

Duktil jordskjelvdimensjonering av betongskiver med store utsparinger

Magnus Engseth

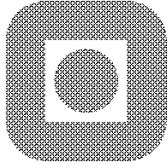
Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2012

Hovedveileder: Jan Arve Øverli, KT

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

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



+
NORGES TEKNISK NATURVITENSKAPELIGE
UNIVERSITET, NTNU
Institutt for konstruksjonsteknikk

Masteroppgave i konstruksjonsteknikk 2012 for Magnus Engseth

Duktil jordskjelvdimensjonering av betongskiver med utsparing

Ductility of concrete shear walls with openings 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 (EC8) som er gjeldende standard for jordskjelvdimensjonering av konstruksjoner i Norge. Sammenlignet med NS 3491-12 gir EC8 mer utvidede og presise krav til hvordan de seismiske lastene skal bestemmes og dimensjonering av konstruksjoner for seismiske laster. Innføringen av EC8 har gjort at det har blitt et økende fokus på jordskjelvdimensjonering av konstruksjoner siden dette oftere er blitt den dimensjonerende lastsituasjonen.

OPPGAVE

EC8 beskriver i pkt 5.1.2 en rekke definisjoner av styrkeelementer i et horisontalt avstivningssystem for bygninger, for eksempel duktil vegg, koblet vegg, veggssystem og veggekivalent dobbeltsystem. I pkt 5.2.2.2 gis disse forskjellige verdier for konstruksjonsfaktoren, q , som også er avhengig av overstyrke-forholdet (også kalt 'alfa'-forholdet). Dette er definert som forholdet mellom belastningen ved fullstendig flytemekanisme av konstruksjonen og belastningen ved første flytning. Vanlig konstruksjonspraksis i Norge er at skiver i det horisontale avstivningssystemet ofte kan ha store utsparinger i hver etasje i form av åpninger som for eksempel trapp og heiser. Hovedformålet med denne oppgaven er å beregne 'alfa'-forholdet for typiske skiver med store utsparinger og dannelse av flyteledd nær disse, samt å sammenligne resultatene med de verdiene som anbefales i EC8. Dette gjøres ved push-over analyser, som beskrevet i EC8, pkt 4.3.3.4.2 og Tillegg B.

Oppgaven kan bygges opp på følgende måte:

- **BESKRIVE HOVEDTREKKENE I EC8 MED HENSYN TIL BEREGNING AV LASTER OG ENERGIABSORBSJON**
 - Generelle krav til energiabsorbsjon
 - Krav til betongkonstruksjoner i DCM

- **IDENTIFISERING AV SKIVER MED JORDSKJELVLASTER**
 - Identifisere aktuelle skiver
 - Definere geometri, åpninger og materialparametere
 - Beregne jordskjelvbelastninger på skiven(e) i frekvens og tidsplan.

- **PUSH-OVER ANALYSE AV SKIVER**
 - Påfør sideveislaster monotont økende til brudd
 - Etabler kraft-forskyvningsforholdet for skiven
 - Bestem idealisert flytekraft og forskyvning ved første flyt og ved full flytemekanisme

- **OPPSUMMERING AV RESULTATER OG SAMMENLIGNING MED KRAV GITT I EC8.**

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

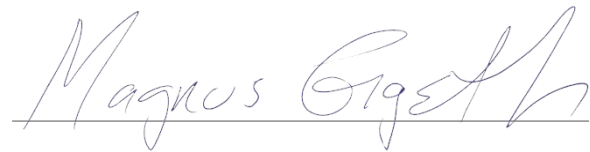
Jan Arve Øverli
Faglærer

FORORD

Denne oppgaven ble utarbeidet som en avslutning på mitt masterstudium i Bygg- og Miljøteknikk ved NTNU i Trondheim. Dette har vært en lærerik prosess som har lært meg mye om utfordringene knyttet til ikke-lineær analyse av betong.

Jeg vil gjerne takke Øystein Løset for å ha veiledet meg gjennom oppgaven. I tillegg vil jeg rette en stor takk til min veileder ved NTNU, Jan Arve Øverli, som har vært til god hjelp når det har dukket opp problemer med elementanalysen.

Trondheim, 1. juni 2012

A handwritten signature in black ink, reading "Magnus Engseth". The signature is written in a cursive style and is positioned above a horizontal line.

Magnus Engseth

ABSTRACT

As of April 2010 Eurocode 8 is the current standard for seismic design in Norway. The standard divides structures into classes for low, medium and high ductility, where only the classes for low and medium ductility are applicable in Norway.

Ductility Class Medium (DCM) allows reduction of forces because of energy dissipation due to plastic deformation. This is achieved by dividing the load by the behavior factor q . This factor depends upon how ductile the structure behaves. More ductile structures can use a higher behavior factor. In DCM the behavior factor varies between 1.5 and 4.5 for concrete structures.

Employing a behavior factor above 3.0 requires the structure to be designed such that the plastic deformation is spread evenly throughout the structure. Frame systems, coupled walls and combinations of these are therefore given the highest behavior factors. These systems can have their basic behavior factor of 3.0 increased by an overstrength factor. This factor is found by dividing applied load at structural instability with that at first yield.

In Norway it is customary to transfer horizontal forces through elevator and stairway shafts to the foundation. The aim of this study is to investigate if elevator and stairway shafts with large cut-outs dissipate energy by plastic deformations similar to that of the systems mentioned above, and thus justifying an increased q factor.

This is examined by a push-over analysis, and the results show that the overstrength factor increases with the size of the cut-outs. By cutting out more than 30% of the area of the walls, an overstrength of 1.2-1.4 can be expected. This corresponds to a behavior factor of 3.6-4.2. Unexpectedly the overstrength draws near to 1.0 again when the cut-outs approaches 100% of the wall. Cut-outs of this magnitude are of small practical interest and do not affect the conclusion.

The main conclusion is that concrete walls with large cut-outs can be compared with frame systems or coupled wall systems.

SAMMENDRAG

Fra april 2010 er Eurokode 8 eneste gjeldende standard for jordskjelvdimensjonering i Norge. I standarden deles konstruksjoner inn i klassene lav, medium og høy duktilitet. I Norge er det kun anledning for å benytte klassene for lav og medium duktilitet.

I klassen for medium duktilitet (DCM) åpnes det for å redusere lastene på grunn av energiopptaket knyttet til plastisk deformasjon. For å få til dette divideres lastene med konstruksjonsfaktoren q . Denne faktoren er avhengig av hvor duktilt bygget er. Mer duktile bygg kan benytte høyere konstruksjonsfaktor. I duktilitetsklasse medium varierer denne mellom 1,5 og 4,5 for betongkonstruksjoner.

For å benytte seg av en konstruksjonsfaktor over 3,0 må bygget designes slik at de plastiske deformasjonene fordeles jevnt. Dermed gir rammesystemer, koplede veggssystemer eller kombinasjoner av disse høyest konstruksjonsfaktor. For disse kan grunnfaktoren på 3,0 økes med en overstyrkefaktor. Denne faktoren finnes ved å dividere last hvor konstruksjonsmessig ustabilitet inntreffer med last ved første flyt i konstruksjonen.

I Norge er det vanlig å benytte seg av heis- og trappesjakter for å føre horisontale krefter til fundament. Oppgaven undersøker om heis- og trappesjakter med store utsparinger får en slik fordeling av plastiske deformasjoner at de oppnår en overstyrke som tilsvarer den som tillates for ovennevnte bæresystemer, og dermed rettferdiggjør bruk av en høyere q -faktor.

Dette blir undersøkt ved å utføre en monoton pålastning til brudd (en såkalt push-over analyse) og resultatene viser at overstyrken øker med størrelsen på utsparingene. Med en prosentvis utsparing på 30% eller høyere per etasje kan man forvente en overstyrke på 1,2-1,4 som tilsvarer en konstruksjonsfaktor på 3,6-4,2. Noe uventet ble det oppdaget at når utsparingene nærmer seg 100% synker overstyrken mot 1,0 igjen. Så store utsparinger er av liten praktisk interesse og påvirker likevel ikke konklusjonen.

Konklusjonen blir dermed at betongvegger med store utsparinger kan tilnærmes rammesystemer eller koplede veggssystemer.

INNHOLDSFORTEGNELSE

Forord	i
Abstract	ii
Sammendrag	iii
1 Innledning	1
1.1 Nomenklatur	1
1.2 Oppbygging av oppgaven.....	2
1.3 Jordskjelv i Norge	2
1.4 Antakelser	4
1.4.1 Regulært bygg (EC8 4.2.3)	4
1.4.2 Stivt fundament.....	5
1.4.3 Jevn fordeling av masse	5
1.4.4 Praktiske konsekvenser av forenklinger.....	6
2 Relevante hovedtrekk fra EC8	7
2.1 Duktilitet	7
2.2 Kapasitetsbasert design	8
2.3 Konstruksjonsfaktor	8
2.4 Duktilitetsklasser og overstyrke-forhold.....	12
2.5 Generelle krav og seismiske påvirkninger	13
2.6 Duktil dimensjonering av betong ifølge EC8.....	14
2.6.1 Duktil dimensjonering av bjelker	15
2.6.2 Duktil dimensjonering av vegger.....	16
2.6.3 Duktil dimensjonering av søyler.....	17
2.7 Gjennomføring av ikke-lineære beregninger.....	18
2.7.1 Ikke-lineær statisk analyse	18
2.7.2 Ikke-lineær dynamisk analyse	20

2.8	Materialmodeller	20
2.8.1	Stål	20
2.8.2	Betong	21
2.8.3	Omsluttet betong	22
2.8.4	Alternative modeller for omsluttet betong.....	23
3	Identifisering av aktuelle geometrier	24
4	Push-over analyse av skiver	26
4.1	Parameterstudie	26
4.1.1	Test av materialmodell.....	27
4.1.2	Effekt av omsluttet betong	28
4.1.3	Effekt av økt tverrsnitt og økt armeringsmengde	28
4.1.4	Modellering av overdekning i randelementer	29
4.2	Beregning av overstyrkefaktor for utvalgte geometrier.....	31
4.3	Beregningsmodell og løsningsalgoritme.....	36
4.3.1	Valg av Mesh og elementer.....	36
4.3.2	Valg av løsningsalgoritme.....	37
5	Konklusjon.....	39
	Liste over figurer og tabeller	41
	Litteraturliste.....	45
Tillegg A	Dimensjoneringseksempel for veggskive med utsparinger	47
Tillegg B	Kapasitetskurver for aktuelle geometrier.....	51
Tillegg C	Matlab-script for utregning av responspektrum	64

1 INNLEDNING

Norge er et land med lite seismisk aktivitet, men likevel kan jordskjelvlaster være dimensjonerende ved oppføring av bygg i Norge. Eurokode 8 (Standard Norge, 2004) er fastsatt som Norsk Standard NS-EN 1998-1:2004. Fra april 2010 er Eurokode 8 (kalt EC8 videre i oppgaven) den eneste gjeldende jordskjelvstandarden i Norge (Løset, et al., 2010). Sammenlignet med den tidligere standarden, NS 3491-12, gir EC8 mer utvidede og presise krav til hvordan de seismiske lastene skal bestemmes og til dimensjonering av konstruksjoner for seismiske laster. Innføringen av EC8 har gjort at det har blitt økende fokus på jordskjelvdimensjonering av konstruksjoner siden dette oftere er blitt den dimensjonerende lastsituasjonen.

Seismiske laster kan bli vesentlig større enn vind og skjevstillingslast, så det er anledning til å utnytte den plastiske kapasiteten til materialene i større grad enn for konvensjonelle laster for å oppnå kostnadseffektive løsninger. Dermed fordeles energien utover i konstruksjonen og energioptaket i forbindelse med plastisk deformasjon reduserer kreftene som konstruksjonen blir utsatt for.

For å unngå kompliserte ikke-lineære analyser reduseres lastene med konstruksjonsfaktoren, q . Denne gir forholdet mellom opptredende krefter ved elastisk respons og tilfredsstillende (plastisk) respons av konstruksjonen. Dermed kan man kjøre en elastisk analyse med de reduserte lastene. Konstruksjonsfaktoren er avhengig av overstyrkeforholdet («alfa»-forholdet) til konstruksjonen. Dette er definert som forholdet mellom belastning som gir fullstendig flytemekanisme og belastning ved flyt i første konstruksjonsdel.

Ved duktil dimensjonering av betongkonstruksjoner åpner standarden for at konstruksjonsfaktoren kan multipliseres med overstyrkeforholdet til rammesystemer, dobbeltsystemer eller koblede veggssystemer. Dermed kan den plastiske utnyttelsesgraden økes ytterligere og konstruksjonen kan bære lastene mer effektivt. I Norge er det ikke vanlig å bruke avstivningssystemene nevnt ovenfor, så hovedformålet med denne oppgaven er å undersøke om avstivningssystemer med store utsparinger (trappe- og heissjakter) viser en respons som ligner disse. Dette vil bli gjort ved push-over analyse, som beskrevet i EC8

1.1 NOMENKLATUR

I denne oppgaven benyttes samme symboler, forkortelser og definisjoner som i EC8. Alle referanser til Eurokoden innledes med prefikset ECX, der X er nummeret på aktuell Eurokode. Referanser uten dette prefikset er interne referanser til kapitler, avsnitt, formler, figurer og tabeller i denne oppgaven.

Alle ligninger er gitt en intern referanse. Denne er satt til høyre for ligningen. På venstre side av uttrykket er det oppgitt referanser til eventuelt eksterne kilder.

1.2 OPPBYGGING AV OPPGAVEN

Denne masteroppgaven er inndelt i tre hovedkapitler i tillegg til innledning og konklusjon. Kapittel 2 tar for seg hovedtrekkene i EC8 med hensyn til beregning av laster og energiabsorpsjon. Her identifiseres forskjellige parametre for lastberegning, hva slags krav det er til energiabsorpsjon generelt og krav til betongkonstruksjoner i DCM (Ductility Class Medium) spesielt.

I Kapittel 3 identifiseres aktuelle skiver med tanke på geometri og materialparametre. Her identifiseres hvilke geometriske variabler som er interessante for oppgaven. Samtidig defineres noen grenseverdier for å isolere de effektene som er interessante for oppgaven.

Kapittel 4 tar for seg pushoveranalyse av skivene definert i Kapittel 3. Målet er å finne ut om trappe- og heissjakter kan tilnærmes rammesystemer, dobbeltsystemer eller koblede veggssystemer på mer generell basis. I tillegg skal det undersøkes hvordan disse kan utformes for å oppnå en tilstrekkelig overstyrke slik at man kan utnytte bestemmelsene i EC8 best mulig.

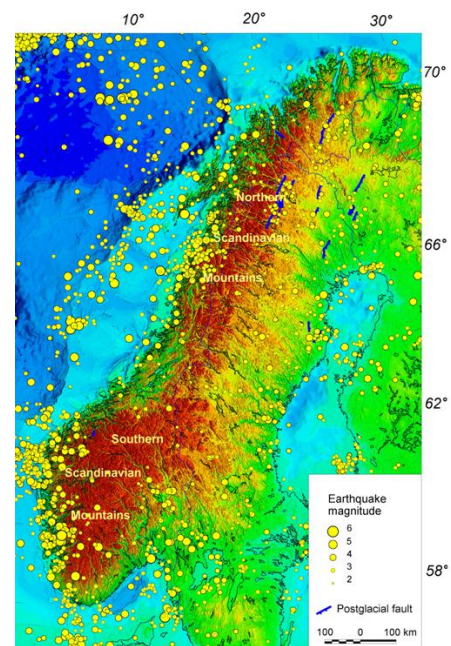
Avslutningsvis oppsummeres resultatene og sammenliknes med verdier og krav gitt i EC8.

1.3 JORDSKJELV I NORGE

Norge er, i forhold til mange steder i verden, et land med lav seismisitet. Derfor har det vært en del skepsis til innføringen av den ny jordskjelvstandarden i Norge som krever at alle bygg skal dimensjoneres for jordskjelv. Spesielt i områder med bløte grunnforhold vil ofte jordskjelvkravene bli dimensjonerende. Dette kan medføre store tilleggskostnader til fundamentering og avstiving av bygget (Hindklev, 2012).

Historisk sett opplever Norge, inkludert kontinentalsokkelen, et jordskjelv i størrelsesorden 5 på Richters skala hvert tiende år og ett i størrelsesorden 6 hvert 100 år. Hvis vi ser på Figur 1.1 er det tydelig at de mest aktive jordskjelvområdene ligger på Vestlandet og i Nordsjøen, men vi ser at Nordland og Østlandet også opplever ganske mange skjelv. Norge er faktisk det landet i nordvesteuropa med mest seismisk aktivitet (NORSAR, 2012).

I nyere tid er et jordskjelv syd for Oslo 23. oktober 1904 det mest oppsiktsvekkende. Det hadde en styrke på 5,4 og en del skade på bygninger ble registrert. Det ble ikke registrert noen personskade i forbindelse med skjelvet, men på grunn av økt befolkningstetthet og



Figur 1.1: Jordskjelv i Norge de siste 200 år (NORSAR, 2012)

avansert infrastruktur er det liten tvil om at et skjelv i dag ville få betydelig større konsekvenser.

Det største kjente jordskjelvet i historisk tid skjedde på Helgeland 31. august 1819. Skildringer av stående bølger, steinsprang, jordskred og at folk ikke klarte å holde seg på beina tyder på at dette hadde en styrke på like under 6.

Går vi lengere tilbake i tid kan vi se sporene etter enda større skjelv. Stuorragurraforkastningen på Finnmarksvidda (Figur 1.2) er dannet av et skjelv med en styrke på rundt 7 som skjedde for rundt 9000 år siden. Dette, og andre skjelv i området, kan knyttes opp mot utløsningen av store spenninger i jordskorpen etter siste istid. Det er derfor lite sannsynlig at et slikt skjelv vil inntreffe i dag.



Figur 1.2: Stuorragurraforkastningen på Finnmarksvidda. I området på bildet er forkastningsskrenten ca. 7-8 meter høy (NORSAR, 2012).

Det er ingen kontinentale plategrenser i Norge og derfor er seismisiteten i Norge intrakontinental.

Mesteparten av den seismiske aktiviteten i Norge foregår på kontinentalsokkelen i Nordsjøen. En annen faktor er at Skandinavia fortsatt stiger etter istiden. Dette fører til at en del spenninger i jordskorpen utløses. Dette førte til en del store skjelv for 8-9000 år siden, slik som Stuorragurraforkastningen er bevis på, men i dag er det av marginal betydning.

I Norge er det vanligst å bygge eneboliger i tre. Disse har vist seg å oppføre seg svært godt under jordskjelv på grunn av veldig høy demping i bygget (Restrepo, 2011). Denne dempingen kommer av friksjon mellom bygningsdeler, men også i stor grad av friksjon fra spikere og skruer som går inn og ut av hullene sine samt friksjon mellom trefibrene i materialet selv. Derfor vil sannsynligvis slike bygninger klare seg bra i et jordskjelv.

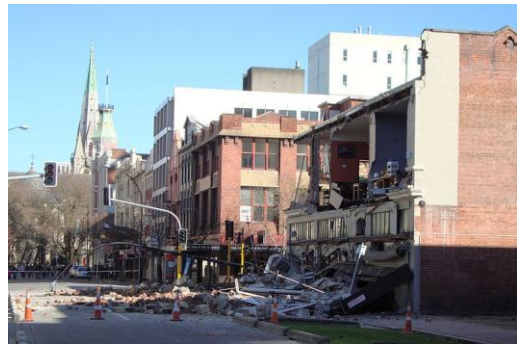
Selv om det er lite sannsynlig med store skjelv i Norge, kan mellomstore skjelv (størrelsesorden 6-7) skape store skader. Hvis bygninger ikke er konstruert godt nok, slik at de oppnår egenfrekvenser som sammenfaller med frekvenstopkene i skjelvet, kan store skader oppstå. Et godt eksempel på dette er skjelvet i Haiti i 2010 som skapte enorme skader og store tap av menneskeliv. Dette var et moderat skjelv med størrelse 7, men det gav resonanseffekter i den dårlige bygningsmassen i området med katastrofale følger (Eberhard, et al., 2010).

Mer nærliggende for norske forhold er kanskje jordskjelvet i Christchurch 22 februar 2011. Dette skjelvet hadde en størrelse på 6,3 og førte til 185 dødsfall og 1500-2000 skadde (New Zealand Police, 2012). Dette var et etterskjelv etter det større Canterburyskjelvet 4. september 2010. Selv om dette skjelvet hadde en størrelse på 7,1, førte det ikke til noen dødsfall. Grunnen til dette var at det skjedde klokken halv 5 om morgenen og de fleste var hjemme da skjelvet rammet. Likevel ble det store skader på bygningsmassen i området.

Kostnaden på jordskjelvet beløper seg til omtrent 3 milliarder NZ\$, eller 14 milliarder kroner (The New Zealand Herald, 2010).

Jordskjelvene i New Zealand skjedde på sør-øya i et område med historisk lite seismisk aktivitet. Siste store skjelv hadde skjedd for over 10 000 år siden. Det var derfor ingen formelle krav til jordskjelvsikring i området. Spesielt de uarmerte murkonstruksjonene fikk store skader. I etterkant erfarte man at de få bygningene som hadde blitt dimensjonert for jordskjelv hadde klart seg helt uten å ta skade. Det var altså ikke størrelsen på skjelvet som var problemet, men at bygningene ikke var dimensjonert riktig.

Erfaringen man kan trekke fra disse hendelsene er at det er viktig å ta hensyn til jordskjelv når man dimensjonerer bygninger. Selv om vi lever i et relativt rolig område seismisk sett vet man aldri når neste store skjelv kommer, eller hvor det kommer. Derfor er det viktig med fokus på dette området i Norge, fordi riktig prosjektering av bygninger kan spare liv. Hvis man har fokus på dette tidlig i prosjekteringen kan relativt enkle grep gjøre stor forskjell.



Figur 1.3: Skader etter Canterburykjelvet i september 2010 (Wikimedia Commons, 2010).



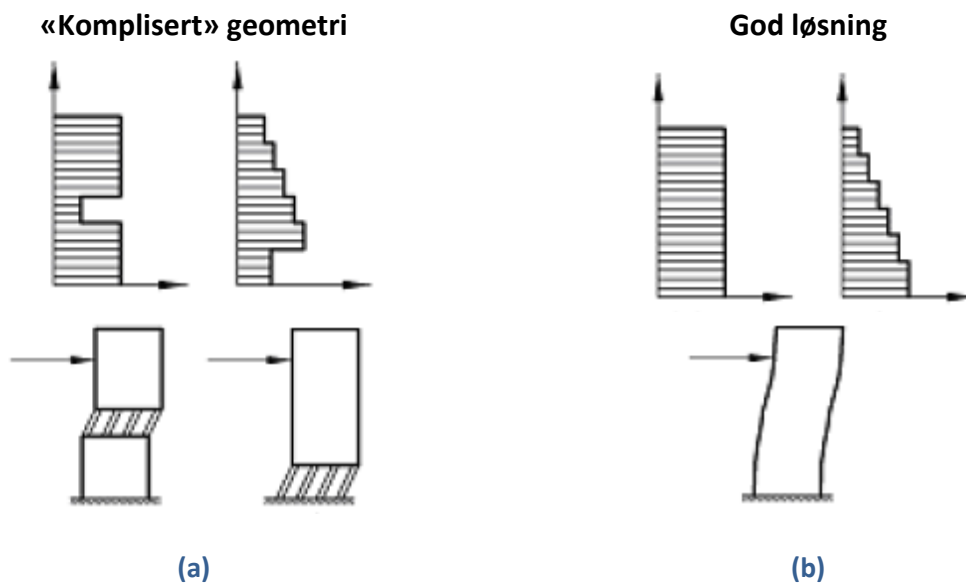
Figur 1.4: Bildet viser skader på Canterbury katedral etter jordskjelvet i februar 2011 (Wikimedia Commons, 2011).

1.4 ANTAKELSER

For å begrense antallet variabler i oppgaven er det gjort en del antakelser. På den måten er det enklere å belyse virkningen av de faktorene som er mest relevante for oppgaven. Disse antakelsene er gjennomgått i avsnitt 1.4.1 til 1.4.3.

1.4.1 REGULÆRT BYGG (EC8 4.2.3)

For at et bygg skal tilfredsstillere generelle krav til utforming i EC8 må det være både regulært i plan og oppriss. Først og fremst skal bygget ha symmetrisk fordeling av stivhet og masse. Tilbaketrukkede deler i planet, for eksempel inntrukne hjørner eller utsparinger ved kanten, bør unngås. I tillegg må gulvets stivhet og styrke i planet være tilstrekkelig til at deformasjoner har liten innvirkning på fordeling av kreftene blant de vertikale konstruksjonsdelene. Det stilles også krav til en maksimal slankhet av bygget. Masse og stivhetssenter bør sammenfalle rimelig bra slik at man unngår torsjonseffekter.



Figur 1.5: Betydning av regelmessighet i oppriss. Figur (a) viser en geometri med brå endring i stivhet mens figur (b) viser en god løsning med regelmessig geometri (Løset, et al., 2010).

I oppriss bør alle horisontale avstivningssystemer fortsette uten avbrudd fra fundament til toppen av bygget, eller til toppen av den aktuelle sonen av bygget om det for eksempel er tilbaketrunkne deler i bygget. Stivheten av disse avstivningssystemene skal ikke endres brått. Den skal være konstant eller avta gradvis mot toppen. For tilbaketrunkne deler er det noen tilleggskrav.

Kort oppsummert kan man si at hovedprinsippet knyttet til regularitet er at avstanden mellom massesenter og stivhetssenter er liten i hver etasje og at disse forflytter seg lite fra etasje til etasje.

Hvis et bygg er klassifisert som regulært i henhold til kravene i EC8 kan man se bort ifra lastvirkning som følge av kombinasjonen av de to horisontalkomponentene. Dermed kan man anta at den seismiske påvirkningen på de to hovedretningene virker separat (EC8 4.3.3.5.1(8)). Dette gjelder også ikke-lineær analyse (EC8 4.3.3.4.2.1(3)).

1.4.2 STIVT FUNDAMENT

Valg av fundamentsystem er ikke en del av denne oppgaven. Det antas derfor stivt fundament uten noen form for deformasjon, forskyvning eller rotasjon.

1.4.3 JEVN FORDELING AV MASSE

Ved oppbygging av sidelastene for ikke-lineær analyse antas det en jevn fordeling av masse og stivhet i vertikal retning. Det vil altså si at alle etasjer i bygget har samme masse samt at alle etasjer er like høye.

1.4.4 PRAKTISKE KONSEKVENSER AV FORENKLINGER

Forenklingene som er gjort vil få noen konsekvenser i et praktisk tilfelle. Å oppnå et regulært bygg med jevn fordeling av masse vil sette en del begrensninger på arkitekturen. I praksis ønsker arkitekt og byggherre gjerne noe annet enn regulære bygg. I tillegg ønsker man gjerne større takhøyde i første etasje der lobby/ankomstområde ligger. Det er også vanlig å konsentrere teknisk rom etc. i en etasje. Dette gir store konsentrerte egenlaste som ikke er forenelig med et ønske om jevnt fordelt masse i oppriss.

