

# Vurdering av stivhetskoeffisienter for søylesteg og overlappforbindelser

**Karoline Flå**

Master i Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2018

Hovedveileder: Arne Aalberg, KT

Medveileder: Per Kristian Larsen, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk





## MASTEROPPGAVE 2018

FAGOMRÅDE: Stålkonstruksjoner	DATO: 11.06.18	ANTALL SIDER: 76
----------------------------------	-------------------	---------------------

TITTEL:

### Vurdering av stivhetskoeffisienter for søylesteg og overlappforbindelser

Evaluation of Stiffness Coefficients for Column Web Panels and Lap Joints

UTFØRT AV:

Karoline Flå



SAMMENDRAG:

Knutepunktstandarden (NS-EN 1993-1-8) angir regler og anbefalinger for dimensjonering og prosjektering av knutepunkter i stålkonstruksjoner. Ved globale analyser av konstruksjoner er det viktig å kunne anta innenfor rimelig nøyaktighet hvor stivt et knutepunkt er. Eurokoden benytter seg av komponentmetoden, der knutepunktet deles inn i individuelle komponenter med kjent oppførsel. Ved å sette sammen disse komponentenes oppførsel, kan man finne ut hvor stivt et knutepunkt er. Det er derfor viktig at disse komponentenes oppførsel antas korrekt, for å kunne gjennomføre mest mulig nøyaktig dimensjonering.

I denne oppgaven undersøkes tre stivhetskoeffisienter fra Eurokoden for å vurdere uttrykkenes pålitelighet. De tre stivhetskoeffisientene er; søylesteg påkjent av strekk, stegpanel i søyle påkjent av skjær og bolter påkjent av skjær. For å analysere disse stivhetskoeffisientene er elementmetodeprogrammet Abaqus benyttet for å modellere de tre tilfellene. Forskyvningene fra disse analysene brukes til å beregne stivheten til de ulike komponentene og sammenlignes med Eurokodens uttrykk for stivhet.

For alle tre stivhetskoeffisientene viser det seg å være små eller store avvik mellom analysene og Eurokoden. Koeffisienten for søylesteg påkjent av strekk kan ikke brukes direkte ved tosidige knutepunkt, så en faktor  $\alpha$  foreslås som skal angi lengden av søylesteget som skal brukes ved beregninger. Den tilnærmede verdien av  $\xi$  som reduserer den effektive bredden av søylesteget kan være noe konservativ, slik at stivhetskoeffisienten fra Eurokoden blir noe lavere enn i analysen.

Stivhetskoeffisienten for stegpanel i søylesteg påkjent av skjær bør ikke være gyldig dersom søylen ikke er avstivet. For avstivede søyler er koeffisienten noe høy, slik at det anbefales at skjærarealet reduseres. Stivhetskoeffisienten for bolter påkjent av skjær har også store avvik fra analysene og har behov for forbedring.

FAGLÆRER: Arne Aalberg

VEILEDER(E): Arne Aalberg og Per Kristian Larsen

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU







## MASTEROPPGAVE VÅREN 2018

*Karoline Flå*

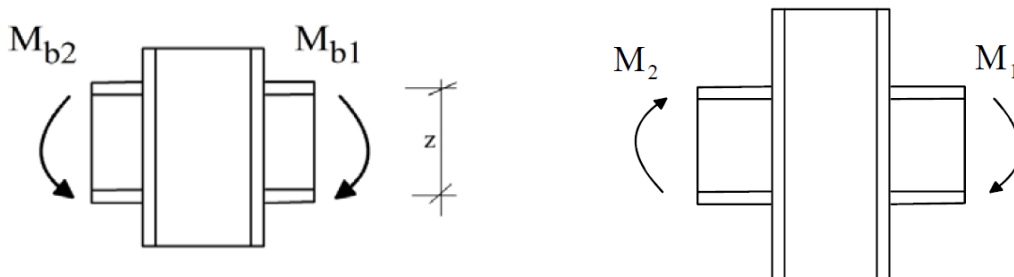
### Vurdering av stivhetskoeffisienter for søylesteg og overlappforbindelser Evaluation of Stiffness Coefficients for Column Web Panels and Lap Joints

#### 1. Bakgrunn

I momentbelastede bjelke-til-søyleknutepunkter i bygningsrammer laget av H- og I-profiler opptrer det konsentrerte krefter fra bjelkeflensene. Knutepunktene kan være helsveist eller satt sammen ved hjelp av plater og bolter. Til å beregne rotasjonsstivhet og kapasitet for alle delene i et knutepunkt er det gitt et omfattende sett av formler og beregningsanvisninger i prosjekteringsstandarden NS EN 1993-1-8 (Eurokode 3 del 1.8). Formlene er basert på relativt enkle mekaniske modeller og er for de fleste tilfeller kalibrerte med forsøk.

Beregningsmetodikken i standarden kalles «komponentmetoden», fordi knutepunktet sees på som en samling av ulike standardkomponenter som representerer hver sin del av knutepunktet.

En vesentlig del av oppførselen til en bjelke-til-søyleforbindelse utsatt for bjelkemoment(er) utgjøres av egenskapene til stegpanelet i søylen. Stegpanelet kan være utsatt for strekk og trykk, som når bjelkemomentene virker mot hverandre, eller utsatt for skjærbelastning som når bjelkemomentene roterer knutepunktet samme vei. Figuren nedenfor antyder problemstillingen. Det oppstår også store krefter i søylesteget ved ensidige bjelkeforbindelser.



Stivhetskoeffisientene (stivhetstallene) for søylepanelet er gitt i NS EN 1993. Det er noe uklart både hvordan stivhetstallene er utviklet og hvordan de skal anvendes i de ulike konfigurasjoner og lasttilfeller for bjelke-til-søyleknutepunktet.

Stivhetstall er også gitt i NS EN 1993-1-8 for stivheten til *overlappforbindelser*. Overlappende plater, med bolter som bærer på skjær, kan også inngå i bjelke-til-søyleknutepunkter. Eksempler her er vinkelprofiler som brukes på bjelkeflens eller mot bjelkesteg, og andre hjelpeplater i et knutepunkt. Bakgrunnen for og bruken av standardens stivhetskoeffisient for dette er uklar.

Denne masteroppgaven skal derfor ta for seg stivhetskoeffisientene for disse to komponentene, se på hvordan de er utviklet, hva de bygger på, hvordan de skal brukes, og hvor treffsikre de er.

## 2. Gjennomføring

Oppgaven kan gjennomføres med følgende elementer:

- Kort gjennomgang av komponentmetoden i Eurokode 3-1-8, med fokus på de to nevnte komponentene.
- Søke etter bakgrunn for formlene. Litteraturundersøkelse, hva er gjort av forsøk?
- Gjøre systematiske undersøkelser av begge typer forbindelser ved hjelp av Abaqus-simuleringer.
- Variere parametere som platetykkelse og bolter, undersøke hva som bidrar til stivhetene.
- Sammenligne simuleringer og håndberegning etter standardens stivhetskoeffisienter.
- Evt. foreslå forbedringer til stivhetstallene.

Kandidaten kan i samråd med faglærer og veileder velge å konsentrere seg om enkelte av punktene i oppgaven, eller justere disse.

## 3. Rapporten

Oppgaven skal skrives som en teknisk rapport i et tekstbehandlingsprogram slik at figurer, tabeller og foto får god rapportkvalitet. Rapporten skal inneholde et sammendrag, evt. en liste over figurer og tabeller, en litteraturliste og opplysninger om andre relevante referanser og kilder. Oppgaver som skrives på norsk skal også ha et sammendrag på engelsk. Oppgaven skal leveres igjennom «DAIM».

Sammendraget skal ikke ha mer enn 450 ord og være egnet for elektronisk rapportering.

Masteroppgaven skal leveres innen 11. juni 2018.

Medveileder er professor emeritus Per Kristian Larsen, NTNU.

Trondheim, 12. januar 2018

Arne Aalberg, Professor NTNU/ UNIS

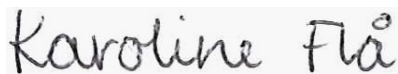
# Forord

Denne masteroppgaven ble utarbeidet våren 2018 som en del av studieforløpet til Bygg- og miljøteknikk ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved Norges Teknisk- Naturvitenskapelige Universitet (NTNU). Oppgaven tilsvarer 30 studiepoeng og har en tidsbegrensning på 20 uker.

Oppgaven går ut på å sammenligne stivhetskoeffisienter fra Eurokode 1993-1-8 mot numeriske simuleringer i Abaqus. Det blir undersøkt stivhetskoeffisienter for søylesteg påkjent av strekk, stegpanel i søyle påkjent av skjær og bolter påkjent av skjær. Modeller for alle tre tilfellene er analysert i Abaqus og vurdert mot beregninger fra Eurokoden.

Jeg ønsker å takke veileder Arne Aalberg, professor ved Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU og avdelingsleder for Arktisk teknologi ved UNIS, for god veiledning og faglig støtte. Jeg vil også gjerne takke Gunnstein Frøseth og Torodd Berstad ved NTNU for god hjelp ved spørsmål knyttet til modellering i Abaqus.

Trondheim, juni 2018



---

Karoline Flå



# Sammendrag

Knutepunktstandarden (NS-EN 1993-1-8) angir regler og anbefalinger for dimensjonering og prosjektering av knutepunkter i stålkonstruksjoner. Ved globale analyser av konstruksjoner er det viktig å kunne anta innenfor rimelig nøyaktighet hvor stivt et knutepunkt er. Eurokoden benytter seg av komponentmetoden, der knutepunktet deles inn i individuelle komponenter med kjent oppførsel. Ved å sette sammen disse komponentenes oppførsel, kan man finne ut hvor stivt et knutepunkt er. Det er derfor viktig at disse komponentenes oppførsel antas korrekt, for å kunne gjennomføre mest mulig nøyaktig dimensjonering.

I denne oppgaven undersøkes tre stivhetskoeffisienter fra Eurokoden for å vurdere uttrykkes pålitelighet. De tre stivhetskoeffisientene er; søylesteg påkjent av strekk, stegpanel i søyle påkjent av skjær og bolter påkjent av skjær. For å analysere disse stivhetskoeffisientene er elementmetodeprogrammet Abaqus benyttet for å modellere de tre tilfellene. Forskyvningene fra disse analysene brukes til å beregne stivheten til de ulike komponentene og sammenlignes med Eurokodens uttrykk for stivhet.

For alle tre stivhetskoeffisientene viser det seg å være små eller store avvik mellom analysene og Eurokoden. Koeffisienten for søylesteg påkjent av strekk kan ikke brukes direkte ved tosidige knutepunkt, så en faktor  $\alpha$  foreslås som skal angi lengden av søylesteget som skal brukes ved beregninger. Den tilnærmede verdien av  $\xi$  som reduserer den effektive bredden av søylesteget kan være noe konservativ, slik at stivhetskoeffisienten fra Eurokoden blir noe lavere enn i analysen.

Stivhetskoeffisienten for stegpanel i søylesteg påkjent av skjær bør ikke være gyldig dersom søylen ikke er avstivet. For avstivede søyler er koeffisienten noe høy, slik at det anbefales at skjærarealet reduseres. Stivhetskoeffisienten for bolter påkjent av skjær har også store avvik fra analysene og har behov for forbedring.



# Abstract

The connection standard (NS-EN 1993-1-8) specifies rules and recommendations for the design of connections in steel structures. In global analysis of structures it is important to assume how stiff a connection is. The Eurocode uses the component method, where the connection is divided into individual components with known behaviour. By combining these components, one can work out the stiffness of a connection. It is therefore important that the behavior of these components be assumed correctly, to have the most accurate design.

In this thesis, three stiffness coefficients from the Eurocode are examined to assess the reliability of the expressions. The three stiffness coefficients are; column web in tension, column web panel in shear and bolts in shear. To analyze these stiffness coefficients, the finite element method program Abaqus is used to model the three cases. The displacement from these analyzes are used to calculate the stiffness of the various components and compare them to the Eurocode's expressions.

For all three stiffness coefficients, there appear to be minor or major deviations between the analyzes and the Eurocode. The coefficient for column web in tension can not be used directly in two-sided connections, so a factor  $\alpha$  is proposed that will specify the length of the column web to be used in calculations. The approximate value of  $\xi$  that reduces the effective width of the column can be somewhat conservative, so that the stiffness coefficient from the Eurocode will be somewhat lower than in the analysis.

The stiffness coefficient for column web panels in shear should not be valid for unstiffened columns. For stiffened columns, the coefficient is somewhat high, so it is recommended that the shear area is reduced. The stiffness coefficient for bolts in shear also has major deviations from analyzes and needs improvement.





# Innhold

<b>Forord</b>	<b>I</b>
<b>Sammendrag</b>	<b>III</b>
<b>Abstract</b>	<b>V</b>
<b>Figurer</b>	<b>VIII</b>
<b>Tabeller</b>	<b>XI</b>
<b>1 Introduksjon</b>	<b>1</b>
1.1 Bakgrunn og motivasjon . . . . .	1
1.2 Tidligere arbeid innenfor temaet . . . . .	1
1.3 Rapportens oppbygning . . . . .	2
<b>2 Bakgrunn</b>	<b>3</b>
2.1 Søylesteg påkjent av strekk . . . . .	3
2.2 Stegpanel i søyle påkjent av skjær . . . . .	7
2.3 Bolter påkjent av skjær . . . . .	10
2.3.1 Dobbeltsnittede forbindelser . . . . .	11
<b>3 Beregningsregler</b>	<b>13</b>
3.1 Komponentmetoden . . . . .	13
3.2 Rotasjonsstivhet . . . . .	13
3.3 Søylesteg påkjent av strekk . . . . .	13
3.4 Søyle påkjent av skjær . . . . .	14
3.5 Bolter påkjent av skjær . . . . .	15
<b>4 Håndberegninger</b>	<b>17</b>
4.1 Geometri . . . . .	17
4.2 Generelle verdier . . . . .	17
4.2.1 Skjærareal . . . . .	17
4.2.2 Effektiv bredde . . . . .	18
4.2.3 Momentarm . . . . .	18
4.3 Stivhetskoeffisienter . . . . .	18
4.4 Bøyningsbidrag . . . . .	19
<b>5 Numerisk simulering</b>	<b>23</b>
5.1 Materialeegenskaper . . . . .	23
5.2 Valg av elementer . . . . .	25
5.3 Strekk i søylesteg . . . . .	27
5.3.1 Geometri . . . . .	27
5.3.2 Randbetingelser . . . . .	28

5.3.3	Deler . . . . .	28
5.3.4	Last . . . . .	29
5.3.5	Samvirke . . . . .	30
5.3.6	Analyse . . . . .	31
5.4	Søyle påkjent av skjær . . . . .	32
5.4.1	Geometri . . . . .	32
5.4.2	Deler . . . . .	33
5.4.3	Randbetingelser . . . . .	34
5.4.4	Last . . . . .	35
5.4.5	Samvirke . . . . .	35
5.4.6	Analyse . . . . .	36
5.5	Bolter påkjent av skjær . . . . .	37
5.5.1	Geometri . . . . .	37
5.5.2	Materialeegenskaper . . . . .	39
5.5.3	Randbetingelser . . . . .	41
5.5.4	Deler . . . . .	42
5.5.5	Last . . . . .	43
5.5.6	Samvirke . . . . .	44
5.5.7	Analyse . . . . .	45
<b>6</b>	<b>Resultater</b>	<b>47</b>
6.1	Strekk i søylesteg . . . . .	47
6.1.1	Beregning av stivhet . . . . .	47
6.1.2	Spenningsfordeling . . . . .	50
6.2	Stegpanel i søyle påkjent av skjær . . . . .	53
6.2.1	Beregning av stivhet . . . . .	53
6.2.2	Spenningsfordeling . . . . .	56
6.3	Bolter påkjent av skjær . . . . .	62
6.3.1	Beregning av stivhet . . . . .	62
6.3.2	Spenningsfordeling . . . . .	67
<b>7</b>	<b>Diskusjon</b>	<b>69</b>
7.1	Søylesteg påkjent av strekk . . . . .	69
7.2	Stegpanel i søyle påkjent av skjær . . . . .	71
7.3	Bolter påkjent av skjær . . . . .	72
<b>8</b>	<b>Konklusjon</b>	<b>75</b>
8.1	Konklusjon . . . . .	75
8.2	Videre arbeid . . . . .	76
	<b>Referanser</b>	<b>77</b>

# Figurer

2.1	Aksialdeformasjon . . . . .	3
2.2	Idealisert $M-\phi$ -kurve og søylesteg påkjent av strekk . . . . .	4
2.3	Effektiv bredde av søylesteg . . . . .	5
2.4	Spenningsfordeling langs k-linjen . . . . .	5
2.5	Aksialstivhet for et element som strekkes på begge sider . . . . .	6
2.6	Stegpanel i søyle påkjent av skjær . . . . .	7
2.7	Skjærareal av søyle . . . . .	8
2.8	Dobbeltsnittet forbindelse med plater . . . . .	12
2.9	Dobbeltsnittet forbindelse som holdes igjen på en side . . . . .	12
4.1	Tverrsnittsdimensjoner . . . . .	17
4.2	Bjelke med belastning . . . . .	19
4.3	Momentdiagram . . . . .	20
4.4	Påføring av enhetslast . . . . .	20
4.5	Tilfelle 1: Momentdiagram for aktuell last og enhetslast til hurtigintegrasjon . . . . .	21
4.6	Tilfelle 2: Momentdiagram for aktuell last og enhetslast til hurtigintegrasjon . . . . .	21
4.7	Bøyningsdeformasjon . . . . .	21
5.1	Materialmodell for S355 . . . . .	24
5.2	Førsteordens elementer med redusert og full integrasjon . . . . .	25
5.3	Heksaedre elementer . . . . .	25
5.4	Geometri for søylesteg påkjent av strekk . . . . .	27
5.5	Søylebunn med randbetingelser, fastholdt mot forskyvning i x-, y- og z-retning . . . . .	28
5.6	Utsnitt av elementnett for sammensatte deler . . . . .	28
5.7	Last påført som <i>Pressure</i> i enden av platene . . . . .	30
5.8	Sammenkobling av deler . . . . .	31
5.9	Geometri for søylesteg påkjent av skjær . . . . .	32
5.10	Søyletopp med randbetingelser, fastholdt mot forskyvning i x- og z-retning . . . . .	34
5.11	Søylebunn med randbetingelser, fastholdt mot forskyvning i x-, y- og z-retning . . . . .	34
5.12	Plater med randbetingelser, fastholdt mot forskyvning i x-retning . . . . .	34
5.13	Last påført som <i>Pressure</i> i enden av platene . . . . .	35
5.14	Eksempel på sveis festet til plate og søyle . . . . .	36
5.15	Avstivere festet til søyle . . . . .	36
5.16	Geometri for dobbeltsnittet avskjæringsforbindelse . . . . .	37
5.17	Geometri for dobbeltsnittet avskjæringsforbindelse med M10-bolt . . . . .	37
5.18	Geometri for dobbeltsnittet avskjæringsforbindelse med M16-bolt . . . . .	38
5.19	Geometri for dobbeltsnittet avskjæringsforbindelse med M24-bolt . . . . .	38
5.20	Geometri for dobbeltsnittet avskjæringsforbindelse . . . . .	39
5.21	Geometri modellert i Abaqus i YZ-view og XY-view . . . . .	39
5.22	Materialmodell for bolt i fasthetsklasse 8.8 . . . . .	40
5.23	Materialmodell for sterke plater med fiktiv fasthet . . . . .	40
5.24	Randbetingelser for symmetri . . . . .	41

5.25	Randbetingelser for nedre plate . . . . .	41
5.26	Last påført på midtre plate . . . . .	43
5.27	Definerte kontaktpar . . . . .	44
6.1	Node hvor forskyvningen U3 blir hentet ut . . . . .	47
6.2	Forskyvning fra analyse og iht. stivhet fra Eurokoden mot påført last . . . . .	48
6.3	Stivhet til søylesteget påkjent av strekk ved økning av last . . . . .	49
6.4	Forskyvning av søylesteget ved en belastning på 350 kN . . . . .	50
6.5	Plot av normalspenning langs k-linjen ved ulike lasttilfeller . . . . .	51
6.6	Plot av von Mises-spenning langs k-linjen ved ulike lasttilfeller . . . . .	51
6.7	Forskyvning av søyle med konturer av normalspenning . . . . .	52
6.8	Forskyvning av søyle med konturer av von Mises-spenning . . . . .	52
6.9	Noder hvor forskyvningen U3 blir hentet ut . . . . .	53
6.10	Forskyvning ved økning i last for uavstivet søylesteg . . . . .	54
6.11	Forskyvning ved økning av last til 100 kN . . . . .	55
6.12	Stivhet ved økning i last . . . . .	56
6.13	Skjærspenning langs «paths» i søylestegspanelet ved en belastning på 100 kN . . . . .	57
6.14	Skjærspenningsfordeling i søylestegspanelet . . . . .	58
6.15	Forskyvning på høyre og venstre side av søylestegspanelet . . . . .	59
6.16	Forskyvning av søyle . . . . .	60
6.17	Skjærspenning i søylen uten avstivere ved en belastning på 100 kN . . . . .	61
6.18	Skjærspenning i søylen med avstivere ved en belastning på 100 kN . . . . .	61
6.19	Uthenting av forskyvning i noder for M16-bolt . . . . .	62
6.20	Forskyvning U3 i boltene ved full belastning, med forskyvningsskalafaktor lik 5 . . . . .	63
6.21	Forskyvning i M10-bolten mot påført last . . . . .	64
6.22	Stivhet for M10-bolten mot påført last . . . . .	64
6.23	Forskyvning i M16-bolten mot påført last . . . . .	65
6.24	Stivhet for M16-bolten mot påført last . . . . .	65
6.25	Forskyvning i M24-bolten mot påført last . . . . .	66
6.26	Stivhet for M24-bolten mot påført last . . . . .	66
6.27	von Mises-spenning for modellen med M10-bolt ved full belastning . . . . .	67
6.28	von Mises-spenning for modellen med M16-bolt ved full belastning . . . . .	67
6.29	von Mises-spenning for modellen med M24-bolt ved full belastning . . . . .	68
6.30	Skjærspenning i bolten ved full belastning . . . . .	68
7.1	Tosidig knutepunkt . . . . .	69
7.2	Spenningsfordeling langs k-linjen . . . . .	70
7.3	Skjærareal av søyle . . . . .	71

# Tabeller

2.1	Verdier av $n$ som skal brukes i ligning (2.16)/(2.17). . . . .	11
3.1	Tilnærmede verdier for overføringsparameteren $\beta$ . . . . .	14
4.1	Geometriske data for profil . . . . .	17
5.1	Elastiske materialegenskaper for stål . . . . .	23
5.2	Spennings- og tøyingsverdier for S355 . . . . .	24
5.3	Deler med tilhørende elementnett . . . . .	29
5.4	Deler med tilhørende elementnett . . . . .	33
5.5	Randbetingelser . . . . .	35
5.6	Spennings- og tøyingsverdier for materialene til de ulike delene . . . . .	40
5.7	Randbetingelser . . . . .	41
5.8	Deler med tilhørende elementnett for modellene med M10- og M16-bolt . . . . .	42
5.9	Deler med tilhørende elementnett for modellen med M24-bolt . . . . .	43
6.1	Forskyvning ved en påført last på 100 kN med avvik . . . . .	48
6.2	Stivhet ved tilnærmet lineær økning av forskyvning . . . . .	49
6.3	Forskyvning ved 100 kN som påført last . . . . .	54
6.4	Stivhet ved tilnærmet lineær økning i forskyvning . . . . .	56
7.1	Forslag til verdier av faktoren $\alpha$ . . . . .	69



# 1 | Introduksjon

## 1.1 Bakgrunn og motivasjon

Ved prosjektering og dimensjonering av en konstruksjon er det viktig å kunne forutse hvordan konstruksjonen kommer til å oppføre seg. Stivheten til en forbindelse vil i stor grad påvirke hvordan krefter vil fordele seg i resten av konstruksjonen. Tidligere ble stivheten til en forbindelse enten klassifisert som stivt eller leddet, men det er i virkeligheten få forbindelser som faktisk innehar disse egenskapene. Derfor ble det et behov for å kunne si noe om hvor stiv en forbindelse er, slik at dimensjoneringen av konstruksjonen blir mer nøyaktig.

Det har blitt utviklet regelverk som brukes til å anslå oppførselen til forbindelser. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser, er dagens regelverk som brukes til prosjektering og dimensjonering av forbindelser i stål. Eurokoden er basert på komponentmetoden, der forbindelsen deles inn i individuelle og uavhengige komponenter som har en kjent oppførsel. Disse komponentenes egenskaper kan deretter brukes til å anslå hele forbindelsens oppførsel.

Mye av tidligere undersøkelser av Eurokodens pålitelighet har blitt vurdert for hele knutepunktets stivhet og har gitt resultater som stemmer godt med stivhetsmodellen. Selv om stivheten til hele knutepunktet kan være et godt estimat, er det ikke nødvendigvis slik at stivheten for hver enkelt komponent gir like gode estimater. I denne oppgaven skal tre komponenters stivhetskoeffisienter undersøkes for å vurdere uttrykkenes pålitelighet. Det vil bli sett på stivhetskoeffisienter for søylesteg påkjent av strekk, stegpanel i søyle påkjent av skjær og bolter påkjent av skjær. Komponentene vil bli analysert numerisk i elementmetodeprogrammet Abaqus og resultatene vil sammenlignes med Eurokodens koeffisienter for stivhet.

Søylesteget påkjent av strekk er modellert med et IPE-300-profil som blir belastet med like stor strekklast i plater festet på hver side av flensen på profilet. Stegpanel i søyle påkjent av skjær er modellert med det samme IPE-profilet, men modelleres som et ensidig knutepunkt. To plater på samme side belastes med like store, men motsatte krefter, som tilsvarer et moment. For bolter påkjent av skjær modelleres en dobbeltsnittet avskjæringsforbindelse for tre ulike boltestørrelser. Forskyvningene fra disse modellene brukes til å beregne stivheten til komponentene.

## 1.2 Tidligere arbeid innenfor temaet

I 1994 ble et revidert utkast av vedlegg J i Eurokode 3 godkjent av CEN, hvor en ny modell for bestemmelse av rotasjonsstivheten ble utviklet. Dette vedlegget er videre blitt en del av Eurokode 3 Del 1-8, og er dagens metode for å bestemme stivheten til knutepunkter. Weynand mfl. [1] beskriver bakgrunnen for denne stivhetsmodellen og sammenligner dem med testresultater. Testene er hentet fra en databank og det er stivheten til hele knutepunktet som undersøkes mot beregninger etter det nye vedlegget. Testene stemte godt overens med stivhetsmodellen,

men komponentene ble ikke testet hver for seg. Det kan derfor være nyttig å undersøke om komponentene hver for seg stemmer overens med stivhetsmodellen.

For søylesteg påkjent av strekk beskriver Weynand mfl. [1] det elastiske, lineære forholdet mellom strekkraften og forlengelsen av søylesteget. Fra dette forholdet utledes en stivhetskoeffisient for søylesteget hvor forenklinger er foretatt etter arbeider fra Jaspert [2]. Den effektive bredden av søylesteget blir beskrevet av Aribert mfl. [3], som er basert på plastisk kollaps av steget.

Stegpanel i søyle påkjent av skjær har i lang tid vært et emne for forskning og diskusjoner. Weynand mfl. [1] beskriver utledningen av stivhetskoeffisienten for stegpanel i søyle påkjent av skjær. Den er basert på arbeider etter Jaspert [2] hvor det vises at skjærspenningene i søylestegspanelet er mer eller mindre jevnt fordelt. Fielding og Huang [4] kommenterer at denne antagelsen om jevnt fordelt spenning gir lite feil, selv om skjærspenningen i søylesteget i virkeligheten ikke har akkurat denne fordelingen. Disse antagelsene er basert på søylesteg som er avstivet med horisontale plater, slik at det kan stilles spørsmål til om det også kan antas for uavstivede søylesteg.

Brandonisio mfl. [5] sammenligner den amerikanske og europeiske knutepunktstandarden og konkluderte med at Eurokoden overestimerer kapasiteten til stegpanelet i søylen påkjent av skjær med 50 til 60 %. De foreslår et nytt skjærareal som er inntil 30 % mindre enn det som benyttes i Eurokoden.

For stegpanel i søyle påkjent av skjær benyttes en interaksjonsparameter  $\beta$  som er avhengig av momentene og skjærkreftene som virker på stegpanelet. Bayo mfl. [6] foreslår en ny komponentbasert tilnærming til å modellere delvis bøyingsstive knutepunkt for globale analyser hvor bruk av  $\beta$ -faktoren unngås.  $\beta$ - faktoren er en tilnærming av de interne kreftene i knutepunktet og fører til en iterativ prosess ved utførelsen av den globale analysen av konstruksjonen. Bayo mfl. [6] mener denne iterative prosessen er lite hensiktsmessig, men den foreslåtte metoden kan også være for tidkrevende for enkel prosjektering.

Stivhetskoeffisienten for bolter påkjent av skjær har ikke blitt like mye studert som stegpanel i søyle påkjent av skjær. Bryan [7] utarbeidet en rapport om oppførselen til boltede forbindelser og parameterne som påvirker styrken og fleksibiliteten. Det ble konkludert med at platetykkelsen og skjærplanets plassering og hulltoleranse påvirker knutepunktflexibiliteten betydelig. Zaharia og Dubina [8] undersøkte også oppførselen til boltede forbindelser og mener at boltens diameter bør tas med i betraktningen av knutepunktflexibiliteten.

## 1.3 Rapportens oppbygning

Først vil det presenteres teoretisk bakgrunn for stivhetskoeffisientene som er valgt ut for å undersøke hvor uttrykkene kommer fra. Deretter følger beregningsreglene fra Eurokoden som er benyttet i denne oppgaven og håndberegninger som er utført for å kunne sammenligne Eurokodens tall mot numeriske analyser. Etter dette kommer en presentasjon av modelleringen som er gjort i programvaren Abaqus. Fra den numeriske analysen presenteres resultater og deretter kommer en diskusjon om hvordan de numeriske analysene sammenfaller med Eurokodens anbefalinger. Oppgaven avsluttes med en konklusjon der det vurderes om stivhetstallene fra Eurokoden er tilfredsstillende.



## 2 | Bakgrunn for stivhetskoeffisienter

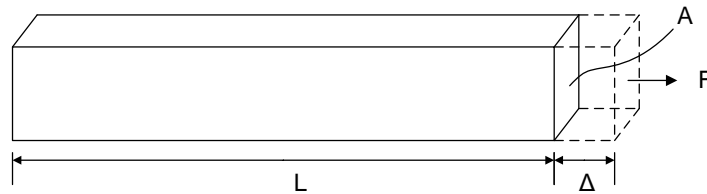
De tre ulike stivhetskoeffisientene som skal undersøkes er basert på forskning som har pågått i flere år. Bakgrunnen for stivhetskoeffisientene vil bli presentert, basert på tilgjengelig litteratur, med hovedmål å beskrive hvor uttrykkene kommer fra.

