



Universitetet
i Stavanger

DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

MASTEROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering: Offshore Teknologi Marin- og undervannsteknologi Fordypning i konstruksjon	Vår semesteret, 2010 Åpen
Forfatter: Simen Ovar Kristensen (signatur forfatter)
Fagansvarlig: Rolf A. Jacobsen Veileder(e): Nicolas Neumann	
Tittel på masteroppgaven: Enkelttidig strukturelle bjelkesøyleknutepunkt av H- eller I-profiler med boltet endeplateforbindelse utsatt for moment rotert både om bjelkens svake og sterke akse. Engelsk tittel: Single-sided structural beam-to-column joint of H- or I-profiles with bolted endplate exposed to in-plane and out-of-plane bending	
Studiepoeng: 30	
Emneord: Struktur, Knutepunkt, Momentforbindelse, Bolt, I-profil, H-profil, Bjelkesøyle, endeplate, Eurokode, I-planet, Ut-av-planet, Svakaksebøyning, Sterkaksebøyning, Konstruksjon, Stål	Sidetall: + vedlegg/annet: Stavanger, dato/år

Forord

Denne rapporten er min masteroppgave for graden Master i Offshoreteknologi –marin- og undervannsteknologi med fordypning i konstruksjon ved det teknisk-naturvitenskapelige fakultet, Universitetet i Stavanger. Arbeidet med oppgaven har foregått fra februar til juni, 2010.

Oppgaven er gjennomført i samarbeid med Aibel AS, hvor jeg jobber til daglig. Aibel er en av de ledende leverandører av tjenester til olje- og gassindustrien. Arbeidet med oppgaven har blitt utført ved Aibels kontor på Forus.

NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 gir omfattende og detaljerte beregnings- og konstruksjonsregler for momentforbindelser. Imidlertid er disse begrenset til, for bjelkesøyleknutepunkt av H- og I-profiler, moment i-planet (det vil si bøyning om bjelkens sterke akse). Boltede knutepunkt er mye anvendt i vedlikeholds- og modifikasjonsarbeid offshore, for eksempel i rørstøtter. I slike anvendelser er imidlertid momentet ofte rotert slik at man ved dekomposisjon har moment både i-planet og ut-av-planet (det vil si bøyning om bjelkens svake akse). Formålet med oppgaven er dermed ved hjelp av tilgjengelig litteratur, håndberegninger og numeriske analyser å få mer klarhet i hva som skjer i knutepunktet ved ut-av-planet moment og ved kombinasjon av i-planet og ut-av-planet moment, og forstå dimensjoneringskriteriet.

Jeg vil først og fremst takke min eksterne veileder i Aibel AS, Nicolas Neumann, for sin tilrettelegning av oppgaven, veiledning og gode diskusjoner underveis og ikke minst faglig opplæring. Jeg vil også takke Gunnar Lian, ingeniør ved Aibel AS, for opplæring i Abaqus og faglige tips underveis. En takk går også til Fuad Nuhic, overingeniør ved Aibel AS for sine faglige tips underveis. Jeg vil til slutt takke veileder Rolf A. Jacobsen ved Universitetet i Stavanger for våre faglige diskusjoner og hans veiledning underveis.

Stavanger, Juni 2010

Simen O. Kristensen

Sammendrag

Denne oppgaven omhandler bjelkesøyleknutepunkt utsatt for ut-av-planet moment og kombinasjon av i-planet og ut-av-planet moment. Per dags dato er det ingen kjente regelverk som omfatter bjelkesøyleknutepunkt utsatt for andre moment enn i-planet. Det er heller ikke funnet litteratur som omhandler ut-av-planet bøyning av knutepunkt. Knutepunkt benyttet i rørstøtter offshore er ofte utsatt for kombinasjon av i-planet og ut-av-planet moment, og noen ganger bare for ut-av-planet moment. Det er derfor viktig å bestemme en beregningsmetode som er tilstrekkelig konservativ ved verifikasjon av knutepunkt utsatt for disse typer laster.

Opgaven kartlegger og beskriver hvilke knutepunktskomponenter som må verifiseres ved ut-av-planet moment, den presenterer mulige nye knutepunktskomponenter som må verifiseres ved ut-av-planet moment og den presenterer mulige metoder for å beregne kapasitetene til knutepunktskomponentene ved ut-av-planet moment. Oppgaven tar for seg mulige flytelinjemekanismer for bjelkens endeplate og søyleflensen ved ut-av-planet moment og ved kombinasjon av i-planet og ut-av-planet moment. Det er presentert et mulig dimensjonskriterium for bjelkesøyleknutepunkt utsatt for kombinasjon av i-planet og ut-av-planet moment. Ellers har litteraturstudiet tatt for seg generell stålkonstruksjonsteori, dimensjoneringskrav etter Eurokode 3. I tillegg er det sett litt på elementmetoden.

Knutepunktene som er benyttet i analysene og håndberegningene er bjelkesøyleknutepunkt med boltet endeplate, hvor både bjelken og søyle består av HE200B og endeplaten har en tykkelse på 10 mm. Boltene benyttet i forbindelsene er M20 bolter med materialgrad 8.8. 4 forskjellige knutepunkt er analysert og beregnet; bolter på utsiden av bjelkeflensene med og uten avstivning, og bolter på innsiden av bjelkeflensene med og uten avstivning. Ellers består knutepunktene av to bolterader med to bolter i hver rad.

Analysene viser at beregningsmetodene som er presentert er tilstrekkelig konservative for de knutepunktene som er sjekket. Beregningsmetodene bør imidlertid sjekkes ytterligere, både for andre profiler, andre typer knutepunkt og andre lasttilfeller før disse kan presenteres som generelle beregningsmetoder for knutepunkt utsatt for ut-av-planet moment eller for kombinasjon av i-planet og ut-av-planet moment.

Hovedformålet med oppgaven er å utvikle forståelsen for konstruksjon av knutepunkt ved ut-av-planet moment og ved kombinasjonen av i-planet og ut-av-planet moment. Det er også et mål å utvikle generell forståelse for dimensjonering av stålkonstruksjoner, bruk av standarder og arbeidsmetodikk ved numeriske analyser.

Innhold

1 Innledning	11
1.1 Introduksjon	11
1.2 Beskrivelse av oppgaven	12
1.3 Symboler	15
2 Bakgrunnsteori og regelverk	23
2.1 Presentasjon av forbindelser	23
2.1.1 Avskjæringsforbindelser	23
2.1.2 Friksjonsforbindelser	33
2.1.3 Skruegrupper	35
2.1.4 Sveiste forbindelser	41
2.2 Plastisitetsteori	45
2.2.1 Plastifisering av tverrsnitt	46
2.2.2 Plastifisering av plater	57
2.3 Konstruksjonsdetaljer	58
2.3.1 Kapasitet til komponenter i knutepunkt	59
2.3.2 Momentkapasitet i bjelkesøyleknutepunkt	73
2.4 Rotasjon av knutepunkt	75
2.4.1 Rotasjonsstivhet	75
2.4.2 Rotasjonskapasitet	81
2.5 Elementmetoden	82
2.5.1 Elementtyper	83
2.5.2 Virtuelt arbeid	87
2.5.3 Formfunksjoner	88
2.5.4 Formler for element- og systemmatriser	88
2.6 Partialkoeffisientmetoden	91
3 Metode	92
3.1 Abaqus	92
3.2 Materialmodell	92
3.2.1 Kalibrering av materialmodell	95
3.3 von Mises flytekriterium	96
3.4 Presentasjon av modellene benyttet i analysene	97
3.5 Hva ønsker en å undersøke?	98
3.5.1 Lokasjon av trykksenter for ut-av-planet moment	99
3.5.2 Flyt rundt den mest utsatte bolten	104
3.5.3 Flytelinjene ved moment om to akser	105
3.5.4 Flytelinjer ved ut-av-planet moment	113
3.5.5 Lastfordelingen i knutepunktet	119
3.5.6 Hvilke komponenter påvirkes av i-planet moment og hvilke komponenter påvirkes av ut-av-planet moment?	123
3.5.7 Dimensjonskriteriet for interaksjon mellom i-planet og ut-av-planet moment	125
3.5.8 Bjelkeflensen i trykk	128
3.5.9 Sveis	130
3.5.10 Søyleflens utsatt for torsjon	132
3.5.11 Boltet strekkforbindelse med bøyedeformasjoner ved ut-av-planet bøyning	133
4 Resultater og diskusjon	136
4.1 Trykksenter og momentarm ved ut-av-planet moment	136
4.1.1 Avstivet knutepunkt med innvendige bolter	138
4.1.2 Uavstivet knutepunkt med innvendige bolter	145

4.1.3 Avstivet knutepunkt med utvendige bolter	151
4.1.4 Uavstivet knutepunkt med utvendige bolter	158
4.1.5 Sammenlikning av trykksenter for de 4 knutepunktene	163
4.2 Kapasitetsberegninger ved ut-av-planet moment	166
4.2.1 Avstivet knutepunkt med innvendige bolter	166
4.2.2 Uavstivet knutepunkt med innvendige bolter	171
4.2.3 Avstivet knutepunkt med utvendige bolter	176
4.2.4 Uavstivet knutepunkt med utvendige bolter	179
4.3 Kapasitetberegninger ved kombinasjon av i-planet og ut-av-planet moment	182
4.3.1 Avstivet knutepunkt med innvendige bolter	182
4.3.2 Uavstivet knutepunkt med innvendige bolter	185
4.3.3 Avstivet knutepunkt med utvendige bolter	187
4.3.4 Uavstivet knutepunkt med utvendige bolter	190
4.4 Diskusjon	193
4.4.1 Trykksenter og momentarm ved ut-av-planet moment	193
4.4.2 Dimensjoneringskriteriet	199
4.4.3 Behandling av modellusikkerhet	204
5 Anbefaling for dimensjonering av knutepunkt utsatt for ut-av-planet moment	207
6 Forslag til videre arbeid	209
Vedlegg A – Håndberegninger ved bruk av Mathcad	211
Vedlegg B – Teknisk notat ved Aibel	212

Figurer

Figur 2.1	Ref./1/, side 477. Fig 11.3 Aktuelle bruddformer for laskeskjøt
Figur 2.2	Ref./1/, side 477. Fig 11.4 Fordeling av hullkantrykk i enkelt- og dobbeltsnittet forbindelse
Figur 2.3	Ref./2/, side 25, Symbol for avstand mellom skruehull, kant og ende.
Figur 2.4	Ref./1/, side 485, Fig 11.11 Elastisk og plastisk spenningsfordeling ved et hull
Figur 2.5	Ref./1/, side 487, Fig 11.12 Aktuelle bruddformer i svakket stav
Figur 2.6	Ref./3/, side 47, Figur 6.1 Forskjøvede hull og kritisk bruddlinje 1 og 2
Figur 2.7	Ref./3/, side 47, Figur 6.2 Vinkelprofil med hull i begge bein
Figur 2.8	Ref./1/, side 492, Kraftoverføring i friksjonsforbindelse
Figur 2.9	Ref./2/, side 30, Figur 3.7 Long Joints
Figur 2.10	Ref./1/, side 507, Fig 11.27 Momentbelastede skruegrupper
Figur 2.11	Ref./1/, side 508, Fig 11.28 Skruegruppe med belastning
Figur 2.12	Ref./1/, side 514, Fig 11.32 Lastfordeling i eksentrisk belastet skruegruppe
Figur 2.13	Ref./1/, side 517, Fig 11.34 Deformasjoner og krefter i T-forbindelse
Figur 2.14	Ref./1/, side 544, Fig 11.58 Spenningsforløp i butt- og kilsveis
Figur 2.15	Ref./1/, side 545, Orientering av sveisesnitt og definisjon av spenningskomponenter
Figur 2.16	Ref./2/, side 45, Effektive full gjennombrenning av T-buttsveis
Figur 2.17	Ref./5/, side 1.43, Fig 1.41 Simply supported beam under lateral load
Figur 2.18	Ref./1/, side 163, Fig 4.9 Momentkrummingsforholdet ved plastisk deformasjon
Figur 2.19	Ref./5/, side 2.50, Shear capacities of I-sections
Figur 2.20	Ref./1/, side 574, Fig 12.1 Eksempler på klassifisering av søylebjelkeforbindelse
Figur 2.21	Ref./2/, side 62-64, Tabell 6.1, Elementære knutepunkt forbindelser
Figur 2.22	Ref./2/, side 62-64, Tabell 6.1, Elementære knutepunkt forbindelser
Figur 2.23	Ref./2/, side 62-64, Figur 6.6, Tversgående kompresjon av u-avstivet søyle
Figur 2.24	Ref./2/, side 62-64, Tabell 6.1, Elementære knutepunkt forbindelser
Figur 2.25	Ref./1/, side 579, Fig 12.5 Uavstivet søyleflens belastet av strekkpåkjenne skruer
Figur 2.26	Ref./2/, side 62-64, Tabell 6.1, Elementære knutepunkt forbindelser
Figur 2.27	Ref./2/, side 77, Figur 6.1, Definisjon av e , e_{min} , r_c og m
Figur 2.28	Ref./2/, side 77, Figur 6.9 Modell av en avstivet søyleflens som separat T-forbindelse.
Figur 2.29	Ref./2/, side 81, Verdier på α for avstivede søyleflenser og endeplater
Figur 2.30	Ref./2/, side 62-64, Tabell 6.1, Elementære knutepunkt forbindelser
Figur 2.31	Ref./2/, side 82, Fig 6.13 Modell av en forlenget endeplate som separat T
Figur 2.32	Ref./2/, side 62-64, Tabell 6.1, Elementære knutepunkt forbindelser
Figur 2.33	Ref./2/, side 86, Fig 6.15 Trykksenter, momentarm z og distribusjon av krefter for å bestemme momentkapasiteten $M_{j,Rd}$.
Figur 2.34	Ref./2/, side 62-64, Tabell 6.1, Elementære knutepunkt forbindelser
Figur 2.35	Ref./7/, side 40, Figur 18 Rotasjonsstivhet og initial rotasjonsstivhet til en sammenføyning
Figur 2.36	Ref./8/, side 21, Figur 2.2-1, Endimensjonalt stavelement
Figur 2.37	Ref./8/, side 25, Figur 2.3-1, Todimensjonalt bjelkeelement
Figur 2.38	Ref./8/, side 28, Figur 2.3-2, Tredimensjonalt bjelkeelement
Figur 2.39	Ref./8/, side 92, Figur 3.4-1, Lineært triangelement for todimensjonal

	spenningsanalyse
Figur 2.40	Ref./8/, side 95, Figur 3.5-1, Andreordens triangelement
Figur 2.41	Ref./8/, side 97, Figur 3.6-1, Tolineært rektangelement
Figur 2.42	Ref./8/, side 101, Figur 3.7-1, Andreordens rektangelement
Figur 2.43	Ref./8/, side 103, Figur 3.8-1, 8 noders trelineært massivt element t.v. og 20 noders massivt element t.h.
Figur 2.44	Ref./8/, side 99, Figure 3.6-2 a) bøyning av et andreordens element b) bøyning av et tolineært element
Figur 3.1	Skjematisk tegning over bjelkesøyleforbindelsen (tegnet av forfatter)
Figur 3.2	Momentarm ved moment om svak akse (tegnet av forfatter)
Figur 3.3	Ref./16/, side 13, Figure 3-2, Trykksenter ved ut-av-planet bøyning, boltelinjer på innsiden av bjelken. Uendelig stiv søyleflens og uendelig stive bolter.
Figur 3.4	Ref./16/, side 14, Figure 3-3, Trykksenter ved ut-av-planet bøyning, boltelinjer på innsiden av bjelken. Lav relativ stivhet i boltene sammenliknet med søyleflensen.
Figur 3.5	Ref./16/, side 15, Figure 3-4, Trykksenter ved ut-av-planet bøyning, boltelinjer på innsiden av bjelken. Lav relativ stivhet i søyleflensen sammenliknet med boltene.
Figur 3.6	Mest utnyttet bolt ved moment om både bjelkens sterke og svake akse (tegnet av forfatter)
Figur 3.7	Ref./15/, side 19, Tabell 2.4, Effektiv flytelinje for ekvivalent T-forbindelse for bolterad som opptrer alene
Figur 3.8	Ref./15/, side 19, Tabell 2.4, Effektiv flytelinje for ekvivalent T-forbindelse for bolterad som opptrer alene
Figur 3.9	a) Uavstivet søyle, b) avstivet søyle med ytre bolter, c) påsveist endeplate med ytre bolter, d) avstivet søyle med indre bolter og e) påsveist endeplate med indre bolter (tegnet av forfatter)
Figur 3.10	Mulige flytelinjer i uavstivet søyleflens ved moment om to akser (tegnet av forfatter)
Figur 3.11	Mulige flytelinjer for avstivet søyle med ytre bolter ved moment om to akser (tegnet av forfatter)
Figur 3.12	Mulige flytelinjer for endeplate med ytre bolter ved moment om to akser (tegnet av forfatter)
Figur 3.13	Mulige flytelinjer for søyleflens med indre bolter ved moment om to akser (tegnet av forfatter)
Figur 3.14	Mulige flytelinjer for endeplate med indre bolter ved moment om to akser (tegnet av forfatter)
Figur 3.15	Mulige flytelinjer i uavstivet søyleflens ved ut-av-planet moment (tegnet av forfatter)
Figur 3.16	Mulige flytelinjer for avstivet søyle med ytre bolter ved ut-av-planet moment (tegnet av forfatter)
Figur 3.17	Mulige flytelinjer for endeplate med ytre bolter ved ut-av-planet moment (tegnet av forfatter)
Figur 3.18	Mulige flytelinjer for avstivet søyle med indre bolter ved ut-av-planet moment (tegnet av forfatter)
Figur 3.19	Mulige flytelinjer for endeplate med indre bolter ved ut-av-planet moment (tegnet av forfatter)
Figur 3.20	Lastens mulige oppreden i knutepunktet (tegnet av forfatter)
Figur 3.21	Deformasjoner grunnet i-planet momentsett ovenfra i strekksonen (tegnet av

	forfatter)
Figur 3.22	Deformasjoner grunnet i-planet moment sett fra siden (tegnet av forfatter)
Figur 3.23	Deformasjon grunnet ut-av-planet moment uten avstivning sett ovenfra (tegnet av forfatter)
Figur 3.24	Deformasjon grunnet ut-av-planet moment med avstivning sett ovenfra (tegnet av forfatter)
Figur 3.25	Deformasjoner grunnet ut-av-planet moment sett fra siden i strekksonen (tegnet av forfatter)
Figur 3.26	Dimensjoneringskriteriet for interaksjon mellom i-planet moment og ut-av-planet moment (graf)
Figur 3.27	Effektiv bredde av trykksonen i bjelkeflens og –steg ved ut-av-planet moment (tegnet av forfatter)
Figur 3.28	Effektiv bredde av trykksonen i bjelkeflens og –steg ved ut-av-planet moment ved avstivet søyle (tegnet av forfatter)
Figur 3.29	Effektiv bredde av strekksonen ved ut-av-planet moment, til venstre med utstikkende endeplate og til høyre fluktende endeplate (tegnet av forfatter)
Figur 3.30	Effektiv bredde av søylesteget ved torsjon av søyleflensen (tegnet av forfatter)
Figur 3.31	Strekkforbindelse med bøyedeforasjoner for utvendige bolter ved ut-av-planet bøyning. (tegnet av forfatter)
Figur 3.32	Strekkforbindelse med bøyedeforasjoner for innvendige bolter ved ut-av-planet bøyning. (tegnet av forfatter)
Figur 4.1	”Monitor” (print fra Abaqus)
Figur 4.2	Avlesing av strekkraft i boltelinjer (print fra Abaqus)
Figur 4.3	Avstivet søyle med indre bolter (print fra Abaqus)
Figur 4.4	Momentarm ved avstivet søyle og innvendige bolter (graf)
Figur 4.5	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.6	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.7	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.8	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.9	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.10	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.11	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.12	Uavstivet søyle med indre bolter (print fra Abaqus)
Figur 4.13	Momentarm ved uavstivet knutepunkt og utvendige bolter (print fra Abaqus)
Figur 4.14	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.15	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.16	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.17	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.18	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.19	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.20	Avstivet søyle med utvendige bolter (print fra Abaqus)
Figur 4.21	Momentarm ved avstivet søyle og utvendige bolter (graf)
Figur 4.22	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.23	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.24	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.25	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.26	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.27	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.28	von Mises spenninger (print fra Abaqus)

Figur 4.29	Uavstivet søyle med utvendige bolter (print fra Abaqus)
Figur 4.30	Momentarm ved uavstivet søyle og utvendige bolter (graf)
Figur 4.31	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.32	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.33	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.34	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.35	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.36	Trykksenter ved ut-av-planet moment (graf)
Figur 4.37	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.38	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.39	Kontaktspenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.40	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.41	Plastisk tøyning (print fra Abaqus)
Figur 4.42	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.43	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.44	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.45	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.46	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.47	Plastisk tøyning (print fra Abaqus)
Figur 4.48	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.49	Plastisk tøyning (print fra Abaqus)
Figur 4.50	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.51	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.52	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.53	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.54	Plastisk tøyning (print fra Abaqus)
Figur 4.55	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.56	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.57	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.58	Plastisk tøyning (print fra Abaqus)
Figur 4.59	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.60	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.61	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.62	Plastisk tøyning (print fra Abaqus)
Figur 4.63	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.64	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.65	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.66	Plastisk tøyning (print fra Abaqus)
Figur 4.67	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.68	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.69	Plastisk tøyning (print fra Abaqus)
Figur 4.70	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.71	Plastisk tøyning (print fra Abaqus)
Figur 4.72	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.73	Plastisk tøyning (print fra Abaqus)
Figur 4.74	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.75	Plastisk tøyning (print fra Abaqus)
Figur 4.76	von Mises spenninger (print fra Abaqus)

Figur 4.77	Plastisk tøyning (print fra Abaqus)
Figur 4.78	von Mises spenninger (print fra Abaqus)
Figur 4.79	Plastisk tøyning (print fra Abaqus)
Figur 4.80	Sammenlikning av kapasitetene fra de numeriske analysene med dimensjoneringskriteriene basert på teoretisk momentarm
Figur 4.81	Sammenlikning av kapasitetene fra de numeriske analysene med dimensjoneringskriteriene basert på revidert momentarm
Figur 4.82	Sammenlikning av kapasitetene fra de numeriske analysene, redusert for modellusikkerhet, med dimensjoneringskriteriene basert på revidert momentarm
Figur 5.1	Momentarm

Tabeller

Tabell 2.1	Ref./1/, side 474. Tabell 11.1 – Fasthetsklasser for skruemateriale
Tabell 2.2	Ref./2/, side 24, Minimum og maksimum avstand mellom skruehull, ende og kant.
Tabell 2.3	Ref./2/, side 32, Verdier av k_s
Tabell 2.4.a)	Ref./2/, side 32, Design verdier på friksjonskoeffisienter
Tabell 2.4.b)	Ref./12/, side 63, Tabell 19, Klassifikasjoner som kan antas for friksjonsflater
Tabell 2.5	Ref./2/, side 44, Korrelasjonsfaktor β_w for kilsveis
Tabell 2.6	Ref./3/, side 42-44, Største forhold mellom bredde og tykkelse for trykkpåkjedte tverrsnittsdeler
Tabell 2.7	Ref./2/ side 73, Reduksjonsfaktor ω for interaksjon med skjær
Tabell 2.8	Ref /2/, side 68, Tabell 6.2 Kapasiteten $F_{T,Rd}$ til en T-forbindelse flens.
Tabell 2.9	Ref./2/, side 77, Tabell 6.4 Effektive lengder for uavstivede søyleflenser
Tabell 2.10	Ref./2/, side 79, Tabell 6.5 Effektive lengder for avstivede søyleflenser
Tabell 2.11	Ref./2/, side 80, Tabell 6.5 Effektive lengder for en endeplate
Tabell 2.12	Ref./2/, side 94, Tabell 6.10 Knutepunkt med boltet endeplateforbindelse eller boltet søylefot
Tabell 2.13	Ref./3/, side 95-97 Stivhetskoeffisienter for knutepunktskomponenter
Tabell 3.1	Fasthetsverdier for S 355 og 8.8
Tabell 3.2	Materialverdier plastisk område
Tabell 3.3	Input plastisk område i Abaqus materialmodell
Tabell 3.4	Tabell 3.4 Input plastisk for materialmodell i Ref.\7\
Tabell 3.5	Ref./16/, side 12, Table 3-1, Distanse mellom boltelinjen i strekk og trykksenteret for forskjellige ekstreme tilfeller ved boltelinjen på innsiden av bjelken.
Tabell 3.6	Hvilke komponenter påvirkes av hvilke moment
Tabell 4.1	Beregnet ut-av-planet momentkapasitet for de forskjellige komponentene
Tabell 4.2	Beregnet ut-av-planet momentkapasitet for de forskjellige komponentene
Tabell 4.3	Beregnet ut-av-planet momentkapasitet for de forskjellige komponentene
Tabell 4.4	Beregnet ut-av-planet momentkapasitet for de forskjellige komponentene
Tabell 4.5	Beregnet momentkapasitet for de forskjellige komponentene
Tabell 4.6	Beregnet momentkapasitet for de forskjellige komponentene
Tabell 4.7	Beregnet momentkapasitet for de forskjellige komponentene
Tabell 4.8	Beregnet momentkapasitet for de forskjellige komponentene
Tabell 4.9	Teoretisk og beregnet momentarm
Tabell 4.10	Beregnet α faktor for momentarm
Tabell 4.11	Momentkapasitet ved $y_{teoretisk}$ og $y_{revidert}$
Tabell 4.12	Momentkapasiteter basert på numeriske analyser
Tabell 4.13	Momentkapasiteter basert på numeriske analyser redusert for modellusikkerhet

1 Innledning

1.1 Introduksjon

Rørstøtter og mindre strukturer offshore benyttes ofte slik at knutepunktene utsettes for moment både i-planet og ut-av-planet. Det finnes i dag ingen regelverk for styrkeberegninger av knutepunkt utsatt for ut-av-planet moment eller for kombinasjon av ut-av-planet og i-planet moment. NS-EN 1993-1-8: 2005+NA:2009, som er det gjeldene regelverket i Norge for prosjektering av knutepunkt i stålkonstruksjoner i bygninger, tar bare for seg i-planet moment for knutepunkt bestående av I- og H-profiler. Denne oppgaven tar for seg mulige beregningsmetoder for knutepunkt bestående av I- og H-profiler utsatt for ut-av-planet moment og kombinasjonen av i-planet og ut-av-planet moment.

I kapittel 2 presentert generell bakgrunnsteori for prosjektering av stålkonstruksjoner, og dimensjoneringskrav etter Eurokoden. Det vil bli sett på forskjellige typer forbindelser, plastisitetsteori og konstruksjonsdetaljer, med hovedfokus på kapasitet av komponentene i knutepunkt. Rotasjonsstivhet og rotasjonskapasitet er også behandlet, selv om det ikke vil bli gjennomført analyser og beregninger av dette. I tillegg gis en generell innføring i elementmetoden, med en litt grundigere gjennomgang av forskjellige elementtyper. Til slutt presenteres partialkoeffisientmetoden.

Elementmetodeprogrammet Abaqus beskrives i kapittel 3. I dette kapittelet presenteres også materialmodellene som er benyttet i analysene og konstruksjonene som blir analysert og beregnet. Hovedfokuset i kapittel 3 er hypoteser om hva som skjer med de forskjellige komponentene når de utsettes for ut-av-planet moment eller for kombinasjon av i-planet og ut-av-planet moment. Det er presentert mulige metoder for å beregne en momentarm for knutepunktet ved ut-av-planet moment tilsvarende momentarmen gitt i NS-EN 1993-1-8: 2005+NA:2009 for i-planet moment, det blir sett på hvilke komponenter som kan tenkes å påvirkes ved ut-av-planet moment og hvordan en kan beregne deres kapasitet. Det er også presentert et mulig dimensjoneringskriterium for kombinasjonen av i-planet og ut-av-planet moment.

Resultatene diskuteres i kapittel 4, hvor det først blir sett på mulig trykksenter og momentarm ved ut-av-planet moment. Kapasitetsberegninger ved ut-av-planet moment og ved kombinasjon av i-planet og ut-av-planet moment sammenliknes med de numeriske analysene. Til slutt blir dimensjoneringskriteriet og behandling av modellusikkerhet drøftet.

Det blir gitt generelle anbefalinger for dimensjonering av knutepunkt utsatt for ut-av-planet moment eller kombinasjon av i-planet og ut-av-planet moment i kapittel 5.

Forslag til videre arbeid er gjennomgått i kapittel 6.

1.2 Beskrivelse av oppgaven

Her presenteres beskrivelsen av oppgaven som ble avtalt mellom veileder og kandidat.

Bakgrunn:

Eurokode 3 del 1-8 gir omfattende og detaljerte beregnings- og konstruksjonsregler for momentforbindelser. Imidlertid er disse begrenset til, for bjelkesøyle- og bjelkebjelkeknutepunkter av H- eller I-profiler, moment om bjelkens sterke akse. Boltede knutepunkter er mye anvendt i modifikasjonsarbeid offshore, for eksempel i rørstøtter. I slike anvendelser er imidlertid momentet typisk rotert slik at man ved dekomposisjon har moment både om sterk og svak akse. Det er foretatt et søk uten å finne litteratur som omhandler hvordan momentets svakaksekomponent skal behandles. Eurokode 3 gir heller ingen retningslinjer for dette.

OPPGAVEOMFANG:

Målsetning og gjennomføring:

Utvikle beregnings- og konstruksjonsregler for styrken til enkeltsidig strukturelle bjelkesøyleknutepunkt av H- eller I-profiler med boltet endeplateforbindelse utsatt for moment rotert om bjelkens svake og sterke akse gjennom teoretiske betraktninger og FE-beregninger. Arbeidet er planlagt å omfatte følgende punkter:

1. Et grundig litteratursøk for å se om det likevel skulle foreligge litteratur på området.
2. Beregninger av strukturelle knutepunkter som forbinder H- eller I-profiler etter Eurokode 3 del 1-8 er basert på komponentmetoden. Ved introduksjon av en svakaksemomentkomponent må en ny komponent, dvs. feilmode, introduseres, nemlig torsjon av søyleflensen eller søylen for henholdsvis uavstivet og avstivet knutepunkt. En del av oppgaven blir derfor å drøfte denne komponenten og beregne komponentens motstandsmoment.
3. Momentets svakaksekomponent antas å gi trykk i en sone parallelt med bjelkens steg (plassering avhengig av om søylen er avstivet eller ikke) og tilhørende strekk i den motsatte vertikale boltelinjen. Oppgaven vil drøfte dette nærmere og beregne motstandsmomentet for svakaksemomentets bøyning av endeplaten basert på metodikken i Eurokode 3 del 1-8.
4. Knutepunktets øvrige komponenter beregnes etter Eurokode 3 del 1-8.
5. Drøfting av samvirke mellom momentets sterk- og svakaksekomponenter: Det antas at for endeplate i bøyning vil svakaksekomponentens innvirkning på motstandsmomentet være avhengig av svakaksekomponentens relative størrelse, dvs. hvor mye momentet er rotert om bjelkens lengeakse, og at det forventes at for liten svakaksekomponent (relativt sett) kan denne neglisjeres mens for dominerende svakaksekomponent kan sterkaksekomponenten neglisjeres.
6. Drøfting av typiske enkeltsidig strukturelle bjelkesøyleknutepunkt av H- eller I-profiler med boltet endeplateforbindelse i vedlikeholds- og modifikasjonsarbeid offshore og valg av geometri og mekaniske egenskaper for forsøkene.
7. Gjennomføring av FE-beregninger med hensikt å teste av hypotesene (teoriene) for endeplate i bøyning for:
 - a. svakaksemoment

b. samvirke mellom momentets sterk- og svakaksekomponenter

8. Utarbeide retningslinjer og anbefalinger for beregning og konstruksjon ved moment med svakaksekomponent. Stikkord her kan være: Når kan svakaksemoment neglisjeres? Hvordan bør samvirke mellom momentets sterk- og svakaksekomponenter behandles? Når kan sterkaksemoment neglisjeres? Vil i praksis torsjon av søyleflensen være dimensjonerende for uavstivede søyleflenser.

9. Forslag til videre arbeid med denne eller liknende problemstillinger.

Avgrensninger:

Avgrense oppgaven til to horisontale bolterækker med to bolter i hver.

Ikke se på interaksjon med aksielle krefter.

Ikke se på beregning av knutepunktets momentstivhet om svak akse.

Ikke se på klassifisering av knutepunktet etter stivhet eller styrke for moment om svak akse.

Kun se på søyler med tversgående stivere i tverrsnittsklasse 1 eller 2 med full dybde i forsøkene.

Kommentarer til oppgavens omfang etter at oppgaven ble gjennomført:

1. Det ble ikke funnet litteratur som omhandlet knutepunkt av I- eller H-profiler med boltede endeplateforbindelser utsatt for ut-av-planet moment eller kombinasjon av i-planet og ut-av-planet moment.

2. Torsjon av søyleflens og søyle er drøftet i kapittel 2.2.5.1 og 3.5.10.

3. Trykksenter og momentarm ved ut-av-planet moment er diskutert i kapittel 3.5.1 og 4.1. Flytelinjemønster for endeplaten er diskutert kapittel 3.5.3 og 3.5.4, her er også flytelinjemønster for søyleflensen diskutert. En mulig metode for å beregne kapasiteten til endeplaten i bøyning og søyleflensen i bøyning er diskutert i kapittel 3.5.11, denne tar utgangspunkt i en ekvivalent T-forbindelse. Dette blir også diskutert i resultatdelen av oppgaven. Ellers er disse metodene benyttet i håndberegningene vedlagt i vedlegg A.

4. For beregninger av knutepunktene ved i-planet moment er Eurokode 3 del 1-8 benyttet, dog uten partiellekoeffisienter for å kunne sammenlikne med analysene gjennomført i Abaqus. For beregning av knutepunkter ved ut-av-planet moment er det antatt at søyleflens i bøyning, endeplate i bøyning, bjelkeflens og bjelkesteg i trykk, sveis og bolter i strekk må verifiseres. Det er antatt full gjennombrenning av sveising i oppgaven, så sveis er ikke beregnet, men det er presentert en mulig metode for å beregne den effektive bredden på sveis ved ut-av-planet moment. Det er også presentert en ny komponent søyleflens utsatt for torsjon. Kapittel 3.5.6 diskuterer hvilke komponenter som påvirkes ved ut-av-planet moment.

5. Dimensjoneringskriteriet for interaksjon mellom i-planet og ut-av-planet moment er presentert i kapittel 3.5.7. Det er ikke undersøkt om svakaksekomponenten kan neglisjeres ut fra dens relative størrelse i forhold til sterkaksekomponenten, det er heller ikke undersøkt om sterkaksekomponenten kan neglisjeres ut fra dens relative størrelse i forhold til svakaksekomponenten.

6. Drøfting av enkeltsidige strukturelle bjelkesøyleknutepunkt av H- eller I-profiler med boltet endeplateforbindelse er gjennomgående blitt gjort i hele oppgaven.

7. Det er gjennomført elementmetodeanalyser i Abaqus av knutepunktene både ved ut-av-planet moment og kombinasjonen av i-planet og ut-av-planet moment.

8. Det er presenter mulige beregningsmetoder i kapittel 3.5 for de forskjellige knutepunktskomponentene som antas å bli påvirket. Her er det også presentert et mulig dimensjoneringskriteriet ved kombinasjon av i-planet og ut-av-planet moment. Disse beregningsmetodene er benyttet i håndberegningene.

9. Det er gitt forslag til videre arbeid i kapittel 5.

Avgrensningene som lå til grunn for oppgaven ble fulgt.

1.3 Symboler

I denne oppgaven brukes følgende symboler:

$\{\sigma\}$	er	spenningsvektoren
$\{\delta\varepsilon\}$	er	tøyningsvektoren
$\{\delta u\}$	er	forskyvningsvektoren
$\{F\}$	er	matrise for kraft påført legemet
$\{\Phi\}$	er	matrise for overflatefriksjon
A	er	bruttoareal
a	er	sveisens rotmål
A_b	er	bjelkens tverrsnittareal
A_c	er	søylens tverrsnittareal
A_{eff}	er	effektivt areal
A_{net}	er	nettoareal
A_s	er	boltens spenningsareal
A_v	er	skjærareal
A_{vc}	er	stegets skjærareal
\mathbf{B}	er	en tøyning-forskyvningsmatrise som transformerer nodeforskyvninger \mathbf{q} til tøyninger i et hvilket som helst punkt i elementet
b_b	er	bjelkens bredde
b_c	er	søylens bredde
$b_{c,\text{fb,eff}}$	er	effektiv bredde av trykksonen i bjelkeflens og –steg ved ut-av-planet moment
$b_{\text{eff},c,\text{wc}}$	er	den effektive bredden på søylesteget i trykk
$b_{\text{eff},\text{fc,eff}}$	er	effektiv bredde på søylesteget ved torsjon av søyleflensen
b_f	er	flensens bredde
$B_{p,\text{Rd}}$	er	platens kapasitet mot lokking
d	er	skruens nominelle diameter
\mathbf{D}	er	en matrise bestående av differensialoperander for å konvergere forskyvninger til tøyninger ved bruk av lineær elastisitetsteori
d_0	er	hullets diameter
d_s	er	avstanden mellom senterlinjene til avstiverne
$d_{w,b}$	er	bjelkestegets knekkhøyde
$d_{w,c}$	er	søylestegets knekkhøyde
\mathbf{E}	er	en elastisitetmatrise som transformerer tøyninger til spenninger i et hvilket som helst punkt i elementet
E	er	elastisitetsmodulen

e_1	er	hullets kantavstand normalt på bjelkesteget
e_2	er	hullets kantavstand parallelt med bjelkesteget
$F_{t1,ep,Rd}$	er	strekkapasitet endeplate i bøyning ved i-planet moment
$F_{b,ip,Rd}$	er	hullets bærekapasitet i-planet
$F_{b,op,Rd}$	er	hullets bærekapasitet ut-av-planet
$F_{c,fb,ip,Rd}$	er	kapasitet for bjelkeflens og bjelkes i strekk ved moment i-planet
$F_{c,wc,ip,Rd}$	er	kapasitet for søylesteg i tversgående trykk ved moment i-planet
$F_{c,fb,ip,Rd}$	er	den dimensjonerende trykkapasiteten for bjelkeflensen ved moment i-planet
$F_{c,fb,op,Rd}$	er	den dimensjonerende trykkapasiteten for bjelkeflensen ved moment ut-av-planet
$F_{T,Rd}$	er	strekkapasiteten til en ekvivalent T-forbindelse
$F_{t,wb,ip,Rd}$	er	kapasitet for bjelkesteget i strekk ved i-planet moment
$F_{t,wc,ip,Rd}$	er	kapasitet for søylesteg i tversgående strekk ved i-planet moment
$F_{T.1.Rd.ip,ep}$	er	endeplatens strekkapasitet Mode 1 ved i-planet moment
$F_{T.1.Rd.ip,fc}$	er	søyleflensens strekkapasitet Mode 1 ved i-planet moment
$F_{T.1.Rd.op,ep}$	er	endeplatens strekkapasitet Mode 1 ved ut-av-planet moment
$F_{T.1.Rd.op,fc}$	er	søyleflensens strekkapasitet Mode 1 ved ut-av-planet moment
$F_{T.2.Rd.ip,ep}$	er	endeplatens strekkapasitet Mode 2 ved i-planet moment
$F_{T.2.Rd.ip,fc}$	er	søyleflensens strekkapasitet Mode 2 ved i-planet moment
$F_{T.2.Rd.op,ep}$	er	endeplatens strekkapasitet Mode 2 ved ut-av-planet moment
$F_{T.2.Rd.op,fc}$	er	søyleflensens strekkapasitet Mode 2 ved ut-av-planet moment
$F_{T.3.Rd.ip,ep}$	er	endeplatens strekkapasitet Mode 3 ved i-planet moment
$F_{T.3.Rd.ip,fc}$	er	søyleflensens strekkapasitet Mode 3 ved i-planet moment
$F_{T.3.Rd.op,ep}$	er	endeplatens strekkapasitet Mode 3 ved ut-av-planet moment
$F_{T.3.Rd.op,fc}$	er	søyleflensens strekkapasitet Mode 3 ved ut-av-planet moment
$F_{t,ip,Ed}$	er	i-planet strekk i knutepunktet
$F_{t,op,Ed}$	er	ut-av-planet strekk i knutepunktet
$F_{t,Rd}$	er	boltens strekkapasitet
$F_{T,Rd.ip,ep}$	er	endeplatens strekkapasitet ved i-planet moment
$F_{T,Rd.ip,fc}$	er	søyleflensens strekkapasitet ved i-planet moment
$F_{T,Rd.op,ep}$	er	endeplatens strekkapasitet ved ut-av-planet moment
$F_{T,Rd.op,fc}$	er	søyleflensens strekkapasitet ved ut-av-planet moment
$F_{t,wb,Rd}$	er	bjelkestegets strekkapasitet
$F_{t1,ep,Rd}$	er	strekkapasitet bolterad 1 ved endeplate utsatt for bøyning ved i-planet moment
$F_{t1,fc,Rd}$	er	strekkapasitet søyleflens i bøyning ved i-planet moment

$F_{t1.fc.Rd}$	er	strekkapasitet bolterad 1 ved søyleflens utsatt for bøyning ved i-planet moment
$F_{t1.Rd}$	er	strekkapasitet bolterad 1
$F_{t1.Rd.2}$	er	strekkapasitet bolterad 1 i henhold til NS-EN 1993-1-8: 2005+NA:2009
$F_{ta.ep.Rd}$	er	strekkapasitet boltelinje a ved endeplate utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment
$F_{ta.fc.Rd}$	er	strekkapasitet søyleflens i bøyning ved ut-av-planet moment
$F_{ta.fc.Rd}$	er	strekkapasitet boltelinje a ved søyleflens utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment
$F_{ta.Rd}$	er	strekkapasitet boltelinje a
f_u	er	materialets strekkfasthet
$f_{ub.nom}$	er	boltens nominelle bruddspenning
$F_{v.Rd}$	er	boltens skjærkapasitet
f_y	er	materialets flytegrense
f_y	er	materialets flytegrense
$f_{yb.nom}$	er	boltens nominelle flytespenning
h	er	høyde
h_b	er	bjelkens høyde
h_c	er	søylens høyde
h_w	er	høyden på steget
I_{ip}	er	treghetsmoment i-planet (sterk akse)
I_{op}	er	treghetsmoment i-planet ut-av-planet (svak akse)
I_p	er	polart annet arealmoment
$I_{z.flens}$	er	er flensens treghetsmoment om flensen sterke akse
k	er	en faktor definert der den forekommer
\mathbf{K}	er	systemets stivhetsmatrise, som kan etableres ved å samle elementenes stivhetsmatriser
k_{bolt}	er	hodehøyde bolt
l_e	er	effektive lengde
l_{eff}	er	effektiv lengde
$l_{eff.1.ip.ep}$	er	flytelinjemønster Mode 1 for endeplate utsatt for moment i-planet
$l_{eff.1.ip.fc}$	er	flytelinjemønster Mode 1 for søyleflens utsatt for moment i-planet
$l_{eff.1.op.ep}$	er	flytelinjemønster Mode 1 for endeplate utsatt for moment ut-av-planet
$l_{eff.1.op.fc}$	er	flytelinjemønster Mode 1 for søyleflens utsatt for moment ut-av-planet
$l_{eff.2.ip.ep}$	er	flytelinjemønster Mode 2 for endeplate utsatt for moment i-planet
$l_{eff.2.ip.fc}$	er	flytelinjemønster Mode 2 for søyleflens utsatt for moment i-planet

$I_{\text{eff.2.op.ep}}$	er	flytelinjemønster Mode 2 for endeplate utsatt for moment ut-av-planet
$I_{\text{eff.2.op.fc}}$	er	flytelinjemønster Mode 2 for søyleflens utsatt for moment ut-av-planet
$I_{\text{eff.cp.ip.ep}}$	er	sirkulært flytelinjemønster for endeplate utsatt for i-planet moment
$I_{\text{eff.cp.ip.fc}}$	er	sirkulært flytelinjemønster for søyleflens utsatt for i-planet moment
$I_{\text{eff.cp.op.ep}}$	er	sirkulært flytelinjemønster for endeplate utsatt for ut-av-planet moment
$I_{\text{eff.cp.op.fc}}$	er	sirkulært flytelinjemønster for søyleflens utsatt for ut-av-planet moment
$I_{\text{eff.nc.ip.ep}}$	er	ikke sirkulært flytelinjemønster for endeplate utsatt for i-planet moment
$I_{\text{eff.nc.ip.fc}}$	er	ikke sirkulært flytelinjemønster for søyleflens utsatt for i-planet moment
$I_{\text{eff.nc.op.ep}}$	er	ikke sirkulært flytelinjemønster for endeplate utsatt for ut-av-planet moment
$I_{\text{eff.nc.op.fc}}$	er	ikke sirkulært flytelinjemønster for søyleflens utsatt for ut-av-planet moment
m	er	parameter definert der den forekommer
M_0	er	på satt moment
$M_{c.fb.ip.Rd}$	er	momentkapasiteten til bjelkeflens og –steg i trykk ved i-planet moment
$M_{c.fb.op.Rd}$	er	momentkapasiteten til bjelkeflens i trykk ved ut-av-planet moment
$M_{c.ip.Rd}$	er	profilens kapasitet mot bøyning om sterk akse
$M_{c.op.Rd}$	er	profilens kapasitet mot bøyning om svak akse
$M_{c.wc.ip.Rd}$	er	momentkapasiteten til søylesteg utsatt for tversgående trykk ved i-planet moment
$M_{ep.ip.Rd}$	er	momentkapasiteten til endeplaten i bøyning ved i-planet moment
$M_{ep.op.Rd}$	er	momentkapasiteten til endeplaten i bøyning ved ut-av-planet moment
$M_{fc.ip.Rd}$	er	momentkapasiteten til søyleflensen i bøyning ved i-planet moment
$M_{fc.op.Rd}$	er	momentkapasiteten til søyleflensen i bøyning ved ut-av-planet moment
$M_{ip.Ed}$	er	påført moment i-planet
$M_{ip.num.Rd}$	er	i-planet momentkapasitet basert på numeriske analyser
$M_{ip.num.red.Rd}$		i-planet momentkapasitet basert på numeriske analyser redusert for modellusikkerhet
$M_{ip.Rd}$	er	knutepunktets momentkapasitet i-planet
$M_{ip.Rd.2}$	er	I-planet momentkapasitet i henhold til NS-EN 1993-1-8: 2005+NA:2009
$M_{j.Ed}$	er	påført moment på knutepunktet
$M_{j.Rd}$	er	knutepunktets momentkapasitet
$M_{op.Ed}$	er	påført moment ut-av-planet

$M_{op.num.Rd}$	er	ut-av-planet momentkapasitet basert på numeriske analyser
$M_{op.num.red.Rd}$	er	ut-av-planet momentkapasitet basert på nummeriske analyser redusert for modellusikkerhet
$M_{op.Rd}$	er	knutepunktets momentkapasitet ut-av-planet
$M_{op.rev.Rd}$	er	momentkapasiteten basert på revidert momentarm, $y_{revidert}$
$M_{op.teo.Rd}$	er	momentkapasiteten basert på teoretisk momentarm, $y_{teoretisk}$
M_p	er	plastisk momentkapasitet
m_p	er	momentkapasitet per platelengde
$M_{pl,fc,Rd}$	er	det plastiske motstandsmomentet til en søyleflens
$M_{pl,st,Rd}$	er	det plastiske motstandsmomentet til en avstiver
$M_{pl.1.Rd.ip.ep}$	er	endeplatens plastiske momentkapasitet Mode 1 ved i-planet moment
$M_{pl.1.Rd.ip.fc}$	er	søyleflensens plastiske momentkapasitet Mode 1 ved i-planet moment
$M_{pl.1.Rd.op.ep}$	er	endeplatens plastiske momentkapasitet Mode 1 ved ut-av-planet moment
$M_{pl.1.Rd.op.fc}$	er	søyleflensens plastiske momentkapasitet Mode 1 ved ut-av-planet moment
$M_{pl.2.Rd.ip.ep}$	er	endeplatens plastiske momentkapasitet Mode 2 ved i-planet moment
$M_{pl.2.Rd.ip.fc}$	er	søyleflensens plastiske momentkapasitet Mode 2 ved i-planet moment
$M_{pl.2.Rd.op.ep}$	er	endeplatens plastiske momentkapasitet Mode 2 ved ut-av-planet moment
$M_{pl.2.Rd.op.fc}$	er	søyleflensens plastiske momentkapasitet Mode 2 ved ut-av-planet moment
$M_{t.wc.ip.Rd}$	er	momentkapasiteten til søylesteg utsatt for tversgående strekk ved i-planet moment
$M_{tor.fc.op.Rd}$	er	plastisk torsjonskapasitet av søyleflens inkludert momentkapasitet av søylesteget
$M_{wp.ip.Rd}$	er	momentkapasiteten til søylesteg i skjær ved i-planet moment
M_y	er	elastisk momentkapasitet
n	er	parameter definert der den forekommer
\mathbf{N}	er	en matrise av formfunksjonene som benyttes som interpolasjonsfunksjoner
$N_{c,Rd}$	er	profilens kapasitet mot aksiallast
N_{Ed}	er	påført aksiallast
n_{ip}	er	antall bolter som tar opp strekk grunnet moment i-planet
n_{op}	er	antall bolter som tar opp strekk grunnet moment ut-av-planet
N_p	er	plastisk aksial kapasitet
$N_{pl,Rd}$	er	aksial kapasitet
$n_{skjær}$	er	antall bolter som tar skjær

N_y	er	elastisk aksial kapasitet
p_1	er	senteravstand mellom bolterader
p_2	er	senteravstand mellom boltelinjer
\mathbf{q}	er	en vektor for elementers nodeforskyvninger
\mathbf{R}	er	en vektor for nodekrefter, representerer de ytre kreftene
\mathbf{r}	er	en vektor for systemets nodeforskyvninger
r_b	er	radius mellom bjelkesteg og -flens
r_c	er	radius mellom søylesteg og -flens
r_i	er	avstanden fra skruegruppens arealsenter til senter av skruen
\mathbf{R}^o	er	en vektor for ekvivalente nodekrefter, representerer de ytre effektene utenom nodekreftene
S	er	overflate
s	er	en parameter definert der den forekommer
S_j	er	knutepunktets rotasjonsstivhet
t_{ep}	er	endeplatens tykkelse
t_f	er	flensens tykkelse
$t_{f,b}$	er	bjelkeflensens tykkelse
$t_{f,c}$	er	søyleflensens tykkelse
$T_{op,Rd}$	er	profilens kapasitet mot torsjon
t_{skive}	er	tykkelse underlagskive
$T_{søyle,Ed}$	er	torsjonsmoment om søylens sentralakse
t_w	er	tykkelsen på steget
$t_{w,b}$	er	bjelkestegets tykkelse
$t_{w,c}$	er	søylestegets tykkelse
\mathbf{u}	er	en forskyvningsvektor i et hvilket som helst punkt i elementet
V	er	volum
$V_{c,ip,Rd}$	er	profilens kapasitet mot skjær om sterk akse
$V_{c,op,Rd}$	er	profilens kapasitet mot skjær om svak akse
V_{Ed}	er	dimensjonerende skjærkraft
$V_{ip,Ed}$	er	skjærkraft i-planet
$V_{op,Ed}$	er	skjærkraft ut-av-planet
$V_{pl,Rd}$	er	skjærkapasitet
$V_{wp,ip,Rd}$	er	kapasitet for søylesteg i skjær ved moment i-planet
$V_{wp,add,Rd}$	er	en tilleggskapasitet ved skjær i søylesteget ved bruk av tversgående stivere
$V_{wp,Rd}$	er	søyleflensens dimensjonerende skjærkapasitet

W_e	er	det elastiske motstandsmomentet
$W_{el.ip}$	er	elastisk motstandsmoment i-planet (sterk akse)
$W_{el.op}$	er	elastisk motstandsmoment ut-av-planet (svak akse)
W_p	er	det plastiske motstandsmomentet
$W_{pl.ip}$	er	plastisk motstandsmoment i-planet (sterk akse)
$W_{pl.op}$	er	plastisk motstandsmoment ut-av-planet (svak akse)
y	er	momentarm ut-av-planet
$y_{beregnet}$	er	beregnet momentarm ut fra numeriske analyser
$y_{revidert}$	er	revidert momentarm
$y_{teoretisk}$	er	teoretisk momentarm
z	er	momentarm i-planet
α	er	en faktor definert der den forekommer
β	er	er en parameter definert der den forekommer
γ_{M0}	er	partialfaktor for tverrsnittskapasitet uansett tverrsnittsklasse
γ_{M1}	er	partialfaktor for stavers instabilitet påvist for hele staven
γ_{M2}	er	partialfaktor for bolter, sveis og hullkantrykk
δ	er	forlengelse
ε^0	er	en vektor for initial tøyning i elementet
$\varepsilon_{cr.pl.sann}$	er	den sanne kritiske plastiske tøyningen
ε_{nom}	er	den nominelle tøyningen
$\varepsilon_{pl.sann}$	er	den sanne plastiske tøyningen
ε_{sann}	er	den sanne tøyningen
ε_u	er	bruddtøyningen
ε_y	er	flytetøyningen
λ	er	en faktor definert der den forekommer
μ	er	parameter definert der den forekommer
ν	er	Poisson tall
$\sigma_{com.Ed}$	er	maksimal langsgående spenninger i søylesteget
σ_{cr}	er	den kritiske spenningen
$\sigma_{cr.sann}$	er	den sanne kritiske spenningen
σ_{nom}	er	den nominelle spenningen
σ^0	er	en vektor for initial spenning i elementet
σ_{sann}	er	den sanne spenningen
$\sigma_{von.Mises}$	er	von Mises spenningen
τ_a	er	flytespenningen i skjær

ω er en faktor definert der den forekommer

2 Bakgrunnsteori og regelverk

2.1 Presentasjon av forbindelser

Hvordan last overføres klassifiseres for ulike typer forbindelser, avhengig av sammenføyningskomponenter, lastsituasjon og sammensetningen av komponentene. Aktuelle forbindelsesmidler for bærende konstruksjoner er avskjæringsforbindelser (nagler, skruer), friksjonsforbindelser (høyfaste skruer), sveiser og lim. I denne oppgaven vil det bli sett på boltet ensidig bjelkesøyleknutepunkt, dette er en forbindelse hvor det er benyttet en bjelke med en påsveist endeplate som igjen er boltet til en søyle. I dette kapittelet blir det sett på de ulike forbindelsenes teori og hvordan de behandles i regelverket, hovedsaklig Eurokode 3. Det vil ikke bli sett på forbindelser ved bruk av lim, da dette er lite benyttet for stålkonstruksjoner og enda ikke er akseptabelt for permanente konstruksjoner. Ref.\1\.

2.1.1 Avskjæringsforbindelser

2.1.1.1 Skruens egenskaper

I stålkonstruksjoner er det vanlig å benytte skruer i fasthetsklasse 8.8. 4.6 og 10.9 benyttes også, men ikke i like stor utstrekning. Fasthetsklassenes betegnelser er bygget opp etter følgende regel.

$$\text{Foran skilletegnet} = \frac{f_{ub,nom}}{100} \text{ (N/mm}^2 \text{ eller MPa)}$$

$$\text{Etter skilletegnet} = \frac{f_{yb,nom}}{f_{ub,nom}} \cdot 10$$

Hvor:

- $f_{ub,nom}$ er boltens nominelle bruddspenning
- $f_{yb,nom}$ er boltens nominelle flytespenning

Produktet av de to sifre gir 1/10 av nominell flytespenning, som betyr at hvis man multipliserer produktet av disse to med 10 så får man flytespenningen til bolten.

Tabell 2.1 Fasthetsdata for skruemateriale

		Fasthetsklasser		
		4.6	8.8	10.9
f_u (N/mm ²)	Nominell	400	800	1000
	Min	400	830	1040
f_y eller $f_{0,2}$ (N/mm ²)	Nominell	240	640	900
	Min	240	660	940
δ (%)		25	12	9

Skruer med fasthetsklasse 4.6 klassifiseres som konstruksjonsskruer, mens skruer med fasthetsklasse 8.8. og 10.9 klassifiseres som høyfaste konstruksjonsskruer. 8.8 klassifiseres ofte som "normale" konstruksjonsskruer, men er i prinsippet høyfaste konstruksjonsskruer.

Høyfaste konstruksjonsskruer har betydelig høyere strekkfasthet enn vanlige konstruksjonsskruer som vist i tabellen over. Høyfaste konstruksjonsskruer har også høyere stivhet og dermed mindre duktilitet enn vanlige konstruksjonsskruer, dette kommer frem av bruddforlengelsen i tabell 2.1. Forskjellen i mekaniske egenskaper kommer av produksjonsmetode og legeringsinnhold, fasthetsklasse 8.8 har et høyere karboninnhold enn vanlige 4.6 og er i tillegg seigherdet. Kvalitetsklasse 10.9 er også seigherdet, men har lavere karboninnhold samt andre legeringselementer. Ref/1/.

Skruematerialet kan velges helt uavhengig av grunnmaterialets fasthetsklasse, da forbindelsens kapasitet blir bestemt av bruddformen. Mutterens fasthetsklasse tilpasses vanligvis skruens. Ref/1/.

For stålkonstruksjoner benyttes sekskantskruer. I Norge er det vanlig å benytte skruer med metriske gjenger hvor geometrien er gitt i mm. Ellers finnes det UNC-gjenger hvor geometrien er gitt i tommer. Ref/1/.

2.1.1.2 Kapasitet mot avskjæring

Det er 4 mulige bruddformer for avskjæringsforbindelser, disse er som følge:

- Avskjæring av skrueskaftet
- Brudd ved kontakt mellom skrueskaft og hullkant
- Utrivning av grunnmaterialet
- Brudd i grunnmaterialets nettotverrsnitt, også kalt avrivning av grunnmaterialet

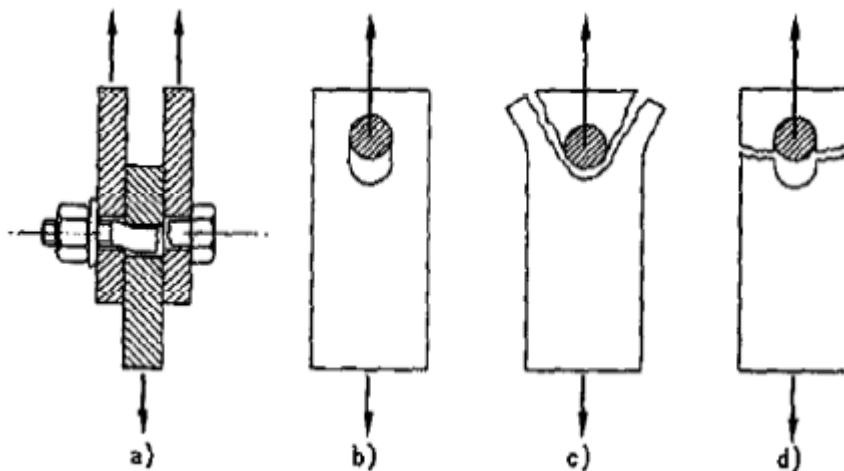


Fig 2.1 Aktuelle bruddformer for laskeskjøl

Figuren over viser bruddformene for en strekkbelastet skjøl med to lasker. Ved brudd i skrueskaftet får man normalt avskjæring av bolten (kan også få brudd på grunn av moment i bolten). Ved brudd på grunn av hullkantrykk vil hullet ovaliseres, brudd i grunnmaterialet oppstår enten som utrivning av deler av grunnmaterialet som en kombinasjon av skjær- og strekkspenninger i grunnmaterialet eller som et rent strekkbrudd i grunnmaterialets nettotverrsnitt. Ref/1/.

NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 setter skruens kapasitet mot avskjæring til

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (2.1)$$

- hvis skjærplanet går gjennom boltens gjengede del (A er lik boltens spenningsareal, A_s):
 - for materialklasse 4.6, 5.6 og 8.8: $\alpha_v = 0,6$
 - for materialklasse 4.8, 5.8, 6.8 og 10.9: $\alpha_v = 0,5$
- hvis skjærplanet går gjennom boltens ugjengede del (A er lik boltens bruttoareal, også kalt skaftareal): $\alpha_v = 0,6$
- f_{ub} er boltens bruddgrense
- γ_{M2} er materialfaktoren

Spenningsarealet utgjør 75-80% av skruens bruttoareal, dette medfører at skruens kapasitet mot avskjæring er betydelig redusert hvis skjærplanet går gjennom skruens gjengede del.

Fra forsøk har en funnet at avskjæringsspenningen har en lineær sammenheng med skruens bruddspenning. Det er videre bevist at skruens avskjæringsspenning er uavhengig av forspenningskraften og av klaringen mellom skrueskaft og skruehull, selvsagt etter at glidning har inntruffet. Ref/1/.

Beregningsmessig er det ikke tatt hensyn til bøyepenninger i skruen, dette kommer av at disse allerede er inkludert i forsøksresultatene. Hvis klemlengden er lenger enn 5 ganger boltediameteren skal skruen forspennes. Ref/1/.

2.1.1.3 Trykk mot hullkant

Kontaktspenningen mellom skrue og grunnmateriale har en mer komplisert fordeling. Det er derfor vanlig å forenkle den virkelige fordelingen med et jevnt fordelt hullkantrykk, σ_H , over et areal tilsvarende skrueskaftets diameter multiplisert med tykkelsen på grunnmaterialet. Figur 2.2 viser spenningsforholdet i grunnmaterialet for enkelt- og dobbeltsnittet forbindelse, både hvordan spenningene opptrer i virkeligheten og hvordan en beregningsmessig forenkler spenningene. Ved utmattingsberegninger vil det være nødvendig å ta hensyn til disse spenningskonsentrasjonene, men ved statisk beregning vil lokal flyt i deler av hullkanten ha begrenset betydning. Det vil i tillegg oppstå kontaktspenninger mellom skruens hode og mutter, disse er ikke vist på figuren. Ref/1/.

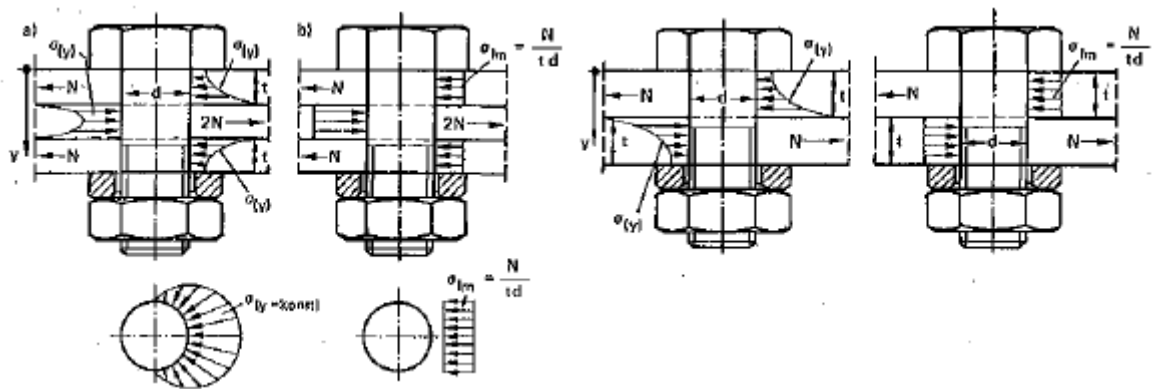


Fig 2.2 Fordeling av hullkantrykk i enkelt- og dobbelsnittet forbindelse

I tillegg til ovalisering, vist i figur 2.1 b), kan en risikere at bruddet inntreffer ved at en bit av grunnmaterialet rives ut, figur 2.1 c). Dette kan oppstå hvis avstanden fra skruen til endekanten av grunnmaterialet er for liten, eller hvis det er for liten avstand mellom to skruer. Tabell 2.2 viser kravene satt i NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 for minimum og maksimum avstand mellom skruehull, kant og ende. Figur 2.3 viser symbolene for disse avstandene. Ref/2/.

Tabell 2.2 Minimum og maksimum avstand mellom skruehull, ende og kant.

Ende-, kant- og hullavstander, se figur 3.1	Minste	Største ^{1) 2) 3)}		
		Stålkonstruksjoner av stålsorter i samsvar med NS-EN 10025, unntatt stål etter NS-EN 10025-5		Stålkonstruksjoner av stål i samsvar med NS-EN 10025-5
		Stål som utsettes for klimatiske påvirkninger eller andre korrosive påvirkninger	Stål som ikke utsettes for klimatiske påvirkninger eller andre korrosive påvirkninger	Stål som brukes ubeskyttet
Endeavstand e_1	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Den største verdien av $8t$ eller 125 mm
Kantavstand e_2	$1,2d_0$	$4t + 40$ mm		Den største verdien av $8t$ eller 125 mm
Avstand e_3 i avlange hull	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Endeavstand e_4 i avlange hull	$1,5d_0$ ⁴⁾			
Hullavstand p_1	$2,2d_0$	Den minste verdien av $14t$ eller 200 mm	Den minste verdien av $14t$ eller 200 mm	Den minste verdien av $14t_{\min}$ eller 175 mm
Hullavstand $p_{1,0}$		Den minste verdien av $14t$ eller 200 mm		
Hullavstand $p_{1,j}$		Den minste verdien av $28t$ eller 400 mm		
Hullavstand p_2 ⁵⁾	$2,4d_0$	Den minste verdien av $14t$ eller 200 mm	Den minste verdien av $14t$ eller 200 mm	Den minste verdien av $14t_{\min}$ eller 175 mm
<p>1) Største verdier for hullavstand, kantavstander og endeavstander er ubegrenset, bortsett fra i følgende tilfelle: - for trykkdeler for å unngå lokal knekking og hindre korrosjon i eksponerte konstruksjonsdeler (største verdier er gitt i tabellen) og; - for eksponerte strekkdeler for å unngå korrosjon (største verdier er gitt i tabellen).</p> <p>2) Lokal knekkkapasitet for en plate under trykk mellom festemidlene bør være beregnet etter NS-EN 1993-1-1, der $0,6 p_1$ bør brukes som knekklelgde. Det er ikke nødvendig å påvise for lokal knekking mellom festemidlene hvis p_1/t er mindre enn 9 ε. Kantavstanden normalt på krafttreningen for en trykkpåkjent konstruksjonsdel bør ikke overskride kravene mot lokal knekking for en ensidig innfestet flens, se NS-EN 1993-1-1. Endeavstanden berøres ikke av dette kravet.</p> <p>3) t er tykkelsen til den tynneste ytre konstruksjonsdelen som festes.</p> <p>4) Grenseverdiene for avlange hull er gitt i 1.2.7, Referansestandarder, gruppe 7.</p> <p>5) For skrueader som er innbyrdes forskjøvet, kan minste hullavstand reduseres til $p_2 = 1,2d_0$, forutsatt at minste avstand L mellom to festemidler er større enn eller lik $2,4d_0$, se figur 3.1b).</p>				

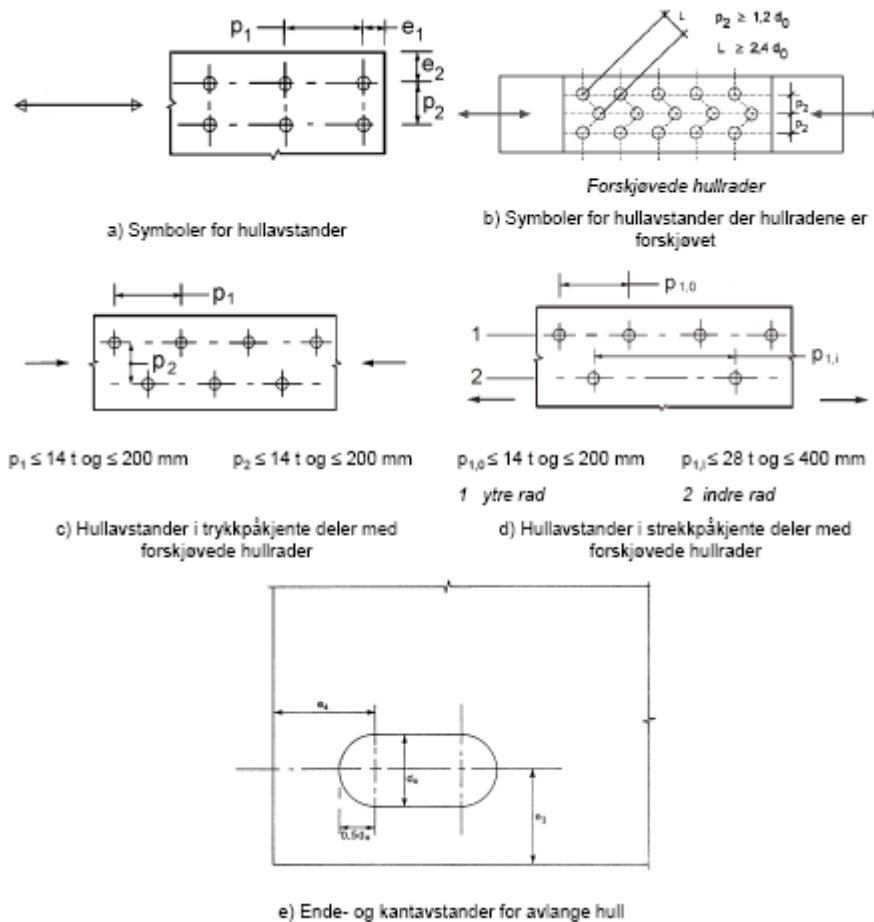


Fig 2.3 Symbol for avstand mellom skruer hull, kant og ende.

Ved kompliserte skrueforbindelser er det nødvendig å vurdere kapasiteten av grunnmaterialet ved utrivning av flere skruer.

NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 setter kapasiteten med hensyn til hullkantrykk til:

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot a_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (2.2)$$

hvor α_b er den minste av α_d , f_u/f_{ub} eller 1,0;

i lastens retning;

- for endebolter: $\alpha_d = e_1/3d_0$
- for indre bolter: $\alpha_d = p_1/3d_0 - 1/4$

vinkelrett på lastens retning;

- for kantbolter: k_1 er den minste av $2,8 e_2/d_0 - 1,7$ eller $2,5$
- for indre bolter: k_1 er den minste av $1,4 p_2/d_0 - 1,7$ eller $2,5$

Det finnes tilleggbestemmelser ved større hull enn normalt, avlange hull og forsenede hull. Når lasten på en bolt ikke er parallell til kanten kan bæreevnen verifiseres separat for lastkomponentene parallelt og normalt til enden.

2.1.1.4 Skruer utsatt for strekklast eller kombinert last

For skruer belastet med strekk vil kapasiteten enten bestemmes av brudd i den gjengede delen eller flyt i skaftet. Bruddformen vil dermed avgjøres av forholdet mellom A_s/A og f_y/f_u . Dette fører til at 4.6 skruer vanligvis opplever flyt i skaftet mens 8.8 og 10.9 skruer vanligvis opplever brudd i gjenget del. Ref/1/.

NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 setter kapasiteten til bolter i strekk til:

$$F_{t,Rd} = \frac{k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad (2.3)$$

Hvor

- $k_2=0,63$ for forsenkede skruer
- $k_2=0,9$ ellers

Spenningsarealet benyttes som dimensjonerende da det er vanlig konstruksjonspraksis å aldri benytte 4.6 skruer i aksialt strekk. En bør kun benytte forspente skruer i strekkbelastede forbindelser, dette er spesielt viktig ved vekslende last. Det skal i tillegg tas hensyn til hevarmeffekt ved beregning av dimensjonerende last for skruer utsatt for strekk. Ref/1/.

Ved kombinasjon av strekk- og skjærbelastning dimensjoneres skruen ved hjelp av en interaksjonsformel.

I NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 gjelder følgende krav for kombinasjon av strekk og skjær:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (2.4)$$

Hvor

- $F_{v,Ed}$ og $F_{t,Ed}$ er henholdsvis påført skjær- og strekklast på skruen.
- $F_{v,Rd}$ og $F_{t,Rd}$ er henholdsvis dimensjonerende kapasitet i skjær og strekk for skruen, gitt i formel (2.1) og (2.2).

2.1.1.5 Brudd i grunnmaterialets nettotverrsnitt

En strekkbelastet plate eller stav som er svekket av et eller flere skruehull må dimensjoneres med tanke på redusert tverrsnitt. Figur 2.4 viser en strekkbelastet plate med bredde b og tykkelse t som er svekket av et hull med diameter d_n . Ref/1/.

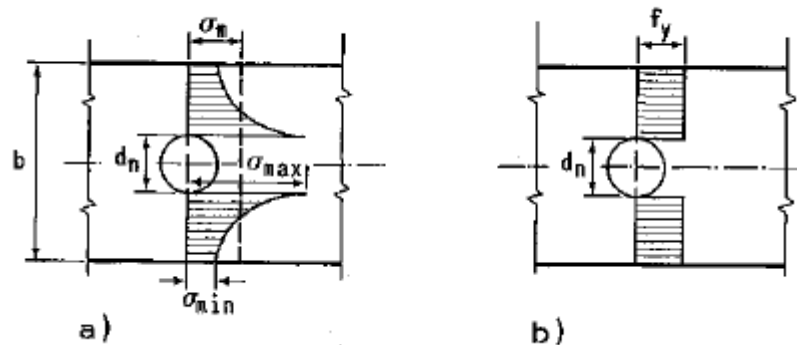


Fig 2.4 a) elastisk og b) plastisk spenningsfordeling rundt et hull

I det elastiske området er spenningsfordelingen som vist i a) hvor en får en spenning σ_{maks} ved hullet, en spenning σ_{min} ved kanten av platen og hvor σ_m er middelspenningen i nettotverrsnittet gjennom hullet. Dimensjoneres nettotverrsnittet etter elastisitetsteorien er det rimelig å tillate en viss grad av lokal plastifisering av tverrsnittet, for eksempel ved å sette $\sigma_{maks} = 1.1 \cdot f_d$. Dette vil uansett gi en dårlig utnyttelse av tverrsnittet på grunn av spenningskonsentrasjonenes lokale karakter, og dimensjoneringen bør gjennomføres etter plastisitetsteorien. Ref/1/.

Bruddlasten i nettotverrsnittet bør være større enn flytelasten i bruttotverrsnittet, dette for å unngå plutselig brudd uten forutgående plastisk deformasjon. Ref/1/.

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 setter derfor dimensjonerende strekkkapasitet, $N_{t,Rd}$, for profiler med hull til den minste av:

- a) bruttotverrsnittet dimensjonerende plastiske kapasitet

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.5)$$

- b) nettotverrsnittets dimensjonerende kapasitet langs den kritisk bruddlinje gjennom hullene

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net} \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \quad (2.6)$$

Hvor:

- A er bruttoarealet
- A_{net} er nettoarealet langs den kritiske bruddlinjen gjennom hullene
- γ_{M0} og γ_{M2} er materialfaktorer
- f_y er grunnmaterialets flytegrense
- f_u er grunnmaterialet bruddgrense

For trykbelastede profiler neglisjeres virkninger av skruerull, bortsett fra for overstore og avlange hull, og tverrsnittskapasiteten er ifølge NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008:

- for tverrsnittklasse 1, 2 og 3:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.7)$$

- for tverrsnittklasse 4:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.8)$$

Hvor:

- A_{eff} er profilens effektive areal

Det er ikke alltid at bruddflaten er åpenbar, Figur 2.5 viser forskjellige bruddflater i svekket stav.

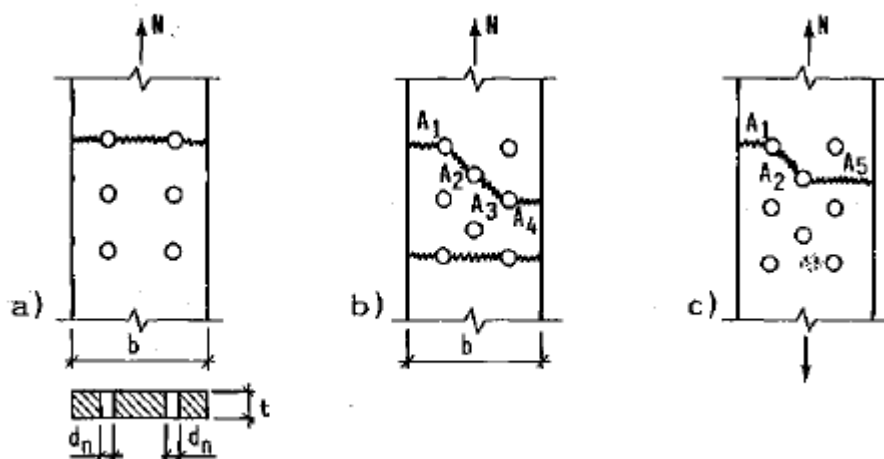


Fig 2.5 Aktuelle bruddflater i svekket stav

I figur 2.5b) og 2.5a) har en diagonal bruddflate og dermed flerdimensjonal spenningstilstand, dermed kan von Mises kriteriet benyttes ved kapasitetsberegninger. Ref/1/.

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 setter det totale arealet som bør trekkes fra for hull ved dimensjonering av profiler lik den største av:

- a) fratrekk for hull uten forskyvning

$$b) t(nd_0 - \sum \frac{s^2}{4p})$$

Hvor

- s er forskjøvet hullavstand, målt som avstanden mellom senter av to påfølgende hull i projeksjonen parallelt med den påførte kraften

- p er avstanden mellom senter av hullene målt vinkelrett med den påførte kraften
- t er tykkelsen
- n er antall hull langs kritisk bruddlinje (i en diagonal linje eller en sikksakkelinje), se figur 2.6
- d_0 er hulldiameter

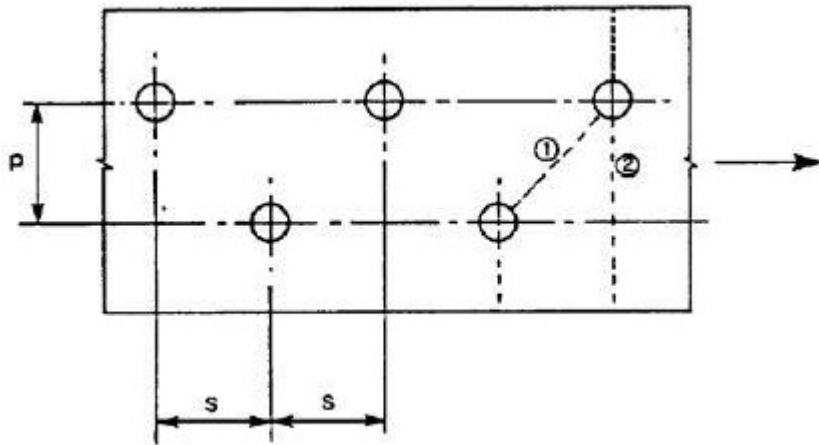


Fig 2.6 Forskjøvede hull og kritisk bruddlinje 1 og 2

I vinkelprofiler eller andre staver med hull i mer enn et plan, bør avstanden p måles langs tverrsnittets midtlinje, se figur 2.7.

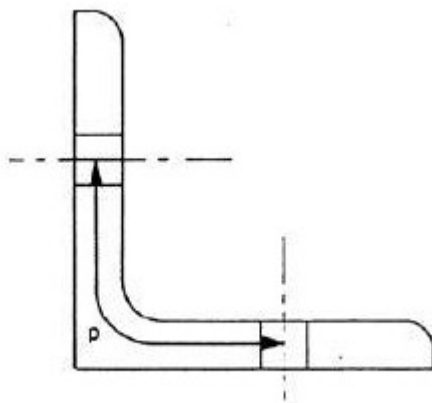


Fig 2.7 Vinkelprofil med hull i begge bein

2.1.2 Friksjonsforbindelser

Høyfaste konstruksjonsskruer med forspenning kan gi lastoverføring normalt på skrueraksen enten som en forspent avskjæringsforbindelse eller som en friksjonsforbindelse. Ref/1/.

Som en forspent avskjæringsforbindelse vil ikke skruen skille seg fra en vanlig avskjæringsforbindelse hvis en ser bort fra den beregningsmessige kapasiteten ved trykk mot hullkant. En vil først realisere skruens kapasitet når skruen har glidd slik at skrueskaftet ligger inntil grunnmaterialet. Ref/1/.

Friksjonsforbindelser virker slik at forspenningen gir en klemkraft som videre gir en friksjonskraft i kontaktflaten mellom konstruksjonskomponentene som forbindes. Det er størrelsen på hvilefriksjonen mellom platene som bestemmer kapasiteten. Denne type forbindelse gir vesentlig mindre deformasjoner enn en avskjæringsforbindelse. Ref/1/.

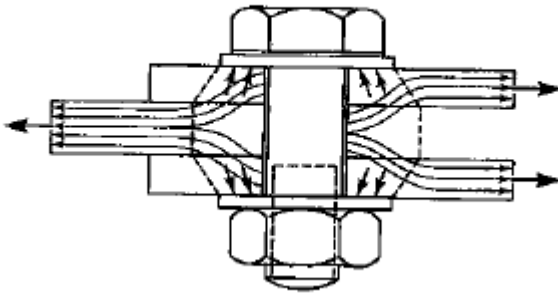


Fig 2.8 Kraftoverføring i friksjonsforbindelse

Figur 2.8 viser at kraftoverføringen i en friksjonsforbindelse foregår over en relativt liten kontaktflate sentrert om skruen. En antar vanligvis at forspenningskraften stråler ut i en 45° vinkel fra underlagsskiven, eller mutteren hvis skive ikke er benyttet. Dette kan benyttes til å estimere trykkflaten, og for de fleste tilfeller vil denne være 5-10 ganger større tverrsnittet på skrueskaftet. På grunn av dette relativt lille arealet kan man betrakte friksjonsforbindelser som punktforbindelser. Ref/1/.

2.1.2.1 Kapasitet av friksjonsforbindelser

Kapasiteten av friksjonsforbindelser er betydelig lavere enn ved avskjæringsforbindelser og det er dermed uøkonomisk å benytte friksjonskraften som et mål for forbindelsens kapasitet i bruddgrensetilstand. Friksjonsforbindelser benyttes derimot der en trenger dens stivhet i konstruksjoner for å begrense deformasjoner. Dette medfører at friksjonskapasitet primært er av interesse i bruksgrensetilstand. Ref/1/.

NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 setter kapasiteten mot glidning for en forspent 8.8 eller 10.9 bolt til:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu}{\lambda_{M3}} \quad (2.9)$$

Hvor:

- k_s hentes fra tabell 2.3
- n er antall friksjonsoverflater
- μ er friksjonskoeffisienten, se tabell 2.4.a)

NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 setter den beregningsmessige forspenningskraften til:

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s \quad (2.10)$$

Tabell 2.3 Verdier av k_s

Beskrivelse	k_s
Skruer i normale hull.	1,0
Skruer i enten overstore hull eller i korte avlange hull med hullets lengdeakse normalt på kraftretningen.	0,85
Skruer i store avlange hull der hullets lengdeakse er normalt på kraftretningen.	0,7
Skruer i korte avlange hull med hullets lengdeakse parallelt med kraftretningen.	0,76
Skruer i store avlange hull med hullets lengdeakse parallelt med kraftretningen.	0,63

Tabell 2.4.a) Design verdier på friksjonskoeffisienter

Klasse for friksjonsflater (se 1.2.7, Referansestandard, gruppe 7)	Friksjonskoeffisient μ
A	0,5
B	0,4
C	0,3
D	0,2

MERKNAD 1 Krav til prøvinger og kontroll er gitt i 1.2.7, Referansestandarder, gruppe 7.
 MERKNAD 2 Klassifiseringen av all annen overflatebehandling bør baseres på prøvelegemer som er representative for overflatene i den aktuelle konstruksjonen, med prosedyren fastsatt i 1.2.7, Referansestandarder, gruppe 7.
 MERKNAD 3 Definisjonene av klassen for friksjonsflater er gitt i 1.2.7, Referansestandarder, gruppe 7.
 MERKNAD 4 Med overflatebehandling i form av maling kan tap av forspenning oppstå over tid.

Hvis en friksjonsforbindelse er utsatt for strekkraft $F_{t,Ed}$ i tillegg til en skjærkraft $F_{v,Ed}$ setter NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 kapasiteten mot glidning per bolt til:

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s \cdot n \cdot \mu (F_{p,Cd} - 0,8F_{t,Ed})}{\gamma_{M3}} \quad (2.11)$$

Friksjonsklassene er nærmere spesifisert i NS-EN 1090-2: 2008, det er vist i tabell 2.4.b) hvilken minste friksjonsfaktor en kan anta for ulike overflatebehandlinger:

Tabell 2.4.b) Klassifikasjoner som kan antas for friksjonsflater

Surface treatment	Class	Slip factor μ
Surfaces blasted with shot or grit with loose rust removed, not pitted.	A	0,50
Surfaces blasted with shot or grit: a) spray-metallized with a aluminium or zinc based product; b) with alkali-zinc silicate paint with a thickness of 50 μm to 80 μm	B	0,40
Surfaces cleaned by wire-brushing or flame cleaning, with loose rust removed	C	0,30
Surfaces as rolled	D	0,20

Tabell 2.4.b) forutsetter at friksjonsflatene er fri for alle typer forurensninger, som olje, skitt eller maling. Overflater uten belegg skal renses for rust og annet løst materiale. Overflatene skal ikke skades og ruheten skal ikke reduseres. Ubehandlede områder rundt den tiltrukne forbindelsen skal være ubehandlet inntil en eventuell inspeksjon er gjennomført.

2.1.3 Skruergrupper

Det benyttes vanligvis tre typer klassifisering ved dimensjonering av skjærbelastede skrueforbindelser. Ref/1/.

Kategori A: Kapasiteten er gitt av den laveste av avskjæringskapasiteten og hullkantkapasiteten. Disse forbindelsene består av skruer i fasthetsklasse 4.6 eller ikke forspente skruer i fasthetsklasse 8.8 eller 10.9.

Kategori B: Kapasiteten er lik kapasiteten mot glidning i bruksgrensetilstand og lik den laveste av avskjæringskapasiteten og hullkantkapasiteten i bruddgrensetilstand. Disse forbindelsene består av forspente skruer i fasthetsklasse 8.8 eller 10.9.

Kategori C: Kapasiteten er lik kapasiteten mot glidning i bruddgrensetilstand. Dette betyr at skjærkraften i bruddgrensetilstanden ikke skal overstige friksjonskapasiteten. Disse forbindelsene består av forspente skruer. Kategori C benyttes bare unntaksvis i tradisjonelle stålkonstruksjoner.

Forbindelsene kan dimensjoneres enten elastisk eller plastisk. Ved å fordele skjær- og normalkreftene likt på skruene og momentene slik at skruens kraft er proporsjonal med avstanden fra forbindelsens rotasjonscenter vil en oppnå elastisk dimensjonering. Ref/1/.

Plastisk kan en dimensjonere forbindelsen med en hvilken som helst fordeling av skruekreftene så lenge følgende tre kriterier er fulgt: Ref/1/.

- i) Skruerekraftene er i likevekt med de ytre kreftene
- ii) Skruene har en duktilitet som er tilstrekkelig til å realisere den valgte fordeling
- iii) Belastningen på hver enkel skrue er mindre eller lik dens kapasitet

Høyfaste skruer har ikke tilstrekkelig kapasitet i skjær til at samtlige skruer i en momentforbindelse kan deformeres slik at skruekraften ligger inntil hullkanten, det er derfor

viktig å dimensjonere slik at kapasiteten mot hullkanttrykk er lavere enn kapasiteten mot avskjæring av skruen. Ref/1/.

2.1.3.1 Kapasitet av strekkskjøter

NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 sier at kapasiteten til en skruegruppe kan settes lik summen av hullkantkapasiteten til de individuelle skruehullene, såfremt avskjæringskapasiteten til de individuelle skruene er større eller lik hullkantkapasiteten til de individuelle hullene. Hvis ikke skal kapasiteten av en skruegruppe dimensjoneres ved å benytte den laveste kapasiteten til de individuelle skruene multiplisert med antall skruer. Dette gjelder såfremt avstanden L_j (se figur 2.9) mellom senter av endeboltene i et knutepunkt, målt i kraftens retning, ikke er større enn 15 ganger boltens diameter. I så måte må avskjæringskapasiteten reduseres ved å multiplisere med en faktor β_{LF} :

$$\beta_{LF} = 1 - \frac{L_j - 15 \cdot d}{200 \cdot d} \quad (2.12)$$

$$\text{men} \quad 0,75 \leq \beta_{LF} \leq 1,0 \quad (2.13)$$

Bestemmelsen vedrørende reduksjonsfaktor gjelder ikke hvis det er uniform distribusjon av kraften over hele lengden av knutepunktet, f.eks. overføringen av skjærkrefter mellom flensen og steget på en profil.

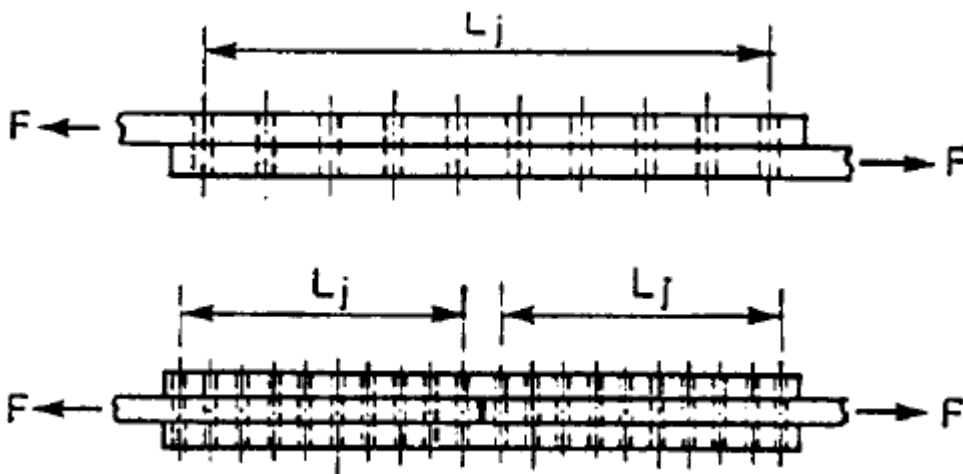


Fig 2.9 Lange knutepunkt

2.1.3.2 Eksentrisk belastet skruegruppe

Momentbelastede skruegrupper opptrer flere plasser i stålkonstruksjoner, f.eks. i laskeskjøter i bjelker, bjelke til søyle knutepunkt. Figur 2.10 viser to eksempler på momentbelastede skruegrupper. Ref/1/.

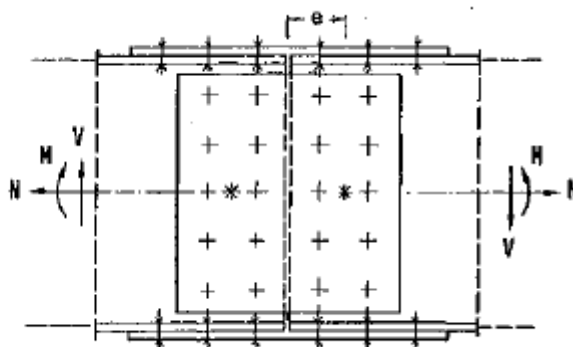
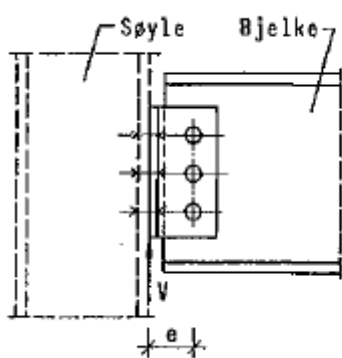
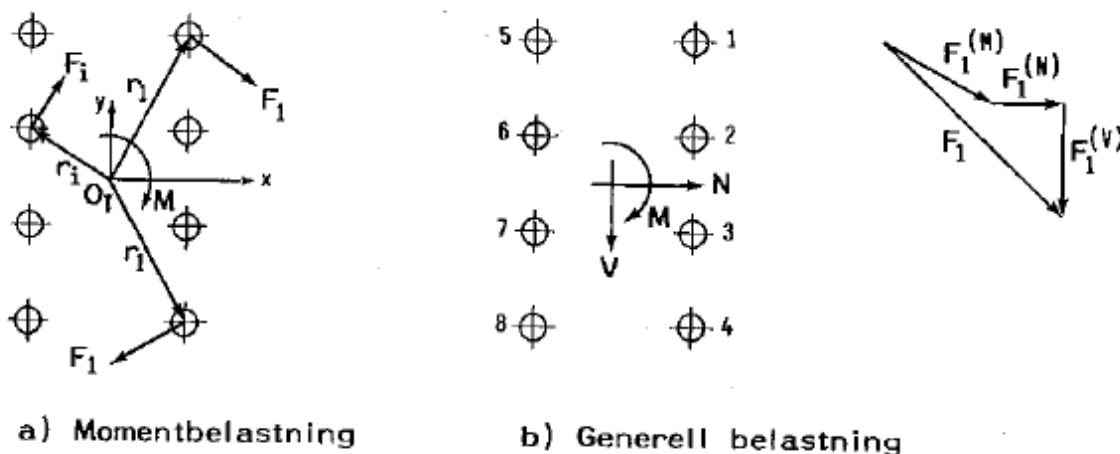


Fig 2.10 Momentbelastede skruegrupper

Figur 2.11 viser hvordan en skruegruppe tar opp momentbelastning når momentet virker om en akse parallell med skruenes akser. Figuren viser videre hvordan en beregner skjærkraft i de høyest belastede boltene. Ref/1/.



a) Momentbelastning

b) Generell belastning

Figur 2.11 Skruegruppe med belastning

Skjærkraften, $F_i^{(M)}$, i en skruen "i" på grunn av moment er:

$$F_i^{(M)} = \frac{M_0}{I_p} \cdot r_i \quad (2.14)$$

Hvor:

- M_0 er det påsatte momentet
- I_p er det polare annet arealmoment
- r_i er avstanden fra skruegruppens arealsenter til senter av skruen

Belastes skruegruppen i tillegg slik som i figur 2.11b) vil skjærkraften, V , og normalkraften, N , fordeles likt på alle skruene gitt at hullkanttrykket er dimensjonerende: Ref/1/.

$$F_i^{(V)} = \frac{V}{n} \quad (2.15)$$

$$F_i^{(N)} = \frac{N}{n} \quad (2.16)$$

Hvor:

- n er antall bolter

Skruegruppens kapasitet er fullt utnyttet elastisk når en kombinasjon av M, N og V gir en maksimal skjærkraft i den høyest utnyttede skruen lik den minste av skruens avskjæringskapasitet og hullkantkapasiteten. Dette innebærer at kapasiteten i de andre skruene ikke er fullt utnyttet. Er skrugruppen også utsatt for strekk må dette selvfølgelig også undersøkes. Ref/1/.

Ved plastisk beregning står en fritt med tanke på hvordan kreftene fordeles. Ser en på figur 2.12 vil det være fornuftig å la de ytterste boltene oppta momentet, mens de indre boltene tar opp skjærkraften. Men det påpekes at dette bare er en av mange mulige måter hvordan en kan velge at kreftene tas opp ved plastisk beregning. Plastisk beregning vil normalt gi forskjellig utnyttelse i de forskjellige skruene etter hvordan man velger å oppta kreftene. Ref/1/.



Fig 2.12 Lastfordeling i eksentrisk belastet skruegruppe

2.1.3.3 Strekkforbindelse med bøyedeformasjoner

Strekkforbindelser med bøyedeformasjoner benevnes ofte som hevarmvirkninger. Hevarmvirkninger oppstår når en har en strekkbelastet T-forbindelse hvor det opptrer et kontaktrykk, q, mellom flens og underlag som vist i figur 2.13a). Ved å erstatte det jevnt fordelte kontaktrykket med en konsentrert last, Q, ved kanten av flensen vil man få en momentfordeling som vist i fig 2.13b). Snitt 1-1 går gjennom skruehullet, mens snitt 2-2 vanligvis legges i en avstand 0,8 r fra steget eller $0.8 \sqrt{a}$ dersom T-forbindelsen er sveist. Ref/1/.

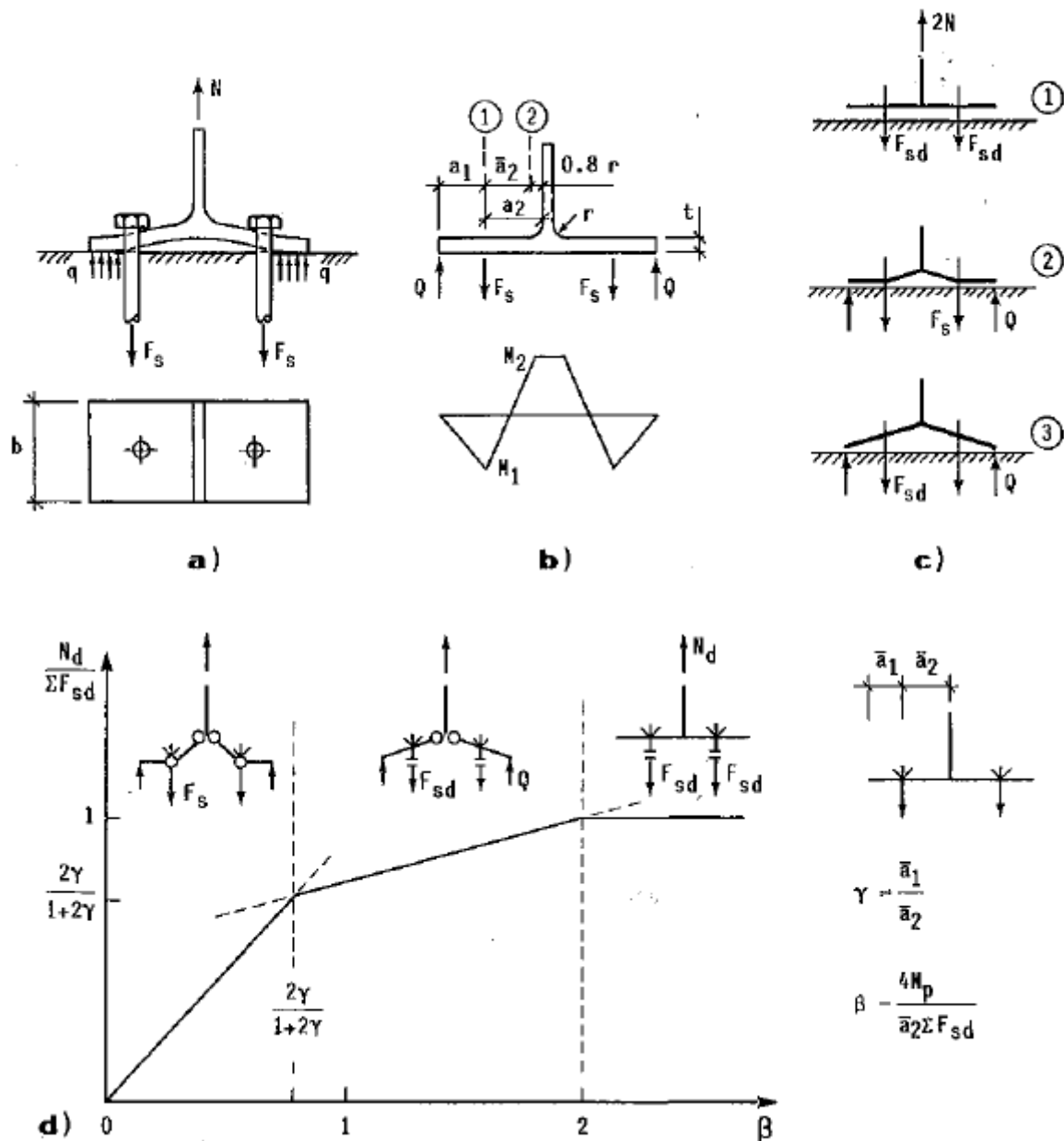


Fig 2.13 Deformasjoner og krefter i T-forbindelse

Det er tre mulige bruddformer i bruddgrensetilstand: Ref/1/.

- 1) Ved bøyingsstive flenser og fleksible skruer er kontaktrykket neglisjerbart, og kapasiteten bestemmes av F_{sd} . Det vil si at den dimensjonerende strekkraften N_d er lik summen av de dimensjonerende strekkraftene i boltene.

$$N_d = \sum F_{sd} \quad (2.17)$$

- 2) Ved fleksibel flens og stive skruer fås full plastifisering i snitt 1-1 og 2-2 uten brudd i skruene. I dette tilfelle er den dimensjonerende strekkraften N_d avhengig av den plastiske momentkapasiteten i flensen, M_p .

$$N_d = \frac{4M_d}{a_2} \quad (2.18)$$

- 3) Dersom stivheten av flens og skrue er tilpasset, fås flytning i snitt 2-2 og brudd i skruene. Kapasiteten i bruddform 3 bestemmes ut fra kraft- og momentlikevekt. Ved å løse likevektsligningene vil en få den dimensjonerende strekkraften.

$$N_d = \frac{2M_d + \sum F_{sd} \cdot \bar{a}_1}{\bar{a}_1 + \bar{a}_2} \quad (2.19)$$

- Hvor det er innført begrensninger på den beregningsmessige kantavstanden:

$$\bar{a}_1 = \min(\bar{a}_1, 1.25 \cdot \bar{a}_2) \quad (2.20)$$

Ved disse formlene for å dimensjonere strekkraften, N_d , er det tatt en del forenklinger: Ref/1/.

- Det er antatt samme plastiske momentkapasitet for snitt 1-1 og 2-2, dvs ingen reduksjon for hull.
- M_d er bestemt uten hensyn til skjærkrefter som virker i snittet og som vil redusere det plastiske momentet.
- Bredden, b , på T-forbindelsen er antatt å være så liten at flytelinjene i snitt 1-1 og 2-2 opptrer parallelt med flensen.

2.1.4 Sveiste forbindelser

I dag benyttes sveis som den viktigste permanente forbindelsen i stålkonstruksjoner. Sveis gir kompakte og effektive forbindelser. Sveising er en prosess hvor en smelter grunnmaterialet i de to delene man skal forbinde slik at de smelter sammen, i de fleste tilfeller benyttes et tilsatsmateriale som tilfører ekstra material i selve sveisen. Den strukturelle sammenbindingen er basert på rekrystallasjon, diffusjon og plastisk deformasjon i sveisesonen. Det finnes en rekke forskjellige sveisemetoder, disse vil ikke bli presentert da de anses som lite relevante for oppgaven. Det vil heller ikke bli sett på metallurgiske forhold i sveisesonen, sveisefeil, kontrollmetoder, egenspenninger og sveisedeformasjon da disse heller ikke blir ansett som vesentlige for oppgaven. Det finnes flere typer sveiser, i denne oppgaven vil det bare bli sett på butt- og kilsveis.

2.1.4.1 Spenningsforløp i sveiser

Figur 2.14 viser spenningsforløpet i butt og kilsveis, en ser i 2.14a) at råkeform og eventuelle sveisefeil vil gi spenningskonsentrasjoner i sveisen, men for en statisk last vil grunnmaterialets og sveisegodsets duktilitet sørge for at spenningstoppene nedbrytes slik at man i bruddgrensetilstand kan anta jevn spenningsfordeling. Ved vekslende last kan disse geometriske avvikene utgjøre kjerver som reduserer utmattingskapasiteten. Ref/1/.

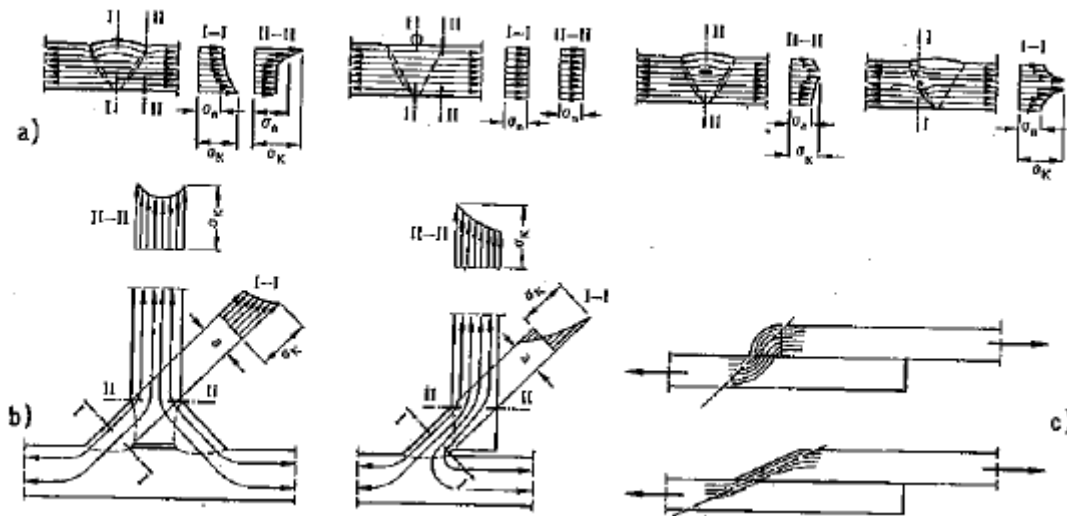


Fig 2.14 Spenningsforløp i butt- og kilsveis

Figur 2.14b) viser spenningsforløpet i enkelt- og dobbeltsidig kilsveis. Den ensidige kilsveisen gir store bøyepeninger over sveisesnittet og dermed ugunstige innføring av spenningene fra flens til steg. Ref/1/.

Figur 2.14c) viser hvordan spenningene opptrer ved en overlappskjøt, den viser videre at spenningsfordelingen kan bedres ved en jevn overgang mellom platene. Ref/1/.

Ved dimensjonering av sveisen benyttes spenningskomponentene σ_{\perp} , τ_{\perp} og τ_{\parallel} som referer til arealet av sveisesnittet og σ_{\parallel} som referer til sveisens tverrsnittareal. Figur 2.15 viser sveisesnittets beliggenhet og spenningskomponentene for henholdsvis en butt- og kilsveis. Ref/1/.