Når det gjelder fundamentering vil et stivt fundament kreve at man bygger på grunnfjell eller tilnærmet når man setter skråpeler til grunnfjell.

I virkeligheten vil man ikke få et 100% regulært bygg med jevn fordeling av masse og stivhet. Men med riktig fokus tidlig i prosjektering kan man redusere effekten av mangelen på regularitet ved å fordele avstivningssystemene riktig.

2 RELEVANTE HOVEDTREKK FRA EC8

Eurokode 8 er eneste gjeldende jordskjelvstandard i Norge. EC8 er, i likhet med de andre Eurokodene, utviklet av den europeiske standardiseringsorganisasjonen CEN (Comité Européen de Normalisation). Standarden gir muligheten til å fastsette nasjonale bestemmelser i enkelte punkter. Nasjonale bestemmelser har prefikset «NA» og er samlet i nasjonalt tillegg.

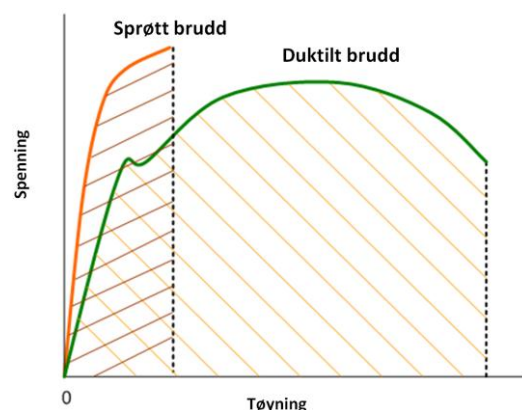
EC8 legger en rekke føringer ved jordskjelvdimensjonering og konstruktiv utførelse. Det er derfor viktig å identifisere hvilke bestemmelser som er relevante for oppgaven. Standarden stiller innledningsvis en del generelle ytelseskrav, og følger videre opp med bestemmelser for beregning av seismiske laster. Deretter kommer et kapittel med allmenne bestemmelser for dimensjonering mot jordskjelv før en rekke kapitler som tar for seg spesifikke krav til betong-, stål-, tre- og murkonstruksjoner.

2.1 DUKTILITET

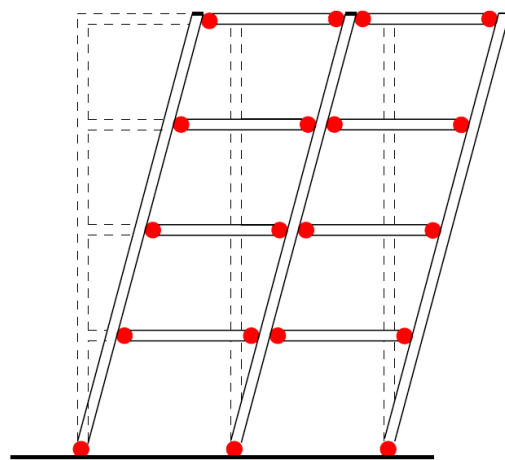
Før vi kan gå videre med mer generelle begreper må det sentrale begrepet duktilitet defineres. Energiopptaket som skal fører til reduserte krefter er avhengig av plastiske deformasjoner som igjen krever en duktil konstruksjonen.

Duktilitet kan sees på som evnen til å tåle deformasjoner uten tap av styrke. Figur 2.1 illustrerer forskjellen på et sprøtt og et duktilt materiale. Men i tillegg til duktilitet på materialnivå kan man også snakke om duktilitet på knutepunkts- og konstruksjonsnivå (Figur 2.2).

Denne oppgaven ser på overstyrken i betongvegger. For å oppnå denne overstyrken må konstruksjonen være i stand til å absorbere og fordele kreftene. Dette krever en duktil konstruksjon som igjen krever duktile knutepunkter og duktile materialer. Armeringsstål er i utgangspunktet duktilt mens betongen er sprø. Hvordan duktil oppførsel av betongen oppnås diskuteres i avsnitt 2.6.



Figur 2.1: Illustrasjon av sprøtt og duktilt brudd. Arealet under grafen indikerer hvor mye energi som absorberes

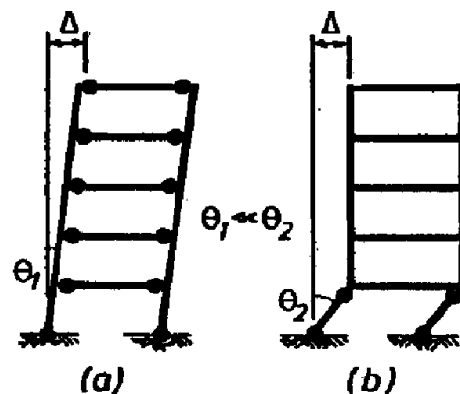


Figur 2.2: Figur som illustrerer hvordan duktilitet på knutepunktsnivå tilsammen skaper en duktil konstruksjon

2.2 KAPASITETSBASERT DESIGN

Jordskjelvdimensjonering er basert på kapasitetsbasert design. Ved kapasitetsbasert design må man først etablere en deformasjonsmekanisme. Når man definerer en slik mekanisme er det viktig at man unngår å basere strukturell utforming på at alle krefter skal opptas ett sted. Da kan man få lokal kollaps som igjen kan føre til kollaps av hele konstruksjonen. Ved seismisk belastning bør det etterstrebtes å fordele kreftene over flere lokale duktile områder (Figur 2.3).

Når en slik deformasjonsmekanisme er bestemt er det viktig å sørge for at det faktisk er den deformasjonsmekanismen som vil finne sted. Det er her kapasitetsbasert design kommer inn.



Figur 2.3: Illustrasjon av forskjellige deformasjonsmekanismer. Figur (a) viser en jevn fordeling av plastiske ledd, mens figur (b) viser en såkalt "soft story" hvor all deformasjonen skjer på ett sted (Paulay & Priestley, 1992).

Ved vanlig design dimensjonerer man hver enkelt komponent slik at det tåler den maksimale lasten den kan bli utsatt for. Når denne lasten nåes kollapse konstruksjonen. Ved kapasitetsbasert design derimot, dimensjonerer man enkelte konstruksjonsdeler for å være duktile. Det vil altså si at de kan ta store deformasjoner uten å gå til brudd. Disse duktile konstruksjonsdelene begrenser de maksimale kreftene som kan oppstå i konstruksjonen ved at de «flyter» når de oppnår sin maksimale spenning. Dermed kan de kun overføre flytelasten til resten av konstruksjonen. Resten av energien går over i deformasjon istedenfor økte spenninger (Figur 2.1).

Med de duktile områdene som absorberer og fordeler energi i systemet og begrenser kreftene holder det å dimensjonere resten av konstruksjonen med en viss overkapasitet. Uansett hvor stor belastning konstruksjonen vil bli utsatt for vil de duktile delene begrense disse slik at resten av konstruksjonen kun opplever krefter den er dimensjonert for å klare.

Nøkkelen til kapasitetsbasert design er dermed å sørge for at de duktile konstruksjonsdelene er i stand til å tåle de store deformasjonene de vil bli utsatt for. I tillegg må de duktile områdene tilsammen gi en kompatibel deformasjonsmekanisme. Det vil si at bæresystemet henger sammen som forutsatt. Dette er en intelligent måte å dimensjonere på da man reduserer kreftene istedenfor å øke styrken.

2.3 KONSTRUKSJONSFAKTOR

Hvor mye de seismiske lastene kan reduseres er gitt i standarden ved konstruksjonsfaktoren q og avhenger av konstruksjonens evne til å oppta energi. Denne faktoren tar hensyn til at deler av konstruksjonen deformeres plastisk, og dermed reduserer lastene resten av

konstruksjonen blir utsatt for. Hvor høy faktor man kan benytte avhenger av hvilke plastiske mekanismer som oppstår i konstruksjonen. Eurokode 8 gir en del tilnærmede verdier for forskjellige konstruksjoner, men faktoren kan også bestemmes ved ikke-lineær analyse.

EC8 gir jordskjelvbelastningen som et akselerasjonsspektrum eller designspektrum. Et designspektrum er en statistisk bearbeiding av flere responspektrum. Et responspektrum gir den maksimale responsen på et spesifikt jordskjelv for énfrihetsgradsystemer med varierende egenperiode T . Spektrumene er gitt i frekvensplanet.

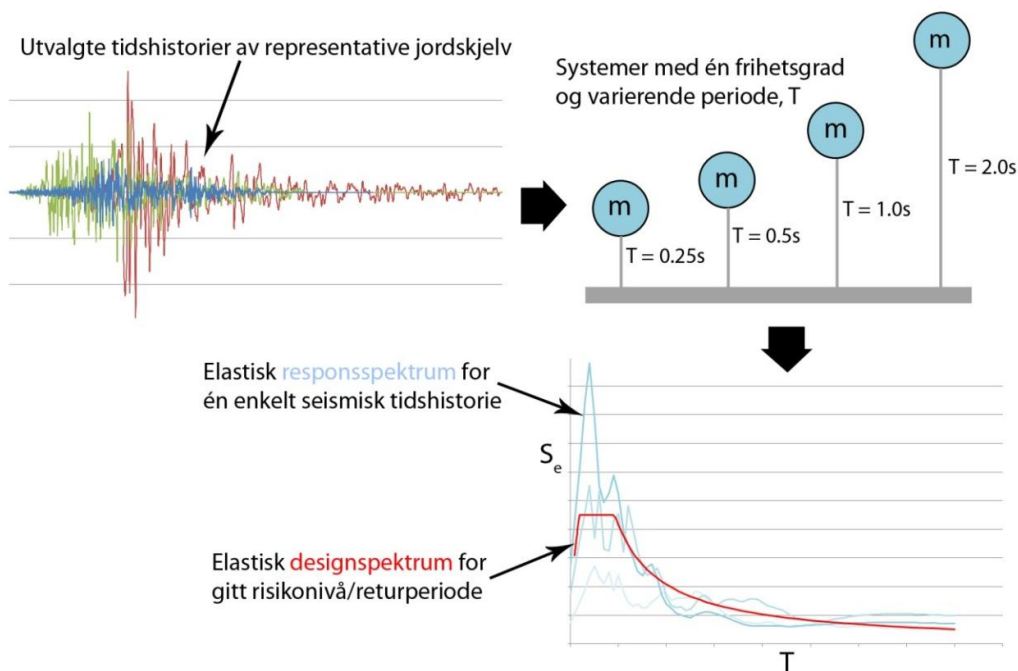
Figur 2.4 viser en prinsippskisse som illustrerer hvordan man kommer frem til et designspektrum. Først velger man ut en tidshistorie (a_g) fra et jordskjelv. Deretter beregnes responsen av et énfrihetsgradsystem med masse m , demping c og periode T ved hjelp av bevegelsesligningen (Lign. 2.1).

$$m\vec{a} + c\vec{v} + k\vec{d} = m\vec{a}_g \quad \text{Lign. 2.1}$$

Der:

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad \text{Lign. 2.2}$$

Maksimal respons (absoluttverdi) på den påsatte tidshistorien hentes ut og plottes. Dette gjentas for mange ulike perioder T til man har et kontinuerlig responspektrum. Deretter gjentas hele denne prosessen igjen for en rekke representative jordskjelv (lik geografisk plassering, like grunnforhold etc.) slik at man sitter igjen med mange responspektrum. Disse bearbeides så statistisk slik at man får et designspektrum med en viss sannsynlighet for overskridelse.



Figur 2.4: Prinsippskisse for beregning av elastisk responspektrum

Designspektrumet er basert på en elastisk materialmodell. Denne tillater at kreftene i konstruksjonen kan bli så høye de vil. I virkeligheten vil konstruksjonen gjennomgå plastisk deformasjon. Dette suger energi ut av systemet og begrenser kreftene. I tillegg vil plastifisering av konstruksjonen senke stivheten k og dermed øke perioden T (Lign. 2.2). For å unngå kompliserte ikke-lineære analyser innføres konstruksjonsfaktoren q . Man kan dividere spektrumet på denne faktoren for å redusere kreftene. Dermed kan man dimensjonere konstruksjonen elastisk for disse kreftene. Bygget vil bli skadet, men ikke mer enn at man unngår kollaps.

For å finne de dimensjonerende kreftene fra designspektrumet må man først beregne egenperiodene (via egenverdianalyse eller med forenklede metoder) til konstruksjonen. Dermed kan man hente ut dimensjonerende akselerasjon og last (Lign. 2.3) fra hver svingeform.

Det vil være for konservativt å anta at alle svingeformene når maks last på samme tidspunkt. Så lenge alle relevante svingeformer kan anses som uavhengige av hverandre (Lign. 2.4) kan de kombineres ved å ta kvadratroten av summen av kvadratet av kreftene (Lign. 2.5).

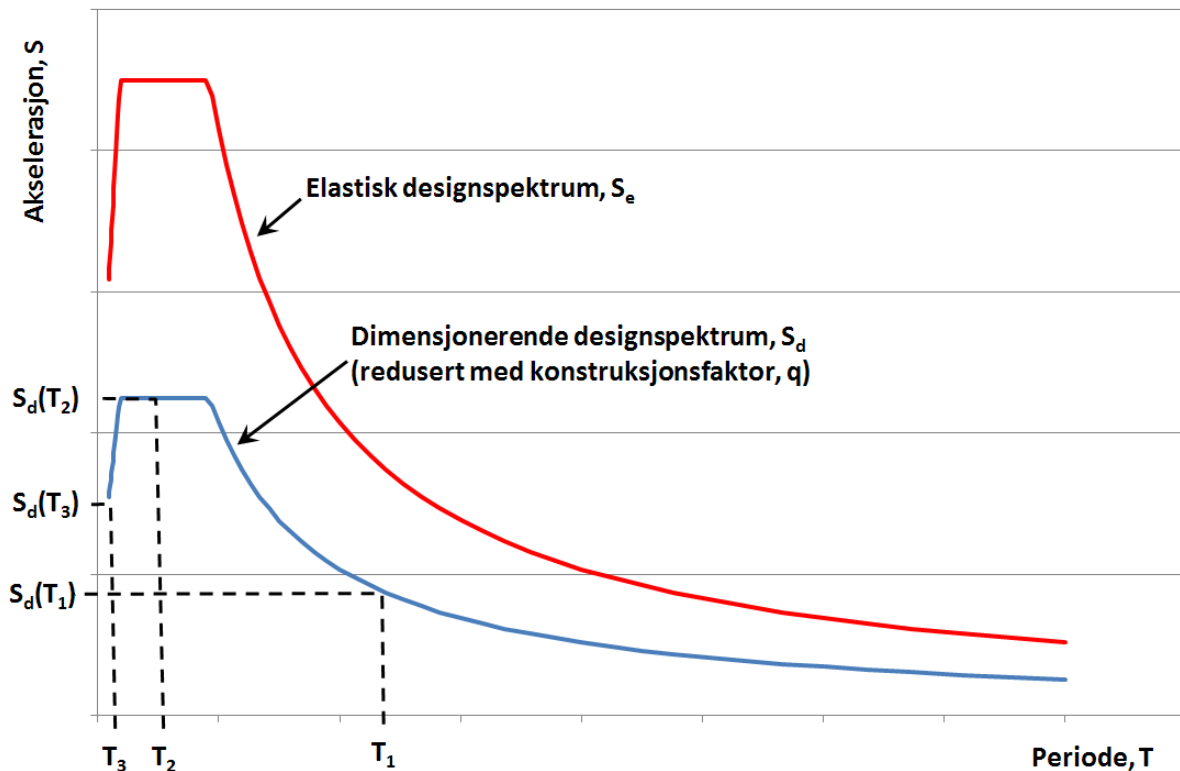
$$\text{EC8 4.3.3.3.1(3)} \quad F_{bk} = S_d(T_k) \cdot m_k \quad \text{Lign. 2.3}$$

$$\text{EC8 (4.15)} \quad T_j \leq 0,9 \cdot T_i \quad \text{Lign. 2.4}$$

$$\text{EC8 (4.16)} \quad E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2} \quad \text{Lign. 2.5}$$

Der:

- F_b er skjærkraft ved fundamentnivå eller ved toppen av stiv kjeller
- $S_d(T_k)$ er dimensjonerende akselerasjon for bygningens k -te egensvingeperiode
- m_k er den effektive modale massen (massen som bidrar) for svingeform k .
- $T_{j/i}$ er i -te eller j -te svingeform for konstruksjonen der $i \neq j$
- E_E er den aktuelle seismiske lastvirkningen (last, forskyvning osv.)
- E_{Ei} er verdien av lastvirkningen som følger av svingeform i .



Figur 2.5: Figuren viser hvordan det elastiske designspekteret, S_e , blir redusert med faktor q for å danne det dimensjonerende designspektrumet S_d . Deretter henter man ut dimensjonerende akselerasjoner for hver egenperiode.

Konstruksjonsfaktoren gir altså forholdet mellom de seismiske kreftene som konstruksjonen opplever ved fullstendig elastisk respons og kreftene som oppstår ved tilfredsstillende (plastisk) respons i konstruksjonen. Hvor stor verdi for q som kan benyttes avhenger av hva slags deformasjonsmekanisme man velger og hvor duktilt man designer konstruksjonen.

Bruk av konstruksjonsfaktoren for å redusere lastene til et nivå som muliggjør bruk av elastisk analyse er riktignok ikke alltid like egnet. Når bygget deformeres plastisk blir det mindre stift og dermed øker perioden. Dette er hovedgrunnen til at lastene reduseres. Lavere stivhet gir høyere egenperiode (Lign. 2.2) og som vi ser av Figur 2.5 vil en økning i periode gi en reduksjon av akselerasjon.

Foreløpig stemmer dette godt med hva konstruksjonsfaktoren gir, men som Figur 2.5 viser gir dette kun en reduksjon for deler av designspekteret. Tar vi utgangspunkt i periode 2 og 3 fra Figur 2.5 ser vi at dette ikke er tilfellet. For periode 2 vil akselerasjonen holde seg konstant, mens for periode 3 vil akselerasjonen øke ved en forlenging av egenperiodene. Altså reduserer man lastene i alle svingeformer når man heller skulle øket noen av dem. Dette kan resultere i andre bruddformer enn man har dimensjonert for.

I USA har man opplevd at det på høyhus (mer enn 15-20 etasjer) har dannet seg plastiske ledd steder det ikke er tiltenkt (høyere oppe) da maksimalt opptredende moment for de høyere svingeformene ikke nødvendigvis oppstår ved fundamentet (Restrepo, 2011). Lastene er altså blitt redusert i designfasen når de i virkeligheten skulle ha vært øket.

I Norge er ikke dette et like stort problem da det bygges forholdsvis lave bygninger (opptil 15 etasjer) her til lands. Dermed blir ikke de høyere svingemodene like fremtredende.

Et matlab-skript for beregning av responsspektrum fra et jordskjelvs tidshistorie er vedlagt i Tillegg C.

2.4 DUKTILITETSKLASSER OG OVERSTYRKE-FORHOLD

EC8 deler inn konstruksjoner i tre nivåer. Konstruksjoner dimensjonert for lav duktilitet (DCL), konstruksjoner dimensjonert for medium duktilitet (DCM) og til slutt konstruksjoner dimensjonert for høy duktilitet (DCH). Ifølge nasjonalt tillegg er det ikke tillatt å bruke DCH i Norge.

I DCL benytter man de samme beregningsregler som ved normal prosjektering og antar at de konservative forenklingene gjort der gir nok restkapasitet til å gi tilfredsstillende lav risiko. De vanlige kapasitetsstandardene gir energiopptak tilsvarende $q = 1,5$. Dermed utnytter man den plastiske kapasiteten lite. DCL stiller dermed ingen krav til utføring av konstruksjonsdelene slik at de tåler store deformasjoner.

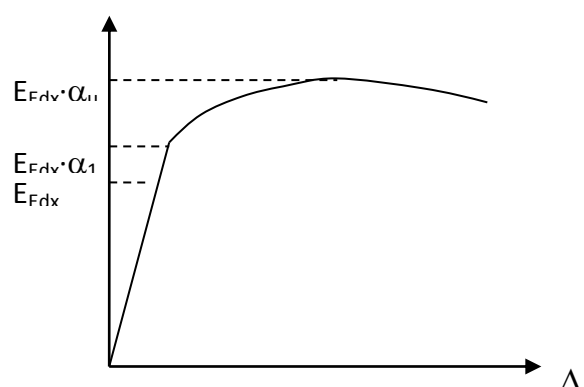
DCM tillater ytterligere reduksjon av kreftene, da det tillates å bruke en konstruksjonsfaktor mellom 1,5 og 4,5 (EC8 5.2.2.2(8) + EC8 Tabell 5.1). Å utnytte den plastiske kapasiteten i så stor grad fører derimot til at man må dimensjonere konstruksjonsdelene deretter.

Tabell 2.1: Tillatt konstruksjonsfaktor for de forskjellige duktilitetsklassene. DCH ikke tillatt i Norge

Lav duktilitet (DCL)	$q \leq 1,5$
Medium duktilitet (DCM)	$1,5 < q \leq 4,5$
Høy duktilitet (DCH)	$4,0 < q$

Grunnverdien for konstruksjonsfaktoren, q_0 , er gitt i Tabell 2.2. Den høyeste tilgjengelige grunnverdien for betongkonstruksjoner er på $q_0 = 3,0$. Men i tilfeller der man har rammesystemer, dobbeltsystemer eller komplette veggssystemer kan denne verdien økes med overstyrke-forholdet α_u/α_1 .

Overstyrken er gitt som forholdet mellom last ved endelig flytemekanisme og last ved første flyt (Figur 2.6). EC8 gir en rekke



Figur 2.6: Illustrasjon av overstyrke-forholdet α_u/α_1 (Løset, et al., 2010)

tilnærmede verdier for dette overstyrke-forholdet men det kan også bestemmes ved hjelp av ikke-lineær statisk analyse (EC8 4.3.3.4.2.1a og EC8 5.2.2.2(7)). Den største verdien som kan brukes er 1,5 (EC8 5.2.2.2(8)), selv om ikke-lineær analyse gir høyere verdier. Dermed begrenses konstruksjonsfaktoren oppad til 4,5 for DCM.

Tabell 2.2: Grunnverdi av konstruksjonsfaktor for systemer som er regulære i oppriss (EC8 Tabell 5.1)

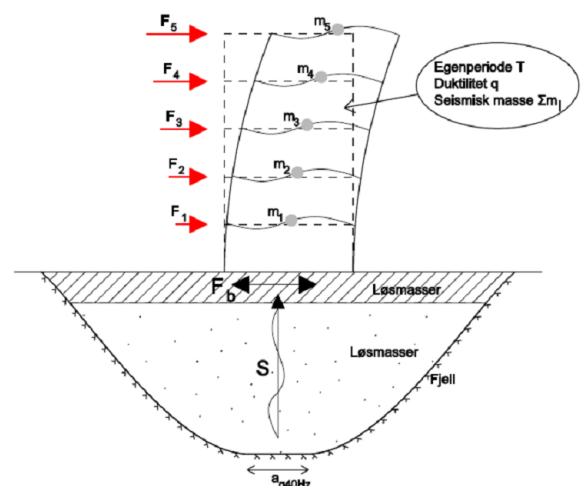
Type bæresystem	DCM [q_0]
Rammesystem, dobbeltsystem, koplet veggssystem	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$
Ikke-koplet veggssystem	3,0
Torsjonsmykt system	2,0
Omvendt pendelsystem	1,5

2.5 GENERELLE KRAV OG SEISMISKE PÅVIRKNINGER

I Norge er det krav til at en konstruksjon skal motstå sammenbrudd når det blir utsatt for seismisk påvirkning med 10% sannsynlighet for overskridelse i løpet av 50 år (Returperiode 475 år). Det stilles derimot ingen krav til skadebegrensning (EC8 NA.2.1(1)P). Grunnen til dette er at seismisk aktivitet ansees som såpass sjelden i Norge at man anser redding av liv og økonomiske verdier samt sikring mot miljøfarlige utslipp som tilstrekkelig. Noen konstruksjoner derimot, slik som sykehus, brannstasjoner og kraftstasjoner, anser man som ekstra viktige. Spesielt i en krisesituasjon som oppstår etter et jordskjelv. Disse angis da en høyere seismisk klasse (EC8 Tabell 4.3) som fører til en høyere seismisk faktor (EC8 Tabell NA.4(901)). Denne faktoren skal fastsettes slik at den tilsvarer en høyere eller lavere returperiode (EC8 2.1(3)P).

Som utgangspunkt for den seismiske belastningen brukes referansespissverdien av berggrunnens akselerasjon, a_{gR} . Denne akselerasjonsverdien er normalisert til 1g når frekvensen nærmer seg uendelig. I nasjonalt tillegg kan vi derimot finne a_{g40Hz} . Denne akselerasjonen er normalisert til 1g ved frekvensen 40 Hz. Den kan leses av figur NA.3(901) og figur NA.3(902) i EC8. a_{gR} settes lik $0,8 a_{g40Hz}$ (EC8 NA.3.2.1(1)P).

Når disse akselerasjonene forplanter seg gjennom løsmasser kan de endre frekvens og styrke. Dette uttrykkes ved fundamentfaktoren S. Denne faktoren sier noe om hvor mye akselerasjonene blir forsterket når de passerer gjennom jordmassene. Når akselerasjonene



Figur 2.7: Ideell fremstilling av EC8 sin behandling av jordskjelvdimensjonering (Løset, et al., 2010)

når konstruksjonen setter de den i svingninger. Disse svingningene gir opphav til kreftene som konstruksjonen skal dimensjoneres for.

I punkt 3.2.1(4) i EC8 er det gitt at:

Ved lav seismisitet kan reduserte eller forenklete seismiske dimensjoneringsprosedyrer for visse typer eller kategorier av konstruksjoner brukes.

Lav seismisitet er i nasjonalt tillegg definert som områder der:

$$\text{EC8 NA.3.2.1(4)} \qquad \gamma_l \cdot a_{gR} \cdot S \leq 0,1g \qquad \text{Lign. 2.6}$$

Der: γ_l er seismisk faktor som tilsvarende høyere eller lavere returperiode
 a_{gR} er referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon
 S er fundamentfaktoren (EC8 Tabell NA.3.3)

Denne grensen kan økes til 0,25g (fra 0,1g, se Lign. 2.6) for byggverk i betong eller stål. Videre anbefales det at dimensjonering for lav duktilitet (DCL) kun benyttes i tilfeller med lav seismisitet. I praksis vil det si at DCL kan brukes i de aller fleste tilfeller i Norge. Likevel ser vi at et bygg i seismisk klasse IV (f.eks. et sykehus) i dårlige grunnforhold på vestlandet (kysten av Sogn og Fjordane nord for Sognefjorden) kan overgå denne grensen. Altså kan man oppleve at dimensjonering etter DCM er et krav, også i Norge.