### 2.1 Søylesteg påkjent av strekk

Det elastiske, lineære forholdet mellom strekk-kraften  $F$  som påkjennes søylen og den tilhørende forlengelsen av steget  $\Delta$  (se figur 2.2b), beskrives av Jaspert [2]. Det uttrykkes som:

$$F = \frac{E \cdot t_{wc}}{d_c} \cdot \xi \cdot \Delta \quad (2.1)$$

hvor  $d_c$  er definert som fri høyde av søylesteget. Uttrykket baseres på formelen for aksialstivhet som er avhengig av tverrsnittets areal, lengden av konstruksjonsdelen, og E-modulen for materialet:



Figur 2.1: Aksialdeformasjon

$$\Delta = \frac{FL}{EA} \quad (2.2)$$

$$F = \frac{EA}{L} \Delta \quad (2.3)$$

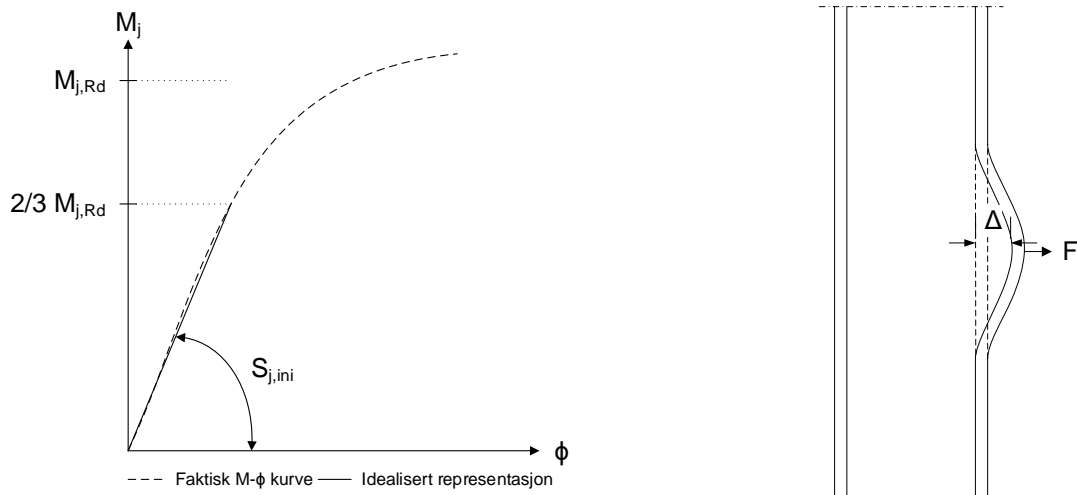
Koeffisienten  $\xi$  fra ligning (2.1) avhenger av den relative stivheten til søyleflensen i bøyning og søylesteget i strekk. Uttrykket for  $\xi$  – som er forskjellig for sveisede og boltede knutepunkter – er ganske komplisert, slik at forenklinger har blitt tatt i bruk fra Weynand mfl. [1]. Disse forenklingene er basert på forholdet ( $= 3/2$ ) mellom dimensjonerende kapasitet til steget, definert i Eurokoden [9] som:

$$F_{Rd} = b_{eff} \cdot t_{wc} \cdot f_y \quad (2.4)$$

og maksimal elastisk motstand av steget uttrykt som:

$$F_{el} = \xi \cdot t_{wc} \cdot E \cdot \frac{\Delta}{d_c} = \xi \cdot t_{wc} \cdot E \cdot \frac{f_y}{E} = \xi \cdot t_{wc} \cdot f_y \quad (2.5)$$

Eurokoden [9] benytter seg av en idealisert  $M-\phi$ -kurve (se figur 2.2a) hvor det antas en lineær elastisk kurve opptil  $2/3$  av den dimensjonerende momentkapasiteten  $M_{j,Rd}$ . Den korresponderende stivheten er den såkalte initialrotasjonsstivheten  $S_{j,ini}$ .



(a) Idealisering av  $M-\phi$ -kurve for elastisk analyse for elastisk styrkeverifikasjon

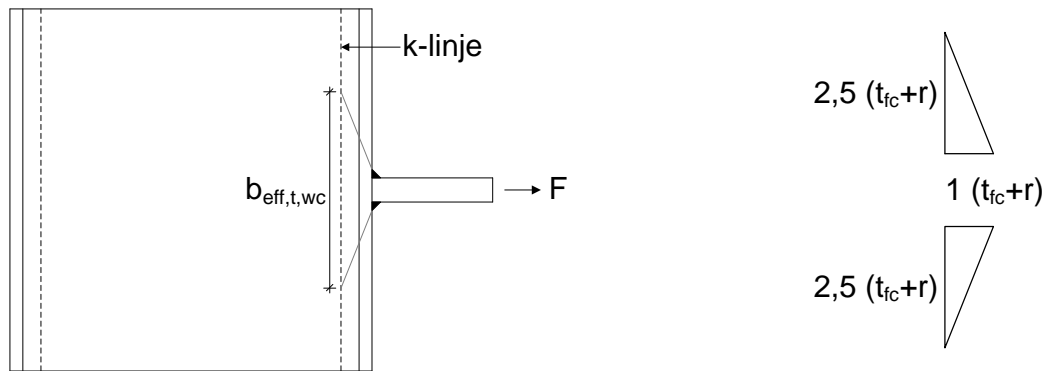
(b) Søylesteg påkjent av strekk

Figur 2.2: Idealisert  $M-\phi$ -kurve og søylesteg påkjent av strekk

Fra dette forholdet er en tilnærmet verdi av  $\xi$  avledet:  $\xi = 2/3 b_{eff}$ . Ved å innføre denne verdien i ligning (2.5), oppnås følgende uttrykk for stivhetskoeffisienten:

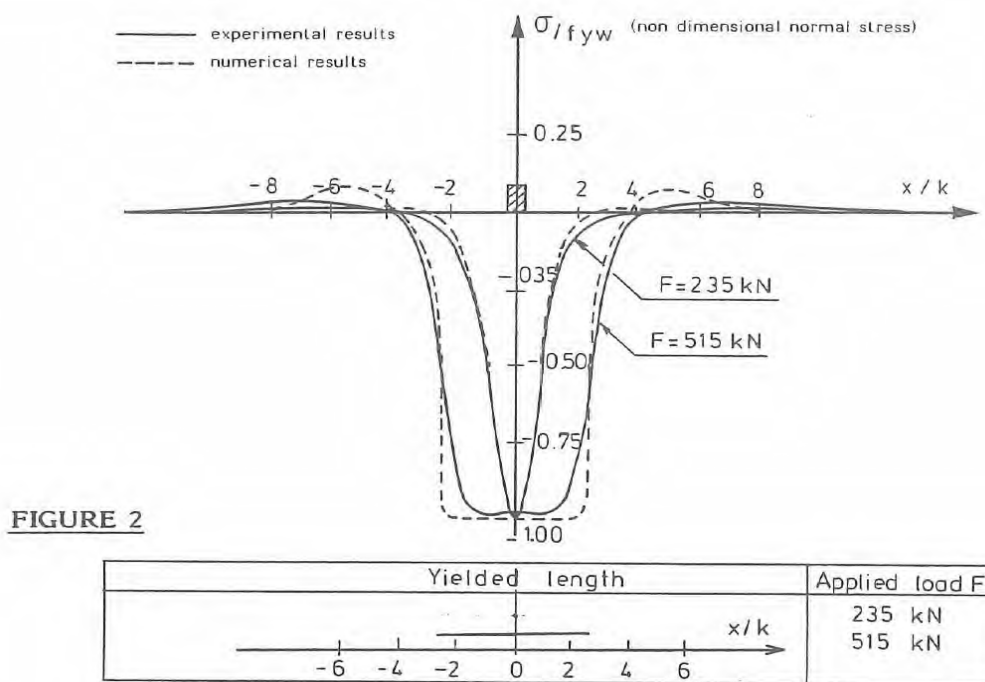
$$k_3 = \frac{2/3 \cdot b_{eff} \cdot t_{wc}}{d_c} = \frac{0,667 \cdot b_{eff} \cdot t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \cdot b_{eff} \cdot t_{wc}}{d_c} \quad (2.6)$$

Effektiv bredde av søylesteget, som illustrert i figur 2.3, blir beskrevet av Aribert mfl. [3]. De beskriver et veldefinert kriterium for bestemmelse av plastisk kollaps av steget alene. Kriteriet tilsvarer grenseverdien «når det er likhet mellom stegets stiv-plastiske kapasitet og den eksterne lasten  $F$  påført på hver flens». Den stiv-plastiske stegkapasiteten er definert som produktet av flytespenningen  $f_{yw}$  og lengden  $\ell_p$  som faktisk flyter langs steg-til-flens festelinjen (kalt «k-linje»), multiplisert med stegtykkelsen  $t_{wc}$ . Dermed kan den virkelige elastisk-plastiske stegoppførselen uttrykkes i en ekvivalent stiv-plastisk adferd. Kriteriet sies å kreve en nøyaktig elastisk-plastisk analyse for å bestemme den virkelige spenningsfordelingen langs k-linjen som kan bli funnet eksperimentelt eller numerisk.



Figur 2.3: Effektiv bredde av søylesteg

Et HEB 200-profil belastet med punktlast i trykk på hver flens ble testet både eksperimentelt og numerisk av Aribert mfl. [3], og spenningsfordelingen langs k-linjen ved eksperimentelle elastiske og plastiske grenseverdier for steget ble analysert. Resultatene fra disse testene vises i figur 2.4.



Figur 2.4: Spenningsfordeling langs k-linjen fra Aribert mfl. [3]

Det ble brukt to eksperimentelle metoder for å bestemme plan tøyningstensor langs k-linjen. Den første var en fotoelastisk overflatebehandlingsmetode som gir en global visualisering av tøyningfeltet. Den andre var den elektriske strekkspenningsmålermetoden, forbundet med databeregning for spenning, som gir lokale verdier av spenning ved successive steg av belastning. Aribert mfl. [3] beskriver videre at den inkrementelle Prandtl-Reuss loven ble brukt, og at det muligens er med en isotrop herdingseffekt.

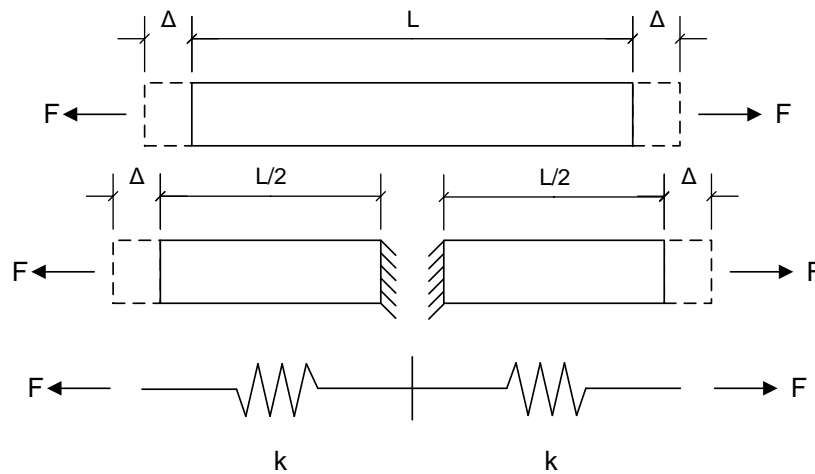
Fra spenningsfordelingen blir det utledet et uttrykk for den plastiske kapasiteten til steget:

$$F_{pw} = f_{yw} \cdot \ell_p \cdot t_w = f_{yw} \cdot 5 \cdot k \cdot t_{wc} \quad \text{hvor } k = t_{fc} + r \quad (2.7)$$

Lengden  $\ell_p$  gir utgangspunktet for den effektive bredden  $b_{eff,t,wc}$ :

$$b_{eff,t,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + r) \quad (2.8)$$

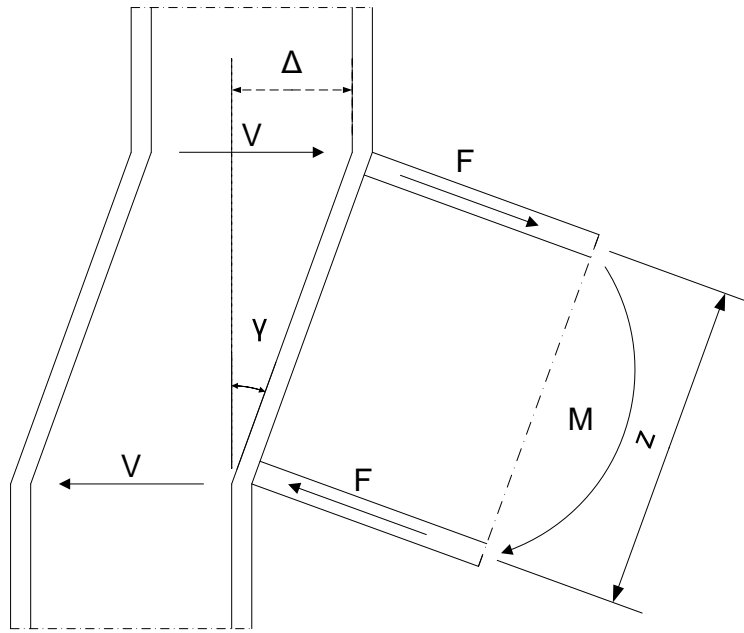
hvor  $a_b$  er a-målet til sveisen. Når Eurokoden beregner stivhet for søylesteg påkjent av strekk brukes hele lengden av søylesteget. Dette er basert på figur 2.2b hvor søylen belastes på den ene siden og det antas at forskyvningen på motsatt side er lik null. For tosidige og ensidige knutepunkter brukes den samme koeffisienten for søylesteg påkjent av strekk. Dersom et tosidig knutepunkt blir påkjent av like og motstående momenter, vil forskyvningen av søylesteget være lik null på midten av søylen og ikke på den ene siden. Eurokoden beskriver ikke hvordan dette skal løses, men det er rimelig å anta at lengden som brukes i stivhetsberegningene bør være forskjellig for ensidige og tosidige knutepunkt. Figur 2.5 viser hvordan et element som strekkes på begge sider bør deles inn i to deler med lik stivhet.



Figur 2.5: Aksialstivhet for et element som strekkes på begge sider

## 2.2 Stegpanel i søyle påkjent av skjær

I bjelke-søyle-knutepunkt blir stegpanelet i søylen utsatt for høye skjærkrefter  $V$  [1]. Skjærkraften kan uttrykkes som  $\beta \cdot F$  hvor  $F$ -kreftene er statisk ekvivalente til det påsatte momentet  $M$ , se figur 2.6.  $\beta$ -verdier er avhengig av knutepunktkonfigurasjonen og lastpåkjenning; verdiene er gitt i Eurokoden [9] og gjengitt i tabell 3.1.



Figur 2.6: Stegpanel i søyle påkjent av skjær

Antas jevnt fordelt skjærspenning  $\tau$ , er den tilsvarende rotasjonen  $\gamma$  slik at  $\tau = G \cdot \gamma$ . Skjærkraften  $V$  kan uttrykkes som  $A_{vc} \cdot \tau$  og rotasjonen  $\gamma$  som  $\Delta/z$  slik at:

$$F = \frac{V}{\beta} = \frac{A_{vc} \cdot \tau}{\beta} = \frac{A_{vc} \cdot G}{\beta \cdot z} \cdot \Delta \quad (2.9)$$

Når  $G = E/[2(1 + \nu)]$  og  $\nu = 0,3$ , kan følgende uttrykk for  $k_1$  utledes:

$$k_1 = \frac{F}{\Delta} = \frac{A_{vc}}{2(1 + \nu) \cdot \beta \cdot z} \approx 0,38 \frac{A_{vc}}{\beta \cdot z} \quad (2.10)$$

$A_{vc}$  fastsettes etter Eurokode 3-1-1 [10]. For valsede I-profiler påkjent parallelt med steget kan skjærarealet tas som:

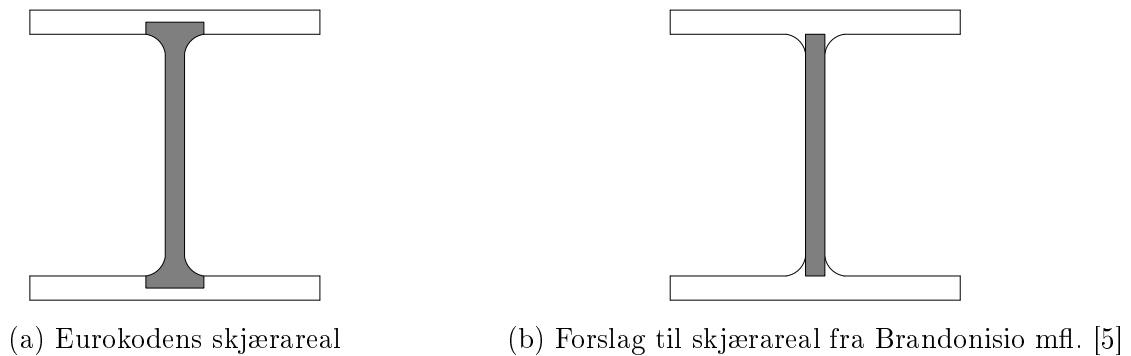
$$A_{vc} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad \text{men ikke mindre enn} \quad \eta h_w t_w \quad (2.11)$$

Som vist i figur 2.7a regner Eurokoden med at deler av flensene benyttes til skjærarealet. I følge Brandonisio mfl. [5] overestimerer Eurokoden kapasiteten til stegpanelet i søylen med 50

til 60 %. Forfatterne foreslår et skjærareal  $A_{c,web}$  som vist i figur 2.7b, hvor hele høyden av søylesteget er definert i skjærarealet:

$$A_{c,web} = (d_c - 2t_{fc}) \cdot t_{wc} \quad (2.12)$$

Her er  $d_c$  definert som hele høyden av tverrsnittet og ikke bare den frie høyden slik Eurokoden definerer den. Stivheten til stegpanelet er i stor grad gitt av skjærarealet, og det vil derfor være viktig å anta et godt estimat av dette arealet. Skjærarealet uttrykt i ligning (2.12) ga resultater på den sikre siden i eksperimentelle forsøk og fulgte kurven godt fra numerisk analyse utført av Brandonisio mfl. [5].



Figur 2.7: Skjærareal av søyle

Det er vanlig å anta at skjærspenningen er jevnt fordelt i steget. Fielding og Huang [4] argumenterer for, etter arbeider fra Watabe mfl. [11], at antagelsen om jevnt fordelt skjærspenning gir lite feil, selv om fordelingen egentlig har en parabolisk variasjon fra konstant spenning langs kantene. Mesteparten av tidligere forskning på søylestegspaneler påkjent av skjær har blitt gjort på søyler med avstivere, inkludert forskningen til Watabe mfl. [11]. Avstivere skaper jevnere fordeling av skjærspenningen og det kan stilles spørsmål til om det kan antas jevnt fordelt skjærspenning for søyler uten avstivere.

Interaksjonsparameteren ( $\beta$ ) er avhengig av momentene og skjærkreftene som virker på stegpanelet. Slik den er definert i Eurokoden innebærer den en tilnærming av de interne kreftene i knutepunktet og fører dermed til en iterativ prosess ved utførelsen av den globale analysen av konstruksjonen. Bayo mfl. [6] foreslår en ny komponentbasert tilnærming til å modellere interne og eksterne delvis bøyingsstive knutepunkt for globale analyser. Metoden skal ta hensyn til deformasjonsegenskapene og alle de indre kreftene som oppstår i knutepunktet, i tillegg til å ta hensyn til eksentrisitetene fra de interne kreftene som kommer fra bjelkene og søylene som møtes ved knutepunktet. På denne måten unngås bruk av  $\beta$ -faktoren og den iterative prosessen som kreves. Denne metoden har potensiale til å gi svært nøyaktige resultater, men kan være for tidkrevende for enkel prosjektering.

Skjærkreftene som virker på stegpanelet er definert som [6]:

$$V_{cw} = \frac{M_1}{h} \left[ \left( 1 - \frac{M_2}{M_1} \right) + \frac{h}{2M_1} (V_{c1} + V_{c2}) \right] = \frac{M_1}{h} \beta_1 \quad (2.13)$$

$$V_{cw} = \frac{M_2}{h} \left[ \left( 1 - \frac{M_1}{M_2} \right) + \frac{h}{2M_2} (V_{c1} + V_{c2}) \right] = \frac{M_2}{h} \beta_2 \quad (2.14)$$

hvor  $M_1$  og  $M_2$  er momentene som virker på høyre og venstre side av knutepunktet, og  $V_{c1}$  og  $V_{c2}$  er skjærkreftene i øvre og nedre del av søylen. Uttrykkene i klammeparentes fra ligningene (2.13) og (2.14) er interaksjonsfaktoren  $\beta$  som brukes i Eurokoden. Videre forenkler Eurokoden uttrykket slik at den fordelaktige effekten av skjærkreftene ikke tas med og begrenses også til å ikke kunne være høyere enn to, slik at uttrykkene da blir:

$$\beta_1 = \left| 1 - \frac{M_2}{M_1} \right| \leq 2 \quad \text{og} \quad \beta_2 = \left| 1 - \frac{M_1}{M_2} \right| \leq 2 \quad (2.15)$$

Eurokoden forhindrer at  $\beta$ -verdien blir negativ ved å sette absoluttegn i uttrykket. For noen knutepunkt vil det derimot forekomme situasjoner der  $\beta$ -verdien kan være mindre enn null eller høyere enn to.

Ringén [12] så på hvilken effekt skjærspenninger i søylesteget har på knutepunktsoppførselen i en bjelke-søyle-forbindelse, både for kapasitet og stivhet. Det konkluderes med at for  $0 \leq \beta \leq 1$  er initialstivheten  $S_{j,ini}$  funnet ved beregninger etter Eurokoden lavere enn de avleste resultatene fra numeriske simuleringer. Fra  $\beta \geq 1,25$  er beregningene etter Eurokoden høyere enn de numeriske. For  $\beta = 1$  er forskjellen kun -3,1 %, slik at for ensidige knutepunkt antas den tilnærmede verdien å være nøyaktig nok.

## 2.3 Bolter påkjent av skjær

Bryan [7] utarbeidet en rapport om oppførselen til boltede forbindelser og parameterne som påvirker styrken og fleksibiliteten. Rapporten er basert på et prosjekt ved University of Salford hvor 230 strekktester ble utført på enkeltsnittede avskjæringsforbindelser, med et generelt oppsett. Hensikten med testene var å undersøke effekten på knutepunktets styrke og fleksibilitet fra følgende faktorer:

- Boltens diameter
- Bolterotasjon
- Boltens forspenning
- Platetykkelse
- Platenes flytespenning
- Hulltoleranse
- Antall og størrelse på skiver
- Endeavstand
- Skjærplan på gjenget eller ugjenget del av bolten

Det konkluderes med at kapasiteten til knutepunktet blir påvirket av flere av disse faktorene, mens det tilsynelatende er kun to faktorer som påvirker knutepunktflexibiliteten betydelig.

### Platetykkelse:

Fleksibiliteten sies å øke tilnærmet lineært mens platetykkelsen øker. Den totale knutepunktflexibiliteten er summen av fleksibiliteten av platekomponentene, som tilsier at ulike tykkelser på platene påvirker fleksibiliteten.

### Skjærplanets plassering og hulltoleranse:

Skjærplanet kan oppstå både på den gjengede og ugjengede delen av bolten. Dersom det oppstår på den gjengede delen vil gjengene grave inn i hullkanten og øke fleksibiliteten. For en bolt i et klaringshull er fleksibiliteten større enn for en bolt i et perfekt tilpasset hull, fordi bæringsarealet er mer lokalisert. Den kombinerte økningen i fleksibilitet fra disse to effektene er estimert til å være over 60 % ut fra testene presentert av Bryan [7].

Bryan [7] utleder videre en formel for fleksibiliteten til enkeltsnittede avskjæringsforbindelser utifra en analyse av resultatene fra testene:

$$c = 5n\left(\frac{10}{t_1} + \frac{10}{t_2} - 2\right) \times 10^{-3} \text{ mm/kN} \quad (2.16)$$

hvor  $c$  er fleksibiliteten,  $n$  er en faktor som avhenger av posisjonen til skjærplanet og om forbindelsen består av én, eller to eller flere bolter. Faktoren som skal brukes for  $n$  vises i tabell 2.1.  $t_1$  og  $t_2$  er platetykkelsene. Det er tydelig at formelen inkluderer de to faktorene som påvirker fleksibiliteten. Stivhet er den inverse av fleksibilitet slik at stivheten kan uttrykkes slik:



$$k = \frac{1}{c} = \frac{1}{5n(\frac{10}{t_1} + \frac{10}{t_2} - 2) \times 10^{-3}} \text{ kN/mm} \quad (2.17)$$

Bryan [7] deler ikke inn fleksibiliteten i ulike komponenter slik som Eurokoden [9] deler inn stivheten for en enkeltsnittet avskjæringsforbindelse; bolt påkjent av skjær og bolt påkjent av hullkanttrykk.

	<i>Enboltsforbindelse</i>	<i>To eller flere bolter</i>
Skjærplan i ugjenget del	3,0	1,8
Skjærplan i gjenget del	5,0	3,0

Tabell 2.1: Verdier av  $n$  som skal brukes i ligning (2.16)/(2.17).

Zaharia og Dubina [8] oppsummerer eksperimentell forskning utført i flere år ved Universitetet i Timisoara, Romania. Hensikten med forskningen er å se på den virkelige oppførselen til boltede forbindelser i kaldformede stålfagverk. For å undersøke dette ble det utført tester på enkeltsnittede avskjæringsforbindelser og på underdeler av fagverk, slik at en teoretisk modell for knutepunktsstivhet kunne foreslås.

Forfatterne kommenterer at selv om formelen for fleksibilitet fra Bryan [7] er en funksjon av tykkelsene på platene og tilstedeværelsen av den gjengede delen av boltene i forbindelsen, inkluderer den ikke effekten av boltens diameter. Videre beskrives det at denne effekten bestemmes ved å bruke M16-bolter for enkeltsnittede avskjæringsforbindelser, i stedet for å skille mellom perfekt passform og 2 mm klaring av boltehullet slik Bryan [7] har definert formelen.

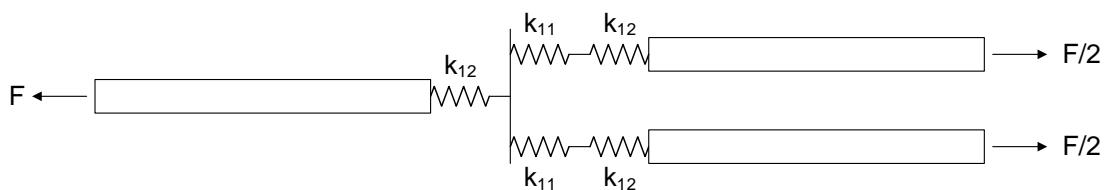
Zaharia og Dubina [8] presenterer en ny formel for karakteristisk verdi av stivhet hvor boltens diameter er inkludert:

$$K = 6,8 \frac{\sqrt{D}}{(\frac{5}{t_1} + \frac{5}{t_2} - 1)} \text{ (kN/mm)} \quad (2.18)$$

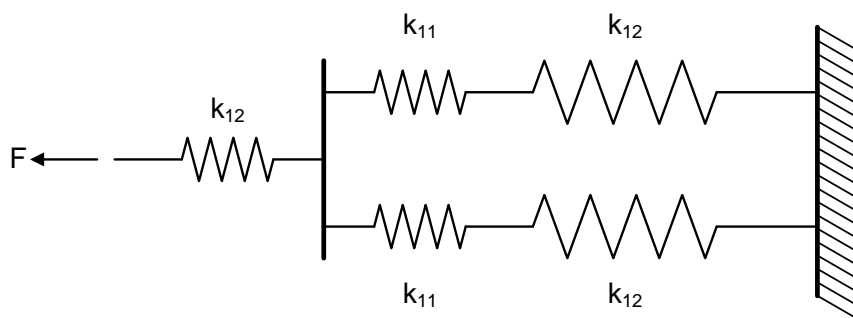
med en partiell sikkerhetsfaktor  $\gamma_R = 1,25$ .  $D$  er boltens nominelle diameter og  $t_1$  og  $t_2$  er tykkelsene på platene i forbindelsen. Formelen er kun gyldig for bolter med diameter mellom 8 og 16 mm og platetykkelse mellom 2 og 4 mm. Det benyttes 1 mm klaring for hull og det betraktes med gjenet del av boltene. Det brukes også her en felles stivhet for hele knutepunktet.

### 2.3.1 Dobbeltsnittede forbindelser

Stivheten for dobbeltsnittede avskjæringsforbindelser består av flere stivhetskomponenter i følge Eurokoden [9] – bolter påkjent av skjær og bolter påkjent av hullkanttrykk. Bolter påkjent av hullkanttrykk gjelder for hver basiskomponent  $j$  der boltene virker, slik at det kan antas at hullkanttrykket oppstår der de tre platene møter boltene. Skjær i boltene antas å oppstå ved den øvre og nedre platen da det er to avskjæringsnitt per bolt.



Figur 2.8: Dobbeltsnittet forbindelse med plater som strekkes på begge sider, med fjærstivhet



Figur 2.9: Dobbeltsnittet forbindelse som holdes igjen på en side, med fjærstivhet

Stivheten til hele forbindelsen vil da bli:

$$k_{ini} = k_{eff} \cdot E = \frac{1}{\frac{1}{2 \cdot k_{11}} + \frac{1}{2 \cdot k_{12,ytre}} + \frac{1}{k_{12,indre}}} \cdot E \quad (2.19)$$

Uttrykket Eurokoden [9] benytter for stivheten til bolter påkjent av skjær (se kapittel 3.5) har tilsynelatende lite til felles med hvordan skjærstivhet vanligvis beskrives. Slik skjærstivhet beskrives i kapittel 2.2, brukes skjærmodulen, et skjærareal, en høyde der skjærspenningene virker og en eventuell faktor for å ta hensyn til interaksjonskrefter. For bolten påkjent av skjær ser det ut til at stivhetstallet kommer fra testing på M16-bolter, da diameteren til en M16-bolt brukes som en konstant. Det benyttes også strekkfasthet for bolter og elastisitetsmodulen for stål. Diameteren for bolten er inkludert i uttrykket, men høyden av platene tas ikke med i betraktning.

# 3 | Beregningsregler i NS-EN 1993-1-8

NS-EN 1993-1-8 implementerer en rekke regler for beregning, med ulike bruksområder. Videre følger beregningsregler etter NS-EN 1993-1-8 som er brukt i denne oppgaven.

## 3.1 Komponentmetoden

Eurokode 1993-1-8 benytter seg av komponentmetoden. Metoden går ut på at rotasjonsresponsen i knutepunktet bestemmes på grunnlag av de mekaniske egenskapene av de forskjellige komponentene i knutepunktet [1]. På denne måten kan man beregne alle mulige knutepunkt ved å dekomponere knutepunktet inn i relevante komponenter.

## 3.2 Rotasjonsstivhet

Rotasjonsstivhet for et knutepunkt beregnes ved:

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (3.1)$$

hvor  $z$  er momentarmen,  $\mu$  er stivhetsforholdet  $S_{j,ini}/S_j$  hvor  $S_{j,ini}$  er initialrotasjonsstivhet og  $k_i$  er stivhetskoeffisienten for basiskomponent  $i$  i knutepunktet.

## 3.3 Søylesteg påkjent av strekk

Eurokoden [9] uttrykker stivhetskoeffisienten for søylesteg påkjent av strekk ved:

$$k_3 = \frac{0,7 \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc}}{d_c} \quad (3.2)$$

hvor  $b_{eff,t,wc}$  er effektiv bredde av søylesteget med strekk,  $t_{wc}$  er søylestegets tykkelse og  $d_c$  er fri høyde av søylesteget. For en sveist forbindelse bestemmes effektiv bredde  $b_{eff,t,wc}$  slik:

$$b_{eff,t,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} \cdot a_b + 5(t_{fc} + s) \quad (3.3)$$

hvor  $s$  er radiusen til søylen og  $a_b$  er a-målet til sveisen.

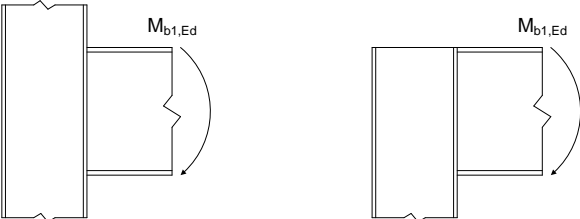
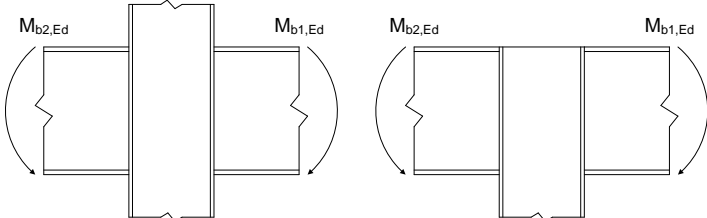
### 3.4 Stegpanel i søyle, påkjent av skjær

For et uavstivet ensidig knutepunkt eller tosidig knutepunkt med tilnærmet like bjelkehøyder kan stivhetskoeffisienten beskrives slik:

$$k_1 = \frac{0,38A_{vc}}{\beta z} \quad (3.4)$$

hvor  $\beta$  er en interaksjonskoeffisient som gitt i tabell 3.1,  $z$  er momentarmen og  $A_{vc}$  er definert i [10]:

$$A_{vc} = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad \text{men ikke mindre enn } \eta h_w t_w \quad (3.5)$$

Type knutepunkt	Påvirkning	Verdi av $\beta$
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$	$\beta = 0^*)$
	$M_{b1,Ed}/M_{b2,Ed} > 0$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed}/M_{b2,Ed} < 0$	$\beta \approx 2$
	$M_{b1,Ed} + M_{b2,Ed} = 0$	$\beta \approx 2$

\*) I dette tilfellet er  $\beta$  den nøyaktige verdien

Tabell 3.1: Tilnærmede verdier for overføringsparameteren  $\beta$  fra Eurokoden [9]

For mer nøyaktige verdier av  $\beta$  kan følgende ligninger også brukes:

$$\beta_1 = \left| 1 - \frac{M_{j,b2,Ed}}{M_{j,b1,Ed}} \right| \leq 2 \quad (3.6)$$

$$\beta_2 = \left| 1 - \frac{M_{j,b1,Ed}}{M_{j,b2,Ed}} \right| \leq 2 \quad (3.7)$$

der  $M_{j,b1,Ed}$  er momentet på høyre side av søylen og  $M_{j,b2,Ed}$  er momentet på venstre side.