Arealet til sveisesnittet i en buttsveis ligger midt i sveisen og normalt på platedelene, sveisearealet er dermed

$$A_s = t_{\min} \cdot l \quad (2.21)$$

Hvor:

- t_{\min} er tykkelsen på den tynneste tverrsnittsdeler
- l er sveisens lengde

Arealet til sveisesnittet i en kilsveis faller sammen med sveisesnittets innskrevne trekant og er

$$A_s = a \cdot l_e \quad (2.22)$$

Hvor

- a er sveisens rotmål
- l_e er sveisens effektive lengde

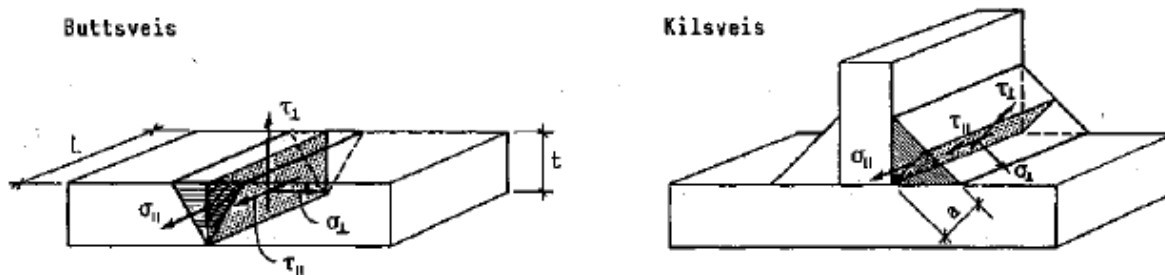


Fig 2.15 Orientering av sveisesnitt og definisjon av spenningskomponenter

2.1.4.2 Designkrav for kilsveis

NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 sier at følgende kriterier må være tilfredstilt for en kilsveis:

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} \leq f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2}) \quad (2.23)$$

$$\text{og} \quad \sigma_{\perp} \leq 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2} \quad (2.24)$$

Hvor

- f_u er bruddgrensen til den svakeste delen som forbindes
- β_w er korrelasjonsfaktoren tatt fra tabell 2.5

Tabell 2.5 Korrelasjonsfaktor β_w for kilsveis

Standard og stålsort			Korrelasjonsfaktor β_w
NS-EN 10025	NS-EN 10210	NS-EN 10219	
S 235 S 235 W	S 235 H	S 235 H	0,8
S 275 S 275 N/NL S 275 M/ML	S 275 H S 275 NH/NLH	S 275 H S 275 NH/NLH S 275 MH/MLH	0,85
S 355 S 355 N/NL S 355 M/ML S 355 W	S 355 H S 355 NH/NLH	S 355 H S 355 NH/NLH S 355 MH/MLH	0,9
S 420 N/NL S 420 M/ML		S 420 MH/MLH	1,0
S 460 N/NL S 460 M/ML S 460 Q/QL/QL1	S 460 NH/NLH	S 460 NH/NLH S 460 MH/MLH	1,0

Det er videre i NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 beskrevet en forenklet måte å beregne kapasiteten til en kilsveis, denne vil ikke bli sett nærmere på her.

2.1.4.3 Designkrav for buttsveis

NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 sier at en fullt gjennombrent buttsveis har samme kapasitet som den svakeste delen i forbindelsen. Dette forutsetter at sveisen er produsert ved en metode som gjør at både minimum flytespenning og bruddspenning er høyere for sveisen enn grunnmaterialet. I Norge i dag produseres alltid sveiser i stålkonstruksjoner slik at dette er tilfelle.

Buttsveiser med delvis gjennombrenning skal etter NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 følge samme kriterier som for kilsveiser, gitt i kapittel 2.1.4.2.

For T-buttsveiser bestående av et par buttsveiser med delvis gjennombrenning forsterket med kilsveis kan en bestemme kapasiteten på samme måte som for en buttsveis med full gjennombrenning såfremt det totale nominelle rotmålet, a_{nom} , eksklusiv fugenes nese, c_{nom} ,

som ikke er sveist, ikke er mindre enn tykkelsen t av den fugede delen i sammenføyningen. Videre er det krav at fugens nese ikke skal være større enn den minste av $t/5$ og 3mm. Se figur 2.16. Hvis sveisen ikke følger disse kravene så skal kapasiteten verifiseres etter samme krav som for en kilsveis, presentert i kapittel 2.1.4.2.

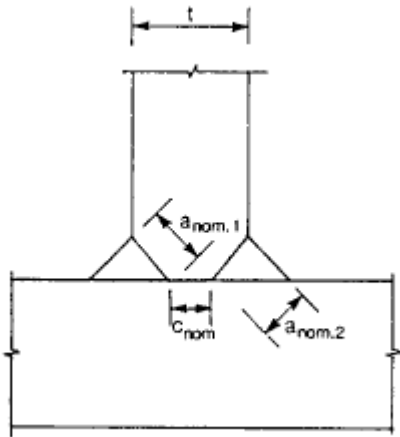


Fig 2.16 Effektive full gjennombrenning av T-buttsveis

2.1.4.4 Sveisegrupper

Kapasiteten til sveisegrupper kan bestemmes ved bruk av elastisitets- eller plastisitetsteorien.

Kapasiteten til sveisegruppen er fullt utnyttet etter elastisitetsteorien når jevnføringsspenningen er lik sveisegodset flytespenning i gruppens mest påkjente punkt. Ref./1/.

Ved plastisk kapasitetsberegning vil en ved å benytte nedre grenseteorem kunne benytte en hvilken som helst spenningsfordeling forutsatt at: Ref./1/.

- i) Spenningsfeltet i sveisene er i indre likevekt og i likevekt med de ytre kreftene
- ii) Jevnføringsspenningen ikke overskrider sveisegodsets flytespenning i noe punkt, ref. 2.1.4.2.
- iii) Sveisene har tilstrekkelig duktilitet til at det antatte spenningsfeltet kan realiseres

Ved plastisk kapasitetsberegning av sveisegrupper er det vanlig at en tar opp kreftene i sveisens retning i de innerste delene av sveisen og lar de ytterste delene av sveisen ta opp momentene.

2.2 Plastisitetsteori

Ved dimensjonering med plastisitetsteori søkes det etter en last som gir et plastisk brudd i konstruksjonen, det vil denne bruddlasten utvikles en bruddmekanisme også kalt en kinematisk mulig forskyvning. Ved dimensjonering etter plastisitetsteorien må følgende krav tilfredstilles: Ref./1/.

1. Likevekt mellom ytre og indre krefter.
2. Den plastiske kapasiteten må ikke overskrides noe sted.
3. Konstruksjonen må være i stand til å danne en kinematisk mekanisme. Dette vil si at det må være tilstrekkelig duktilitet. NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 har følgende duktilitetskrav:
$$\frac{f_u}{f_y} \geq 1,10$$
, bruddforlengelse $\geq 15\%$ og $\epsilon_u \geq 15\epsilon_y$, der ϵ_y er flytetøyningen og ϵ_u er bruddtøyningen.

En finner den plastiske kapasiteten, som bestemmes etter flyteledd- eller flytelinjemetoden ved å benytte øvre og nedre grenseteorem. Ref./1/.

Øvre grenseteorem (kinematisk teorem):

”En valgt (antatt) kinematisk mulig mekanisme vil ved en arbeidsbetraktning, hvor det ytre arbeid settes lik det indre plastiske arbeid, gi en kapasitet som er større eller lik den korrekte verdi.” Ref./1/.

Nedre grenseteorem (statisk teorem):

”Dersom en valgt (antatt) fordeling av spenninger innen en konstruksjon tilfredstiller likevekt mellom indre og ytre krefter og ikke noe sted overskrider den plastiske kapasiteten, vil den resulterende beregnede bruddlast være lik eller mindre enn den virkelige bruddlast”. Ref./1/.

Ved dimensjonering benyttes de to overnevnte teoremene på følgende måte: Ref./4/.

Øvre grenseteorem: Ref./4/.

1. Det velges en eller flere plastiske mekanismer i konstruksjonen, avhengig av konstruksjonens geometri, randbetingelser og påsatte laster.
2. Beregner den ytre lasts arbeid for alle mekanismene. Disse mekanismene er individuelle, men i tillegg må en ofte sjekke for mulige kombinasjoner av de individuelle mekanismene.
3. Beregner indre energiforbruk for alle mekanismene individuelt (både individuelle og kombinerte).
4. Setter opp en ligning hvor den ytre lasts arbeid settes lik det indre energiforbruket for alle mekanismene.
5. Kapasitetene beregnes så ut fra den funne ligning.

Den laveste av de beregnede kapasitetene gir øvre grense for kapasiteten.

Nedre grenseteorem: Ref./4/.

1. Det velges et indre spenningsfelt for den av mekanismene som ved bruk av øvre grenseteorem ga den laveste kapasiteten. Følgende krav stilles til spenningsfeltet:
 - Spenningsfeltet er i indre likevekt.
 - Spenningsfeltet er i likevekt med den ytre lasten.
 - Spenningsfeltet overskrider ikke noe sted i konstruksjonen betingelsene for flytning.
2. Kapasiteten settes lik den fastlagte ytre last.

Den bestemte kapasiteten gir en nedre grense for kapasiteten. Det sjekkes så at denne kapasiteten er lavere enn kapasiteten til det individuelle elementet flyteleddet dannes i, er den lavere har vi funnet konstruksjonens plastiske kapasitet.

Hvis en ved test mot det øvre grenseteorem får flere kapasiteter som har samme verdi og er lavest må en sjekke nedre grenseteorem for alle disse mekanismene.

2.2.1 Plastifisering av tverrsnitt

2.2.1.1 Tverrsnittsklasser

Før en går inn på plastifisering av tverrsnitt under forskjellige betingelser er det nødvendig å presentere de forskjellige tverrsnittsklassene og hvordan disse bestemmes.

I NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 er det definert fire tverrsnittsklasser, disse er som følgende:

- tverrsnitt av klasse 1 kan danne flyteledd med rotasjonskapasitet som kreves for plastisk analyse uten at tverrsnittets dimensjonerende momentkapasitet reduseres;
- tverrsnitt av klasse 2 kan utvikle dimensjonerende plastisk momentkapasitet, men har begrenset rotasjonskapasitet på grunn av lokal knekking av tverrsnittsdelen;
- i tverrsnitt av klasse 3 kan spenningen i tverrsnittets mest påkjente punkt nå flytegrensen under forutsetning av elastisk fordeling av spenninger, men lokal knekking forhindrer at dimensjonerende plastisk momentkapasitet utvikles
- i tverrsnitt av klasse 4 vil lokal knekking oppstå innen flytegrensen nås i en eller flere deler av tverrsnittet.

Tabell 2.5 viser hvordan en bestemmer tverrsnittsklasse, denne er avhengig av geometrien på tverrsnittet og flytegrense.

Tabell 2.6 Største forhold mellom bredde og tykkelse for trykkpåkjennte tverrsnittsdeler

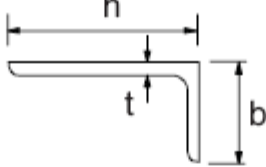
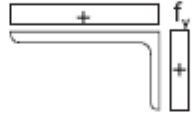
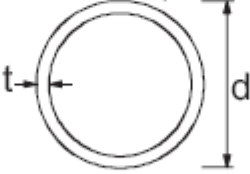
Begge sider fastholdt og påkjent av trykk						
						Bøynings-akse
						Bøynings-akse
Klasse	Tverrsnittsdeler som utsettes for bøyning	Tverrsnittsdeler som utsettes for trykk	Tverrsnittsdeler som utsettes for bøyning og trykk			
Spenningsfordeling i tverrsnittsdeler (trykk positiv)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	når $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ når $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	når $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ når $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Spenningsfordeling i tverrsnittsdeler (trykk positiv)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	hvis $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ hvis $\psi \leq -1$ ^{*)} : $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ gjelder der enten trykkspenningen $\sigma \leq f_y$ eller strekkføyningen $\varepsilon_s > f_y/E$

Tabell 2.6 Største forhold mellom bredde og tykkelse for trykkpåkjennte tverrsnittsdeler (fortsettelse)

Utstikkende flenser						
Klasse	Tverrsnittsdeler som utsettes for trykk	Tverrsnittsdeler som utsettes for bøyning og trykk				
		Fri rand med trykk		Fri rand med strekk		
Spenningsfordeling i tverrsnittsdeler (trykk positiv)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Spenningsfordeling i tverrsnittsdeler (trykk positiv)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ For k_σ se NS-EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tabell 2.6 Største forhold mellom bredde og tykkelse for trykkpåkjennte tverrsnittsdeler (fortsettelse)

<p>Vinkelprofiler</p>  <p>Gjelder ikke for vinkler kontinuerlig forbundet med andre komponenter</p> <p>Se også utstikkende flenser i tabell 5.2, øverst</p>						
Klasse	Tverrsnittsdeler under trykk					
Spenningsfordeling gjennom profilet (trykk positiv)						
3	$h/t \leq 15\varepsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					
<p>Sirkulære hulprofiler</p> 						
Klasse	Tverrsnittsdeler under bøyning og/eller trykk					
1	$d/t \leq 50\varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\varepsilon^2$ MERKNAD For $d/t > 90\varepsilon^2$ se NS-EN 1993-1-6.					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

2.2.1.2 Enaksial bøyning

Ved enaksial bøyning vil plastifisering starte ved at en når første flyt i de ytterste delene av tverrsnittet, ved å usette bjelken for et større moment plastifiseres større deler av tverrsnittet før hele tverrsnittet er plastifisert. Dette er skjematisk vist i figur 2.17 under. Når hele tverrsnittet er plastifisert på grunn av bøyning sier en at det har utviklet et plastisk ledd.

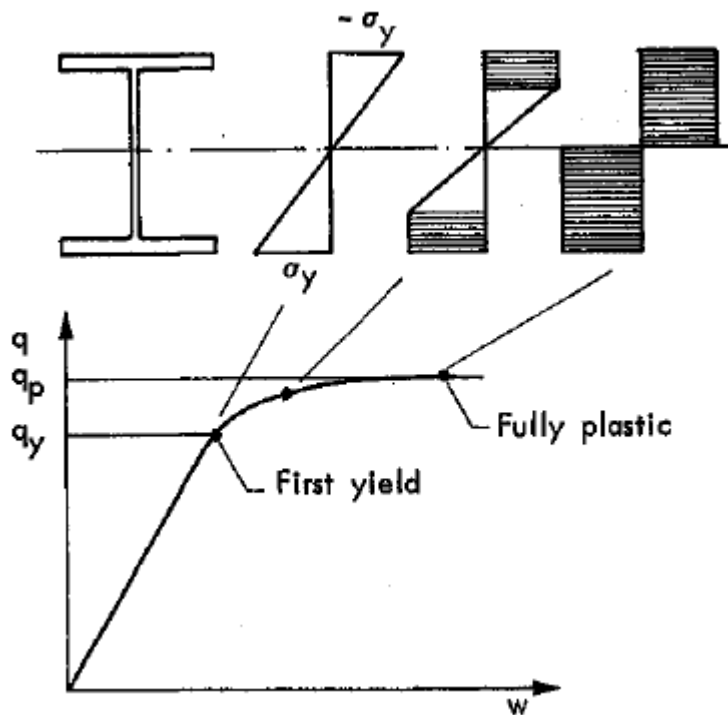


Fig 2.17 Plastifisering av tverrsnitt utsatt for enaksial bøyning

Det er relativt lett å utlede sammenhengen mellom moment og krumning frem til full plastifisering av tverrsnittet ved enaksial bøyning. Figur 2.18 viser momentkrumningsforholdet for utvalgte profiler ved enaksial bøyning. Forholdet mellom det plastiske moment M_p og flytemomentet kalles for tverrsnittets formfaktor α , formfaktoren vises i enden av grafene i figur 2.18. Ref./1/.

$$\alpha = \frac{M_p}{M_y} = \frac{W_p}{W_e} \quad (2.25)$$

Hvor:

- M_p er plastisk momentkapasitet
- M_y er elastisk momentkapasitet
- W_p er det plastiske motstandsmomentet
- W_e er det elastiske motstandsmomentet

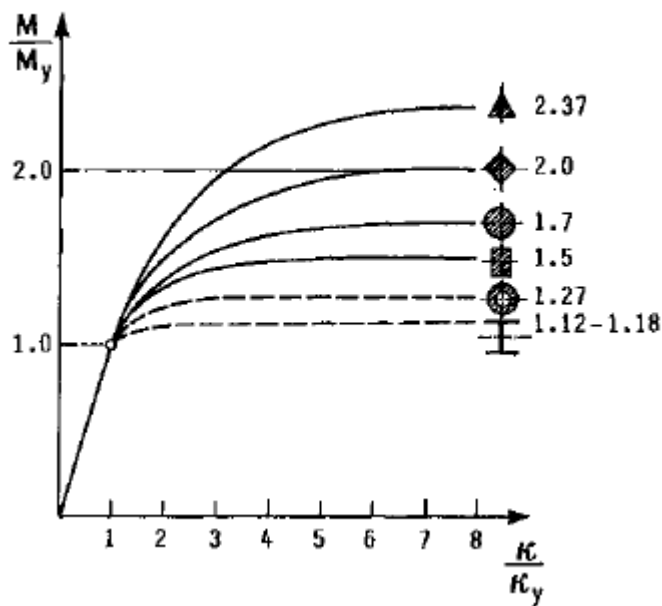


Fig 2.18 Momentkrumningsforholdet ved plastisk deformasjon

Figur 2.18 forutsetter: Ref./1/.

1. Materialet er duktilt, slik at man som en forenkling kan betrakte spenningstøyningsrelasjonen som elastisk perfekt-plastisk.
2. Plane tverrsnitt forblir plane også under plastisk deformasjon.
3. Lokal instabilitet i tverrsnittet ikke inntreer før den plastiske kapasitet er oppnådd.

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 setter plastiske kapasiteten til:

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.26)$$

Hvor

- W_{pl} er plastisk motstandsmoment
- f_y er flytegrensen for materialet
- γ_{M0} er en materialfaktor

Det er bare tillatt å dimensjonere plastisk momentkapasitet for tverrsnittsklasse 1 og 2.

2.2.1.3 Aksialkraft

Et tverrsnitt under ren aksial last vil oppleve full plastifisering momentant over hele tverrsnittet, slik at:

$$N_p = N_y = f_y \cdot A \quad (2.27)$$

Hvor

- N_p er plastisk aksial kapasitet
- N_y er elastisk aksial kapasitet
- f_y er materialets flytegrense
- A er tverrsnittets areal

Dimensjonerende tverrsnittskapasitet for aksial last etter NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 blir dermed:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.28)$$

Hvor

- f_y er materialets flytegrense
- A er tverrsnittets areal
- γ_{M0} er en materialfaktor

Dette gjelder for alle tverrsnittsklasser i strekk og tverrsnittsklasse 1, 2 og 3 i trykk. For tverrsnittsklasse 4 i trykk, må tverrsnittets areal byttes ut med et effektivt areal. Hvordan det effektive arealet beregnes vil ikke bli omhandlet i denne oppgaven.

2.2.1.4 Skjærkraft

Når en dimensjonerer skjærkapasiteten for et tverrsnitt benytter man de delene av tverrsnittet som er parallelle med skjærkraftens retning, se figur 2.19. Ref./5/.

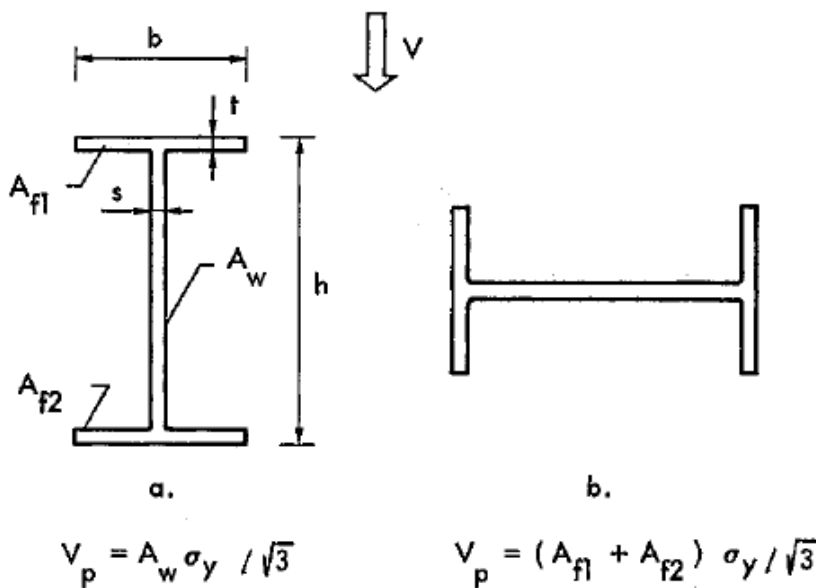


Fig 2.19 Skjær kapasitet av I-profil

Etter NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 er dimensjonerende plastisk skjærkapasiteten gitt ved:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (2.29)$$

Hvor

- A_v er skjærarealet, som bestemmes ut fra type profil og kraftens retning
- f_y er materialets flytegrense
- γ_{M0} er en materialfaktor

2.2.1.5 Torsjon

Torsjon av I- og H-profil:

For avstivet søyle vil ut-av-planet moment forårsake torsjon av hele søyletverrsnittet. Søylens torsjonskapasitet kan bestemmes som følger.

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 sier at for åpne tverrsnitt kan man se bort fra virkningen av St. Venants torsjon og dermed er torsjonskapasiteten lik hvelvningstorsjonskapasiteten. For å bestemme hvelvningsskapasiteten til en I- eller H-profil må man først bestemme bøyekapasiteten om flensens sterke akse, kaller den sterke aksens z i henhold til Eurokoden. Bøyekapasiteten om flensens sterke akse er:

$$M_{z,flens} = \frac{2 \cdot I_{z,flens} \cdot f_y}{b_f \cdot \gamma_{M0}} = \frac{2 \cdot b_f^3 \cdot t_f \cdot f_y}{12 \cdot b_f \cdot \gamma_{M0}} = \frac{b_f^2 \cdot t_f \cdot f_y}{6 \cdot \gamma_{M0}} \quad (2.30)$$

Hvor

- f_y er materialets flytegrense
- $I_{z,flens}$ er flensens elastiske treghetsmoment om flensens sterke akse
- b_f er profilens bredde
- t_f er flensens tykkelse
- γ_{M0} er en materialfaktor

Bøyekapasiteten om flensens sterke akse kan også skrives som et forhold mellom kraften, F , som gir bøyningen og lengden til profilet. For en innspenning i endene som tillater rotasjon om flensens sterke akse, men hindrer translasjon langs denne aksens blir dette forholdet:

$$M_{z,flens} = \frac{F}{2} \cdot \frac{L}{2} = \frac{F \cdot L}{4} \quad (2.31)$$

Hvor

- F er kraften som gir momentparet som virker i flensene
- L er profilens lengde

Som gir:

$$F = \frac{M_{z,flens} \cdot 4}{L} \quad (2.32)$$

Hvelvningsskapasiteten til en I- eller H-profil kan så bestemmes ut fra avstanden mellom flensene, dette er en elastisk kapasitet:

$$T_{profil,Rd} = F(h - t_f) = \frac{M_{z,flens} \cdot 4}{L} (h - t_f) = \frac{b_f^2 \cdot t_f \cdot f_y}{6 \cdot \gamma_{M0}} \cdot \frac{4}{L} (h - t_f) \quad (2.33)$$

Hvor

- h er profilens høyde

En kan ikke multiplisere søylens hvelvningsskapasitet, også kalt torsjonsskapasitet, med 2 på grunn av opplagring i begge ender slik som det vil bli gjort under for søyleflensen. Dette kommer av at fri opplagring er en av forutsetningene for å beregne hvelvningsskapasiteten.

Torsjon av flensen til en I- eller H-profil:

For uavstivet søyle vil ut-av-planet moment forårsake torsjon av selve søyleflensen. Søyleflensens torsjonsskapasitet kan bestemmes som følger.

For flensen til en I- eller H-profil kan man anta at hvelvningstorsjonskonstanten er så liten at man kan se bort fra hvelvningstorsjon og at St. Venants torsjon er dominerende. En kan derfor for flensen til en I- eller H- profil sette den plastiske torsjonsskapasiteten til:

$$T_{flens.R.d} = \frac{\frac{f_y}{2 \cdot \sqrt{3}} \cdot b_f \cdot t_f^2 \left(1 - \frac{1}{3} \frac{t_f}{b_f}\right)}{\gamma_{M0}} \quad (2.34)$$

I knutepunktene benyttet i denne oppgaven hvor bjelken kommer inn på søylen i midten av søylens høyde og hvor søylen er opplagret for å hindre rotasjon om sentralaksen kan man multiplisere flensens plastiske torsjonsskapasitetene med 2:

$$T_{Søyle.flens.Rd} = 2 \cdot T_{f.Rd} = \frac{\frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot b_f \cdot t_f^2 \left(1 - \frac{1}{3} \frac{t_f}{b_f}\right)}{\gamma_{M0}} \quad (2.35)$$

En kan øke søyleflensens plastiske torsjonsskapasitet ved å ta med bidraget fra den plastiske bøyekapasiteten til søylesteget. Ved å benytte en flytelinje som tar utgangspunkt i boltens plassering på søyleflensen kan man benytte en effektiv bredde, denne vil bli presentert i kapittel 3.5.9. Bøyning av søylesteget øker kapasiteten med:

$$M_{Søyle.steg.Rd} = \frac{f_y \cdot t_s^2 \cdot b_{eff}}{4 \cdot \gamma_{M0}} \quad (2.36)$$

Hvor

- f_y er materialets flytegrense
- t_s er stegets tykkelse
- b_{eff} er den effektive lengden av søylesteget, og vil bli diskutert senere
- γ_{M0} er en materialfaktor

Søyleflensens totale kapasitet mot rotasjon blir da:

$$T_{Søyle.flens.tot.Rd} = T_{Søyle.flens.Rd} + M_{Søyle.steg.Rd} = \frac{\frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot b_f \cdot t_f^2 \left(1 - \frac{1}{3} \frac{t_f}{b_f}\right)}{\gamma_{M0}} + \frac{f_y \cdot t_s^2 \cdot b_{eff}}{4 \cdot \gamma_{M0}} \quad (2.37)$$

Det påpekes at formlene for beregning av torsjonskapasitetene ikke er oppgitt i NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008, men funnet i faglitteratur. Materialfaktoren γ_{M0} er tatt med da dette er en partielle sikkerhetsfaktor gitt ut fra dens myndighets pålagte pålitelighet til konstruksjonen.

Det er ikke sett på torsjonskapasitet av lukkede profiler da dette anses som lite relevant for oppgaven.

2.2.1.6 Bøyning og skjærkraft

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 sier at dersom skjærkraften er mindre enn den halve plastiske skjærkraften så kan man se bort dens virkning på dimensjonerende momentkapasitet. I andre tilfeller bør en redusert momentkapasitet antas å være tverrsnittets dimensjonerende kapasitet med en redusert flytegrense for skjærarealet:

$$(1 - \rho) f_y \quad (2.38)$$

Hvor

$$\rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2 \quad (2.39)$$

Hvor

- V_{Ed} er dimensjonerende skjærkraft
- $V_{pl,Rd}$ er skjærkapasitet

2.2.1.7 Bøyning og aksialkraft

Tverrsnittsklasse 1 og 2:

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 sier at for dobbelsymmetriske I- og H-tverrsnitt eller andre flens-tverrsnitt er det ikke nødvendig å ta hensyn til virkningen av aksialkraft på den dimensjonerende plastiske momentkapasiteten om sterk akse (y-y) hvis begge følgende kriterier er oppfylt:

$$N_{Ed} \leq 0,25 \cdot N_{pl,Rd} \text{ og} \quad (2.40)$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.41)$$

Om svak akse (z-z) er det ikke nødvendig å ta hensyn til virkningen av aksialkraft på den dimensjonerende plastiske momentkapasiteten hvis:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w \cdot t_w \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (2.42)$$

Hvor

- N_{Ed} er dimensjonerende aksiallast
- $N_{pl,Rd}$ er aksial kapasitet
- h_w er høyden på steget
- t_w er tykkelsen på steget
- γ_{M0} er materialfaktoren
- f_y er materialets flytegrense

Videre sier NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 at for standardiserte valsede I- eller H-profiler og for sveiste I- eller H-profiler med flenser der det ikke er nødvendig å ta hensyn til hull for festemidler, kan følgende tilnærmede formler brukes:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0,5a} \quad (2.43)$$

$$\text{men } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (2.44)$$

$$\text{for } n \leq a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad (2.45)$$

$$\text{for } n > a: M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left(1 - \left(\frac{n-a}{1-a}\right)^2\right) \quad (2.46)$$

Hvor

- $n = N_{Ed}/N_{pl,z,Rd}$
- $a = (A-2bt_f)$ men $a \leq 0,5$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 at for toaksial bøyning med aksialkraft kan følgende kriterium brukes:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1 \quad (2.47)$$

Der α og β er konstanter. De kan som sikre verdier antas lik 1,0. eller bestemmes som følger for I- og H-profiler:

$$\alpha = 2 ; \beta = 5n, \text{ der } \beta \geq 1$$

$$\text{der } n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 tar også for seg kombinasjon av bøyning og aksialkraft for tverrsnittsklasse 3 og 4, og for andre profiltyper enn I- og H-profiler. Dette er ikke tatt med da det anses som lite relevant for oppgaven.

2.2.2 Plastifisering av plater

Ved plastifisering av plater utsatt for en tverrlast antas det at all plastisk deformasjon er konsentrert i flytelinjer og at platen forblir elastisk og udeformert i områdene mellom flytelinjene. Kapasiteten til platen bestemmes av den lasten som gjør det mulig for platen å danne en kinematisk mekanisme. Flytelinjemetoden er i likhet med flyteleddmetoden basert på plastisitetsteoriens øvre grense teorem og gir en ikke konservativ løsning med mindre man har antatt den virkelige kinematiske mekanismen. Det er også antatt at forskyvningene er så små at man kan neglisjere membrankreftene i platen når mekanismen dannes. Ref./1/.

Den plastiske momentkapasiteten til en plate er bestemt av tykkelsen og flytegrensen. Momentkapasiteten til plater benevnes per lengdeenhet og er satt til:

$$m_p = f_y \frac{h^2}{4} \left[\frac{N \cdot mm}{mm} \right] \quad (2.48)$$

Hvor:

- f_y er flytegrensen
- h er platetykkelsen

For å finne den totale plastiske momentkapasiteten, M_p , til en plate, må momentkapasiteten multipliseres med den totale lengden på flytelinjene:

$$M_p = m_p \cdot b \quad (2.49)$$

Hvor:

- b er den totale lengden på flytelinjene

Det finnes regler for plater utsatt for tverrlaster i NS-EN 1993-1-7:2007+NA:2009. Dette er ikke tatt med da det anses som lite relevant for oppgaven.

2.3 Konstruksjonsdetaljer

Konstruksjonsdetaljer omhandler rammehjørner, søyleføtter, søylebjelke forbindelser og skøyter av bjelker og søyler. Disse detaljene skal tilfredstille de krav som stilles til styrke, stivhet og duktilitet. De skal videre være enkelt å utføre detaljen på verkstedet og installere den offshore. Ref./1/.

Det skilles hovedsaklig mellom tre ulike typer konstruksjonsdetaljer. Ref./1/:

Leddets forbindelse:

Forbindelse mellom komponentene forutsettes ikke å skulle overføre momenter, og for den statiske analysen kan man anta leddet forbindelse mellom komponentene. Detaljen må utformes slik at den har tilstrekkelig rotasjonskapasitet, slik at den plastiske kapasiteten av de tilstøtende komponentene kan realiseres.

Kontinuerlig forbindelse:

Denne typen detaljer skal ha tilstrekkelig stivhet, slik at lokale deformasjoner i detaljen ikke innvirker på fordelingen av snittkreftene i konstruksjonen. Videre skal detaljen ikke ha mindre kapasitet og duktilitet enn de tilstøtende komponentene.

Semi-kontinuerlig forbindelse:

Forbindelsen har mindre kapasitet enn de tilstøtende komponenter, og den statiske analysen av konstruksjonen skal baseres på forbindelsen lastdeformasjonskarakteristikk. Forbindelsen må ha tilstrekkelig duktilitet til at de plastiske ledd i komponentene kan etableres.

Figur 2.20 viser alternative utforminger for alle tre forbindelsene ved et bjelkesøyleknutepunkt.

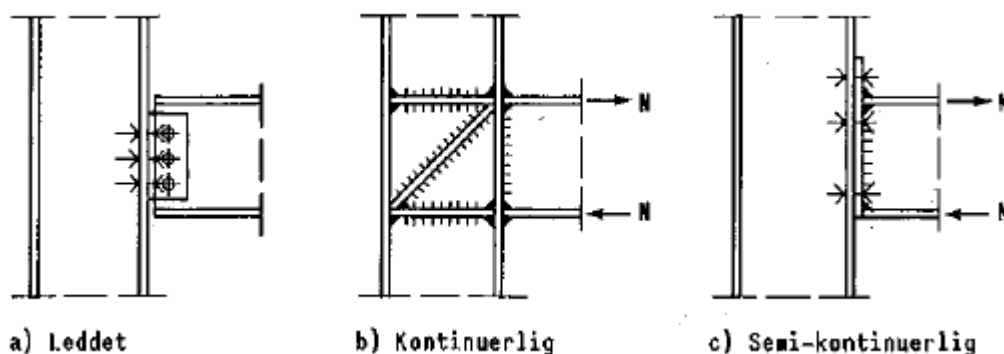


Fig 2.20 Eksempler på klassifisering av søylebjelkeforbindelse

Det er vanlig å benytte plastisitetsteorien når man dimensjonerer konstruksjonsdetaljer, dette kommer av at man ved dimensjonering etter elastisitetsteorien får meget komplisert spenningsfordeling som kun lar seg løse ved bruk av elementmetoder. Ved bruk av plastisitetsteorien må en fortsatt benytte seg av forenklede antakelser for å komme frem til en løsning, for eksempel i tilfeller hvor hevarmvirkning og kontaktrykk blir viktig.

2.3.1 Kapasitet til komponenter i knutepunkt

Ved dimensjonering av knutepunkt presenterer NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 en rekke feilmøder. De feilmødene som er aktuelle for oppgaven er presentert under. Kapasitetene er hentet fra NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009. Det vil bli sett på kapasitetskrav for boltede ensidige bjelkesøyleknutepunkt bestående av I- og H-profiler.

2.3.1.1 Søylesteg i skjær

Skjærkreftene i steget på søylen kommer som en følge av momentet sentrert om bjelkens sterke akse, også kalt i-planet moment.

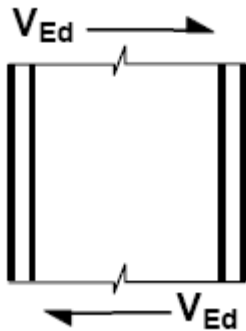


Fig 2.21 Søylesteg i skjær

For en u-avstivet søyleflens hvor stegets slankhet tilfredstiller kravet $d/t_w \leq 69\epsilon$ er den dimensjonerende skjærkapasiteten:

$$V_{wp,Rd} = \frac{0,9f_{y,wc} \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} \quad (2.50)$$

Hvor:

- A_{vc} er stegets skjærareal

Hvor tversgående stivere er benyttet i både trykk- og strekksonen kan den dimensjonerende skjærkapasiteten $V_{wp,Rd}$ økes med $V_{wp,add,Rd}$:

$$V_{wp,add,Rd} = \frac{4M_{pl,fc,Rd}}{d_s} \quad \text{men} \quad V_{wp,add,Rd} \leq \frac{2M_{pl,fc,Rd} + 2M_{pl,st,Rd}}{d_s} \quad (2.51)$$

Hvor:

- d_s er avstanden mellom senterlinjene til avstiverne
- $M_{pl,fc,Rd}$ er det plastiske motstandsmomentet til en søyleflens
- $M_{pl,st,Rd}$ er det plastiske motstandsmomentet til en avstiver

2.3.1.2 Søylesteg utsatt for tversgående trykk

Tversgående trykk på søylesteg påføres på søylen fra en av bjelkens flenser. Kapasitet mot tversgående trykk på søylesteg er det samme som kapasitet mot knekking av søylesteg, såfremt steget knekker før det begynner å flyte.

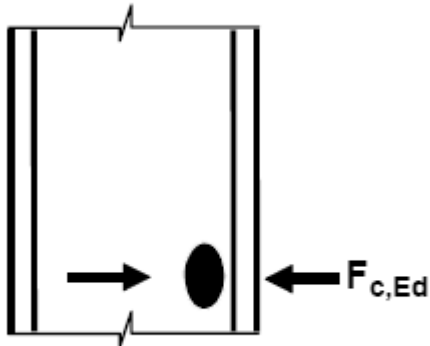


Fig 2.22 Søylesteg utsatt for tversgående trykk

For et steg utsatt for tversgående trykk er den dimensjonerende kapasiteten satt til:

$$F_{c,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad \text{men} \quad F_{c,wc,Rd} \leq \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M1}} \quad (2.53)$$

$$(2.54)$$

Hvor

- ω er en reduksjonsfaktor for de mulige effektene ved interaksjon av skjær i søylesteget i henhold til Tabell 2.7
- $b_{eff,c,wc}$ er den effektive bredden på søylesteget i trykk, for en boltet endeplateforbindelse; $b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 2\sqrt{2} \cdot a_p + 5(t_{fc} + s) + s_p$
 - s_p er lengden en får ved utbredelse 45° gjennom endeplaten (minimum t_p , og, forutsatt at lengden av endeplaten under bjelkeflensen er tilstrekkelig, opp til $2t_p$).
 - For valsede I og H søyler: $s = r_c$
 - Resten av parametrene er vist i figur 2.23.
- ρ er reduksjonsfaktoren for plateknekkning:
 - $\bar{\lambda}_p \leq 0,72$: $\rho = 1,0$
 - $\bar{\lambda}_p > 0,72$: $\rho = (\bar{\lambda}_p - 0,2) / \bar{\lambda}_p^2$
 - $\bar{\lambda}_p$ er plateslankheten gitt ved: $\bar{\lambda}_p = 0,932 \sqrt{\frac{b_{eff,c,wc} \cdot d_{wc} \cdot f_{y,wc}}{E \cdot t_{wc}}}$
 - $d_{wc} = h_c - 2(t_{fc} + r_c)$ for valsede I og H søyler.
- k_{wc} er en reduksjonsfaktor som benyttes når de maksimale langsgående spenningene, $\sigma_{com,Ed}$, grunnet aksial kraft eller bøyemoment i søylen overstiger $0,7f_{y,wc}$ i steget:
 - når $\sigma_{com,Ed} \leq 0,7f_{y,wc}$: $k_{wc} = 1$
 - når $\sigma_{com,Ed} > 0,7f_{y,wc}$: $k_{wc} = 1,7 - \sigma_{com,Ed} / f_{y,wc}$

Tabell 2.7 Reduksjonsfaktor ω for interaksjon med skjær

Overføringsparameter β	Reduksjonsfaktor ω
$0 \leq \beta \leq 0,5$	$\omega = 1$
$0,5 < \beta < 1$	$\omega = \omega_1 + 2(1 - \beta)(1 - \omega_1)$
$\beta = 1$	$\omega = \omega_1$
$1 < \beta < 2$	$\omega = \omega_1 + (\beta - 1)(\omega_2 - \omega_1)$
$\beta = 2$	$\omega = \omega_2$
$\omega_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + 1,3(b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$	$\omega_2 = \frac{1}{\sqrt{1 + 5,2(b_{\text{eff},c,wc} t_{wc} / A_{vc})^2}}$
A_{vc} er søylens skjærareal, se 6.2.6.1; β er overføringsparameteren, se 5.3(7).	

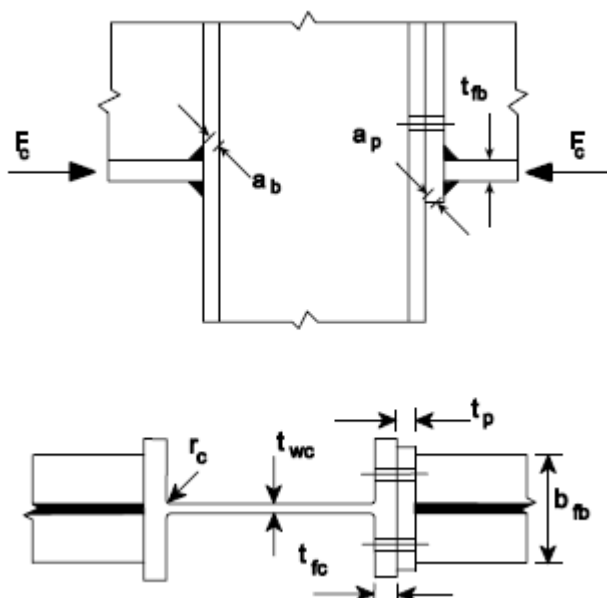


Fig 2.23 Tversgående kompresjon av et u-avstivet søylesteg ved bruk av valsede profiler. Venstre side av søylen viser sveist knutepunkt, høyre side viser boltet endeplateforbindelse.

2.3.1.3 Søylesteg utsatt for tversgående strekk

Tversgående strekk på søylen påføres fra en av bjelkens flenser. Kapasiteten mot tversgående strekk i søylesteg angir når steget flyter.

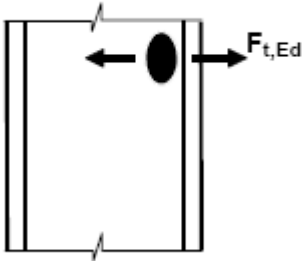


Fig 2.24 Søylesteg utsatt for tversgående strekk

For et u-avstivet steg utsatt for strekk er den dimensjonerende kapasiteten satt til:

$$F_{t,wc,Rd} = \frac{\omega \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc}}{\gamma_{M0}} \quad (2.55)$$

Hvor

- ω er en reduksjonsfaktor for de mulige effektene ved interaksjon av skjær i søylesteg i henhold til Tabell 2.6
- $b_{eff,c,wc}$ er den effektive bredden på søylesteg i trykk, for en boltet endeplateforbindelse settes lik den effektive lengden til den tilsvarende T-forbindelse (*Engelsk: "T-stub"*)
- t_{wc} er tykkelsen på søylesteg

2.3.1.4 Søyelflens og endeplate utsatt for bøyning

Punktbelastede søyelflenser vil typisk være en del av et boltet bjelkesøylenutepunkt bestående av I- eller H-profiler hvor en har strekkbelastede skruer. Dersom en dimensjonerer slik at brudd ikke oppstår i skruene først, er kapasiteten begrenset av flensens eller endeplatens momentkapasitet i en flytelinjemekanisme. Figur 2.25 viser tre mulige flytemekanismer for en uavstivet søyelflens med seks strekkbelastede skruer. Ref./1/.

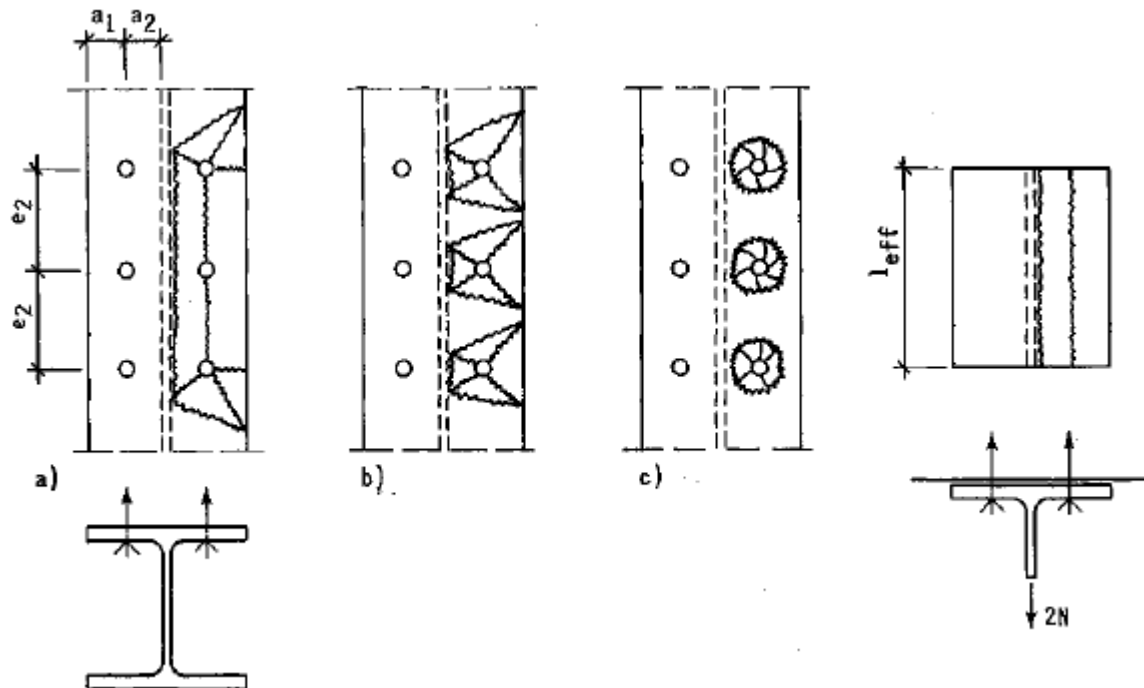


Fig 2.25 U-avstivet søyelflens belastet av strekkpåkjennte skruer

I stedet for å gjennomføre flytelinjeberegninger for hver av de mulige mekanismene, har Eurokode 3 ved å ta utgangspunkt i en T-forbindelse utsatt for strekk i avsnitt 2.1.3.3, og gitt denne en effektiv lengde slik at dens kapasitet blir identisk med den svakeste mekanismen. Ref./1/. Dette medfører at Eurokode 3 er konservativ i motsetning til øvre grenseteorem som er ikke-konservativt. En tar også utgangspunkt i T-forbindelse utsatt for strekk ved dimensjonering av endeplate.

Som vist i avsnitt 2.1.3.3 er det tre mulige bruddformer, NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 deler disse inn i:

- Mode 1: Full flyt i flensen
- Mode 2: Brudd i bolt og flyt i flensen
- Mode 3: Brudd i bolt

Tabell 2.8 viser kapasiteten $F_{T,Rd}$ til flensen til T-forbindelser. Denne tabellen benyttes til å beregne kapasiteten til søyelflens ved bøyning, endeplatebøyning, flensklammer ved bøyning og baseplate ved bøyning under strekk. I denne oppgaven vil det bli sett på kapasitet til søyelflens og endeplate.

Tabell 2.8 Kapasiteten $F_{T,Rd}$ til en T-forbindelse flens.

	Hevarkrefter kan opptre, dvs. $L_b \leq L_b^*$		Ingen hevarkrefter
Bruddform 1	Metode 1	Metode 2 (alternativ metode)	$F_{T,1-2,Rd} = \frac{2M_{pl,1,Rd}}{m}$
uten bakplate	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$	
med bakplate	$F_{T,1,Rd} = \frac{4M_{pl,1,Rd} + 2M_{bp,Rd}}{m}$	$F_{T,1,Rd} = \frac{(8n - 2e_w)M_{pl,1,Rd} + 4nM_{bp,Rd}}{2mn - e_w(m+n)}$	
Bruddform 2	$F_{T,2,Rd} = \frac{2M_{pl,2,Rd} + n\Sigma F_{t,Rd}}{m+n}$		
Bruddform 3	$F_{T,3,Rd} = \Sigma F_{t,Rd}$		

Bruddform 1: Fullstendig flytning i flensen

Bruddform 2: Skrueruidd sammenfallende med flytning i flensen

Bruddform 3: Skrueruidd

L_b er - skruens tøyningsslengde som settes lik klemlengden (summen av godstykkelelene og tykkelsen av underlagsskivene), pluss halve summen av skruhodets høyde og mutterhøyden
 - tøyningsslengden av fundamentbolten som settes lik 8 ganger nominell skruediameter pluss summen av tykkelsen av injeksjonslaget, fotplaten, underlagsskive og halve mutterhøyden

$$L_b^* = \frac{8,8m^3 A_s n_b}{\Sigma l_{eff,1} t_f^3}$$

$F_{T,Rd}$ er dimensjonerende strekkapasitet i et T-stykket flens

Q er hevakraften

$$M_{pl,1,Rd} = 0,25 \Sigma l_{eff,1} t_f^2 f_y / \gamma_{MO}$$

$$M_{pl,2,Rd} = 0,25 \Sigma l_{eff,2} t_f^2 f_y / \gamma_{MO}$$

$$M_{bp,Rd} = 0,25 \Sigma l_{eff,t_{bp}} t_{bp}^2 f_{y,bp} / \gamma_{MO}$$

$n = e_{min}$ men $n \leq 1,25m$

n_b er antall skruerader (med 2 skruer per rad)

$F_{t,Rd}$ er dimensjonerende strekkapasitet i en skruer, se tabell 3.4;

$\Sigma F_{t,Rd}$ er summen av $F_{t,Rd}$ for alle skruene i T-stykket;

$\Sigma l_{eff,1}$ er verdien av Σl_{eff} for bruddform 1;

$\Sigma l_{eff,2}$ er verdien av Σl_{eff} for bruddform 2;

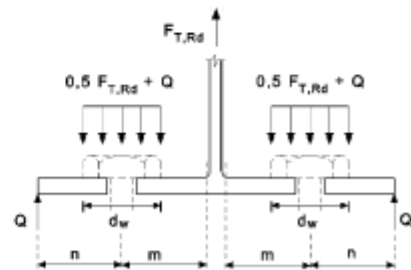
e_{min} , m og t_f er som angitt på figur 6.2;

$f_{y,bp}$ er bakplatens flytegrense;

t_{bp} er bakplatens tykkelse;

$e_w = d_w / 4$;

d_w er underlagsskivens diameter eller hjørneavstanden på skruhodet eller mutteren, avhengig av hva som er relevant.



MERKNAD 1 Ved skruddet bjelke-søyle-forbindelser eller bjelkeskjøter kan det forutsettes at det oppstår hevarkrefter.

MERKNAD 2 I metode 2 forutsettes det at den skruerkraften som virker på T-stykkets flens, er jevnt fordelt under underlagsskivene, skruhodet eller mutteren, avhengig av hva som er aktuelt, se figur, og at det ikke opptrer en konsentrert kraft i skruens senterlinje. Denne forutsetningen fører til en høyere bæreevne for bruddform 1, mens verdiene for $F_{T,1-2,Rd}$ og bruddform 2 og 3 forblir uendret.

Søyleflens

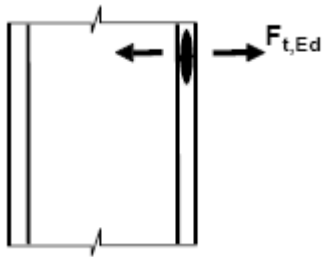


Fig 2.26 søyleflens utsatt for bøyning

Når en ser på søyleflensens kapasitet mot bøyning på tvers er det tre forskjellige tilfeller man ser på :

1. Uavstivet søyleflens, boltet forbindelse
2. Avstivet søyleflens, med boltet endeplate eller flensklamp.
3. Uavstivet søyleflens, sveist forbindelse

Det vil her bli sett på boltet forbindelse med avstivet og uavstivet søyleflens da disse er mest relevante for oppgaven.

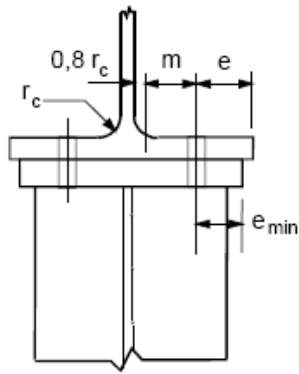
Uavstivet søyleflens, boltet forbindelse:

Kapasiteten og bruddmoden for å motstå strekk finnes likt som for en T-flens for både individuelle og grupper av skruerader. Kapasitetene settes i henhold til tabell 2.7

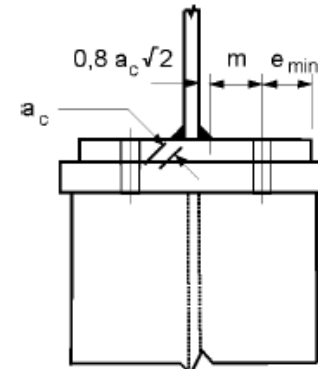
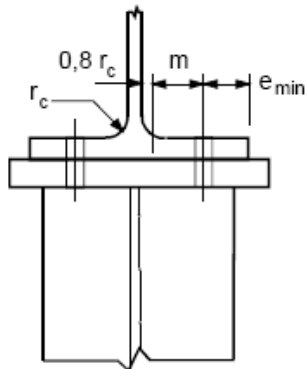
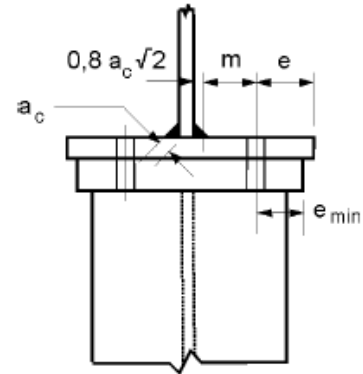
- Dimensjonene e_{\min} og m hentes fra figur 2.27
- Den effektive lengden bestemmes for de individuelle skrueradene og skruegruppene ut fra tabell 2.9

Tabell 2.9 Effektive lengder for uavstivede søyleflenser

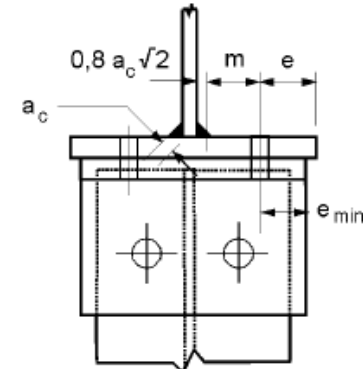
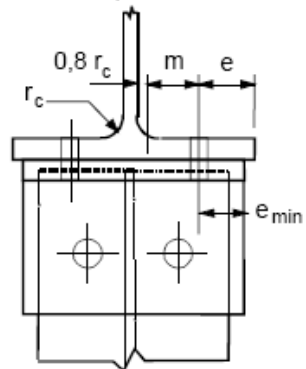
Plassering av skruerad	Skruerad betraktet som en enkeltstående rad		Skruerad betraktet som del av en gruppe av skruerader	
	Sirkulært mønster $l_{eff,cp}$	Ikke-sirkulært mønster $l_{eff,no}$	Sirkulært mønster $l_{eff,cp}$	Ikke-sirkulært mønster $l_{eff,no}$
Indre skruerad	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Ytre skruerad	Den minste av: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	Den minste av: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	Den minste av: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	Den minste av: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Bruddform 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ men $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ men $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Bruddform 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	
e_1 er avstanden fra senter av den siste skrueraden ved siden av en stiver for en søyleflens målt i retning av søyleprofilets akse (se rad 1 og rad 4 i figur 6.9).				



a) Welded end-plate narrower than column flange.



b) Welded end-plate wider than column flange.



c) Angle flange cleats.

Fig 2.27 Definisjon av e , e_{min} , r_c og m

Avstivet søyleflens, boltet forbindelse:

Kapasiteten og bruddmoden for å motstå strekk finnes likt som for en T-flens for både individuelle og grupper av skruerader. Kapasitetene settes i henhold til tabell 2.7

- Dimensjonene e_{min} og m hentes fra figur 2.27
- Den effektive lengden bestemmes for de individuelle skrueradene og skruegruppene ut fra tabell 2.10. Verdiene på α for bruk i tabell 2.10 hentes fra figur 2.29
- Gruppene av bolterader på hver side av en avstiver skal kapasitetssjekkes separat for hver ekvivalente T. Se figur 2.28

Tabell 2.10 Effektive lengder for avstivede søyleflenser

Plassering av skruerad	Skruerad betraktet som en enkeltstående rad		Skruerad betraktet som del av en gruppe av skruerader	
	Sirkulært mønster $l_{eff,cp}$	Ikke-sirkulært mønster $l_{eff,no}$	Sirkulært mønster $l_{eff,cp}$	Ikke-sirkulært mønster $l_{eff,no}$
Indre skruerad ved siden av en stiver	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0,5p + \alpha m - (2m + 0,625e)$
Øvrige indre skruerader	$2\pi m$	$4m + 1,25e$	$2p$	p
Øvrige ytre skruerader	Den minste av: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	Den minste av: $4m + 1,25e$ $2m + 0,625e + e_1$	Den minste av: $\pi m + p$ $2e_1 + p$	Den minste av: $2m + 0,625e + 0,5p$ $e_1 + 0,5p$
Ytre skruerad ved siden av en stiver	Den minste av: $2\pi m$ $\pi m + 2e_1$	$e_1 + \alpha m - (2m + 0,625e)$	ikke relevant	ikke relevant
For bruddform 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ men $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ men $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
For bruddform 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	

α bør tas fra figur 6.11.
 e_1 er avstanden fra senter av den siste skrueraden ved siden av en stiver for en søyleflens målt i retning av søyleprofilens akse (se rad 1 og rad 4 i figur 6.9).

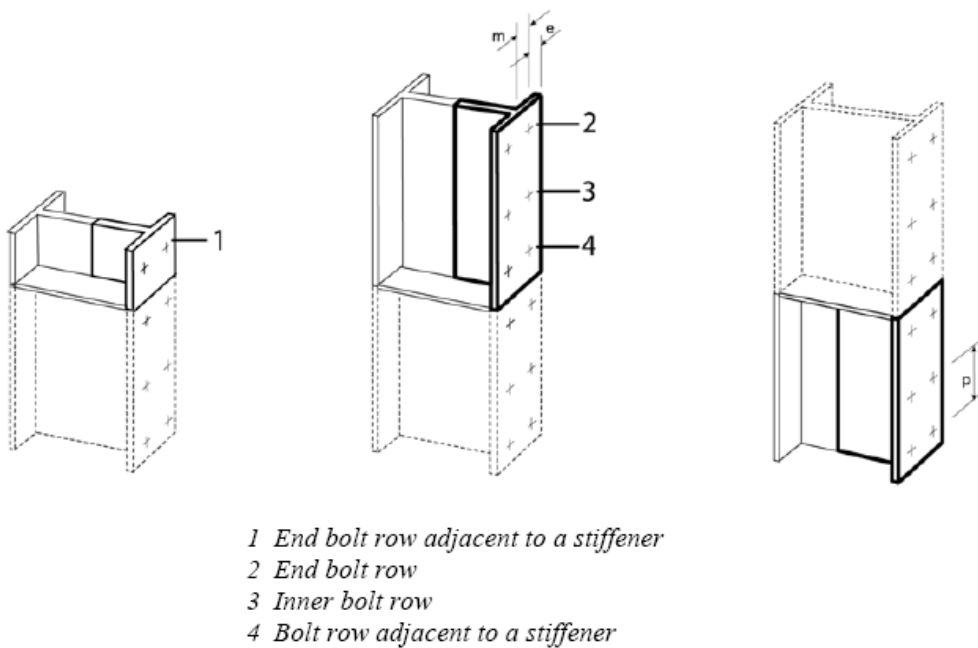


Fig 2.28 Modell av en avstivet søyleflens som separat T-forbindelse.

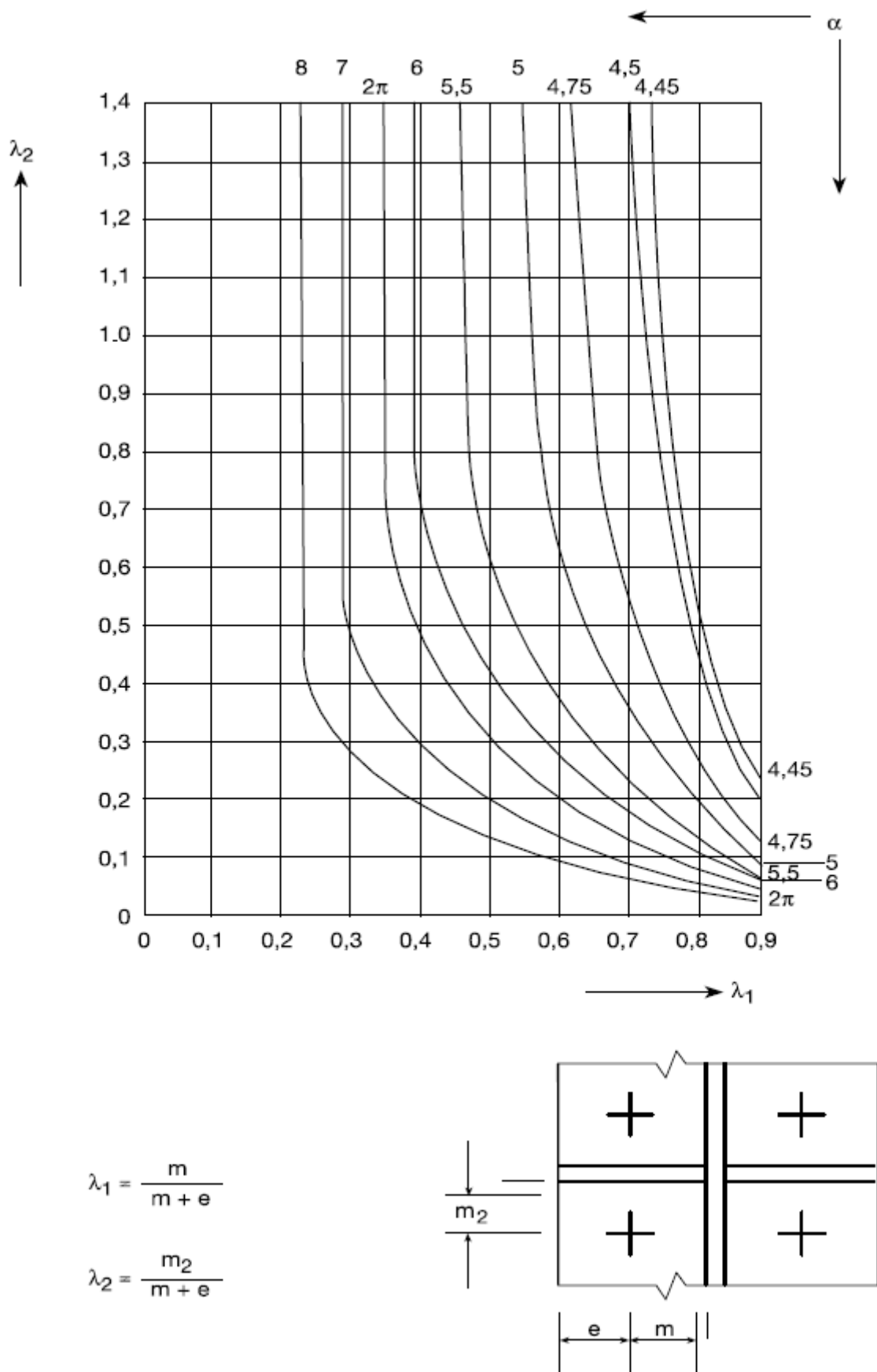


Fig 2.29 Verdier på α for avstivede søyleflenser og endeplater.

Endeplate utsatt for bøyning

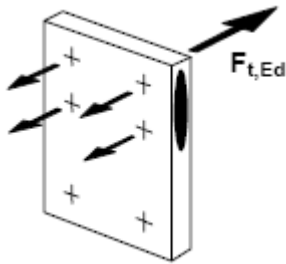


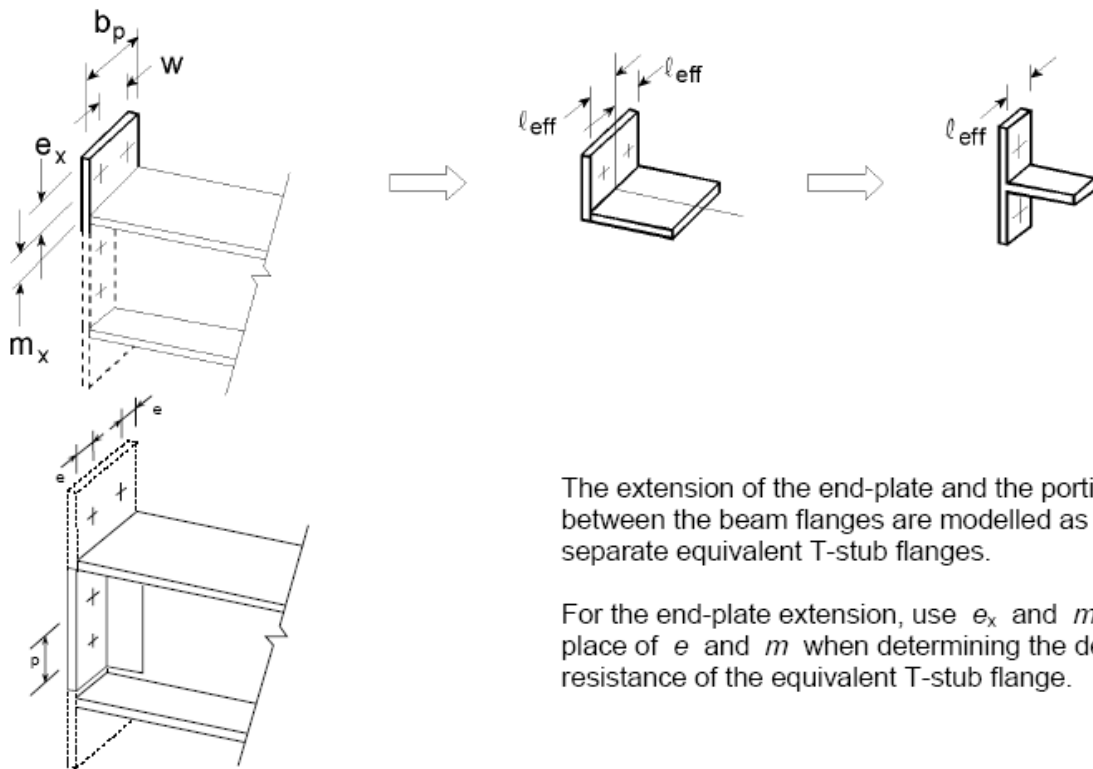
Fig 2.30 Endeplate utsatt for bøyning

Kapasiteten og bruddmoden for å motstå strekk finnes likt som for en T-flens for både individuelle og grupper av skruerader. Kapasitetene settes i henhold til tabell 2.8

- Dimensjonen e_{\min} hentes fra figur 2.27. For endeplateforlengelsen skal e_{\min} settes lik e_x fra figur 2.31, m og m_x hentes og fra figur 2.31.
- Den effektive lengden bestemmes for de individuelle skrueradene og skruegruppene ut fra tabell 2.11.
- Gruppene av bolterader på hver side av en avstiver skal kapasitetssjekkes separat for hver ekvivalent T. Se figur 2.31

Tabell 2.11 Effektive lengder for en endeplate

Plassering av skruerad	Skruerad betraktet som en enkeltstående rad		Skruerad betraktet som del av en gruppe av skruerader	
	Sirkulært mønster $l_{eff,cp}$	Ikke-sirkulært mønster $l_{eff,no}$	Sirkulært mønster $l_{eff,cp}$	Ikke-sirkulært mønster $l_{eff,no}$
Ytre skruerad ved siden av bjelkens strekkflens	Den minste av: $2\pi m_x$ $\pi m_x + w$ $\pi m_x + 2e$	Den minste av: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$	—	—
Indre skruerad ved siden av bjelkens strekkflens	$2\pi m$	αm	$\pi m + p$	$0,5p + \alpha m$ $-(2m + 0,625e)$
Øvrige indre skruerader	$2\pi m$	$4m + 1,25 e$	$2p$	p
Øvrige ytre skruerader	$2\pi m$	$4m + 1,25 e$	$\pi m + p$	$2m + 0,625e + 0,5p$
Bruddform 1:	$l_{eff,1} = l_{eff,nc}$ men $l_{eff,1} \leq l_{eff,cp}$		$\sum l_{eff,1} = \sum l_{eff,nc}$ men $\sum l_{eff,1} \leq \sum l_{eff,cp}$	
Bruddform 2:	$l_{eff,2} = l_{eff,nc}$		$\sum l_{eff,2} = \sum l_{eff,nc}$	
α bør tas fra figur 6.11.				



The extension of the end-plate and the portion between the beam flanges are modelled as two separate equivalent T-stub flanges.

For the end-plate extension, use e_x and m_x in place of e and m when determining the design resistance of the equivalent T-stub flange.

Fig 2.31 Modell av en forlenget endeplate som separat T

2.3.1.5 Bjelkeflens og -steg i trykk

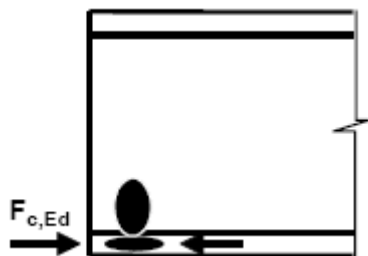


Fig 2.32 Bjelkeflens og -steg i trykk

Resultanten av kapasiteten til bjelkeflensen og den tilstøtende trykksonen til bjelkesteget kan antas å virke i trykksenteret. Figur 2.33 viser trykksenteret for forskjellige tilfeller av et bjelkesøyleknutepunkt.

NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 setter kapasiteten til bjelkeflens og -steg i trykk til:

$$F_{c,ft,Rd} = M_{c,Rd} / (h - t_{fb}) \quad (2.56)$$

Hvor

- h er dybden til bjelken
- $M_{c,Rd}$ er momentkapasiteten til bjelkens tverrsnitt, redusert hvis nødvendig for skjær. Se avsnitt 2.2.1.6.
- t_{fb} er bjelkeflensens tykkelse

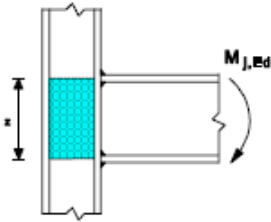
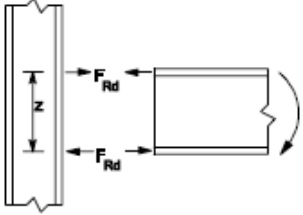
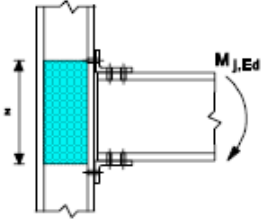
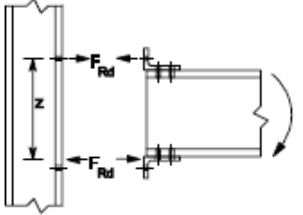
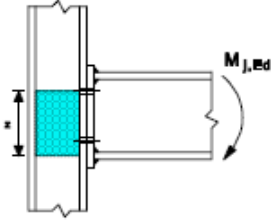
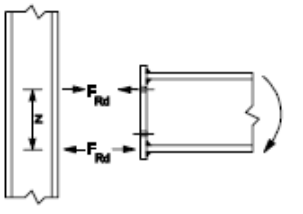
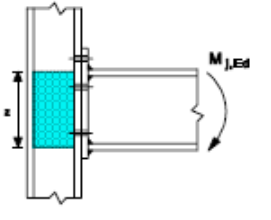
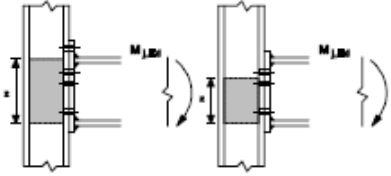
Type forbindelse	Trykksenter	Momentarm	Fordeling av krefter
a) Sveist forbindelse 	I trykkflensens middelplan	$z = h - t_{fb}$ h er høyden til den innfestede-bjelken t_{fb} er bjelkeflensens tykkelse	
b) Skrudd forbindelse med vinkelbraketter 	I middelplanet til vinkelbeinet på trykkflensen	Avstanden fra trykksenteret til skrueraden med strekk	
c) Skrudd forbindelse der endeplaten har bare én skrueraden med strekk 	I trykkflensens middelplan	Avstanden fra trykksentret til skrueraden med strekk	
d) Skrudd forbindelse med forlengt endeplate med bare to skruerader med strekk 	I trykkflensens middelplan	På den sikre side kan z settes lik avstanden mellom trykksenteret og skrueradenes tyngdepunkt	
e) Andre skrudde forbindelser der endeplaten har to eller flere skruerader med strekk 	I trykkflensens middelplan	Kan tilnærmet settes lik avstanden mellom trykksenteret og tyngdepunktet til de to ytterste skrueradene med strekk	En mer nøyaktig verdi for momentarmen z er z_{eq} , som kan bestemmes som vist i 6.3.3.1

Fig 2.33 Trykksenter, momentarm z og distribusjon av krefter for å bestemme momentkapasiteten $M_{j,Rd}$.

2.3.1.6 Bjelkesteg i strekk

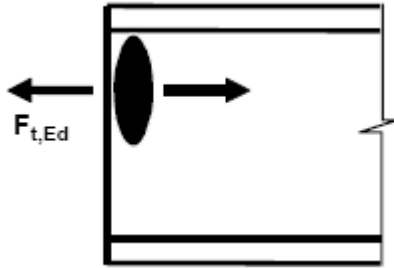


Fig 2.34 Bjelkesteg i strekk

Ved en boltet endeplateforbindelse setter NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 kapasiteten mot strekk i bjelkesteg til:

$$F_{t,wb,Rd} = b_{eff,t,wb} \cdot t_{wb} \cdot f_{y,wb} / \gamma_{M0} \quad (2.57)$$

Den effektive bredden, $b_{eff,t,wb}$, til bjelkesteg i strekk settes lik den effektive lengden av den ekvivalente T-forbindelsen som representerer endeplatebøyning, se avsnitt 2.3.1.4. Bjelkesteg i strekk er ikke relevant for bolterad i eventuelt utstikkende del av endeplaten.

2.3.1.7 Skruer

Designkrav og kapasiteter for skruer i skjær, strekk, kombinasjon av skjær og strekk og hullkantrykk er presentert i kapittel 2.1.1.

Kapasiteter for friksjonsforbindelser er presentert i kapittel 2.1.2.

Beregning av skruegrupper er presenter i kapittel 2.1.3.

2.3.1.8 Sveis

Designkrav for sveiser og sveisegrupper er presentert i kapittel 2.1.4.

2.3.2 Momentkapasitet i bjelkesøyleknutepunkt

NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 har regler for momentkapasiteten i et bjelkesøyleknutepunkt. Det vil her bli sett på kapasiteten til et bjelkesøyleknutepunkt med boltet endeplateforbindelse, da dette anses mest aktuelt for oppgaven.

NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 setter momentkapasiteten til et bjelkesøyleknutepunkt med boltet endeplateforbindelse til:

$$M_{j,Rd} = \sum_r h_r \cdot F_{tr,Rd} \quad (2.58)$$

Hvor:

- $F_{tr,Rd}$ er den effektive kapasiteten mot strekk til skruerad r
- h_r er distansen fra skruerad r til trykksenteret, se figur 2.33
- r er skrueradnummeret

1) Den effektive kapasiteten mot strekk $F_{tr,Rd}$ for hver skruerad skal bestemmes i sekvens fra skruerad 1, skrueraden lengst fra kompresjonscenteret, så vider til skruerad 2 osv.

2) Når en bestemmer den effektive kapasiteten mot strekk, $F_{tr,Rd}$, til skruerad r, skal den effektive kapasiteten mot strekk til alle andre skruerader nærmere trykksenteret ignoreres.

3) Den effektive kapasiteten mot strekk, $F_{tr,Rd}$, til skruerad r skal være lik den effektive kapasiteten mot strekk, $F_{t,Rd}$, som en individuell skruerad.

4) Den effektive kapasiteten mot strekk, $F_{tr,Rd}$, til skruerad r tatt som individuell skruerad skal være lik den minste verdien av den effektive kapasiteten mot strekk for en individuell skruerad for følgende komponenter:

- søylesteget i strekk
- søyleflensen utsatt for bøyning
- endeplaten utsatt for bøyning
- bjelkeflensen i strekk

5) Den effektive kapasiteten mot strekk, $F_{tr,Rd}$, til skruerad r skal, hvis nødvendig, reduseres lavere enn verdien til $F_{t,Rd}$ (gitt i punkt 3 over) for å sikre, når alle skruerader opp til og med skruerad r er tatt med, at følgende betingelser er tilfredstilt:

- den totale kapasiteten $\sum F_{t,Rd}$ er mindre eller lik søylesteget i skjær delt på transformasjonsparameter β , som er lik 1 for et ensidig bjelkesøyleknutepunkt som er benyttet i oppgaven.
- den totale kapasiteten $\sum F_{t,Rd}$ ikke overstiger den laveste av:
 - kapasiteten til søylesteget i trykk
 - kapasiteten til bjelke- flens og steg i trykk

6) Den effektive kapasiteten mot strekk, $F_{tr,Rd}$, til skruerad r skal, hvis nødvendig, reduseres lavere enn verdien til $F_{t,Rd}$ (gitt i punkt 3 over) for å sikre at summen av kapasitetene til skrueradene opp til og med skruerad r som danner den samme gruppen av skruerader, ikke

overstiger den samlede kapasiteten til den skruegruppen som en enhet. Dette skal sjekkes for følgende komponenter:

- Søyلةsteget i strekk
- Søyلةflensen utsatt for bøyning
- Endeplaten utsatt for bøyning
- Bjelkesteget i strekk

7) Der den effektive kapasiteten $F_{tx,Rd}$ for en av de tidligere skrue radene x er større enn $1,9 F_{t,Rd}$, skal den effektive kapasiteten $F_{tr,Rd}$ for bolterad r reduseres, hvis nødvendig, for å sikre at:

$$F_{tr,Rd} \leq F_{tx,Rd} \cdot h_r / h_x \quad (2.59)$$

Hvor:

- h_x er avstanden fra bolterad x til trykksenteret
- x er bolteraden lengst fra trykksenteret som har en kapasitet høyere enn $1,9 F_{t,Rd}$.

2.4 Rotasjon av knutepunkt

For en global analyse er det vanlig å beregne sammenføyningens momentrotasjonskarakteristikk, knutepunktets duktilitet eller oppførsel før momentkapasiteten er oppnådd. Dette finner man ved å beregne rotasjonsstivheten til knutepunktet. Ved globale plastiske analyser er det nødvendig å beregne rotasjonskapasiteten for knutepunktet for å sikre at dette har tilstrekkelig duktilitet til å oppnå plastisk ledd. Ref./7/.

Da oppgaven tar for seg boltet endeplateforbindelse med to bolterader, vil det bare bli sett på det som er aktuelt for tilfellet hvor en har en bolterad i strekk.

2.4.1 Rotasjonsstivhet

Rotasjonsstivheten beregnes etter at momentkapasiteten er bestemt. En benytter rotasjonskapasiteten for å si noe om knutepunktets duktilitet eller oppførsel før momentkapasitet er oppnådd. Rotasjonsstivheten tilhører først og fremst det elastiske området ved en global analyse, men ved bruk av metode beskrevet i NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 kan man også estimere stivhet i det plastiske området. Ref./7/.

Rotasjonsstivheten bestemmes av fleksibiliteten til komponenter i forbindelsen, representert ved en elastisk stivhetskoeffisient, k_i , for hver komponent. Beregningsmetoden kalles derfor "komponent-fjær" metoden. For bjelkeskjøter og bjelkesøyleforbindelser hvor aksiallasten i bjelken er mindre enn 5% av bjelkens plastiske kapasitet setter NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 rotasjonsstivheten til: Ref./7/.

$$S_j = \frac{E \cdot z^2}{\mu \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (2.60)$$

Hvor:

- k er stivhetskoeffisienten for komponent i
- z er momentarmen, se figur 2.33
- μ er stivhetsforholdet $S_{j,ini}/S_j$ beskrevet under

S_j er rotasjonsstivheten ved en gitt momentbelastning $M_{j,Ed}$ og $S_{j,ini}$ er den initiale stivheten til sammenføyningen uten belastning. Disse beregningsmessige stivhetene er illustrert i figur 2.35.

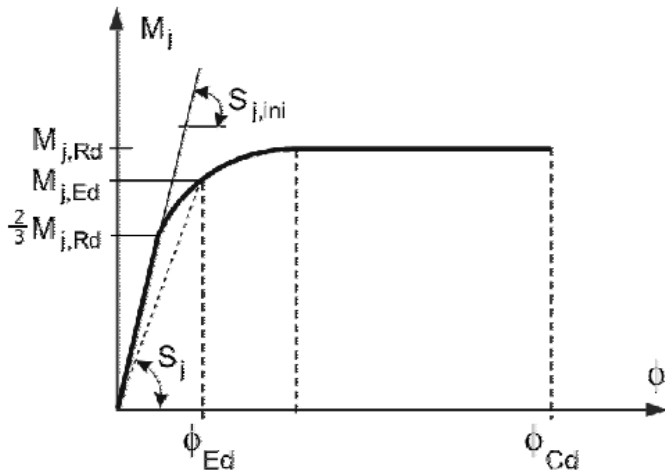


Fig 2.35 Rotasjonsstivhet og initial rotasjonsstivhet til en sammenføyning

Stivhetsforholdet μ bestemmes av følgende:

- Hvis $M_{j,Ed} \leq 2/3 M_{j,Rd}$: $\mu=1$
- Hvis $2/3 M_{j,Rd} \leq M_{j,Ed} \leq M_{j,Rd}$: $\mu=(1,5M_{j,Ed}/M_{j,Rd})^\psi$

Hvor $\psi = 2,7$ for en boltet endeplate.

Tabell 2.12 og 2.13 viser henholdsvis hvilke stivhetskoeffisienter en skal ta i betraktning for endeplateforbindelser og hvilke stivhetskoeffisient som tilhører hvilke komponent.

Tabell 2.12 Knutepunkt med boltet endeplateforbindelse eller boltet søylefot

Bjelke-søyle-forbindelser med skrudde endeplater	Antall skruerader med strekk	Stivhetskoeffisientene k_i som det skal tas hensyn til
Ensidig	En	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_5; k_{10}$
	To eller flere	$k_1; k_2; k_{eq}$
Tosidige – like og motstående momenter	En	$k_2; k_3; k_4; k_5; k_{10}$
	To eller flere	$k_2; k_{eq}$
Tosidige – ulike momenter	En	$k_1; k_2; k_3; k_4; k_5; k_{10}$
	To eller flere	$k_1; k_2; k_{eq}$
Bjelkeskjøter med skrudde endeplater	Antall skruerader med strekk	Stivhetskoeffisientene k_i som det skal tas hensyn til
Tosidige – like og motstående momenter	En	k_5 [venstre]; k_5 [høyre]; k_{10}
	To eller flere	k_{eq}
Fotplateforbindelser	Antall skruerader med strekk	Stivhetskoeffisientene k_i som det skal tas hensyn til
Fotplateforbindelser	En	$k_{13}; k_{15}; k_{16}$
	To eller flere	$k_{13}; k_{15}$ og k_{16} for hver skruerad

Tabell 2.13 Stivhetskoeffisienter for knutepunktskomponenter

Basis-komponent	Stivhetskoeffisient k_i	
Stegpanel i søyle, påkjent av skjær	Uavstivet ensidig knutepunkt eller tosidig knutepunkt med tilnærmet like bjelkehøyder	avstivet
	$k_1 = \frac{0,38A_{VC}}{\beta z}$	$k_1 = \infty$
	z er momentarmen fra figur 6.15; β er overføringsparameteren fra 5.3(7).	
Søylesteg påkjent av trykk	uavstivet	avstivet
	$k_2 = \frac{0,7 b_{\text{eff},c,wc} t_{wc}}{d_c}$	$k_2 = \infty$
	$b_{\text{eff},c,wc}$ er effektiv bredde ved trykk etter 6.2.6.2	
Søylesteg påkjent av strekk	avstivet eller uavstivet skruerforbindelse med én enkelt skruerad med strekk eller uavstivet sveist forbindelse	avstivet sveist forbindelse
	$k_3 = \frac{0,7 b_{\text{eff},t,wc} t_{wc}}{d_c}$	$k_3 = \infty$
	$b_{\text{eff},t,wc}$ er effektiv bredde av søylesteget med strekk etter 6.2.6.3. For et knutepunkt med én enkelt skruerad med strekk bør $b_{\text{eff},t,wc}$ settes lik den minste av de effektive lengdene $l_{e\pi}$ (individuellt eller som del av en gruppe av skruerader) gitt for denne skrueraden i tabell 6.4 (for en uavstivet søyleflens) eller tabell 6.5 (for en avstivet søyleflens).	
Søyleflens påkjent av bøyning (for én enkelt skruerad med strekk)	$k_4 = \frac{0,9 l_{\text{eff}} t_{fc}^3}{m^3}$ $l_{e\pi}$ er den minste av de effektive lengdene (individuellt eller som del av en skruergruppe) for denne skrueraden i tabell 6.4 for en uavstivet søyleflens eller i tabell 6.5 for en avstivet søyleflens; m er som definert på figur 6.8.	
Endeplate påkjent av bøyning (for én enkelt skruerad under strekk)	$k_5 = \frac{0,9 l_{\text{eff}} t_p^3}{m^3}$ $l_{e\pi}$ er den minste av de effektive lengdene (individuellt eller som del av en gruppe av skruerader) som er gitt for denne skrueraden i tabell 6.4; m er definert generelt på figur 6.11, men for en skruerad plassert i den utstående delen av en forlenget endeplate $m = m_x$, der m_x er som definert på figur 6.10.	
Vinkelbrakett påkjent av bøyning	$k_6 = \frac{0,9 l_{\text{eff}} t_a^3}{m^3}$ $l_{e\pi}$ er effektiv lengde av vinkelbraketten på figur 6.12; m er som definert på figur 6.13.	

Tabell 2.13 Stivhetskoeffisienter for knutepunktskomponenter fortsetter

Basis-komponent	Stivhetskoeffisient k_i	
Skruer påkjent av strekk (for én enkelt skruerad)	$k_{10} = 1,6A_s / L_b$ forspent eller ikke forspent L_b er skruens tøyningsslengde som settes lik klemlengden (den totale godstykkelsen med underlagsskivene), pluss halve summen av skruehodets høyde og mutterhøyden.	
Skruer påkjent av skjær	ikke forspent	forspent ^{*)}
	k_{11} (eller $k_{17}) = \frac{16n_b d^2 f_{ub}}{E d_{M16}}$	$k_{11} = \infty$
	d_{M16} er nominell diameter av en M16-skrue; n_b er antall skruerader med avskjæring.	
Skruer påkjent av hullkantrykk (for hver basis-komponent j der skruene virker)	ikke forspent	forspent ^{*)}
	k_{12} (eller $k_{18}) = \frac{24n_b k_b k_t d f_u}{E}$	$k_{12} = \infty$
	$k_b = k_{b1}$ men $k_b \leq k_{b2}$ $k_{b1} = 0,25 e_b / d + 0,5$ men $k_{b1} \leq 1,25$ $k_{b2} = 0,25 \rho_b / d + 0,375$ men $k_{b2} \leq 1,25$ $k_t = 1,5 t_j / d_{M16}$ men $k_t \leq 2,5$	e_b er kantavstanden (dvs. avstanden fra skrueraden til den frie kanten av godset i kraftretningen); f_u er strekkfastheten for stålet som har hullkantrykk fra skruene; ρ_b er avstanden mellom skrueradene i kraftretningen; t_j er godstykkelsen.
Betong påkjent av trykk (medregnet injeksjonsmørtel)	$k_{13} = \frac{E_c \sqrt{b_{eff} l_{eff}}}{1,275 E}$ b_{eff} er T-stykkets effektive bredde, se 6.2.5(3); l_{eff} er T-stykkets effektive lengde, se 6.2.5(3).	
Plate med bøyning fra trykk	$k_{14} = \infty$ Det er allerede tatt hensyn til denne koeffisienten ved beregning av stivhetskoeffisienten k_{13} .	
Fotplate med bøyning fra strekk (for én enkelt skruerad med strekk)	med hevarmkrefter ^{**)}	uten hevarmkrefter ^{**)}
	$k_{15} = \frac{0,85 l_{eff} t_p^3}{m^3}$	$k_{15} = \frac{0,425 l_{eff} t_p^3}{m^3}$
	l_{eff} er T-stykkets effektive lengde, se 6.2.5.3(3); t_p er fotplatens tykkelse; m er avstanden etter figur 6.8.	

Tabell 2.13 Stivhetskoeffisienter for knutepunktskomponenter fortsetter

Basis-komponent	Stivhetskoeffisient k_i	
	med hevarmkrefter ^{*)}	uten hevarmkrefter ^{**)}
Fundament-bolter påkjent av strekk	$k_{18} = 1,6A_b / L_b$	$k_{18} = 2,0A_b / L_b$
	L_b er fundamentboltens tøyningsslengde som settes lik 8 ganger nominell skruediameter pluss summen av tykkelsene av mørtellaget, fotplaten og underlagsskivene samt halve mutterhøyden.	
^{*)} forutsatt at boltene er dimensjonert slik at det ikke oppstår glidning for det aktuelle lastnivået, og at boltene ikke gir hullkantrykk.		
^{**)} hevarmkrefter kan utvikle seg hvis $L_b \leq \frac{8,8m^3 A_b}{I_{eff} t^3}$		
MERKNAD 1	Ved beregning av b_{eff} og I_{eff} bør avstanden c settes lik 1,25 ganger fotplaten tykkelse.	
MERKNAD 2	Bakplater på søyleflensene har ingen innflytelse på rotasjonsstivheten S_j i knutepunktet.	
MERKNAD 3	For sveiser (k_{19}) bør stivhetskoeffisienten settes lik uendelig. Det er derfor ikke nødvendig å ta hensyn til denne basiskomponenten ved beregning av rotasjonsstivheten S_j .	
MERKNAD 4	For bjelkeflenser og steg med trykk (k_7), bjelkesteg med strekk (k_8), plater med strekk eller trykk (k_9) og bjelker med vuter (k_{20}) bør stivhetskoeffisientene settes lik uendelig. Det er ikke nødvendig å ta hensyn til disse delene ved beregning av rotasjonsstivheten S_j .	
MERKNAD 5	Hvis det brukes supplerende stegplater, bør stivhetskoeffisientene for de relevante basiskomponentene i knutepunktene k_1 til k_3 økes som følger:	
	<ul style="list-style-type: none"> – k_1 for stegpanel i søyle, påkjent av skjær, økes ved at skjærarealet A_{vc} økes etter 6.2.6.1(6); – k_2 for søylesteg med trykk økes ved at effektiv stegtykkelse bestemmes etter 6.2.6.2(6); – k_3 for søylesteg med strekk økes ved at effektiv stegtykkelse bestemmes etter 6.2.6.3(8). 	

2.4.2 Rotasjonskapasitet

Rotasjonskapasiteten må bestemmes ved plastisk global analyse for å bekrefte at knutepunktet har tilstrekkelig rotasjonskapasitet til å danne plastisk ledd. Rotasjonskapasitet er å betrakte som den maksimale rotasjonen til sammenføyingens momentrotasjonskarakteristikk.

Reglene for å bestemme rotasjonskapasitet gitt i NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 forutsetter at bjelkens aksiallast er mindre enn 5% av bjelkens plastiske kapasitet.

NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 sier at det ikke er nødvendig å sjekke rotasjonskapasiteten til knutepunktet hvis knutepunktets momentkapasitet, $M_{j,Rd}$, er minst 1,2 ganger bjelkens plastiske momentkapasitet, $M_{pl,Rd}$.

For boltede bjelkesøyleknutepunkt hvor:

- skjærkapasiteten til søylesteget er dimensjonerende sier NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 at det er tilstrekkelig rotasjonskapasitet hvis:

$$d / t_w \leq 69\epsilon \quad (2.61)$$

- søyleflensen eller endeplaten utsatt for bøyning er dimensjonerende sier NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 at det er tilstrekkelig rotasjonskapasitet hvis:

$$t \leq 0,36d \sqrt{f_{ub} / f_y} \quad (2.62)$$

- der t er den minste av tykkelsen til søyleflensen og endeplaten
 - der f_y er flytegrensen til den dimensjonerende komponenten
- momentkapasiteten, $M_{j,Rd}$, er dimensjonerende sier NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 at det ikke skal antas at knutepunktet har tilstrekkelig rotasjonskapasitet.

2.5 Elementmetoden

Elementmetoden, på engelsk kalt finite element analysis (FEA) og finite element method (FEM), er en metode for numerisk løsning av feltoppgaver. En feltoppgave krever at vi søker en distribusjon av en eller flere variabler i et rom. Matematisk beskrives en feltoppgave ved bruk av differensiallikninger eller av et integraluttrykk. Begge beskrivelsene kan benyttes til å formulere begrensede elementer. Det finnes definerte elementer integrert i elementmetodeprogrammer, som for eksempel Abaqus og Ansys. Det at det er mulig å benytte disse programmene uten særlig kunnskap om analysemetodene eller problemet som løses kan føre til alt fra flau hendelser til katastrofer. Ref./8/.

Individuelle elementer kan visualiseres som små deler av strukturen. I hvert element er det bare tillatt for hver side å ha en enkel romlig variasjon, for eksempel beskrevet ved et polynom opp til x^2 , y^2 og xy . Det aktuelle området dekket av et virkelig element er mer komplisert, så elementmetoder gir en tilnærmet løsning. Elementene er festet sammen i punkter som kalles noder. Samlingen av elementer kalles en elementstruktur, hvor en benytter ordet "struktur" for å definere et legeme eller region. Det særegne arrangementet av elementer kalles masker, men det er vanlig å benytte det engelske ordet "mesh". Numerisk presenteres "meshen" som et system av algebraiske likninger som løses for ukjente ved nodene. Antall ukjente er avhengig av feltstørrelsen og elementtypen. Løsningene ved nodene, kombinert med antatt felt uansett element bestemmer det elementets romlige variasjon. Mens den romlige variasjonen for hele elementstrukturen tilnærmes element for element. Selv om en elementmetodeløsning ikke er eksakt kan den forbedres ved å benytte flere element for å representere strukturen. Ref./8/.

Elementmetoder kan benyttes til mange typer oppgaver: Ref./8/.

- Elementmetoder kan benyttes til å løse alle typer feltoppgaver fra varmeoverføring, spenningsanalyse, magnetiske felt osv.
- Det finnes ikke noen geometriske begrensninger, legemet eller regionen som skal analyseres kan ha hvilken som helst form.
- Grensebetingelser og laster har ikke begrensninger. En kan påføre opplagring og laster hvor en måtte ønske det på legemet.
- Materialegenskaper er ikke begrenset til isotropiske og kan variere fra element til element, eller innen samme element ut fra hvilken ytre påvirkninger man har satt.
- Komponenter som har forskjellig oppførsel, og forskjellige matematiske beskrivelser kan kombineres. Det betyr at en enkel elementmetodemodell kan bestå av stav-, bjelke-, plate-, kabel-, massivt- eller friksjonselementer.
- En elementstruktur har stor likhet med det legemet eller den regionen som skal analyseres.
- Tilnærmingen er enkel å forbedre ved å øke antall elementer hvor en har høye gradienter og høyere oppløsning er nødvendig. Ved for eksempel områder hvor spenningskonsentrasjoner oppstår.

Det finnes andre numeriske metoder, men på nåværende tidspunkt er det bare elementmetoder som innehar alle disse attributtene. Ref./8/.

2.5.1 Elementtyper

Det vil her bli sett på de vanligste elementene som benyttes ved numeriske analyser av strukturer og maskinelementer utsatt for laster.

Endimensjonalt stavelement

Endimensjonalt element med fysiske egenskaper som aksialstivhet, lengde og elastisitetsmodul. Stavelementer har vanligvis to noder, en i hver ende, disse har en frihetsgrad hver som tillater aksial forskyvning. Stavelementene representeres vanligvis som en linje, selv om de har et tverrsnittsareal. Elementene plasseres i sentralaksen til den virkelige staven. Denne typen element kan benyttes til å dimensjonere kabler, staver, rammer osv. Figur 2.36 viser et stavelement med to noder. Ref./8/.

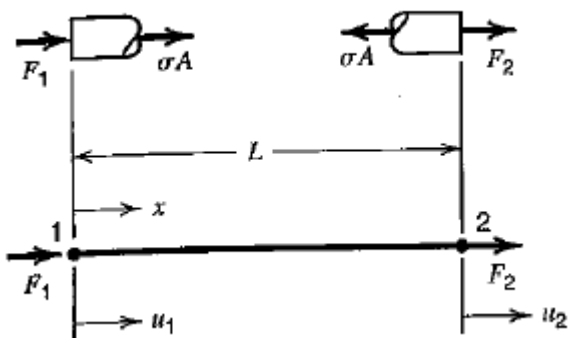


Fig 2.36 Endimensjonalt stavelement

Todimensjonalt bjelkeelement

Todimensjonale bjelkeelement har to noder, en i hver ende, disse har to frihetsgrader hver som vanligvis tillater sideveis bevegelse og rotasjon. Bjelkeelement representeres vanligvis som en linje. Her er aksial deformasjon utelatt, dette medfører at man bare har bøy- og skjærstivhet. Elementet plasseres i sentralaksen til den virkelige bjelken. Todimensjonale bjelkeelement kan benyttes til å modellere utkragede bjelker utsatt for sideveis last. Figur 3.37 viser et todimensjonal bjelkeelement med to noder og to frihetsgrader. Ref./8/.

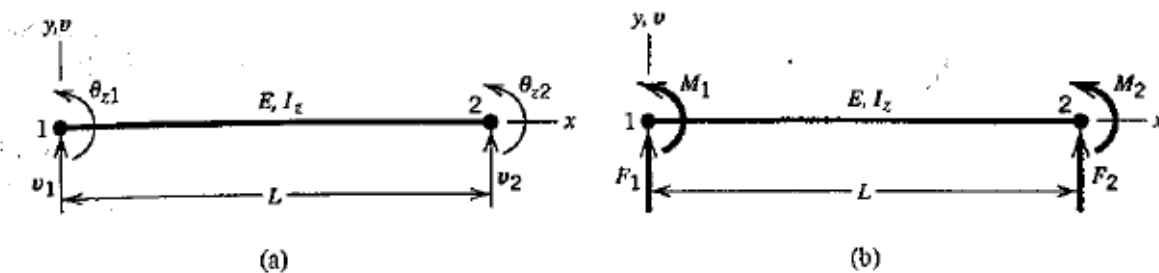


Fig 2.37 Todimensjonalt bjelkeelement

Tredimensjonalt bjelkeelement

Ved å tillate seks frihetsgrader i hver av de to nodene, tre for forskyvning og tre for rotasjon får man et tredimensjonalt bjelkeelement. Tredimensjonale bjelkeelement tillater altså bevegelse i alle retninger for hver node. Vi har dermed alle stivhetene for en bjelke; skjærstivhet for sterk og svak akse, bøyestivhet for sterk og svak akse, aksialstivhet og torsjonsstivhet. Tredimensjonale bjelkeelementer representeres vanligvis som en linje. Elementet plasseres i sentralaksen til den virkelige bjelken. Tredimensjonalt bjelkeelement kan benyttes til å dimensjonere bjelker og rammer, men da vil en ikke få med de lokale deformasjonene og spenningene rundt detaljer. Figur 2.38 viser et tredimensjonalt bjelkeelement. Ref./8/.

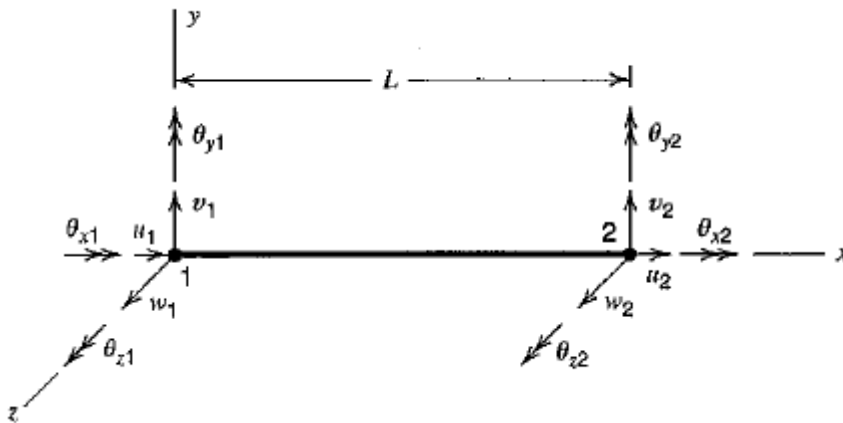
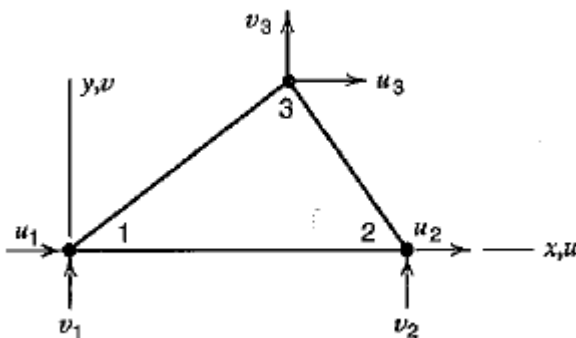


Fig 2.38 Tredimensjonalt bjelkeelement

Lineært triangelement (CST)

Et lineært triangelement er et plant triangel som varierer lineært med kartesiske koordinater (x og y). Elementet er formet som en trekant med nodepunkt i hver kant, disse nodepunktene har 2 frihetsgrader hver. Ved spenningsanalyser vil et lineært forskyvningsfelt produsere et lineært tøyningfelt, så elementet kan på engelsk kalles "constant-strain triangle" (CST). Elementet plasseres i midten av tykkelsen til den virkelige platen eller komponenten. Lineære triangelementer var de første elementene som ble benyttet ved plane spenningsanalyser. Det fungerer ikke bra, da det ved bøyning er uønsket stift. Riktig resultat tilnærmes ved finere mesh, men konvergensten er treg. Figur 2.39 viser et lineært triangelement. Ref./8/.



2.39 Lineært triangelement for todimensjonal spenningsanalyse

Andreordens triangelement (LST)

Andreordens triangelement kalles på engelsk quadratic triangle. Denne er i likhet med CST element et triangulært plant element med noder i kantene, men i tillegg har denne noder på sidene. Dette medfører at den har 6 noder med to frihetsgrader. Elementet plasseres i midten av tykkelsen på den virkelige platen eller komponenten. Hvis det er nødvendig for oppgaven som modelleres kan tøyningene i elementet varieres lineært, dette medfører at elementet på engelsk kan kalles "linear-strain triangle" (LST). LST element er mer nøyaktige enn CST element. Figur 2.40 viser et andreordens triangelement. Ref./8/.

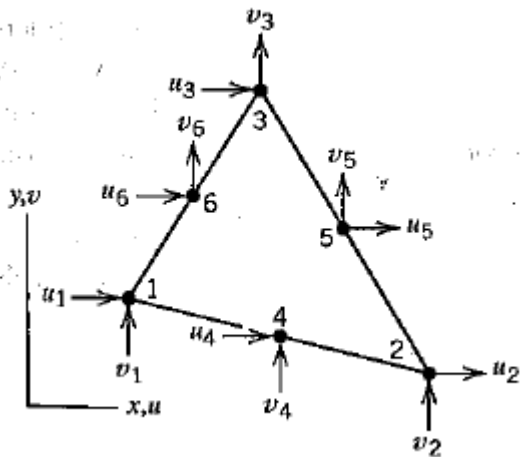


Fig 2.40 Andreordens triangelement

Tolineært rektangelement (Q4)

Tolineært rektangelement er et 4 noders plant element med to frihetsgrader per node. Forkortelsen, Q4, kommer fra det engelske "quadrilateral" (firkantet) og de 4 nodene. Sidene vil alltid være formet som rette kurver. I likehet med CST elementet kan ikke Q4 oppleve ren bøyning. Når elementet bøyes vil det vise "snyltende" skjærtøyninger i tillegg til de forventede bøyningstøyningene. Disse "snyltende" skjærtøyningene vil absorbere tøyningsenergi som ved gitt bøyedeformasjon produserer et høyere bøyemoment enn i virkeligheten. Elementet plasseres i midten av tykkelsen på den virkelige platen eller komponenten. Figur 2.41 viser et tolineært rektangelement. Ref./8/.

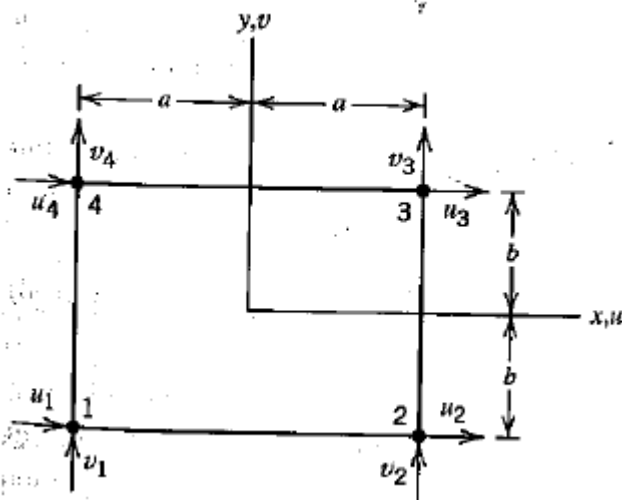


Fig 2.41 Tolineært rektangelement

Andreordens rektangelement (Q8, Q9)

Andreordens rektangelement oppnås ved å legge til noder på sidene på et lineært rektangelement. Vi har da et Q8 element som har 8 noder med 2 frihetsgrader hver. Sidene vil kunne formes som andregradslikninger. En kan ved å sette til en node i midten av elementet danne et Q9 element som har 9 noder og 2 frihetsgrader hver. Et andreordens rektangelement vil ikke oppta "snyltende" skjærtøyninger slik som et bilineært rektangelement. Elementet plasseres i midten av den virkelige platen eller komponenten. Figur 2.42 viser et Q8 element, ved å plassere en node i senter av elementet i figuren ville man hatt et Q9. Ref./8/.

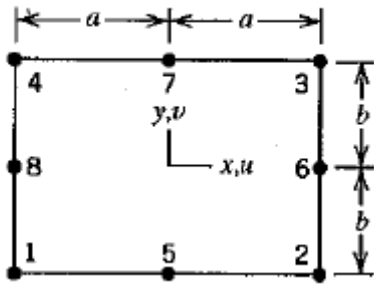


Fig. 2.42 Andreordens rektangelement

Massivt rektangelement

Massive rektangelement er tredimensjonale element som gjør at det kan ta opp forskyvninger i rommet og ikke bare i planet. Her skal vi se på to typer massive rektangelement; et 8 noders trelineært massivt element som kan sammenlignes med et Q4 element og et 20 noders massivt element som kan sammenlignes med et Q8 element. Begge elementene har 3 frihetsgrader per node. Massive rektangelement kan vise bøyning om alle tre aksene. Disse elementene er begrenset til rektangulære former. Figur 2.43 viser 8 noders trelineært massivt element og 20 noders massivt element. Ref./8/.