For å ta hensyn til at de forskjellige horisontale komponentene til den seismiske påvirkningen kan virke sammen er det gitt noen uttrykk for hvordan snittkreftene fra disse skal kombineres. For bygninger som tilfredsstiller krav til regularitet i planet derimot (se EC8 4.2.3.2) og der avstivningssystemene er uavhengige i de to horisontale hovedretningene, kan det forutsettes at de seismiske påvirkningene virker separat (EC8 4.3.3.5.1(8))

2.6 DUKTIL DIMENSJONERING AV BETONG IFØLGE EC8

Når bygninger skal dimensjoneres for jordskjelv bør man ha fokus på tre viktige hovedprinsipper. Regelmessighet, symmetri og redundans. Regelmessighet innebærer en jevn fordeling av bæresystemene for å sikre kort og direkte overføring av seismiske krefter. Hvis bæresystemene fordeles symmetrisk hindrer man uønskede torsjonsvirkninger eller at energien fra jordskjelvet går inn i høyere svingeformer. Passer man på disse tingene muliggjør man god omfordeling av krefter og en jevn energiabsorpsjon over hele konstruksjonen. Dette gir god redundans.

For å oppnå en duktil konstruksjon må man identifisere i hvilke områder plastiske ledd vil dannes og dimensjonere disse så de har store plastiske rotasjonskapasiteter. Rotasjonen av tverrsnittet gis i form av krumning, som er vinkelen mellom et udeformert og deformert tverrsnitt (Illustrert ved φ i Figur 2.9). Kravene til krumningsduktilitet er gjengitt i Lign. 2.7 og

Lign. 2.8 nedenfor. Krumningsduktiliteten, μ_ϕ , er definert som krumning ved brudd dividert på krumning ved første flyt.

$$\text{EC8 (5.4)} \quad \mu_\phi = 2q_0 - 1, \text{ hvis } T_1 \geq T_C \quad \text{Lign. 2.7}$$

$$\text{EC8 (5.5)} \quad \mu_\phi = 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_C}{T_1}, \text{ hvis } T_1 < T_C \quad \text{Lign. 2.8}$$

Der: q_0 er grunnverdien av konstruksjonsfaktoren fra EC8, tabell 5.1
 T_1 er første egenperiode av konstruksjonen
 T_C er øvre grense av responsspekterets konstante akselerasjonsområde

For å sikre at de plastiske leddene dannes der de er tiltenkt skal tilstøtende konstruksjonselementer dimensjoneres med overstyrke. Derfor stilles det krav om at momentkapasiteten til søylene som møtes i knutepunktet skal overskride momentkapasiteten til bjelkene i samme knutepunkt med 30%.

$$\text{EC8 (4.29)} \quad \sum M_{Rc} \geq 1,3 \sum M_{Rb} \quad \text{Lign. 2.9}$$

2.6.1 DUKTIL DIMENSJONERING AV BJELKER

For å oppnå tilfredsstillende duktil oppførsel i bjelkene er det gitt en rekke armeringskrav som må tilfredsstilles. Trykksonen skal armeres med minimum halvparten av armeringen i strekksonen. I tillegg er det gitt egne maksimum- og minimumsverdier for armeringsforholdet i strekksonen. Disse er gjengitt nedenfor.

$$\text{EC8 (5.11)} \quad \rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{Lign. 2.10}$$

$$\text{EC8 (5.12)} \quad \rho_{min} = 0,5 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \quad \text{Lign. 2.11}$$

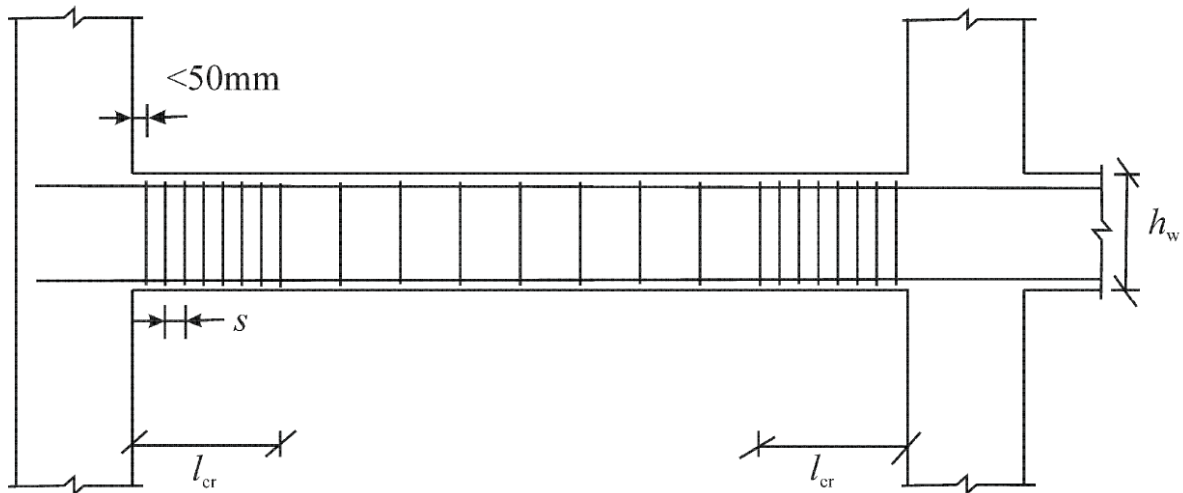
Der: ρ' er armering i trykksone
 μ_ϕ er minimum krumningsduktilitet
 $\epsilon_{sy,d}$ er dimensjonerende verdi for tøyning av armering ved flyt
 f_{cd} er dimensjonerende flytespenning for betong
 f_{yd} er dimensjonerende flytespenning for armering
 f_{ctm} er middelvei for strekkfasthet til betong
 f_{yk} er karakteristisk flytespenning for armering

Disse kravene gjelder langs hele lengden av en primær seismisk bjelke. I det kritiske området ved enden av bjelken, der de plastiske leddene vil oppstå, er det i tillegg krav om ekstra bøylearmering. Her skal ikke diameteren, d_{bw} , av bøyene være mindre enn 6 mm og avstanden, s , mellom bøyene skal ikke overskride:

$$\text{EC8 (5.13)} \quad s = \min \left(\frac{h_w}{4}, 24d_{bw}, 225, 8d_{bL} \right) \quad \text{Lign. 2.12}$$

Der: h_w er høyde på bjelketverrsnitt
 d_{bw} er diameter på bøylearmring
 d_{bL} er diameter på lengdearmring

Den første bøylen skal plasseres maksimum 50 mm fra bjelkens endetverrsnitt.



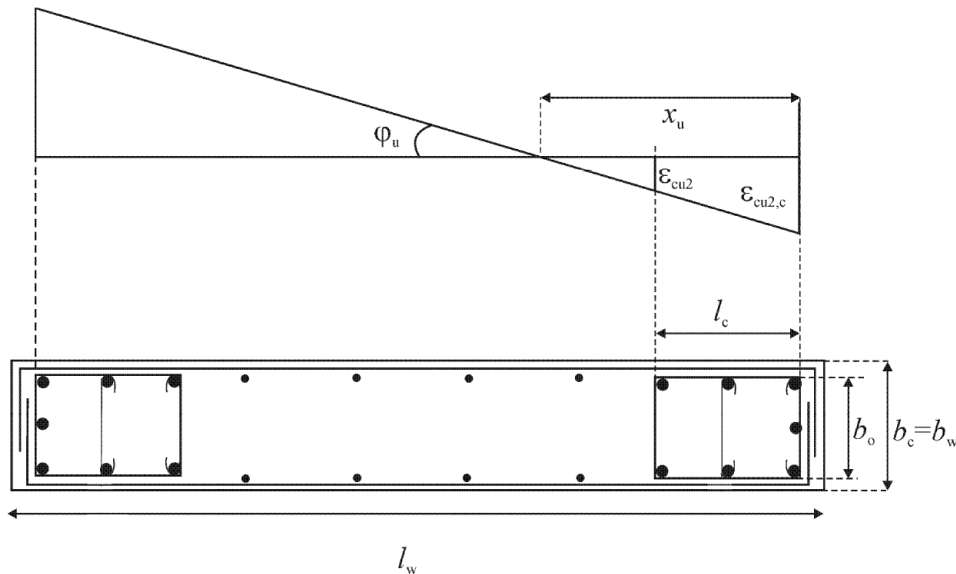
Figur 2.8: Tverrarmring i kritiske områder i bjelken (EC8 Figur 5.6)

2.6.2 DUKTIL DIMENSJONERING AV VEGGER

Plastiske ledd vil også oppstå i vegger. Disse oppstår gjerne i bunnen av veggen, der momentet er størst. I høyhus (mer enn 15-20 etasjer) i områder med stor seismisk aktivitet hender det at man dimensjonerer for plastiske ledd også høyere oppe i veggen pga. lokale momenttopper fra høyere svingemoder (Panagiotou & Restrepo, 2009). Dette er ikke like aktuelt i Norge. Høyden på det kritiske området tilsvarer omtrent en etasjehøyde.

I veggens kritiske område bør det sørges for en krumningsduktilitet lik den gitt i Lign. 2.7 og Lign. 2.8, men her skal q_0 erstattes med produktet av q_0 og forholdet M_{Ed}/M_{Rd} ved bunnen av veggen, der M_{Ed} er dimensjonerende moment og M_{Rd} er dimensjonerende kapasitet (EC8 5.4.3.4.2(2)).

For å sikre tilstrekkelig krumningsduktilitet i de kritiske områdene forsterkes tverrsnittet med såkalte randelementer (Figur 2.9). Et randelement er et område av veggen med økt bøylearmring. Denne ekstra bøylearmringen forhindrer tvurutvidelse av betongen og øker dermed styrken på betongen (EC2 avsnitt 3.1.9). I tillegg gjør denne omslutningen av betongen at den ikke mister all sin styrke ved knusning (Figur 2.10). Altså økes både fastheten og tøyningsgrensen til betongen.



Figur 2.9: Bøylearmert randelement. Grafen øverst viser tøyning ved maks krumning (EC8 Figur 5.8)

2.6.3 DUKTIL DIMENSJONERING AV SØYLER

Krav om omslutningsarmering kommer også inn for søyler hvis man forventer at betongtøyningen overskrider $\epsilon_{cu2} = 3,5\%$, altså i de tilfeller der man forventer knusing av betongkjernen (EC8 5.4.3.2.2(7)P). Søyler skal også kunne vise til en krumningsduktilitet lik den gitt av Lign. 2.7 og Lign. 2.8.

Begge disse kravene anses som oppfylt hvis:

$$\text{EC8 (5.15)} \quad \omega_{wd} \geq \frac{1}{\alpha} \left(30\mu_{\phi} \nu_d \cdot \epsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_o} - 0,035 \right) \quad \text{Lign. 2.13}$$

Der:

- ω_{wd} er det mekaniske volumetriske forholdet mellom bøylere i de kritiske områdene
- μ_{ϕ} er nødvendig verdi av faktoren for krumningsduktilitet
- ν_d er normalisert dimensjonerende aksialkraft
- $\epsilon_{sy,d}$ er dimensjonerende verdi av tøyningen av strekkarmeringen ved flytegrensen
- h_c er brutto tverrsnittshøyde
- h_o er høyden på forsterket kjerne
- b_c er brutto tverrsnittsbredde
- b_o er bredde på forsterket kjerne
- α er effektivitetsfaktoren for forsterkningen (se EC8 (5.16a/b/c) og (5.17a/b/c))

Det bør sørges for en minsteverdi på 0,08 for ω_{wd} og avstanden, s , mellom bøyler skal ikke overskride

$$s = \min \left(\frac{b_o}{2}, 175, 8d_{bl} \right) \quad \text{Lign. 2.14}$$



Figur 2.10: Bilde (a) viser en betongsøyle som ikke har tilstrekkelig bøylearming. Betongkjernen er fullstendig knust og søylen har nesten mistet all sin styrke. Bilde (b) viser en søyle som er tilstrekkelig omsluttet av bøylearming. Her hindrer bøyene betongen i å utvide seg. Dette gjør betongen sterkere og kjernen er fortsatt intakt etter skjelvet. Begge søylene er fra Olive View Hospital og bildene er tatt etter San Fernando jordskjelvet i 1971 (Faison, et al., 2004).

2.7 GJENNOMFØRING AV IKKE-LINEÆRE BEREGNINGER

Ikke-lineære beregninger kan være komplisert å gjennomføre og det er mange vurderinger som må gjøres underveis. Derfor har EC8 laget noen generelle retningslinjer for ikke-lineære beregninger.

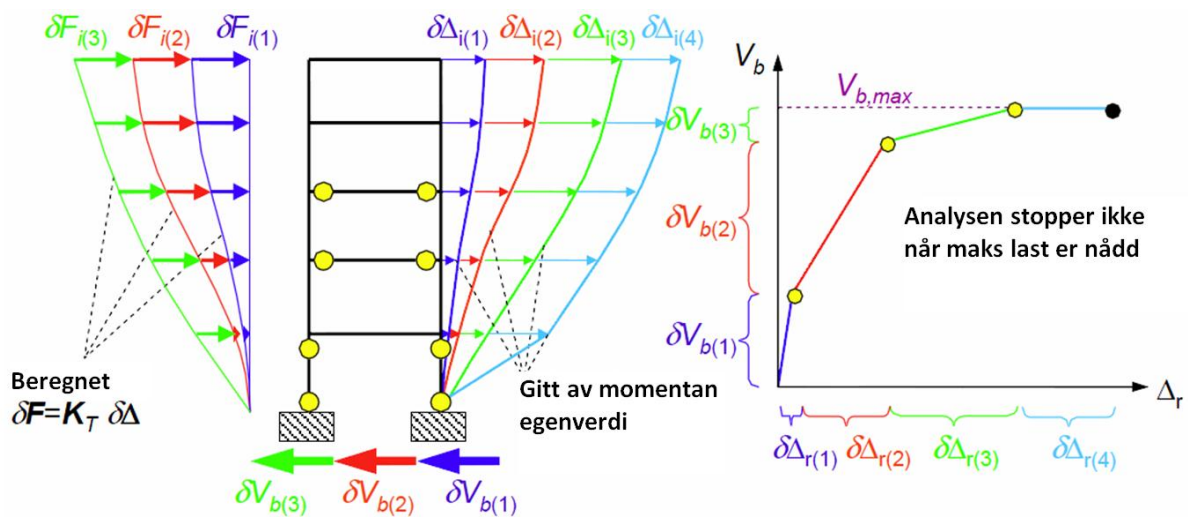
Vanligvis brukes dimensjonerende verdier (dvs. redusert med en sikkerhetsfaktor) av materialparametrene. For ikke-lineære analyser kan disse gi for lave opptredende krefter i konstruksjonen (materialene flyter for tidlig, se avsnitt 2.2). Derfor bør, med mindre annet er angitt, materialenes egenskaper baseres på middelverdiene (EC8 4.3.3.4.1(4)). Et fullt spenning- tøyingsforhold kan finnes ved uttrykk gitt i EC2, kapittel 3.1.5. Med mindre bedre data er tilgjengelige, kan spenning- tøyingsforholdet for omsluttet betong finnes fra avsnitt 3.1.9 i EC2. Stivheten etter at flyting er nådd kan forutsettes å være lik null (EC8 4.3.3.4.1(3)).

2.7.1 IKKE-LINEÆR STATISK ANALYSE

I avsnitt 4.3.3.4.2 åpner EC8 for at ikke-lineær statisk analyse kan benyttes til å beregne overstyrkeforholdet α_u/α_1 . I tillegg kan en slik analyse gjennomføres for å estimere

forventede plastiske mekanismer og fordelingen av skade. For bygninger som oppfyller kravene for regularitet i planet kan analysen utføres med to plane modeller. Ellers kreves en romlig modell.

Analysen skal i prinsippet gjennomføres ved påføring av forskyvning til brudd (en såkalt push-over analyse). Dette kan derimot være vanskelig når forskyvningen skal tilsvare en jevn fordeling av last, som er tilfellet ved jordskjelv. Forskyvningen må da inkrementeres proporsjonalt med første svingeform. Problemer dukker da opp når svingeformene endrer seg etter hvert som konstruksjonen deformeres plastisk. Dermed må det gjennomføres en egenverdianalyse mellom hvert lastinkrement, noe som beregningsmessig er svært tidkrevende. Fordelen derimot, med en slik analyse, er at man kan finne hele lastbanen. En konvensjonell lastbasert analyse vil stoppe når maks last er nådd (grunnet singularitet som oppstår ved null stivhet).



Figur 2.11: Prinsippet for en adaptiv forskyvningsbasert analyse. Hvert forskyvningsinkrement er basert på en momentan svingeform (Restrepo, 2011).

For å unngå disse gjentatte egenverdianalysene foreslår EC8 at konstruksjonen skal påføres to forskjellige laster. Det første lasttilfellet skal fordeles i et mønster som er proporsjonalt med fordelingen av masse. Last nummer 2 skal fordeles i et modalt mønster basert på en elastisk analyse. Sidelastene skal påføres i massepunkter i modellen og det skal tas hensyn til utilsiktet eksentrisitet (EC8 4.3.3.4.2.2).

For å finne hele lastbanen ved påført last må en såkalt buelengdemetode benyttes (Figur 4.15). Her itereres det på en kombinasjon av last og forskyvning. Dermed kan man passere punkter med ingen eller negativ stivhet.

Konstruksjonsdelenes egenskaper bør baseres på middelverdier av materialenes egenskaper (EC8 4.3.3.4.1(4)). Ved kapasitetsbasert design er det viktig at områder som skal forbli elastiske fortsetter å være det gjennom hele jordskjelvet. Ved bruk av for høy fasthet på

materialene får man større krefter. Dermed er det ikke lenger konservativt å redusere fastheten til materialene i analysen med en sikkerhetsfaktor slik man vanligvis gjør.

2.7.2 IKKE-LINEÆR DYNAMISK ANALYSE

For kompliserte bygg, eller for bygg i høy seismisk klasse, kan det være behov for å verifisere designet med ikke-lineære analyser i tidsplanet. Ved en slik analyse kan man oppnå et mer effektivt design da man har god kontroll på at krav til global og lokal duktilitet overholdes. Dessuten vil den seismiske lasten kunne reduseres ytterligere på grunn av plastisk energiopptak. En annen nyttig egenskap er at konstruksjonsfaktoren q kan påvises/verifiseres.

Ved en dynamisk jordskjelvanalyse skal konstruksjonen utsettes for en rekke representative akselerogrammer. Disse kan være registrerte eller kunstige akselerogrammer. Minimum 3 akselerogrammer må brukes, men helst skal 7 forskjellige benyttes. Gjennomsnittet av verdiene fra disse analysene bør brukes som dimensjonerende lastvirkning. Det forutsettes at dataene som brukes er representative for de seismogenetiske kjennetegnene ved kilden og grunnforholdene på stedet. Akselerogrammene må skaleres i forhold til det dimensjonerende responsspekteret.

I samråd med veileder er det blitt bestemt at dynamiske beregninger utelates i denne oppgaven da det ikke vil gi noe av verdi til oppgaven uten betydelig merarbeid.

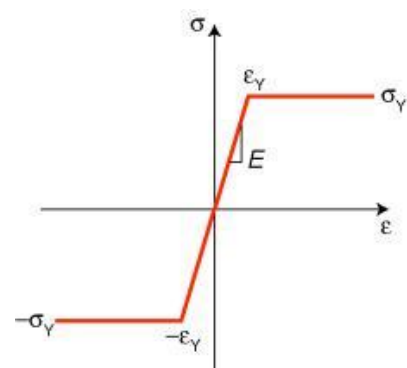
2.8 MATERIALMODELLER

2.8.1 STÅL

For armeringsstålet brukes en elastisk-perfekt plastisk materialformulering (Figur 2.12). Det betyr at armeringen oppfører seg elastisk helt til flytespenning oppnåes for deretter å flyte fritt uten noen videre herding av materialet. Det vil i praksis si at armeringen aldri går til brudd. Derfor er det viktig å sjekke armeringstøyningene i etterkant for å kontrollere at disse ikke overskrider bruddtøyning. Materialparametrene er hentet fra Eurokode 2 og er oppsummert i Tabell 2.3.

Tabell 2.3: Materialparametre for armeringsstål brukt i analyse

Materialparametre, kamstål B500C	
Stivhet, E	200 000 MPa
Flytespenning, f_y	500 MPa
Tverrkontraksjon	0.3
Bruddtøyning, ϵ_u	12 %



Figur 2.12: Spenning-tøynings diagram for elastisk-perfekt plastisk materiale.

2.8.2 BETONG

Betongen krever en mer forfinet modell da den har stor forskjell på flytespenning i trykk og strekk. I tillegg har betongen en mye sprøere bruddform. Som beskrevet i kapittel 2.6 endrer også betongen egenskaper når den blir forhindret å utvide seg ved bruk av bøylearmering (omslutningsarmering). Denne betongen vil bli mye mer duktil enn betong uten omslutningsarmering.

Eurokode 2 gir, i avsnitt 3.1.5, en funksjon for sammenhengen mellom spenning og tøyning for bruk i ikke-lineær konstruksjonsanalyse av betong. Denne funksjonen er gjengitt nedenfor.

$$\text{EC2 (3.14)} \quad \sigma_c = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \cdot f_{cm} \quad \text{Lign. 2.15}$$

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

ε_{c1} er tøyning ved største spenning (EC2 Tabell 3.1)

$$k = 1,05 E_{cm} \cdot |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$$

f_{cm} er middelverdi for trykkfasthet til betong (EC2 Tabell 3.1)

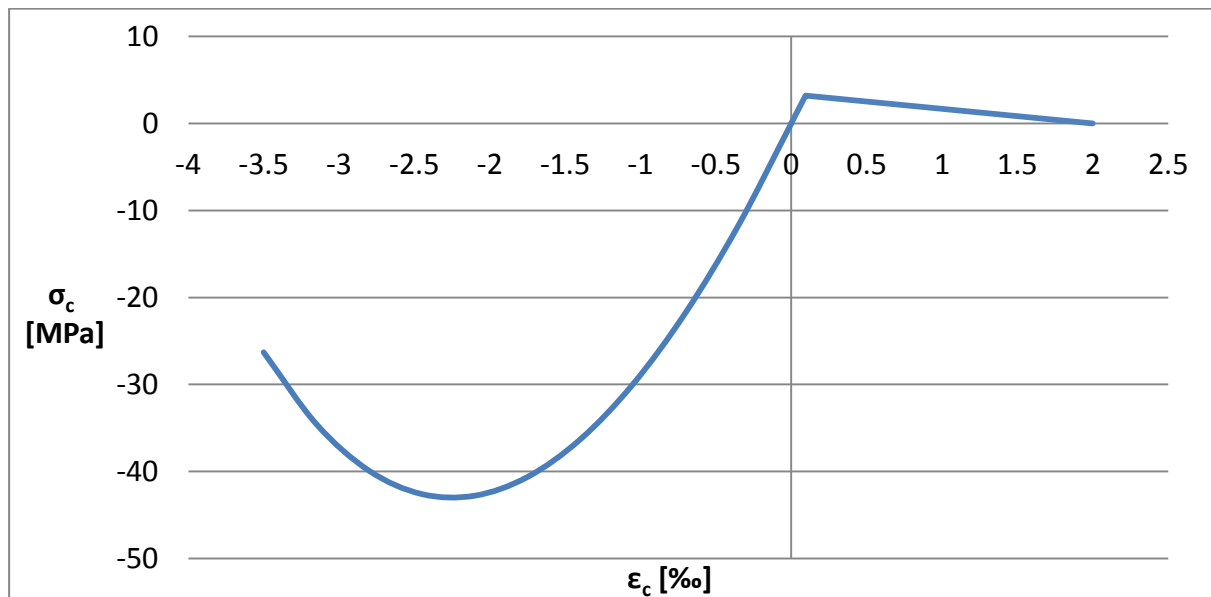
Uttrykket er kun gyldig for $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$, der ε_{cu1} er bruddtøyningen til betongen (EC2 Tabell 3.1). Materialparametrene for betong av typen B35 er hentet fra EC2 og presentert i Tabell 2.4.

Tabell 2.4: Materialparametre for B35 betong.

Materialparametre, betong B35	
Stivhet, E_{cm}	34 000 MPa
Trykkfasthet, f_{cm}	43 MPa
Strekkfasthet, f_{ctm}	3,2 MPa
Tverrkontraksjon	0.2
Bruddtøyning, ε_{cu1}	0.35 %
Tøyning ved maks spenning, ε_{c1}	0.225 %

Uttrykket over gjelder kun for betong under trykk. På strekksiden har betong betydelig sprøere egenskaper. Når betongen når maks strekkspenning (rundt 7-9% av maks trykkspenning) risser den opp. Grovt sett kan man si at betongen da mister all sin styrke. Likevel ser man at betongen har en viss seighet. Denne seigheten kommer fra friksjon i bruddflaten samt en gradvis omfordeling av spenningene fra betongen til armeringen. Derfor modelleres betongen med en lineær avherding etter strekkbrudd. Dette motvirker også numeriske problemer (konvergensproblemer) som kan oppstå ved brå endring av stivheten til materialene. Strekkspenningen er i denne oppgaven satt lik null ved omtrent 20 ganger bruddtøyningen. Det vil altså si at $\varepsilon(\sigma_t=0) = 2 \text{ ‰}$. Valget av denne verdien er basert på erfaring.

Dermed kan vi, ved hjelp av Lign. 2.15 og materialdataene i Tabell 2.4, sette opp et spenning-tøyningsdiagram for betong med fasthet B35 for bruk i den ikke-lineære analysen ved en-akset spenningstilstand (Figur 2.13).

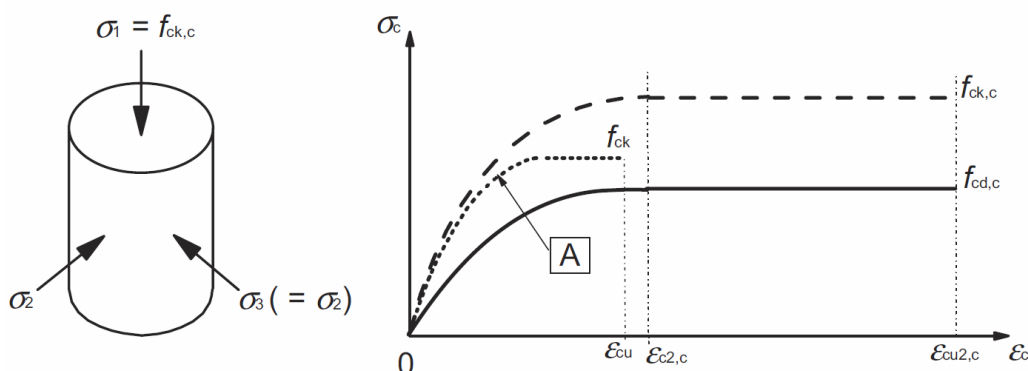


Figur 2.13: Spenning-tøyningsforhold for B35 betong (Negative verdier er trykk).

