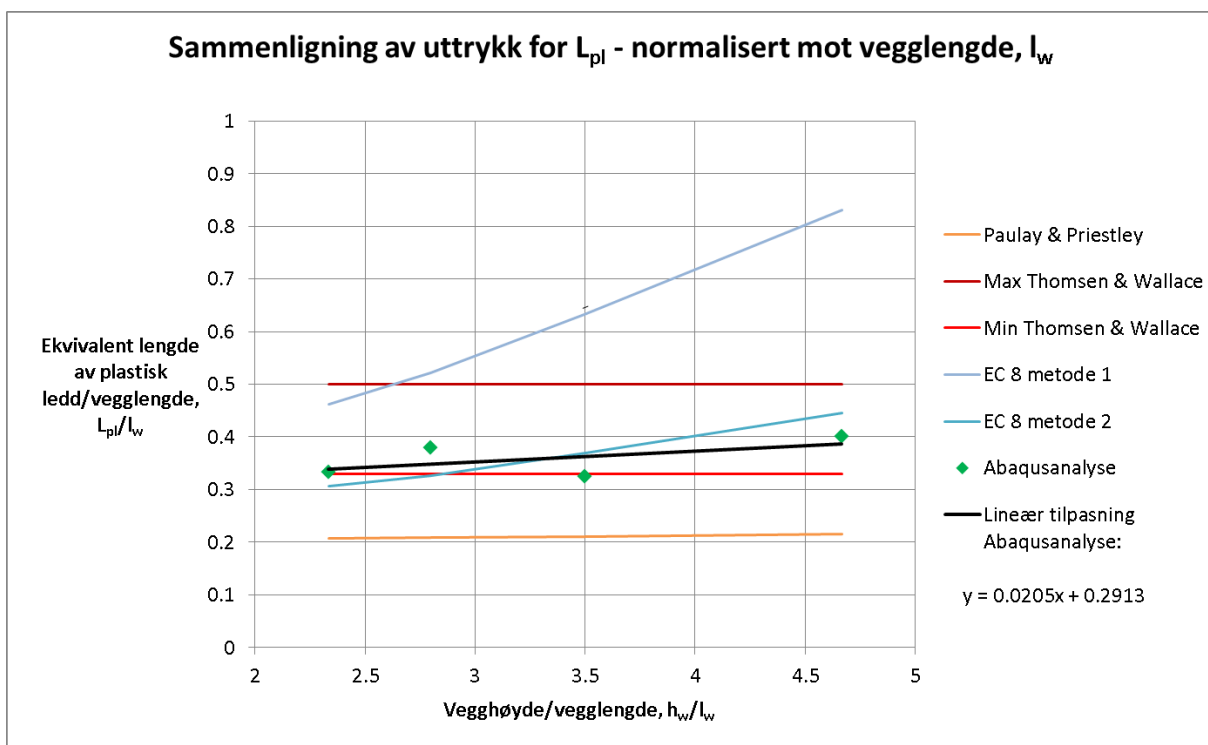
Ekvivalent lengde av plastisk ledd, L_{pl}

Parameteren som gir den mest utpregede trenden for ekvivalent lengde av plastisk ledd i en veggskive er vegg lengden, l_w . Variasjon i vegg lengden fra 3 til 6 meter gir en variasjon av ekvivalent lengde av plastisk ledd fra 1 til 2 meter. Det er også vegg lengde som har blitt funnet som en viktig parameter i tidligere forsøk, jamfør avsnitt 3.2.1. Resultatene fra parameterforsøket på vegg lengde er sammenlignet med uttrykk for ekvivalent lengde av plastisk ledd fra tidligere forsøk og uttrykk fra Eurokode 8-3. Dette er vist i figur 8.1.

For å gjøre resultatene mer sammenlignbare og generelle er de også normalisert mot vegg lengden som vist i figur 8.2



Figur 8.1: Ulike betraktninger for ekvivalent lengde av plastisk ledd ved varierende veggengde fra tidligere forsøk, Eurokode 8-3 og analyse.

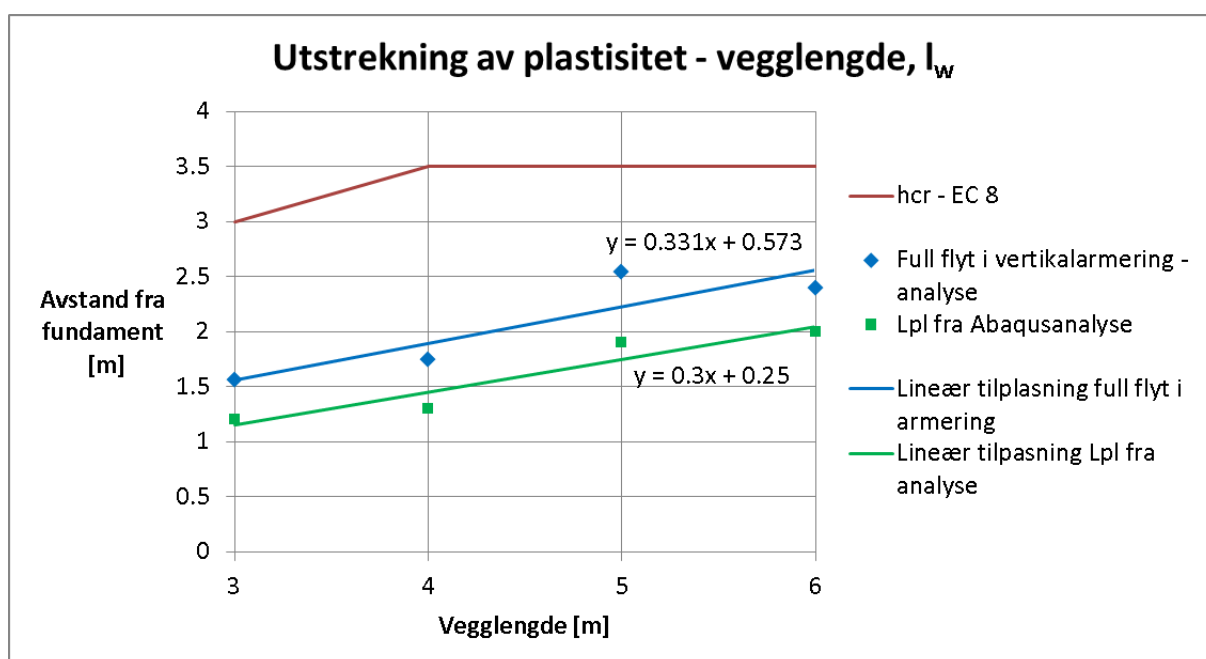


Figur 8.2: Ulike betraktninger for ekvivalent lengde av plastisk ledd ved varierende veggengde fra tidligere forsøk, Eurokode 8-3 og analyse. Verdiene er normalisert mot veggengde.

Som figurene viser er det nokså store avvik mellom tidligere forsøksresultater. Resultatene på ekvivalent plastisk lengde fra Abaqus legger seg fint omtrent samme sted som det Thomsen & Wallace fant som minimumslengde og metode 2 fra EC 8-3. Metode 2 fra EC 8-3 for beregning av L_{pl} (omtalt i avsnitt 3.2.1) er ikke lov å bruke her da modellen for omsluttet betong i Eurokode 2 ikke er god nok, slik at resultatet må ses på med noe kritiske øyne. Likevel legger resultatene fra Abaqus seg godt midt i mellom tidligere forsøksresultater som tyder på at resultatene er nokså gode.

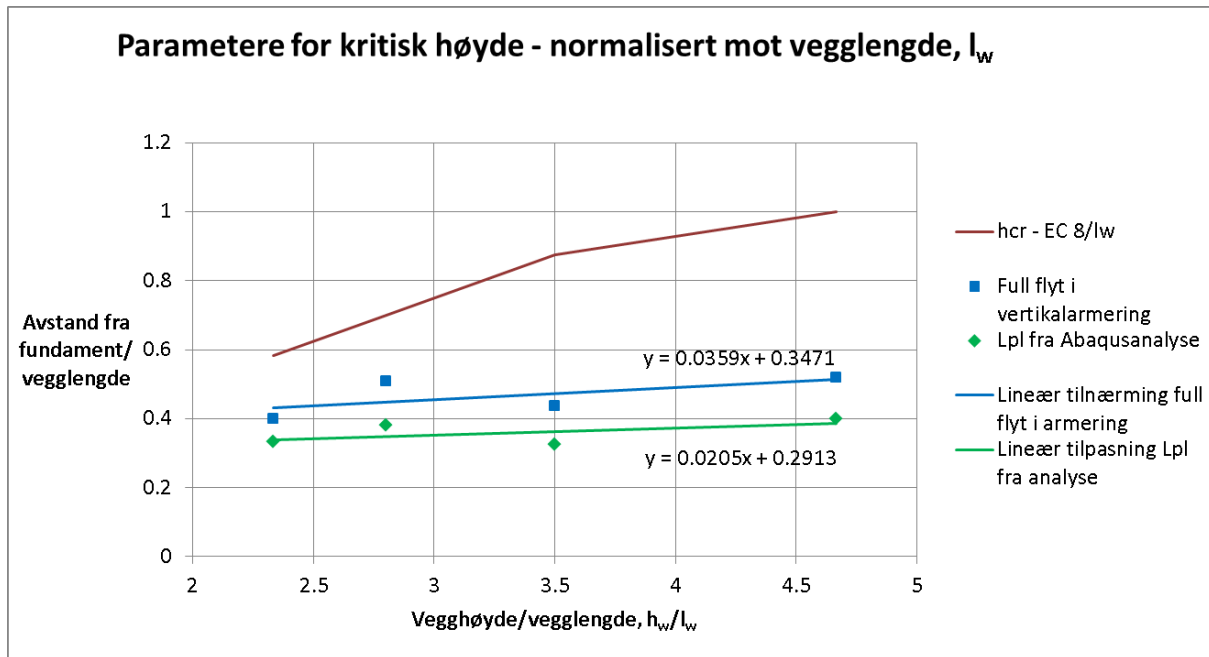
Kritisk høyde, h_{cr}

Et forslag til et bedre mål for h_{cr} er ekvivalent lengde av plastisk ledd, L_{pl} , pluss en avstand for å sikre elastisk oppførsel over den kritiske høyden: $h_{cr} = L_{pl} + ?$. Med utgangspunkt i at full flyt i armeringen setter en øvre grense for kritisk høyde h_{cr} som omtalt i avsnitt 6.1, er det stor overstyrke i alle veggskivene som er analysert her, se figur 8.3.



Figur 8.3: Parametre for å vurdere kritisk høyde h_{cr} i veggskiver sammenlignet med Eurokode 8s forslag til h_{cr} .

For å gjøre resultatene mer sammenlignbare og generelle er de også normalisert mot vegg lengden som vist i figur 8.4.