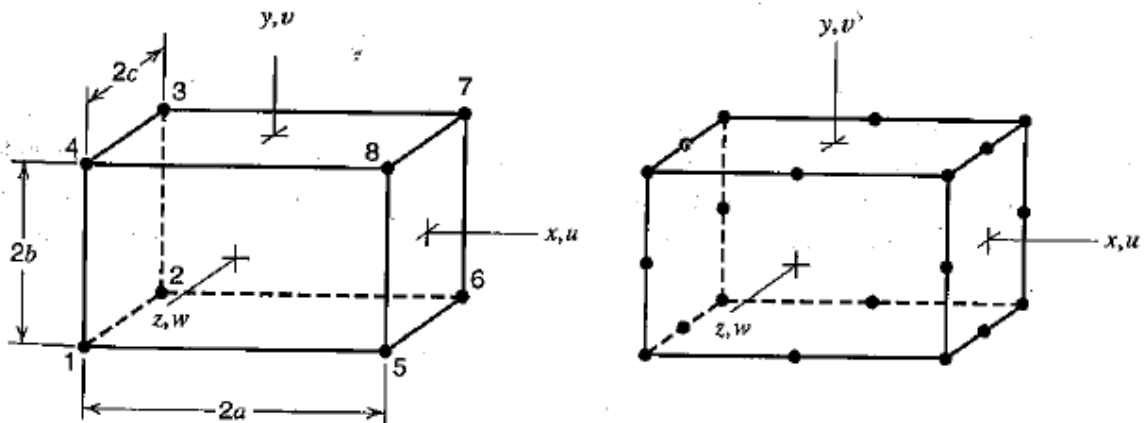


Fig. 2.43 8 noders trelineært massivt element t.v. og 20 noders massivt element t.h.

Plateelement

Det er to typer plateelement, skallelement og membranelement. Membranelement skiller seg fra skallelement ved at de ikke kan ta opp spenninger og tøyninger ut av planet. I så måte kan man sammenlikne membranelement med stavelement og skallelement med bjelkeelement. Begge typene vil dimensjoneres som et plant element hvor man angir en tykkelse. Forskjellen i egenskapene ligger i at skallelementet har 6 frihetsgrader per node, mens membranelementet bare har to. Ved å velge skallelement foran membranelement får en større og mer komplekse beregninger som igjen vil kreve mer datatid. Membranelement er derfor å foretrekke der dette er tilstrekkelig.

Sammenkobling av elementer og forskyvninger

Elementene er bare sammenkoblet gjennom de ytre nodene, alt i alt skal de dekke hele området så nøyaktig som mulig. Nodene vil ha nodeforskyvninger eller frihetsgrader som kan inkludere translasjon, rotasjon og for spesielle tilfeller, høyere ordens deriverte forskyvninger. Når nodene forskyves vil de dra elementene med seg på en bestemt måte bestemt av elementenes utforming. Med andre ord, forskyvninger av et hvilket som helst punkt i elementet vil være interpolert fra nodeforskyvningen, og dette medfører den karakteristiske tilnærmede løsningen. Ref./9/.

2.5.2 Virtuelt arbeid

Elementmetodeteori for analyser av spenninger og tøyninger i fast materiale baserer seg på prinsippet om virtuelt arbeid, også kjent som virtuelle forskyvningers prinsipp. Virtuelt arbeid kan benyttes både ved lineær og ikke-lineær materialoppførsel. En benytter prinsippet om virtuelt arbeid for å bestemme elementets stivhetsmatrise og lastvektorer assosiert med initiale tøyninger, legemskrefter og overflatefriksjon. Dette gjelder for vanlige elementer som beskrevet i 2.5.3. som baserer seg på interpolasjon av forskyvninger fra nodefrihetsgrader. Prinsippet om virtuelt arbeid vil gi de essensielle formlene uten høye krav til matematikkforståelse. Elementanalyse kan også gjennomføres etter andre metoder enn virtuelle forskyvningers prinsipp for andre typer problemer enn strukturell mekanikk. Ref./8/.

En virtuell forskyvning er en tenkt og veldig liten endring i konfigurasjonen av et system. Med hensyn på analyse tenker man at forskyvningen skjer relativt til likevektskonfigurasjonen (når alle laster er fullt anvendt), og at forskyvningen er tillatt. En tillatt forskyvning bryter ikke med kravet om kompatibilitet (et legeme deformeres uten at det får skader, sprekker ved strekk, bulker ved bøyning og uten at materialpartikler gjennomtrenger hverandre, kompatibilitet krever at forskyvningene er kontinuerlige og har en entydig posisjonsfunksjon) eller med grensebetingelsene. Verken laster eller forskyvninger er endret av en virtuell forskyvning. Prinsippet om virtuelt arbeid også kalt virtuelle forskyvninger prinsipp kan uttrykkes som følgende:

$$\int \{\delta \epsilon\}^T \{\sigma\} dV = \int \{\delta u\}^T \{F\} dV + \int \{\delta u\}^T \{\Phi\} dS \quad (2.63)$$

Hvor:

- $\{\sigma\}$ er spenningsvektoren
- $\{\delta \epsilon\}$ er tøyningsvektoren
- $\{\delta u\}$ er forskyvningsvektoren
- δ har samme betydning som d for differensial, men brukes når forskyvningen er virtuell

- $\{F\}$ er matrise for kraft påført legemet
- $\{\Phi\}$ er matrise for overflatefriksjon
- V er volum
- S er overflate

Likningen sier med andre ord at for en kvasistatisk og tillatt virtuell forskyvning relatert til likevektskonfigurasjonen vil økningen i tøyingsenergi være lik arbeid utført av kreftene på legemet i volumet og arbeidet utført av overflatefriksjonen på overflaten.

2.5.3 Formfunksjoner

Formfunksjoner sier hvordan sidekantene til elementene kan deformeres, for eksempel så vil et lineært, tolineært eller trelineært element ha sidekanter som kan deformeres lineært, mens andreordens element har sidekanter som kan deformeres som andregradslikninger. Vi kommer også innom kravet om kontinuitet som for elementene betyr at formfunksjonene (formen på sidekantene) må være kontinuerlig. Intuitivt kan det sies at en funksjon som er kontinuerlig vil for små endringer av x få små endringer av funksjonsverdien, $f(x)$, og av den deriverte av funksjonsverdien, $f(x)/dx$. Figur 2.44 viser hvordan ren bøyning vil bli tatt opp av a) et andreordens element og b) et tolineært element.

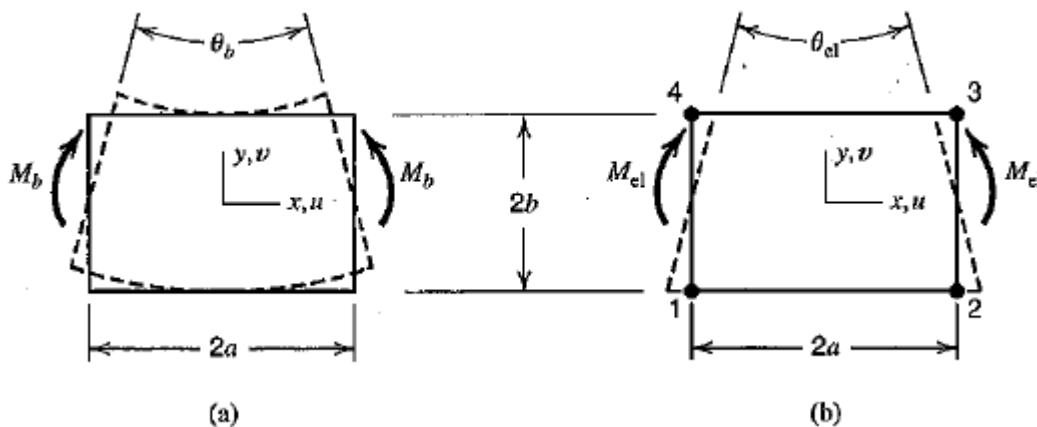


Fig 2.44 a) bøyning av et andreordens element b) bøyning av et tolineært element

2.5.4 Formler for element- og systemmatriser

Uten å gå for detaljert inn i teorien som ligger bak formlene for elementmatriser og inn i selve oppbygningen av matrisene skal en presentere formlene som ligger til grunn for analyser ved bruk av elementmetoder. Ref./8/ og Ref./9/.

Likevektsligningen for systemet med utgangspunkt i prinsippet om virtuelt arbeid gitt i 2.5.3:

$$\mathbf{R} = \mathbf{K}\mathbf{r} + \mathbf{R}^0 \quad (2.64)$$

Hvor:

- \mathbf{R} er en vektor for nodekrefter, representerer de ytre kreftene

- \mathbf{r} er en vektor for systemets nodeforskyvninger
- \mathbf{R}^0 er en vektor for ekvivalente nodekrefter, representerer de ytre effektene utenom nodekreftene
- \mathbf{K} er systemets stivhetsmatrise, som kan etableres ved å samle elementenes stivhetsmatriser

Når det er gjort rede for opplagerbetingelsene og påførte krefter finnes nodeforskyvningene ved å løse likningssystemet:

$$\mathbf{r} = \mathbf{K}^{-1} (\mathbf{R} - \mathbf{R}^0) \quad (2.65)$$

Videre kan man finne de individuelle elementenes tøyninger og spenninger ved:

$$\varepsilon = \mathbf{B}\mathbf{q} \quad (2.66)$$

$$\text{og } \sigma = \mathbf{E} (\varepsilon - \varepsilon^0) + \sigma^0 = \mathbf{E} (\mathbf{B}\mathbf{q} - \varepsilon^0) + \sigma^0 \quad (2.67)$$

Hvor:

- \mathbf{q} er en vektor for elementers nodeforskyvninger, en del av systemets nodeforskyvninger \mathbf{r}
- \mathbf{B} er en tøyning-forskyvningsmatrise som transformerer nodeforskyvninger \mathbf{q} til tøyninger i et hvilket som helst punkt i elementet
- \mathbf{E} er en elastisitetmatrise som transformerer tøyninger til spenninger i et hvilket som helst punkt i elementet
- ε^0 er en vektor for initial tøyning i elementet
- σ^0 er en vektor for initial spenning i elementet

Ved å benytte likningen for virtuelt arbeid på systemet kan man etablere elementmatrisene \mathbf{B} og \mathbf{k}^e , og sammenstille systemmatrisene \mathbf{R}^0 og \mathbf{K} . ε^0 , σ^0 , \mathbf{R} og \mathbf{E} kan settes opp ut fra input data.

Interpolasjon av forskyvningene over et element:

$$\mathbf{u} = \mathbf{N}\mathbf{q} \quad (2.68a)$$

Hvor:

- \mathbf{u} er en forskyvningsvektor i et hvilket som helst punkt i elementet
- \mathbf{N} er en matrise av formfunksjonene som benyttes som interpolasjonsfunksjoner

Dette medfører følgende:

- Virtuelle forskyvninger konsistent med virtuelle nodeforskyvninger: $\delta\mathbf{u} = \mathbf{N} \delta\mathbf{q}$ (2.68b)

- Tøyninger i elementene: $\varepsilon = \mathbf{D}\mathbf{u} = \mathbf{D}\mathbf{N}\mathbf{q}$ (2.69)

- Tøyning-forskyvningsmatrisen: $\mathbf{B} = \mathbf{D}\mathbf{N}$ (2.70)

- Virtuelle tøyninger konsistent med elementers virtuelle nodeforskyvninger: $\delta\varepsilon = \mathbf{B}\delta\mathbf{q}$ (2.71)

Hvor:

- \mathbf{D} er en matrise bestående av differensialoperander for å konvergere forskyvninger til tøyninger ved bruk av lineær elastisitetsteori.

Ved å sette inn formel (2.67) og (2.71) inn i likning for prinsippet om virtuelt arbeid kan man bestemme:

- Element stivhetsmatrise:

$$\mathbf{k}^e = \int_{V^e} \mathbf{B}^T \mathbf{E} \mathbf{B} dV^e \quad (2.72)$$

- Ekvivalent element lastvektor:

$$\mathbf{Q}^{oe} = \int_{V^e} -\mathbf{B}^T (\mathbf{E} \boldsymbol{\varepsilon}^o - \boldsymbol{\sigma}^o) dV^e \quad (2.73)$$

Videre kan man ved å summere virtuelt arbeid for alle elementene i systemet bestemme:

- Systemets stivhetsmatrise:

$$\mathbf{K} = \sum_e \mathbf{k}^e \quad (2.74)$$

- Systemets ekvivalente vektor for nodelaster:

$$\mathbf{R}^o = \sum_e (\mathbf{Q}^{oe} + \mathbf{Q}^{te} + \mathbf{Q}^{fe}) \quad (2.75)$$

Hvor:

- $\mathbf{Q}^{te} = \int_{S^e} \mathbf{N}^T \mathbf{T}^e dS^e$, som kommer av eksterne krefter, \mathbf{T}^e , som virker på elementenes sideflater og kanter, \mathbf{S}^e .
- $\mathbf{Q}^{fe} = \int_{V^e} \mathbf{N}^T \mathbf{f}^e dV^e$, som kommer fra legeme krefter, \mathbf{f}^e .

2.6 Partialkoeffisientmetoden

Ved bygging av konstruksjoner forlanges det at man beregningsmessig kan påvise at det er tilstrekkelig lav sannsynlighet for uhell og ulykker. I stede for å benytte lite egnede sannsynlighetsteoretiske modeller, benyttes partialkoeffisientmetoden.

Partialkoeffisientmetoden benytter seg av ulike sikkerhetsfaktorer (partialkoeffisienter) som hver for seg tar hensyn til usikkerheten til de forskjellige parametrene som er aktuelle for dimensjoneringen. Disse parametrene kan blant annet være:

- Laster
- Materialfasthet
- Bruddkonsekvens
- Beregnet kapasitet

I standardene angis de karakteristiske partialkoeffisienter og de karakteristiske verdier på laster, materialfastheter, osv. som legges til grunn for dimensjoneringen. Ut fra disse forutsetningene beregner man dimensjonerende lastvirkning, E_d , og dimensjonerende kapasitet, R_d .

I bruddgrensetilstand gjelder så dimensjoneringsvilkåret:

$$R_d \geq E_d \quad (2.76)$$

For å ta med usikkerheten av lastvirkningen benyttes partialkoeffisienten γ_F , også kalt lastfaktoren. Denne multipliseres med den karakteristiske lasten, E_k , og dette gir dimensjoneringsverdien for en last:

$$E_d = \gamma_F \cdot E_k \quad (2.77)$$

For å ta med usikkerheten av den dimensjonerende kapasiteten, som regel vil dette være usikkerheten til styrken av materialene som er benyttet (altså flytegrensen), benyttes en partialkoeffisient, γ_M . γ_M er også kalt for materialfaktor. Ved å dividere den karakteristiske kapasiteten med materialfaktoren får en den dimensjonerende kapasiteten:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (2.78)$$

Eller den dimensjonerende spenningen, f_d , fås ved å dividere flytespenningen, f_y , med materialfaktoren:

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_M} \quad (2.79)$$

I beregningene i denne oppgaven settes alle partialfaktorer lik 1.00, dette for å kunne sammenlikne resultat fra Abaqusmodellen med resultatene fra håndberegningene etter Eurokoden.

3 Metode

I dette kapittelet vil det ikke-lineære analyseprogrammet Abaqus og de forskjellige ”prøvestykkene” som vil bli modellert presenteres. I tillegg vil materialmodellene for stålprofilene og boltene beskrives.

3.1 Abaqus

Abaqus er et simuleringsprogram basert på elementmetoden som kan benyttes til å løse alt fra enkle lineære analyser til komplekse ikke lineære simuleringer. Programmet inneholder en stor mengde forskjellige elementer slik at det er mulig å modellere en hvilken som helst geometri. Videre inneholder Abaqus en rekke forskjellige materialmodeller slik at det er mulig å simulere oppførselen til de mest vanlige materialene, inkludert metaller, gummi, polymerer, kompositt, armert betong, skum og geotekniske materialer slik som jord og stein. I tillegg til strukturelle (spenning og forskyvning) oppgaver, kan Abaqus benyttes til å simulere varmetransport, diffusjon, akustikk, strømning og mye mer. Ref./10/.

Abaqus består av to hovedanalyseprodukter, Abaqus/Standard og Abaqus/Explicit. Det finnes i tillegg 4 spesielle tilleggsprogram til Abaqus/Standard, Abaqus/Aqua, Abaqus/Design, Abaqus/AMS og Abaqus/Foundation. De 4 tilleggsprogrammene vil ikke bli presentert nærmere i denne oppgaven. Ref./10/.

Den grafiske delen, der en modell kan modelleres eller importeres fra et CAD-system kalles Abaqus/CAE (Complete Abaqus Environment). I tillegg til å modellere geometrien, defineres materialeegenskapene, geometrien ”meshes”, og strukturen påføres laster og randbetingelser i Abaqus/CAE. Abaqus/CAE generer en inputfil (.inp) til analysen. Inputfilen kan også genereres analytisk. Ref./7/.

Abaqus/Standard kan benyttes til å løse lineære og ikke lineære problemer for statiske, dynamiske, termiske og elektriske reaksjoner i komponenter. Abaqus/Standard løser et system av likninger implisitt for hvert inkrement, eller steg i analysen. Abaqus/Explicit er mer egnet for å løse analyser av korte forbigående hendelser, som støt- og eksplosjonsanalyser. Analyseprogrammene genererer en outputdatabase av analysen (.odb). Ref./7/.

Når modellen er analysert vil utgangsdaten bli presentert i Abaqus/Viewer. Her kan en studere eksempelvis deformasjoner og spenninger for alle stegene i analysen. En kan også lage presentasjon av resultatene i form av diagrammer og tabeller. Ref./7/.

3.2 Materialmodell

Materialebeskrivelsen er avgjørende for modellens oppførsel og kapasitet. Ulike stålsorter har forskjellige fasthetsverdier og duktilitet, disse må defineres korrekt hvis det skal være hold i analysen. Skal det bare gjennomføres lineære analyser, kan det være tilstrekkelig å definere materialets elastiske egenskaper, men ved en plastisk analyse av stålkonstruksjonen må også den plastiske oppførselen beskrives. Ref./7/.

For stål er de lineære- og ikke-lineære egenskapene godt kjent fra tidligere forsøk, og parametere herfra kan benyttes ved analyser. For andre materialer hvor oppførselen ikke er like godt kjent kan en bestemme materialmodeller og materialparametere gjennom forsøk. Ved å modellere prøvestykkene fra forsøk og simulere forsøkene ved bruk av numeriske analyser kan en komme frem til materialmodeller som sikrer overensstemmelse mellom forsøk og teoretisk modell. Dette kalles materialkalibrering. Når materialmodell og –parametere er bestemt, kan disse benyttes ved analyse av konstruksjoner med samme materialtype. Ref./7/.

For stål vil en ikke-lineær materialmodell fra et forsøk normalt se annerledes ut enn en modell basert på regelverket. Dette kommer av at kravet til fasthetsverdiene for leveringstilstanden av materialer er strengere enn de nominelle verdiene for dimensjonering. Kravet er strengere for leveringstilstanden enn verdiene for dimensjonering på grunn av at kvaliteten til stålkomponentene varierer. Dette medfører også at fastnings- og bruddforløpet til stålkomponentene kan variere. Hvis en ønsker å simulere en konstruksjon med materialmodell funnet fra forsøk vil man benytte høyere bruddfasthet og bruddforlengelse enn de tillatte verdiene i regelverket. Utgangspunktet for materialmodellene som benyttes i denne oppgaven finnes i NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008, NORSOK N-004 for konstruksjonsstål S 355 og EN ISO 898-1 for skruer med materialgrad 8.8, se Tabell 3.1.

Tabell 3.1 Fasthetsverdier for S 355 og 8.8

Material	S 355	8.8
Flytegrense, f_y [MPa]	355	640
Bruddgrense, f_u [MPa]	510	800
Bruddforlengelse, ϵ_{nom} [%]	15	12
E-modul, E [MPa]	210000	210000
Poisson tall	0.3	0.3

I det elastiske området hvor spenningen er lavere enn flytespenningen vil det ikke oppstå plastisk tøyning av materialet, og materialet oppfører seg etter Hooke's lov. Materialmodellen vil derfor være lineær her og inputen i det elastiske området er E-modulene og Poisson tallene gitt i tabell 3.1.

I det plastiske området hvor spenningen er høyere enn flytespenningen må man beregne den sanne spenningen og den tilhørende sanne tøyningen. Bruddgrensen, f_u , er en nominell verdi som sier hva spenningen vil være ved brudd for en stav utsatt for strekk uten å ta hensyn til at materialet snevrer inn. I Abaqus benytter man den sanne bruddspenningen. Den sanne spenningen bestemmes ved:

$$\sigma_{sann} = \sigma_{nom} (1 + \epsilon_{nom}) \quad (3.1)$$

Den sanne tøyningen bestemmes ved:

$$\epsilon_{sann} = \ln(1 + \epsilon_{nom}) \quad (3.2)$$

Videre bestemmes den sanne plastiske bruddforlengelsen ved:

$$\epsilon_{pl.sann} = \ln(1 + \epsilon_{nom}) - \frac{\sigma_{sann}}{E} \quad (3.3)$$

Den kritiske spenningen bestemmes ved:

$$\sigma_{cr} = f_y + \epsilon_{cr} \cdot H \cdot E \quad (3.4)$$

Hvor:

- H er en dimensjonssløs plastisk stivhet gitt i NORSOK N-004 tabell A.3-4.
H = 0.0034 for S 355.
- ϵ_{cr} er det samme som den nominelle tøyningen. ϵ_{cr} er 15%.

Den sanne kritiske spenningen bestemmes så ved:

$$\sigma_{cr_sann} = \sigma_{cr} (1 + \epsilon_{nom}) \quad (3.5)$$

Den sanne kritiske plastiske tøyningen bestemmes ved:

$$\epsilon_{cr_pl_sann} = \ln(1 + \epsilon_{nom}) - \frac{\sigma_{cr_sann}}{E} \quad (3.6)$$

For boltene er det bare benyttet de nominelle verdiene gitt i EN ISO 898-1.

I Tabell 3.2 er verdiene for det plastiske området for S 355 i materialmodellen listet opp.

Tabell 3.2 Materialverdier plastisk område

Egenskap	Verdi
Kritisk spenning [MPa]	462.1
Sann kritisk spenning [MPa]	531.4
Sann tøyning [%]	13.98
Sann kritisk plastisk tøyning [%]	13.72

I tabell 3.3 er input verdiene for det plastiske området i Abaqus listet opp.

Tabell 3.3 Input plastisk område i Abaqus materialmodell

S 355		8.8	
Spenning	Plastisk Tøyning	Spenning	Plastisk Tøyning
355	0	640	0
531.4	0.1372	800	0.12

Ved å benytte denne materialmodellen får man en elastisk-plastisk spenningstøyningskurve med deformasjonsharding som er i samsvar med krav gitt i NS-EN 1993-1-5.

I tillegg legges det inn massetettheten til stål inn i materialmodellen, denne er 7850 kg/m³.

3.2.1 Kalibrering av materialmodell

S 355

En materialmodell for S 355 i Ref.\7\ er kalibrert ved å analysere en strekkstav modellert i Abaqus med henholdsvis tetraelementer (massivt trekantelement) og heksaederelementer (massivt rektangelement). Materialmodellen i Ref.\7\ er gjengitt i tabell 3.4. Det er i tillegg lagt inn et flyteplata på 2 %.

Tabell 3.4 Input plastisk for materialmodell i Ref.\7\

S 355	
Spenning	Plastisk Tøyning
355	0
596,7	0.154

Grunnen til at verdiene i tabell 3.3 og 3.4 ikke er helt like kommer av at verdiene i tabell 3.3 tar utgangspunkt i den dimensjonerende verdien for bruddforlengelse, mens tabell 3.4 tar utgangspunkt i en interpolasjon mellom den dimensjonerende verdien for bruddforlengelse og kravet til bruddforlengelsen for leveringstilstanden for stålsort S 355. Dimensjonerende bruddforlengelse er 15%, mens bruddforlengelsen benyttet i Ref.\7\ er 17%.

Med heksaederelementer ble det i Ref.\7\ funnet en maksimal nominell spenning på 509,8 MPa med tilhørende tøyning på 16,8 %. Mens med tetraelementer ble det funnet en maksimal nominell spenning på 508 MPa med tilhørende tøyning på 16,65 %. Disse verdiene kommer ikke helt opp til den dimensjonerende nominelle spenningen på 510 MPa og heller ikke bruddforlengelsen kommer helt opp til 17 % som var den benyttede nominelle bruddtøyningen. Det kan imidlertid konkluderes med at materialmodellen benyttet i Ref.\7\ er såpass nær fasthetsverdiene at den er gyldig.

Materialmodellen for S 355 benyttet i analysene i denne oppgaven er både bruddforlengelsen og bruddspenningen lavere enn materialmodellen i Ref.\7\. Dette medfører at analysene i denne oppgaven baserer seg på mer konservative verdier. Det kan derfor slås fast at materialmodellen benyttet i analysene i denne oppgaven for S355 vil gi resultater til den konservative siden.

8.8

Materialmodellen for 8.8 benyttet i Ref.\7\ er kalibrert med utgangspunkt i samme verdier som listet i tabell 3.3. Kalibreringen i Ref.\7\ er dog bare gjennomført for heksaederelementer, mens det i analysene i denne oppgaven er benyttet tetraelementer. Men med utgangspunkt i de små forskjellene på nominell spenning og bruddforlengelse ved bruk av disse elementtypene for S 355 kan det antas at materialmodellen med tetraelementer også er gyldig.

3.3 von Mises flytekriterium

Det er ikke tilstrekkelig å benytte flytespenning, f_y , og bruddspenning, f_u , for å karakterisere egenskapene til et materiale utsatt for flerdimensjonal spenningstilstand. Det er derfor nødvendig med kriterier som kan beskrive hvilke kombinasjoner av normal- og skjærspenninger som gir flytning og plastisk deformasjon. Ved dimensjonering av stålkonstruksjoner er von Mises flytekriterium vanligvis benyttet. For en tredimensjonal spenningstilstand settes von Mises-spenning til: Ref./7/.

$$\sigma_{von.Mises} = \sqrt{\sigma_{xx}^2 + \sigma_{yy}^2 + \sigma_{zz}^2 - (\sigma_{xx}\sigma_{yy} + \sigma_{yy}\sigma_{zz} + \sigma_{xx}\sigma_{zz}) + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2)} \quad (3.7)$$

von Mises kriteriet ligger til grunn i analysene gjennomført i Abaqus og ved tolkning av analyseresultater er det normalt å betrakte von Mises-spenninger. Hovedantagelsene i formuleringene er at plastisk flyt i metaller ikke er påvirket av trykkspenninger, og forsøk har vist at von Mises kriteriet gir meget gode resultater. Ref./7/.

En kan også benytte von Mises kriteriet til å utlede flytespenningen i skjær for plan skjærtillstand: Ref./7/.

$$\tau_a = \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad (3.8)$$

3.4 Presentasjon av modellene benyttet i analysene

Det blir betraktet boltede bjelkesøyleknutepunkt bestående av HE200B bjelke inn på HE200B søyle. Det er modellert 4 typer knutepunkt; uavstivet med innvendige bolter (bolter mellom bjelkeflensene), uavstivet med utvendige bolter (bolter på utsiden av bjelkeflensene), avstivet med innvendige bolter og avstivet med utvendige bolter. Endeplaten benyttet har en tykkelse på 10 mm og boltene er M20, fasthetsklasse 8.8. Profiler og plater har fasthetsklasse S355. Material- og lastfaktorer i håndberegningene settes lik 1.00, dette for å kunne sammenlikne med analysene gjennomført i Abaqus.

Det sees på tilfeller med enaksialt moment om bjelkens svake akse, også kalt ut-av-planet moment. Det ses i tillegg på kombinasjoner av ut-av-planet moment og moment om bjelkens sterke akse, også kalt i-planet moment. I-planet moment og ut-av-planet moment kommer av NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 måte å benevne momentene i knutepunkt på. I-planet vil være som i xz -planet, mens ut-av-planet vil være som i xy-planet. Knutepunktene varierer fra lik bjelke mot lik søyle, til større søyle enn bjelke.

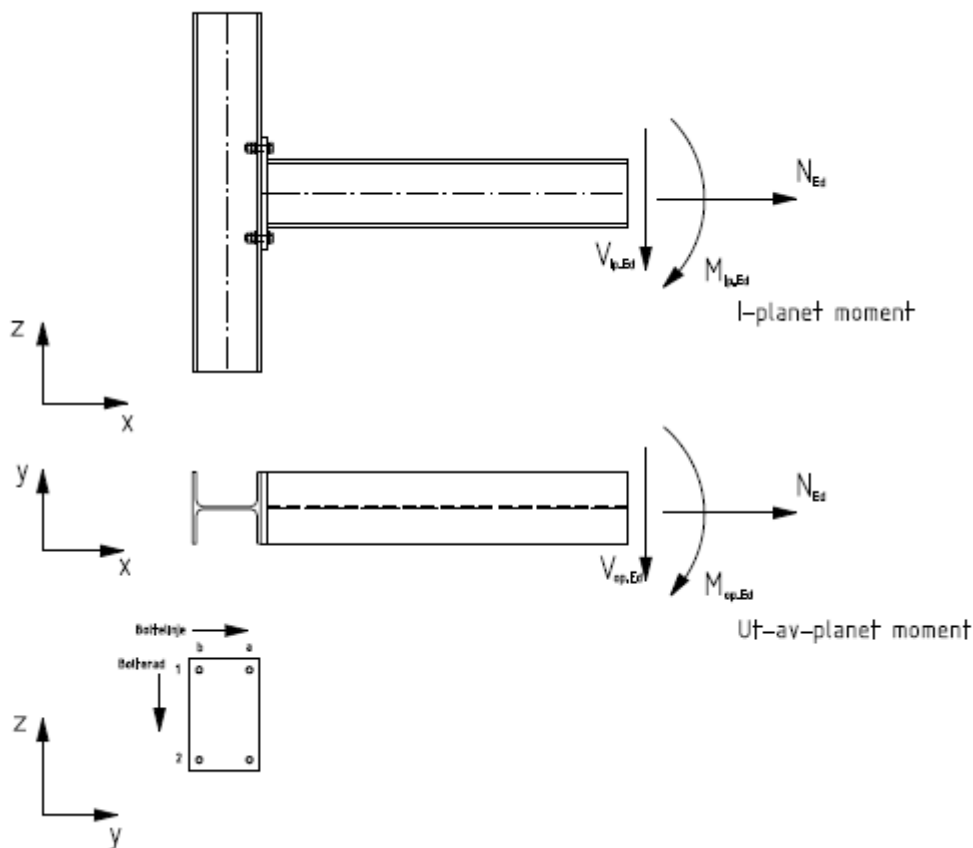


Fig 3.1 Skjematiske tegning over bjelkesøyleforbindelsen

Figur 3.1 viser en skjematiske tegning av bjelkesøyleforbindelsen. Det vises også benevning benyttet i oppgaven for skjærkraft i-planet ($V_{ip,Ed}$), moment i-planet ($M_{ip,Ed}$), skjærkraft ut-av-planet ($V_{op,Ed}$) og moment ut-av-planet ($M_{op,Ed}$). Her vises knutepunktet med bolter på utsiden av bjelkeflensene og uten avstivning mellom søyleflensene, selv om slike tilfeller også ses på. Lengden på bjelken og søylen er i alle modellene lik og satt til 1 meter. Knutepunktene er sjekket i regnearket Cobolt (utviklet av Nicolas Neumann ved Aibel), for å sjekke at valgte dimensjoner er tillatt i henhold til NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009. Cobolt er et regneark som sjekker boltete knutepunkt opp mot NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009.

3.5 Hva ønsker en å undersøke?

Det skal gjennomføres analyser av boltet bjelkesøyleknutepunkt med moment om både bjelkens sterke og svake akse, hver for seg og samtidig. For at disse analysene skal gi noen mening bør man ha en ide om hva en skal se etter, det er her det skal tas utgangspunkt i etablert teori for å se om det er mulig å utvikle en metode for å kunne analysere bjelkesøyleknutepunkt utsatt for toaksialt moment. Hensikten med analysene er å belyse følgende problemstillinger:

1. Er det mulig å bestemme en generell definisjon av plasseringen av trykksenteret ved ut-av-planet moment, slik at det er mulig å bestemme en generell momentarm tilsvarende z gitt i Fig 2.33?
2. Går det an å utvikle en regel som sier noe om hvordan man får flyt rundt den mest utsatte boltene? Kan man bare anta at denne vil få tilsvarende halve flytelinjene av det en bolterad med to bolter får når disse står på hver sin side av søylesteget?
3. Hvordan kan man anta at flytelinjene går ved moment om to akser? Spesielt med tanke på endeplaten. Er det noen mulighet for å forenkle dette slik at det er mulig å regne på? For eksempel anta at all tilført strekk virker i to bolter i stedet for tre bolter?
4. Hvordan vil lastfordelingen være i knutepunktet ved moment om de to aksene? Hvordan vil hevarmeffekten virke? Vil hevarmeffekten bare komme som et resultat av moment om sterk akse? Hvordan vil momentet om svak akse påvirke hevarmeffekten, vil den redusere denne eller vil den eliminere hevarmeffekten.
5. Kan man anta at ut-av-planet moment er neglisjerbart hvis det er under en viss prosent av momentet om sterk akse?
6. Hva vil vanligvis være dimensjonerende? Endeplate, søyleflens, torsjon av søyle, eventuelle andre komponenter? Hvilke komponenter påvirkes av moment i-planet og hvilke komponenter er påvirket av moment ut-av-planet?

Avsnitt 3.5 inneholder forfatters tanker om hvordan oppgaven kan gjennomføres, hva det er ønskelig å finne ut av, hvordan det er mulig å utvikle en teori for ut-av-planet moment og for kombinasjon av i-planet og ut-av-planet moment. Teoriene som presenteres i dette kapitlet må ses på som hypoteser og kvalifiserte gjetninger.

3.5.1 Lokasjon av trykksenter for ut-av-planet moment

Desto større momentarm desto lavere krefter virker i strekksonen (boltene i strekk) og i trykksonen (som vi ønsker å bestemme for svak akse). For i-planet moment spesifiserer NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 at trykksenteret ligger midt i bjelkens trykkflens, se Figur 2.33. Spørsmålet er hvor trykksenteret ligger for ut-av-planet moment, se figur 3.2. Ved å gjøre seg litt tanker om hvor trykksenteret befinner seg kan det være lettere å vite hva man skal lete etter.

Det mest konservative er å anta at trykksonen er i steget og at dermed den minste momentarmen (la oss kalle den y) er; $y_{\min} = \frac{p_2}{2}$. Dette tilfelle krever at man ikke tar med bidrag fra den delen av søyleflensen som er i trykk.

Videre vil den største momentarmen det er mulig å oppnå inntreffe når trykksenteret er langs sidekanten på endeplaten og langs siden på søyleflensen, og dermed vil den største mulige momentarmen være; $y_{\max} = b_p - e_2$. I de fleste tilfellene vil antagelig momentarmen ha en størrelse mellom y_{\min} og y_{\max} , det vil i midlertidig være nyttig å slå fast en generell momentarm som er tilstrekkelig konservativ. Figur 3.2 viser antatt y_{\min} og y_{\max} hvor en antar at det er moment om svak akse med strekk i de to boltene på venstre side av figuren.

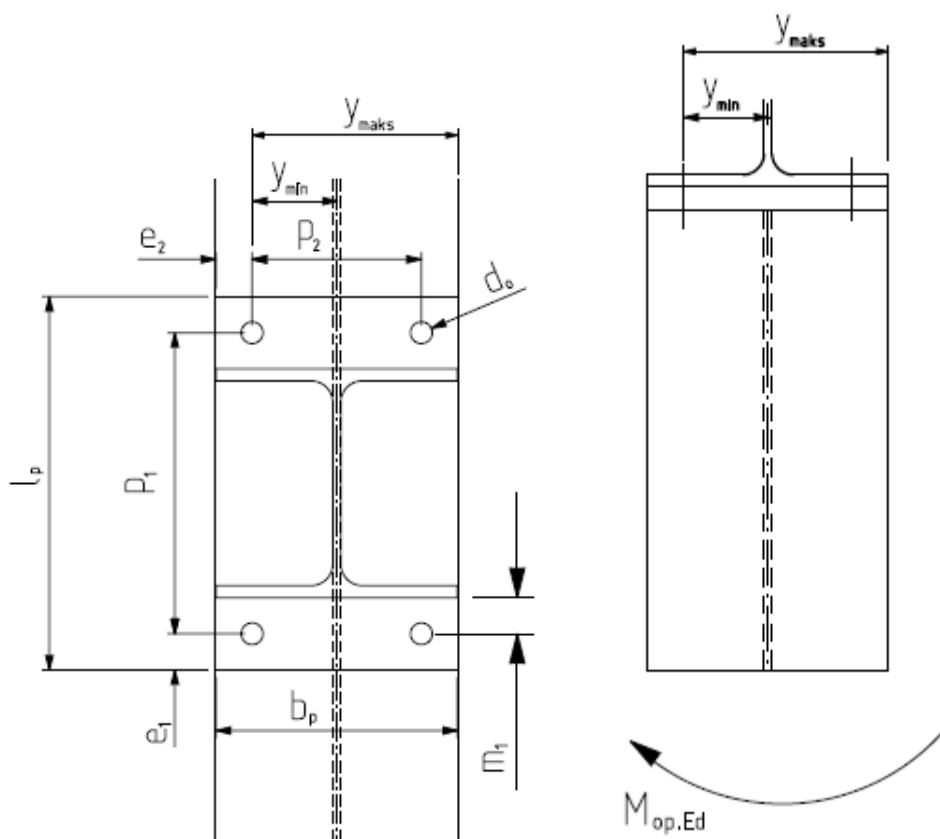


Fig 3.2 Momentarm ved moment om svak akse

Ved å anta at det er stivheten til søyleflensen utsatt for bøyning og torsjon, stivheten til bolter i strekk og grad av forspenning som bestemmer trykksenteret kan en mulig metode for å bestemme momentarm ved ut-av-planet moment være som beskrevet under. Denne beskrivelsen er i sin helhet hentet fra Ref./16/

Distansen fra boltelinjen i strekk til trykksenteret for de forskjellige ekstremtilfellene er funnet som gitt i tabell 3.5 og er basert på figur 3.3 til 3.5. Det er antatt at andre tilfeller ikke fører til en kortere distanse mellom boltelinjen i strekk og trykksenteret enn de som er undersøkt. Design distansen mellom boltelinjen i strekk og trykksenteret, dvs. momentarmen ved ut-av-planet bøyning y , kan dermed settes lik de korteste distansen som ble funnet:

$$y = \frac{b_b + 3p_2}{6} \quad (3.9)$$

Hvor:

- b_b er bjelkebredden
- p_2 er avstanden mellom to boltelinjer

Tabell 3.5 Distanse mellom boltelinjen i strekk og trykksenteret for forskjellige ekstreme tilfeller

Tilfelle	Stivhet		Forspenning	Boltelinjens Posisjon	Distanse mellom boltelinjen i strekk og trykksenteret, y
	Søyleflens	Bolter			
1	Uendelig	Uendelig	Nei	Innsiden av bjelken	$\frac{b_b + p_2}{3}$
2	Uendelig	Uendelig	Ja	Innsiden av bjelken	$\frac{b_b + 3p_2}{6}$
3	Høy	Lav	Nei	Innsiden av bjelken	$\frac{b_b + p_2}{2}$
4	Lav	Høy	Nei	Innsiden av bjelken	$\frac{5b_b + 9p_2}{18}$

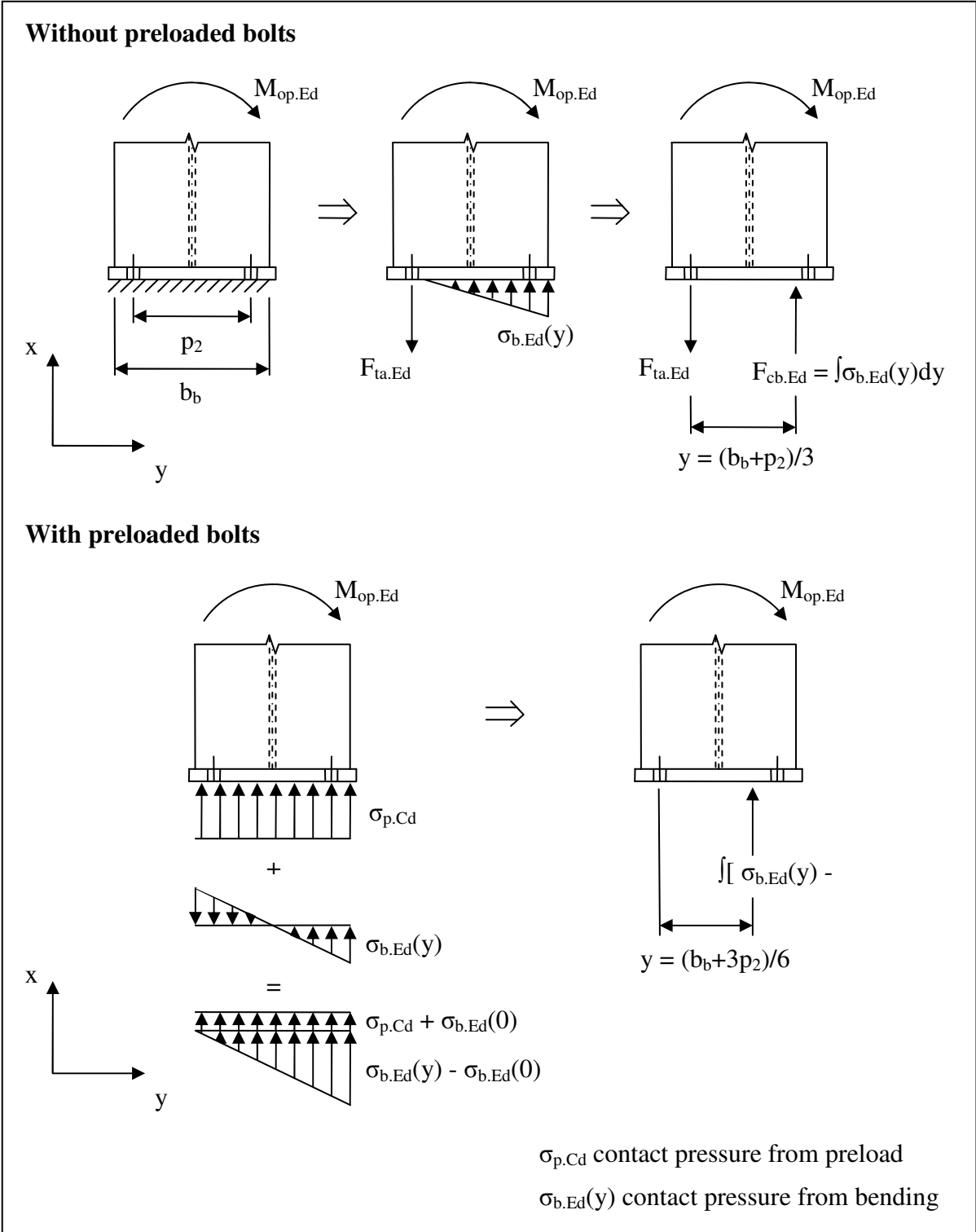


Fig 3.3 Trykksenter ved ut-av-planet bøyning, boltelinjer på innsiden av bjelken. Uendelig stiv søyleflens og uendelig stive bolter

Without preloaded bolts

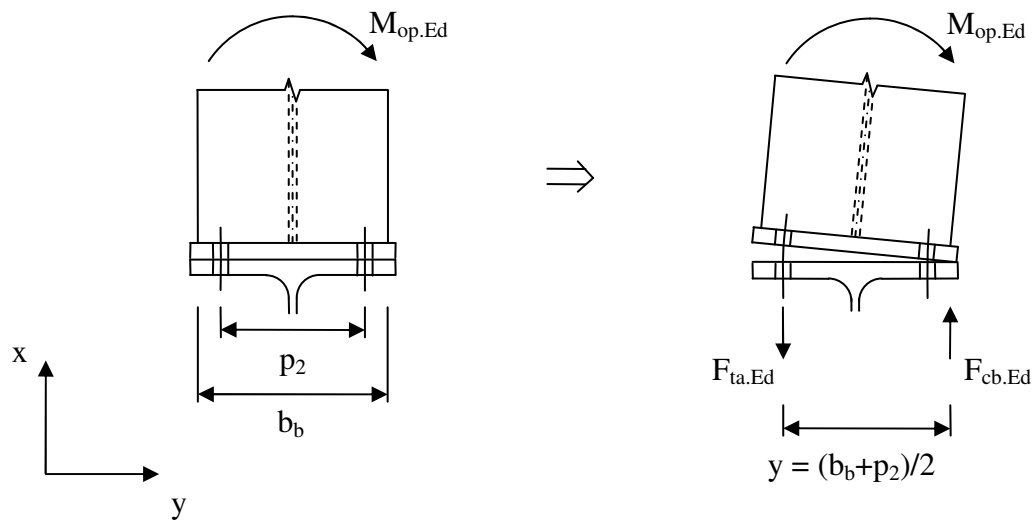


Fig 3.4 Trykksenter ved ut-av-planet bøyning, boltelinjer på innsiden av bjelken. Lav relativ stivhet i boltene sammenliknet med søyleflensen

Without preloaded bolts

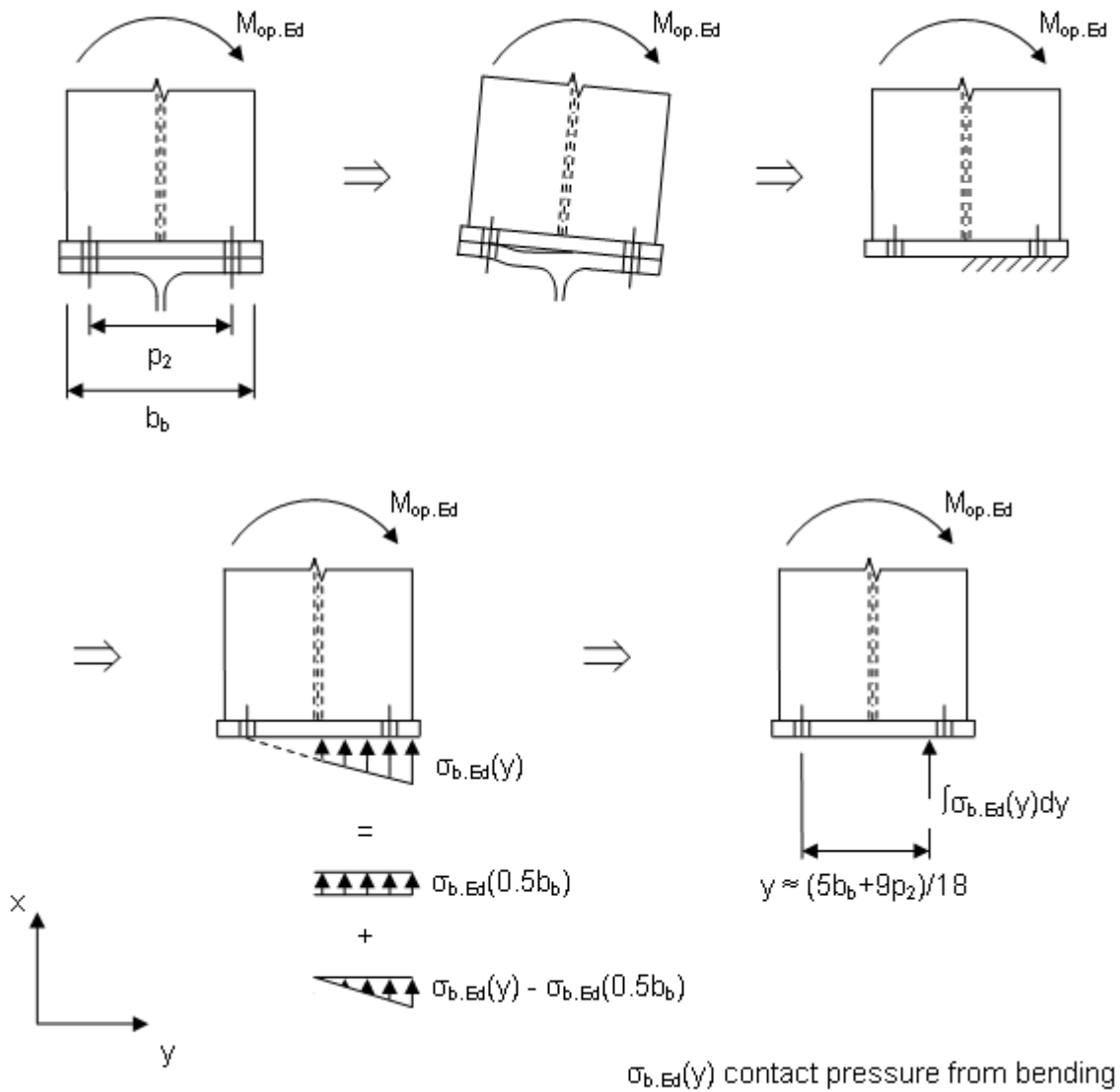


Fig 3.5 Trykksenter ved ut-av-planet bøyning, boltelinjer på innsiden av bjelken. Lav relativ stivhet i søyleflensen sammenliknet med boltene

3.5.2 Flyt rundt den mest utsatte bolten

Ved moment både i-planet og ut-av-planet har man to bolter som er utsatt for strekk på grunn av den ene momentkomponenten og to bolter i strekk på grunn av den andre momentkomponenten. En av disse boltene er i midlertidig felles og er dermed høyere utnyttet enn de to andre, se figur 3.6. Kan man ved å betrakte flytelinjer for en bolterad i strekk utlede flytelinjer for den mest utsatte bolten. Se figur 3.7 til 3.8

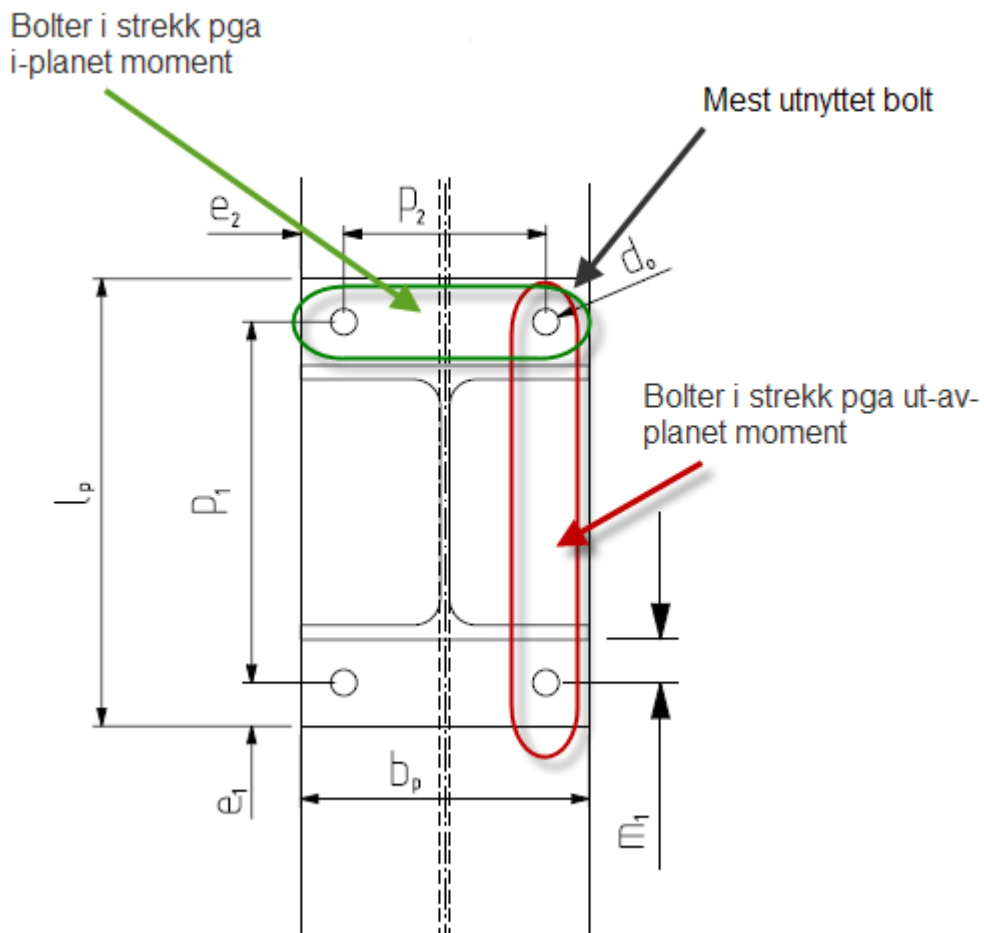


Fig 3.6 Mest utnyttet bolt ved moment om både bjelkens sterke og svake akse

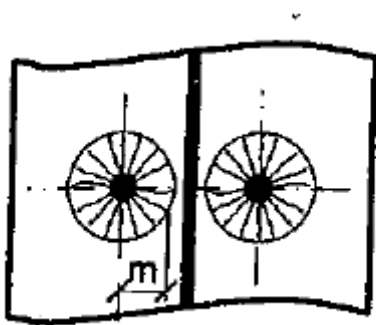


Fig 3.7 Sirkulære flytelinjemønstre rundt bolterad bestående av to bolter.

NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 sier at de sirkulære flytelinjene rundt bolterad bestående av to bolter som vist i figur 3.7 vil være den minste av $l_{eff} = 2 \cdot \pi \cdot m$ og $l_{eff} = \pi \cdot m + 2 \cdot e_1$ for tilfeller hvor en har endebolterad og $l_{eff} = 2 \cdot \pi \cdot m$ ellers. I oppgaven ønskes det å undersøke om en kan si at den sirkulære flytelinjen rundt den mest utsatt boltene vil være halvparten av de sirkulære flytelinjene rundt bolterad bestående av to bolter og benytte dette til dimensjonering av endeplate og søyleflens.

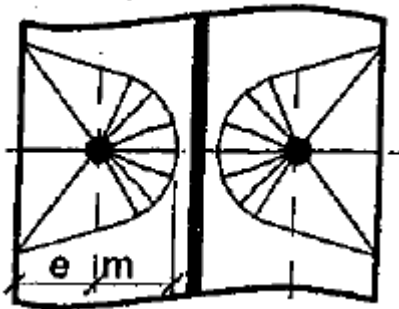


Fig 3.8 Ikke sirkulære flytelinjemønstre i en bolterad bestående av to bolter

Ved ikke sirkulært mønster hvor det oppstår sideflyt rundt hver av de to boltene i bolteraden som vist i figur 3.8 vil flytelinjene være $l_{eff} = 4m + 1.25e_2$. I oppgaven ønskes det å undersøke om en kan si at den ikke sirkulære flytelinjen rundt den mest utsatt boltene vil være halvparten av de ikke sirkulære flytelinjene rundt bolterad bestående av to bolter og benytte dette til dimensjonering av endeplate og søyleflens.

3.5.3 Flytelinjene ved moment om to akser

Det er rimelig å anta at flytelinjene ikke vil krysse steget til søylen eller eventuelle avstivninger mellom søyleflensene ved flyt i søyleflensen. Det er videre rimelig å anta at flytelinjene heller ikke krysser verken bjelkeflensen eller bjelkesteget ved flyt i endeplaten. Dermed antas det at eventuelle flytelinjer ikke krysser de skraverte områdene vist i figur 3.9.

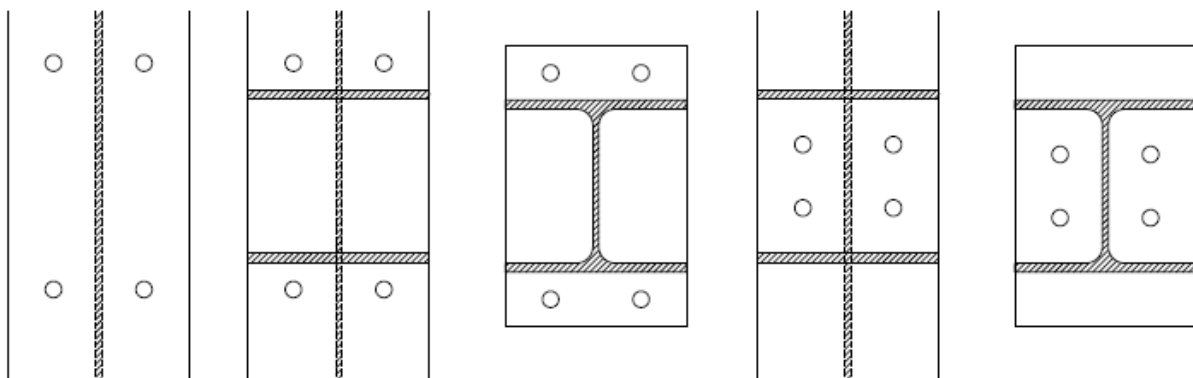


Fig 3.9 a) Uavstivet søyle, b) avstivet søyle med ytre bolter, c) påsveist endeplate med ytre bolter, d) avstivet søyle med indre bolter og e) påsveist endeplate med indre bolter

For å kunne finne dimensjonene til mulige flytelinjer vil det være til stor hjelp å tegne opp flytelinjene og sammenlikne disse med flytelinjer som allerede er benyttet i NS-EN 1993-1-

8:2005+NA:2009 og i Ref.\15\). Benevning på hullavstander og andre dimensjoner er vist i Figur 3.6. Avstanden m er fra senter av boltehull til radien mellom steget og flensen i henhold til NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009.

Uavstivet søyle

For tilfeller med uavstivet søyle antas det 5 mulige flytelinjer som kan oppstå ved både i-planet og ut-av-planet moment.

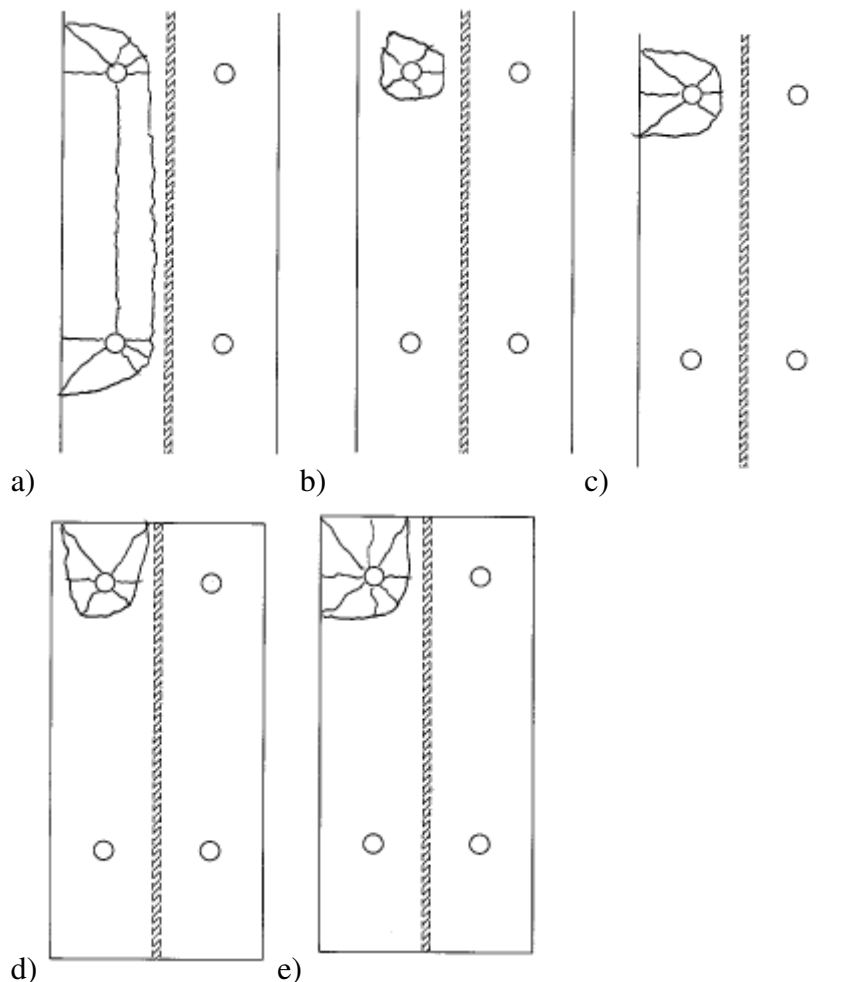


Fig 3.10 Mulige flytelinjer i uavstivet søyleflens ved moment om to akser

Figur 3.10 a) viser hvordan flyt kan oppstå rundt begge boltene, flytelinjen kan sammenliknes med flytelinje for utvendige bolter i endeplate som virker sammen:

$$l_{eff} = 2 \cdot m + 0.625 \cdot e_1 + p_1 \quad (3.10)$$

Her blir det nødvendig å benytte strekkraften som virker i den mest utnyttede bolten og den strekkraften som oppstår i den andre bolten utsatt for strekk på grunn av ut-av-planet moment. Eventuelt kan det, for å være sikker på at en er på den konservative siden, benyttes strekkraften i den mest utnyttede bolten multiplisert med 2.

Figur 3.10 b) sammenlignes med tilfeller hvor vi har sirkulert flyt rundt boltene i en bolterad bestående av to bolter, hvor det bare deles på to for å tilpasses til et hull:

$$l_{eff} = \min \left[\frac{2 \cdot \pi \cdot m}{2}, \frac{\pi \cdot m + e_2}{2} \right] \quad (3.11)$$

Fig 3.10 c) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er sideflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter, hvor det deles på to for å tilpasse til et hull:

$$l_{eff} = \frac{4 \cdot m + 1.25 \cdot e_2}{2} \quad (3.12)$$

Fig 3.10 d) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er endeflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter, hvor det deles på to for å tilpasse til et hull:

$$l_{eff} = \frac{4 \cdot m + 1.25 \cdot e_1}{2} \quad (3.13)$$

Fig 3.10 e) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er hjørneflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter, hvor det deles på to for å tilpasse til et hull:

$$l_{eff} = \frac{2 \cdot m + 0.625 \cdot e_1 + e_2}{2} \quad (3.14)$$

For tilfellene 3.10 b) til e) blir det nødvendig å kontrollere at disse flytelinjene alle er store nok til å motstå strekkraften i den høyest utnyttede boltene. Hvis det ikke oppstår flyt i noen av disse tilfellene vil det heller ikke oppstå flyt på grunn av i-planet moment, da disse tilfellene tar strekkraften i den høyeste utnyttede boltene og sjekker dette mot halve flytelinjen av det som vil oppstå rundt to bolter.

Avstivet søyle med ytre bolter

For tilfeller med avstivet søyle antas det 4 mulige flytelinjer som kan oppstå ved både i-planet og ut-av-planet moment.

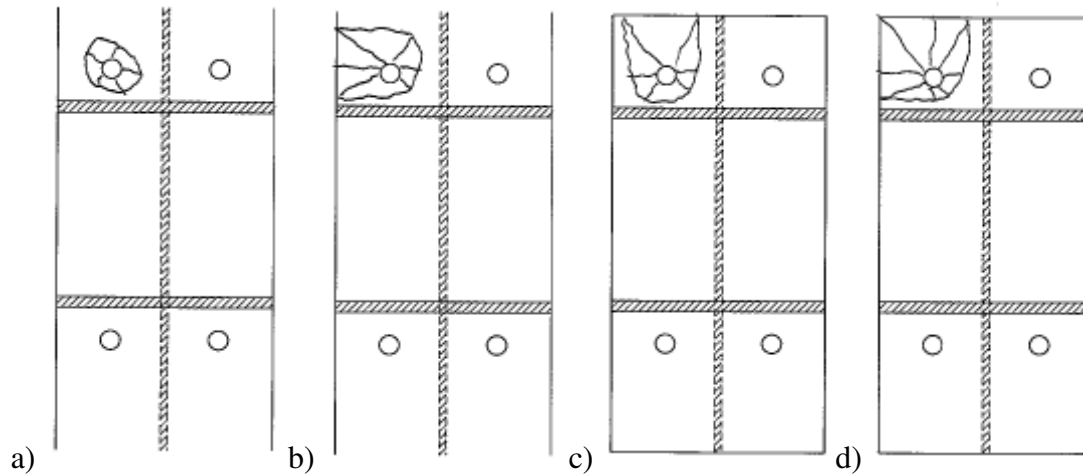


Fig 3.11 Mulige flytelinjer for avstivet søyle med ytre bolter ved moment om to akser

Figur 3.11 a) sammenlignes med tilfeller hvor vi har sirkulert flyt rundt boltene i en bolterad bestående av to bolter, hvor det bare deles på to for å tilpasses til et hull:

$$l_{eff} = \min \left[\frac{2 \cdot \pi \cdot m}{2}, \frac{\pi \cdot m + e_2}{2} \right] \quad (3.15)$$

Fig 3.11 b) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er sideflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter, hvor det deles på to for å tilpasse til et hull:

$$l_{eff} = \frac{4 \cdot m + 1.25 \cdot e_2}{2} \quad (3.16)$$

Fig 3.11 c) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er endeflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter, hvor det deles på to for å tilpasse til et hull:

$$l_{eff} = \frac{4 \cdot m + 1.25 \cdot e_1}{2} \quad (3.17)$$

Fig 3.11 d) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er hjørneflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter, hvor det deles på to for å tilpasse til et hull:

$$l_{eff} = \frac{2 \cdot m + 0.625 \cdot e_1 + e_2}{2} \quad (3.18)$$

For tilfellene 3.11 a) til d) blir det nødvendig å kontrollere at disse flytelinjene alle er store nok til å motstå strekkraften i den høyest utnyttede bolt. Hvis det ikke oppstår flyt i noen av disse tilfellene vil det heller ikke oppstå flyt på grunn av i-planet moment, da disse tilfellene tar strekkraften i den høyeste utnyttede bolt og sjekker dette mot halve flytelinjen av det som vil oppstå rundt to bolter.

Påsveist endeplate med ytre bolter

For tilfeller med påsveist endeplate med ytre bolter antas det 6 mulige flytelinjer som kan oppstå ved både i-planet og ut-av-planet moment.

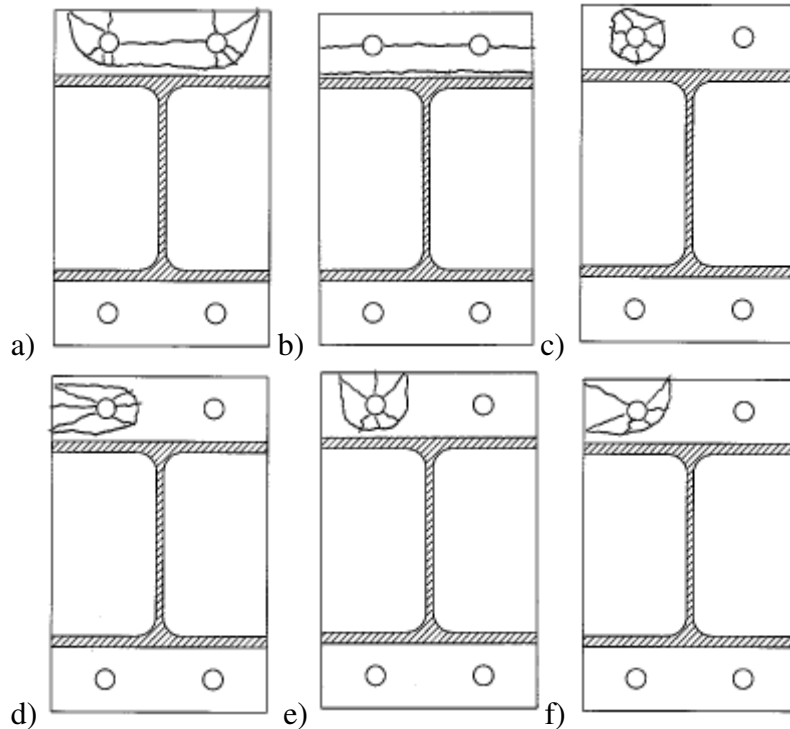


Fig 3.12 Mulige flytelinjer for endeplate med ytre bolter ved moment om to akser

Figur 3.12 a) viser hvordan flyt kan oppstå rundt begge boltene, flytelinje for utvendige bolter i endeplate som virker sammen er:

$$l_{eff} = 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_2 + p_2 \quad (3.19)$$

Figur 3.12 b) viser hvordan flyt oppstår på tvers av endeplaten, flytelinjen for denne typen mønster er:

$$l_{eff} = \frac{b_p}{2} \quad (3.20)$$

Ved flytelinjer som i Figur 3.12 a) og b) blir det nødvendig å benytte strekkraften som virker i den mest utnyttede boltene og den strekkraften som oppstår i den andre boltene utsatt for strekk på grunn av i-planet moment. Eventuelt kan det, for å være sikker på at en er på den konservative siden, benyttes strekkraften i den mest utnyttede boltene multiplisert med 2.

Figur 3.12 c) sammenlignes med tilfeller hvor vi har sirkulert flyt rundt boltene i en utvendig bolterad bestående av to bolter, hvor det deles på to for å tilpasses til et hull:

$$l_{eff} = \min \left[\frac{2 \cdot \pi \cdot m_x}{2}, \frac{\pi \cdot m_x + e_1}{2}, \frac{\pi \cdot m_x + 2 \cdot e_2}{2} \right] \quad (3.21)$$

Fig 3.12 d) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er sideflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter, hvor det deles på to for å tilpasse til et hull:

$$l_{eff} = \frac{4 \cdot m_x + 1.25 \cdot e_2}{2} \quad (3.22)$$

Fig 3.12 e) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er endeflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter, hvor det deles på to for å tilpasse til et hull:

$$l_{eff} = \frac{4 \cdot m_x + 1.25 \cdot e_1}{2} \quad (3.23)$$

Fig 3.12 f) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er hjørneflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter, hvor det deles på to for å tilpasse til et hull:

$$l_{eff} = \frac{2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_1 + e_2}{2} \quad (3.24)$$

For tilfellene 3.12 c) til f) blir det nødvendig å kontrollere at disse flytelinjene alle er store nok til å motstå strekkraften i den høyest utnyttede boltene. Hvis det ikke oppstår flyt i noen av disse tilfellene vil det heller ikke oppstå flyt på grunn av i-planet moment, da disse tilfellene tar strekkraften i den høyeste utnyttede boltene og sjekker dette mot halve flytelinjen av det som vil oppstå rundt to bolter.

Avstivet søyle med indre bolter

For avstivet søyle med indre bolter antas det 3 mulig flytelinjer som kan dannes ved både i-planet og ut-av-planet moment..

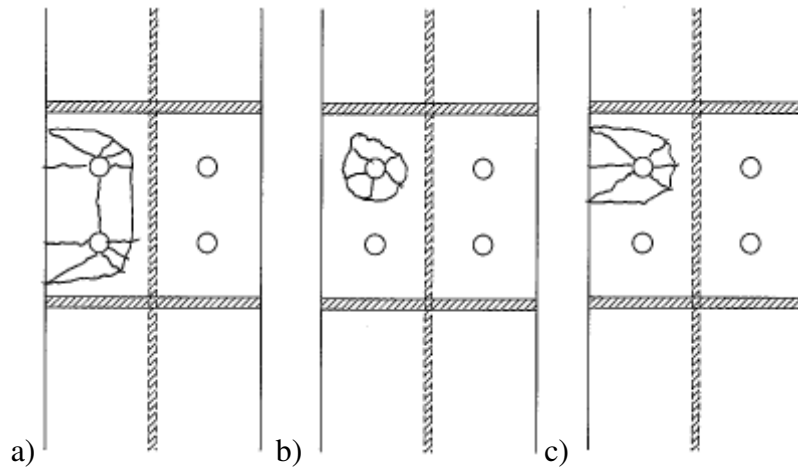


Fig 3.13 Mulige flytelinjer for søyleflens med indre bolt ved moment om to akser

Figur 3.13 a) viser hvordan flyt kan oppstå rundt begge boltene, flytelinjen kan sammenliknes med flytelinje for utvendige bolter i endeplate som virker sammen og effektiv lengde antas å være:

$$l_{eff} = 2 \cdot m + 0.625 \cdot e_1 + p_1 \quad (3.25)$$

Her blir det nødvendig å benytte strekkraften som virker i den mest utnyttede boltene og den strekkraften som oppstår i den andre boltene utsatt for strekk på grunn av i-planet moment. Eventuelt kan det, for å være sikker på at en er på den konservative siden, benyttes strekkraften i den mest utnyttede boltene multiplisert med 2.

Figur 3.13 b) sammenlignes med tilfeller hvor vi har sirkulert flyt rundt boltene i en bolterad bestående av to bolter, hvor det bare deles på to for å tilpasses til et hull:

$$l_{eff} = \min \left[\frac{2 \cdot \pi \cdot m}{2}, \frac{\pi \cdot m + e_2}{2} \right] \quad (3.26)$$

Fig 3.13 c) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er sideflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter, hvor det deles på to for å tilpasse til et hull:

$$l_{eff} = \frac{4 \cdot m + 1.25 \cdot e_2}{2} \quad (3.27)$$

For tilfellene 3.13 b) og c) blir det nødvendig å kontrollere at disse flytelinjene alle er store nok til å motstå strekkraften i den høyest utnyttede boltene. Hvis det ikke oppstår flyt i noen av disse tilfellene vil det heller ikke oppstå flyt på grunn av i-planet moment, da disse tilfellene tar strekkraften i den høyeste utnyttede boltene og sjekker dette mot halve flytelinjen av det som vil oppstå rundt to bolter.

Påsveist endeplate med indre bolter

For tilfeller med påsveist endeplate med indre bolter antas det 3 mulige flytelinjer som kan oppstå ved både i-planet og ut-av-planet moment.

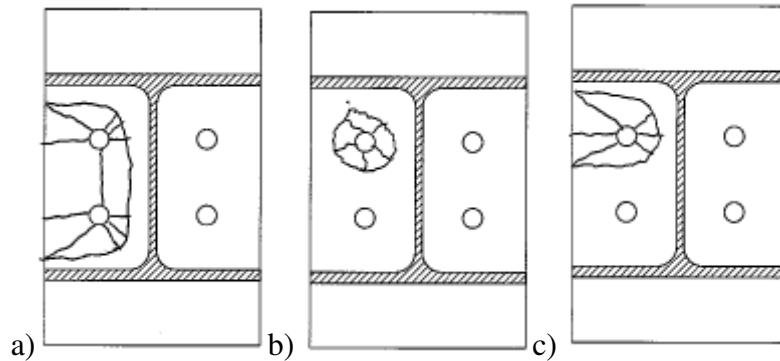


Fig 3.14 Mulige flytelinjer for endeplate med indre bolter ved moment om to akser

Figur 3.14 a) viser hvordan flyt kan oppstå rundt begge boltene, flytelinjen kan sammenliknes med flytelinje for utvendige bolter i endeplate som virker sammen og effektiv lengde antas å være:

$$l_{eff} = 2 \cdot m + 0.625 \cdot e_1 + p_1 \quad (3.28)$$

Her blir det nødvendig å benytte strekkraften som virker i den mest utnyttede boltene og den strekkraften som oppstår i den andre boltene utsatt for strekk på grunn av i-planet moment. Eventuelt kan det, for å være sikker på at en er på den konservative siden, benyttes strekkraften i den mest utnyttede boltene multiplisert med 2.

Figur 3.14 b) sammenlignes med tilfeller hvor vi har sirkulert flyt rundt boltene i en bolterad bestående av to bolter, hvor det bare deles på to for å tilpasses til et hull:

$$l_{eff} = \min \left[\frac{2 \cdot \pi \cdot m}{2}, \frac{\pi \cdot m + e_2}{2} \right] \quad (3.29)$$

Fig 3.14 c) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er sideflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter, hvor det deles på to for å tilpasse til et hull:

$$l_{eff} = \frac{4 \cdot m + 1.25 \cdot e_2}{2} \quad (3.30)$$

For tilfellene 3.14 b) og c) blir det nødvendig å kontrollere at disse flytelinjene alle er store nok til å motstå strekkraften i den høyest utnyttede boltene. Hvis det ikke oppstår flyt i noen av disse tilfellene vil det heller ikke oppstå flyt på grunn av i-planet moment, da disse tilfellene tar strekkraften i den høyeste utnyttede boltene og sjekker dette mot halve flytelinjen av det som vil oppstå rundt to bolter.

3.5.4 Flytelinjer ved ut-av-planet moment

Det er i kapittel 3.5.6 vist at i-planet moment og ut-av-planet moment kan behandles separat i stedet for å se på den mest utnyttede boltene og flytelinjemønstrene rundt denne. For å dimensjonere endeplate og søyleflens ved ut-av-planet moment kan man se på hvilke mulige flytelinjemønstre man får rundt boltelinje a (den høyest utnyttede boltelinjen) ved rent ut-av-planet moment. Og ved eventuell kombinasjon av i-planet og ut-av-planet moment kan man se begge tilfellene hver for seg, for så å benytte en interaksjonsformel. Denne interaksjonsformelen er presentert i kapittel 3.5.6..

NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 gir ikke dimensjoneringskriterier ved ut-av-planet moment og dermed er det heller ikke oppgitt flytelinjer ved ut-av-planet moment. I dette kapittel skal man se på forskjellige mulige flytelinjer ved rent ut-av-planet moment. Til hjelp er det tatt utgangspunkt i flytelinjer oppgitt i Ref./2/ og Ref./15/.

Uavstivet Søyle

For tilfeller med uavstivet søyle antas det 5 mulige flytelinjer som kan oppnås ved ut-av-planet moment.

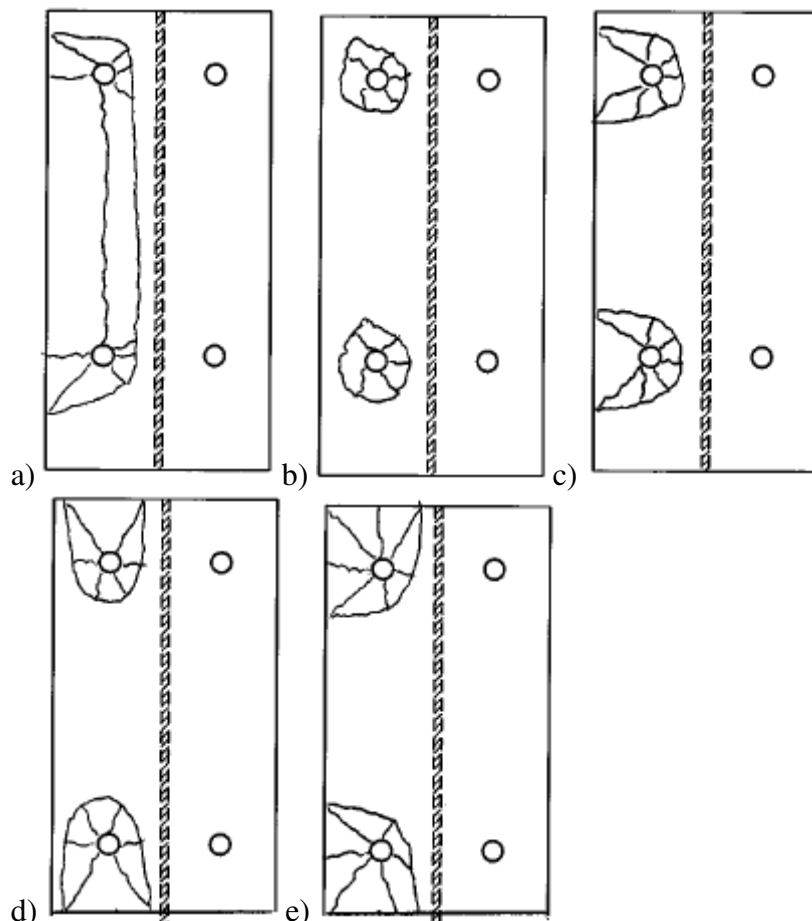


Fig 3.15 Mulige flytelinjer i uavstivet søyleflens ved ut-av-planet moment

Figur 3.15 a) viser hvordan flyt kan oppstå rundt begge boltene, flytelinjen kan sammenliknes med flytelinje for utvendige bolter i endeplate som virker sammen:

$$l_{eff} = 2 \cdot m + 0.625 \cdot e_2 + p_1 \quad (3.31)$$

Figur 3.15 b) sammenlignes med tilfeller hvor vi har sirkulert flyt rundt boltene i en bolterad bestående av to bolter:

$$l_{eff} = \min[2 \cdot \pi \cdot m, \pi \cdot m + e_2] \quad (3.32)$$

Fig 3.15 c) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er sideflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter:

$$l_{eff} = 4 \cdot m + 1.25 \cdot e_2 \quad (3.33)$$

Fig 3.15 d) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er endeflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter:

$$l_{eff} = 4 \cdot m + 1.25 \cdot e_1 \quad (3.34)$$

Fig 3.15 e) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er hjørneflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter:

$$l_{eff} = 2 \cdot m + 0.625 \cdot e_1 + e_2 \quad (3.35)$$

Avstivet søyle med ytre bolter

For tilfeller med avstivet søyle og ytre bolter antas det 4 mulige flytelinjer som kan oppstå ved ut-av-planet moment.

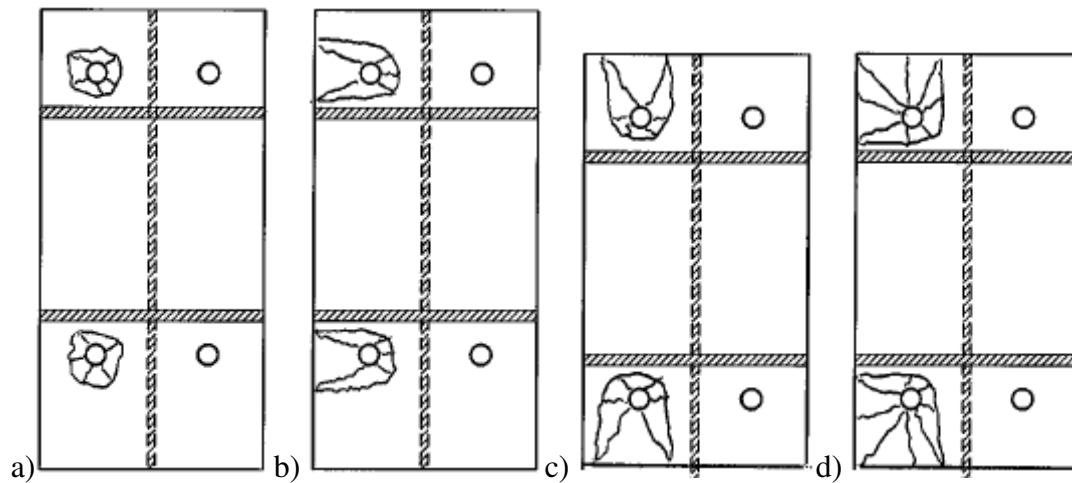


Fig 3.16 Mulig flytelinjer for avstivet søyle med ytre bolter ved ut-av-planet moment

Figur 3.16 a) sammenlignes med tilfeller hvor vi har sirkulert flyt rundt boltene i en bolterad bestående av to bolter:

$$l_{eff} = \min[2 \cdot \pi \cdot m, \pi \cdot m + e_2] \quad (3.36)$$

Fig 3.16 b) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er sideflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter:

$$l_{eff} = 4 \cdot m + 1.25 \cdot e_2 \quad (3.37)$$

Fig 3.16 c) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er endeflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter:

$$l_{eff} = 4 \cdot m + 1.25 \cdot e_1 \quad (3.38)$$

Fig 3.16 d) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er hjørneflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter:

$$l_{eff} = 2 \cdot m + 0.625 \cdot e_1 + e_2 \quad (3.39)$$

Påsveist endeplate med ytre bolter

For tilfeller med påsveist endeplate med ytre bolter antas det 4 mulige flytelinjer som kan oppstå ved ut-av-planet moment.

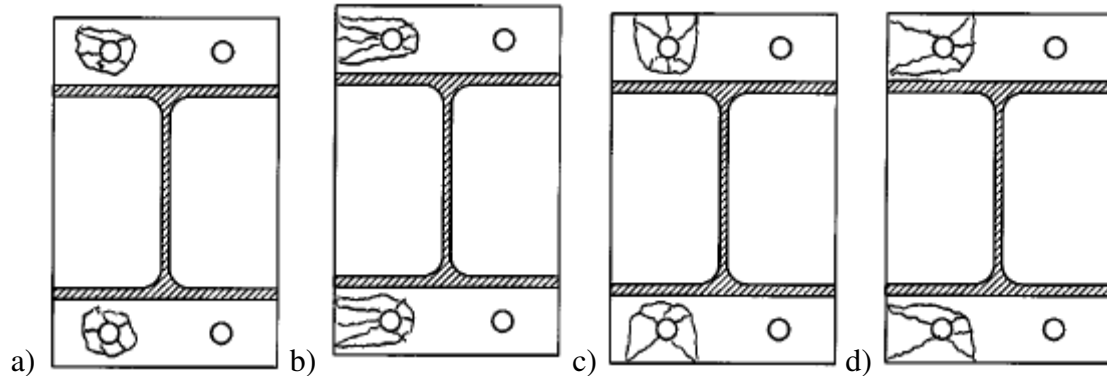


Fig 3.17 Mulige flytelinjer for endeplate med ytre bolter ved ut-av-planet moment

Figur 3.17 a) sammenlignes med tilfeller hvor vi har sirkulert flyt rundt boltene i en utvendig bolterad bestående av to bolter:

$$l_{eff} = \min[2 \cdot \pi \cdot m_x, \pi \cdot m_x + e_1, \pi \cdot m_x + 2 \cdot e_2] \quad (3.40)$$

Fig 3.17 b) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er sideflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter:

$$l_{eff} = 4 \cdot m_x + 1.25 \cdot e_2 \quad (3.41)$$

Fig 3.17 c) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er endeflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter:

$$l_{eff} = 4 \cdot m_x + 1.25 \cdot e_1 \quad (3.42)$$

Fig 3.17 d) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er hjørneflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter:

$$l_{eff} = 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_1 + e_2 \quad (3.43)$$

Avstivet søyle med indre bolter

For tilfeller med avstivet søyle og indre bolter antas det 3 mulige flytelinjemønstre som kan oppstå ved ut-av-planet moment.

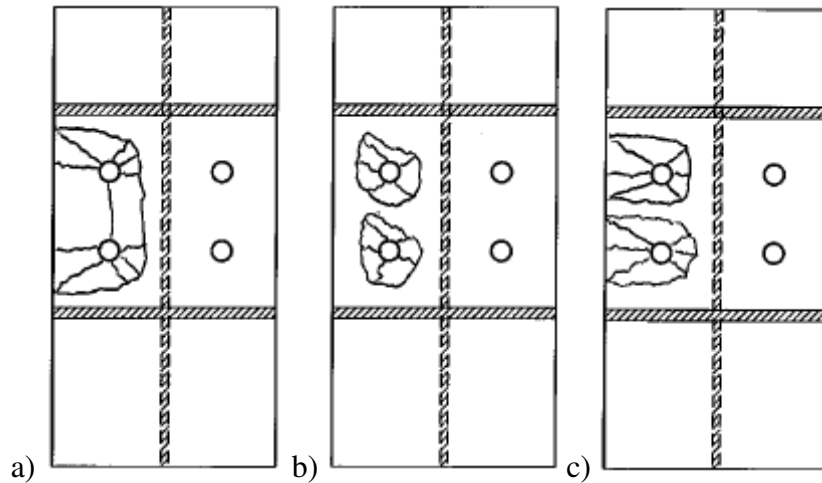


Fig 3.18 Mulige flytelinjer for avstivet søyle med indre bolter ved ut-av-planet moment

Figur 3.18 a) viser hvordan flyt kan oppstå rundt begge boltene, flytelinjen kan sammenliknes med flytelinje for utvendige bolter i endeplate som virker sammen og effektiv lengde antas å være:

$$l_{eff} = 2 \cdot m + 0.625 \cdot e_2 + p_1 \quad (3.44)$$

Figur 3.18 b) sammenlignes med tilfeller hvor vi har sirkulert flyt rundt boltene i en bolterad bestående av to bolter:

$$l_{eff} = \min[2 \cdot \pi \cdot m, \pi \cdot m + e_2] \quad (3.45)$$

Fig 3.18 c) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er sideflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter:

$$l_{eff} = 4 \cdot m + 1.25 \cdot e_2 \quad (3.46)$$

Påsveist endeplate med indre bolter

For tilfeller med påsveist endeplate med indre bolter antas det 3 mulige flytelinjer som kan oppstå ved ut-av-planet moment.

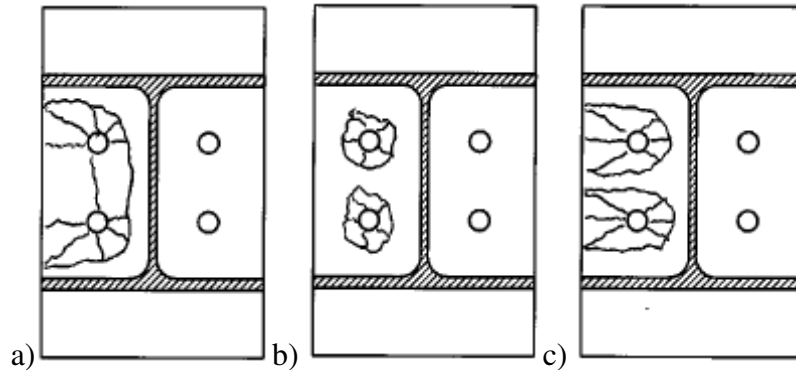


Fig. 3.19 Mulige flytelinjer for søyleflens med indre bolter og ut-av-planet moment

Figur 3.19 a) viser hvordan flyt kan oppstå rundt begge boltene, flytelinjen kan sammenliknes med flytelinje for utvendige bolter i endeplate som virker sammen og effektiv lengde antas å være:

$$l_{eff} = 2 \cdot m + 0.625 \cdot e_2 + p_1 \quad (3.47)$$

Figur 3.19 b) sammenlignes med tilfeller hvor vi har sirkulert flyt rundt boltene i en bolterad bestående av to bolter:

$$l_{eff} = \min[2 \cdot \pi \cdot m, \pi \cdot m + e_2] \quad (3.48)$$

Fig 3.19 c) kan sammenlignes med tilfeller hvor det er sideflyt rundt begge boltene i en bolterad bestående av to bolter:

$$l_{eff} = 4 \cdot m + 1.25 \cdot e_2 \quad (3.49)$$

3.5.5 Lastfordelingen i knutepunktet

Hvis man begynner å se på et tilfelle hvor det ikke er avstivning mellom søyleflensene og boltene er på utsiden av bjelkeflensene, kan man ved hjelp av skissen under dele opp hvordan kreftene opptrer i knutepunktet.

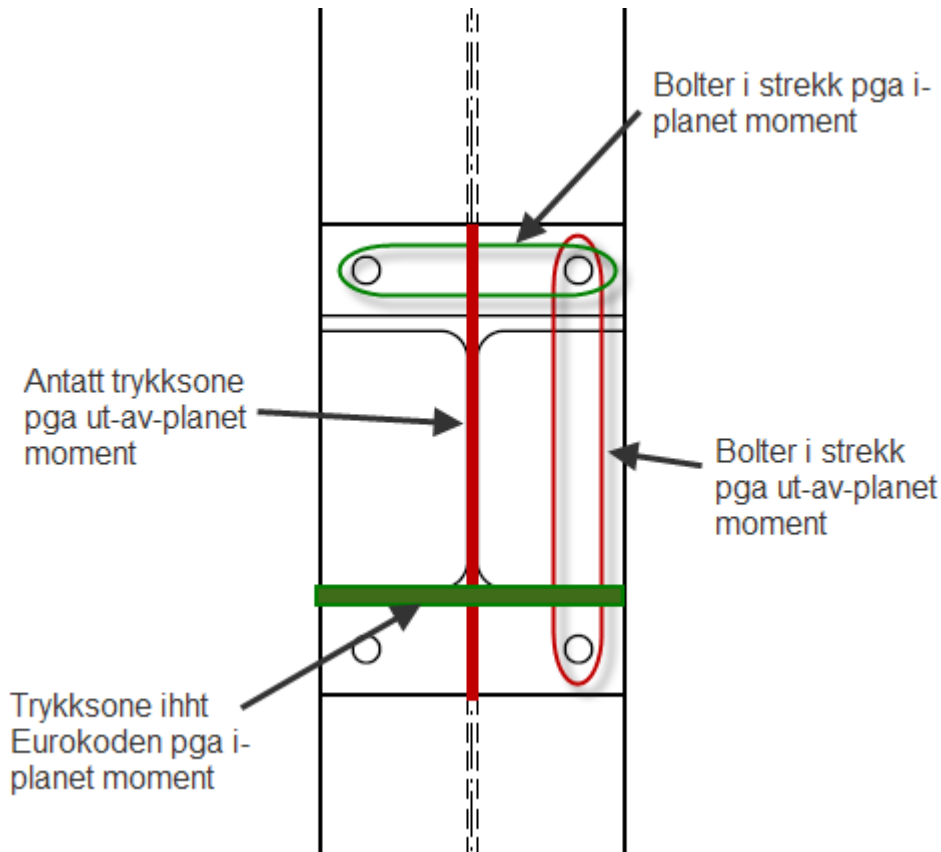


Fig 3.20 Lastens mulige opptreden i knutepunktet

Når man ser på Figur 3.20 er det opplagt hvilke bolter som opptar strekkrefter på grunn av i-planet moment og hvilke som opptar strekkrefter på grunn av ut-av-planet moment. Fra NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 får man oppgitt trykksonen ved i-planet moment (se Figur 2.33 i oppgaven). Utfordringen blir å plassere trykksenteret på grunn av ut-av-planet moment. Det er valgt å plassere dette i søylesteget da dette antas å være konservativt. Det er rimelig å anta at det ligger lenger mot venstre hvis man ser på Figur 3.20, spesielt hvis det hadde vært avstivere mellom søyleflensene. Stivheten til bjelkeflensene og stivheten til avstiverne mellom søyleflensene vil kanskje medføre at trykksenteret ligger i kanten til endeplaten og i kanten til søyleflensen.

Hvis en ser på i-planet moment og ut-av-planet hver for seg for å finne ut av hvilke deformasjoner man kan risikere å få. I figur 3.21 og 3.22 ser man på deformasjoner grunnet i-planet moment, mens figur 3.23-3.25 tar for seg deformasjoner grunnet ut-av-planet moment.

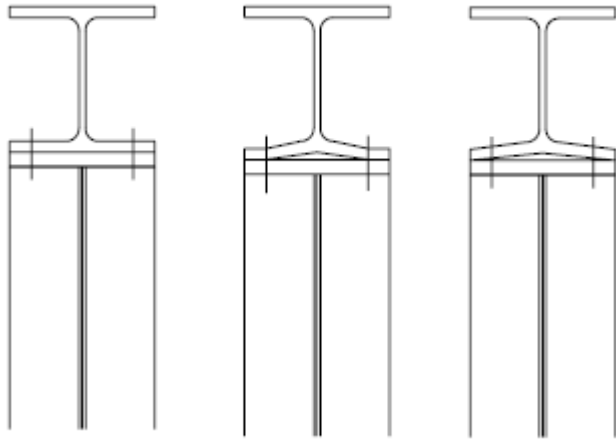


Fig 3.21 Deformasjoner grunnet i-planet moment sett ovenfra i strekksone

Figur 3.21 viser til venstre et knutepunkt som ikke får deformasjon eller hvor boltene utsatt for strekk går i brudd når lasten er høy nok, dette tilsvarer Mode 3 for en T-forbindelse i NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009. I midten ser man et tilfelle hvor søyleflensen flyter ved boltehullene og ved radien mellom flensen og steget, dette tilsvarer mode 1 for en T-forbindelse i NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009. Til høyre får man flyt i radien mellom flensen og steget og boltene vil gå i brudd når lasten er høy nok, dette tilsvarer mode 2 for T-forbindelse i NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009. Disse tre tilfellene er sett nærmere på i kapittel 2.1.3.3. Det kan også oppstå deformasjoner i endeplaten, men disse vil være mer synlige fra siden, dette er vist i Figur 3.22.

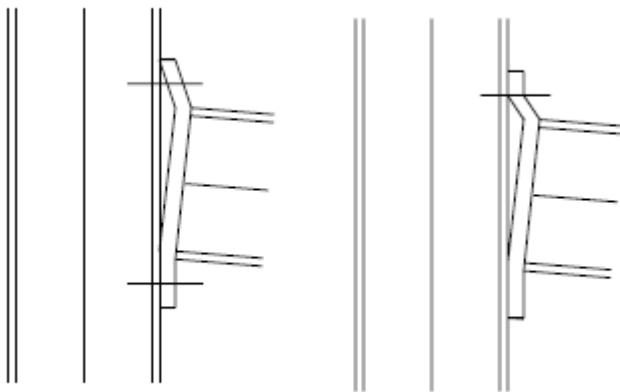


Fig 3.22 Deformasjoner grunnet i-planet moment sett fra siden

Figur 3.22 viser to typer deformasjoner som kan oppstå på grunn av i-planet moment. Til venstre ser en et tilfelle der endeplaten flyter ved sveisen til bjelkens strekkflens og dekke kan medføre hevarmvirkninger på boltene. Til høyre ser en et tilfelle hvor endeplaten flyter både ved boltehullene og ved sveisen til bjelkens strekkflens. Det vises også at trykksone ligger ved bjelkens trykkflens. I Figur 3.22 er det ikke tatt med deformasjonene i søylen.

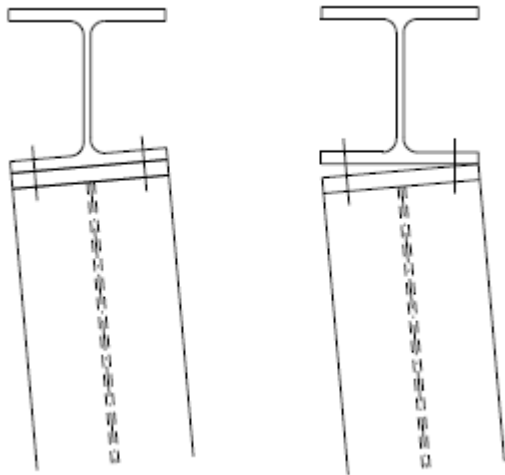


Fig 3.23 Deformasjon grunnet ut-av-planet moment uten avstivning sett ovenfra

Figur 3.23 viser to forskjellige scenario en kan tenke seg ved ut-av-planet moment når knutepunktet ikke er avstivet. Til venstre ser en at søyleflensen vrís (dette kan se ut som vipping), her vil det være vanskelig å bestemme et trykksonen og det antas at det er en konservativ antagelse å plassere trykksonen i steget. Det er også en mulighet at søyleflensen ikke vrís (utsettes for torsjon), men at det blir en glippe mellom endeplaten og søyleflensen. Dette er vist til høyre. Her er det rimelig å anta at trykksenteret ligger i kanten til høyre mellom endeplaten og søyleflensen. Tilfellet til høyre krever lav stivhet i boltene sammenliknet med torsjonsstivheten til søyleflensen. Det er også mulig å få en kombinasjon av disse to tilfellene.

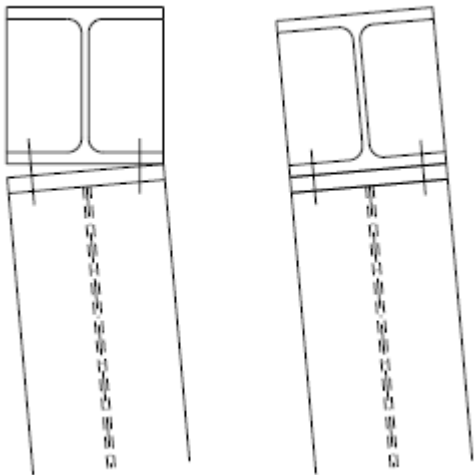


Fig 3.24 Deformasjon grunnet ut-av-planet moment, med avstivning, sett ovenfra

Ved å stive av søyleflensene antas det at søyleflensen ikke vrís, men at man enten får en vridning av bare bjelken som vist til venstre eller rotasjon av hele søylen inkludert bjelken. Til venstre vil det være rimelig å anta at trykksonen oppstår i kanten til høyre av endeplaten og søyleflensen, dette kommer av at avstiverne og bjelkeflensene vil ha høy stivhet. I tilfellet til høyre vil det være vanskelig å fastslå trykksonen. Det er også mulig å få en kombinasjon av disse to tilfellene. Deformasjonene i endeplaten er lettere å se ved en skisse fra siden, dette er vist i figuren under.

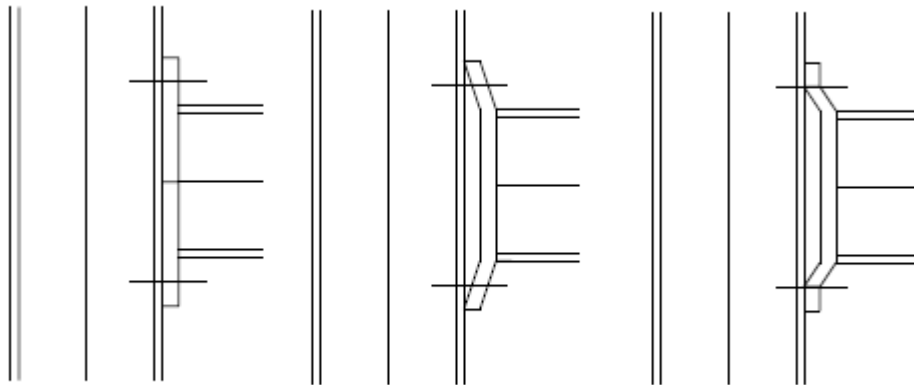


Fig 3.25 Deformasjon grunnet ut-av-planet momentsett fra siden i strekksonen

Figur 3.25 viser hvordan deformasjoner i endeplaten grunnet ut-av-planet moment vil se ut. Til venstre ser en hvordan det vil se ut hvis deformasjoner ikke oppstår og brudd vil oppstå i boltene, dette er det veldig lav sannsynlighet for at vil skje da det er veldig liten rotasjonsstivhet i åpne profiler. Tilfelle til venstre ville tilsvare mode 3 i NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 for en T-forbindelse. I midten ser et tilfelle hvor det oppstår flyt i endeplaten ved sveisen til bjelkeflensene, her vil boltene gå i brudd når lasten blir høy nok og dette tilsvare mode 2 for T-forbindelser i NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009. Til høyre er det vist et tilfelle hvor det oppstår flyt i endeplaten ved boltehullene og ved sveisen til bjelkeflensene, dette tilsvare mode 1 for en T-forbindelse i NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009. For at disse tilfellene skal kunne oppstå kreves det relativt høy stivhet i søylen sammenliknet med endeplaten.

Det påpekes at tilfellene sett ovenfra kan opptre samtidig som tilfellene sett fra siden for både i-planet og ut-av-planet moment. Når en så skal kombinere deformasjonene for moment om begge aksene og i tillegg få inn deformasjonene vist som flytelinjer i kapittel 3.5.2 og 3.5.3 så begynner dette å bli litt komplisert.

3.5.6 Hvilke komponenter påvirkes av i-planet moment og hvilke komponenter påvirkes av ut-av-planet moment?

Det kan argumenteres for at bare noen av knutepunktskomponentene påvirkes av ut-av-planet moment og/eller i-planet og ut-av-planet moment i interaksjon.

Det kan argumenteres for at søylesteg i skjær bare er påvirket av i-planet moment, da ut-av-planet moment ikke vil påføre søylesteget ytterligere skjærspenninger.

Det kan argumenteres for at søylesteg i tversgående trykk eller strekk ikke er påvirket av moment ut-av-planet, da dette momentet vil gi lave eller muligens tilnærmet null spenninger på tvers av søylesteget.

Det kan argumenteres for at både søyleflens i bøyning og endeplate i bøyning vil påvirkes både av i-planet moment og ut-av-planet moment, da ut-av-planet moment vil gi ytterligere bøyespenninger på disse to komponentene. Dette er også kommentert nærmere i kapittel 3.5.2- 3.5.5.

Det kan argumenteres for at bjelkeflens i trykk kan tenkes å være påvirket av moment ut-av-planet, da den ene siden av flensen vil få ytterligere trykkspenning på grunn av ut-av-planet momentet.

Det kan argumenteres for at bjelkesteg i strekk ikke er påvirket av moment ut-av-planet, da det i likhet med søylesteg i tversgående strekk vil oppstå lave spenninger eller muligens spenninger tilnærmet lik null.

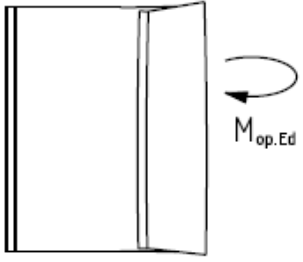
Det kan argumenteres for at bolter i strekk er påvirket både av i-planet moment og ut-av-planet moment, da den ene bolten vil utsettes for strekkspenninger fra begge disse momentene.

Det kan argumenteres for at det er behov for å sjekke sveisen i strekk, da lastutbredelsen fra boltene i strekk i noen tilfeller kan påføres på bare deler av sveisen. Dette er nærmere beskrevet i kapittel 3.5.9. Sveisen vil være påvirket av både i-planet og ut-av-planet moment. Det er i oppgaven gitt kommentar angående den effektive bredden på sveisen. Men for å redusere omfanget på oppgaven er det benyttet full gjennombrenning og antatt at hele sveisen virker.

Under er disse antagelsene oppsummert i Tabell 3.6.

Tabell 3.6 Hvilke komponenter påvirkes av hvilke moment

Komponent		Påvirkes av:		
		I-planet moment	Ut-av-planet Moment	I-planet og ut-av-planet i interaksjon
Søylesteg i skjær		X		
Søylesteg i tversgående trykk		X		
Søylesteg i tversgående strekk		X		
Søyleflens i bøyning		X	X	X
Endeplate i bøyning		X	X	X
Bjelkeflens og bjelkesteg i trykk		X	X	X
Bjelkesteg i strekk		X		
Sveis		X	X	X
Bolter i strekk*		X	X	X
Bolter i skjær**				

Søyleflens utsatt for torsjon***		X	X	X
----------------------------------	---	---	---	---

*Kapasiteten for bolter i strekk er inkludert i kapasitetsformlene for knutepunktskomponentene søyleflens i bøyning og endeplate i bøyning.

**Skjær i bolten påvirkes ikke fra momentene, men fra skjærkreftene som skaper momentene. Skjær i bolten vil være med å redusere boltens kapasitet i strekk på grunn av økning i Von Mises spenninger. Dette i henhold til formel (2.3) i kapittel 2.1.1.4.

***Søyleflens utsatt for torsjon er ikke en komponent i henhold til NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009. Denne må tas med ved ut-av-planet moment.

3.5.7 Dimensjonskriteriet for interaksjon mellom i-planet og ut-av-planet moment

I tabell 3.5 ser en at det er 6 komponenter som antas å bli påvirket av både i-planet og ut-av-planet moment. Søyleflens i bøyning, endeplate i bøyning, bjelkeflens og bjelkesteg i trykk, og bolter i strekk blir dimensjonert med en strekkapasitet først for så å bli multiplisert med en momentarm som gir en momentkapasitet. Søyleflens utsatt for torsjon vil gi en direkte momentkapasitet. Sveisen som er benyttet har full gjennombrenning og det er antatt at hele sveisen virker, dette medfører at bjelkens kapasitet er dimensjonerende.