2.8.3 OMSLUTTET BETONG

Avsnitt 3.1.9 i Eurokode 2 gir en materialmodell for betong med begrenset tverrutvidelse ved hjelp av armeringsbøyer. Denne modellen er noe enkel, da den antar lik spenning i 2 av hovedretningene ($\sigma_2 = \sigma_3$). I fravær av bedre data godtar likevel EC2 bruk av denne modellen.

Vi ser fra Figur 2.14 at omslutningsarmering gir noe høyere fasthet til betongen, men at den mest markante forskjellen er bruddtøyningen. Omsluttet betong er dermed mye mer duktil enn betong hvor tverrutvidelse foregår fritt. Dette er en viktig egenskap ved kapasitetsbasert design. Lign. 2.16 til Lign. 2.19 gir materialegenskapene til omsluttet betong.



Figur 2.14: Spenning-tøyningsforhold for betong med forhindrede tverrutvidelse. Modellen antar at $\sigma_2 = \sigma_3$. Graf A gir forholdet for uhindrede tverrutvidelse.

$$\text{EC2 (3.24)} \quad f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,0 + 5,0 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ for } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck} \quad \text{Lign. 2.16}$$

$$\text{EC2 (3.25)} \quad f_{ck,c} = f_{ck} \left(1,125 + 2,5 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \right) \text{ for } \sigma_2 > 0,05 f_{ck} \quad \text{Lign. 2.17}$$

$$\text{EC2 (3.26)} \quad \varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} \left(\frac{f_{ck,c}}{f_{ck}} \right)^2 \quad \text{Lign. 2.18}$$

$$\text{EC2 (3.27)} \quad \varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \frac{\sigma_2}{f_{ck}} \quad \text{Lign. 2.19}$$

Siden Lign. 2.16 og Lign. 2.17 gir karakteristisk fasthet av betongen må formelen fra Tabell 3.1 i EC2 brukes for å finne middelvei av fastheten.

$$\text{EC2 Tabell 3.1} \quad f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (MPa)} \quad \text{Lign. 2.20}$$

Når disse verdiene er bestemt kan man sette dem inn i Lign. 2.15 og få spenning-tøyingsforholdet for omsluttet betong. Siden Lign. 2.15 kun er gyldig frem til ε_{cu1} antar vi konstant spenning derfra og til $\varepsilon_{cu2,c}$. Hvor høy verdi som kan brukes for σ_2 er avhengig av hvordan tverrsnittet er armert.

2.8.4 ALTERNATIVE MODELLER FOR OMSLUTTET BETONG

Den modellen som oppgis i EC2 er forholdsvis enkel. Den gjør blant annet en antakelse om lik spenning i 2 av hovedretningene. Dette er ikke realistisk for rektangulære tverrsnitt som er ganske vanlig i norsk byggepraksis.

Det finnes flere alternative modeller som tar med slike og andre effekter. En modell utformet av Mander, Priestley og Park (Mander, et al., 1988) har egne uttrykk for rektangulære og sirkulære tverrsnitt. Denne modellen tar også hensyn dynamiske effekter samt til degradering av betongens styrke og stivhet ved syklisk pålasting.

3 IDENTIFISERING AV AKTUELLE GEOMETRIER

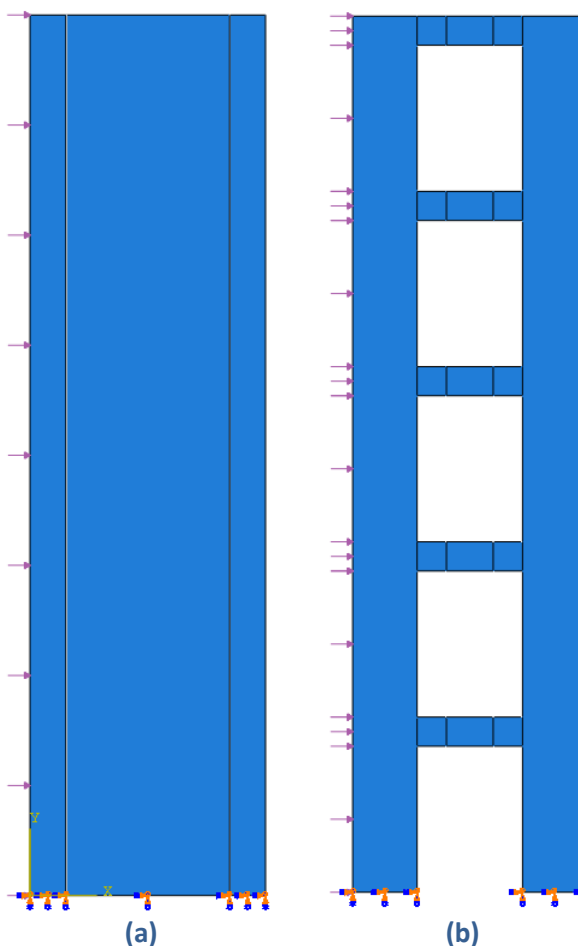
For å kunne trekke generelle slutninger ut fra beregningsresultater må en rekke geometrier undersøkes. Utsparingene bør variere både i høyde og bredde for å undersøke effekten av dette. Målet er å danne et godt nok grunnlag for å på generell basis kunne anslå om en vegg har overstyrke nok til å kunne tilnærmes et rammesystem, dobbeltsystem eller et koplet veggssystem. Overstyrken må likevel bekreftes gjennom en ikke-lineær statisk global analyse i henhold til EC8 5.2.2.2(7).

Som en referanse brukes en veggskive uten utsparinger. Etter Tabell 2.2 kan man benytte samme grunnverdi av konstruksjonsfaktor for et ikke-koplet veggssystem som for et rammesystem, dobbeltsystem eller koplet veggssystem med overstyrkefaktor α_u/α_1 lik 1. Dermed kan man, som en konservativ antakelse, redusere overstyrken til de utsparte veggene med overstyrkefaktoren som beregnes for referanseskiven.

Referanseveggen er hentet fra en tidligere masteroppgave (Hovind, 2011) og tverrsnittet er gjengitt i Figur 4.2. Alle veggskivene i oppgaven er 5 etasjer høye og etasjehøyden er satt konstant lik 3 meter. Da det knytter seg en del usikkerhet rundt materialmodellen for omsluttet betong (Avsn. 2.8.3) vil de samme materialdataene benyttes for samtlige geometrier. Variasjonen er i hovedsak knyttet til bruddtøyningen til betongen og vil ikke påvirke overstyrkeforholdet i nevneverdig grad. Denne antakelsen fjerner også en variabel slik at effekten av endret geometri blir isolert ytterligere. Da de vertikale konstruksjonsdelene er relativt korte er det ikke hensiktsmessig å lage randelementer (Figur 2.9) i de disse. Dermed antas alle de vertikale konstruksjonsdelene i sin helhet å være omsluttet.

Utsparingene vil være identiske i hver etasje og være sentrert i veggskivens snitt.

Konstruksjonsdelene i veggene vil dimensjoneres etter EC8. De vertikale komponentene vil dimensjoneres som vegger mens de horisontale komponentene vil dimensjoneres som



Figur 3.1: Illustrasjon av referansevegg (a) og utspart vegg (b). Veggene er fast innspenst ved fundament og jevnt fordelt last er påsatt i veggens høyde.

bjelker. For å redusere antallet variabler vil armeringsmengden i vertikale konstruksjonsdeler settes lik minimumsarmeringen på 1% i alle geometriene. Horisontale konstruksjonsdeler vil deretter bli dimensjonert slik at vertikale konstruksjonsdeler oppnår minimum 30% overkapasitet i henhold til Lign. 2.9.

Den minste utsparingen tar utgangspunkt i en dør som er 1 meter bred. Deretter økes utsparingen i bredden til 1,8 og 2,5 meter som er tenkt å tilsvare doble dører. Alle disse breddene er kombinert med høydene 2, 2,25 og 2,5 meter. I tillegg til disse 9 geometriene er det satt opp 3 geometrier med svært store utsparinger for å undersøke hva som skjer med overstyrken når veggen nærmer seg en betongramme.

Alle veggskivene hvor overstyrke vil bli beregnet er oppsummert i Tabell 3.1. Komplette mål, samt armeringsdata er gitt i Tabell 3.1. Et beregningseksempel for dimensjonering av betongskive med utsparinger er vist i Tillegg A. Valg av armering er basert på hva som passer best matematisk og ikke nødvendigvis den mest praktiske løsningen.

Tabell 3.1: Komplette mål og armeringsdata for valgte geometrier

Geometri nummer	Ytre mål		Størrelse på utsparing		Armering, vertikale komponenter		Armering, horisontale komponenter	
	Bredde	Tykkelse	Bredde	Høyde	Vertikalarmring	Horisontalarmring	Lengdearmring	Tverrarmring
1	4000	250	2500	2500	φ20s225	φ20s100	φ16s70	φ12s100
2			1800				φ25s70	
3			1000				φ30s70	
4			2500	2250			φ16s200	
5			1800				φ16s75	
6			1000				φ16s50	
7			2500	2000			φ12s200	
8			1800				φ16s150	
9			1000				φ16s75	
10			3800	2900	φ8s32	φ8s32	φ6s27	φ8s32
11			3500	2750		φ25s100	φ8s48	φ8s60
12			3000	2500		φ8s44	φ8s100	

4 PUSH-OVER ANALYSE AV SKIVER

Før man kan gå i gang med en ikke-lineær analyse må en beregningsmodell etableres. Dette innebærer å bestemme modellering av grensebetingelser, etablere materialmodeller for betong og armering samt valg av elementtyper.

En «push-over», eller en forskyvningsbasert analyse, innebærer at veggene blir monotont pålastet til brudd. Fra en slik analyse finner man lastbanen til betongveggene og kan hente ut kapasitetskurven som viser forskyvning, u , mot total skjærkraft i fundament, F_b (Figur 4.1). Ut ifra disse dataene kan man beregne overstyrkeforholdet α_u/α_1 (Figur 2.6).

Alle veggene vil bli utført i betong av kvaliteten B35 (trykkfasthet 35 MPa) og armert med kamstål av typen B500C (flytespenning 500 MPa).

Veggene blir påført 2 forskjellige lasttilfeller i henhold til EC8 4.3.3.4.2.2. Det ene lasttilfellet er proporsjonalt med massene uavhengig av høydenivå (antar lik masse i alle etasjer som gir en jevnt fordelt last). Det andre lasttilfellet skal fordeles etter et modalt mønster proporsjonalt med første svingeform.

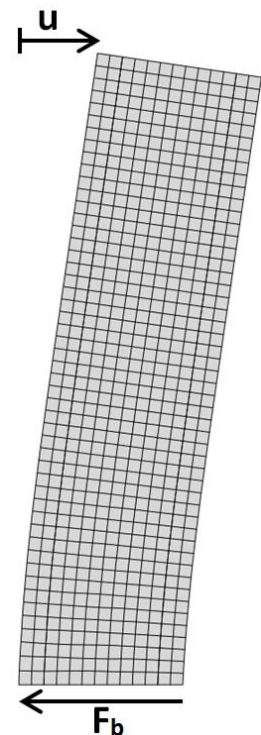
Analysen av betongveggene er utført i Abaqus/CAE versjon 6.11-1. Abaqus er et ikke-lineært elementprogram utviklet av Dassault Systèmes.

4.1 PARAMETERSTUDIE

Før vi begynner å se på mer komplisert geometri skal vi se på en helt enkel veggskive uten utsparinger. Dermed kan vi skaffe oss en idé om hva slags resultater vi kan forvente oss. Det er også et poeng med en enklest mulig modell for å utforske effekten av forskjellige valg ved modellering av veggen.

Veggen som er modellert innledningsvis er hentet fra en tidligere masteroppgave som undersøker duktilitet i betongtverrsnitt (Hovind, 2011). Veggen er 4 meter lang, 250 mm tykk og 15 meter høy. Randelementene er 650 mm lange og er armert med $2 \times 9\phi 25$, mens senterelementet er armert med $\phi 12s270$. Skjærarmeringen er $\phi 16s200$ i hele veggen (Figur 4.2).

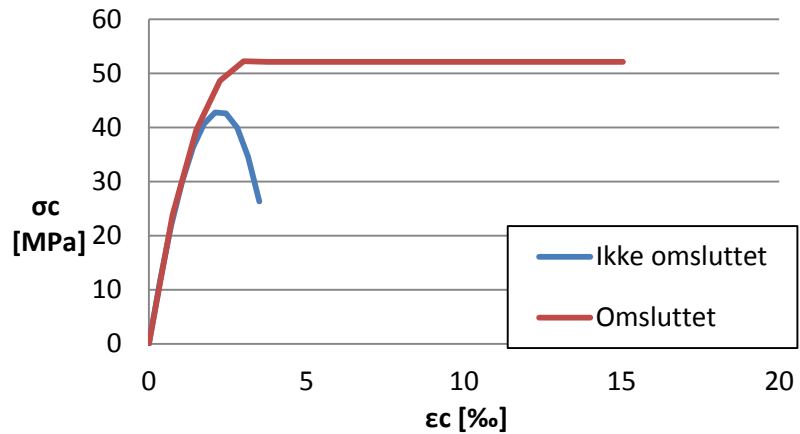
Tverrspenningen fra omslutningsarmeringen er satt til $\sigma_2 = 2,02$ MPa. Setter man dette inn i Lign. 2.16 til Lign. 2.19 får vi materialfaktorene for den omsluttede betongen. Videre kan vi sette disse faktorene inn i Lign. 2.15 og få spenning-tøyningsforholdet gitt i Figur 4.3.



Figur 4.1: Illustrasjon av parametrene u og F_b



Figur 4.2: Tverrsnitt av veggskive brukt i parameterstudie (Hovind, 2011).

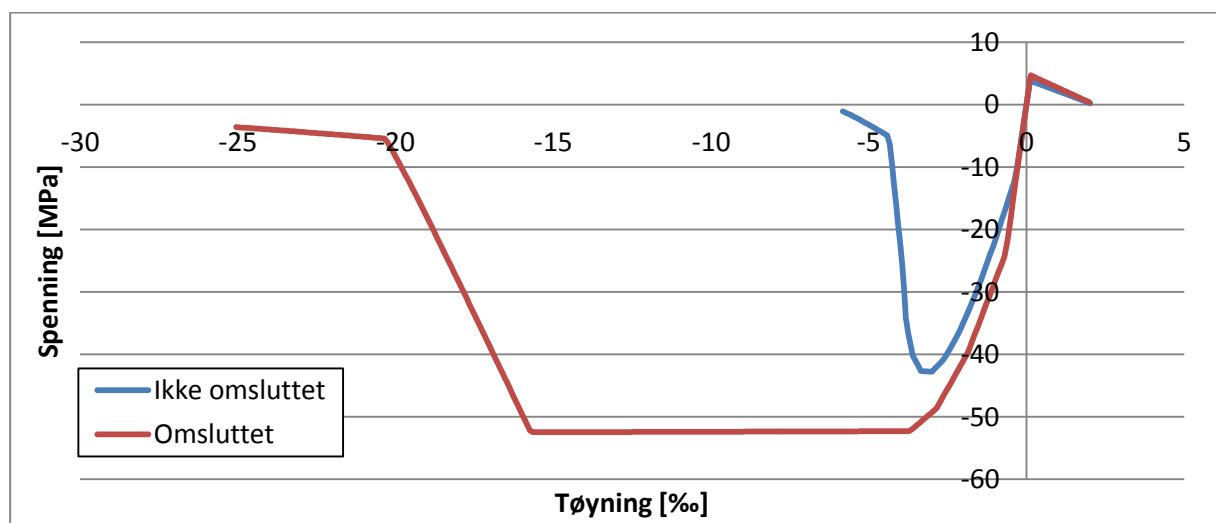


Figur 4.3: Spenning-tøyningsforhold for omsluttet betong brukt i parameterstudie plottet sammen med betong uten tverrfastholding.

4.1.1 TEST AV MATERIALMODELL

Før vi går videre i beregningene er det viktig å få bekreftet at materialmodellen som er lagt inn gir korrekt respons. For å sjekke det strekkes og trykkes et enkelt element og så plottes spenning mot tøyningsforhold. Resultatet av testen er gitt i Figur 4.4. Ifølge EC8 kan fastheten til betongen settes lik null etter den har gått til brudd. Under testing av materialmodellen gav denne brå endringen i stivhet konvergensproblemer. Dermed ble materialmodellene modifisert slik at stivheten reduseres litt mer gradvis mot null.

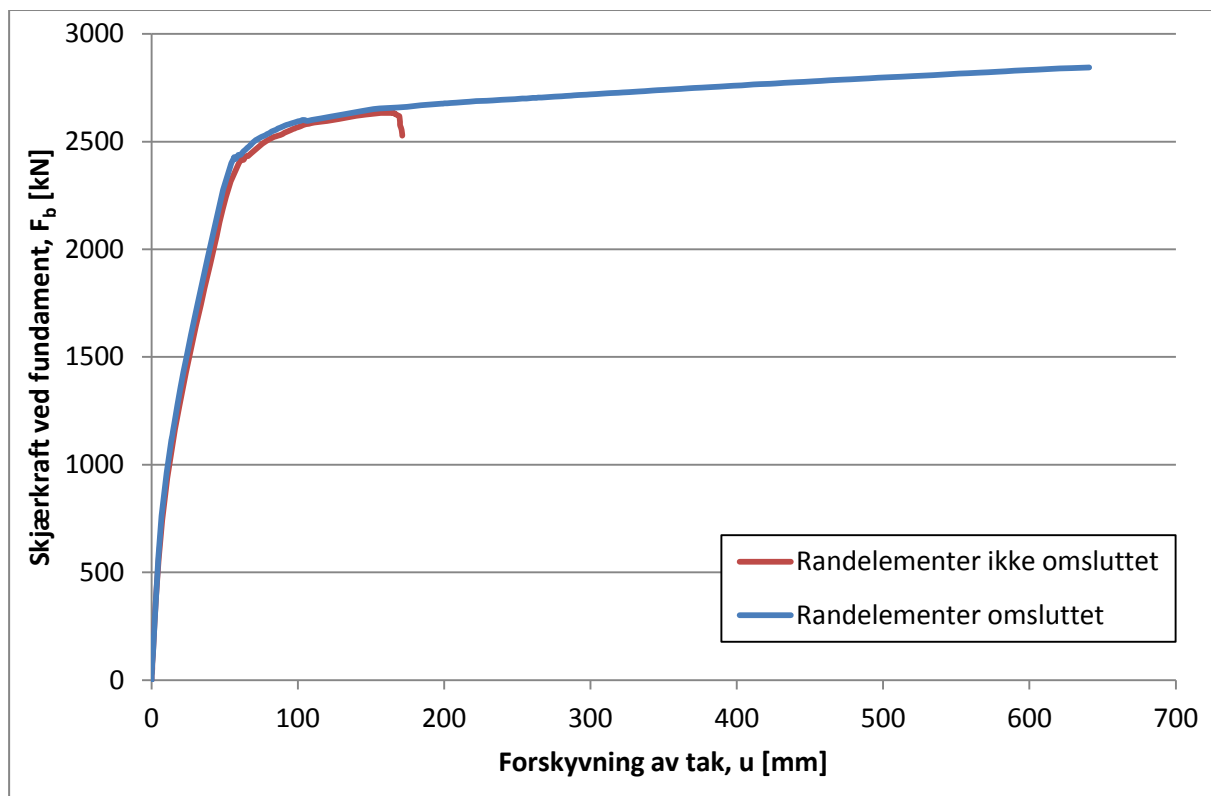
Resultatene fra beregningene i Abaqus er de samme som materialmodellen vi har lagt inn. Hvis man sammenligner Figur 4.3 og Figur 4.4 ser vi at de sammenfaller godt. Forskjellen ligger der betongen ideelt sett mister all sin styrke når den går til brudd mens i beregningsmodellen behøves en litt mer gradvis overgang til ingen styrke i betongen.



Figur 4.4: Resultat fra test av materialmodell i Abaqus. Negative verdier betyr trykk.

4.1.2 EFFEKT AV OMSLUTTET BETONG

Tverrfastholdingen av betongen er passiv. Det vil si at materialegenskapene til betongen vil ikke endres før den har begynt å utvide seg. For enkelhets skyld modelleres likevel veggen med en omsluttet betong i randelementene og vanlig betong i resten av veggen. Dette vil ikke være helt korrekt da det vil gi for høy fasthet i den omsluttete betongen mens den er lite pålastet. Vi ser fra Figur 4.5 at forskjellene er så liten at det ikke gir noen store utslag i det elastiske området. Den store forskjellen kommer først etter maks kapasitet er nådd fordi den omsluttete betongen er mer duktil. På det tidspunktet er betongen så høy belastet at modellen blir korrekt likevel. Dermed konkluderer vi med at denne tilnærmingen er god nok.



Figur 4.5: Kapasitetskurver for vegg der randelementene har omsluttet betong og der randelementene ikke har omsluttet betong.

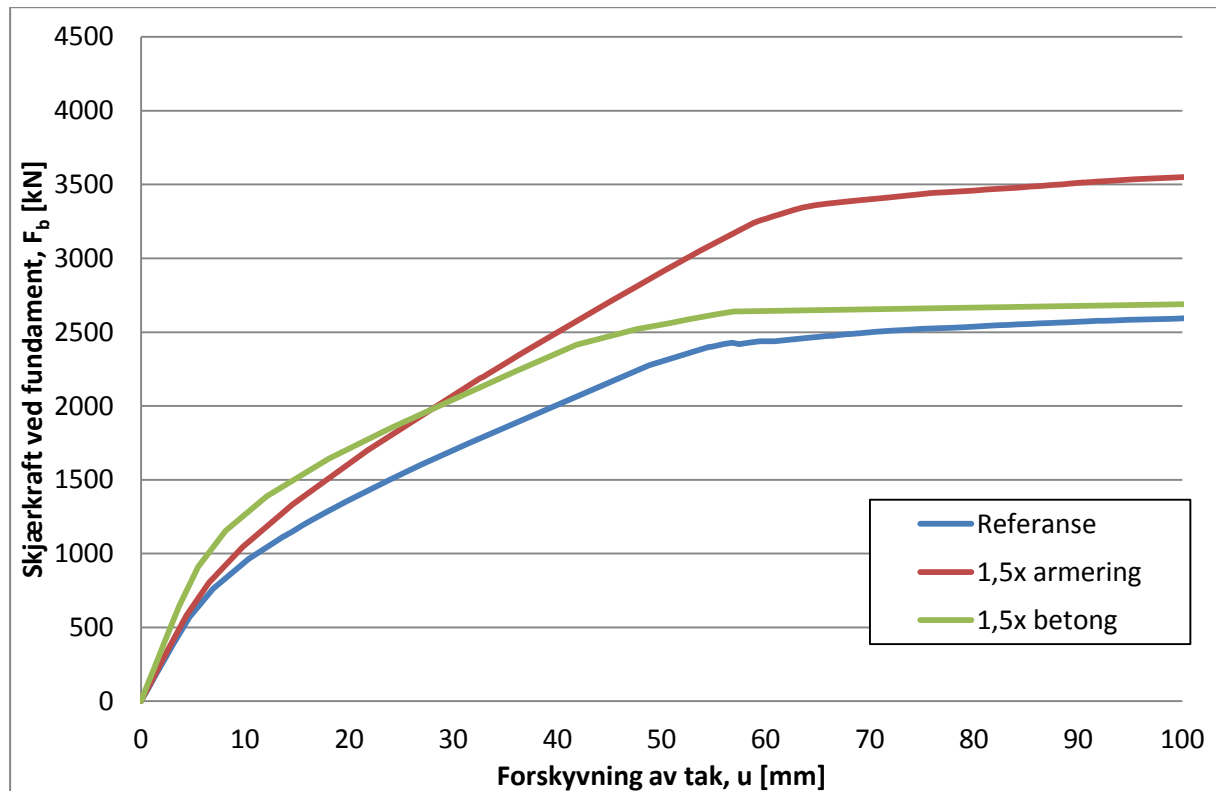
4.1.3 EFFEKT AV ØKT TVERRSNITT OG ØKT ARMERINGSMENNGDE

I Figur 4.6 vises kapasitetskurvene for tre forskjellige tverrsnitt. Den ene er for referansetverrsnittet (Figur 4.2) som er brukt gjennom hele avsnitt 4.1. De to andre er for et likt tverrsnitt men med henholdsvis økt armering og økt betongtverrsnitt.

Her kommer effekten av å endre de to parametrene tydelig frem. Et økt betongtverrsnitt gir innledningsvis større stivhet, men når betongen risser opp (rundt 6-7 mm forskyvning i dette tilfellet) er det kun armeringen igjen som kan ta strekkskraften. Da blir stivheten den samme

som for referansetverrsnittet og til slutt flater kapasiteten ut på tilnærmet samme nivå som referansen.

Øker man armeringsmengden gir ikke det noen nevneverdig forskjell før etter betongen er risset opp. Mer armering vil da gi større stivhet og til slutt større kapasitet (forutsatt strekkbrudd).