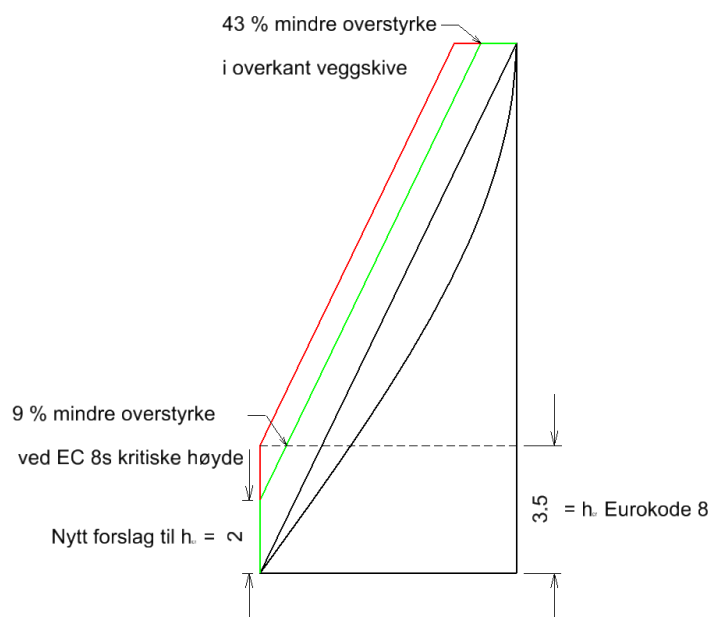


Figur 8.4: Parametre for å vurdere kritisk høyde h_{cr} i veggskiver sammenlignet med Eurokode 8s forslag til h_{cr} , normalisert mot veggengden.

Med unntak av den korteste veggskiven med veggengde på 3 meter begrenses kritisk høyde av etasjehøyden på 3,5 meter. Begge disse målene for kritisk høyde gir tydelig stor overstyrke. For de korteste veggskivene på 3 og 4 meter er kritisk høyde dobbelt så høy som utstrekningen av full flyt i armeringen. Som en generell betraktning viser figur 8.4 at for veggskiver med et høyt høyde-lengdeforhold gir Eurokode 8 spesielt store estimater av kritisk høyde. Dette gjelder spesielt for bygninger med maksimalt seks etasjer, da h_{cr} begrenses til to etasjehøyder for bygninger på over seks etasjer. Ut i fra dette kan det gis et nytt forslag til kritisk høyde, nemlig ekvivalent lengde av plastisk ledd pluss ett tillegg for differanse til full flyt i vertikalarmering: $h_{cr} = L_{pl} + \text{differanse i avstand til full flyt i vertikalarmering}$.

For å illustrere innvirkningen den kritiske høyden har på det dimensjonerende momentet er det for referanseskiven lagt inn ommhyllingsdiagram med h_{cr} både fra Eurokode 8 og fra forslaget om utstrekning av full flyt i vertikalarmeringen fra denne oppgaven. For referanseskiven blir de to estimatene for kritisk høyde 3,5 og 2 meter. Effekten av redusert kritisk høyde er vist i figur 8.5.

Som figur 8.5 viser vil en reduksjon i kritisk høyde gi lavere dimensjonerende momenter i referanseskiven. Den nye overstyrken reduseres med 9 % 3,5 m fra fundamentet som er Eurokode 8s mål for kritiske høyde og med 43 % i overkant av referanseskiven. Sammenligning med Eurokode 8s generelle krav til overstyrke ved dimensjonering i DCM på 30 % viser at overstyrken blir noe lavere rett over kritisk høyde, men økende oppover i tverrsnittet. $h_{cr} = 3,5$ m gir en overstyrke på 24 % ved kritisk høyde, $h_{cr} = 2$ m gir en overstyrke på 15 % ved kritisk høyde. Om dette er tilstrekkelig sikkerhet må vurderes, men ettersom overstyrken øker oppover i veggskiven er dette det mest kritiske området. For lave bygninger vil den første svingeformen dominere og det blir ikke økende momenter grunnet seismisk last lengre opp i veggskiven.



Figur 8.5: Eksempel på reduksjon av overstyrke: Sammenligning av bruk av kritisk høyde fra Eurokode 8 og utstrekning av full flyt i vertikalarmeringen i referanseskiven. Den røde ommhyllingskurven følger EC 8s anbefaling til h_{cr} , den grønne følger utstrekning av full flyt i vertikalarmeringen. Alle mål i meter.

8.2 Konklusjon

Eurokode 8s bruk av kritisk høyde, h_{cr} , som en forenkling av forskyvningen av strekkraftlinjen, a_1 , i figur 3.1 gir konservative resultater. Likevel er det viktig å gjøre en vurdering for hver enkelt situasjon om det er verdt å bruke tid på beregninger av dette. Dersom vegg lengden er stor vil kritisk høyde gi mindre overstyrke i tverrsnittet enn dersom vegg lengden er liten. For korte veggskiver med et høyt høyde-lengdeforhold kan det være vel verdt å regne på om avtrappingen av armering i veggskiven kan begynne lengre ned i skiven, som fører til mindre armering i hele skivens høyde.

8.3 Forslag til videre arbeid

Et gjennomgående problem med analysene har vært konvergens. Dette har begrenset mulighetene for endring av parametere til “ekstreme” verdier rett og slett fordi Abaqus har avbrutt analysen lenge før noen materialer har gått til brudd. Det har også ført til forenklinger i modellen som å fjerne overdekningen i de forsterkede randsonene og sette tverrkontraksjonen i betongen til null. Derfor kunne det være interessant å forbedre eksisterende Abaqusmodell og analysemetode slik at analysen ikke avbrytes for tidlig. Eventuelt kunne et annet analyseverktøy vært benyttet, for eksempel DIANA som er et meget godt verktøy for analyser av betong.

For påvirkning på utstrekning av det plastiske området er det spesielt to parametere som ville være interessante å kontrollere; veggskivens høyde og effekten av aksiallast. Veggskivens høyde fordi den er funnet sentral i tidligere studier og effekten av aksiallast fordi det har så stor innvirkning på skivens momentkapasitet og fordi veggskiver av denne typen i tillegg til å ta opp horisontallaster også er en del av bæresystemet for vertikale

laster.

Et annet interessant spørsmål er hva som er grunnen til at Eurokode 8 opererer med så store overstyrker ved å sette kritisk høyde så stor. Det kan være andre effekter som blir tatt hensyn til enn flytning i materialene, for eksempel forankringslengde til lengdearmeringen. Dette kan også skyldes at Eurokodene 8 også brukes i land der de seismiske kreftene kan bli mye større, og kravene til overstyrke der er mer rimelige. Derfor er dette en problemstilling det er interessant å se nærmere på for muligens å kunne redusere dette kravet i Norge.

Litteraturliste

- [1] Joel Achenbach. The next big one - earthquake technology. <http://environment.nationalgeographic.com/environment/natural-disasters/earthquake-technology-faults> [sitert 5.6.2012], 2012.
- [2] Alfredo Guillermo Bohl Arbulu. Plastic hinge length in high-rise concrete shear walls. Master's thesis, The University of British Columbia, 2006.
- [3] Betongelementforeningen. *Betongelementboken bind B*. Number ISBN 82-991880-5-9. Betongelementforeningen, 2005.
- [4] Betongelementforeningen. *Betongelementboken bind H Dimensjonering for jordskjelv*. SB Grafisk, Asker, 2011.
- [5] Ahmed Elgamal. *Forelesning SE180 Earthquake Engineering, UCSD*, 2010.
- [6] Ahmed Elghazouli. *Seismic Design of Building to Eurocode 8*. ISBN 978-04-154-4762-1. Taylor & Francis, 2009.
- [7] Exploratorium. Building for the big one. <http://www.exploratorium.edu/fault-line/damage/building.html> [sitert 5.6.2012], 2012.
- [8] Michael N. Fardis. *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings - Based on EN-Eurocode 8*. ISBN: 978-1-4020-9841-3. Springer - Verlag, 2009.
- [9] FindTheData. Japan: Honshu: Niigata prefecture earthquake, 2004. <http://earthquakes.findthedata.org/1/5155/Japan-Honshu-Niigata-Prefecture> [sitert 5.6.2012], 2012.
- [10] Eirik Olsvik Hovind. Duktilitet i veggskiver av betong påkjent seismisk belastning. Master's thesis, NTNU, 2011.
- [11] Lyslo Dyssland Gjestvang Kaynia Bråten Løset, Loo. *Dimensjonering for JORDSKJELV*. ISBN 978-82-91510-98-9. Rådgivende Ingeniørers Forening, 2010.
- [12] A. Elnashai E. Faccioli P. Pinto og A. Plumier M. Fardis, E. Carvalho. *Designers' guide to Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance general rules, seismic actions, design rules for buildings and retaining structures*. ISBN: 978-0-7277-3348-1. Thomas Telford Limited, 2005.
- [13] Standard Norge. *NS-EN 1990:2002+NA:2008 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Standard Norge, 2002.

- [14] Standard Norge. *NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008. Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.* Standard Norge, 2004.
- [15] Standard Norge. *NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.* Standard Norge, 2004.
- [16] NORSAR. Jordskjelv ved svalbard. <http://www.jordskjelv.no/cgi-bin/showpage.cgi?type=siste&id=1203580239> [sitert 5.6.2012], Februar 2008.
- [17] NORSAR. Om jordskjelv. <http://jordskjelv.no/jordskjelv/> [sitert 5.6.2012], 2010.
- [18] T. Paulay og J. N. Priestley. Stability of ductile structural walls. *ACI Structural Journal*, 90:385–392, 1993.
- [19] Leidulv Vinje og Øystein Løset. Seminar iv - dimensjonering for jordskjelv. In Betongelementforeningen, editor, *Seminar IV - Dimensjonering for jordskjelv.* Betongelementforeningen, Betongelementforeningen, 2012.
- [20] PlanetBye. Earthquakes in norway. <http://planetbye.blogspot.no/2008/04/earthquakes-in-norway.html> [sitert 5.6.2012], April 2008.
- [21] M. J. Nigel Priestley. Myths and fallacies in earthquake engineering. *ACI symposium*, 1993.
- [22] Jose Restrepo. *Forelesningslides i Advanced Seismic Design, UCSD.*, 2011.
- [23] Swiss Seismological Service. Earthquake damage. <http://www.seismo.ethz.ch/eq/info/damage> [sitert 5.6.2012], April 2011.
- [24] TRC Solutions. Xtract. <http://www.imbsen.com/xtract.htm> [sitert 11.5.2012].
- [25] Svein Ivar Sørensen. *Betongkonstruksjoner - beregning og dimensjonering etter Eurokode 2.* ISBN 978-82-519-2539-6. Tapir akademiske forlag, 2010.
- [26] Dassault Systèmes. Abaqus 6.10 online documentation. <http://ivt-abaqusdoc.ivt.ntnu.no:2080/v6.10/books/usi/default.htm> [sitert 8.5.2012], April 2010.
- [27] M. J. N. Priestley T. Pauley. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings.* ISBN 0-471-54915-0. Wiley Interscience, 1992.