Antar man her at man har funnet de dimensjonerende strekkapasitetene for bolterad 1 og boltelinje a for de 4 komponentene utsatt for strekk, det vil si $F_{t1.tc.Rd}$, $F_{t1.ep.Rd}$, $F_{ta.fc.Rd}$ og $F_{ta.ep.Rd}$.

Beregner minimum av disse 4 kapasitetene, $F_{tmin.Rd}$. Den dimensjonerende strekkapasiteten til bolt 1a, det vil si den mest påkjente bolten, antas dermed å være:

$$\frac{F_{tmin.Rd}}{2} \leq F_{t1a.Rd} \quad (3.50)$$

Dimensjoneringskriteriet er i utgangspunktet:

$$\frac{F_{t1a.Ed}}{F_{t1a.Rd}} \leq 1.0 \quad (3.51)$$

Hvor $F_{t1a.Ed}$ er den dimensjonerende resulterende strekklasten i bolt 1a gitt av:

$$F_{t1a.Ed} = \frac{F_{t1.Ed} + F_{ta.Ed}}{2} \quad (3.52)$$

Hvor:

$$F_{t1.Ed} = \frac{M_{ip.Ed}}{z} \quad (3.53)$$

og

$$F_{ta.Ed} = \frac{M_{op.Ed}}{y} \quad (3.54)$$

Siden:

$$F_{t1a.Rd} \geq \frac{F_{tmin.Rd}}{2} \quad (3.55)$$

Får dermed:

$$\frac{F_{t1a.Ed}}{F_{t1a.Rd}} \leq \frac{\frac{F_{t1.Ed} + F_{ta.Ed}}{2}}{\frac{F_{tmin.Rd}}{2}} = \frac{\frac{M_{ip.Ed}}{z} + \frac{M_{op.Ed}}{y}}{F_{tmin.Rd}} \quad (3.56)$$

Dette gir så dimensjoneringskriteriet:

$$\frac{M_{ip.Ed}}{F_{tmin.Rd} \cdot z} + \frac{M_{op.Ed}}{F_{tmin.Rd} \cdot y} \leq 1.0 \quad (3.57)$$

Hvor $F_{tmin.Rd}$ er den dimensjonerende strekkapasiteten tatt for boltelinje 1 og bolterad a for søyleflens i bøyning, endeplate i bøyning og bolter i strekk.

Hvis vi også tar hensyn til andre knutepunktskomponenter, kan dimensjoneringskriteriet skrives som:

$$\frac{M_{ip.Ed}}{M_{ip.Rd}} + \frac{M_{op.Ed}}{M_{op.Rd}} \leq 1.0 \quad (3.58)$$

Hvor:

$$M_{ip.Rd} = F_{t1.Rd} \cdot z \quad (3.59)$$

Hvor:

$$F_{t1.Rd} = \min(V_{wp,ip,Rd}, F_{c,wc,ip,Rd}, F_{t,wc,ip,Rd}, F_{t1,fc,Rd}, F_{t1,ep,Rd}, F_{ta,fc,Rd}, F_{ta,ep,Rd}, F_{c,fb,ip,Rd}, F_{t,wb,ip,Rd}) \quad (3.60)$$

Hvor:

- $F_{t1.Rd}$ er den effektive skrukapasiteten for bolterad 1 gitt av EN 1993-1-8:2005+NA:2009 §6.2.7.2, redusert hvis nødvendig.
- $V_{wp,ip,Rd}$ er kapasitet for søylesteg i skjær (på grunn av moment i-planet)
- $F_{c,wc,ip,Rd}$ er kapasitet for søylesteg i tversgående trykk (på grunn av moment i-planet)

- $F_{t,wc,ip,Rd}$ er kapasitet for søylesteg i tversgående strekk (på grunn av moment i-planet)
- $F_{c,fb,ip,Rd}$ er kapasitet for bjelkeflens og bjelkes i strekk (på grunn av moment i-planet)
- $F_{t,wb,ip,Rd}$ er kapasitet for bjelkesteg i strekk (på grunn av moment i-planet)

$$M_{op,Rd} = \min(F_{ta,Rd} \cdot y, M_{tor.fc.op,Rd}) \quad (3.61)$$

Hvor:

$$F_{ta,Rd} = \min(F_{t1.fc,Rd}, F_{t1.ep,Rd}, F_{ta.fc,Rd}, F_{ta.ep,Rd}, F_{c.fb.op,Rd}) \quad (3.62)$$

Hvor $F_{c.fb.op,Rd}$ er den dimensjonerende trykkapasiteten for bjelkeflensen ved moment ut-av-planet og $M_{tor.fc.op,Rd}$ er søyleflensens dimensjonerende torsjonskapasitet.

Dimensjoneringskriteriet er tegnet inn i grafen i figur 3.26 under.

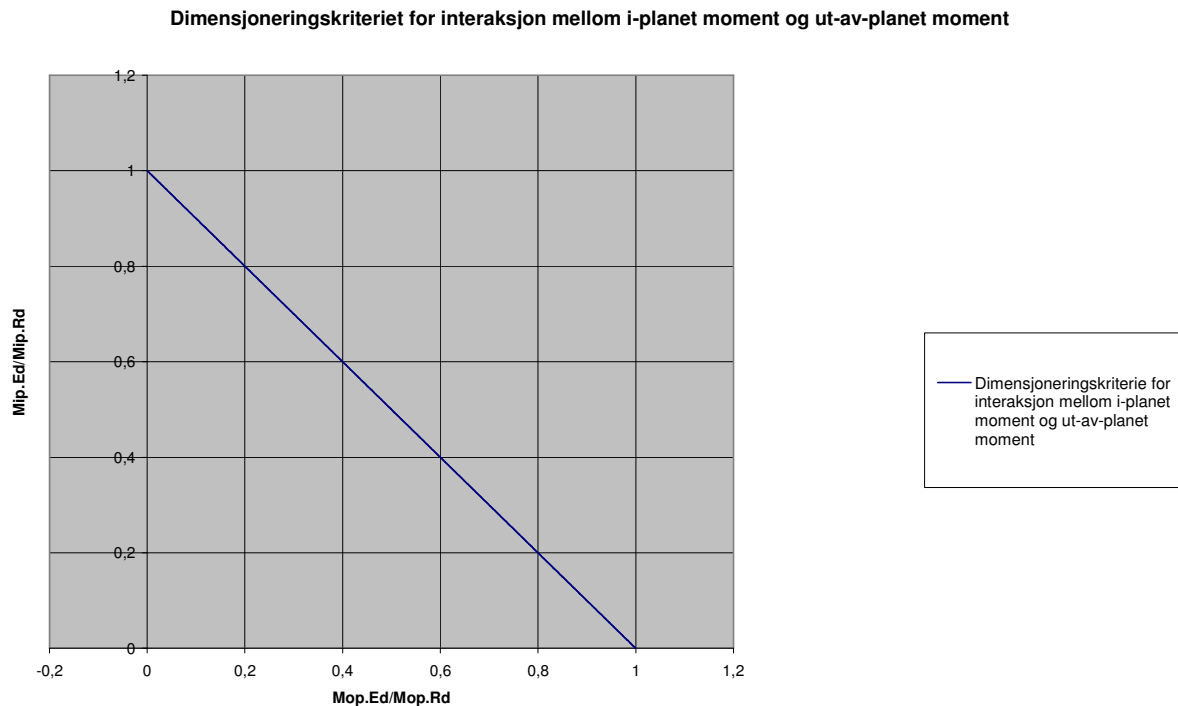


Fig 3.26 Designkriteriet for interaksjon mellom i-planet og ut-av-planet moment

3.5.8 Bjelkeflensen i trykk

Med utgangspunkt i antagelsene om at bjelkeflens og -steg i trykk kan påvirkes av ut-av-planet moment skal det fremlegges et forslag til kapasitetskrav for denne komponenten ved ut-av-planet moment.

Hvis en antar trykksiden av en bjelkeflens utsatt for ut-av-planet moment kan en anta at trykksiden brer seg ut prinsipielt som vist i Figur 3.27 under.

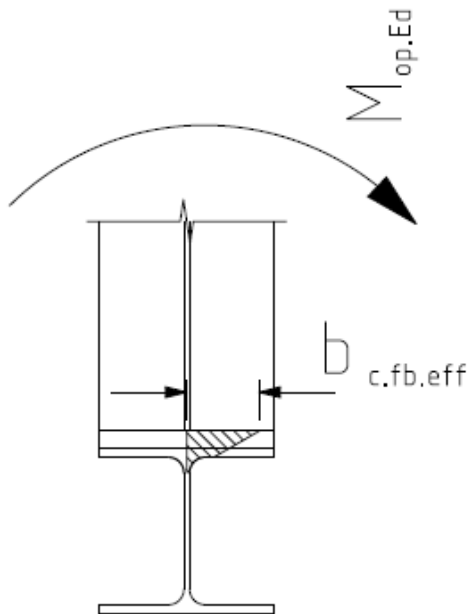


Fig 3.27 Effektiv bredde av trykksonen i bjelkeflens og -steg ved ut-av-planet moment

For trykksonen antas det at dimensjonskriteriet for den effektive bredden for sveiste forbindelser til avstivede flenser kan anvendes (NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 § 4.10):

$$b_{c.fb.eff} = 0.5(t_{wc} + 2r_c + 7k(t_{fc} + t_{ep})) = 0.5t_{wc} + r_c + 3.5k(t_{fc} + t_{ep}) \quad (3.63)$$

Hvor:

- $k = \frac{t_{fc}}{t_{fb}}$, men $k \leq 1$
- t_{wc} er søylestegets tykkelse
- r_c er radiusen mellom søylesteget og -flensen
- t_{fc} er søyleflensens tykkelse
- t_{ep} er endeplatens tykkelse
- det antas samme flytegrense i søyle, bjelke og plate

Den effektive bredden kan ikke overstige halve bjelkebredden.

For avstivet søyle kan man anta at trykksonen av bjelkeflensen utsatt for ut-av-planet moment er som vist på Figur 3.28.

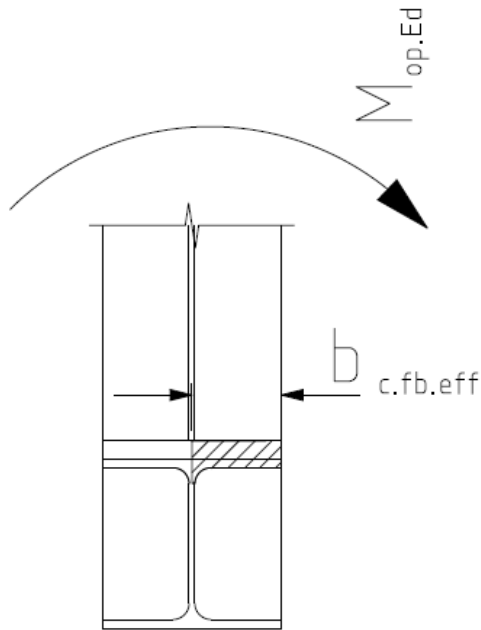


Fig 3.28 Effektiv bredde av trykksonen i bjelkeflens og –steg ved ut-av-planet moment ved avstivet søyle

Det kan antas at trykksonen er halve bredden til bjelken:

$$b_{c.fb.eff} = \frac{b_b}{2} \quad (3.64)$$

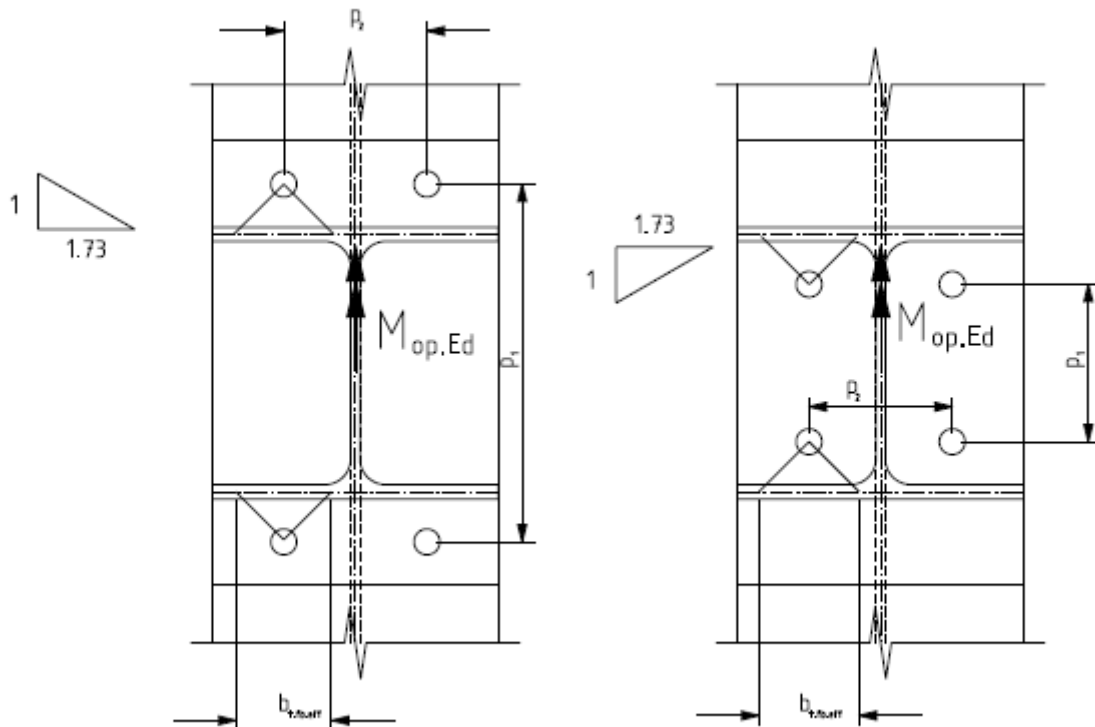
Hvor b_b er bjelkens bredde.

Basert på plastisitetsteorien antas trykkapasiteten av bjelkeflensen utsatt for ut-av-planet bøyning å være gitt av:

$$F_{t.fb.op.Rd} = \frac{2f_y \cdot b_{c.fb.eff} \cdot t_{fb}}{\gamma_{M0}} \quad (3.65)$$

3.5.9 Sveis

Her skal det vises hvordan man kan beregne den effektive bredden for sveis i strekksiden. Den effektive bredden er tatt med for å ta høyde for at boltelinjene er nær eller utenfor kantene av bjelkeflensene. Det kan antas at utbredelsen av disse strekkspenningene fra boltene til sveisen er som vist på Figur 3.29.



Figur 3.29 Effektiv bredde av strekksonen ved ut-av-planet moment, til venstre med utstikkende endeplate og til høyre fluktende endeplate

Antar at strekkspenningene brer seg ut med en vinkel på 60° i hver retning i forhold til vertikal, totalt 120° , Ref.\15\ . Dette gir for en effektiv bredde for utstikkende endeplate:

$$b_{t,fb,eff} = 1.73(h_b - p_1 - t_{fb}) \quad (3.66)$$

Og for fluktende endeplate:

$$b_{t,fb,eff} = 1.73(p_1 - h_b + t_{fb}) \quad (3.67)$$

Hvor:

- p_1 er gitt i Figur 3.19
- h_b er høyden på bjelken
- t_{fb} er tykkelsen på bjelkeflensen

Dersom den effektive bredden viser seg å "virke" utenfor bjelkebredden må den reduseres for dette. Dette vil bare oppstå hvis avstand mellom boltelinjene, p_2 , er relativt stor sammenliknet med bjelkens bredde, b_b . For å begrense oppgaven er det benyttet full gjennombrenning og samtidig antatt at hele sveisen medvirker. Dette medfører at det ikke er nødvendig å sjekke sveisen så lenge bjelkens kapasitet er tilstrekkelig.

For ordens skyld kan det nevnes at den effektive bredden ikke kan overstige halve bjelkebredden.

3.5.10 Søyleflens utsatt for torsjon

Dette er en komponent som ikke er tatt med i Eurokode 3, da denne ikke vil være relevant ved i-planet moment. Kapasiteten er gitt i kapittel 2.2.1.5 som $T_{\text{søyle.flens.tot.Rd}}$, hvis man for å tilnærme notasjonene benyttet for de andre komponentene benytter: $M_{\text{tor.fc.op.Rd}}$. Denne tar med både søyleflensens rotasjonskapasitet og søylestegets bøyestivhet. Kapasiteten blir da:

$$M_{\text{tor.fc.op.Rd}} = \frac{\frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot b_f \cdot t_f^2 \left(1 - \frac{1}{3} \frac{t_f}{b_f}\right)}{\gamma_{M0}} + \frac{f_y \cdot t_s^2 \cdot b_{\text{eff}}}{4 \cdot \gamma_{M0}} \quad (3.68)$$

Hvor

- f_y er materialets flytegrense
- b_f er flensens bredde
- t_f er flensens tykkelse
- t_s er stegets tykkelse
- b_{eff} er presentert under
- γ_{M0} er en materialfaktor

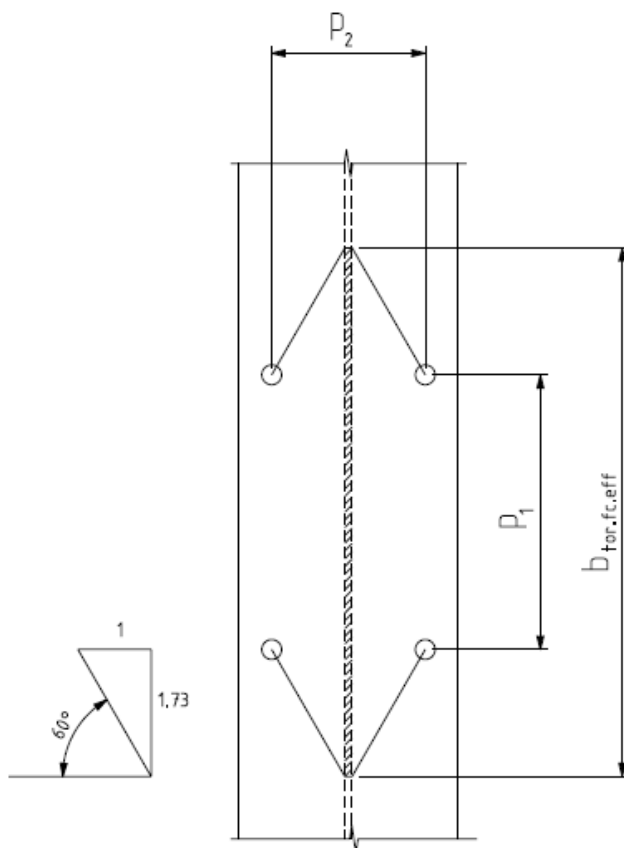


Fig 3.30 Effektiv bredde av søylesteget ved torsjon av søyleflensen

Figur 3.30 gir en effektiv bredde på søylesteget ved torsjon av søyleflensen lik:

$$b_{\text{tor.fc.eff}} = p_1 + 2 \cdot 1.73 \cdot \frac{p_2}{2} = p_1 + 1.73 \cdot p_2 \quad (3.69)$$

3.5.11 Boltet strekkforbindelse med bøyedeformasjoner ved ut-av-planet bøyning

Ved i-planet moment benyttes en ekvivalent T-forbindelse for å dimensjonere endeplaten i bøyning og søyleflensen i bøyning. Her skal det forklares hvordan dette kan gjøres ved ut-av-planet moment. Metode 2 for Mode 1 benyttet i tabell 6.2 i NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 vil ikke bli benyttet på grunn av sin kompleksitet. Både i fig 3.31 og 3.32 er kapasiteten av den ekvivalente T-forbindelsen $F_{T,i,Rd}=2N$, hvor i er 1, 2 eller 3 avhengig av mode og N er halvparten av strekkapasiteten for ut-av-planet momentet. Først vil det bli sett på tilfellet med utvendige bolter.

Utvendige bolter:

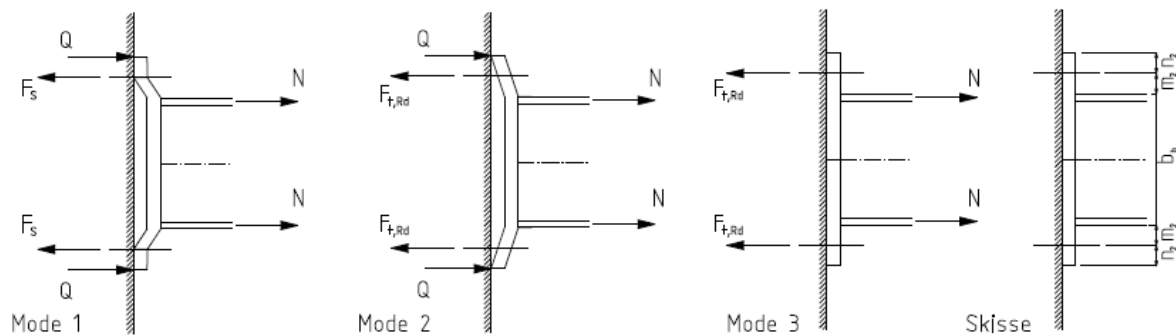


Fig 3.31 Strekkforbindelse med bøyedeformasjoner for utvendige bolter ved ut-av-planet bøyning.

Mode 1, full flyt i endeplate/søyleflens gir:

Bestemmes av den plastiske momentkapasiteten til endeplaten/søyleflensen.

$$F_{T.1.Rd} = \frac{4M_{pl.Rd} \cdot \sum F_s}{m_2 \cdot \sum F_s} = \frac{4M_{pl.Rd}}{m_2} \quad (3.70)$$

Mode 2, delvis flyt i endeplate/søyleflens med brudd i boltene:

Kapasiteten for mode 2 bestemmes ut fra kraft- og momentlikevekt.

$$N + Q - F_{t.Rd} = 0 \quad (3.71)$$

$$-Q(m_2 + n_2) + F_{t.Rd} \cdot m_2 = M_{pl.Rd} \quad (3.72)$$

$$Q = F_{t.Rd} - N \quad (3.73)$$

$$-(F_{t.Rd} - N)(m_2 + n_2) + F_{t.Rd} \cdot m_2 = M_{pl.Rd} \quad (3.74)$$

$$N = \frac{M_{pl.Rd} + F_{t.Rd}(m_2 + n_2) - F_{t.Rd} \cdot m_2}{m_2 + n_2} = \frac{M_{pl.Rd} + F_{t.Rd} \cdot n_2}{m_2 + n_2} \quad (3.75)$$

Kapasitet mode 2:

$$F_{T.2.Rd} = \frac{2M_{pl.Rd} + n_2 \cdot \sum F_{t.Rd}}{m_2 + n_2} \quad (3.76)$$

Mode 3, brudd i boltene:

Kapasiteten for mode 2 bestemmes av summen av strekkapasiteten til boltene.

$$F_{T.3.Rd} = \sum F_{t.Rd} \quad (3.77)$$

Innvendige bolter:

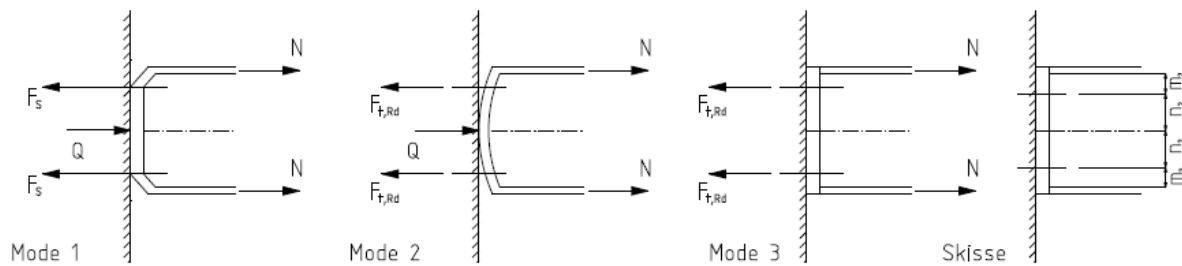


Fig. 3.32 Strekkforbindelse med bøyedeformasjoner for innvendige bolter ved ut-av-planet bøyning.

Mode 1, full flyt i endeplate/søyleflens:

Bestemmes av den plastiske momentkapasiteten til endeplaten/søyleflensen.

$$F_{T.1.Rd} = \frac{4M_{pl.Rd} \cdot \sum F_s}{m_2 \cdot \sum F_s} = \frac{4M_{pl.Rd}}{m_2} \quad (3.78)$$

Mode 2, delvis flyt i endeplate/søyleflens med brudd i boltene:

Kapasiteten for mode 2 bestemmes ut fra kraft- og momentlikevekt.

$$Q/2 + N - F_{t.Rd} = 0 \quad (3.79)$$

$$\frac{-Q}{2}(m_2 + n_2) + F_{t.Rd} \cdot m_2 = M_{pl.Rd} \quad (3.80)$$

$$\frac{Q}{2} = F_{t.Rd} - N \quad (3.81)$$

$$-(F_{t.Rd} - N)(m_2 + n_2) + F_{t.Rd} \cdot m_2 = M_{pl.Rd} \quad (3.82)$$

$$N = \frac{M_{pl.Rd} + F_{t.Rd}(m_2 + n_2) - F_{t.Rd} \cdot m_2}{m_2 + n_2} = \frac{M_{pl.Rd} + F_{t.Rd} \cdot n_2}{m_2 + n_2} \quad (3.83)$$

Kapasitet mode 2:

$$F_{T.2.Rd} = \frac{2M_{pl.Rd} + n_2 \cdot \sum F_{t.Rd}}{m_2 + n_2} \quad (3.84)$$

Mode 3, brudd i boltene:

Kapasiteten for mode 2 bestemmes av summen av strekkapasiteten til boltene.

$$F_{T.3.Rd} = \sum F_{t.Rd} \quad (3.85)$$

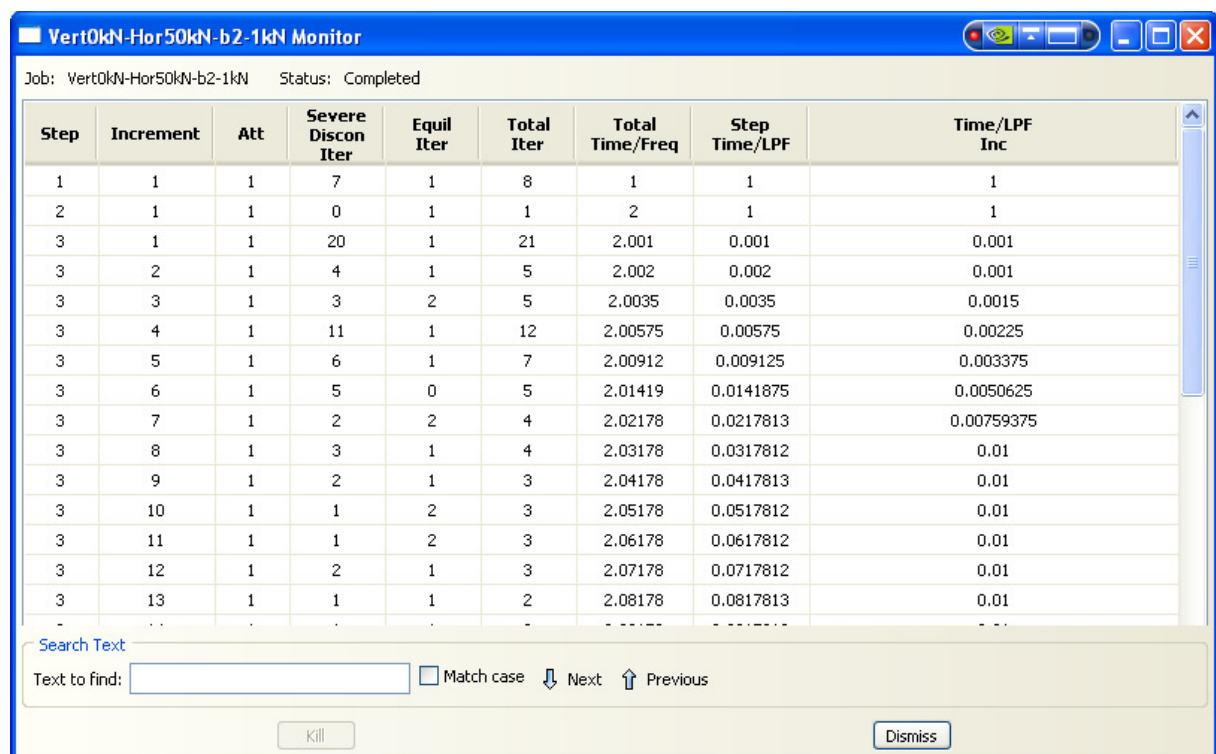
4 Resultater og diskusjon

4.1 Trykksenter og momentarm ved ut-av-planet moment

Det er gjennomført en rekke analyser ved ut-av-planet moment, dette er blant annet gjennomført for å kunne lokalisere trykksenteret ved ut-av-planet moment tilsvarende trykksenter ved et i-planet moment beskrevet i NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009. Analysene er gjennomført ved bruk av HE200B bjelke mot HE200B søyle. Det er sett på fire tilfeller; avstivet søyle med indre bolter, uavstivet søyle med indre bolter, avstivet søyle med ytre bolter og uavstivet søyle med ytre bolter. Med indre og ytre bolter menes henholdsvis bolter mellom bjelkeflensene og bolter utenfor bjelkeflensene.

Momentarmen og trykksenter ble funnet ved å beregne moment for hvert inkrement i analysen og ved å lese av strekkraft for boltelinje a og boltelinje b for hvert inkrement, hvor boltelinje a er den høyest belastede boltelinjen.

Momentet ble beregnet ut fra Step Time/LPF som sier hvor mange prosent av den angitte lasten som er påført for hvert inkrement i det gjeldende analysesteget, Step Time/LPF per inkrement leses av i "Monitor" for hver analyse. Step Time/LPF kalles også stegtid. Når Step Time/LPF er lik 1 er steget gjennomført. "Monitor" er avbildet i Figur 4.1.



Step	Increment	Att	Severe Discon Iter	Equil Iter	Total Iter	Total Time/Freq	Step Time/LPF	Time/LPF Inc
1	1	1	7	1	8	1	1	1
2	1	1	0	1	1	2	1	1
3	1	1	20	1	21	2.001	0.001	0.001
3	2	1	4	1	5	2.002	0.002	0.001
3	3	1	3	2	5	2.0035	0.0035	0.0015
3	4	1	11	1	12	2.00575	0.00575	0.00225
3	5	1	6	1	7	2.00912	0.009125	0.003375
3	6	1	5	0	5	2.01419	0.0141875	0.0050625
3	7	1	2	2	4	2.02178	0.0217813	0.00759375
3	8	1	3	1	4	2.03178	0.0317812	0.01
3	9	1	2	1	3	2.04178	0.0417813	0.01
3	10	1	1	2	3	2.05178	0.0517812	0.01
3	11	1	1	2	3	2.06178	0.0617812	0.01
3	12	1	2	1	3	2.07178	0.0717812	0.01
3	13	1	1	1	2	2.08178	0.0817813	0.01

Fig 4.1 "Monitor"

Avlesingen av strekkraft i boltelinjene ble gjennomført som vist i Figur 4.2. "Frame Selector" ble benyttet for å velge inkrement, på bilde under er det inkrement 90 i steg 3 som vises.

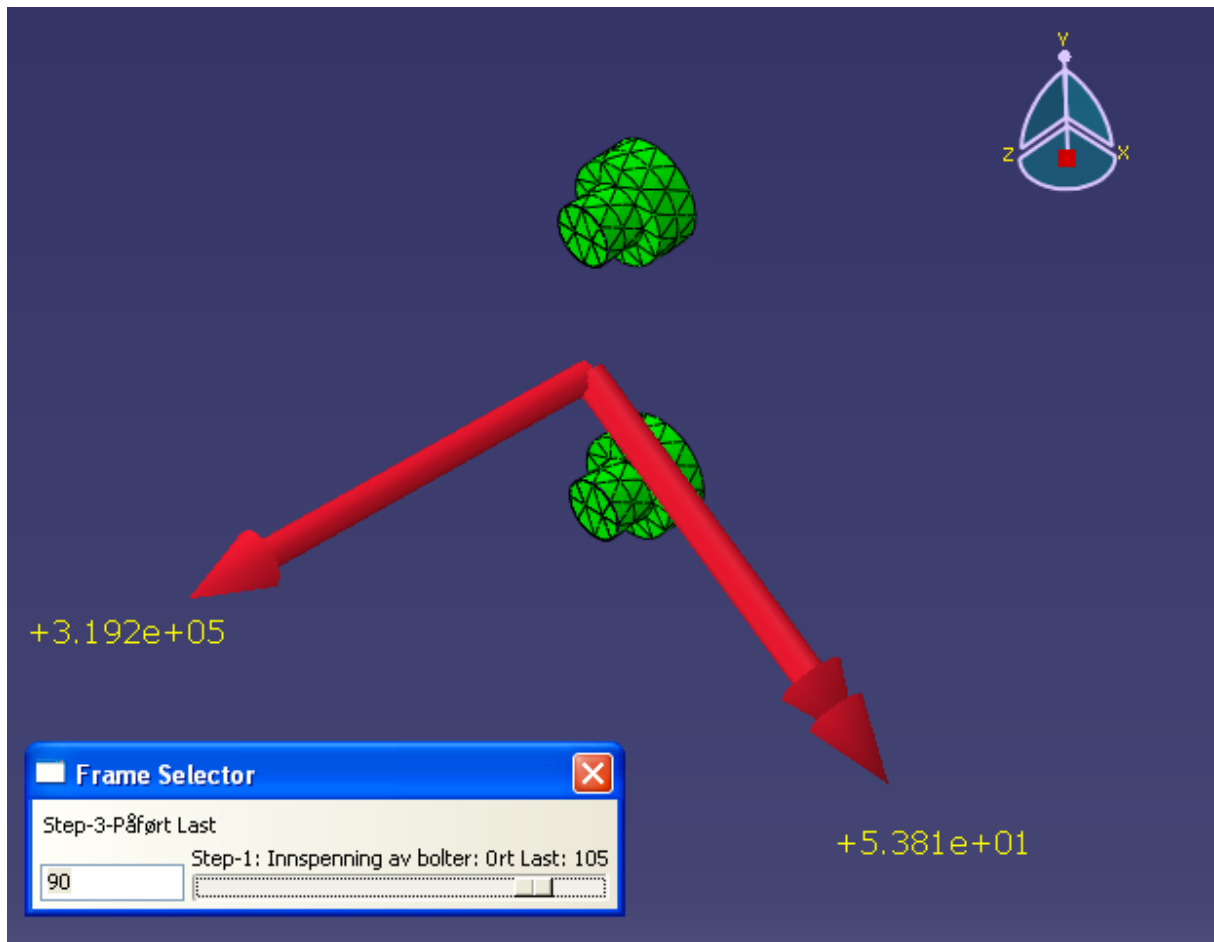


Fig 4.2 Avlesing av strekkraft i boltelinjer

For å beregne momentarm, y , ved ut-av-planet moment ble følgende formel benyttet:

$$y = \frac{M_{op.Ed} + F_b \cdot p_2}{F_a + F_b} \quad (4.1)$$

Hvor:

- $M_{op.Ed}$ er påført ut-av-planet moment
- F_a er resulterende strekkraft i boltelinje a (høyest påkjente boltelinje)
- F_b er resulterende strekkraft i boltelinje b
- p_2 er avstanden mellom boltelinjene

For å beregne avstanden fra søylens flenskant på trykksiden til trykksenteret, y_{ts} ble følgende formel benyttet:

$$y_{ts} = b_b - (b_b - p_2)/2 - y \quad (4.2)$$

Hvor b_b er bjelkens bredde. Ved forskjellig bredde på søyle og bjelke er det rimelig å anta at man må benytte den smaleste.

Fig 3.2 i kapittel 3.5.1 viser nærmere hva som menes med momentarm ved ut-av-planet moment.

4.1.1 Avstivet knutepunkt med innvendige bolter

Figuren under viser hvordan bjelkesøyleknutepunktet med avstivet søyle med innvendige bolter er modellert inkludert mesh. Det er litt vanskelig å se boltene her på grunn av den fine meshen i knutepunktet.

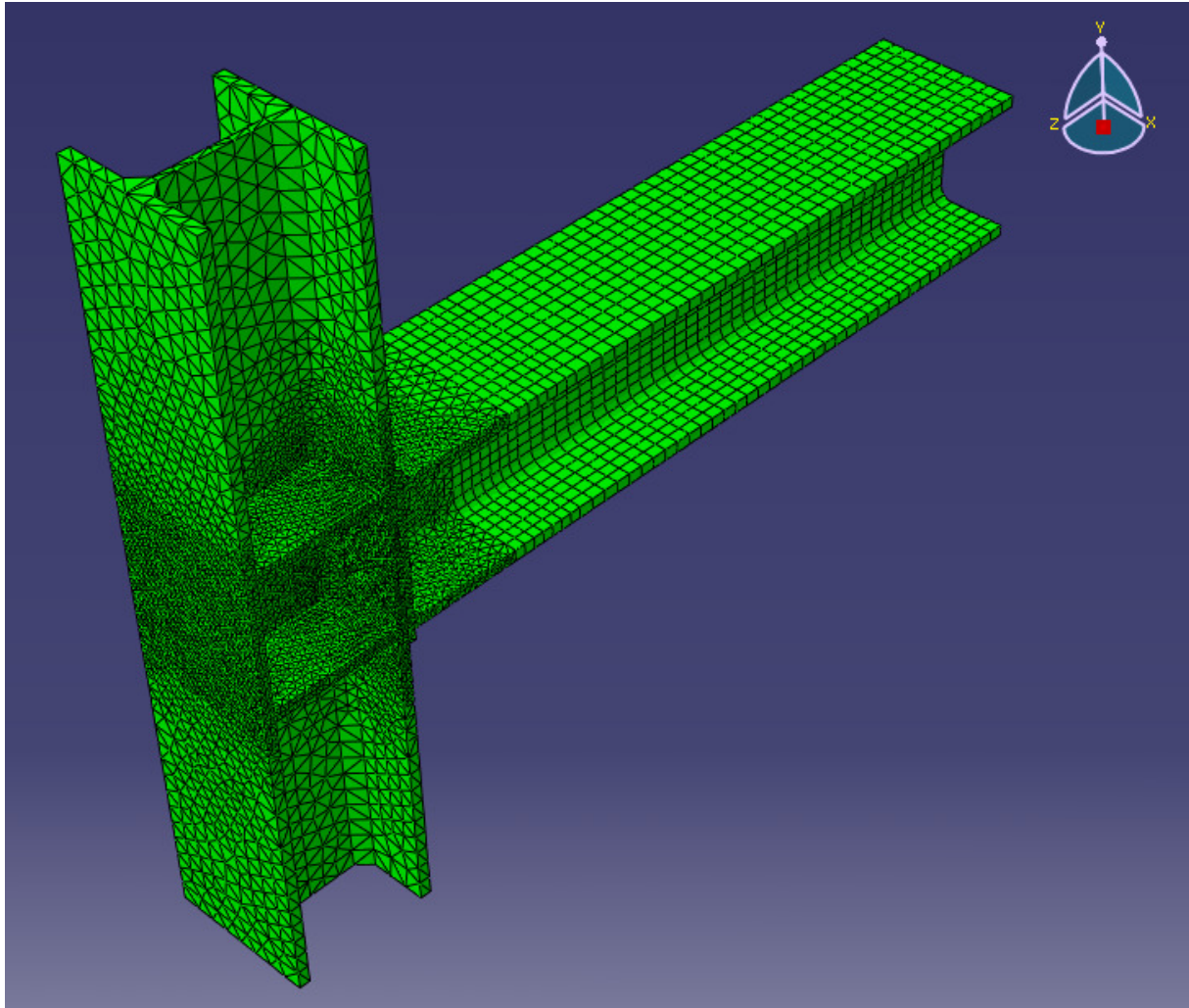
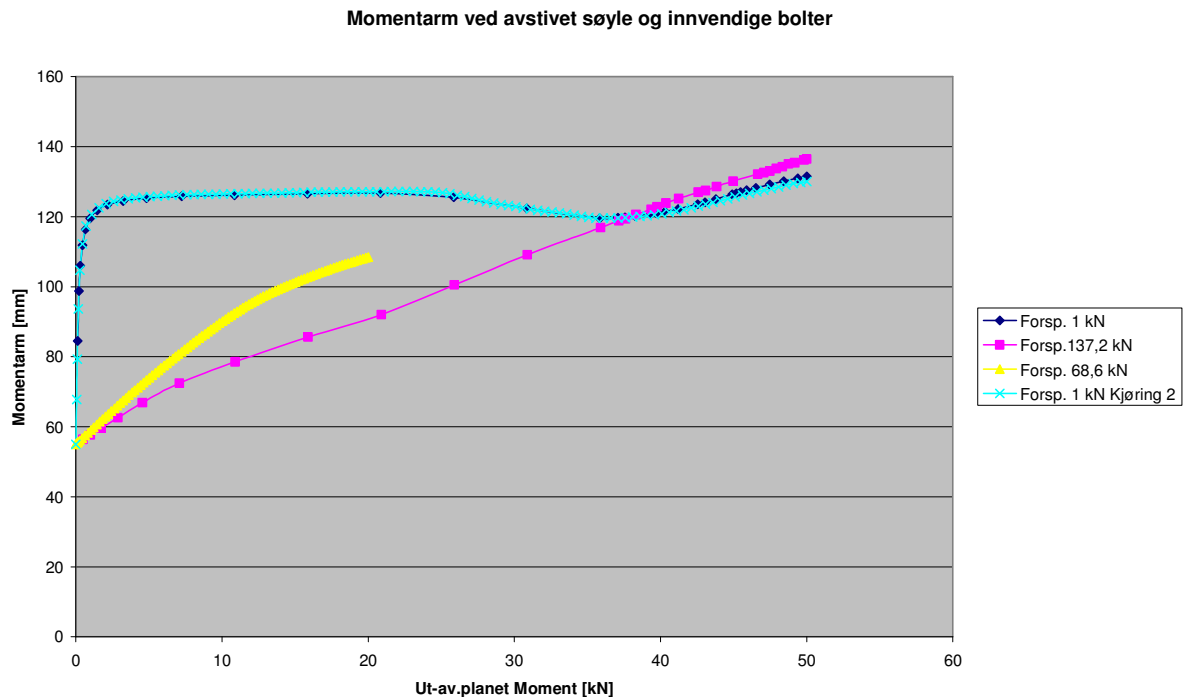


Fig 4.3 Avstivet søyle med indre bolter

Momentarm ved ut-av-planet moment er plottet inn i grafen i figur 4.4 for forskjellige forspenningskrefter per bolt. Det ble først valgt en forspenning på 137,2 kN, dette er i henhold til beregningsmessig forspenning gitt i NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009:

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M7} \quad (4.3)$$

Det ble også benyttet en forspenning på 1kN og en forspenning på halvparten av den beregningsmessige forspenningen tilsvarende 68,6 kN. 1 kN ble benyttet slik at det skulle være mulig å beregne momentarmen og trykksenteret. 68,6 kN ble benyttet for å vise at den beregnede momentarmen ville øke raskere ved økning av det påførte momentet.



Figur 4.4 Momentarm ved avstivet søyle og innvendige bolter

Fig 4.4 viser hvordan momentarmen beregnet etter formel (4.1) varierer ved økende ut-av-planet moment. Momentarmen er målt fra boltelinje a (som er den boltelinjen utsatt for høyeste strekkraft) til trykksenteret som oppstår mellom bjelkens endeplate og søyleflensen.

For de to forspente tilfellene ser man at den beregnede momentarmen er kort for lave momenter, men økes etter hvert som momentet øker, dette kommer av at formelen for beregning av momentarm ikke tar hensyn til forspenning. Det beregnede trykksenteret vil på grunn av formelens natur, som tar utgangspunkt i boltens strekklast, plasseres mellom boltene til forspenningskraften er overvunnet. Dette medfører at den beregnede momentarmen ved forspenning ikke er riktig. Det er derfor gjennomført analyser med forspenning på 1kN, her ser man at momentarmen øker raskt i begynnelsen for å så stabilisere seg mellom 124 mm og 127 mm et stykke før den igjen endres. Disse endringene kommer av at deler av knutepunktet begynner å flyte.

Under er det vist en sammenlikning av kontaktrykket på søyleflensen for tilfeller med 1 kN forspenning på venstresiden og 137,2 kN forspenning på høyre siden ved forskjellige ut-av-planet moment. Dette er for å vise at kontaktrykket og dermed trykksenteret har samme plassering for forspente og ikke-forspente knutepunkt, som medfører at en kan anta at det beregnede trykksenteret ved ikke-forspente bolter også kan benyttes ved forspente bolter. Trykkspenningenes størrelse er ikke sett på her.

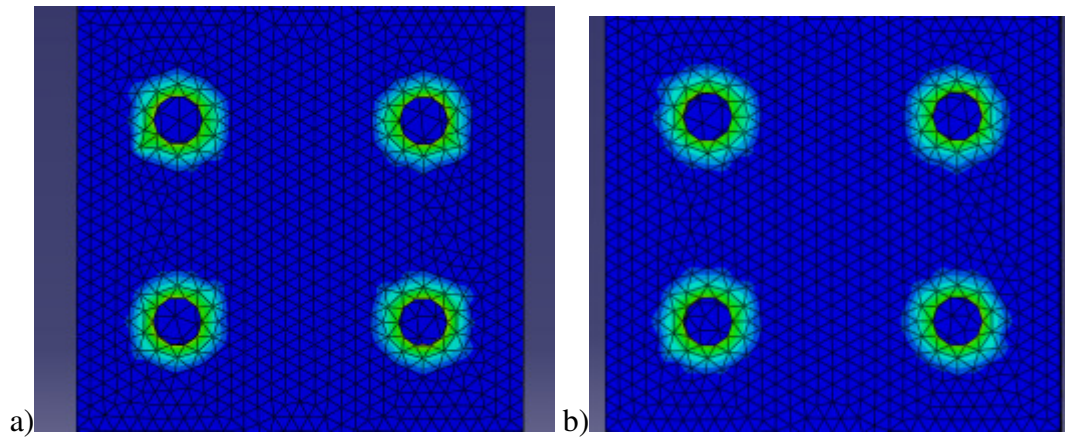


Fig 4.5 Kontaktspenning søyleflens: a) 1kN forspenning: Stegtid: 0, Ut-av-planet moment: 0 kNm b) 137,2 kN forspenning: Stegtid: 0, Ut-av-planet moment: 0 kNm

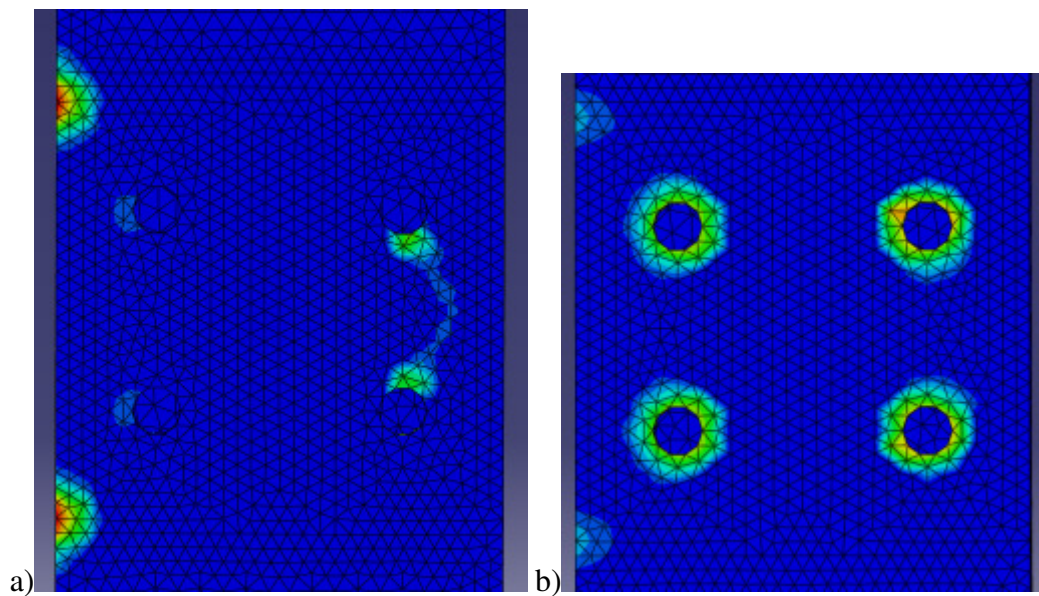


Fig 4.6 Kontaktspenning søyleflens: a) 1kN forspenning: Stegtid: 0.1518, Ut-av-planet moment: 7,59 kNm b) 137,2 kN forspenning: Stegtid: 0.1417, Ut-av-planet moment: 7,085 kNm

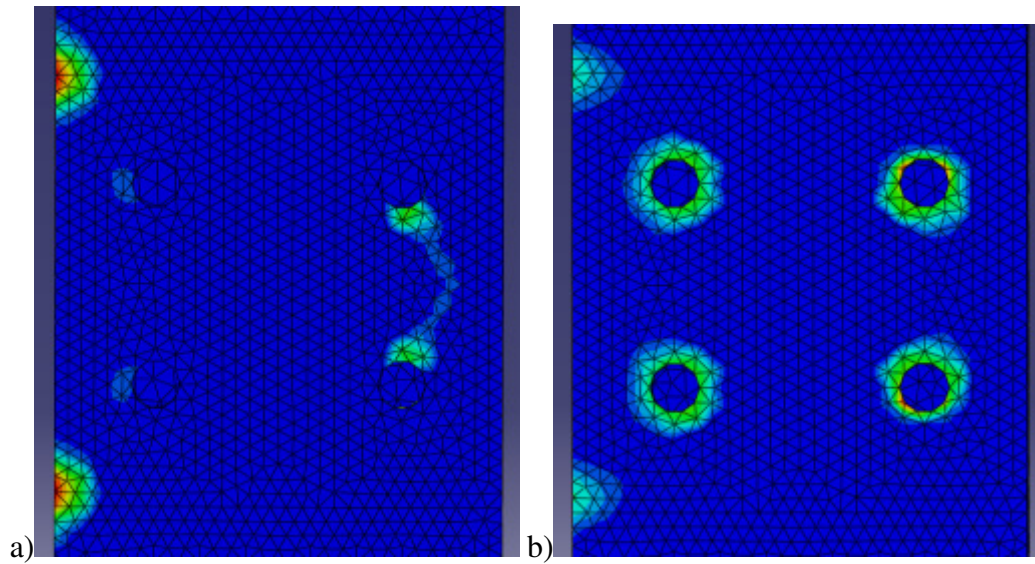


Fig 4.7 Kontaktpenning søyleflens: a) 1kN forspenning: Stegtid: 0.3118, Ut-av-planet moment: 15,59 kNm b) 137,2 kN forspenning: Stegtid: 0.3178, Ut-av-planet moment: 15,89 kNm

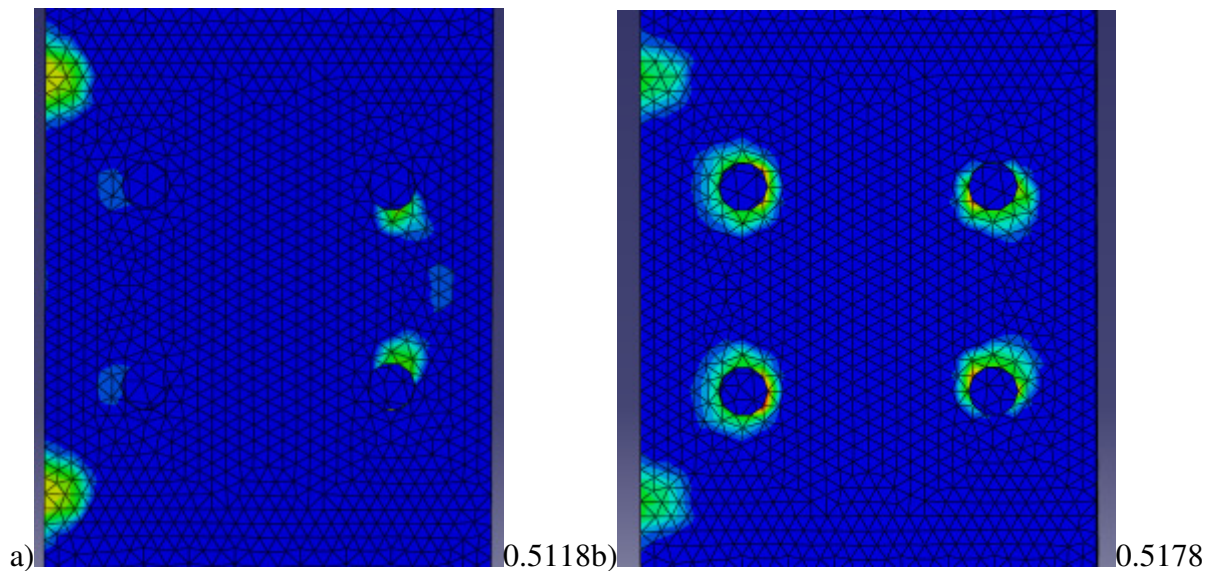


Fig 4.8 Kontaktpenning søyleflens: a) 1kN forspenning: Stegtid: 0.5118, Ut-av-planet moment: 25,59 kNm b) 137,2 kN forspenning: Stegtid: 0.5178, Ut-av-planet moment: 25,89 kNm

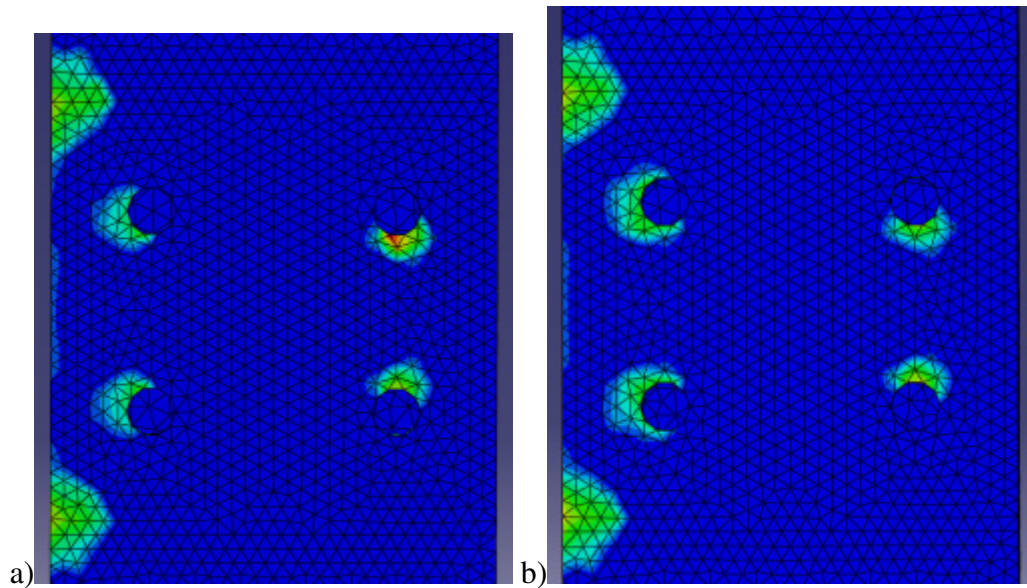


Fig 4.9 Kontaktspenning søyleflens: a) 1kN forspenning: Steg tid: 0.8518, Ut-av-planet moment: 42,59 kNm b) 137,2 kN forspenning: Steg tid: 0.8516, Ut-av-planet moment: 42,58 kNm

Figur 4.5 til 4.9 viser at trykksenteret grunnet ut-av-planet moment ligger omtrent like langt ute, det er derfor rimelig å anta at man kan benytte den beregnede momentarmen, y , for tilfelle uten forspenning for tilfeller med forspenning. Dette medfører at man kan se bort fra de beregnede momentarmene ved forspenning.

Det er videre rimelig å anta at for de tilfellene hvor den beregnede momentarmen gir trykksenter mellom boltelinjene at dette kommer av at strekkreftene i boltene også inkluderer forspenningskreftene i tillegg til kreftene som kommer av det påførte momentet. Man ser for tilfellene med forspenning på 1 kN at forspenningen raskt overvinnes ved økning i ut-av-planet moment og det beregnede trykksenteret plasseres utenfor boltelinje b (den lavest belastede boltelinjen). Dette medfører at en kan se bort fra verdiene på momentarm før momentet økes slik at man "overvinner" forspenningskraften. Det er bare i tilfelle ved forspenningskraft på 1 kN per bolt at en "overvinner" forspenningskraften før deler av knutepunktet begynner å flyte.

Kontaktspenningene som utvikles mellom boltene i boltelinje a (den høyest belastede boltelinjen) kommer av hevarmeffekten.

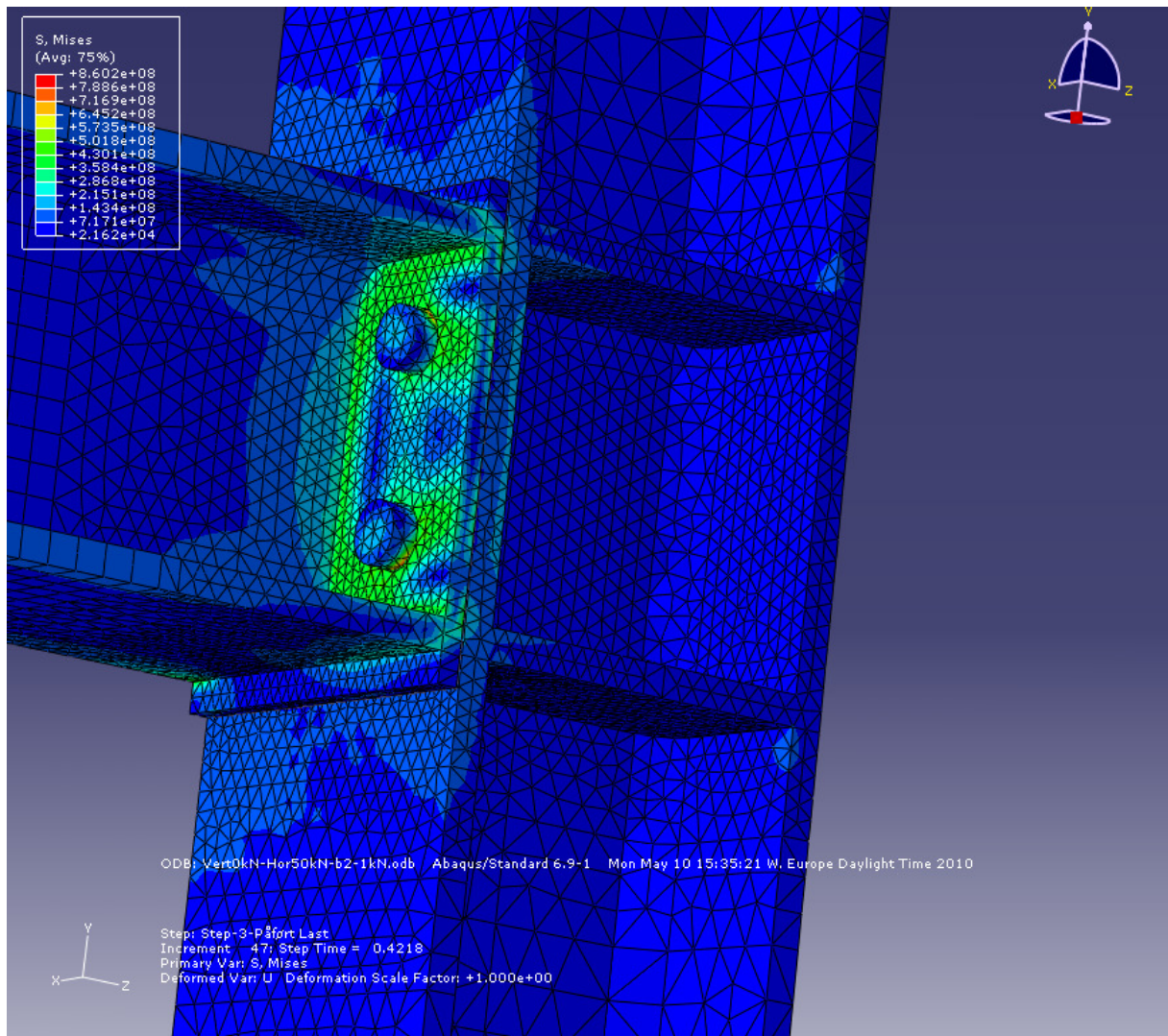


Fig 4.10 von Mises spenning: 1 kN forspenning: Stegtid: 0,4218, Ut-av-planet moment: 21.09 kN

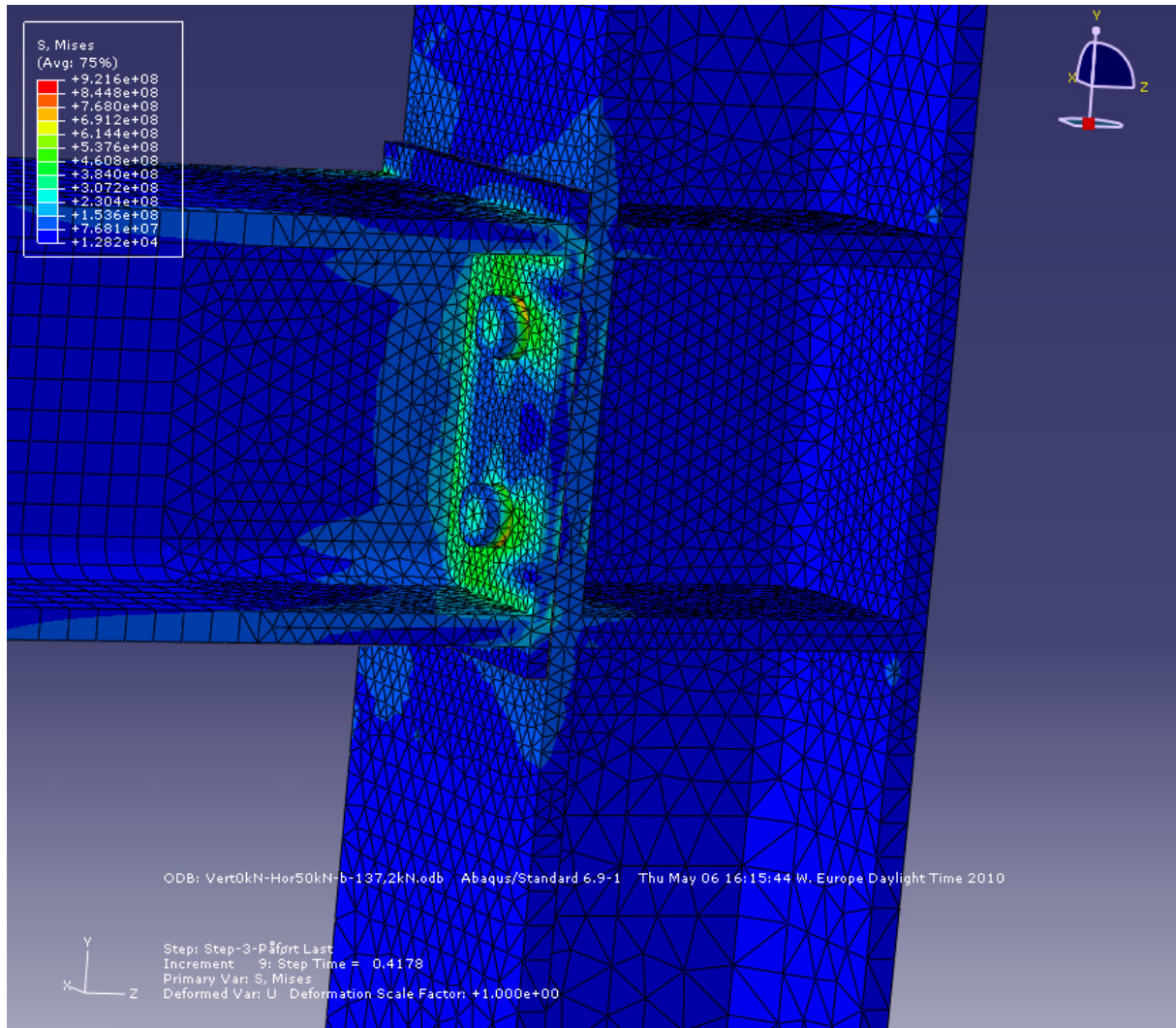


Fig 4.11 von Mises spenning: 137,2 kN forspenning: Stegtid: 0,4178, Ut-av-planet moment: 20,89 kNm

Figur 4.10 og 4.11 over viser at deler av knutepunktet begynner å flyte ved et påført ut-av-planet moment på ca. 20kNm. Dette forklarer hvorfor det er endring i den beregnede momentarmen for tilfellet med 1 kN forspenning ved høyere ut-av-planet moment enn ca. 25 kNm. Endringen kommer av at ved flyt så vil spenninger opptas på andre måter enn før strukturen flyter, i tillegg vil det oppstå større deformasjoner etter at strukturen har begynt å flyte. For å kunne bestemme momentarmen er det derfor viktig å ikke se på tilfeller hvor strukturen har begynt å flyte.

Ut fra de betraktningene gjort i dette kapittelet kan man benytte en momentarm beregnet for tilfeller uten eller ved veldig lav forspenning for tilfeller med forspenning. Man har videre vist at det er mulig å utelukke de verdiene for momentarmen før forspenningen er overvunnet ved ut-av-planet moment. Det er også vist at en ikke bør se på verdiene for momentarmen etter at deler av knutepunktet har begynt å flyte.

4.1.2 Uavstivet knutepunkt med innvendige bolter

Bildet under viser hvordan bjelkesøyleknutepunktet uten avstivet søyle med innvendige bolter er modellert inkludert mesh.

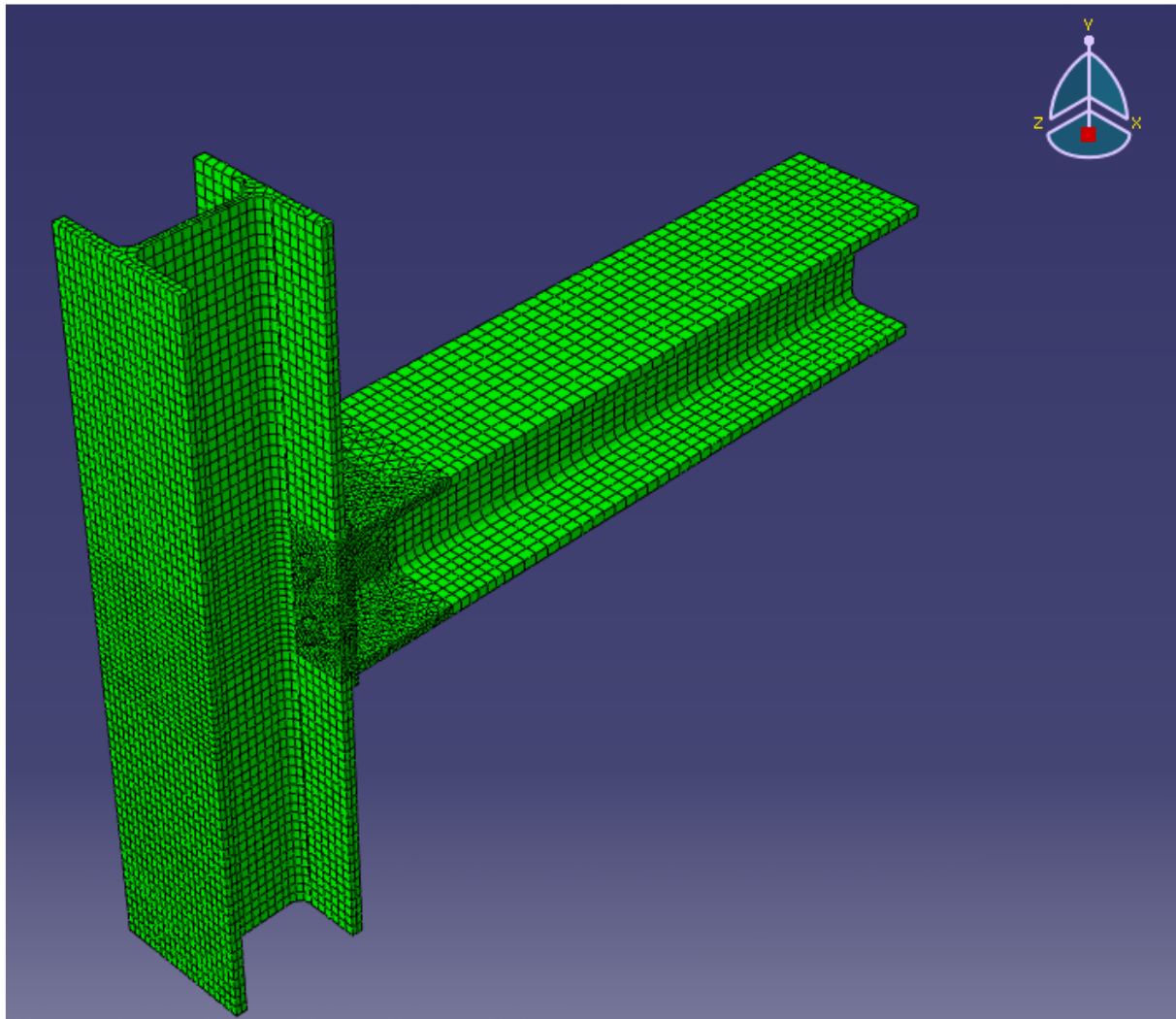


Fig 4.12 Uavstivet søyle med indre bolter

Momentarm ved ut av planet moment er plottet inn i grafen i figur 4.13 ved 1 kN forspenningskraft per bolt. For å begrense antall analyser er det ikke gjennomført ved høyere forspenning for dette knutepunktet.

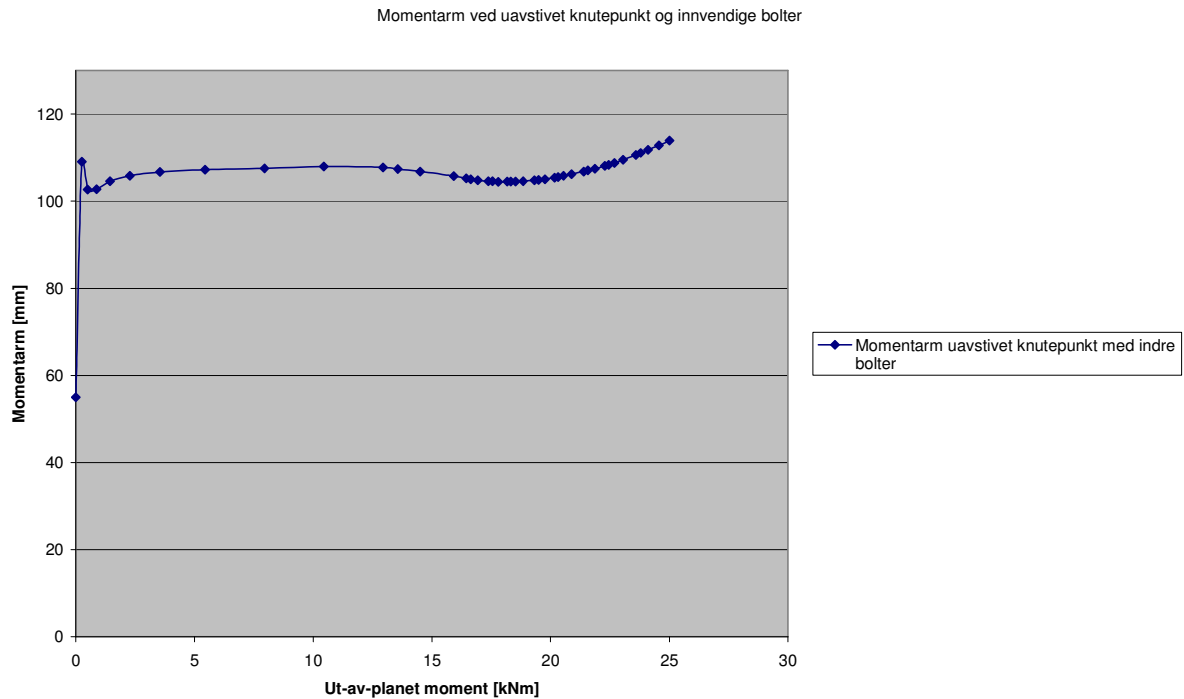


Fig 4.13 Momentarm ved uavstivet knutepunkt og innvendige bolter

Figur 4.13 viser hvordan momentarmen varierer med økende ut-av-planet moment. Momentarmen er målt fra boltelinje a (som er den boltelinjen utsatt for høyest strekkraft) til trykksenteret som oppstår mellom bjelkens endeplate og søyleflensen.

I likhet med det avstivede knutepunktet med innvendige bolter ser man at grafen flater ut etter at man har ”overvunnet” forspenningskraften og før deler av knutepunktet begynner å flyte. Man ser at den beregnede momentarmen stabiliserer seg mellom 104 mm og 107 mm et stykke før den begynner å endre seg. Disse endringene kommer av at deler av knutepunktet begynner å flyte.

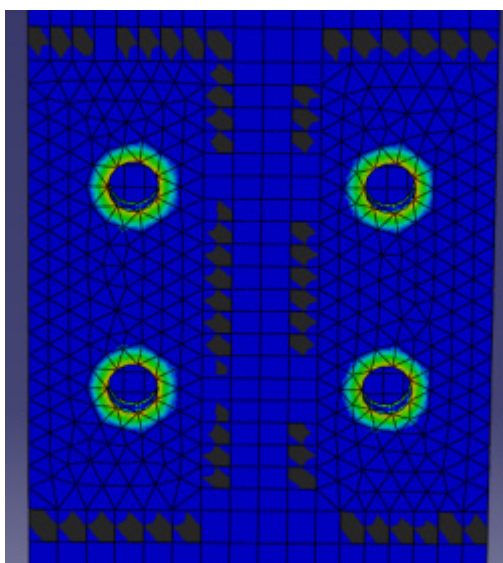


Fig 4.14 Kontaktspenning søyleflens: 1kN forspenning: Steg tid: 0, Ut-av-planet moment: 0 kNm

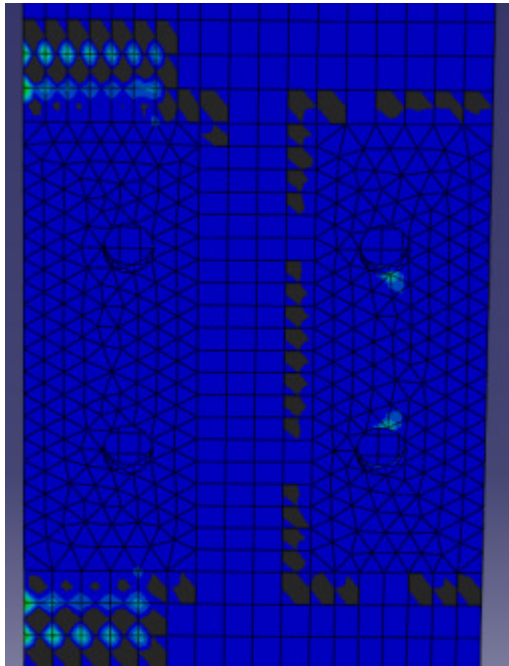


Fig 4.15 Kontaktspenning søyleflens: 1kN forspenning: Stegtid: 0.2178, Ut-av-planet moment: 5,45 kNm

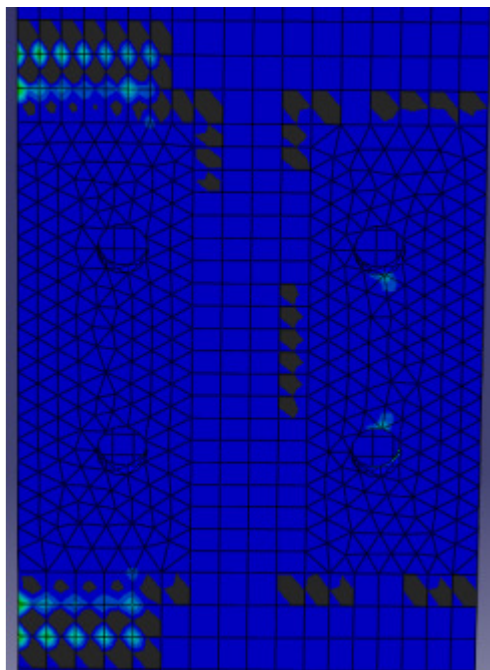


Fig 4.16 Kontaktspenning søyleflens: 1kN forspenning: Stegtid: 0.5428, Ut-av-planet moment: 13,57 kNm

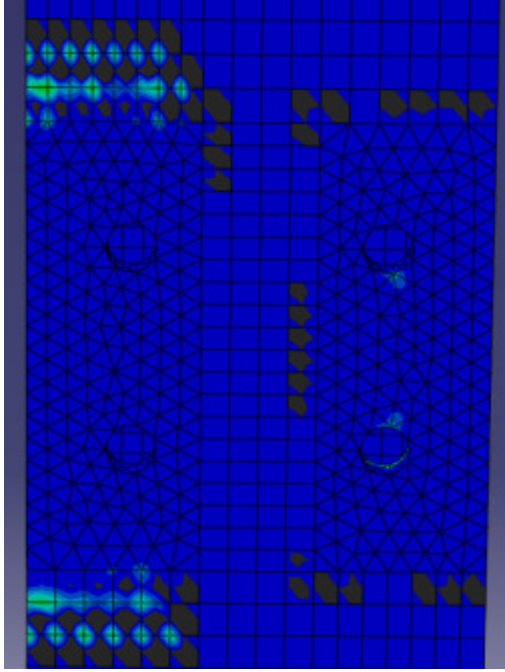


Fig 4.17 Kontaktspenning søyleflens: 1kN forspenning: Stegtid: 0.6774, Ut-av-planet moment: 16,94 kNm

Figur 4.14 til 4.17 viser hvor trykkspenningene grunnet ut-av-planet moment ligger. Disse ligger fordelt over en større bredde enn for avstivet søyle som vist i kapittel 4.1.1, dette kommer av at søyleflensen er mer fleksibel uten avstivning. Sammenlikning av de forskjellige knutepunktene vil vi komme tilbake til senere.

Som for det avstivede knutepunktet i kapittel 4.1.1 er det rimelig å anta at for de tilfellene hvor den beregnede momentarmen gir trykksenter mellom boltelinjene at dette kommer av at strekkraftene i boltene også inkluderer forspenningskraftene i tillegg til kreftene som kommer av det påførte momentet. Dette medfører at en kan se bort fra verdiene på momentarm før moment økes slik at man overvinner forspenningskraften.

De svarte områdene på figurene kan komme av at Abaqus selv definerer kontaktflater i de nyeste versjonen i tillegg til overgangen mellom forskjellige elementtyper.

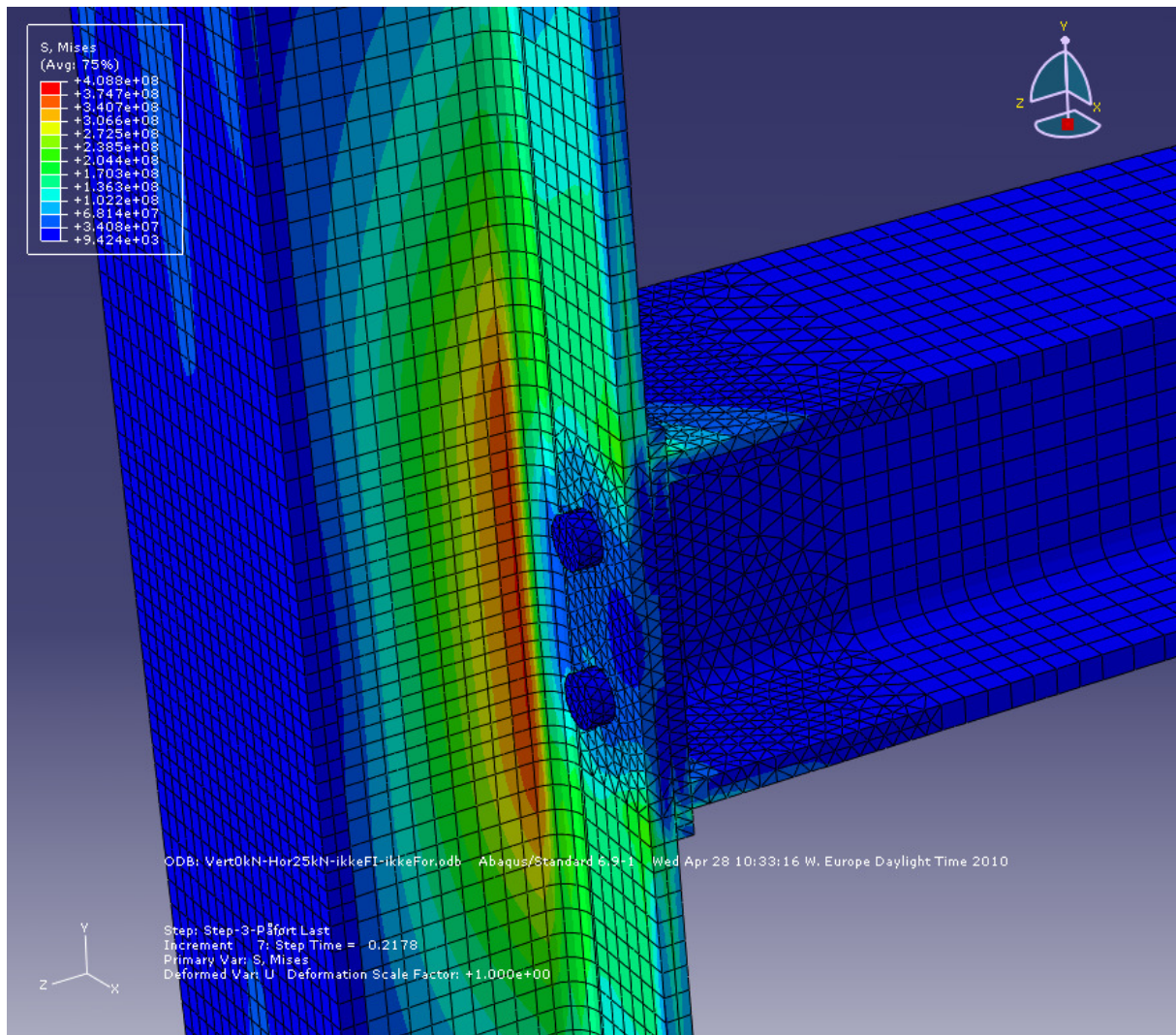


Fig 4.18 von Mises spenning: 1kN forspenning. Stegtid: 0,2178, Ut-av-planet moment: 5,45 kNm

Figur 4.18 viser at deler av knutepunktet har begynt å flyte ved et påført ut-av-planet moment på ca. 5,5 kNm. Dette forklarer hvorfor det er endringer i den beregnede momentarmen ved høyere ut-av-planet moment en ca. 17 kNm. Ved 17 kNm har store deler av knutepunktet begynt å flyte og deformasjonene er betydelige, se figur 4.19. For å kunne bestemme momentarmen er det derfor viktig å ikke se på tilfeller hvor strukturen har begynt å flyte.

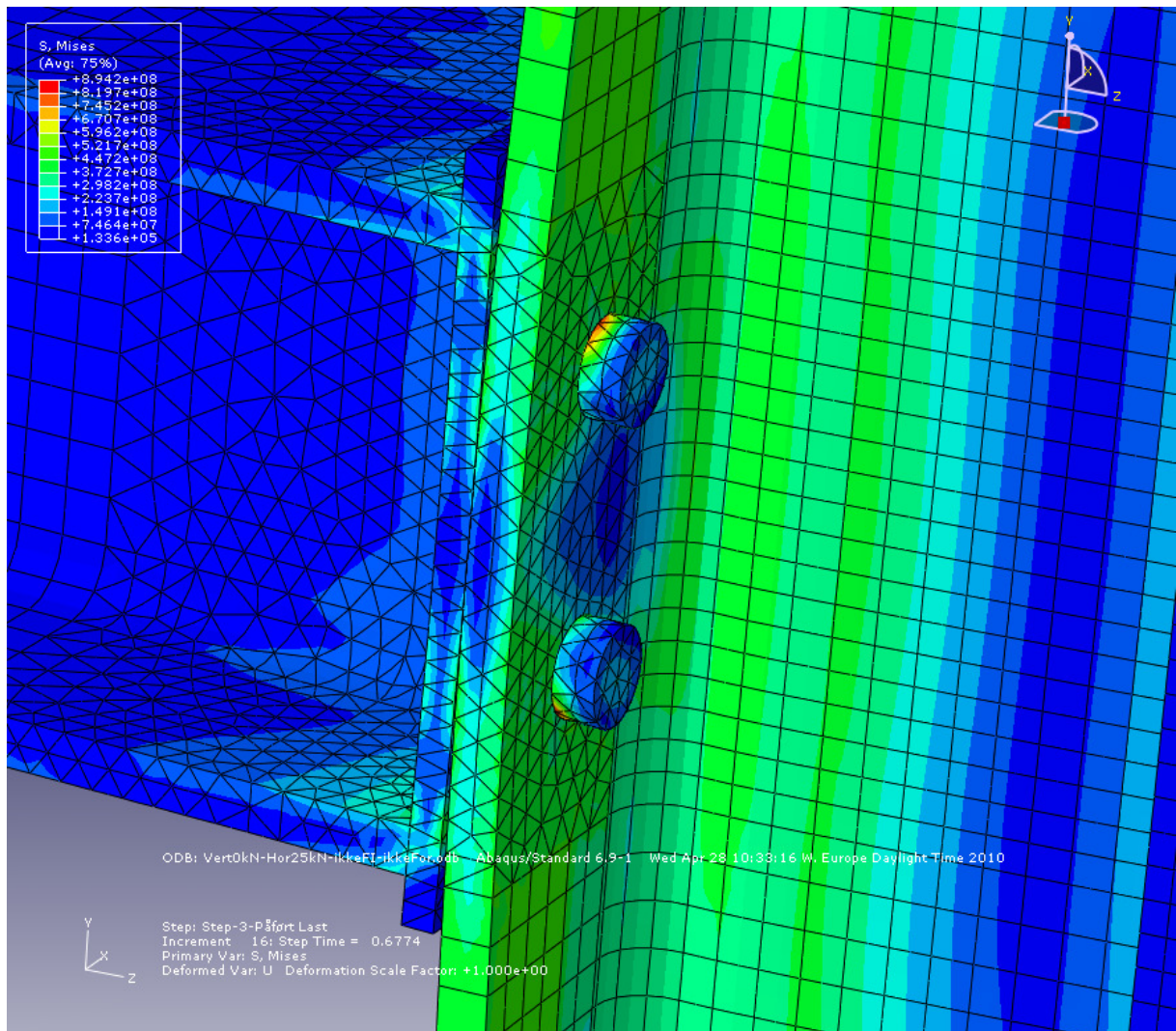


Fig 4.19 von Mises spenning: 1kN forspenning. Steg tid: 0,6774, Ut-av-planet moment: 16,94 kNm

Ut fra betraktningene gjort i dette delkapittelet har man sett at man bør utelukke de verdiene for momentarmen før forspenningen er overvunnet. Det er også vist at man ikke bør se på de verdiene for momentarmen etter at deler av knutepunktet har begynt å flyte. Det kan også antas ut fra det en fant i kapittel 4.1.1 at den beregnede momentarmen for tilfeller uten eller med veldig lav forspenning kan benyttes for tilfeller med forspenning.

4.1.3 Avstivet knutepunkt med utvendige bolter

Bildet under viser hvordan bjelkesøyleknutepunktet med avstivet søyle med utvendige bolter er modellert inkludert mesh.

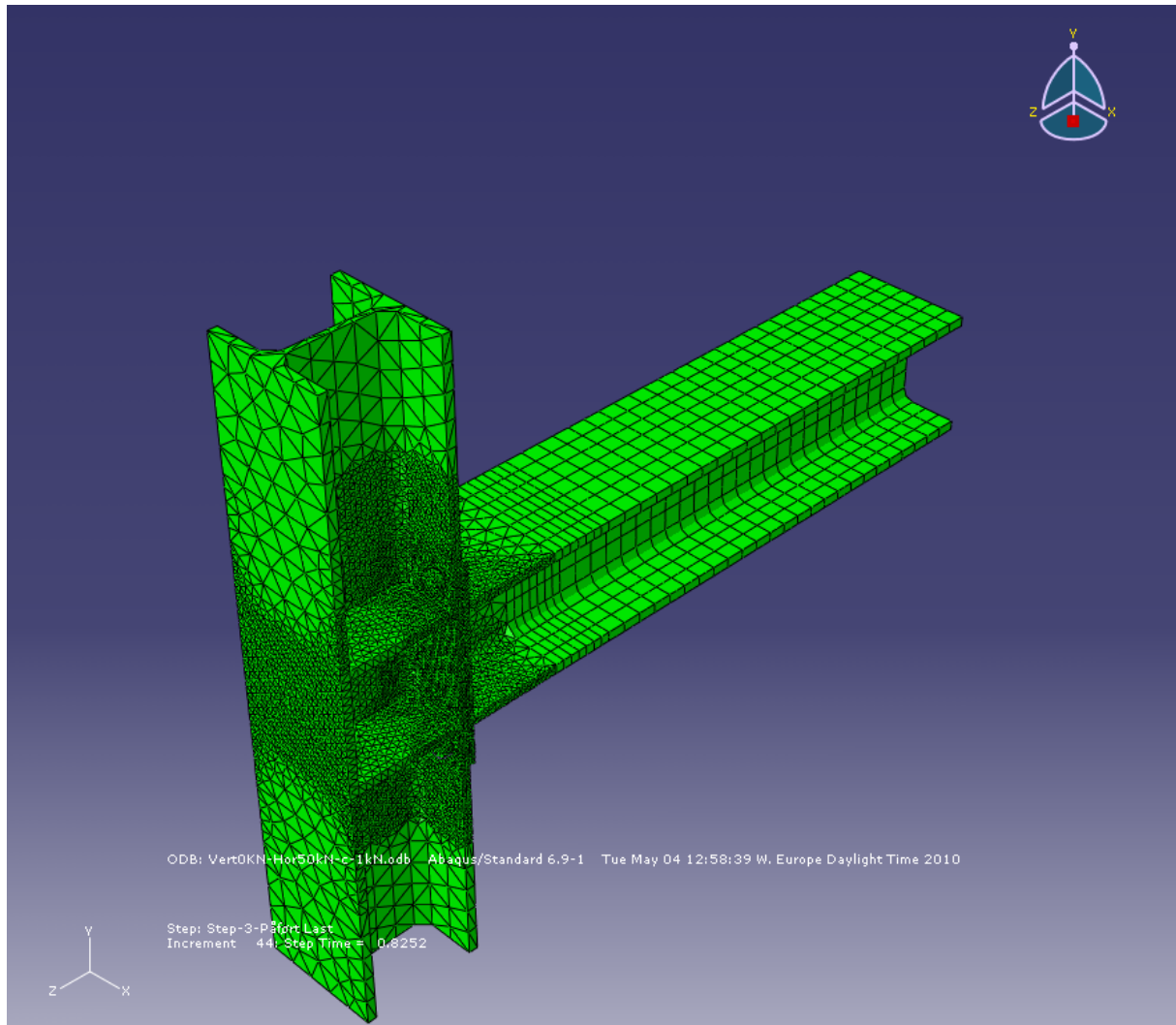


Fig 4.20 Avstivet søyle med utvendige bolter

Momentarm ved ut av planet moment er plottet inn i grafen i figur 4.21 ved 1 kN og 137,2 kN forspenningskraft per bolt.

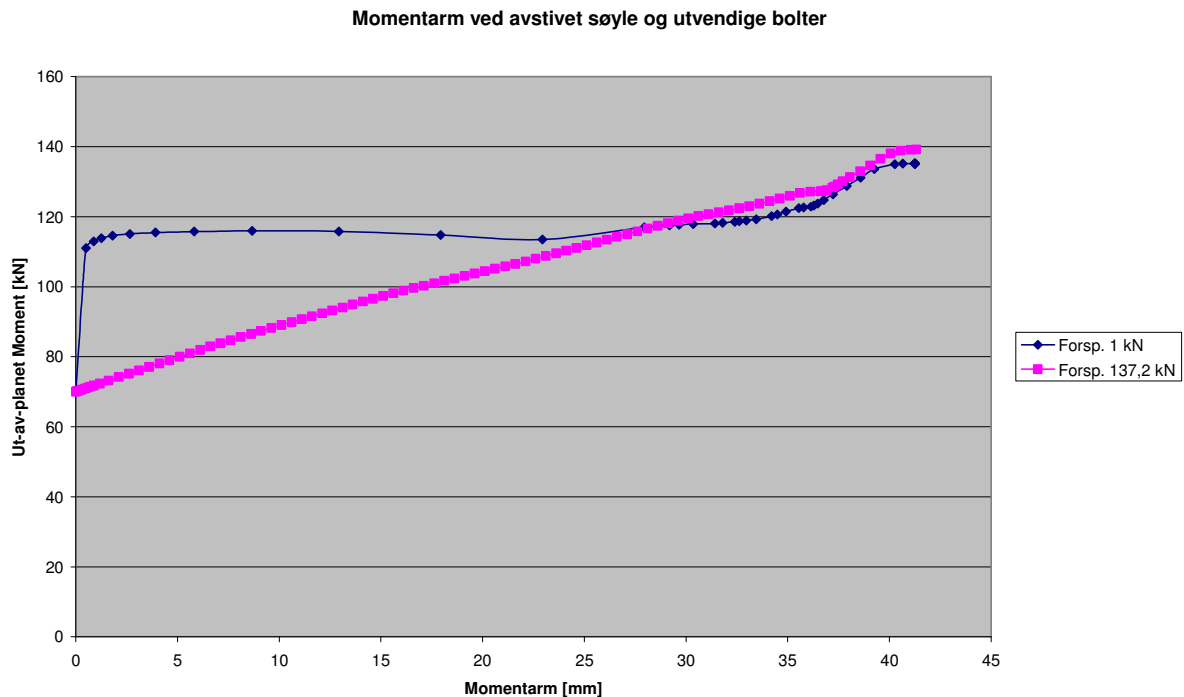


Fig 2.21 Momentarm ved avstivet søyle og utvendige bolter

Figur 2.21 viser hvordan momentarmen beregnet etter formel (4.1) varierer ved økende ut-av-planet moment. Momentarmen er målt fra boltelinje a (som er den boltelinjen utsatt for høyest strekkraft) til trykksenteret som oppstår mellom bjelkens endeplate og søyleflensen.

For det forspente tilfellet ser man at den beregnede momentarmen er kort for lave momenter, men økes etter hvert som momentet øker, dette kommer av at formelen for beregning av momentarm ikke tar hensyn til forspenning som beskrevet i kapittel 4.1.1. Dette fører som beskrevet til at den beregnede momentarmen ved forspenning ikke er riktig. Det er derfor gjennomført analyser med forspenning på 1 kN, her ser man at momentarmen øker raskt i begynnelsen for så å stabilisere seg mellom 113 mm og 116 mm et stykke før den igjen endres. Disse endringene kommer av at deler av knutepunktet begynner å flyte, dette i likhet med knutepunktene i de to foregående kapitelene.

Under er det vist en sammenlikning av kontaktrykket på søyleflensen for tilfeller med 1 kN forspenning på venstre siden og 137,2 kN forspenning på høyre siden ved forskjellige ut-av-planet moment. Dette er for å vise at kontaktrykket og dermed trykksenteret har samme plassering for forspente og ikke-forspente knutepunkt, som medfører at en kan anta at det beregnede trykksenteret ved ikke-forspente bolter også kan benyttes ved forspente bolter. Trykkspenningenes størrelse er ikke sett på her.

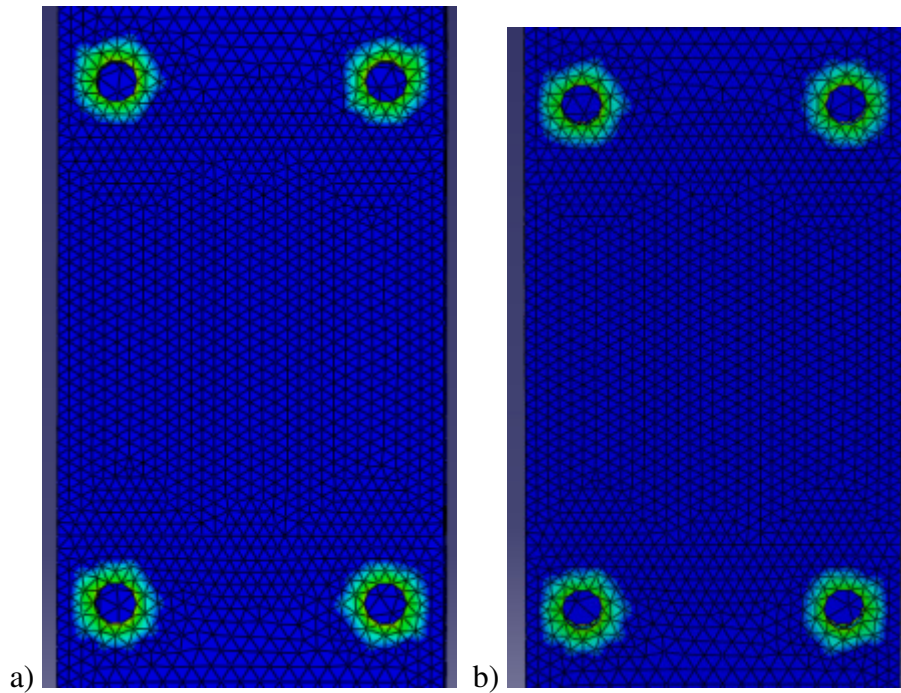


Fig 4.22 Kontaktspenning søyleflens: a) 1kN forspenning: Steg tid: 0, Ut-av-planet moment: 0 kNm b) 137,2 kN forspenning: Steg tid: 0, Ut-av-planet moment: 0 kNm

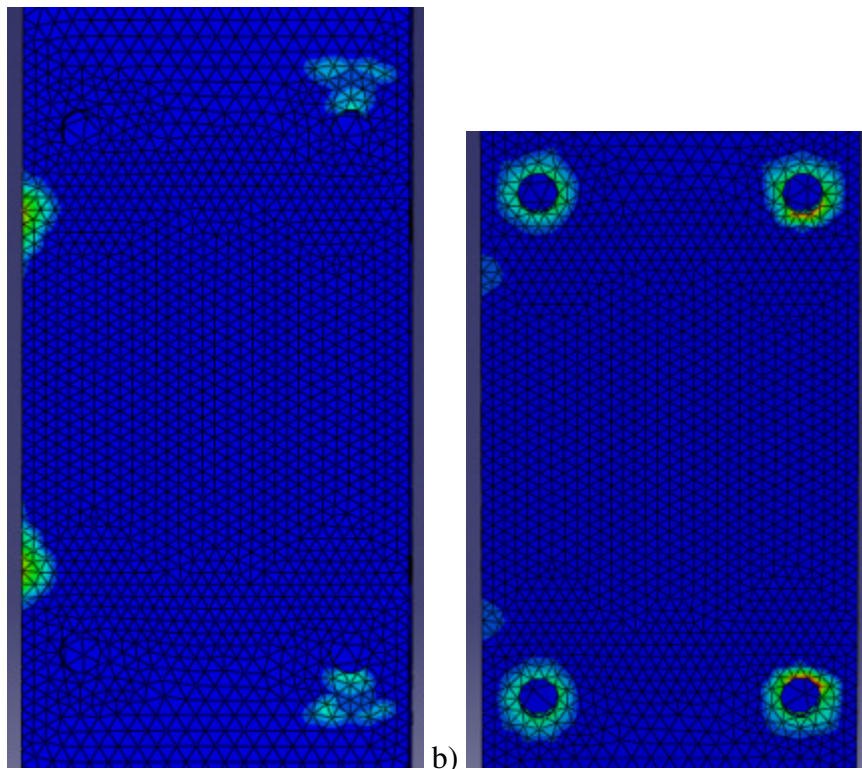


Fig 4.23 Kontaktspenning søyleflens: a) 1kN forspenning: Steg tid: 0.1734, Ut-av-planet moment: 8,67 kNm b) 137,2 kN forspenning: Steg tid: 0.1722, Ut-av-planet moment: 8,61 kNm

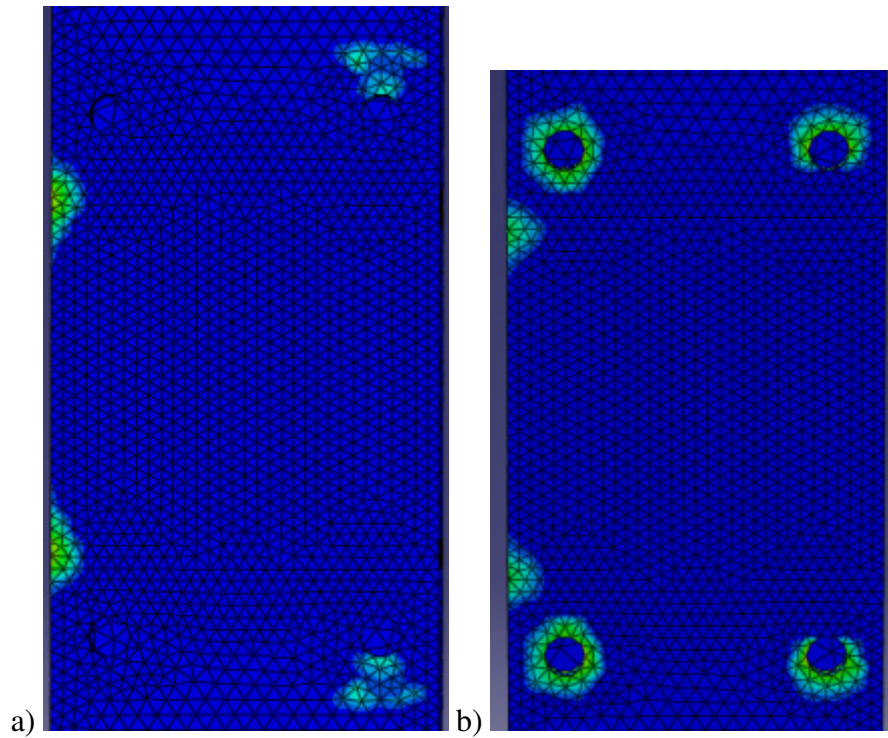


Fig 4.24 Kontaktspenning søyleflens: a) 1kN forspenning: Stegtid: 0.3588, Ut-av-planet moment: 17,94 kNm b) 137,2 kN forspenning: Stegtid: 0.3522, Ut-av-planet moment: 0 kNm

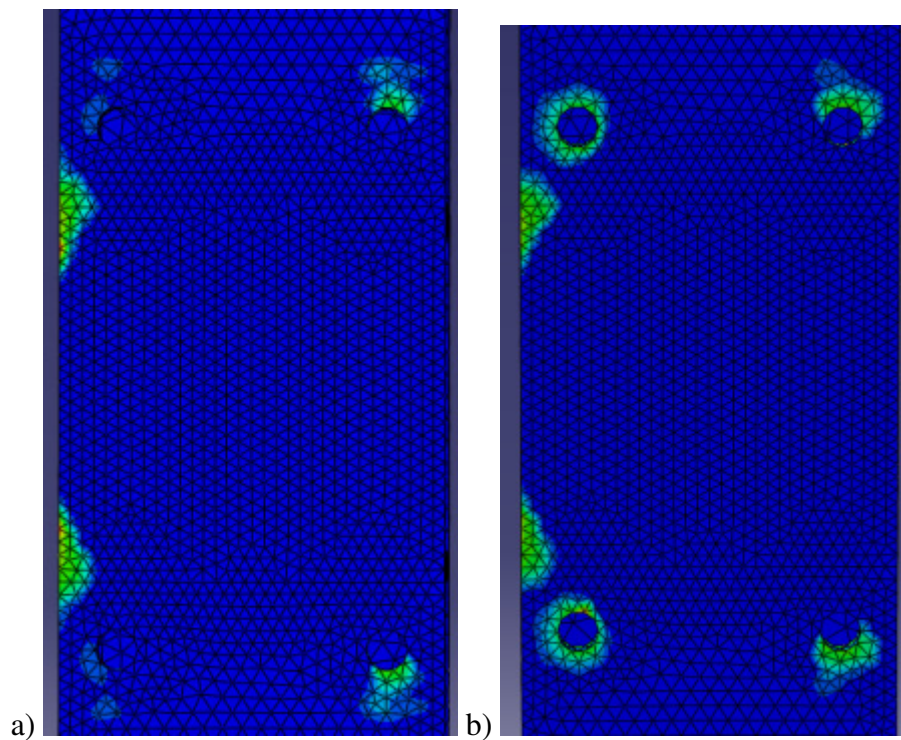


Fig 4.25 Kontaktspenning søyleflens: a) 1kN forspenning: Stegtid: 0.5588, Ut-av-planet moment: 27,94 kNm b) 137,2 kN forspenning: Stegtid: 0.5522, Ut-av-planet moment: 27,61 kNm

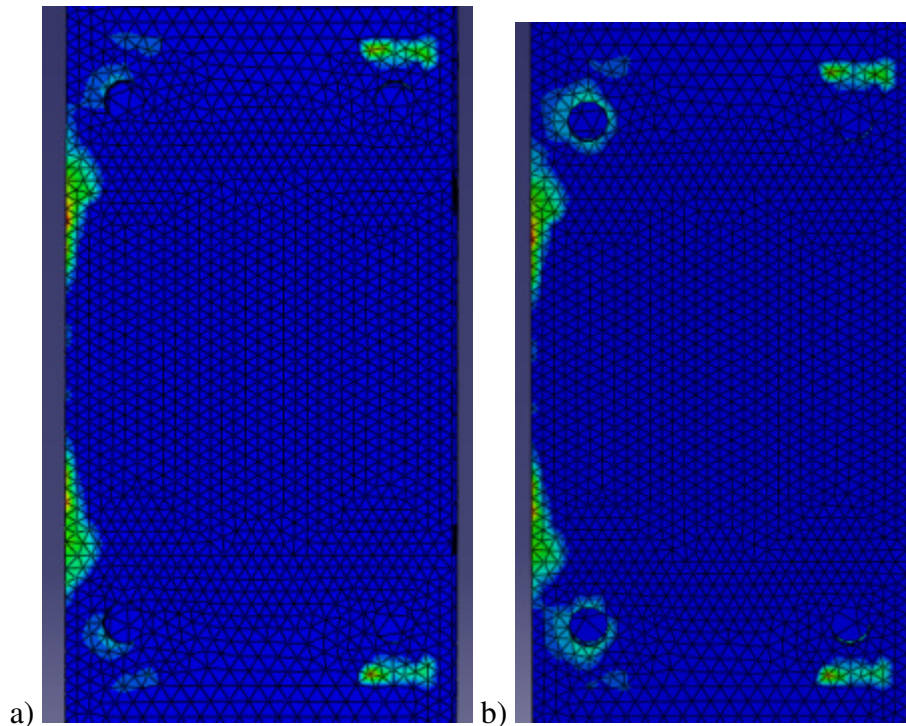


Fig 4.26 Kontaktspenning søyleflens: a) 1kN forspenning: Steg tid: 0.8252, Ut-av-planet moment: 41,26 kNm b) 137,2 kN forspenning: Steg tid: 0.8212, Ut-av-planet moment: 41,06 kNm

Figur 4.22 til 4.26 viser at trykksenteret grunnet ut-av-planet moment ligger omtrent like langt ute ved bruk av forspente og ikke forspente bolter. Det er derfor rimelig å anta at man kan benytte den beregnede momentarmen, y , for tilfellet uten forspenning for tilfeller med forspenning. Dette medfører at man kan se bort fra de beregnede momentarmene ved forspenning. Dette er i henhold til det som ble vist i kapittel 4.1.1.

