

Hulprofil med endeplateforbindelse

Arne Martin Uhre

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)
Innlevert: juni 2014
Hovedveileder: Arne Aalberg, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2014

| | | |
|----------------------------------|-------------------|----------------------------------|
| FAGOMRÅDE: Stålkonstruksjoner | DATO: 10.06.14 | ANTALL SIDER: 112+62(vedlegg) |
|----------------------------------|-------------------|----------------------------------|

TITTEL:

Hulprofil med endeplateforbindelse

Hollow Section End Plate Joint

UTFØRT AV:

Arne Martin Uhre



SAMMENDRAG:

Eurokode 3 del 1-8 (NS-EN 1993-1-8) angir grenser for å kunne klassifisere knutepunkter ut fra stivheten til forbindelsen. Disse grensene er bare basert på rammens kapasitet, og tar ikke hensyn til de elastiske faktorene som endringer i forskyvning og moment. Det er i en tidligere masteroppgave sett på hvordan disse stivhetsgrensene fungerer i en elastisk globalanalyse for en-etasjers rammer. I denne oppgaven er dette videreført ved å kontrollere hvordan oppførselen er for et utvalg av rammer bestående av to etasjer.

NS-EN 1993-1-8 gir ingen grense for når en søylefotforbindelse kan regnes som leddet. Det er i denne oppgaven kontrollert, gjennom håndberegninger og laboratorieforsøk, om en slik grense er nødvendig.

Beregningsreglene for stivhet og kapasitet til knutepunkter, gitt i NS-EN 1993-1-8, er utviklet for forbindelser bestående av I- og H- profiler. Det er dermed av interesse å kontrollere disse opp mot en forbindelse bestående av et kvadratisk hulprofil med endeplate påkjent av bøyning. Denne kontrollen er også utført gjennom håndberegninger og laboratorieforsøk.

Deretter er søylefotstivheten, som ble funnet i laboratorieforsøket, benyttet i en elastisk global rammeanalyse for å se hvordan dette påvirker oppførselen til en rammekonstruksjon bestående av hulprofiler.

FAGLÆRER: Førstemanuensis Arne Aalberg

VEILEDER(E): Førstemanuensis Arne Aalberg, NTNU

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Institutt for konstruksjonsteknikk

FAKULTET FOR INGENIØRVITENSKAP OG TEKNOLOGI

NTNU – Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

MASTEROPPGAVE 2014

for

Arne Martin Uhre

Hulprofil med endeplateforbindelse

Hollow Section End Plate Joint

I knutepunktstandarden NS-EN 1993 del 1.8, «Dimensjonering av knutepunkter», er det gitt omfattende beregningsanvisninger for sammenføyninger av komponenter i stålrammer og fagverk. Reglene dekker grunnleggende forbindelselementer som skruer, sveiser og plater, og komplette knutepunktsgeometrier. Hovedsakelig dekker reglene stålelementer med I-tverrsnittform, for de mest vanlige knutepunktene som benyttes i stålrammer. Anvisningene i standarden dekker både kapasitetsberegning og stivhetsberegning. Standarden benytter en *komponentmetode*, hvor knutepunkter modelleres som en samling enkle basiskomponenter med kjent oppførsel. For boltede hulprofilknutepunkter gir ikke standarden spesifikk anvisning.

Stivhet og kapasitet til bjelke-søyle-forbindelser og søyleføtter er behandlet i en rekke studentarbeider ved Institutt for konstruksjonsteknikk i de senere årene. Bakgrunnen for reglene i standarden er gjennomgått, og det er foretatt laboratorieforsøk og numeriske simuleringer for flere knutepunktsgeometrier med sikte på å undersøke og verifisere bestemmelsene i standarden. I en fortsettelse av disse arbeidene skal det sees på hulprofiler med endeplater, og hvordan slike forbindelser påvirker oppførselen til rammekonstruksjoner.

Oppgaven består av følgende elementer:

- Det skal gis en kortfattet presentasjon av beregningsregler for forbindelser og knutepunkter (NS EN 1993-1-8) samt gjennomgang av bakgrunn og regler for flytelinjeteori for tverrbelastede plater.
- Det skal velges ut en forbindelse ved bruk av hulprofil med en slik geometri som er vanlig å anta som leddet. Forsøksobjektet skal dimensjoneres og benyttes i forsøk i laboratoriet for å undersøke forbindelsens oppførsel.
- Det skal utføres nøyaktig oppmåling og registrering av geometrien til produserte knutepunkter, gjennomføring av forsøk og rapportering av disse.
- Resultatene fra laboratorieforsøket skal kontrolleres med eksisterende analytiske modeller for kapasitet og stivhet, evt. utvikle egne forslag til modell, og evt. etter regne med et elementmetodeprogram.
- Det kan foreslås endringer i dagens regler eller forslag til nye beregningsmodeller, evt. nye kapasitets- eller stivhetsmodeller.
- Det skal utføres rammeanalyser med elementmetodeprogram.

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

Besvarelsen organiseres i henhold til gjeldende retningslinjer.

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

Faglærer og veileder er førsteamanuensis Arne Aalberg (NTNU)

NTNU, 17. januar 2014

Faglærer Arne Aalberg

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet ved Instituttet for konstruksjonsteknikk ved Norges tekniske-naturvitenskapelige universitet (NTNU) i våsemesteret 2014. Oppgaven representerer 30 studiepoeng, som skal tilsvare 20 ukers arbeidsmengde.

Denne oppgaven er todelt. I den første del av oppgaven er det utført elastiske analyser i rammeprogrammet Focus Konstruksjon. Her er det sett på hvor store endringer det blir i et utvalg av rammenes elastiske stivhetsparametere, momenter og forskyvninger, ved reduksjon av stivheten til knutepunktene fra uendelig til grenseverdien for stivt knutepunkt.

Den andre delen tar for seg en søylefot med typisk leddet forbindelse. Her er det utført håndberegninger for bestemmelse av stivhet og kapasitet for søylefoten, ved bøyning både om svak og sterk akse. Deretter er det utført et laboratorieforsøk for å kontrollere beregningene. Det er med bakgrunn i beregningene og laboratorieforsøket, tatt en vurdering for om det er nødvendig med en grense i regelverket for når søyleføtter kan klassifiseres som leddet. Til sist i oppgaven er det utført en kontroll, gjennom elastiske analyser i Focus Konstruksjon, på hvordan søylefotstivheten som ble funnet fra forsøket og stivhetsgrensen gitt i knutepunktstandarden påvirker oppførselen til en ramme bestående av slike hulprofiler.

Språket og innholdet i rapporten er tiltenkt en leser med bakgrunn i konstruksjonsteknikk.

Jeg ønsker å rette en stor takk til min veileder, førsteamanuensis Arne Aalberg ved Institutt for konstruksjonsteknikk, for god faglig støtte og veiledning under arbeidet med oppgaven. I tillegg ønskes jeg å takke Per Øystein Nordtug, ingeniør ved Institutt for konstruksjonsteknikk, for produsering og montering av forsøksobjektene.

Sammendrag

Eurokode 3 del 1-8 (NS-EN 1993-1-8) angir grenser for å kunne klassifisere knutepunkter ut fra stivheten til forbindelsen. Disse grensene er bare basert på rammens kapasitet, og tar ikke hensyn til de elastiske faktorene som endringer i forskyvning og moment. Det er i en tidligere masteroppgave sett på hvordan disse stivhetsgrensene fungerer i en elastisk globalanalyse for en-etasjers rammer. I denne oppgaven er dette videreført ved å kontrollere hvordan oppførselen er for et utvalg av rammer bestående av to etasjer.

NS-EN 1993-1-8 gir ingen grense for når en søylefotforbindelse kan regnes som leddet. Det er i denne oppgaven kontrollert, gjennom håndberegninger og laboratorieforsøk, om en slik grense er nødvendig.

Beregningsreglene for stivhet og kapasitet til knutepunkter, gitt i NS-EN 1993-1-8, er utviklet for forbindelser bestående av I- og H- profiler. Det er dermed av interesse å kontrollere disse opp mot en forbindelse bestående av et kvadratisk hulprofil med endeplate påkjent av bøyning. Denne kontrollen er også utført gjennom håndberegninger og laboratorieforsøk.

Deretter er søylefotstivheten, som ble funnet i laboratorieforsøket, benyttet i en elastisk global rammeanalyse for å se hvordan dette påvirker oppførselen til en rammekonstruksjon bestående av hulprofiler.

Abstract

Eurocode 3 Part 1-8 (NS-EN 1993-1-8) defines classification boundaries for joints based upon the stiffness of the connection. These boundaries are developed from the capacity of a simple frame, and does not considerate how the elasticity factors, like displacement and resulting moment, is affected through the frame. In an earlier thesis it has been looked upon how these boundaries works in an elastic global analysis for a range of one-story frames. This thesis will continue the work by looking at a range of two-story frames and evaluate how the distribution of moment and deflection is affected when the stiffness changes.

NS-EN 1993-1-8 does not give any stiffness boundary for when a column base is nominally pinned. Therefor in this thesis it has been checked, by hand calculation and laboratory experiment, if such a boundary is needed.

The rules for calculation of stiffness and capacity of joints given in NS-EN 1993-1-8 are developed for connections with I- and H- sections. It is therefore of interest to check how these rules applies for a connection with a square hollow section with endplate. This is also done by hand calculations and laboratory experiment.

The stiffness found from the laboratory experiment is then used in a linear elastic frame analysis to check how the elastic design parameters is affected throughout the frame

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | INNLEDNING | 1 |
| 2 | KLASSIFISERING AV KNOTEPUNKTER..... | 3 |
| 2.1 | INNLEDNING | 3 |
| 2.2 | GENERELT..... | 3 |
| 2.3 | GLOBALE ANALYSER..... | 4 |
| 2.4 | KLASSIFISERING ETTER STYRKE (STIV-PLASTISK GLOBAL ANALYSEMETODE)..... | 5 |
| 2.5 | KLASSIFISERING ETTER STIVHET (ELASTISK GLOBAL ANALYSEMETODE)..... | 6 |
| 2.6 | KLASSIFISERING AV SØYLEFØTTER | 7 |
| 3 | BAKGRUNN FOR KONTROLL AV GRENSEVERDIENE VED STIVE KNOTEPUNKTER..... | 9 |
| 3.1 | INNLEDNING | 9 |
| 3.2 | BAKGRUNN..... | 9 |
| 3.3 | KRITERIER OG GRUNNLAG FOR KONTROLL..... | 11 |
| 4 | ELASTISK ANALYSER AV TO-ETASJERS RAMMER MED STIVE KNOTEPUNKTER | 13 |
| 4.1 | INNLEDNING | 13 |
| 4.2 | GENERELT..... | 13 |
| 4.3 | VALG AV RAMMER FOR UNDERSØKELSE..... | 14 |
| 4.4 | BELASTNING/LASTER..... | 15 |
| 4.5 | LASTKOMBINASJONER..... | 15 |
| 4.6 | VALGTE PARAMETERE: | 16 |
| 4.7 | BEREGNING AV KNOTEPUNKTSTIVHETEN..... | 16 |
| 4.8 | FORSØKSRESULTATENE FOR AVSTIVEDE RAMMER..... | 17 |
| 4.8.1 | <i>Ramme A, Avstivet</i> | 17 |
| 4.8.2 | <i>Ramme B, Avstivet</i> | 18 |
| 4.8.3 | <i>Ramme C, Avstivet</i> | 19 |
| 4.8.4 | <i>Ramme D, Avstivet</i> | 20 |
| 4.9 | KONKLUSJON FOR AVSTIVEDE RAMMER..... | 21 |
| 4.10 | FORSØKSRESULTATENE FOR UAVSTIVEDE RAMMER | 23 |
| 4.10.1 | <i>Ramme A, Uavstivet</i> | 23 |
| 4.10.2 | <i>Ramme B, Uavstivet</i> | 24 |
| 4.10.3 | <i>Ramme C - Uavstivet</i> | 25 |
| 4.10.4 | <i>Ramme D, Uavstivet</i> | 26 |
| 4.11 | KONKLUSJON FOR UAVSTIVEDE RAMMER | 27 |
| 4.12 | FORSLAG TIL ENDRING AV STIVHETSKRAVENE | 28 |
| 4.12.1 | <i>Sammenligning mot forsøk med en-etasjers rammer</i> | 29 |
| 5 | BEREGNINGSREGLER FOR FORBINDELSE MED ENDEPLATE..... | 31 |
| 5.1 | INNLEDNING | 31 |
| 5.2 | KOMPONENTMETODEN..... | 31 |
| 5.3 | T-STYKKE..... | 31 |
| 5.3.1 | <i>Effektiv lengde</i> | 32 |
| 5.4 | KAPASITETSFORMLER FOR T-STYKKE..... | 33 |
| 5.4.1 | <i>Hevearmskrefter</i> | 33 |
| 5.4.2 | <i>Bruddmode 1</i> | 34 |
| 5.4.3 | <i>Bruddmode 2</i> | 35 |
| 5.4.4 | <i>Bruddmode 3</i> | 35 |
| 5.4.5 | <i>Uten hevearmskrefter</i> | 35 |
| 5.5 | STIVHETSKOEFFISIENTER..... | 36 |
| 5.5.1 | <i>Stivhetskoeffisienten for endeplate, k_5</i> | 37 |
| 5.5.2 | <i>Stivhetskoeffisienten for boltene, k_{10}</i> | 41 |

| | | |
|----------|---|-----------|
| 5.5.3 | Total stivhetskoeffisient, k_{tot} | 41 |
| 6 | KLASSIFISERINGSGRENSE FOR LEDDET SØYLEFOT | 43 |
| 6.1 | INNLEDNING | 43 |
| 6.2 | GEOMETRI..... | 43 |
| 6.3 | HÅNDBEREGNING | 45 |
| 6.3.1 | Belastningstilfellene | 45 |
| 6.3.2 | Lastsituasjon A, Effektiv lengde | 46 |
| 6.3.3 | Lastsituasjon B, Effektiv lengde | 48 |
| 6.4 | KLASSIFISERINGSGRENSEN | 57 |
| 6.4.1 | Belastning langs Y-aksen – Bøyning om sterk akse..... | 57 |
| 6.4.2 | Belastning langs Z-aksen – Bøyning om svak akse..... | 57 |
| 6.4.3 | Klassifiseringen av forbindelsen | 58 |
| 7 | LABORATORIEFORSØK – STIVHET, SØYLEFOT | 59 |
| 7.1 | INNLEDNING | 59 |
| 7.2 | UTSTYR..... | 59 |
| 7.3 | FORSØKSOPPSETTET | 60 |
| 7.3.1 | Belastning i Y-retning – Bøyning om sterk akse..... | 61 |
| 7.3.2 | Belastning i Z-retning – Bøyning om svak akse | 62 |
| 7.4 | METODE/UTFØRELSE..... | 62 |
| 7.4.1 | Lasten | 62 |
| 7.4.2 | Utføringen av målingene | 63 |
| 7.5 | RESULTATER | 64 |
| 7.5.1 | Belastning i Y-retning – Bøyning om sterk akse..... | 64 |
| 7.5.2 | Belastning i Z-retning – Bøyning om svak akse | 69 |
| 7.5.3 | Bakgrunn for stivhetsdiagrammene | 73 |
| 7.6 | EVALUERING AV RESULTATENE..... | 74 |
| 8 | BEREGNING AV KAPASITET – SØYLEFOT | 75 |
| 8.1 | INNLEDNING | 75 |
| 8.2 | GEOMETRI, DATA OG MATERIALFAKTORER..... | 75 |
| 8.3 | KREFTER | 75 |
| 8.4 | KONTROLL AV PROFILET..... | 76 |
| 8.5 | KAPASITET AV KNOTEPUNKTET VED BØYNING OM STERK AKSE | 77 |
| 8.5.1 | Kontroll av boltene..... | 77 |
| 8.5.2 | Kontroll av sveis | 78 |
| 8.5.3 | Kapasitet av T-stykke..... | 79 |
| 8.5.4 | Oppsummering..... | 79 |
| 8.6 | KAPASITET AV KNOTEPUNKTET VED BELASTNING I Z-RETNING..... | 80 |
| 9 | LABORATORIEFORSØK – KAPASITET | 81 |
| 9.1 | INNLEDNING | 81 |
| 9.2 | GENERELT..... | 81 |
| 9.2.1 | Utstyr og forsøksoppsett | 81 |
| 9.3 | BELASTNING I Y-RETNING – BØYNING OM STERK AKSE..... | 81 |
| 9.3.1 | Generelt..... | 81 |
| 9.3.2 | Sammenligning av forsøksobjektene stivhet..... | 82 |
| 9.3.3 | Utførelsen..... | 83 |
| 9.3.4 | Resultater..... | 86 |
| 9.3.5 | Evaluering av resultater | 90 |
| 9.4 | BELASTNING I Z-RETNING – BØYNING OM SVAK AKSE..... | 91 |

| | | |
|-----------|--|------------|
| 9.4.1 | Generelt..... | 91 |
| 9.4.2 | Utførelsen..... | 91 |
| 9.4.3 | Resultater..... | 93 |
| 9.4.4 | Evaluering av resultater..... | 97 |
| 9.5 | BEREGNING AV OPPTREDENDE FLYTEMØNSTER VED BØYNING OM SVAK AKSE..... | 99 |
| 9.5.1 | Indre plastiske arbeid..... | 99 |
| 9.5.2 | Ytre arbeid..... | 100 |
| 9.5.3 | Likevekt gir bruddlast..... | 102 |
| 9.5.4 | Effektiv lengde..... | 102 |
| 9.5.5 | Kapasitet..... | 102 |
| 9.5.6 | Sammenligning av effektiv lengde..... | 103 |
| 9.6 | STIVHET FOR OPPTREDENDE FLYTEMØNSTER VED BØYNING OM SVAK AKSE..... | 103 |
| 9.6.1 | Beregning av stivheten for opptredende flytemønster..... | 103 |
| 9.6.2 | Sammenligning av stivhetene..... | 103 |
| 10 | ENDRING I RAMMENS OPPFØRSEL SOM FØLGE AV ENDRING I SØYLEFOTSTIVHETEN..... | 105 |
| 10.1 | INNLEDNING..... | 105 |
| 10.2 | GENERELT..... | 105 |
| 10.3 | SAMMENLIGNING AV PARAMETERE..... | 106 |
| 11 | KONKLUSJON..... | 109 |
| 11.1 | KLASSIFISERING AV ET STIVT BJELKE-SØYLE KNUTEPUNKT..... | 109 |
| 11.2 | KLASSIFISERING AV EN LEDDET SØYLEFOT..... | 109 |
| 11.3 | KONTROLL AV BEREGNINGSREGLENE FOR STIVHET OG KAPASITET..... | 109 |
| 11.4 | KONTROLL AV ENDRINGENE I RAMMENS OPPFØRSEL VED FORSKJELLIG SØYLEFOTSTIVHET..... | 110 |
| 11.5 | FORSLAG TIL VIDEREFØRING AV OPPGAVEN..... | 110 |
| | LITTERATURLISTE..... | 111 |
| A | MODELLERING AV RAMMER OG DIAGRAMMER..... | 1 |
| A.1 | GENERELT/INTRODUKSJON..... | 1 |
| A.2 | MODELLERING, ANTAGELSER OG PROBLEMER..... | 1 |
| A.3 | AVSTIVEDE RAMMER..... | 4 |
| A.4 | UAVSTIVEDE RAMMER..... | 16 |
| B | GRUNNLAG FOR VALG AV RAMMER OG BEREGNING AV STIVHET..... | 29 |
| B.1 | RAMMEGEOMETRI..... | 29 |
| B.2 | BEREGNING AV STIVHET..... | 30 |
| C | BEREGNING AV FORSKYVNING FOR PLATESTIVHETSKOEFFISIENT..... | 31 |
| C.1 | BEREGNING AV δ_{10} OG δ_{11} | 31 |
| C.2 | BEREGNING AV δ_A | 31 |
| D | FABRIKASJONSTEGNINGER FOR SØYLEFOTFORBINDELSEN..... | 33 |
| E | MÅLTE AVSTANDER OG BEREGNING AV ANNET AREALMOMENT FOR SØYLEFOT..... | 35 |
| E.1 | MÅLTE AVSTANDER FOR FORSØKSOBJEKTENE..... | 35 |
| E.2 | BEREGNING AV ANNET AREALMOMENT..... | 36 |
| E.2.1 | Bøyning om sterk akse, forsøksobjekt 1..... | 36 |
| E.2.2 | Bøyning om sterk akse, forsøksobjekt 2..... | 36 |
| E.2.3 | Bøyning om svak akse, forsøksobjekt 1..... | 36 |
| F | DATA FRA LABORATORIEFORSØKET..... | 37 |

| | | |
|----------|--|-----------|
| F.1 | AVLESTE OG KALIBRERTE DATA VED BØYNING OM STERK AKSE | 37 |
| F.2 | AVLESTE OG KALIBRERTE DATA VED BØYNING OM SVAK AKSE | 40 |
| F.3 | GRUNNLAG FOR DIAGRAMMER VED BØYNING OM STERK AKSE | 42 |
| F.4 | GRUNNLAG FOR DIAGRAMMER VED BØYNING OM SVAK AKSE..... | 44 |
| F.5 | GRUNNLAG FOR DIAGRAMMER BASERT PÅ AVSTANDSMÅLINGER UTFØRT MED BLADMÅLER..... | 46 |
| F.5.1 | <i>Bøyning om sterk akse</i> | 46 |
| F.5.2 | <i>Bøyning om svak akse</i> | 47 |
| G | STREKKPRØVE AV ENDEPLATEN | 49 |
| H | MAILKORRESPONDANSE MED FOCUS SUPPORT | 51 |
| I | DIAGRAMMER FOR KONTROLL AV BETYDNINGEN AV SØYLEFOTENS STIVHET | 57 |