### 3.5 Bolter påkjent av skjær

For en bolt som ikke er forspent beregnes stivheten for bolter påkjent av skjær slik:

$$k_{11} = \frac{16 \cdot n_b \cdot d^2 \cdot f_{ub}}{E \cdot d_{M16}} \quad (3.8)$$

hvor  $d$  er boltens nominelle diameter,  $f_{ub}$  er strekkfastheten for bolter,  $d_{M16}$  er nominell diameter av en M16-bolt og  $n_b$  er antall bolterader med avskjæring.



# 4 | Håndberegninger

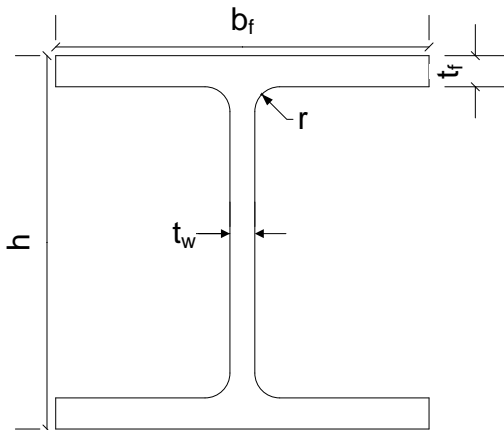
Dette kapitlet presenterer beregninger som er utført etter Eurokodens regler for geometriene som er modellert i Abaqus, se kapittel 5. I tillegg følger en beregning av bøyingsbidrag til forskyvningen av stegpanel i søyle påkjent av skjær.

## 4.1 Geometri

For koeffisientene søylesteg påkjent av strekk og stegpanel i søyle påkjent av skjær brukes det et IPE 300-profil med følgende geometriske parametere hentet fra Larsen mfl. [13]:

Profil	Dimensjoner [mm]					$A$ $\cdot 10^{-3}$ [mm <sup>2</sup> ]	$I_y$ $\cdot 10^{-6}$ [mm <sup>4</sup> ]
	$h$	$b$	$t_w$	$t_f$	$r$		
IPE 300	300	150	7,1	10,7	15	5,38	83,6

Tabell 4.1: Geometriske data for profil



Figur 4.1: Tverrsnittsdimensjoner

## 4.2 Generelle verdier

### 4.2.1 Skjærareal

Skjærareal benyttes til beregning av stivhet for stegpanel i søyle påkjent av skjær. For IPE-profilet er skjærarealet:

$$A_{vc} = A_c - 2bt_{fc} + (t_{wc} + 2r)t_{fc} = 5380 - 2 \cdot 150 \cdot 10,7 + (7,1 + 2 \cdot 15) \cdot 10,7 = 2566,97 \text{ mm}^2 \quad (4.1)$$

Skjærareal etter Brandonisio mfl. [5] anbefalinger:

$$A_{c,web} = (d_c - 2t_{fc}) \cdot t_{wc} = (300 - 2 \cdot 10,7) \cdot 7,1 = 1978,06 \text{ mm}^2 \quad (4.2)$$

### 4.2.2 Effektiv bredde

Effektiv bredde for kraftutbredelse av tverrstrekraft i en søyle er i henhold til ligning (3.3) beregnet slik:

$$b_{eff,t,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2}a_b + 5(t_{fc} + s) = 20 + 2\sqrt{2} \cdot 5 + 5(10,7 + 15) = 162,64 \text{ mm} \quad (4.3)$$

### 4.2.3 Momentarm

For en sveist forbindelse ligger trykksenteret i trykkflensens middelplan og momentarmen er høyden til den innfestede bjelken minus bjelkeflensens tykkelse. For modellen hvor søylen er påkjent av skjær, brukes plater med en tykkelse på 20 mm og utvendig mål mellom dem er 200 mm.

$$z = h - t_{fb} = 200 - 20 = 180 \text{ mm} \quad (4.4)$$

## 4.3 Stivhetskoeffisienter

Stegpanel i søyle påkjent av skjær ( $\beta$ -verdien antas lik 1 for ensidige knutepunkt):

$$k_1 = \frac{0,38 \cdot A_{vc}}{\beta z} = \frac{0,38 \cdot 2566,97}{1 \cdot 180} = 5,419 \text{ mm} \quad (4.5)$$

Søylesteg påkjent av strekk:

$$k_3 = \frac{0,7 \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \cdot 162,64 \cdot 7,1}{248,6} = 3,251 \text{ mm} \quad (4.6)$$

Bolter påkjent av skjær ( $n_b$  antas lik 1 da det er kun en bolt som betraktes):

$$k_{11,M10} = \frac{16 \cdot n_b \cdot d^2 \cdot f_{ub}}{E \cdot d_{M16}} = \frac{16 \cdot 1 \cdot 10^2 \cdot 800}{210000 \cdot 16} = 0,381 \text{ mm} \quad (4.7)$$

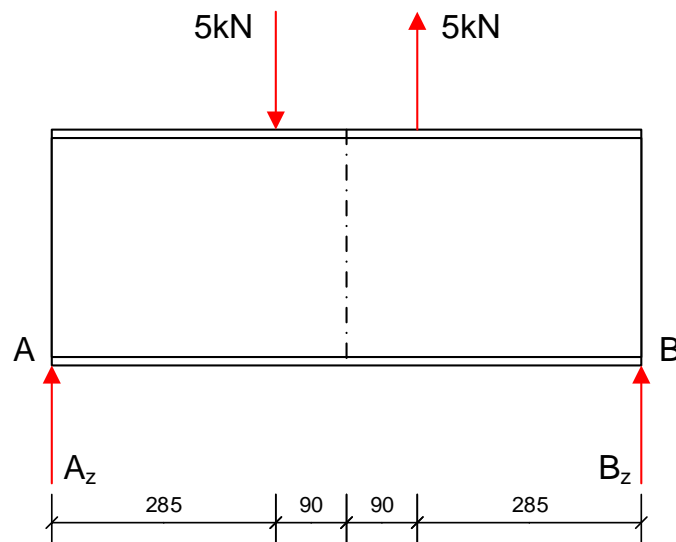


$$k_{11,M16} = \frac{16 \cdot n_b \cdot d^2 \cdot f_{ub}}{E \cdot d_{M16}} = \frac{16 \cdot 1 \cdot 16^2 \cdot 800}{210000 \cdot 16} = 0,975 \text{ mm} \quad (4.8)$$

$$k_{11,M24} = \frac{16 \cdot n_b \cdot d^2 \cdot f_{ub}}{E \cdot d_{M16}} = \frac{16 \cdot 1 \cdot 24^2 \cdot 800}{210000 \cdot 16} = 2,194 \text{ mm} \quad (4.9)$$

## 4.4 Bøyingsbidrag

Bøyingsbidraget til deformasjonen i søylestegspanelet påkjent av skjær kan beregnes ved enhetslastmetoden og kan trekkes fra for å kun se på skjærdeformasjonen. Aksialbidraget er så lite at det kan neglisjeres. Det betraktes en søyle med en belastning på 5 kN i hver plate og fordi momentdiagrammene vil ha lik form uansett hvor store lastene er, kan bøyingsbidraget økes eller reduseres i forhold til påført last.



Figur 4.2: Bjelke med belastning

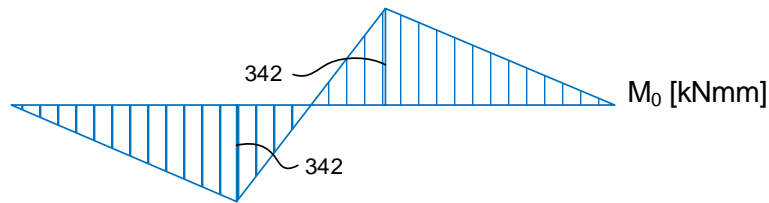
Reaksjonskreftene beregnes ved likevektsbetraktninger:

$$A_z = \frac{5kN \cdot 465mm}{750mm} - \frac{5kN \cdot 285mm}{750mm} = 1,2 \text{ kN} \quad (4.10)$$

$$\sum F_z = 0: \quad A_z + B_z - 5kN + 5kN = 0 \quad (4.11)$$

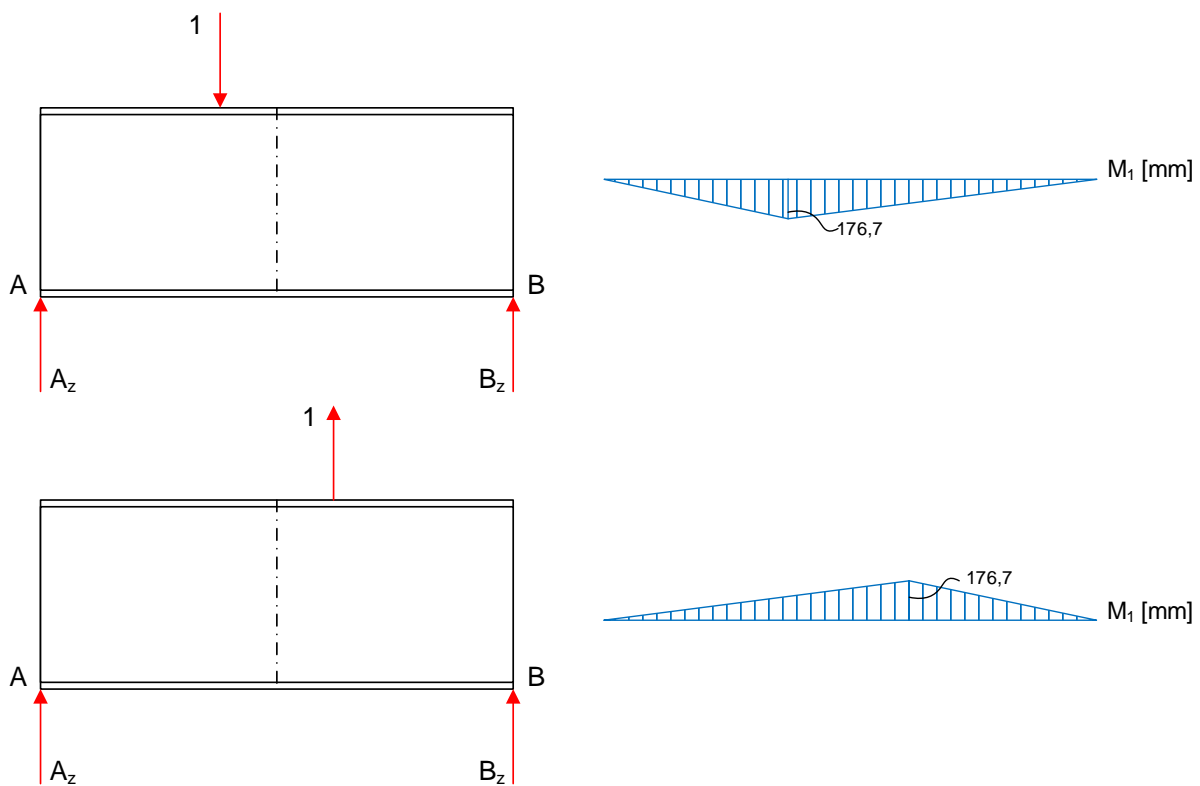
$$B_z = -1,2 \text{ kN} \quad (4.12)$$

Som gir følgende momentdiagram:



Figur 4.3: Momentdiagram

Ved å sette på en virtuell enhetslast i det punktet vi ønsker å finne forskyvningen kan det utledes virtuelle momentdiagram:

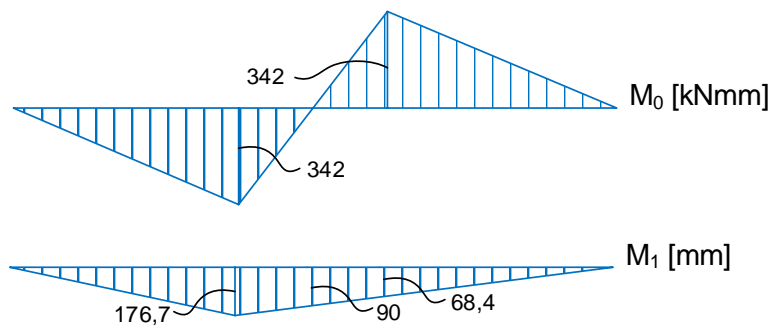


Figur 4.4: Påføring av enhetslast

Forskyvningen bestemmes ved å benytte prinsippet om virtuelt arbeid og bøyedeformasjonen kan defineres slik:

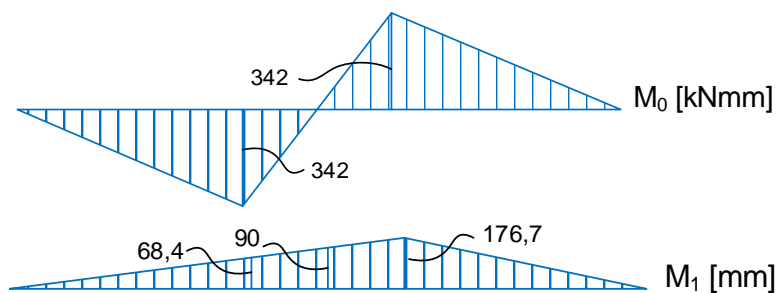
$$1 \cdot \Delta = \frac{1}{EI} \int_0^L M_0 M_1 dx \quad (4.13)$$

Ved bruk av hurtigintegrasjon, som gir enklere beregning enn med analytisk integrasjon, benyttes momentdiagrammene for aktuell last og enhetslast:



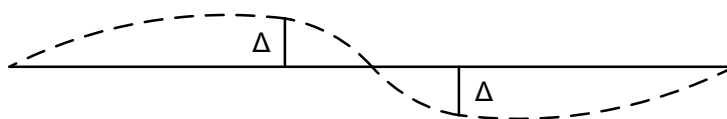
Figur 4.5: Tilfelle 1: Momentdiagram for aktuell last og enhetslast til hurtigintegrasjon

$$\begin{aligned}
 1 \cdot \Delta &= \frac{1}{EI} \int_0^L M_0 M_1 dx = \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{3} M_0 M_1 L + \frac{1}{6} (2M_1^1 + M_1^2) M_0 L \right. \\
 &\quad \left. - \frac{1}{6} (M_1^1 + 2M_1^2) M_0 L - \frac{1}{3} M_0 M_1 L \right) \\
 &= \frac{1}{EI} \left( \frac{1}{3} \cdot 342 \cdot 176,7 \cdot 285 + \frac{1}{6} (2 \cdot 176,7 \cdot +90) \cdot 342 \cdot 90 \right. \\
 &\quad \left. - \frac{1}{6} (90 + 2 \cdot 68,4) \cdot 342 \cdot 90 - \frac{1}{3} \cdot 342 \cdot 68,4 \cdot 285 \right) \quad (4.14) \\
 &= \frac{1}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 83,6 \cdot 10^{-6}} \cdot 4629825000 \\
 &= 2,637175325 \cdot 10^{-4} \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Figur 4.6: Tilfelle 2: Momentdiagram for aktuell last og enhetslast til hurtigintegrasjon

For det andre lasttilfellet vil forskyvningen være lik som det første, men i motsatt retning. Deformasjonen av søylen vil ha en form som vist i figur 4.7.



Figur 4.7: Bøyningsdeformasjon



# 5 | Numerisk simulering - Abaqus

Dette kapitlet presenterer antagelser og forutsetninger for modelleringen i ABAQUS. En volummodell med strekk i søylesteget, to volummodeller med skjær i søylestegspanelet og tre volummodeller med skjær i bolt har blitt modellert for å sammenligne stivhetstall fra Eurokoden med numeriske modeller.

## 5.1 Materialelegenskaper

Alle deler har fått tilegnet like elastiske materialelegenskaper, som vist i tabell 5.1, med mindre noe annet er spesifisert:

Elastitetsmodul [ $N/mm^2$ ]	Tverrkontraksjon, $\nu$
210000	0,3

Tabell 5.1: Elastiske materialelegenskaper for stål

Initialstivheten som beskrives i Eurokoden, hvor rotasjonsstivheten for lineær elastisk global analyse ikke bør overskride 2/3 av dimensjonerende momenkapasitet, er i virkeligheten ikke en elastisk stivhet. I stålkonstruksjoner vil flytespenninger forekomme tidlig, i noen tilfeller også før opptredende last, men vil holde en tilnærmet lineær forskyvningskurve frem til en viss last. Det vil derfor være hensiktsmessig å tilegne delene ikkelineære geometrier.

Ved definering av plastiske egenskaper i Abaqus må man benytte sann spenning og sann tøyning. Eurokoden [14] definerer forutsetninger for materialelegenskaper som kan brukes, avhengig av nøyaktigheten og den tillatte tøyningen som kreves for analysen. For sann spennings-tøyningsskurve som er modifisert etter prøvingsresultatene defineres de som følger:

$$\sigma_{sann} = \sigma_{nom}(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (5.1)$$

$$\varepsilon_{sann} = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) \quad (5.2)$$

Den sanne tøyningen er ikke det samme som den plastiske tøyningen i materialet, men heller den totale tøyningen. Ved å dele den totale tøyningen inn i et elastisk og et plastisk bidrag kan den plastiske tøyningen utledes. Ved å trekke fra den elastiske tøyningen (definert som sann spenning delt på elastisitetsmodulen) fra den totale tøyningen, står den plastiske tøyningen igjen:

$$\varepsilon_{pl,sann} = \varepsilon_{sann} - \varepsilon_{el,sann} = \ln(1 + \varepsilon_{nom}) - \frac{\sigma_{sann}}{E} \quad (5.3)$$

For materialet S355, er de karakteristiske verdiene for nominell flytespenning og nominell bruddspenning gitt ved [10]:

$$f_y = 355 \text{ MPa} \quad (5.4)$$

$$f_u = 490 \text{ MPa} \quad (5.5)$$

Eurokoden [10] har satt krav til duktilitet hvor bruddforlengelsen skal være større enn 15 %. Ved å benytte en konservativ bruddforlengelse på 17 % er det innenfor kravene. Fra dette kan verdiene for sann spenning og sann plastisk tøyning ved brudd beregnes:

$$\sigma_{sann} = 490 \cdot (1 + 0,17) = 573,3 \text{ MPa} \quad (5.6)$$

$$\varepsilon_{pl,sann} = \ln(1 + 0,17) - \frac{573,3}{210000} = 0,154 \approx 15,4\% \quad (5.7)$$

For stål er det typisk med et markert flyteplatå etter flyt, hvor materialet tøyres noe uten at det tiltrer store ytterligere spenninger. I dette området kan spenningen ha en liten økning på omtrent 10 MPa. Ved å velge et flyteplatå frem til 2 % nominell tøyning kan dette inkluderes i materialmodellen:

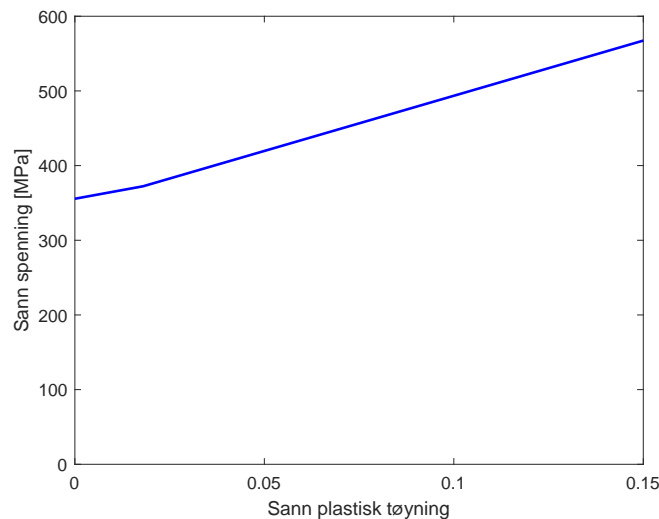
$$\sigma_{sann} = 365 \cdot (1 + 0,02) = 372,3 \text{ MPa} \quad (5.8)$$

$$\varepsilon_{pl,sann} = \ln(1 + 0,02) - \frac{372,3}{210000} = 0,018 \approx 1,8\% \quad (5.9)$$

Verdiene for sann spenning og sann plastisk tøyning, som vist i tabell 5.2, legges inn i Abaqus og tilsier en materialmodell som vist i figur 5.1.

$\sigma_{sann}$	$\sigma_{nom}$	$\varepsilon_{pl,sann}$	$\varepsilon_{nom}$
355,6	355	0	0,00169
372,3	365	0,018	0,02
573,3	490	0,154	0,17

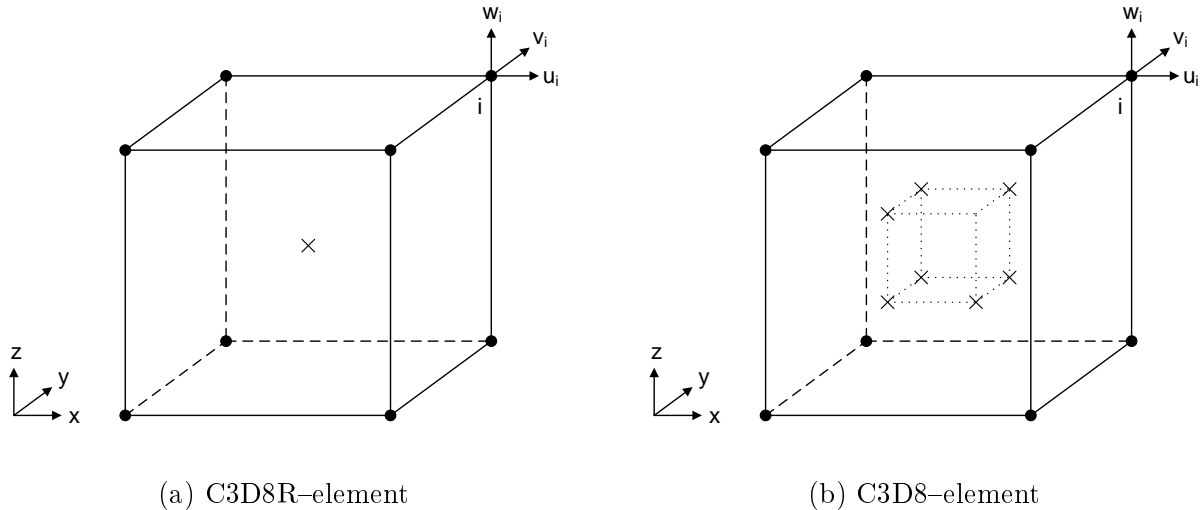
Tabell 5.2: Spennings- og tøyingsverdier for S355



Figur 5.1: Materialmodell for S355

## 5.2 Valg av elementer

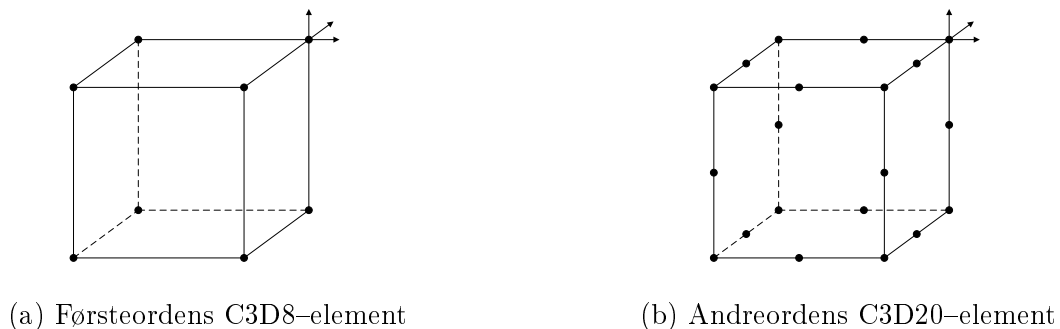
Det mest brukte lineære elementet er C3D8R-elementet. Denne elementtypen har åtte hjørnenoder med tre translasjonsfrihetsgrader i hver node og et integrasjonspunkt, som vist i figur 5.2a.



Figur 5.2: Førsteordens elementer med redusert og full integrasjon

Skjærlåsing oppstår i førsteordenselementer med full integrasjon, som i C3D8, dersom de blir utsatt for bøyning. Dette er fordi den numeriske formuleringen av elementene gir opphav til skjærtøyninger som egentlig ikke eksisterer – såkalt parasittisk skjær. Derfor vil disse elementene være for stive i bøyning, spesielt hvis elementlengden er av samme størrelsesorden eller større enn veggtykkelsen.

For førsteordenselementer med redusert integrasjon, som C3D8R, kan timeglassformer bli et problem i spennings/forskyvningsanalyser. Elementene har kun ett integrasjonspunkt og det er da mulig for dem å forvrenses slik at tøyningene som er beregnet ved integrasjonspunktet er alle null, som igjen fører til ukontrollert forvrenging av elementnettet. ABAQUS har timeglasskontroll for førsteordenselementer med redusert integrasjon, som kun bør brukes for et relativt fint elementnett.



Figur 5.3: Heksaedre elementer

For førsteordens heksaedre volumelementer gir tøyingsoperatøren konstant volumetrisk tøyning gjennom hele elementet. Denne konstante tøyningen forhindrer elementnett-«låsing» når materialresponsen er tilnærmet inkompressibel.

Andreordenselementer (C3D20 og C3D20R) gir høyere nøyaktighet enn førsteordenselementer for «glatte» problemer som ikke medfører alvorlige elementforvregninger. De fanger spenningskonsentrasjoner mer effektivt og er bedre for modellering av geometriske egenskaper: de kan modellere en buet overflate med færre elementer. I tillegg er andreordenselementer svært effektive i bøyingsdominerte problemer. Bruk av andreordenselementer medfører lengre beregningstid.

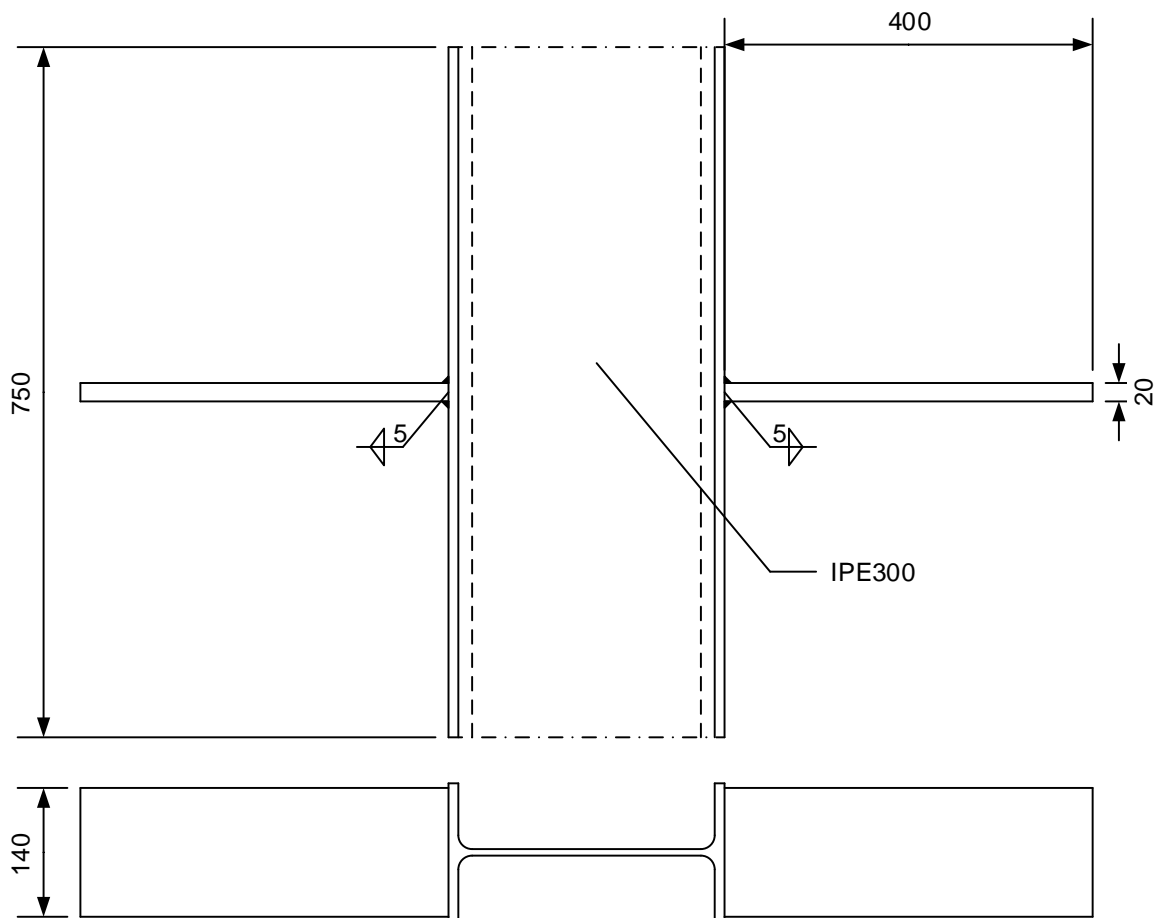
Ved å bruke førsteordenselementer med redusert integrasjon minsker beregningstiden betraktelig og ved å bruke et relativt fint elementnett vil resultatene bli tilstrekkelig nøyaktige.



## 5.3 Strekk i søylesteg

### 5.3.1 Geometri

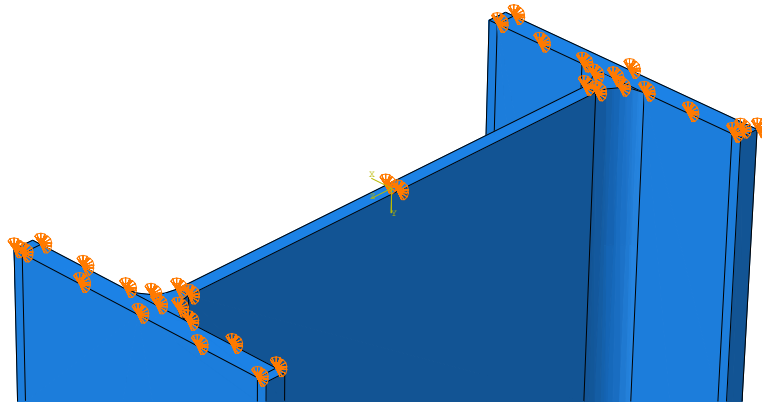
Figur 5.4 viser geometrien som er modellert i ABAQUS. To plater med en lengde på 400 mm og tykkelse på 20 mm er sveiset fast på hver side av en 750 mm høy IPE300-søyle. Sveisene har en dybde på 5 mm.



Figur 5.4: Geometri for søylesteg påkjent av strekk

### 5.3.2 Randbetingelser

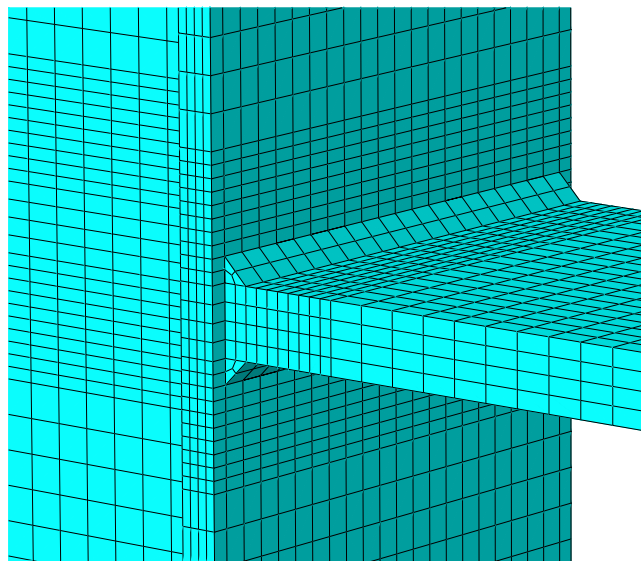
For å modellere strekk i søylesteget er det tilstrekkelig å fastholde bunnen av søylen i x-, y- og z-retning mot forskyvning.