Det er videre rimelig å anta at for de tilfellene hvor den beregnede momentarmen gir trykksenter mellom boltelinjene at dette kommer av at strekkraftene i boltene også inkluderer forspenningskraftene i tillegg til kreftene som kommer av det påførte momentet. Man ser for tilfellene med forspenning på 1 kN at forspenningen raskt overvinnes ved økning i ut-av-planet moment og det beregnede trykksenteret plasseres utenfor boltelinje b (den lavest belastede boltelinjen). Dette medfører at en kan se bort fra verdiene på momentarm før momentet økes slik at man "overvinner" forspenningskraften. Det er bare i tilfelle ved forspenningskraft på 1 kN per bolt at en "overvinner" forspenningskraften før deler av knutepunktet begynner å flyte. Dette er også i henhold til det som ble vist i kapittel 4.1.1.

Kontaktspenningene som utvikles over og under boltelinje a kommer av hevarmeffekten.

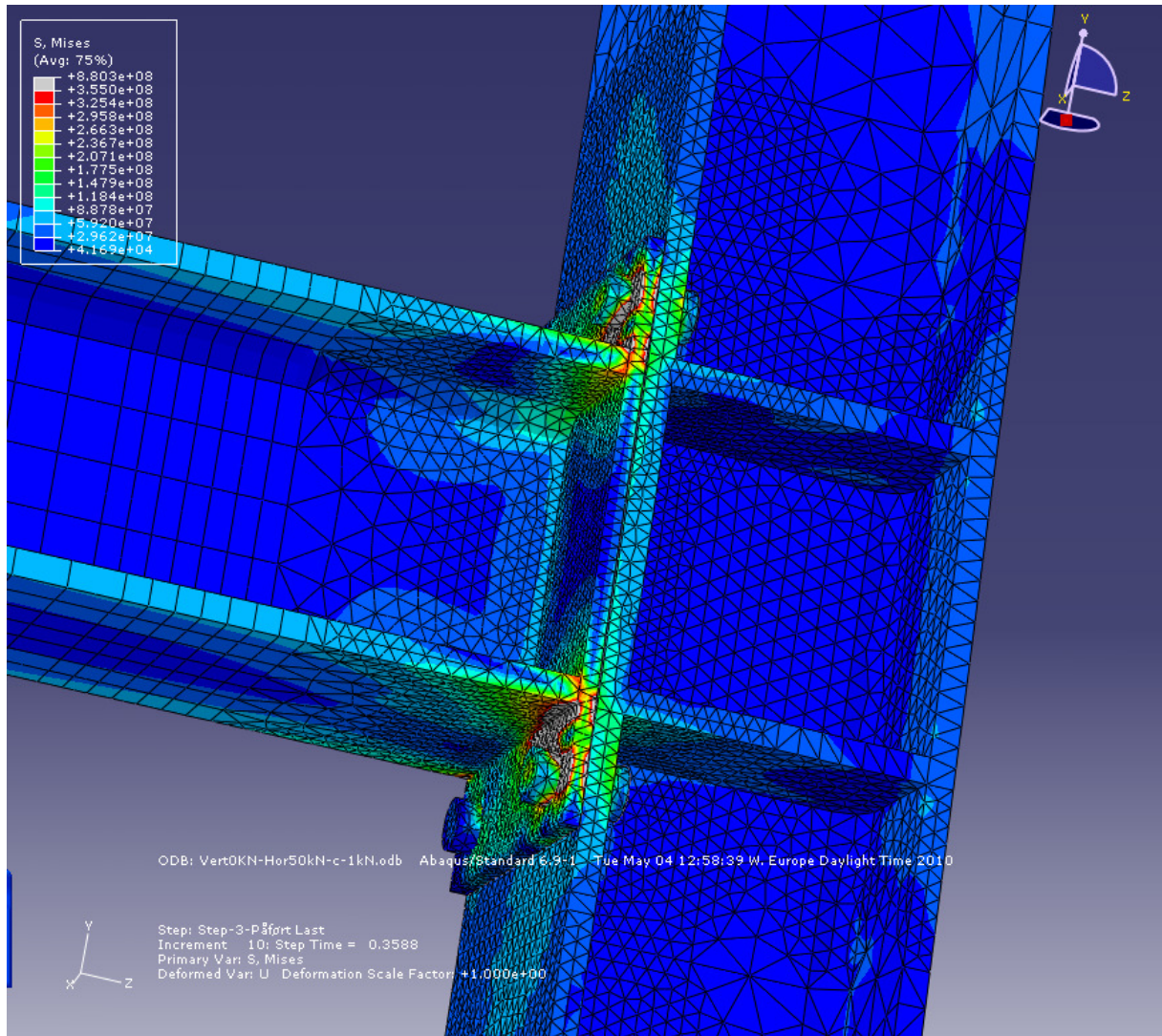


Fig 4.27 von Mises spenning: 1kN forspenning. Stegtid: 0,3588, Ut-av-planet moment: 17,94 kNm

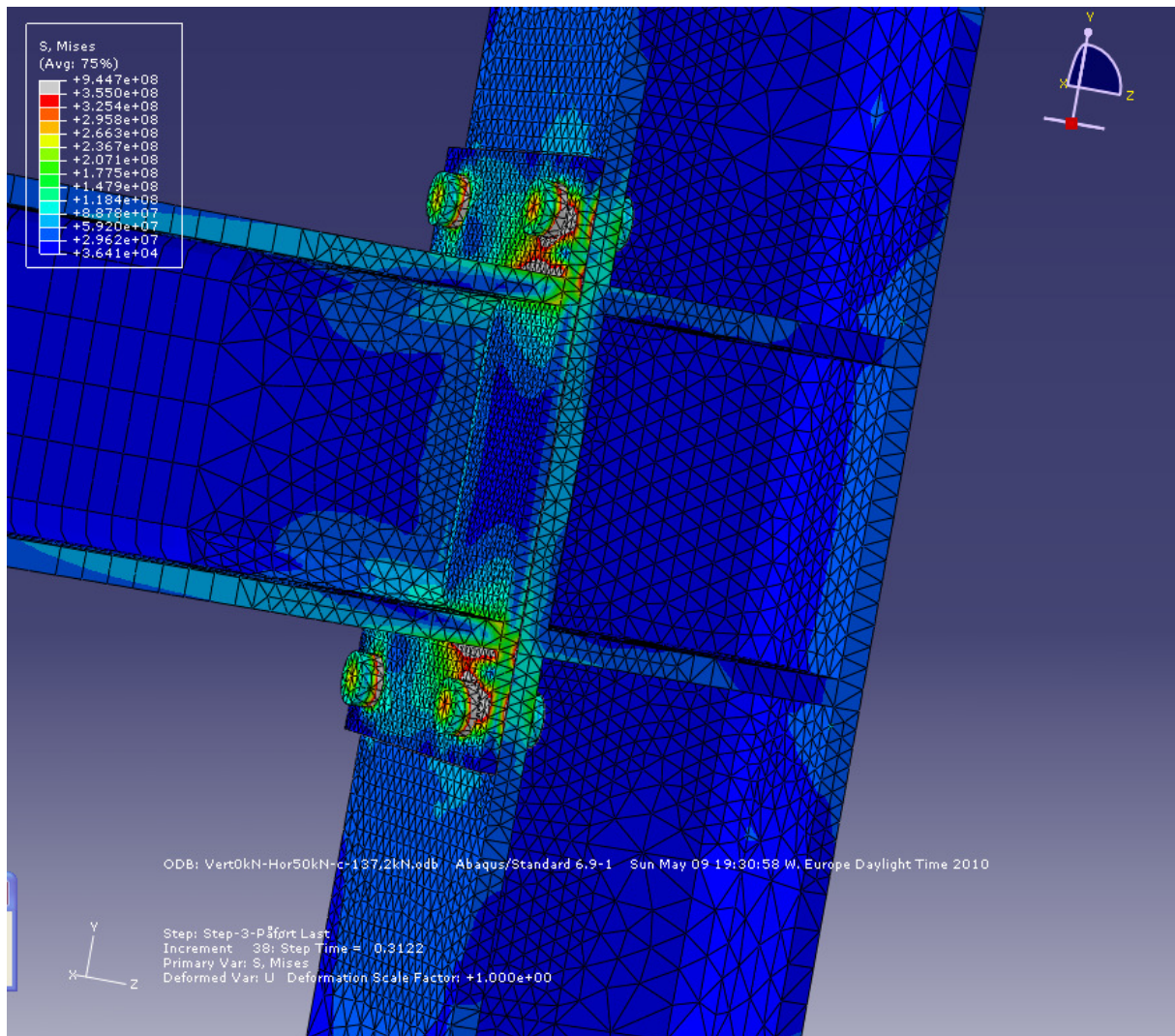


Fig 4.28 von Mises spenning: 137,2 kN forspenning. Steg tid: 0,3122, Ut-av-planet moment: 15,61 kNm

Figur 4.27 og 4.28 viser at deler av knutepunktet har begynt å flyte ved et påført ut-av-planet moment på ca. 15 kNm. Dette forklarer hvorfor det er endring i den beregnede momentarmen for tilfellet med 1 kN forspenning ved høyere ut-av-planet moment enn ca. 25 kNm. Endringen kommer av at ved flyt vil spenningene opptas på andre måter enn før flyt, i tillegg vil det oppstå større deformasjoner etter at strukturen har begynt å flyte. For å bestemme momentarmen er det derfor viktig å ikke se på tilfeller hvor strukturen har begynt å flyte.

Ut fra de betraktningen gjort i dette kapittelet kan man benytte en momentarm beregnet for tilfeller uten eller ved veldig lav forspenning for tilfeller med forspenning. Man har videre vist at det er mulig å utelukke de verdiene for momentarmen før forspenningen er overvunnet ved ut-av-planet moment. Det er også vist at en ikke bør se på verdiene for momentarmen etter deler av knutepunktet har begynt å flyte. Dette er i samsvar med det som ble funnet i kapittel 4.1.1 og 4.1.2.

4.1.4 Uavstivet knutepunkt med utvendige bolter

Bildet under viser hvordan bjelkesøyleknutepunktet med avstivet søyle med utvendige bolter er modellert inkludert mesh.

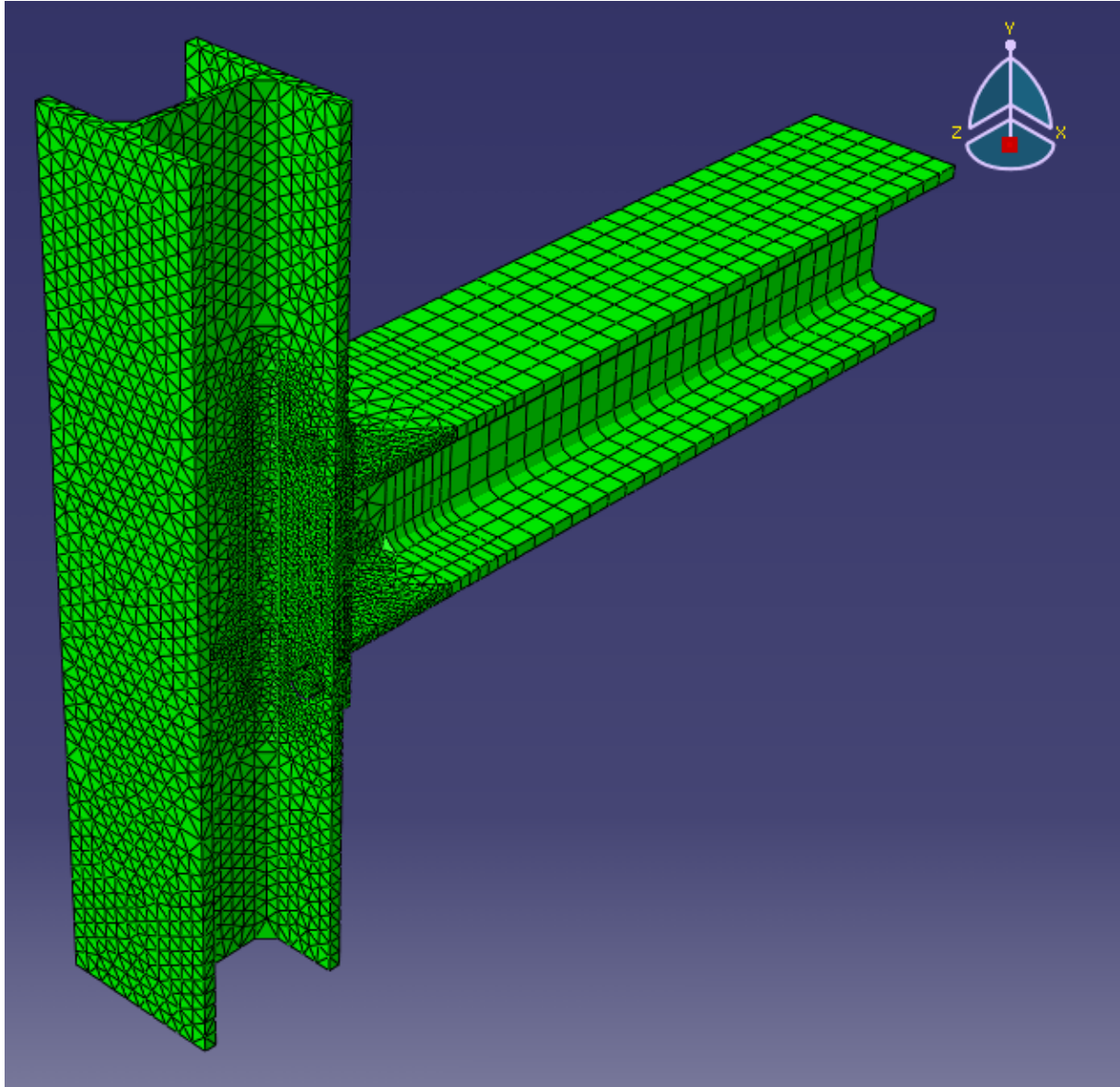


Fig 4.29 Uavstivet søyle med utvendige bolter

Momentarm ved ut-av-planet moment er plottet inn i grafen i figur 4.30 ved 1 kN forspenningskraft per bolt. For å begrense antall analyser er det ikke gjennomført analyser ved høyere forspenning for dette knutepunktet. Datafilen (resultatfilen) for denne analysen er lagret med blant annet 137,2 kN i navnet som skal angi forspenningslasten, dette samsvarer ikke med den forspenningskraften som ble benyttet. Forspenningskraften per bolt er som beskrevet over 1 kN.

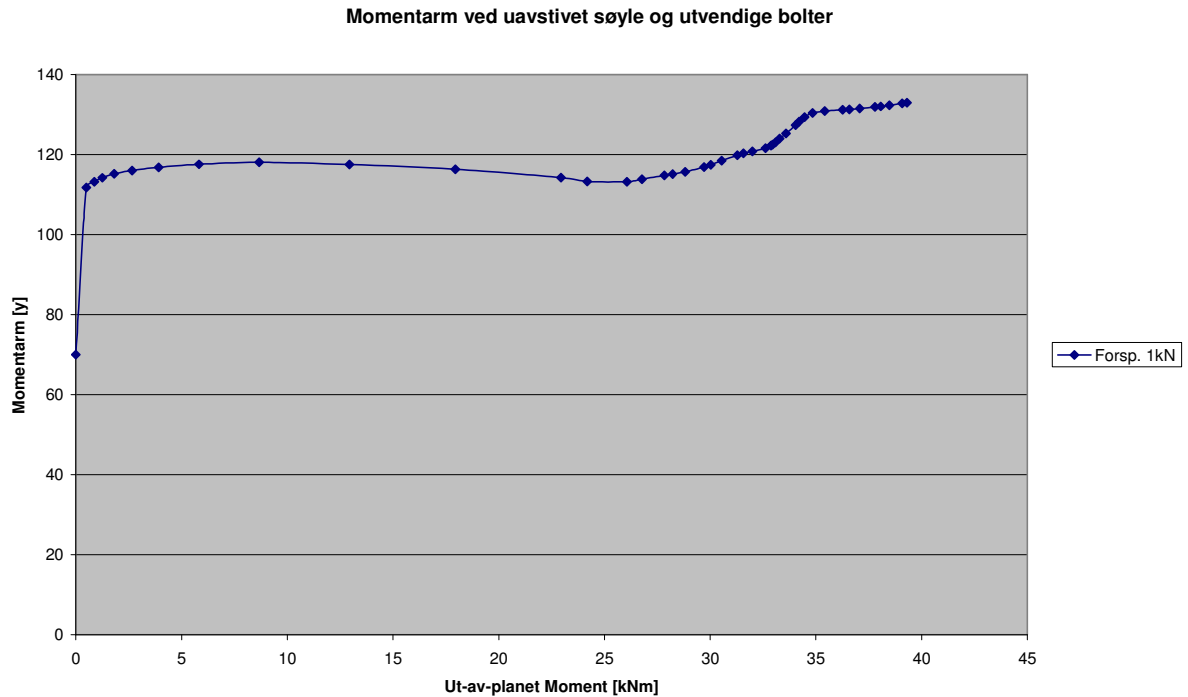


Fig 4.30 Momentarm ved uavstivet søyle og utvendige bolter

Figur 4.30 viser hvordan momentarmen beregnet etter formel (4.1) varierer ved økende ut-av-planet moment. Momentarmen er målt fra boltelinje (som er den boltelinjen utsatt for høyest strekkraft) til trykksenteret som oppstår mellom bjelkens endeplate og søyleflensen.

I likhet med de tre tidligere tilfellene så ser man at grafen flater ut etter at man har overvunnet forspenningskraften og før deler av knutepunktet begynner å flyte. Man ser at den beregnede momentarmen stabiliserer seg mellom 114 mm og 118 mm før den begynner å endre seg. Disse endringene kommer av at deler av knutepunktet begynner å flyte.

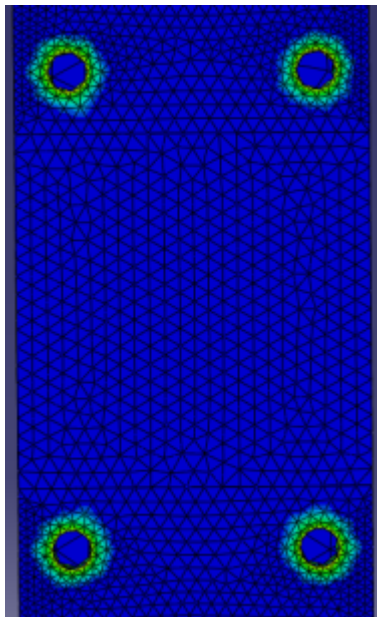


Fig 4.31 Kontaktspenning søyleflens: 1 kN forspenning: Steg tid: 0, Ut-av-planet moment: 0 kNm

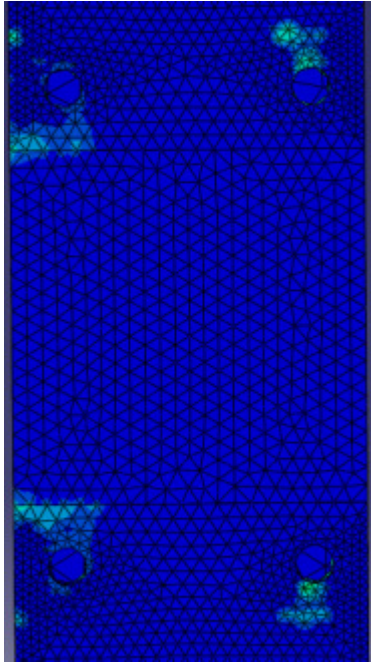


Fig 4.32 Kontaktspenning søyleflens: 1 kN forspenning: Stegtid 0.1734, Ut-av-planet moment: 8,67 kNm

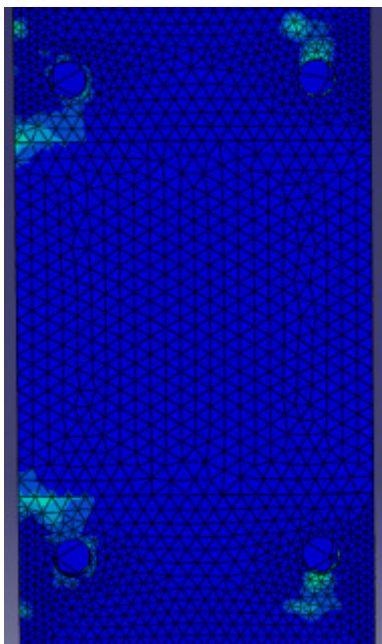


Fig 4.33 Kontaktspenning søyleflens: 1 kN forspenning: Stegtid: 0.3588, Ut-av-planet moment: 17,94 kNm

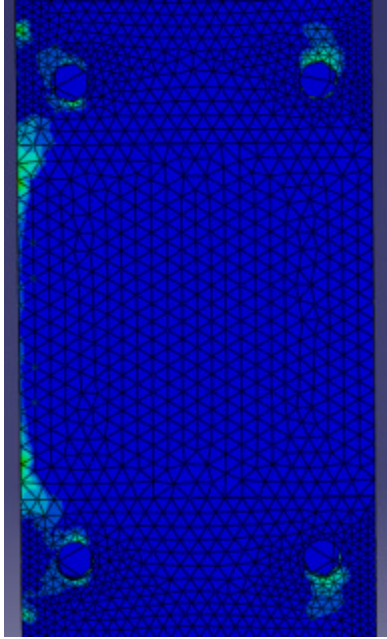


Fig 4.34 Kontaktspenning søyleflens: 1 kN forspenning: Stegtid: 0.5354, Ut-av-planet moment: 26,77 kNm

Figur 4.31 til 4.34 viser hvor trykspenningene grunnet ut-av-planet moment ligger. Disse er fordelt over en større bredde enn for avstivet søyle, dette kommer av at søyleflenser er mer fleksibel uten avstivning.

Som tidligere antatt ses det bort fra verdier på den beregnede momentarmen før forspenningskraften er overvunnet.

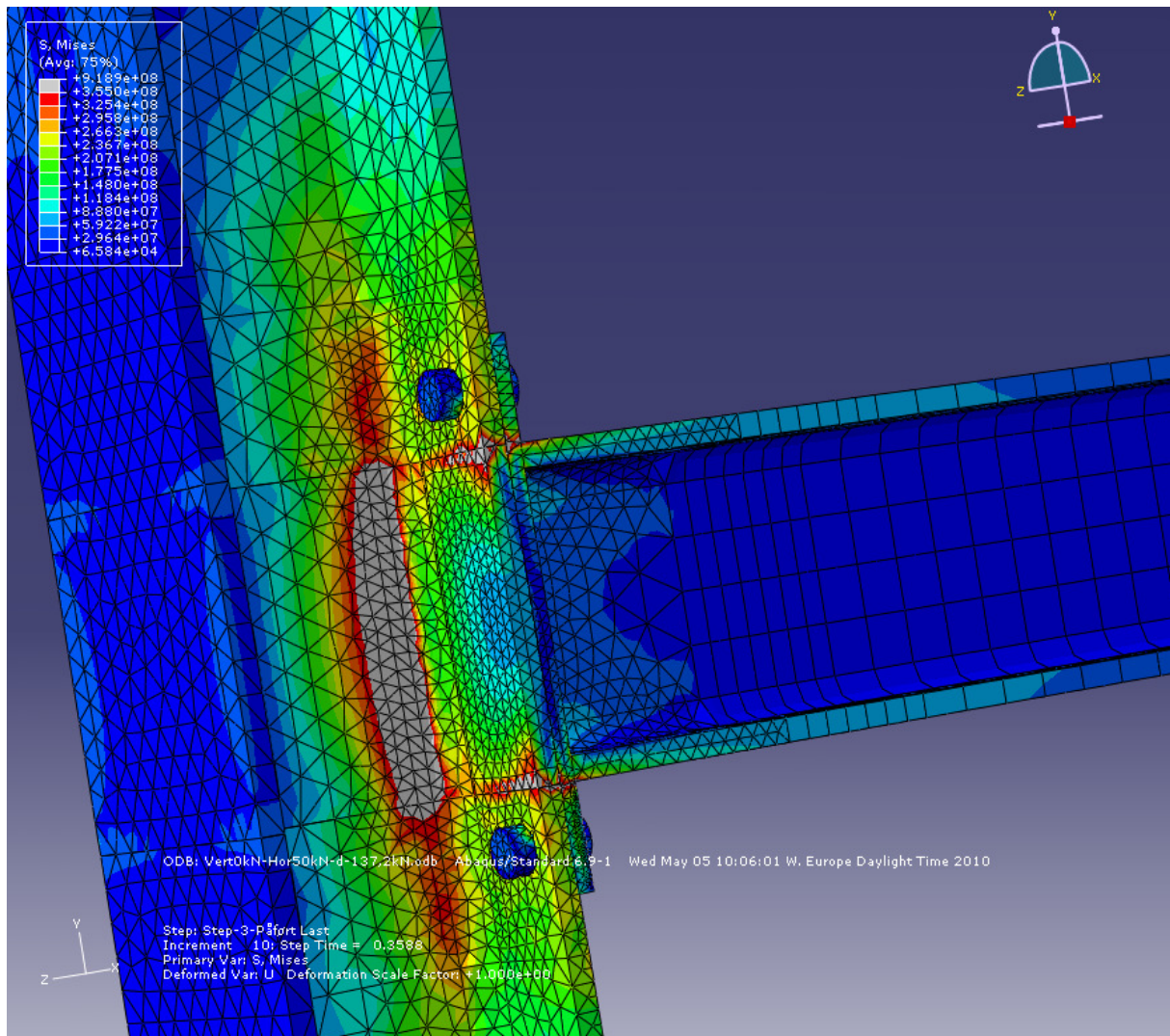


Fig 4.35 von Mises spenning: 1 kN forspenning. Steg tid: 0.3588, Ut-av-planet moment: 17,94 kNm

Figur 4.35 viser at store deler av knutepunktet har begynt å flyte ved et påført ut-av-planet moment på ca 18 kNm. Dette forklarer hvorfor det er endringer i den beregnede momentarmen ved høyere ut-av-planet moment enn ca. 25 kNm. For å kunne bestemme momentarmen er det også her viktig å ikke se på tilfeller hvor strukturen har begynt å flyte.

Ut fra betraktningene gjort i dette delkapittelet har man sett at man bør utelukke de verdiene for momentarmen før forspenningen er overvunnet. Det er også vist at man ikke bør se på de verdiene for momentarmen etter at deler av knutepunktet har begynt å flyte. Det kan antas ut fra det en fant ut i kapittel 4.1.1 at den beregnede momentarmen for tilfeller uten eller med veldig lav forspenning kan benyttes for tilfeller med forspenning.

4.1.5 Sammenlikning av trykksenter for de 4 knutepunktene

For å kunne sammenlikne lokasjonen til trykksenter for de forskjellige knutepunktene er det nødvendig å normalisere for boltelinjeavstand, p_2 . Dette gjøres ved at man i stedet for å presentere momentarmen beregner avstanden fra søylens flenskant på trykksiden til trykksenteret. På denne måten finner man y_{ts} som ble presentert i innledningen til kapittel 4.1.

Siden det er vist i kapittel 4.1.1 til 4.1.4 at det ikke går an å finne korrekt momentarm ved forspenning presenteres sammenlignes bare tilfellene med 1 kN forspenning i hver bolt.

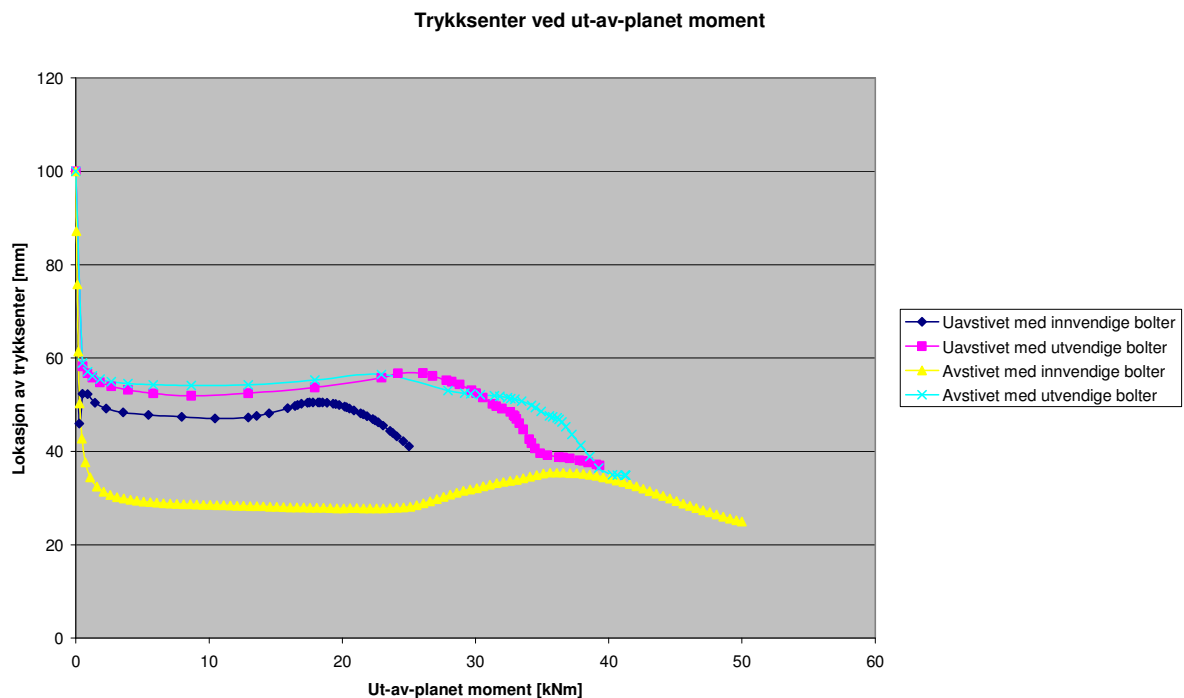


Fig 4.36 Trykksenter ved ut-av-planet moment

Fra grafen i figur 4.36 ser en at for tilfellene hvor boltene er plassert mellom bjelkeflensene vil trykksonen ligge nærmere enn for bolter plassert på utsiden av bjelkeflensene. Det er rimelig å anta at dette kommer av at en har en stivere forbindelse hvis boltene plasseres på innsiden av bjelkeflensene sammenliknet med hvis boltene plasseres på utsiden.

Hvis en ser på forskjellen mellom avstivet og uavstivet knutepunkt finnes det motstridende data. Ved innvendige bolter ser en helt klart at trykksenteret ligger lenger ute ved avstivet knutepunkt enn ved uavstivet knutepunkt. Mens det for utvendige bolter er motsatt. Det ville vært rimelig å anta at de avstivede tilfellene fikk større momentarm enn de uavstivede, så dette var må undersøkes nærmere.

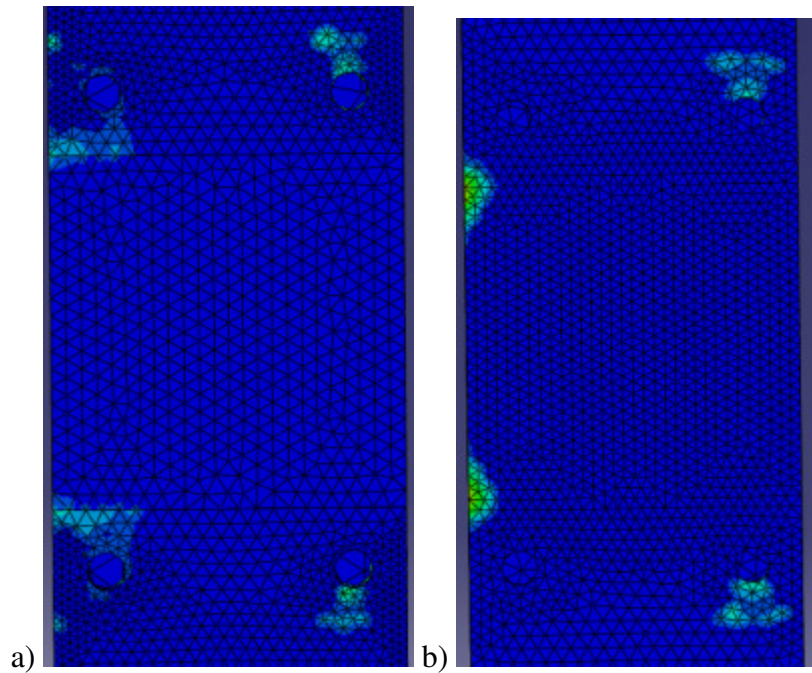


Fig 4.37 Kontaktspenning søyleflens: a) Uavstivet søyle Stegtid 0.1734, Ut-av-planet moment: 8,67 kNm b) Avstivet søyle Stegtid 0.1734, Ut-av-planet moment: 8,67 kNm

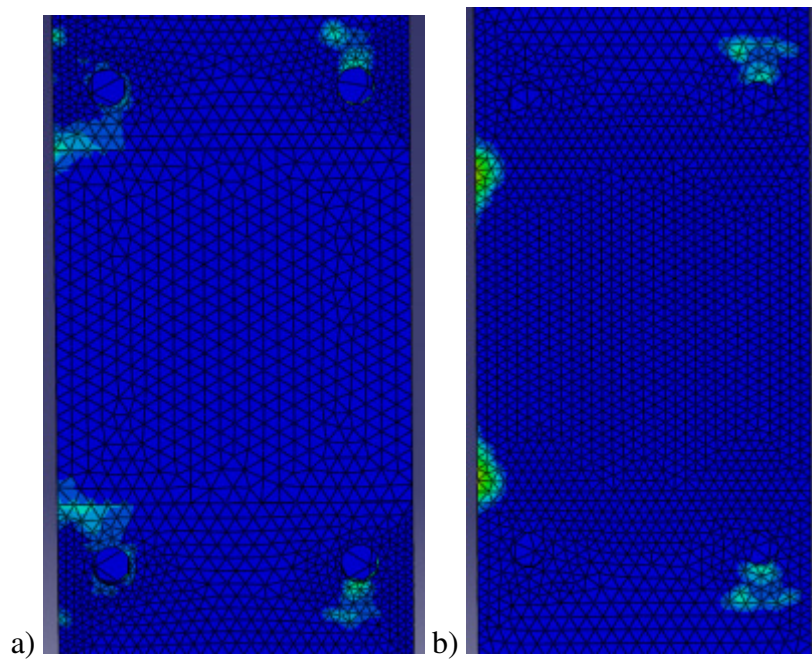


Fig 4.38 Kontaktspenning søyleflens: a) Uavstivet søyle: Stegtid: 0.3588, Ut-av-planet moment: 17,94 kNm b) Avstivet søyle: Stegtid: 0.3588, Ut-av-planet moment: 17,94 kNm

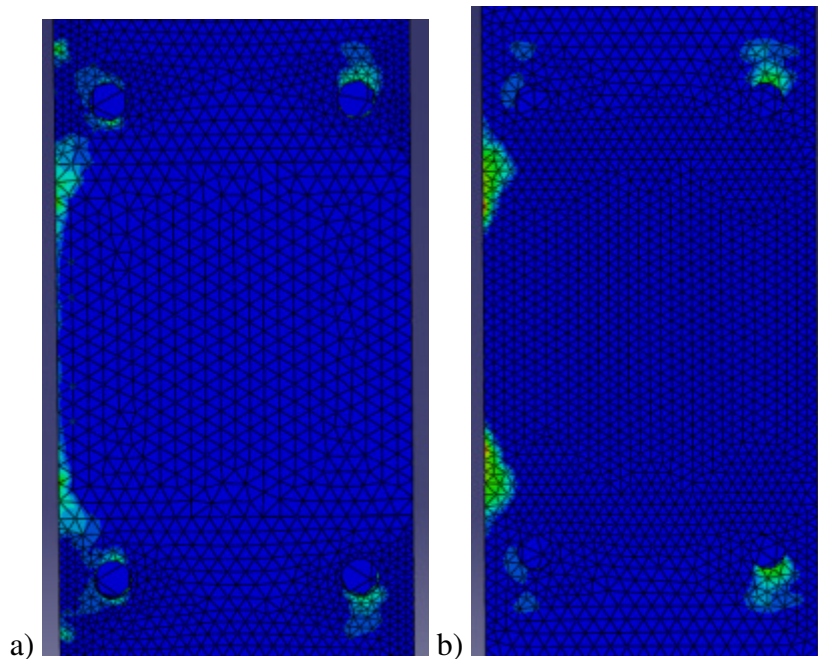


Fig 4.39 Kontaktspenning søyleflens: a) Uavstivet søyle: Stegtid: 0.5354, Ut-av-planet moment: 26,77 kNm b) Avstivet søyle: Stegtid: 0.5588, Ut-av-planet moment: 27,94 kNm

Figur 4.3 til 4.39 viser kontaktrykkspenningene mellom endeplaten og søyleflensen for uavstivet knutepunkt med utvendige bolter til venstre og avstivet knutepunkt med utvendige bolter til høyre. I begge tilfellene er det benyttet en forspenningskraft på 1 kN per bolt. Ved å se på disse spenningene er det klart at trykksenteret ligger lenger ute ved avstivet knutepunkt enn for uavstivet knutepunkt. Dette er ikke i henhold til den beregnede avstanden mellom trykksenteret og søylens flenskant på trykksiden. Dette medfører at metodene for å beregne momentarmen, y , og avstanden mellom trykksenteret og søylens flenskant på trykksiden, y_{ts} , presentert i innledningen til kapittel 4.1 ikke er helt nøyaktig. Men beregningen av momentarmen virker konservativ slik at metoden benyttet ikke nødvendigvis må bortkastes.

Ved å kikke på alle figurene som viser kontaktrykk mellom endeplaten og søyleflensen ser man at trykksenteret ligger i nærheten av kanten til søyleflensen. Dette medfører at man trygt kan benytte en momentarm tilsvarende den som ble funnet i kapittel 3.5.1.

$$y = \frac{b_b + 3p_2}{6} \quad (4.4)$$

4.2 Kapasitetsberegninger ved ut-av-planet moment

Det er gjennomført håndberegninger på kapasitetene, se Vedlegg A, for de fire tilfellene som ble analysert i Abaqus:

- Avstivet knutepunkt med innvendige bolter
- Uavstivet knutepunkt med innvendige bolter
- Avstivet knutepunkt med utvendige bolter
- Uavstivet knutepunkt med utvendige bolter

Kapasitetene er i slutten av hvert regneark listet opp etter hvilken type moment de forskjellige komponentene utsettes for. Under er håndberegningene for de ulike knutepunktskomponentene samt søylens torsjonskapasitet ved ut-av-planet moment sammenliknet med resultatene fra Abaqus analysene. Kapasitetskriteriet for Abaqus-analysene er satt til full plastifisering av tverrsnittet og/eller 5 % plastisk tøyning (ref. NS-EN 1993-1-5:2006+NA:2009, Annex C.8). Kapasitetene i håndberegningene er beregnet uten materialfaktorer.

4.2.1 Avstivet knutepunkt med innvendige bolter

Tabell 4.1 Beregnet ut-av-planet momentkapasitet for de forskjellige komponentene

Komponent	Ut-av-planet momentkapasitet (kNm)
Endeplate i bøyning	15,97
Søyleflens i bøyning	24,4
Bjelkeflens i trykk	94,08
Søyle utsatt for torsjon*	26,27

*ikke en komponent

Som en ser av tabell 4.1 er endeplaten i bøyning den dimensjonerende komponenten ved ut-av-planet moment for dette knutepunktet. Ser man nærmere på regnearket for dette knutepunktet så ser man at Mode 1 er den dimensjonerende moden for endeplaten, det vil si at endeplaten vil flyte. Flytelinjemønsteret som vil være dimensjonerende er sirkulært flytelinjemønster.

På figur 4.40, som viser von Mises spenningene i knutepunktet ved et påført ut-av-planet moment på 15,89 kNm, ser en at endeplaten har begynt å flyte, men en ser også at kapasiteten ikke er overskredet, da en ikke har oppnådd full plastifisering av tverrsnittet. På figur 4.41, som viser tøyningene i knutepunktet ved et påført ut-av-planet moment på 15,89 kNm, ser en at tøyningene er under 1 % som også bekrefter at kapasiteten ikke er overskredet. Dette indikerer at det er restkapasitet ved den beregnede kapasiteten for endeplaten i bøyning ved ut-av-planet moment.

På figur 4.42, som viser knutepunktet ved et påført ut-av-planet moment på 40,36 kNm, ser det ut som at deformasjonen til endeplaten tilsvarer Mode 1. Dette stemmer med håndberegningene

Figur 4.43, 4.44 og 4.45 viser endeplaten og et snitt av bjelken ved henholdsvis påført ut-av-planet moment på 15,89 kNm, 20,89 kNm og 25,89 kNm. På figur 4.43 ser det ut som om flytelinjene begynner å flyte sirkulært. På figur 4.44 ser en at det er oppnådd flyt rundt boltehullene hver for seg. Mens man ser på figur 4.45 at flytelinjene beveger seg rundt begge boltene samtidig og ut mot kanten.

Flytelinjemønstre benyttet i standarder og beregningskoder er idealiserte og formen til de idealiserte flytelinjene er ikke nødvendigvis like de som oppstår i virkeligheten eller ved FEM analyser. I tillegg er det heller ikke uvanlig at flytelinjemønsteret endrer seg ved ytterlig kraftøkning. Det kan derfor antas at en først ved et påført ut-av-planet moment i figur 4.43 har sirkulært flyt rundt boltene, mens ved ytterlige økning i momentet til et påført ut-av-planet moment på 25,89 kNm i figur 4.45 har fått et ikke sirkulært flytemønster. Det er derfor ikke urimelig at håndberegningene som antar sirkulært flyt som dimensjonerende stemmer, men dette bør undersøkes nærmere.

Ut fra figurene og betraktningene over kan man si at endeplaten i bøyning er den riktige dimensjonerende komponenten, Mode 1 er den riktige moden. Det sirkulære flytelinjemønsteret som ga kortest flytelinjer kan ikke forkastes, men heller ikke verifiseres. Det er heller ikke urimelig å si at beregningsmetoden for endeplaten med innvendige bolter utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment er tilstrekkelig konservativ, men den bør undersøkes for flere dimensjoner og geometrier for å få dette verifisert.

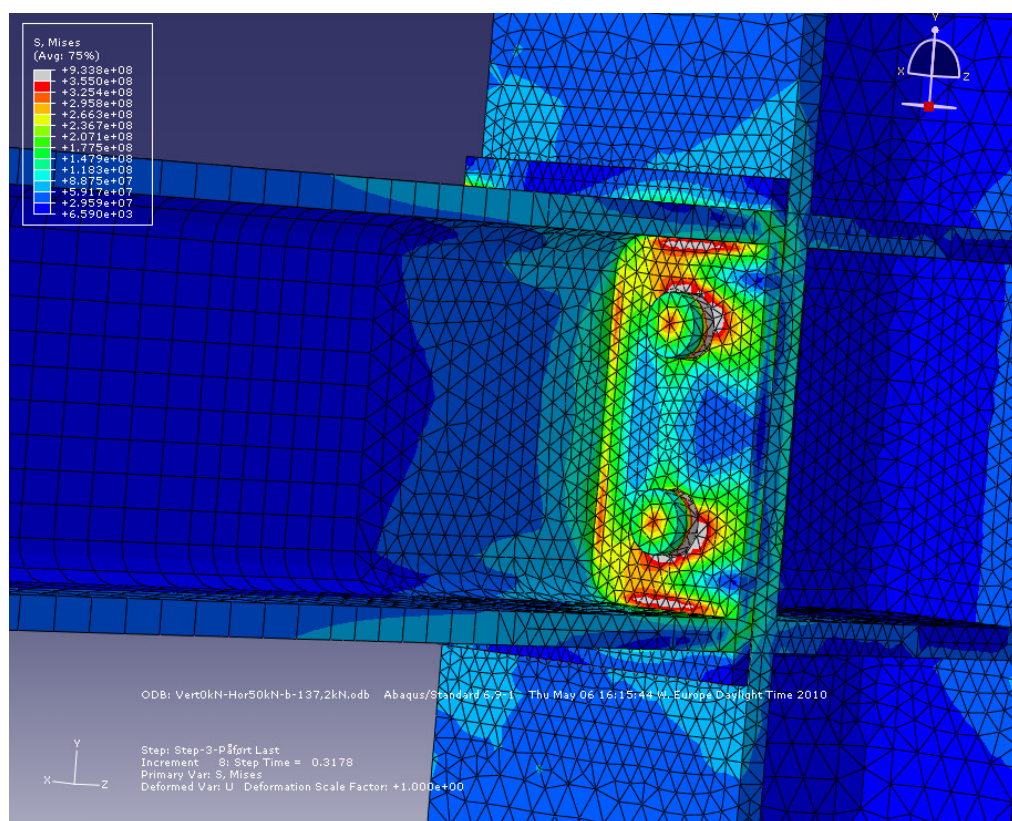


Fig 4.40 von Mises spenning: Stegtid: 0.3178, Ut-av-planet moment: 15,89 kNm

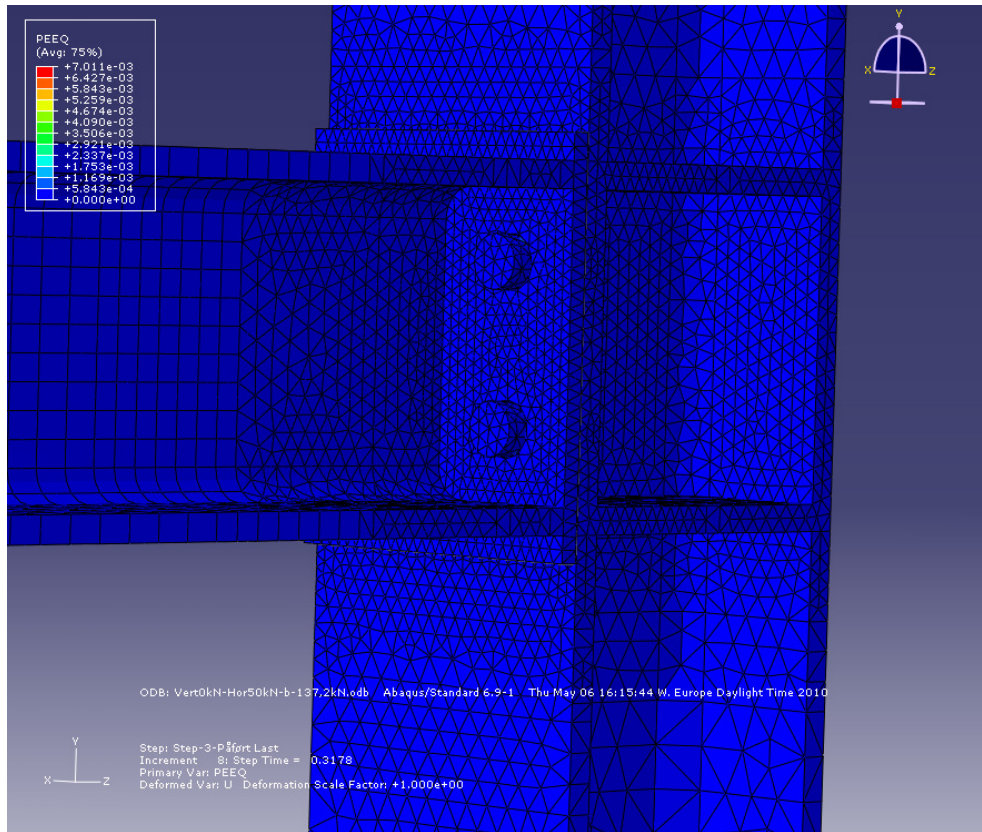


Fig 4.41 Plastisk tøyning: Steg tid: 0.3178, Ut-av-planet moment: 15,89 kNm

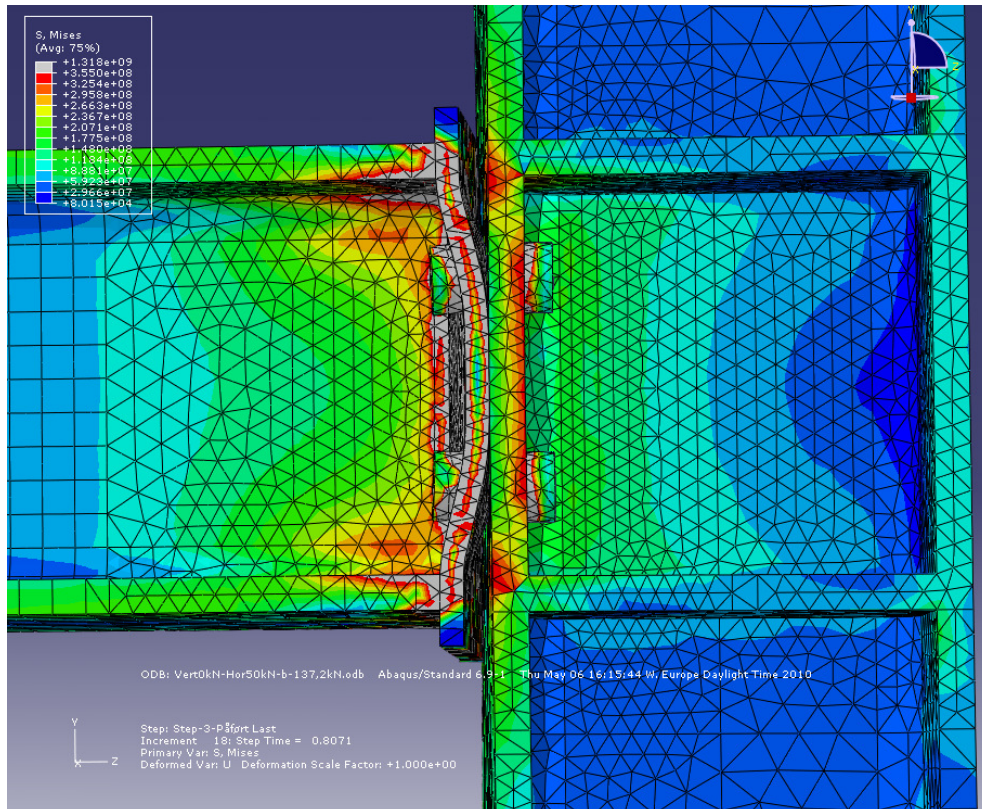


Fig 4.42 von Mises spenning: Steg tid: 0.8071, Ut-av-planet moment: 40,36 kNm

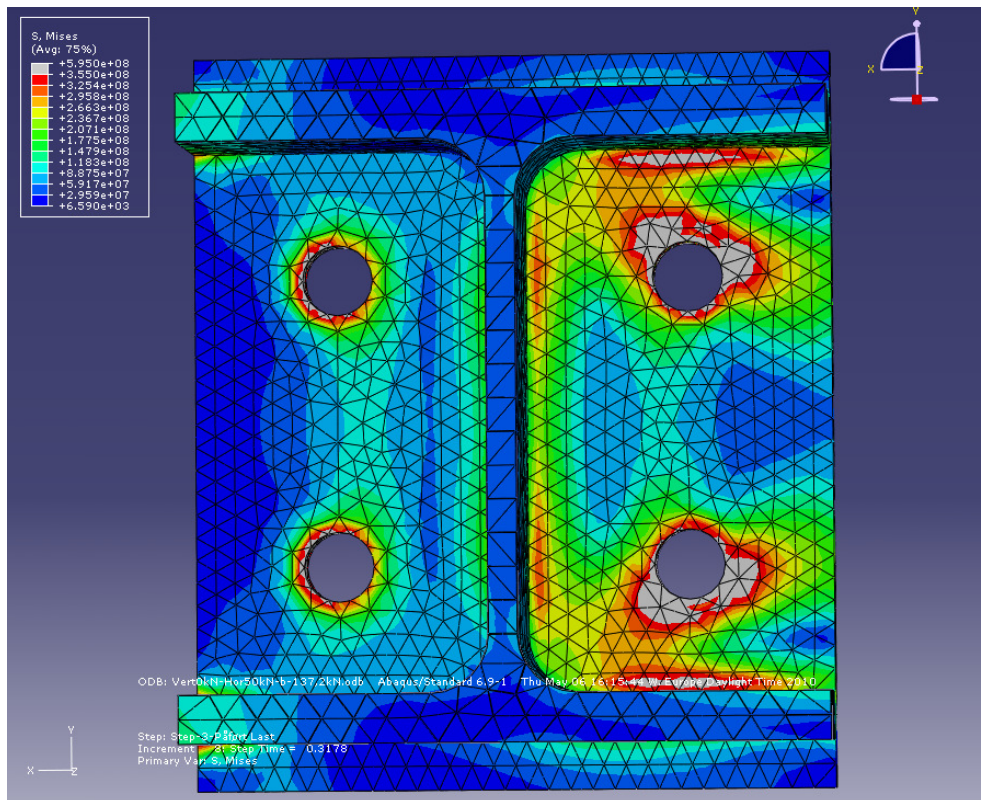


Fig 4.43 von Mises spenning: Stegtid: 0.3178, Ut-av-planet moment: 15,89 kNm

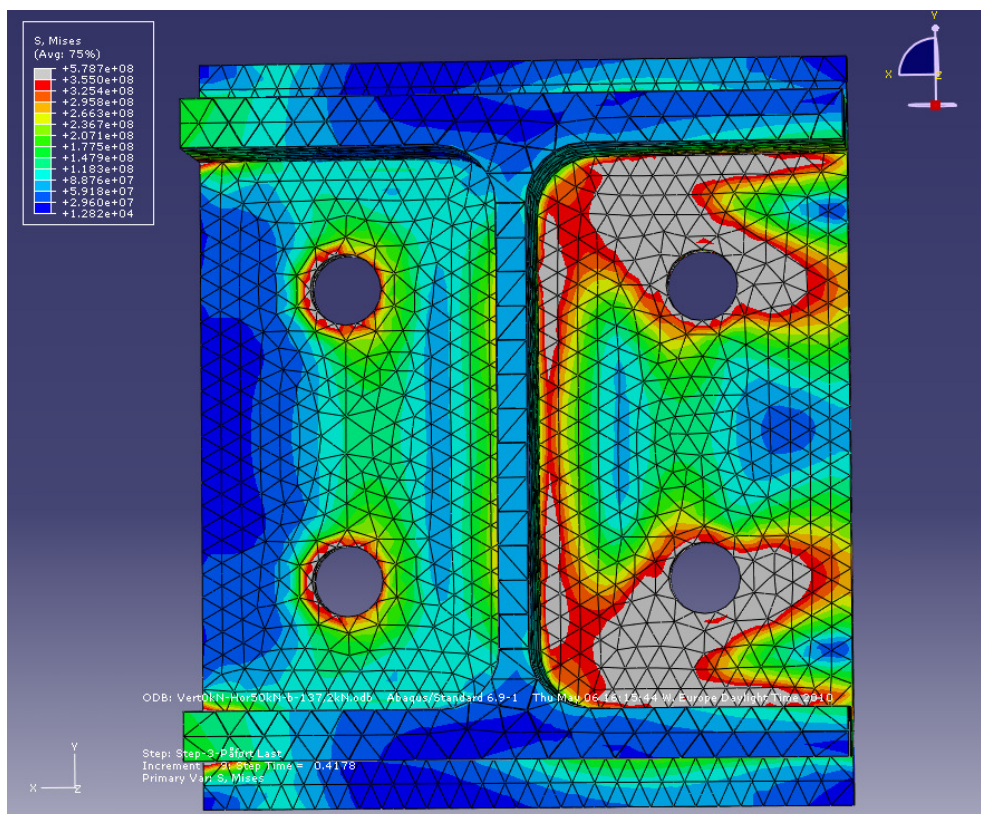


Fig 4.44 von Mises spenning: Stegtid: 0.4178, Ut-av-planet moment: 20,89 kNm

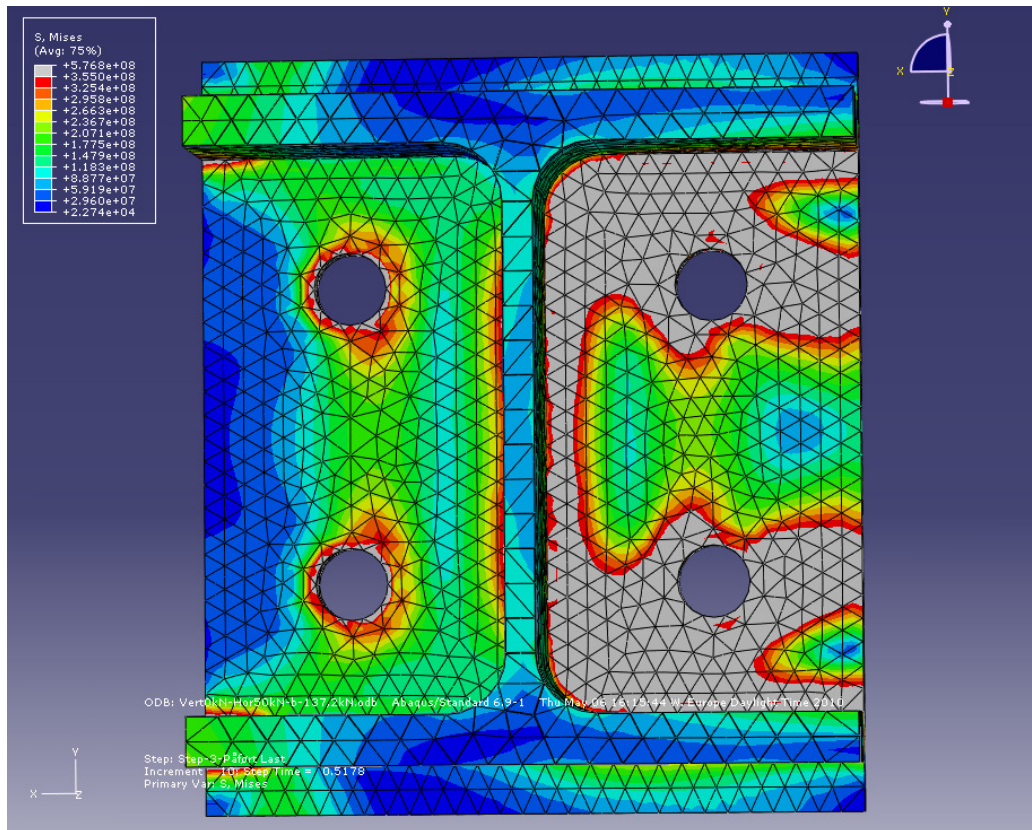


Fig 4.45 von Mises spenning: Stegtd: 0.5178, Ut-av-planet moment: 25,89 kNm

4.2.2 Uavstivet knutepunkt med innvendige bolter

Tabell 4.2 Beregnet ut-av-planet momentkapasitet for de forskjellige komponentene

Komponent	Ut-av-planet momentkapasitet (kNm)
Endeplate i bøyning	15,97
Søyleflens i bøyning	24,4
Bjelkeflens i trykk	94,08
Søyleflens utsatt for torsjon	11,01
Søyle utsatt for torsjon*	26,27

*ikke en komponent

Som en ser i tabell 4.2 er søyleflens utsatt for torsjon den dimensjonerende komponenten ved ut-av-planet moment for dette knutepunktet. Denne inkluderer plastisk bøyekapasitet av søylesteget over en effektiv bredde definert i kapittel 3.5.10.

I figur 4.46 viser det at søylesteget begynner å flyte ved et påført ut-av-planet moment på 5.53 kNm, men figur 4.47 viser at den plastiske tøyningen er under 0,1% og dermed er ubetydelig. Spenningene i søyleflensen grunnet torsjon er rundt 200 N/mm². De små tøyningene i søylesteget og spenninger lavere enn flytegrensen i søyleflensen indikerer at kapasiteten til søyleflensen utsatt for torsjon ikke er oppnådd enda.

Figur 4.48 viser at det er betydelig flyt i søylesteget ved et påført ut-av-planet moment 9,81 kNm, dette er rett før kapasiteten til søyleflensen utsatt for torsjon er nådd i henhold til håndberegningene. Ved å se på figur 4.49 ser en at den plastiske tøyningen i søylesteget er under 0,5 %, som er langt under bruddtøyningen. Figur 4.50 viser spenningene i søyleflensen ved et påført ut-av-planet moment på 9,81 kNm. Figur 4.50 viser at de høyeste spenningene i søyleflensen er like store som flytegrense, men spenningene overstiger ikke flytegrensen og ligger i et begrenset område. De små tøyningene i søylesteget og at spenningene ikke overstiger flytegrensen i søyleflensen indikerer at det fortsatt er kapasitet i denne komponenten.

Figur 4.51 søyleflensen ved et ut-av-planet moment på 12,31 kNm, her synes det at deler av søyleflensen har blitt plastifisert, men det er mulig mer kapasitet tilgjengelig i søyleflensen.

Figur 4.52 viser knutepunktet med et påført ut-av-planet moment på 16,73 kNm. Her ser en tydelig på deformasjonene at søyleflensen er utsatt for torsjon, en ser også at endeplaten ikke har begynt å flyte.

Ut fra betraktningene over og figurene under er det bekreftet at søyleflensen utsatt for torsjon er den riktige dimensjonerende komponenten. Det kan også sies at det ikke er urimelig å anta at kapasiteten til søyleflensen utsatt for torsjon som ble beregnet i regnearket er tilstrekkelig konservativ.

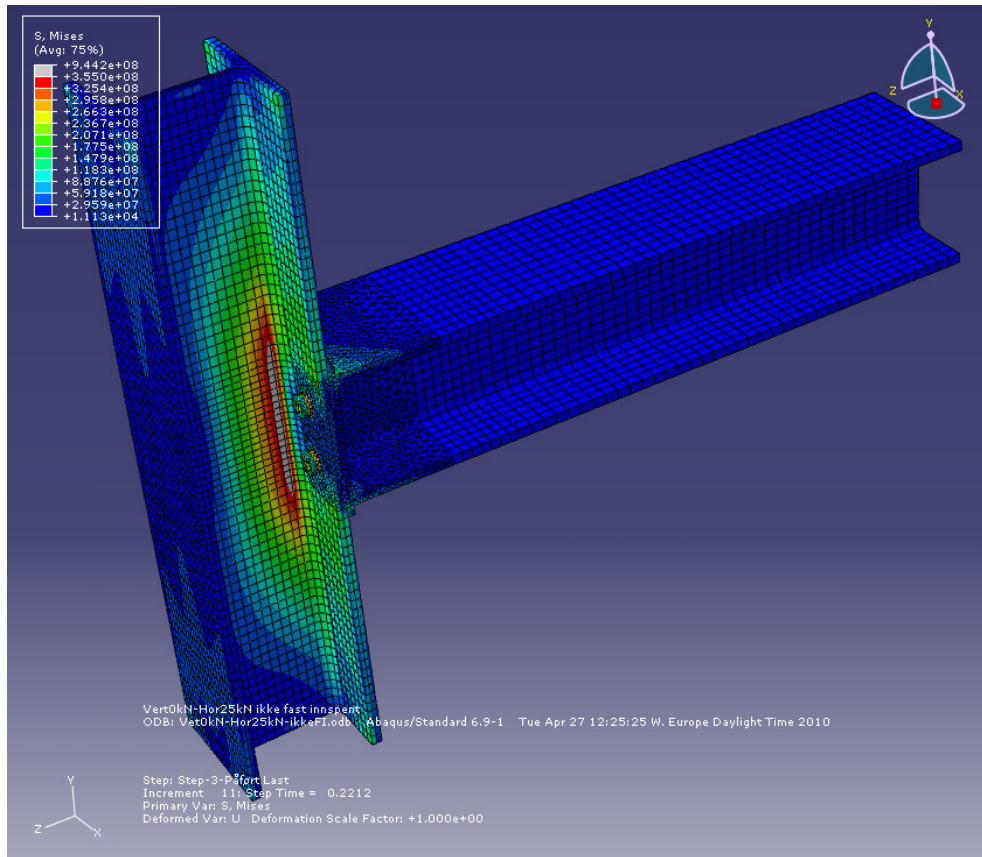


Fig 4.46 von Mises spenning: Stegtid: 0.2212, Ut-av-planet moment: 5,53 kNm

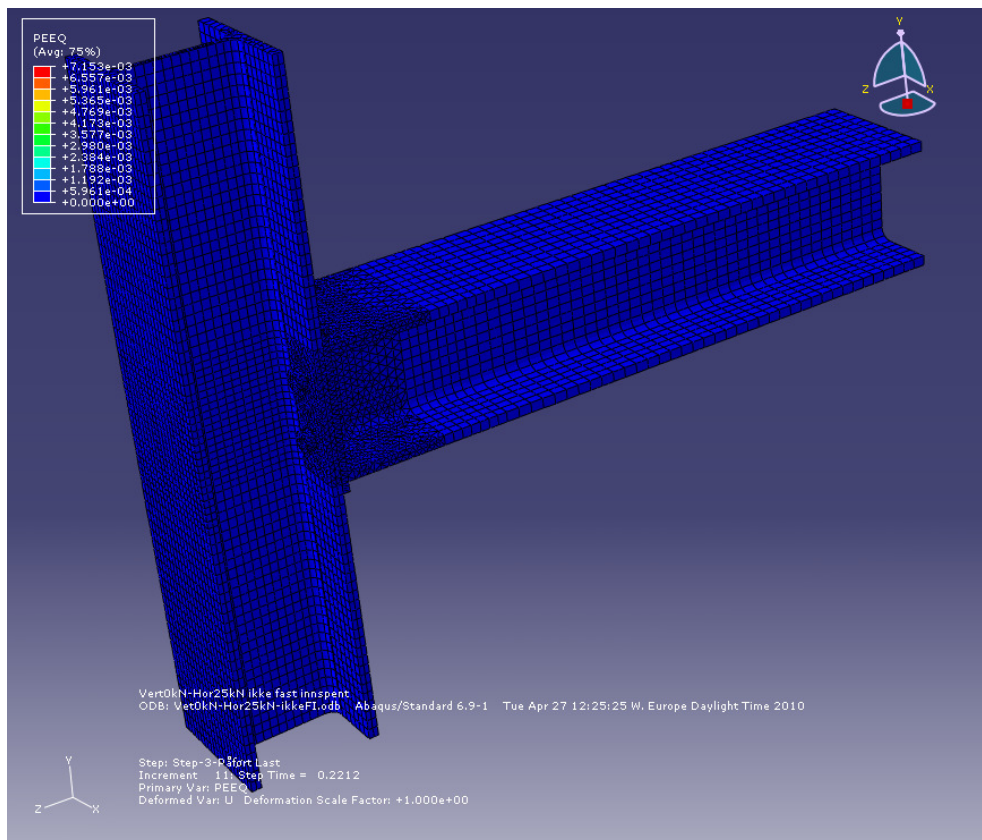


Fig 4.47 Plastisk tøyning: Stegtid: 0.2212, Ut-av-planet moment: 5,53 kNm

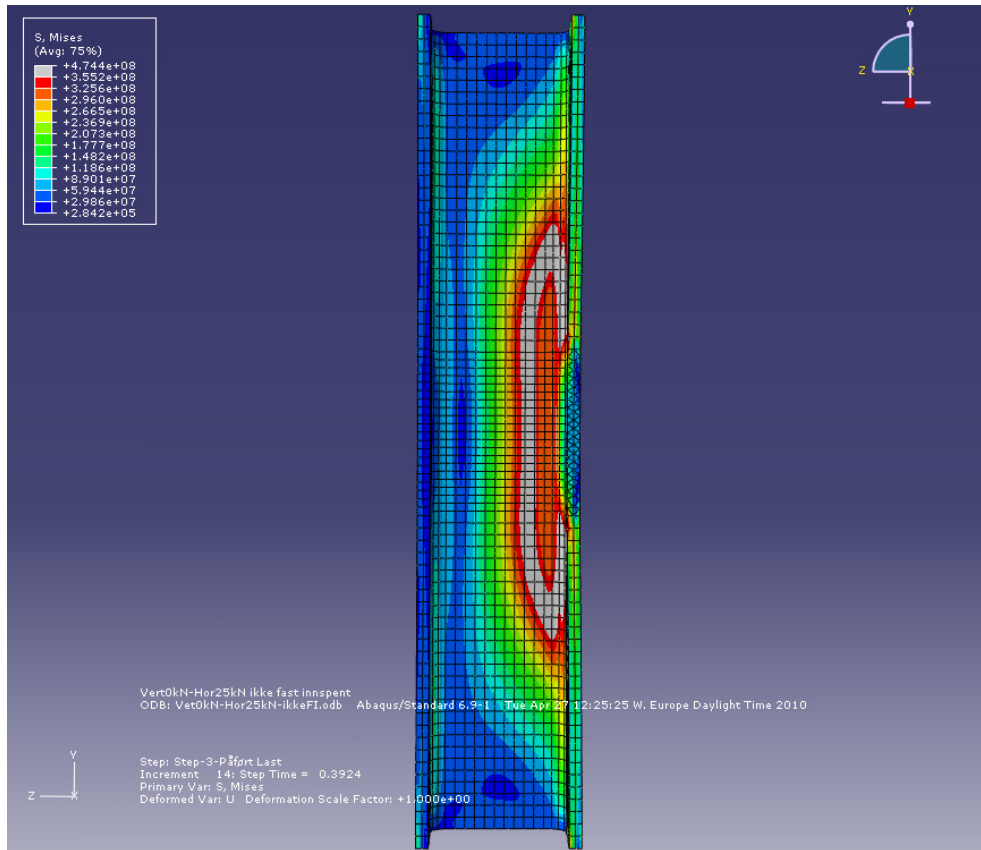


Fig 4.48 von Mises spenning: Stegtid: 0.3924, Ut-av-planet moment: 9,81 kNm

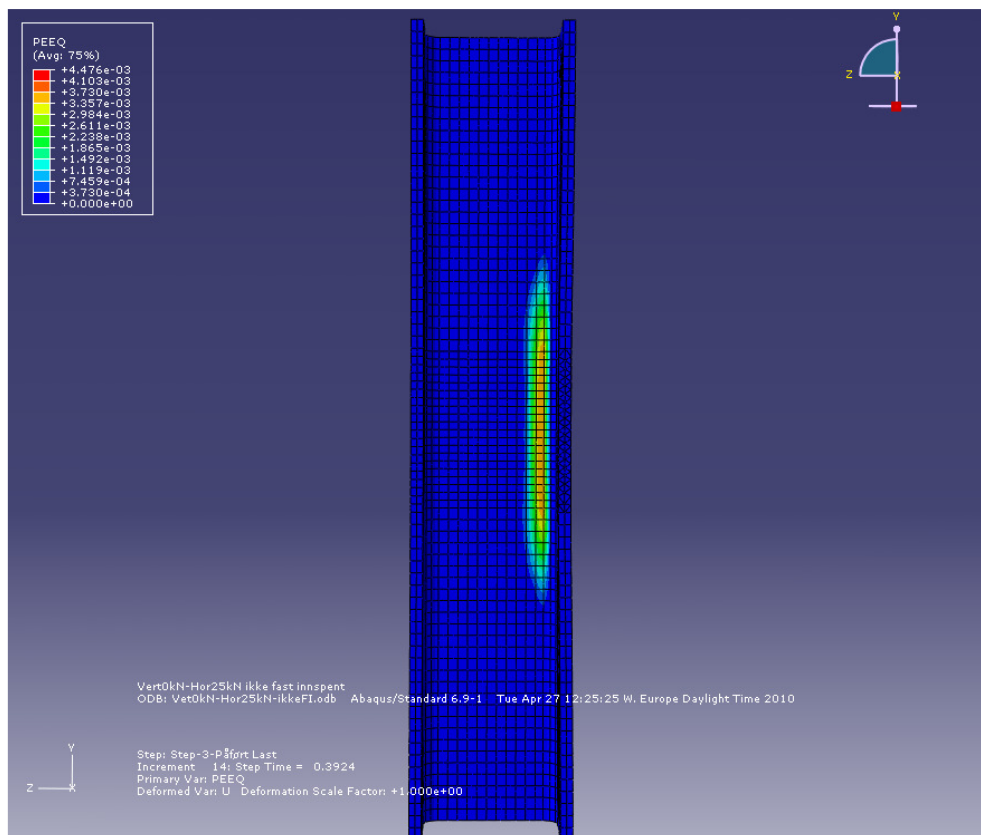


Fig 4.49 Plastisk tøyning: Stegtid: 0.3924, Ut-av-planet moment: 9,81 kNm

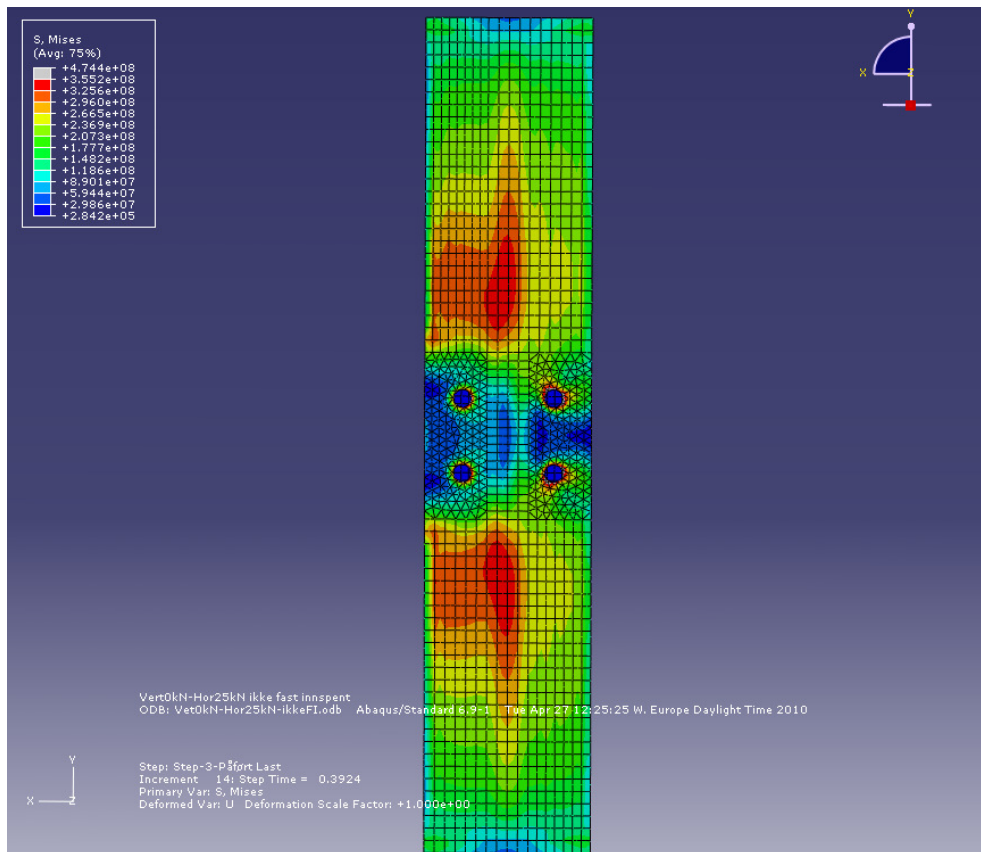


Fig 4.50 von Mises spenning: Stegtid: 0.3924, Ut-av-planet moment: 9,81 kNm

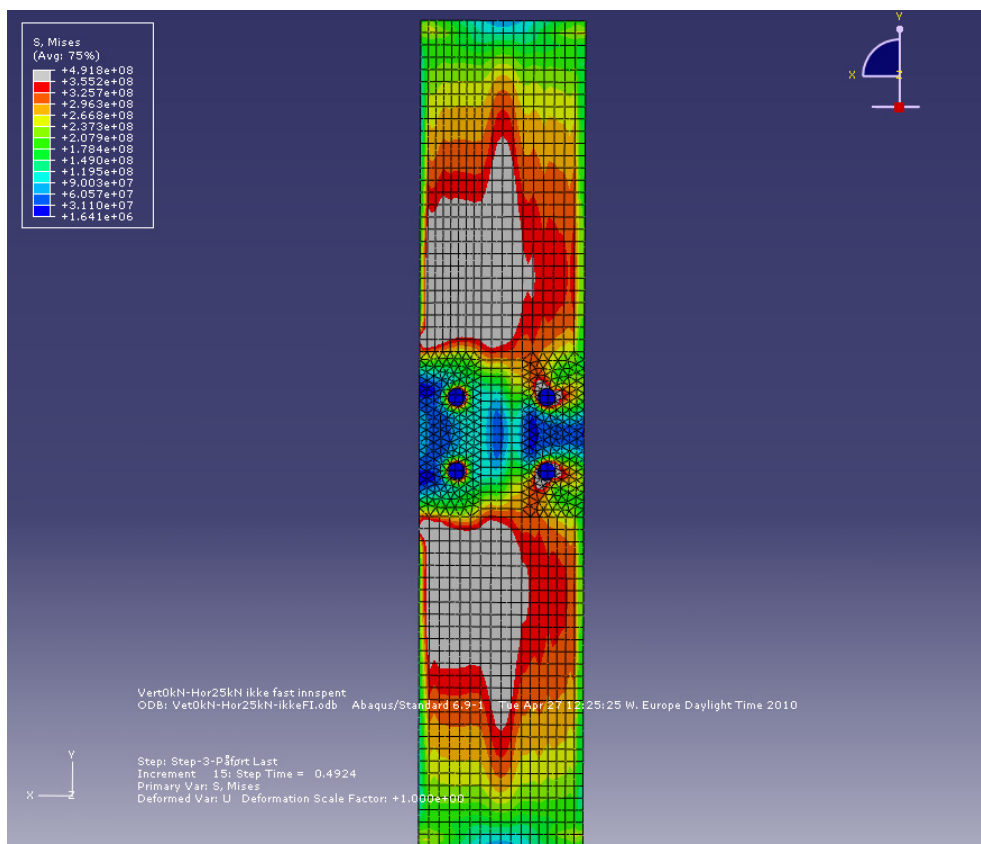


Fig 4.51 von Mises spenning: Stegtid: 0.4924, Ut-av-planet moment: 12,31 kNm

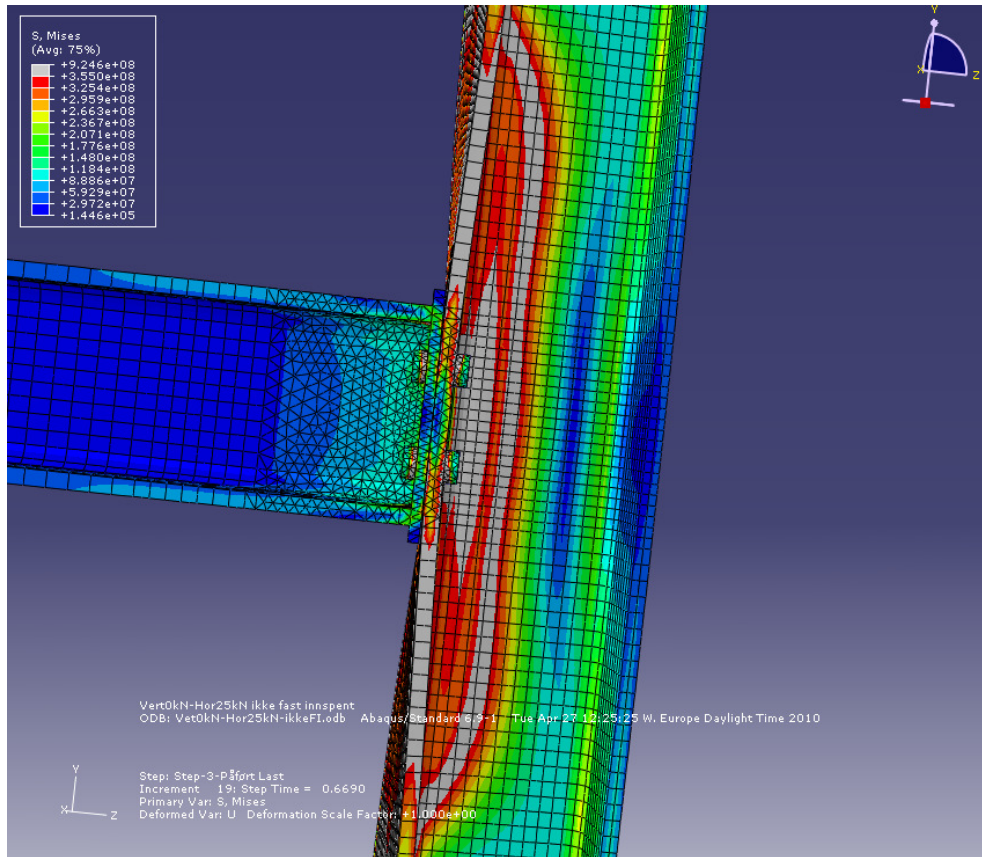


Fig 4.52 von Mises spenning: Steg tid: 0.6690, Ut-av-planet moment: 16,73 kNm

4.2.3 Avstivet knutepunkt med utvendige bolter

Tabell 4.3 Beregnet ut-av-planet momentkapasitet for de forskjellige komponentene

Komponent	Ut-av-planet momentkapasitet (kNm)
Endeplate i bøyning	10,48
Søyleflens i bøyning	27,4
Bjelkeflens i trykk	110,05
Søyle utsatt for torsjon*	26,27

*ikke en komponent

Som en ser i tabell 4.3 er endeplate i bøyning den dimensjonerende komponenten ved ut-av-planet moment for dette knutepunktet. Ser man nærmere på regnearket for avstivet søyle med utvendige bolter så ser man at Mode 1 er den dimensjonerende moden for endeplaten ved ut-av-planet moment. Flytelinjemønsteret som vil være dimensjonerende er et ikke sirkulært flytemønster som gir hjørneflyt.

På figur 4.53, som viser knutepunktet ved et påført ut-av-planet moment på 10,61 kNm, så ser man at endeplaten har begynt å flyte litt ved bjelkeflensen og ved hullene på strekksiden. Men det er også klart at kapasiteten er ivaretatt da det er små deformasjoner og bare lokal flyt. Figur 4.54, som viser den plastiske tøyningen i knutepunktet ved et påført ut-av-planet moment, viser at den plastiske tøyningen er under 1 %, som er langt under bruddtøyningen.

Figur 4.55 viser knutepunktet med et påført ut-av-planet moment på 39,56 kNm. Her ser man at deformasjonene til endeplaten tilsvarer Mode 1. Dette stemmer med håndberegningene.

På figur 4.56, som viser endeplaten og et snitt av bjelken ved et påført ut-av-planet moment på 16,11 kNm, ser det ut som om flytelinjemønstrene rundt de to boltene på strekksiden har en ikke sirkulær form, men det ser ikke ut som hjørneflyt. Det er derfor ikke mulig å si at håndberegningene, som anser hjørneflyt som dimensjonerende flytelinjemønster, stemmer. Men siden flytelinjer benyttet til håndberegninger er idealiserte og ikke nødvendigvis er like som de som oppstår i virkeligheten eller ved en FEM analyse kan man ikke avise dette flytelinjemønsteret som dimensjonerende.

Ut fra figurene under og betraktningene over kan man si at endeplaten utsatt for bøyning er den riktige dimensjonerende komponenten, Mode 1 er den riktige moden. Hjørneflyt som dimensjonerende flytemønster kan ikke forkastes, men heller ikke verifiseres. Det er heller ikke urimelig å si at beregningsmetoden for endeplaten med utvendige bolter utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment er tilstrekkelig konservativ, men bør undersøkes for flere dimensjoner og geometrier for å få dette verifisert.

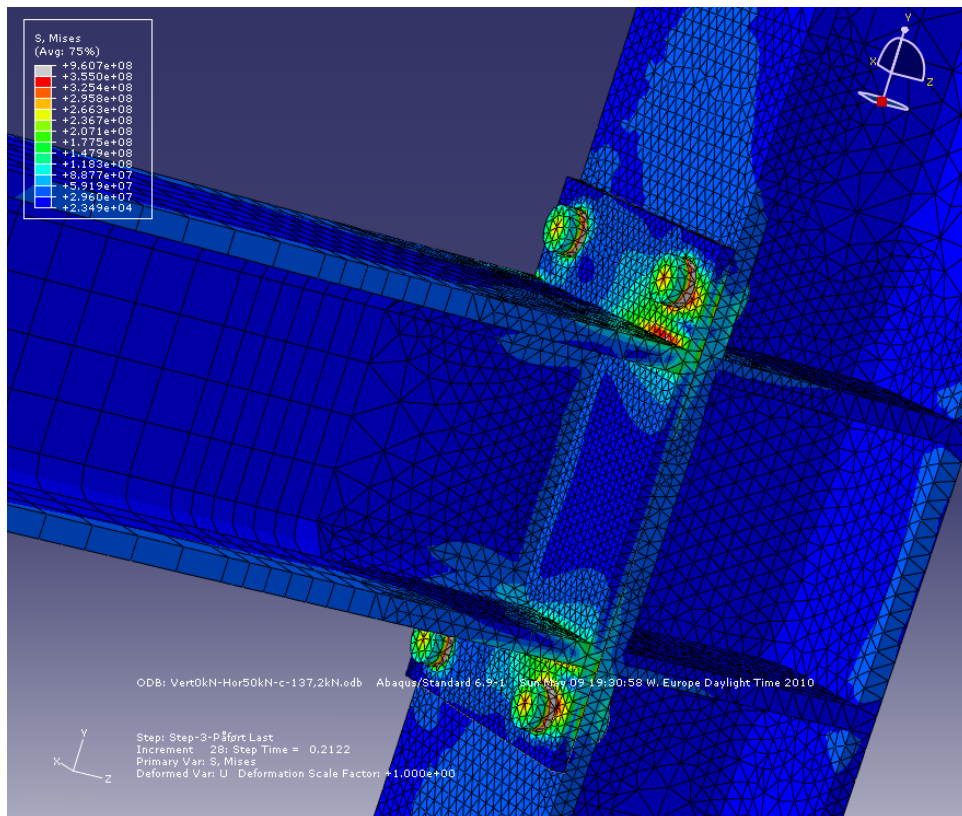


Fig 4.53 von Mises spenning: Steg tid: 0.2122, Ut-av-planet moment: 10,61 kNm

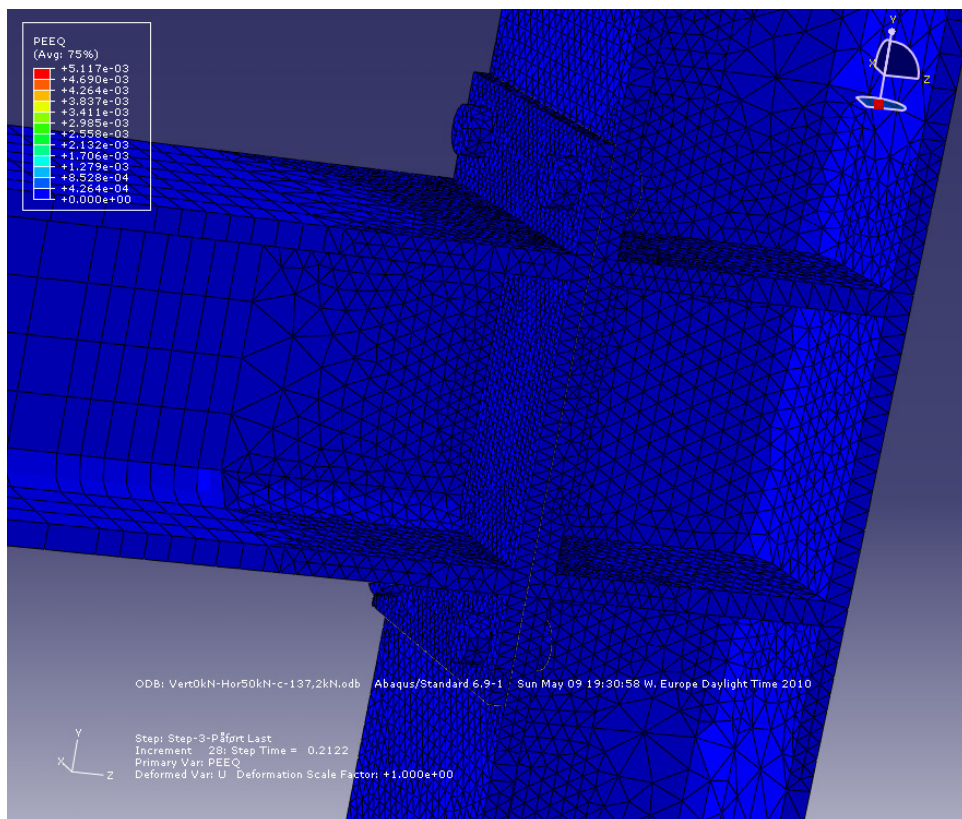


Fig 4.54 Plastisk tøyning: Steg tid: 0.2122, Ut-av-planet moment: 10,61 kNm

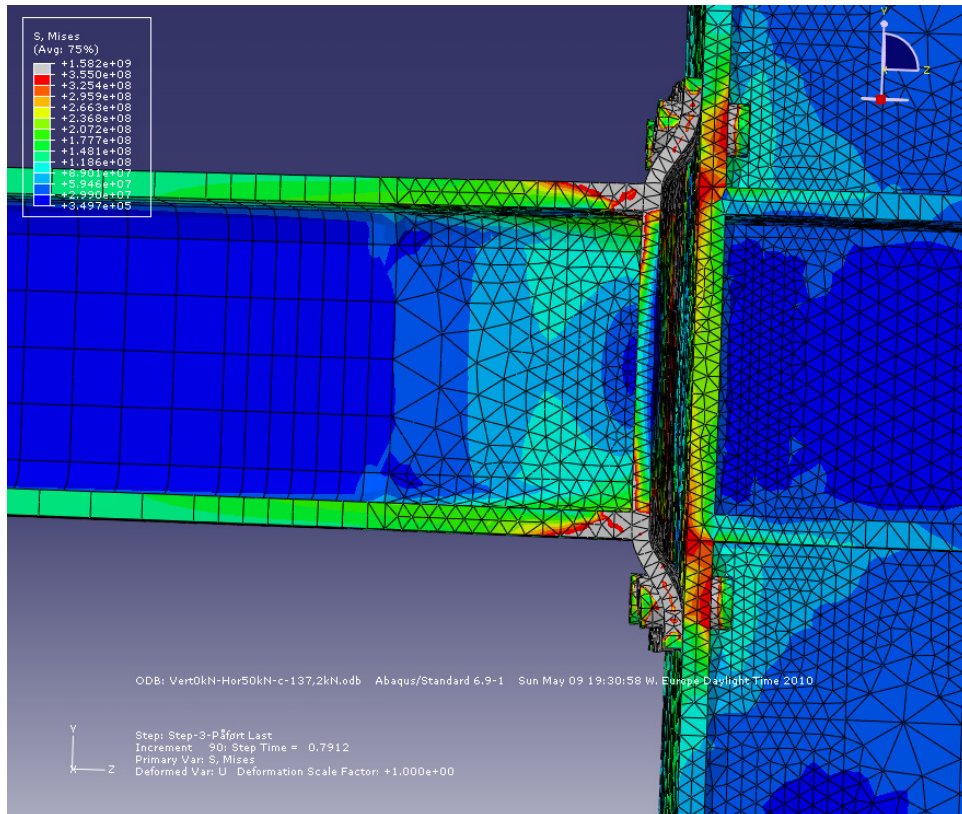


Fig 4.55 von Mises spenning: Stegtid: 0.7912, Ut-av-planet moment: 39,56 kNm

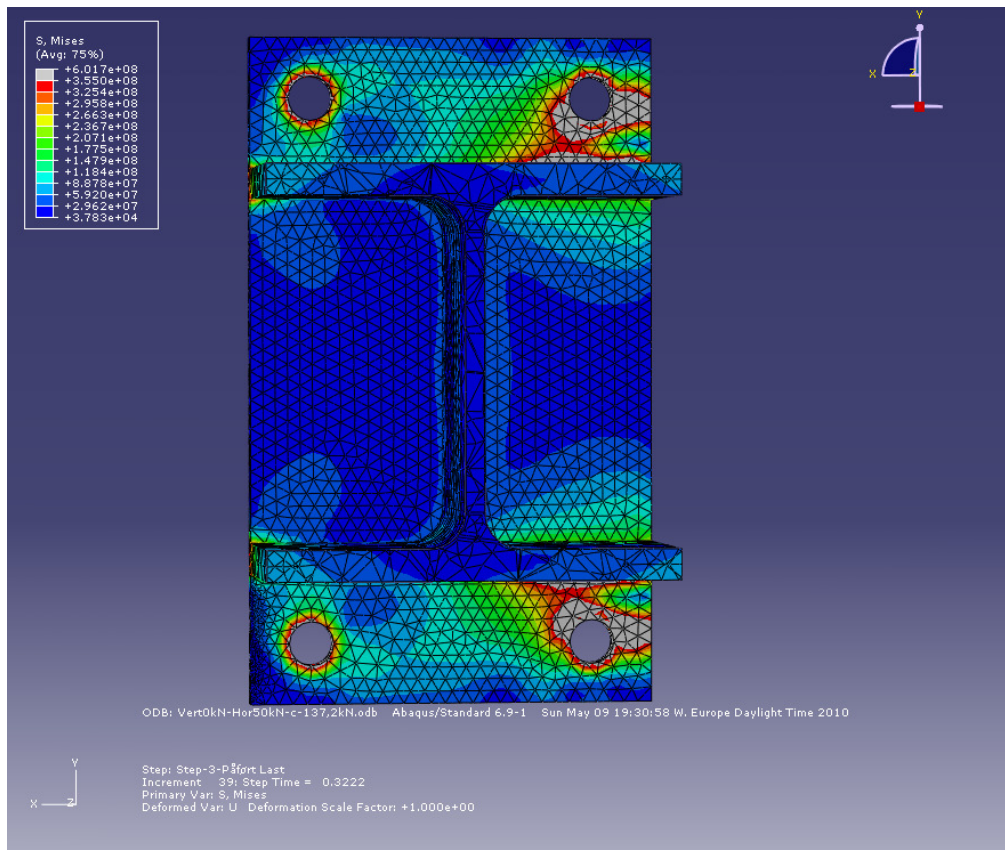


Fig 4.56 von Mises spenning: Stegtid: 0.3222, Ut-av-planet moment: 16,11 kNm

4.2.4 Uavstivet knutepunkt med utvendige bolter

Tabell 4.4 Beregnet ut-av-planet momentkapasitet for de forskjellige komponentene

Komponent	Ut-av-planet momentkapasitet (kNm)
Endeplate i bøyning	10,48
Søyleflens i bøyning	25,48
Bjelkeflens i trykk	110,05
Søyleflens utsatt for torsjon	12,67
Søyle utsatt for torsjon*	26,27

*ikke en komponent

Som en ser i tabell 4.4 er endeplate i bøyning den dimensjonerende komponenten ved ut-av-planet moment for dette knutepunktet. Ser man nærmere på regnearket for uavstivet søyle med utvendige bolter så ser man at Mode 1 er den dimensjonerende moden for endeplaten ved ut-av-planet moment. Flytelinjemønsteret som vil være dimensjonerende er et ikke sirkulært flytemønster som gir hjørneflyt.

På figur 4.57, som viser knutepunktet ved et påført ut-av-planet moment på 12,94 kNm, så ser man at endeplaten har begynt å flyte lokalt ved bjelkeflensen og ved hullene på strekksiden. Figur 4.58, som viser de plastiske tøyningene i knutepunktet ved et påført ut-av-planet moment på 12,94 kNm, viser at de plastiske tøyningene er under 1 %, som er langt under bruddtøyningen. Siden det bare er lokal flyt og små plastiske tøyninger er den beregningsmessige kapasiteten ikke overskredet.

Figur 4.59 viser knutepunktet ved et påført ut-av-planet moment på 36,56 kNm. Her ser man at deformasjonene til endeplaten tilsvarer Mode 1. Dette stemmer overens med håndberegningene.

På figur 4.60, som viser endeplaten og et snitt av bjelken ved et påført ut-av-planet moment på 12,94 kNm, ser det ut som om flytelinjemønstrene rundt de to boltene på strekksiden har en ikke sirkulær form, men det ser ikke ut som hjørneflyt. Det er derfor ikke mulig å si at håndberegningene, som anser hjørneflyt som dimensjonerende, stemmer. Men siden flytelinjer benyttet til håndberegninger er idealiserte og ikke nødvendigvis er like de som oppstår i virkeligheten eller ved FEM analyser kan man ikke avise hjørneflyt som dimensjonerende flytemønster.

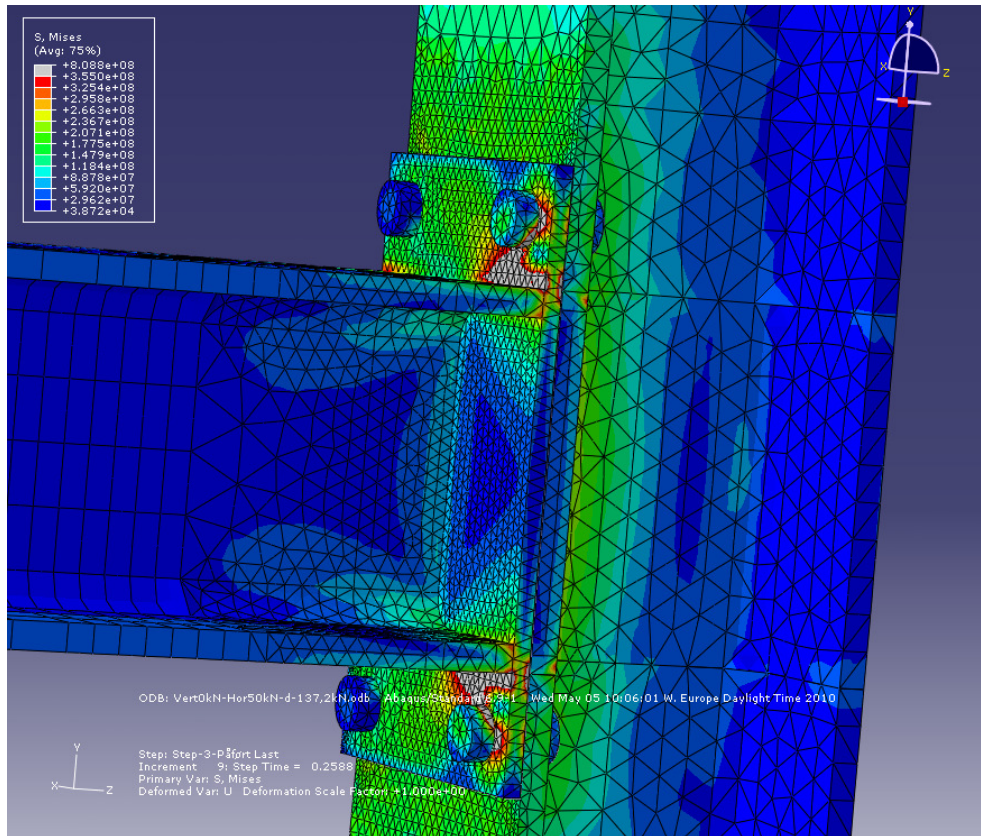


Fig 4.57 von Mises spenning: Stegtid: 0.2588, Ut-av-planet moment: 12,94

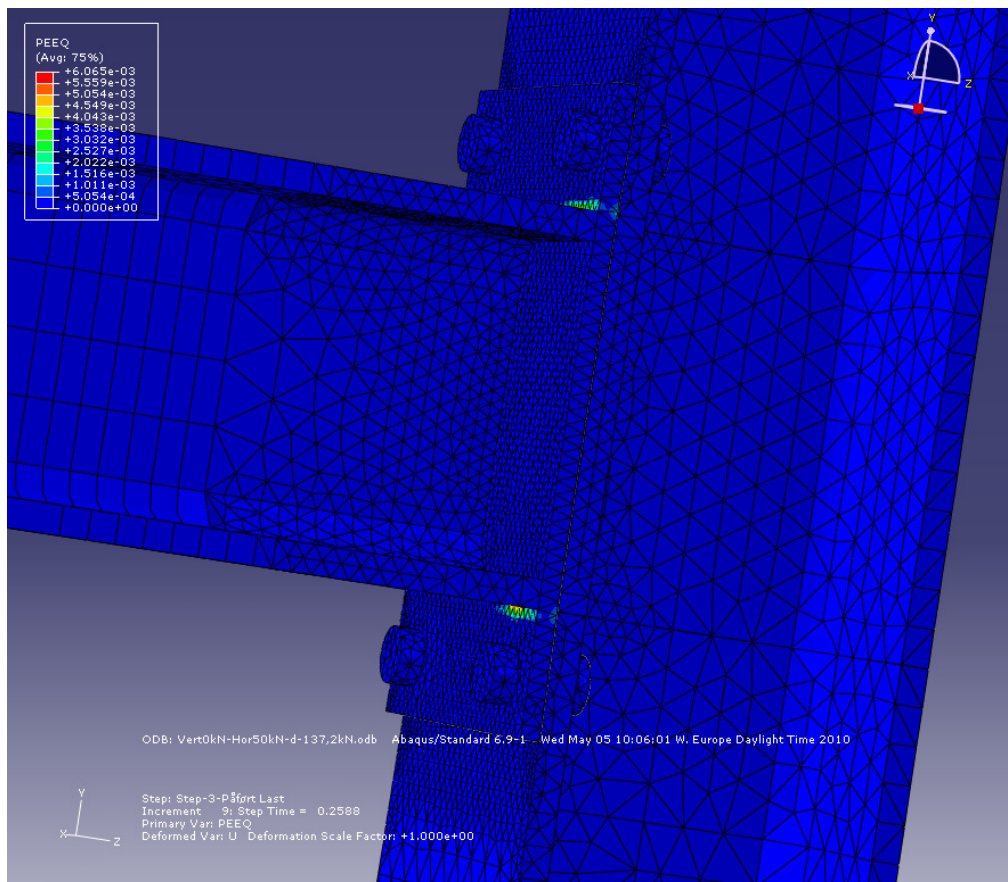


Fig 4.58 Plastisk tøyning: Stegtid: 0.2588, Ut-av-planet moment: 12,94

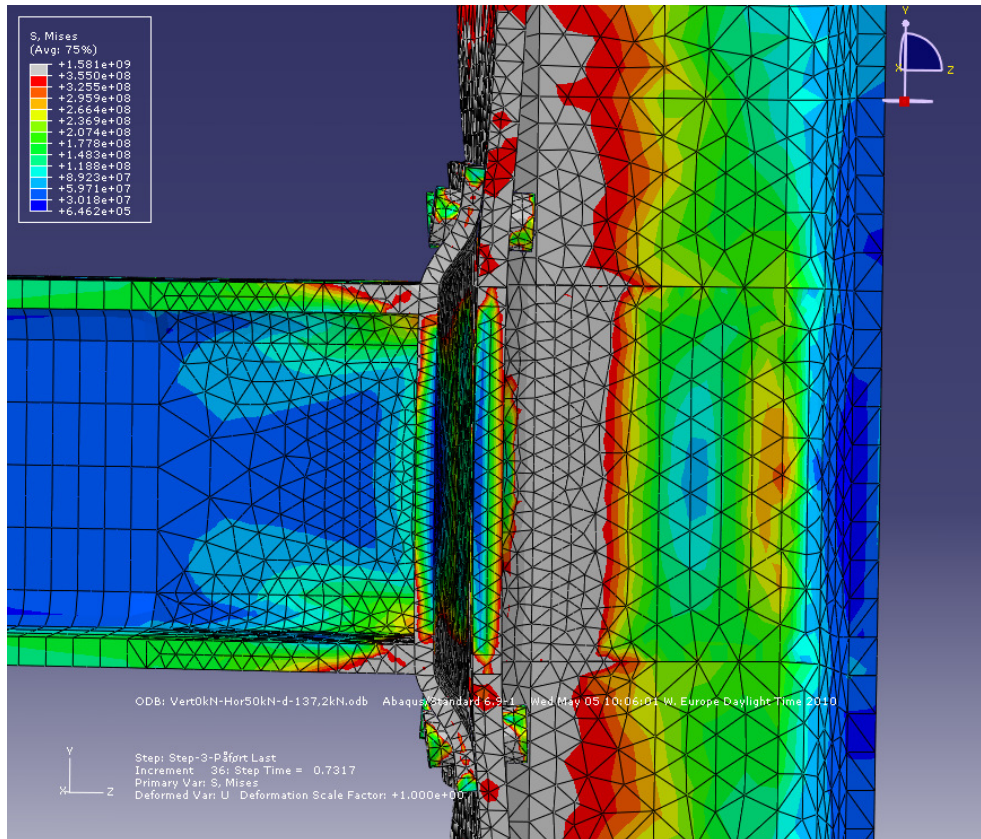


Fig 4.59 von Mises spenning: Stegtid: 0.7317, Ut-av-planet moment: 36,56 kNm

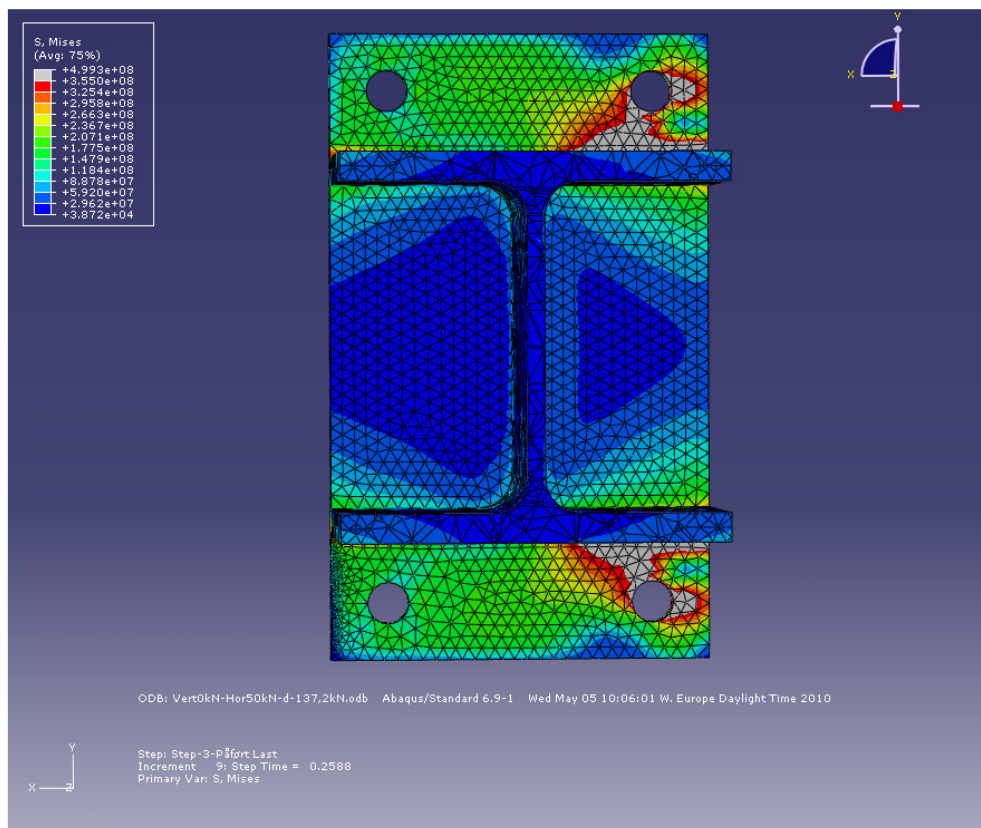


Fig 4.60 von Mises spenning: Stegtid: 0.2588, Ut-av-planet moment: 12,94 kNm

4.3 Kapasitetberegninger ved kombinasjon av i-planet og ut-av-planet moment

Det vil i dette kapittelet bli sett på knutepunkt som utsettes for kombinasjon av i-planet og ut-av-planet moment. Analysene i Abaqus er gjennomført slik at de påførte momentene til enhver tid er like store, dvs. $M_{ip.Ed} = M_{op.Ed}$. Dette vi si at en har et påført moment rotert 45° på bjelkesteget.