Figurliste

| | |
|---|----|
| Figur 2.1: Illustrasjon av utforming for de tre forskjellige klassifiseringene.[3] | 3 |
| Figur 2.2: Sammenhengen mellom moment og rotasjon for knutepunkter..... | 3 |
| Figur 2.3 Overføring av momenter mellom bjelke-søyle knutepunkter som er klassifisert som full-styrke.[1] | 5 |
| Figur 2.4: Klassifiseringen av forbindelsene med hensyn på stivheten. Der klasse 1 er stivt, klasse 2 er delvis stivt og klasse 3 er leddet.[1] | 6 |
| Figur 3.1: Portalrammen og lasttilfellet som er benyttet til å utvikle grenseverdiene for stivhet i knutepunktstandarden..... | 9 |
| Figur 3.2: Stivhetskurene til Bijlaard[4] for avstivede (braced) og uavstivede (unbraced) rammer. ... | 10 |
| Figur 3.3: Knekkingsform for avstivet ramme.[7]..... | 10 |
| Figur 3.4: Knekkingsform for uavstivet ramme.[7] | 10 |
| Figur 4.2: Rammegeometri og belastning for uavstivet system. | 15 |
| Figur 4.1: Rammegeometri og belastning for avstivet system..... | 15 |
| Figur 4.3: Grafisk illustrasjon som viser den prosentvise endringen til utvalgte parametere mellom et uendelig stivt knutepunkt, og et som akkurat innfrir kravet til å bli betraktet som stivt ved avstivet ramme. Bare et utvalg av parametere, basert på størst endring, er valgt for å gjøre figuren oversiktlig. | 21 |
| Figur 4.4: Grafisk illustrasjon som viser den prosentvise endringen for utvalgte parametere mellom et uendelig stivt knutepunkt, og et som akkurat innfrir kravet til å bli betraktet som stivt ved uavstivet ramme. Bare et utvalg av parametere, basert på størst endring, er valgt for å gjøre figuren oversiktlig. | 27 |
| Figur 5.1: Ekvivalent T-stykke påført krefter hvor Q er hevearmskraften.[1]..... | 31 |
| Figur 5.2: Beregningsmodell for T-stykke..... | 32 |
| Figur 5.3: Illustrasjon av en H-bjelke med endeplate og hvordan den ytre skrueraden i kombinasjon med øvre flens blir "konvertert" til et T-stykke.[1] | 32 |
| Figur 5.4: Bruddmode 1, 2 og 3..... | 33 |
| Figur 5.5: Beregningsmodell for bruddmode 1. | 34 |
| Figur 5.6: Beregningsmodell for bruddmode 2. | 35 |
| Figur 5.7: Beregningsmodell for skruens tøyningsslengde. | 36 |
| Figur 5.8: Kreftene i T-stykket og statisk beregningsmodell. | 37 |
| Figur 5.9: Statisk bestemt grunnsystem med tilhørende momentdiagram..... | 37 |
| Figur 5.10: Statisk bestemt system hvor de ytre kreftene er tatt bort og enhetslast er innført. | 37 |
| Figur 5.11: Fordelingen av kreftene i T-stykket..... | 38 |
| Figur 5.12: Resulterende momentdiagram for flensen i T-stykket. | 39 |
| Figur 5.13: Enhetslasten påføres, i punkt A, der forskyvningen ønskes. | 39 |
| Figur 5.14: Tøyningsslengden til bolten..... | 41 |
| Figur 6.1: Illustrasjon av søylefot. | 43 |
| Figur 6.2: Geometri. | 44 |
| Figur 6.3: Boltens tøyningsslengde. | 44 |
| Figur 6.4: Belastningstilfellene. | 45 |
| Figur 6.5: Belastningstilfellene fører til moment i forbindelsen. Belastningstilfelle A gir moment om sterk akse, se figuren til venstre, mens lastsituasjon B gir moment om svak akse, illustrert til høyre. | 45 |
| Figur 6.6: Beregningsmodell for T-stykke ved lastsituasjon A.[14] | 46 |
| Figur 6.7: Illustrasjon av effektiv lengde (f) gitt i Tabell 6.5. [15]..... | 46 |

| | |
|--|----|
| Figur 6.8: Illustrasjon av de effektive lengdene som er listet opp i Tabell 6.5. [3] | 47 |
| Figur 6.9: Flytemønster (h)..... | 48 |
| Figur 6.10: Beregningsmodell for flytelinje 1 og 5 ved flytemønster (h). For oversikt over snitt, se Figur 6.9..... | 49 |
| Figur 6.11: Beregningsmodell for flytelinje 2 ved flytemønster (h). For oversikt over snitt, se Figur 6.9 | 49 |
| Figur 6.12: Beregningsmodell for flytelinje 3 ved flytemønster (h). For oversikt over snitt, se Figur 6.9. | 50 |
| Figur 6.13: Flytemønster (i)..... | 52 |
| Figur 6.14: Beregningsmodell for flytelinje 1 og 5 ved flytemønster (j). | 52 |
| Figur 6.15: Beregningsmodell for flytelinje 4 ved flytemønster (i). | 53 |
| Figur 6.16: Flytemønster (j)..... | 55 |
| Figur 6.17: Beregningsmodell for flytelinje 1 og 5 ved flytemønster (j). | 55 |
| Figur 7.1: Klinometer..... | 59 |
| Figur 7.2: Innmaten til et klinometer. | 59 |
| Figur 7.3: Bilde av strømkilden til venstre og forsterkeren til høyre. | 60 |
| Figur 7.4: Bakplaten av stål på 30mm. | 60 |
| Figur 7.5: Kontroll av bakplatens stivhet..... | 60 |
| Figur 7.6: Bilde av søylen montert på vegg..... | 61 |
| Figur 7.7: Ferdig montert søyle for gjennomføring av forsøket med belastning i Y-retning. | 61 |
| Figur 7.8: Ferdig montert søylefot for belastning i Z-retning..... | 62 |
| Figur 7.9: Belastningspunktet avmerket. | 62 |
| Figur 7.10: Riktig angrepspunkt..... | 62 |
| Figur 7.11: Rotasjonskurven for knutepunktet ved bøyning om sterk akse. | 64 |
| Figur 7.12: Målinger for avstanden mellom bakplaten og endeplaten ved belastningsserie 6..... | 65 |
| Figur 7.13: Utførelse av avlesning med bladmåler for serie 6 påkjent av makslast på 87,5kg. | 66 |
| Figur 7.14: Utførelse av avlesning med bladmåler for serie 6 når lasten er tatt bort. | 66 |
| Figur 7.15: Nedbøyning basert på gjennomsnittet av tallene for seriene 1 til 6. | 67 |
| Figur 7.16: Avlesning av forskyvning for 70 kg til venstre og for ingen belastning på de to bildene til høyre. | 67 |
| Figur 7.17: Målt rotasjon sammenlignet med beregnet rotasjon fra nedbøyningen. | 68 |
| Figur 7.18: Rotasjonskurven for knutepunktet ved bøyning om svak akse. | 69 |
| Figur 7.19: Måling av avstanden oppe mellom bakplate og endeplate, sentrert på profilet. | 70 |
| Figur 7.20: Måling av avstanden nede mellom bakplate og endeplate, sentrert på profilet. | 70 |
| Figur 7.21: Avlesning av bladmåler for serie 3 før lasten legges på. Bladmåleren i bildet til høyre viser 0,45 mm. | 71 |
| Figur 7.22: Avlesning av bladmåler for serie 3 ved maks belastning på 100kg. På bildet til høyre er det vist at 1,00 mm går lett mellom platene..... | 71 |
| Figur 7.23: Gjennomsnittlig nedbøyning ved økende belastning og ved minkende belastning for serie 3..... | 72 |
| Figur 7.24: Målt rotasjon sammenlignet med beregnet rotasjon fra nedbøyningen. | 73 |
| Figur 7.25: Plott som viser hvordan stivhetene fra forsøket ligger i forhold til grenseverdiene for stivhet..... | 74 |
| Figur 8.1: Det statiske systemet, skjærkraftdiagram og momentdiagram. | 75 |
| Figur 8.2: Antatt kraftfordeling i tverrsnittet. | 75 |

| | |
|---|-----|
| Figur 8.3: Mål for bestemmelse av tverrsnitts klasse for del påkjent av bøyning.[1] | 76 |
| Figur 8.4: Mål for bestemmelse av tverrsnitts klasse for del påkjent av trykk.[1] | 76 |
| Figur 9.1: Sveisen til forsøksobjekt 1 | 81 |
| Figur 9.2: Sveisen til forsøksobjekt 2 | 81 |
| Figur 9.3: Forlengelse av profilet for å få riktig momentarm | 82 |
| Figur 9.4: Sammenligning av stivhetene til prøve 1 og 2 ved belastning langs Y-aksen | 82 |
| Figur 9.5: Nedbøyning og deformasjon i forbindelsen ved belastning på 250 kg | 83 |
| Figur 9.6: Oversiden av forbindelsen ved ingen belastning | 84 |
| Figur 9.7: Oversiden av forbindelsen ved 250 kg | 84 |
| Figur 9.8: Fasong på endeplaten under påkjenning av 250 kg | 84 |
| Figur 9.9: Makslast på 280 kg | 85 |
| Figur 9.10: Søylefoten ved makslast på 280 kg, sett fra siden | 85 |
| Figur 9.11: Detaljbilde som viser mål for utbøyningen av platen fra Figur 9.10 ved øvre sveis. | 85 |
| Figur 9.12: Rotasjon som funksjon av moment, ved bøyning om sterk akse opp til brudd | 86 |
| Figur 9.13: Kapasitet ved alternativ 1 | 87 |
| Figur 9.14: Kapasiteten ved alternativ 2 | 87 |
| Figur 9.15: Nedbøyningen ved økende og avtagende belastning for last langs Y-aksen | 88 |
| Figur 9.16: Forskjellen mellom målt rotasjon og beregnet rotasjon ut fra nedbøyningen | 88 |
| Figur 9.17: Endeplaten påkjent av makslast | 89 |
| Figur 9.18: Kontaktområde ved full belastning langs Y-aksen | 89 |
| Figur 9.19: Endeplaten kontaktflate etter kapasitetsforsøket med last langs Y-aksen | 89 |
| Figur 9.20: Endeplaten plastiske deformasjoner. Oversiden av forbindelsen er vist til høyre | 89 |
| Figur 9.21: Flytelinjer | 90 |
| Figur 9.22: Belastning på 160kg | 92 |
| Figur 9.23: Bildet viser avstanden mellom endeplaten og bakplaten ved 160kg | 92 |
| Figur 9.24: Detaljbilde av søylefoten ved påkjenning av 160 kg | 92 |
| Figur 9.25: Profilet tok i bakken ved en belastning på 180 kg | 92 |
| Figur 9.26: Deformasjonene av endeplaten ved makslast på 180 kg | 92 |
| Figur 9.27: Rotasjon som funksjon av moment ved belastning opp til brudd langs Z-aksen | 93 |
| Figur 9.28: Utsnitt av rotasjonskurven for beregning av kapasitet ved alternativ 1 | 94 |
| Figur 9.29: Utsnitt av rotasjonskurven for beregning av kapasitet ved alternativ 2 | 94 |
| Figur 9.30: Nedbøyningen illustrert som funksjon av belastningen for last langs Z-aksen | 95 |
| Figur 9.31: Rotasjonen beregnet ut fra nedbøyningen | 95 |
| Figur 9.32: Flytemønster og kontaktområde etter fullført kapasitetsforsøk med belastning langs Z-aksen, målt ved ingen påkjenning | 96 |
| Figur 9.33: Kontaktområdet sett fra venstre side av forbindelsen | 96 |
| Figur 9.34: Kontaktområde ovenfor boltene og utbøyning av endeplaten | 96 |
| Figur 9.35: Endeplaten kontaktflate etter kapasitetsforsøket med last langs Z-aksen | 96 |
| Figur 9.36: Sammenligning av antatt flytemønster (i), gitt i Figur 6.13, med flytemønster fra forsøket. | 97 |
| Figur 9.37: Modell for beregning av flytemønster | 99 |
| Figur 9.38: Beregningsmodell for flytelinje A | 99 |
| Figur 9.39: Beregningsmodell for flytelinje B | 99 |
| Figur 9.40: Antatt spenningsoverføring fra profilet til endeplaten. Figuren til høyre viser forstørret utsnitt | 100 |

| | |
|---|-----|
| Figur 9.41: Beregningsmodell for strekkresultanten..... | 101 |
| Figur 9.42: Kraftfordelingen for overføring til endeplaten. | 101 |
| Figur 9.43: Beregningsmodell for forholdet mellom forskyvningene. | 102 |
| Figur 10.1: Beregningsmodell ved uendelig stiv søylefotforbindelse | 105 |
| Figur 10.2: Beregningsmodell ved varierende søylefotstivhet. | 105 |
| | |
| Figur A.1: Innstillinger gjort for analyse i Focus Konstruksjon. | 1 |
| Figur A.2: Avstivet ramme modellert med koblingsfjærer..... | 2 |
| Figur A.3: Feilmelding ved kjøring av analyse. | 2 |
| Figur A.4: Feil oppstilling av koblingsfjærene. Utdrag fra avstivet modell av Ramme A. | 2 |
| Figur A.5: Riktig oppstilling av koplingsfjærene. Utdrag fra avstivet modell av Ramme A. | 2 |
| Figur A.6: Feil med programvaren førte til at momentene gikk mot null i punktene med glidelager. Avstivet modell av Ramme A..... | 3 |
| Figur A.7: Illustrasjon av endringen på plassering av glidelager ved knutepunkt 6, hjørnet oppe til høyre på rammen..... | 3 |
| Figur D.1: Fabrikasjonstegning av søylefotforbindelsen. | 33 |
| Figur D.2: Forstørret utsnitt av fabrikasjonstegningen i Figur D.1, som viser målene til forbindelsen. | 34 |
| Figur E.1: Mål for forsøksobjekt 1 ved bøyning om sterk akse. | 35 |
| Figur E.2: Mål for forsøksobjekt 2 ved bøyning om sterk akse. | 35 |
| Figur E.3: Mål for forsøksobjekt 1 ved bøyning om svak akse. | 36 |
| Figur G.1: Spenningskurven for strekkprøve av endeplaten..... | 49 |

Tabelliste

| | |
|--|----|
| Tabell 2.1: Knutepunktmodeller.[1] | 4 |
| Tabell 4.1: Rammegeometri og tverrsnitt | 14 |
| Tabell 4.2: Lasttilfeller | 15 |
| Tabell 4.3: Lastkombinasjoner | 15 |
| Tabell 4.4: Oversikt av parametere som blir kontrollert for hver enkelt lastkombinasjon..... | 16 |
| Tabell 4.5: Stivheten, angitt i kNm/rad, som er benyttet i modelleringen av hver ramme..... | 16 |
| Tabell 4.6: Resultat for Ramme A ($\rho=0,1$) når denne er avstivet..... | 17 |
| Tabell 4.7: Sammenligning av verdiene for Ramme B ($\rho=0,7$) når denne er avstivet..... | 18 |
| Tabell 4.8: Sammenligning av verdiene for Ramme C ($\rho=1,4$) når denne er avstivet..... | 19 |
| Tabell 4.9: Sammenligning av verdiene for Ramme D ($\rho=2,0$) når denne er avstivet. | 20 |
| Tabell 4.10: Sammenligning av verdiene for Ramme A ($\rho=0,1$) når denne ikke er avstivet. | 23 |
| Tabell 4.11: Sammenligning av verdiene for Ramme B ($\rho=0,7$) når denne ikke er avstivet. | 24 |
| Tabell 4.12: Sammenligning av verdiene for Ramme C ($\rho=1,4$) når denne ikke er avstivet. | 25 |
| Tabell 4.13: Sammenligning av verdiene for Ramme D ($\rho=2,0$) når denne ikke er avstivet..... | 26 |
| Tabell 4.14: Forslag til inndeling av stivhetsgrenser for et avstivet system..... | 28 |
| Tabell 4.15: Forslag til inndeling av stivhetsgrenser for et uavstivet system. | 29 |
| Tabell 5.1: Utdrag fra knutepunktstandard[1] som viser de effektive lengdene for den utstikkende delen av endeplaten i Figur 5.3. | 32 |
| Tabell 5.2: Basiskomponenter, som er aktuell for en søylefotforbindelse som vist i Vedlegg 0, og deres stivhetskoeffisienter..... | 36 |
| Tabell 6.1: Søyledata. | 43 |
| Tabell 6.2: Avstandene gitt i mm..... | 44 |
| Tabell 6.3: Lengder til Figur 6.3 angitt i mm..... | 44 |
| Tabell 6.4: Lastsituasjonene. | 45 |
| Tabell 6.5: Utdrag fra knutepunktstandard for effektive lengder av en endeplate.[1] | 46 |
| Tabell 6.6: Beregning av effektive lengder ved lasttilfelle A. | 47 |
| Tabell 7.1: Maksimal belastning i Y-retning for hver serie angitt i kg og omregnet til moment. | 64 |
| Tabell 7.2: Nedbøyning for hver serie angitt i mm ved belastning i Y-retning..... | 68 |
| Tabell 7.3: Maksimal belastning for hver serie i Z-retning angitt i kg og omregnet til moment..... | 69 |
| Tabell 7.4: Nedbøyning for hver serie angitt i mm ved belastning i Z-retning..... | 72 |
| Tabell 8.1: Materialfaktorer. | 75 |
| Tabell 8.2: Nødvendig data om profilet. | 76 |
| Tabell 8.3: Avstander for bestemmelse av profilets tverrsnitts klasse. | 76 |
| Tabell 8.4: Nødvendig data for å beregne kapasiteten til boltene. | 77 |
| Tabell 8.5: Nødvendig data for å kunne bestemme sveisens kapasitet..... | 78 |
| Tabell 9.1: Forsøksobjektene og gjennomførte forsøk. | 81 |
| Tabell 9.2: Belastningsstegene i kilo [kg] og omregnet til moment [kNm]. | 85 |
| Tabell 9.3: Beregnet kapasitet, etter NS-EN 1993-1-8[1], og estimert kapasitet ut fra stivhetskurven fra forsøket..... | 90 |
| Tabell 9.4: Belastningsstegene for bruddforsøket ved last langs Z-aksen. | 93 |
| Tabell 9.5: Sammenlikning av effektiv lengde for bøyning om svak-akse..... | 98 |
| Tabell 9.6: Beregnet kapasitet og evaluert kapasitet ut fra forsøksdataen, se avsnitt 9.4.3.2, ved bøyning om svak akse..... | 98 |
| Tabell 9.7: Lengdene av parameterne fra Figur 9.37. | 99 |

| | |
|--|-----|
| Tabell 9.8: Sammenligning av stivheter for knutepunktet ved bøyning om svak akse..... | 103 |
| Tabell 10.1: Profilvalg. | 105 |
| Tabell 10.2: Stivhetene som er benyttet i modelleringen er stivhetsgrensen funnet i avsnitt 6.4, og verdiene fra forsøket, se kapittel 7. | 105 |
| Tabell 10.3: Lastkombinasjoner. | 106 |
| Tabell 10.4: Sammenligning av momenter og forskyvninger for rammer med søylefotstivhet funnet i forsøket opp mot uendelig stivhet..... | 106 |
| Tabell 10.5: Sammenligning av parameterens verdi for en ramme hvor søylefotstivheten er satt til stivhetskravet for stiv forbindelse opp mot en uendelig stiv søylefot..... | 107 |
| | |
| Tabell A.1: Moment- og forskyvnings diagrammer for de avstivede rammer. | 4 |
| Tabell A.2: Moment- og forskyvningsdiagrammer for uavstivede rammer..... | 16 |
| Tabell B.1: Rammegeometri..... | 29 |
| Tabell B.2: Beregning av stivhet. | 30 |
| Tabell C.1: Oversikt over formler for hurtigintegrasjon.[11] | 31 |
| Tabell F.1: Data fra stivhetsforsøk med forsøksobjekt 1 ved bøyning om sterk akse..... | 37 |
| Tabell F.2: Data fra stivhetsforsøk og bruddforsøk med forsøksobjekt 2 ved bøyning om sterk akse. | 39 |
| Tabell F.3: Data fra stivhetsforsøk med forsøksobjekt 1 ved bøyning om svak akse..... | 40 |
| Tabell F.4: Grunnlaget, ved bøyning om sterk akse, for stivhets- og nedbøyningsdiagrammet, vist i henholdsvis Figur 7.11 og Figur 7.15, samt stivheten som er beregnet ut fra nedbøyningen vist i Figur 7.17..... | 42 |
| Tabell F.5: Grunnlaget til stivhetskurven for forsøksobjekt 2, ved bøyning om sterk akse. | 42 |
| Tabell F.6: Grunnlaget er her vist for stivhets- og nedbøyningsdiagrammet, ved belastning opp til brudd, i henholdsvis Figur 9.12 og Figur 9.15, samt stivheten som er beregnet ut fra nedbøyningen, se Figur 9.16. | 43 |
| Tabell F.7: Grunnlaget er her vist for nedbøynings- og stivhetsdiagrammet, i henholdsvis Figur 7.18 og Figur 7.23, samt stivheten som er beregnet ut fra nedbøyningen, se Figur 7.24. | 44 |
| Tabell F.8: Grunnlaget for stivhets- og nedbøyningsdiagrammet, ved belastning opp til brudd, i henholdsvis Figur 9.27 og Figur 9.30, samt stivheten som er beregnet ut fra nedbøyningen, se Figur 9.31..... | 45 |
| Tabell F.9: Avstandene som er registrert ved stivhetsforsøket med bladmåler mellom endeplaten og bakplaten ved bøyning om sterk akse..... | 46 |
| Tabell F.10: Avstandene som er registrert ved bruddforsøket med bladmåler mellom endeplaten og bakplaten ved bøyning om sterk akse..... | 46 |
| Tabell F.11: Avstandene som er registrert på oversiden av forbindelsen, ved stivhets- og bruddforsøket, med bladmåler mellom endeplaten og bakplaten ved bøyning om svak akse..... | 47 |
| Tabell F.12: Avstandene som er registrert på undersiden av forbindelsen, ved stivhets- og bruddforsøket, med bladmåler mellom endeplaten og bakplaten ved bøyning om svak akse..... | 47 |
| Tabell I.1: Diagrammer fra rammeanalysene med endring i stivheten ved søylefotforbindelsen. | 57 |

1 Innledning

Dagens regelverk for forbindelser *NS-EN 1993-1-8: Knutepunkter og forbindelser*[1], også kalt knutepunktstandarden, er en del av stålstandarden NS-EN 1993. Denne standarden tar for seg beregningsregler for bestemmelse av kapasitet og stivhet til knutepunkter. Disse beregningsreglene er i hovedsak utviklet for I- og H-profiler.