Figur 4.6: Effekt av økt armering og økt betongtverrsnitt

4.1.4 MODELLERING AV OVERDEKNING I RANDELEMENTER

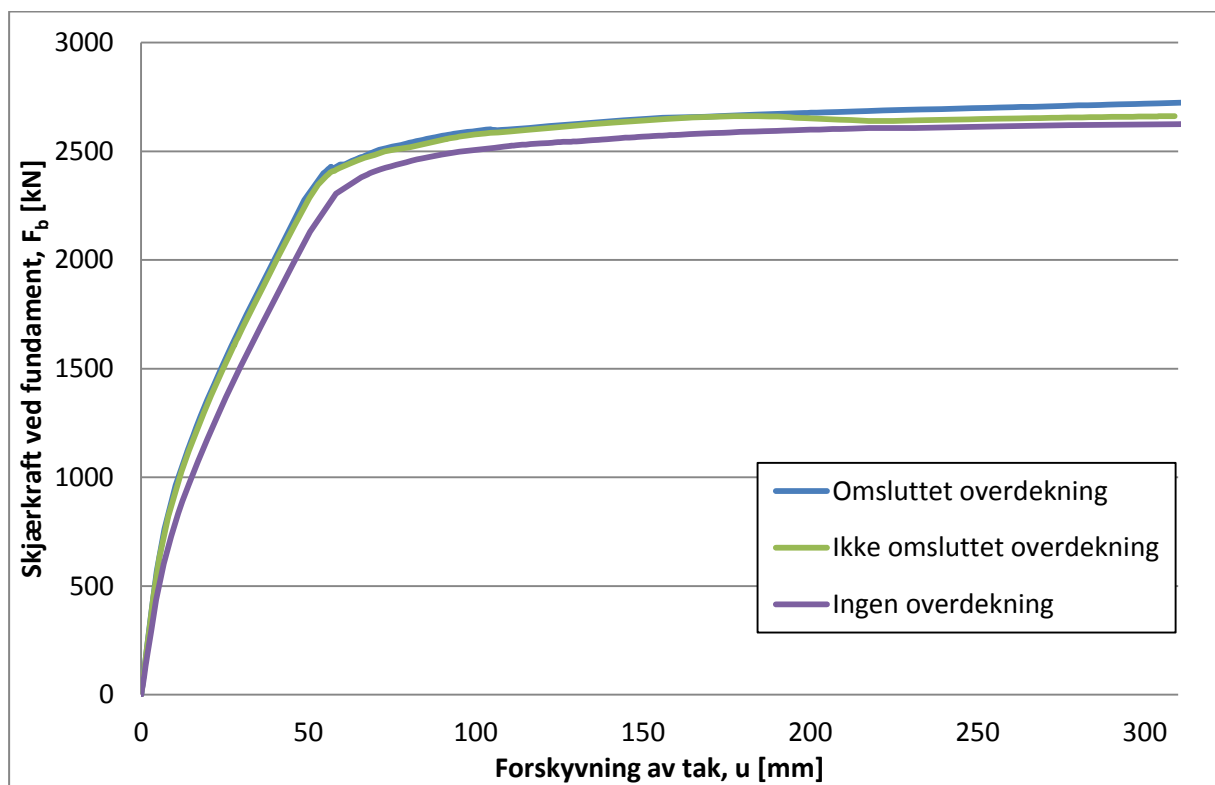
Figur 2.10 viser tydelig hvordan overdekningen skaller av lenge før betongkjernen knuses. Dette kommer blant annet av at betongen som ligger utenfor bøylearmeringen ikke blir forhindret fra tverrutvidelse og blir dermed mindre duktil en betongkjernen. Hvis overdekningen modelleres med samme betongegenskaper som kjernen vil maksimum kapasitet bli for høy. I denne oppgaven skal vi se på overstyrkeforholdet (Figur 2.6) og siden dette forholdet er avhengig av maks kapasitet er ikke dette ønskelig. Et alternativ er å modellere randelementene med et tynnere tverrsnitt. Dette er en konservativ antagelse som vil gi en noe lav kapasitet.

Til slutt har vi den mest nøyaktige modellen. Her modelleres overdekningen som et separat lag som gis en egen materialkvalitet. Vi kan se fra Figur 4.7 hvordan modellen uten overdekning og modellen med overdekning i omsluttet betong skaper ytterpunktene. Den

mer nøyaktige modellen, hvor overdekningen er modellert som et eget lag med egen materialkvalitet plasserer seg mellom disse.

Figur 4.7 viser hvordan modellen der overdekningen modelleres som et separat lag innledningsvis oppfører seg som modellen med overdekning av omsluttet betong. Den lille forskjellen mellom de to skyldes den høyere trykkfastheten i omsluttet betong. Rundt 180 mm forskyvning (Figur 4.7) begynner betongoverdekningen å skalle av. Dermed nærmer denne modellen seg modellen uten overdekning.

I videre analyse brukes den mest nøyaktige modellen med overdekningen som et eget betonglag (ikke omsluttet overdekning, Figur 4.7). Denne modellen kan derimot gi konvergensproblemer. Modellen med redusert tverrsnitt bør i så fall brukes da denne gir et konservativt anslag på overstyrkeforholdet.



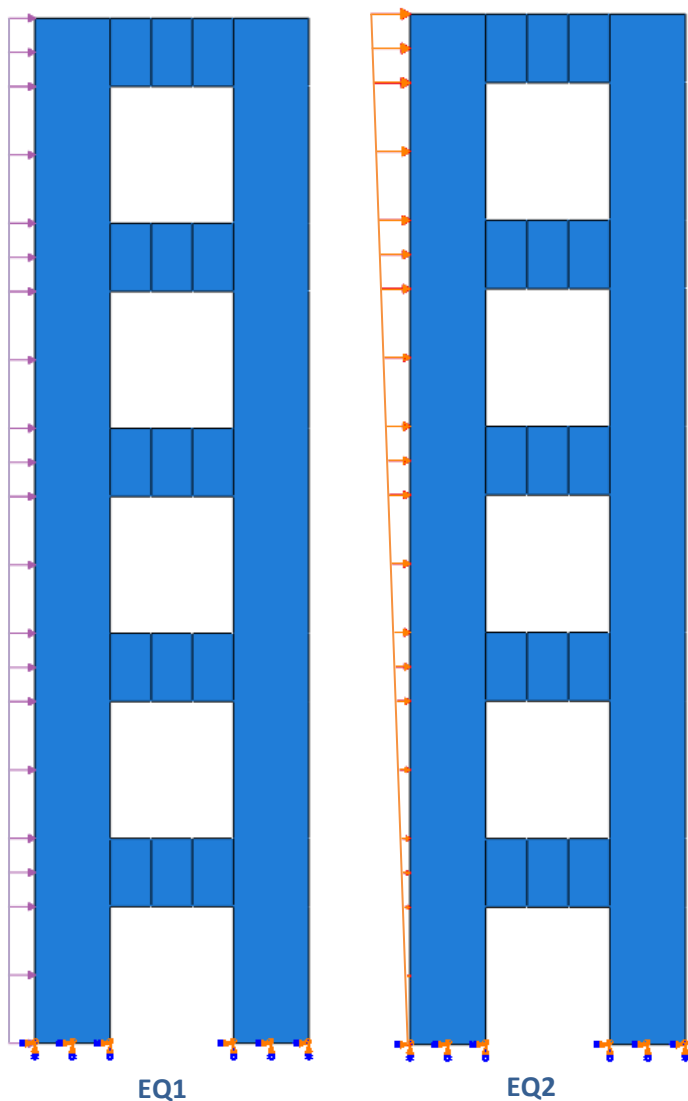
Figur 4.7: Sammenligning av forskjellige modeller for overdekning

4.2 BEREGNING AV OVERSTYRKEFAKTOR FOR UTVALGTE GEOMETRIER

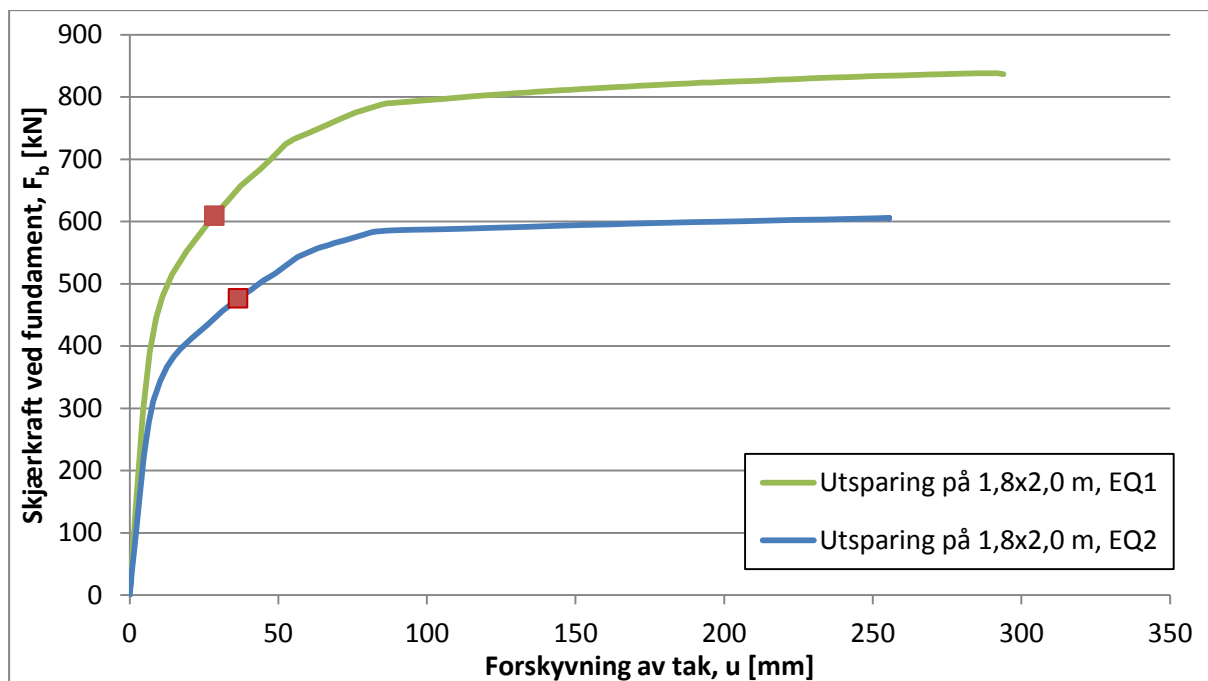
Nå som materialmodellen er verifisert og effekten av forskjellige modelleringsvalg er undersøkt, kan vi ta fatt på beregningen av kapasitetskurvene til de valgte geometriene og derav finne overstyrken til disse. Kun resultatene fra geometri nummer 8 (Tabell 3.1) vil bli gjennomgått i detalj her. Resultater fra resten av analysene er gjengitt i Tillegg B.

Veggen blir utsatt for to forskjellige lasttilfeller. En jevnt fordelt (masse-proporsjonal) kalt EQ1, og en lineært økende mot toppen (proporsjonal med første svingemode) kalt EQ2 (Avsnitt 2.7.1). Lasten blir økt monotont til brudd (push-over).

For å lage kapasitetskurven til veggene blir summen av reaksjonskreftene i fundamentnodene plottet mot horisontal forskyvning av en av taknodene. Denne geometrien ble analysert med 4-noders lineære elementer (S4R) mens enkelte geometrier med større utsparinger ble analysert med kvadratiske elementer (S8R). Det er forklart mer rundt dette i avsnitt 4.3.1.

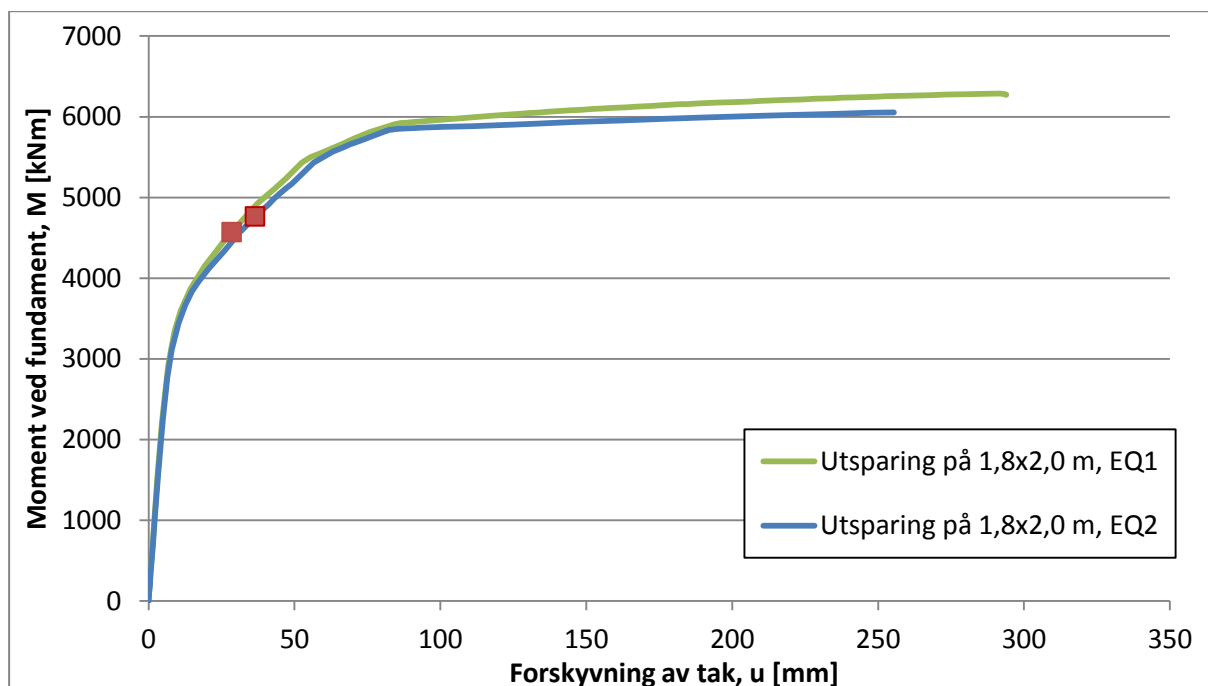


Figur 4.8: Lasttilfelle EQ1 og EQ2.



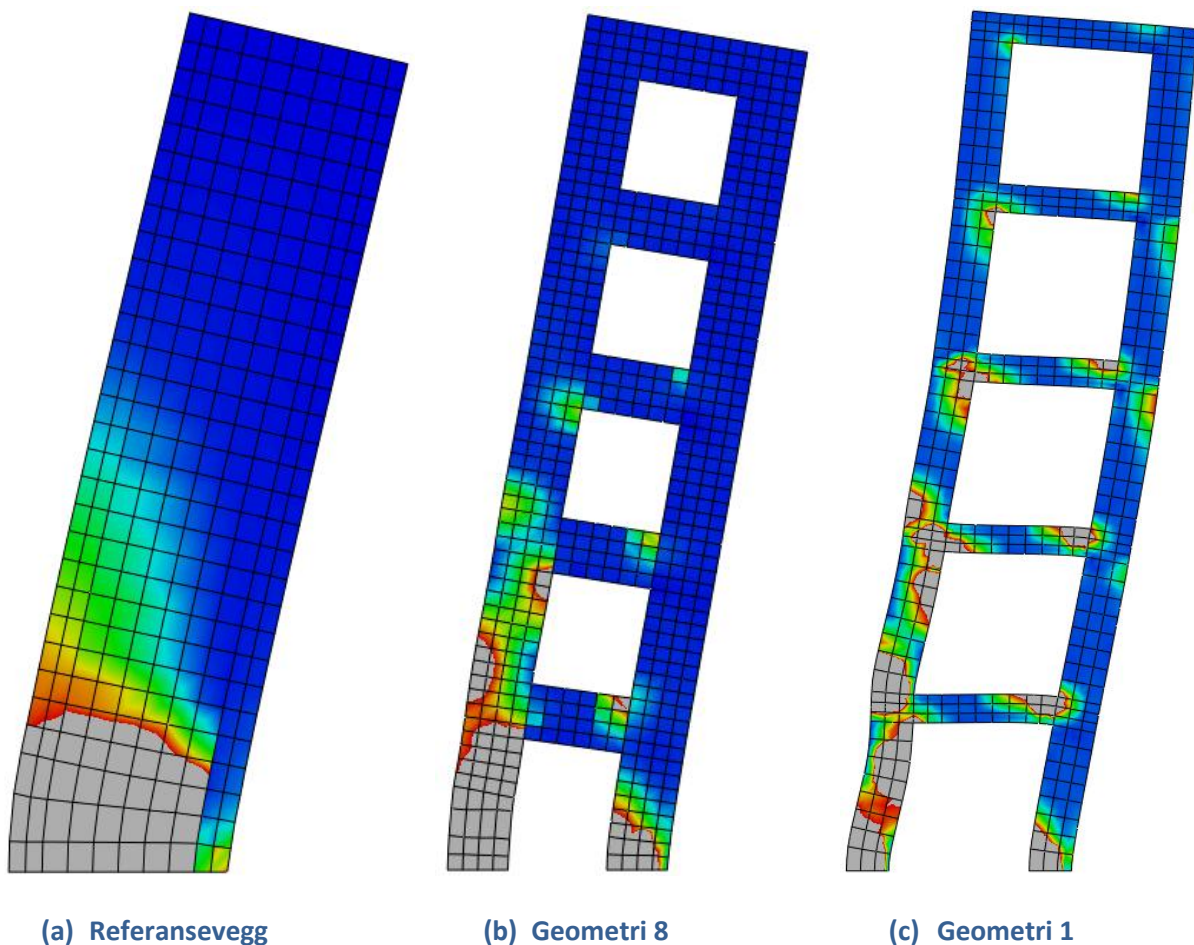
Figur 4.9: Kapasitetskurver for geometri 8 (Tabell 3.1). Første flyt er indikert med røde punkter.

Resultatet fra analysen er vist ovenfor. Det som styrer kapasiteten til veggen er momentkapasiteten til de plastiske leddene og det er leddene som dannes ved fundamentet som flyter og går til brudd først. Dermed er det naturlig at veggen tåler en større totallast ved EQ1 enn ved EQ2 da armen på sistnevnte er større (2/3 mot 1/2 ganger høyden). Hvis vi sammenligner moment ved fundament istede ser vi at kurvene er svært like (Figur 4.10).



Figur 4.10: Moment ved fundament plottet mot horisontal forskyvning av tak for geometri 8. Første flyt er indikert med røde punkter.

Første flyt er i EC8 definert som når bøyekapasiteten i et av konstruksjonsdelene nåes for første gang (EC8 5.2.2.2(4)). Det betyr at første gang armeringen i en av konstruksjonsdelene flyter er første flyt nådd. For å finne første flyt hentes da ut første laststeg hvor armeringen overskrider en tøyning på 2,5‰. Figur 4.10 viser tydelig at overstyrkeforholdet er lavest for EQ2 (flyter senere og får noe mindre kapasitet). Det samme resultatet ble også observert for de andre 11 geometriene. Dette kommer av at bøyemomentet ved fundamentet stiger raskere for EQ2 enn for EQ1 da angrepspunktet for resultantlasten er høyere oppe på vegg. Dermed nåes første flyt senere (for EQ2) selv om momentkapasiteten er den samme.



Figur 4.11: Figur (a), (b) og (c) viser hvordan deformasjonsmønsteret gradvis endrer seg til et man gjenkjenner fra en rammekonstruksjon med økende utsparinger. Alle grå felter er i flyt. Deformasjoner i figurene er overdrevet med en faktor på 10.

Figur 4.11 illustrerer hvordan man ved økende utsparing går fra ett plastisk ledd ved fundamentet og mot en jevnere fordeling av de plastiske deformasjonene. Dermed muliggjøres en økt overstyrke da deformasjonsmekanismen absorberer og fordeler energi (omfordeler kreftene) i konstruksjonen

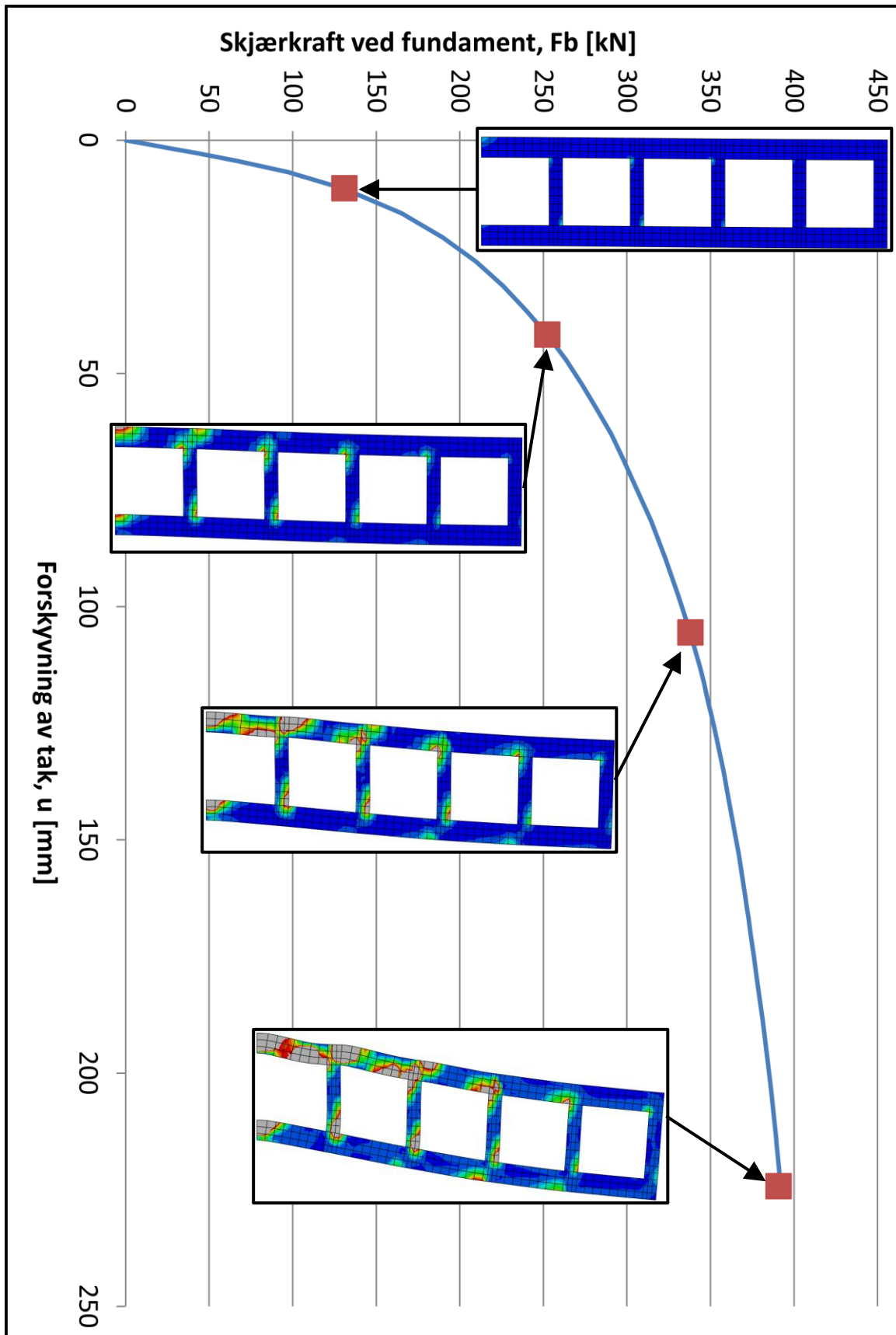
Med disse dataene til grunn kan overstyrkeforholdet eller «alfa»-forholdet beregnes. Etter EC8 4.3.3.4.2.4(1) skal minste verdi fra de to lasttilfellene benyttes. Resultatet er presentert i Tabell 4.1. Resultat for samtlige geometrier er oppsummert i Tabell 4.2

Tabell 4.1: Beregnet overstyrkeforhold for geometri 8 påsatt lasttilfelle EQ1 og EQ2 (Figur 4.9)

Lasttilfelle	Total last ved første flyt α_1	Total last ved konstruksjonsmessig ustabilitet, α_u	Overstyrkeforhold α_1 / α_u
EQ1	609 kN	838 kN	1.38
EQ2	476 kN	605 kN	1.27
Dimensjonerende overstyrke:			1.27

Tabell 4.2: Oppsummering av overstyrkeforhold for alle geometrier. Resultat for begge lasttilfeller samt dimensjonerende resultat er presentert

Geometri #	Overstyrkeforhold α_1 / α_u		
	EQ1	EQ2	Dimensjonerende
1	1,55	1,55	1,55
2	1,64	1,42	1,42
3	1,41	1,34	1,34
4	1,53	1,41	1,41
5	1,42	1,33	1,33
6	1,34	1,25	1,25
7	1,46	1,34	1,34
8	1,38	1,27	1,27
9	1,32	1,29	1,29
10	1,25	1,24	1,24
11	1,33	1,21	1,21
12	1,53	1,35	1,35
Referanse	1,16	1,11	1,11



Figur 4.12: Illustrasjon av utviklingen av plastisitet i geometri 1. Første punkt viser såvidt påbegynt flyting, og deretter øker størrelsen på de plastiske leddene til det ikke er mer kapasitet igjen

4.3 BEREGNINGSMODELL OG LØSNINGSALGORITME

Ikke-lineær analyse av armert betong er forholdsvis komplisert. Materialet er ikke isotropt og opprissing av betongen skaper diskontinuiteter. Derfor oppstår det ofte konvergensproblemer og det kan være vanskelig å beregne en fullstendig lastbane for konstruksjonen. Dette kapitlet gjennomgår en del av utfordringene som oppstod ved gjennomføring av analysene og forklarer valgene knyttet til mesh, elementer og løsningsalgoritme.

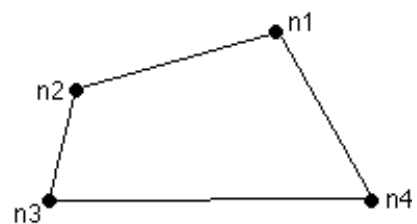
4.3.1 VALG AV MESH OG ELEMENTER

For å oppnå tilstrekkelig nøyaktige resultater er det nødvendig med et fint nok mesh. Et finere mesh vil gi nøyaktigere resultater men er også beregningsmessig mer intensivt. Derfor er det vanlig å starte med å kjøre en mesh-sensitivitetsanalyse. Det vil si at man raffinerer meshet helt til løsningen konvergerer.

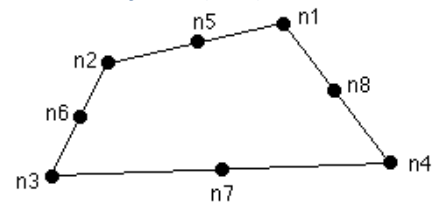
I dette tilfellet viste det seg derimot at jo finere meshet ble jo vanskeligere var det å oppnå konvergens. For å få analysen til å gå langt nok falt derfor valget på 4 noders firkantede elementer med lineære formfunksjoner (S4R). Redusert integrasjon ble også brukt for å unngå problemer med skjærlåsing. Disse elementene fungerte godt på veggene med små utsparinger da disse i hovedsak var skjærproblemer. I tillegg er disse elementene i stand til å håndtere store deformasjoner.

Etter hvert som utsparingene økte og konstruksjonsdelene ble smalere ble bøyning mer fremtredende. Siden lineære elementer ikke er i stand til å representere ren bøyning oppstod det problemer. Veggene fikk en kunstig høy stivhet og nådde derfor aldri et flyteplatå. Dette problemet kunne løses på 2 måter. Enten måtte elementstørrelsen reduseres eller så måtte elementene byttes ut med en annen type elementer. Da et forfinet mesh bød på konvergensproblemer falt valget på sistnevnte.

For å få gode resultater for veggene med store utsparinger ble derfor 8 noders firkantede elementer med kvadratiske formfunksjoner og redusert integrasjon benyttet (S8R). Disse fungerer godt på bøyeproblemer og gav en nøyaktig løsning. Disse elementene er derimot ikke egnet for store tøyninger hvilket resulterer i at analysen ikke kjører så langt som ønsket (Dassault Systèmes, 2010).



Figur 4.13: 4-noders firkantet element med lineære formfunksjoner (S4R).



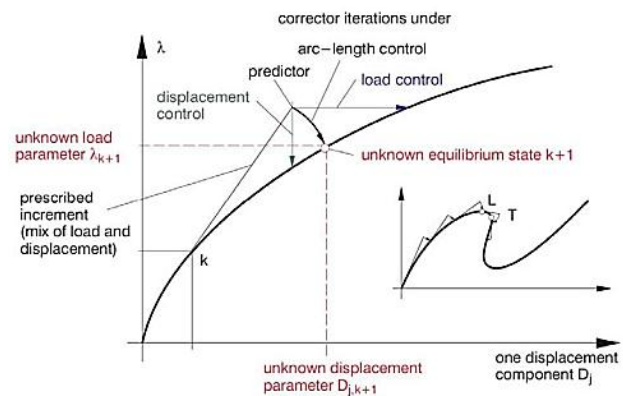
Figur 4.14: 8-noders firkantet element med kvadratiske formfunksjoner (S8R).