Kapasitetskriteriet for Abaqus-analysene er satt til full plastifisering av tverrsnittet, med kontroll for at de plastiske tøyningene er for høye (satt til 5 % plastisk tøyning, ref. NS-EN 1993-1-5:2006+NA:2009, Annex C.8). Kapasitetene i håndberegningene er beregnet uten materialfaktorer.

Håndberegningene på kapasitetene for de fire tilfellene som ble analysert i Abaqus ligger i vedlegg A.

4.3.1 Avstivet knutepunkt med innvendige bolter

Tabell 4.5 Beregnet momentkapasitet for de forskjellige komponentene

Komponent	Momentkapasitet (kNm)	
	I-planet	Ut-av-planet
Endeplate i bøyning	26,66	15,97
Søyleflens i bøyning	40,74	24,4
Søylesteg i skjær	67,56	
Søylesteg utsatt for tversgående trykk	72,65	
Søylesteg utsatt for tversgående strekk	72,79	
Bjelkeflens og –steg i trykk	181,85	94,08

Tabell 4.5 viser at i-planet momentkapasiteten for dette knutepunktet er 26,66 kNm og at endeplaten i bøyning er den dimensjonerende komponenten ved i-planet moment. Beregningene viser videre at ut-av-planet momentkapasiteten er 15,97 kNm og at også her er endeplaten i bøyning den dimensjonerende komponenten. Dimensjoneringskriteriet gitt i kapittel 3.5.7, gir de påførte momentkomponentene lik x :

$$\frac{x}{26,66} + \frac{x}{15,97} = 1 \quad (4.5)$$

$$x = \frac{1}{\frac{1}{26,66} + \frac{1}{15,97}} = 9,99 \quad (4.6)$$

Det vil si at de påførte i-planet og ut-av-planet momentene som i interaksjon gir brudd i henhold til beregningene ved 45° rotert moment 9,99 kNm.

Figur 4.61, som viser von Mises spenningene ved i et snitt av endeplaten ved et påført ut-av-planet moment på 10,09 kNm og et påført i-planet moment på 10,09 kNm, viser helt klart at full plastifisering av tverrsnittet enda ikke er oppnådd. Figur 4.62, som viser de plastiske tøyningene for samme snitt som vist i figur 4.61, viser at de plastiske tøyningene ligger under 0,5 %, som er langt under bruddtøyningen. Dette betyr at det fortsatt er restkapasitet i endeplaten når det påførte momentet har nådd den beregnede momentkapasiteten.

Ved ut-av-planet moment er Mode 1 med sirkulært flytemønster dimensjonerende for endeplaten i dette knutepunktet, ved i-planet moment er Mode 3 dimensjonerende. Det blir for komplisert å vurdere hvilke mekanismer som inntreffer for de to dekomponerte momentene, men den numeriske analysen bekrefter at endeplate i bøyning er den dimensjonerende knutepunktskomponenten.

Som en har sett over er det blitt bekreftet at beregningsmetoden presentert i oppgaven er tilstrekkelig konservativ for dette tilfellet.

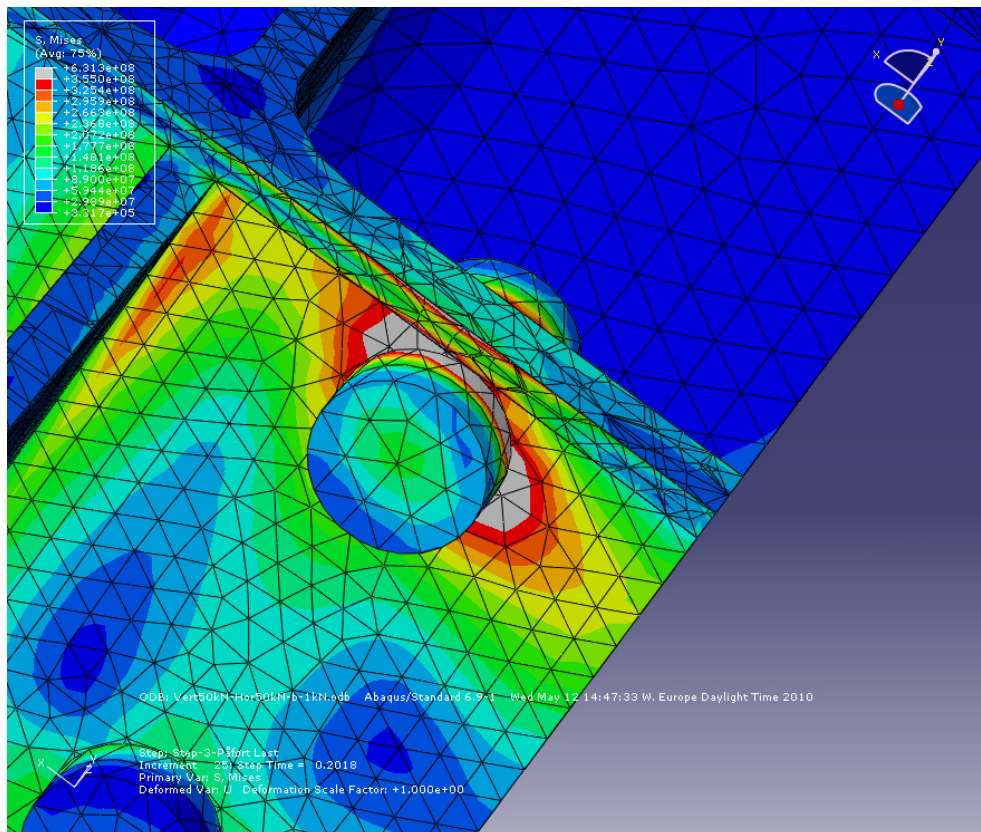


Fig 4.61 von Mises spenning: Stegtid: 0.2018, Ut-av-planet moment: 10,09 kNm, I-planet moment: 10,09 kNm

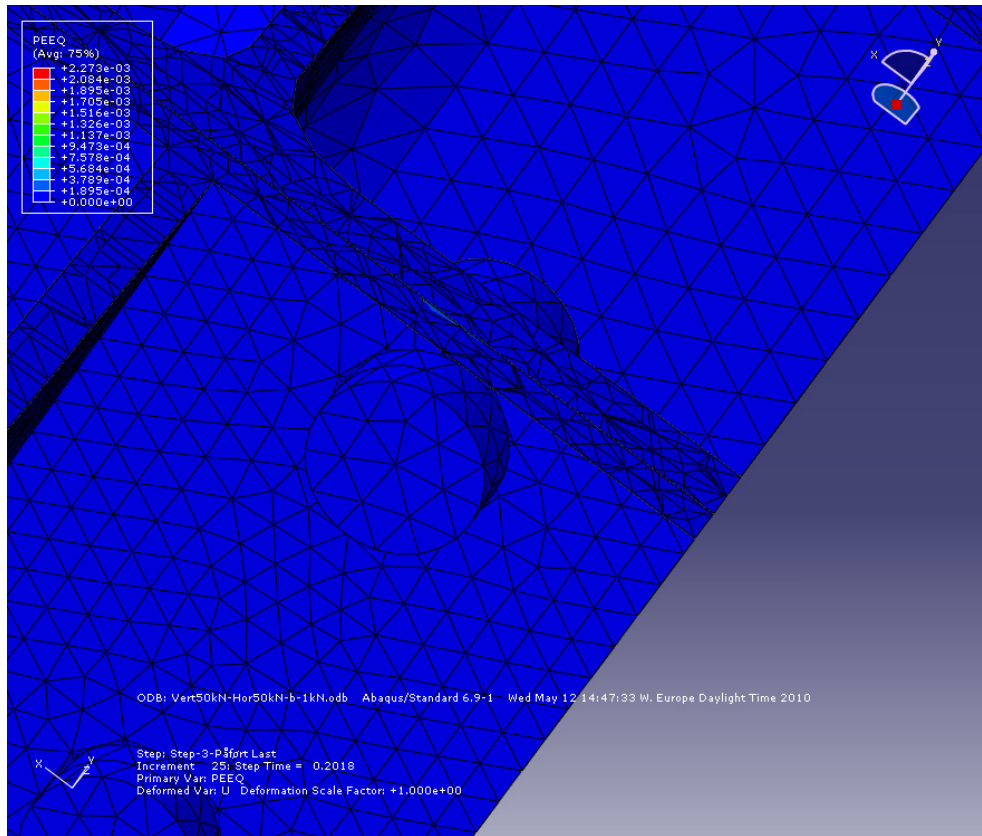


Fig 4.62 Plastisk tøyning: Steg tid: 0.2018, Ut-av-planet moment: 10,09 kNm, I-planet moment: 10,09 kNm

4.3.2 Uavstivet knutepunkt med innvendige bolter

Tabell 4.6 Beregnet momentkapasitet for de forskjellige komponentene

Komponent	Momentkapasitet (kNm)	
	I-planet	Ut-av-planet
Endeplate i bøyning	26,66	15,97
Søyleflens i bøyning	40,74	24,4
Søylesteg i skjær	67,56	
Søylesteg utsatt for tversgående trykk	72,65	
Søylesteg utsatt for tversgående strekk	72,79	
Bjelkeflens og –steg i trykk	181,85	94,08
Søyleflens utsatt for torsjon		11,01

Tabell 4.6 viser at i-planet momentkapasiteten også for dette knutepunktet er 26,66 kNm og at endeplaten i bøyning er den dimensjonerende komponenten ved i-planet moment. Beregningene viser videre at ut-av-planet momentkapasiteten er 11,01 kNm og at søyleflensen utsatt for torsjon er dimensjonerende komponenten ved ut-av-planet moment. Dimensjoneringskriteriet gitt i kapittel 3.5.7, gir de påførte momentkomponentene lik x:

$$\frac{x}{26,66} + \frac{x}{11,01} = 1 \quad (4.7)$$

$$x = \frac{1}{\frac{1}{26,66} + \frac{1}{11,01}} = 7,79 \quad (4.8)$$

Det vil si at de påførte i-planet og ut-av-planet momentene som i interaksjon gir brudd i henhold til beregningene ved 45° rotert moment 7,79 kNm.

Figur 4.63, som viser von Mises spenningene av søyleflensen ved et påført i-planet moment på 8,09 kNm og et påført ut-av-planet moment på 8,09 kNm, viser at spenningene i søyleflensen ligger under flytegrensen. Søyleflensens tøyninger ligger derfor i det elastiske området (dvs. ingen plastiske tøyninger). Dette indikerer at det er restkapasitet ved den beregnede kapasiteten ved interaksjon av i-planet og ut-av-planet moment.

Det er rimelig å anta at endeplaten oppfører seg liknende som i tilfellet i kapittel 4.3.1, avstivet knutepunkt med innvendige bolter. Og dermed at endeplaten også har tilstrekkelig kapasitet.

Som en har sett over er det blitt bekreftet at beregningsmetoden presentert i oppgaven er tilstrekkelig konservativ for dette tilfellet.

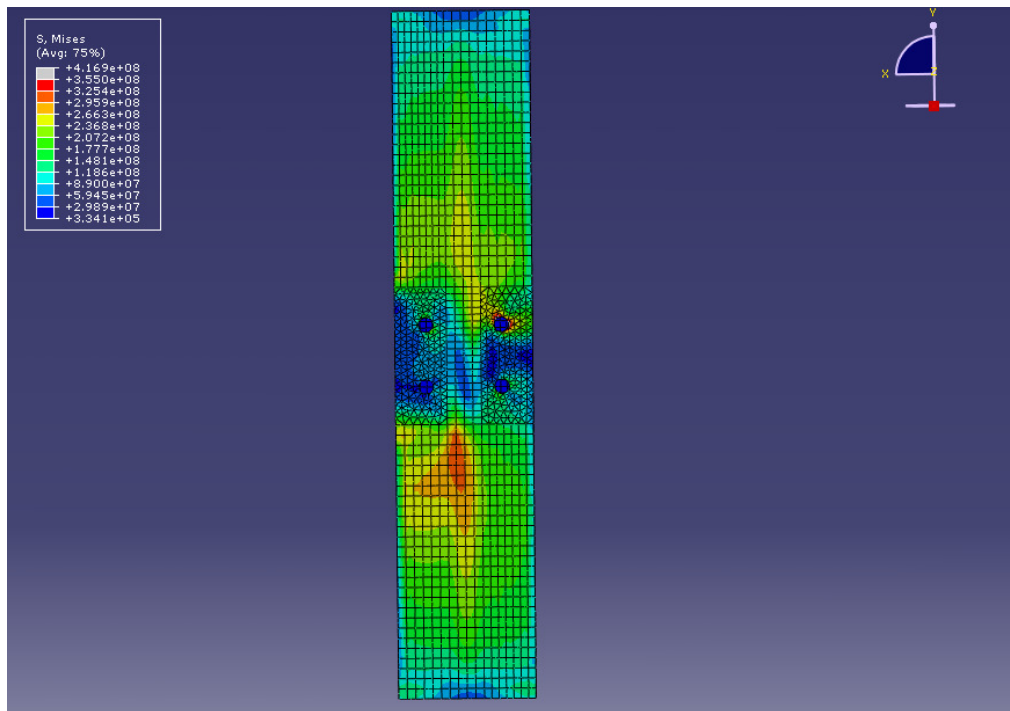


Fig 4.63 von Mises spenning: Stegtid: 0.1618, Ut-av-planet moment: 8,09 kNm, I-planet moment: 8,09 kNm

4.3.3 Avstivet knutepunkt med utvendige bolter

Tabell 4.7 Beregnet momentkapasitet for de forskjellige komponentene

Komponent	Momentkapasitet (kNm)	
	I-planet	Ut-av-planet
Endeplate i bøyning	23,08	10,48
Søyleflens i bøyning	60,32	27,4
Søylesteg i skjær	104,2	
Søylesteg utsatt for tversgående trykk	112,05	
Søylesteg utsatt for tversgående strekk	124,35	
Bjelkeflens og –steg i trykk	280,49	110,05

Tabell 4.7 viser at i-planet momentkapasiteten for dette knutepunktet er 23,08 kNm og at endeplaten i bøyning er den dimensjonerende komponenten ved i-planet moment. Beregningene viser videre at ut-av-planet momentkapasiteten er 10,48 kNm og at også her er endeplaten i bøyning den dimensjonerende komponenten. Dimensjoneringskriteriet gitt i kapittel 3.5.7, gir de påførte momentkomponentene lik x:

$$\frac{x}{23,08} + \frac{x}{10,48} = 1 \quad (4.9)$$

$$x = \frac{1}{\frac{1}{23,08} + \frac{1}{10,48}} = 7,21 \quad (4.10)$$

Det vil si at de påførte i-planet og ut-av-planet momentene som i interaksjon gir brudd i henhold til beregningene ved 45° rotert moment 7,21 kNm.

Figur 4.64 og 4.65, som viser von Mises spenningene til endeplaten i to forskjellige snitt ved et påført i-planet moment på 7,61 kNm og et påført ut-av-planet moment på 7,61 kNm, viser at det ikke er full plastifisering av tverrsnittet. Figur 4.66, som viser de plastiske tøyningene til endeplaten ved de samme påførte momentene, viser at den plastiske tøyningen er under 0,5 % og langt under bruddtøyningen.

Ved ut-av-planet moment er Mode 1 med hjørneflyt dimensjonerende for endeplaten i dette knutepunktet, ved i-planet moment er Mode 1 med flyt tvers over endeplaten dimensjonerende. Det blir for komplisert å vurdere hvilke mekanismer som inntreffer for de to dekomponerte momentene, men den numeriske analysen bekrefter at endeplaten i bøyning er den dimensjonerende knutepunktskomponenten

Som en har sett over er det blitt bekreftet at beregningsmetoden presentert i oppgaven er tilstrekkelig konservativ for dette tilfellet.

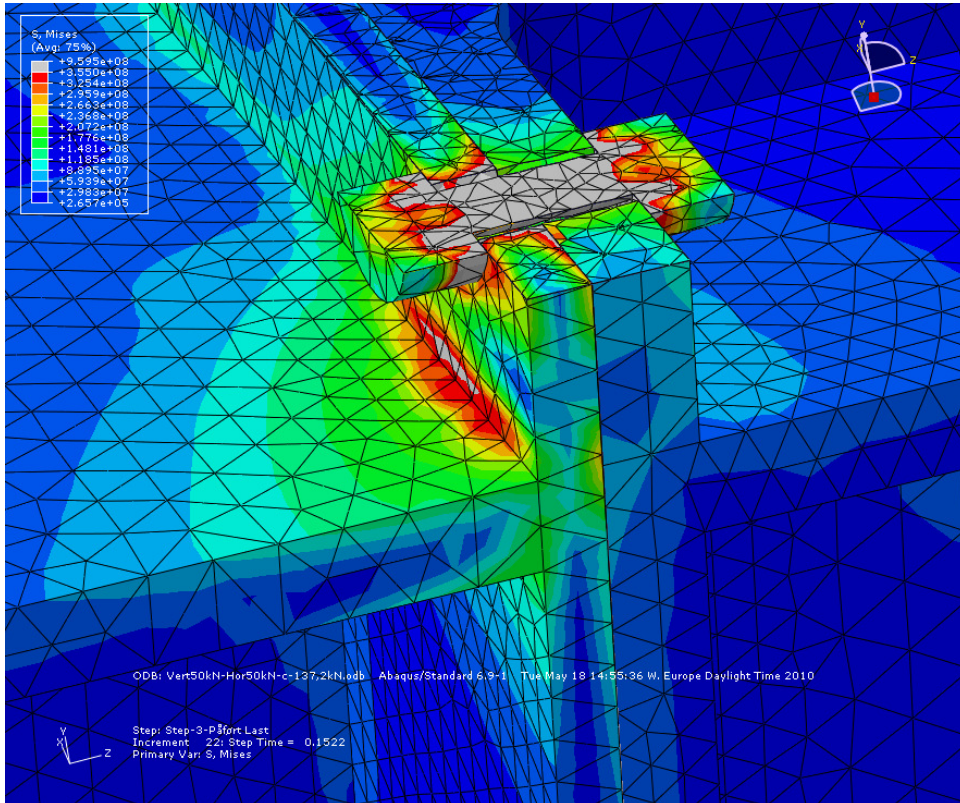


Fig 4.64 von Mises spenning: Stegtid: 0.1522, Ut-av-planet moment: 7,61 kNm, I-planet moment: 7,61 kNm

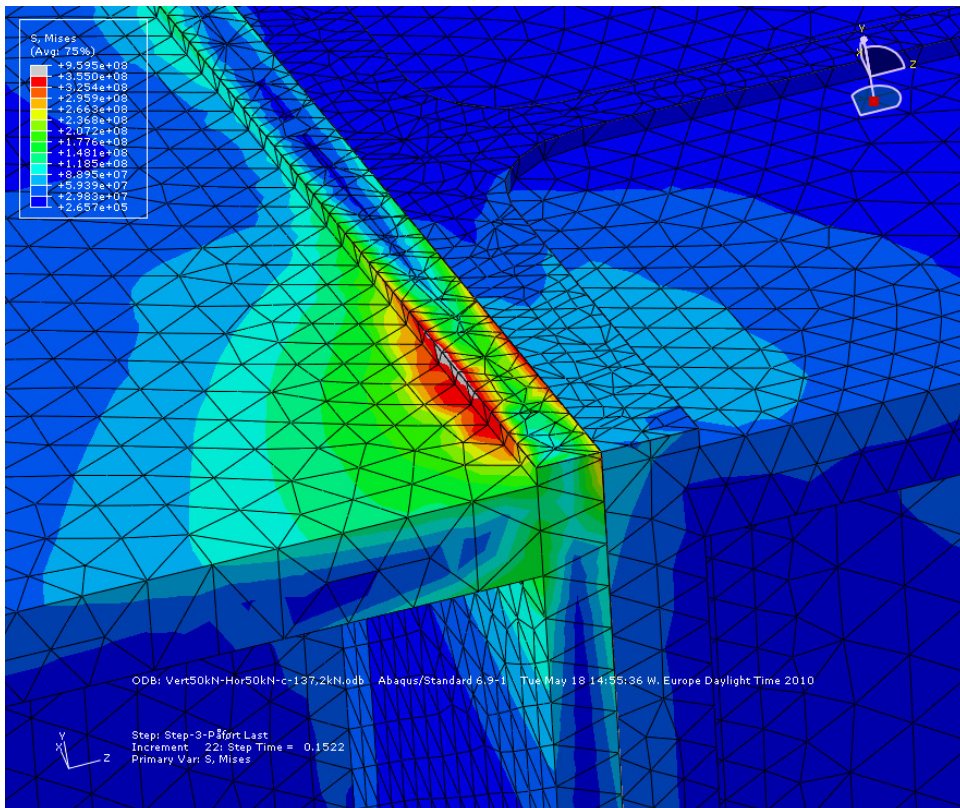


Fig 4.65 von Mises spenning: Stegtid: 0.1522, Ut-av-planet moment: 7,61 kNm, I-planet moment: 7,61 kNm

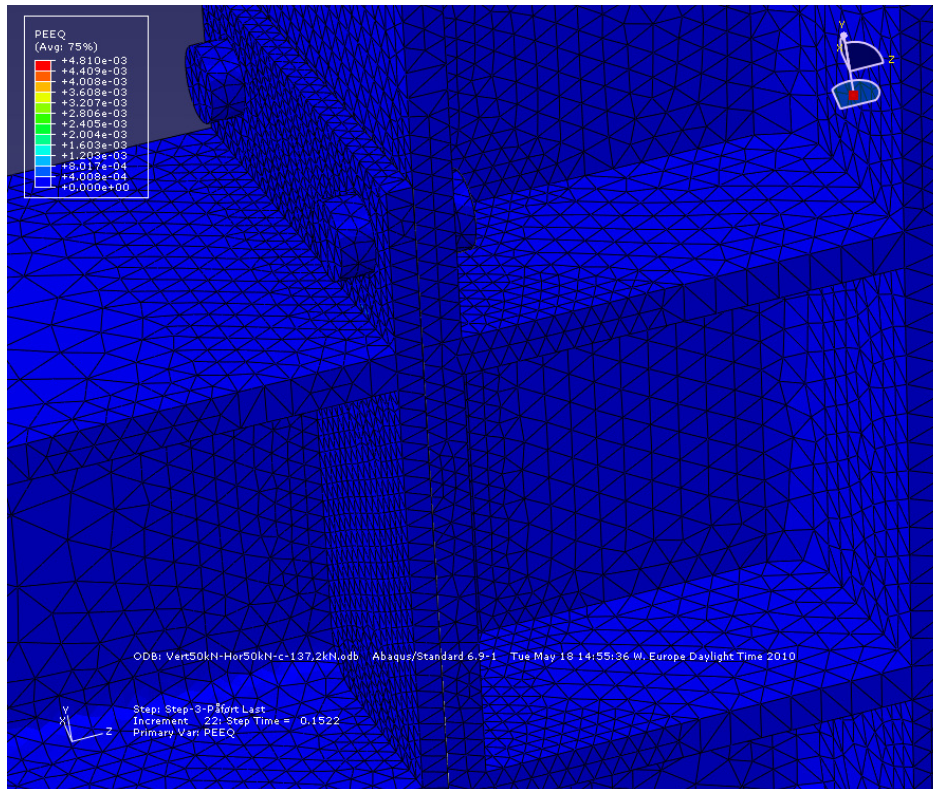


Fig 4.66 Plastisk tøyning: Stegtid: 0.1522, Ut-av-planet moment: 7,61 kNm, I-planet moment: 7,61 kNm (plastisk tøyning)

4.3.4 Uavstivet knutepunkt med utvendige bolter

Tabell 4.8 Beregnet momentkapasitet for de forskjellige komponentene

Komponent	Momentkapasitet (kNm)	
	I-planet	Ut-av-planet
Endeplate i bøyning	23,08	10,48
Søyleflens i bøyning	56,79	25,79
Søylesteg i skjær	104,2	
Søylesteg utsatt for tversgående trykk	112,05	
Søylesteg utsatt for tversgående strekk	124,35	
Bjelkeflens og –steg i trykk	280,49	110,05
Søyleflens utsatt for torsjon		12,67

Tabell 4.8 viser at i-planet momentkapasiteten for dette knutepunktet er 23,08 kNm og at endeplaten i bøyning er den dimensjonerende komponenten ved i-planet moment. Beregningene viser videre at ut-av-planet momentkapasiteten er 10,48 kNm og at endeplaten i bøyning også er den dimensjonerende komponenten ved ut-av-planet moment. Dimensjoneringskriteriet gitt i kapittel 3.5.7, gir de påførte momentkomponentene lik x:

$$\frac{x}{23,08} + \frac{x}{10,48} = 1 \quad (4.11)$$

$$x = \frac{1}{\frac{1}{23,08} + \frac{1}{10,48}} = 7,21 \quad (4.12)$$

Det vil si at de påførte i-planet og ut-av-planet momentene som i interaksjon gir brudd i henhold til beregningene ved 45° rotert moment 7,21 kNm.

Det påpekes her at for både det avstivete og uavstivede tilfellet med utvendige bolter er endeplaten i bøyning dimensjonerende både for i-planet og ut-av-planet moment. Siden geometrien utenom avstivningene er like for disse to tilfellene er også kapasitetene mot bøyning av endeplaten like.

Figur 4.67 og 4.68, som viser von Mises spenningene til endeplaten i to forskjellige snitt ved et påført i-planet moment på 7,3 kNm og et påført ut-av-planet moment på 7,3 kNm, viser at det ikke er full plastifisering av tverrsnittet. Figur 4.69, som viser de plastiske tøyningene til endeplaten ved de samme påførte momentene, viser at den plastiske tøyningen er under 0,5 % og langt under bruddtøyningen.

Ved ut-av-planet moment er Mode 1 med hjørneflyt dimensjonerende for endeplaten i dette knutepunktet, ved i-planet moment er Mode 1 med flyt tvers over endeplaten dimensjonerende. Det blir for komplisert å vurdere hvilke mekanismer som inntreffer for de to

dekomponerte momentene, men den numeriske analysen bekrefter at endeplaten i bøyning er den dimensjonerende knutepunktskomponenten.

Som en har sett over er det blitt bekreftet at beregningsmetoden presentert i oppgaven er tilstrekkelig konservativ for dette tilfellet.

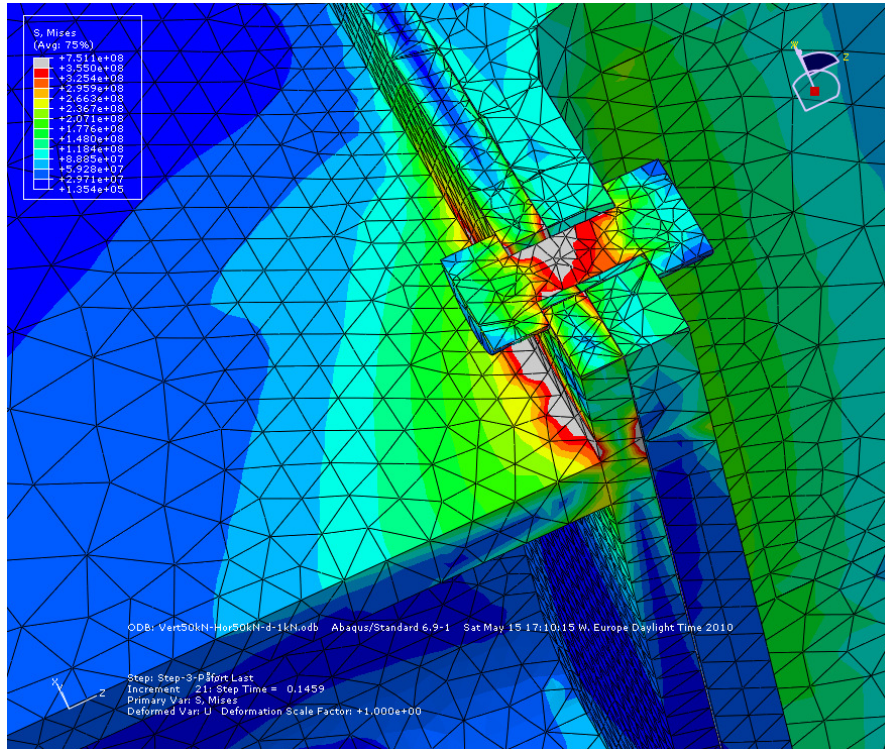


Fig 4.67 von Mises spenning: Stegtid: 0.1459 , Ut-av-planet moment: 7,3 kNm, I-planet moment: 7,3 kNm

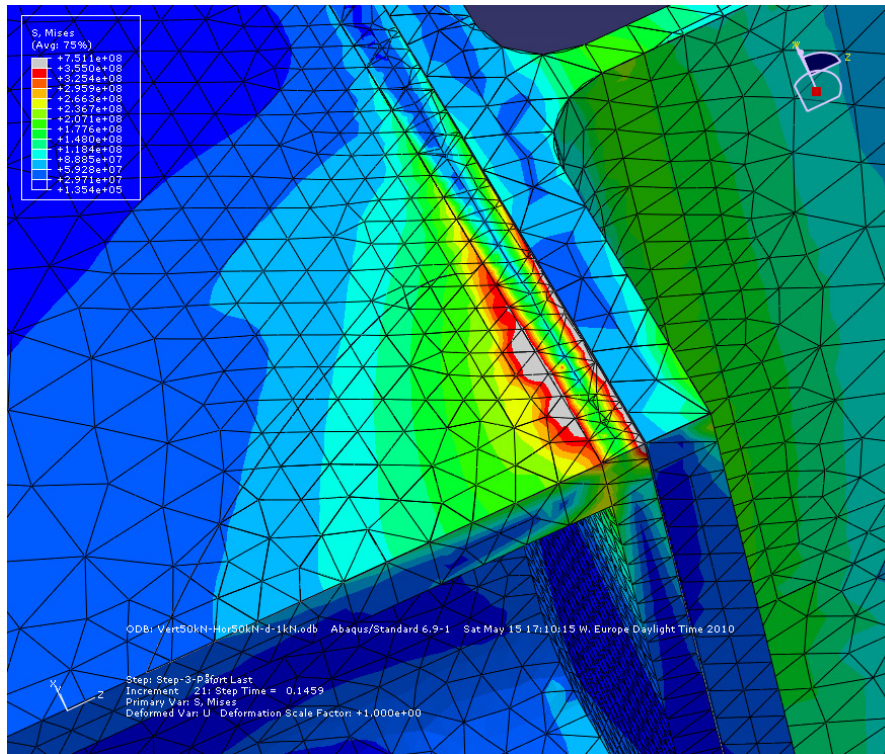


Fig 4.68 von Mises spenning: Stegtid: 0.1459 , Ut-av-planet moment: 7,3 kNm, I-planet moment: 7,3 kNm

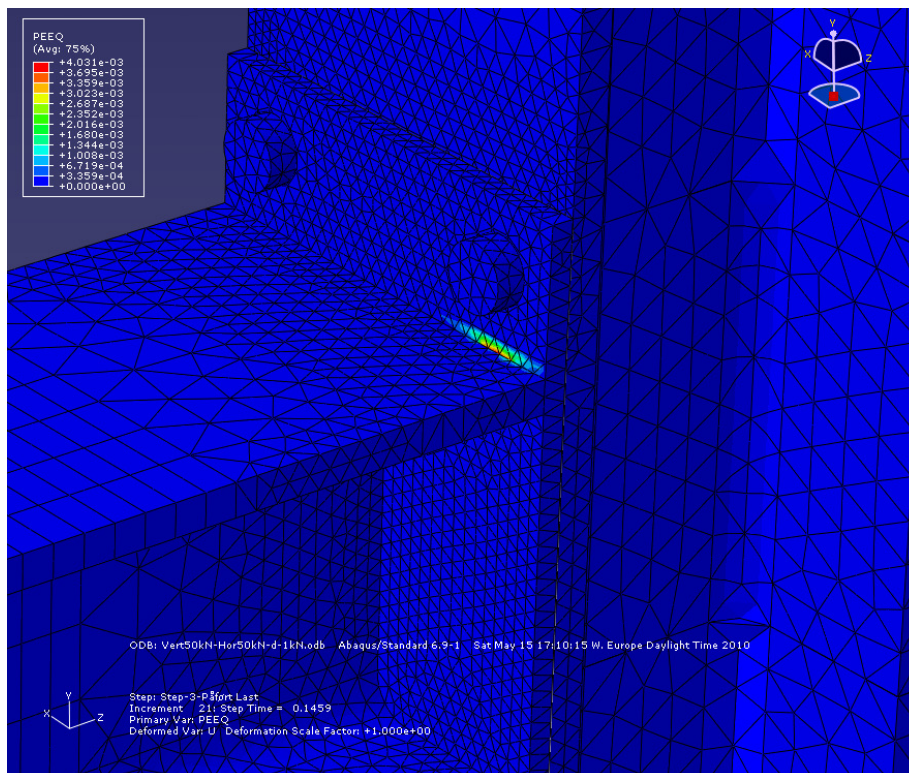


Fig 4.69 Plastisk tøyning: Stegtid: 0.1459 , Ut-av-planet moment: 7,3 kNm, I-planet moment: 7,3 kNm

4.4 Diskusjon

Det antas at beregningene er veldig konservative, både med tanke på den teoretiske momentarmen og dimensjoneringskriteriet. Her vil det bli diskutert muligheten for at det ligger mer kapasitet i knutepunktene enn det beregningene legger til grunn.

4.4.1 Trykksenter og momentarm ved ut-av-planet moment

Den teoretiske momentarmen ved ut-av-planet moment gitt i kapittel 3.5.1 som er benyttet i håndberegningene kan virke noe konservativ, dvs. gi en kort momentarm. Benytter man heller momentarmene beregnet i kapittel 4.1 vil dette gi en høyere kapasitet for knutepunktet mot ut-av-planet bøyning. Som nevnt i kapittel 4.1.5 er de beregnede momentarmene ikke 100 % nøyaktige, men de er antagelig nærmere virkeligheten enn de teoretiske momentarmene. I tabell 4.9 under er de teoretiske og de beregnede momentarmene for de fire knutepunktene.

Tabell 4.9 Teoretisk og beregnet momentarm

Knutepunkt	$y_{\text{teoretisk}}$ (mm)	y_{beregnet} (mm)	$y_{\text{beregnet}} / y_{\text{teoretisk}}$
Avstivet med innvendige bolter	88,33	124	1,40
Uavstivet med innvendige bolter	88,33	104	1,18
Avstivet med utvendige bolter	103,33	113	1,04
Uavstivet med utvendige bolter	103,33	114	1,05

Tabell 4.9 viser at de beregnede momentarmene er lenger enn de teoretiske, dette vil være med på å gi høyere kapasitet ved ut-av-planet moment. For å se om det går å finne en generell momentarm som er lenger enn den teoretiske løser vi formel (4.13) under for α :

$$y_{\text{beregnet}} = \frac{p_2}{2} + \alpha \cdot \frac{b_b}{2} \quad (4.13)$$

Hvor:

- $\frac{p_2}{2}$ er avstanden fra boltelinjen på strekksiden til senter av steget
- $\alpha \cdot \frac{b_b}{2}$ er avstanden fra senter av steget til trykksenteret

Dette gir:

$$\alpha = \left(y_{\text{beregnet}} - \frac{p_2}{2} \right) \frac{2}{b_p} \quad (4.14)$$

I tabell 4.10 under er α oppsummert for de fire tilfellene:

Tabell 4.10 Beregnet α faktor for momentarm

Knutepunkt	α
Avstivet med innvendige bolter	0,69
Uavstivet med innvendige bolter	0,49
Avstivet med utvendige bolter	0,43
Uavstivet med utvendige bolter	0,44

Som det ble nevnt i kapittel 4.1 ser det ut som om de beregnede momentarmene er noe unøyaktige og de virkelige momentarmene er lenger enn de beregnede. Hvis en for enkelthets skyld setter $\alpha = 0,5$ og sjekker kapasitetene fra Abaqus-analysene mot en ny og revidert momentarm:

$$y_{revidert} = \frac{p_2}{2} + 0,5 \cdot \frac{b_b}{2} \quad (4.15)$$

Slik at:

$$y_{revidert} = \frac{p_2}{2} + \frac{b_b}{4} \quad (4.16)$$

De reviderte og de teoretiske ut-av-planet kapasitetene for de forskjellige tilfellene er listet opp i tabell 4.11.

Tabell 4.11 Momentkapasitet ved $y_{\text{teoretisk}}$ og y_{revidert}

Knutepunkt- Komponent	Ut-av-planet momentkapasitet (kNm)		$M_{\text{op.rev.Rd}}/M_{\text{op.teo.Rd}}$
	$M_{\text{op.teo.Rd}}$ for $y_{\text{teoretisk}}$	$M_{\text{op.rev.Rd}}$ for y_{revidert}	
Avstivet med innvendige bolter (Endeplate i bøyning dimensjonerende)	15,97	18,98	1,19
Uavstivet med innvendige bolter (Søyleflens utsatt for torsjon dimensjonerende)	11,01	11,01	1,00
Avstivet med utvendige bolter (Endeplate i bøyning dimensjonerende)	10,48	12,17	1,16
Uavstivet med utvendige bolter (Endeplate i bøyning dimensjonerende)	10,48	12,17	1,16

De reviderte momentarmene gir en varierende økning i momentkapasiteten, dette kommer av formelens natur der den er avhengig av avstanden mellom boltelinjene. Denne avstanden er kortere mellom de tilfellene med innvendige bolter enn de med utvendige bolter. For tilfellet med uavstivet knutepunkt med innvendige bolter er søyleflensen utsatt for torsjon dimensjonerende, denne er ikke avhengig av momentarmen og forblir derfor den samme.

Avstivet med innvendige bolter

Figur 4.70, som viser von Mises spenningene i et snitt av endeplaten ved et påført ut-av-planet moment på 25,89 kNm, viser at det bare er flyt gjennom tverrsnittet lokalt rundt de to boltene. De to lokale området som er i flyt rundt boltene vil ikke være tilstrekkelig for å gi en ekvivalent T-forbindelse tilsvarende den effektive lengden på de sirkulære flytelinjene beregningene legger til grunn som er 203,7 mm. Figur 4.71, som viser de plastiske tøyningene i et snitt av endeplaten ved et påført ut-av-planet moment på 25,89 kNm, viser at de plastiske tøyningene er under 2 %. Dette er langt under bruddtøyningen. Disse to observasjonene viser at det fortsatt er restkapasitet i endeplaten etter at den nye kapasiteten er overskredet.

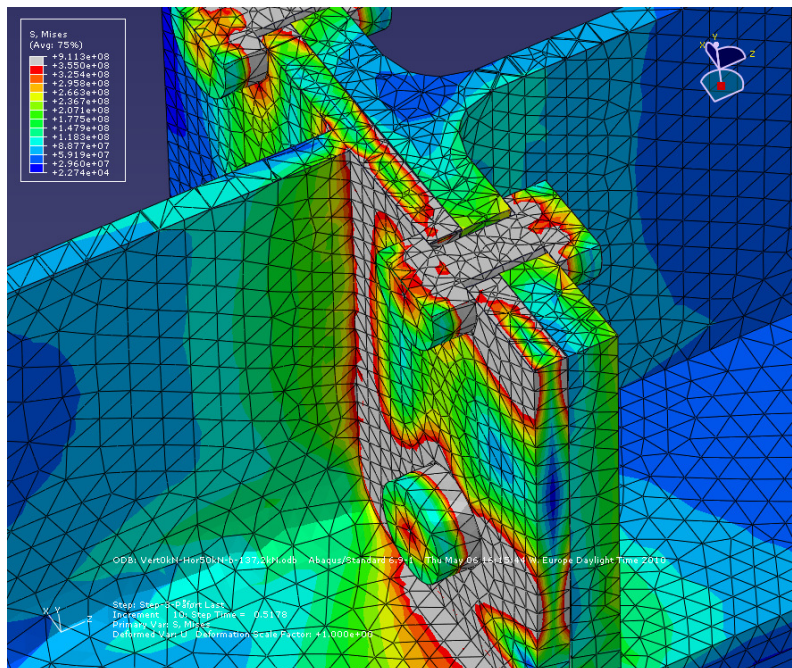


Fig. 4.70 von Mises spenning: Stegtid: 0.5178, Ut-av-planet moment: 25,89 kNm

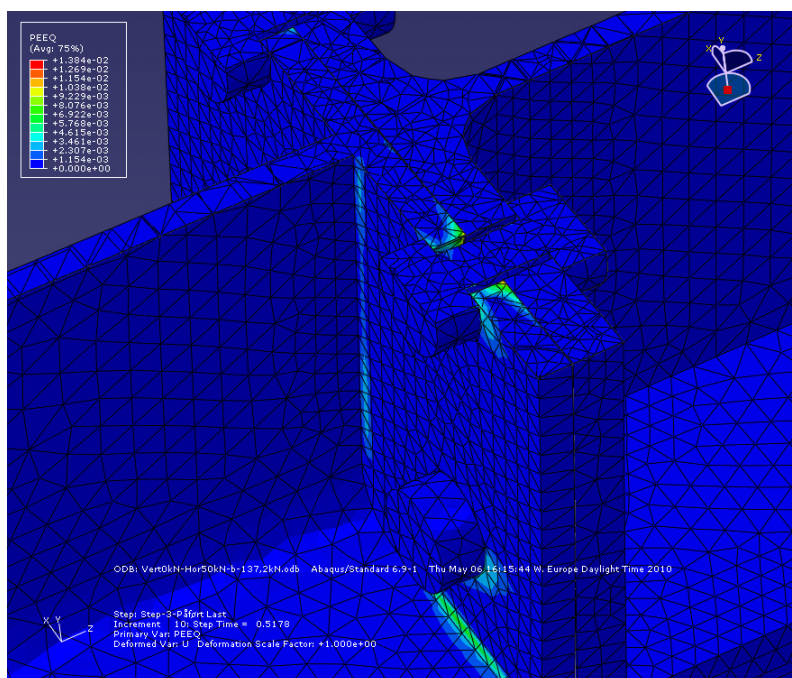


Fig. 4.71 Plastisk tøyning: Stegtid: 0.5178, Ut-av-planet moment: 25,89 kNm

Uavstivet med innvendige bolter

Her er søyleflensen utsatt for torsjon den dimensjonerende komponenten, denne er ikke avhengig av momentarmen, y , og er dermed ikke endret.

Avstivet med utvendige bolter

Figur 4.72, som viser von Mises spenningene i et snitt av endeplaten ved et påført ut-av-planet moment på 12,61 kNm, viser at det bare er flyt gjennom tverrsnittet lokalt rundt de to boltene. De to lokale områdene som er i flyt rundt boltene vil ikke være tilstrekkelig for å gi en ekvivalent T-forbindelse tilsvarende den effektive lengden på flytelinjene for hjørneflyt beregningene legger til grunn som er 118,8 mm. Figur 4.73, som viser de plastiske tøyningene i et snitt av endeplaten ved et påført ut-av-planet moment på 12,61 kNm, viser at de plastiske tøyningene er under 1 %. Dette er langt under bruddtøyningen. Disse to observasjonene viser at det fortsatt er restkapasitet i endeplaten etter at den reviderte kapasiteten er overskredet.

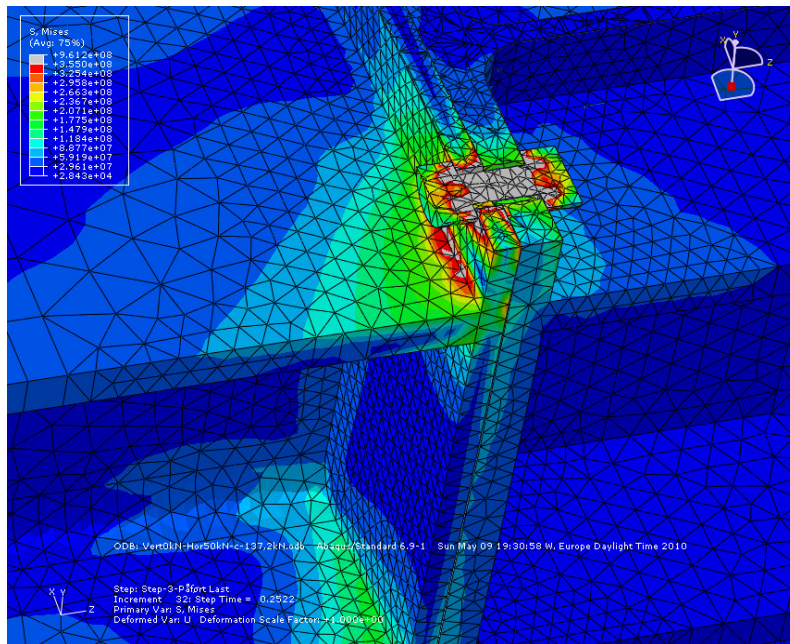


Fig. 4.72 von Mises spenning: Stegtid: 0.2522, Ut-av-planet moment: 12,61 kNm

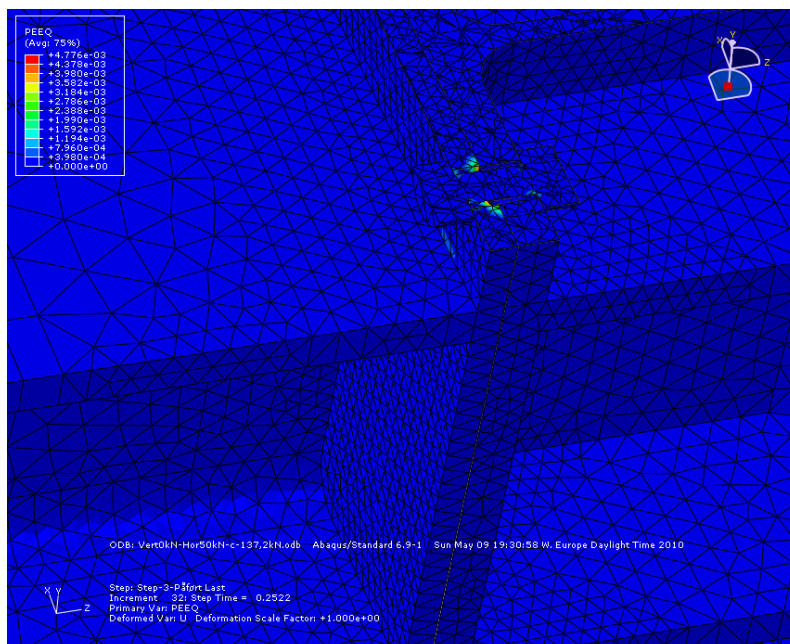


Fig. 4.73 Plastisk tøyning: Stegtid: 0.2522, Ut-av-planet moment: 12,61 kNm

Uavstivet med utvendige bolter

Figur 4.74, som viser von Mises spenningene i et snitt av endeplaten ved et påført ut-av-planet moment på 12,94 kNm, viser at det bare er flyt gjennom tverrsnittet lokalt rundt de to boltene. De to lokale områdene som er i flyt rundt boltene vil ikke være tilstrekkelig for å gi en ekvivalent T-forbindelse tilsvarende den effektive lengden på flytelinjene for hjørneflyt beregningene legger til grunn som er 118,8 mm. Figur 4.75, som viser de plastiske tøyningene i et snitt av endeplaten ved et påført ut-av-planet moment på 12,94 kNm, viser at de plastiske tøyningene er under 1 %. Dette er langt under bruddtøyningen. Disse to observasjonene viser at det fortsatt er restkapasitet i endeplaten etter at den reviderte kapasiteten er overskredet.

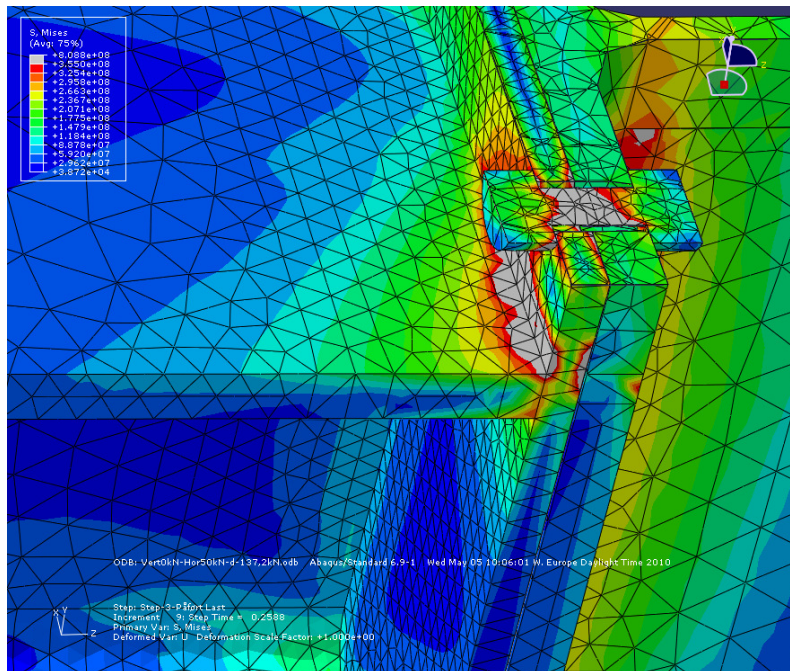


Fig. 4.74 von Mises spenning: Stegtid: 0.2588, Ut-av-planet moment: 12,94 kNm

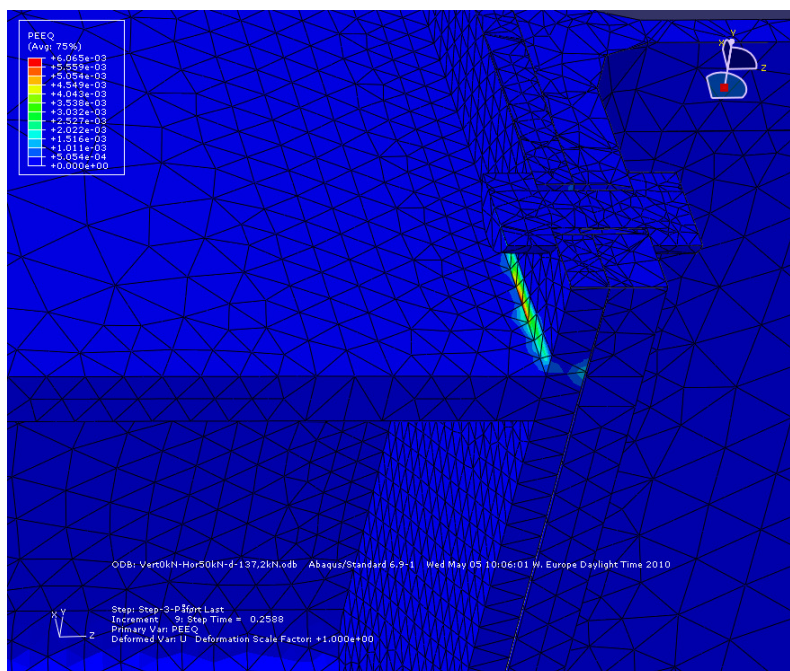


Fig. 4.75 Plastisk tøyning: Stegtid: 0.2588, Ut-av-planet moment: 12,94 kNm

Det er tydelig at de reviderte momentarmene gir høyere momentkapasiteter ved ut-av-planet bøyning. Selv om det er usikkerhet rundt de reviderte momentarmene viser dette helt klart at de teoretiske verdiene er veldig konservative. Dette er som forventet da det ble valgt å benytte det mest konservative settet av forutsetninger som bestemmelse av den teoretiske plasseringen av trykksenteret for rent ut-av-planet moment (og tilhørende avstand til boltelinjen i strekk, $y_{\text{teoretisk}}$). Den markante forskjellen i momentarmer betyr derfor at for de undersøkte knutepunktene passer ikke forutsetningene (uendelig stiv søyleflens og uendelig stive bolter) som ligger til grunn for den teoretiske momentarmen, $y_{\text{teoretisk}}$. Men det er fortsatt mulig å benytte denne formlene da den viser seg å være konservativ. For å kunne ta mer kapasitet ut av knutepunktene ved ut-av-planet moment anbefales det å utvikle en mer nøyaktig beregningsmåte for momentarmen, y .

4.4.2 Dimensjoneringskriteriet

I kapittel 3.5.7 er dimensjoneringskriteriet gitt som:

$$\frac{M_{ip.Ed}}{M_{ip.Rd}} + \frac{M_{op.Ed}}{M_{op.teo.Rd}} \leq 1.0 \quad (4.17)$$

Her skal vi undersøke om det er mulig å benytte et annen ordens dimensjoneringskriterium:

$$\left(\frac{M_{ip.Ed}}{M_{ip.Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{op.Ed}}{M_{op.teo.Rd}} \right)^2 \leq 1.0 \quad (4.18)$$

De to dimensjoneringskriteriene over er basert på den teoretiske momentarmen, $y_{\text{teoretisk}}$. I tillegg skal disse to dimensjoneringskriteriene undersøkes for den reviderte momentarmen, y_{revidert} :

$$\frac{M_{ip.Ed}}{M_{ip.Rd}} + \frac{M_{op.Ed}}{M_{op.rev.Rd}} \leq 1.0 \quad (4.19)$$

og

$$\left(\frac{M_{ip.Ed}}{M_{ip.Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{op.Ed}}{M_{op.rev.Rd}} \right)^2 \leq 1.0 \quad (4.20)$$

De fire dimensjoneringskriteriene sammenliknes så med kapasitetskriteriene for de forskjellige Abaqus-analysene, som er satt til full plastifisering av tverrsnittet og/eller 5 % plastisk tøyning.

Her vil det for eksempelets skyld vises hvordan man bestemmer kapasitetene fra Abaqus-analysene. Dette eksempelet gjelder avstivet knutepunkt med innvendige bolter og enaksialt moment ut-av-planet. Resten av kapasitetene fra Abaqus-analysene er listet opp i tabell 4.12 under.

Figur 4.76, som viser von Mises spenningene ved rent ut-av-planet moment på 35,89 kNm, viser tydelig at endeplaten har oppnådd full plastifisering av tverrsnittet og at restkapasiteten er begrenset. Figur 4.77, som viser de plastiske tøyningene ved rent ut-av-planet moment på 35,89 kNm, viser at tøyningene enkelte plasser er langt over 5 % som er bruddtøyningen. En kan derfor si at brudd er nådd ved 35,89 kNm.

Figur 4.78 og 4.79, som viser henholdsvis von Mises spenningene og de plastiske tøyningen ved et ut-av-planet moment på 30,89 kNm som er inkrementet rett før Figur 4.76 og 4.77, viser at det ikke enda er full plastifisering av tverrsnittet og at de plastiske tøyningene ligger under 4 % og dermed under bruddtøyningene. Dette indikerer at det fortsatt er restkapasitet i endeplaten. Setter dermed kapasiteten til brudd lik 30,89 kNm for enaksialt ut-av-planet moment. Dette gir:

$$\frac{M_{op.Ed}}{M_{op.teo.Rd}} = \frac{M_{op.num.Rd}}{M_{op.teo.Rd}} = \frac{30,89}{15,97} = 1,93 \quad (4.21)$$

og

$$\frac{M_{op.Ed}}{M_{op.rev.Rd}} = \frac{M_{op.num.Rd}}{M_{op.rev.Rd}} = \frac{30,89}{18,98} = 1,63 \quad (4.22)$$

I det følgende vil disse settes verdiene inn i graf for henholdsvis dimensjoneringskriteriene basert på teoretisk momentarm og dimensjoneringskriteriene basert på revidert momentarm.

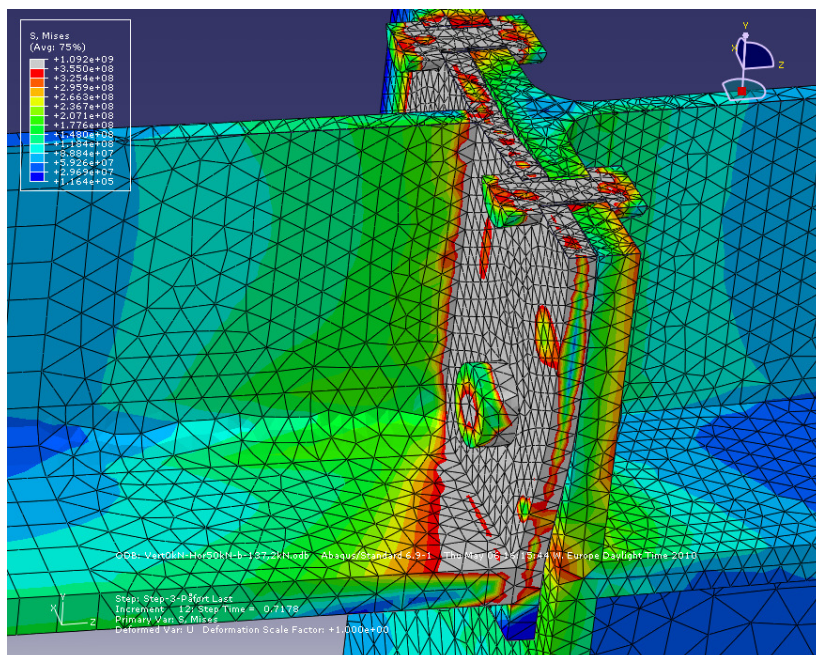


Fig 4.76 von Mises spenning: Enaksialt ut-av-planet moment, Stegtid: 0.7178, Ut-av-planet moment: 35,89 kNm

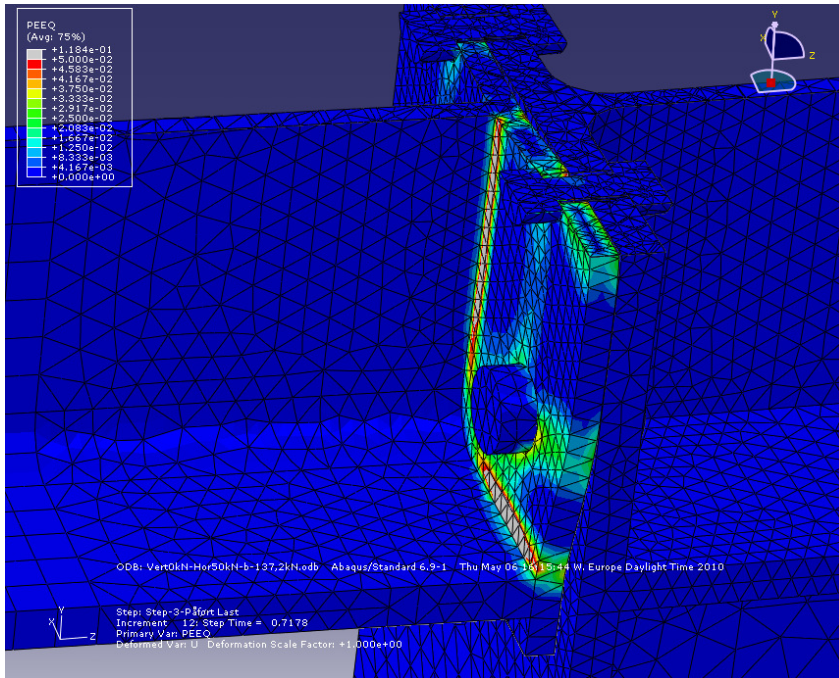


Fig 4.77 Plastisk tøyning: Enaksialt ut-av-planet moment, Stegtid: 0.7178,
Ut-av-planet moment: 35,89 kNm,

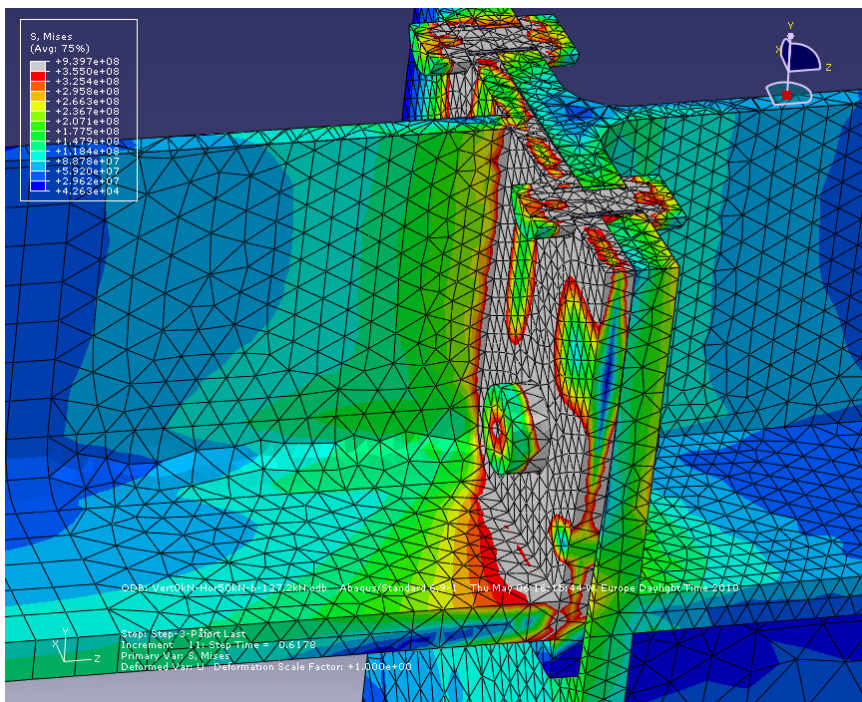


Fig 4.78 von Mises spenning: Enaksialt ut-av-planet moment, Stegtid: 0.6178,
Ut-av-planet moment: 30,89 kNm

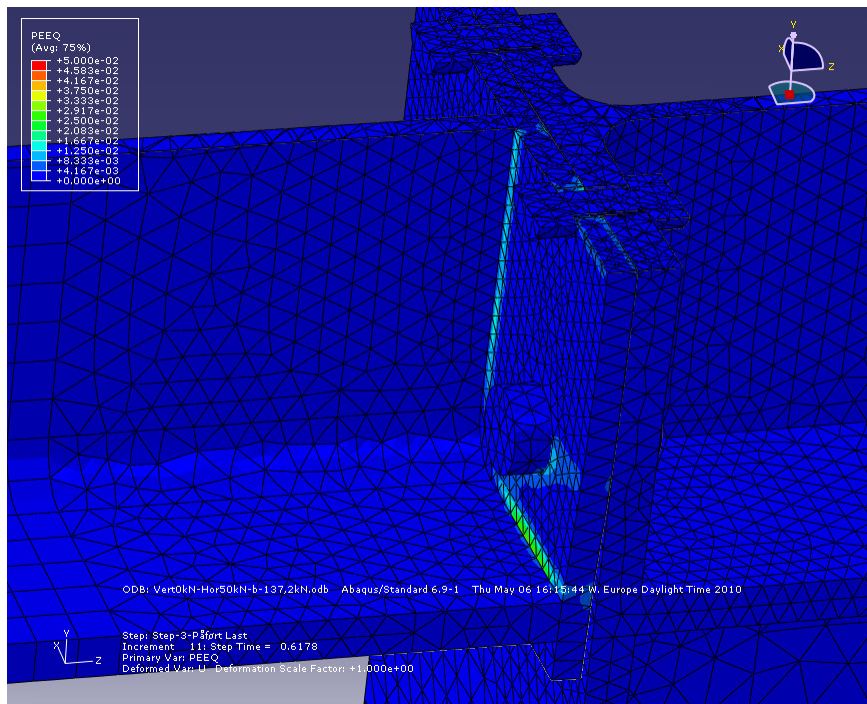


Fig 4.79 Plastisk tøyning: Enaksialt ut-av-planet moment, Stegtid: 0.6178, Ut-av-planet moment: 30,89 kNm

Under er kapasitetene funnet fra Abaqus-analysene listet opp: Det kan bemerkes at det er litt varierende analyser for de forskjellige tilfellene.

Tabell 4.12 Momentkapasiteter basert på numeriske analyser

Tilfelle (med type analyse listet opp under)	Momentkapasitet (kNm), numeriske analyser	
	$M_{ip.num.Rd}$	$M_{op.num.Rd}$
Avstivet med innvendige bolter		
Enaksialt ut-av-planet moment: $M_{ip.Ed} = 0$	-	30,89
Toaksialt moment: $M_{ip.Ed} = M_{op.Ed}$	25,59	25,59
Uavstivet med innvendige bolter		
Enaksialt ut-av-planet moment: $M_{ip.Ed} = 0$	-	17,80
Toaksialt moment: $M_{ip.Ed} = M_{op.Ed}$	16,09	16,09
Enaksialt i-planet moment: $M_{op.Ed} = 0$	35*	-
Avstivet med utvendige bolter		
Enaksialt ut-av-planet moment: $M_{ip.Ed} = 0$	-	26,11
Toaksialt moment: $M_{ip.Ed} = M_{op.Ed}$	20,61	20,61
Uavstivet med utvendige bolter		
Enaksialt ut-av-planet moment: $M_{ip.Ed} = 0$	-	17,94
Toaksialt moment: $M_{ip.Ed} = M_{op.Ed}$	15,30	15,30
Enaksialt i-planet moment: $M_{op.Ed} = 0$	32,80	-

* Analysen ble stoppet ved 35 kNm. Ved denne belastningen var det fortsatt restkapasitet. Dette betyr at den faktiske kapasiteten er enda høyere.

De numeriske kapasiteten er sammenliknet med dimensjoneringskriteriene basert på den teoretiske momentarmen i figur 4.80 og basert på den reviderte momentarmen i figur 4.81. Dette er gjort ved å normalisere de numerisk bestemte momentkapasitetene med henholdsvis den teoretiske momentkapasiteten, $M_{teo.Rd}$, og den reviderte momentkapasiteten, $M_{rev.Rd}$:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{teo.Rd}} = \frac{M_{num.Rd}}{M_{teo.Rd}} \text{ i figur 4.80} \quad (4.23)$$

og

$$\frac{M_{Ed}}{M_{rev.Rd}} = \frac{M_{num.Rd}}{M_{rev.Rd}} \text{ i figur 4.81} \quad (4.24)$$

I tillegg er de to undersøkte dimensjoneringskriteriene plottet inn i grafene.

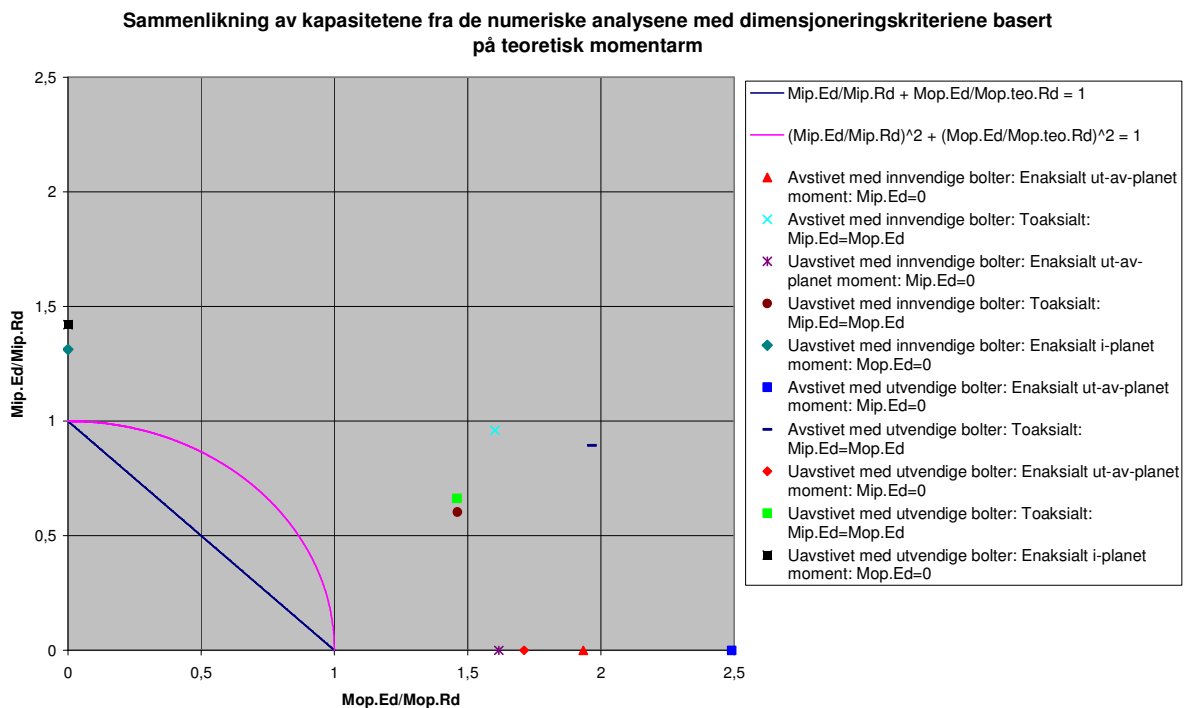


Fig 4.80 Sammenlikning av kapasitetene fra de numeriske analysene med dimensjoneringskriteriene basert på teoretisk momentarm

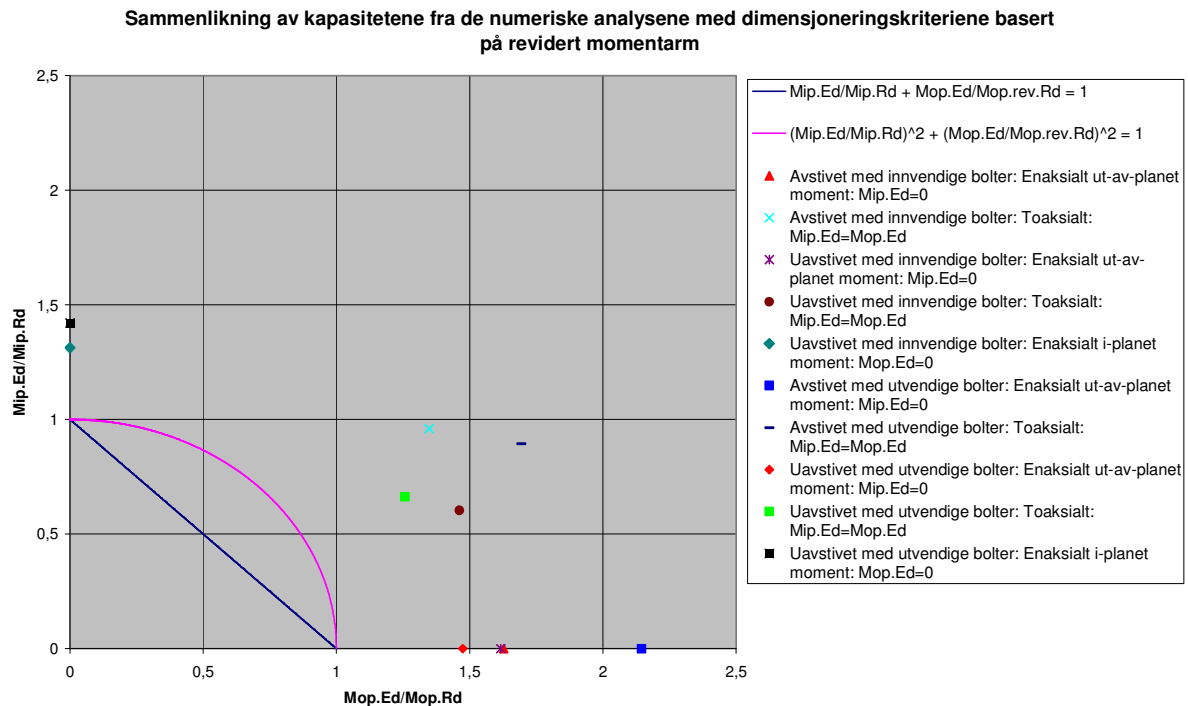


Fig 4.81 Sammenlikning av kapasitetene fra de numeriske analysene med dimensjoneringskriteriene basert på revidert momentarm

Som en ser fra grafene i figur 4.80 og 4.81 ligger alle kapasitetene for de numeriske analysene forholdsvis langt utenfor de undersøkte dimensjoneringskriteriene. Dette tyder på at det er stor restkapasitet, samt at det ikke er urimelig å benytte en momentarm som gitt i formel (4.16). Videre tyder det også på at det er rimelig å benytte det andreordens dimensjoneringskriteriet som ble gitt i formel (4.20).

4.4.3 Behandling av modellusikkerhet

Det er ikke benyttet partielle faktorer i oppgaven, dette er bevisst gjort for å lettere kunne sammenlikne de beregnede verdiene med de lest av fra de numeriske analysene. Men ved numeriske analyser i bruddgrensetilstand bør man ta hensyn til en reduksjonsfaktor α_u . α_u består av produktet av to andre faktorer: Ref.\18\.

- α_1 som dekker modellusikkerheten ved elementmetodemodellen benyttet. Denne skal tas ut fra testkalibreringen.
- α_2 som dekker spredningen av lasten og materialegenskapene. Denne settes lik γ_{M1} hvis ustabilitet er dimensjonerende og lik γ_{M2} hvis brudd er dimensjonerende.

Siden materialfaktorene ikke er tatt med verken i beregningene eller i de numeriske analysene kan det ses bort fra α_2 for videre behandling av kapasitetene bestemt fra de numeriske analysene. Hvis materialfaktorene skal benyttes for de numeriske analysene må de også benyttes for beregningene. For å undersøke om det fortsatt er hold i dimensjoneringskriteriet presentert i kapittel 4.4.2 bør det vurderes opp mot kapasiteter fra de numeriske analysene redusert for modellusikkerheten.

I mangel av en grundig kalibrering er α_1 satt til 1,3 som tilsvarer den numeriske kapasiteten dividert på den beregnede kapasitet for knutepunktet med uavstivede søyleflenser med bolter på innsiden av bjelkeflensene, utsatt for rent i-planet moment. Dette er den av de to tilfellene analysert for rent i-planet moment som har den laveste numeriske kapasiteten sammenliknet med den beregnede. Dette er en noe tynn tilnærming, men blir benyttet for eksempelets skyld.

Materialmodellene benyttet i analysene baserer seg på dimensjonerende flyte- og bruddspenninger, disse skulle i henhold til NS-EN 1990:2002+NA:2008 vært basert på karakteristiske flyte- og bruddspenninger. Dette medfører at de numeriske analysene er mer konservative enn de burde vært. Som igjen medfører også at den α_1 verdien som er valgt kan være høyere hvis de karakteristiske flyte- og bruddspenningene hadde blitt benyttet, noe som gjør at α_1 verdien kan være mindre konservativ enn hvis analysene hadde vært basert på de karakteristiske verdiene.

I tabell 4.13 under er de numeriske momentkapasitetene redusert for modellusikkerhet presentert. I figur 4.82 er de så normalisert (på samme måte som for figur 4.81) for å kunne sammenliknes med dimensjonskriteriene. Dimensjonskriteriene benyttet i denne figuren er de som er basert på revidert momentarm.

Tabell 4.13 Momentkapasiteter basert på numeriske analyser redusert for modellusikkerhet

Tilfelle (med type analyse listet opp under)	Redusert momentkapasitet (kNm), numeriske analyser	
	$M_{ip.num.red.Rd}$	$M_{op.num.red.Rd}$
Avstivet med innvendige bolter		
Enaksialt ut-av-planet moment: $M_{ip.Ed} = 0$	-	23,76
Toaksialt moment: $M_{ip.Ed} = M_{op.Ed}$	19,68	19,68
Uavstivet med innvendige bolter		
Enaksialt ut-av-planet moment: $M_{ip.Ed} = 0$	-	13,69
Toaksialt moment: $M_{ip.Ed} = M_{op.Ed}$	12,38	12,37
Enaksialt i-planet moment: $M_{op.Ed} = 0$	26,92*	-
Avstivet med utvendige bolter		
Enaksialt ut-av-planet moment: $M_{ip.Ed} = 0$	-	20,09
Toaksialt moment: $M_{ip.Ed} = M_{op.Ed}$	15,85	15,85
Uavstivet med utvendige bolter		
Enaksialt ut-av-planet moment: $M_{ip.Ed} = 0$	-	13,8
Toaksialt moment: $M_{ip.Ed} = M_{op.Ed}$	11,80	11,77
Enaksialt i-planet moment: $M_{op.Ed} = 0$	25,23	-

* Analysen ble stoppet ved 35 kNm, her redusert til 26,92 kNm. Ved denne belastningen var det fortsatt restkapasitet. Dette betyr at den faktiske kapasiteten er enda høyere.

Sammenlikning av kapasitetene fra de numeriske analysene, redusert for modellusikkerhet, med dimensjoneringskriteriene basert på revidert momentarm

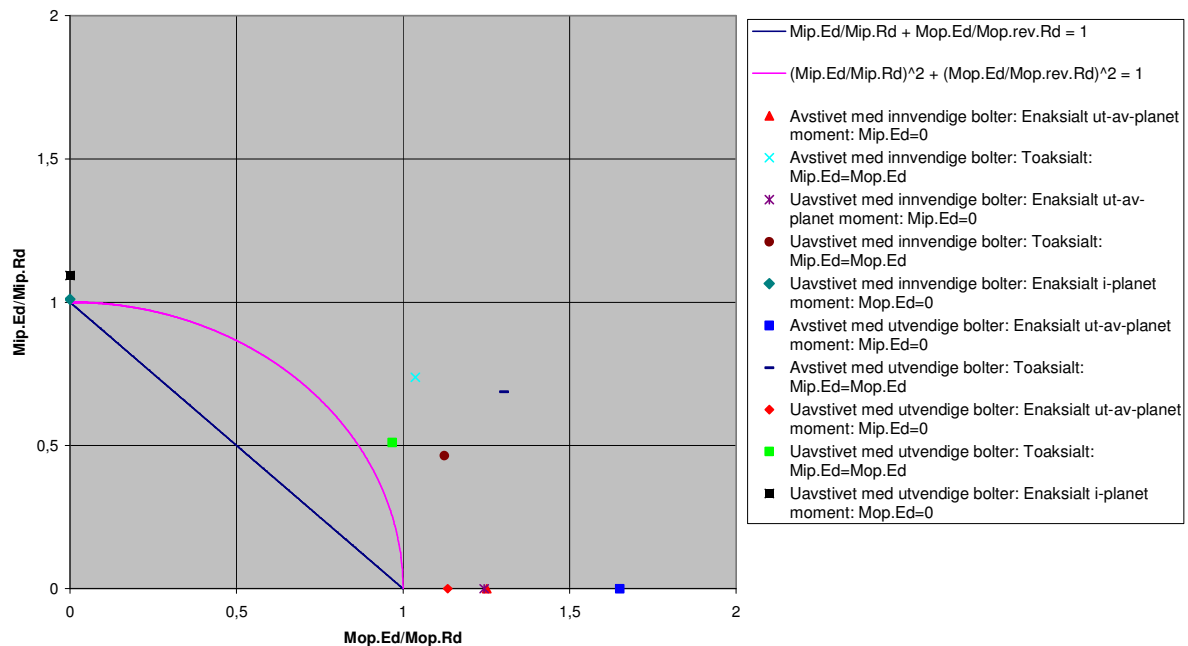


Fig 4.82 Sammenlikning av kapasitetene fra de numeriske analysene, redusert for modellusikkerhet, med dimensjoneringskriteriene basert på revidert momentarm

Figur 4.82 viser at de reduserte kapasitetene fra de numeriske analysene ligger utenfor dimensjoneringskriteriene. Det tilfellet som ble benyttet som referanse ligger selvfølgelig på linjen til begge dimensjoneringskriteriene. Ut fra dette kan det være rimelig å anta at den reviderte momentarmen gitt i formel (4.16) kan benyttes, det er også rimelig å anta at et andreordens dimensjoneringskriteriet er gyldig for dimensjonering av knutepunkt utsatt for kombinasjon av i-planet og ut-av-planet moment. Men det må gjennomføres videre undersøkelser på dette, spesielt med tanke på at analysene ikke ble gjennomført med karakteristiske materialegenskaper og at en testkalibrering ikke ble gjennomført.

5 Anbefaling for dimensjonering av knutepunkt utsatt for ut-av-planet moment

Ved dimensjonering av bjelkesøyleknutepunkt utsatt for ut-av-planet moment eller kombinasjon av i-planet og ut-av-planet moment anbefales det å:

- benytte en dimensjonerende momentarm lik den reviderte momentarmen som ble funnet i kapittel 4.4.1, formel (4.16), for ut-av-planet :

$$y_{revidert} = \frac{p_2}{2} + \frac{b_b}{4} \quad (5.1)$$

Figur 5.1 forklarer formel (5.1), hvor $p_2/2$ er avstanden fra boltelinjen i strekk til senter av bjelkesteget, mens $b_b/4$ er avstanden fra bjelkesteget til trykksenteret. Som det fremgår av formelen er det beregningsmessige trykksenteret plassert midt mellom bjelkesteget og den kanten til endeplaten som er i trykk.

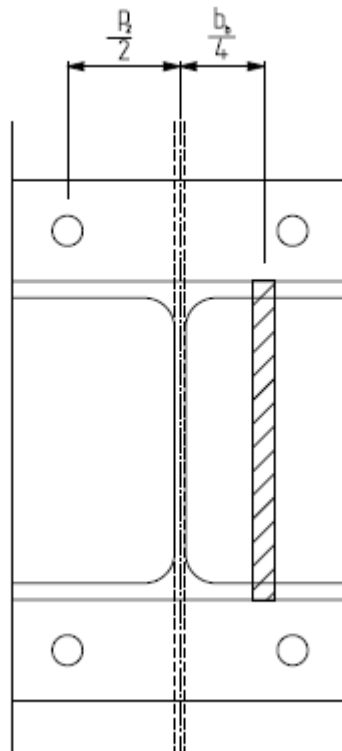


Fig 5.1 Momentarm

- avstive søyleflensene slik at rotasjon av søyleflensen elimineres. Dette vil også øke rotasjonsstivheten ut-av-planet i knutepunktet.
- benytte en så stor avstand mellom boltelinjene, p_2 , som er mulig. Dette vil øke momentarmen, y , som igjen vil gi høyere ut-av-planet momentkapasitet i knutepunktet.
- behandle momentkomponentene (dvs. i-planet og ut-av-planet) separat uten interaksjon, for så å benytte en interaksjon mellom utnyttelsene.

- benytte det annen ordens dimensjoneringskriteriet som ble presentert i kapittel 4.4.2. Analysene viser at det kan tillates annen ordens dimensjoneringskriterium, noe som gir en høyere kapasitet ved kombinasjon av i-planet og ut-av-planet moment. Dimensjoneringskriteriet er som følger:

$$\left(\frac{M_{ip.Ed}}{M_{ip.Rd}}\right)^2 + \left(\frac{M_{op.Ed}}{M_{op.Rd}}\right)^2 \leq 1.0 \quad (5.2)$$

For ut-av-planet moment anbefales det bare å dimensjonere følgende komponenter; søyleflens i bøyning, endeplate i bøyning, bjelkeflens og –steg i trykk, sveis, bolter i strekk og søyleflens utsatt for torsjon. For de andre komponentene; søylesteg i skjær, søylesteg i tversgående trykk, søylesteg i tversgående strekk og bjelkesteg i strekk antas det at ut-av-planet moment har neglisjerbar innvirkning på utnyttelsen. Bolter i skjær må også dimensjoneres, men dette påvirkes ikke av momentene, men av skjærkreftene som skaper momentene. Skjær i boltene kan også være med på å redusere strekkapasiteten i boltene.

6 Forslag til videre arbeid

Gjennom arbeidet med denne oppgaven dukket det opp mange forskjellige problemstillinger som det ikke var tid til å se på underveis. Det er også presentert flere mulige beregningsmetoder som det ikke er mulig å si at gjelder generelt for alle knutepunktskonfigurasjoner. Under presenteres områder som bør undersøkes nærmere. (Det finnes sikkert også andre ting som ikke ble oppdaget under arbeidet med denne oppgaven som må undersøkes før man kan presentere en beregningsmetodikk for knutepunkt utsatt for ut-av-planet moment som kan bli benyttet i en standard.)

Forslag til videre arbeid:

- Gjennomføre flere analyser med andre profiler og endeplatedimensjoner for å verifisere det som ble funnet i denne oppgaven. Videre kan det sjekkes om momentarmen, y , er større enn det som antas i denne oppgaven, dermed vil kapasiteten for ut-av-planet moment økes.
- Sjekke hvilke flytelinjemønstre som vil være aktuelle for endeplaten og søyleflensen ved ut-av-planet moment og sjekke hvilke som er uaktuelle. Hvis noen av flytelinjemønstrene som antas gjeldene i denne oppgaven ikke er gjeldene vil det for enkelte tilfeller muligens være høyere kapasitet.
- Sjekke om det finnes andre dimensjoneringskriterier som vil være gyldige og som gir høyere kapasitet.
- For søyleflens utsatt for rotasjon vil det være fordelaktig at søylestegets bøyestivhet er høyest mulig, det kan derfor være fordelaktig å finne søylestegets effektive bredde så nøyaktig som mulig.
- For å kunne benytte ekvivalent T-forbindelse ved ut-av-planet moment er det i kapittel 3.5.11 presentert en mulig metode for de tre modiene for endeplate og søyleflens. Men metode 2 for Mode 1, som benyttes i NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 er ikke gjennomgått. Det hadde vært fordelaktig om det gikk an å utvikle denne ved ut-av-planet moment da den gir høyere kapasitet enn metode 1 for Mode 1.
- Sjekke rotasjonsstivhet og rotasjonskapasitet av knutepunktskomponentene ved ut-av-planet moment. Dette er ikke vurdert i denne oppgaven på grunn av tidsbegrensninger.
- Modellere forskjellige knutepunkt slik at de enkelte komponentene er dimensjonerende hver sin gang for ut-av-planet moment og dermed få sjekket om de presenterte metodene i denne oppgave for hver komponent er gyldig.

Alle punktene som er gitt for videre arbeid vil være med på å gi et mer nøyaktig bilde av hva som skjer i knutepunktet når det utsettes for ut-av-planet moment. For å etter hvert kunne utvikle dimensjoneringsregler for knutepunkt må alle disse punktene sjekkes nærmere. Det er mye mulig at hvert av punktene er såpass mye arbeid at de kan utgjøre en egen bachelor- eller masteroppgave.

For videre arbeid anbefales det å benytte karakteristiske materialverdier. Det anbefales også å gjennomføre kalibrering av materialmodellen.

Referanser

Ref.\1\	Larsen, Per Kr., Dimensjonering av Stålkonstruksjoner, 4. opplag 2004, Tapir Akademiske Forlag
Ref.\2\	NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-8: Knutepunkt og forbindelser
Ref.\3\	NS-EN 1993-1-1:2005+NA:2008 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
Ref.\4\	Skjeggstad, Bernt, anvendelse av plastisitetsteori, 1986, Tapir
Ref.\5\	Søreide, Tore H., Ultimate load analysis of marine structures, 2. opplag 1985, Tapir
Ref.\6\	NS-EN 1993-1-7:2007+NA:2009 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-7: Plater påkjent normalt på plateplanet
Ref.\7\	Næss, Fredrik, Kapasitet av skrueforbindelser i sammenføyninger med åpne tverrsnitt, Masteroppgave ved UiO, 2009
Ref.\8\	Cook, R. D., Malkus, D. S., Plesha, M. E., Witt, R. J., Concepts and applications of finite element analysis, 4. utgave, 2002, John Wiley & Sons. Inc.
Ref.\9\	Internett: http://en.wikipedia.org/wiki/Finite_element_method_in_structural_mechanics , den 17.02.2010
Ref.\10\	Abaqus 6.9, Getting Started with Abaqus, Dassault Systems, 2009
Ref.\11\	EN ISO 898-1, Mekaniske egenskaper for forbindelsesmidler, Del 1: Skruer, 1 utgave, 1999
Ref.\12\	NS-EN 1090-2: 2008 Tekniske krav til stålkonstruksjoner
Ref.\13\	NS-EN 1993-1-5
Ref.\14\	NORSOK N-004
Ref.\15\	Joints in steel Construction, Moment Connections, BCSA, The Steel Cons. Inst. 1997
Ref.\16\	Neumann., N., Kristensen, S.O., Nuhic, F., Lian, G., 0007040145-ERFAR-0001, Study of the design of bolted end-plate joints subject to combined in-plane and out-of-plane bending. Teknisk notat for erfaringsoverføring ved Aibel.
Ref.\17\	Stålkonstruksjoner, profiler og Formler, Tapir, 3. utgave
Ref.\18\	NS-EN 1993-1-5:2006+NA:2009 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet
Ref.\19\	NS-EN 1990:2002+NA:2008 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

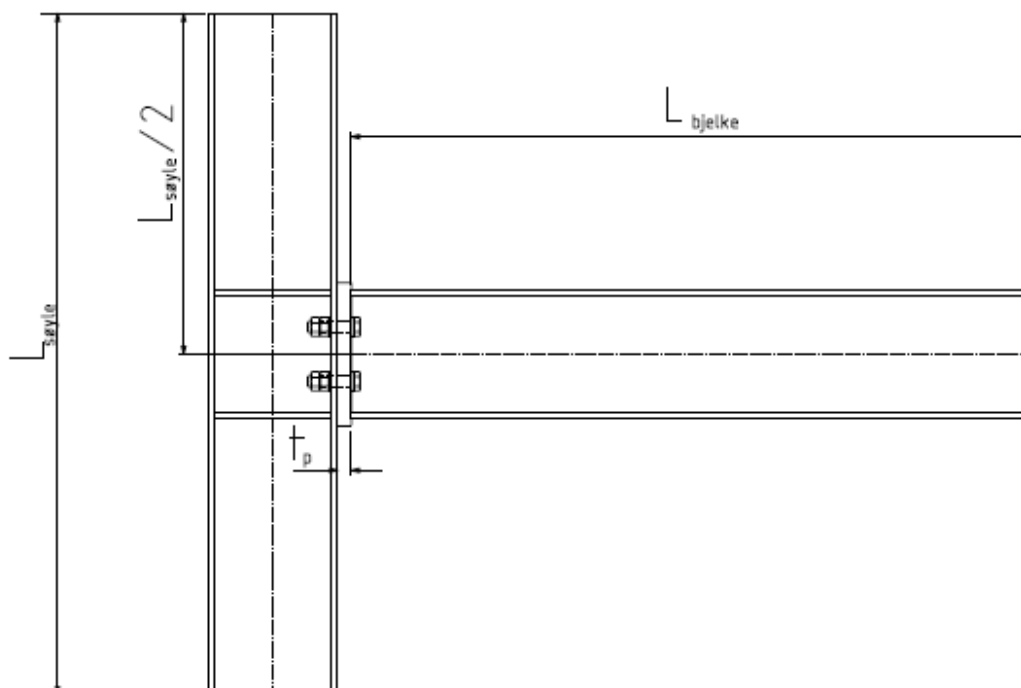
Vedlegg A – Håndberegninger ved bruk av Mathcad

Avstivet knutepunkt med innvendige bolter
Uavstivet knutepunkt med innvendige bolter
Avstivet knutepunkt med utvendige bolter
Uavstivet knutepunkt med utvendige bolter

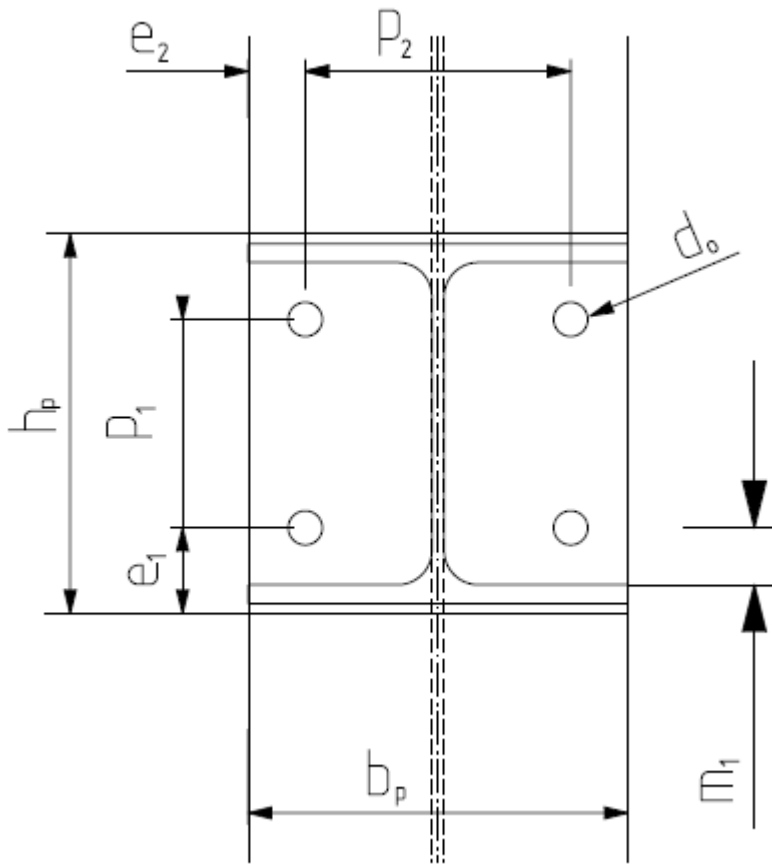
Kapasitetsberegning av boltet søyle-bjelkeknutepunkt utsatt for moment om både bjelkens sterke og svake akse.

Avstivet søyle med innvendige bolter:

Beregningene er basert på NS-EN 1993-1-1+NA:2009 og NS-EN 1993-1-8+NA:2009.



Figur A.1 Hele konstruksjonen



Figur A.2 Endeplateforbindelsen

Antagelser:

Figur A.1 og A.2 viser geometrien på konstruksjonen. Lastene F_x og F_y påføres ytterst til høyre på bjelken, disse er tenkt at de treffer i bjelkens sentralakse.

Det er antatt at bjelken er sveist fast til endeplata med full gjennombrenning.

Endeplata er så boltet med fire bolter (2 bolterader) til søylens flens midt på søylens lengde, $L_{søyle}$.

Innspenningene i søylen bunnen er mot translasjon i alle tre retninger og rotasjon om sentralaksen.

Innspenningene i søyletoppen er mot translasjon i de to retningene i horisontalplanet og mot rotasjon om sentralaksen.

Stiverplatene er sveist fast til søylen med full gjennombrenning.

Input parametre:

Materialfaktorer:

$$\gamma_{M0} := 1.00$$

$$\gamma_{M1} := 1.00$$

$$\gamma_{M2} := 1.00$$

Fasthetsverdier:

Flytegrense konstruksjonsstål:

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bruddgrense konstruksjonsstål:

$$f_u := 510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bruddforlengelse konstruksjonsstål:

$$\varepsilon_{\text{nom}} := 0.15$$

Faktor avhengig av flytegrensen:

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_y}}$$

$$\varepsilon = 0.81$$

Flytegrense bolter:

$$f_{y,b} := 640 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bruddgrense bolter:

$$f_{u,b} := 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bruddforlengelse bolter:

$$\xi_{\text{nom},b} := 0.12$$

Elastisitetsmodul:

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Geometri:

Ref. Figur A.1 og A.2 for parametere.

Lengde søyle:	$L_{\text{søyle}} := 1000\text{mm}$
Lengde bjelke:	$L_{\text{bjelke}} := 1000\text{mm}$
Tykkelse plate:	$t_p := 10\text{mm}$
Høyde plate:	$h_p := 230\text{mm}$
Bredde plate:	$b_p := 200\text{mm}$
Avstand platekant til bolterad (normalt på bjelkesteg):	$e_1 := 70\text{mm}$
Avstand platekant til bolterad (parallelt med bjelkesteg):	$e_2 := 45\text{mm}$

Avstand mellom bolterader:	$p_1 := h_p - 2 \cdot e_1$ $p_1 = 90\text{-mm}$
Avstand mellom boltelinjer:	$p_2 := b_p - 2 \cdot e_2$ $p_2 = 110\text{-mm}$
Boltehull:	$d_0 := 22\text{mm}$

Søyle har følgende profil:**HE200B:**

Hentet fra Section, versjon 4.7:

Høyde:	$h_c := 200\text{mm}$
Bredde:	$b_c := 200\text{mm}$
Tykkelse steg:	$t_{w,c} := 9\text{-mm}$
Tykkelse flens:	$t_{f,c} := 15\text{mm}$
Radius:	$r_c := 18\text{mm}$
Høyde knekkzone steg:	$d_{w,c} := h_c - 2 \cdot r_c - 2 \cdot t_{f,c}$ $d_{w,c} = 134\text{-mm}$
Boltehull til flenskant:	$e_c := 30\text{mm}$
Tverrsnittsareal:	$A_c := 7808 \cdot \text{mm}^2$
Stegets skjærareal (EC3. 1-1):	$A_{vc} := A_c - 2 \cdot b_c \cdot t_{f,c} + (t_{w,c} + 2 \cdot r_c) t_{f,c}$ $A_{vc} = 2483 \cdot \text{mm}^2$

Bjelke har følgende profil:**HE200B:**

Hentet fra Section, versjon 4.7:

Høyde:	$h_b := 200\text{mm}$
Bredde:	$b_b := 200\text{mm}$
Tykkelse steg:	$t_{w,b} := 9\text{mm}$
Tykkelse flens:	$t_{f,b} := 15\text{mm}$
Radius:	$r_b := 18\text{mm}$
Høyde knekkzone steg:	$d_{w,b} := h_b - 2 \cdot r_b - 2 \cdot t_{f,b}$ $d_{w,b} = 134 \cdot \text{mm}$
Boltehull til flenskant:	$e_b := 45\text{mm}$
Tverrsnittsareal:	$A_b := 7808 \cdot \text{mm}^2$

Tverrsnittsparemetere HE200B:

Hentet fra Section, versjon 4.7:

Elastisk motstandsmoment i-planet (sterk akse):	$W_{el.ip} := 5.696 \cdot 10^5 \text{mm}^3$
Plastisk motstandsmoment i-planet (sterk akse):	$W_{pl.ip} := 6.425 \cdot 10^5 \text{mm}^3$
Tregghetsmoment i-planet (sterk akse):	$I_{ip} := 5.696 \cdot 10^7 \text{mm}^4$
Elastisk motstandsmoment ut-av-planet (svak akse):	$W_{el.op} := 2.003 \cdot 10^5 \text{mm}^3$
Plastisk motstandsmoment ut-av-planet (svak akse):	$W_{pl.op} := 3.058 \cdot 10^5 \text{mm}^3$
Tregghetsmoment ut-av-planet (svak akse):	$I_{op} := 2.003 \cdot 10^7 \text{mm}^4$
Skjærareal i-planet(EC3. 1-1):	$A_{ip} := A_{vc} \quad A_{ip} = 2483 \cdot \text{mm}^2$
Skjærareal ut-av-planet:	$A_{op} := 6000 \text{mm}^2$
Geometri bolter M20:	
Diameter:	$d := 20\text{mm}$
Spenningsareal:	$A_s := 245 \text{mm}^2$
Hodehøyde bolt:	$k_{bolt} := 13\text{mm}$
Tykkelse skiver:	$t_{skive} := 3\text{mm}$
Diameter hode/mutter:	$d_m := 30\text{mm}$
Høyde mutter:	$m_{mutter} := 16\text{mm}$
Klemmlengde: $l_b := t_p + t_{f,c} + 2 \cdot t_{skive} + 0.5(k_{bolt} + m_{mutter})$	$l_b = 45.5 \cdot \text{mm}$
Antall bolter som tar skjær:	$n_{skjær} := 4$

Antall bolter som tar opp strekk grunnet moment i-planet:

$$n_{ip} := 2$$

Antall bolter som tar opp strekk grunnet moment ut-av-planet:

$$n_{op} := 2$$

Momentarm knutepunkt:

Sterk akse:

Momentarmen i knutepunktet går fra den øverste bolteraden, som er utsatt for strekk, og senter av den nederste bjelkeflensen, som er utsatt for trykk.

Momentarm:

$$z := \frac{(h_b + p_2 - t_{f.b})}{2}$$

$$z = 147.5 \text{ mm}$$

Svak akse:

Momentarmen om svak akse i knutepunktet settes lik y gitt i kapitell 3.5.1 i oppgaven. Dette er ikke tatt med i Eurocoden og er hentet fra Ref.\16\.

Momentarm:

$$y := \frac{b_b + 3p_2}{6}$$

$$y = 88.33 \text{ mm}$$

Krefter og momenter:

Påført kraft i-planet (langs bjelkeflensen): $V_{ip.Ed} := 10\text{kN}$

Påført kraft ut-av-planet: (langs bjelkesteget): $V_{op.Ed} := 10\text{kN}$

I-planet moment (moment om bjelkens sterke akse ved søyleflensen (i knutepunktet)):

$$M_{ip.Ed} := V_{ip.Ed} \cdot (L_{bjelke} + t_p)$$

$$M_{ip.Ed} = 10.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ut-av-planet moment (moment om bjelkens svake akse ved søyleflensen (i knutepunktet)):

$$M_{op.Ed} := V_{op.Ed} \cdot (L_{bjelke} + t_p)$$

$$M_{op.Ed} = 10.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Torsjonsmoment om søylens sentralakse:

$$T_{søyle.Ed} := V_{op.Ed} \cdot \left(L_{bjelke} + t_p + \frac{h_c}{2} \right)$$

$$T_{søyle.Ed} = 11.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Maksimal langsgående spenninger i søylesteget:

$$\sigma_{com.Ed} := \frac{V_{ip.Ed}}{A_c} + \frac{M_{ip.Ed}}{I_{ip}} \cdot \left(\frac{h_c}{2} - t_{f.c} - r_c \right)$$

$$\sigma_{com.Ed} = 13.16 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ut-av-planet strekk i knutepunktet:

$$F_{t.op.Ed} := \frac{M_{op.Ed}}{y} \quad F_{t.op.Ed} = 114.34 \cdot \text{kN}$$

I-planet strekk i knutepunktet:

$$F_{t.ip.Ed} := \frac{M_{ip.Ed}}{z} \quad F_{t.ip.Ed} = 68.47 \cdot \text{kN}$$

Beregninger:

Tverrsnittsklasse HE200B:

Steg:

Høyde:

$$c := h_c - 2 \cdot r_c - 2 \cdot t_{f,c}$$

$$c = 134 \cdot \text{mm}$$

Tykkelse:

$$t_w := t_{w,c}$$

$$t_w = 9 \cdot \text{mm}$$

Sjekk av tverrsnittsklasse steg:

$$\text{Sjekk}_1 := \begin{cases} \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 1"} & \text{if } \frac{c}{t_w} \leq 33\epsilon \\ \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 2"} & \text{if } 33\epsilon < \frac{c}{t_w} \leq 38\epsilon \\ \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 3"} & \text{if } 38\epsilon < \frac{c}{t_w} \leq 42\epsilon \\ \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 4"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Sjekk}_1 = \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 1"}$$

Flens:

Utstikkene del:

$$C := \frac{b_c}{2} - r_c - \frac{t_{w,c}}{2}$$

$$C = 77.5 \cdot \text{mm}$$

Tykkelse:

$$t_f := t_{f,c}$$

$$t_f = 15 \cdot \text{mm}$$

Sjekk av tverrsnittsklasse flens:

$$\text{Sjekk}_2 := \begin{cases} \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 1"} & \text{if } \frac{C}{t_f} \leq 9\epsilon \\ \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 2"} & \text{if } 9\epsilon < \frac{C}{t_f} \leq 10\epsilon \\ \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 3"} & \text{if } 10\epsilon < \frac{C}{t_f} \leq 14\epsilon \\ \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 4"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Sjekk}_2 = \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 1"}$$

For å være på den konservative siden er det valgt å sjekke tverrsnittsklasser for deler som er utsatt for trykk.

Kapasitet HE200B:

Bøyning:

Dimensjonerende kapasitet mot bøyning i-planet:

$$M_{c.ip.Rd} := W_{pl.ip} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{c.ip.Rd} = 228.09 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet mot bøyning ut-av-planet:

$$M_{c.op.Rd} := W_{pl.op} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{c.op.Rd} = 108.56 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Skjær:

Dimensjonerende kapasitet mot skjær i-planet:

$$V_{c.ip.Rd} := \frac{A_{ip} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{c.ip.Rd} = 508.91 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet mot skjær ut-av-planet:

$$V_{c.op.Rd} := \frac{A_{op} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{c.op.Rd} = 1229.76 \cdot \text{kN}$$

Aksiallast:

Dimensjonerende kapasitet mot aksiallast:

$$N_{c.Rd} := \frac{A_c \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{c.Rd} = 2771.84 \cdot \text{kN}$$

Det er ikke tatt hensyn til knekking pga av kort søyle og innspenning. I tillegg er dette ikke interessant for oppgaven.