Tidligere var det vanlig å dele bjelke-søyleknutepunktene inn i to grupper, leddete og kontinuerlige, basert på deres egenskaper. Ettersom kunnskapen om egenskapene har blitt bedre ved forskning og laboratorieforsøk, er det opprettet en ny kategori. Denne er definert som delvis kontinuerlige knutepunkter.

For å kunne bestemme klassifiseringen av et knutepunkt, er det i knutepunktstandarden[1] gitt krav for inndelingen ved de forskjellige klassene. Disse omtales som klassifiseringsgrenser. Inndelingen skjer enten ved å beregne stivheten til knutepunktet eller kapasiteten og sammenligne verdiene med klassifiseringsgrensene.

Klassifiseringsgrensene som er gitt i knutepunktstandarden[1] ved beregning av stivhet er utviklet ut fra rammens kapasitet ved å betrakte en enkel ramme, men i følge knutepunktstandarden er de også anvendelig for forbindelser i fler-etasjers rammer.

For søyleføtter er det bare to klassifiseringer, delvis kontinuerlige og kontinuerlige forbindelser. Wald et al. [2] mener det er unødvendig å opprette en klassifiseringsgrense for leddete søyleføtter. Dette er begrunnet med at denne grensen vil bli så lav at alle søyleføtter uansett vil bli klassifisert som leddet.

Klassifiseringsgrensene er bare utviklet med hensyn på kapasitet og tar ikke hensyn til hvordan de elastiske beregningsparameterne, som moment og forskyvning, endrer seg. Det er derfor av interesse å se på hvordan disse påvirkes ved en endring i knutepunktstivheten, fra uendelig stiv til grenseverdien for stivt knutepunkt ved et utvalg av to-etasjers rammer.

Wald et al. [2] påstår at en grenseverdi for leddete søyleføtter er unødvendig. Dette er her kontrollert ved å benytte beregningsreglene i knutepunktstandarden[1], til å beregne stivheten til en søylefot som er vanlig å betrakte som leddet. Det er også kontrollert, gjennom laboratorieforsøk, hvor godt beregningsreglene i knutepunktstandarden[1] samsvarer med virkeligheten for et kvadratisk hulprofil.

Til sist i oppgaven er det gjennomført en lineær elastisk analyse i Focus Konstruksjon for en to-etasjers ramme. Hensikten er å se hvordan denne oppfører seg ved endring i søylefotstivheten i forhold til uendelig stive søyleføtter. Til denne modelleringen er det benyttet stivhetene fra laboratorieforsøket og stivhetskravet gitt i knutepunktstandarden[1] for stiv søylefot.

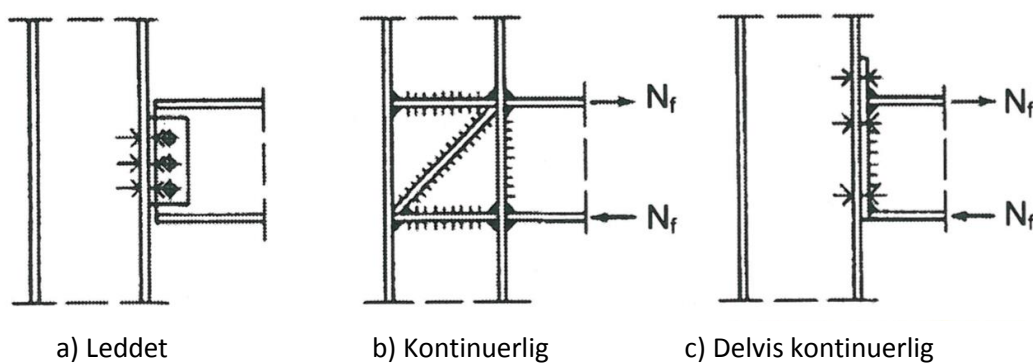
2 Klassifisering av knutepunkter

2.1 Innledning

I dette kapitlet blir det presentert kort om klassifiseringsgrensene for inndelingen av knutepunkter ut fra deres egenskaper i form av stivhet og kapasitet.

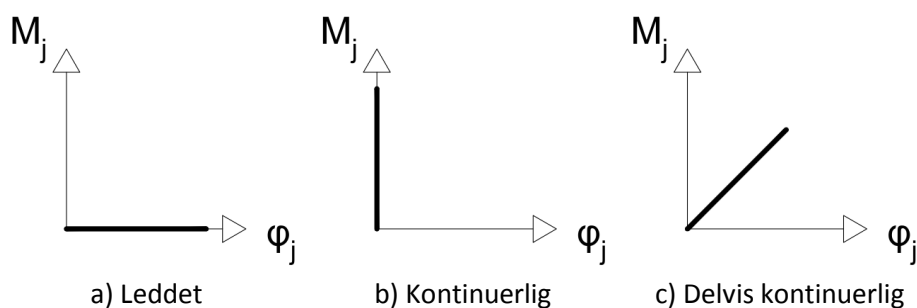
2.2 Generelt

Et knutepunkt kan enten klassifiseres som en leddet, kontinuerlig eller delvis kontinuerlig forbindelse, eksempler på utførelse er gitt i Figur 2.1. For valg av utførelse er det mer å ta i betraktning enn bare stivhet og kraftoverføring, eksempler på dette kan være økonomi, enkelhet og sammenstilling. Det som menes med enkelhet og sammenstilling er at dimensjonering og montering av forbindelsen er tidskrevende og bør ha en innvirkning på valg av utforming. Tidligere ble det ofte valgt å utforme leddete eller kontinuerlige forbindelser, men nå som beregningsmetodene for knutepunkter er blitt bedre er forbindelser med delvis kontinuerlig utforming tatt mer i bruk.



Figur 2.1: Illustrasjon av utforming for de tre forskjellige klassifiseringene.[3]

Et knutepunkt som har en utforming som tilsvare leddet skal i beregningene ikke ta noe moment og vil derfor få en stor rotasjon, mens et kontinuerlig knutepunkt skal kunne ta opp og overføre alt moment som oppstår med liten rotasjon. Dette er illustrert på henholdsvis Figur 2.2a og Figur 2.2b. Knutepunkter som er utført delvis kontinuerlig vil, som Figur 2.2c viser, både få betraktelig rotasjon og moment. For et slikt knutepunkt er det nødvendig å ta hensyn til rotasjonsstivheten for å bestemme momentoverføringen, noe som innebærer ekstra beregningsarbeid.



Figur 2.2: Sammenhengen mellom moment og rotasjon for knutepunkter.

2.3 Globale analyser

Ved klassifiseringen av knutepunkter må man velge hvilken global analysemetode man ønsker å benytte seg av. I Tabell 2.1 er det vist hvordan knutepunktstandarden[1] har oppsummert de forskjellige analysemetodene. Ved benyttelse av stivhet til klassifiseringen tas det utgangspunkt i en elastisk global analysemetode, mens for styrken blir det benyttet en stiv-plastisk global analysemetode.

Ved en elastisk analysemetode forutsettes det at det bare oppstår elastiske deformasjoner som vil si at materialet går tilbake til sin opprinnelige form når belastningen tas bort. Derimot for en stiv-plastisk analyse vil deformasjonene på grunn av belastningen bli permanente.

Tabell 2.1: Knutepunktmodeller.[1]

| Global analysemetode | Klassifisering av knutepunkter | | |
|----------------------|--------------------------------|------------------------------|--|
| | Elastisk | Nominelt leddet | Bøyningsstivt |
| Stiv-plastisk | Nominelt leddet | Full styrke | Delvis styrke |
| Elastisk-plastisk | Nominelt leddet | Bøyningsstivt og full styrke | Delvis bøyningsstivt og delvis styrke Delvis bøyningsstivt og full styrke Bøyningsstivt og delvis styrke |
| Knutepunktmodell | Leddets | Kontinuerlig | Delvis kontinuerlig |

2.4 Klassifisering etter styrke (Stiv-plastisk global analysemetode)

Når et knutepunkt klassifiseres etter styrke omtaler vi de tre klassifiseringskategoriene som nominelt leddet, delvis styrke og full styrke.

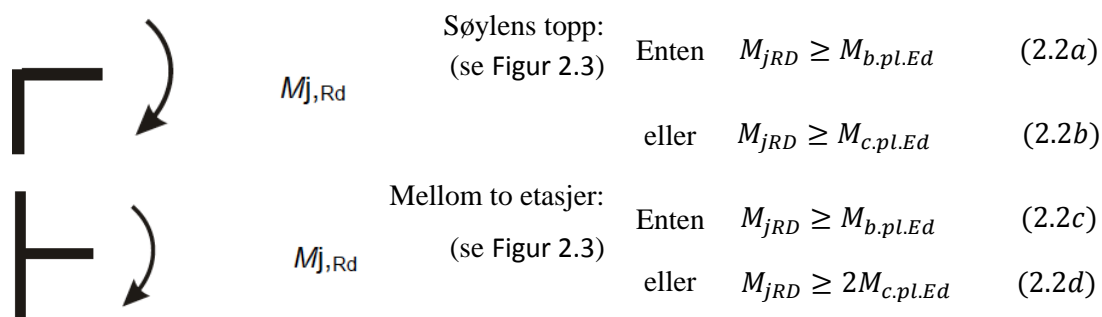
Et *nominelt leddet* knutepunkt må kunne tilfredsstille kravet vist i likning (2.1).

$$M_{jRd} \leq 0.25M_{j.Ed} \quad (2.1)$$

der:

- M_{jRd} er dimensjonerende momentkapasiteten til knutepunktet
- $M_{j.Ed}$ er dimensjonerende momentkapasitet som kreves for en full-styrke-forbindelse.

Et knutepunkt som klassifiseres som *full styrke* skal oppfylle kravene gitt i (2.2).



Figur 2.3 Overføring av momenter mellom bjelke-søyle knutepunkter som er klassifisert som full-styrke.[1]

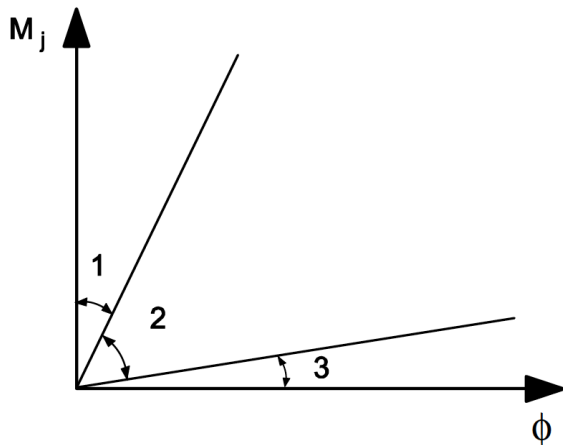
hvor:

- $M_{j.RD}$ er dimensjonerende momentkapasitet til knutepunktet.
- $M_{b.pl.Ed}$ er dimensjonerende plastisk momentkapasitet i bjelken.
- $M_{c.pl.Ed}$ er dimensjonerende plastisk momentkapasitet i søylen.

Et knutepunkt som ikke oppfyller kravene til verken leddet eller full styrke, skal klassifiseres som *delvis styrke*.

2.5 Klassifisering etter stivhet (Elastisk global analysemetode)

For knutepunkter som klassifiseres etter stivhet blir klassifiseringsgrensene omtalt som stive, delvis stive og leddete forbindelser. Knutepunktstandarden[1] skiller mellom kravene for bjelke-søyleforbindelser og søylefotforbindelsen. Figur 2.4 viser hvordan klassifiseringsgrensene for bjelke-søyleforbindelser er med moment som funksjon av rotasjonsvinkelen, ϕ .



Figur 2.4: Klassifiseringen av forbindelsene med hensyn på stivheten. Der klasse 1 er stivt, klasse 2 er delvis stivt og klasse 3 er leddet.[1]

Sone 1 (Stivt):

Hvis uttrykket i (2.3a) oppfylles.

$$S_{j,ini} \geq \frac{k_b EI_b}{L_b} \quad (2.3a)$$

der:

- $k_b = 8$ for rammer med et avstivningssystem som reduserer den horisontale forskyvningen med minst 80 %.
- $k_b = 25$ for andre rammer forutsatt at kravet i (2.3b) oppfylles.

$$\frac{K_b}{K_c} \geq 0.1 \quad (2.3b)$$

hvor:

- K_b er middelverdien av I_b/L_b for alle bjelker i toppen av den aktuelle etasjen
- K_c er middelverdien av I_c/L_c for alle søyler i den aktuelle etasjen
- I_b er en bjelkes andre arealmoment
- I_c er en søyles andre arealmoment
- L_b er en bjelkes spennvidde (fra sentrum til sentrum av søylene)
- L_c er en søyles etasjehøyde

Sone 2 (Delvis stivt):

Knutepunkter som ikke tilfredsstillter kravene til stivt (sone 1) og leddet (sone 3), skal klassifiseres som delvis stivt.

Sone 3 (Ledd):

Kravet for å kunne betrakte et knutepunkt som leddet er som gitt i (2.4).

$$S_{j,ini} \leq \frac{0,5EI_b}{L_b} \quad (2.4)$$

2.6 Klassifisering av søyleføtter

Knutepunktstandarden[1] har egne krav til klassifisering av søyleføtter. Disse er avhengig av søylens slankhet, tverrsnitt og lengde.

Søyleføtter kan klassifiseres som stive forutsatt at følgende betingelser er oppfylt:

- i rammer med et avstivningssystem som reduserer horisontal forskyvning med minst 80 %, hvor det kan ses bort fra virkningen av sideforskyvning:

$$\text{- hvis } \bar{\lambda}_0 \leq 0,5 \quad (2.5a)$$

$$\text{- hvis } 0,5 < \bar{\lambda}_0 < 3,93 \text{ og } S_{j.ini} \geq 7(2 \cdot \bar{\lambda}_0 - 1) EI_c/L_c \quad (2.5b)$$

$$\text{- hvis } \bar{\lambda}_0 \geq 3,93 \text{ og } S_{j.ini} \geq 48 EI_c/L_c \quad (2.5c)$$

- eller hvis $S_{j.ini} \geq 30 EI_c/L_c$ (2.6)

hvor:

$\bar{\lambda}_0$ er en søyles slankhet dersom begge endene antas som leddet.

$L_c I_c$ er som angitt under avsnitt 2.5.

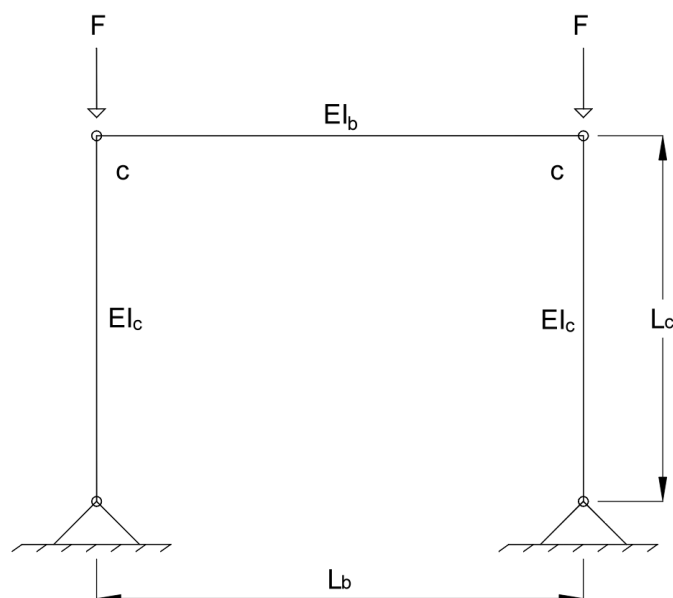
3 Bakgrunn for kontroll av grenseverdiene ved stive knutepunkter

3.1 Innledning

Dette kapitlet tar for seg en presentasjon av beregningsmodellen til stivhetsgrensene og grunnlaget for kontroll av grenseverdiene som er benyttet i kapittel 4 og 10.

3.2 Bakgrunn

Grenseverdiene for når et knutepunkt skal kunne bli betraktet som stivt, se kapittel 2, er utviklet av Bijlaard et al. [4]. Kriteriene som er satt opp er gitt av Meijer [5]. I følge dette er klassifiseringsgrensene basert på en enkel portalramme med leddet søylefotinnspenning, se Figur 3.1. Belastningen er som illustrert med to punktlaster F i hvert hjørne.



Figur 3.1: Portalrammen og lasttilfellet som er benyttet til å utvikle grenseverdiene for stivhet i knutepunktstandard.

En detaljert og oversiktlig utledning av disse grensene er utført av Birkeland [6], mens et sammendrag av viktige verdier og punkter er tatt med her.

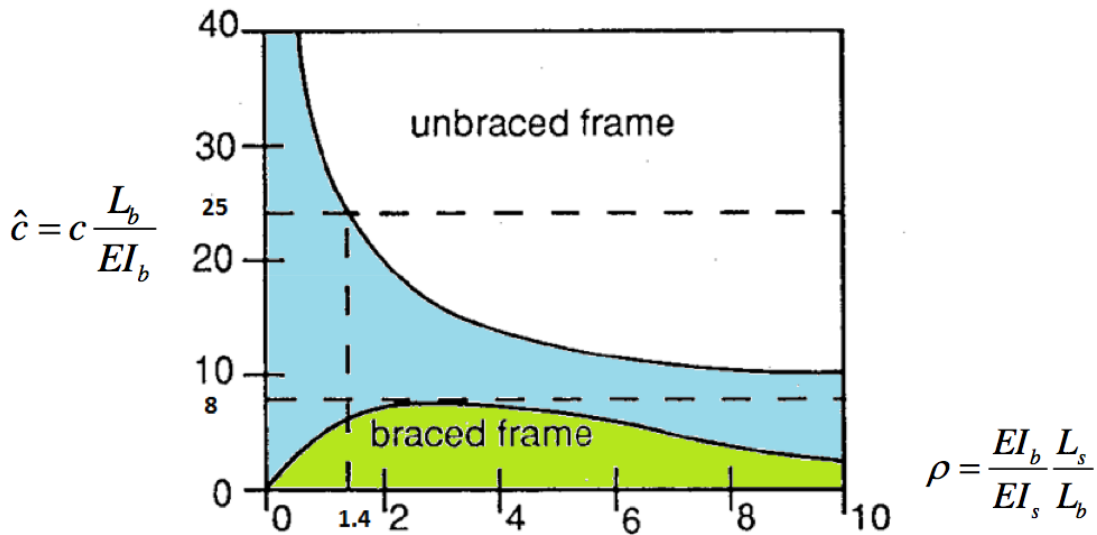
For å forklare utviklingen av disse grenseverdiene må det først introduseres to parametere. Den ene er \hat{c} , som er den relative rotasjonsstivheten uttrykket ved (3.1). Denne beregnes ved å ta forholdet mellom stivheten til knutepunktet og bøyestivheten til bjelken.

$$\hat{c} = \frac{c}{EI_b/L_b} = c \cdot \frac{L_b}{EI_b} \quad (3.1)$$

Den andre parameteren er ρ , som representerer forholdet mellom bøyestivheten til bjelken og søylen. Denne er gitt i uttrykk (3.2).

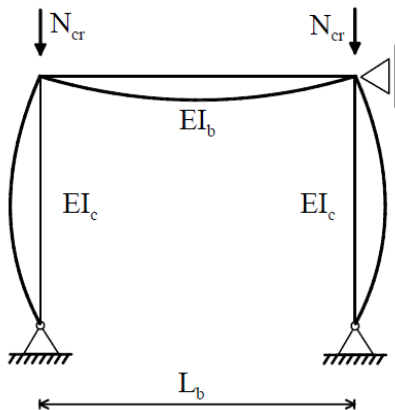
$$\rho = \frac{EI_b/L_b}{EI_c/L_c} = \frac{EI_b \cdot L_c}{EI_c \cdot L_b} \quad (3.2)$$

For å forklare valget av grenseverdiene til knutepunkter i Eurokoden [1] på en oversiktlig og enkel måte, har Bijlaard et al. [4] satt opp en illustrasjon, se Figur 3.2, etablert ut fra forsøksdataen til Meijer [5]. Hvor den relative rotasjonsstivheten, \hat{c} , er gitt som funksjon av stivhetsparameteren, ρ , for både avstivede (braced) og uavstivede (unbraced) rammer. De stiplede linjene indikerer grenseverdiene for stivhet. Alle punktene på kurvene tilsvarer 5 % reduksjon i knekklasten.

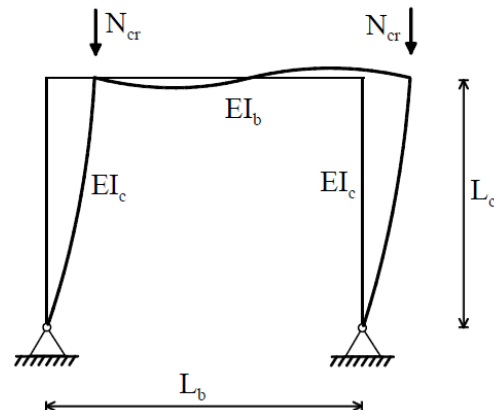


Figur 3.2: Stivhetskurvene til Bijlaard[4] for avstivede (braced) og uavstivede (unbraced) rammer.

Grenseverdiene for avstivede rammer og uavstivede rammer er forskjellige siden rammene har ulik knekkform, med henholdsvis symmetrisk, vist i Figur 3.3, og antimetrisk i Figur 3.4. I disse figurene er N_{cr} definert som rammens knekklast.