4.3.2 VALG AV LØSNINGSALGORITME

For å få analysen til å gå så langt som mulig er valg av løsningsalgoritme viktig. Som forklart i avsnitt 2.7 bør en såkalt buelengdemetode (Modifisert Riks metode) benyttes. Med denne metoden beregnes først en prediktor og så korrigeres denne løsningen ved hjelp av Newton-Raphson iterasjoner til konvergens oppnåes (Figur 4.15).

En løsning som kan brukes for å drive analysen videre er å benytte kvasi-Newton Raphson metode. Med et slikt iterasjonsskjema oppdateres ikke tangentstivheten for hver iterasjon. Dette krever vanligvis noen flere iterasjoner men man kan på denne måten øke sjansene for å unngå tangentstivheter som skaper problemer med å oppnå konvergens. I Abaqus er det derimot ikke mulig å benytte seg av dette i kombinasjon med buelengdemetode. Her kan kun full Newton Raphson benyttes.

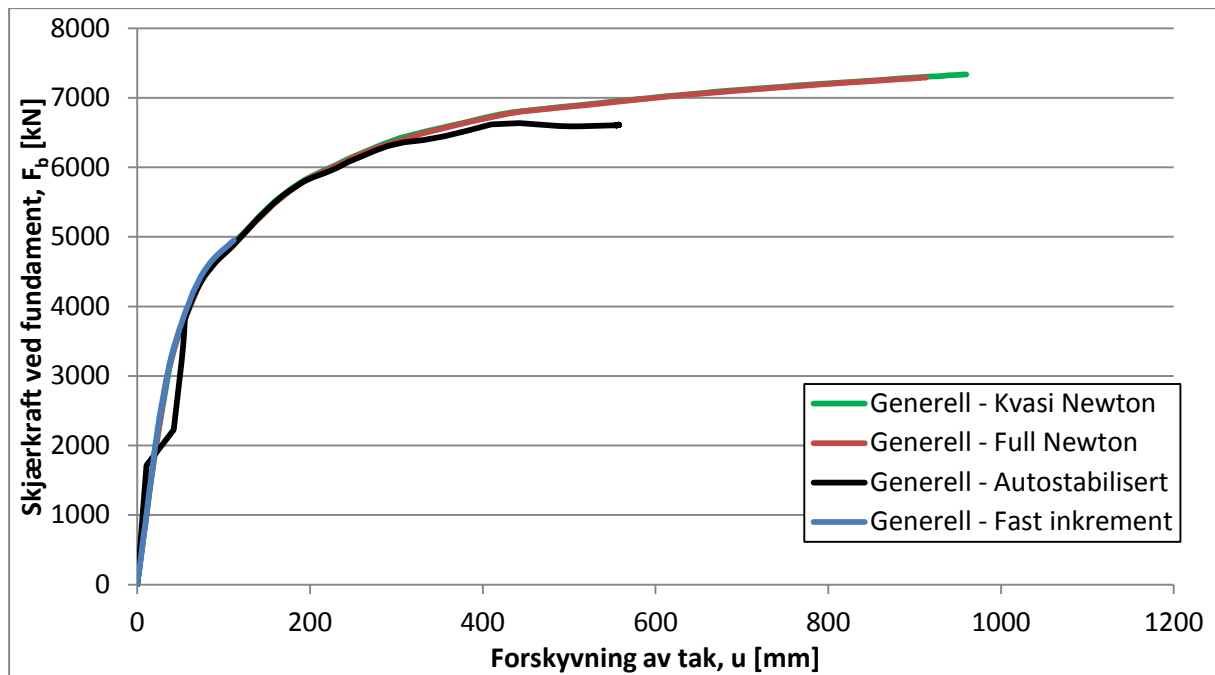
Ved bruk av en generell, laststyrt, analyse kan kvasi-Newton Raphson benyttes. En slik løsningsalgoritme har derimot den ulempen at den ikke kan passere punkter på lastbanen med null stivhet og er dermed mer følsom for konvergensproblemer. Kvasi-Newton Raphson driver altså analysen litt videre, men likevel ikke så langt som ved bruk av buelengdemetode og full Newton Raphson.



Figur 4.15: Illustrasjon av buelengdemetoden (Mathisen, 2011)

Konvergensproblemene kommer av at ikke-lineære statiske problemer kan være ustabile. Ved bruk av en generell statisk metode tilbyr Abaqus stabiliseringsalgoritmer som innfører noe damping for å stabilisere løsningen. Denne metoden hjalp ikke i dette tilfellet da det gav en unøyaktig løsning.

Alle disse metodene ble gjennomført med automatiske tidssteg. Dette er en algoritme som reduserer inkrementstørrelsene etter behov. Et alternativ er å bruke faste inkreenter. Dette kan i noen tilfeller drive analysen noe videre. Resultatet fra analysen med fast tidsinkrement er sammenlignet med resultatene oppnådd med de andre metodene i Figur 4.16. Vi ser her at løsningen divergerer (og dermed stopper rundt 100 mm forskyvning) idet betongen risser opp. Her kreves det svært små inkreenter for å oppnå konvergens. Å benytte så små inkreenter hele veien vil være svært tidkrevende og konklusjonen blir at automatisk styrte inkreenter er mest egnet i dette tilfelle.

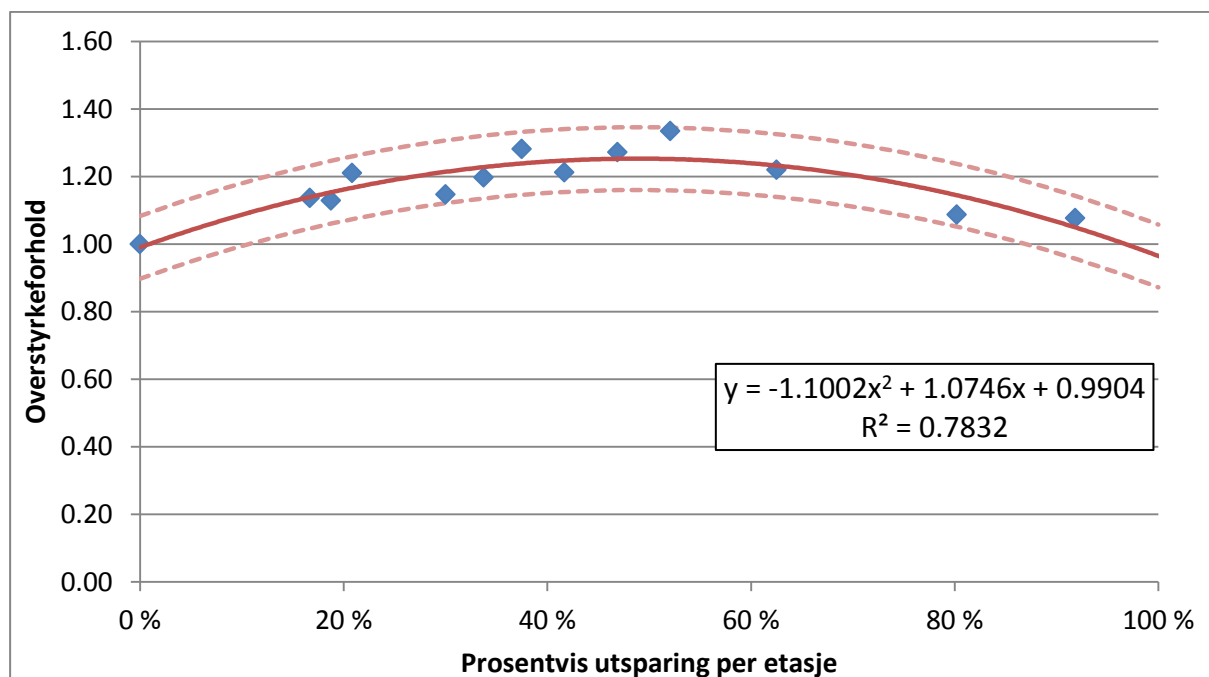


Figur 4.16: Sammenligning av resultater oppnådd med generell (laststyrt) metode i Abaqus

En siste mulighet kan være å kjøre en dynamisk (kvasi-statisk) analyse. Tregghetskrefter og demping kan stabilisere løsningen og gi et bedre resultat. Av tidsmessige årsaker ble ikke en slik analyse kjørt.

5 KONKLUSJON

Figur 5.1 oppsummerer resultatene som ble beskrevet i Kapittel 4. Her er overstyrkeforholdet til hver geometri plottet mot antall prosent av veggen som er utspart. Alle disse verdiene er gitt i tabeller i Tillegg B og oppsummert i Tabell 4.2. Som en konservativ antakelse er alle verdiene normalisert slik at referanseveggen uten utsparinger har en overstyrkefaktor på 1,0 slik Eurokode 8 tillater.



Figur 5.1: Variasjonen i dimensjonerende overstyrkeforhold med størrelsen på utsparingene. Verdiene er normalisert slik at referanseveggen uten utsparinger har overstyrkeforhold 1,0. Verdiene er angitt som punkter mens den røde linjen er en trendlinje som er et resultat av regresjonsanalyse. I tillegg er trendlinjen pluss/minus ett standardavvik gitt med stiplede linjer.

Eurokode 8 tillater bruk av større overstyrkefaktor ved bruk av rammer enn ved bruk av veggssystemer (EC8 5.2.2.2(4)). Dette la grunnlag for hypotesen om at overstyrkefaktoren ville øke med økte utsparinger. Figur 4.11 bygger opp under denne hypotesen da den viser en tydelig omfordelingen av plastiske ledd med økt utsparing. En slik oppførsel er ønsket da en større del av konstruksjonen opptar energi i form av plastisk deformasjon.

Figur 5.1 bygger videre opp under denne hypotesen, men der vi forventet at overstyrkeforholdet skulle flate ut når det nærmet seg 100% utsparing begynte det istede og synke. Forklaringen på dette er uviss, men det kan skyldes at konstruksjonen blir såpass slank at maks kapasitet nåes med en gang konstruksjonen begynner å flyte. Økende utsparing gir generelt en større omfordeling av kreftene (illustrert ved Figur 4.11), og alle flyteleddene oppstår mer eller mindre samtidig (se Figur 4.12). Men, blir utsparingene for store, og dermed konstruksjonen for slank vil ikke de plastiske leddene ha noe rom til å utvide seg. Dermed nåes maks kapasitet relativt raskt etter første flyt. Det *kan* også tenkes

et fallet i overstyrke kommer av feil ved elementmodellen. En kontrollberegning i elementprogrammet DIANA ble utført for å undersøke dette og like resultater ble oppnådd.

Så store utsparinger er derimot mer av matematisk enn praktisk interesse. Konklusjonen blir dermed at overstyrkeforholdet øker med størrelsen på utsparingene. Resultatene viser en ganske tydelig trend, og ingen av enkeltverdiene ligger mer enn ett standardavvik (markert med stiplede linjer i Figur 5.1) fra trendlinjen. For utsparinger over 30%, som for en vegg på 4 meter tilsvarer en dobbel dør, kan det forventes en overstyrke på 1,2-1,4. Dette tilsvarer hva standarden tillater for rammesystemer og koplede veggssystemer.

Analysene i denne oppgaven er blitt gjennomført på vegger med minimumsarmering i henhold til EC8. Effekten av økt armeringsmengde og veggtykkelse på overstyrkeforholdet er ikke blitt undersøkt. I videre arbeid kan det være interessant å undersøke effekten av disse nærmere. I tillegg kunne det vært interessant å gjennomføre en dynamisk analyse som ser på den faktiske konstruksjonsfaktoren for konstruksjoner bygget etter DCM i Eurokode 8.

LISTE OVER FIGURER OG TABELLER

Figur 1.1: Jordskjelv i Norge de siste 200 år (NORSAR, 2012).....	2
Figur 1.2: Stuorragurraforkastningen på Finnmarksvidda. I området på bildet er forkastningsskrenten ca. 7-8 meter høy (NORSAR, 2012).	3
Figur 1.3: Skader etter Canterburyskjelvet i september 2010 (Wikimedia Commons, 2010)...	4
Figur 1.4: Bildet viser skader på Canterbury katedral etter jordskjelvet i februar 2011 (Wikimedia Commons, 2011).....	4
Figur 1.5: Betydning av regelmessighet i oppriss. Figur (a) viser en geometri med brå endring i stivhet mens figur (b) viser en god løsning med regelmessig geometri (Løset, et al., 2010). .	5
Figur 2.1: Illustrasjon av sprøtt og duktilt brudd. Arealet under grafen indikerer hvor mye energi som absorberes.....	7
Figur 2.2: Figur som illustrerer hvordan duktilitet på knutepunktsnivå tilsammen skaper en duktil konstruksjon.....	7
Figur 2.3: Illustrasjon av forskjellige deformasjonsmekanismer. Figur (a) viser en jevn fordeling av plastiske ledd, mens figur (b) viser en såkalt "soft story" hvor all deformasjonen skjer på ett sted (Paulay & Priestley, 1992).	8
Figur 2.4: Prinsippskisse for beregning av elastisk responspektrum.....	9
Figur 2.5: Figuren viser hvordan det elastiske designspekteret, S_e , blir redusert med faktor q for å danne det dimensjonerende designspektrumet S_d . Deretter henter man ut dimensjonerende akselerasjoner for hver egenperiode.	11
Figur 2.6: Illustrasjon av overstyrke-forholdet α_u/α_1 (Løset, et al., 2010)	12
Figur 2.7: Ideell fremstilling av EC8 sin behandling av jordskjelvdimensjonering (Løset, et al., 2010).....	13
Figur 2.8: Tverrarmoring i kritiske områder i bjelken (EC8 Figur 5.6).....	16
Figur 2.9: Bøylearmert randelement. Grafen øverst viser tøyning ved maks krumning (EC8 Figur 5.8).....	17
Figur 2.10: Bilde (a) viser en betongsøyle som ikke har tilstrekkelig bøylearmoring. Betongkjernen er fullstendig knust og søylen har nesten mistet all sin styrke. Bilde (b) viser en søyle som er tilstrekkelig omsluttet av bøylearmoring. Her hindrer bøyene betongen i å utvide seg. Dette gjør betongen sterkere og kjernen er fortsatt intakt etter skjelvet. Begge søylene er fra Olive View Hospital og bilden er tatt etter San Fernando jordskjelvet i 1971 (Faison, et al., 2004).	18

Figur 2.11: Prinsippet for en adaptiv forskyvningsbasert analyse. Hvert forskyvningsinkrement er basert på en momentan svingeform (Restrepo, 2011).	19
Figur 2.12: Spenning-tøynings diagram for elastisk-perfekt plastisk materiale.	20
Figur 2.13: Spenning-tøyningsforhold for B35 betong (Negative verdier er trykk).	22
Figur 2.14: Spenning-tøyningsforhold for betong med forhindret tverrutvidelse. Modellen antar at $\sigma_2 = \sigma_3$. Graf A angir forholdet for uhindret tverrutvidelse.	22
Figur 3.1: Illustrasjon av referansevegg (a) og utspart vegg (b). Veggene er fast innspent ved fundament og jevnt fordelt last er påsatt i veggens høyde.	24
Figur 4.1: Illustrasjon av parametrene u og F_b	26
Figur 4.2: Tverrsnitt av veggskive brukt i parameterstudie (Hovind, 2011).	27
Figur 4.3: Spenning-tøyningsforhold for omsluttet betong brukt i parameterstudie plottet sammen med betong uten tverrfastholding.	27
Figur 4.4: Resultat fra test av materialmodell i Abaqus.	27
Figur 4.5: Kapasitetskurver for vegg der randelementene har omsluttet betong og der randelementene ikke har omsluttet betong.	28
Figur 4.6: Effekt av økt armering og økt betongtverrsnitt	29
Figur 4.7: Sammenligning av forskjellige modeller for overdekning	30
Figur 4.8: Lasttilfelle EQ1 og EQ2.	31
Figur 4.9: Kapasitetskurver for geometri 8 (Tabell 3.1). Første flyt er indikert med røde punkter.	32
Figur 4.10: Moment ved fundament plottet mot horisontal forskyvning av tak for geometri 8. Første flyt er indikert med røde punkter.	32
Figur 4.11: Figur (a), (b) og (c) viser hvordan deformasjonsmønsteret gradvis endrer seg til et man gjenkjenner fra en rammekonstruksjon med økende utsparinger. Alle grå felter er i flyt. Deformasjoner i figurene er overdrevet med en faktor på 10.	33
Figur 4.12: Illustrasjon av utviklingen av plastisitet i geometri 1. Første punkt viser såvidt påbegynt flyting, og deretter øker størrelsen på de plastiske leddene til det ikke er mer kapasitet igjen	35
Figur 4.13: 4-noders firkantet element med lineære formfunksjoner (S4R).	36
Figur 4.14: 8-noders firkantet element med kvadratiske formfunksjoner (S8R).	36

Figur 4.15: Illustrasjon av buelengdemetoden (Mathisen, 2011).....	37
Figur 4.16: Sammenligning av resultater oppnådd med generell (laststyrt) metode i Abaqus	38
Figur 5.1: Variasjonen i dimensjonerende overstyrkeforhold med størrelsen på utsparingene. Verdiene er normalisert slik at referanseveggen uten utsparinger har overstyrkeforhold 1,0. Verdiene er angitt som punkter mens den røde linjen er en trendlinje som er et resultat av regresjonsanalyse. I tillegg er trendlinjen pluss/minus ett standardavvik gitt med stiplede linjer.....	39
Tabell 2.1: Tillatt konstruksjonsfaktor for de forskjellige duktilitetsklassene. DCH ikke tillatt i Norge.....	12
Tabell 2.2: Grunnverdi av konstruksjonsfaktor for systemer som er regulære i oppriss (EC8 Tabell 5.1).....	13
Tabell 2.3: Materialparametre for armeringsstål brukt i analyse.....	20
Tabell 2.4: Materialparametre for B35 betong.....	21
Tabell 3.1: Komplette mål og armeringsdata for valgte geometrier	25
Tabell 4.1: Beregnet overstyrkeforhold for geometri 8 påsatt lasttilfelle EQ1 og EQ2 (Figur 4.9).....	34
Tabell 4.2: Oppsummering av overstyrkeforhold for alle geometrier. Resultat for begge lasttilfeller samt dimensjonerende resultat er presentert	34

LITTERATURLISTE

- Dassault Systèmes, 2010. *Abaqus Analysis User's Manual*. s.l.:s.n.
- Eberhard, M. O. et al., 2010. *The MW 7.0 Haiti Earthquake of January 12, 2010: USGS/EERI Advance Reconnaissance Team Report*, Reston: U.S. Geological Survey.
- Faison, H., Comartin, C. D. & Elwood, K., 2004. *Reinforced Concrete Moment Frame Building without Seismic Details*, USA: World Housing Encyclopedia.
- Hindklev, J., 2012. *Rystes av jordskjelvkraft*. [Internett]
Available at: <http://www.bygg.no/2012/02/84996.0>
[Funnet 8 Mars 2012].
- Hovind, E. O., 2011. *Duktilitet i veggskiver av betong påkjent av seismisk belastning*. Trondheim: NTNU.
- Løset, Ø. et al., 2010. *Dimensjonering for jordskjelv*. Oslo: Rådgivende Ingeniørers Forening.
- Mander, J. B., Priestley, J. N. & Park, R., 1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8).
- Mathisen, K. M., 2011. *Lecture 3: Adaptive solution algorithms*. Trondheim, NTNU.
- New Zealand Police, 2012. *List of deceased*. [Internett]
Available at: <http://www.police.govt.nz/list-deceased>
[Funnet 8 Mars 2012].
- NORSAR, 2012. *Jordskjelv i Norge*. [Internett]
Available at: <http://jordskielv.no/jordskielv/norge.html>
[Funnet 8 Mars 2012].
- NORSAR, 2012. *Seismicity of Norway*. [Internett]
Available at: <http://www.norsar.no/c-75-Seismicity-of-Norway.aspx>
[Funnet 8 Mars 2012].
- Panagiotou, M. & Restrepo, J. I., 2009. Dual-plastic hinge design concept for reducing higher-mode effects on high-rise cantilever wall buildings. In: *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. s.l.:John Wiley & Sons, Ltd., pp. 38: 1359-1380.
- Paulay, T. & Priestley, M. J. N., 1992. *Seismic Design of reinforced Concrete and masonry buildings*. s.l.:John Wiley & Sons, Inc..
- Restrepo, J. I., 2011. *Advanced Seismic Design*. San Diego: UCSD.
- Standard Norge, 2004. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008 . I: *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner*. s.l.:s.n.

Standard Norge, 2004. NS-EN 1998-1:2004+NA:2008. I: *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning*. s.l.:s.n.

The New Zealand Herald, 2010. *Christchurch quake 'fifth most expensive ever'*. [Internett]

Available at:

http://www.nzherald.co.nz/business/news/article.cfm?c_id=3&objectid=10673931

[Funnet 8 Mars 2012].

Wikimedia Commons, 2010. *Worcester corner Manchester*. [Internett]

Available at: http://en.wikipedia.org/wiki/File:Worcester_corner_Manchester.jpg

[Funnet 8 Mars 2012].

Wikimedia Commons, 2011. *Cathedral Square*. [Internett]

Available at: http://en.wikipedia.org/wiki/File:Cathedral_Square_2402.jpg

[Funnet 8 Mars 2012].

TILLEGG A DIMENSJONERINGSEKSEMPEL FOR VEGGSKIVE MED UTSPARINGER

Dette tillegget gjennomgår dimensjoneringen av geometri 8 (Tabell 3.1) etter Eurokode 2 og Eurokode 8. Her er materialdata justert med sikkerhetsfaktorer (dimensjonerende verdier) da dette er vanlig ved dimensjonering

Inndataene er som følger:

Materialdata, betong:

Fasthet	$f_{ck} =$	35 MPa	(EC2 Tabell 3.1)
Dimensjonerende fasthet	$f_{cd} =$	23.3 MPa	(EC2 (3.15))
Middelverdi, strekkfasthet	$f_{ctm} =$	3.2 MPa	(EC2 Tabell 3.1)
Bruddtøyning	$\epsilon_{cu} =$	0.0035 -	(EC2 Tabell 3.1)

Materialdata, armering:

Stivhet	$E_s =$	200 000 MPa
Karakteristisk fasthet	$f_{yk} =$	500 MPa
Dimensjonerende fasthet	$f_{yd} =$	434.8 MPa
Flytetøyning	$\epsilon_{yd} =$	0.0025 -
Dimensjonerende verdi for tøyning ved flyt	$\epsilon_{sy,d} =$	0.0022 -

Konstruksjonsdata:

Grunnverdi av konstruksjonsfaktor	$q_0 =$	3 -	(EC8 Tabell 5.1)
Første egenperiode	$T_1 =$	0.41 s	(Fra egenverdianalyse)
Øvre grense av responspekterets konstante aks. område	$T_C =$	0.35 s	(EC8 Tabell NA.3.3)

Geometri, bjelker:

Bredde, trykkflens	$b =$	250 mm
Overdekning	$c_b =$	50 mm
Høyde, tverrsnitt	$h_w =$	500 mm
Effektiv dybde av tverrsnitt	$d =$	442 mm

Geometri, søyler:

Brutto tverrsnittshøyde	$h_c =$	750 mm	Figur 5.7
Brutto tverrsnittsbredde	$b_c =$	250 mm	Figur 5.7
Overdekning	$c_c =$	50 mm	
Høyden på forsterket kjerne	$h_o =$	650 mm	Figur 5.7
Bredden på forsterket kjerne	$b_o =$	150 mm	Figur 5.7
Avstand, bøylearmering	$s =$	75 mm	Figur 5.7

For å finne duktilitetskravene til konstruksjonen må først minimum krumningsduktilitet finnes. Dette gjøres med uttrykk Lign. 2.7 og Lign. 2.8.

$$T_1 > T_c$$

$$\Rightarrow \mu_\phi = 2q_0 - 1 = 2 \cdot 3 - 1 = \underline{\underline{5}}$$

Horisontale konstruksjonsdeler dimensjoneres som bjelker og vertikale konstruksjonsdeler dimensjoneres som søyler. Før armeringsvalg kan foretaes må armeringskravene bestemmes.

Velger lengdearmering med diameter $d_{bl} = 16$ mm og bøylearmering med diameter $d_{bw} = 12$ mm for bjelker.

Velger lengdearmering med diameter $d_{cl} = 20$ mm og bøylearmering med diameter $d_{cw} = 20$ mm for søyler

Armeringskrav, bjelker:

Minimumsarmering, strekksone	$\rho_{min} = 0,5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,5 \cdot \frac{3,2}{500} = \underline{\underline{0,32\%}}$	Lign. 2.11
Minimumsarmering, trykksone	$\rho'_{min} = \frac{\rho_{min}}{2} = \frac{0,32\%}{2} = \underline{\underline{0,16\%}}$	EC8 5.4.3.1.2(4a)
Maximumsarmering, strekksone Antar 0,5% armering på trykk	$\rho_{max} = \rho' + \frac{0,0018}{\mu_\phi \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ $= 0,5 + \frac{0,0018}{5 \cdot 0,0022} \cdot \frac{23,3}{434,8} = \underline{\underline{1,39\%}}$	Lign. 2.10
Max senteravstand, bøylearmering	$s = \min\left(\frac{h_w}{4}, 24d_{bw}, 225,8d_{bl}\right)$ $= \min\left(\frac{500}{4}, 24 \cdot 12, 225,8 \cdot 16\right) = \underline{\underline{128\text{ mm}}}$	Lign. 2.12
Lengde på kritisk område	$l_{cr} = h_w = \underline{\underline{500\text{ mm}}}$	EC8 5.4.3.1.2(1)P
Armeringskrav, søyler:		
Godkjent lengdearmeringsforhold	$1\% \leq \rho_l \leq 4\%$	EC8 5.4.3.2.2(1)P

Velger minimumsarmering på 1% (Kapittel 3).

Armeringsvalg:

1% armering og armeringsjern med diameter 20 mm gir:

Armeringsbehov

$$A_{sc} = 1100 \cdot 250 \cdot 0,01 = 2\,750 \text{ mm}^2$$

Antall jern, totalt

$$n_c = \frac{2\,750}{\pi \cdot \frac{20^2}{4}} = 9 \text{ stk.}$$

Senteravstand (armering i 2 lag)

$$s = \frac{h_c - 2 \cdot c_c}{0,5 \cdot n_c} = \frac{1100 - 2 \cdot 50}{0,5 \cdot 9} = 222 \sim \underline{\underline{225 \text{ mm}}}$$

Forholdet mellom momentkapasiteten i bjelkene og søylene skal tilfredsstille uttrykk Lign. 2.9. Derfor må momentkapasiteten i søylene finnes. I virkeligheten vil armeringen konsentreres mot endene av søylene, men i beregningsmodellen som brukes i Abaqus er armeringen jevnt fordelt.