Vedlegg

Vedlegg A

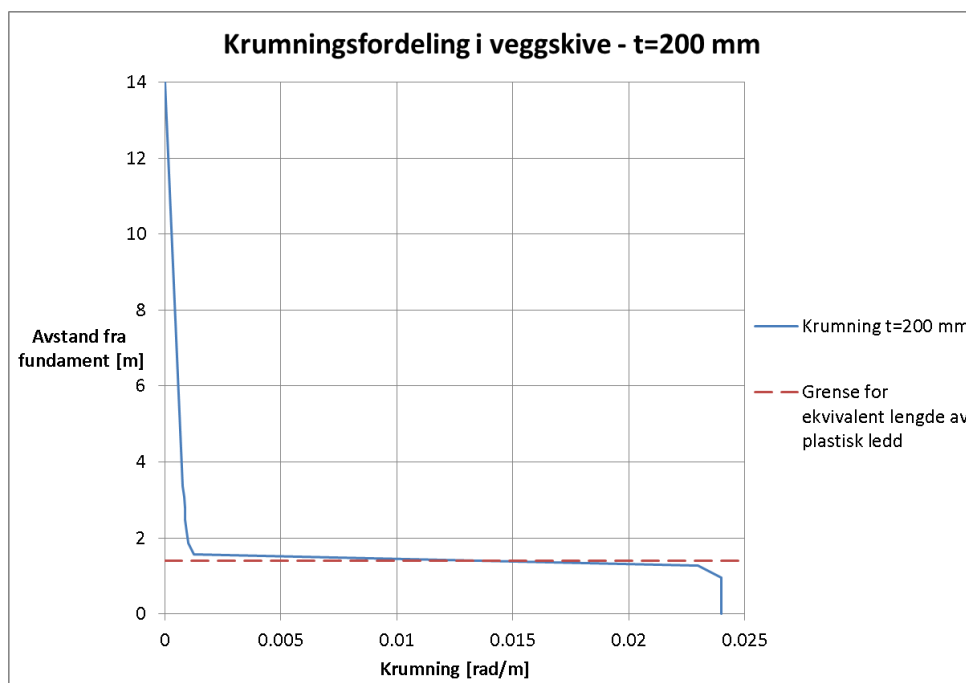
Resultater parameterstudier Abaqus

A.1 Ekvivalent lengde av plastisk ledd, L_{pl}

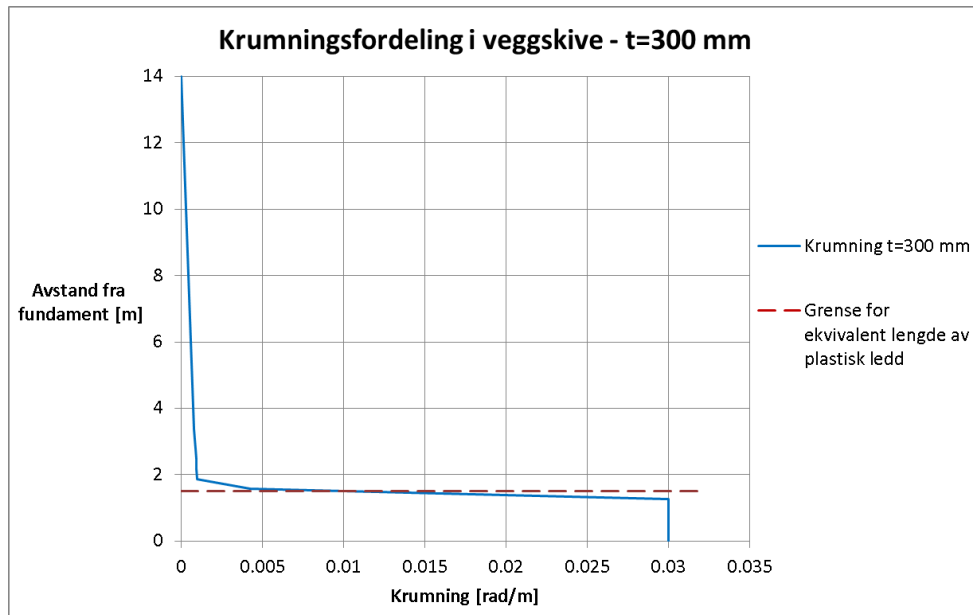
Bakgrunnen for de ekvivalente lengdene av plastisk ledd presentert i figur 7.1, 7.2 og 7.5 er her presentert i form av krumningsfordelinger langs veggghøyden. Resultatene er hentet fra Abaqus fra vertikaltøyninger som forklart i kapittel 6.

A.1.1 Skivens tykkelse, t

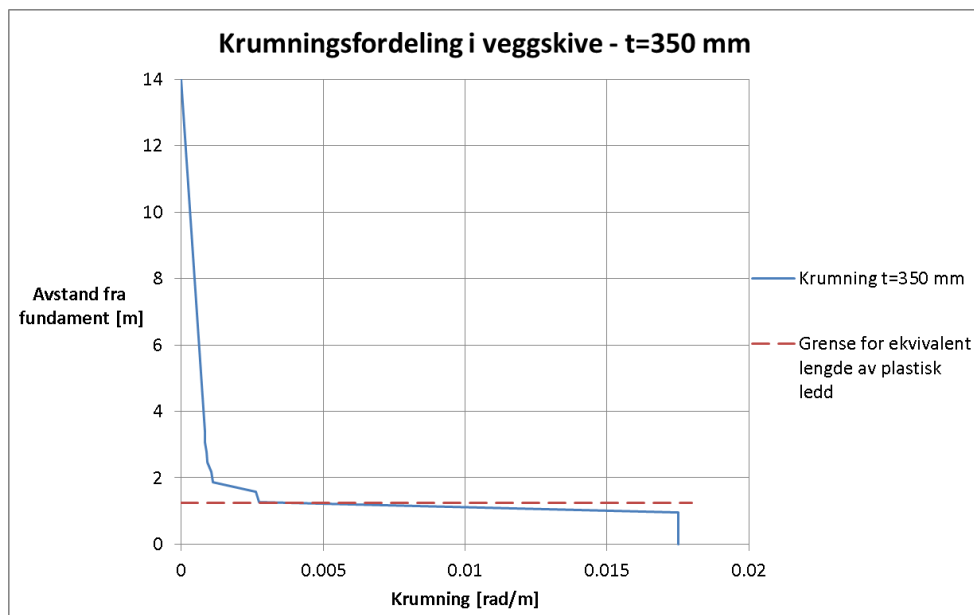
Figurene i dette avsnittet viser krumningsfordeling langs veggskivens høyde for ulike veggtykkelser, tilsvarende som for referanseskiven figur 6.4.



Figur A.1: Krumningsfordeling langs høyde veggskive t=200 mm - $L_{pl} = 1,4$ m



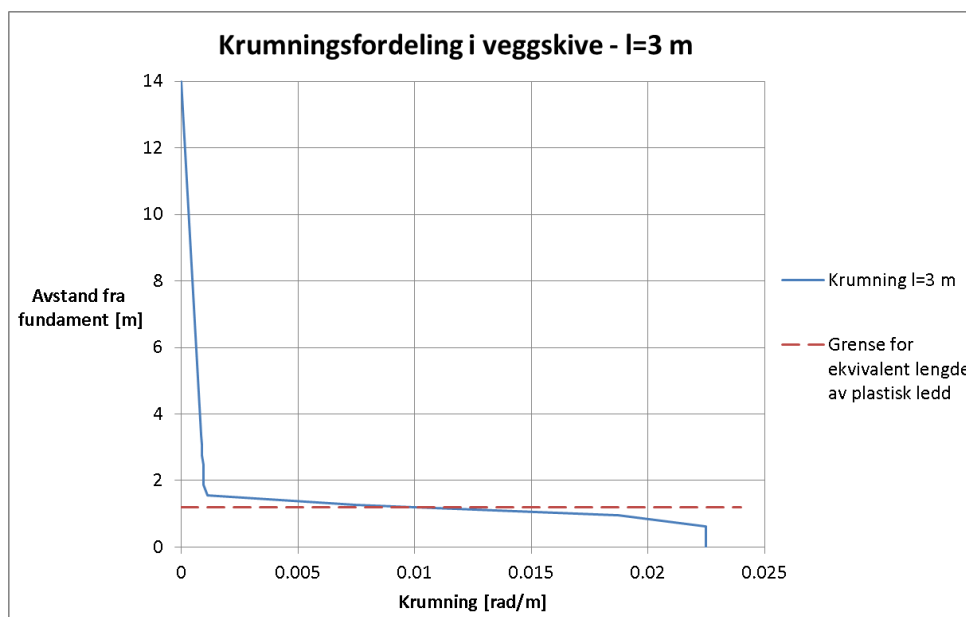
Figur A.2: Krumningsfordeling langs høyde veggskive t=300 mm - $L_{pl}= 1,4$ m



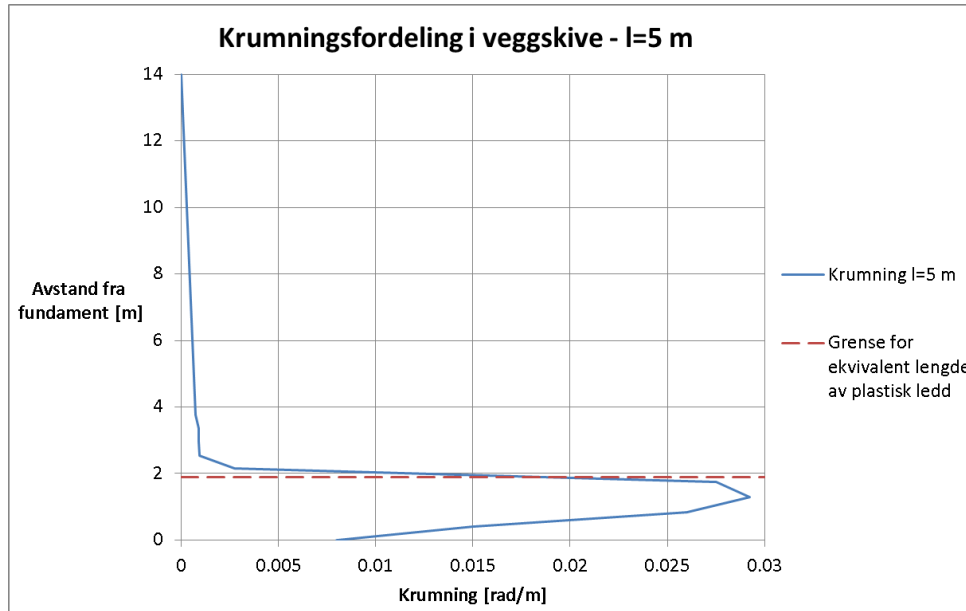
Figur A.3: Krumningsfordeling langs høyde veggskive t=350 mm - $L_{pl}= 1,25$ m

A.1.2 Skivens lengde l_w

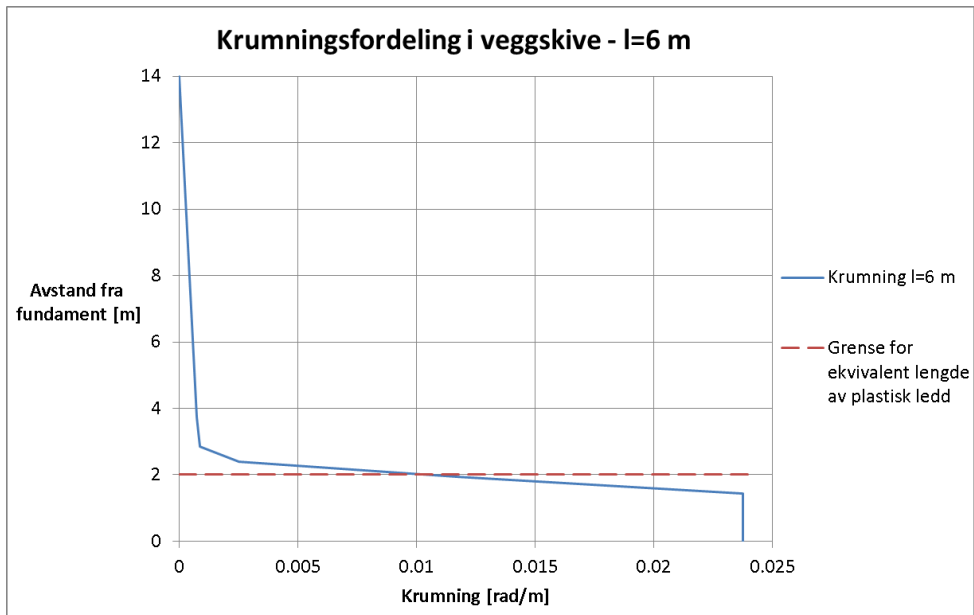
Figurene i dette avsnittet viser krumningsfordeling langs veggskivens høyde for ulike vegg lengder, l_w , tilsvarende som for referanseskiven figur 6.4.