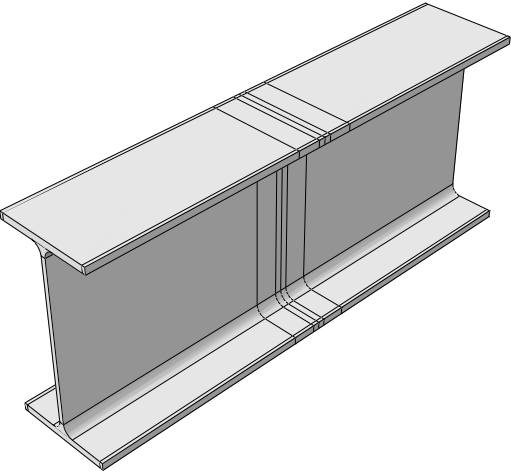
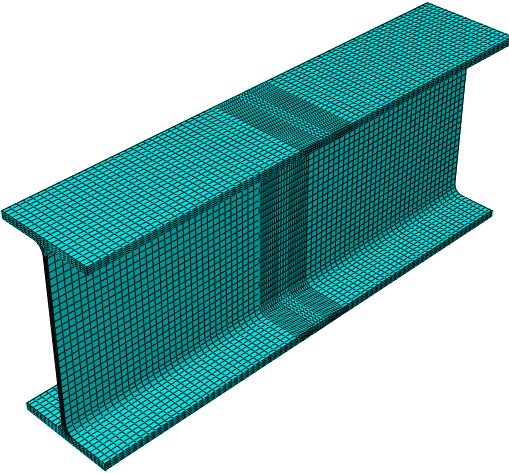
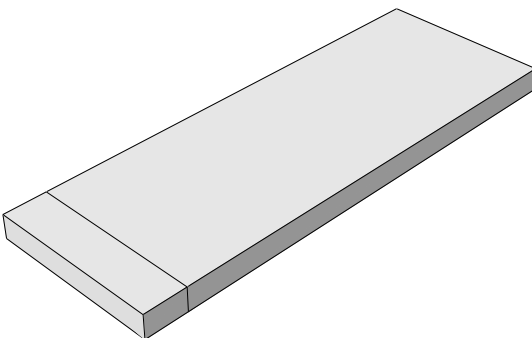
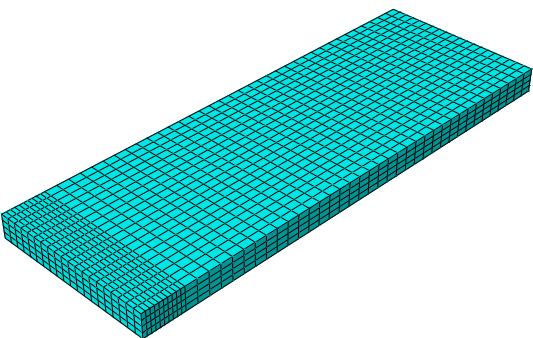
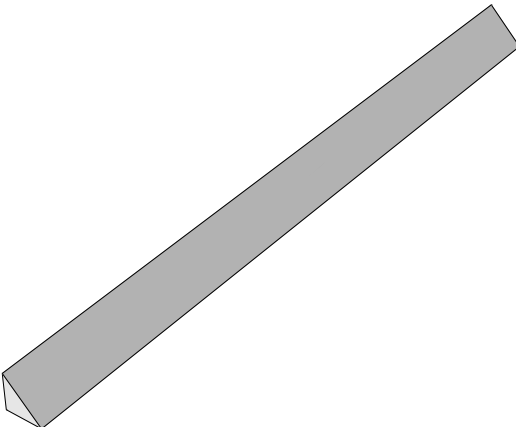
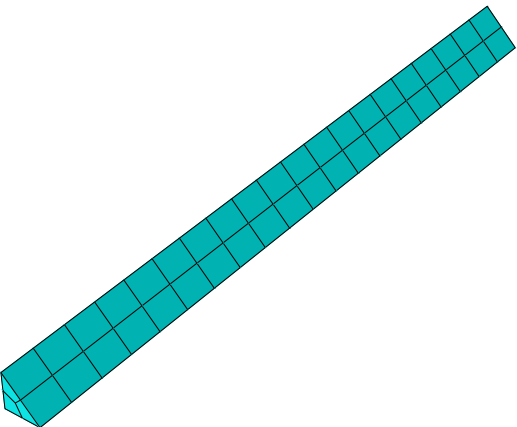
Figur 5.5: Søylebunn med randbetingelser, fastholdt mot forskyvning i x-, y- og z-retning

### 5.3.3 Deler

Tabell 5.3 viser de ulike delene som er benyttet i modellen. Alle deler er tegnet med et tverrsnitt og ekstrudert til ønsket lengde. Søylen og platen er delt inn i partisjoner for å tilpasse elementnettet til de ulike delene til hverandre og for å lettere koble delene sammen som beskrevet i kapittel 5.3.5. Alle deler er modellert med C3D8R-elementer. Fordi dette elementet er dårlig til å beskrive bøyning er det modellert fire elementer i tykkelsen av søyleflensen. Figur 5.6 viser et utsnitt av modellen hvor du kan se at elementnettet i de ulike delene er tilpasset hverandre.



Figur 5.6: Utsnitt av elementnett for sammensatte deler

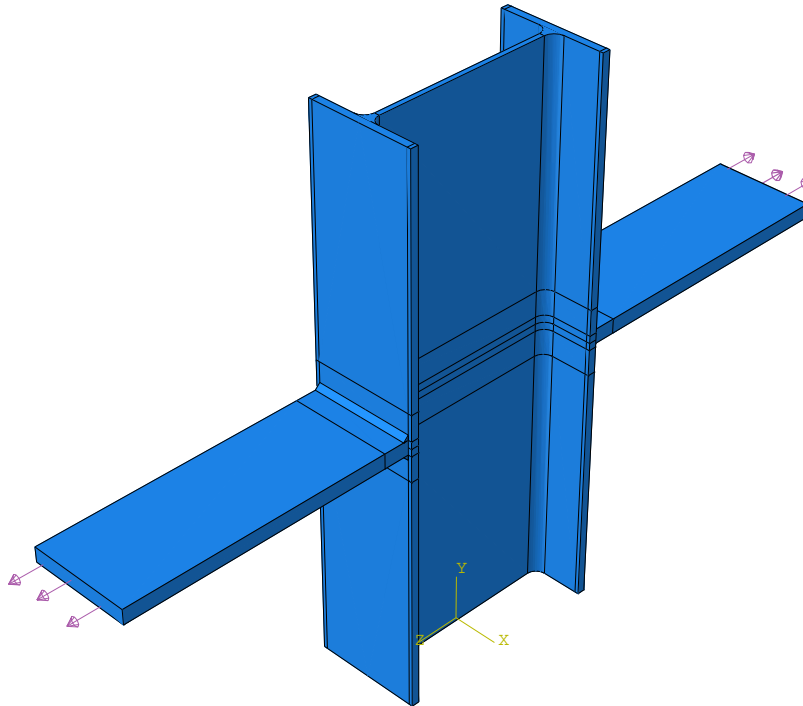
Del	Partisjoner	Elementnett
Søyle		
Plate		
Sveis		

Tabell 5.3: Deler med tilhørende elementnett

### 5.3.4 Last

For å modellere strekk i søylesteget er platene påført strekklast. Dette er modellert i Abaqus som *Pressure* med fordelingen *Total Force*. Ved å bruke *Pressure* påføres et trykk over en flate hvor trykk er definert som positivt og strekk er definert som negativt. *Total Force* definerer et konstant trykk som er jevnt fordelt over flaten, hvor størrelsen du angir er den totale størrelsen

på kraften som er påført flaten. I analyser med store deformasjoner kan imidlertid den faktiske totale kraften endres under analysen på grunn av deformasjonen av den belastede overflaten. Hver plate er påført en strekkraft på 350 kN.

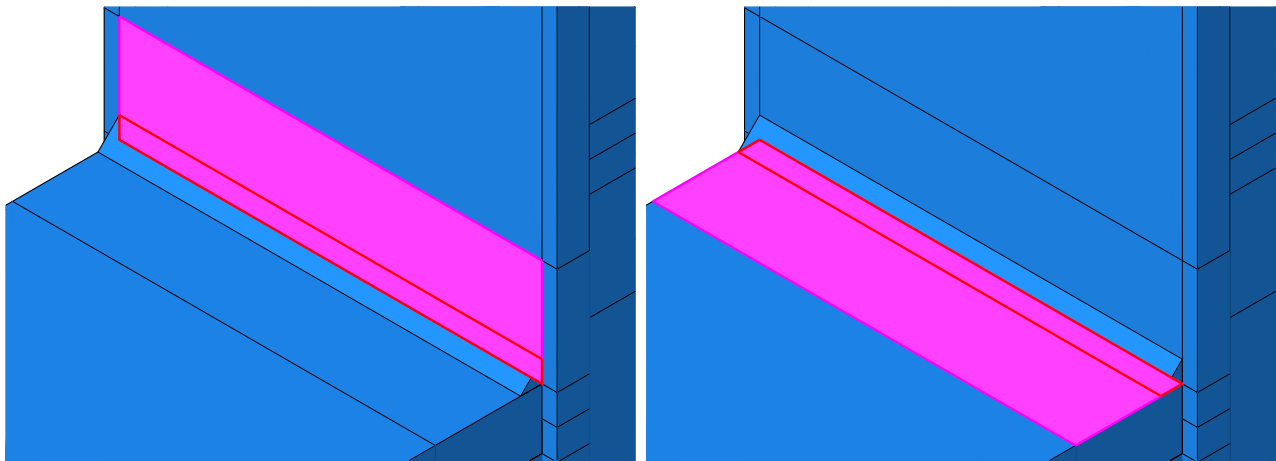


Figur 5.7: Last påført som *Pressure* i enden av platene

### 5.3.5 Samvirke

For at de ulike delene skal virke sammen, er kontaktflatene mellom sveisene og søylen og platene modellert med *Ties*. En *Tie*-restriksjon knytter to separate flater sammen slik at det ikke er noen relativ bevegelse mellom dem. Denne type restriksjon gjør det mulig å koble sammen to regioner selv om elementnettet på overflaten av regionene kan være forskjellige.

Figur 5.8 illustrerer hvordan sveisene er festet til søylen og platene. En *master*-flate (rød) på sveisen kobles mot en *slave*-flate (rosa) på søylen og en annen *master*-flate (rød) på sveisen kobles mot en *slave*-flate (rosa) på platen.



(a) Sammenkobling mellom sveis og søyle

(b) Sammenkobling mellom sveis og plate

Figur 5.8: Sammenkobling av deler

I modellen er det definert *General contact*, hvor Abaqus bruker sofistikerte algoritmer for å sikre at riktige kontaktforhold blir håndhevet effektivt. Abaqus finner aktuelle kontaktflater og tilegner kontaktinteraksjoner med ønskede egenskaper. Den generelle kontakten er definert med normal hard kontakt hvor flatene kan bevege seg fritt fra hverandre etter sammentrykking og friksjonsløs tangentiell kontakt.

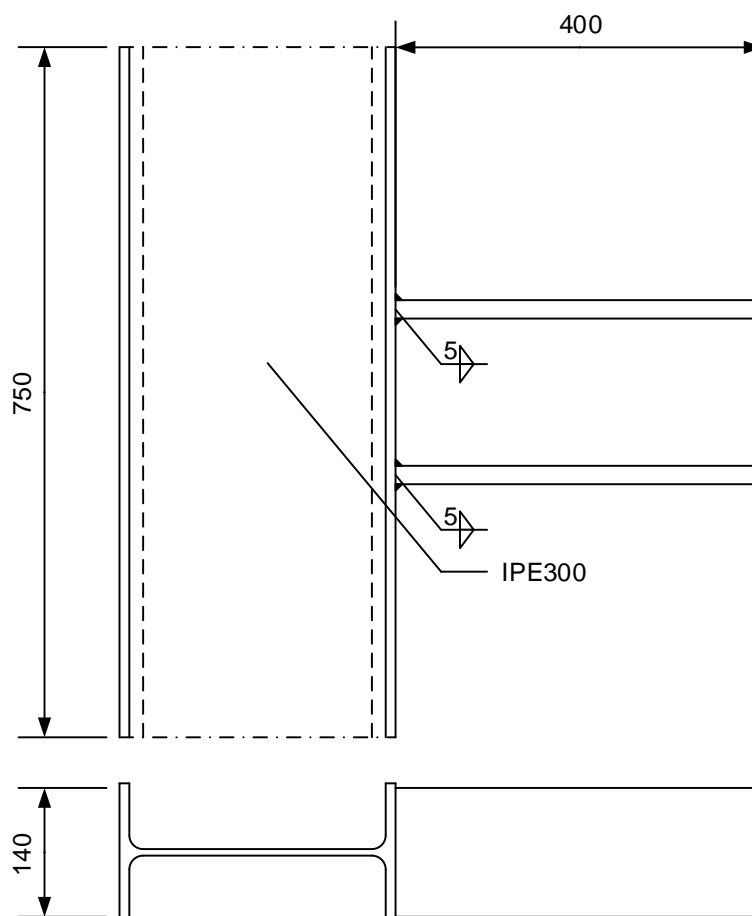
### 5.3.6 Analyse

Lasten er påført i et steg av typen *Static, General*. Tidsperioden er satt til 1 med maksimum antall inkremitter lik 1 000. Analysen har fast inkrementstørrelse på 0,005.

## 5.4 Stegpanel i søyle påkjent av skjær

### 5.4.1 Geometri

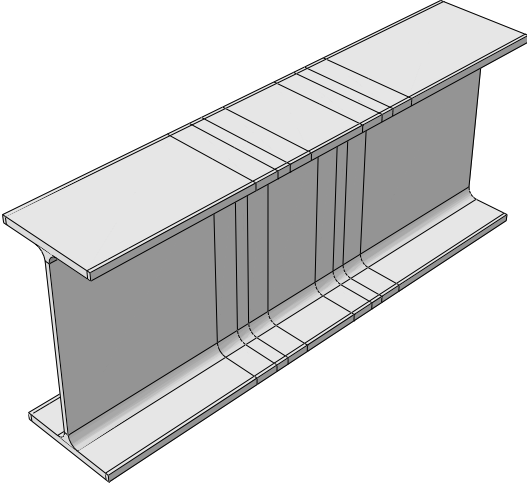
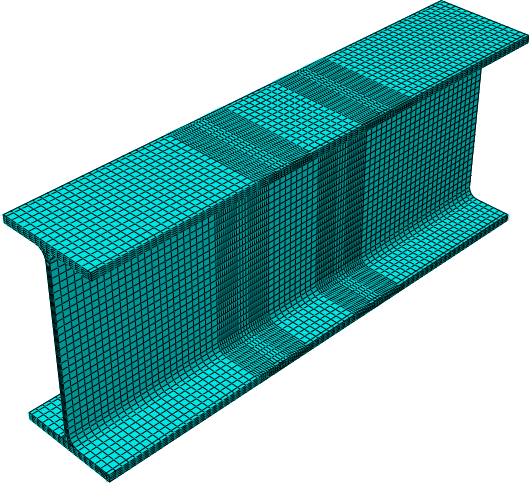
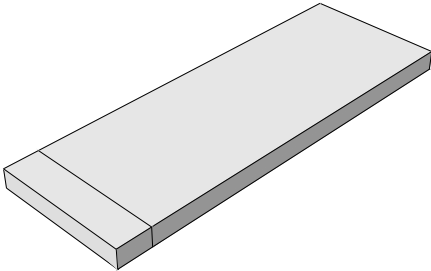
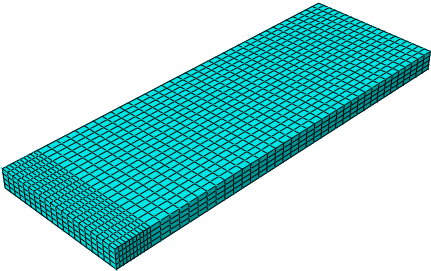
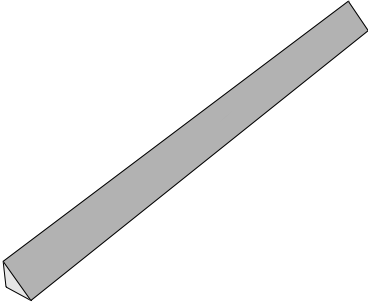
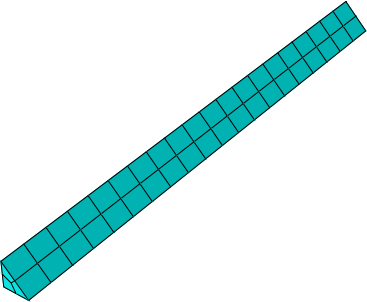
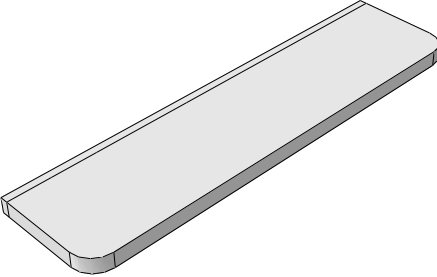
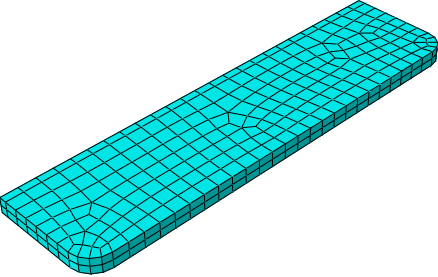
Figur 5.9 viser geometrien som er modellert i ABAQUS. To plater med en lengde på 400 mm og en tykkelse på 20 mm er sveiset fast på den ene siden av en 750 mm høy IPE300-søyle. Sveisene har en dybde på 5 mm.



Figur 5.9: Geometri for sølesteg påkjent av skjær

### 5.4.2 Deler

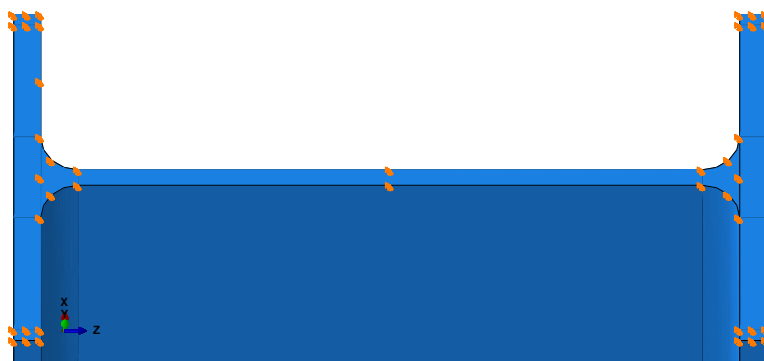
Delene er de samme som beskrevet i kapittel 5.3.3 i tillegg til avstivere for å undersøke effekten av avstivning på spenningsfordeling. Alle deler har lineære C3D8R-elementer.

Del	Partisjoner	Elementnett
Søyle		
Plate		
Sveis		
Avstiver		

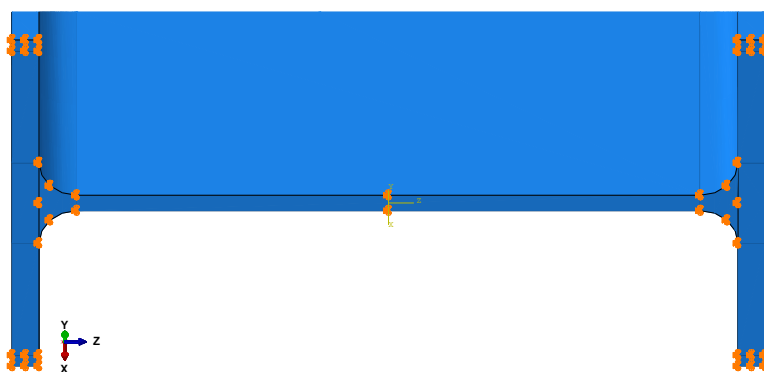
Tabell 5.4: Deler med tilhørende elementnett

### 5.4.3 Randbetingelser

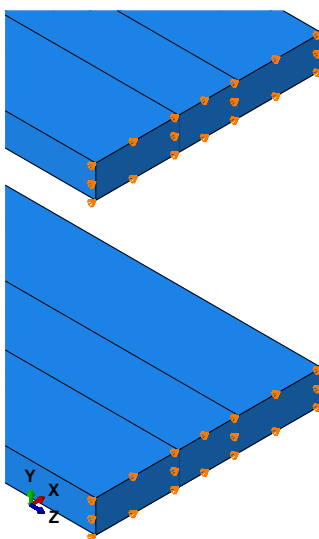
Det er satt på fastholdelse mot forskyvning i alle retninger for søylebunnen og fastholdelse mot forskyvning i x- og z-retning i søyletoppen. Plateendene er fastholdt mot forskyvning i x-retning for å forhindre at platene forskyves ut av planet.



Figur 5.10: Søyletopp med randbetingelser, fastholdt mot forskyvning i x- og z-retning



Figur 5.11: Søylebunn med randbetingelser, fastholdt mot forskyvning i x-, y- og z-retning



Figur 5.12: Plater med randbetingelser, fastholdt mot forskyvning i x-retning

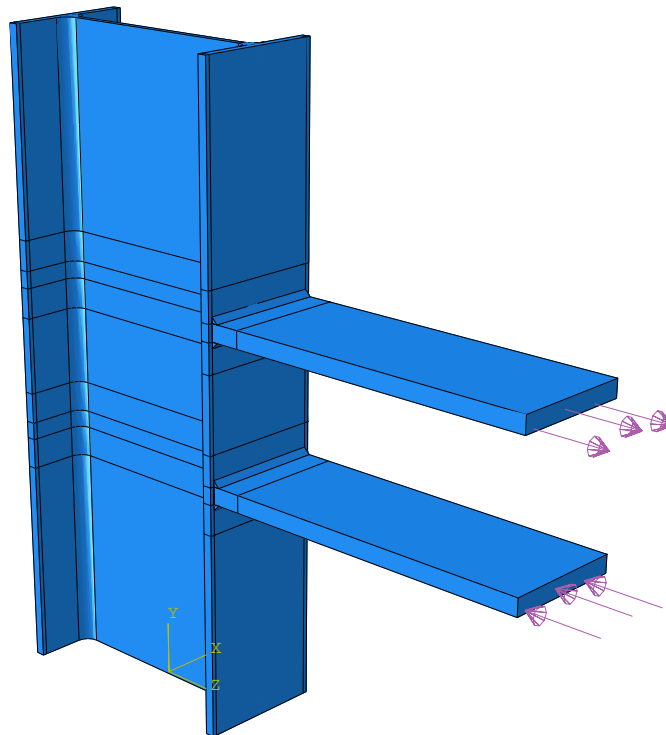


Flater	Søylebunn	Søyletopp	Plateender
Fastholdte frihetsgrader	UX, UY og UZ	UX og UZ	UX

Tabell 5.5: Randbetingelser

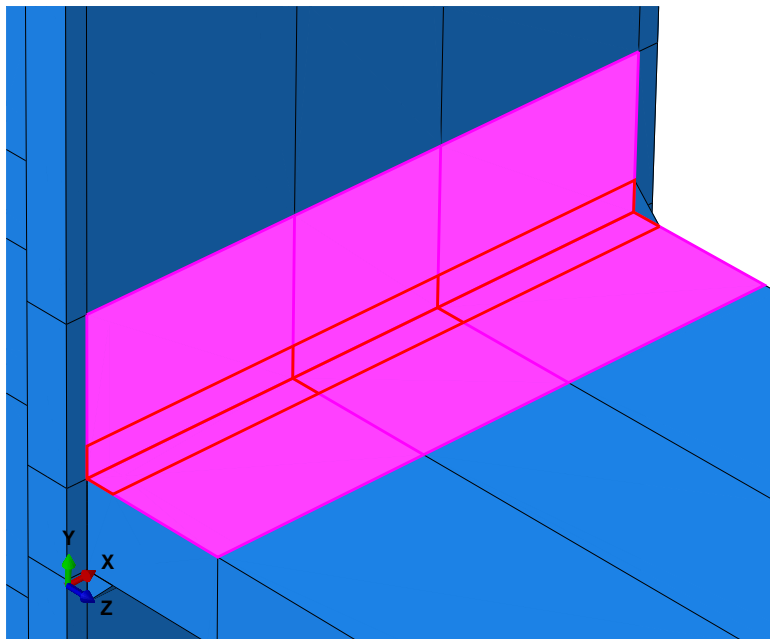
#### 5.4.4 Last

For å modellere skjær i søylesteget er det påført like men motsatte laster på platene, som er statisk ekvivalente til bjelkemomentet. Lastene er påført som *Pressure*, slik som beskrevet i kapittel 5.3.4. Hver plate er påført en last på 400 kN.

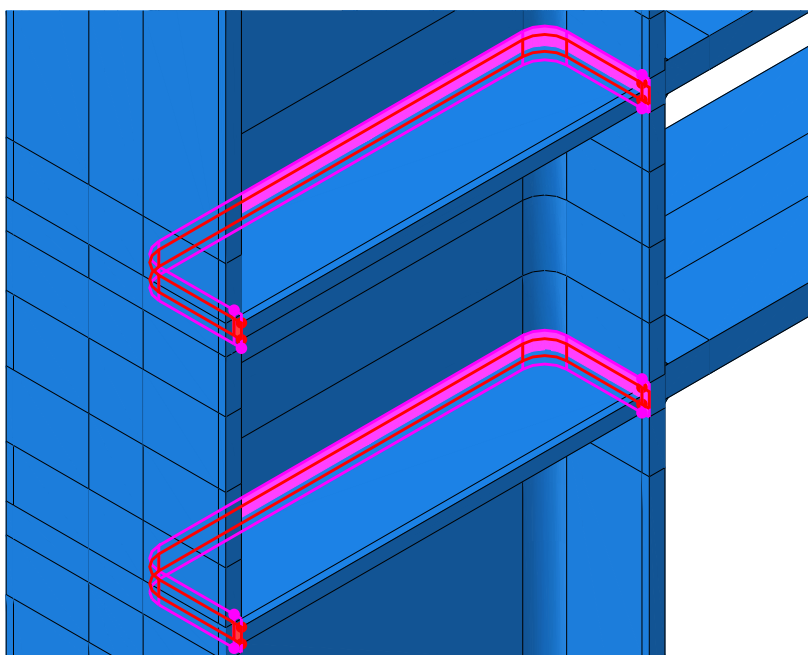
Figur 5.13: Last påført som *Pressure* i enden av platene

#### 5.4.5 Samvirke

Sveisene er festet til søylen og platene på samme måte som beskrevet i kapittel 5.3.5. Sveisene er valgt som *master* og platene og søylen er valgt som *slave*. Avstivere er festet direkte til søylen med *Ties*, uten bruk av sveis, for enklere modellering.



Figur 5.14: Eksempel på sveis festet til plate og søyle



Figur 5.15: Avstivere festet til søyle

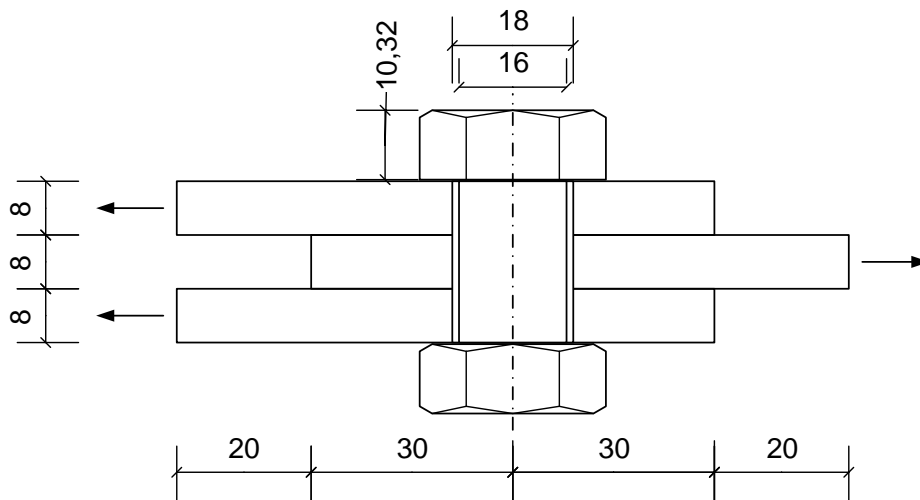
### 5.4.6 Analyse

Lasten er påført i et steg av typen *Static, General*. Tidsperioden er satt til 1 med maksimum antall inkremitter lik 150. Analysen har fast inkrementstørrelse på 0,01.

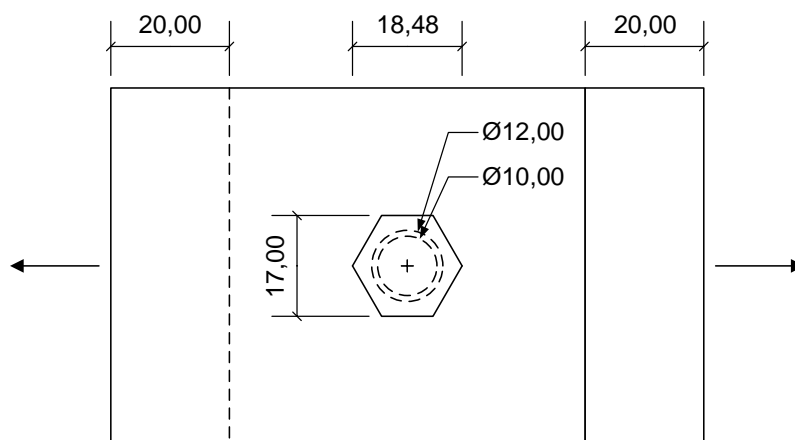
## 5.5 Bolter påkjent av skjær

### 5.5.1 Geometri

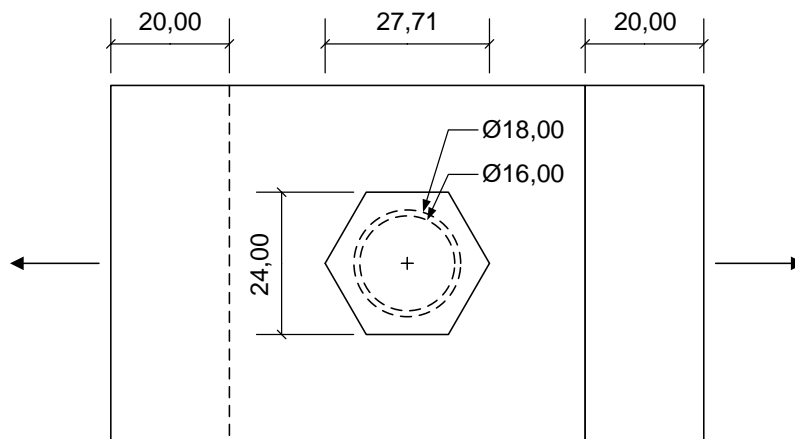
For å simulere skjær i bolter er geometrien i figur 5.16 valgt. For å utelate hullkanttrykk i stivhetsberegningene for bolten, er platene overdimensjonerte. Det er valgt å bruke en M16-bolt da dette er ofte brukt i praksis og fordi stivhetskoeffisienten for skjær i bolt ser ut til å være basert på forsøk av M16-bolter. Platehullene har en diameter på 18 mm etter Eurokodens anbefalinger på 2 mm klaring [9]. Etter at analysen ble kjørt ble det også besluttet å kjøre analyser for M10-bolt og M24-bolt med de samme platene som for M16-bolten med tilpasset hull til diameteren av boltene. Figur 5.17 til 5.19 viser geometrien for de tre tilfellene. Hodetykkelsene for boltene er 6,63 mm for M10-bolten, 10,32 mm for M16-bolten og 15,44 mm for M24-bolten.