Torsjon:

Dimensjonerende kapasitet mot torsjon (ihht stålkonstruksjoner, Profiler og tabeller se også kap. 2.2.1.5 i oppgaven):

$$T_{op.Rd} := \frac{4b_c^2 \cdot t_f \cdot c \cdot f_y}{6 \cdot L_{søyle} \gamma_{M0}} \cdot (h_c - t_f)$$

$$T_{op.Rd} = 26.27 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse bjelke:

$$\text{Skjær: } S_{jekk_3} := \begin{cases} \text{"reduser i-planet momentkapasitet for skjær"} & \text{if } \frac{V_{ip.Ed}}{V_{c.ip.Rd}} \geq 0.5 \\ \text{"ikke reduser i-planet momentkapasitet for skjær"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$S_{jekk_3} = \text{"ikke reduser i-planet momentkapasitet for skjær"}$$

$$S_{jekk_4} := \begin{cases} \text{"reduser ut-av-planet momentkapasitet for skjær"} & \text{if } \frac{V_{op.Ed}}{V_{c.op.Rd}} \geq 0.5 \\ \text{"ikke reduser ut-av-planet momentkapasitet for skjær"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$S_{jekk_4} = \text{"ikke reduser ut-av-planet momentkapasitet for skjær"}$$

$$UF_1 := \frac{M_{ip.Ed}}{M_{c.ip.Rd}} + \frac{M_{op.Ed}}{M_{c.ip.Rd}} \qquad UF_1 = 0.09$$

Utnyttelse søyle:

$$UF_2 := \frac{M_{ip.Ed}}{M_{c.ip.Rd}} + \frac{V_{ip.Ed}}{N_{c.Rd}} + \frac{M_{op.Ed}}{T_{op.Rd}} \qquad UF_2 = 0.43$$

Plassering bolter:**Sjekk av hullplassering:**

$$S_{jekk_5} := \begin{cases} \text{"For liten kantavstand parallelt med bolterad"} & \text{if } e_1 < 1.2d_0 \\ \text{"OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \qquad S_{jekk_5} = \text{"OK!"}$$

$$S_{jekk_6} := \begin{cases} \text{"For liten kantavstand parallelt med bjelkesteget"} & \text{if } e_2 < 1.2 \cdot d_0 \\ \text{"OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \qquad S_{jekk_6} = \text{"OK!"}$$

$$S_{jekk_7} := \begin{cases} \text{"For liten avstand mellom bolteradene"} & \text{if } p_1 < 2.2d_0 \\ \text{"OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \qquad S_{jekk_7} = \text{"OK!"}$$

$$S_{jekk_8} := \begin{cases} \text{"For liten avstand mellom boltene i samme bolterad"} & \text{if } p_2 < 2.2d_0 \\ \text{"OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \qquad S_{jekk_8} = \text{"OK!"}$$

Det er bare nødvendig å sjekke maksimal avstand mellom bolter når bjelken eller søylen er utsatt for høye aksiale laster, dette for å unngå korrosjon og lokal knekking.

Kapasitetsberegninger knutepunkt:**Bolter:**

Antar elastisk fordeling av krafter ved beregning av bolter, lokking, hullkantrykk og utrivning.

Bolter i strekk:

$$\text{Strekkkapasitet per bolt: } F_{t,Rd} := \frac{0.9 \cdot f_{u,b} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad F_{t,Rd} = 176.4 \text{ kN}$$

Bolter i skjær:

$$\text{Skjærkapasitet per bolt: } F_{v,Rd} := \frac{0.6 \cdot f_{u,b} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad F_{v,Rd} = 117.6 \text{ kN}$$

Kombinert skjær og strekk i bolt:**I-planet:**

$$UF_3 := \frac{V_{ip,Ed}}{n_{skjær} \cdot F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,ip,Ed}}{n_{ip} \cdot 1.4 F_{t,Rd}} \quad UF_3 = 0.16$$

Ut-av-planet:

$$UF_4 := \frac{V_{op,Ed}}{n_{skjær} \cdot F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,op,Ed}}{n_{op} \cdot 1.4 F_{t,Rd}} \quad UF_4 = 0.25$$

Total utnyttelse bolter:

$$UF_5 := UF_3 + UF_4 \quad UF_5 = 0.41$$

Lokking:

$$\text{Skjærkapasitet mot lokking per bolt: } B_{p,Rd} := 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$B_{p,Rd} = 288.4 \text{ kN}$$

I-planet:

$$UF_6 := \frac{F_{t,ip,Ed}}{B_{p,Rd}} \quad UF_6 = 0.24$$

Ut-av-planet:

$$UF_7 := \frac{F_{t,op,Ed}}{B_{p,Rd}} \quad UF_7 = 0.4$$

Total utnyttelse lokking:

$$UF_8 := UF_6 + UF_7 \quad UF_8 = 0.63$$

Utrivning og Hullkantrykk: I-planet:

$$\text{Faktor, } \alpha_{b.ip}: \quad \alpha_{b.ip} := \min\left(\frac{f_{u.b}}{f_u}, 1, \frac{e_1}{3d_0}\right) \quad \alpha_{b.ip} = 1$$

$$\text{Faktor, } k_{1.ip}: \quad k_{1.ip} := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) \quad k_{1.ip} = 2.5$$

Bærekapasitet per bolt i-planet::

$$F_{b.ip.Rd} := \frac{(k_{1.ip} \cdot \alpha_{b.ip} \cdot f_u \cdot d \cdot t_p)}{\gamma_{M2}} \quad F_{b.ip.Rd} = 255 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Utnyttelse:} \quad UF_9 := \frac{V_{ip.Ed}}{F_{b.ip.Rd}} \quad UF_9 = 0.04$$

Ut-av-planet:

$$\text{Faktor, } \alpha_{b.op}: \quad \alpha_{b.op} := \min\left(\frac{f_{u.b}}{f_u}, 1, \frac{e_2}{3d_0}\right) \quad \alpha_{b.op} = 0.68$$

$$\text{Faktor, } k_{1.op}: \quad k_{1.op} := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_1}{d_0} - 1.7, 2.5\right) \quad k_{1.op} = 2.5$$

Bærekapasitet per bolt ut-av-planet::

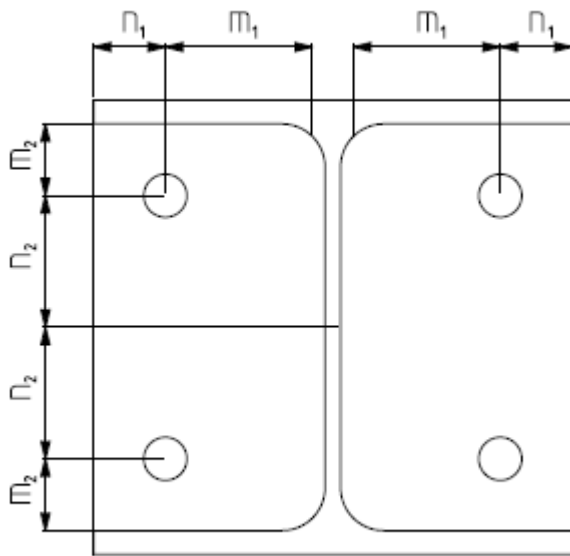
$$F_{b.op.Rd} := \frac{(k_{1.op} \cdot \alpha_{b.op} \cdot f_u \cdot d \cdot t_p)}{\gamma_{M2}} \quad F_{b.op.Rd} = 173.86 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Utnyttelse:} \quad UF_{10} := \frac{V_{op.Ed}}{F_{b.op.Rd}} \quad UF_{10} = 0.04$$

Total utnyttelse hullkantrykk og utrivning:

$$UF_{11} := UF_9 + UF_{10} \quad UF_{11} = 0.08$$

Plassering av m og n ved ekvivalent T-stub:



Figur A.3 Plassering av m og n ved ekvivalent T-stub

$$m_{1,c} := -0.8r_c + \frac{p_2 - t_{w,c}}{2}$$

$$m_{1,c} = 36.1 \cdot \text{mm} \text{ Gjelder søylen}$$

$$m_{1,ep} := \frac{p_2 - t_{w,b}}{2}$$

$$m_{1,ep} = 50.5 \cdot \text{mm} \text{ Gjelder endeplaten}$$

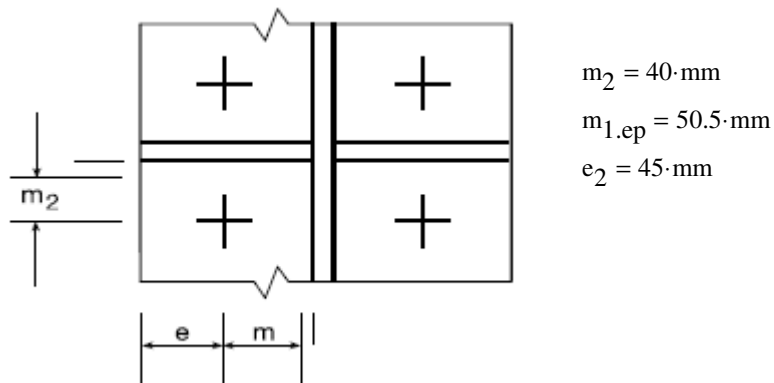
$$n_1 := \min(e_2, 1.25m_{1,c})$$

$$n_1 = 45 \cdot \text{mm}$$

$$m_2 := \frac{h_b - p_1 - 2 \cdot t_{f,b}}{2}$$

$$m_2 = 40 \cdot \text{mm}$$

$$n_2 := \frac{p_1}{2}$$



Figur A.4 Plassering av bolter

e kalles e_2 pga at e er det naturlige tallet og dette er lagt inn med verdi i mathcad.

For flytelinjemønstrene ved ut-av-planet moment under er det valgt å benytte geometriparametrene gitt i kapittel 3.5.4 i oppgaven. For i-planet moment er flytelinjemønstrene gitt i Tabell 6.6 i NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 benyttet.

Benytter fig. 6.11 i EC.3 1-8 for å bestemme α .

Endeplate:

$$\lambda_{1,ep} := \frac{m_{1,ep}}{m_{1,ep} + e_2} \quad \lambda_{1,ep} = 0.53$$

$$\lambda_{2,ep} := \frac{m_2}{m_{1,ep} + e_2} \quad \lambda_{2,ep} = 0.42$$

$$\alpha_{ep} := 5.7 \quad \text{Lest ut fra graf i fig. 6.11 EC.3 1-8.}$$

Endeplate:

$$\lambda_{1,c} := \frac{m_{1,c}}{m_{1,c} + e_2} \quad \lambda_{1,c} = 0.45$$

$$\lambda_{2,c} := \frac{m_2}{m_{1,c} + e_2} \quad \lambda_{2,c} = 0.49$$

$$\alpha_c := 6.2 \quad \text{Lest ut fra graf i fig. 6.11 EC.3 1-8.}$$

Endeplate i bøyning (innvendige bolter):

Ut-av-planet moment:

Effektive lengder på flytelinjene:

Sirkulært mønster:
$$l_{\text{eff.cp.op.ep}} := \min(2\pi \cdot m_{1,\text{ep}}, \pi \cdot m_{1,\text{ep}} + e_2)$$
$$l_{\text{eff.cp.op.ep}} = 203.65 \cdot \text{mm}$$

Ikke sirkulært mønster:
$$l_{\text{eff.nc.op.ep}} := \min[4m_{1,\text{ep}} + 1.25e_2, (2 \cdot m_{1,\text{ep}} + 0.625 \cdot e_2 + p_1)]$$
$$l_{\text{eff.nc.op.ep}} = 219.12 \cdot \text{mm}$$

Mode 1:
$$l_{\text{eff.1.op.ep}} := \min(l_{\text{eff.nc.op.ep}}, l_{\text{eff.cp.op.ep}})$$
$$l_{\text{eff.1.op.ep}} = 203.65 \cdot \text{mm}$$

Mode 2:
$$l_{\text{eff.2.op.ep}} := l_{\text{eff.nc.op.ep}} \quad l_{\text{eff.2.op.ep}} = 219.12 \cdot \text{mm}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 1:
$$M_{\text{pl.1.Rd.op.ep}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.1.op.ep}} \cdot t_p^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$
$$M_{\text{pl.1.Rd.op.ep}} = 1.81 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 2:
$$M_{\text{pl.2.Rd.op.ep}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.2.op.ep}} \cdot t_p^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$
$$M_{\text{pl.2.Rd.op.ep}} = 1.94 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 1 ved ut-av-planet moment:

$$F_{\text{T.1.Rd.op.ep}} := \frac{4 \cdot M_{\text{pl.1.Rd.op.ep}}}{m_2} \quad F_{\text{T.1.Rd.op.ep}} = 180.74 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 2 ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.2.Rd.op.ep} := \frac{2 \cdot M_{pl.2.Rd.op.ep} + n_2 \cdot n_{op} \cdot F_{t.Rd}}{m_2 + n_2}$$

$$F_{T.2.Rd.op.ep} = 232.53 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 3 ved ut-av-plante moment:

$$F_{T.3.Rd.op.ep} := n_{op} \cdot F_{t.Rd}$$

$$F_{T.3.Rd.op.ep} = 352.8 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.Rd.op.ep} := \min(F_{T.1.Rd.op.ep}, F_{T.2.Rd.op.ep}, F_{T.3.Rd.op.ep})$$

$$F_{T.Rd.op.ep} = 180.74 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende strekkapasitet boltelinje a ved endeplate utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment:

$$F_{ta.ep.Rd} := F_{T.Rd.op.ep}$$

$$F_{ta.ep.Rd} = 180.74 \cdot \text{kN}$$

I-planet moment:

Effektive lengder på flytelinjene:

Sirkulært mønster: $l_{\text{eff.cp.ip.ep}} := 2\pi \cdot m_{1,\text{ep}}$

$$l_{\text{eff.cp.ip.ep}} = 317.3 \cdot \text{mm}$$

Ikke sirkulært mønster:

$$l_{\text{eff.nc.ip.ep}} := \alpha_{\text{ep}} \cdot m_{1,\text{ep}}$$

$$l_{\text{eff.nc.ip.ep}} = 287.85 \cdot \text{mm}$$

Mode 1: $l_{\text{eff.1.ip.ep}} := \min(l_{\text{eff.nc.ip.ep}}, l_{\text{eff.cp.ip.ep}})$

$$l_{\text{eff.1.ip.ep}} = 287.85 \cdot \text{mm}$$

Mode 2: $l_{\text{eff.2.ip.ep}} := l_{\text{eff.nc.ip.ep}}$

$$l_{\text{eff.2.ip.ep}} = 287.85 \cdot \text{mm}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 1: $M_{\text{pl.1.Rd.ip.ep}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.1.ip.ep}} \cdot t_p^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$$M_{\text{pl.1.Rd.ip.ep}} = 2.55 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 2: $M_{\text{pl.2.Rd.ip.ep}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.2.ip.ep}} \cdot t_p^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$$M_{\text{pl.2.Rd.ip.ep}} = 2.55 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 1 og metode 1 ved i-planet moment:

$$F_{\text{T.1.Rd.ip.ep}} := \frac{4 \cdot M_{\text{pl.1.Rd.ip.ep}}}{m_{1,\text{ep}}} \quad F_{\text{T.1.Rd.ip.ep}} = 202.35 \cdot \text{kN}$$

Metode 2 er ikke benyttet da det ikke er modellert med skive i Abaqus.

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 2 ved i-planet moment:

$$F_{T.2.Rd.ip.ep} := \frac{2 \cdot M_{pl.2.Rd.ip.ep} + n_1 \cdot n_{ip} \cdot F_{t.Rd}}{m_{1.ep} + n_1}$$

$$F_{T.2.Rd.ip.ep} = 219.74 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 3 ved i-planet moment:

$$F_{T.3.Rd.ip.ep} := n_{ip} \cdot F_{t.Rd}$$

$$F_{T.3.Rd.ip.ep} = 352.8 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning ved i-planet moment:

$$F_{T.Rd.ip.ep} := \min(F_{T.1.Rd.ip.ep}, F_{T.2.Rd.ip.ep}, F_{T.3.Rd.ip.ep})$$

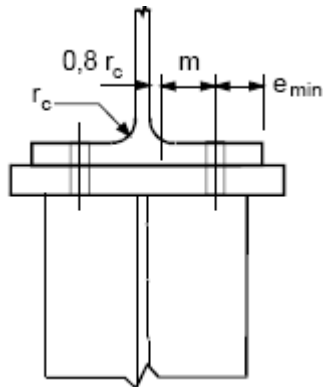
$$F_{T.Rd.ip.ep} = 202.35 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende strekkapasitet bolterad 1 ved endeplate utsatt for bøyning ved i-planet moment:

$$F_{t1.ep.Rd} := F_{T.Rd.ip.ep}$$

$$F_{t1.ep.Rd} = 202.35 \cdot \text{kN}$$

Søyleflens i bøyning (avstivet søyle):



$$m_{1,c} = 36.1 \cdot \text{mm}$$

$$n_1 = 45 \cdot \text{mm}$$

Figur A.5 Søyleflens i bøyning

Benytter $m_{1,c}$ isteden for m , da m i mathcad er meter. Ved å benytte m som en konstant blir det kluss med beregningene.

Ut-av-planet moment:

Effektive lengder på flytelinjene:

Sirkulært mønster:
$$l_{\text{eff.cp.op.fc}} := \min(2\pi \cdot m_{1,c}, \pi \cdot m_{1,c} + e_2)$$
$$l_{\text{eff.cp.op.fc}} = 158.41 \cdot \text{mm}$$

Ikke sirkulært mønster:
$$l_{\text{eff.nc.op.fc}} := \min(2m_{1,c} + 0.625e_2 + p_1, 4m_{1,c} + 1.25e_2)$$
$$l_{\text{eff.nc.op.fc}} = 190.32 \cdot \text{mm}$$

Mode 1:
$$l_{\text{eff.1.op.fc}} := \min(l_{\text{eff.nc.op.fc}}, l_{\text{eff.cp.op.fc}})$$
$$l_{\text{eff.1.op.fc}} = 158.41 \cdot \text{mm}$$

Mode 2:
$$l_{\text{eff.2.op.fc}} := l_{\text{eff.nc.op.fc}} \quad l_{\text{eff.2.op.fc}} = 190.32 \cdot \text{mm}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 1:
$$M_{\text{pl.1.Rd.op.fc}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.1.op.fc}} \cdot t_{\text{f.c}}^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{\text{pl.1.Rd.op.fc}} = 3.16 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 2:

$$M_{pl.2.Rd.op.fc} := 0.25 \cdot I_{eff.2.op.fc} \cdot f_c \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl.2.Rd.op.fc} = 3.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 1 ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.1.Rd.op.fc} := \frac{4 \cdot M_{pl.1.Rd.op.fc}}{m_2} \quad F_{T.1.Rd.op.fc} = 316.33 \cdot \text{kN}$$

Vanskelig å bevise mode 1 og metode 2, benytter derfor bare metode 1.

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 2 ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.2.Rd.op.fc} := \frac{2 \cdot M_{pl.2.Rd.op.fc} + n_2 \cdot n_{op} \cdot F_{t.Rd}}{m_2 + n_2}$$
$$F_{T.2.Rd.op.fc} = 276.2 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 3 ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.3.Rd.op.fc} := n_{op} \cdot F_{t.Rd} \quad F_{T.3.Rd.op.fc} = 352.8 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.Rd.op.fc} := \min(F_{T.1.Rd.op.fc}, F_{T.2.Rd.op.fc}, F_{T.3.Rd.op.fc})$$
$$F_{T.Rd.op.fc} = 276.2 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende strekkapasitet boltelinje a ved søyleflens utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment:

$$F_{ta.fc.Rd} := F_{T.Rd.op.fc}$$

$$F_{ta.fc.Rd} = 276.2 \cdot \text{kN}$$

I-planet moment (indre boltrad):

Effektive lengder på flytelinjene:

Sirkulært mønster: $l_{\text{eff.cp.ip.fc}} := \min(2\pi \cdot m_{1,c})$

$$l_{\text{eff.cp.ip.fc}} = 226.82 \cdot \text{mm}$$

Ikke sirkulært mønster:

$$l_{\text{eff.nc.ip.fc}} := \alpha_c \cdot m_{1,c}$$

$$l_{\text{eff.nc.ip.fc}} = 223.82 \cdot \text{mm}$$

Mode 1: $l_{\text{eff.1.ip.fc}} := \min(l_{\text{eff.nc.ip.fc}}, l_{\text{eff.cp.ip.fc}})$

$$l_{\text{eff.1.ip.fc}} = 223.82 \cdot \text{mm}$$

Mode 2: $l_{\text{eff.2.ip.fc}} := l_{\text{eff.nc.ip.fc}} \quad l_{\text{eff.2.ip.fc}} = 223.82 \cdot \text{mm}$

Plastisk momentkapasitet Mode 1: $M_{\text{pl.1.Rd.ip.fc}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.1.ip.fc}} \cdot t_{f,c}^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$$M_{\text{pl.1.Rd.ip.fc}} = 4.47 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 2: $M_{\text{pl.2.Rd.ip.fc}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.2.ip.fc}} \cdot t_{f,c}^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$$M_{\text{pl.2.Rd.ip.fc}} = 4.47 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 1:

$$F_{T.1.Rd.ip.fc} := \frac{4 \cdot M_{\text{pl.1.Rd.ip.fc}}}{m_{1,c}} \quad F_{T.1.Rd.ip.fc} = 495.23 \cdot \text{kN}$$

Metode 2 er ikke benyttet da det ikke er modellert med skive i Abaqus.

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 2 ved i-planet moment:

$$F_{T.2.Rd.ip.fc} := \frac{2 \cdot M_{pl.2.Rd.ip.fc} + n_1 \cdot n_{ip} \cdot F_{t.Rd}}{m_{1.c} + n_1} \quad F_{T.2.Rd.ip.fc} = 305.98 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 3 ved i-planet moment:

$$F_{T.3.Rd.ip.fc} := n_{ip} \cdot F_{t.Rd} \quad F_{T.3.Rd.ip.fc} = 352.8 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning ved i-planet moment:

$$F_{T.Rd.ip.fc} := \min(F_{T.1.Rd.ip.fc}, F_{T.2.Rd.ip.fc}, F_{T.3.Rd.ip.fc})$$
$$F_{T.Rd.ip.fc} = 305.98 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende strekkapasitet bolterad 1 ved søyleflens utsatt for bøyning:

$$F_{t1.fc.Rd} := F_{T.Rd.ip.fc}$$

$$F_{t1.fc.Rd} = 305.98 \cdot \text{kN}$$

Søylesteg i skjær:

(Konservativt beregnet uten avstivning, denne komponenten er ikke dimensjonerende.)

Sjekk av slankhetskrav:

$$Sjekk_9 := \begin{cases} \text{"Slankhetskrav tilfredstilt"} & \text{if } \frac{d_{w.c}}{t_{w.c}} \leq 69 \cdot \varepsilon \\ \text{"Slankhetskrav ikke tilfredstilt"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Sjekk_9 = \text{"Slankhetskrav tilfredstilt"}$$

Dimensjonerende skjærkapasitet av søylesteget:

$$V_{wp.ip.Rd} := \frac{0.9 \cdot f_y \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$V_{wp.ip.Rd} = 458.02 \cdot \text{kN}$$

Søylesteg utsatt for tverrgående trykk:

(Konservativt beregnet uten avstivning, denne komponenten er ikke dimensjonerende.)

Transformasjonsparameter:	$\beta := 1$	
Utbredelse 45° gjennom endeplaten	$s_p := 2t_p$	$s_p = 20 \cdot \text{mm}$
a mål (full gjennombrenning):	$a_p := 0 \text{mm}$	$a_p = 0 \cdot \text{mm}$
For valsede H-profiler:	$s := r_c$	$s = 18 \cdot \text{mm}$

$$\text{Effektiv bredde av søylesteget i trykk: } b_{\text{eff.c.wc}} := t_{f,b} + 2\sqrt{2} \cdot a_p + 5(t_{f,c} + s) + s_p$$

$$b_{\text{eff.c.wc}} = 200 \cdot \text{mm}$$

Reduksjonsfaktor for mulige interaksjoner av skjær:

$$\omega := \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \left(b_{\text{eff.c.wc}} \cdot \frac{t_{w,c}}{A_{vc}} \right)^2}}$$

$$\omega = 0.77$$

Reduksjonsfaktor for maksimale langsgående spenninger i søylesteget:

$$k_{wc} := \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{\text{com.Ed}} \leq 0.7f_y \\ 1.7 - \frac{\sigma_{\text{com.Ed}}}{f_y} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$k_{wc} = 1$$

Plateslankhet:

$$\lambda_p := 0.932 \sqrt{\frac{b_{\text{eff.c.wc}} \cdot d_{w,c} \cdot f_y}{E \cdot t_{w,c}^2}}$$

$$\lambda_p = 0.7$$

Reduksjonsfaktor for plateknekking:

$$\rho := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_p \leq 0.72 \\ \frac{\lambda_p - 0.2}{\lambda_p^2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\rho = 1$$

Dimensjonerende kapasitet søylesteg utsatt for tversgående trykk:

$$F_{c.wc.ip.Rd} := \min \left(\frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{\text{eff.c.wc}} \cdot t_{w,c} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{\text{eff.c.wc}} \cdot t_{w,c} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \right)$$

$$F_{c.wc.ip.Rd} = 492.53 \cdot \text{kN}$$

Søylesteg utsatt for tverrgående strekk:

(Konservativt beregnet uten avstivning, denne komponenten er ikke dimensjonerende.)

Effektiv bredde av søylesteget i strekk:

$$b_{\text{eff.t.wc}} := \min(2 \cdot \pi \cdot m_{1.c} \cdot 4m_{1.c} + 1.25e_2)$$

$$b_{\text{eff.t.wc}} = 200.65 \cdot \text{mm}$$

Reduksjonsfaktor for mulig interaksjon av skjær:

$$\omega_t := \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \left(b_{\text{eff.t.wc}} \cdot \frac{t_{w.c}}{A_{vc}} \right)^2}} \quad \omega_t = 0.77$$

Dimensjonerende kapasitet søylesteg utsatt for tversgående strekk:

$$F_{t.wc.ip.Rd} := \frac{\omega_t \cdot b_{\text{eff.t.wc}} \cdot t_{w.c} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t.wc.ip.Rd} = 493.48 \cdot \text{kN}$$

Bjelkeflens og -steg i trykk:

Ut-av-planet moment:

Effektiv bredde: $b_{c.fb.\text{eff}} := \frac{b_b}{2}$

$$b_{c.fb.\text{eff}} = 100 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende kapasitet av bjelkeflens i trykk ved ut-av-planet moment:

$$F_{c.fb.op.Rd} := \frac{2 \cdot f_y \cdot b_{c.fb.\text{eff}} \cdot t_{f,b}}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{c.fb.op.Rd} = 1065 \cdot \text{kN}$$

I-planet moment:

Bjelkens dybde: $h := h_b \quad h = 200 \cdot \text{mm}$

Dimensjonerende kapasitet bjelkeflens og -steg i trykk ved i-planet moment:

$$F_{c.fb.ip.Rd} := \frac{M_{c.ip.Rd}}{h - t_{f,b}}$$

Bjelkesteg i strekk:

Effektiv bredde:

$$b_{\text{eff.t.wb}} := \min(l_{\text{eff.1.ip.ep}}, l_{\text{eff.2.ip.ep}})$$

$$b_{\text{eff.t.wb}} = 287.85 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende kapasitet bjelkesteg i strekk:

$$F_{\text{t.wb.ip.Rd}} := b_{\text{eff.t.wb}} \cdot t_{\text{w.b}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{\text{M0}}}$$

$$F_{\text{t.wb.ip.Rd}} = 919.68 \cdot \text{kN}$$

Søyleflens utsatt for torsjon:

Ved bruk av avstivning plassert på linje med bjelkeflensene vil ikke søyleflensen utsettes for torsjon, men selve søylen vil bli utsatt for torsjon.

Kapasitet knutepunkt:

Strekkapasitet bolterad 1:

$$F_{t1.Rd} := \min \left(\begin{array}{l} V_{wp.ip.Rd} \\ F_{c.wc.ip.Rd} \\ F_{t.wc.ip.Rd} \\ F_{t1.fc.Rd} \\ F_{t1.ep.Rd} \\ F_{ta.fc.Rd} \\ F_{ta.ep.Rd} \\ F_{c.fb.ip.Rd} \\ F_{t.wb.ip.Rd} \end{array} \right) \quad F_{t1.Rd} = 180.74 \cdot \text{kN}$$

Strekkapasitet boltelinje a:

$$F_{ta.Rd} := \min(F_{t1.fc.Rd}, F_{t1.ep.Rd}, F_{ta.fc.Rd}, F_{ta.ep.Rd}, F_{c.fb.op.Rd}) \quad F_{ta.Rd} = 180.74 \cdot \text{kN}$$

I-planet momentkapasitet:

$$M_{ip.Rd} := F_{t1.Rd} \cdot z \quad M_{ip.Rd} = 26.66 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ut-av-planet momentkapasitet:

$$M_{op.Rd} := F_{ta.Rd} \cdot y \quad M_{op.Rd} = 15.97 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse ved i-planet moment:

$$UF_{12} := \frac{M_{ip.Ed}}{M_{ip.Rd}} \quad UF_{12} = 0.38$$

Utnyttelse ved ut av planet moment:

$$UF_{13} := \frac{M_{op.Ed}}{M_{op.Rd}} \quad UF_{13} = 0.63$$

Total utnyttelse knutepunkt:

$$UF_{14} := \frac{M_{ip.Ed}}{M_{ip.Rd}} + \frac{M_{op.Ed}}{M_{op.Rd}} \quad UF_{14} = 1.01$$

Strekkapasitet bolterad 1 ihht NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 (dvs. uten å sjekke for $F_{ta.fc.Rd}$ som er strekkapasiteten boltelinje a ved bøyning av søyleflensen ved ut-av-planet moment og $F_{ta.ep.Rd}$ som er strekkapasiteten til boltelinje a ved bøyning av endeplaten ved ut-av-planet moment).

$$F_{t1.Rd.2} := \min(V_{wp.ip.Rd}, F_{c.wc.ip.Rd}, F_{t.wc.ip.Rd}, F_{t1.fc.Rd}, F_{t1.ep.Rd}, F_{c.fb.ip.Rd}, F_{t.wb.ip.Rd})$$

$$F_{t1.Rd.2} = 202.35 \cdot \text{kN}$$

I-planet momentkapasitet ihht til NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009:

$$M_{ip.Rd.2} := F_{t1.Rd.2} \cdot z$$

$$M_{ip.Rd.2} = 29.85 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Komponentenes individuelle momentkapasitet:

I-planet:

Endeplate i bøyning: $M_{ep.ip.Rd} := \min(F_{t1.ep.Rd}, F_{ta.ep.Rd}) \cdot z$

$$M_{ep.ip.Rd} = 26.66 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søyleflens i bøyning:

$M_{fc.ip.Rd} := \min(F_{t1.fc.Rd}, F_{ta.fc.Rd}) \cdot z$

$$M_{fc.ip.Rd} = 40.74 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søylesteg i skjær:

$M_{wp.ip.Rd} := V_{wp.ip.Rd} \cdot z$

$$M_{wp.ip.Rd} = 67.56 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søylesteg utsatt for tverrgående trykk:

$M_{c.wc.ip.Rd} := F_{c.wc.ip.Rd} \cdot z$

$$M_{c.wc.ip.Rd} = 72.65 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søylesteg utsatt for tversgående strekk:

$M_{t.wc.ip.Rd} := F_{t.wc.ip.Rd} \cdot z$

$$M_{t.wc.ip.Rd} = 72.79 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Bjelkeflens og -steg i trykk:

$M_{c.fb.ip.Rd} := F_{c.fb.ip.Rd} \cdot z$

$$M_{c.fb.ip.Rd} = 181.85 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ut-av-planet:

Endeplate i bøyning:

$M_{ep.op.Rd} := \min(F_{t1.ep.Rd}, F_{ta.ep.Rd}) \cdot y$

$$M_{ep.op.Rd} = 15.97 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søyleflens i bøyning:

$M_{l.fc.op.Rd} := \min(F_{t1.fc.Rd}, F_{ta.fc.Rd}) \cdot y$

$$M_{l.fc.op.Rd} = 24.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Bjelkeflens i trykk:

$M_{c.fb.op.Rd} := F_{c.fb.op.Rd} \cdot y$

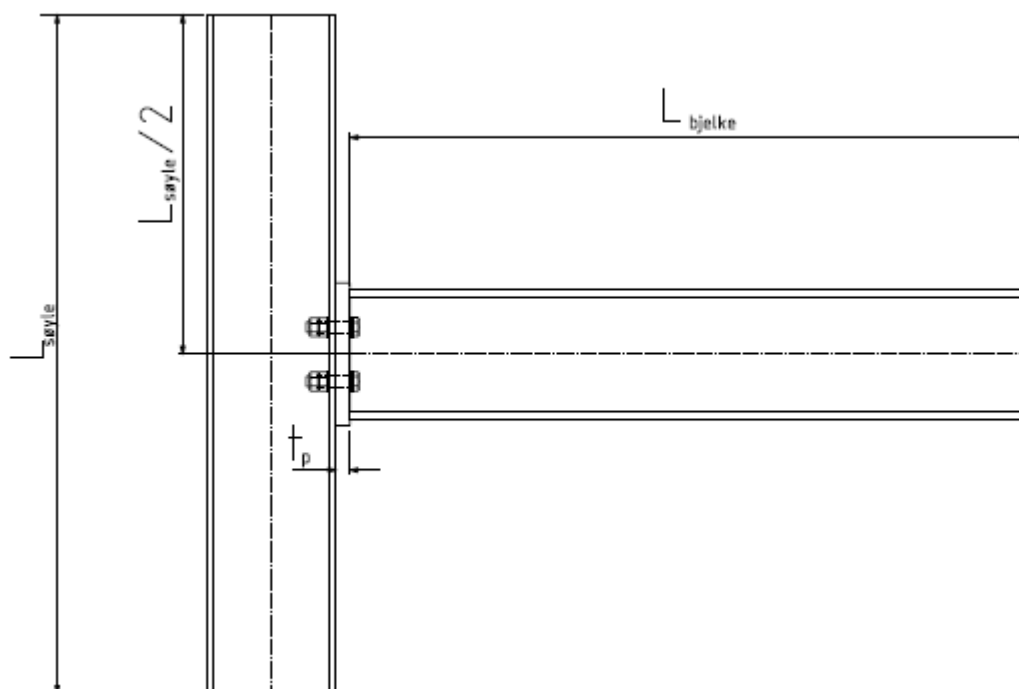
$$M_{c.fb.op.Rd} = 94.08 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Som en ser har de komponentene som er blitt beregnet uten avstivere relativt høy kapasitet sammenliknet med de som er regnet med avstivere, dette medfører at det for kapasitetens skyld ikke er nødvendig å inkludere avstiverne for disse komponentene. Men hvis man skal se på rotasjonsstivhet kan dette bli nødvendig.

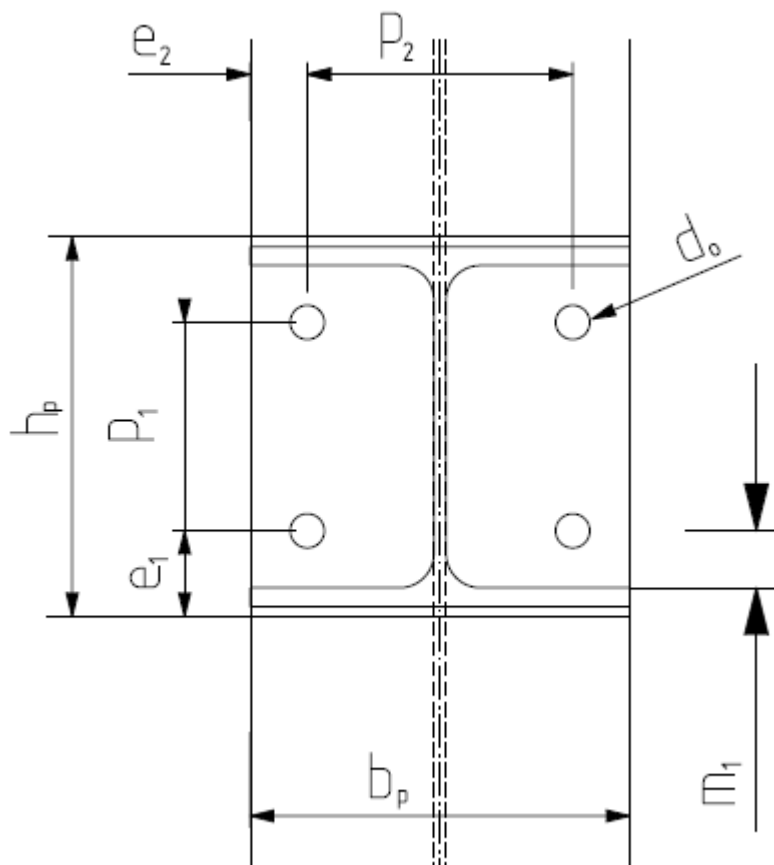
Kapasitetsberegning av boltet søyle-bjelkeknutepunkt utsatt for moment om både bjelkens sterke og svake akse.

Uavstivet søyle med innvendige bolter:

Beregningene er basert på NS-EN 1993-1-1+NA:2009 og NS-EN 1993-1-8+NA:2009.



Figur A.1 Hele konstruksjonen



Figur A.2 Endeplateforbindelsen

Antagelser:

Figur A.1 og A.2 viser geometrien på konstruksjonen. Lastene F_x og F_y påføres ytterst til høyre på bjelken, disse er tenkt at de treffer i bjelkens sentralakse.

Det er antatt at bjelken er sveist fast til endeplata med full gjennombrenning.

Endeplata er så boltet med fire bolter (2 bolterader) til søylens flens midt på søylens lengde, $L_{søyle}$.

Innspenningene i søylenbunnen er mot translasjon i alle tre retninger og rotasjon om sentralaksen.

Innspenningene i søyletoppen er mot translasjon i de to retningene i horisontalplanet og mot rotasjon om sentralaksen.

Input parametre:

Materialfaktorer:

$$\gamma_{M0} := 1.00$$

$$\gamma_{M1} := 1.00$$

$$\gamma_{M2} := 1.00$$

Fasthetsverdier:

Flytegrense konstruksjonsstål:

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bruddgrense konstruksjonsstål:

$$f_u := 510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bruddforlengelse konstruksjonsstål:

$$\varepsilon_{\text{nom}} := 0.15$$

Faktor avhengig av flytegrensen:

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_y}}$$

$$\varepsilon = 0.81$$

Flytegrense bolter:

$$f_{y,b} := 640 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bruddgrense bolter:

$$f_{u,b} := 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bruddforlengelse bolter:

$$\xi_{\text{nom},b} := 0.12$$

Elastisitetsmodul:

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Geometri:

Ref. Figur A.1 og A.2 for parametere.

Lengde søyle:	$L_{\text{søyle}} := 1000\text{mm}$
Lengde bjelke:	$L_{\text{bjelke}} := 1000\text{mm}$
Tykkelse plate:	$t_p := 10\text{mm}$
Høyde plate:	$h_p := 230\text{mm}$
Bredde plate:	$b_p := 200\text{mm}$
Avstand platekant til bolterad (normalt på bjelkesteg):	$e_1 := 70\text{mm}$
Avstand platekant til bolterad (parallelt med bjelkesteg):	$e_2 := 45\text{mm}$

Avstand mellom bolterader:	$p_1 := h_p - 2 \cdot e_1$ $p_1 = 90\text{-mm}$
Avstand mellom boltelinjer:	$p_2 := b_p - 2 \cdot e_2$ $p_2 = 110\text{-mm}$
Boltehull:	$d_0 := 22\text{mm}$

Søyle har følgende profil:**HE200B:**

Hentet fra Section, versjon 4.7:

Høyde:	$h_c := 200\text{mm}$
Bredde:	$b_c := 200\text{mm}$
Tykkelse steg:	$t_{w,c} := 9\text{-mm}$
Tykkelse flens:	$t_{f,c} := 15\text{mm}$
Radius:	$r_c := 18\text{mm}$
Høyde knekkzone steg:	$d_{w,c} := h_c - 2 \cdot r_c - 2 \cdot t_{f,c}$ $d_{w,c} = 134\text{-mm}$
Avstand boltehull til flenskant:	$e_c := 30\text{mm}$
Tverrsnittsareal:	$A_c := 7808\text{-mm}^2$
Stegets skjærareal (EC3. 1-1):	$A_{vc} := A_c - 2 \cdot b_c \cdot t_{f,c} + (t_{w,c} + 2 \cdot r_c) t_{f,c}$ $A_{vc} = 2483\text{-mm}^2$

Bjelke har følgende profil:**HE200B:**

Hentet fra Section, versjon 4.7:

Høyde:

$$h_b := 200\text{mm}$$

Bredde:

$$b_b := 200\text{mm}$$

Tykkelse steg:

$$t_{w,b} := 9\text{mm}$$

Tykkelse flens:

$$t_{f,b} := 15\text{mm}$$

Radius:

$$r_b := 18\text{mm}$$

Høyde knekkzone steg:

$$d_{w,b} := h_b - 2 \cdot r_b - 2 \cdot t_{f,b}$$

$$d_{w,b} = 134 \cdot \text{mm}$$

Avstand boltehull til flenskant:

$$e_b := 45\text{mm}$$

Tverrsnittsareal:

$$A_b := 7808 \cdot \text{mm}^2$$

Tverrsnittsparemetere HE200B:

Hentet fra Section, versjon 4.7:

Elastisk motstandsmoment i-planet (sterk akse):

$$W_{el,ip} := 5.696 \cdot 10^5 \text{mm}^3$$

Plastisk motstandsmoment i-planet (sterk akse):

$$W_{pl,ip} := 6.425 \cdot 10^5 \text{mm}^3$$

Tregghetsmoment i-planet (sterk akse):

$$I_{ip} := 5.696 \cdot 10^7 \text{mm}^4$$

Elastisk motstandsmoment ut-av-planet (svak akse):

$$W_{el,op} := 2.003 \cdot 10^5 \text{mm}^3$$

Plastisk motstandsmoment ut-av-planet (svak akse):

$$W_{pl,op} := 3.058 \cdot 10^5 \text{mm}^3$$

Tregghetsmoment ut-av-planet (svak akse):

$$I_{op} := 2.003 \cdot 10^7 \text{mm}^4$$

Skjærareal i-planet(EC3. 1-1):

$$A_{ip} := A_{vc} \quad A_{ip} = 2483 \cdot \text{mm}^2$$

Skjærareal ut-av-planet:

$$A_{op} := 6000 \text{mm}^2$$

Geometri bolter M20:

Diameter:

$$d := 20\text{mm}$$

Spenningsareal:

$$A_s := 245 \text{mm}^2$$

Hodehøyde bolt:

$$k_{bolt} := 13\text{mm}$$

Tykkelse skiver:

$$t_{skive} := 3\text{mm}$$

Diameter hode/mutter:

$$d_m := 30\text{mm}$$

Høyde mutter:

$$m_{mutter} := 16\text{mm}$$

Klemmlengde: $l_b := t_p + t_{f,c} + 2 \cdot t_{skive} + 0.5(k_{bolt} + m_{mutter})$ $l_b = 45.5 \cdot \text{mm}$

Antall bolter som tar skjær:

$$n_{\text{skjær}} := 4$$

Antall bolter som tar opp strekk grunnet moment i-planet:

$$n_{\text{ip}} := 2$$

Antall bolter som tar opp strekk grunnet moment ut-av-planet:

$$n_{\text{op}} := 2$$

Momentarm knutepunkt:

Sterk akse:

Momentarmen i knutepunktet går fra den øverste bolteraden, som er utsatt for strekk, og senter av den nederste bjelkeflensen, som er utsatt for trykk.

Momentarm:

$$z := \frac{(h_b + p_2 - t_{f,b})}{2}$$

$$z = 147.5 \text{ mm}$$

Svak akse:

Momentarmen om svak akse i knutepunktet settes lik y gitt i kapitell 3.5.1 i oppgaven. Dette er ikke tatt med i Eurocoden og er hentet fra Ref.\16\.

Momentarm:

$$y := \frac{b_b + 3p_2}{6}$$

$$y = 88.33 \text{ mm}$$

Krefter og momenter:

Påført kraft i-planet (langs bjelkeflensen): $V_{ip.Ed} := 10\text{kN}$

Påført kraft ut-av-planet: (langs bjelkesteget): $V_{op.Ed} := 10\text{kN}$

I-planet moment (moment om bjelkens sterke akse ved søyleflensen (i knutepunktet)):

$$M_{ip.Ed} := V_{ip.Ed} \cdot (L_{bjelke} + t_p)$$

$$M_{ip.Ed} = 10.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ut-av-planet moment (moment om bjelkens svake akse ved søyleflensen (i knutepunktet)):

$$M_{op.Ed} := V_{op.Ed} \cdot (L_{bjelke} + t_p)$$

$$M_{op.Ed} = 10.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Torsjonsmoment om søylens sentralakse:

$$T_{søyle.Ed} := V_{op.Ed} \cdot \left(L_{bjelke} + t_p + \frac{h_c}{2} \right)$$

$$T_{søyle.Ed} = 11.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Maksimal langsgående spenninger i søylesteget:

$$\sigma_{com.Ed} := \frac{V_{ip.Ed}}{A_c} + \frac{M_{ip.Ed}}{I_{ip}} \cdot \left(\frac{h_c}{2} - t_{f.c} - r_c \right)$$

$$\sigma_{com.Ed} = 13.16 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ut-av-planet strekk i knutepunktet:

$$F_{t.op.Ed} := \frac{M_{op.Ed}}{y} \quad F_{t.op.Ed} = 114.34 \cdot \text{kN}$$

I-planet strekk i knutepunktet:

$$F_{t.ip.Ed} := \frac{M_{ip.Ed}}{z} \quad F_{t.ip.Ed} = 68.47 \cdot \text{kN}$$

Beregninger:

Tverrsnittsklasse HE200B:

Steg:

Høyde:

$$c := h_c - 2 \cdot r_c - 2 \cdot t_{f,c}$$

Tykkelse:

$$c = 134 \cdot \text{mm}$$

$$t_w := t_{w,c}$$

$$t_w = 9 \cdot \text{mm}$$

Sjekk av tverrsnittsklasse steg:

$$\text{Sjekk}_1 := \begin{cases} \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 1"} & \text{if } \frac{c}{t_w} \leq 33\epsilon \\ \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 2"} & \text{if } 33\epsilon < \frac{c}{t_w} \leq 38\epsilon \\ \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 3"} & \text{if } 38\epsilon < \frac{c}{t_w} \leq 42\epsilon \\ \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 4"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Sjekk}_1 = \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 1"}$$

Flens:

Utstikkene del:

$$C := \frac{b_c}{2} - r_c - \frac{t_{w,c}}{2}$$

$$C = 77.5 \cdot \text{mm}$$

Tykkelse:

$$t_f := t_{f,c}$$

$$t_f = 15 \cdot \text{mm}$$

Sjekk av tverrsnittsklasse flens:

$$\text{Sjekk}_2 := \begin{cases} \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 1"} & \text{if } \frac{C}{t_f} \leq 9\epsilon \\ \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 2"} & \text{if } 9\epsilon < \frac{C}{t_f} \leq 10\epsilon \\ \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 3"} & \text{if } 10\epsilon < \frac{C}{t_f} \leq 14\epsilon \\ \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 4"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Sjekk}_2 = \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 1"}$$

For å være på den konservative siden er det valgt å sjekke tverrsnittsklasser for deler som er utsatt for trykk.

Kapasitet HE200B:**Bøyning:**

Dimensjonerende kapasitet mot bøyning i-planer:

$$M_{c.ip.Rd} := W_{pl.ip} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{c.ip.Rd} = 228.09 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet mot bøyning ut-av-planer:

$$M_{c.op.Rd} := W_{pl.op} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{c.op.Rd} = 108.56 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Skjær:

Dimensjonerende kapasitet mot skjær i-planer:

$$V_{c.ip.Rd} := \frac{A_{ip} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{c.ip.Rd} = 508.91 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet mot skjær ut-av-planer:

$$V_{c.op.Rd} := \frac{A_{op} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{c.op.Rd} = 1229.76 \cdot \text{kN}$$

Aksiallast:

Dimensjonerende kapasitet mot aksiallast:

$$N_{c.Rd} := \frac{A_c \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{c.Rd} = 2771.84 \cdot \text{kN}$$

Det er ikke tatt hensyn til knekking pga av kort søyle og innspenning. I tillegg er dette ikke interessant for oppgaven.

Torsjon:

Dimensjonerende kapasitet mot torsjon (ihht stålkonstruksjoner, Profiler og tabeller se også kap. 2.2.1.5 i oppgaven):

$$T_{op.Rd} := \frac{4b_c^2 \cdot t_f \cdot c \cdot f_y}{6 \cdot L_{søyle} \gamma_{M0}} \cdot (h_c - t_f)$$

$$T_{op.Rd} = 26.27 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse bjelke:

$$\text{Skjær: } S_{jekk_3} := \begin{cases} \text{"reduser i-planet momentkapasitet for skjær"} & \text{if } \frac{V_{ip.Ed}}{V_{c.ip.Rd}} \geq 0.5 \\ \text{"ikke reduser i-planet momentkapasitet for skjær"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$S_{jekk_3} = \text{"ikke reduser i-planet momentkapasitet for skjær"}$$

$$S_{jekk_4} := \begin{cases} \text{"reduser ut-av-planet momentkapasitet for skjær"} & \text{if } \frac{V_{op.Ed}}{V_{c.op.Rd}} \geq 0.5 \\ \text{"ikke reduser ut-av-planet momentkapasitet for skjær"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$S_{jekk_4} = \text{"ikke reduser ut-av-planet momentkapasitet for skjær"}$$

$$UF_1 := \frac{M_{ip.Ed}}{M_{c.ip.Rd}} + \frac{M_{op.Ed}}{M_{c.ip.Rd}} \qquad UF_1 = 0.09$$

Utnyttelse søyle:

$$UF_2 := \frac{M_{ip.Ed}}{M_{c.ip.Rd}} + \frac{V_{ip.Ed}}{N_{c.Rd}} + \frac{M_{op.Ed}}{T_{op.Rd}} \qquad UF_2 = 0.43$$

Plassering bolter:**Sjekk av hullplassering:**

$$S_{jekk_5} := \begin{cases} \text{"For liten kantavstand parallelt med bolterad"} & \text{if } e_1 < 1.2d_0 \\ \text{"OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \qquad S_{jekk_5} = \text{"OK!"}$$

$$S_{jekk_6} := \begin{cases} \text{"For liten kantavstand parallelt med bjelkesteget"} & \text{if } e_2 < 1.2 \cdot d_0 \\ \text{"OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \qquad S_{jekk_6} = \text{"OK!"}$$

$$S_{jekk_7} := \begin{cases} \text{"For liten avstand mellom bolteradene"} & \text{if } p_1 < 2.2d_0 \\ \text{"OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \qquad S_{jekk_7} = \text{"OK!"}$$

$$S_{jekk_8} := \begin{cases} \text{"For liten avstand mellom boltene i samme bolterad"} & \text{if } p_2 < 2.2d_0 \\ \text{"OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \qquad S_{jekk_8} = \text{"OK!"}$$

Det er bare nødvendig å sjekke maksimal avstand mellom bolter når bjelken eller søylen er utsatt for høye aksiale laster, dette for å unngå korrosjon og lokal knekking.

Kapasitetsberegninger knutepunkt:**Bolter:**

Antar elastisk fordeling av krafter ved beregning av bolter, lokking, hullkantrykk og utrivning.

Bolter i strekk:

$$\text{Strekkkapasitet per bolt: } F_{t,Rd} := \frac{0.9 \cdot f_{u,b} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad F_{t,Rd} = 176.4 \text{ kN}$$

Bolter i skjær:

$$\text{Skjærkapasitet per bolt: } F_{v,Rd} := \frac{0.6 \cdot f_{u,b} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad F_{v,Rd} = 117.6 \text{ kN}$$

Kombinert skjær og strekk i bolt:**I-planet:**

$$UF_3 := \frac{V_{ip,Ed}}{n_{skjær} \cdot F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,ip,Ed}}{n_{ip} \cdot 1.4 F_{t,Rd}} \quad UF_3 = 0.16$$

Ut-av-planet:

$$UF_4 := \frac{V_{op,Ed}}{n_{skjær} \cdot F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,op,Ed}}{n_{op} \cdot 1.4 F_{t,Rd}} \quad UF_4 = 0.25$$

Total utnyttelse bolter:

$$UF_5 := UF_3 + UF_4 \quad UF_5 = 0.41$$

Lokking:

$$\text{Skjærkapasitet mot lokking per bolt: } B_{p,Rd} := 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$B_{p,Rd} = 288.4 \text{ kN}$$

I-planet:

$$UF_6 := \frac{F_{t,ip,Ed}}{B_{p,Rd}} \quad UF_6 = 0.24$$

Ut-av-planet:

$$UF_7 := \frac{F_{t,op,Ed}}{B_{p,Rd}} \quad UF_7 = 0.4$$

Total utnyttelse lokking:

$$UF_8 := UF_6 + UF_7 \quad UF_8 = 0.63$$

**Utrivning og Hullkantrykk:
I-planet:**

Faktor, $\alpha_{b.ip}$: $\alpha_{b.ip} := \min\left(\frac{f_{u.b}}{f_u}, 1, \frac{e_1}{3d_0}\right)$ $\alpha_{b.ip} = 1$

Faktor, $k_{1.ip}$: $k_{1.ip} := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right)$ $k_{1.ip} = 2.5$

Bærekapasitet per bolt i-planet::

$$F_{b.ip.Rd} := \frac{(k_{1.ip} \cdot \alpha_{b.ip} \cdot f_u \cdot d \cdot t_p)}{\gamma_{M2}} \quad F_{b.ip.Rd} = 255 \cdot \text{kN}$$

Utnyttelse: $UF_9 := \frac{V_{ip.Ed}}{F_{b.ip.Rd}}$ $UF_9 = 0.04$

Ut-av-planet:

Faktor, $\alpha_{b.op}$: $\alpha_{b.op} := \min\left(\frac{f_{u.b}}{f_u}, 1, \frac{e_2}{3d_0}\right)$ $\alpha_{b.op} = 0.68$

Faktor, $k_{1.op}$: $k_{1.op} := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_1}{d_0} - 1.7, 2.5\right)$ $k_{1.op} = 2.5$

Bærekapasitet per bolt ut-av-planet::

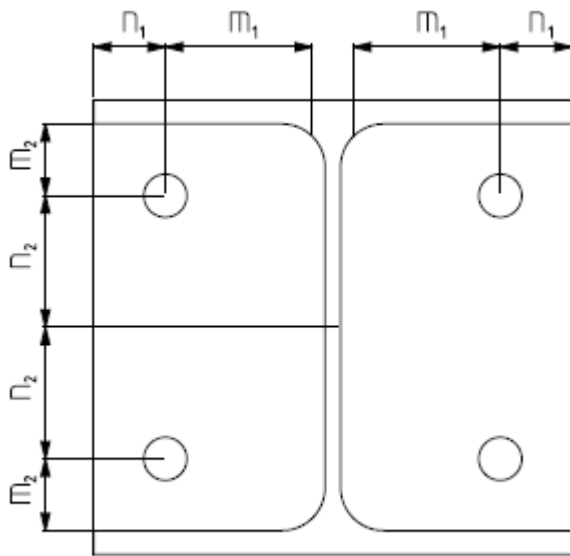
$$F_{b.op.Rd} := \frac{(k_{1.op} \cdot \alpha_{b.op} \cdot f_u \cdot d \cdot t_p)}{\gamma_{M2}} \quad F_{b.op.Rd} = 173.86 \cdot \text{kN}$$

Utnyttelse: $UF_{10} := \frac{V_{op.Ed}}{F_{b.op.Rd}}$ $UF_{10} = 0.04$

Total utnyttelse hullkantrykk og utrivning:

$$UF_{11} := UF_9 + UF_{10} \quad UF_{11} = 0.08$$

Plassering av m og n ved ekvivalent T-stub:



Figur A.3 Plassering av m og n ved ekvivalent T-stub

$$m_{1,c} := -0.8r_c + \frac{p_2 - t_{w,c}}{2}$$

$$m_{1,c} = 36.1 \cdot \text{mm} \text{ Gjelder søylen}$$

$$m_{1,ep} := \frac{p_2 - t_{w,b}}{2}$$

$$m_{1,ep} = 50.5 \cdot \text{mm} \text{ Gjelder endeplaten}$$

$$n_1 := \min(e_2, 1.25m_{1,c})$$

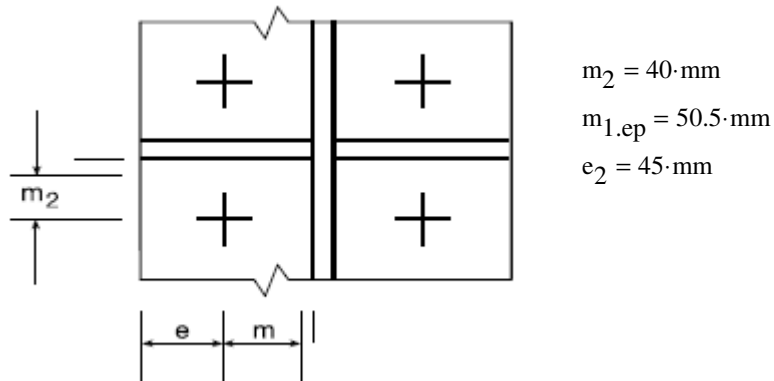
$$n_1 = 45 \cdot \text{mm}$$

$$m_2 := \frac{h_b - p_1 - 2 \cdot t_{f,b}}{2}$$

$$m_2 = 40 \cdot \text{mm}$$

$$n_2 := \frac{p_1}{2}$$

Endeplate i bøyning (innvendige bolter):



Figur A.4 Plassering av bolter

e kalles e_2 pga at e er det naturlige tallet og dette er lagt inn med verdi i mathcad.

For flytelinjemønstrene ved ut-av-planet moment under er det valgt å benytte geometriparametrene gitt i kapittel 3.5.4 i oppgaven. For i-planet moment er flytelinjemønstrene gitt i Tabell 6.6 i NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 benyttet.

Benytter fig. 6.11 i EC.3 1-8 for å bestemme α .

$$\lambda_1 := \frac{m_{1,ep}}{m_{1,ep} + e_2} \quad \lambda_1 = 0.53$$

$$\lambda_2 := \frac{m_2}{m_{1,ep} + e_2} \quad \lambda_2 = 0.42$$

$\alpha := 5.7$ Lest ut fra graf i fig. 6.11 EC.3 1-8.

Ut-av-planet moment:

Effektive lengder på flytelinjene:

Sirkulært mønster:
$$l_{\text{eff.cp.op.ep}} := \min(2\pi \cdot m_{1.ep}, \pi \cdot m_{1.ep} + e_2)$$
$$l_{\text{eff.cp.op.ep}} = 203.65 \cdot \text{mm}$$

Ikke sirkulært mønster:
$$l_{\text{eff.nc.op.ep}} := \min[4m_{1.ep} + 1.25e_2, (2 \cdot m_{1.ep} + 0.625 \cdot e_2 + p_1)]$$
$$l_{\text{eff.nc.op.ep}} = 219.12 \cdot \text{mm}$$

Mode 1:
$$l_{\text{eff.1.op.ep}} := \min(l_{\text{eff.nc.op.ep}}, l_{\text{eff.cp.op.ep}})$$
$$l_{\text{eff.1.op.ep}} = 203.65 \cdot \text{mm}$$

Mode 2:
$$l_{\text{eff.2.op.ep}} := l_{\text{eff.nc.op.ep}} \quad l_{\text{eff.2.op.ep}} = 219.12 \cdot \text{mm}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 1:
$$M_{\text{pl.1.Rd.op.ep}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.1.op.ep}} \cdot t_p^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$
$$M_{\text{pl.1.Rd.op.ep}} = 1.81 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 2:
$$M_{\text{pl.2.Rd.op.ep}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.2.op.ep}} \cdot t_p^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$
$$M_{\text{pl.2.Rd.op.ep}} = 1.94 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 1 ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.1.Rd.op.ep} := \frac{4 \cdot M_{pl.1.Rd.op.ep}}{m_2} \quad F_{T.1.Rd.op.ep} = 180.74 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 2 ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.2.Rd.op.ep} := \frac{2 \cdot M_{pl.2.Rd.op.ep} + n_2 \cdot n_{op} \cdot F_{t.Rd}}{m_2 + n_2} \quad F_{T.2.Rd.op.ep} = 232.53 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 3 ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.3.Rd.op.ep} := n_{op} \cdot F_{t.Rd} \quad F_{T.3.Rd.op.ep} = 352.8 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.Rd.op.ep} := \min(F_{T.1.Rd.op.ep}, F_{T.2.Rd.op.ep}, F_{T.3.Rd.op.ep}) \quad F_{T.Rd.op.ep} = 180.74 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende strekkapasitet boltelinje a ved endeplate utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment:

$$F_{ta.ep.Rd} := F_{T.Rd.op.ep}$$

$$F_{ta.ep.Rd} = 180.74 \cdot \text{kN}$$

I-planet moment:

Effektive lengder på flytelinjene:

Sirkulært mønster: $l_{\text{eff.cp.ip.ep}} := 2\pi \cdot m_{1.ep}$

$$l_{\text{eff.cp.ip.ep}} = 317.3 \cdot \text{mm}$$

Ikke sirkulært mønster:

$$l_{\text{eff.nc.ip.ep}} := \alpha \cdot m_{1.ep}$$

$$l_{\text{eff.nc.ip.ep}} = 287.85 \cdot \text{mm}$$

Mode 1: $l_{\text{eff.1.ip.ep}} := \min(l_{\text{eff.nc.ip.ep}}, l_{\text{eff.cp.ip.ep}})$

$$l_{\text{eff.1.ip.ep}} = 287.85 \cdot \text{mm}$$

Mode 2: $l_{\text{eff.2.ip.ep}} := l_{\text{eff.nc.ip.ep}}$

$$l_{\text{eff.2.ip.ep}} = 287.85 \cdot \text{mm}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 1: $M_{\text{pl.1.Rd.ip.ep}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.1.ip.ep}} \cdot t_p^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$$M_{\text{pl.1.Rd.ip.ep}} = 2.55 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 2: $M_{\text{pl.2.Rd.ip.ep}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.2.ip.ep}} \cdot t_p^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$$M_{\text{pl.2.Rd.ip.ep}} = 2.55 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 1 og metode 1 ved i-planet moment:

$$F_{\text{T.1.Rd.ip.ep}} := \frac{4 \cdot M_{\text{pl.1.Rd.ip.ep}}}{m_{1.ep}} \quad F_{\text{T.1.Rd.ip.ep}} = 202.35 \cdot \text{kN}$$

Metode 2 er ikke benyttet da det ikke er modellert med skive i Abaqus.

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 2 ved i-planet moment:

$$F_{T.2.Rd.ip.ep} := \frac{2 \cdot M_{pl.2.Rd.ip.ep} + n_1 \cdot n_{ip} \cdot F_{t.Rd}}{m_{1.ep} + n_1}$$

$$F_{T.2.Rd.ip.ep} = 219.74 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 3 ved i-planet moment:

$$F_{T.3.Rd.ip.ep} := n_{ip} \cdot F_{t.Rd}$$

$$F_{T.3.Rd.ip.ep} = 352.8 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning ved i-planet moment:

$$F_{T.Rd.ip.ep} := \min(F_{T.1.Rd.ip.ep}, F_{T.2.Rd.ip.ep}, F_{T.3.Rd.ip.ep})$$

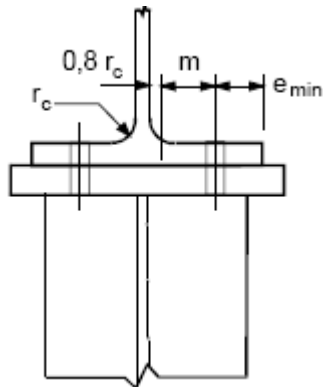
$$F_{T.Rd.ip.ep} = 202.35 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende strekkapasitet bolterad 1 ved endeplate utsatt for bøyning ved i-planet moment:

$$F_{t1.ep.Rd} := F_{T.Rd.ip.ep}$$

$$F_{t1.ep.Rd} = 202.35 \cdot \text{kN}$$

Søyleflens i bøyning (uavstivet søyle):



$$m_{1,c} = 36.1 \cdot \text{mm}$$

$$n_1 = 45 \cdot \text{mm}$$

Figur A.5 Søyleflens i bøyning.

Benytter $m_{1,c}$ isteden for m , da m i mathcad er meter. Ved å benytte m som en konstant blir det kluss med beregningene.

Ut-av-planet moment:

Effektive lengder på flytelinjene:

Sirkulært mønster:
$$l_{\text{eff.cp.op.fc}} := \min(2\pi \cdot m_{1,c}, \pi \cdot m_{1,c} + e_2)$$
$$l_{\text{eff.cp.op.fc}} = 158.41 \cdot \text{mm}$$

Ikke sirkulært mønster:
$$l_{\text{eff.nc.op.fc}} := \min(2m_{1,c} + 0.625e_2 + p_1, 4m_{1,c} + 1.25e_2)$$
$$l_{\text{eff.nc.op.fc}} = 190.32 \cdot \text{mm}$$

Mode 1:
$$l_{\text{eff.1.op.fc}} := \min(l_{\text{eff.nc.op.fc}}, l_{\text{eff.cp.op.fc}})$$
$$l_{\text{eff.1.op.fc}} = 158.41 \cdot \text{mm}$$

Mode 2:
$$l_{\text{eff.2.op.fc}} := l_{\text{eff.nc.op.fc}} \quad l_{\text{eff.2.op.fc}} = 190.32 \cdot \text{mm}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 1:
$$M_{\text{pl.1.Rd.op.fc}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.1.op.fc}} \cdot t_{f,c} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{\text{pl.1.Rd.op.fc}} = 3.16 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 2:

$$M_{pl.2.Rd.op.fc} := 0.25 \cdot I_{eff.2.op.fc} \cdot f_{fc} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl.2.Rd.op.fc} = 3.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 1 ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.1.Rd.op.fc} := \frac{4 \cdot M_{pl.1.Rd.op.fc}}{m_2} \quad F_{T.1.Rd.op.fc} = 316.33 \cdot \text{kN}$$

Vanskelig å bevise mode 1 og metode 2, benytter derfor bare metode 1.

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 2 ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.2.Rd.op.fc} := \frac{2 \cdot M_{pl.2.Rd.op.fc} + n_2 \cdot n_{op} \cdot F_{t.Rd}}{m_2 + n_2}$$
$$F_{T.2.Rd.op.fc} = 276.2 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 3 ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.3.Rd.op.fc} := n_{op} \cdot F_{t.Rd} \quad F_{T.3.Rd.op.fc} = 352.8 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.Rd.op.fc} := \min(F_{T.1.Rd.op.fc}, F_{T.2.Rd.op.fc}, F_{T.3.Rd.op.fc})$$
$$F_{T.Rd.op.fc} = 276.2 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende strekkapasitet boltelinje a ved søyleflens utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment:

$$F_{ta.fc.Rd} := F_{T.Rd.op.fc}$$

$$F_{ta.fc.Rd} = 276.2 \cdot \text{kN}$$

I-planet moment (indre boltrad):

Effektive lengder på flytelinjene:

Sirkulært mønster: $l_{\text{eff.cp.ip.fc}} := \min(2\pi \cdot m_{1,c})$
 $l_{\text{eff.cp.ip.fc}} = 226.82 \cdot \text{mm}$

Ikke sirkulært mønster:

$$l_{\text{eff.nc.ip.fc}} := \min(4m_{1,c} + 1.25e_2)$$
$$l_{\text{eff.nc.ip.fc}} = 200.65 \cdot \text{mm}$$

Mode 1: $l_{\text{eff.1.ip.fc}} := \min(l_{\text{eff.nc.ip.fc}}, l_{\text{eff.cp.ip.fc}})$
 $l_{\text{eff.1.ip.fc}} = 200.65 \cdot \text{mm}$

Mode 2: $l_{\text{eff.2.ip.fc}} := l_{\text{eff.nc.ip.fc}}$ $l_{\text{eff.2.ip.fc}} = 200.65 \cdot \text{mm}$

Plastisk momentkapasitet Mode 1: $M_{\text{pl.1.Rd.ip.fc}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.1.ip.fc}} \cdot t_{f,c}^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$$M_{\text{pl.1.Rd.ip.fc}} = 4.01 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 2: $M_{\text{pl.2.Rd.ip.fc}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.2.ip.fc}} \cdot t_{f,c}^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$$M_{\text{pl.2.Rd.ip.fc}} = 4.01 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 1 ved i-planet moment:

$$F_{T.1.Rd.ip.fc} := \frac{4 \cdot M_{\text{pl.1.Rd.ip.fc}}}{m_{1,c}} \quad F_{T.1.Rd.ip.fc} = 443.96 \cdot \text{kN}$$

Metode 2 er ikke benyttet da det ikke er modellert med skive i Abaqus.

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 2 ved i-planer moment:

$$F_{T.2.Rd.ip.fc} := \frac{2 \cdot M_{p1.2.Rd.ip.fc} + n_1 \cdot n_{ip} \cdot F_{t.Rd}}{m_{1.c} + n_1} \quad F_{T.2.Rd.ip.fc} = 294.57 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 3 ved i-planer moment:

$$F_{T.3.Rd.ip.fc} := n_{ip} \cdot F_{t.Rd} \quad F_{T.3.Rd.ip.fc} = 352.8 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning ved i-planer moment:

$$F_{T.Rd.ip.fc} := \min(F_{T.1.Rd.ip.fc}, F_{T.2.Rd.ip.fc}, F_{T.3.Rd.ip.fc})$$
$$F_{T.Rd.ip.fc} = 294.57 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende strekkapasitet bolterad 1 ved søyleflens utsatt for bøyning:

$$F_{t1.fc.Rd} := F_{T.Rd.ip.fc}$$

$$F_{t1.fc.Rd} = 294.57 \cdot \text{kN}$$

Søylesteg i skjær:

Sjekk av slankhetskrav:

$$Sjekk_9 := \begin{cases} \text{"Slankhetskrav tilfredstilt"} & \text{if } \frac{d_{w.c}}{t_{w.c}} \leq 69 \cdot \varepsilon \\ \text{"Slankhetskrav ikke tilfredstilt"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Sjekk_9 = \text{"Slankhetskrav tilfredstilt"}$$

Dimensjonerende skjærkapasitet av søylesteget:

$$V_{wp.ip.Rd} := \frac{0.9 \cdot f_y \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$V_{wp.ip.Rd} = 458.02 \cdot \text{kN}$$

Søylesteg utsatt for tverrgående trykk:

Transformasjonsparameter: $\beta := 1$

Utbredelse 45° gjennom endeplaten $s_p := 2t_p$ $s_p = 20 \cdot \text{mm}$

a mål (full gjennombrenning): $a_p := 0 \text{mm}$ $a_p = 0 \cdot \text{mm}$

For valsede H-profiler: $s := r_c$ $s = 18 \cdot \text{mm}$

Effektiv bredde av søylesteget i trykk: $b_{\text{eff.c.wc}} := t_{f,b} + 2\sqrt{2} \cdot a_p + 5(t_{f,c} + s) + s_p$

$$b_{\text{eff.c.wc}} = 200 \cdot \text{mm}$$

Reduksjonsfaktor for mulige interaksjoner av skjær:

$$\omega := \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \left(b_{\text{eff.c.wc}} \cdot \frac{t_{w,c}}{A_{vc}} \right)^2}}$$

$$\omega = 0.77$$

Reduksjonsfaktor for maksimale langsgående spenninger i søylesteget:

$$k_{wc} := \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{\text{com.Ed}} \leq 0.7f_y \\ 1.7 - \frac{\sigma_{\text{com.Ed}}}{f_y} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$k_{wc} = 1$$

Plateslankhet:

$$\lambda_p := 0.932 \sqrt{\frac{b_{\text{eff.c.wc}} \cdot d_{w,c} \cdot f_y}{E \cdot t_{w,c}^2}}$$

$$\lambda_p = 0.7$$

Reduksjonsfaktor for pleteknekking:

$$\rho := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_p \leq 0.72 \\ \frac{\lambda_p - 0.2}{\lambda_p^2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\rho = 1$$

Dimensjonerende kapasitet søylesteg utsatt for tversgående trykk:

$$F_{c.wc.ip.Rd} := \min \left(\frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{\text{eff.c.wc}} \cdot t_{w,c} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{\text{eff.c.wc}} \cdot t_{w,c} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \right)$$

$$F_{c.wc.ip.Rd} = 492.53 \cdot \text{kN}$$

Søylesteg utsatt for tverrgående strekk:

Effektiv bredde av søylesteget i strekk:

$$b_{\text{eff.t.wc}} := \min(2 \cdot \pi \cdot m_{1.c}, 4m_{1.c} + 1.25e_2)$$

$$b_{\text{eff.t.wc}} = 200.65 \cdot \text{mm}$$

Reduksjonsfaktor for mulig interaksjon av skjær:

$$\omega_t := \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \left(b_{\text{eff.t.wc}} \cdot \frac{t_{w.c}}{A_{vc}} \right)^2}} \quad \omega_t = 0.77$$

Dimensjonerende kapasitet søylesteg utsatt for tverrgående strekk:

$$F_{t.wc.ip.Rd} := \frac{\omega_t \cdot b_{\text{eff.t.wc}} \cdot t_{w.c} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t.wc.ip.Rd} = 493.48 \cdot \text{kN}$$

Bjelkeflens og -steg i trykk:

Ut-av-planet moment:

Faktor k:

$$k := \min\left(\frac{t_{f.c}}{t_{f.b}}, 1\right) \quad k = 1$$

Effektiv bredde:

$$b_{c.fb.\text{eff}} := \min\left[0.5t_{w.c} + r_c + 3.5k \cdot (t_{f.c} + t_p), \frac{b_b}{2}\right]$$

$$b_{c.fb.\text{eff}} = 100 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende kapasitet av bjelkeflens i trykk ved ut-av-planet moment:

$$F_{c.fb.op.Rd} := \frac{2 \cdot f_y \cdot b_{c.fb.\text{eff}} \cdot t_{f.b}}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{c.fb.op.Rd} = 1065 \cdot \text{kN}$$

I-planet moment:

Bjlkens dybde:

$$h := h_b \quad h = 200 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende kapasitet bjelkeflens og -steg i trykk ved i-planet moment:

$$F_{c.fb.ip.Rd} := \frac{M_{c.ip.Rd}}{h - t_{f.b}}$$

$$F_{c.fb.ip.Rd} = 1232.91 \cdot \text{kN}$$

Bjelkesteg i strekk:

Effektiv bredde: $b_{\text{eff.t.wb}} := \min(l_{\text{eff.1.ip.ep}}, l_{\text{eff.2.ip.ep}})$
 $b_{\text{eff.t.wb}} = 287.85 \cdot \text{mm}$

Dimensjonerende kapasitet bjelkesteg i strekk:

$$F_{\text{t.wb.ip.Rd}} := b_{\text{eff.t.wb}} \cdot t_{\text{w.b}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{\text{M0}}}$$

$$F_{\text{t.wb.ip.Rd}} = 919.68 \cdot \text{kN}$$

Søyleflens utsatt for torsjon:

Effektiv bredde på søylesteget ved torsjon av søyleflensen:

$$b_{\text{tor.fc.eff}} := p_1 + 1.73p_2$$

$$b_{\text{tor.fc.eff}} = 280.3 \cdot \text{mm}$$

Plastisk torsjonskapasitet søyleflensen inkludert plastisk momentkapasitet av søylesteget (se kap. 2.2.1.5 i oppgaven):

$$M_{\text{tor.fc.op.Rd}} := \frac{f_y \cdot b_c \cdot t_{f.c}^2 \left(1 - \frac{t_{f.c}}{3b_c} \right)}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{\text{M0}}} + \frac{f_y \cdot t_{w.c}^2 \cdot b_{\text{tor.fc.eff}}}{4 \cdot \gamma_{\text{M0}}}$$

$$M_{\text{tor.fc.op.Rd}} = 11.01 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kapasitet knutepunkt:

Strekkapasitet bolterad 1:

$$F_{t1.Rd} := \min \left(\begin{array}{l} V_{wp.ip.Rd} \\ F_{c.wc.ip.Rd} \\ F_{t.wc.ip.Rd} \\ F_{t1.fc.Rd} \\ F_{t1.ep.Rd} \\ F_{ta.fc.Rd} \\ F_{ta.ep.Rd} \\ F_{c.fb.ip.Rd} \\ F_{t.wb.ip.Rd} \end{array} \right) \quad F_{t1.Rd} = 180.74 \cdot \text{kN}$$

Strekkapasitet boltelinje a:

$$F_{ta.Rd} := \min(F_{t1.fc.Rd}, F_{t1.ep.Rd}, F_{ta.fc.Rd}, F_{ta.ep.Rd}, F_{c.fb.op.Rd}) \quad F_{ta.Rd} = 180.74 \cdot \text{kN}$$

I-planet momentkapasitet:

$$M_{ip.Rd} := F_{t1.Rd} \cdot z \quad M_{ip.Rd} = 26.66 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ut-av-planet momentkapasitet:

$$M_{op.Rd} := \min(M_{tor.fc.op.Rd}, F_{ta.Rd} \cdot y) \quad M_{op.Rd} = 11.01 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse ved i-planet moment:

$$UF_{12} := \frac{M_{ip.Ed}}{M_{ip.Rd}} \quad UF_{12} = 0.38$$

Utnyttelse ved ut av planet moment:

$$UF_{13} := \frac{M_{op.Ed}}{M_{op.Rd}} \quad UF_{13} = 0.92$$

Total utnyttelse knutepunkt:

$$UF_{14} := \frac{M_{ip.Ed}}{M_{ip.Rd}} + \frac{M_{op.Ed}}{M_{op.Rd}} \quad UF_{14} = 1.3$$

Strekkapasitet bolterad 1 ihht NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 (dvs. uten å sjekke for $F_{ta.fc.Rd}$ som er strekkapasiteten boltelinje a ved bøyning av søyleflensen ved ut-av-planet moment og $F_{ta.ep.Rd}$ som er strekkapasiteten til boltelinje a ved bøyning av endeplaten ved ut-av-planet moment).

$$F_{t1.Rd.2} := \min(V_{wp.ip.Rd}, F_{c.wc.ip.Rd}, F_{t.wc.ip.Rd}, F_{t1.fc.Rd}, F_{t1.ep.Rd}, F_{c.fb.ip.Rd}, F_{t.wb.ip.Rd})$$

$$F_{t1.Rd.2} = 202.35 \cdot \text{kN}$$

I-planet momentkapasitet ihht til NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009:

$$M_{ip.Rd.2} := F_{t1.Rd.2} \cdot z$$

$$M_{ip.Rd.2} = 29.85 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Komponentenes individuelle momentkapasitet:

I-planet:

Endeplate i bøyning:

$$M_{ep.ip.Rd} := \min(F_{t1.ep.Rd}, F_{ta.ep.Rd}) \cdot z$$

$$M_{ep.ip.Rd} = 26.66 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søyleflens i bøyning:

$$M_{fc.ip.Rd} := \min(F_{t1.fc.Rd}, F_{ta.fc.Rd}) \cdot z$$

$$M_{fc.ip.Rd} = 40.74 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søylesteg i skjær:

$$M_{wp.ip.Rd} := V_{wp.ip.Rd} \cdot z$$

$$M_{wp.ip.Rd} = 67.56 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søylesteg utsatt for tverrsgående trykk:

$$M_{c.wc.ip.Rd} := F_{c.wc.ip.Rd} \cdot z$$

$$M_{c.wc.ip.Rd} = 72.65 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søylesteg utsatt for tversgående strekk:

$$M_{t.wc.ip.Rd} := F_{t.wc.ip.Rd} \cdot z$$

$$M_{t.wc.ip.Rd} = 72.79 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Bjelkeflens og -steg i trykk:

$$M_{c.fb.ip.Rd} := F_{c.fb.ip.Rd} \cdot z$$

$$M_{c.fb.ip.Rd} = 181.85 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ut-av-planet:

Endeplate i bøyning:

$$M_{ep.op.Rd} := \min(F_{t1.ep.Rd}, F_{ta.ep.Rd}) \cdot y$$

$$M_{ep.op.Rd} = 15.97 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søyleflens i bøyning:

$$M_{1.fc.op.Rd} := \min(F_{t1.fc.Rd}, F_{ta.fc.Rd}) \cdot y$$

$$M_{1.fc.op.Rd} = 24.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Bjelkeflens i trykk:

$$M_{c.fb.op.Rd} := F_{c.fb.op.Rd} \cdot y$$

$$M_{c.fb.op.Rd} = 94.08 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

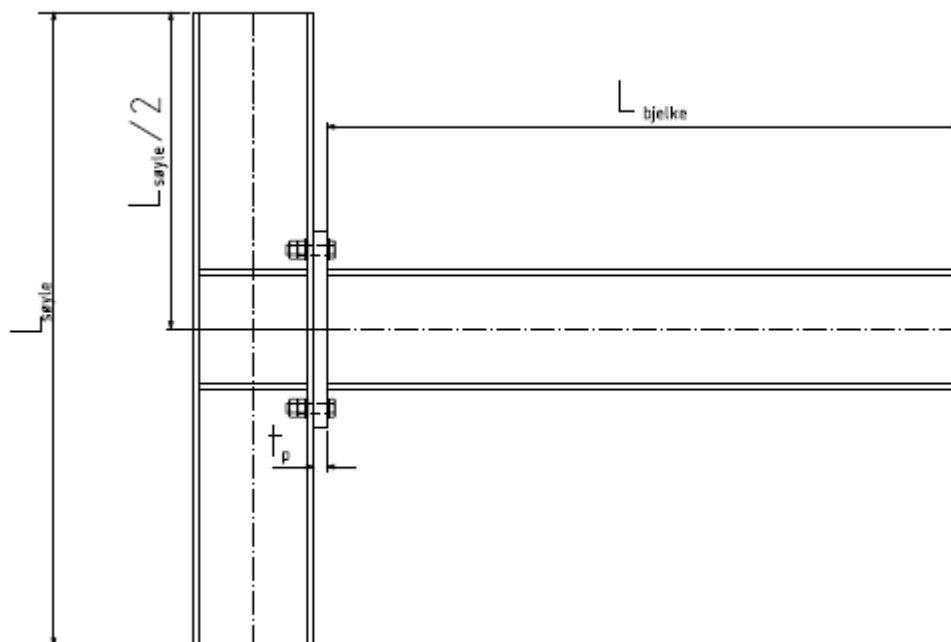
Søyleflens utsatt for torsjon:

$$M_{tor.fc.op.Rd} = 11.01 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

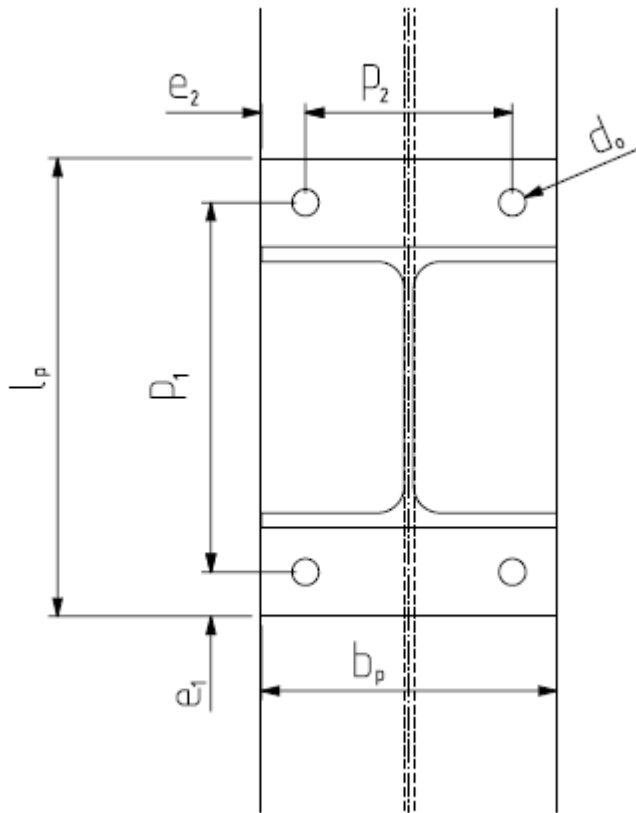
Kapasitetsberegning av boltet søyle-bjelkeknutepunkt utsatt for moment om både bjelkens sterke og svake akse.

Avstivet søyle med utvendige bolter

Beregningene er basert på NS-EN 1993-1-1+NA:2009 og NS-EN 1993-1-8+NA:2009.



Figur A.1 Hele konstruksjonen



Figur A.2 Endeplateforbindelsen

Antagelser:

Figur A.1 og A.2 viser geometrien på konstruksjonen. Lastene F_x og F_y påføres ytterst til høyre på bjelken, disse er tenkt at de treffer i bjelkens sentralakse.

Det er antatt at bjelken er sveist fast til endeplata med full gjennombrenning.

Endeplata er så boltet med fire bolter (2 bolterader) til søylens flens midt på søylens lengde, $L_{søyle}$.

Innspenningene i søylenbunnen er mot translasjon i alle tre retninger og rotasjon om sentralaksen.

Innspenningene i søyletoppen er mot translasjon i de to retningene i horisontalplanet og mot rotasjon om sentralaksen.

Stiverplatene er sveist fast til søylen med full gjennombrenning.

Input parametre:

Materialfaktorer:

$$\gamma_{M0} := 1.00$$

$$\gamma_{M1} := 1.00$$

$$\gamma_{M2} := 1.00$$

Fasthetsverdier:

Flytegrense konstruksjonsstål:

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bruddgrense konstruksjonsstål:

$$f_u := 510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bruddforlengelse konstruksjonsstål:

$$\varepsilon_{\text{nom}} := 0.15$$

Faktor avhengig av flytegrensen:

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_y}}$$

$$\varepsilon = 0.81$$

Flytegrense bolter:

$$f_{y,b} := 640 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bruddgrense bolter:

$$f_{u,b} := 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bruddforlengelse bolter:

$$\xi_{\text{nom},b} := 0.12$$

Elastisitetsmodul:

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Geometri:

Ref. Figur A.1 og A.2 for parametere.

Lengde søyle:	$L_{\text{søyle}} := 1000\text{mm}$
Lengde bjelke:	$L_{\text{bjelke}} := 1000\text{mm}$
Tykkelse plate:	$t_p := 10\text{mm}$
Høyde plate:	$h_p := 330\text{mm}$
Bredde plate:	$b_p := 200\text{mm}$
Avstand platekant til bolterad (normalt på bjelkesteg):	$e_1 := 30\text{mm}$
Avstand platekant til bolterad (parallelt med bjelkesteg):	$e_2 := 30\text{mm}$
Avstand mellom bolterader:	$p_1 := h_p - 2 \cdot e_1$ $p_1 = 270\text{-mm}$
Avstand mellom boltelinjer:	$p_2 := b_p - 2 \cdot e_2$ $p_2 = 140\text{-mm}$
Boltehull:	$d_0 := 22\text{mm}$

Søyle har følgende profil:**HE200B:**

Hentet fra Section, versjon 4.7:

Høyde:	$h_c := 200\text{mm}$
Bredde:	$b_c := 200\text{mm}$
Tykkelse steg:	$t_{w,c} := 9\text{-mm}$
Tykkelse flens:	$t_{f,c} := 15\text{mm}$
Radius:	$r_c := 18\text{mm}$
Høyde knekkzone steg:	$d_{w,c} := h_c - 2 \cdot r_c - 2 \cdot t_{f,c}$ $d_{w,c} = 134\text{-mm}$
Avstand boltehull til flenskant:	$e_c := 30\text{mm}$
Tverrsnittsareal:	$A_c := 7808\text{-mm}^2$
Stegets skjærareal (EC3. 1-1):	$A_{vc} := A_c - 2 \cdot b_c \cdot t_{f,c} + (t_{w,c} + 2 \cdot r_c) t_{f,c}$ $A_{vc} = 2483\text{-mm}^2$

Bjelke har følgende profil:**HE200B:**

Hentet fra Section, versjon 4.7:

Høyde:

$$h_b := 200\text{mm}$$

Bredde:

$$b_b := 200\text{mm}$$

Tykkelse steg:

$$t_{w,b} := 9\text{mm}$$

Tykkelse flens:

$$t_{f,b} := 15\text{mm}$$

Radius:

$$r_b := 18\text{mm}$$

Høyde knekkzone steg:

$$d_{w,b} := h_b - 2 \cdot r_b - 2 \cdot t_{f,b}$$

$$d_{w,b} = 134 \cdot \text{mm}$$

Avstand boltehull til flenskant:

$$e_b := 30\text{mm}$$

Tverrsnittsareal:

$$A_b := 7808 \cdot \text{mm}^2$$

Tverrsnittsparemetere HE200B:

Hentet fra Section, versjon 4.7:

Elastisk motstandsmoment i-planet (sterk akse):

$$W_{el,ip} := 5.696 \cdot 10^5 \text{mm}^3$$

Plastisk motstandsmoment i-planet (sterk akse):

$$W_{pl,ip} := 6.425 \cdot 10^5 \text{mm}^3$$

Tregghetsmoment i-planet (sterk akse):

$$I_{ip} := 5.696 \cdot 10^7 \text{mm}^4$$

Elastisk motstandsmoment ut-av-planet (svak akse):

$$W_{el,op} := 2.003 \cdot 10^5 \text{mm}^3$$

Plastisk motstandsmoment ut-av-planet (svak akse):

$$W_{pl,op} := 3.058 \cdot 10^5 \text{mm}^3$$

Tregghetsmoment ut-av-planet (svak akse):

$$I_{op} := 2.003 \cdot 10^7 \text{mm}^4$$

Skjærareal i-planet(EC3. 1-1):

$$A_{ip} := A_{vc} \quad A_{ip} = 2483 \cdot \text{mm}^2$$

Skjærareal ut-av-planet:

$$A_{op} := 6000 \text{mm}^2$$

Geometri bolter M20:

Diameter:

$$d := 20\text{mm}$$

Spenningsareal:

$$A_s := 245 \text{mm}^2$$

Hodehøyde bolt:

$$k_{bolt} := 13\text{mm}$$

Tykkelse skiver:

$$t_{skive} := 3\text{mm}$$

Diameter hode/mutter:

$$d_m := 30\text{mm}$$

Høyde mutter:

$$m_{mutter} := 16\text{mm}$$

Klemmlengde: $l_b := t_p + t_{f,c} + 2 \cdot t_{skive} + 0.5(k_{bolt} + m_{mutter})$ $l_b = 45.5 \cdot \text{mm}$

Antall bolter som tar skjær:

$$n_{skjær} := 4$$

Antall bolter som tar opp strekk grunnet moment i-planet:

$$n_{ip} := 2$$

Antall bolter som tar opp strekk grunnet moment ut-av-planet:

$$n_{op} := 2$$

Momentarm knutepunkt:

Sterk akse:

Momentarmen i knutepunktet går fra den øverste bolteraden, som er utsatt for strekk, og senter av den nederste bjelkeflensen, som er utsatt for trykk.

Momentarm:

$$z := \frac{h_b + p_1 - t_{f,b}}{2}$$
$$z = 227.5 \cdot \text{mm}$$

Svak akse:

Momentarmen om svak akse i knutepunktet settes lik y gitt i kapitell 3.5.1 i oppgaven. Dette er ikke tatt med i Eurocoden og er hentet fra Ref.\16\.

Momentarm:

$$y := \frac{b_b + 3p_2}{6}$$
$$y = 103.33 \cdot \text{mm}$$

Krefter og momenter:

Påført kraft i-planet (langs bjelkeflensen): $V_{ip.Ed} := 10\text{kN}$

Påført kraft ut-av-planet: (langs bjelkesteget): $V_{op.Ed} := 10\text{kN}$

I-planet moment (moment om bjelkens sterke akse ved søyleflensen (i knutepunktet)):

$$M_{ip.Ed} := V_{ip.Ed} \cdot (L_{bjelke} + t_p)$$

$$M_{ip.Ed} = 10.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ut-av-planet moment (moment om bjelkens svake akse ved søyleflensen (i knutepunktet)):

$$M_{op.Ed} := V_{op.Ed} \cdot (L_{bjelke} + t_p)$$

$$M_{op.Ed} = 10.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Torsjonsmoment om søylens sentralakse:

$$T_{søyle.Ed} := V_{op.Ed} \cdot \left(L_{bjelke} + t_p + \frac{h_c}{2} \right)$$

$$T_{søyle.Ed} = 11.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Maksimal langsgående spenninger i søylesteget:

$$\sigma_{com.Ed} := \frac{V_{ip.Ed}}{A_c} + \frac{M_{ip.Ed}}{I_{ip}} \cdot \left(\frac{h_c}{2} - t_{f.c} - r_c \right)$$

$$\sigma_{com.Ed} = 13.16 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ut-av-planet strekk i knutepunktet:

$$F_{t.op.Ed} := \frac{M_{op.Ed}}{y} \quad F_{t.op.Ed} = 97.74 \cdot \text{kN}$$

I-planet strekk i knutepunktet:

$$F_{t.ip.Ed} := \frac{M_{ip.Ed}}{z} \quad F_{t.ip.Ed} = 44.4 \cdot \text{kN}$$

Beregninger:

Tverrsnittsklasse HE200B:

Steg:

Høyde:

$$c := h_c - 2 \cdot r_c - 2 \cdot t_{f,c}$$

Tykkelse:

$$c = 134 \cdot \text{mm}$$

$$t_w := t_{w,c}$$

$$t_w = 9 \cdot \text{mm}$$

Sjekk av tverrsnittsklasse steg:

$$\text{Sjekk}_1 := \begin{cases} \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 1"} & \text{if } \frac{c}{t_w} \leq 33\epsilon \\ \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 2"} & \text{if } 33\epsilon < \frac{c}{t_w} \leq 38\epsilon \\ \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 3"} & \text{if } 38\epsilon < \frac{c}{t_w} \leq 42\epsilon \\ \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 4"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Sjekk}_1 = \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 1"}$$

Flens:

Utstikkene del:

$$C := \frac{b_c}{2} - r_c - \frac{t_{w,c}}{2}$$

$$C = 77.5 \cdot \text{mm}$$

Tykkelse:

$$t_f := t_{f,c}$$

$$t_f = 15 \cdot \text{mm}$$

Sjekk av tverrsnittsklasse flens:

$$\text{Sjekk}_2 := \begin{cases} \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 1"} & \text{if } \frac{C}{t_f} \leq 9\epsilon \\ \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 2"} & \text{if } 9\epsilon < \frac{C}{t_f} \leq 10\epsilon \\ \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 3"} & \text{if } 10\epsilon < \frac{C}{t_f} \leq 14\epsilon \\ \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 4"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Sjekk}_2 = \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 1"}$$

For å være på den konservative siden er det valgt å sjekke tverrsnittsklasser for deler som er utsatt for trykk.

Kapasitet HE200B:

Bøyning:

Dimensjonerende kapasitet mot bøyning i-planet:

$$M_{c.ip.Rd} := W_{pl.ip} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{c.ip.Rd} = 228.09 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet mot bøyning ut-av-planet:

$$M_{c.op.Rd} := W_{pl.op} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{c.op.Rd} = 108.56 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Skjær:

Dimensjonerende kapasitet mot skjær i-planet:

$$V_{c.ip.Rd} := \frac{A_{ip} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{c.ip.Rd} = 508.91 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet mot skjær ut-av-planet:

$$V_{c.op.Rd} := \frac{A_{op} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{c.op.Rd} = 1229.76 \cdot \text{kN}$$

Aksiallast:

Dimensjonerende kapasitet mot aksiallast:

$$N_{c.Rd} := \frac{A_c \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{c.Rd} = 2771.84 \cdot \text{kN}$$

Det er ikke tatt hensyn til knekking pga av kort søyle og innspenning. I tillegg er dette ikke interessant for oppgaven.

Torsjon:

Dimensjonerende kapasitet mot torsjon (ihht stålkonstruksjoner, Profiler og tabeller se også kap. 2.2.1.5 i oppgaven):

$$T_{op.Rd} := \frac{4b_c^2 \cdot t_f \cdot c \cdot f_y}{6 \cdot L_{søyle} \gamma_{M0}} \cdot (h_c - t_f)$$

$$T_{op.Rd} = 26.27 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse bjelke:

$$\text{Skjær: } S_{jekk_3} := \begin{cases} \text{"reduser i-planet momentkapasitet for skjær"} & \text{if } \frac{V_{ip.Ed}}{V_{c.ip.Rd}} \geq 0.5 \\ \text{"ikke reduser i-planet momentkapasitet for skjær"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$S_{jekk_3} = \text{"ikke reduser i-planet momentkapasitet for skjær"}$$

$$S_{jekk_4} := \begin{cases} \text{"reduser ut-av-planet momentkapasitet for skjær"} & \text{if } \frac{V_{op.Ed}}{V_{c.op.Rd}} \geq 0.5 \\ \text{"ikke reduser ut-av-planet momentkapasitet for skjær"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$S_{jekk_4} = \text{"ikke reduser ut-av-planet momentkapasitet for skjær"}$$

$$UF_1 := \frac{M_{ip.Ed}}{M_{c.ip.Rd}} + \frac{M_{op.Ed}}{M_{c.ip.Rd}} \quad UF_1 = 0.09$$

Utnyttelse søyle:

$$UF_2 := \frac{M_{ip.Ed}}{M_{c.ip.Rd}} + \frac{V_{ip.Ed}}{N_{c.Rd}} + \frac{M_{op.Ed}}{T_{op.Rd}} \quad UF_2 = 0.43$$

Plassering bolter:**Sjekk av hullplassering:**

$$S_{jekk_5} := \begin{cases} \text{"For liten kantavstand parallelt med bolterad"} & \text{if } e_1 < 1.2d_0 \\ \text{"OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad S_{jekk_5} = \text{"OK!"}$$

$$S_{jekk_6} := \begin{cases} \text{"For liten kantavstand parallelt med bjelkesteget"} & \text{if } e_2 < 1.2 \cdot d_0 \\ \text{"OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad S_{jekk_6} = \text{"OK!"}$$

$$S_{jekk_7} := \begin{cases} \text{"For liten avstand mellom bolteradene"} & \text{if } p_1 < 2.2d_0 \\ \text{"OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad S_{jekk_7} = \text{"OK!"}$$

$$S_{jekk_8} := \begin{cases} \text{"For liten avstand mellom boltene i samme bolterad"} & \text{if } p_2 < 2.2d_0 \\ \text{"OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad S_{jekk_8} = \text{"OK!"}$$

Det er bare nødvendig å sjekke maksimal avstand mellom bolter når bjelken eller søylen er utsatt for høye aksiale laster, dette for å unngå korrosjon og lokal knekking.

Kapasitetsberegninger knutepunkt:

Bolter:

Antar elastisk fordeling av krafter ved beregning av bolter, lokking, hullkantrykk og utrivning.

Bolter i strekk:

$$\text{Strekkkapasitet per bolt: } F_{t,Rd} := \frac{0.9 \cdot f_{u,b} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad F_{t,Rd} = 176.4 \text{ kN}$$

Bolter i skjær:

$$\text{Skjærkapasitet per bolt: } F_{v,Rd} := \frac{0.6 \cdot f_{u,b} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad F_{v,Rd} = 117.6 \text{ kN}$$

Kombinert skjær og strekk i bolt:

I-planet:

$$UF_3 := \frac{V_{ip,Ed}}{n_{skjær} \cdot F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,ip,Ed}}{n_{ip} \cdot 1.4 F_{t,Rd}} \quad UF_3 = 0.11$$

Ut-av-planet:

$$UF_4 := \frac{V_{op,Ed}}{n_{skjær} \cdot F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,op,Ed}}{n_{op} \cdot 1.4 F_{t,Rd}} \quad UF_4 = 0.22$$

Total utnyttelse bolter:

$$UF_5 := UF_3 + UF_4 \quad UF_5 = 0.33$$

Lokking:

$$\text{Skjærkapasitet mot lokking per bolt: } B_{p,Rd} := 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$B_{p,Rd} = 288.4 \text{ kN}$$

I-planet:

$$UF_6 := \frac{F_{t,ip,Ed}}{B_{p,Rd}} \quad UF_6 = 0.15$$

Ut-av-planet:

$$UF_7 := \frac{F_{t,op,Ed}}{B_{p,Rd}} \quad UF_7 = 0.34$$

Total utnyttelse lokking:

$$UF_8 := UF_6 + UF_7 \quad UF_8 = 0.49$$

**Utrivning og Hullkanttrykk:
I-planet:**

$$\text{Faktor, } \alpha_{b.ip}: \quad \alpha_{b.ip} := \min\left(\frac{f_{u.b}}{f_u}, 1, \frac{e_1}{3d_0}\right) \quad \alpha_{b.ip} = 0.45$$

$$\text{Faktor, } k_{1.ip}: \quad k_{1.ip} := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right) \quad k_{1.ip} = 2.12$$

Bærekapasitet per bolt i-planet::

$$F_{b.ip.Rd} := \frac{(k_{1.ip} \cdot \alpha_{b.ip} \cdot f_u \cdot d \cdot t_p)}{\gamma_{M2}} \quad F_{b.ip.Rd} = 98.21 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Utnyttelse:} \quad UF_9 := \frac{V_{ip.Ed}}{F_{b.ip.Rd}} \quad UF_9 = 0.1$$

Ut-av-planet:

$$\text{Faktor, } \alpha_{b.op}: \quad \alpha_{b.op} := \min\left(\frac{f_{u.b}}{f_u}, 1, \frac{e_2}{3d_0}\right) \quad \alpha_{b.op} = 0.45$$

$$\text{Faktor, } k_{1.op}: \quad k_{1.op} := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_1}{d_0} - 1.7, 2.5\right) \quad k_{1.op} = 2.12$$

Bærekapasitet per bolt ut-av-planet::

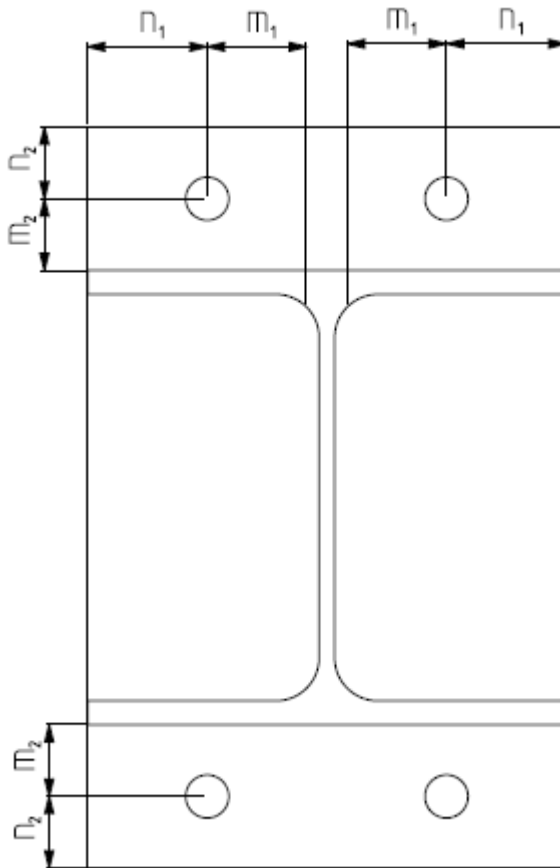
$$F_{b.op.Rd} := \frac{(k_{1.op} \cdot \alpha_{b.op} \cdot f_u \cdot d \cdot t_p)}{\gamma_{M2}} \quad F_{b.op.Rd} = 98.21 \cdot \text{kN}$$

$$\text{Utnyttelse:} \quad UF_{10} := \frac{V_{op.Ed}}{F_{b.op.Rd}} \quad UF_{10} = 0.1$$

Total utnyttelse hullkanttrykk og utrivning:

$$UF_{11} := UF_9 + UF_{10} \quad UF_{11} = 0.2$$

Plassering av m og n ved ekvivalent T-stub:



$$m_{1,c} := \frac{p_2}{2} - \left(\frac{t_{w,c}}{2} + 0.8r_c \right)$$

$m_{1,c} = 51.1 \cdot \text{mm}$ Gjelder søylen

$$n_1 := \min(e_2, 1.25m_{1,c})$$

$n_1 = 30 \cdot \text{mm}$

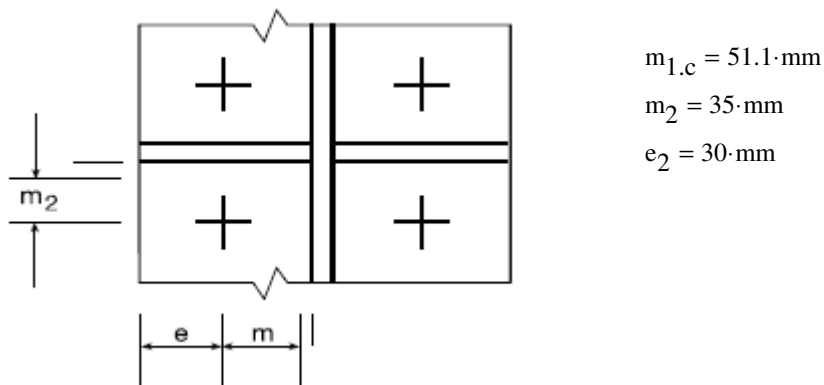
$$m_2 := \frac{p_1 - h_b}{2}$$

$m_2 = 35 \cdot \text{mm}$

$$n_2 := \min(e_1, 1.25m_2)$$

$n_2 = 30 \cdot \text{mm}$

Figur A.3 Plassering av m og n ved ekvivalent T-stub



Figur A.4 Plassering av bolter

e kalles e_2 pga at e er det naturlige tallet og dette er lagt inn med verdi i mathcad.

For flytelinjemønstrene ved ut-av-planet moment under er det valgt å benytte geometriparametrene gitt i kapittel 3.5.4 i oppgaven. For i-planet moment er flytelinjemønstrene gitt i Tabell 6.6 i NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 benyttet.

Benytter fig. 6.11 i EC.3 1-8 for å bestemme α .