Figur A.4: Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=3$ m - $L_{pl}= 1,2$ m



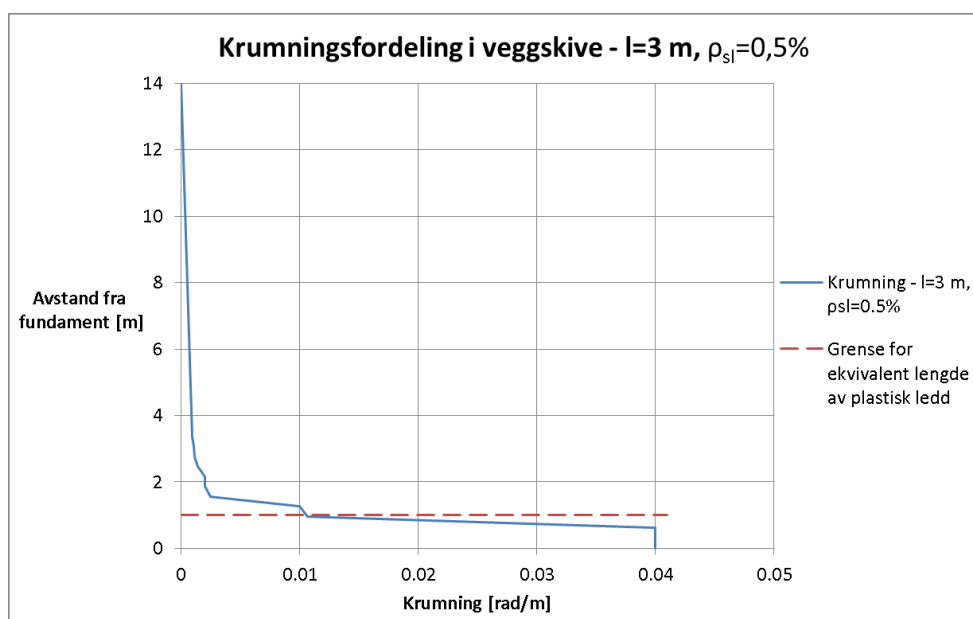
Figur A.5: Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=5$ m - $L_{pl}= 1,9$ m



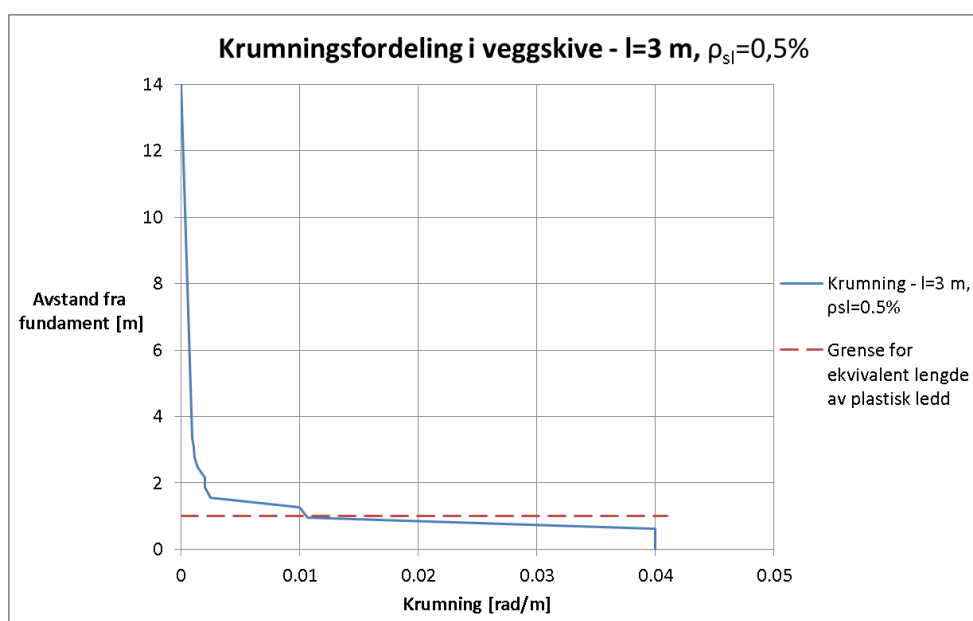
Figur A.6: Krumningsfordeling langs høyde veggskive l=6 m - $L_{pl}= 2,0$ m

A.1.3 Skivens lengde l_w + lengdearmeringsforhold ρ_{sl}

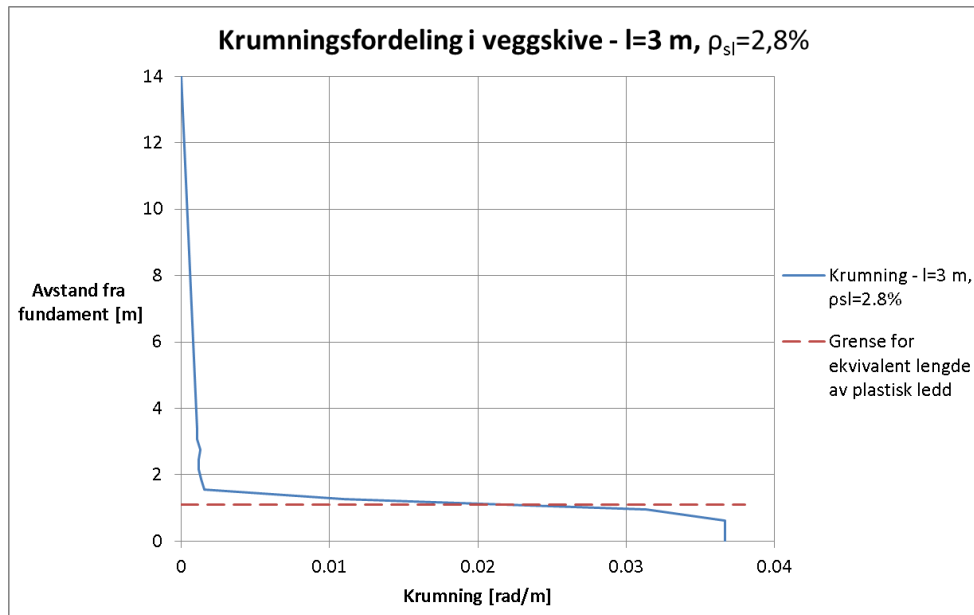
$l_w = 3 \text{ m}$



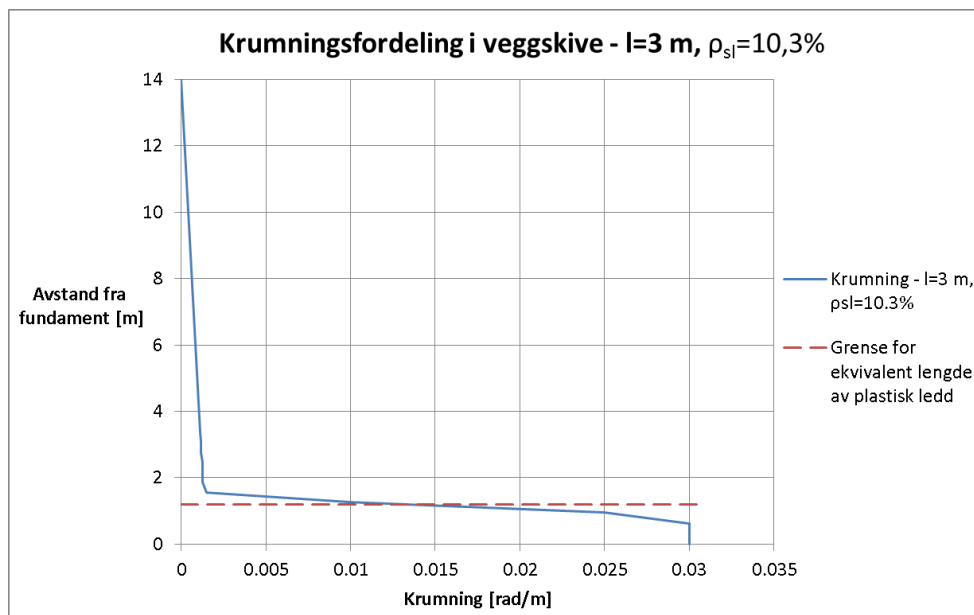
Figur A.7: Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=3 \text{ m}$, $\rho_{sl}=0,5 \%$ - $L_{pl}= 1,0 \text{ m}$



Figur A.8: Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=3 \text{ m}$, $\rho_{sl}=1,5 \%$ - $L_{pl}= 1,2 \text{ m}$

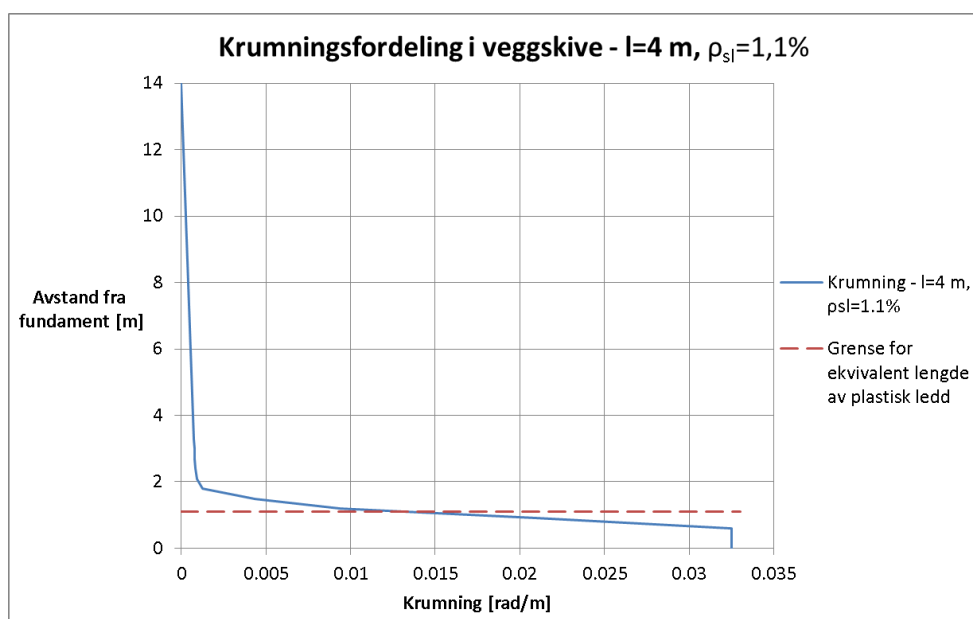
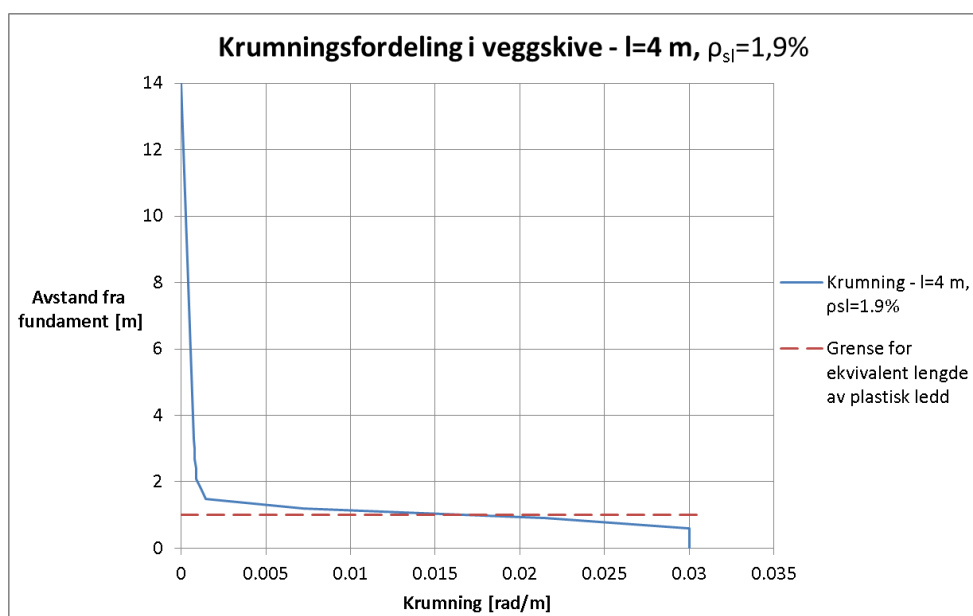