Figur 3.3: Knekkingsform for avstivet ramme.[7]



Figur 3.4: Knekkingsform for uavstivet ramme.[7]

For en avstivet ramme vises det i Figur 3.2 at grenseverdien $\hat{c} = 8$ hele tiden gir en konservativ verdi. For en uavstivet ramme med grenseverdien $\hat{c} = 25$ har kurven en konservativ verdi fra $\rho \geq 1.4$. Det betyr at for $\rho < 1.4$ er endringen i rammens kapasitet større enn 5 %. Bijlaard et al. [4] konkluderer likevel med at grenseverdien til de uavstivede rammene er sikker nok. Dette vil uansett bare resultere i at rammens knekklast blir høyere enn 5 %.

Birkeland [6] har utført en kontroll av tallene som ligger til grunn for å kunne sette opp disse stivhetskurvene. Det viste seg at verdien $\hat{c} = 8$, som er funnet fra toppunktet på den nederste grafen i Figur 3.2, var noe konservativt siden kontrollen førte til en verdi på $\hat{c} = 6,4$. Men verdien $\hat{c} = 25$ for den uavstivede rammen, var ganske likt de tallene den øverste kurven til Bijlaard[4] gav i Figur 3.2.

Det er ikke diskutert eller nevnt noe om valget av randbetingelser i artikkelen til Bijlaard et al. [4], men Birkeland [6] har gjennomført en kontroll for å finne ut om de benyttede randbetingelsene er de mest konservative med tanke på rammens knekklast. Disse beregningene viste at leddete søylefotinnspenninger er mer konservativ enn fast innspente med tanke på knekklast, som bekrefter at modellen som Bijlaard et al. [4] benyttet med leddete randbetingelser for utledning av stivhetskravene.

3.3 Kriterier og grunnlag for kontroll

For å kunne kontrollere om grenseverdiene er fornuftige er følgende sitat av Nethercot [8] benyttet:

”Hvis en ramme skulle analyseres for selve ledd egenskapene, ville resultatene(deformasjoner og momenter) ikke skulle seg fra de som oppnås forutsatt uendelig stive forbindelser med mer enn x %, hvor x blir satt til en passende verdi.”

Det har vært vanlig å benytte seg av maksimalt 5 % endring i rammens kapasitet som følge av fleksibiliteten i knutepunktene.[4, 6]

For å kunne sammenligne endringene i de rammene med uendelig stive forbindelser opp mot de rammene hvor stivheten så vidt inngår i kategorien stiv forbindelse, benyttes Merchant-Rankines formel som uttrykker rammens kapasitet:

$$\frac{1}{F_{cr}} = \frac{1}{F_{pl}} + \frac{1}{F_E} \quad (3.2)$$

hvor:

- F_{cr} er rammens andreordens bruddlast, i denne sammenheng blir dette rammens kapasitet
- F_{pl} er rammens plastiske kapasitet
- F_E er rammens knekklast (Eulerlast)

I Merchant-Rankines formel for rammens kapasitet, F_{cr} , er det bare rammens knekklast, F_E , som er påvirket av knutepunktstivheten. Rammens plastiske kapasitet, F_{pl} , er bare avhengig av momentkapasiteten til stavene og knutepunktene, ikke knutepunktstivheten. Ved sammenligning av rammens kapasitet ved endring av stivheten i knutepunktene, kan dermed F_{pl} betraktes som konstant.

Hvis Merchant-Rankines formel kombineres med maksimalt 5 % endring i knekklast, som følge av endring i knutepunktstivheten, kan formelen skrives som gitt i uttrykk (3.3)[4].

$$F_E(\hat{c}) \geq 0.95 \cdot F_E(\hat{c} = \infty) \quad (3.3)$$

Kriteriet for endring i rammens kapasitet, som er grunnlaget for stivhetskravene, følger dermed direkte fra ligning (3.2), og blir som uttrykt i (3.4).

$$F_{cr}(\hat{c}) \geq 0.95 \cdot F_{cr}(\hat{c} = \infty) \quad (3.4)$$

4 Elastisk analyser av to-etasjers rammer med stive knutepunkter

4.1 Innledning

I dette kapitlet er det sett på om klassifiseringsgrensene for stivhet i knutepunktstandard[1], se avsnitt 2.5, er tilstrekkelig nøyaktig. Vanlig praksis i Norge er å dimensjonere etter de elastiske kravene ved dimensjonering av rammer og liknende konstruksjoner.

Grenseverdiene for stivhet som ble presentert under avsnitt 2.5 er, som nevnt under kapittel 0, bare basert på rammens kapasitet. Det er altså ikke tatt høyde for de elastiske beregningsparameterne, som moment og forskyvning, i utviklingen av grenseverdiene. Det er dermed av interesse å kontrollere disse grenseverdiene opp mot de elastiske beregningsparameterne. Kravet som blir stilt er basert på sitatet av Nethercot [8] som var gitt i avsnitt 3.3, hvor maksimal endring blir satt til 5 % i likhet med kravet for kapasitet.

Det har i en tidligere masteroppgave av Birkeland [6] blitt utført en kontroll av disse kravene for en-etasjers rammer. Knutepunktstandard[1] oppgir at kravene er generelle, det vil si at disse skal kunne benyttes for fler-etasjers rammer. Derfor er det her valgt å legge på en etasje, og kontrollere utvalgte elastiske beregningsparametere for endring fra uendelig stive til stive forbindelser.

4.2 Generelt

Programvaren som er benyttet til å utføre de lineær-elastiske analysene er Focus Konstruksjon. Det finnes flere alternativer for slike rammeprogrammer(STAAD.Pro, FAP2D, G-prog, osv.), men ikke alle har mulighet til å sette inn tallverdi for fjærstivheten i et knutepunkt. Avgjørende faktor for valg av beregningsprogram til simuleringen i denne masteroppgaven var at NTNU kunne stille med lisens til Focus Konstruksjon.

I Vedlegg A er det tatt med et kortfattet notat om utfordringer med modelleringene og beregningene av rammene.

I dette kapitlet refereres det ofte til endringen i de målte parameterne som den prosentvise sammenligningen mellom parameterens verdi, for et uendelig stivt knutepunkt og et knutepunkt som akkurat innfrir kravet til å bli betraktet som stivt. For å utrykke dette så kort som mulig, er det ofte valgt å henvise til denne sammenligningen som "de prosentvise endringene".

4.3 Valg av rammer for undersøkelse

For utvelgelsen av rammene er det tatt utgangspunkt i det Birkeland [6] fant i sin oppgave og Bijlaard et al. [4] sin stivhetskurve, se Figur 3.2, samt kriteriene i knutepunktstandard[1].

Forholdstallet for rammegeometrien, ρ , kan endres enten ved å bytte tverrsnitt eller justere på lengden til segmentene. For å gjøre modelleringen enkel, er det her kun valgt å variere på tverrsnittene for å oppnå ønsket rammegeometri. Det er også valgt å bare benytte HEA-profiler til utformingen. Egenskapene til rammene er vist i Tabell 4.1 og det numeriske grunnlaget for valg av tverrsnitt er vist i Vedlegg 0.

Tabell 4.1: Rammegeometri og tverrsnitt

| Ramme | ρ | Søyletverrsnitt | Bjelketverrsnitt |
|-------|--------|-----------------|------------------|
| A | 0,1 | HEA450 | HEA280 |
| B | 0,7 | HEA300 | HEA340 |
| C | 1,4 | HEA240 | HEA320 |
| D | 2,0 | HEA260 | HEA400 |

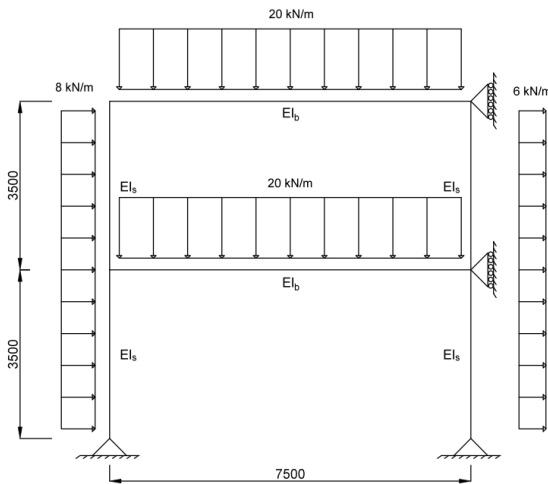
Siden det er valgt samme tverrsnitt for alle søylene og bjelkene i hver ramme, blir stivhetsforholdet, som er uttrykt som forholdet mellom parameterne K_b og K_c nevnt under avsnitt 2.5, lik ρ i uttrykk (3.2) som uttrykk (4.1) viser.

$$\rho = \frac{K_b E}{K_c E} = \frac{E \bar{I}_b / \bar{L}_b}{E \bar{I}_c / \bar{L}_c} = \frac{EI_b / L_b}{EI_c / L_c} = \frac{EI_b \cdot L_c}{EI_c \cdot L_b} \quad (4.1)$$

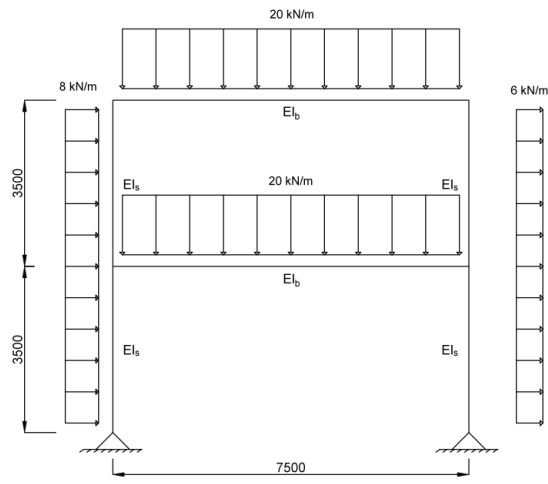
Det minste forholdstallet mellom bjelke- og søylestivheten, som er akseptert for at en forbindelse skal kunne betraktes som stivt, er $\rho = 0,1$. Dette er dermed et naturlig valg for en rammegeometri. En ramme med en slik geometri er lite sannsynlig å bli brukt i virkeligheten, men er relevant for denne kontrollen. Ramme B har en verdi på $\rho = 0,7$, som er valgt fordi det blir for stort sprang mellom verdiene uten denne rammegeometrien, men også på grunn av at Birkeland benyttet dette forholdstallet i sin oppgave. Verdien $\rho = 1,4$ er valgt fordi dette er forholdet som representerer stivhetsgrensen for en uavstivet ramme, se kravet i avsnitt 2.5 og Figur 3.2. Det siste forholdstallet som er benyttet i Ramme D er valgt til $\rho = 2,0$, begrunnelsen for valget er at dette er stivhetsgrensen til en avstivet ramme, som også er gitt i avsnitt 2.5 og Figur 3.2.

4.4 Belastning/Laster

Belastningen er valgt som vertikal jevnt fordelt last i hver etasjeskiller samt horisontal jevnt fordelt last på søylene, som skal simulere vindlast med trykk og sug, se Figur 4.1 og Figur 4.2.



Figur 4.1: Rammegeometri og belastning for avstivet system.



Figur 4.2: Rammegeometri og belastning for uavstivet system.

Egenlasten er neglisjert for å gjøre simuleringen enklest mulig. Det er valgt å benytte like laster for alle rammene, se Tabell 4.2. Fordi det blir kjørt en lineær elastisk analyse, vil det ikke gjøre noe utslag på verdiene. Dermed vil det bare være forholdstallet mellom de horisontale og vertikale lastene som har noe å si.

Tabell 4.2: Lasttilfeller

| Type | Tegn | Last(kN/m) |
|-----------------------|----------|------------|
| Vertikal last | q_v | 20 |
| Horisontal last trykk | q_{ht} | 8 |
| Horisontal last sug | q_{hs} | 6 |

Intensiteten av lastene som er gitt i tabellen er tilfeldige, og er dermed ikke basert på laststandardene. Lastene er valgt slik at de kan virke reelle og slik at utnyttelsesgraden ikke skal bli for høy for samtlige rammegeometrier, samt at de skal kunne gi store nok verdier for avlesning.

4.5 Lastkombinasjoner

I likhet med Birkeland [6] er det valgt å benytte tre forskjellige lastkombinasjoner, disse er listet opp i Tabell 4.3. For å forenkle forsøket er alle lastfaktorer neglisjert.

Tabell 4.3: Lastkombinasjoner

| Lastkombinasjoner | |
|-------------------|-----------------------|
| 1 | Vertikal |
| 2 | Horisontal |
| 3 | Vertikal + Horisontal |

4.6 Valgte parametere:

Følgende parametere er valgt ut for sammenligning:

- ✓ Maksimalt hjørnemoment
De største momentene som forbindelsene i hver etasje blir utsatt for. Omtales kun som hjørnemoment heretter.
- ✓ Feltmoment, bjelke
Feltmoment for hver bjelke sammenlignes. Omtales kun som feltmoment heretter.
- ✓ Maksimal vertikal forskyvning
Målt langs øverste bjelke. Omtales kun som vertikal forskyvning heretter.
- ✓ Maksimal horisontal forskyvning
Målt langs øverste bjelke. Denne parameteren blir heretter omtalt kun som horisontal forskyvning.
- ✓ Feltmoment i søylene
De største feltmomentene over hver etasjehøyde sammenlignes. Blir heretter kun omtalt som feltmoment søyle.

En oversikt som viser hvor hver parameter er tatt hensyn til, er vist i Tabell 4.4.

Tabell 4.4: Oversikt av parametere som blir kontrollert for hver enkelt lastkombinasjon.

| Parametere | System og lastkombinasjoner | | | | | |
|------------------------|-----------------------------|---|---|-----------|---|---|
| | Avstivet | | | Uavstivet | | |
| | 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 |
| Maks. hjørnemoment | • | • | • | • | • | • |
| Feltmoment, bjelke | • | | • | • | | • |
| Vertikal forskyvning | • | | • | • | | • |
| Horisontal forskyvning | | | | | • | • |
| Feltmoment, søyle | | • | | | | |

4.7 Beregning av knutepunktstivheten

En oversikt som viser stivhetene som er benyttet i hvert tilfelle for hver enkelt ramme er gitt i Tabell 4.5. Beregningen av stivheten er vist i Vedlegg B.2.

Tabell 4.5: Stivheten, angitt i kNm/rad, som er benyttet i modelleringen av hver ramme.

| | Ramme 1 | Ramme 2 | Ramme 3 | Ramme 4 |
|-----------------------------|---------|---------|---------|----------|
| Avstivet($\hat{c} = 8$) | 30620,8 | 62025,6 | 51363,2 | 100956,8 |
| Uavstivet($\hat{c} = 25$) | 95690 | 193830 | 160510 | 315490 |

4.8 Forsøksresultatene for avstivede rammer

I Tabell 4.6 til Tabell 4.9 er resultatene fra Focus Konstruksjon listet for avstivede rammer. Det er beregnet prosentvis endring for samtlige parametere etter uttrykk (4.2).

$$\% \text{ - vis endring for avstivet system} = \frac{C_{\hat{c}=8} - C_{\hat{c}=\infty}}{C_{\hat{c}=\infty}} \quad (4.2)$$

4.8.1 Ramme A, Avstivet

Denne rammen har en spesiell geometri som ikke er så vanlig å benytte seg av i praksis. Forholdet mellom bjelke-søylestivheten for denne rammen utgjør bare 0,1, noe som tilsier store dimensjoner på søylene i forhold til bjelkene.

Ved sammenligning av verdiene med uendelig stivhet i knutepunktene og den med grenseverdien $\hat{c} = 8$, er det spesielt den vertikale forskyvningen som skiller seg ut. Dette gjelder både for lastkombinasjon 1 og 3, hvor økningen tilsvarer prosentvis endring på hele 55 %. Dette er veldig høyt i forhold til kravet, med maksimalt 5 % endring, som ligger til grunn for stivhetsgrensene.

Tabell 4.6: Resultat for Ramme A ($\rho=0,1$) når denne er avstivet.

Ramme A - Der $\rho=0,1$ - Avstivet

| | $\hat{c} = \infty$ | $\hat{c}=8$ | %-vis endring |
|---------------------------------|--------------------|-------------|---------------|
| <u>Lastkombinasjon 1</u> | | | |
| Vertikal forskyvning | 7,7mm | 11,9mm | 55 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 89,8kNm | 72,3kNm | -19 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 91,9kNm | 73,8kNm | -20 % |
| Feltmoment, øvre bjelke | 51,7kNm | 68,8kNm | 33 % |
| Feltmoment, nedre bjelke | 48,9kNm | 67,0kNm | 37 % |
| <u>Lastkombinasjon 2</u> | | | |
| Hjørnemoment, øvre del | 1,5kNm | 1,0kNm | -35 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 0,2kNm | 0,1kNm | -27 % |
| Feltmoment, øvre søyle | 7,6kNm | 7,9kNm | 4 % |
| Feltmoment, nedre søyle | 8,6kNm | 8,5kNm | 0 % |
| <u>Lastkombinasjon 3</u> | | | |
| Vertikal forskyvning | 7,6mm | 11,8mm | 55 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 89,6kNm | 72,4kNm | -19 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 92,0kNm | 73,9kNm | -20 % |
| Feltmoment, øvre bjelke | 51,5kNm | 68,6kNm | 33 % |
| Feltmoment, nedre bjelke | 48,9kNm | 66,9kNm | 37 % |

Videre kan det nevnes at feltmomentene til bjelkene, både øvre og nedre, heller ikke på langt nær tilfredsstillende kravet. Disse har henholdsvis hele 33 og 37 % endring for lastkombinasjonene hvor den vertikale lasten er med.

De eneste verdiene som ikke overskriver 5 %, er feltmomentene i søylene ved påkjenning av lastkombinasjon 2. Hjørnemomentene for samtlige av lastkombinasjonene har store endringer, men alle verdiene går som forventet i konservativ retning ved reduksjon av stivheten.

4.8.2 Ramme B, Avstivet

For en ramme med bjelke-søyleforhold på 0,7, har den prosentvise endringen gått ned for samtlige av parameterne bortsett fra feltmomentene for søylene. Disse har steget litt fra å være på 4 til 8 og 0 til -1 %, for henholdsvis øvre og nedre søyle. Det betyr at den øvre søylen ikke lenger tilfredsstillt kravet, mens den nedre er gått over på den konservative siden.

Parameterne for vertikal forskyvning, ved begge de aktuelle lastkombinasjonene, har forbedret seg betraktelig nå som forholdstallet mellom stivhetene til bjelkene og søylene har økt. Den prosentvise endringen er godt over halvert for begge to, som nå har verdier på 22 % for lastkombinasjon 1 og 23 % for nummer 3.

Tabell 4.7: Sammenligning av verdiene for Ramme B ($\rho = 0,7$) når denne er avstivet.

Ramme B - Der $\rho = 0,7$ - Avstivet

| | $\hat{c} = \infty$ | $\hat{c}=8$ | %-vis endring |
|---------------------------------|--------------------|-------------|---------------|
| <u>Lastkombinasjon 1</u> | | | |
| Vertikal forskyvning | 6,3mm | 7,7mm | 22 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 71,6kNm | 60,0kNm | -16 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 81,6kNm | 67,1kNm | -18 % |
| Feltmoment, øvre bjelke | 69,5kNm | 80,9kNm | 16 % |
| Feltmoment, nedre bjelke | 59,0kNm | 73,5kNm | 25 % |
| <u>Lastkombinasjon 2</u> | | | |
| Hjørnemoment, øvre del | 4,2kNm | 3,3kNm | -23 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 0,4kNm | 0,3kNm | -27 % |
| Feltmoment, øvre søyle | 5,3kNm | 5,7kNm | 8 % |
| Feltmoment, nedre søyle | 7,6kNm | 7,6kNm | -1 % |
| <u>Lastkombinasjon 3</u> | | | |
| Vertikal forskyvning | 6,2mm | 7,6mm | 23 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 74,9kNm | 62,7kNm | -16 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 82,0kNm | 67,4kNm | -18 % |
| Feltmoment, øvre bjelke | 69,0kNm | 80,5kNm | 17 % |
| Feltmoment, nedre bjelke | 58,7kNm | 73,3kNm | 25 % |

Når det gjelder feltmomentene til bjelkene har også disse prosentvise endringene redusert seg mye fra Ramme A, men samtlige overskrider fremdeles kravet.

Hjørnemomentene har derimot ikke hatt så store endringer. Disse har beveget seg litt nærmere kravet, med unntak av nedre del ved lastkombinasjon 2, som har samme verdi på -27 %. Mest endring er det for lastkombinasjon 1, hvor henholdsvis øvre og nedre del har gått fra verdiene -33 til -16 og -37 til -25 %. For lastkombinasjon 3 er endringene derimot små, med henholdsvis -19 til -16 og -20 til -18 % for øvre og nedre del.

4.8.3 Ramme C, Avstivet

Selv om de fleste prosentvise endringene er redusert i forhold til Ramme B for denne rammegeometrien, er det fortsatt bare feltmomentet i nedre søyle som tilfredsstillt kravet.

Det som er litt overraskende med sammenligningen av verdiene med Ramme B, er den store prosentvise økningen av hjørnemomentet ved nedre del under påkjenning av lastkombinasjon 2. Denne verdien har gått fra å være -27 i Ramme B til -38 % i Ramme C.

Tabell 4.8: Sammenligning av verdiene for Ramme C ($\rho = 1,4$) når denne er avstivet.

Ramme C - Der $\rho = 1,4$ - Avstivet

| | $\hat{c} = \infty$ | $\hat{c}=8$ | %-vis endring |
|---------------------------------|--------------------|-------------|---------------|
| <u>Lastkombinasjon 1</u> | | | |
| Vertikal forskyvning | 9,3mm | 10,5mm | 13 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 59,8kNm | 51,4kNm | -14 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 72,9kNm | 61,2kNm | -16 % |
| Feltmoment, øvre bjelke | 81,0kNm | 89,3kNm | 10 % |
| Feltmoment, nedre bjelke | 67,9kNm | 79,6kNm | 17 % |
| <u>Lastkombinasjon 2</u> | | | |
| Hjørnemoment, øvre del | 5,2kNm | 4,3kNm | -17 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 0,9kNm | 0,6kNm | -38 % |
| Feltmoment, øvre søyle | 4,8kNm | 5,1kNm | 7 % |
| Feltmoment, nedre søyle | 7,4kNm | 7,4kNm | 0 % |
| <u>Lastkombinasjon 3</u> | | | |
| Vertikal forskyvning | 9,2mm | 10,4mm | 13 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 64,7kNm | 55,5kNm | -14 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 73,8kNm | 61,8kNm | -16 % |
| Feltmoment, øvre bjelke | 80,3kNm | 88,8kNm | 11 % |
| Feltmoment, nedre bjelke | 67,4kNm | 79,1kNm | 17 % |

4.8.4 Ramme D, Avstivet

Denne rammen har et mer vanlig forhold mellom bjelke og søylestivheten, og samtlige parametere burde egentlig befinne seg innenfor kravet til maksimalt 5 % endring. Men som Tabell 4.9 viser, så er ikke dette tilfellet for veldig mange av parameterne. Alle har beveget seg i riktig retning, men det er kun feltmomentet for nedre søyle, under lastkombinasjon 2, som er innenfor.