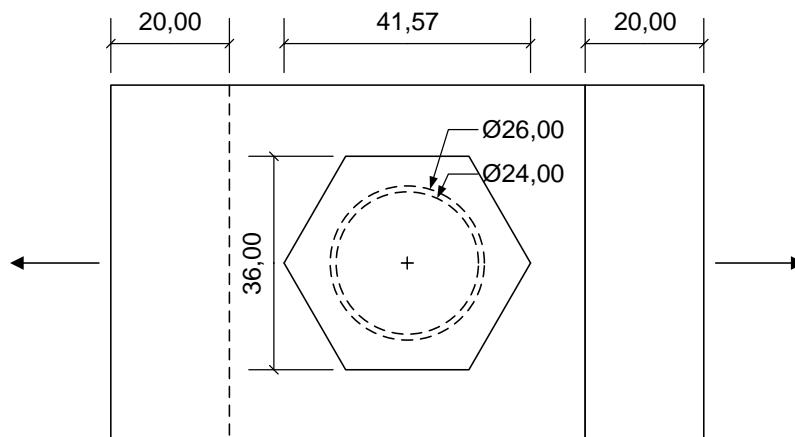
Figur 5.16: Geometri for dobbeltsnittet avskjæringsforbindelse



Figur 5.17: Geometri for dobbeltsnittet avskjæringsforbindelse med M10-bolt

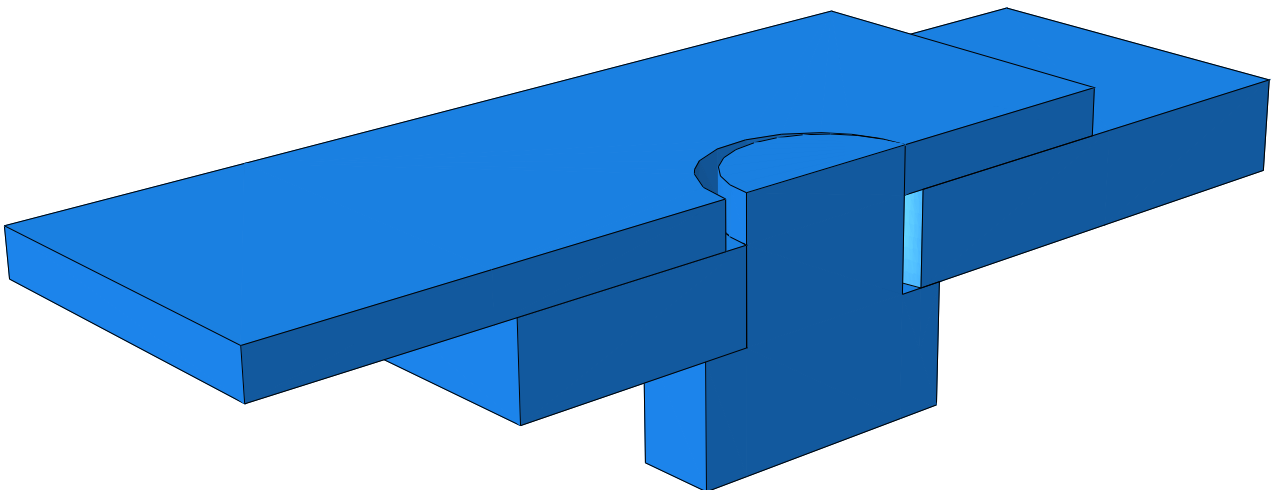


Figur 5.18: Geometri for dobbeltsnittet avskjæringsforbindelse med M16-bolt

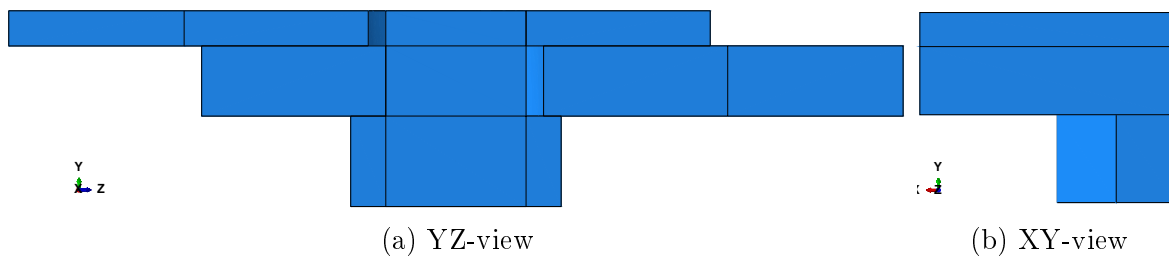


Figur 5.19: Geometri for dobbeltsnittet avskjæringsforbindelse med M24-bolt

Gjenger er utelatt i modelleringen da dette vil være for tidkrevende og antas å påvirke skjærstivheten i liten grad. Det er foretatt forenklinger i geometrien for bolten, spesielt for avrundede kanter på boltehodet, der påvirkningen på resultatene er neglisjerbar. For å minske beregningstiden er det benyttet symmetri og kun én fjerdedel av forbindelsen er modellert i Abaqus. Platene er forskjøvet med 1 mm slik at kontakt mellom platene og bolten opptrer tidligere i analysen.



Figur 5.20: Geometri for dobbeltsnittet avskjæringsforbindelse, vist for modellen med M16-bolt



Figur 5.21: Geometri modellert i Abaqus i YZ-view og XY-view

### 5.5.2 Materialegenskaper

Bolten er i fasthetsklasse 8.8 som gir følgende karakteristiske verdier for nominell flytespenning og nominell bruddspenning:

$$f_{yb} = 640 \text{ MPa} \quad (5.10)$$

$$f_{ub} = 800 \text{ MPa} \quad (5.11)$$

Platene har fått et fiktivt sterkt materiale for å unngå at hullkanttrykk skal være dimensjonerende. Nominell flytespenning og nominell bruddspenning for platene er satt til:

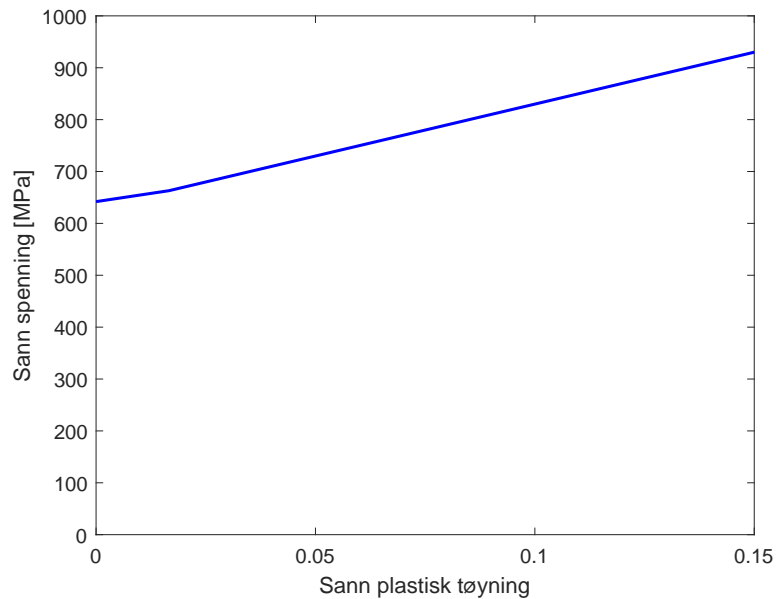
$$f_y = 1000 \text{ MPa} \quad (5.12)$$

$$f_u = 1500 \text{ MPa} \quad (5.13)$$

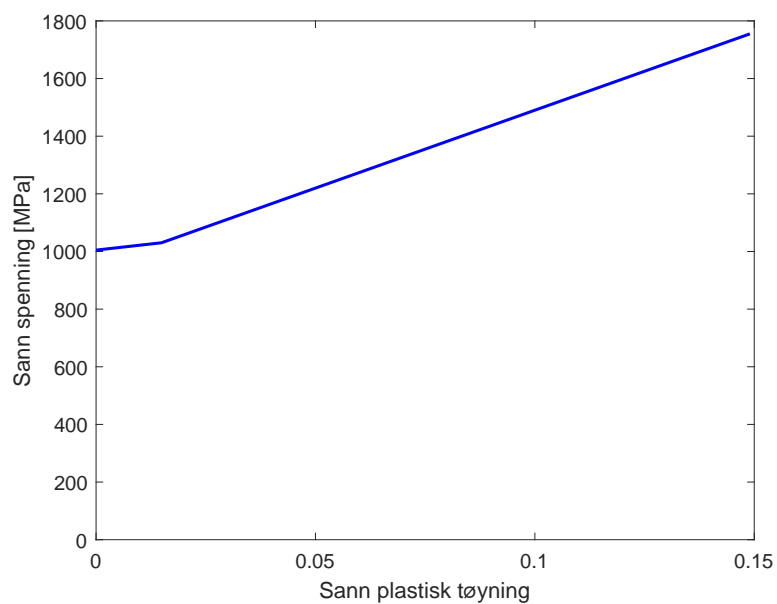
De sanne spenningene og tøyningene for modellen, som er beregnet på samme måte som beskrevet i kapittel 5.1, vises i tabell 5.6 og materialmodellene for de to materialene er som vist i figur 5.22 og 5.23.

Bolt 8.8				Plater			
$\sigma_{sann}$	$\sigma_{nom}$	$\epsilon_{pl,sann}$	$\epsilon_{nom}$	$\sigma_{sann}$	$\sigma_{nom}$	$\epsilon_{pl,sann}$	$\epsilon_{nom}$
641,95	640	0	0,003047	1004,8	1000	0	0,00476
663	650	0,0166	0,02	1030,2	1010	0,0149	0,02
936	800	0,153	0,17	1755	1500	0,149	0,17

Tabell 5.6: Spennings- og tøyningsverdier for materialene til de ulike delene



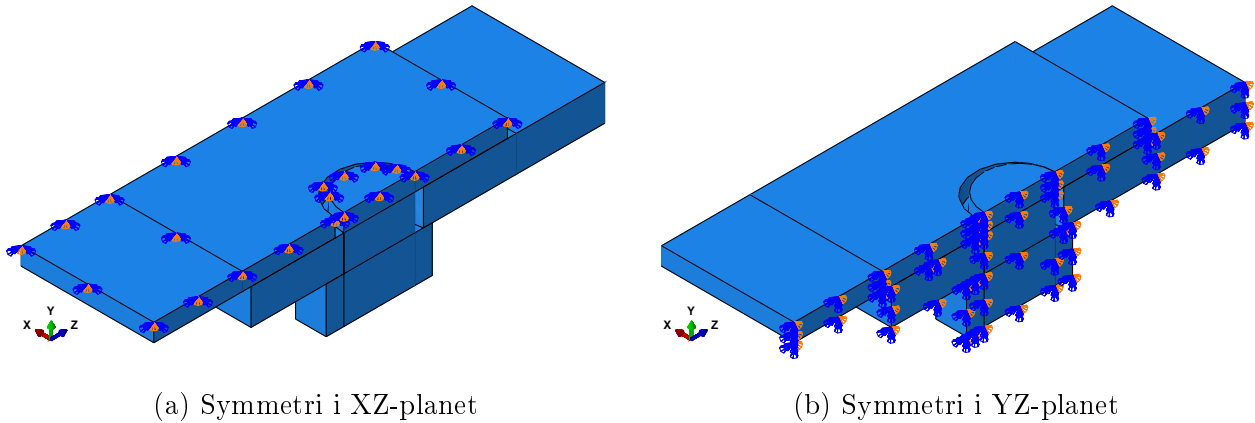
Figur 5.22: Materialmodell for bolt i fasthetsklasse 8.8



Figur 5.23: Materialmodell for sterke plater med fiktiv fasthet

### 5.5.3 Randbetingelser

For at modellen skal representere hele forbindelsen er det modellert et dobbeltsymmetrisk utsnitt med tilhørende randbetingelser. Geometrien er kuttet horisontalt og vertikalt og symmetriplanene er fastholdt mot bevegelse.

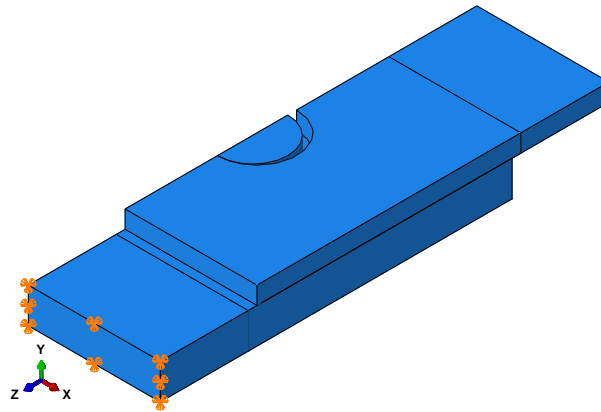


(a) Symmetri i XZ-planet

(b) Symmetri i YZ-planet

Figur 5.24: Randbetingelser for symmetri

Det er definert fastholdelse på den nedre platen i XY-planet slik at den motstår den opp tredende lasten i midtplaten. Påført last på forbindelsen er beskrevet i kapittel 5.5.5.



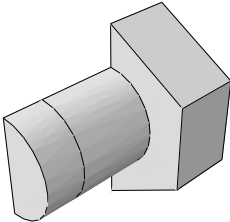
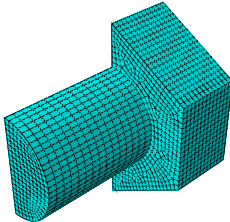
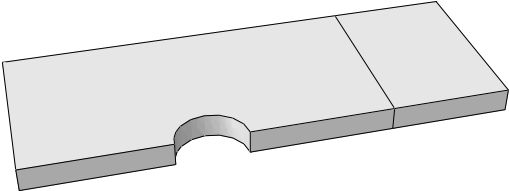
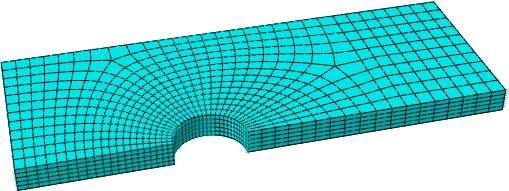
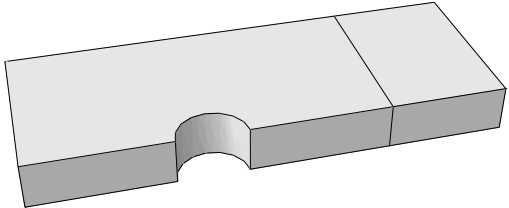
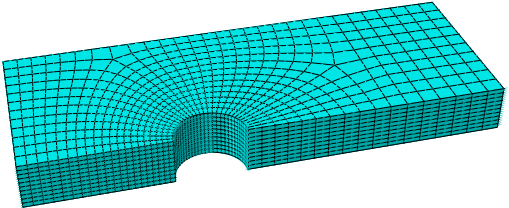
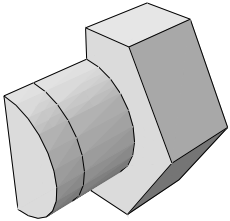
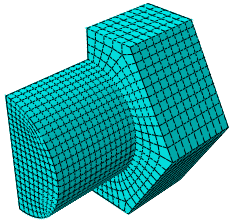
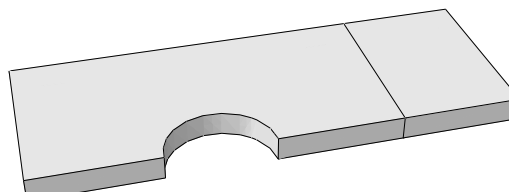
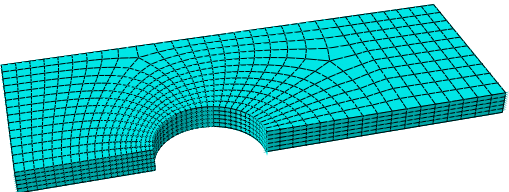
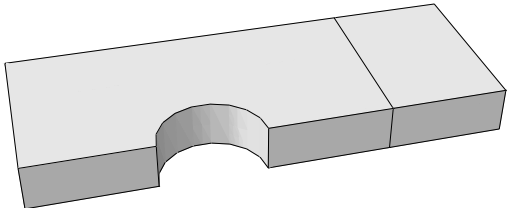
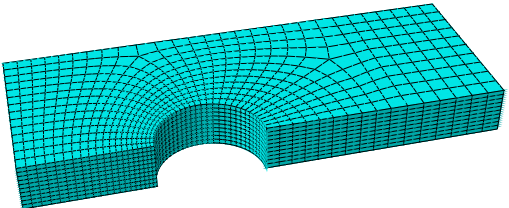
Figur 5.25: Randbetingelser for nedre plate

Plan	Horisontal symmetri (XZ)	Vertikal symmetri (YZ)	Midtre plate (XY)
Fastholdte frihetsgrader	UY, URX og URZ	UX, URY og URZ	UX, UY og UZ

Tabell 5.7: Randbetingelser

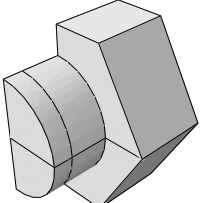
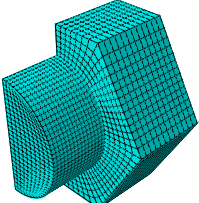
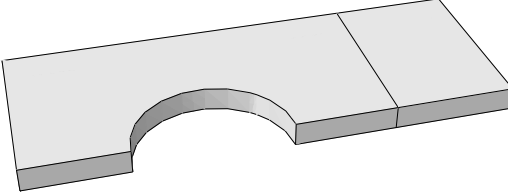
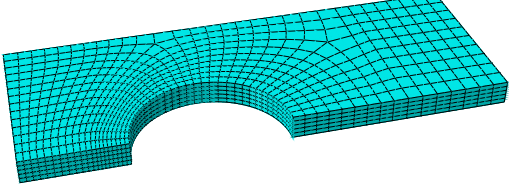
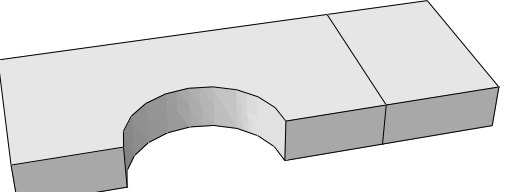
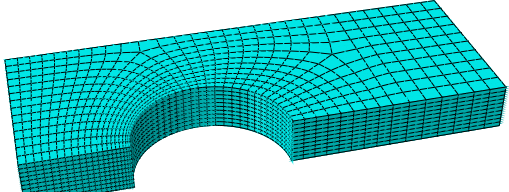
## 5.5.4 Deler

Det er modellert med kvadratiske elementer med redusert integrasjon (C3D20R) i alle deler for å oppnå høyere nøyaktighet.

Del	Partisjoner	Elementnett
<b>Modell med M10-bolt</b>		
Bolt		
Midtplate		
Plate		
<b>Modell med M16-bolt</b>		
Bolt		
Midtplate		
Plate		

Tabell 5.8: Deler med tilhørende elementnett for modellene med M10- og M16-bolt

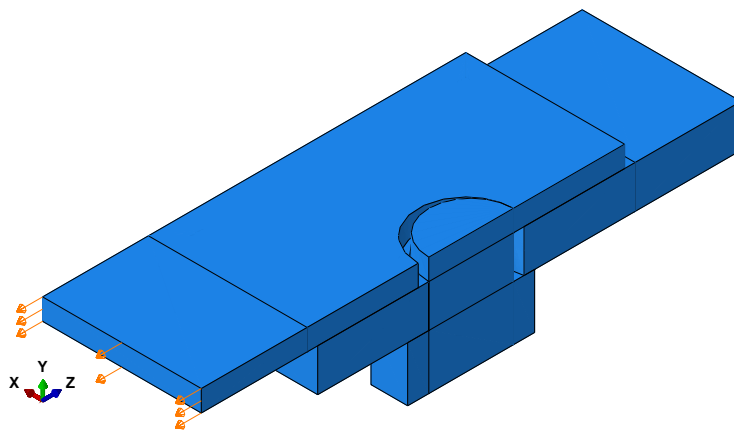


Del	Partisjoner	Elementnett
Bolt		
Midtplate		
Plate		

Tabell 5.9: Deler med tilhørende elementnett for modellen med M24-bolt

### 5.5.5 Last

Det er valgt å benytte forskyvning som belastning for å få et veldefinert problem, i motsetning til å sette på en kraft som vil gi et mer og mer ustabil problem med økningen i kraft, fordi forbindelsen er preget av kontaktproblematikk. Ved å hente ut reaksjonskrefter fra modellen kan man sammenligne kraft mot forskyvning. Det settes på en forskyvning på 1 mm på midtre plate for modellene med M10- og M16-bolter og 5 mm for modellen med M24-bolt:

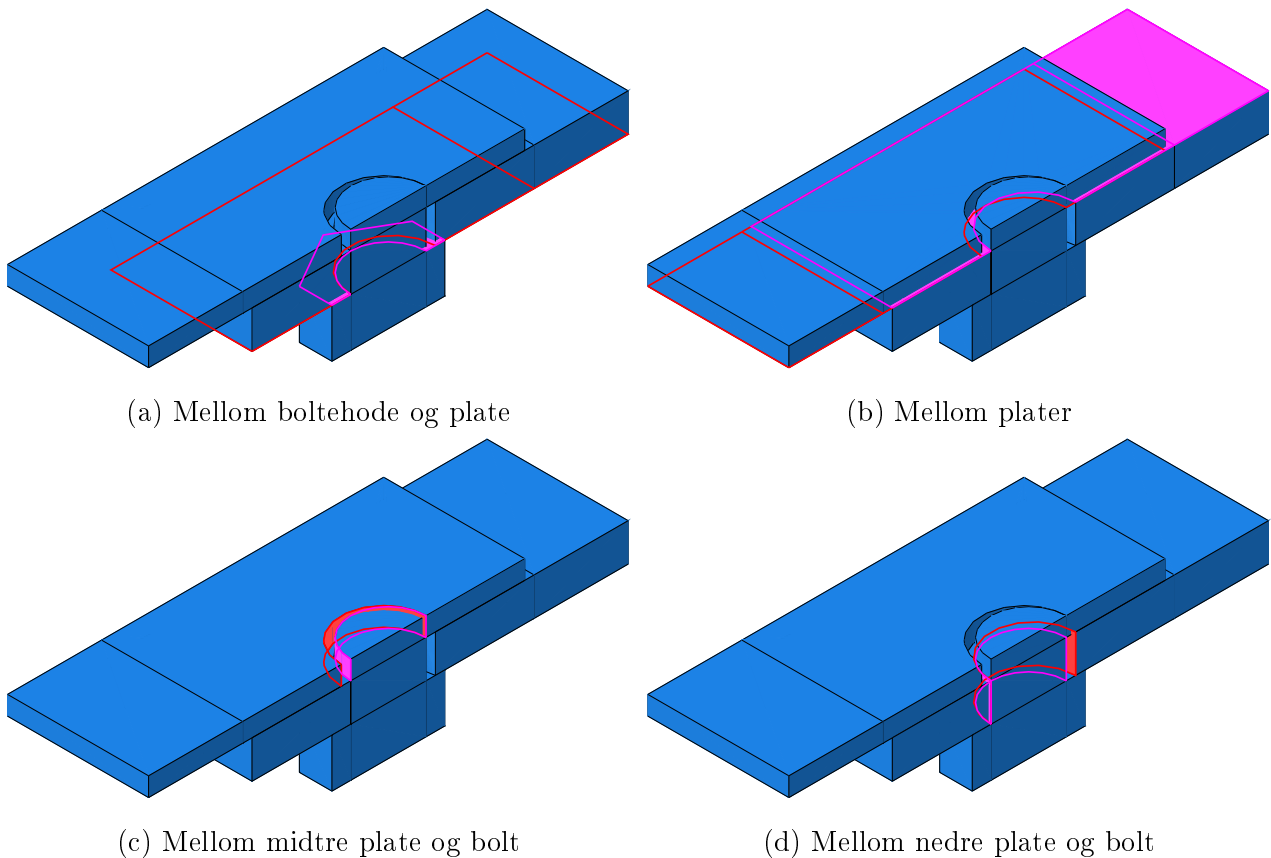


Figur 5.26: Last påført på midtre plate

Reaksjonskraften finnes ved å hente ut RF3 i alle noder på den fastholdte flaten og deretter summere dem. Reaksjonskraften ganges med 2 for å få reaksjonskreftene fra hele platen.

### 5.5.6 Samvirke

Mellom bolteskaftet og platene er det definert normal «hard» kontakt. Mellom boltehode og plate og mellom platene er det i tillegg til «hard» kontakt definert friksjon i tangentiell retning. Det er valgt en friksjonskoeffisient på 0,2 som tilsvarer ubehandlet overflate [15]. Friksjonskoeffisienten kan være vanskelig å anta og har stor påvirkning på resultatene, slik at det her er valgt en konservativ verdi som ofte brukes i praksis for stål mot stål.



Figur 5.27: Definerte kontaktpar

Når det defineres kontakt mellom to flater velges *master*-flater etter følgende kriterier:

- Den største flaten bør være *master*
- Dersom flatene har sammenlignbar størrelse bør flaten på den stiveste delen være *master*
- Dersom flatene har sammenlignbar størrelse og stivhet bør flaten med det groveste meshet være *master*

På bakgrunn av dette velges platene til *master*-flater og boltene til *slave*-flater.

### 5.5.7 Analyse

Lasten er påført i et steg av typen *Static, General*. Tidsperioden er satt til 1 med maksimum antall inkremitter lik 200. Analysen har fast inkrementstørrelse på 0,005. Det er valgt å kjøre ikkelineær analyse for å få med rotasjonseffekten fra bolten.



## 6 | Resultater

Dette kapitlet vil ta for seg resultatene fra de numeriske analysene sammenlignet med beregninger etter Eurokoden. Forskyvninger hentet ut fra Abaqus brukes til å beregne stivheten til de ulike komponentene. Andre resultater presenteres også der spesielle forekomster oppstår for å kunne diskuteres mot teoretiske antagelser.

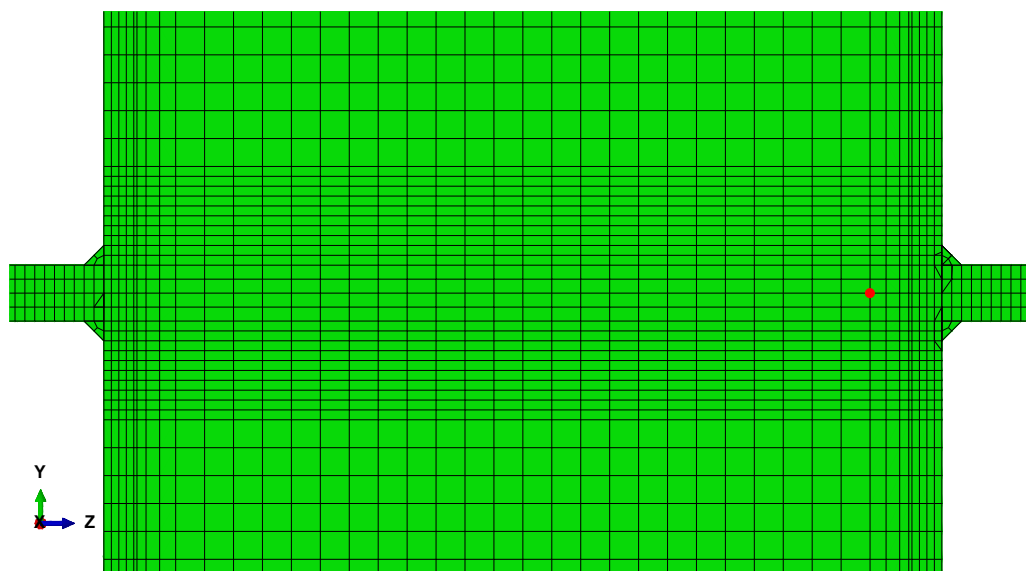
### 6.1 Strekk i søylesteg

#### 6.1.1 Beregning av stivhet

For at stivhetstallene for søylesteg påkjent av strekk fra analyse og Eurokode skal være sammenlignbare benyttes bare halve lengden av søylesteget for beregning av stivhet fra Eurokoden:

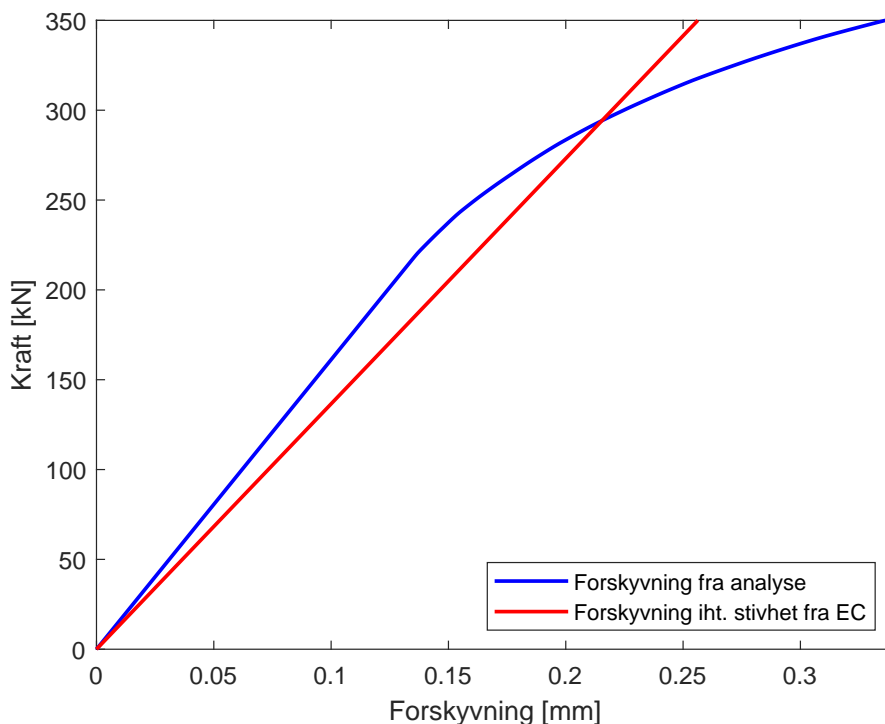
$$k_3 = \frac{0,7 \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc}}{d_c} = \frac{0,7 \cdot 162,64 \cdot 7,1}{124,3} = 6,503 \text{ mm} \quad (6.1)$$

Stivhetstallet fra Eurokoden sammenlignes med stivheten regnet fra forskyvningen av søylesteget på høyre side mot kraften påført høyre plate, og forskyvningen U3 hentes ut i noden som vist i figur 6.1.



Figur 6.1: Node hvor forskyvningen U3 blir hentet ut

Figur 6.2 viser et plot av den opptredende forskyvningen fra analysen opptil en påført last på 350 kN, mot den forventede forskyvningen fra Eurokodens stivhetstall. Forskyvningen fra analysen har en tilnærmet lineær økning frem til omtrent 200 kN og er noe lavere enn den fra Eurokoden. Etter 200 kN får forskyvningen mindre og mindre stigningstall.



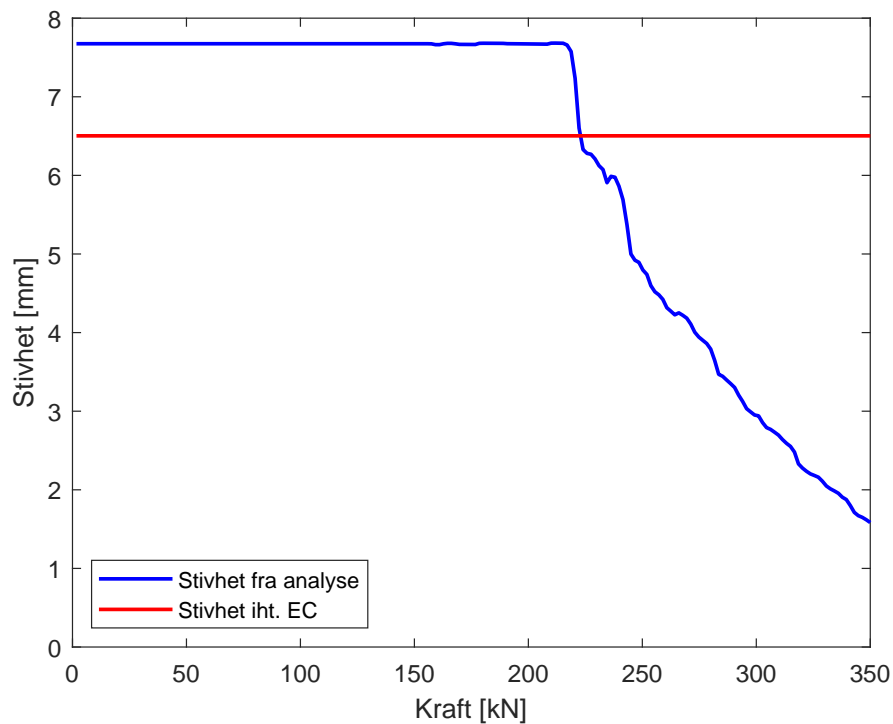
Figur 6.2: Forskyvning fra analyse og iht. stivhet fra Eurokoden mot påført last

Forskyvningen i den lineære delen av kurven fra analysen er omtrent 15 % lavere enn den forventede forskyvningen fra Eurokoden. Tabell 6.1 viser forskyvningen når søylen er påført 100 kN i strekk.

	<b>Forskyvning [mm]</b>	<b>Avvik fra EC [%]</b>
<b>Eurokode</b>	0,073	0
<b>Analyse</b>	0,0619	-15,26

Tabell 6.1: Forskyvning ved en påført last på 100 kN med avvik

Figur 6.3 viser et plot av stivheten til søylesteget påkjent av strekk fra analysen mot den beregnede stivheten fra Eurokoden. Stivheten er konstant frem til omtrent 200 kN, slik forskyvningskurven antyder, og er noe høyere enn Eurokoden.