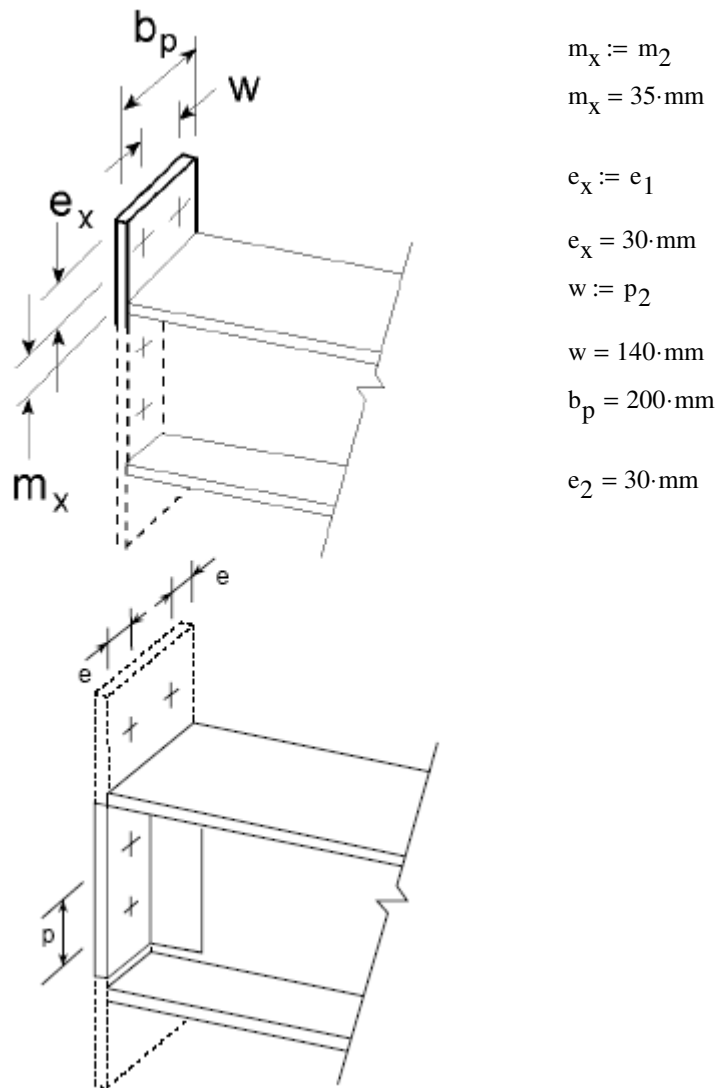
Endeplate:

$$\lambda_{1,c} := \frac{m_{1,c}}{m_{1,c} + e_2} \quad \lambda_{1,c} = 0.63$$

$$\lambda_{2,c} := \frac{m_2}{m_{1,c} + e_2} \quad \lambda_{2,c} = 0.43$$

$$\alpha_c := 5.35 \quad \text{Lest ut fra graf i fig. 6.11 EC.3 1-8.}$$

Endeplate i bøyning (utvendige bolter):



Figur A.5 Forlengt endeplate

e kalles e_2 pga at e er det naturlige tallet og dette er lagt inn med verdi i mathcad.

For flytelinjemønstrene ved ut-av-planet moment under er det valgt å benytte geometriparametrene gitt i kapittel 3.5.4 i oppgaven. For i-planet moment er flytelinjemønstrene gitt i Tabell 6.6 i NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 benyttet.

Ut-av-planet moment:

Effektive lengder på flytelinjene:

Sirkulært mønster:
$$l_{\text{eff.cp.op.ep}} := \min(2\pi \cdot m_x, \pi \cdot m_x + e_1, \pi \cdot m_x + 2 \cdot e_2)$$
$$l_{\text{eff.cp.op.ep}} = 139.96 \cdot \text{mm}$$

Ikke sirkulært mønster:
$$l_{\text{eff.nc.op.ep}} := \min(4m_x + 1.25e_2, 4 \cdot m_x + 1.25 \cdot e_1, 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_1 + e_2)$$
$$l_{\text{eff.nc.op.ep}} = 118.75 \cdot \text{mm}$$

Mode 1:
$$l_{\text{eff.1.op.ep}} := \min(l_{\text{eff.nc.op.ep}}, l_{\text{eff.cp.op.ep}})$$
$$l_{\text{eff.1.op.ep}} = 118.75 \cdot \text{mm}$$

Mode 2:
$$l_{\text{eff.2.op.ep}} := l_{\text{eff.nc.op.ep}} \quad l_{\text{eff.2.op.ep}} = 118.75 \cdot \text{mm}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 1:
$$M_{\text{pl.1.Rd.op.ep}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.1.op.ep}} \cdot t_p^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$
$$M_{\text{pl.1.Rd.op.ep}} = 1.05 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 2:
$$M_{\text{pl.2.Rd.op.ep}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.2.op.ep}} \cdot t_p^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$
$$M_{\text{pl.2.Rd.op.ep}} = 1.05 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 1 ved ut-av-planet moment:

$$F_{\text{T.1.Rd.op.ep}} := \frac{4 \cdot M_{\text{pl.1.Rd.op.ep}}}{m_2} \quad F_{\text{T.1.Rd.op.ep}} = 120.45 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 2 ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.2.Rd.op.ep} := \frac{2 \cdot M_{pl.2.Rd.op.ep} + n_2 \cdot n_{op} \cdot F_{t.Rd}}{m_2 + n_2}$$

$$F_{T.2.Rd.op.ep} = 195.26 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 3 ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.3.Rd.op.ep} := n_{op} \cdot F_{t.Rd}$$

$$F_{T.3.Rd.op.ep} = 352.8 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.Rd.op.ep} := \min(F_{T.1.Rd.op.ep}, F_{T.2.Rd.op.ep}, F_{T.3.Rd.op.ep})$$

$$F_{T.Rd.op.ep} = 120.45 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende strekkapasitet boltelinje a ved endeplate utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment:

$$F_{ta.ep.Rd} := F_{T.Rd.op.ep}$$

$$F_{ta.ep.Rd} = 120.45 \cdot \text{kN}$$

I-planet moment:

Effektive lengder på flytelinjene:

$$\text{Sirkulært mønster: } l_{\text{eff.cp.ip.ep}} := \min(2\pi \cdot m_x, \pi \cdot m_x + w, \pi \cdot m_x + 2 \cdot e_2)$$
$$l_{\text{eff.cp.ip.ep}} = 169.96 \cdot \text{mm}$$

Ikke sirkulært mønster:

$$l_{\text{eff.nc.ip.ep}} := \min(4m_x + 1.25e_x, e_2 + 2 \cdot m_x + 0.625e_1, 0.5b_p, 0.5w + 2m_x + 0.625e_x)$$
$$l_{\text{eff.nc.ip.ep}} = 100 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Mode 1: } l_{\text{eff.1.ip.ep}} := \min(l_{\text{eff.nc.ip.ep}}, l_{\text{eff.cp.ip.ep}})$$
$$l_{\text{eff.1.ip.ep}} = 100 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Mode 2: } l_{\text{eff.2.ip.ep}} := l_{\text{eff.nc.ip.ep}} \quad l_{\text{eff.2.ip.ep}} = 100 \cdot \text{mm}$$

$$\text{Plastisk momentkapasitet Mode 1: } M_{\text{pl.1.Rd.ip.ep}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.1.ip.ep}}^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{\text{pl.1.Rd.ip.ep}} = 0.89 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Plastisk momentkapasitet Mode 2: } M_{\text{pl.2.Rd.ip.ep}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.2.ip.ep}}^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{\text{pl.2.Rd.ip.ep}} = 0.89 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 1 og metode 1 ved i-planet moment:

$$F_{\text{T.1.Rd.ip.ep}} := \frac{4 \cdot M_{\text{pl.1.Rd.ip.ep}}}{m_2} \quad F_{\text{T.1.Rd.ip.ep}} = 101.43 \cdot \text{kN}$$

Metode 2 er ikke benyttet da det ikke er modellert med skive i Abaqus.

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 2 ved i-planet moment:

$$F_{T.2.Rd.ip.ep} := \frac{2 \cdot M_{pl.2.Rd.ip.ep} + n_2 \cdot n_{ip} \cdot F_{t.Rd}}{m_2 + n_2}$$

$$F_{T.2.Rd.ip.ep} = 190.14 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 3 ved i-planet moment:

$$F_{T.3.Rd.ip.ep} := n_{ip} \cdot F_{t.Rd}$$

$$F_{T.3.Rd.ip.ep} = 352.8 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning ved i-planet moment:

$$F_{T.Rd.ip.ep} := \min(F_{T.1.Rd.ip.ep}, F_{T.2.Rd.ip.ep}, F_{T.3.Rd.ip.ep})$$

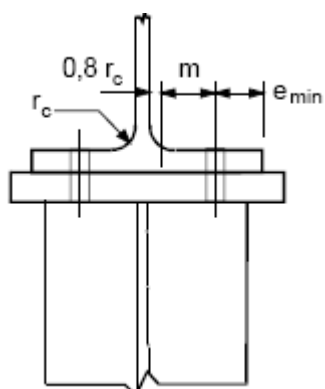
$$F_{T.Rd.ip.ep} = 101.43 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende strekkapasitet bolterad 1 ved endeplate utsatt for bøyning ved i-planet moment:

$$F_{t1.ep.Rd} := F_{T.Rd.ip.ep}$$

$$F_{t1.ep.Rd} = 101.43 \cdot \text{kN}$$

Søyleflens i bøyning (avstivet søyle):



Figur A.6 Søyleflens i bøyning

$$m_{1,c} = 51.1 \cdot \text{mm}$$

$$e_{\min} := \min(e_2, e_c)$$

$$e_{\min} = 30 \cdot \text{mm}$$

$$n := \min(e_{\min}, 1.25 \cdot m)$$

$$n = 30 \cdot \text{mm}$$

Benytter m_1 isteden for m , da m i mathcad er meter. Se figur A.3.

Ut-av-planet moment:

Effektive lengder på flytelinjene:

Sirkulært mønster: $l_{\text{eff.cp.op.fc}} := \min(2\pi \cdot m_{1,c}, \pi \cdot m_{1,c} + e_2)$

$$l_{\text{eff.cp.op.fc}} = 190.54 \cdot \text{mm}$$

Ikke sirkulært mønster:

$$l_{\text{eff.nc.op.fc}} := (4m_{1,c} + 1.25e_2)$$

$$l_{\text{eff.nc.op.fc}} = 241.9 \cdot \text{mm}$$

Mode 1: $l_{\text{eff.1.op.fc}} := \min(l_{\text{eff.nc.op.fc}}, l_{\text{eff.cp.op.fc}})$

$$l_{\text{eff.1.op.fc}} = 190.54 \cdot \text{mm}$$

Mode 2: $l_{\text{eff.2.op.fc}} := l_{\text{eff.nc.op.fc}} \quad l_{\text{eff.2.op.fc}} = 241.9 \cdot \text{mm}$

Plastisk momentkapasitet Mode 1: $M_{\text{pl.1.Rd.op.fc}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.1.op.fc}} \cdot t_{f,c}^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$$M_{\text{pl.1.Rd.op.fc}} = 3.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 2:

$$M_{pl.2.Rd.op.fc} := 0.25 \cdot l_{eff.2.op.fc} \cdot f_{t.c} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl.2.Rd.op.fc} = 4.83 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 1 ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.1.Rd.op.fc} := \frac{4 \cdot M_{pl.1.Rd.op.fc}}{m_2} \quad F_{T.1.Rd.op.fc} = 434.83 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 2 ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.2.Rd.op.fc} := \frac{2 \cdot M_{pl.2.Rd.op.fc} + n_2 \cdot n_{op} \cdot F_{t.Rd}}{m_2 + n_2}$$
$$F_{T.2.Rd.op.fc} = 311.46 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 3 ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.3.Rd.op.fc} := n_{op} \cdot F_{t.Rd} \quad F_{T.3.Rd.op.fc} = 352.8 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.Rd.op.fc} := \min(F_{T.1.Rd.op.fc}, F_{T.2.Rd.op.fc}, F_{T.3.Rd.op.fc})$$
$$F_{T.Rd.op.fc} = 311.46 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende strekkapasitet boltelinje a ved søyleflens utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment:

$$F_{ta.fc.Rd} := F_{T.Rd.op.fc}$$

$$F_{ta.fc.Rd} = 311.46 \cdot \text{kN}$$

I-planet moment:

Effektive lengder på flytelinjene:

Sirkulært mønster: $l_{\text{eff.cp.ip.fc}} := \min(2\pi \cdot m_{1,c})$
 $l_{\text{eff.cp.ip.fc}} = 321.07 \cdot \text{mm}$

Ikke sirkulært mønster:

$$l_{\text{eff.nc.ip.fc}} := \alpha_c \cdot m_{1,c}$$
$$l_{\text{eff.nc.ip.fc}} = 273.38 \cdot \text{mm}$$

Mode 1: $l_{\text{eff.1.ip.fc}} := \min(l_{\text{eff.nc.ip.fc}}, l_{\text{eff.cp.ip.fc}})$
 $l_{\text{eff.1.ip.fc}} = 273.38 \cdot \text{mm}$

Mode 2: $l_{\text{eff.2.ip.fc}} := l_{\text{eff.nc.ip.fc}}$ $l_{\text{eff.2.ip.fc}} = 273.38 \cdot \text{mm}$

Plastisk momentkapasitet Mode 1: $M_{\text{pl.1.Rd.ip.fc}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.1.ip.fc}} \cdot t_{f,c}^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$
 $M_{\text{pl.1.Rd.ip.fc}} = 5.46 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Plastisk momentkapasitet Mode 2: $M_{\text{pl.2.Rd.ip.fc}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.2.ip.fc}} \cdot t_{f,c}^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$
 $M_{\text{pl.2.Rd.ip.fc}} = 5.46 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 1 og metode 1 ved i-planet moment:

$$F_{T.1.Rd.ip.fc} := \frac{4 \cdot M_{\text{pl.1.Rd.ip.fc}}}{m_{1,c}} \quad F_{T.1.Rd.ip.fc} = 427.33 \cdot \text{kN}$$

Metode 2 er ikke benyttet da det ikke er modellert med skive i Abaqus.

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 2:

$$F_{T.2.Rd.ip.fc} := \frac{2 \cdot M_{p1.2.Rd.ip.fc} + n_1 \cdot n_{ip} \cdot F_{t.Rd}}{m_{1.c} + n_1} \quad F_{T.2.Rd.ip.fc} = 265.13 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 3:

$$F_{T.3.Rd.ip.fc} := n_{ip} \cdot F_{t.Rd} \quad F_{T.3.Rd.ip.fc} = 352.8 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning:

$$F_{T.Rd.ip.fc} := \min(F_{T.1.Rd.ip.fc}, F_{T.2.Rd.ip.fc}, F_{T.3.Rd.ip.fc})$$
$$F_{T.Rd.ip.fc} = 265.13 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende strekkapasitet bolterad 1 ved endeplate utsatt for bøyning:

$$F_{t1.fc.Rd} := F_{T.Rd.ip.fc}$$
$$F_{t1.fc.Rd} = 265.13 \cdot \text{kN}$$

Søylesteg i skjær:

(Konservativt beregnet uten avstivning, denne komponenten er ikke dimensjonerende.)

Sjekk av slankhetskrav:

$$Sjekk_9 := \begin{cases} \text{"Slankhetskrav tilfredstilt"} & \text{if } \frac{d_{w.c}}{t_{w.c}} \leq 69 \cdot \varepsilon \\ \text{"Slankhetskrav ikke tilfredstilt"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$Sjekk_9 = \text{"Slankhetskrav tilfredstilt"}$$

Dimensjonerende skjærkapasitet av søylesteget:

$$V_{wp.ip.Rd} := \frac{0.9 \cdot f_y \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$V_{wp.ip.Rd} = 458.02 \cdot \text{kN}$$

Søylesteg utsatt for tverrgående trykk:

(Konservativt beregnet uten avstivning, denne komponenten er ikke dimensjonerende.)

Transformasjonsparameter: $\beta := 1$

Utbredelse 45° gjennom endeplaten $s_p := 2t_p$ $s_p = 20 \cdot \text{mm}$

a mål (full gjennombrenning): $a_p := 0 \text{mm}$ $a_p = 0 \cdot \text{mm}$

For valsede H-profiler: $s := r_c$ $s = 18 \cdot \text{mm}$

Effektiv bredde av søylesteget i trykk: $b_{\text{eff.c.wc}} := t_{f,b} + 2\sqrt{2} \cdot a_p + 5(t_{f,c} + s) + s_p$

$$b_{\text{eff.c.wc}} = 200 \cdot \text{mm}$$

Reduksjonsfaktor for mulige interaksjoner av skjær:

$$\omega := \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \left(b_{\text{eff.c.wc}} \cdot \frac{t_{w,c}}{A_{vc}} \right)^2}}$$

$$\omega = 0.77$$

Reduksjonsfaktor for maksimale langsgående spenninger i søylesteget:

$$k_{wc} := \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{\text{com.Ed}} \leq 0.7f_y \\ 1.7 - \frac{\sigma_{\text{com.Ed}}}{f_y} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$k_{wc} = 1$$

Plateslankhet:

$$\lambda_p := 0.932 \sqrt{\frac{b_{\text{eff.c.wc}} \cdot d_{w,c} \cdot f_y}{E \cdot t_{w,c}^2}}$$

$$\lambda_p = 0.7$$

Reduksjonsfaktor for plateknekking:

$$\rho := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_p \leq 0.72 \\ \frac{\lambda_p - 0.2}{\lambda_p^2} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\rho = 1$$

Dimensjonerende kapasitet søylesteg utsatt for tversgående trykk:

$$F_{c.wc.ip.Rd} := \min \left(\frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{\text{eff.c.wc}} \cdot t_{w,c} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{\text{eff.c.wc}} \cdot t_{w,c} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \right)$$

$$F_{c.wc.ip.Rd} = 492.53 \cdot \text{kN}$$

Søylesteg utsatt for tverrgående strekk:

(Konservativt beregnet uten avstivning, denne komponenten er ikke dimensjonerende.)

Effektiv bredde av søylesteget i strekk:

$$b_{\text{eff.t.wc}} := \min(2 \cdot \pi \cdot m_{1.c} \cdot 4m_{1.c} + 1.25e_2)$$

$$b_{\text{eff.t.wc}} = 241.9 \cdot \text{mm}$$

Reduksjonsfaktor for mulig interaksjon av skjær:

$$\omega_t := \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \left(b_{\text{eff.t.wc}} \cdot \frac{t_{w.c}}{A_{vc}} \right)^2}} \quad \omega_t = 0.71$$

Dimensjonerende kapasitet søylesteg utsatt for tverrgående strekk:

$$F_{t.wc.ip.Rd} := \frac{\omega_t \cdot b_{\text{eff.t.wc}} \cdot t_{w.c} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t.wc.ip.Rd} = 546.58 \cdot \text{kN}$$

Bjelkeflens og -steg i trykk:

Ut-av-planet moment:

$$\text{Effektiv bredde:} \quad b_{c.fb.\text{eff}} := \frac{b_b}{2}$$

$$b_{c.fb.\text{eff}} = 100 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende kapasitet av bjelkeflens i trykk ved ut-av-planet moment:

$$F_{c.fb.op.Rd} := \frac{2 \cdot f_y \cdot b_{c.fb.\text{eff}} \cdot t_{f,b}}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{c.fb.op.Rd} = 1065 \cdot \text{kN}$$

I-planet moment:

$$\text{Bjelkens dybde:} \quad h := h_b \quad h = 200 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende kapasitet bjelkeflens og -steg i trykk ved i-planet moment:

$$F_{c.fb.ip.Rd} := \frac{M_{c.ip.Rd}}{h - t_{f,b}}$$

Bjelkesteg i strekk:

Effektiv bredde:

$$b_{\text{eff.t.wb}} := \min(l_{\text{eff.1.ip.ep}}, l_{\text{eff.2.ip.ep}})$$

$$b_{\text{eff.t.wb}} = 100 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende kapasitet bjelkesteg i strekk:

$$F_{\text{t.wb.ip.Rd}} := b_{\text{eff.t.wb}} \cdot t_{\text{w.b}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{\text{M0}}}$$

$$F_{\text{t.wb.ip.Rd}} = 319.5 \cdot \text{kN}$$

Søyleflens utsatt for torsjon:

Ved bruk av avstivning plassert på linje med bjelkeflensene vil ikke søyleflensen utsettes for torsjon, men selve søylen vil bli utsatt for torsjon.

Kapasitet knutepunkt:

Strekkapasitet bolterad 1:

$$F_{t1.Rd} := \min \left(\begin{array}{l} V_{wp.ip.Rd} \\ F_{c.wc.ip.Rd} \\ F_{t.wc.ip.Rd} \\ F_{t1.fc.Rd} \\ F_{t1.ep.Rd} \\ F_{ta.fc.Rd} \\ F_{ta.ep.Rd} \\ F_{c.fb.ip.Rd} \\ F_{t.wb.ip.Rd} \end{array} \right) \quad F_{t1.Rd} = 101.43 \cdot \text{kN}$$

Strekkapasitet boltelinje a:

$$F_{ta.Rd} := \min(F_{t1.fc.Rd}, F_{t1.ep.Rd}, F_{ta.fc.Rd}, F_{ta.ep.Rd}, F_{c.fb.ip.Rd}) \quad F_{ta.Rd} = 101.43 \cdot \text{kN}$$

I-planet momentkapasitet:

$$M_{ip.Rd} := F_{t1.Rd} \cdot z \quad M_{ip.Rd} = 23.08 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ut-av-planet momentkapasitet:

$$M_{op.Rd} := F_{ta.Rd} \cdot y \quad M_{op.Rd} = 10.48 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse ved i-planet moment:

$$UF_{12} := \frac{M_{ip.Ed}}{M_{ip.Rd}} \quad UF_{12} = 0.44$$

Utnyttelse ved ut av planet moment:

$$UF_{13} := \frac{M_{op.Ed}}{M_{op.Rd}} \quad UF_{13} = 0.96$$

Total utnyttelse knutepunkt:

$$UF_{14} := \frac{M_{ip.Ed}}{M_{ip.Rd}} + \frac{M_{op.Ed}}{M_{op.Rd}} \quad UF_{14} = 1.4$$

Strekkapasitet bolterad 1 ihht NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 (dvs. uten å sjekke for $F_{ta.fc.Rd}$ som er strekkapasiteten boltelinje a ved bøyning av søyleflensen ved ut-av-planet moment og $F_{ta.ep.Rd}$ som er strekkapasiteten til boltelinje a ved bøyning av endeplaten ved ut-av-planet moment).

$$F_{t1.Rd.2} := \min(V_{wp.ip.Rd}, F_{c.wc.ip.Rd}, F_{t.wc.ip.Rd}, F_{t1.fc.Rd}, F_{t1.ep.Rd}, F_{c.fb.ip.Rd}, F_{t.wb.ip.Rd})$$

$$F_{t1.Rd.2} = 101.43 \cdot \text{kN}$$

I-planet momentkapasitet ihht til NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009:

$$M_{ip.Rd.2} := F_{t1.Rd.2} \cdot z$$

$$M_{ip.Rd.2} = 23.08 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Komponentenes individuelle momentkapasitet:

Endeplate i bøyning: $M_{ep.ip.Rd} := \min(F_{t1.ep.Rd}, F_{ta.ep.Rd}) \cdot z$

$$M_{ep.ip.Rd} = 23.08 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søyleflens i bøyning: $M_{fc.ip.Rd} := \min(F_{t1.fc.Rd}, F_{ta.fc.Rd}) \cdot z$

$$M_{fc.ip.Rd} = 60.32 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søylesteg i skjær: $M_{wp.ip.Rd} := V_{wp.ip.Rd} \cdot z$

$$M_{wp.ip.Rd} = 104.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søylesteg utsatt for tverrgående trykk: $M_{c.wc.ip.Rd} := F_{c.wc.ip.Rd} \cdot z$

$$M_{c.wc.ip.Rd} = 112.05 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søylesteg utsatt for tversgående strekk: $M_{t.wc.ip.Rd} := F_{t.wc.ip.Rd} \cdot z$

$$M_{t.wc.ip.Rd} = 124.35 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Bjelkeflens og -steg i trykk: $M_{c.fb.ip.Rd} := F_{c.fb.ip.Rd} \cdot z$

$$M_{c.fb.ip.Rd} = 280.49 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ut-av-planet:

Endeplate i bøyning: $M_{ep.op.Rd} := \min(F_{t1.ep.Rd}, F_{ta.ep.Rd}) \cdot y$

$$M_{ep.op.Rd} = 10.48 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søyleflens i bøyning: $M_{l.fc.op.Rd} := \min(F_{t1.fc.Rd}, F_{ta.fc.Rd}) \cdot y$

$$M_{l.fc.op.Rd} = 27.4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Bjelkeflens i trykk: $M_{c.fb.op.Rd} := F_{c.fb.op.Rd} \cdot y$

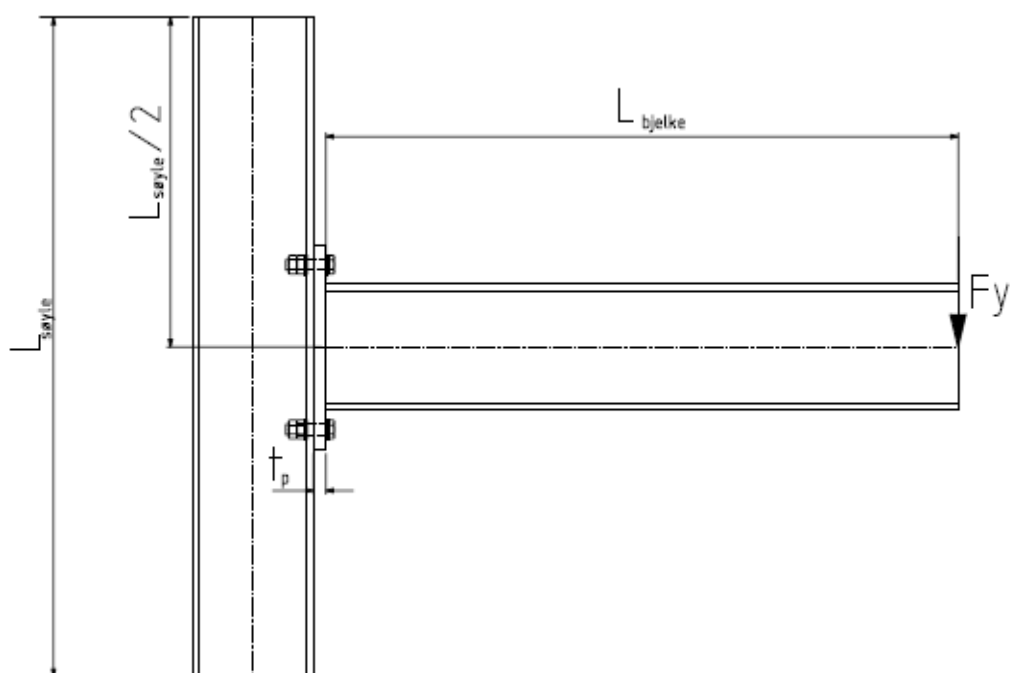
$$M_{c.fb.op.Rd} = 110.05 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Som en ser har de komponentene som er blitt beregnet uten avstivere relativt høy kapasitet sammenliknet med de som er regnet med avstivere, dette medfører at det for kapasitetens skyld ikke er nødvendig å inkludere avstiverne for disse komponentene. Men hvis man skal se på rotasjonsstivhet kan dette bli nødvendig.

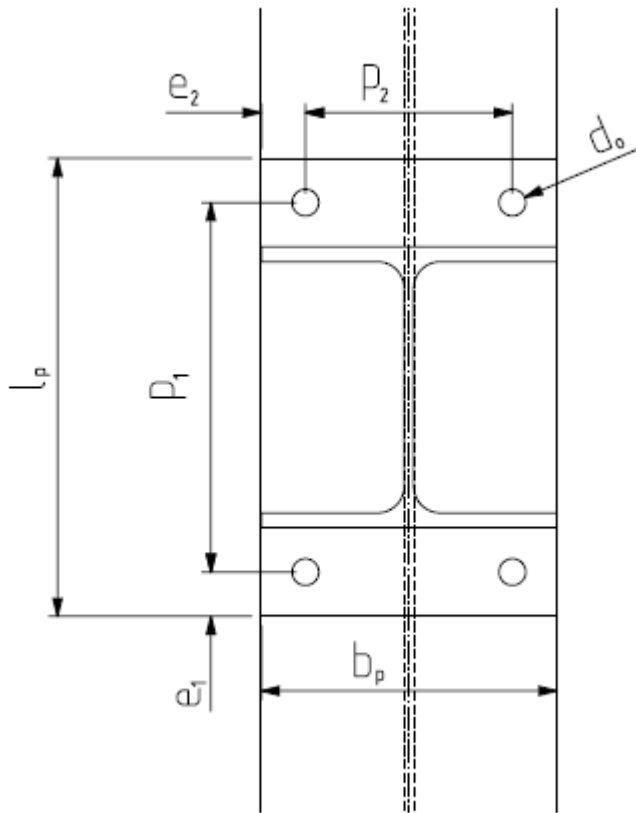
Kapasitetsberegning av boltet søyle-bjelkeknutepunkt utsatt for moment om både bjelkens sterke og svake akse.

Uavstivet søyle med utvendige bolter:

Beregningene er basert på NS-EN 1993-1-1+NA:2009 og NS-EN 1993-1-8+NA:2009.



Figur A.1 Hele konstruksjonen



Figur A.2 Endeplateforbindelsen

Antagelser:

Figur A.1 og A.2 viser geometrien på konstruksjonen. Lastene F_x og F_y påføres ytterst til høyre på bjelken, disse er tenkt at de treffer i bjelkens sentralakse.

Det er antatt at bjelken er sveist fast til endeplata med full gjennombrenning.

Endeplata er så boltet med fire bolter (2 bolterader) til søylens flens midt på søylens lengde, $L_{søyle}$.

Innspenningene i søylenbunnen er mot translasjon i alle tre retninger og rotasjon om sentralaksen.

Innspenningene i søyletoppen er mot translasjon i de to retningene i horisontalplanet og mot rotasjon om sentralaksen.

Input parametre:

Materialfaktorer:

$$\gamma_{M0} := 1.00$$

$$\gamma_{M1} := 1.00$$

$$\gamma_{M2} := 1.00$$

Fasthetsverdier:

Flytegrense konstruksjonsstål:

$$f_y := 355 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bruddgrense konstruksjonsstål:

$$f_u := 510 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bruddforlengelse konstruksjonsstål:

$$\varepsilon_{\text{nom}} := 0.15$$

Faktor avhengig av flytegrensen:

$$\varepsilon := \sqrt{\frac{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{f_y}}$$

$$\varepsilon = 0.81$$

Flytegrense bolter:

$$f_{y,b} := 640 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bruddgrense bolter:

$$f_{u,b} := 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bruddforlengelse bolter:

$$\xi_{\text{nom},b} := 0.12$$

Elastisitetsmodul:

$$E := 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Geometri:

Ref. Figur A.1 og A.2 for parametere.

Lengde søyle:	$L_{\text{søyle}} := 1000\text{mm}$
Lengde bjelke:	$L_{\text{bjelke}} := 1000\text{mm}$
Tykkelse plate:	$t_p := 10\text{mm}$
Høyde plate:	$h_p := 330\text{mm}$
Bredde plate:	$b_p := 200\text{mm}$
Avstand platekant til bolterad (normalt på bjelkesteg):	$e_1 := 30\text{mm}$
Avstand platekant til bolterad (parallelt med bjelkesteg):	$e_2 := 30\text{mm}$
Avstand mellom bolterader:	$p_1 := h_p - 2 \cdot e_1$ $p_1 = 270\text{-mm}$
Avstand mellom boltelinjer:	$p_2 := b_p - 2 \cdot e_2$ $p_2 = 140\text{-mm}$
Boltehull:	$d_0 := 22\text{mm}$

Søyle har følgende profil:**HE200B:**

Hentet fra Section, versjon 4.7:

Høyde:	$h_c := 200\text{mm}$
Bredde:	$b_c := 200\text{mm}$
Tykkelse steg:	$t_{w,c} := 9\text{-mm}$
Tykkelse flens:	$t_{f,c} := 15\text{mm}$
Radius:	$r_c := 18\text{mm}$
Høyde knekkzone steg:	$d_{w,c} := h_c - 2 \cdot r_c - 2 \cdot t_{f,c}$ $d_{w,c} = 134\text{-mm}$
Avstand boltehull til flenskant:	$e_c := 30\text{mm}$
Tverrsnittsareal:	$A_c := 7808\text{-mm}^2$
Stegets skjærareal (EC3. 1-1):	$A_{vc} := A_c - 2 \cdot b_c \cdot t_{f,c} + (t_{w,c} + 2 \cdot r_c) t_{f,c}$ $A_{vc} = 2483\text{-mm}^2$

Bjelke har følgende profil:

HE200B:

Hentet fra Section, versjon 4.7:

Høyde:

$$h_b := 200\text{mm}$$

Bredde:

$$b_b := 200\text{mm}$$

Tykkelse steg:

$$t_{w,b} := 9\text{mm}$$

Tykkelse flens:

$$t_{f,b} := 15\text{mm}$$

Radius:

$$r_b := 18\text{mm}$$

Høyde knekkzone steg:

$$d_{w,b} := h_b - 2 \cdot r_b - 2 \cdot t_{f,b}$$

$$d_{w,b} = 134 \cdot \text{mm}$$

Avstand boltehull til flenskant:

$$e_b := 30\text{mm}$$

Tverrsnittsareal:

$$A_b := 7808 \cdot \text{mm}^2$$

Tverrsnittsparemetere HE200B:

Hentet fra Section, versjon 4.7:

Elastisk motstandsmoment i-planet (sterk akse):

$$W_{el,ip} := 5.696 \cdot 10^5 \text{mm}^3$$

Plastisk motstandsmoment i-planet (sterk akse):

$$W_{pl,ip} := 6.425 \cdot 10^5 \text{mm}^3$$

Tregghetsmoment i-planet (sterk akse):

$$I_{ip} := 5.696 \cdot 10^7 \text{mm}^4$$

Elastisk motstandsmoment ut-av-planet (svak akse):

$$W_{el,op} := 2.003 \cdot 10^5 \text{mm}^3$$

Plastisk motstandsmoment ut-av-planet (svak akse):

$$W_{pl,op} := 3.058 \cdot 10^5 \text{mm}^3$$

Tregghetsmoment ut-av-planet (svak akse):

$$I_{op} := 2.003 \cdot 10^7 \text{mm}^4$$

Skjærareal i-planet(EC3. 1-1):

$$A_{ip} := A_{vc} \quad A_{ip} = \blacksquare \cdot \text{mm}^2$$

Skjærareal ut-av-planet:

$$A_{op} := 6000 \text{mm}^2$$

Geometri bolter M20:

Diameter:

$$d := 20\text{mm}$$

Spenningsareal:

$$A_s := 245\text{mm}^2$$

Hodehøyde bolt:

$$k_{\text{bolt}} := 13\text{mm}$$

Tykkelse skiver:

$$t_{\text{skive}} := 3\text{mm}$$

Diameter hode/mutter:

$$d_m := 30\text{mm}$$

Høyde mutter:

$$m_{\text{mutter}} := 16\text{mm}$$

Klemmlengde: $l_b := t_p + t_{f,c} + 2 \cdot t_{\text{skive}} + 0.5(k_{\text{bolt}} + m_{\text{mutter}})$ $l_b = 45.5 \cdot \text{mm}$

Antall bolter som tar skjær:

$$n_{\text{skjær}} := 4$$

Antall bolter som tar opp strekk grunnet moment i-planet:

$$n_{\text{ip}} := 2$$

Antall bolter som tar opp strekk grunnet moment ut-av-planet:

$$n_{\text{op}} := 2$$

Momentarm knutepunkt:

Sterk akse:

Momentarmen i knutepunktet går fra den øverste bolteraden, som er utsatt for strekk, og senter av den nederste bjelkeflensen, som er utsatt for trykk

Momentarm:

$$z := \frac{h_b + p_1 - t_{f,b}}{2}$$

$$z = 227.5 \cdot \text{mm}$$

Svak akse:

Momentarmen om svak akse i knutepunktet settes lik y gitt i kapitell 3.5.1 i oppgaven. Dette er ikke tatt med i Eurocoden og er hentet fra Ref.\16\.

Momentarm:

$$y := \frac{b_b + 3p_2}{6}$$

$$y = 103.33 \cdot \text{mm}$$

Krefter og momenter:

Påført kraft i-planet (langs bjelkeflensen): $V_{ip.Ed} := 10\text{kN}$

Påført kraft ut-av-planet: (langs bjelkesteget): $V_{op.Ed} := 10\text{kN}$

I-planet moment (moment om bjelkens sterke akse ved søyleflensen (i knutepunktet)):

$$M_{ip.Ed} := V_{ip.Ed} \cdot (L_{bjelke} + t_p)$$

$$M_{ip.Ed} = 10.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ut-av-planet moment (moment om bjelkens svake akse ved søyleflensen (i knutepunktet)):

$$M_{op.Ed} := V_{op.Ed} \cdot (L_{bjelke} + t_p)$$

$$M_{op.Ed} = 10.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Torsjonsmoment om søylens sentralakse:

$$T_{søyle.Ed} := V_{op.Ed} \cdot \left(L_{bjelke} + t_p + \frac{h_c}{2} \right)$$

$$T_{søyle.Ed} = 11.1 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Maksimal langsgående spenninger i søylesteget:

$$\sigma_{com.Ed} := \frac{V_{ip.Ed}}{A_c} + \frac{M_{ip.Ed}}{I_{ip}} \cdot \left(\frac{h_c}{2} - t_{f.c} - r_c \right)$$

$$\sigma_{com.Ed} = 13.16 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Ut-av-planet strekk i knutepunktet:

$$F_{t.op.Ed} := \frac{M_{op.Ed}}{y} \quad F_{t.op.Ed} = 97.74 \cdot \text{kN}$$

I-planet strekk i knutepunktet:

$$F_{t.ip.Ed} := \frac{M_{ip.Ed}}{z} \quad F_{t.ip.Ed} = 44.4 \cdot \text{kN}$$

Beregninger:

Tverrsnittsklasse HE200B:

Steg:

Høyde:

$$c := h_c - 2 \cdot r_c - 2 \cdot t_{f,c}$$

$$c = 134 \cdot \text{mm}$$

Tykkelse:

$$t_w := t_{w,c}$$

$$t_w = 9 \cdot \text{mm}$$

Sjekk av tverrsnittsklasse steg:

$$\text{Sjekk}_1 := \begin{cases} \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 1"} & \text{if } \frac{c}{t_w} \leq 33\epsilon \\ \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 2"} & \text{if } 33\epsilon < \frac{c}{t_w} \leq 38\epsilon \\ \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 3"} & \text{if } 38\epsilon < \frac{c}{t_w} \leq 42\epsilon \\ \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 4"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Sjekk}_1 = \text{"Steg: Tverrsnittsklasse 1"}$$

Flens:

Utstikkene del:

$$C := \frac{b_c}{2} - r_c - \frac{t_{w,c}}{2}$$

$$C = 77.5 \cdot \text{mm}$$

Tykkelse:

$$t_f := t_{f,c}$$

$$t_f = 15 \cdot \text{mm}$$

Sjekk av tverrsnittsklasse flens:

$$\text{Sjekk}_2 := \begin{cases} \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 1"} & \text{if } \frac{C}{t_f} \leq 9\epsilon \\ \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 2"} & \text{if } 9\epsilon < \frac{C}{t_f} \leq 10\epsilon \\ \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 3"} & \text{if } 10\epsilon < \frac{C}{t_f} \leq 14\epsilon \\ \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 4"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Sjekk}_2 = \text{"Flens: Tverrsnittsklasse 1"}$$

For å være på den konservative siden er det valgt å sjekke tverrsnittsklasser for deler som er utsatt for trykk.

Kapasitet HE200B:

Bøyning:

Dimensjonerende kapasitet mot bøyning i-planet:

$$M_{c.ip.Rd} := W_{pl.ip} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{c.ip.Rd} = 228.09 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet mot bøyning ut-av-planet:

$$M_{c.op.Rd} := W_{pl.op} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{c.op.Rd} = 108.56 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Skjær:

Dimensjonerende kapasitet mot skjær i-planet:

$$V_{c.ip.Rd} := \frac{A_{ip} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{c.ip.Rd} = 508.91 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet mot skjær ut-av-planet:

$$V_{c.op.Rd} := \frac{A_{op} \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{c.op.Rd} = 1229.76 \cdot \text{kN}$$

Aksiallast:

Dimensjonerende kapasitet mot aksiallast:

$$N_{c.Rd} := \frac{A_c \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{c.Rd} = 2771.84 \cdot \text{kN}$$

Det er ikke tatt hensyn til knekking pga av kort søyle og innspenning. I tillegg er dette ikke interessant for oppgaven.

Torsjon:

Dimensjonerende kapasitet mot torsjon (ihht stålkonstruksjoner, Profiler og tabeller se også kap. 2.2.1.5 i oppgaven):

$$T_{op.Rd} := \frac{4b_c^2 \cdot t_{f.c} \cdot f_y}{6 \cdot L_{søyle} \gamma_{M0}} \cdot (h_c - t_f)$$

$$T_{op.Rd} = 26.27 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse bjelke:

$$\text{Skjær: } \text{Sjekk}_3 := \begin{cases} \text{"reduser i-planet momentkapasitet for skjær"} & \text{if } \frac{V_{ip.Ed}}{V_{c.ip.Rd}} \geq 0.5 \\ \text{"ikke reduser i-planet momentkapasitet for skjær"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Sjekk}_3 = \text{"ikke reduser i-planet momentkapasitet for skjær"}$$

$$\text{Sjekk}_4 := \begin{cases} \text{"reduser ut-av-planet momentkapasitet for skjær"} & \text{if } \frac{V_{op.Ed}}{V_{c.op.Rd}} \geq 0.5 \\ \text{"ikke reduser ut-av-planet momentkapasitet for skjær"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Sjekk}_4 = \text{"ikke reduser ut-av-planet momentkapasitet for skjær"}$$

$$UF_1 := \frac{M_{ip.Ed}}{M_{c.ip.Rd}} + \frac{M_{op.Ed}}{M_{c.ip.Rd}} \quad UF_1 = 0.09$$

Utnyttelse søyle:

$$UF_2 := \frac{M_{ip.Ed}}{M_{c.ip.Rd}} + \frac{V_{ip.Ed}}{N_{c.Rd}} + \frac{M_{op.Ed}}{T_{op.Rd}} \quad UF_2 = 0.43$$

Plassering bolter:**Sjekk av hullplassering:**

$$\text{Sjekk}_5 := \begin{cases} \text{"For liten kantavstand parallelt med bolterad"} & \text{if } e_1 < 1.2d_0 \\ \text{"OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Sjekk}_5 = \text{"OK!"}$$

$$\text{Sjekk}_6 := \begin{cases} \text{"For liten kantavstand parallelt med bjelkesteget"} & \text{if } e_2 < 1.2 \cdot d_0 \\ \text{"OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Sjekk}_6 = \text{"OK!"}$$

$$\text{Sjekk}_7 := \begin{cases} \text{"For liten avstand mellom bolteradene"} & \text{if } p_1 < 2.2d_0 \\ \text{"OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Sjekk}_7 = \text{"OK!"}$$

$$\text{Sjekk}_8 := \begin{cases} \text{"For liten avstand mellom boltene i samme bolterad"} & \text{if } p_2 < 2.2d_0 \\ \text{"OK!"} & \text{otherwise} \end{cases} \quad \text{Sjekk}_8 = \text{"OK!"}$$

Det er bare nødvendig å sjekke maksimal avstand mellom bolter når bjelken eller søylen er utsatt for høye aksiale laster, dette for å unngå korrosjon og lokal knekking.

Kapasitetsberegninger knutepunkt:

Bolter i strekk:

$$\text{Strekkkapasitet per bolt: } F_{t,Rd} := \frac{0.9 \cdot f_{u,b} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad F_{t,Rd} = 176.4 \text{ kN}$$

Bolter i skjær:

$$\text{Skjærkapasitet per bolt: } F_{v,Rd} := \frac{0.6 \cdot f_{u,b} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} \quad F_{v,Rd} = 117.6 \text{ kN}$$

Kombinert skjær og strekk i bolt:

I-planet:

$$UF_3 := \frac{V_{ip,Ed}}{n_{skjær} \cdot F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,ip,Ed}}{n_{ip} \cdot 1.4 F_{t,Rd}} \quad UF_3 = 0.11$$

Ut-av-planet:

$$UF_4 := \frac{V_{op,Ed}}{n_{skjær} \cdot F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,op,Ed}}{n_{op} \cdot 1.4 F_{t,Rd}} \quad UF_4 = 0.22$$

Total utnyttelse bolter:

$$UF_5 := UF_3 + UF_4 \quad UF_5 = 0.33$$

Lokking:

$$\text{Skjærkapasitet mot lokking per bolt: } B_{p,Rd} := 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}}$$

$$B_{p,Rd} = 288.4 \text{ kN}$$

I-planet:

$$UF_6 := \frac{F_{t,ip,Ed}}{B_{p,Rd}} \quad UF_6 = 0.15$$

Ut-av-planet:

$$UF_7 := \frac{F_{t,op,Ed}}{B_{p,Rd}} \quad UF_7 = 0.34$$

Total utnyttelse lokking:

$$UF_8 := UF_6 + UF_7 \quad UF_8 = 0.49$$

**Utrivning og Hullkantrykk:
I-planet:**

Faktor, $\alpha_{b.ip}$: $\alpha_{b.ip} := \min\left(\frac{f_{u.b}}{f_u}, 1, \frac{e_1}{3d_0}\right)$ $\alpha_{b.ip} = 0.45$

Faktor, $k_{1.ip}$: $k_{1.ip} := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 2.5\right)$ $k_{1.ip} = 2.12$

Bærekapasitet per bolt i-planet::

$$F_{b.ip.Rd} := \frac{(k_{1.ip} \cdot \alpha_{b.ip} \cdot f_u \cdot d \cdot t_p)}{\gamma_{M2}} \quad F_{b.ip.Rd} = 98.21 \cdot \text{kN}$$

Utnyttelse: $UF_9 := \frac{V_{ip.Ed}}{F_{b.ip.Rd}}$ $UF_9 = 0.1$

Ut-av-planet:

Faktor, $\alpha_{b.op}$: $\alpha_{b.op} := \min\left(\frac{f_{u.b}}{f_u}, 1, \frac{e_2}{3d_0}\right)$ $\alpha_{b.op} = 0.45$

Faktor, $k_{1.op}$: $k_{1.op} := \min\left(2.8 \cdot \frac{e_1}{d_0} - 1.7, 2.5\right)$ $k_{1.op} = 2.12$

Bærekapasitet per bolt ut-av-planet::

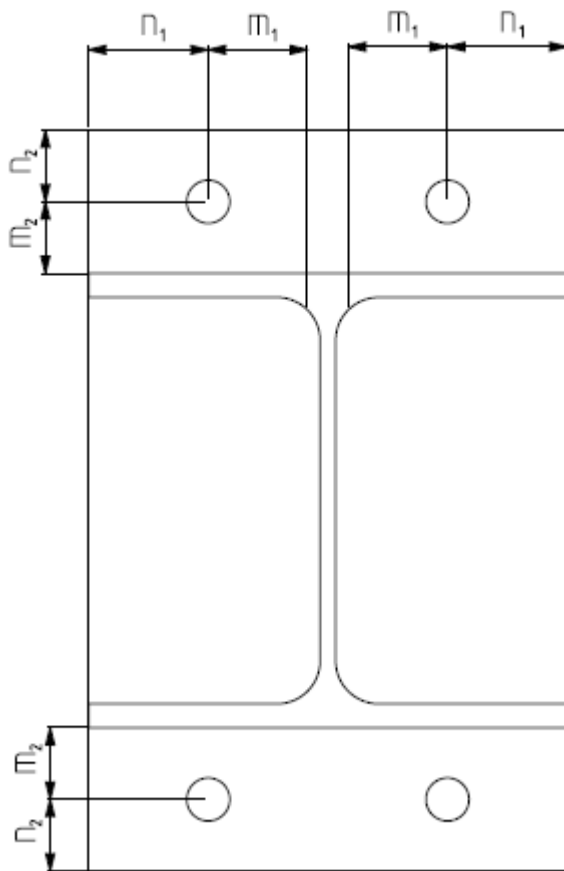
$$F_{b.op.Rd} := \frac{(k_{1.op} \cdot \alpha_{b.op} \cdot f_u \cdot d \cdot t_p)}{\gamma_{M2}} \quad F_{b.op.Rd} = 98.21 \cdot \text{kN}$$

Utnyttelse: $UF_{10} := \frac{V_{op.Ed}}{F_{b.op.Rd}}$ $UF_{10} = 0.1$

Total utnyttelse hullkantrykk og utrivning:

$$UF_{11} := UF_9 + UF_{10} \quad UF_{11} = 0.2$$

Plassering av m og n ved ekvivalent T-stub:



$$m_{1,c} := \frac{p_2}{2} - \left(\frac{t_{w,c}}{2} + 0.8r_c \right)$$

$m_{1,c} = 51.1 \cdot \text{mm}$ Gjelder søylen

$$n_1 := \min(e_2, 1.25m_{1,c})$$

$n_1 = 30 \cdot \text{mm}$

$$m_2 := \frac{p_1 - h_b}{2}$$

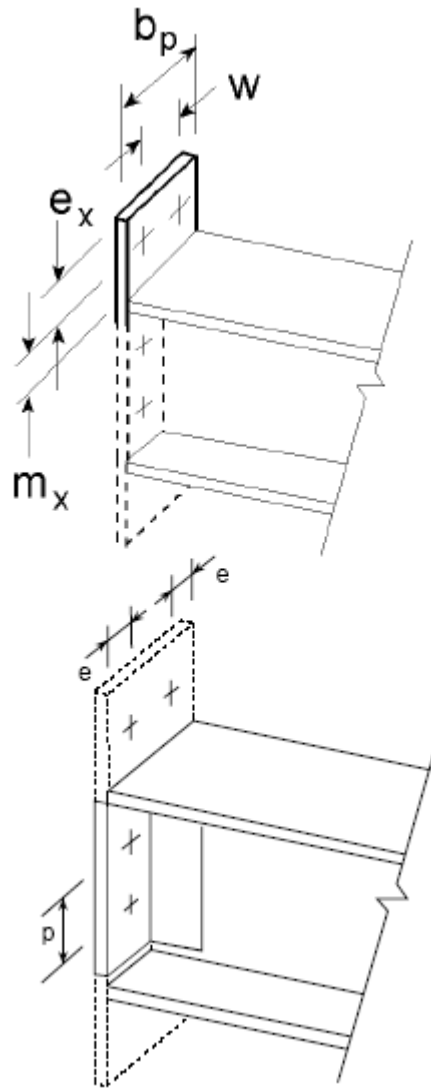
$m_2 = 35 \cdot \text{mm}$

$$n_2 := \min(e_1, 1.25m_2)$$

$n_2 = 30 \cdot \text{mm}$

Figur A.3 Plassering av m og n ved ekvivalent T-stub

Endeplate i bøyning (utvendige bolter):



$$\begin{aligned} m_x &:= m_2 \\ m_x &= 35 \cdot \text{mm} \\ e_x &:= e_1 \\ e_x &= 30 \cdot \text{mm} \\ w &:= p_2 \\ w &= 140 \cdot \text{mm} \\ b_p &= 200 \cdot \text{mm} \\ e_2 &= 30 \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

Figur A.4 Forlenget endeplate

e kalles e_2 pga at e er det naturlige tallet og dette er lagt inn med verdi i mathcad.

For flytelinjemønstrene ved ut-av-planet moment under er det valgt å benytte geometriparametrene gitt i kapittel 3.5.4 i oppgaven. For i-planet moment er flytelinjemønstrene gitt i Tabell 6.6 i NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 benyttet.

Ut-av-planet moment:

Effektive lengder på flytelinjene:

Sirkulært mønster:
$$l_{\text{eff.cp.op.ep}} := \min(2\pi \cdot m_x, \pi \cdot m_x + e_1, \pi \cdot m_x + 2 \cdot e_2)$$
$$l_{\text{eff.cp.op.ep}} = 139.96 \cdot \text{mm}$$

Ikke sirkulært mønster:

$$l_{\text{eff.nc.op.ep}} := \min(4m_x + 1.25e_2, 4 \cdot m_x + 1.25 \cdot e_1, 2 \cdot m_x + 0.625 \cdot e_1 + e_2)$$
$$l_{\text{eff.nc.op.ep}} = 118.75 \cdot \text{mm}$$

Mode 1:
$$l_{\text{eff.1.op.ep}} := \min(l_{\text{eff.nc.op.ep}}, l_{\text{eff.cp.op.ep}})$$
$$l_{\text{eff.1.op.ep}} = 118.75 \cdot \text{mm}$$

Mode 2:
$$l_{\text{eff.2.op.ep}} := l_{\text{eff.nc.op.ep}} \quad l_{\text{eff.2.op.ep}} = 118.75 \cdot \text{mm}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 1:
$$M_{\text{pl.1.Rd.op.ep}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.1.op.ep}} \cdot t_p^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{\text{pl.1.Rd.op.ep}} = 1.05 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 2:
$$M_{\text{pl.2.Rd.op.ep}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.2.op.ep}} \cdot t_p^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{\text{pl.2.Rd.op.ep}} = 1.05 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 1 ved ut-av-planet moment:

$$F_{\text{T.1.Rd.op.ep}} := \frac{4 \cdot M_{\text{pl.1.Rd.op.ep}}}{m_2} \quad F_{\text{T.1.Rd.op.ep}} = 120.45 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 2 ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.2.Rd.op.ep} := \frac{2 \cdot M_{pl.2.Rd.op.ep} + n_2 \cdot n_{op} \cdot F_{t.Rd}}{m_2 + n_2}$$

$$F_{T.2.Rd.op.ep} = 195.26 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 3 ved ut-av-planete moment:

$$F_{T.3.Rd.op.ep} := n_{op} \cdot F_{t.Rd}$$

$$F_{T.3.Rd.op.ep} = 352.8 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.Rd.op.ep} := \min(F_{T.1.Rd.op.ep}, F_{T.2.Rd.op.ep}, F_{T.3.Rd.op.ep})$$

$$F_{T.Rd.op.ep} = 120.45 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende strekkapasitet boltelinje a ved endeplate utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment:

$$F_{ta.ep.Rd} := F_{T.Rd.op.ep}$$

$$F_{ta.ep.Rd} = 120.45 \cdot \text{kN}$$

I-planet moment:

Effektive lengder på flytelinjene:

$$\begin{aligned} \text{Sirkulært mønster:} \quad l_{\text{eff.cp.ip.ep}} &:= \min(2\pi \cdot m_x, \pi \cdot m_x + w, \pi \cdot m_x + 2 \cdot e_2) \\ l_{\text{eff.cp.ip.ep}} &= 169.96 \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

Ikke sirkulært mønster:

$$\begin{aligned} l_{\text{eff.nc.ip.ep}} &:= \min(4m_x + 1.25e_x, e_2 + 2 \cdot m_x + 0.625e_1, 0.5b_p, 0.5w + 2m_x + 0.625e_x) \\ l_{\text{eff.nc.ip.ep}} &= 100 \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mode 1:} \quad l_{\text{eff.1.ip.ep}} &:= \min(l_{\text{eff.nc.ip.ep}}, l_{\text{eff.cp.ip.ep}}) \\ l_{\text{eff.1.ip.ep}} &= 100 \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mode 2:} \quad l_{\text{eff.2.ip.ep}} &:= l_{\text{eff.nc.ip.ep}} \quad l_{\text{eff.2.ip.ep}} = 100 \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

$$\text{Plastisk momentkapasitet Mode 1:} \quad M_{\text{pl.1.Rd.ip.ep}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.1.ip.ep}} \cdot t_p^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{\text{pl.1.Rd.ip.ep}} = 0.89 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{Plastisk momentkapasitet Mode 2:} \quad M_{\text{pl.2.Rd.ip.ep}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.2.ip.ep}} \cdot t_p^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{\text{pl.2.Rd.ip.ep}} = 0.89 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 1 og metode 1 ved i-planet moment:

$$F_{\text{T.1.Rd.ip.ep}} := \frac{4 \cdot M_{\text{pl.1.Rd.ip.ep}}}{m_2} \quad F_{\text{T.1.Rd.ip.ep}} = 101.43 \cdot \text{kN}$$

Metode 2 er ikke benyttet da det ikke er modellert med skive i Abaqus.

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 2 ved i-planer moment:

$$F_{T.2.Rd.ip.ep} := \frac{2 \cdot M_{pl.2.Rd.ip.ep} + n_2 \cdot n_{ip} \cdot F_{t.Rd}}{m_2 + n_2}$$

$$F_{T.2.Rd.ip.ep} = 190.14 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning Mode 3 ved i-planer moment:

$$F_{T.3.Rd.ip.ep} := n_{ip} \cdot F_{t.Rd}$$

$$F_{T.3.Rd.ip.ep} = 352.8 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av endeplate utsatt for bøyning ved i-planer moment:

$$F_{T.Rd.ip.ep} := \min(F_{T.1.Rd.ip.ep}, F_{T.2.Rd.ip.ep}, F_{T.3.Rd.ip.ep})$$

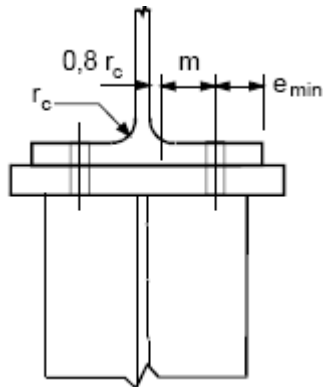
$$F_{T.Rd.ip.ep} = 101.43 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende strekkapasitet bolterad 1 ved endeplate utsatt for bøyning ved i-planer moment:

$$F_{t1.ep.Rd} := F_{T.Rd.ip.ep}$$

$$F_{t1.ep.Rd} = 101.43 \cdot \text{kN}$$

Søyleflens i bøyning (uavstivet søyle):



Figur A.5 Søyleflens i bøyning

$$m_{1,c} = 51.1 \cdot \text{mm}$$

$$e_{\min} := \min(e_2, e_c)$$

$$e_{\min} = 30 \cdot \text{mm}$$

$$n := \min(e_{\min}, 1.25 \cdot m)$$

$$n = 30 \cdot \text{mm}$$

Benytter m1 isteden for m, da m i mathcad er meter. Se figur A.3.

Ut-av-planet moment:

Effektive lengder på flytelinjene:

Sirkulært mønster: $l_{\text{eff.cp.op.fc}} := \min(2\pi \cdot m_{1,c}, \pi \cdot m_{1,c} + e_2)$

$$l_{\text{eff.cp.op.fc}} = 190.54 \cdot \text{mm}$$

Ikke sirkulært mønster:

$$l_{\text{eff.nc.op.fc}} := \min(2m_{1,c} + 0.625e_2 + p_1, 4m_{1,c} + 1.25e_2)$$

$$l_{\text{eff.nc.op.fc}} = 241.9 \cdot \text{mm}$$

Mode 1: $l_{\text{eff.1.op.fc}} := \min(l_{\text{eff.nc.op.fc}}, l_{\text{eff.cp.op.fc}})$

$$l_{\text{eff.1.op.fc}} = 190.54 \cdot \text{mm}$$

Mode 2: $l_{\text{eff.2.op.fc}} := l_{\text{eff.nc.op.fc}} \quad l_{\text{eff.2.op.fc}} = 241.9 \cdot \text{mm}$

Plastisk momentkapasitet Mode 1: $M_{\text{pl.1.Rd.op.fc}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.1.op.fc}} \cdot t_{f,c}^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$$M_{\text{pl.1.Rd.op.fc}} = 3.8 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 2:

$$M_{pl.2.Rd.op.fc} := 0.25 \cdot I_{eff.2.op.fc} \cdot f_c \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$M_{pl.2.Rd.op.fc} = 4.83 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 1 ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.1.Rd.op.fc} := \frac{4 \cdot M_{pl.1.Rd.op.fc}}{m_2} \quad F_{T.1.Rd.op.fc} = 434.83 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 1 og metode 2 ved ut-av-planet moment:

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 2 ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.2.Rd.op.fc} := \frac{2 \cdot M_{pl.2.Rd.op.fc} + n_2 \cdot n_{op} \cdot F_{t.Rd}}{m_2 + n_2}$$
$$F_{T.2.Rd.op.fc} = 311.46 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 3 ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.3.Rd.op.fc} := n_{op} \cdot F_{t.Rd} \quad F_{T.3.Rd.op.fc} = 352.8 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment:

$$F_{T.Rd.op.fc} := \min(F_{T.1.Rd.op.fc}, F_{T.2.Rd.op.fc}, F_{T.3.Rd.op.fc})$$
$$F_{T.Rd.op.fc} = 311.46 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende strekkapasitet boltelinje a ved søyleflens utsatt for bøyning ved ut-av-planet moment:

$$F_{ta.fc.Rd} := F_{T.Rd.op.fc}$$

$$F_{ta.fc.Rd} = 311.46 \cdot \text{kN}$$

I-planet moment:

Effektive lengder på flytelinjene:

Sirkulært mønster: $l_{\text{eff.cp.ip.fc}} := \min(2\pi \cdot m_{1,c})$

$$l_{\text{eff.cp.ip.fc}} = 321.07 \cdot \text{mm}$$

Ikke sirkulært mønster:

$$l_{\text{eff.nc.ip.fc}} := \min(4m_{1,c} + 1.25e_1)$$

$$l_{\text{eff.nc.ip.fc}} = 241.9 \cdot \text{mm}$$

Mode 1: $l_{\text{eff.1.ip.fc}} := \min(l_{\text{eff.nc.ip.fc}}, l_{\text{eff.cp.ip.fc}})$

$$l_{\text{eff.1.ip.fc}} = 241.9 \cdot \text{mm}$$

Mode 2: $l_{\text{eff.2.ip.fc}} := l_{\text{eff.nc.ip.fc}} \quad l_{\text{eff.2.ip.fc}} = 241.9 \cdot \text{mm}$

Plastisk momentkapasitet Mode 1: $M_{\text{pl.1.Rd.ip.fc}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.1.ip.fc}} \cdot t_{f,c}^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$$M_{\text{pl.1.Rd.ip.fc}} = 4.83 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Plastisk momentkapasitet Mode 2: $M_{\text{pl.2.Rd.ip.fc}} := 0.25 \cdot l_{\text{eff.2.ip.fc}} \cdot t_{f,c}^2 \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$

$$M_{\text{pl.2.Rd.ip.fc}} = 4.83 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 1:

$$F_{T.1.Rd.ip.fc} := \frac{4 \cdot M_{\text{pl.1.Rd.ip.fc}}}{m_{1,c}} \quad F_{T.1.Rd.ip.fc} = 378.12 \cdot \text{kN}$$

Metode 2 er ikke benyttet da det ikke er modellert med skive i Abaqus.

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 2 ved i-planer moment:

$$F_{T.2.Rd.ip.fc} := \frac{2 \cdot M_{pl.2.Rd.ip.fc} + n_1 \cdot n_{ip} \cdot F_{t.Rd}}{m_{1.c} + n_1} \quad F_{T.2.Rd.ip.fc} = 249.63 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning Mode 3 ved i-planer moment:

$$F_{T.3.Rd.ip.fc} := n_{ip} \cdot F_{t.Rd} \quad F_{T.3.Rd.ip.fc} = 352.8 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende kapasitet av søyleflens utsatt for bøyning ved i-planer moment:

$$F_{T.Rd.ip.fc} := \min(F_{T.1.Rd.ip.fc}, F_{T.2.Rd.ip.fc}, F_{T.3.Rd.ip.fc})$$
$$F_{T.Rd.ip.fc} = 249.63 \cdot \text{kN}$$

Dimensjonerende strekkapasitet bolterad 1 ved endeplate utsatt for bøyning:

$$F_{t1.fc.Rd} := F_{T.Rd.ip.fc}$$

$$F_{t1.fc.Rd} = 249.63 \cdot \text{kN}$$

Søylesteg i skjær:

Sjekk av slankhetskrav:

$$\text{Sjekk}_g := \begin{cases} \text{"Slankhetskrav tilfredstilt"} & \text{if } \frac{d_{w.c}}{t_{w.c}} \leq 69 \cdot \varepsilon \\ \text{"Slankhetskrav ikke tilfredstilt"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Sjekk}_g = \text{"Slankhetskrav tilfredstilt"}$$

Dimensjonerende skjærkapasitet av søylesteget:

$$V_{wp.ip.Rd} := \frac{0.9 \cdot f_y \cdot A_{vc}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

$$V_{wp.ip.Rd} = 458.02 \cdot \text{kN}$$

Søylesteg utsatt for tverrgående trykk:

Transformasjonsparameter: $\beta := 1$

Utbredelse 45° gjennom endeplaten $s_p := 2t_p$ $s_p = 20 \cdot \text{mm}$

a mål (full gjennombrenning): $a_p := 0 \text{mm}$ $a_p = 0 \cdot \text{mm}$

For valsede H-profiler: $s := r_c$ $s = 18 \cdot \text{mm}$

Effektiv bredde av søylesteget i trykk: $b_{\text{eff.c.wc}} := t_{f,b} + 2\sqrt{2} \cdot a_p + 5(t_{f,c} + s) + s_p$

$$b_{\text{eff.c.wc}} = 200 \cdot \text{mm}$$

Reduksjonsfaktor for mulige interaksjoner av skjær:

$$\omega := \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \left(b_{\text{eff.c.wc}} \cdot \frac{t_{w,c}}{A_{vc}} \right)^2}}$$
$$\omega = 0.77$$

Reduksjonsfaktor for maksimale langsgående spenninger i søylesteget:

$$k_{wc} := \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{\text{com.Ed}} \leq 0.7f_y \\ 1.7 - \frac{\sigma_{\text{com.Ed}}}{f_y} & \text{otherwise} \end{cases}$$
$$k_{wc} = 1$$

Plateslankhet:

$$\lambda_p := 0.932 \sqrt{\frac{b_{\text{eff.c.wc}} \cdot d_{w,c} \cdot f_y}{E \cdot t_{w,c}^2}}$$
$$\lambda_p = 0.7$$

Reduksjonsfaktor for plateknekking:

$$\rho := \begin{cases} 1 & \text{if } \lambda_p \leq 0.72 \\ \frac{\lambda_p - 0.2}{\lambda_p^2} & \text{otherwise} \end{cases}$$
$$\rho = 1$$

Dimensjonerende kapasitet søylesteg utsatt for tversgående trykk:

$$F_{c.wc.ip.Rd} := \min \left(\frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot b_{\text{eff.c.wc}} \cdot t_{w,c} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \frac{\omega \cdot k_{wc} \cdot \rho \cdot b_{\text{eff.c.wc}} \cdot t_{w,c} \cdot f_y}{\gamma_{M1}} \right)$$
$$F_{c.wc.ip.Rd} = 492.53 \cdot \text{kN}$$

Søylesteg utsatt for tverrgående strekk:

Effektiv bredde av søylesteget i strekk:

$$b_{\text{eff.t.wc}} := \min(2 \cdot \pi \cdot m_{1.c} \cdot 4m_{1.c} + 1.25e_2)$$

$$b_{\text{eff.t.wc}} = 241.9 \cdot \text{mm}$$

Reduksjonsfaktor for mulig interaksjon av skjær:

$$\omega_t := \frac{1}{\sqrt{1 + 1.3 \left(b_{\text{eff.t.wc}} \cdot \frac{t_{w.c}}{A_{vc}} \right)^2}} \quad \omega_t = 0.71$$

Dimensjonerende kapasitet søylesteg utsatt for tverrgående strekk:

$$F_{t.wc.ip.Rd} := \frac{\omega_t \cdot b_{\text{eff.t.wc}} \cdot t_{w.c} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{t.wc.ip.Rd} = 546.58 \cdot \text{kN}$$

Bjelkeflens og -steg i trykk:

Ut-av-planet moment:

Faktor k:

$$k := \min\left(\frac{t_{f.c}}{t_{f.b}}, 1\right) \quad k = 1$$

Effektiv bredde:

$$b_{c.fb.\text{eff}} := \min\left[0.5t_{w.c} + r_c + 3.5k \cdot (t_{f.c} + t_p), \frac{b_b}{2}\right]$$

$$b_{c.fb.\text{eff}} = 100 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende kapasitet av bjelkeflens i trykk ved ut-av-planet moment:

$$F_{c.fb.op.Rd} := \frac{2 \cdot f_y \cdot b_{c.fb.\text{eff}} \cdot t_{f.b}}{\gamma_{M0}}$$

$$F_{c.fb.op.Rd} = 1065 \cdot \text{kN}$$

I-planet moment:

Bjelkens dybde:

$$h := h_b \quad h = 200 \cdot \text{mm}$$

Dimensjonerende kapasitet bjelkeflens og -steg i trykk ved i-planet moment:

$$F_{c.fb.ip.Rd} := \frac{M_{c.ip.Rd}}{h - t_{f.b}}$$

$$F_{c.fb.ip.Rd} = 1232.91 \cdot \text{kN}$$

Bjelkesteg i strekk:

Effektiv bredde: $b_{\text{eff.t.wb}} := \min(l_{\text{eff.1.ip.ep}}, l_{\text{eff.2.ip.ep}})$
 $b_{\text{eff.t.wb}} = 100 \cdot \text{mm}$

Dimensjonerende kapasitet bjelkesteg i strekk:

$$F_{\text{t.wb.ip.Rd}} := b_{\text{eff.t.wb}} \cdot t_{\text{w.b}} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{\text{M0}}}$$

$$F_{\text{t.wb.ip.Rd}} = 319.5 \cdot \text{kN}$$

Søyleflens utsatt for torsjon:

Effektiv bredde på søylesteget ved torsjon av søyleflensen:

$$b_{\text{tor.fc.eff}} := p_1 + 1.73p_2$$

$$b_{\text{tor.fc.eff}} = 512.2 \cdot \text{mm}$$

Plastisk torsjonskapasitet søyleflensen inkludert plastisk momentkapasitet av søylesteget (se kap. 2.2.1.5 i oppgaven):

$$M_{\text{tor.fc.op.Rd}} := \frac{f_y \cdot b_c \cdot t_{\text{f.c}}^2 \left(1 - \frac{t_{\text{f.c}}}{3b_c} \right)}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{\text{M0}}} + \frac{f_y \cdot t_{\text{w.c}}^2 \cdot b_{\text{tor.fc.eff}}}{4 \cdot \gamma_{\text{M0}}}$$

$$M_{\text{tor.fc.op.Rd}} = 12.67 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Kapasitet knutepunkt:

Strekkapasitet bolterad 1:

$$F_{t1.Rd} := \min \left(\begin{array}{l} V_{wp.ip.Rd} \\ F_{c.wc.ip.Rd} \\ F_{t.wc.ip.Rd} \\ F_{t1.fc.Rd} \\ F_{t1.ep.Rd} \\ F_{ta.fc.Rd} \\ F_{ta.ep.Rd} \\ F_{c.fb.ip.Rd} \\ F_{t.wb.ip.Rd} \end{array} \right) \quad F_{t1.Rd} = 101.43 \cdot \text{kN}$$

Strekkapasitet boltelinje a:

$$F_{ta.Rd} := \min(F_{t1.fc.Rd}, F_{t1.ep.Rd}, F_{ta.fc.Rd}, F_{ta.ep.Rd}, F_{c.fb.op.Rd}) \quad F_{ta.Rd} = 101.43 \cdot \text{kN}$$

I-planet momentkapasitet:

$$M_{ip.Rd} := F_{t1.Rd} \cdot z \quad M_{ip.Rd} = 23.08 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ut-av-planet momentkapasitet:

$$M_{op.Rd} := \min(M_{tor.fc.op.Rd}, F_{ta.Rd} \cdot y) \quad M_{op.Rd} = 10.48 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Utnyttelse ved i-planet moment:

$$UF_{12} := \frac{M_{ip.Ed}}{M_{ip.Rd}} \quad UF_{12} = 0.44$$

Utnyttelse ved ut av planet moment:

$$UF_{13} := \frac{M_{op.Ed}}{M_{op.Rd}} \quad UF_{13} = 0.96$$

Total utnyttelse knutepunkt:

$$UF_{14} := \frac{M_{ip.Ed}}{M_{ip.Rd}} + \frac{M_{op.Ed}}{M_{op.Rd}} \quad UF_{14} = 1.4$$

Strekkapasitet bolterad 1 ihht NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 (dvs. uten å sjekke for $F_{ta.fc.Rd}$ som er strekkapasiteten boltelinje a ved bøyning av søyleflensen ved ut-av-planet moment og $F_{ta.ep.Rd}$ som er strekkapasiteten til boltelinje a ved bøyning av endeplaten ved ut-av-planet moment).

$$F_{t1.Rd.2} := \min(V_{wp.ip.Rd}, F_{c.wc.ip.Rd}, F_{t.wc.ip.Rd}, F_{t1.fc.Rd}, F_{t1.ep.Rd}, F_{c.fb.ip.Rd}, F_{t.wb.ip.Rd})$$

$$F_{t1.Rd.2} = 101.43 \cdot \text{kN}$$

I-planet momentkapasitet ihht til NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009:

$$M_{ip.Rd.2} := F_{t1.Rd.2} \cdot z$$

$$M_{ip.Rd.2} = 23.08 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Komponentenes individuelle momentkapasitet:

Endeplate i bøyning: $M_{ep.ip.Rd} := \min(F_{t1.ep.Rd}, F_{ta.ep.Rd}) \cdot z$

$$M_{ep.ip.Rd} = 23.08 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søyleflens i bøyning: $M_{fc.ip.Rd} := \min(F_{t1.fc.Rd}, F_{ta.fc.Rd}) \cdot z$

$$M_{fc.ip.Rd} = 56.79 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søylesteg i skjær: $M_{wp.ip.Rd} := V_{wp.ip.Rd} \cdot z$

$$M_{wp.ip.Rd} = 104.2 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søylesteg utsatt for tverrgående trykk: $M_{c.wc.ip.Rd} := F_{c.wc.ip.Rd} \cdot z$

$$M_{c.wc.ip.Rd} = 112.05 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søylesteg utsatt for tversgående strekk: $M_{t.wc.ip.Rd} := F_{t.wc.ip.Rd} \cdot z$

$$M_{t.wc.ip.Rd} = 124.35 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Bjelkeflens og -steg i trykk: $M_{c.fb.ip.Rd} := F_{c.fb.ip.Rd} \cdot z$

$$M_{c.fb.ip.Rd} = 280.49 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Ut-av-planet:

Endeplate i bøyning: $M_{ep.op.Rd} := \min(F_{t1.ep.Rd}, F_{ta.ep.Rd}) \cdot y$

$$M_{ep.op.Rd} = 10.48 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søyleflens i bøyning: $M_{l.fc.op.Rd} := \min(F_{t1.fc.Rd}, F_{ta.fc.Rd}) \cdot y$

$$M_{l.fc.op.Rd} = 25.79 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Bjelkeflens i trykk: $M_{c.fb.op.Rd} := F_{c.fb.op.Rd} \cdot y$

$$M_{c.fb.op.Rd} = 110.05 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Søyleflens utsatt for torsjon: $M_{tor.fc.op.Rd} = 12.67 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$

Vedlegg B – Teknisk notat ved Aibel

Her er Ref./16/ vedlagt:

Study of the design of bolted end-plate joints subjected to combined in-plane and out-of-plane bending. Teknisk notat for erfaringsoverføring ved Aibel.

Technical note

0007040145 - Area Eng. Structural

Written by:

Nicolas Neumann, Simen Ovar Kristensen, Fuad Nuhic and Gunnar Lian

Grading:	Aibel Responsible: NINEU	Archive code:
----------	------------------------------------	---------------

Document title: STUDY OF THE DESIGN OF BOLTED END-PLATE JOINTS SUBJECT TO COMBINED IN-PLANE AND OUT-OF-PLANE BENDING
--

Document no.: 0007040145-ERFAR-0001	Rev.: 01	Page 1 of 16
---	--------------------	------------------------

1.	INTRODUCTION.....	3
2.	SUMMARY AND CONCLUSIONS	4
3.	DISCUSSION.....	7
3.1	Joint components in tension.....	7
3.2	Joint components in shear and compression	9
3.3	Design verification of joints subject to in-plane and out-of-plane bending	10
3.4	Centre of compression	11
4.	REFERENCES.....	16

1. INTRODUCTION

For the design of structural joints connecting H or I sections, Eurocode 3 (ref. /1/) only covers bending about the major axis of the beam (in the following termed in-plane bending), also known as moment connections (ref. /2/). However, in many offshore applications, bending M_{Ed} is about an axis at an angle to the major axis of the beam α , decomposed into in-plane and out-of-plane moment components $M_{ip,Ed}$ and $M_{op,Ed}$ (see Figure 1-1).

The present study addresses single-sided beam-to-column joints with a bolted end-plate connecting H or I sections. Two rows and two lines of bolts symmetrical about both the beam major and the minor axes are assumed. The bolt-rows can be either between the beam flanges or in the part of the end-plate extending outside the beam flanges. This joint design is found to be a common design in offshore applications.

The aim of the study is to develop a theory based on the component method (as used in Eurocode 3; ref. /1/, and with background information found in ref. /3/) for the design verification of such joints subject to bending with in-plane and/or out-of-plane moment components in interaction.

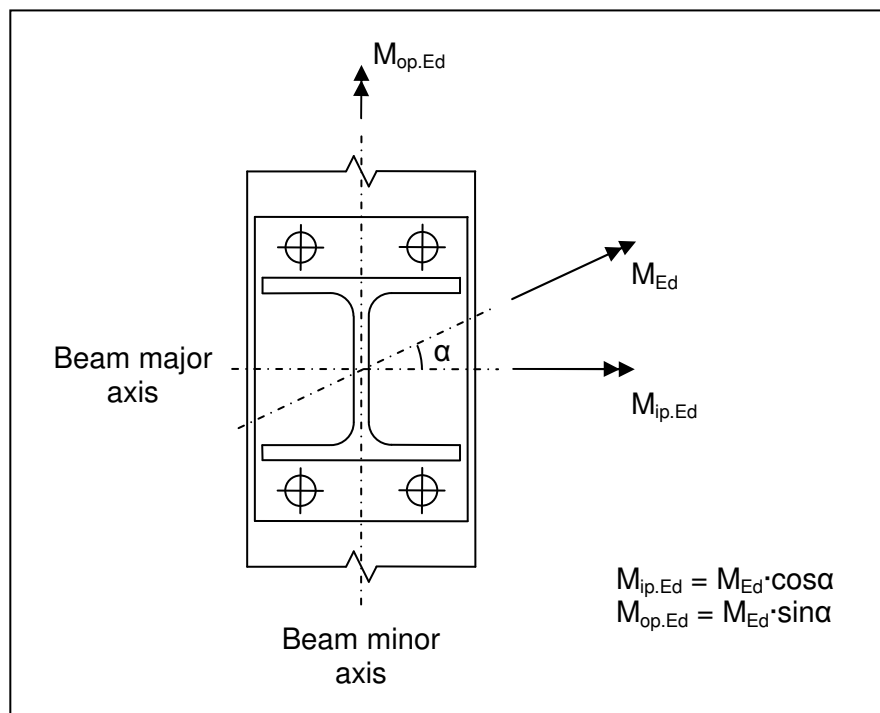


Figure 1-1 Bending about an axis at an angle to the beam major axis, decomposed into in-plane and out-of-plane moment components

2. SUMMARY AND CONCLUSIONS

Structural joints connecting H or I sections subject to bending with in-plane and/or out-of-plane moment components have been studied.

The theoretical investigation is based on the component method (ref. /1/ and ref. /3/) and has focused on single-sided beam-to-column joints with a bolted end-plate connection with two rows and two lines of bolts symmetrical about both the beam major and the minor axes. The bolt-rows can be either between the beam flanges or in the part of the end-plate extending outside the beam flanges.

It is found that for design verification, in case of non-proportional loading, the in-plane and out-of-plane moment components can be treated separately, with the joint being verified if:

$$\frac{M_{ip.Ed}}{M_{ip.Rd}} + \frac{M_{op.Ed}}{M_{op.Rd}} \leq 1.0$$

where:

$M_{ip.Ed}$ is the design in-plane moment component;

$M_{op.Ed}$ is the design out-of-plane moment component;

$M_{ip.Rd}$ is the design moment resistance of the joint assuming only in-plane bending;

$M_{op.Rd}$ is the design moment resistance of the joint assuming only out-of-plane bending.

The design moment resistance for pure in-plane and out-of-plane bending, respectively, may be determined from:

$$M_{ip.Rd} = F_{t1.Rd} \cdot z$$

$$M_{op.Rd} = F_{ta.Rd} \cdot y$$

where:

$F_{t1.Rd}$ is the effective design tension resistance for the bolt-row in tension for pure in-plane bending;

$F_{ta.Rd}$ is the effective design tension resistance for the bolt-line in tension for pure out-of-plane bending;

z is the design distance from the bolt-row in tension to the centre of compression assuming only in-plane bending;

y is the design distance from the bolt-line in tension to the centre of compression assuming only out-of-plane bending.

The design distance from the bolt-row in tension to the centre of compression z assuming only in-plane bending is given by (ref. /1/):

$$z = \frac{h_b + p_1 - t_{fb}}{2}$$

where:

h_b is the height of the beam;

t_{fb} is the thickness of the beam flange;

p_1 is the spacing between the two rows of bolts.

The design distance from the bolt-line in tension to the centre of compression y assuming only out-of-plane bending is found to be:

$$y = \frac{b_b + 3p_2}{6}$$

where:

b_b is the width of the beam;

p_2 is the spacing between the two lines of bolts.

The effective design tension resistance for bolt-row 1 for pure in-plane and bolt-line a for pure out-of-plane bending, respectively, is given by:

$$F_{t1.Rd} = \min \left(F_{t1.wc.Rd}, F_{t1.fc.Rd}, F_{ta.fc.Rd}, F_{ta.ft.Rd}, F_{t1.ep.Rd}, F_{ta.ep.Rd}, F_{t1.wb.Rd}, \frac{V_{wp.Rd}}{\beta}, \dots, F_{c.wc.Rd}, F_{c2.fb.Rd} \right)$$

$$F_{ta.Rd} = \min \left(F_{t1.fc.Rd}, F_{ta.fc.Rd}, F_{t1.ep.Rd}, F_{ta.ep.Rd}, F_{t1.fb.Rd}, F_{ta.fb.Rd}, F_{cb.fb.Rd} \right)$$

where:

$F_{t1.wc.Rd}$ is the design tension resistance for bolt-row 1 of the column web in tension;

$F_{t1.fc.Rd}$ and $F_{ta.fc.Rd}$ are the design tension resistances for bolt-row 1 and bolt-line a, respectively, of the column flange in bending;

$F_{ta.ft.Rd}$ is the design tension resistances for bolt flange line a of the column flange in torsion;

$F_{t1.ep.Rd}$ and $F_{ta.ep.Rd}$ are the design tension resistances for bolt-row 1 and bolt-line a, respectively, of the end-plate in bending;

$F_{t1.wb.Rd}$ is the design tension resistance for bolt-row 1 of the beam web in tension;

$V_{wp.Rd}$ is the design plastic shear resistance of the column web panel;

β is the transformation parameter taking into account the possible influence on the design moment resistance of the column web panel in shear;

$F_{c.wc.Rd}$ is the design resistance of the column web in compression;

$F_{c2.fb.Rd}$ and $F_{cb.fb.Rd}$ are the design compression resistances for beam flange 2 and beam flange line b, respectively, of the beam flange in compression;

$F_{cb.fb.Rd}$ is the design compression resistance for beam flange line b of the beam flange in compression.

3. DISCUSSION

3.1 JOINT COMPONENTS IN TENSION

Considering the tension side, out-of-plane bending is transferred from the beam flanges through the welded connection between beam flanges and end-plate, via the end-plate in bending and the bolt-line in tension to the column flange in bending and torsion¹. Hence, it is assumed that interaction of the in-plane and out-of-plane moment components only involve the following joint components in tension:

- column flange in bending;
- column flange in torsion;
- end-plate in bending.

Assume that the design resistance for bolt-row 1 and bolt-line a (see Figure 3-1) for the three joint components in tension are determined:

- column flange in bending $F_{t1.fc.Rd}$ and $F_{ta.fc.Rd}$;
- column flange in torsion $F_{ta.ft.Rd}$;
- end-plate in bending $F_{t1.ep.Rd}$ and $F_{ta.ep.Rd}$.

The lowest of these five design resistances in tension $F_{tmin.Rd}$ is assumed to form a lower bound for the effective design tension resistance of bolt 1a $F_{t1a.Rd}$, i.e. the bolt with the highest tension load, given by:

$$F_{t1a.Rd} \geq \frac{F_{tmin.Rd}}{2} \quad \dots (3.1)$$

where:

$$F_{tmin.Rd} = \min(F_{t1.fc.Rd}, F_{ta.fc.Rd}, F_{ta.ft.Rd}, F_{t1.ep.Rd}, F_{ta.ep.Rd}) \quad \dots (3.2)$$

The design verification should be performed so that:

$$\frac{F_{t1a.Ed}}{F_{t1a.Rd}} \leq 1.0 \quad \dots (3.3)$$

where:

$F_{t1a.Ed}$ is the resulting design tension force in bolt 1a.

¹ The joint component column flange in torsion is not relevant if, for instance, the column is equipped with full depth transverse stiffeners.

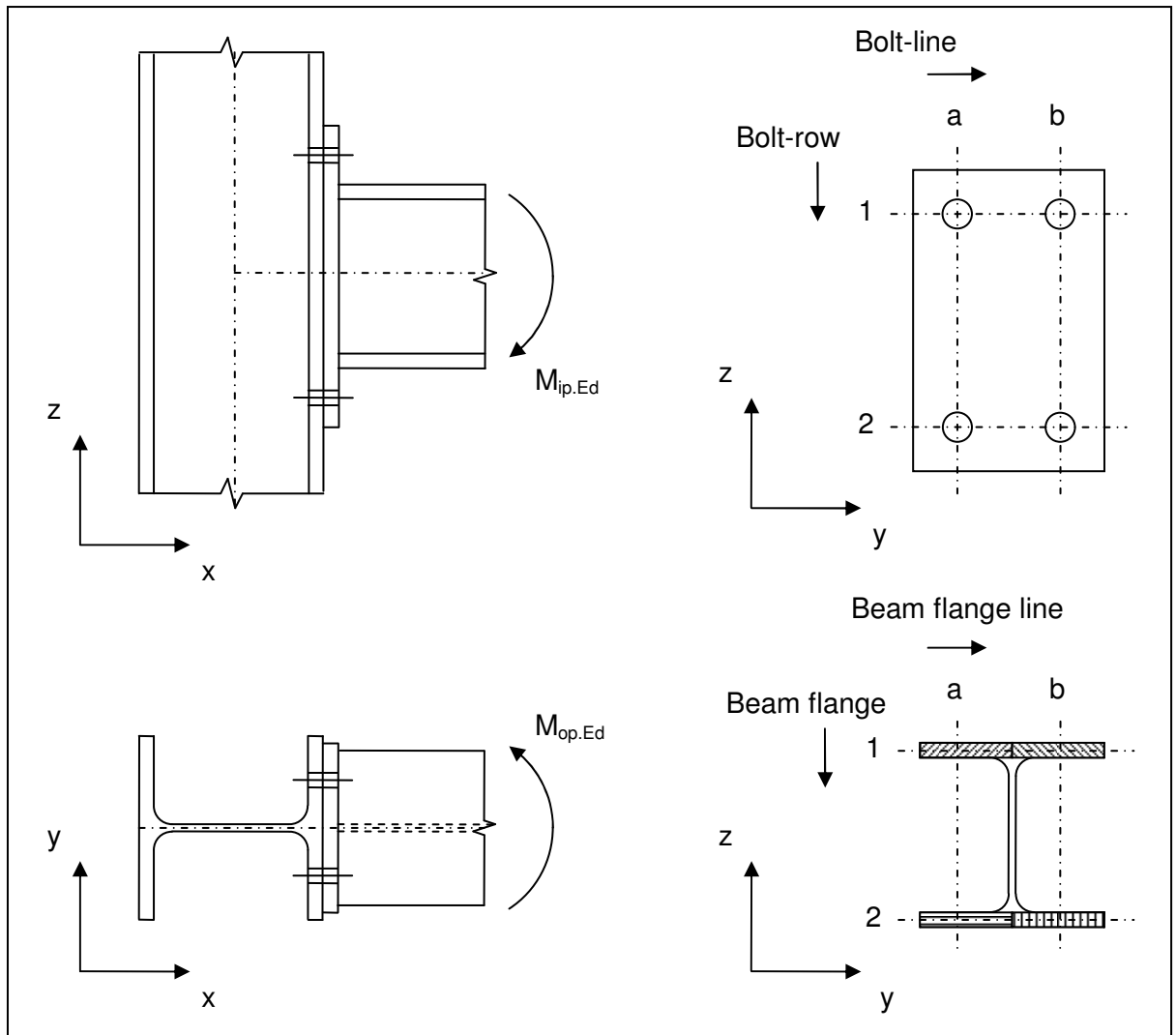


Figure 3-1 Terminology and sign convention

Assuming non-proportional loading, i.e. applying the in-plane and out-of-plane moment components in two subsequent steps, the resulting design tension force in bolt 1a $F_{t1a.Ed}$ is assumed given by:

$$F_{t1a.Ed} = \frac{F_{t1.Ed} + F_{ta.Ed}}{2} \quad \dots (3.4)$$

where:

$F_{t1.Ed}$ is the design tension force in bolt-row 1 from the in-plane moment component;

$F_{ta.Ed}$ is the design tension force in bolt-line a from the out-of-plane moment component.

Furthermore, the design tension force in bolt-row 1 and bolt-line a, respectively, can be assumed to be:

$$F_{t1.Ed} = \frac{M_{ip.Ed}}{z} \quad \dots (3.5)$$

$$F_{ta.Ed} = \frac{M_{op.Ed}}{y} \quad \dots (3.6)$$

where:

z is the design distance from the bolt-row in tension to the centre of compression assuming only in-plane bending (see section 3.4);

y is the design distance from the bolt-line in tension to the centre of compression assuming only out-of-plane bending (see section 3.4).

From equations (3.1), (3.4), (3.5) and (3.6) it is found:

$$\frac{F_{ta.Ed}}{F_{ta.Rd}} \leq \frac{\frac{F_{t1.Ed} + F_{ta.Ed}}{2}}{\frac{F_{tmin.Rd}}{2}} = \frac{\frac{M_{ip.Ed}}{z} + \frac{M_{op.Ed}}{y}}{F_{tmin.Rd}} \quad \dots (3.7)$$

Based on equation (3.3), this gives the following design verification method when only considering the joint components in tension:

$$\frac{M_{ip.Ed}}{F_{tmin.Rd} \cdot z} + \frac{M_{op.Ed}}{F_{tmin.Rd} \cdot y} \leq 1.0 \quad \dots (3.8)$$

From equation (3.8) it is seen that the effect of the in-plane and out-of-plane moment components can be treated separately for the joint components in tension subject to combined in-plane and out-of-plane bending.

3.2 JOINT COMPONENTS IN SHEAR AND COMPRESSION

For the compression side, it is assumed that only the beam flange in compression is affected by interaction of the in-plane and out-of-plane moment components, while the joint component in shear, i.e. column web panel in shear, is assumed not affected by out-of-plane bending.

Assuming plastic analysis and taking account of the fact that the joint is assumed to be symmetrical about both the xy and xz-plane, the design resistance in compression of beam flange part 2b $F_{c2b.fb.Rd}$, i.e. the beam flange part with the highest compression load, is given by (see Figure 3-1):

$$F_{c2b.fb.Rd} = \frac{F_{c2.fb.Rd}}{2} = \frac{F_{cb.fb.Rd}}{2} \quad \dots (3.9)$$

where:

$F_{c2.fb.Rd}$ is the design compression resistance for beam flange 2 of the beam flange in compression;

$F_{cb.fb.Rd}$ is the design compression resistance for beam flange line b of the beam flange in compression.

Furthermore, it is noted that, as for the tension side (see equation (3.4)), the design compression force in beam flange part 2b is the sum of the contributions from the in-plane and out-of-plane moment components.

Consequently, the effect of the in-plane and out-of-plane moment components can be treated separately also for the joint components in shear and compression.

3.3 DESIGN VERIFICATION OF JOINTS SUBJECT TO IN-PLANE AND OUT-OF-PLANE BENDING

From the preceding discussion it is concluded that verification of the considered joint design for bending with in-plane and/or out-of-plane moment components could be performed so that:

$$\frac{M_{ip.Ed}}{M_{ip.Rd}} + \frac{M_{op.Ed}}{M_{op.Rd}} \leq 1.0 \quad \dots (3.10)$$

where:

$M_{ip.Rd}$ is the design moment resistance of the joint assuming only in-plane bending;

$M_{op.Rd}$ is the design moment resistance of the joint assuming only out-of-plane bending.

The design moment resistance $M_{ip.Rd}$ for pure in-plane bending may, according to Eurocode 3 (ref. /1/ §6.2.7.2), be determined from:

$$M_{ip.Rd} = F_{t1.Rd} \cdot z \quad \dots (3.11)$$

where:

$F_{t1.Rd}$ is the effective design tension resistance for bolt-row 1 for pure in-plane bending.

From Eurocode 3 (ref. /1/ §6.2.7.2) and equations (3.2) and (3.8) the effective design tension resistance for bolt-row 1 for pure in-plane bending is given by:

$$F_{t1.Rd} = \min \left(F_{t1.wc.Rd}, F_{t1.fc.Rd}, F_{ta.fc.Rd}, F_{ta.ft.Rd}, F_{t1.ep.Rd}, F_{ta.ep.Rd}, F_{t1.wb.Rd}, \frac{V_{wp.Rd}}{\beta}, \dots, F_{c.wc.Rd}, F_{c2.fb.Rd} \right) \quad \dots (3.12)$$

where:

$F_{t1.wc.Rd}$ is the design tension resistance for bolt-row 1 of the column web in tension;

$F_{t1.wb.Rd}$ is the design tension resistance for bolt-row 1 of the beam web in tension;

$V_{wp.Rd}$ is the design plastic shear resistance of the column web panel;

β is the transformation parameter taking into account the possible influence on the design moment resistance of the column web panel in shear;

$F_{c.wc.Rd}$ is the design resistance of the column web in compression.

Similarly, it is assumed that the design moment resistance for pure out-of-plane bending $M_{op.Rd}$ may be determined from:

$$M_{op.Rd} = F_{ta.Rd} \cdot y \quad \dots (3.13)$$

where:

$F_{ta.Rd}$ is the effective design tension resistance for bolt-line a for pure out-of-plane bending.

Assuming that there are no other joint components affected by out-of-plane bending than the ones addressed above, the effective design resistance in tension of bolt-line a for pure out-of-plane bending is:

$$F_{ta.Rd} = \min(F_{t1.fc.Rd}, F_{ta.fc.Rd}, F_{ta.ft.Rd}, F_{t1.ep.Rd}, F_{ta.ep.Rd}, F_{cb.fb.Rd}) \quad \dots (3.14)$$

3.4 CENTRE OF COMPRESSION

For pure in-plane bending, the centre of compression should, according to Eurocode 3, be taken as in line with the mid-thickness of the compression flange (ref. /1/ Figure 6.15). Hence, the design distance from the bolt-row in tension to the centre of compression is given by:

$$z = \frac{h_b + p_1 - t_{fb}}{2} \quad \dots (3.15)$$

where:

h_b is the height of the beam;

t_{fb} is the thickness of the beam flange;

p_1 is the spacing between the two rows of bolts.

For pure out-of-plane bending, the position of the centre of compression is assumed governed by the relative stiffness of the:

- column flange in bending and torsion,
- bolts in tension,

and the degree of preload of the bolts.

The distance from the bolt-line in tension to the centre of compression for different extreme cases is investigated in Figure 3-2 to Figure 3-4, with the results summarized in Table 3-1. It is assumed that other cases do not lead to a lower distance from the bolt-line to the centre of compression than the minimum distance for the cases investigated. The design distance from the bolt-line in tension to the centre of compression is therefore taken as the minimum distance, found to be:

$$y = \frac{b_b + 3p_2}{6} \quad \dots (3.16)$$

where:

b_b is the width of the beam;

p_2 is the spacing between the two lines of bolts.

Case	Stiffness		Preload	Distance from the bolt-line in tension to the centre of compression y
	Column flange	Bolts		
1	Infinite	Infinite	No	$\frac{b_b + p_2}{3}$
2	Infinite	Infinite	Yes	$\frac{b_b + 3p_2}{6}$
3	High	Low	No	$\frac{b_b + p_2}{2}$
4	Low	High	No	$\frac{5b_b + 9p_2}{18}$

Table 3-1 Distance from the bolt-line in tension to the centre of compression for different extreme cases

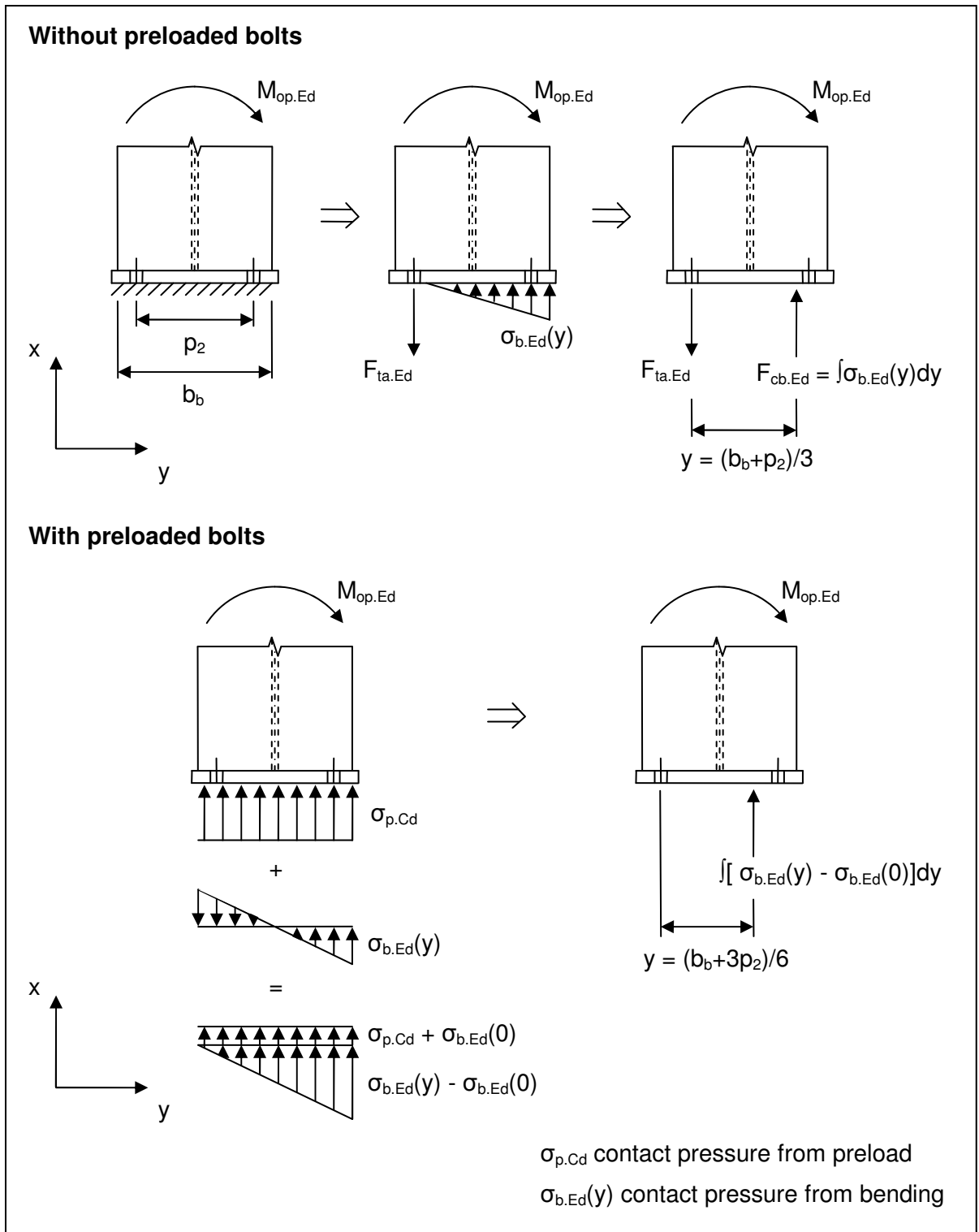


Figure 3-2 Centre of compression for out-of-plane bending, bolt-lines inside beam – infinitely stiff column flange and bolts

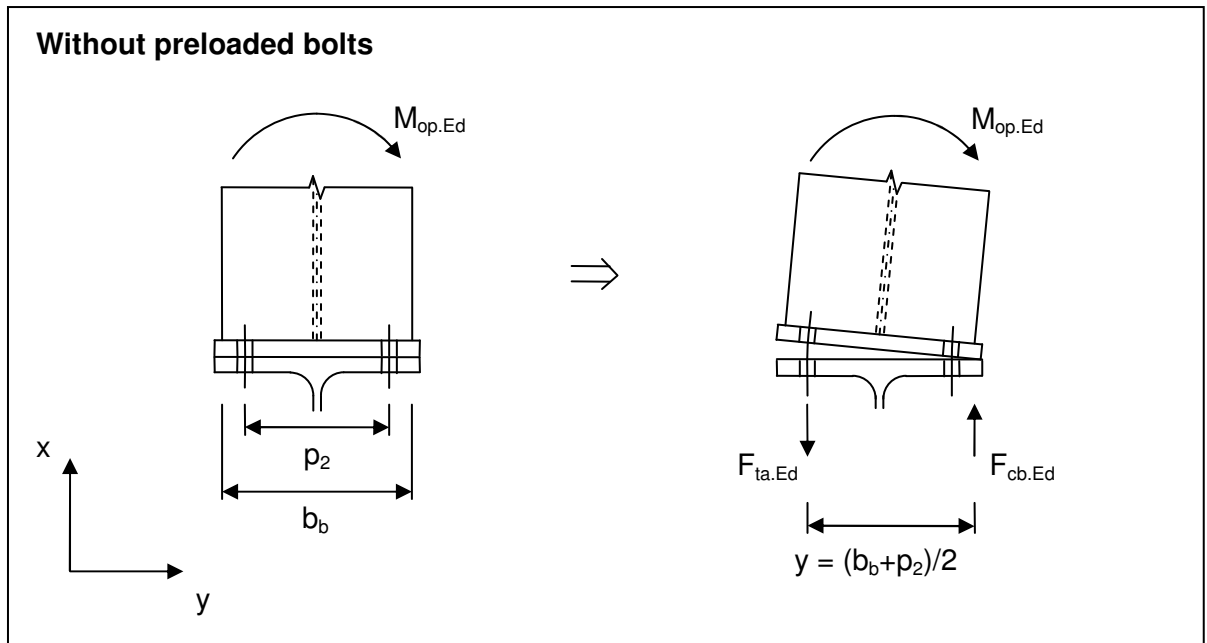


Figure 3-3 Centre of compression for out-of-plane bending, bolt-lines inside beam – low stiffness in bolts relative to column flange

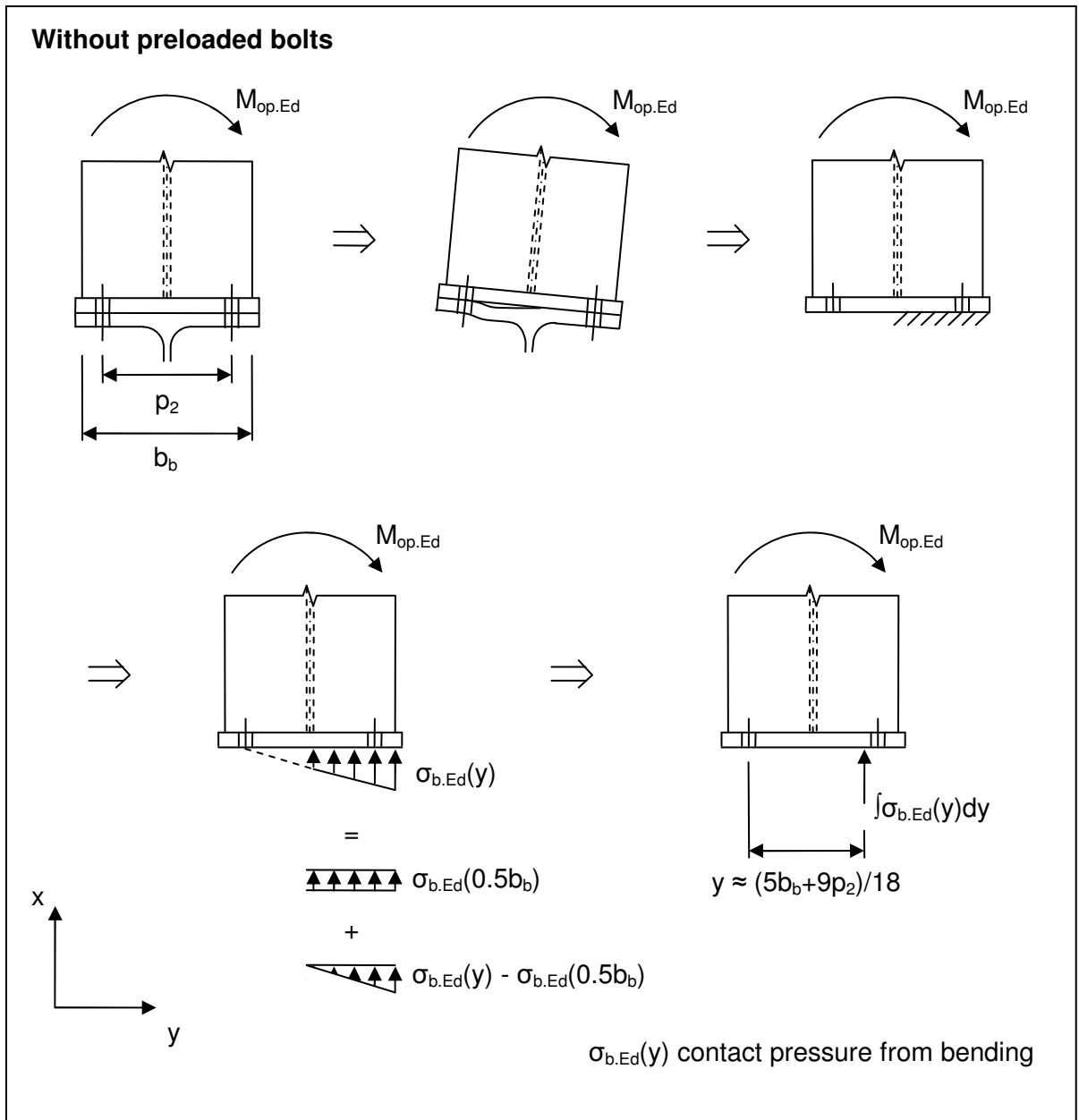


Figure 3-4 Centre of compression for out-of-plane bending, bolt-lines inside beam – low stiffness in column flange relative to bolts²

² For simplicity, constant bending stiffness is assumed in the flange outstand in contact with the end-plate. Also, it is assumed that $\sigma_{b.Ed}(b_b) \approx 2\sigma_{b.Ed}(0.5b_b)$, i.e. that $(b_b - p_2)/2$ is small.

4. REFERENCES

- /1/ NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints
- /2/ Joints in steel construction: Moment connections. Published by SCI and BSCA, 1997 (with amendments)
- /3/ CeStruCo Project continuing Education in Structural Connections, Leonardo da Vinci Programme no. CZ/00/B/F/PP-134049. 2003, Czech Technical University in Prague.
<http://www.fsv.cvut.cz/cestruco>