Tabell 4.9: Sammenligning av verdiene for Ramme D ($\rho = 2,0$) når denne er avstivet.

Ramme D - Der $\rho = 2,0$ - Avstivet

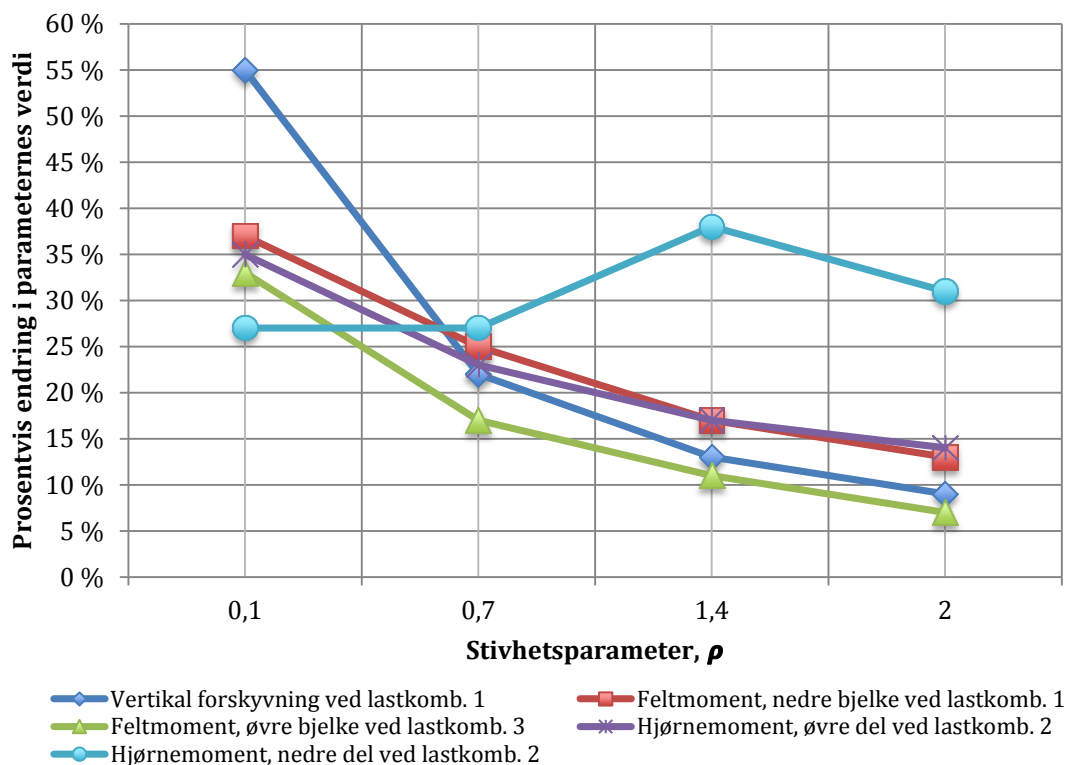
| | $\hat{c} = \infty$ | $\hat{c}=8$ | %-vis endring |
|---------------------------------|--------------------|-------------|---------------|
| <u>Lastkombinasjon 1</u> | | | |
| Vertikal forskyvning | 5,6mm | 6,1mm | 9 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 51,5kNm | 45,1kNm | -13 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 65,4kNm | 55,7kNm | -15 % |
| Feltmoment, øvre bjelke | 89,3kNm | 95,7kNm | 7 % |
| Feltmoment, nedre bjelke | 75,4kNm | 84,9kNm | 13 % |
| <u>Lastkombinasjon 2</u> | | | |
| Hjørnemoment, øvre del | 5,9kNm | 5,1kNm | -14 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 1,3kNm | 0,9kNm | -31 % |
| Feltmoment, øvre søyle | 4,6kNm | 4,9kNm | 6 % |
| Feltmoment, nedre søyle | 7,4kNm | 7,4kNm | 0 % |
| <u>Lastkombinasjon 3</u> | | | |
| Vertikal forskyvning | 5,6mm | 6,0mm | 7 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 56,9kNm | 49,8kNm | -13 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 66,7kNm | 55,9kNm | -16 % |
| Feltmoment, øvre bjelke | 88,5kNm | 95,0kNm | 7 % |
| Feltmoment, nedre bjelke | 74,7kNm | 84,3kNm | 13 % |

4.9 Konklusjon for avstivede rammer

Det er som forventet store endringer for lave forholdstall mellom bjelke-søylestivheten, se Tabell 4.7. For et forholdstall på $\rho = 0,1$ er ikke stivhetsgrensene særlig nøyaktig, som Bijlaard et al. [4] nevner er det ikke vanlig å utføre en ramme med slike egenskaper og litt avvik er dermed akseptert. Men for denne testen med avstivede rammer fås en maksimal endring på 55 % for de utvalgte elastiske parameterne, i ikke-konservativ retning, som er i overkant mye.

Knutepunktstandard[1] har, som nevnt tidligere, satt en nedre grense på $\rho = 0,1$ for bruk av stivhetsgrensene. Ved å betrakte verdiene i Tabell 4.6 for Ramme A, er det absolutt ikke så rart at en nedre grense er satt.

På Figur 4.3 er endringene plottet som funksjon av rammegeometrien for et utvalg av parameterne. Figuren viser at verdiene for endring mellom uendelig stive knutepunkter og $\hat{c} = 8$ blir redusert ved økende stivhetsforhold, men det gjelder ikke for alle parameterne. Det lett å se fra figuren at endringene for hjørnemomentet ved nedre del av rammen, under påkjenning av lastkombinasjon 2, øker ved stigende ρ . Dette gjelder bare til omkring verdien $\rho = 1,4$, for enda større verdier vil også denne parameteren gå mot null. Det må også legges merke til at alle verdiene for de utvalgte parameterne i figuren ligger over 5 prosentgrensen.



Figur 4.3: Grafisk illustrasjon som viser den prosentvise endringen til utvalgte parametere mellom et uendelig stivt knutepunkt, og et som akkurat innfrir kravet til å bli betraktet som stivt ved avstivet ramme. Bare et utvalg av parameterne, basert på størst endring, er valgt for å gjøre figuren oversiktlig.

Ved betraktningen av denne figuren er det viktig å være klar over at det er valgt å presentere absoluttverdiene. Dette valget er tatt av plasshensyn og siden det er uvesentlig

om endringene ligger på konservativ side eller ikke. Det betyr at hjørnemomentet, som i denne illustrasjonen har høyst endringsverdi ved $\rho = 2,0$, egentlig har negativ endring og ligger på konservativ side.

Konklusjonen som kan trekkes ut fra dette forsøket er at stivhetskravene er for lave for en to-etasjers avstivet ramme. Selv for en ramme med stivhetsforhold på 2,0, som er høyst sannsynlig å benyttes i virkeligheten. Der ble det registrert høyest endring på hele 14 %, hvis det ses bort fra konservative verdier.

Til sammenligning fant Birkeland [6] ut at kravene for en en-etasjers ramme var akkurat tilfredsstillende ved et stivhetsforhold på 2,0, men bare hvis det ble sett bort fra hjørnemomentene som hadde en konservativ endring. Ut fra denne sammenligningen kan det sies at stivhetskravene er vesentlig dårligere ved to-etasjers rammer, selv om knutepunktstandard[1] hevder at de samme kravene skal kunne benyttes ved fler-etasjers rammer.

4.10 Forsøksresultatene for uavstivede rammer

For de uavstivede rammene er verdiene fra beregningene gitt i Tabell 4.10 til 4.12. Endringsverdiene mellom uendelig stivt og grenseverdien gitt ved $\hat{c} = 25$ er beregnet ut fra uttrykk (4.3).

$$\% \text{ - vis endring for uavstivet system} = \frac{C_{\hat{c}=25} - C_{\hat{c}=\infty}}{C_{\hat{c}=\infty}} \quad (4.3)$$

4.10.1 Ramme A, Uavstivet

For en uavstivet ramme med geometri som tilsvarer et forhold mellom bjelke-søylestivheten på 0,1, er en del av parameterne utenfor ønsket område på maksimalt $\pm 5\%$ endring. Men for et så lavt geometriforhold er endringene relativt små til sammenligning med et tilsvarende avstivet system.

Som verdiene i tabellen viser, har hjørnemomentene små endringer og er faktisk innenfor kravet ved lastkombinasjon 2 og 3. De fleste hjørnemomentene reduseres ved reduksjon av stivheten, som gir en konservativ verdi, unntatt momentet for øvre del ved påkjenning av lastkombinasjon 2.

Det er spesielt forskyvningene som får høye verdier. For samtlige av de horisontale forskyvningene og den vertikale ved lastkombinasjon 1 er det en endring på 19 %, mens den vertikale ved lastkombinasjon 3 fikk nesten tilsvarende verdi med 18 %.

Tabell 4.10: Sammenligning av verdiene for Ramme A ($\rho = 0,1$) når denne ikke er avstivet.

Ramme A - Der $\rho = 0,1$ - Uavstivet

| | $\hat{c} = \infty$ | $\hat{c}=25$ | %-vis endring |
|---------------------------------|--------------------|--------------|---------------|
| <u>Lastkombinasjon 1</u> | | | |
| Vertikal forskyvning | 7,7mm | 9,2mm | 19 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 88,9kNm | 82,6kNm | -7 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 91,7kNm | 85,0kNm | -7 % |
| Feltmoment, øvre bjelke | 51,7kNm | 58,0kNm | 12 % |
| Feltmoment, nedre bjelke | 48,9kNm | 55,6kNm | 14 % |
| <u>Lastkombinasjon 2</u> | | | |
| Horisontal forskyvning | 34,3mm | 40,7mm | 19 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 69,6kNm | 72,1kNm | 4 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 102,0kNm | 99,5kNm | -2 % |
| <u>Lastkombinasjon 3</u> | | | |
| Vertikal forskyvning | 8,2mm | 9,7mm | 18 % |
| Horisontal forskyvning | 34,3mm | 40,7mm | 19 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 158,5kNm | 154,7kNm | -2 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 193,7kNm | 184,5kNm | -5 % |
| Feltmoment, øvre bjelke | 60,2kNm | 67,1kNm | 11 % |
| Feltmoment, nedre bjelke | 67,4kNm | 73,2kNm | 9 % |

4.10.2 Ramme B, Uavstivet

Med denne rammegeometrien på 0,7, er endringene i forskyvningene blitt kraftig redusert og utgjør nå bare 8 og 11 % for henholdsvis vertikal og horisontal forskyvning. Til tross for at de horisontale forskyvningene nesten er blitt halvert fra Ramme A, er det disse som utmerker seg med størst endring mellom uendelig stivhet og stivhetskravet.

De eneste verdiene som ikke har beveget seg i gunstig retning er hjørnemomentene for lastkombinasjon 2. Det momentet som er målt i øvre del er nå utenfor kravet med en endring på 9 %, mens nedre moment fortsatt er innenfor.

Tabell 4.11: Sammenligning av verdiene for Ramme B ($\rho = 0,7$) når denne ikke er avstivet.

Ramme B - Der $\rho = 0,7$ - Uavstivet

| | $\hat{c} = \infty$ | $\hat{c}=25$ | %-vis endring |
|---------------------------------|--------------------|--------------|---------------|
| <u>Lastkombinasjon 1</u> | | | |
| Vertikal forskyvning | 6,3mm | 6,8mm | 8 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 71,2kNm | 67,0kNm | -6 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 81,6kNm | 76,3kNm | -6 % |
| Feltmoment, øvre bjelke | 69,5kNm | 73,6kNm | 6 % |
| Feltmoment, nedre bjelke | 59,0kNm | 64,3kNm | 9 % |
| <u>Lastkombinasjon 2</u> | | | |
| Horisontal forskyvning | 33,8mm | 37,4mm | 11 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 38,0kNm | 41,4kNm | 9 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 133,8kNm | 130,5kNm | -3 % |
| <u>Lastkombinasjon 3</u> | | | |
| Vertikal forskyvning | 6,3mm | 6,8mm | 8 % |
| Horisontal forskyvning | 33,8mm | 37,5mm | 11 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 109,1kNm | 108,4kNm | -1 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 215,5kNm | 206,8kNm | -4 % |
| Feltmoment, øvre bjelke | 71,7kNm | 76,3kNm | 6 % |
| Feltmoment, nedre bjelke | 90,8kNm | 94,5kNm | -4 % |

4.10.3 Ramme C - Uavstivet

Samtlige av verdiene for endring mellom stivhetene er enten lik, eller redusert for denne rammegeometrien sammenlignet med Ramme B.

Som tabellen viser er det nå flere parametere som er innfrir kravet og de som ikke gjør det, er det er ikke så langt unna.

Tabell 4.12: Sammenligning av verdiene for Ramme C ($\rho = 1,4$) når denne ikke er avstivet.

Ramme C - Der $\rho = 1,4$ - Uavstivet

| | $\hat{c} = \infty$ | $\hat{c}=25$ | %-vis endring |
|---------------------------------|--------------------|--------------|---------------|
| <u>Lastkombinasjon 1</u> | | | |
| Vertikal forskyvning | 9,3mm | 9,7mm | 4 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 59,7kNm | 56,7kNm | -5 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 72,7kNm | 68,5kNm | -6 % |
| Feltmoment, øvre bjelke | 81,0kNm | 83,9kNm | 4 % |
| Feltmoment, nedre bjelke | 67,9kNm | 72,1kNm | 6 % |
| <u>Lastkombinasjon 2</u> | | | |
| Horisontal forskyvning | 60,1mm | 64,8mm | 8 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 29,0kNm | 31,5kNm | 9 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 142,9kNm | 140,5kNm | -2 % |
| <u>Lastkombinasjon 3</u> | | | |
| Vertikal forskyvning | 9,3mm | 9,7mm | 4 % |
| Horisontal forskyvning | 60,1mm | 64,8mm | 8 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 88,6kNm | 88,2kNm | -1 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 215,7kNm | 209,0kNm | -3 % |
| Feltmoment, øvre bjelke | 81,9kNm | 85,2kNm | 4 % |
| Feltmoment, nedre bjelke | 104,2kNm | 107,0kNm | 3 % |

4.10.4 Ramme D, Uavstivet

For denne rammen med et bjelke-søylestivhetsforhold på 2,0 er nesten alle endringene tilfredsstillende til kravet. Det er bare den horisontale forskyvningen og hjørnemomentet ved øvre del under lastkombinasjon 2, som overskrider. Men endringene er små med henholdsvis 6 og 8 %.

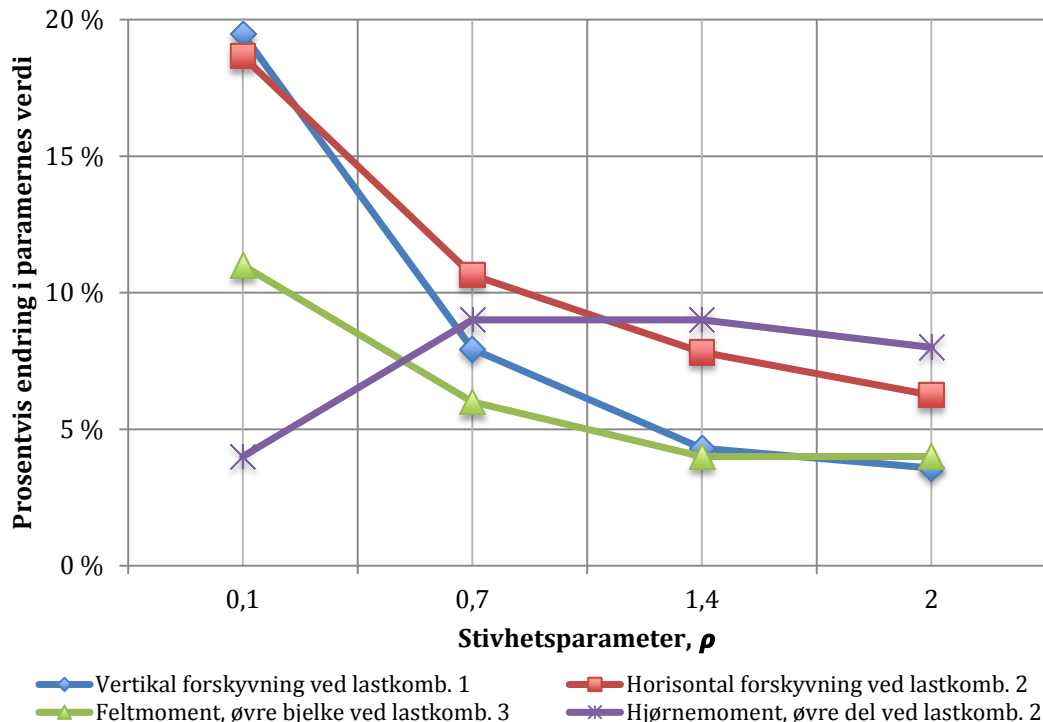
Tabell 4.13: Sammenligning av verdiene for Ramme D ($\rho = 2,0$) når denne ikke er avstivet.

Ramme D - Der $\rho = 2,0$ - Uavstivet

| | $\hat{c} = \infty$ | $\hat{c}=25$ | %-vis endring |
|---------------------------------|--------------------|--------------|---------------|
| <u>Lastkombinasjon 1</u> | | | |
| Vertikal forskyvning | 5,6mm | 5,8mm | 4 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 51,3kNm | 49,1kNm | -4 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 65,2kNm | 61,9kNm | -5 % |
| Feltmoment, øvre bjelke | 89,3kNm | 91,6kNm | 3 % |
| Feltmoment, nedre bjelke | 75,4kNm | 78,7kNm | 4 % |
| <u>Lastkombinasjon 2</u> | | | |
| Horisontal forskyvning | 40,0mm | 42,5mm | 6 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 25,3kNm | 27,3kNm | 8 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 146,8kNm | 144,8kNm | -1 % |
| <u>Lastkombinasjon 3</u> | | | |
| Vertikal forskyvning | 5,6mm | 5,8mm | 4 % |
| Horisontal forskyvning | 40,1mm | 42,5mm | 6 % |
| Hjørnemoment, øvre del | 76,7kNm | 76,4kNm | 0 % |
| Hjørnemoment, nedre del | 212,0kNm | 206,7kNm | -3 % |
| Feltmoment, øvre bjelke | 89,9kNm | 92,3kNm | 3 % |
| Feltmoment, nedre bjelke | 113,6kNm | 115,9kNm | 2 % |

4.11 Konklusjon for uavstivede rammer

De prosentvise endringene for parameterne, mellom uendelig stivt og stivt knutepunkt, går brått ned i starten for de fleste, se diagrammet i Figur 4.4. Deretter avtar endringen ettersom stivhetsforholdet økes, men verdiene går fremdeles mot 0 %. For enkelte av parameterne som er valgt, øker faktisk endringen ettersom ρ økes, men også disse går mot null hvis forholdstallet blir høyt nok. Eksempel på dette er hjørnemomentet for øvre del av rammen ved lastkombinasjon 2, utviklingen er godt illustrert på Figur 4.4.



Figur 4.4: Grafisk illustrasjon som viser den prosentvise endringen for utvalgte parametere mellom et uendelig stivt knutepunkt, og et som akkurat innfrir kravet til å bli betraktet som stivt ved uavstivet ramme. Bare et utvalg av parameterne, basert på størst endring, er valgt for å gjøre figuren oversiktlig.

Som figuren illustrerer, er variasjonen stor for Ramme A med største verdi på hele 19 % for vertikal forskyvning ved lastkombinasjon 1. Ved en stivhetsparameter på 2,0 er denne blitt vesentlig redusert og befinner seg under linjen for 5 %. Det kan også registreres, ut fra figuren og Tabell 4.13, at hjørnemomentet og horisontal forskyvning ved lastkombinasjon 2 overskrider. Men sammenlignet med resultatene fra den avstivede rammen, er disse resultatene mye nærmere kravet ved samtlige stivhetsparametere.

Konklusjonen som kan etableres for en to-etajers uavstivet ramme er at stivhetskravene, i likhet med for en avstivet ramme, er for lave for rammer med stivhetsparameter på $\rho \leq 2,0$. Ved å sammenligne disse verdiene med de for en-etajers rammer i Birkeland [6], hvor alle parameterne tilfredstilte kravet og høyeste registrerte endring var på 4 %, kan det dermed sies at endringene blir større ved to-etajers rammer. Stivhetskravene i knutepunktstandard[1] må dermed muligens revurderes med tanke på benyttelse ved fler-etajers rammesystemer, hvis 5 % endring i parameterens verdi skal være kravet.

4.12 Forslag til endring av stivhetskravene

Det er lett å se, ved å betrakte verdiene og illustrasjonene under kapitlene 4.8 til 4.11, at endringene i verdiene, mellom uendelig stivt og stivt, for de utvalgte parameterne ved alle rammegeometrier, er størst for de avstivede rammene i forhold til de uavstivede. Forskjellen mellom de to systemene er store ved lave stivhetsforhold og minker ettersom stivhetsforholdet økes.

Stivhetskravene bør dermed deles mer inn i kategorier basert på rammegeometri og avstivningssystem. Slik som kravene er i dag, tar de bare hensyn til endring i bjelke-tverrsnittet og har fastsatte verdier for \hat{c} , som bestemmes ut fra avstivning systemet og hvor søylestivheten har vært med. Men disse verdiene er fastsatte og tar ikke hensyn til endring av søyletverrsnittet, som kunne vært tatt høyde for.