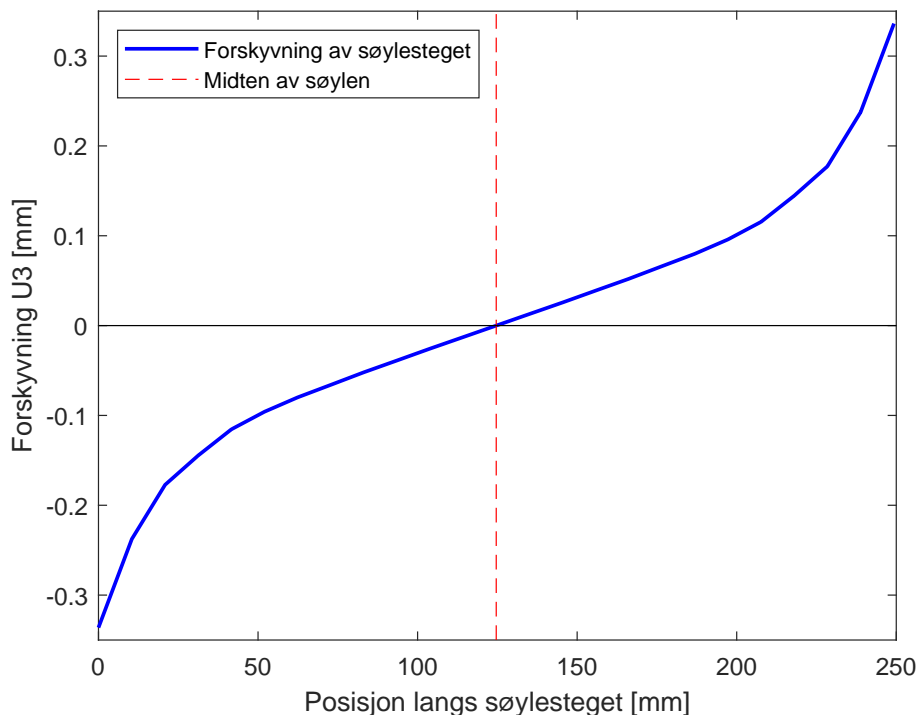
Figur 6.3: Stivhet til søylesteget påkjent av strekk ved økning av last

Tabell 6.2 viser stivheten når den er tilnærmet konstant frem til omtrent 200 kN på grunn av lineær økning i forskyvning.

	Stivhet [mm]	Avvik fra EC [%]
<b>Eurokode</b>	6,5031	0
<b>Analyse</b>	7,6746	+18,02

Tabell 6.2: Stivhet ved tilnærmet lineær økning av forskyvning

Det ble i kapittel 2.1 antatt at forskyvningen er lik null i midten av søylen dersom den blir belastet med like stor strekkraft på begge sider. Figur 6.4 viser forskyvningsforløpet langs søylesteget der den blir belastet og bekrefter antagelsen om null forskyvning i midten av søylen.



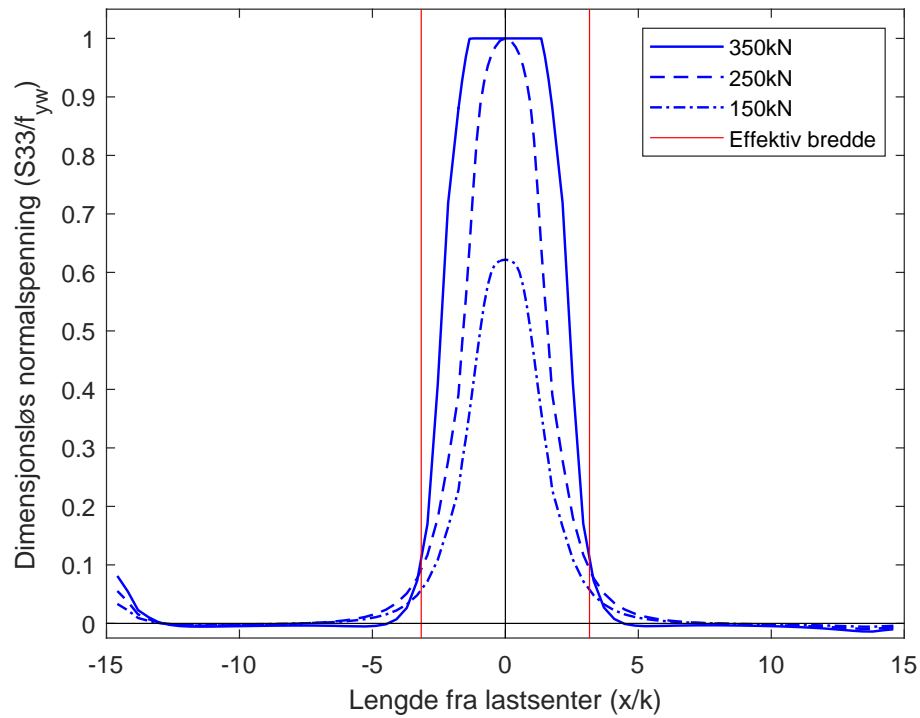
Figur 6.4: Forskyvning av søylesteget ved en belastning på 350 kN

### 6.1.2 Spenningsfordeling

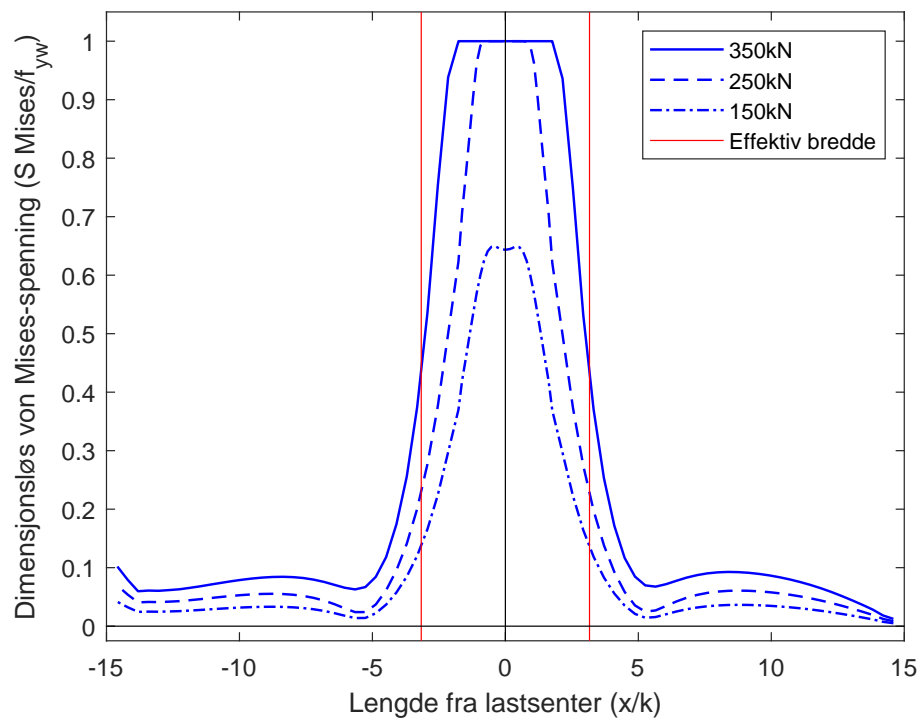
Søylen får store konsentrerte spenninger der den blir belastet og spenningen fordeler seg ut- over høyden. Figur 6.5 og 6.6 viser hvordan spenningen fordeler seg langs k-linjen (beskrevet av Aribert, Lachal og Moheissen [3]), for normalspenningen og von Mises-spenningen. Det er plottet spenningsfordeling for tre lasttilfeller og den effektive bredden fra Eurokoden er merket av. Der spenningene er større enn flytespenningen er den dimensjonsløse faktoren satt lik én, slik at den dimensjonsløse spenningen flates ut og får en viss bredde.

Figur 6.7 og 6.8 viser deformasjonen av søylen når den blir strekt på begge sider med en belastning på 100 kN. Deformasjonen er skalert opp 500 ganger og det vises konturer av normalspenning og von Mises-spenning. Deformasjonen er som forventet slik at en del av flensene blir bøyd og steget følger etter.

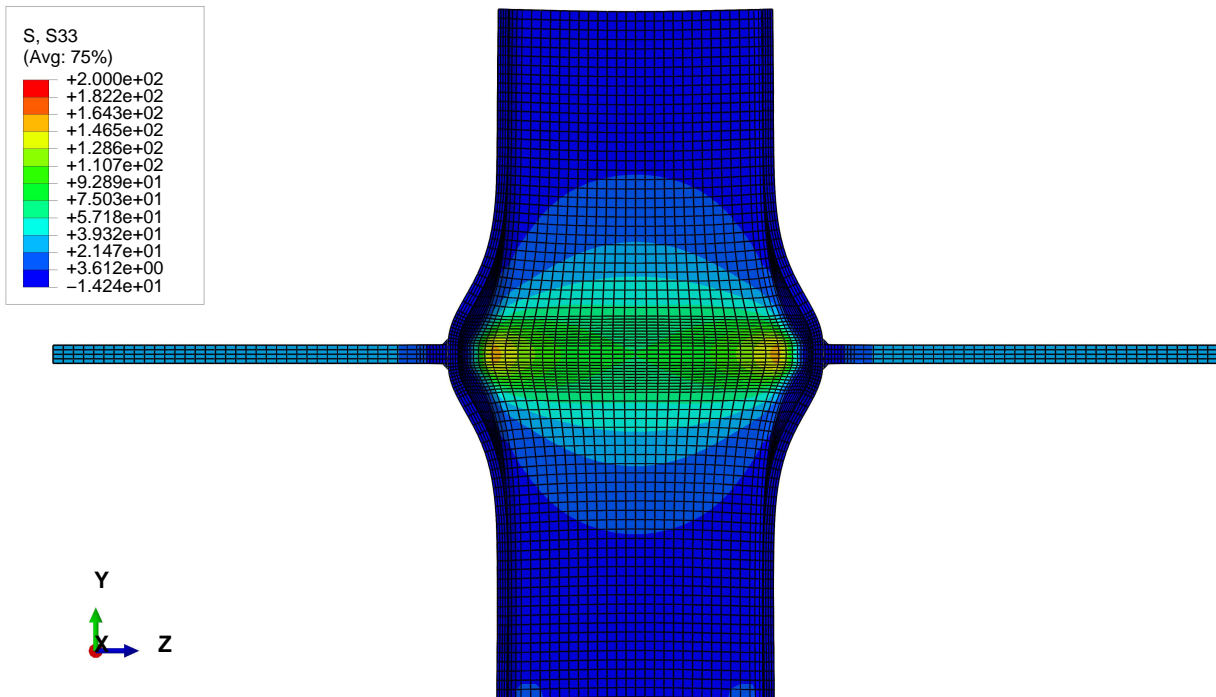




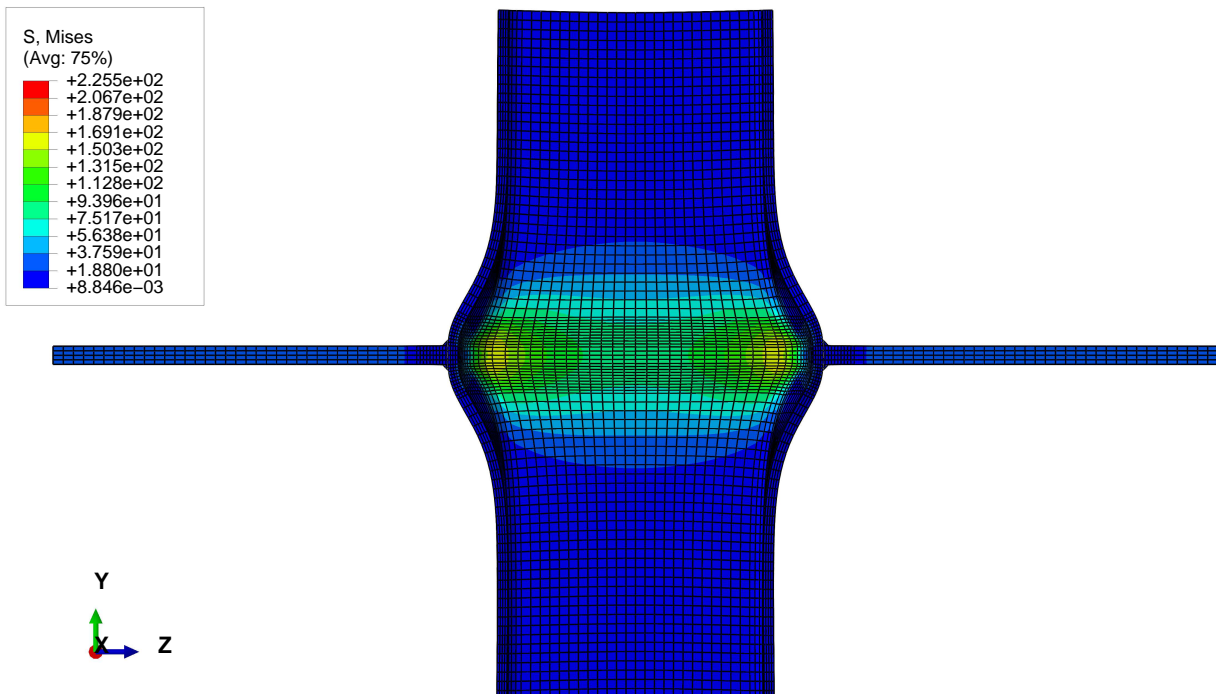
Figur 6.5: Plot av normalspenning langs k-linjen ved ulike lasttilfeller



Figur 6.6: Plot av von Mises-spenning langs k-linjen ved ulike lasttilfeller



Figur 6.7: Forskyvning av søyle med konturer av normalspenning ved en belastning på 100 kN og en forskyvningskalafaktor på 500



Figur 6.8: Forskyvning av søyle med konturer av von Mises-spenning ved en belastning på 100 kN og en forskyvningskalafaktor på 500

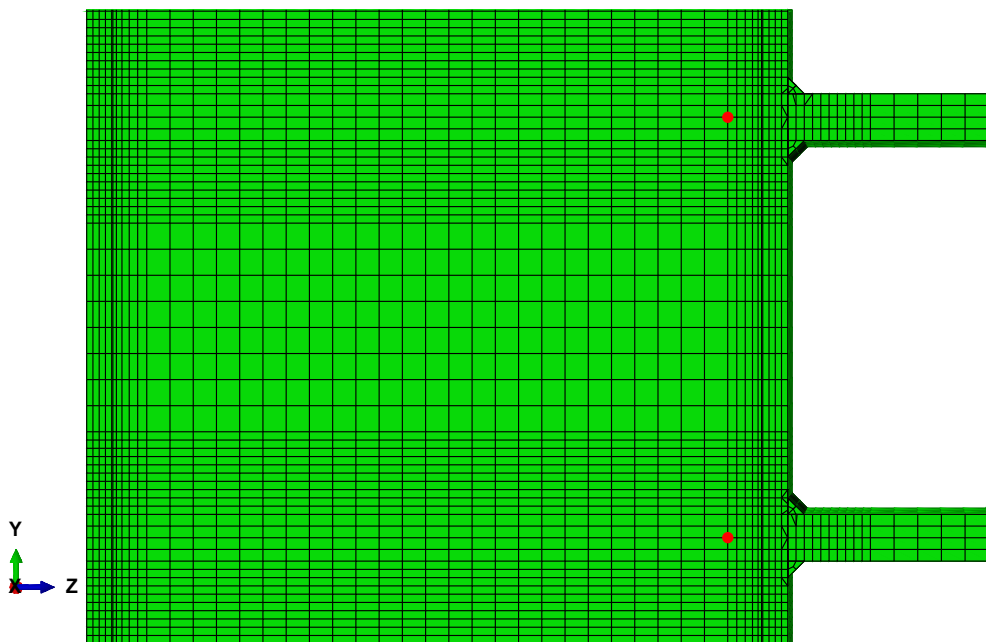
## 6.2 Stegpanel i søyle påkjent av skjær

### 6.2.1 Beregning av stivhet

Stivhet for stegpanel i søyle påkjent av skjær beregnes ved å dele kraften påført i platene på forskyvningen som oppstår, sammen med E-modulen, for å kunne sammenlignes med Eurokodens stivhet:

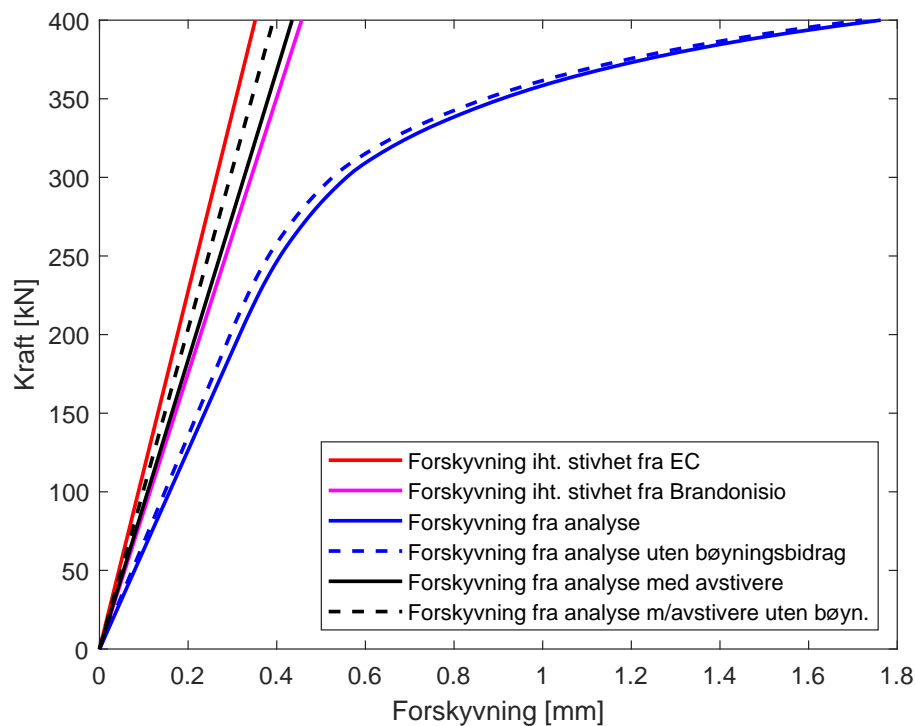
$$k = \frac{F}{\Delta \cdot E} \quad (6.2)$$

Ved å trekke fra bidrag fra bøyning, som er beregnet i kapittel 4.4, vil forskyvningen minskes slik at stivheten økes og bruk av avstivere vil også gi denne effekten. Forskyvningen U3 blir hentet ut fra nodene som vist i figur 6.9 og det er summen av absoluttverdiene i de to nodene som benyttes for at rotasjonen av hele søylesteget skal regnes med, slik som vist i figur 2.6.



Figur 6.9: Noder hvor forskyvningen U3 blir hentet ut

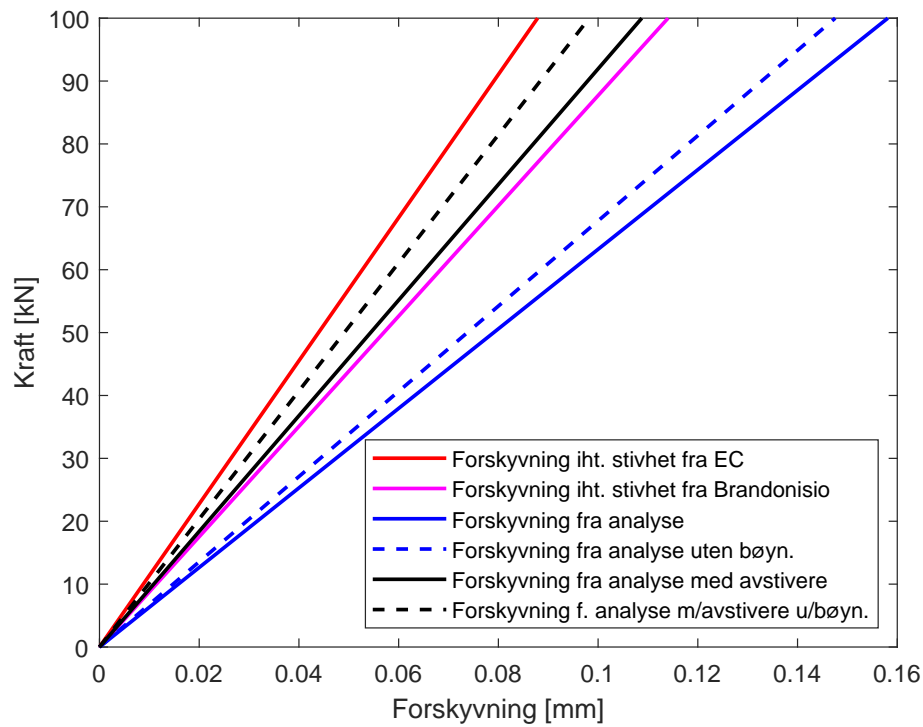
Betraktes forskyvningen frem til platene er belastet med 400 kN, som vist i figur 6.10, har forskyvningen en tilnærmet lineær økning frem til omtrent 200 kN for analysene uten avstivere. For analysene ved bruk av avstivere holder forskyvningen en lineær økning fordi spenningene ikke blir like konsentrerte. Resultatene fra analysene viser en større forskyvning enn den som er beregnet fra Eurokodens stivhet, men ved å trekke fra bidraget fra bøyning blir forskyvningen noe mindre.



Figur 6.10: Forskyvning ved økning i last for uavstivet søylesteg

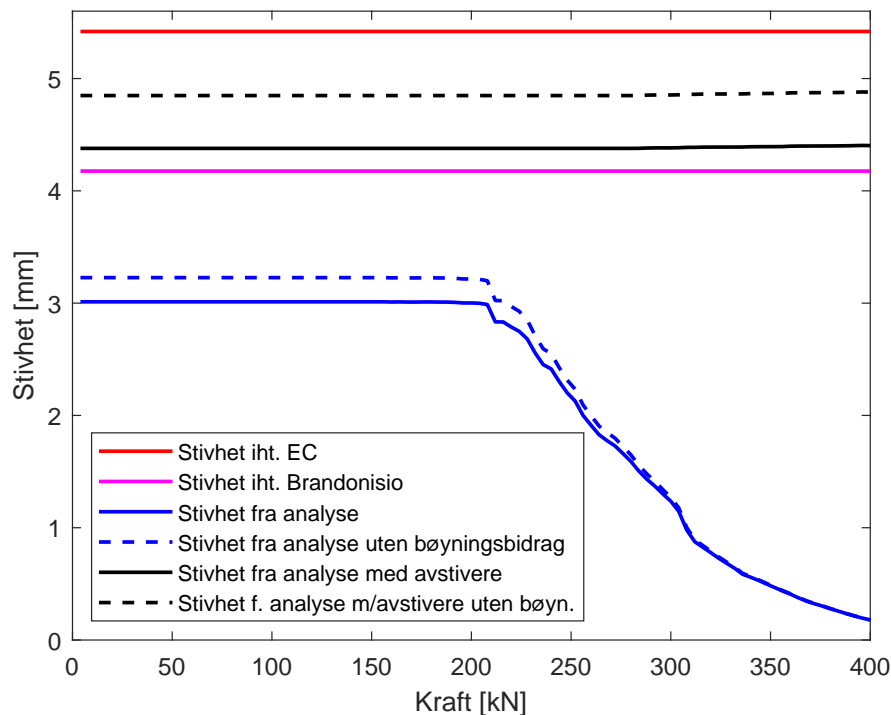
	Forskyvning [mm]	Avvik fra EC [%]	Avvik fra Brandonisio [%]
<b>Eurokode</b>	0,0878	0	-22,94
<b>Uten avstivere</b>	0,1581	+79,93	+38,62
– Uten bøyningsbidrag	0,1476	+67,93	+29,40
<b>Med avstivere</b>	0,1088	+23,78	-4,62
– Uten bøyningsbidrag	0,0982	+11,77	-13,87
<b>Brandonisio</b>	0,1140	+29,77	0

Tabell 6.3: Forskyvning ved 100 kN som påført last, vist i figur 6.11, med avvik fra forskyvning iht Eurokodens stivhet og forskyvning iht. stivhet ved bruk av Brandonisios skjærareal



Figur 6.11: Forskyvning ved økning av last til 100 kN

Figur 6.12 viser stivheten til søylestegspanelet ved økning i belastning. Stivheten fra analysene uten avstivere vil holde seg tilnærmet konstant frem til omtrent 200 kN fordi forskyvningen har en lineær økning. Deretter vil stivheten minske fordi forskyvningen ikke lenger har en lineær økning. Stivheten beregnet fra Eurokoden har en del høyere verdi enn stivheten fra analysene både med og uten bøyingsbidrag.



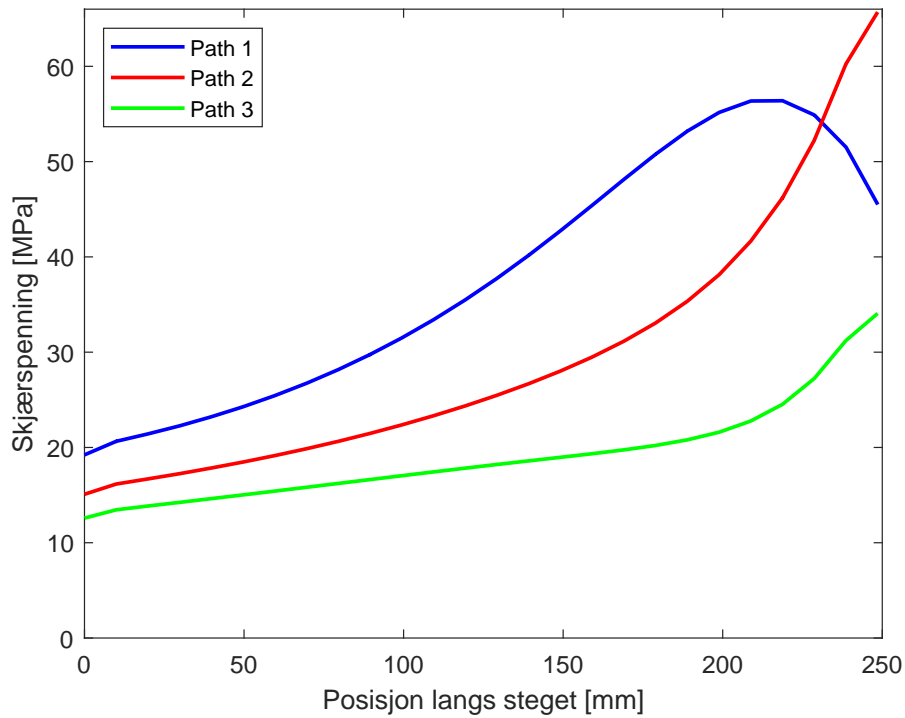
Figur 6.12: Stivhet ved økning i last

	Stivhet [mm]	Avvik fra EC [%]	Avvik fra Brandonisio [%]
<b>Eurokode</b>	5,419	0	+29,77
<b>Uten avstivere</b>	3,012	-44,42	-27,88
– Uten bøyingsbidrag	3,227	-40,45	-22,72
<b>Med avstivere</b>	4,378	-19,21	+4,84
– Uten bøyingsbidrag	4,848	-10,53	+16,10
<b>Brandonisio</b>	4,176	-22,94	0

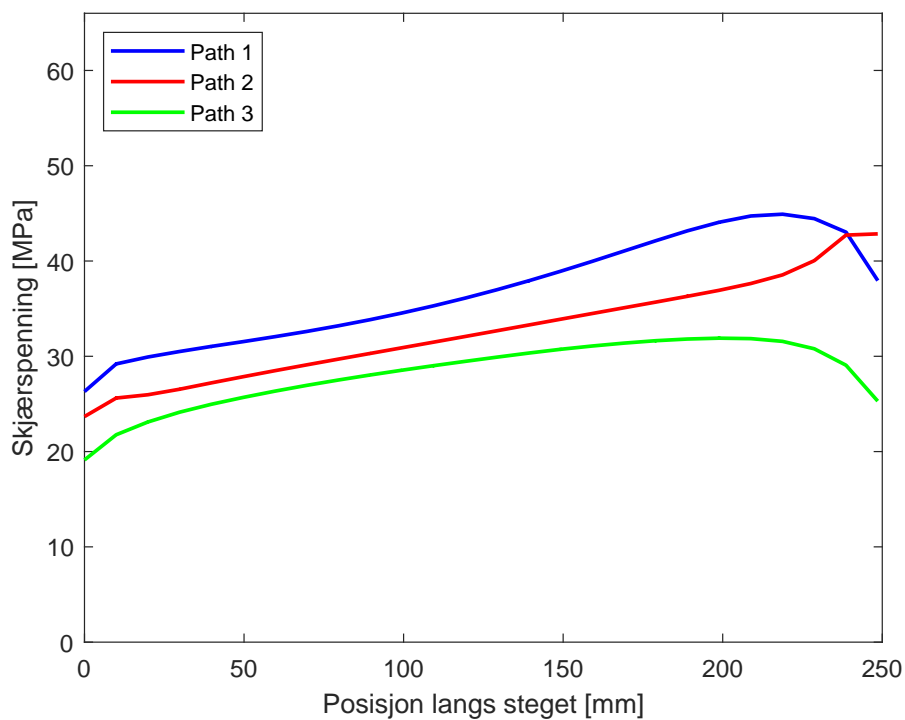
Tabell 6.4: Stivhet ved tilnærmet lineær økning i forskyvning, med avvik fra Eurokodens stivhet og stivhet ved bruk av Brandonisios skjærareal

### 6.2.2 Spenningsfordeling

Det har blitt utført analyser med og uten bruk av avstivere for å se hvordan det påvirker stivheten til søylesteget. Skjærspenningen fordeler seg jevnere ved bruk av avstivere som vist i figur 6.13. Figur 6.14 viser hvor skjærspenningene er hentet ut langs forskjellige «paths» i midten av søylen ved en belastning på 100 kN. For avstivede søylesteg er skjærspenningene en del lavere enn for uavstivede søylesteg og har mindre spredning mellom grafene.