Momentkapasiteten i søylene finnes dermed med en metode som ble lært ved University of California San Diego (Restrepo, 2011).

Momentkapasitet, søyler

$$M_{c,Rd} = 0,5 A_{sc} f_{yd} h_c \left(1 + \frac{P_u}{A_{sl} f_{yl}} \right) \left(1 - \frac{c}{h_c} \right)$$

Ingen aksiallast, så $P_u = 0$

Mekanisk armeringsforhold

$$\omega = \rho_l \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,01 \cdot \frac{434,8}{23,3} = 0,186$$

Spenningsblokk-parameter

$$\beta_1 = 1,09 - 0,008 f_{cd} \\ \text{og } 0,65 \leq \beta_1 \leq 0,85 \\ \Rightarrow \beta_1 = 0,85$$

Aksiallastforhold

$$\alpha = \frac{P_u}{f_{cd} h_c t} = 0$$

Dybde på nøytralakse

$$\frac{c}{h_c} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0,85\beta_1} = \frac{0,186 + 0}{2 \cdot 0,186 + 0,85 \cdot 0,85} = 0,170$$

$$M_{c,Rd} = 0,5 \cdot \frac{9 \cdot \pi \cdot 20^2}{4} \cdot 434,8 \cdot 500 \cdot (1 - 0,170) \\ = 499 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = \underline{\underline{561 \text{ kNm}}}$$

Dermed gir uttrykk Lign. 2.9 at:

Momentkapasitet, bjelker

$$M_{b,Rd} \leq \frac{M_{c,Rd}}{1,3} = \frac{499}{1,3} = \underline{\underline{432 \text{ kNm}}}$$

Prøver jevnt fordelt armering med $\phi 16s150$ i bjelker. Beregner momentkapasitet.

Momentkapasitet, bjelker

$$M_{b,Rd} = 0,5A_{sb}f_{yd}h_w \left(1 + \frac{P_u}{A_{sl}f_{yl}}\right) \left(1 - \frac{c}{h_w}\right)$$

Ingen aksiallast, så $P_u = 0$

Armeringsforhold

$$\rho_l = 2 \frac{\pi r^2}{s \cdot t} = 2 \frac{\pi \cdot 8^2}{150 \cdot 250} = 0,01$$

Mekanisk armeringsforhold

$$\omega = \rho_l \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 0,01 \cdot \frac{434,8}{23,3} = 0,186$$

Spenningsblokk-parameter

$$\beta_1 = 1,09 - 0,008f_{cd}$$

og $0,65 \leq \beta_1 \leq 0,85$
 $\Rightarrow \beta_1 = 0,85$

Aksiallastforhold

$$\alpha = \frac{P_u}{f_{cd}h_c t} = 0$$

Dybde på nøytralakse

$$\frac{c}{h_c} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0,85\beta_1} = \frac{0,186 + 0}{2 \cdot 0,186 + 0,85 \cdot 0,85} = 0,170$$

$$M_{c,Rd} = 0,5 \cdot 0,01 \cdot 500 \cdot 250 \cdot 434,8 \cdot 500 \cdot (1 - 0,170)$$

$$= 499 \cdot 10^6 \text{ Nmm} = \underline{\underline{435 \text{ kNm}}}$$

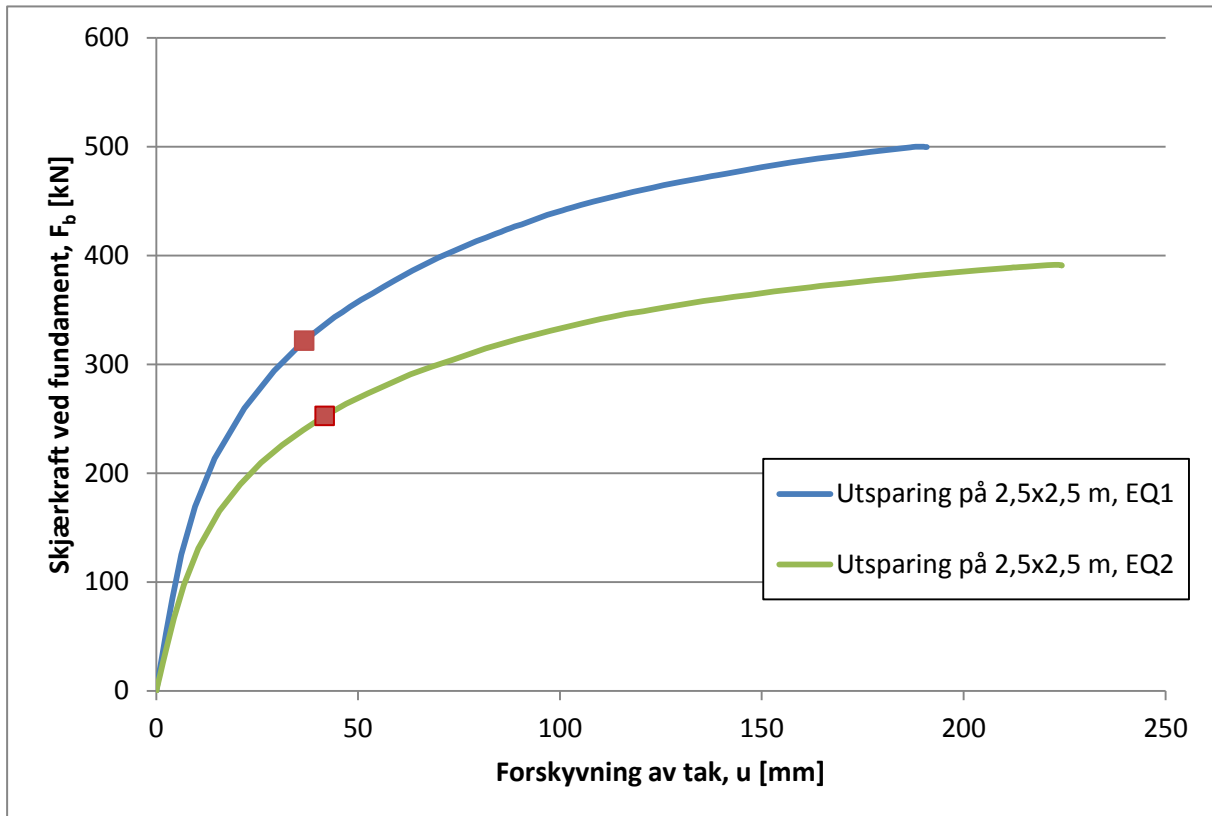
$$M_{b,Rd} \approx \frac{M_{c,Rd}}{1,3}$$

Armeringsvalg er OK

TILLEGG B KAPASITETSKURVER FOR AKTUELLE GEOMETRIER

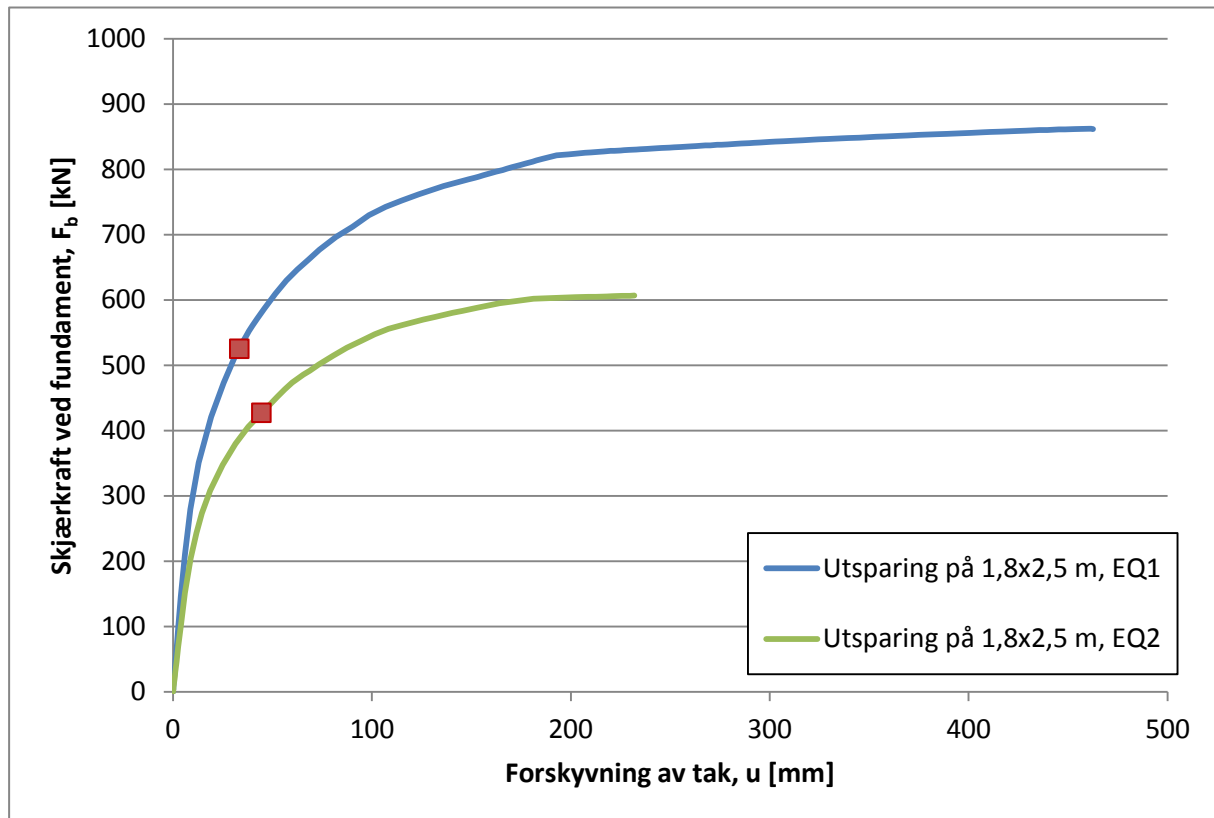
I påfølgende avsnitt blir kapasitetskurvene og overstyrkeforholdet for geometri 1 til 12 (Tabell 3.1) samt referansegeometrien presentert. Armeringsdata for disse er gitt i

TILLEGG B.1 GEOMETRI 1



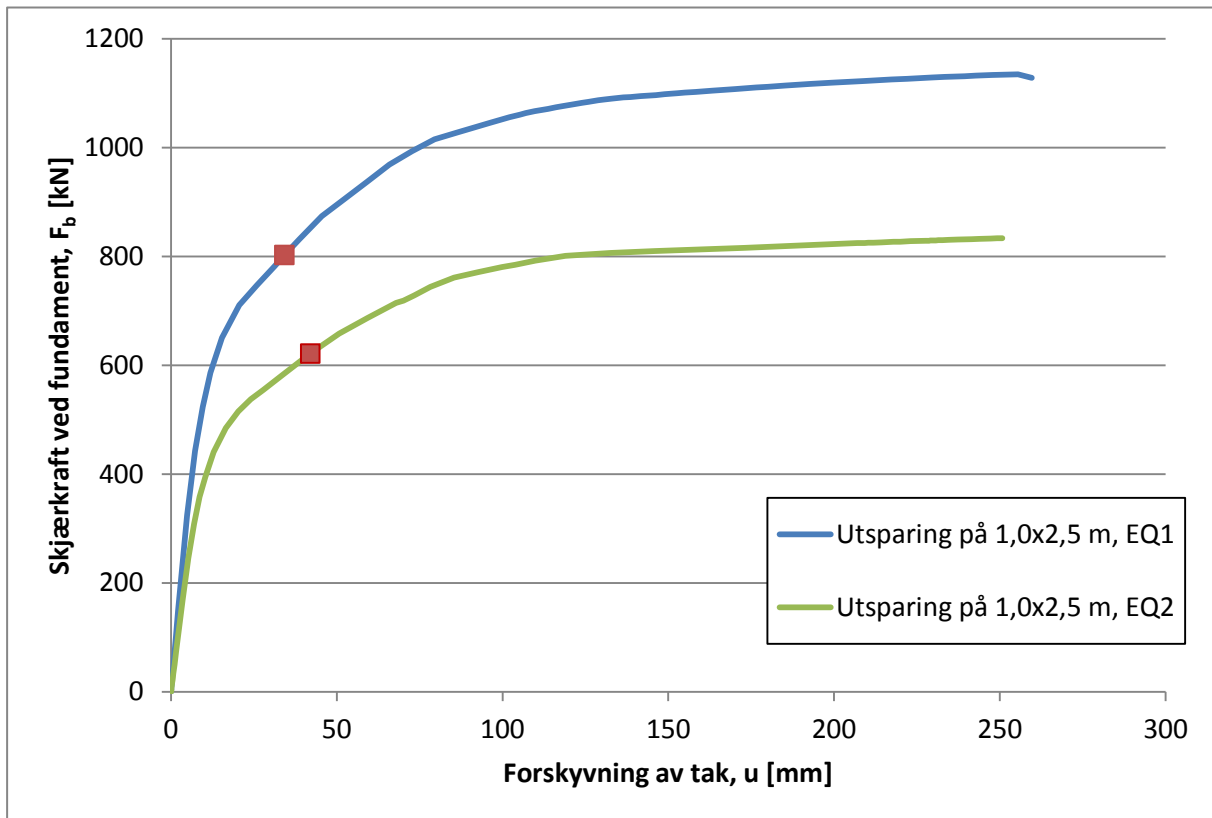
Lasttilfelle	Total last ved første flyt α_1	Total last ved konstruksjonsmessig ustabilitet, α_u	Overstyrkeforhold α_1 / α_u
EQ1	322 kN	500 kN	1.55
EQ2	252 kN	391 kN	1.55
Dimensjonerende overstyrke:			1.55

TILLEGG B.2 GEOMETRI 2



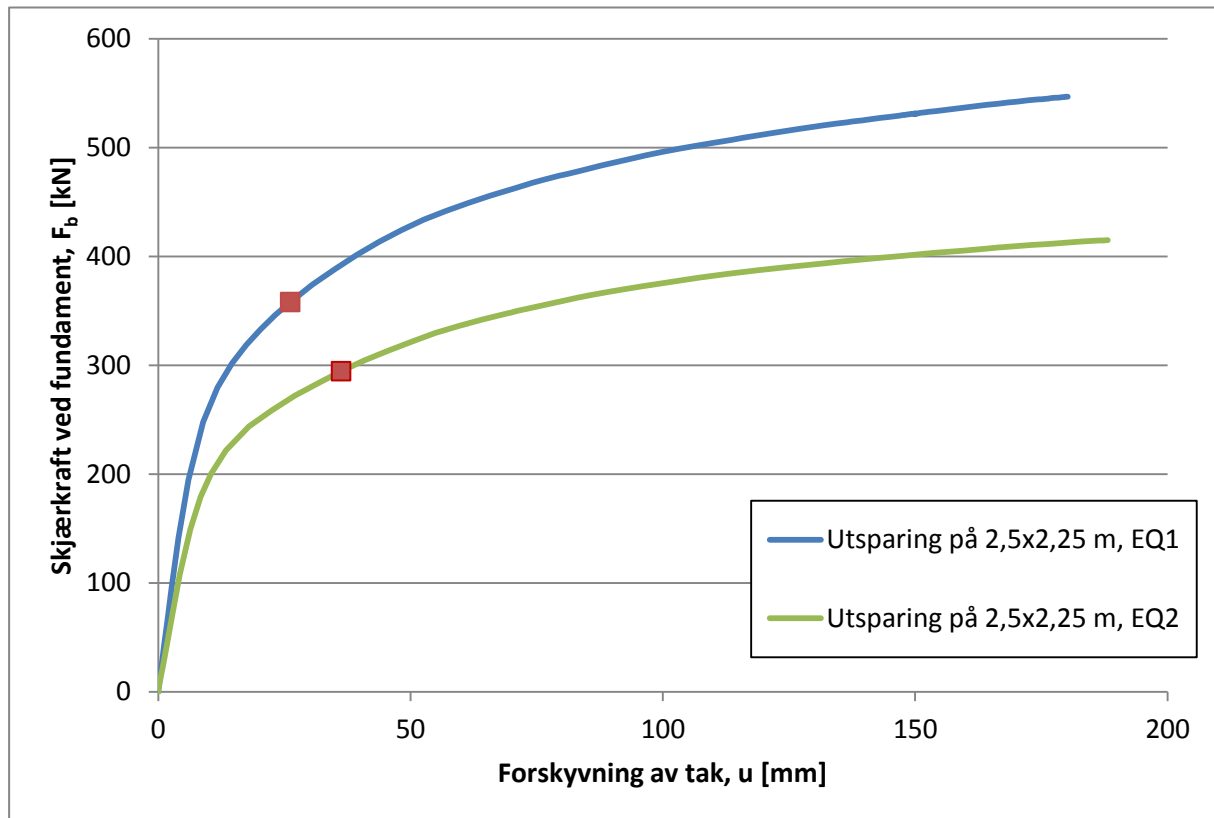
Lasttilfelle	Total last ved første flyt α_1	Total last ved konstruksjonsmessig ustabilitet, α_u	Overstyrkeforhold α_1 / α_u
EQ1	525 kN	862 kN	1.64
EQ2	427 kN	607 kN	1.42
Dimensjonerende overstyrke:			1.42

TILLEGG B.3 GEOMETRI 3



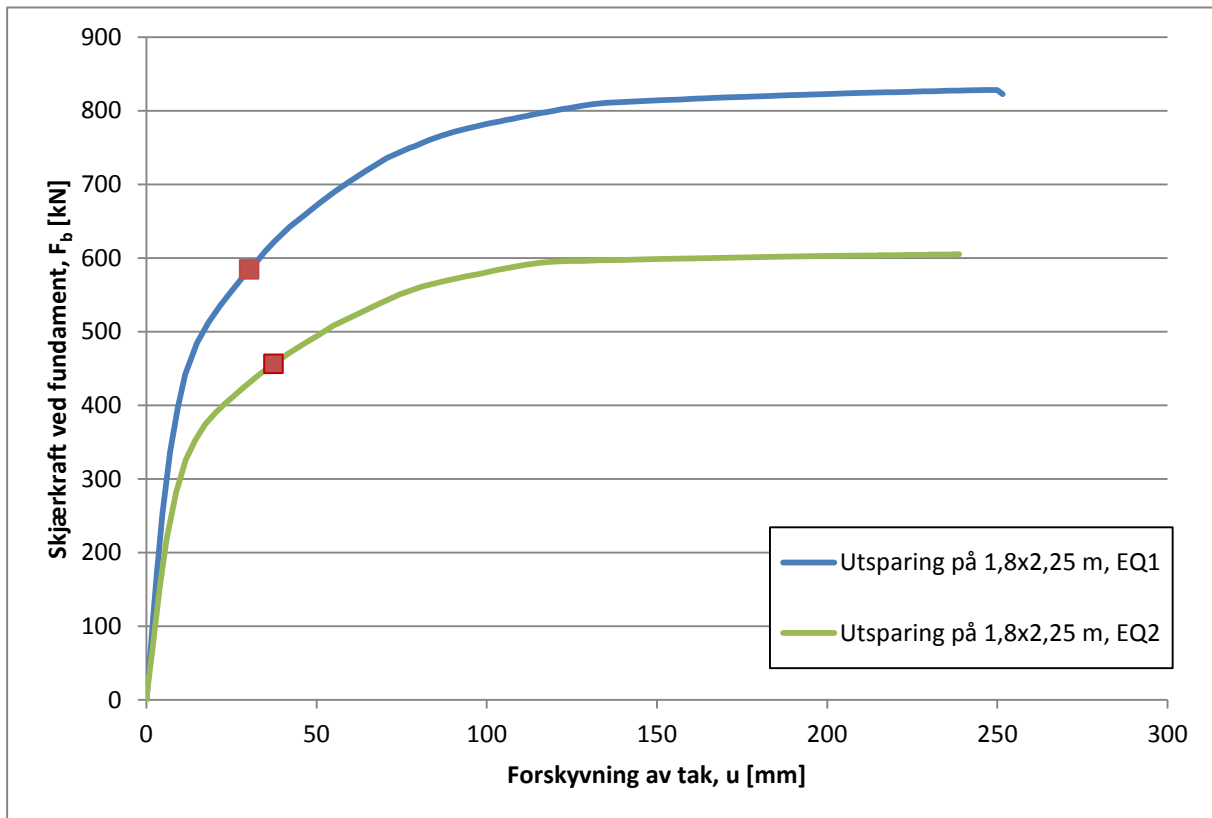
Lasttilfelle	Total last ved første flyt α_1	Total last ved konstruksjonsmessig ustabilitet, α_u	Overstyrkeforhold α_1 / α_u
EQ1	802 kN	1135 kN	1.41
EQ2	621 kN	834 kN	1.34
Dimensjonerende overstyrke:			1.34

TILLEGG B.4 GEOMETRI 4



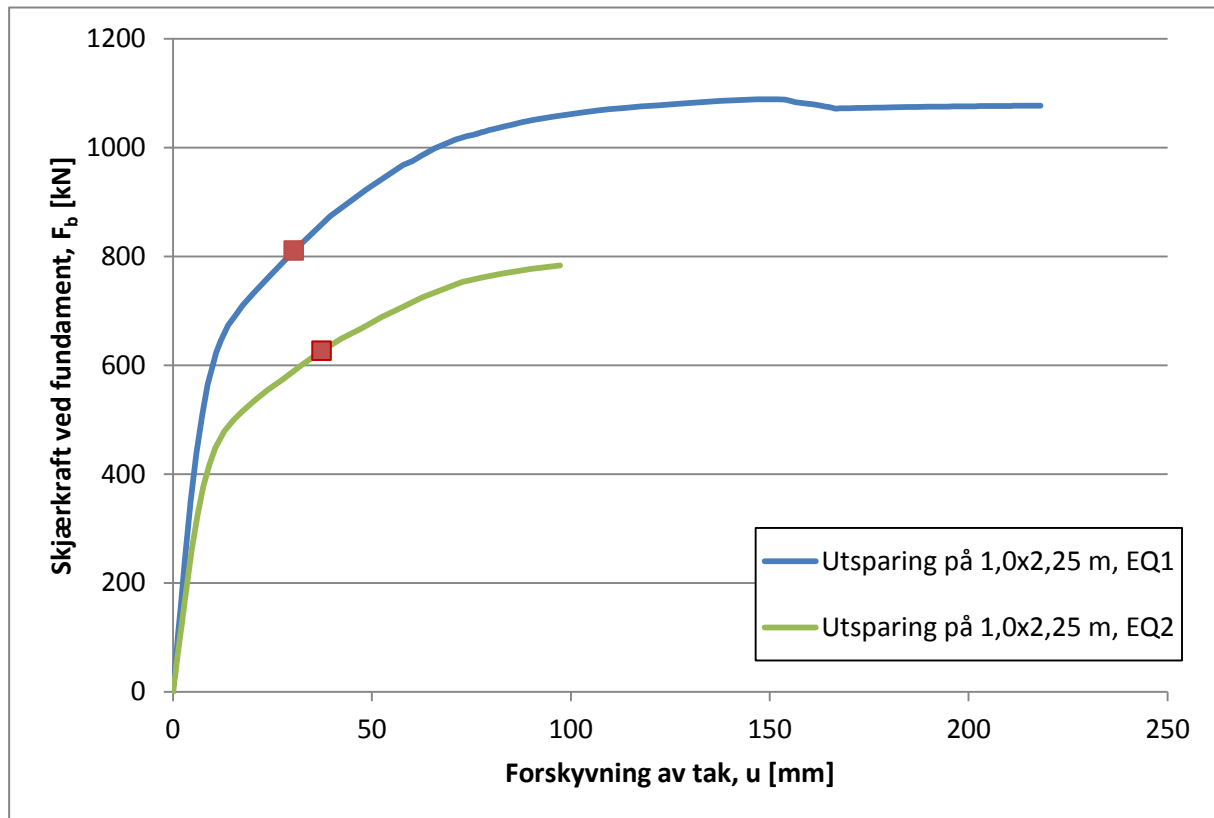
Lasttilfelle	Total last ved første flyt α_1	Total last ved konstruksjonsmessig ustabilitet, α_u	Overstyrkeforhold α_1 / α_u
EQ1	348 kN	547 kN	1.53
EQ2	294 kN	415 kN	1.41
Dimensjonerende overstyrke:			1.41

TILLEGG B.5 GEOMETRI 5



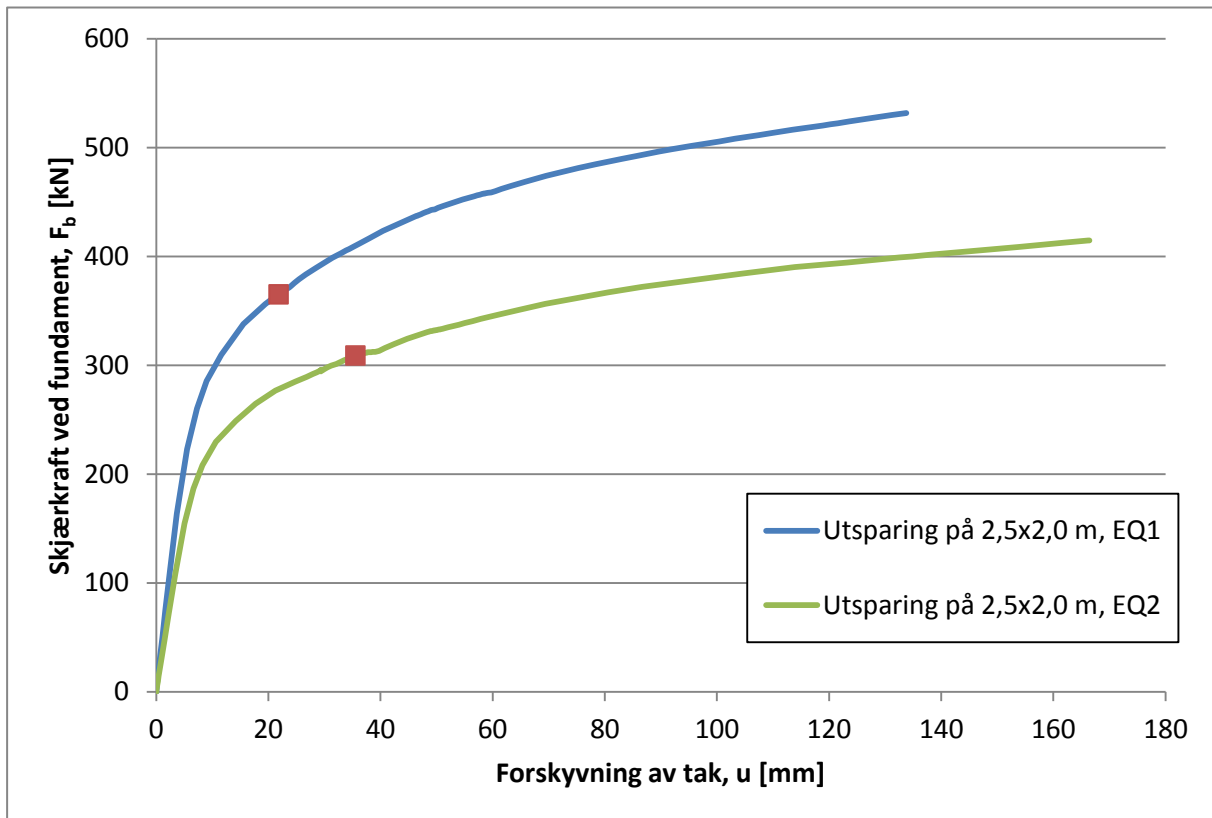
Lasttilfelle	Total last ved første flyt α_1	Total last ved konstruksjonsmessig ustabilitet, α_u	Overstyrkeforhold α_1 / α_u
EQ1	585 kN	828 kN	1.42
EQ2	456 kN	605 kN	1.33
Dimensjonerende overstyrke:			1.33