Det er selvfølgelig et poeng at kravene skal være enkle å benytte, men de må også være tilfredsstillende. Det er her satt opp et forslag til endring på kravene basert på testresultatene for to-etasjers rammer. Det er ikke nok testresultater til å kunne foreslå bestemte grenser med verdier, men det går å lage en anbefaling av inndeling. Et alternativ til en ny inndeling er vist i Tabell 4.14 og Tabell 4.15, hvor det er valgt å skille mellom forskjellige rammegeometrier i tillegg til avstivningssystem.

Siden det avstivede systemet ved Ramme D ikke innfridde kravet for mange parametere, er det valgt å definere X som den rammegeometrien, ρ , der 5 % kravet er oppfylt.

Tabell 4.14: Forslag til inndeling av stivhetsgrenser for et avstivet system.

| <u>Avstivet system</u> | | | |
|---|--|---|--------------------------------------|
| $0,1 < \rho < 0,7$ | $0,7 < \rho < 1,4$ | $1,4 < \rho < X$ | $X < \rho$ |
| Stort sprang mellom prosentvise endringer av kapasitet gjør at dette burde være en inndeling og grensen må økes betraktelig | Det blir for strengt hvis stivhetskravet skal dannes får å ta hensyn til denne kategorien også. Dermed er det anbefalt å gi eget krav til disse rammegeometriene | Dette burde revalueres og økes noe. Med samme årsak som forrige kategori, bør et eget krav stilles til disse rammene. | Beholde dagens krav på $\hat{c} = 8$ |

Heller ikke for den uavstivede rammen er dagens krav tilstrekkelig for en rammegeometri på $\rho = 2,0$, se Tabell 4.13. Det er dermed valgt å definere en parameter, Y , for den rammegeometrien som innfrir 5 prosentkravet.

Tabell 4.15: Forslag til inndeling av stivhetsgrenser for et uavstivet system.

| <u>Uavstivet system</u> | | |
|--|--|---|
| $0,1 < \rho < 0,7$ Her er det store prosentvise endringer og det burde dermed etableres eget stivhetskrav | $0,7 < \rho < Y$ For disse rammene er forskjellene i endringene små og det kan dermed utvikles stivhetskrav for et vidt spekter av rammegeometrier. | $Y < \rho$ Beholde dagens krav på $\hat{c} = 25$ |

For de avstivede rammene på $0,1 < \rho < 0,7$ er det så store sprang mellom verdiene at, med mindre det blir tatt med en faktor som evaluerer hver enkelt rammegeometri, blir det vanskelig å definere en bestemt grense. Uten en slik faktor blir grensen for $\rho = 0,7$ veldig streng for å oppfylle 5 %-kriteriet. Disse rammegeometriene er ikke så vanlige, med store søyler i forhold til bjelker, og kan dermed muligens bare ha litt strenge krav. Dette gjelder også for de uavstivede, men ikke i like stor grad siden spranget i prosentvis endring er mye mindre.

4.12.1 Sammenligning mot forsøk med en-etasjers rammer

Ved å sammenligne testverdiene for to-etasjers rammer med verdiene som Birkeland [6] fant for en-etasjers rammer, kan det nevnes at verdiene er relativt lik for stivhetsforholdet $\rho = 0,1$. Men ettersom stivhetsforholdet økes, økes også differansen mellom prosentvis endring for de forskjellige parameterne. Det betyr dermed at for en en-etasjers ramme, både avstivet og uavstivet, med $\rho = 2,0$ er kravene tilfredsstillende. For den uavstivede rammegeometrien kan kravet til og med senkes noe.

Verdiene mellom en-etasjers og to-etasjers ramme er ikke så store, og det er dermed ansett som unødvendig å skille mellom kravene til disse rammene. Men forslaget til inndeling utført av Birkeland [6] med basis i verdiene for en-etasjers rammer, er ikke å anbefale hvis disse skal kunne benyttes for fler-etasjers rammer.

5 Beregningsregler for forbindelse med endeplate

5.1 Innledning

I dette kapitlet vil det bli presentert et utvalg av beregningsregler for styrke og stivhet fra knutepunktstandarden[1], disse vil ligge til grunn for knutepunkts beregningene utført i kapittel 6 og 8. Det vil også bli gjort rede for, og utledet, stivhetskoeffisienter som er benyttet i oppgaven.

5.2 Komponentmetoden

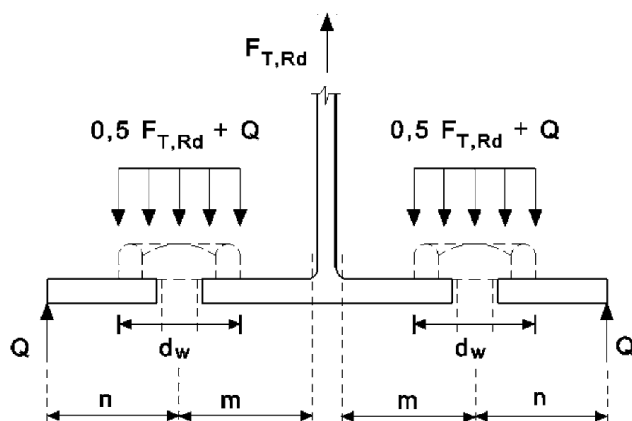
Knutepunkter har ofte en komplisert geometri og sammenstilling. Det er dermed hensiktsmessig å dele knutepunktene inn i delkomponenter for å beregne kapasitet og stivhet, en fremgangsmåte som gjerne blir referert til som "komponentmetoden"[3]. Knutepunktstandarden[1] omtaler delkomponentene som basiskomponenter, deres egenskaper, i form av styrke og stivhet, kan beregnes fra reglene gitt i standarden. Inndelingen av basiskomponentene er også avhengig av belastingsituasjonene, for eksempel deles et søylesteg inn i søylesteg påkjent av tverrgående trykk eller tverrgående strekk.

5.3 T-stykke

For H- eller I-profiler er reglene for beregning av kapasitet og stivhet til et knutepunkt beskrevet godt i knutepunktstandarden[1], men for andre profiler må reglene evalueres og kanskje modifiseres noe. For å kunne forklare benyttelsen av T-stykkemodellen på en enkel måte, blir det her sett på forbindelser med H- eller I-profiler påkjent av bøyning eller strekk.

For et ekvivalent T-stykke påkjent av strekk, se Figur 5.1, er T-stykkemodellen anvendelig for følgende basiskomponenter:

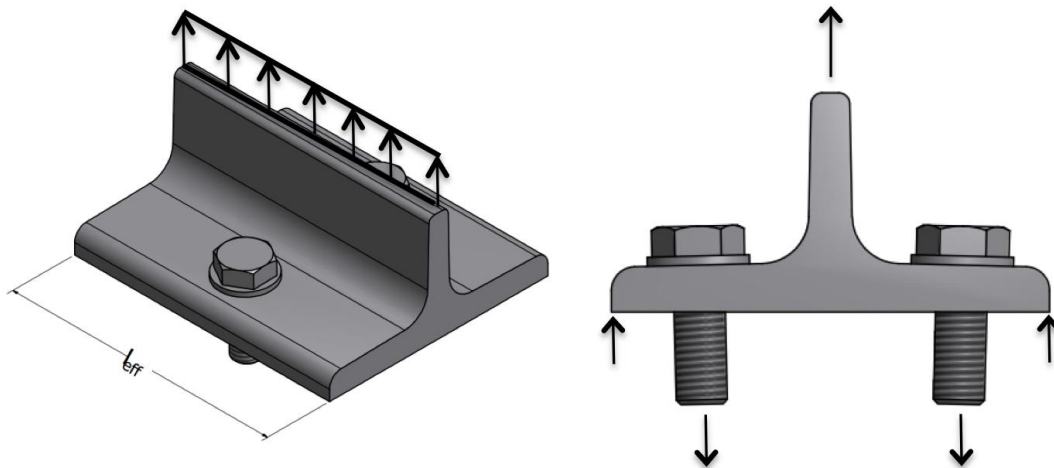
- Søyleflens påkjent av bøyning
- Endeplate påkjent av bøyning
- Vinkelbein påkjent av bøyning
- Fotplate påkjent av bøyning fra strekk



Figur 5.1: Ekvivalent T-stykke påført krefter hvor Q er hevearmskraften.[1]

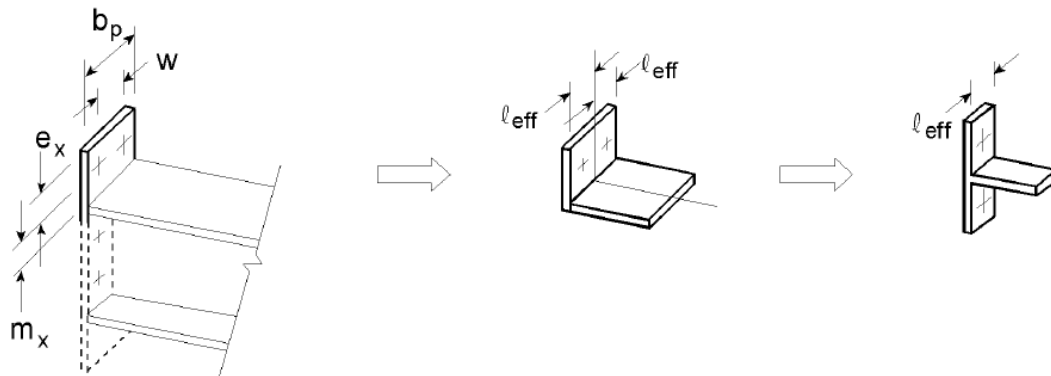
5.3.1 Effektiv lengde

For å knytte T-stykkemodellen opp mot basiskomponentene introduseres den effektive lengden, dette er en fiktiv lengde som tilsvarer den energien som skal til for å dra ut et flytemønster. Siden det er en fiktiv lengde kan den være lengere enn tilgjengelig lengde på det faktiske T-stykket, noe som kan virke litt forvirrende. Illustrasjonen på Figur 5.2 viser basistilfellet for et T-stykke hvor steget har en bolt på hver side og lengden av T-stykket er l_{eff} .



Figur 5.2: Beregningsmodell for T-stykke.

På Figur 5.3 er det illustrert hvordan T-stykkemodellen benyttes for en utstikkende endeplate i en forbindelse med en H-bjelke, og i Tabell 5.1 er de effektive lengdene gitt for de forskjellige flytmønstrene til den utstikkende delen av endeplaten.



Figur 5.3: Illustrasjon av en H-bjelke med endeplate og hvordan den ytre skrueraden i kombinasjon med øvre flens blir "konvertert" til et T-stykke.[1]

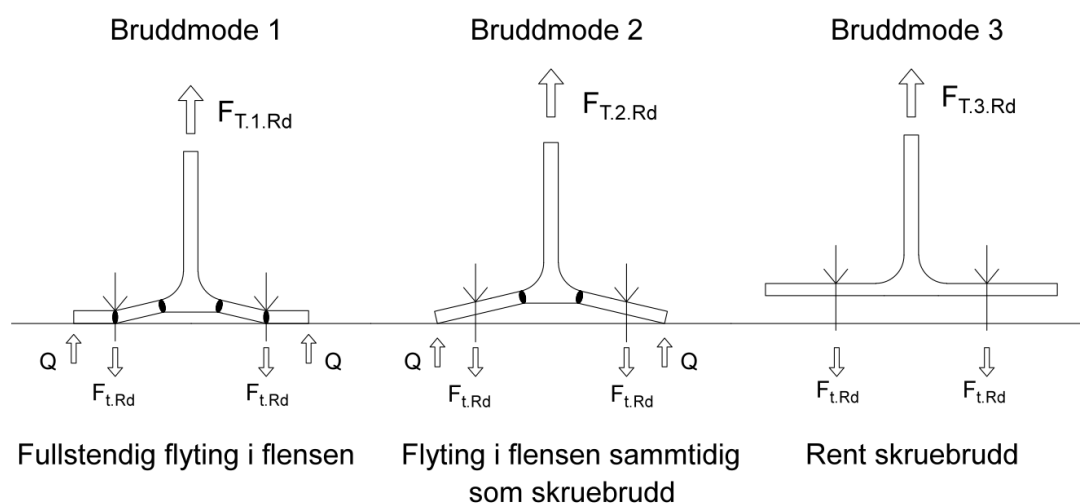
Tabell 5.1: Utdrag fra knutepunktstandarden[1] som viser de effektive lengdene for den utstikkende delen av endeplaten i Figur 5.3.

| 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 $l_{eff,nc}$ | Sirkulært mønster $l_{eff,cp}$ | Ikke-sirkulært mønster $l_{eff,nc}$ |
| 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: $4m_x + 1,25e_x$ $e + 2m_x + 0,625e_x$ $0,5b_p$ $0,5w + 2m_x + 0,625e_x$ | — | — |

For et kvadratisk hulltverrsnitt kan en del av disse uttrykkene adopteres og benyttes uten endring, men disse må evalueres ut fra lasttilfellet og geometrien til hvert enkelt knutepunkt. Det er ikke alltid like lett å se hvilke flytelinjemønstre, også kalt mekanismer, som er aktuelle og kan inntreffe. Derfor er det viktig å være klar over at flytelinjemetoden er basert på plastisitetsteoriens øvre grenseteorem. Det vil si at den gir en ikke-konservativ løsning med mindre den korrekte mekanismen er valgt[3].

5.4 Kapasitetsformler for T-stykke

Det er tre alternative bruddmoder for et ekvivalent T-stykke påkjent av strekk, disse er som illustrert på Figur 5.4.



Figur 5.4: Bruddmode 1, 2 og 3.

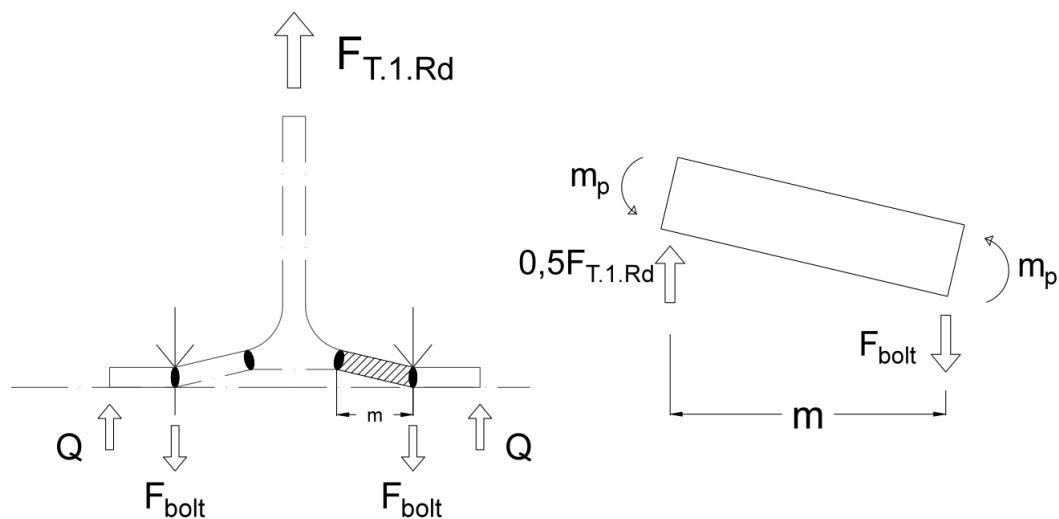
Bruddmode 1 oppstår hvis boltene ikke går til brudd, da blir det fullstendig flyting i flensen og det dannes fire flyteledd. De to som er nærmest steget vil, for sveiste profiler, oppstå i en avstand $0.8 \cdot a_c \cdot \sqrt{2}$ fra ytterkant steg, mens for valsete profiler er denne avstanden $0.8 \cdot r$. Hvor a_c er sveisens a-mål og r er radiusen av krumningen mellom steg og flens. De to andre flyteleddene er antatt å oppstå ved senter bolt. Hvis boltene går til brudd samtidig som det inntreffer flyting i flensen vil bruddmode 2 inntreffe. Da vil det bli to flyteledd inntil steget med lik avstand fra steget som for bruddmode 1. Hvis derimot flensene tåler belastningen og skruene går til brudd oppstår bruddmode 3, rent skruerbrudd. Hvis bruddmode 1 og 2 inntreffer vil det kunne oppstå hevearmskrefter.

5.4.1 Hevearmskrefter

Disse kreftene er et resultat av kontakten mellom T-stykket og grunnmaterialet. Størrelsen på kreftene vil påvirkes av boltens plassering og grunnmaterialets egenskaper. Det er vanlig å betrakte hevearmskraften som en punktlast, Q , med angrepspunkt ytterst på flensen av T-stykket, forutsatt at grunnmaterialet er minst like bredt som T-stykket. Som Figur 5.1 illustrerte vil denne kraften gi et bidrag til boltens påkjenning og må derfor inkluderes i dimensjoneringen av boltene. Beregningen av hvor stor effekt hevearmskreftene utgjør på kraftfordelingen i et T-stykke kommer senere under avsnitt 0.

5.4.2 Bruddmode 1

Utledningen av uttrykket for den dimensjonerende kapasiteten ved bruddmode 1 er basert på beregningsmodellen i Figur 5.5.



Figur 5.5: Beregningsmodell for bruddmode 1.

Uttrykket finnes ved å ta summasjonen av momentet om bolten:

$$\sum M_{bolt} = 0 \rightarrow 0,5F_{T.1.Rd}m - 2m_p = 0$$

Dette løses med hensyn på kraften, $F_{T.1.Rd}$, som da utgjør kapasiteten som gitt i likning (5.1).

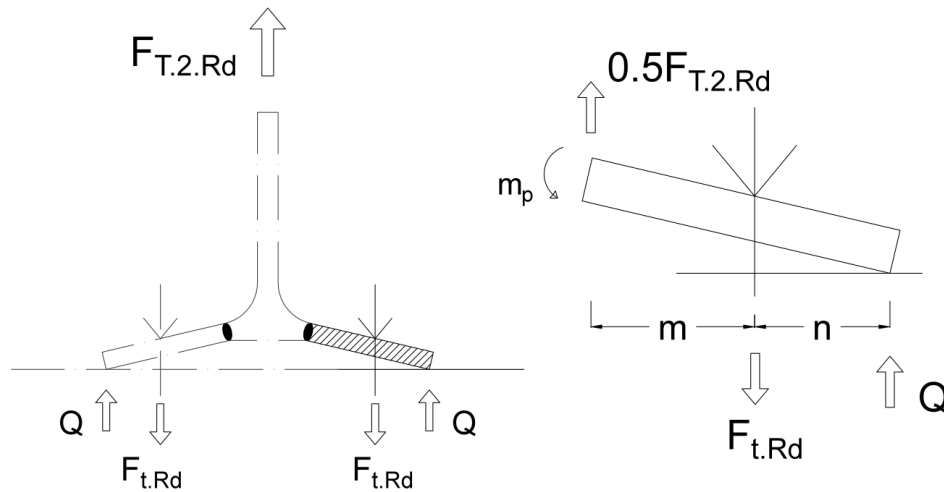
$$F_{T.1.Rd} = \frac{2m_p}{0,5m} = \frac{4m_p}{m} \quad (5.1)$$

Knutepunktstandarden[1] skriver den som vist i uttrykk (5.2).

$$F_{T.1.Rd} = \frac{4M_{pl.1.Rd}}{m} \quad (5.2)$$

5.4.3 Bruddmode 2

Beregningsmodellen i Figur 5.6 gir grunnlag for utledningen av den dimensjonerende kapasiteten gitt i uttrykk (5.3).



Figur 5.6: Beregningsmodell for bruddmode 2.

Summasjonen av momentet om høyre ende gir:

$$\sum M_Q = 0 \rightarrow 0.5F_{T.2.Rd}(m+n) - F_{t.Rd}n - m_p = 0$$

Kapasiteten blir som vist i (5.3).

$$F_{T.2.Rd} = \frac{F_{t.Rd}n + m_p}{0.5(m+n)} = \frac{2m_p + nF_{t.Rd}}{m+n} \quad (5.3)$$

Knutepunktstandarden[1] oppgir likning (5.4) som en generell formel for x-antall bolter i raden.

$$F_{T.2.Rd} = \frac{2M_{pl.2.Rd} + n \sum F_{t.Rd}}{m+n} \quad (5.4)$$

5.4.4 Bruddmode 3

Denne er veldig enkel og består bare av summasjonen av boltenes kapasitet, se uttrykk (5.5).

$$F_{T.3.Rd} = \sum F_{t.Rd} \quad (5.5)$$

5.4.5 Uten hevearmskrefter

Hvis hevearmskreftene ikke opptrer vil ikke de to flyteleddene ved boltenes plassering i bruddmode 1 oppstå. Dermed vil bruddmode 1 være lik bruddmode 2 som har en beregningsmodell som vist på Figur 5.6, men nå uten kraften Q som er hevearmskraften. Moment om boltene gir uttrykket i likning (5.6).

$$F_{T.1.Rd} = F_{T.2.Rd} = \frac{2m_p}{m} \quad (5.6)$$

Knutepunktstandarden[1] skriver denne på følgende måte, se likning (5.7).

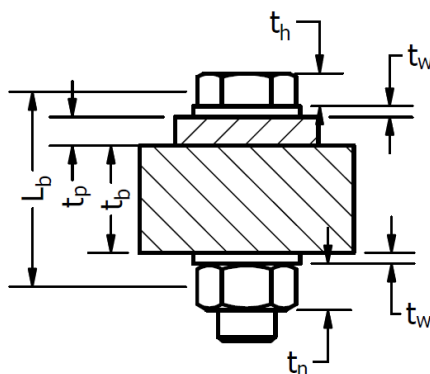
$$F_{T.1-2.Rd} = \frac{2M_{pl.1.Rd}}{m} \quad (5.7)$$

5.5 Stivhetskoeffisienter

For en søylefotforbindelse utført som illustrert i Vedlegg 0, med påkjenning av ren strekkraft eller strekk som følge av bøyning, vil forbindelsen bestå av to basiskomponenter. Disse er endeplate påkjent av bøyning og skruer påkjent av strekk. Uttrykkene for stivhetskoeffisientene er hentet fra eurokoden[1] og er listet i Tabell 5.2, utledningen av uttrykkene er vist i avsnitt 0 og 0. Mens i avsnitt 5.5.3 er beregningen av den totale stivhetskoeffisienten for søylefoten forklart.