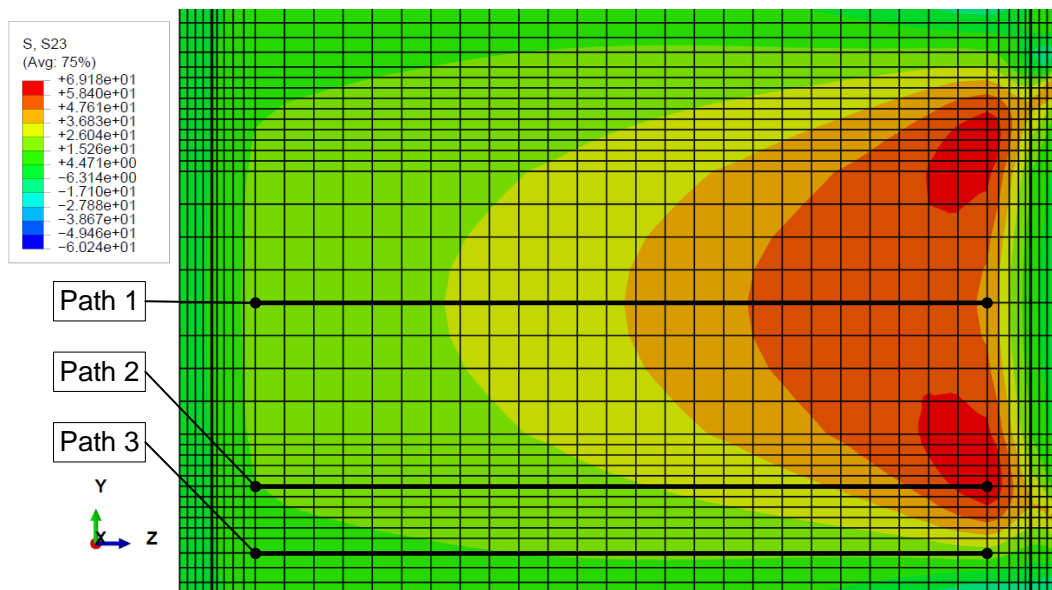


(a) Uten avstivere

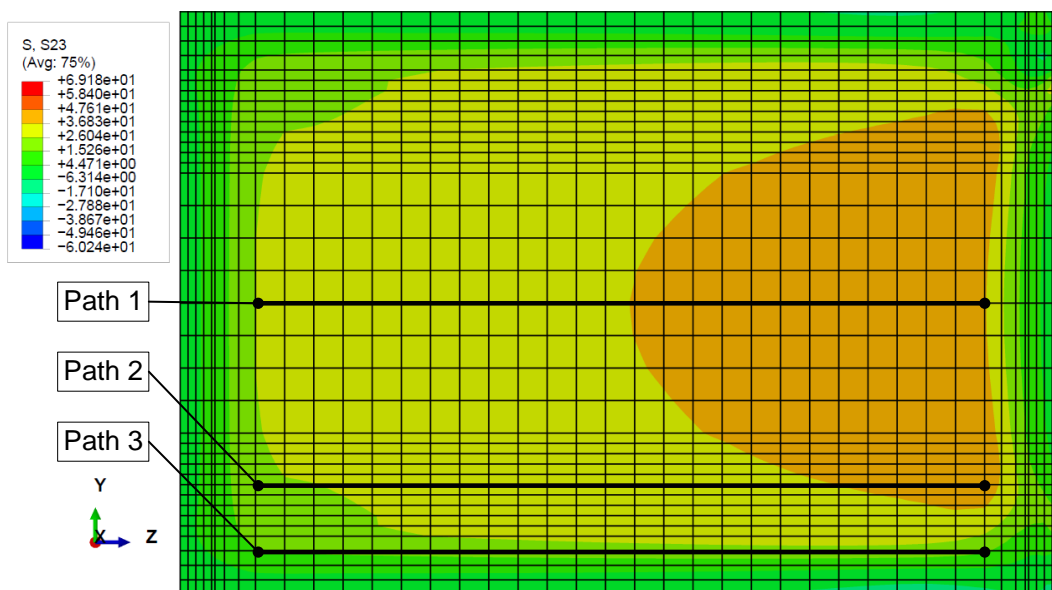


(b) Med avstivere

Figur 6.13: Skjærspenning langs «paths» i søylestegspanelet ved en belastning på 100 kN



(a) Uten avstivere

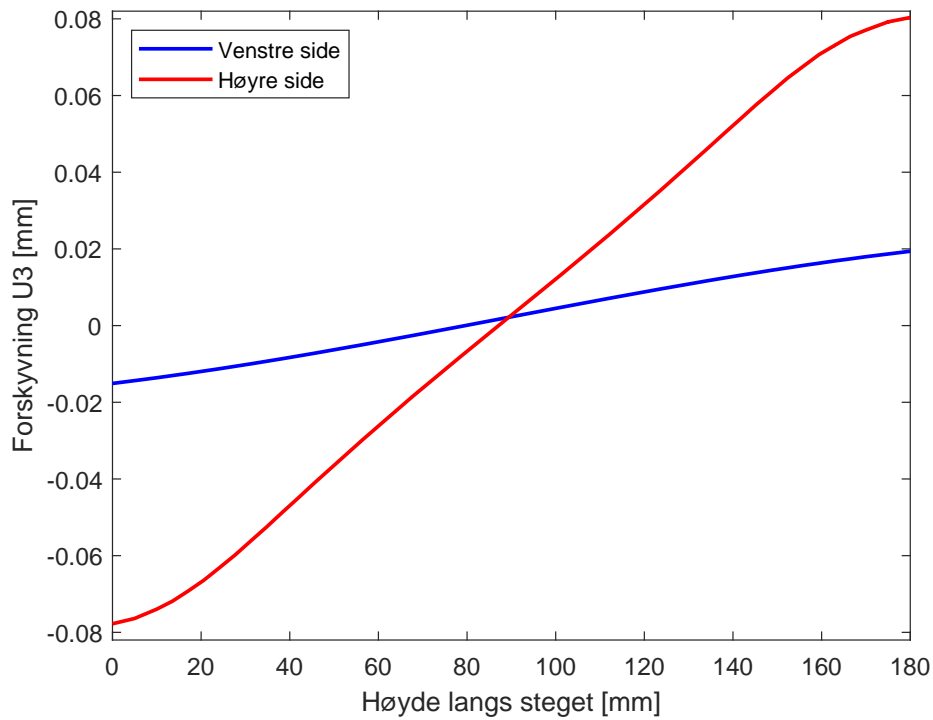


(b) Med avstivere

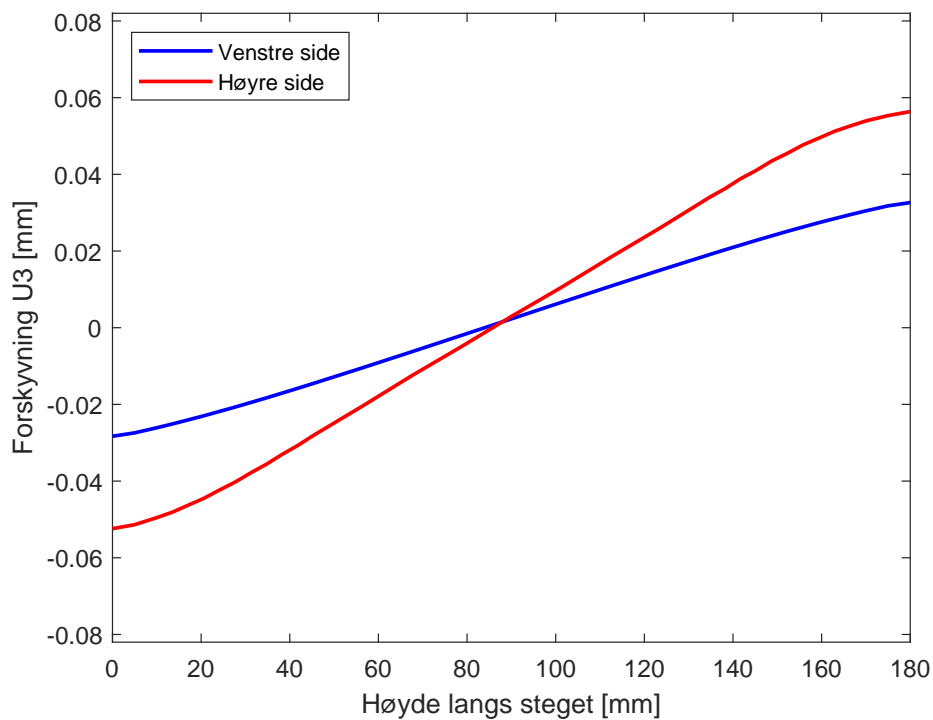
Figur 6.14: Skjærspenningsfordeling i søylestegspanelet med paths ved en belastning på 100 kN

Avstivere tvinger en jevnere spenningsfordeling og forskyvningen av søylesteget får en rettere form som ligner mer på figur 2.6. Figur 6.15 viser forskyvningen av venstre og høyre side av søylesteget. Forskyvningen blir høyere for det uavstivede søylesteget på høyre side, men lavere for venstre side slik at differansen mellom dem er større. Figur 6.16 viser forskyvningen av søylen ved en belastning på 100 kN.



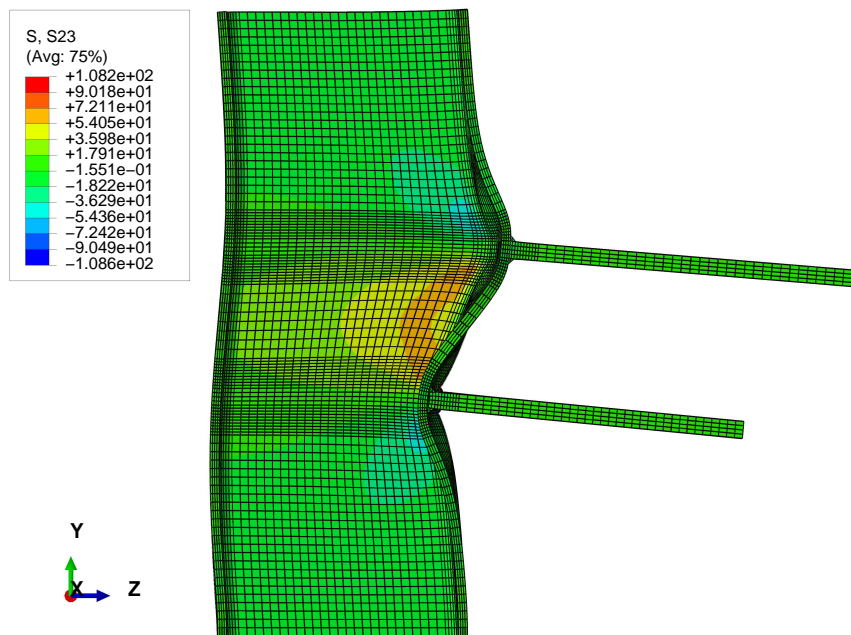


(a) Uten avstivere

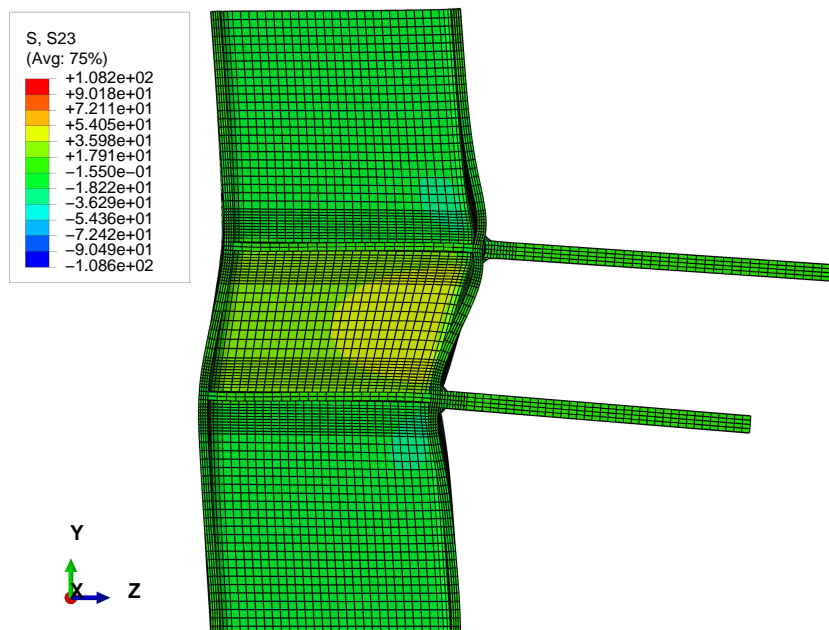


(b) Med avstivere

Figur 6.15: Forskyvning på høyre og venstre side av søylestegspanelet ved en belastning på 100 kN



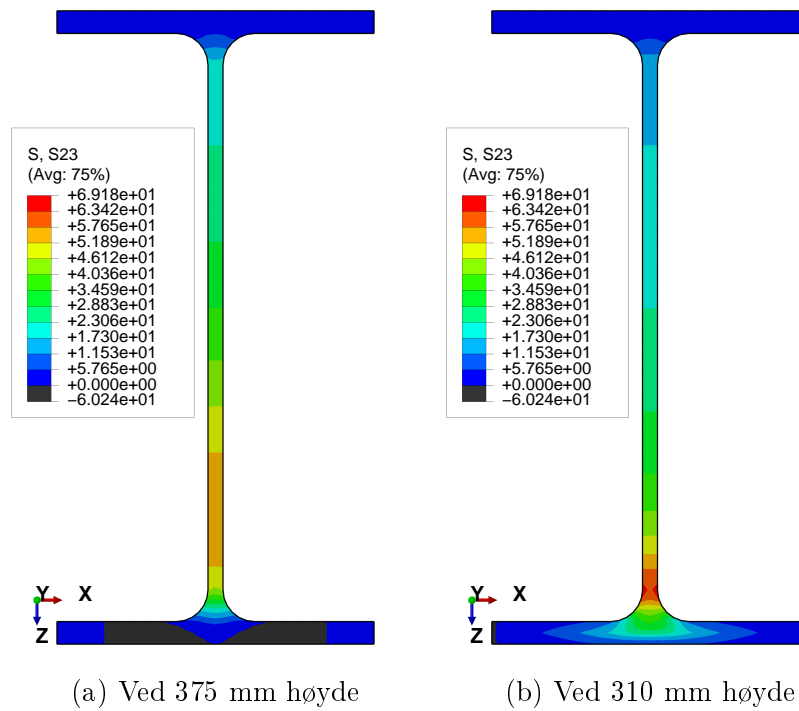
(a) Uten avstivere



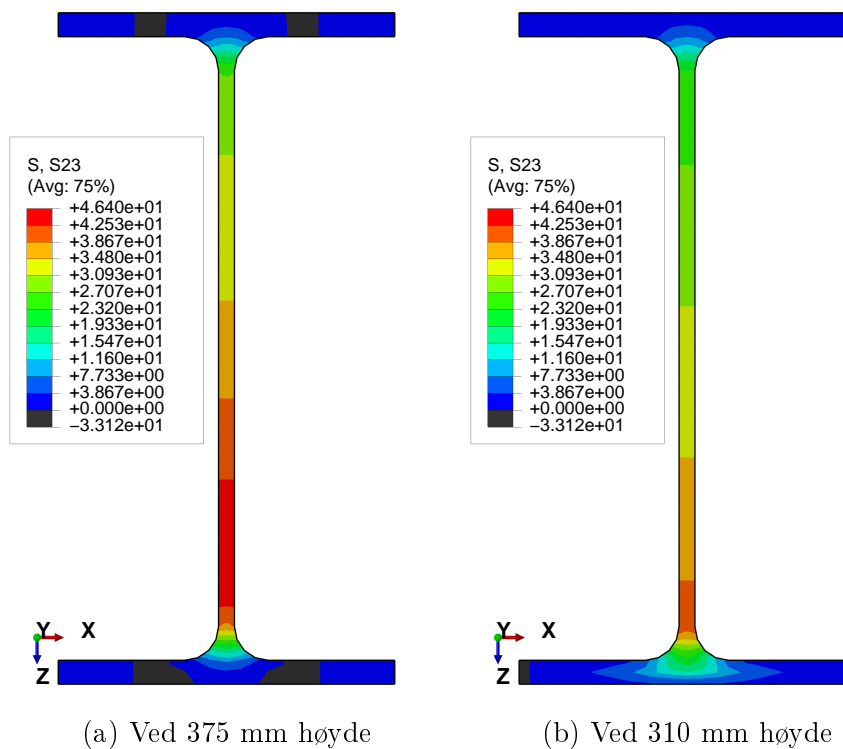
(b) Med avstivere

Figur 6.16: Forskyvning av søyle ved en belastning på 100 kN med kontur av skjærspenning og forskyvningskalafaktor på 413

Figur 6.17 og 6.18 viser plot av skjærspenning for to ulike høyder på søylen. Ved midten av søylen (375 mm) ser det ut til at det er kun i søylesteget det oppstår skjærspenning, og det kan ligne på skjærarealet foreslått av Brandonisio mfl. [5], som vist i figur 2.7b. Ved 310 mm høyde oppstår det også skjærspenninger i flensen av søylen, som minner mer om Eurokodens skjærareal som vist i figur 2.7a.



Figur 6.17: Skjærspenning i søylen uten avstivere ved en belastning på 100 kN

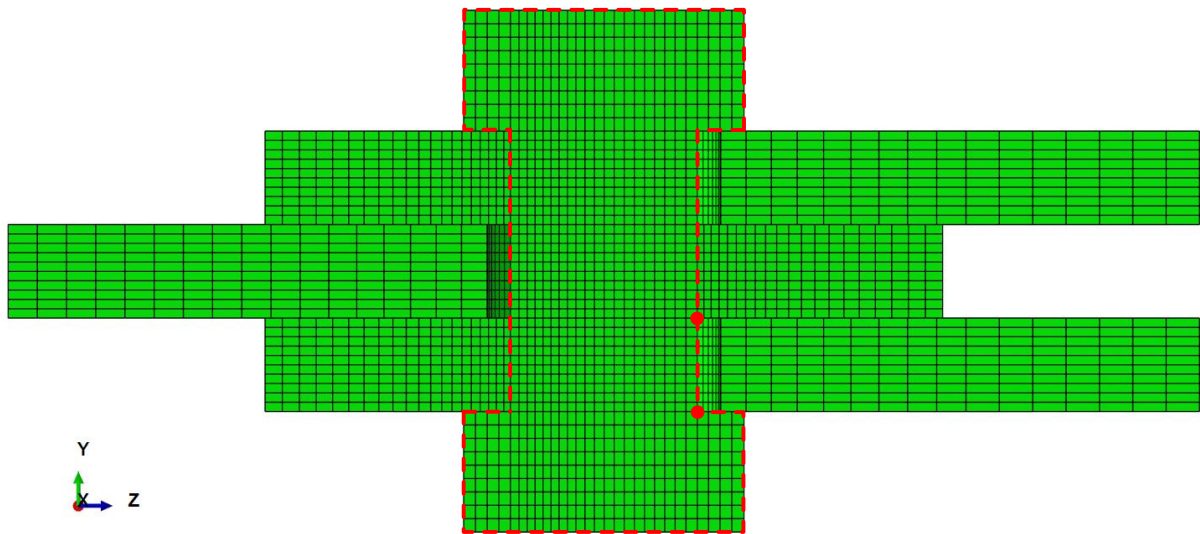


Figur 6.18: Skjærspenning i søylen med avstivere ved en belastning på 100 kN

## 6.3 Bolter påkjent av skjær

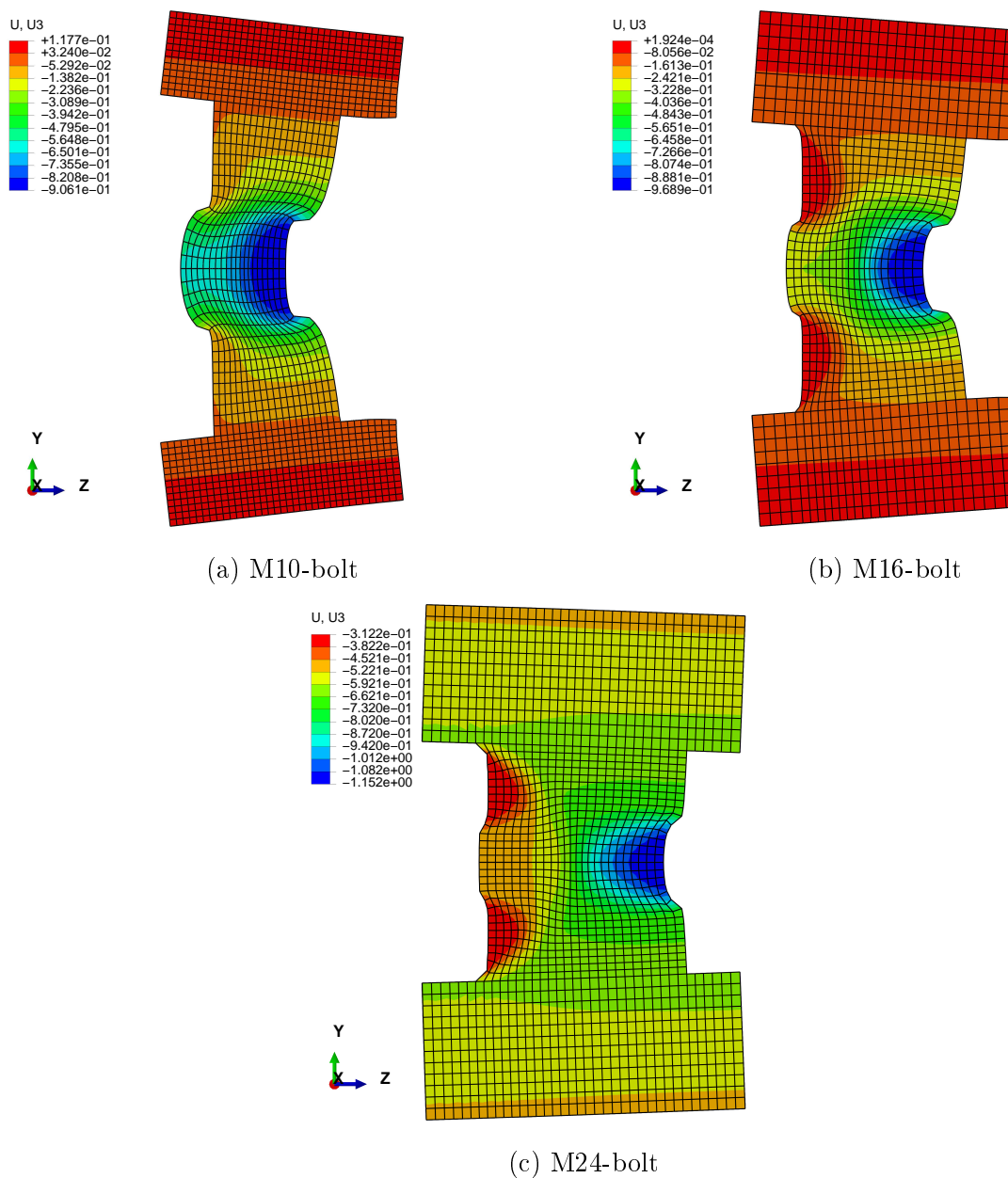
### 6.3.1 Beregning av stivhet

Stivheten beregnes ut fra økningen i forskyvning mot påført last. Forskyvningen  $U_3$  er hentet ut i nodene som vist i figur 6.19 for M16-bolten, og det er differansen i forskyvningen mellom dem som brukes til beregningen av stivhet. For M10- og M24-bolten hentes forskyvningen ut i tilsvarende noder – i bunnen av bolteskaftet og der den midtre platen møter bolten.



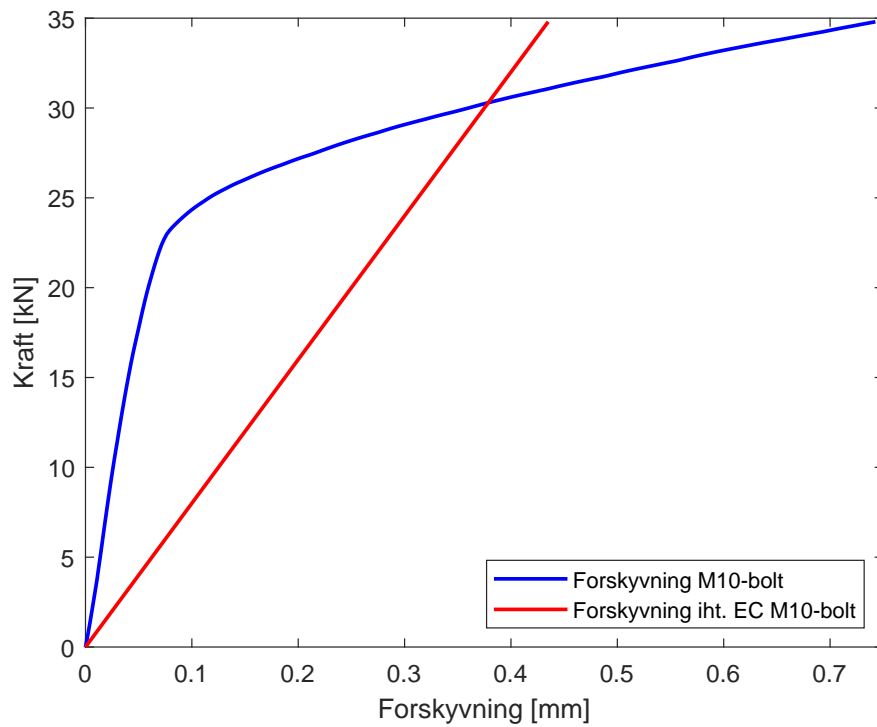
Figur 6.19: Uthenting av forskyvning i noder for M16-bolt

Figur 6.20 viser forskyvningen  $U_3$  ved full belastning. Forskyvningsskalafaktoren er satt lik 5 for å tydeligere se deformasjonen. Som forventet blir bolten litt rotert og trykkes sammen der platene møter bolten.

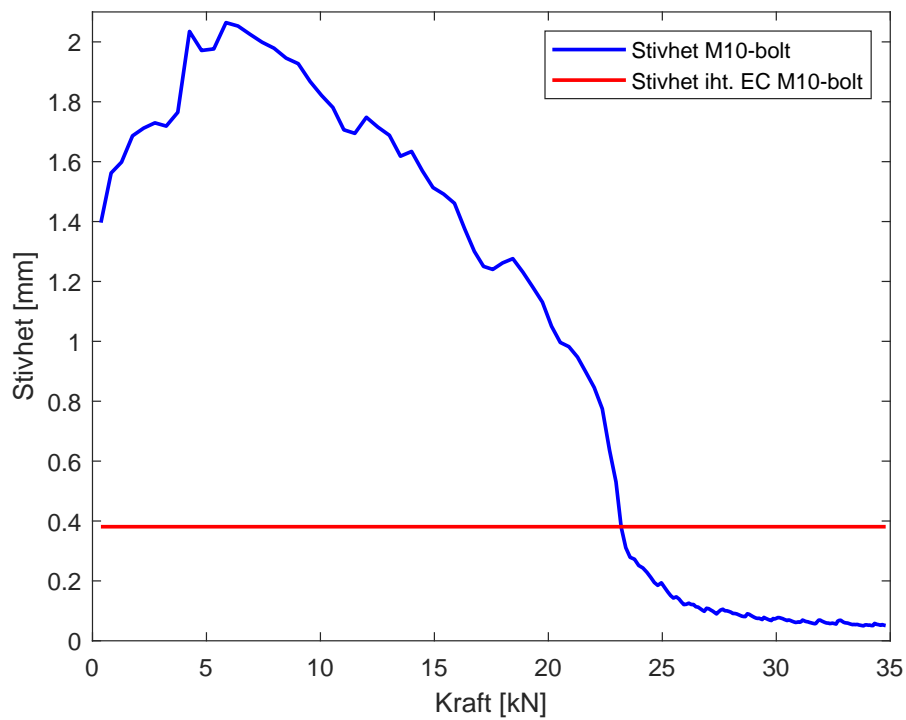


Figur 6.20: Forskyvning  $U_3$  i boltene ved full belastning, med forskyvningsskalafaktor lik 5

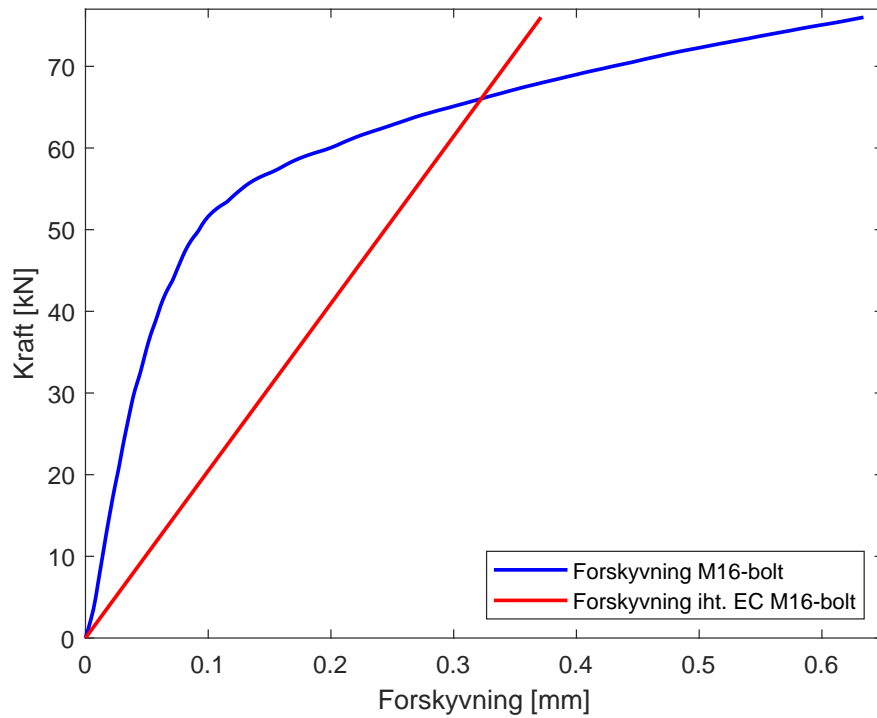
Figur 6.21 til 6.26 viser forskyvning og stivhet mot påført last for de tre ulike boltene. Felles for boltene er at de har en tilnærmet lineær økning i forskyvning før den flates ut. Forskyvningene i den tilnærmede lineære økningen er lavere enn de forventede forskyvningene i henhold til Eurokoden, som fører til at stivheten blir høyere enn Eurokodens tall for stivhet.