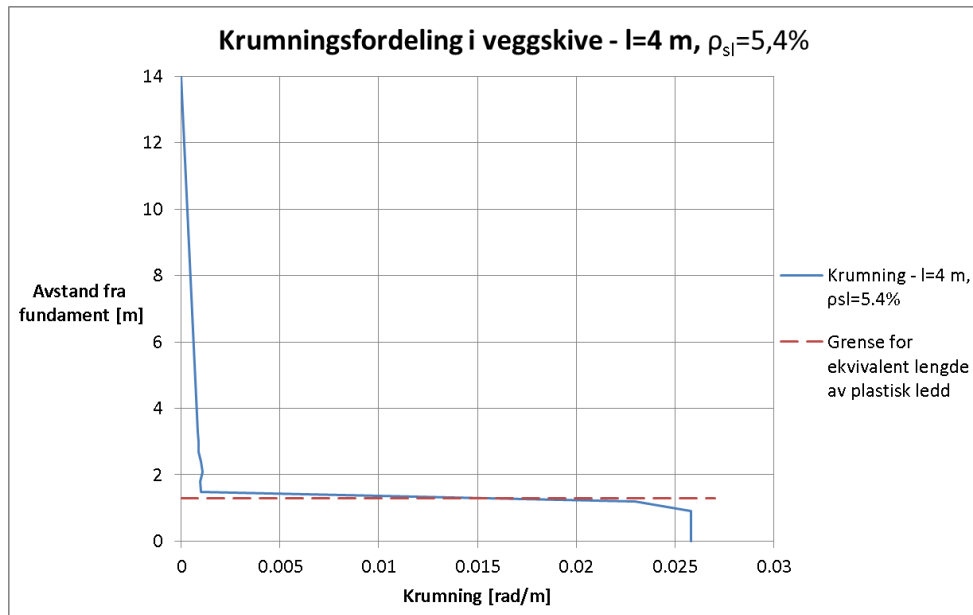
Figur A.9: Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=3$ m, $\rho_{sl}=2,8\%$ - $L_{pl}=1,1$ m



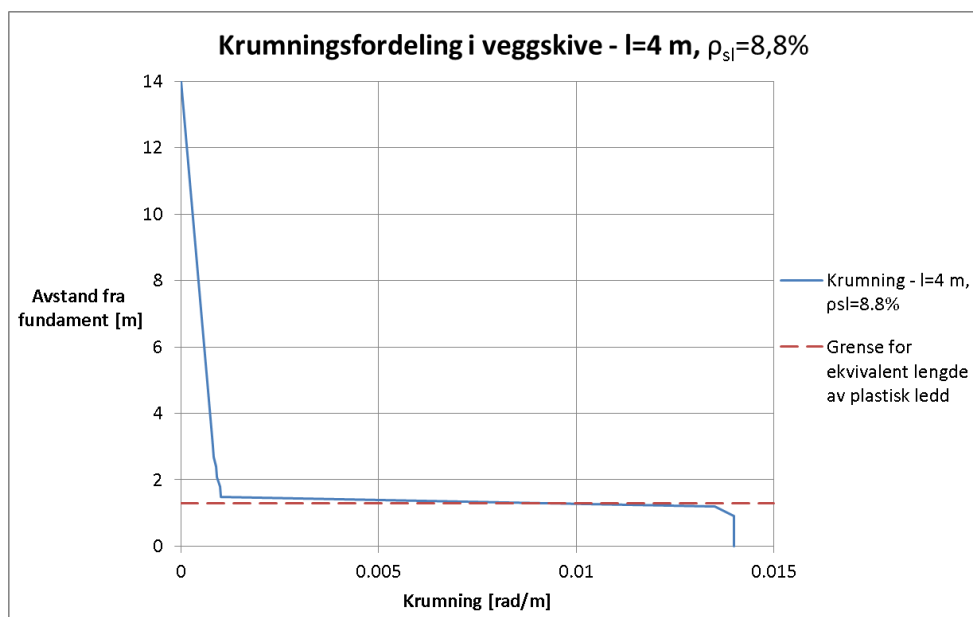
Figur A.10: Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=3$ m, $\rho_{sl}=10,3\%$ - $L_{pl}=1,2$ m

$$l_w = 4 \text{ m}$$

Figur A.11: Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=4 \text{ m}$, $\rho_{sl}=1,1 \%$ - $L_{pl} = 1,1 \text{ m}$ Figur A.12: Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=4 \text{ m}$, $\rho_{sl}=1,9 \%$ - $L_{pl} = 1,0 \text{ m}$

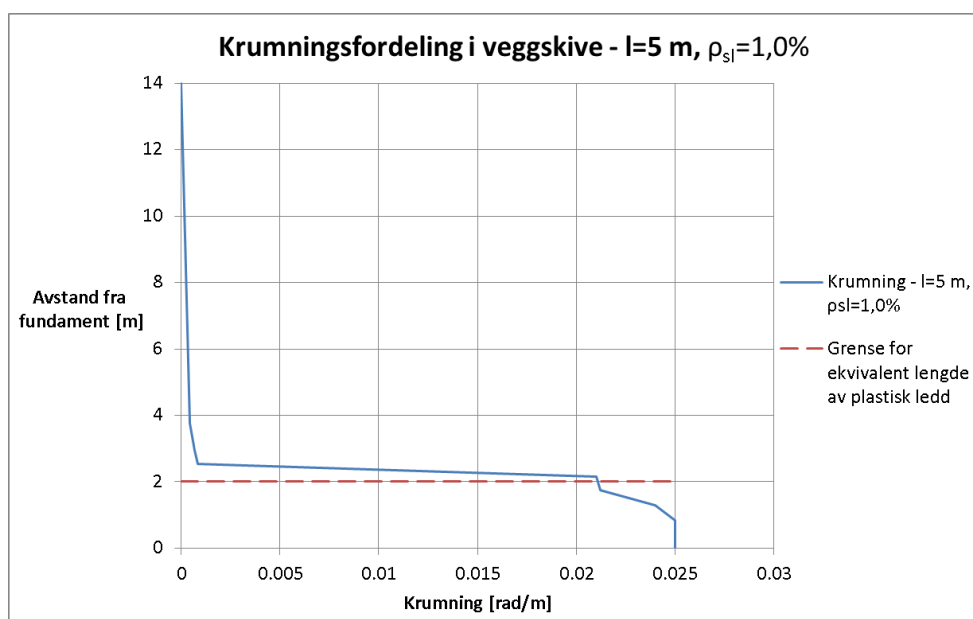
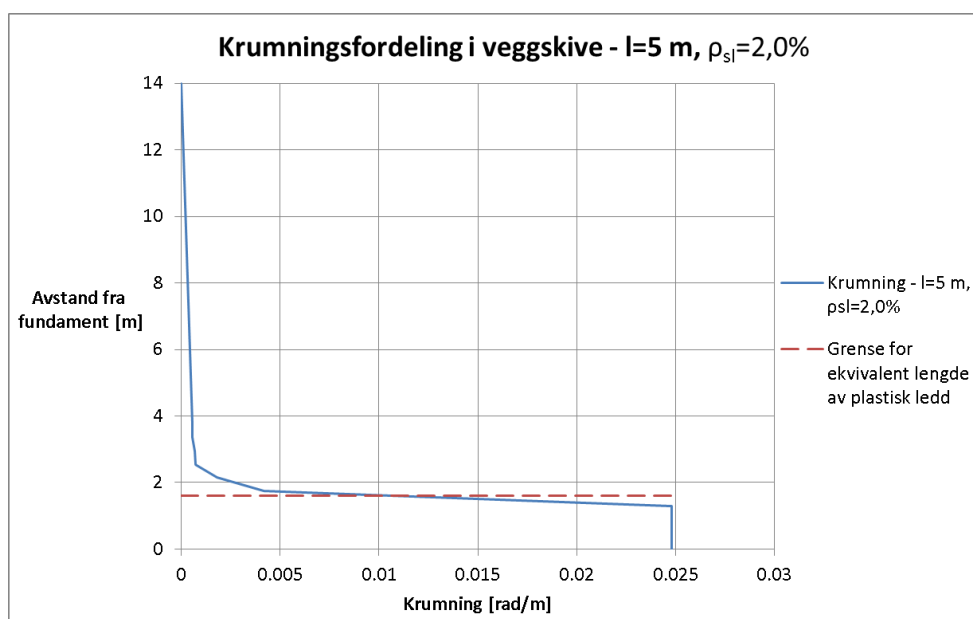


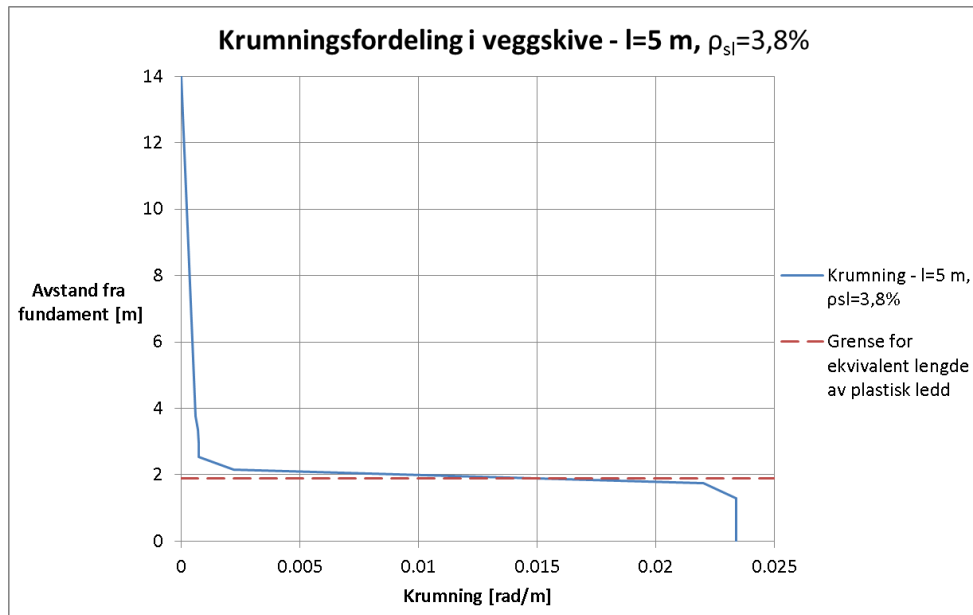
Figur A.13: Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=4$ m, $\rho_{sl}=5,4$ % - $L_{pl}= 1,3$ m