Tabell 5.2: Basiskomponenter, som er aktuell for en søylefotforbindelse som vist i Vedlegg 0, og deres stivhetskoeffisienter.

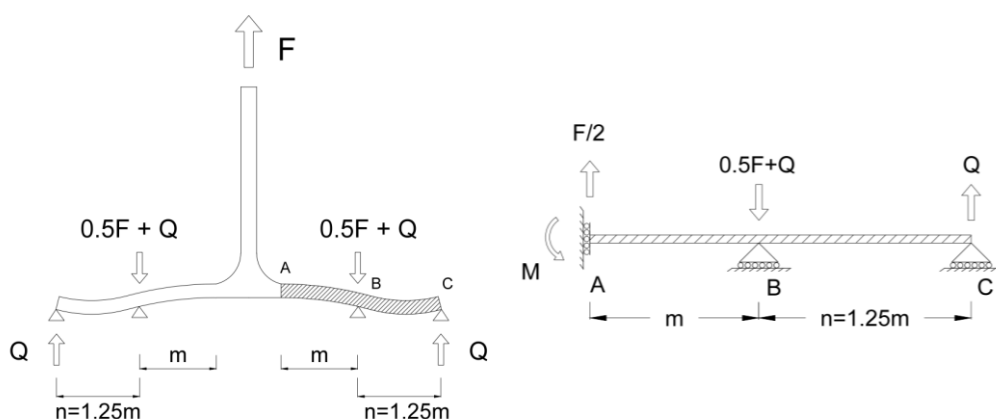
| Basiskomponent | Stivhetskoeffisient, k_i |
|--|---|
| Endeplate påkjent av bøyning (for en enkelt skruerad under strekk) | $k_5 = \frac{0.9l_{eff}t_p^3}{m}$ l_{eff} er den minste av de effektive lengdene For en skruerad i den utstikkende delen av en endeplate er m definert som m_x , se Figur 5.3. |
| Skruer påkjent av strekk (for en enkelt skruerad) | $k_{10} = \frac{1.6A_s}{L_b}$ L_b er skruens tøyningsslengde som settes lik klemlengden pluss halve summen av skruhodets høyde og mutterhøyde, se Figur 5.7. |



Figur 5.7: Beregningsmodell for skruens tøyningsslengde.

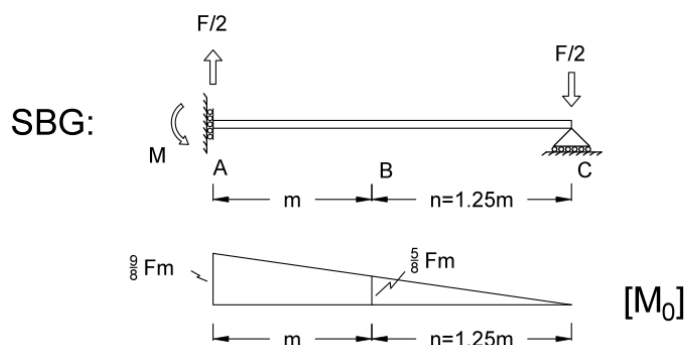
5.5.1 Stivhetskoeffisienten for endeplate, k_s

For bestemmelse av denne stivhetskoeffisienten tas det utgangspunkt i kraftfordelingen til T-stykket, vist til venstre i Figur 5.8[3, 9]. Det er valgt å betrakte høyre side av T-stykket, denne delen vil få en beregningsmodell som er en gang statisk ubestemt, illustrert til høyre på Figur 5.8. Til beregningen av kreftene i T-stykket velges det å benytte verdien $n = 1,25m$, som er avstanden mellom bolt og ytterkant flens. Denne er valgt på grunnlag av kravet i knutepunktstandarden[1] der $n \leq 1,25m$.



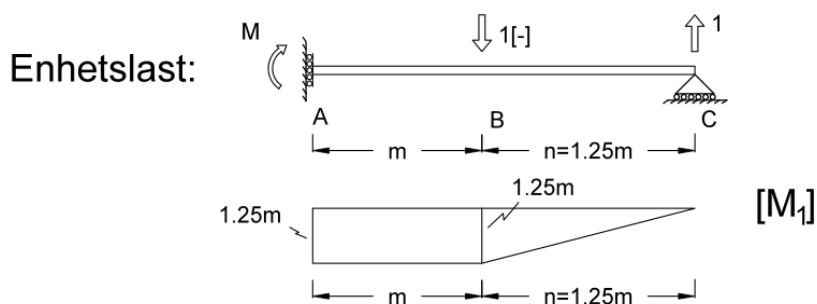
Figur 5.8: Kraftene i T-stykket og statisk beregningsmodell.

For beregningen av kreftene i systemet er det valgt å benytte enhetslastmetoden[10]. Det er definert et statisk bestemt grunnsystem (SBG) som er illustrert i Figur 5.9 med tilhørende momentdiagram, M_0 .



Figur 5.9: Statisk bestemt grunnsystem med tilhørende momentdiagram.

Glidelageret i punkt B, se Figur 5.8, erstattes nå med en enhetslast. Systemet er vist på Figur 5.10, hvor også momentdiagrammet, M_1 , er beregnet.



Figur 5.10: Statisk bestemt system hvor de ytre kreftene er tatt bort og enhetslast er innført.

Den ukjente opplagringen i punkt B, X , bestemmes gjennom linking (5.8)

$$\delta_{10} + X\delta_{11} = 0 \rightarrow X = -\frac{\delta_{10}}{\delta_{11}} \quad (5.8)$$

Kraften X kan altså finnes gjennom å sammenligne forskyvningene for den ytre lasten, δ_{10} , og enhetslasten, δ_{11} , ved boltens plassering. Dette gjøres ved å kombinere momentdiagrammene gjennom integrasjon av momentene over bjelkens lengde, x . Beregningene av de vertikale forskyvningene er vist i Vedlegg C.1 og er utført gjennom hurtigintegrasjon [10, 11], mens forskyvningene er vist i uttrykk (5.9) og (5.10).

$$\delta_{10} = -\frac{545}{384} \cdot \frac{Fm^3}{EI} \quad (5.9)$$

$$\delta_{11} = \frac{425}{192} \cdot \frac{m^3}{EI} \quad (5.10)$$

Setter inn uttrykkene for forskyvningene i likning (5.8) og får den ukjente kraften X , se (5.11).

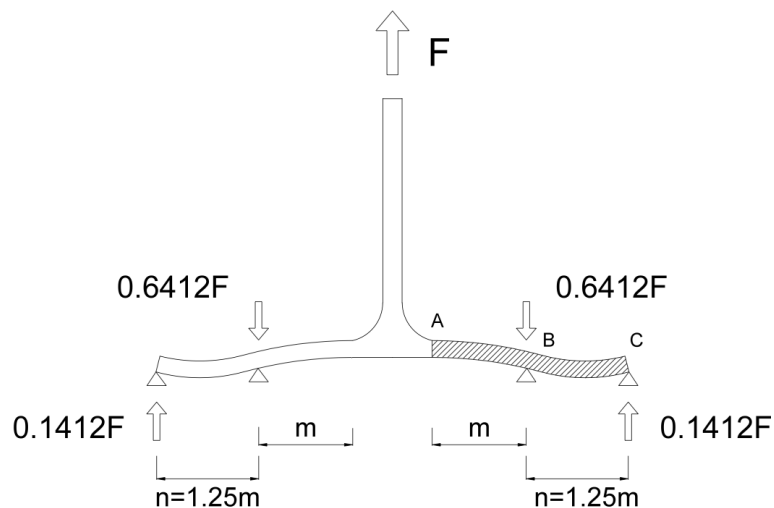
$$X = -\frac{-\frac{545}{384}F}{\frac{425}{192}} = 0,6412F \quad (5.11)$$

Denne kraften er definert som $0,63F$ av Waynand et al. [12], som resulterer i en litt andre tall, men gir samme uttrykk ved avrunding. Det er her valgt å gå videre med verdien for X gitt i (5.11).

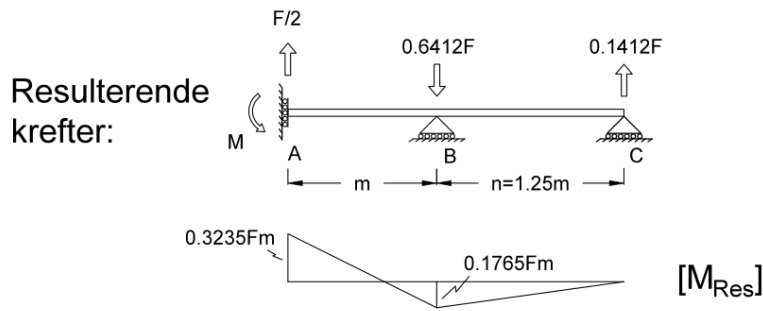
Hevearmskraften, Q , bestemmes i likning (5.12) ved summasjon av vertikale krefter:

$$Q = \sum F_V = -0,5F + 0,6412F \rightarrow Q = 0,1412F \quad (5.12)$$

Nå som kreftene i T-stykket er definert, se Figur 5.11, kan det resulterende momentdiagrammet bestemmes, dette blir som vist på Figur 5.12.

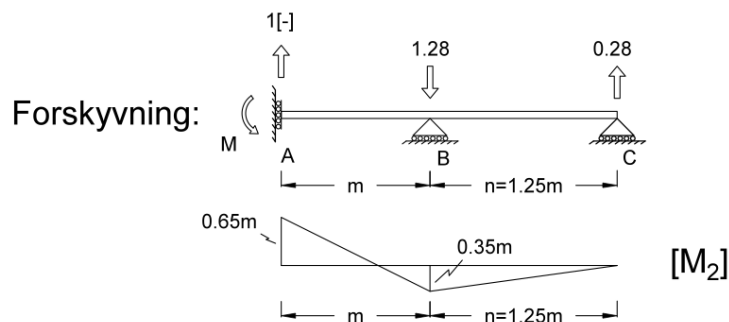


Figur 5.11: Fordelingen av kreftene i T-stykket.



Figur 5.12: Resulterende momentdiagram for flensen i T-stykket.

Forskyvningen ved punkt A kan nå beregnes ved å sette på en enhetslast, se Figur 5.13. Kraftfordelingen kan enkelt bestemmes ved hjelp av Figur 5.11 og dermed kan også momentdiagrammet, M_2 , settes opp.



Figur 5.13: Enhetslasten påføres, i punkt A, der forskyvningen ønskes.

På samme måte som tidligere kan momentdiagrammene M_{Res} og M_2 , i henholdsvis Figur 5.12 og Figur 5.13, kombineres for å finne uttrykket for forskyvningen i punkt A, se (5.13). En detaljert beregning er vist i Vedlegg C.2.

$$\delta_A = \int \frac{M_{Res}M_2}{EI} dx = 0,07843 \frac{Fm^3}{EI} \quad (5.13)$$

Et uttrykk for kraften F , kan nå fås ved å løse likning (5.13) med hensyn på kraften F , se (5.14).

$$F = \frac{1}{0,07843} \cdot \frac{I}{m^3} \cdot E\delta \quad (5.14)$$

Der I står for annet arealmoment for flensen og kan skrives som vist i likning (5.15). Hvor bredden, b , kan erstattes med den effektive lengden, $l_{eff.ini}$ og høyden er tykkelsen på platen, t_p .

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{l_{eff.ini}t_p^3}{12} \quad (5.15)$$

Innsatt i likning (5.14) blir kraften F definert som vist i (5.16).

$$F = 1,0625 \cdot \frac{l_{eff.ini}t_p^3}{m^3} \cdot E\delta \quad (5.16)$$

Den effektive lengden, l_{eff} , som beregnes ut fra uttrykkene i knutepunktstandarden[1], se eksempel i Tabell 5.1, er ikke den samme som i uttrykket ovenfor. Det er derfor nødvendig å finne forholdet mellom den initiale effektive lengden, $l_{eff.ini}$, og den effektive lengden, l_{eff} .

For å etablere dette forholdet tas det utgangspunkt i det maksimale moment fra M_{Res} , se Figur 5.12, dette er gitt i uttrykk (5.17). Her er kraften F gitt som elastiskkapasitet.

$$M_{maks} = 0,3235F_{el}m \quad (5.17)$$

Flensens plastiske momentkapasitet kan uttrykkes som vist i likning (5.18).

$$M_{pl.Rd} = W_{pl}f_y = \frac{1}{4}l_{eff.ini}t_p^2f_y \quad (5.18)$$

Det antas lineær-elastiske egenskaper for tverrsnittet opp mot punktet hvor det plastifiseres. Dermed kan de to uttrykkene for plastisk- og elastiskmomentkapasitet settes lik hverandre og løses med hensyn på kraften F_{el} , se (5.19).

$$F_{el} = 0,7728 \cdot \frac{l_{eff.ini}t_p^2f_y}{m} \quad (5.19)$$

Forholdet mellom plastisk og elastisk motstandsmoment for er rektangulært profil er gitt i (5.20)[13].

$$\frac{W_{pl}}{W_{el}} = \frac{\frac{1}{4}bh^2}{\frac{1}{6}bh^2} = \frac{3}{2} \rightarrow W_{pl} = \frac{3}{2}W_{el} \quad (5.20)$$

Det vil si at forholdet mellom kreftene kan beskrives som vist i (5.21).

$$F_{pl.Rd} = \frac{3}{2}F_{el} \quad (5.21)$$

Hvor den plastiske dimensjonerende lasten, $F_{pl.Rd}$ kan uttrykkes som bruddlasten i bruddmode 1, se (5.22). Det plastiske momentet, M_p , kan erstattes med $M_{pl.Rd}$ fra uttrykk (5.18).

$$F_{pl.Rd} = \frac{4M_p}{m} = \frac{l_{eff}t_p^2f_y}{m} \quad (5.22)$$

Som vist i (5.23) kan sammenhengen mellom l_{eff} og $l_{eff.ini}$ etableres ved å sette inn i uttrykk (5.21) for F_{el} og $F_{pl.Rd}$, fra henholdsvis (5.19) og (5.22).

$$\frac{l_{eff}t_p^2f_y}{m} = \frac{3}{2} \left(0,7728 \cdot \frac{l_{eff.ini}t_p^2f_y}{m} \right) \rightarrow l_{eff.ini} = 0,8627l_{eff} \approx 0,86l_{eff} \quad (5.23)$$

Nå som sammenhengen mellom disse faktorene er utledet, kan uttrykket settes inn i likning (5.16), se (5.24).

$$F = 1,0625 \cdot \frac{(0,86l_{eff})t_p^3}{m^3} \cdot E\delta \quad (5.24)$$

Stivhetskoeffisienten for endeplaten blir da som vist i uttrykk (5.25)

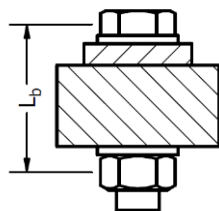
$$k_5 = \frac{0,917l_{eff}t_p^3}{m^3} \approx \frac{0,9l_{eff}t_p^3}{m^3} \quad (5.25)$$

5.5.2 Stivhetskoeffisienten for boltene, k_{10}

For å beregne denne stivhetskoeffisienten tas det utgangspunkt i boltens tøyingsforhold, dette kan defineres som vist i uttrykk (5.26)[9].

$$\delta_b = \frac{F_b L_b}{EA} \quad (5.26)$$

Der F_b er kraften som virker i bolten, denne settes lik kraften fra Figur 5.11 på $0,63F$. L_b er boltens tøyingslengde, se Figur 5.14, og A erstattes med boltens spenningsareal, A_s . Setter inn for disse verdiene og løser for kraften F , se (5.27).



Figur 5.14: Tøyingslengden til bolten.

$$\delta_b = \frac{0,64FL_b}{EA_s} \rightarrow F = \frac{A_s}{0,64L_b} E\delta_b \quad (5.27)$$

Dermed kan stivhetskoeffisienten for boltene uttrykkes som i (5.28).

$$k_{10} = \frac{1,563A_s}{L_b} \approx \frac{1,6A_s}{L_b} \quad (5.28)$$

5.5.3 Total stivhetskoeffisient, k_{tot}

Forbindelsens stivhetskoeffisienter, k_5 og k_{10} , kan betraktes som et system bestående av to seriekoblede fjærer. Dermed kan den totale fjæren beregnes ut fra likning (5.29), dette vil også være den totale stivhetskoeffisienten for forbindelsen.

$$\frac{1}{k_{tot}} = \sum_i \frac{1}{k_i} \rightarrow k_{tot} = \frac{1}{\frac{1}{k_5} + \frac{1}{k_{10}}} \quad (5.29)$$

6 Klassifiseringsgrense for leddet søylefot

6.1 Innledning

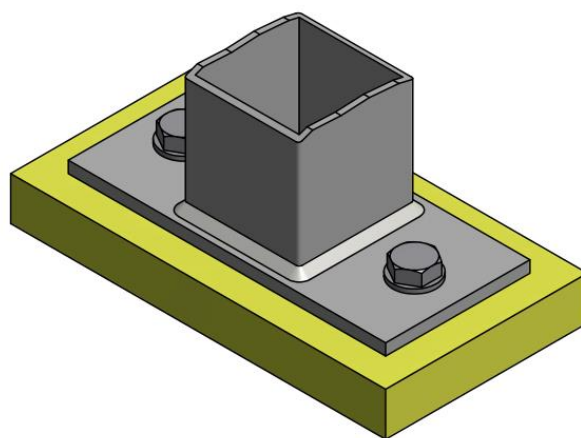
Knutepunktstandarden[1] skiller ikke mellom delvis stive og leddete søyleføtter. I utledningen av disse kravene hevder Wald et al. [2] at en grenseverdi for leddete søyleføtter ikke er nødvendig siden alle søyleføtter har en slik stivhet at de uansett vil bli klassifisert som delvis stiv.

Det vil i dette kapitlet bli gjort en kontroll på om denne påstanden er riktig. Dette blir gjort ved å utforme en søylefotgeometri som i praksis blir betraktet som leddet, for så å beregne stivheten til denne geometrien. Beregningene blir utført for hånd ut fra reglene i NS-EN 1993-1-8[1].

Deretter vil det i kapittel 7 bli presentert resultater fra laboratorieforsøk med den valgte søylefoten. Fabrikasjonstegningene med angitte mål er gitt i Vedlegg 0, mens målene fra forsøksobjektet er vist i Vedlegg E. Disse avviker veldig lite fra fabrikasjonstegningen. Det er dermed valgt å benytte verdiene fra fabrikasjonstegningen i beregningene.

6.2 Geometri

Utformingen av søylefoten er illustrert i Figur 6.1. Det er valgt å benytte et rektangulært hulprofil med en påsveis endeplate hvor to bolter skal ta opp kreftene. Disse er av typen M16 med 8.8 kvalitet.



Figur 6.1: Illustrasjon av søylefot.

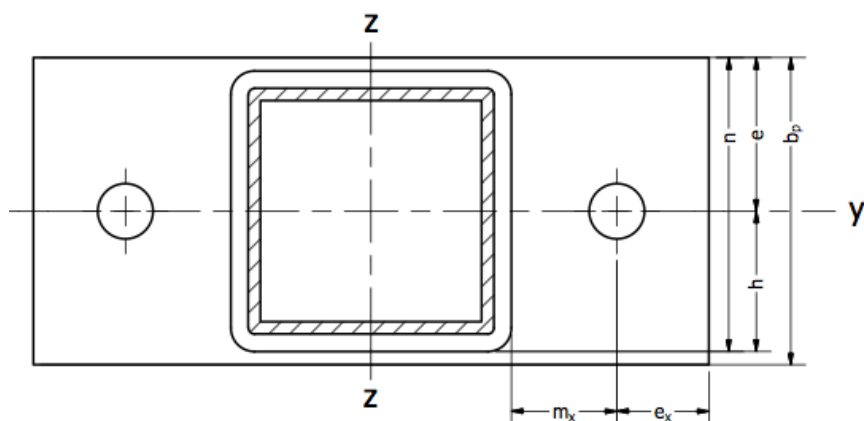
Som figuren viser er søylefoten boltet fast til en bakplate, denne er av stål med en tykkelse på 30mm og regnes som uendelig stiv.

Søylens egenskaper er definert til å være som vist i Tabell 6.1.

Tabell 6.1: Søyledata.

| Tverrsnitt | Annet arealmoment | Lengde |
|------------|--------------------------------------|-------------------------|
| SHS 80x4 | $I_c = 1.16 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$ | $L_c = 3000 \text{ mm}$ |

En skisse med nødvendige avstander er vist i Figur 6.2 og verdiene til hver parameter er gitt i Tabell 6.2.

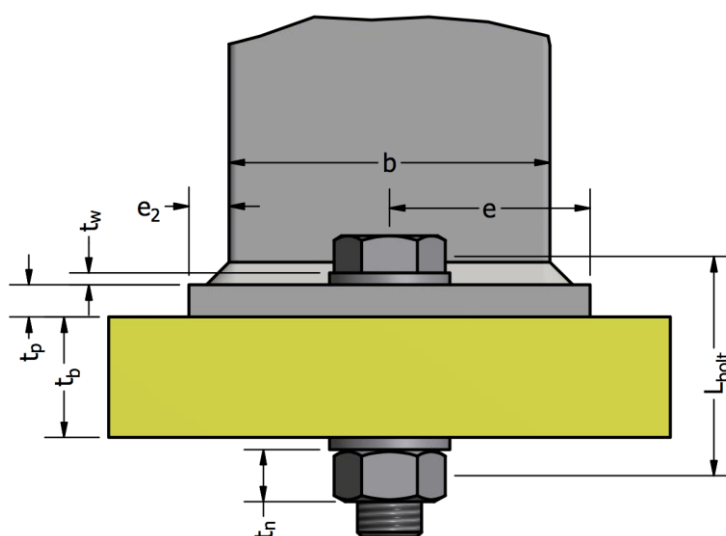


Figur 6.2: Geometri.