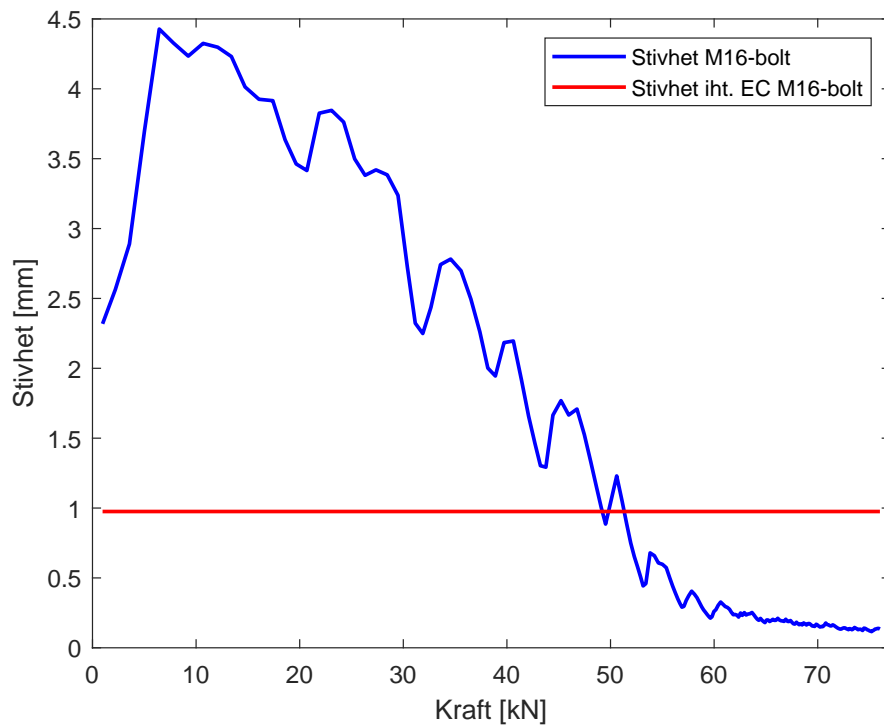
Figur 6.21: Forskyvning i M10-bolten mot påført last



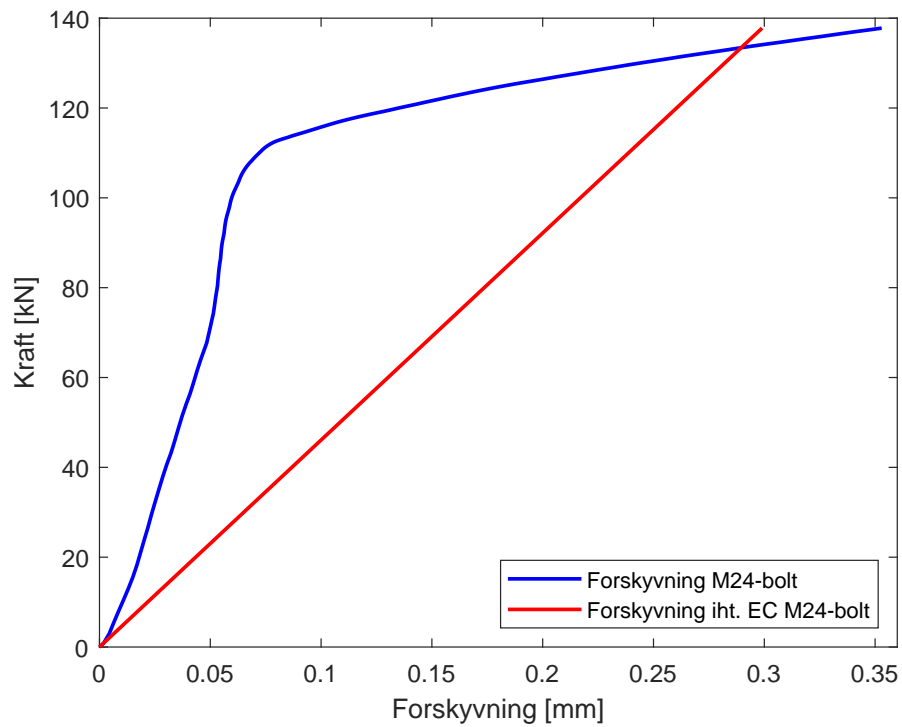
Figur 6.22: Stivhet for M10-bolten mot påført last



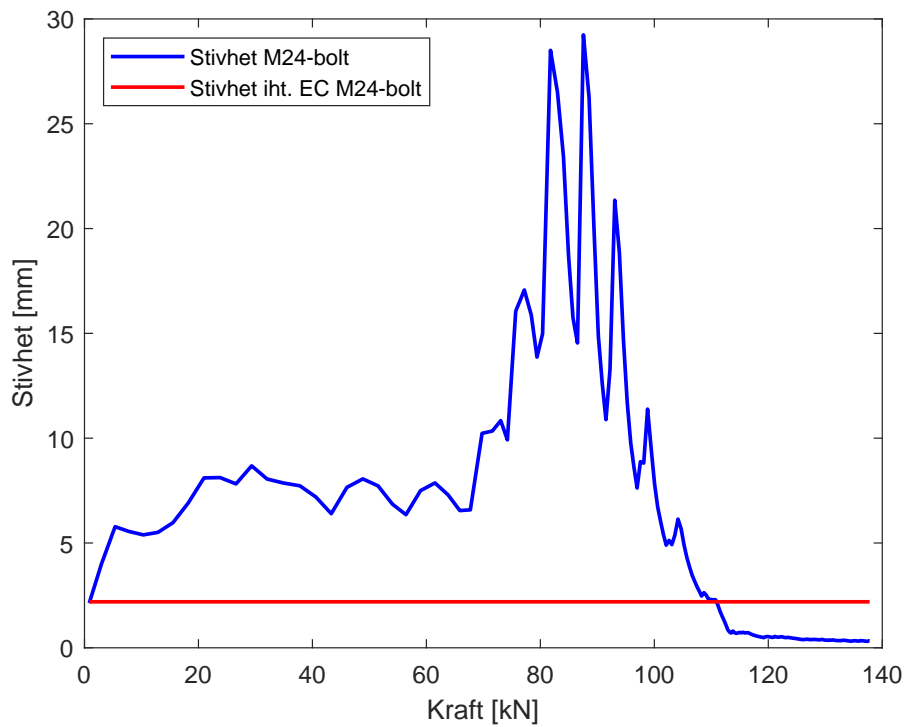
Figur 6.23: Forskyvning i M16-bolten mot påført last



Figur 6.24: Stivhet for M16-bolten mot påført last



Figur 6.25: Forskyvning i M24-bolten mot påført last

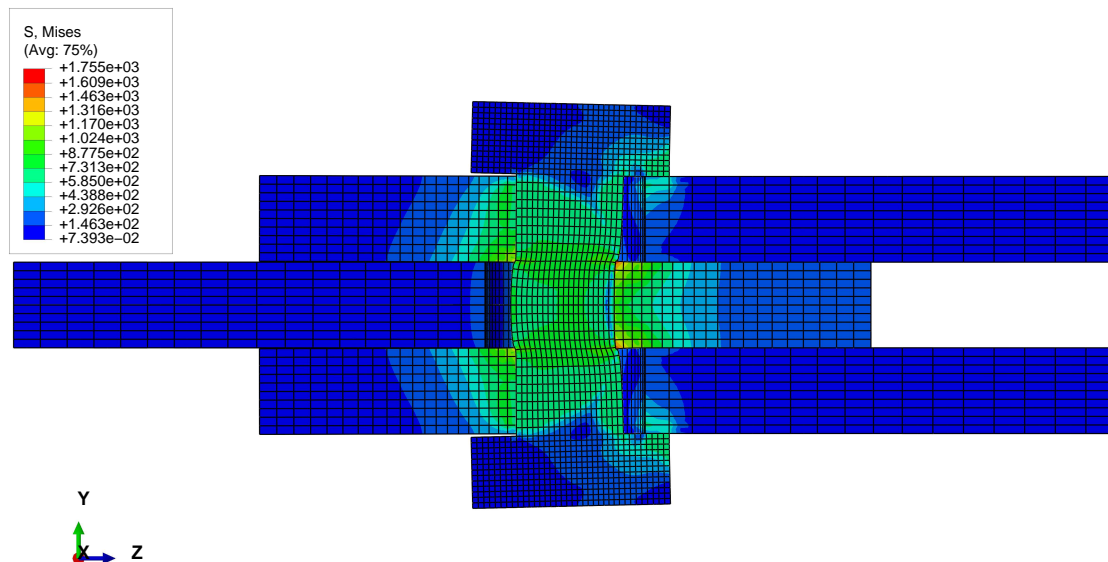


Figur 6.26: Stivhet for M24-bolten mot påført last

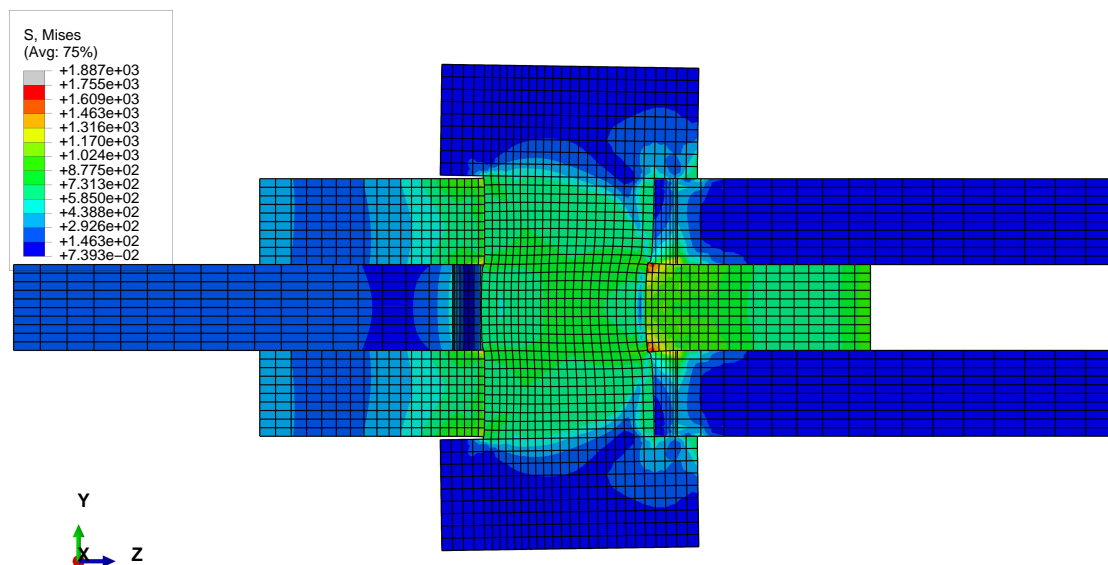


### 6.3.2 Spenningsfordeling

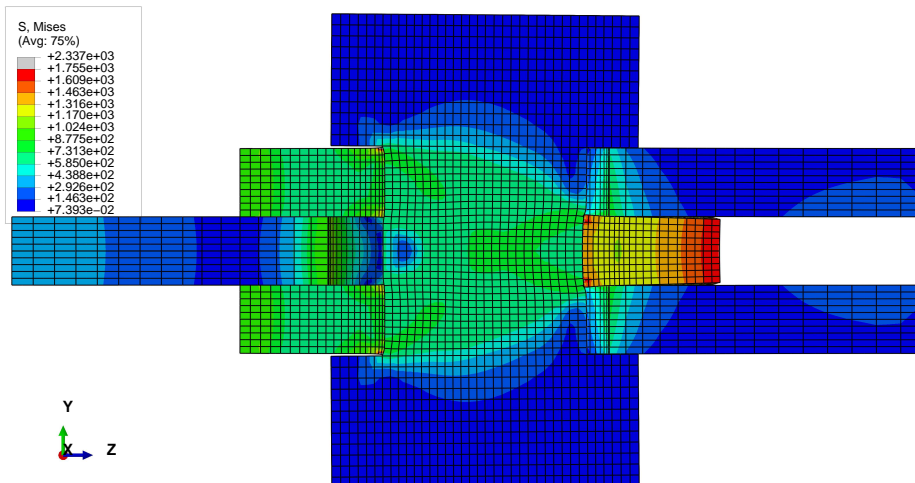
Figur 6.27 til 6.29 viser plot av von Mises-spennning ved full belastning av modellen. Felles for alle modellene er at de største spenningsene oppstår i den midterste platen som blir trykket sammen og at det oppstår singulariteter i hjørnene der platen møter boltene. Konturene av spenningsen er begrenset til 1755 MPa, for å vise at spenningsene er over bruddspenningsen for noen av modellene og gi lik inndeling av intervallene på konturene.



Figur 6.27: von Mises-spennning for modellen med M10-bolt ved full belastning

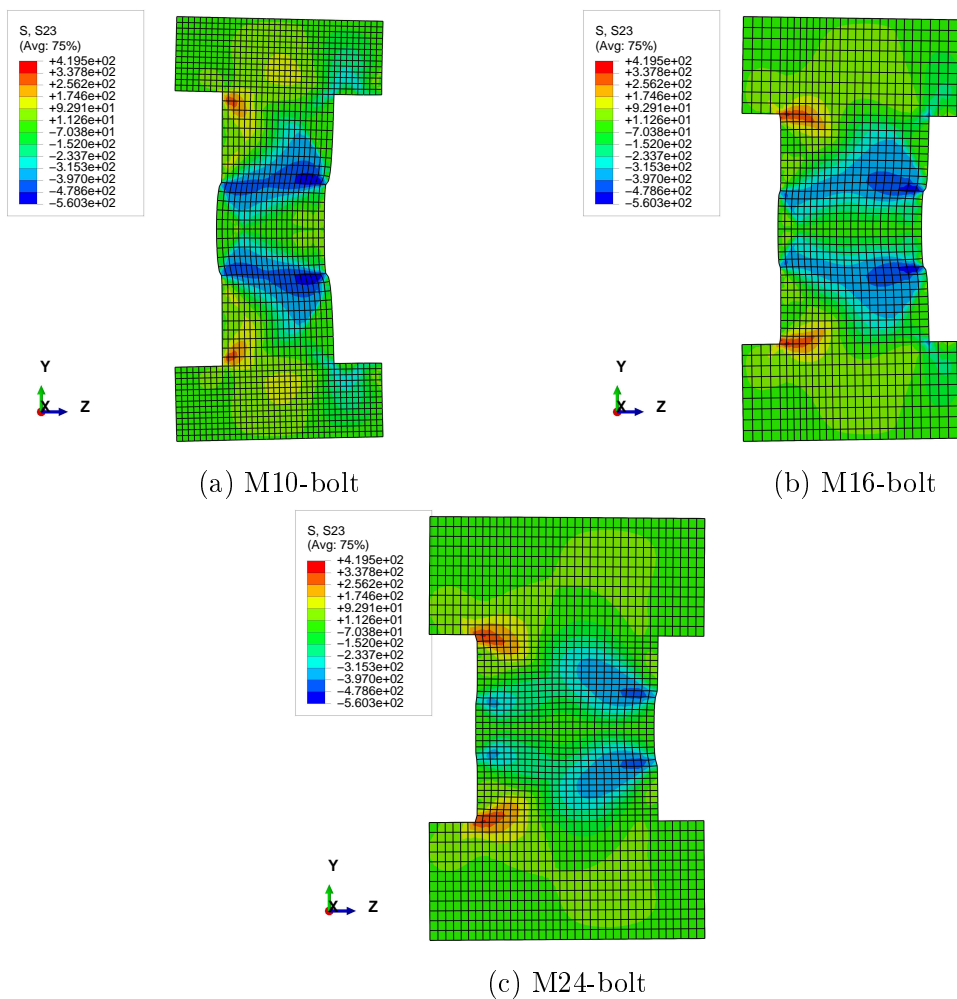


Figur 6.28: von Mises-spennning for modellen med M16-bolt ved full belastning



Figur 6.29: von Mises-spenning for modellen med M24-bolt ved full belastning

Figur 6.30 viser plot av skjærspenningen på boltene ved full belastning. De største spenningene oppstår som forventet i skjærplanene – der platene skjærer boltene.



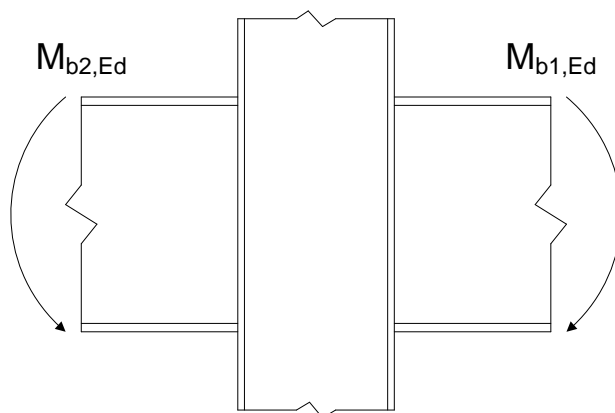
Figur 6.30: Skjærspenning i boltene ved full belastning

# 7 | Diskusjon

Dette kapitlet diskuterer observasjoner fra analysene mot stivhetskoeffisientene i Eurokoden. Noen forbedringer blir foreslått der det er mulig og det anses å være store avvik.

## 7.1 Søylesteg påkjent av strekk

Eurokoden benytter hele den frie lengden av søylesteget ved beregning av stivhet for søylesteg påkjent av strekk. For tosidige knutepunkt med like og motstående momenter bør ikke denne stivhetskoeffisienten brukes direkte da søylesteget strekkes på begge sider, slik at forskyvningen er lik null i midten av søylen og ikke på den ene siden, (se figur 2.2b). Det oppstår også et problem dersom momentene på et tosidig knutepunkt ikke er like store. Da vil forskyvningen ikke være null i midten av søylen, men vil være avhengig av lastene som er påført knutepunktet. Eurokoden presiserer ikke hvordan dette bør løses, men det kan være hensiktsmessig å innføre en faktor ( $\alpha$ ) som angir hvor stor del av søylesteget som skal benyttes i beregningen av stivhetskoeffisienten. Ulempen med en slik faktor er at det kan tvinge frem bruk av en iterativ prosess, da stivheten i knutepunktet angir hvor store moment som oppstår på hver side av knutepunktet.



Figur 7.1: Tosidig knutepunkt

Ensidig	1
Tosidig – like og motstående momenter	0,5
Tosidig – ulike momenter	$\frac{ M_{b1,Ed} }{ M_{b1,Ed}  +  M_{b2,Ed} } = \alpha_1$ $\frac{ M_{b2,Ed} }{ M_{b1,Ed}  +  M_{b2,Ed} } = \alpha_2$

Tabell 7.1: Forslag til verdier av faktoren  $\alpha$  for stivhetskoeffisienten for søylesteg påkjent av strekk

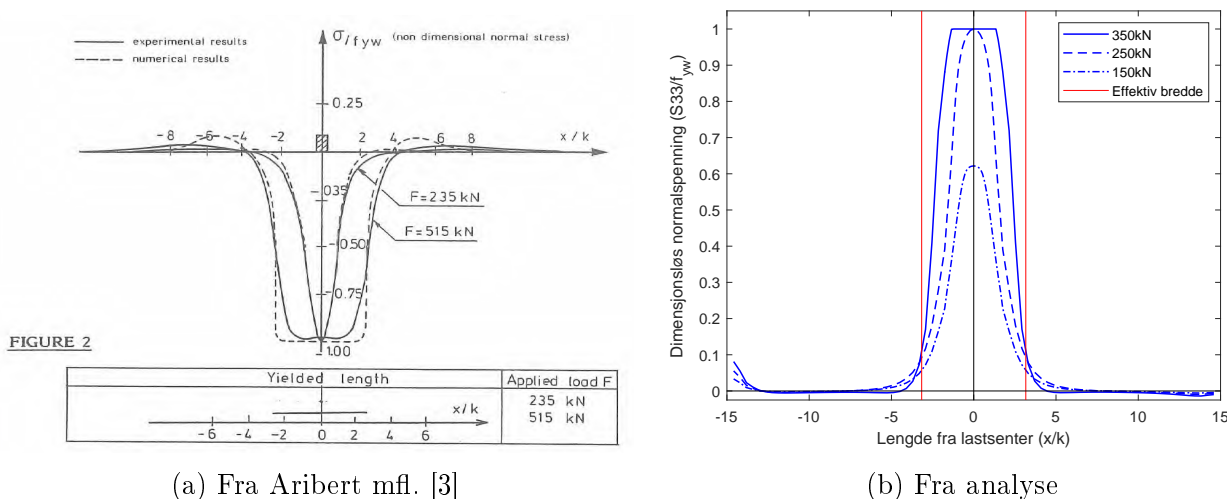
Stivhetskoeffisienten for søylesteg påkjent av strekk kan da uttrykkes som:

$$k_3 = \frac{0,7 \cdot b_{eff,t,wc} \cdot t_{wc}}{\alpha \cdot d_c} \quad (7.1)$$

Ved bruk av en slik faktor bør det deretter presiseres hvor mange ganger stivhetskoeffisienten skal tas hensyn til i beregningen av rotasjonsstivheten  $S_j$  for de ulike tilfellene. For tilfellet med tosidig knutepunkt med ulike momenter vil stivhetskoeffisienten være forskjellig for høyre og venstre side av knutepunktet, slik at dette bør komme tydelig frem.

For at stivheten til søylesteget i analysen og Eurokoden skulle være sammenlignbare, ble halve lengden av søylesteget benyttet i beregningene. Denne lengden ble brukt fordi det ble antatt at forskyvningen er null i midten av søylen, som også ble bekreftet av analysen. Forskyvningen er noe mindre i analysen enn den beregnede forskyvningen fra Eurokodens stivhetstall, slik at stivheten for strekk i søylesteg er omtrent 18 % høyere i analysen. Dette avviket kan komme av at Eurokoden bruker en konservativ verdi for å være på den sikre siden. Den tilnærmede verdien av  $\xi$  som reduserer den effektive bredden med 2/3, bør undersøkes nærmere for å se om det er en for konservativ tilnærming.

Plottet av normalspenning langs k-linjen fra analysen viser store likheter med plottet presentert av Aribert mfl. [3], som vist i figur 7.2. Aribert mfl. har testet på en bjelke som er belastet med trykk og ikke strekk slik som analysen i denne oppgaven. For analysen virker den effektive bredden å være litt for stor, men det bør testes med høyere laster for å se hvor stor bredde «flyteplataet» får.



Figur 7.2: Spenningsfordeling langs k-linjen

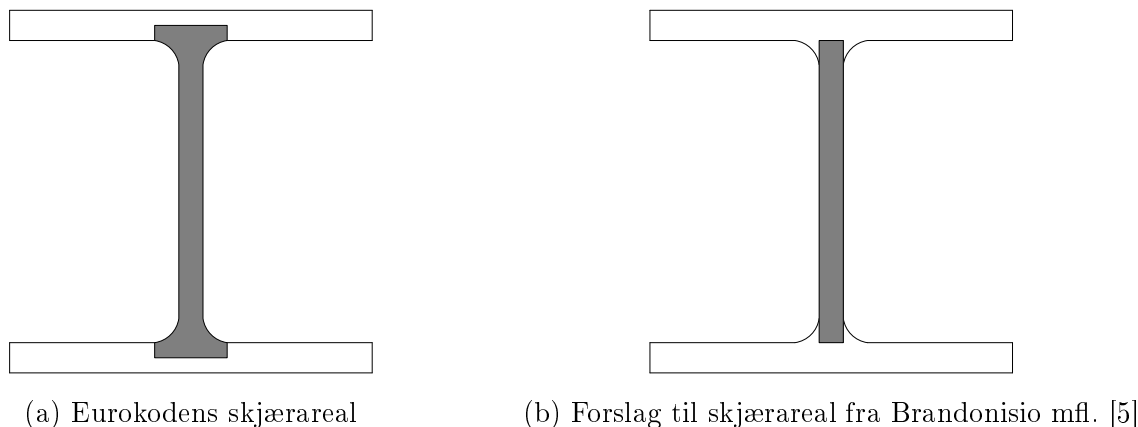
Det har kun blitt analysert ett geometrisett, så flere typer profiler og lastsituasjoner bør bli analysert for å videre kunne anslå påliteligheten til stivhetskoeffisienten fra Eurokoden. Inn- delingen av elementnettet i modellen kan også ha behov for forbedring for å oppnå høyere nøyaktighet, eventuelt også med bruk av kvadratiske elementer.

## 7.2 Stegpanel i søyle påkjent av skjær

Eurokoden antar jevnt fordelt skjærspenning i søylesteget ved utledning av stivhetskoeffisienten for søylestegspanelet. I virkeligheten har skjærspenningen en parabolisk funksjon fra konstant spenning langs kantene. Resultatene fra de numeriske analysene (kapittel 6.2) viser at antagelsen om jevnt fordelt skjærspenning kan være noe feil dersom avstivere ikke brukes. Avstivere tvinger skjærspenningen til å fordele seg jevnere og gir mindre konsentrerte spenninger som kan være avgjørende for stivheten til steget.

Den numeriske analysen med avstivere har et negativt avvik i stivhet i forhold til Eurokoden på omtrent 11 %, i motsetning til analysen uten avstivere som har et negativt avvik på omtrent 40 %, når bøyingsbidraget er tatt med i betraktning. De store avvikene for søylen uten avstivere kan antyde at stivhetskoeffisienten ikke bør være gyldig dersom avstivere ikke benyttes. I dagens prosjektering er det derimot sjeldent at avstivere ikke brukes i knutepunkter hvor det opptrer store spenninger. Diagonalavstivere gir ifølge Eurokoden uendelig stivhet for stegpanel i søyle påkjent av skjær, men har ikke blitt undersøkt her.

Underestimering av stivheten til et stegpanel i en søyle vil ikke være for problematisk, men en overestimering kan få store konsekvenser – Eurokoden bør være på den sikre siden. Det er få faktorer som kan endres i stivhetskoeffisienten for stegpanel i søyle påkjent av skjær, men det er sannsynlig at skjærarealet er overestimert av Eurokoden. Skjærarealet foreslått av Brandonisio mfl. [5] gir en stivhet som viser seg å være på den sikre siden ved bruk av avstivere i forhold til analysen og har et avvik på ca. 30 % fra Eurokoden.



Figur 7.3: Skjærareal av søyle

Skjærarealet foreslått av Brandonisio mfl. [5] kan være en god forbedring av stivhetskoeffisienten for IPE300-søylen som er analysert her, men bør undersøkes videre for å se om den er gjeldende for flere geometrier. Skjærspenningsplot for søylen i ulike høyder, se figur 6.17 og 6.18, viser at begge de to skjærarealene kan være fornuftige antagelser. Ved 375 mm høyde ser det ut til at det bare er søylesteget som får opptredende skjær, mens det for ved 310 mm høyde også opptrer noe skjærspenninger i flensen, omtrent der Eurokoden har regnet med flensarealet. Likevel bør Eurokodens skjærareal reduseres, da det gir for høy stivhet i forhold til analysene.

Det har også her kun blitt analysert ett geometrisert, så flere typer profiler og lastsituasjoner bør bli analysert for å videre kunne anslå påliteligheten til stivhetskoeffisienten fra Eurokoden. Inndelingen av elementnettet i modellen kan også her ha behov for forbedring for å oppnå høyere nøyaktighet, eventuelt også med bruk av kvadratiske elementer. Avstiverne som er brukt i modellen har ikke blitt kontrollert mot Eurokodens anbefalinger for avstivere, slik at noe avvik kan forekomme. Det har ikke blitt gjort noen vurderinger av  $\beta$ -verdien i analysene, da det kun er et ensidig knutepunkt som har blitt analysert. Arbeidet utført av Ringen [12] viste lite avvik for  $\beta$ -verdien lik 1, slik at det antas at  $\beta$ -verdien er god nok.

### 7.3 Bolter påkjent av skjær

Stivheten for alle tre modellene med bolter er ganske mye høyere enn den beregnede stivheten fra Eurokoden. For M10-bolten er stivheten omtrent 4 ganger større, for M16-bolten er den omtrent 3,5 ganger større og for M24-bolten er den omtrent 3 ganger større. Ved økning i bolttestørrelse blir forskyvningen av bolten mindre, slik at det kan tolkes som at størrelsen på bolten er en innvirkende faktor på stivheten.

Tykkelsen på platene i forbindelsen er ikke inkludert i uttrykket for skjærstivhet i boltene. Det er rotasjonen av bolten som sammenlignes med påført kraft, slik at tykkelsen på platene antageligvis vil påvirke denne rotasjonen. Det bør gjennomføres flere undersøkelser hvor tykkelsene på platene varieres, for å se om det kan ha en innvirkning på skjærstivheten.

Det er noe uklart i Eurokoden hvordan stivhetskoeffisientene skal brukes i dobbeltsnittede avskjæringsforbindelser og boltede forbindelser generelt. Det har her blitt antatt at hullkanttrykket opptre tre ganger – der platene møter bolten. Det har også blitt antatt at det opptre skjær i forbindelsen ved øvre og nedre plate på bolten. Eurokoden bør tydeligere presisere for hvilke forbindelser stivhetene skal inkluderes, eventuelt også hvor mange ganger de skal tas med.

Uttrykket for stivhet for bolter påkjent av skjær fra Eurokoden har tilsynelatende lite med «vanlige» faktorer for skjær å gjøre og det har ikke blitt funnet litteratur som beskriver utledelsen. Uttrykket er antageligvis basert på testing av M16-bolter, fordi diameteren til en M16-bolt brukes som en konstant. På bakgrunn av dette er det vanskelig å foreslå forbedringer av stivhetskoeffisienten. Flere undersøkelser bør gjøres for flere geometrier slik at eventuelle endringer kan foreslås.

Boltene er modellert uten gjenger. Å modellere gjenger er svært tidkrevende, men det er mulig at gjenger kan påvirke stivheten til boltene ved at gjengene graver inn i platene. Bryan [7] beskriver skjærplanets plassering som påvirkende på fleksibiliteten, men det er usikkert om dette gjelder for hullkanttrykk eller skjær i bolten. Boltene er heller ikke forspent og det antas at det påvirker skjærstivheten i liten grad. Der skjærkreftene er bærende i en konstruksjon er det som regel ikke krav til forspenning, slik det er for konstruksjoner der strekkreftene er bærende. Likevel kan det være nyttig å undersøke hvordan forspenning vil påvirke boltens skjærstivhet, da forspente bolter kan brukes til skjærbelastede forbindelser.

For boltemodellene ble lasten påført som en forskyvning i motsetning til en kraft på platene. Reaksjonskreftene ble deretter hentet ut, for å sammenligne kraft mot forskyvning. Det har ikke blitt kontrollert om disse reaksjonskreftene stemmer overens med håndberegninger, da det er ganske kompliserte beregninger. Det antas at reaksjonskreftene er innenfor rimelig nøyaktighet. Friksjonskoeffisienten som er antatt å være 0,2 kan være en unøyaktig antagelse som gir avvik.





# 8 | Konklusjon

## 8.1 Konklusjon

Hensikten med denne oppgaven var å undersøke påliteligheten til tre ulike stivhetskoeffisienter i Eurokoden ved hjelp av numeriske analyser. Stivhetskoeffisientene for søylesteg påkjent av strekk, stegpanel i søyle påkjent av skjær og bolter påkjent av skjær har blitt undersøkt.

Eurokoden benytter hele den frie lengden av søylesteget ved beregning av stivhet for søylesteg påkjent av strekk. For tosidige knutepunkt bør ikke denne stivhetskoeffisienten brukes direkte, da søylesteget strekkes på begge sider. Det foreslås å innføre en faktor  $\alpha$  som skal ta hensyn til hvor stor del av søylesteget som skal brukes i beregningen av stivhetskoeffisienten, som er avhengig av hvor store momentene er på hver side av knutepunktet. Ulempen med en slik faktor er at det kan føre til en iterativ prosess ved global analyse av konstruksjonen.

En søyle som blir strekt på hver side med like stor kraft ble undersøkt. For at stivheten skulle være sammenlignbar med Eurokodens stivhetskoeffisient ble kun halvparten av lengden til søylesteget brukt. Eurokodens stivhet var omtrent 18 % lavere enn stivheten fra analysen, som kan komme av at den tilnærmede verdien av  $\xi$ , som reduserer den effektive bredden, kan være for konservativ. Den effektive bredden av søylesteget påkjent av strekk viste seg å være en god antagelse, men bør undersøkes videre for større laster.

Den andre stivhetskoeffisienten som ble undersøkt, stegpanel i søyle påkjent av skjær, viste store avvik fra Eurokoden for uavstivede søyler. Det tyder på at antagelsen om jevnt fordelt skjærspenning ikke er god nok for uavstivede søyler, og at stivhetskoeffisienten i Eurokoden derfor ikke bør være gyldig for disse tilfellene. For avstivede søyler var stivheten fra den numeriske analysen omtrent 11 % lavere enn Eurokoden. Dette antyder at skjærarealet fra Eurokoden er litt for stort og bør reduseres. Skjærarealet foreslått av Brandonisio mfl. [5] ga bedre estimering av stivheten for stegpanel i søyle påkjent av skjær, og bør vurderes som en endring i Eurokoden.

Stivhetskoeffisienten for bolter påkjent av skjær har også store avvik fra analysene. Det bekreftes at diameteren til bolten påvirker skjærstivheten, men det er usikkert om tykkelsen på platene i forbindelsen også vil være en innvirkende faktor. Hvordan stivhetskoeffisientene for boltede knutepunkter skal brukes har klare behov for forbedringer.

## 8.2 Videre arbeid

Stivhetskoeffisientene bør bli testet for flere ulike geometrier for å få en bredere oppfatning av hvor pålitelige Eurokodens stivhetskoeffisienter er.

Den foreslåtte faktoren  $\alpha$  som skal ta hensyn til hvor stor del av søylesteget som blir påkjent av strekk bør videreutvikles slik at den er gjeldende for alle tilfeller. Dersom faktoren anses å ikke være anvendelig, bør andre tiltak foretas for å forbedre stivhetskoeffisienten for søylesteg påkjent av strekk.

Skjærarealet foreslått av Brandonisio mfl. [5] bør vurderes for implementering i Eurokoden. Undersøkelser på flere geometrier kan avdekke tilfeller der det foreslåtte skjærarealet ikke kan være gjeldende.

Stivhetskoeffisienten for bolter påkjent av skjær bør undersøkes videre for ulike platetykkelser for å se om det er en innvirkende faktor på koeffisienten. Gjenger og forspenning på bolter har ikke blitt inkludert i denne oppgaven og bør undersøkes for å se på effekten på stivhet. I en forbindelse er det sjeldent at en enkelt bolt brukes alene, slik at det også bør undersøkes hvordan oppførselen blir dersom flere bolter brukes samtidig.

# Referanser

- [1] K. Weynand, J.-P. Jaspart, og M. Steenhuis, “The Stiffness Model of revised Annex J of Eurocode 3,” i *Connections in Steel Structures III*, 1. utg., R. Bjorhovde, A. Colson, og R. Zandonini, red. Great Britain: Elsevier, 1996, s. 441–452.
- [2] J.-P. Jaspart, “Etude de la semi-rigidité des noeuds poutre-colonne et son influence sur la résistance et la stabilité des ossatures en acier,” Doktorgradsavhandling, Université de Liège, 1991.
- [3] J. M. Aribert, A. Lachal, og M. Moheissen, “Modelling and experimental investigation of plastic resistance and local buckling of H or I steel sections submitted to concentrated or partially distributed loading,” i *Contact Loading and Local Effects in Thin-walled Plated and Shell Structures*, 1. utg., V. Krupka og M. Drdacky, red. Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 1992, s. 101–110.
- [4] D. J. Fielding og J. S. Huang, “Shear in steel beam-to-column connections,” *Welding Journal*, vol. 50, nr. 7, s. 313–326, 1971.
- [5] G. Brandonisio, A. De Luca, og E. Mele, “Shear strength of panel zone in beam-to-column connections,” *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 71, s. 129–142, 2012.
- [6] E. Bayo, J. M. Cabrero, og B. Gil, “An effective component-based method to model semi-rigid connections for the global analysis of steel and composite structures,” *Engineering Structures*, vol. 28, nr. 1, s. 97 – 108, 2006. Hentet fra: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029605002804>. Lastet ned: 12.01.2018.
- [7] E. R. Bryan, “The design of bolted joints in cold-formed steel sections,” *Thin-Walled Structures*, vol. 16, nr. 1-4, s. 239–262, 1993.
- [8] R. Zaharia og D. Dubina, “Stiffness of joints in bolted connected cold-formed steel trusses,” *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 62, nr. 3, s. 240 – 249, 2006. Hentet fra: <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0143974X05001288>. Lastet ned: 20.04.2018.
- [9] *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser*, NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009, 2009.
- [10] *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*, NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015, 2015.
- [11] M. Watabe, T. Naka, og B. Kato, *Research on the behavior of steel beam-to-column connections*. Laboratory for Steel Structures, University of Tokyo, 1966.
- [12] H. I. Ringen, “Knutepunkter i bygningsrammer av stål – innvirkning av skjærkraft,” Masteroppgave, Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, Trondheim, Mai 2017.
- [13] P. K. Larsen, A. H. Clausen, og A. Aalberg, *Stålkonstruksjoner – Profiler og formles*, 3. utg. Fagbokforlaget, 2014.

- [14] *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet*, NS-EN 1993-1-5:2006+NA:2009, 2009.
- [15] P. K. Larsen, *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*, 2. utg., L. Postmyr, red. Trondheim: Tapir Akademisk Forlag, 2010.