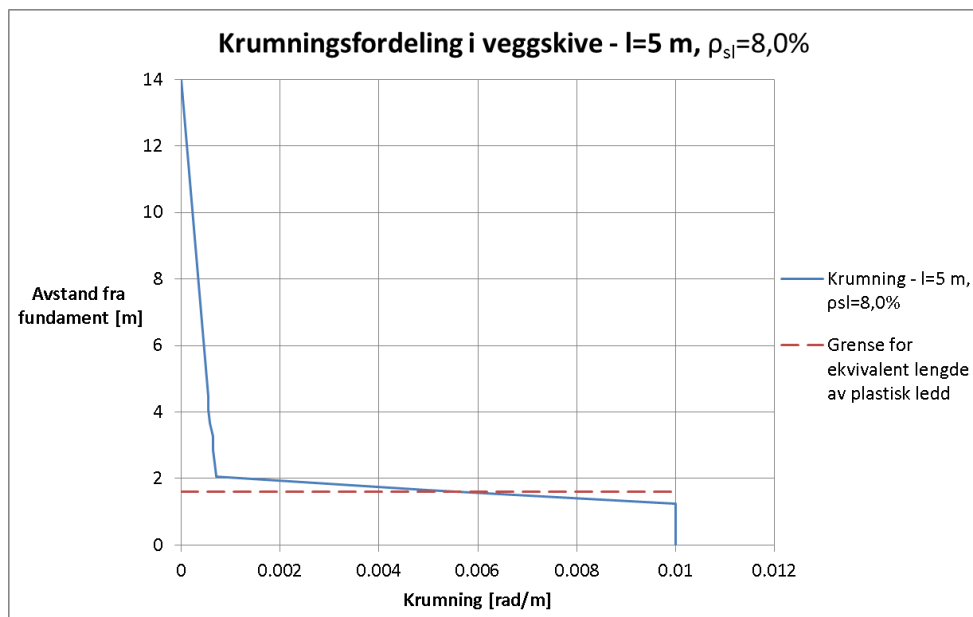
Figur A.14: Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=5$ m, $\rho_{sl}=8,8$ % - $L_{pl}= 1,3$ m

$$l_w = 5 \text{ m}$$

Figur A.15: Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=5 \text{ m}$, $\rho_{sl}=1,0 \%$ - $L_{pl}= 2,0 \text{ m}$ Figur A.16: Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=5 \text{ m}$, $\rho_{sl}=2,0 \%$ - $L_{pl}= 1,6 \text{ m}$

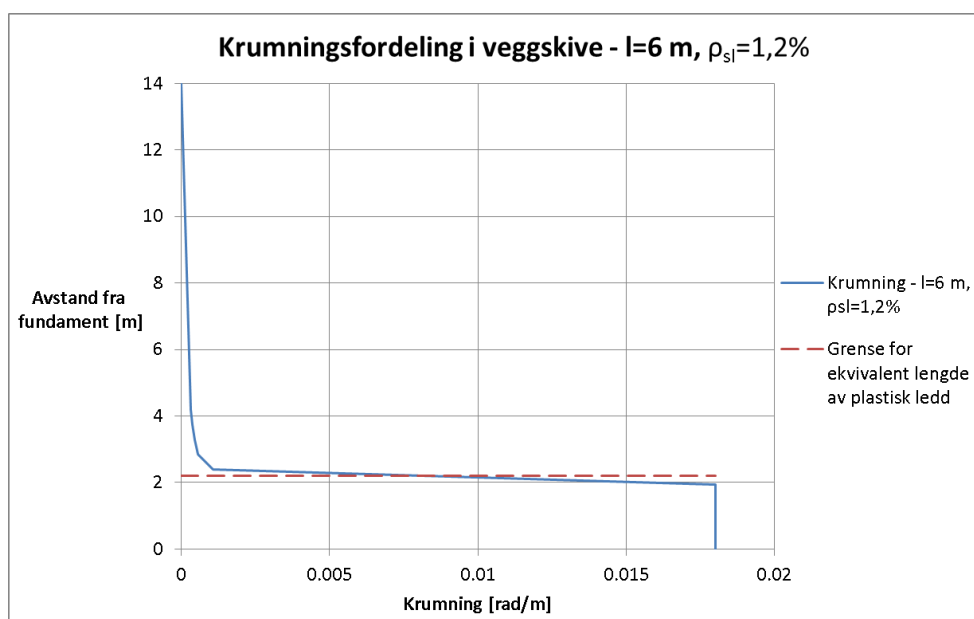
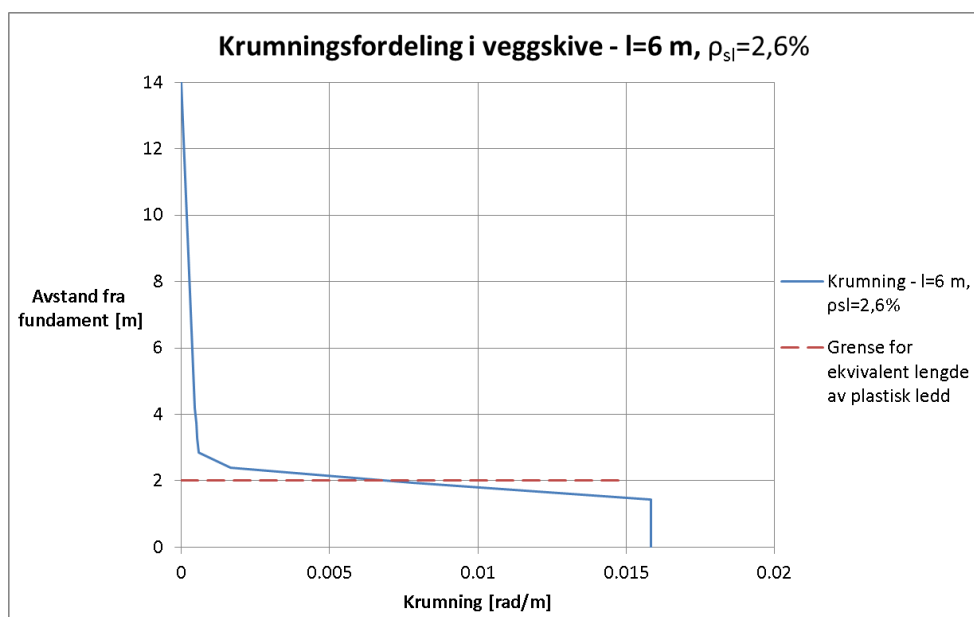


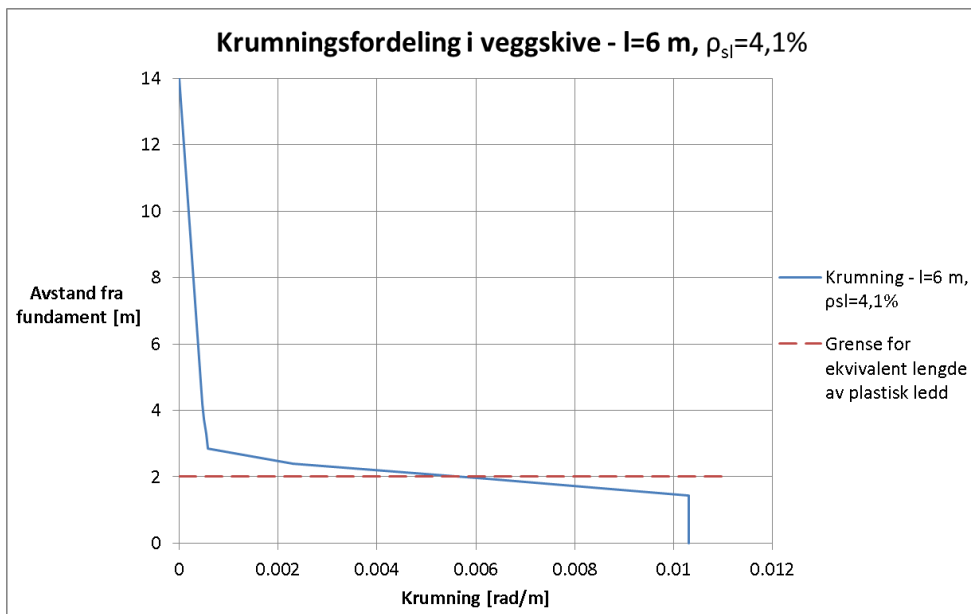
Figur A.17: Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=5$ m, $\rho_{sl}=3,8\%$ - $L_{pl}=1,9$ m



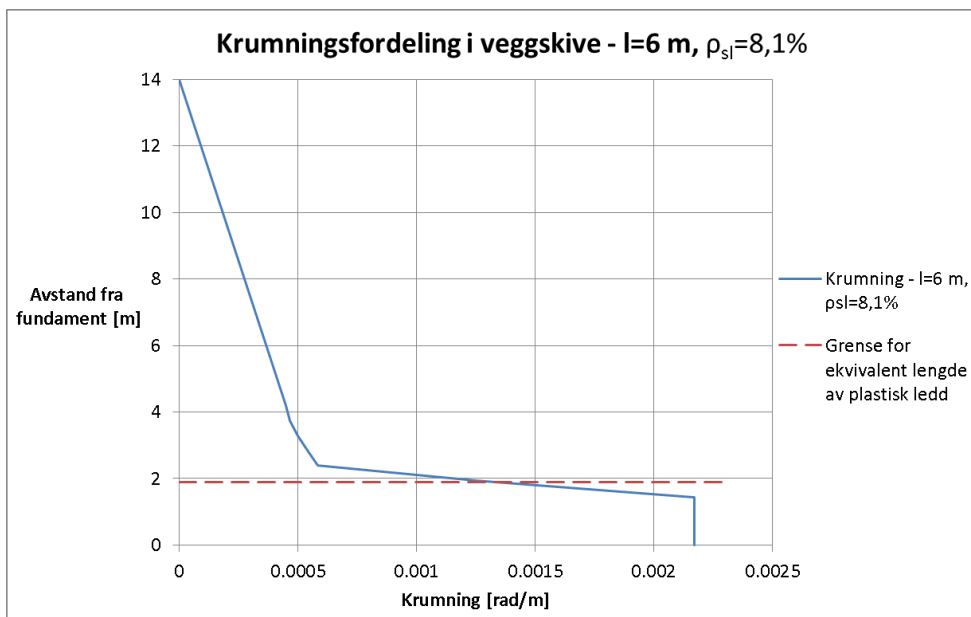
Figur A.18: Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=5$ m, $\rho_{sl}=8,0\%$ - $L_{pl}=1,6$ m

$$l_w = 6 \text{ m}$$

Figur A.19: Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=6 \text{ m}$, $\rho_{sl}=1,2 \%$ - $L_{pl}= 2,2 \text{ m}$ Figur A.20: Krumningsfordeling langs høyde veggskive $l=6 \text{ m}$, $\rho_{sl}=2,6 \%$ - $L_{pl}= 2,0 \text{ m}$



Figur A.21: Krumningsfordeling langs høyde veggskive l=6 m, $\rho_{sl}=4,1\%$ - $L_{pl}=2,0$ m



Figur A.22: Krumningsfordeling langs høyde veggskive l=6 m, $\rho_{sl}=8,1\%$ - $L_{pl}=2,0$ m

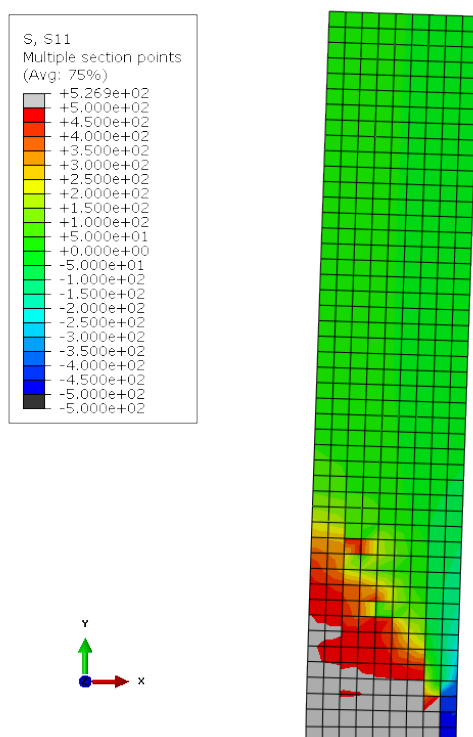
A.2 Utstrekning av full flyt i armering

Spenningsfordelingene i vertikalarmeringen presentert her er hentet fra Abaqus og er tilsvarende spenningsfordelingen fra referanseskiven presentert i avsnitt 6.1.