TILLEGG B.6 GEOMETRI 6



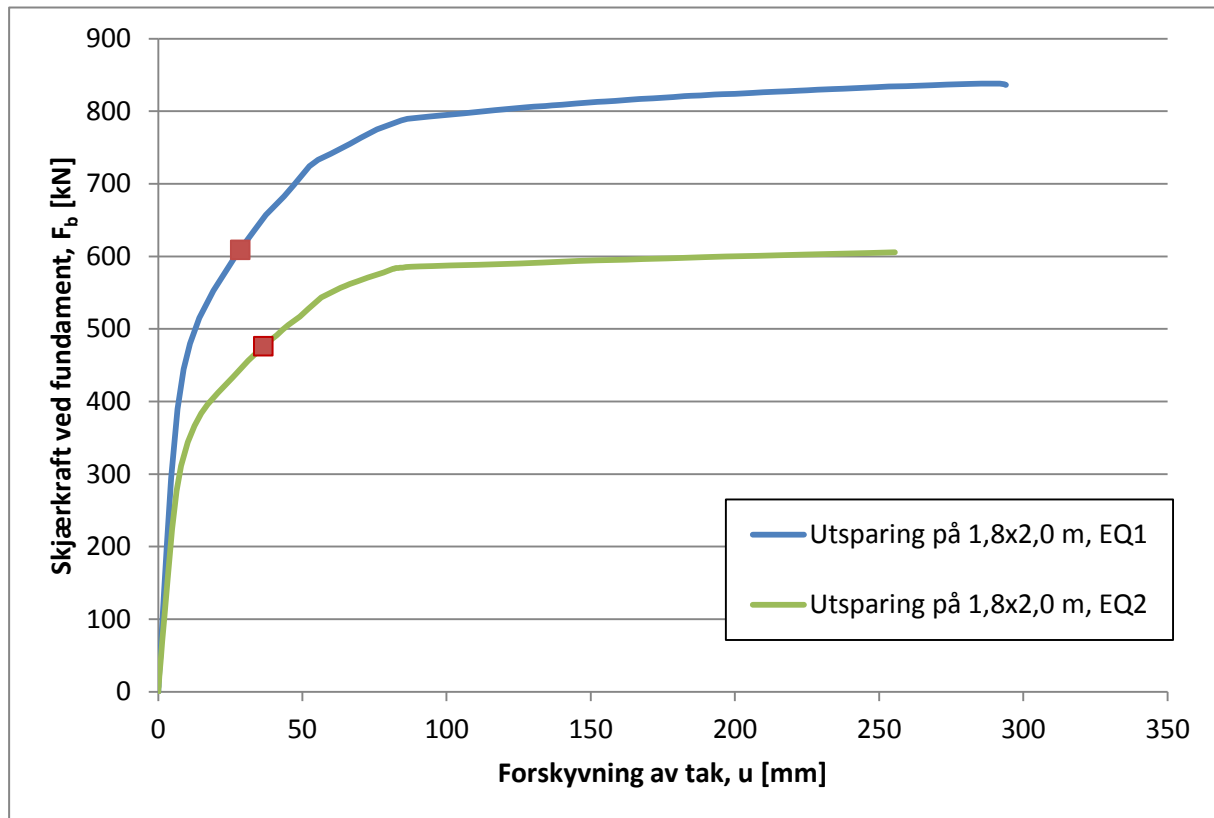
Lasttilfelle	Total last ved første flyt α_1	Total last ved konstruksjonsmessig ustabilitet, α_u	Overstyrkeforhold α_1 / α_u
EQ1	811 kN	1089 kN	1.34
EQ2	626 kN	784 kN	1.25
Dimensjonerende overstyrke:			1.25

TILLEGG B.7 GEOMETRI 7



Lasttilfelle	Total last ved første flyt α_1	Total last ved konstruksjonsmessig ustabilitet, α_u	Overstyrkeforhold α_1 / α_u
EQ1	365 kN	532 kN	1.46
EQ2	309 kN	415 kN	1.34
Dimensjonerende overstyrke:			1.34

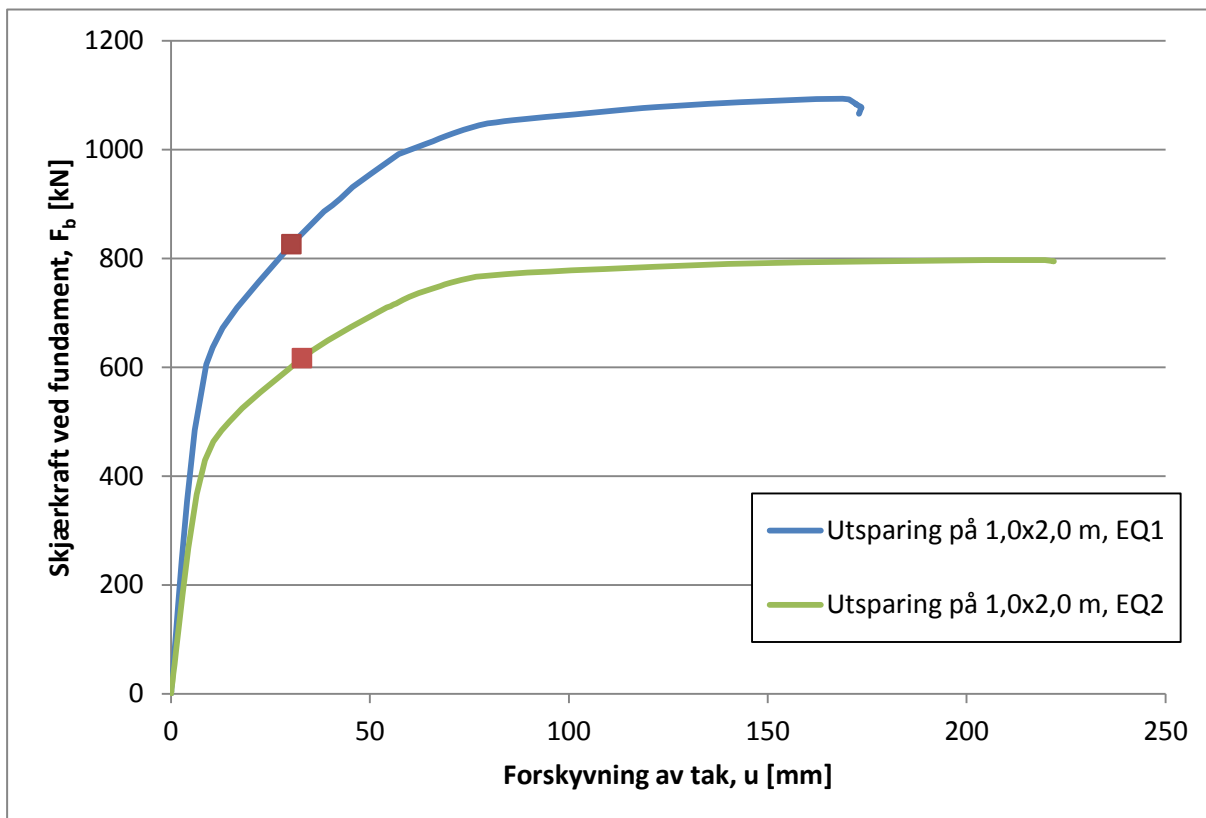
TILLEGG B.8 GEOMETRI 8



Lasttilfelle	Total last ved første flyt α_1	Total last ved konstruksjonsmessig ustabilitet, α_u	Overstyrkeforhold α_1 / α_u
EQ1	609 kN	838 kN	1.38
EQ2	476 kN	605 kN	1.27
Dimensjonerende overstyrke:			1.27

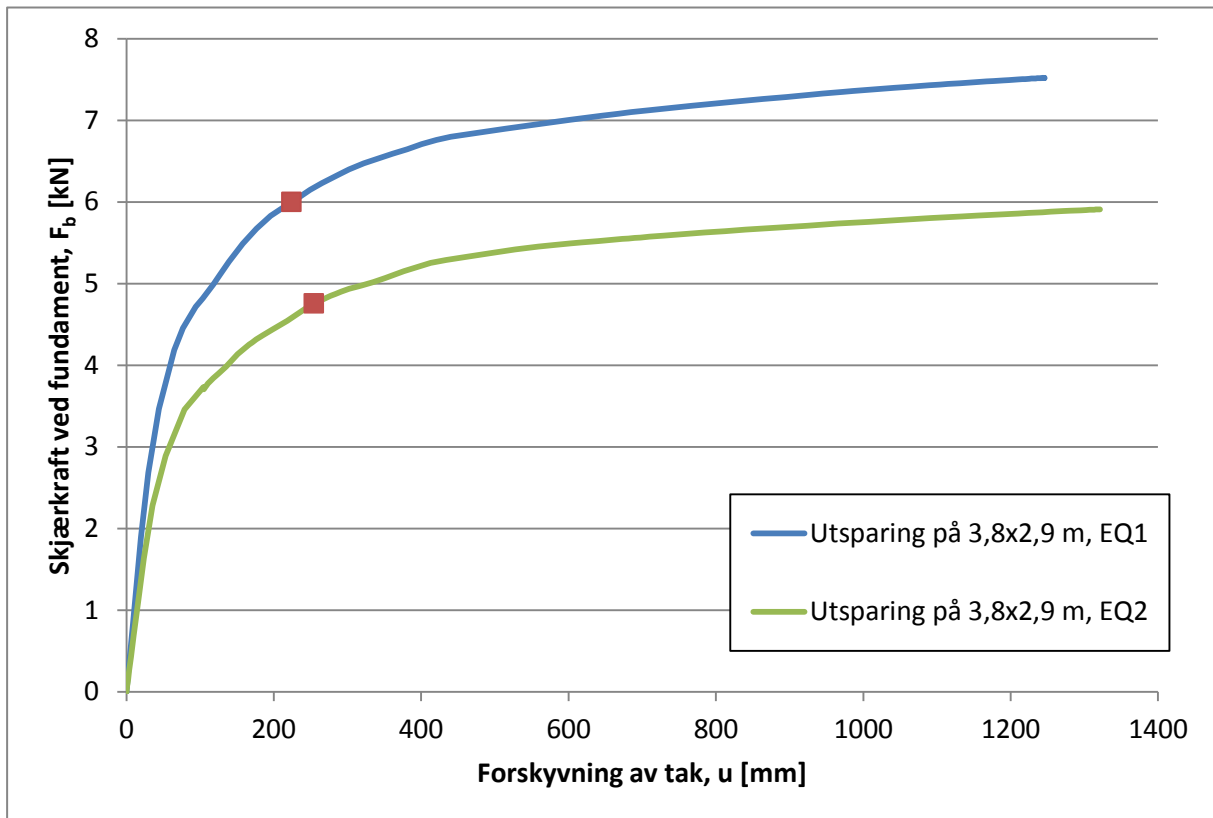
TILLEGG B.9

GEOMETRI 9



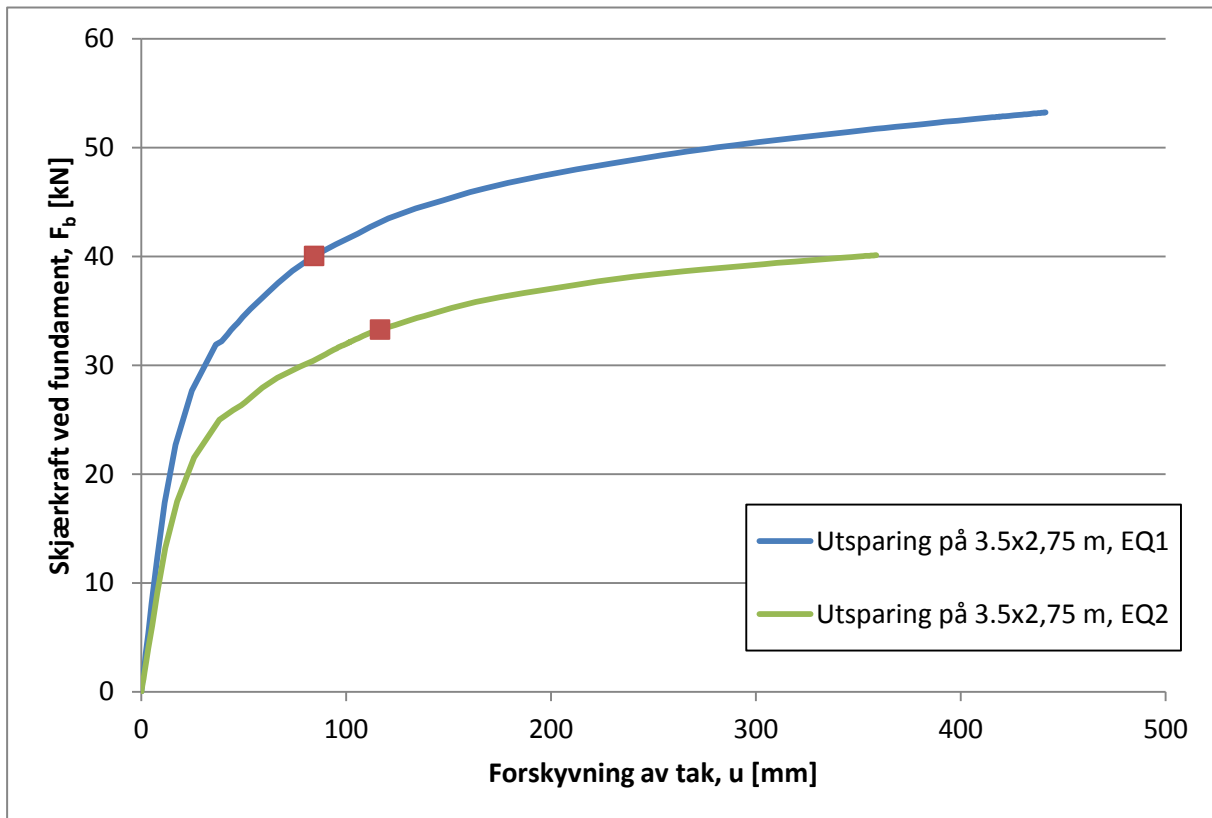
Lasttilfelle	Total last ved første flyt α_1	Total last ved konstruksjonsmessig ustabilitet, α_u	Overstyrkeforhold α_1 / α_u
EQ1	826 kN	1093 kN	1.32
EQ2	616 kN	797 kN	1.29
Dimensjonerende overstyrke:			1.29

TILLEGG B.10 GEOMETRI 10



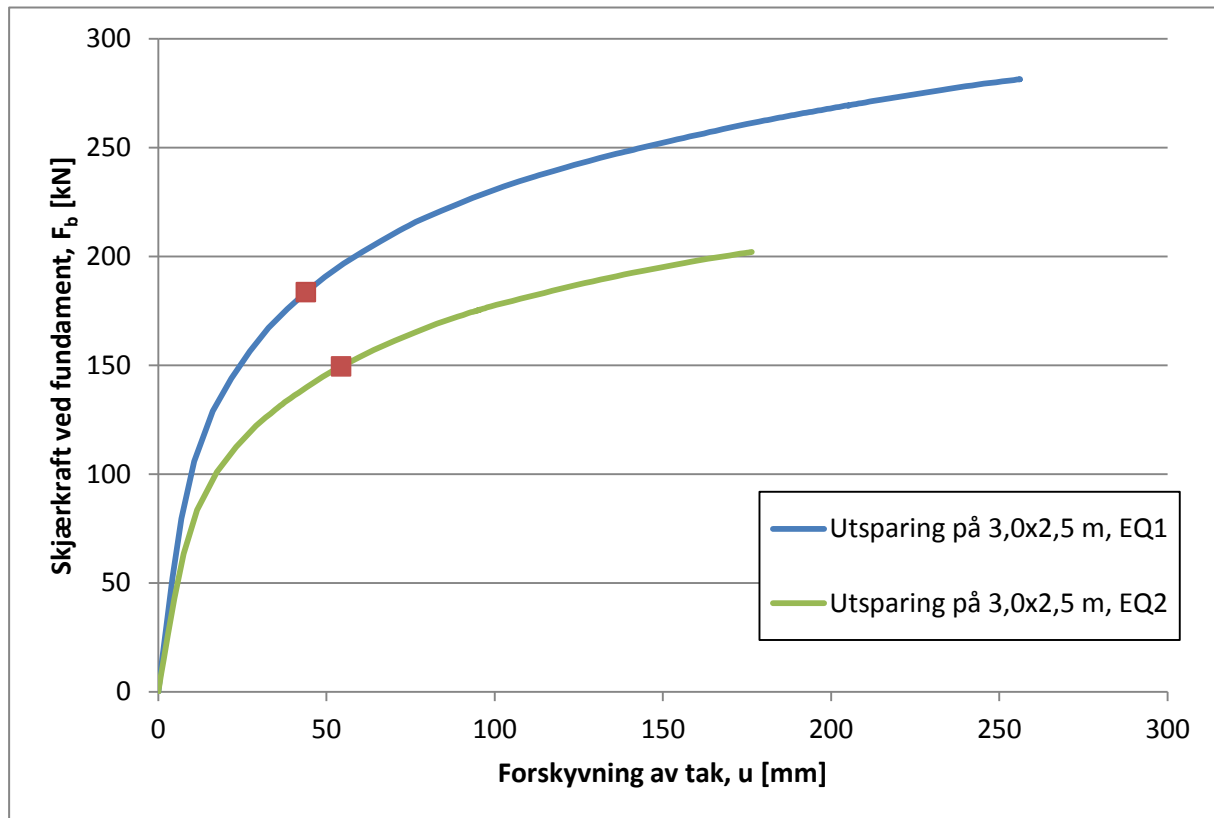
Lasttilfelle	Total last ved første flyt α_1	Total last ved konstruksjonsmessig ustabilitet, α_u	Overstyrkeforhold α_1 / α_u
EQ1	6,0 kN	7,52 kN	1.25
EQ2	4,76 kN	5,91 kN	1.24
Dimensjonerende overstyrke:			1.24

TILLEGG B.11 GEOMETRI 11



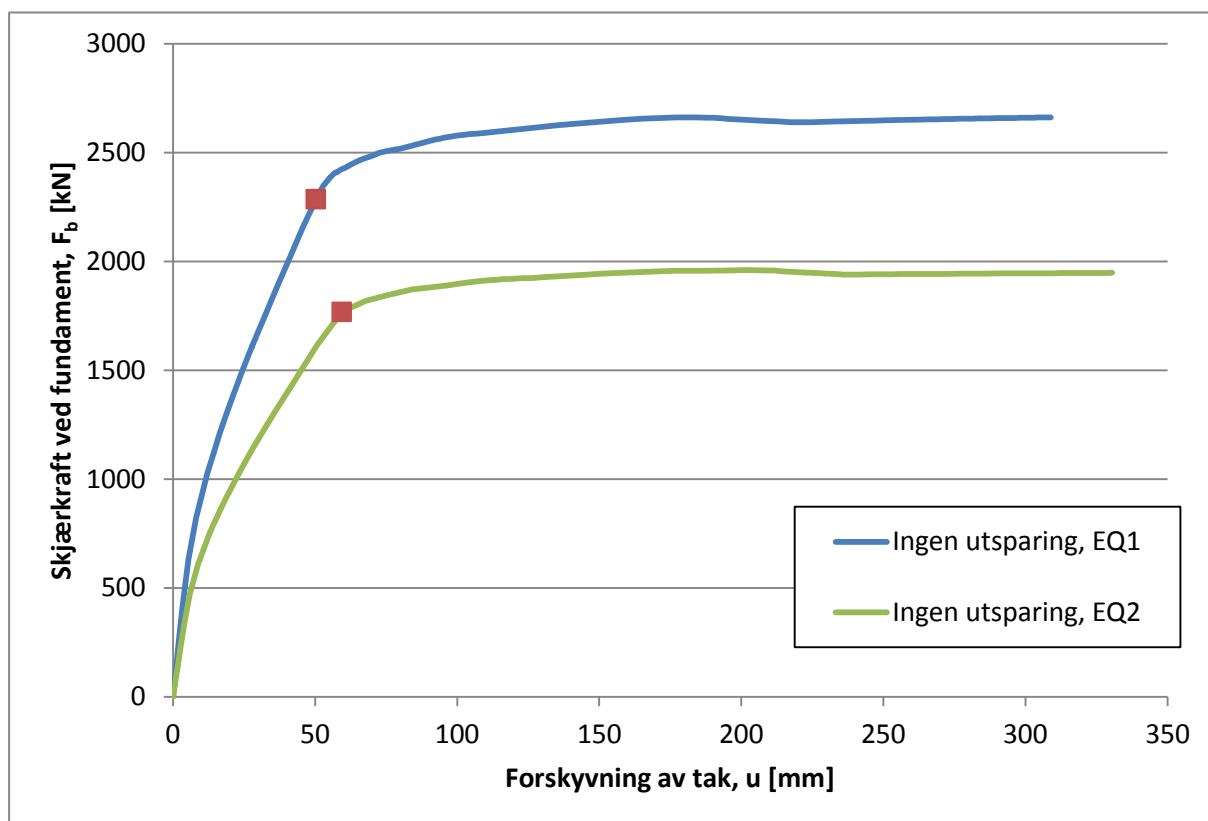
Lasttilfelle	Total last ved første flyt α_1	Total last ved konstruksjonsmessig ustabilitet, α_u	Overstyrkeforhold α_1 / α_u
EQ1	40,0 kN	53, 2 kN	1.33
EQ2	33,3 kN	40,1 kN	1.21
Dimensjonerende overstyrke:			1.21

TILLEGG B.12 GEOMETRI 12



Lasttilfelle	Total last ved første flyt α_1	Total last ved konstruksjonsmessig ustabilitet, α_u	Overstyrkeforhold α_1 / α_u
EQ1	184 kN	281 kN	1.53
EQ2	149 kN	202 kN	1.35
Dimensjonerende overstyrke:			1.35

TILLEGG B.13 REFERANSEGEOMETRI



Lasttilfelle	Total last ved første flyt α_1	Total last ved konstruksjonsmessig ustabilitet, α_u	Overstyrkeforhold α_1 / α_u
EQ1	2286 kN	2662 kN	1.16
EQ2	1768 kN	1959 kN	1.11
Dimensjonerende overstyrke:			1.11

TILLEGG C MATLAB-SCRIPT FOR UTREGNING AV RESPONSSPEKTRUM

I kommende avsnitt ligger skriptet for å beregne responspektrum fra et jordskjelvs tidshistorie samt funksjonen som inneholder den numeriske løseren.

TILLEGG C.1 HOVEDSKRIPT, EQ_SPECTRA.M

```

clear all
close all
clc
%Input
input='1a_mod.dat';    %Ground acceleration
ksi=0.05;              %Damping ratio
M=1;
trail=15;              %Seconds with trailing zeros

%Period interval for respons spectra [s]
T0=0.1;
dT=0.05;
T1=4;
T=T0:dT:T1;
n=length(T);

%Initial values
d0=0;
v0=0;

>Loading input data (ground acc. vs time)
B=dlmread(input, '\t');
dt=B(1);               %First time step
ag=B(2:length(B));
t=0:dt:(length(B)-2)*dt;

%Load vector
R=-ag';

%Preallocationg memory
Sa=zeros(n,1);
Sv=Sa;
Sd=Sa;

for i=1:n
    w=2*pi/T(i);
    K=w^2;
    C=2*ksi*w;

    [a, v, d]=EqExpNewmark(M, C, K, R, d0, v0, t);

    atot=ag+a;

```

```
Sa(i)=max(abs(atot));
Sv(i)=max(abs(v));
Sd(i)=max(abs(d));
end

%% Plots

%Figure 1
figure(1) %Ground motion
plot(t,ag);
xlabel('Time [sec]')
ylabel('Acceleration [m/s^2]')
title('\bf Plot of ground motion')

%Figure 2
figure(2) %Elastic acceleration response spectrum
plot(T,Sa);
xlabel('Period [sec]')
ylabel('Acceleration [m/s^2]')
title('\bf Elastic acceleration response spectrum')

%Figure 3
figure(3) %Elastic velocity response spectrum
plot(T,Sv);
xlabel('Period [sec]')
ylabel('Velocity [m/s]')
title('\bf Elastic velocity response spectrum')

%Figure 4
figure(4) %Elastic displacement response spectrum
plot(T,Sd);
xlabel('Period [sec]')
ylabel('Acceleration [m]')
title('\bf Elastic displacement response spectrum')

%Reading screensize for positioning of plots
ssize=get(0,'ScreenSize');
height=ssize(4)/2.4;
width=ssize(3)/3.4;

%Positioning plots
set(figure(1),'OuterPosition',[ssize(3)-3.1*width ssize(4)-1.1*height 1.7*width height])
set(figure(2),'OuterPosition',[ssize(3)-1.2*width ssize(4)-1.1*height width height])
set(figure(3),'OuterPosition',[ssize(3)-2.4*width ssize(4)-2.2*height width height])
set(figure(4),'OuterPosition',[ssize(3)-1.2*width ssize(4)-2.2*height width height])
```

TILLEGG C.2 FUNKSJON, EQEXPNEWMARK.M

```

function [a, v, d]=EqExpNewmark(M,C,K,R,d0,v0,t)
%EqExpNewmark This function employs the central difference
method
%to solve the initial value problem  $M*A + C*V + K*D = R$ 
%  M = mass of system
%  C = damping of system
%  K = stiffness of system
%  R = external loading on system
%  d0 = initial displacement
%  v0 = initial velocity
%  t = time vector

n=length(R)-1;

a=zeros(n,1);
v=zeros(n,1);
d=zeros(n,1);

d(1)=d0;
v(1)=v0;
a(1)=(R(1)-C*v(1)-K*d(1))/M;

for i=1:n
    dt=t(i+1)-t(i);
    d(i+1)=d(i)+dt*v(i)+0.5*dt^2*a(i);
    a(i+1)=(R(i+1)-K*d(i+1)-
C*(v(i)+dt*0.5*a(i)))/(M+dt*0.5*C);
    v(i+1)=v(i)+dt*(0.5*a(i)+0.5*a(i+1));
end

```