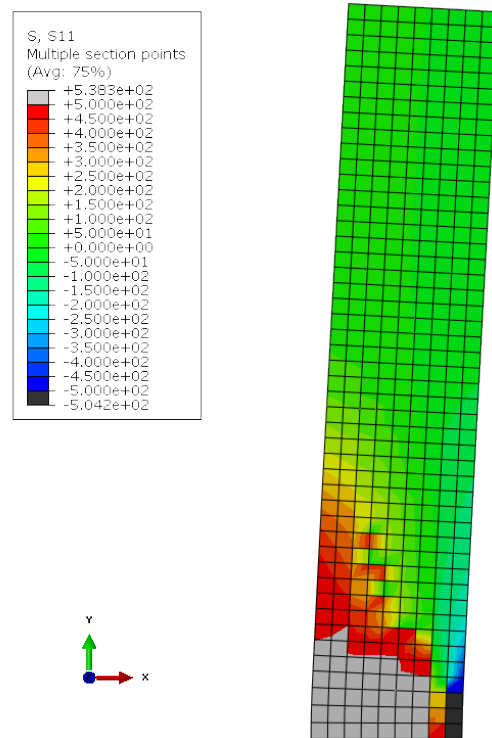
A.2.1 Skivens lengde l_w + lengdearmeringsforhold ρ_{sl}

Figurene i dette avsnittet viser krumningsfordeling langs veggskivens høyde for ulike vegg lengder, l_w , tilsvarende som for referanseskiven figur 6.4.

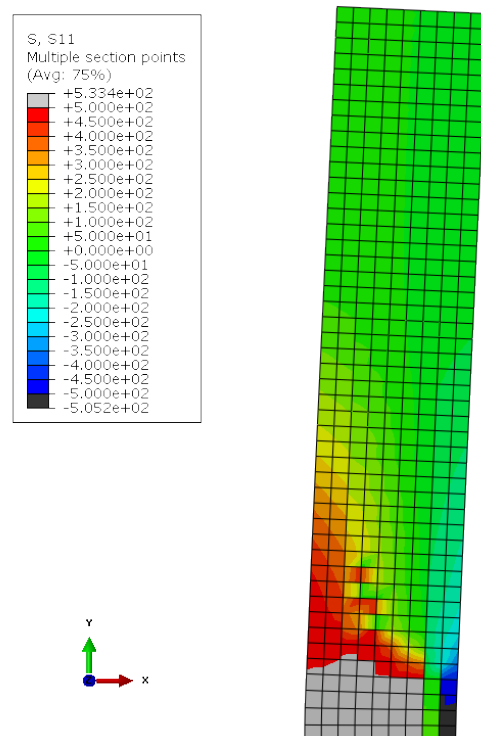
$$l_w = 3 \text{ m}$$



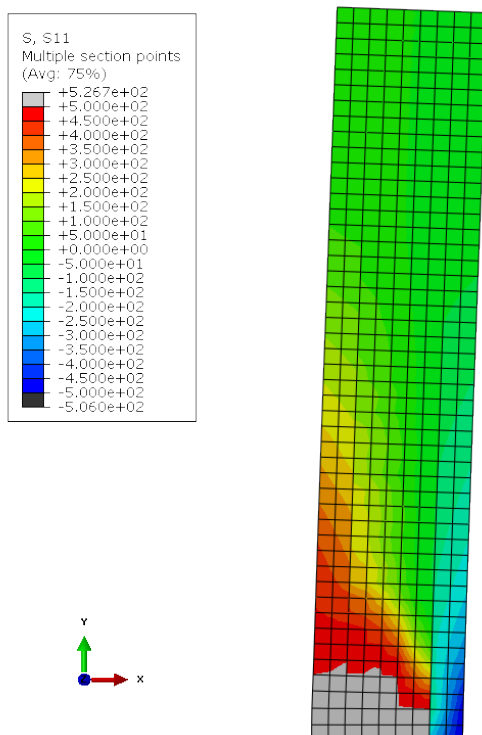
Figur A.23: Vertikalarmeringsspenning - $l_w=3$ m, $\rho_{sl}=0,5$ % - Utstrekning av full flyt = 1,56 m



Figur A.24: Vertikalarmeringsspenning - $l=3$ m, $\rho_{sl}=1,5$ % - Utstrekning av full flyt = 1,86 m

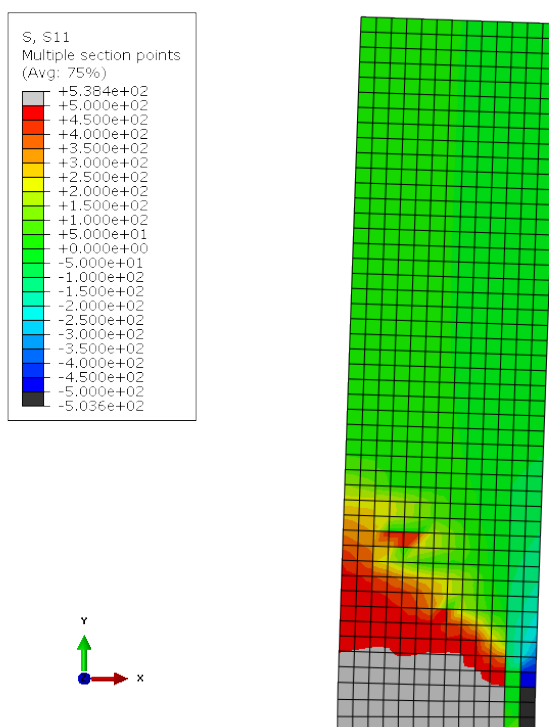


Figur A.25: Vertikalarmeringsspenning - $l=3$ m, $\rho_{sl}=2,8$ % - Utstrekning av full flyt = 1,72 m

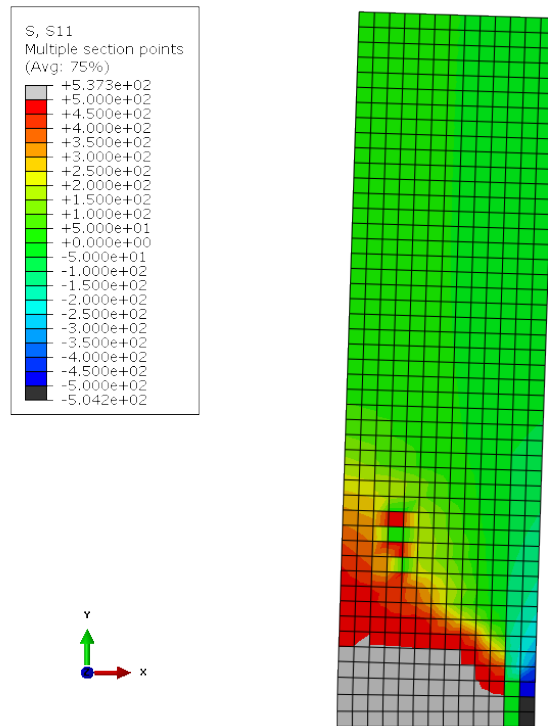


Figur A.26: Vertikalarmeringsspenning - $l=3$ m, $\rho_{sl}=10,3$ % - Utstrekning av full flyt = 1,56 m

$$l_w = 4 \text{ m}$$

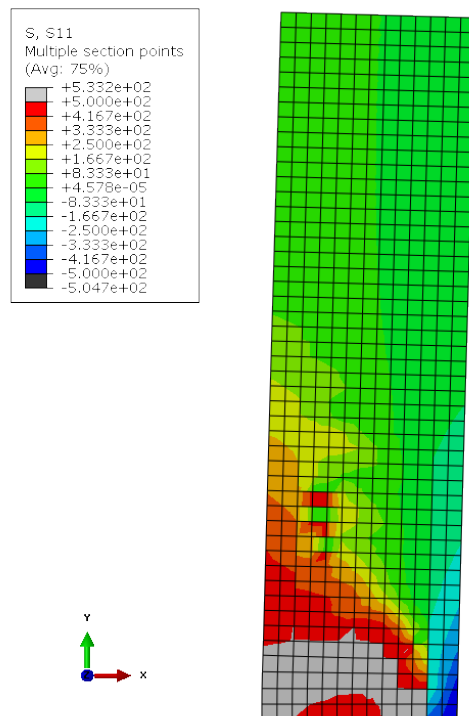


Figur A.27: Vertikalarmeringsspenning - $l=4$ m, $\rho_{sl}=1,1$ % - Utstrekning av full flyt = 1,58 m



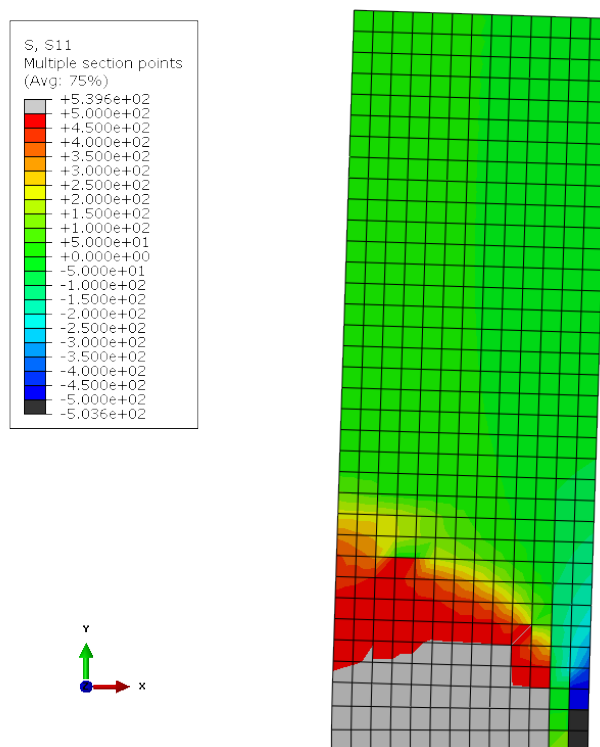
Figur A.28: Vertikalarmeringsspenning - $l=4$ m, $\rho_{sl}=1,9$ % - Utstrekning av full flyt = 1,79 m

For veggskiven på 4 m med $\rho_{sl} = 5,4$ % ble det ikke god nok konvergens og resultatet ble derfor utelatt.

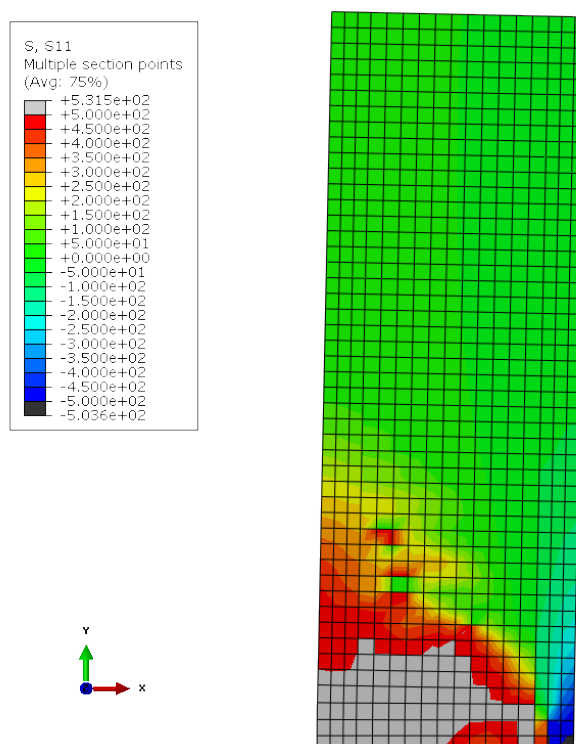


Figur A.29: Vertikalarmeringsspenning - $l=4$ m, $\rho_{sl}=8,8$ % - Utstrekning av full flyt = 1,79 m

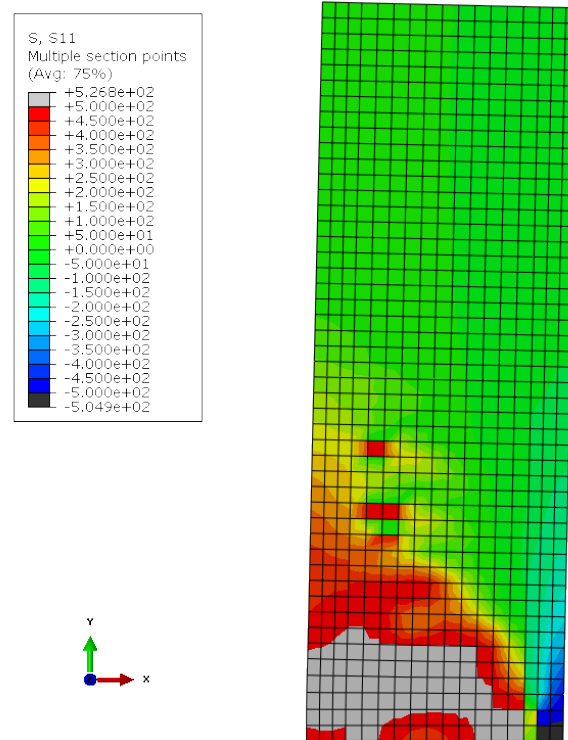
$$l_w = 5 \text{ m}$$



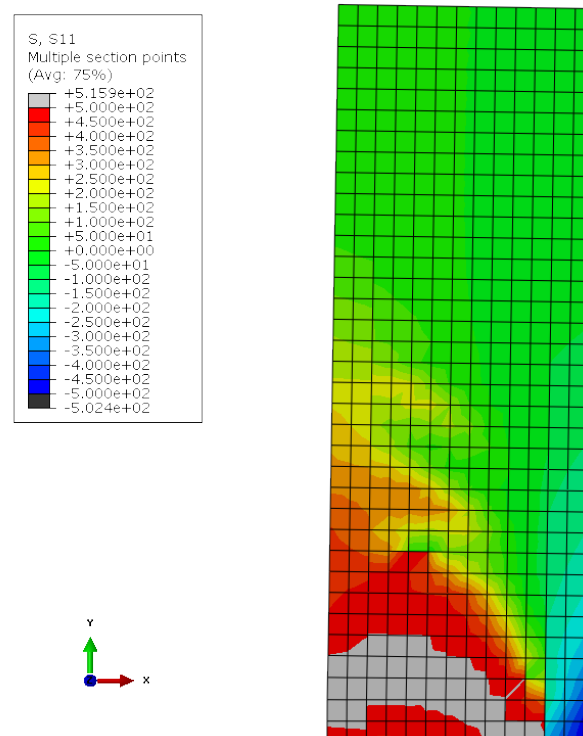
Figur A.30: Vertikalarmeringsspenning - $l=5 \text{ m}$, $\rho_{sl}=1,0 \%$ - Utstrekning av full flyt = $2,15 \text{ m}$



Figur A.31: Vertikalarmeringsspenning - $l=5 \text{ m}$, $\rho_{sl}=2,0 \%$ - Utstrekning av full flyt = $2,17 \text{ m}$

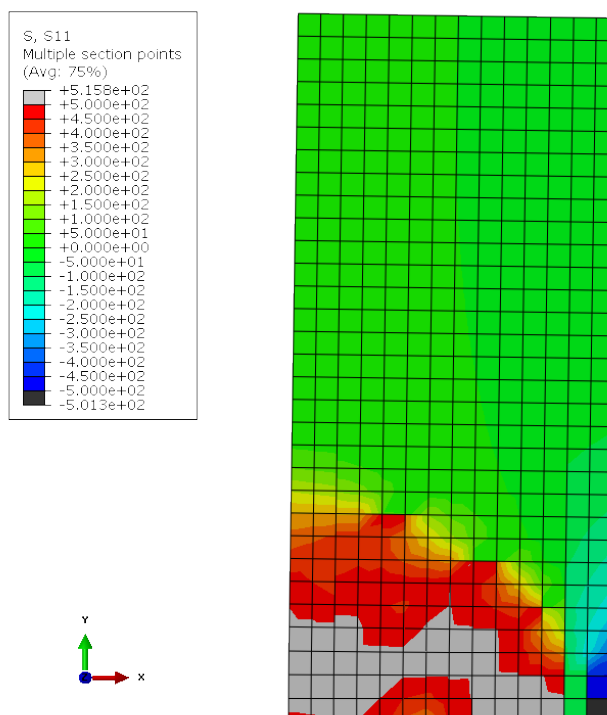


Figur A.32: Vertikalarmeringsspenning - $l=5$ m, $\rho_{sl}=3,8$ % - Utstrekning av full flyt = 2,17 m

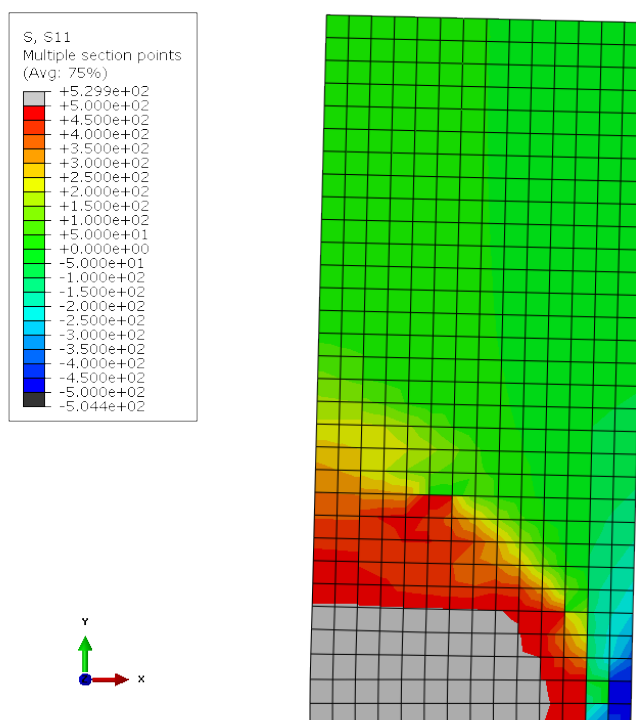


Figur A.33: Vertikalarmeringsspenning - $l=5$ m, $\rho_{sl}=8,0$ % - Utstrekning av full flyt = 2,15 m

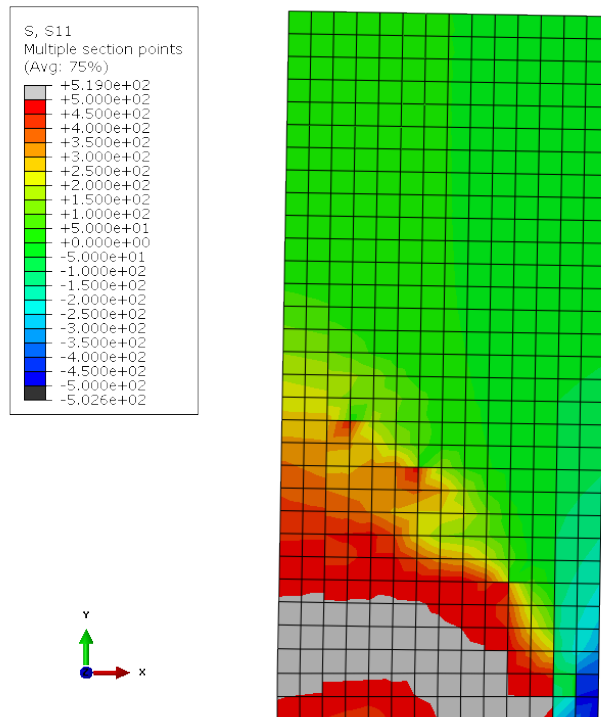
$$l_w = 6 \text{ m}$$



Figur A.34: Vertikalarmringsspenning - $l=6 \text{ m}$, $\rho_{sl}=1,2 \%$ - Utstrekning av full flyt = 2,39 m



Figur A.35: Vertikalarmringsspenning - $l=6 \text{ m}$, $\rho_{sl}=2,6 \%$ - Utstrekning av full flyt = 2,39 m



Figur A.36: Vertikalarmeringsspenning - $l=6$ m, $\rho_{sl}=4,1$ % - Utstrekning av full flyt = 2,60 m

For veggskiven på 6 m med $\rho_{sl} = 8,1\%$ ble det ikke god nok konvergens og resultatet ble derfor utelatt.

Vedlegg B

Beregningseksempel betongelementforeningen

Betongelementforeningen har i Betongelementboken bind H dimensjonering for jordskjelv laget et beregningseksempel på en veggskive i armert betong der de sammenligner dimensjonerende lastvirkninger mellom beregning i duktilitetsklasse DCL og DCM. Bygget er fire etasjer høyt og ligger i Oslo. Figur B.1 viser oppsummert de seismiske kreftene og de dimensjonerende lastvirkningene for de ulike etasjene for dimensjonering i DCL og DCM. Som figuren viser er besparelsene i dimensjonerende lastvirkninger små i forhold til reduksjonen i seismiske krefter ved å dimensjonere i DCM i stedet for DCL grunnet store krav til overstyrke i DCM.

Generell oppsummering av Skivebygg H 5.1 og H 5.2

Relativ sammenligning av dimensjonering av veggskive1 i DCL og DCM

Laster, faktorer		DCL	DCM
Seismisk last - y-retning (tvers)		100%	50%
P - Δ virkning		$\times 1,0$	$\sim \times 1,0$
Utsiktet torsjon - y-retning		$\times 1,15$	$\times 1,15$
Redusert γ_m - armering		$\times 1/1,15$	$\times 1,0$
Ved fundament - partial, overstyrke - moment(M)/skjær(V)		$\times 1,0$	$\times 1,0 / \times 1,5$
Sum ved fundament	M/V	100%	58% / 86% (+lukkebøyler)
Dekke over 1. et. - partial, omhylling	M/V	$\times 1,0$	$\times 1,65 / \times 1,2$
Sum ved dekke over 1. et	M/V	100%	96% / 69%
Dekke over 2. et. - partial, omhylling	M/V	$\times 1,0$	$\times 2,35 / \times 1,1$
Sum ved dekke over 2. et	M/V	100 %	136% / 73%

LV 2011

 Spenncon

Figur B.1: Oppsummering beregningseksempel fra Betongelementforeningen - sammenligning av beregning i DCL og DCM for samme veggskive [19].