Tabell 6.2: Avstandene gitt i mm.

| m_x | e_x | n | e | b_p | h |
|-------|-------|------|-----|-------|------|
| 35,5 | 30 | 95,5 | 50 | 100 | 45,5 |

På Figur 6.3 er det tatt et snitt som viser innfestningen av boltene med de resterende avstandene som er nødvendig for beregning av stivheten. Verdiene for lengdene er listet i Tabell 6.3.



Figur 6.3: Boltens tøyingslengde.

Tabell 6.3: Lengder til Figur 6.3 angitt i mm.

| e_2 | t_w | t_p | t_b | t_n | t_h |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 10 | 3 | 8 | 30 | 13 | 10 |

Boltens tøyingslengde, som er nødvendig for å kunne bestemme stivheten, er beregnet i likning (6.1). Denne består av klemlengden pluss halve summen av mutterhøyden og boltehodets høyde.

$$L_{bolt} = \frac{t_h + t_n}{2} + 2 \cdot t_w + t_p + t_b = \frac{10 + 13}{2} + 2 \cdot 3 + 8 + 30 = 55,5 \text{ mm} \quad (6.1)$$

6.3 Håndberegning

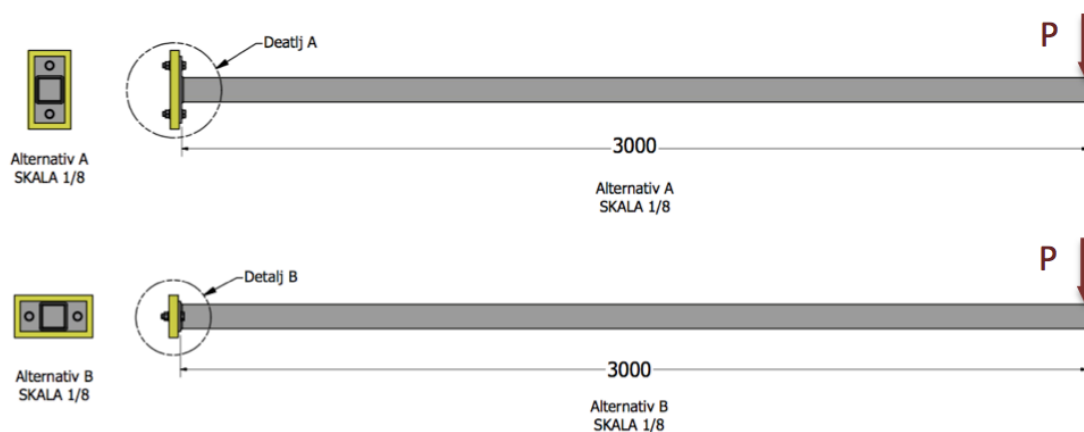
Til denne forbindelsen er det valgt å betrakte T-stub-modellen som er gitt i knutepunktstandard. Denne metoden ble presentert under kapittel 5 hvor det ble nevnt at L_{eff} må bestemmes for aktuell retning mhp. belastningen.

6.3.1 Belastningstilfellene

Belastningen er definert som punktlast, P , ytterst på søylen. Det er valgt å kontrollere geometrien om begge aksene og belastningstilfellene er som definert i Tabell 6.4 og illustrert på Figur 6.4.

Tabell 6.4: Lastsituasjonene.

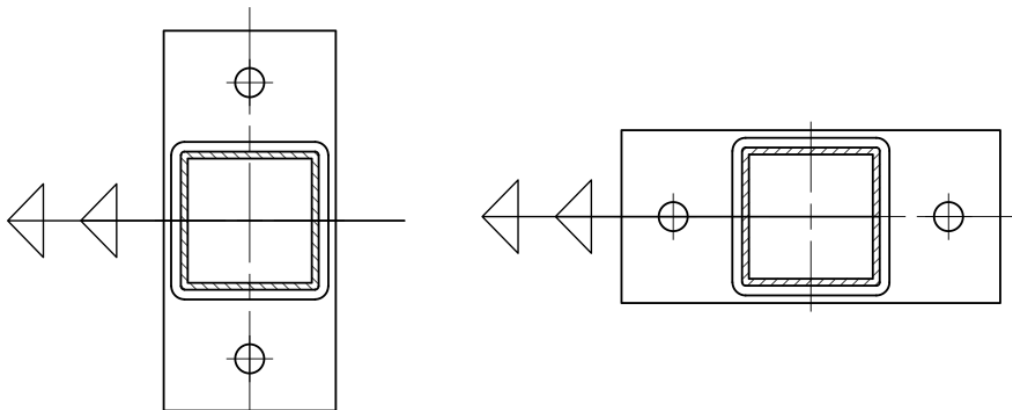
| Lastsituasjon: | Kraften, P , langs: |
|----------------|-----------------------|
| A | Y-asken |
| B | Z-aksen |



Figur 6.4: Belastningstilfellene.

Navngivningen av parametere vil heretter avhenge av hvilken retning kraften er påført, for eksempel vil $L_{eff,y}$ stå for effektiv lengde ved belastning i Y-retning(Lastsituasjon A).

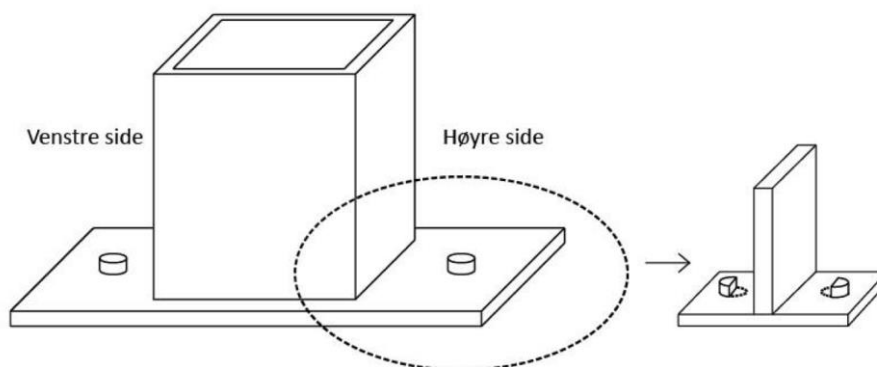
Belastningstilfellene er, gjennom oppgaven, ofte omtalt som moment om sterk og svak akse i forbindelsen. Disse er definert som vist på Figur 6.5.



Figur 6.5: Belastningstilfellene fører til moment i forbindelsen. Belastningstilfelle A gir moment om sterk akse, se figuren til venstre, mens lastsituasjon B gir moment om svak akse, illustrert til høyre.

6.3.2 Lastsituasjon A, Effektiv lengde

For lastsituasjon A kan flytmønstrene benyttes direkte fra knutepunktstandarden[1] ved å betrakte endeplaten, men det må tas hensyn til at det bare er en bolt fordelt på T-stubben som vist i Figur 6.6. Den øvre veggen på hulprofilet er utsatt for strekk, og vil utgjøre T-stubben som er vist på høyre side i Figur 6.6. Siden T-stubben bare har en bolt vil det bli en beregningsmodell med en halv bolt fordelt på hver side. Reglene i knutepunktstandarden[1] er, som tidligere nevnt tilpasset for I- eller H-profiler. Det betyr at for et kvadratisk hulprofil, hvor tykkelsen i "flensen" er halvparten av den som er i "steget", vil det være konservativt å si at flensen tar alt strekk slik som det er betraktet her.

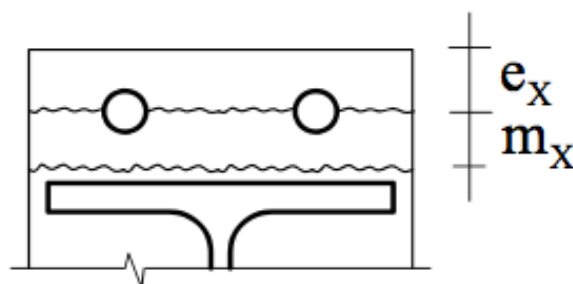


Figur 6.6: Beregningsmodell for T-stykke ved lastsituasjon A.[14]

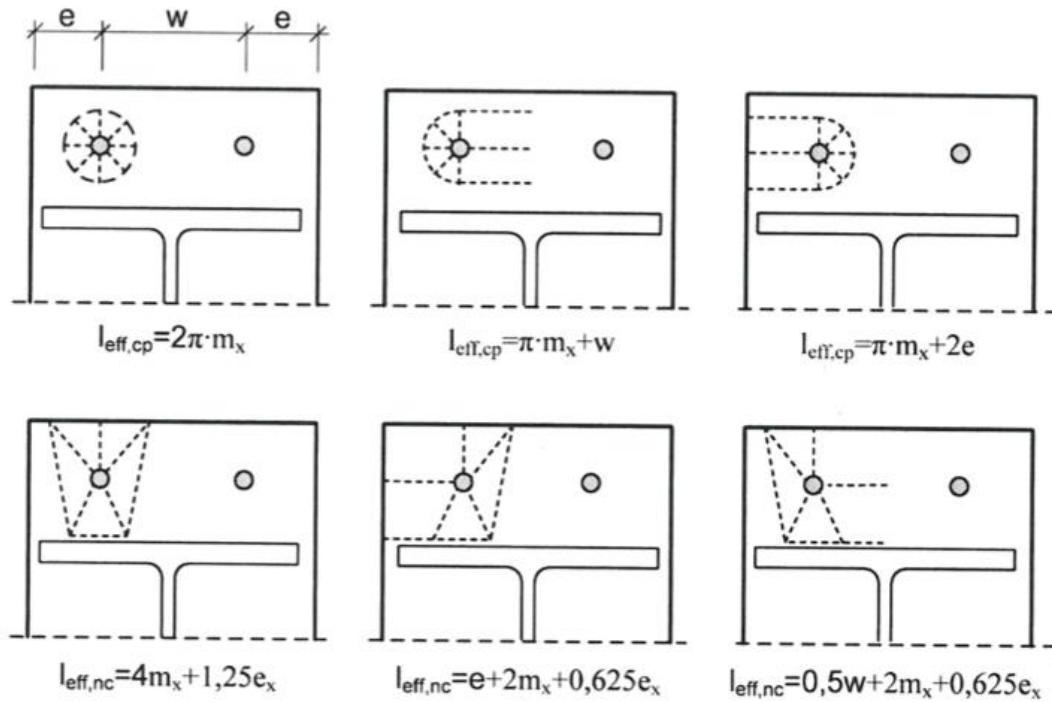
Knutepunktstandarden[1] gir effektive lengder for en endeplate, gitt i Tabell 6.5. Hver av de effektive lengdene tilsvarer et flytemønster, disse er illustrert i Figur 6.7 og Figur 6.8.

Tabell 6.5: Utdrag fra knutepunktstandarden for effektive lengder av en endeplate.[1]

| Plassering av skruerad | Skruerad betraktet som en enkeltstående rad | |
|---|---|---|
| | Sirkulært mønster $l_{eff,cp}$ | Ikke-sirkulært mønster $l_{eff,nc}$ |
| Ytre skruerad ved siden av bjelkens strekkflens | Den minste av: $2\pi m_x$ (a) $\pi m_x + w$ (b) $\pi m_x + 2e$ (c) | Den minste av: $4m_x + 1.25e_x$ (d) $e + 2m_x + 0.625e_x$ (e) $0.5b_p$ (f) $0.5w + 2m_x + 0.625e_x$ (g) |



Figur 6.7: Illustrasjon av effektiv lengde (f) gitt i Tabell 6.5. [15]



Figur 6.8: Illustrasjon av de effektive lengdene som er listet opp i Tabell 6.5. [3]

For denne forbindelsen vil ikke alle disse effektive lengdene og flytmønstrene være aktuelle. Det må i hvert tilfelle evalueres hvilke flytmønstre som kan oppstå.

For dette tilfellet vil ikke mønstrene (b) og (g) i Tabell 6.5 kunne inntreffe, årsaken til dette er at lasttilfelle A bare har en bolt i raden. De effektive lengdene for hvert flytemønster ved lasttilfelle A blir dermed som beregnet i Tabell 6.6.

Tabell 6.6: Beregning av effektive lengder ved lasttilfelle A.

| Sirkulært mønster: | Ikke-sirkulært mønster: |
|--|--|
| $l_{eff.y.cp.a} = \frac{2\pi m_x}{2} = 111 \text{ mm}$ | $l_{eff.y.nc.d} = \frac{4\pi m_x + 1,25e_x}{2} = 90 \text{ mm}$ |
| $l_{eff.y.cp.c} = \frac{\pi m_x + 2e}{2} = 106 \text{ mm}$ | $l_{eff.y.nc.e} = \frac{e + 2m_x + 0,625e_x}{2} = 70 \text{ mm}$ |
| | $l_{eff.y.nc.f} = 0,5b_p = 50 \text{ mm}$ |

Den avgjørende effektive lengden for et sirkulært flytemønster er gitt i uttrykk (6.2) og for et ikke-sirkulært i (6.3).

$$l_{eff.y.cp} = \min(l_{eff.y.cp.a}, l_{eff.y.cp.c}) = 106 \text{ mm} \quad (6.2)$$

$$l_{eff.y.nc} = \min(l_{eff.y.nc.d}, l_{eff.y.nc.e}, l_{eff.y.nc.f}) = 50 \text{ mm} \quad (6.3)$$

Ved å ta den minste av verdiene i uttrykk (6.2) og (6.3) vil den effektive lengden for det opptredende flytemønsteret bestemmes. Denne er gitt i (6.4) og representerer bruddmønster (f) som er illustrert i Figur 6.7.

$$l_{eff.y} = \min(l_{eff.y.cp}, l_{eff.y.nc}) = 50 \text{ mm} \quad (6.4)$$

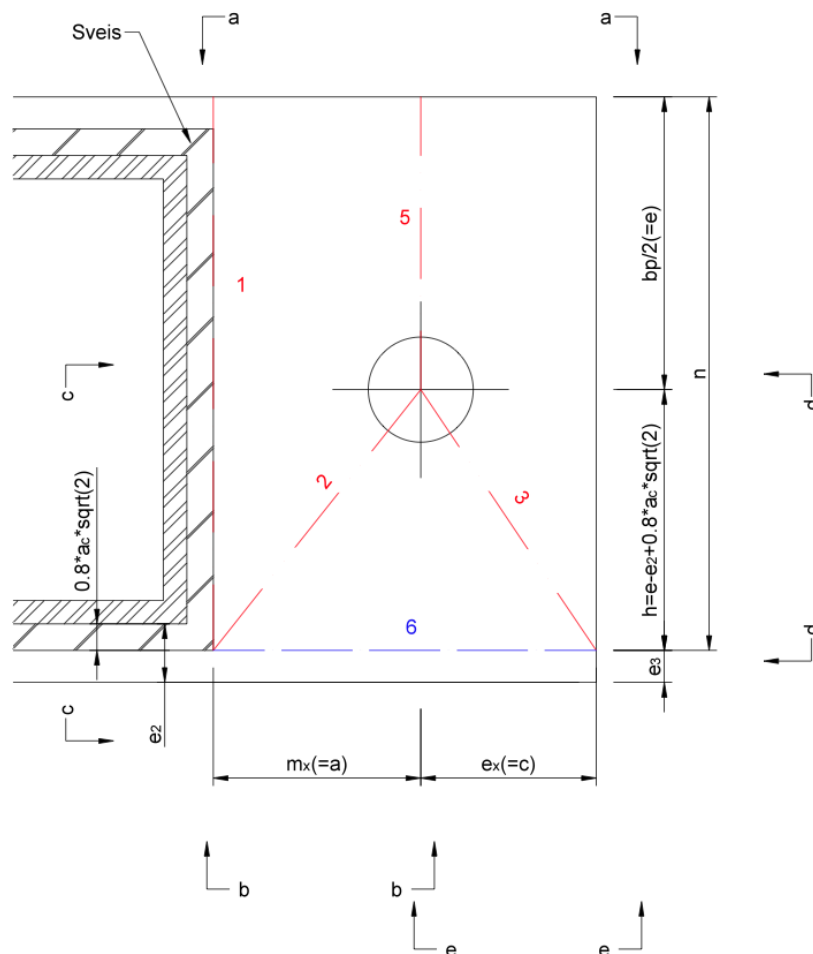
6.3.3 Lastsituasjon B, Effektiv lengde

For denne lastsituasjonen hvor det skaper moment om svak akse, blir det litt mer komplisert. Dette kommer av at det er kontakt mellom godset og endeplaten, som igjen vil føre til at mønsteret i Figur 6.7 vil forhindres i å dannes som vist på figuren. Det betyr at mønsteret må modifiseres noe. Det vil dermed kunne oppstå tre andre alternativer for flytmønstrene. Disse er illustrert i Figur 6.9, Figur 6.13 og Figur 6.16. For samtlige av disse flytmønstrene er linje nummer 6 hele tiden i kontakt med godset og vil, ettersom avstanden e_3 er veldig liten (5,5mm), ikke kunne gi noe indre arbeid. Det gjøres oppmerksom på at aktuelle avstander er gitt nye navn i forhold til knutepunktstandard[1], dette er slik at utledningen av uttrykkene blir enklere.

6.3.3.1 Flytemønster (h)

Dette flytemønsteret er som vist på Figur 6.9 og består av fire flytelinjer. For å beregne den effektive lengden av dette flytemønsteret er det benyttet metoden for virtuelle krefters prinsipp[16]. Dette innebærer at det settes på en enhetsforskyvning ved boltens plassering, og deretter bestemmes det plastiske indre arbeidet for hver enkelt av de fire flytelinjene i mekanismen. Det plastiske arbeidet summeres for hele mekanismen og settes lik det ytre arbeidet som opptrer.

Den frie kanten av endeplaten, som er til høyre på figuren, vil ikke bevege seg i dette flytemønsteret, men vil følge platen inne ved profilet.

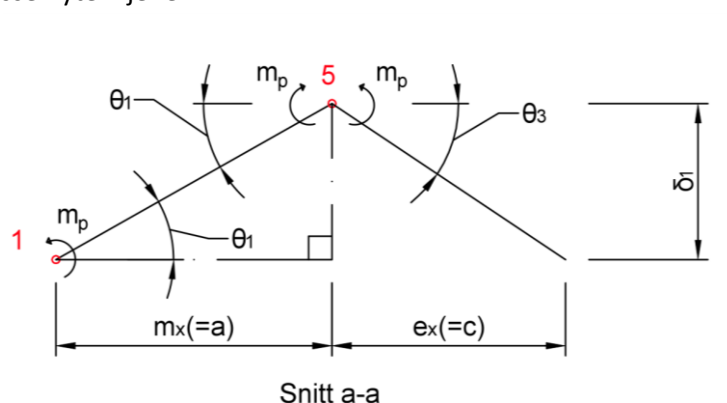


Figur 6.9: Flytemønster (h).

Beregn indre plastisk arbeid for hver flytelinje:

➤ Flytelinje 1 og 5:

Figur 6.10 viser beregningsmodellen som er benyttet for å bestemme det plastiske arbeidet til disse flytelinjene.



Figur 6.10: Beregningsmodell for flytelinje 1 og 5 ved flytemønster (h). For oversikt over snitt, se Figur 6.9.

Vinklene blir som i uttrykk (6.5) og (6.6):

$$\theta_1 = \frac{\delta_1}{a} \quad (6.5)$$

$$\theta_3 = \frac{\delta_1}{c} \quad (6.6)$$

Lengdene på flytelinjene er som gitt i (6.7) og (6.8):

$$L_{flyt.1} = n \quad (6.7)$$

$$L_{flyt.5} = e \quad (6.8)$$

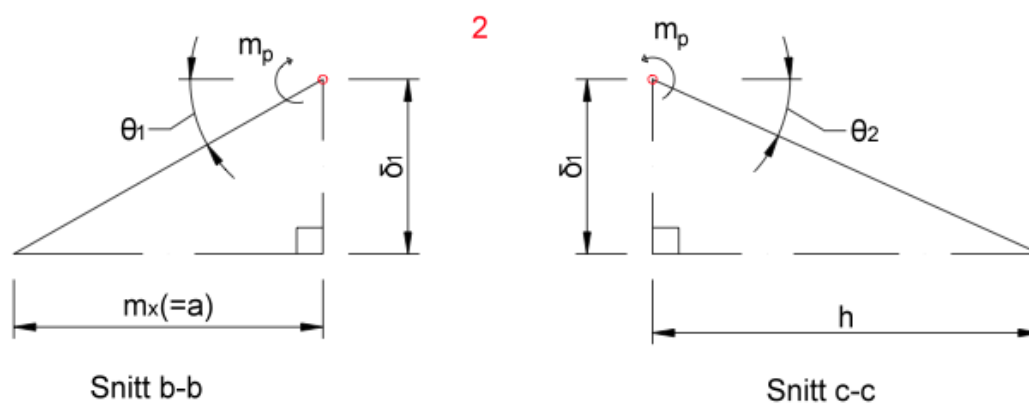
Det plastiske indre arbeidet for flytelinjene 1 og 5 blir dermed som i uttrykk (6.9) og (6.10).

$$W_{p.1} = m_p \theta_1 L_{flyt.1} = m_p \frac{\delta_1}{a} n \quad (6.9)$$

$$W_{p.5} = m_p \theta_1 L_{flyt.5} + m_p \theta_3 L_{flyt.5} = m_p \left(\frac{\delta_1}{a} e + \frac{\delta_1}{c} e \right) \quad (6.10)$$

➤ Flytelinje 2:

For å bestemme arbeidet på flytelinje 2 benyttes de projiserte lengdene som vist i Figur 6.11.

Projiserte lengder for flytelinje 2:

Figur 6.11: Beregningsmodell for flytelinje 2 ved flytemønster (h). For oversikt over snitt, se Figur 6.9

Vinkelen θ_1 er den samme som i uttrykk (6.5), mens θ_2 er gitt i (6.11)

$$\theta_2 = \frac{\delta_1}{h} \quad (6.11)$$

Lengdene på flytelinjene er som vist i (6.12) og (6.13):

$$L_{flyt.2b} = h \quad (6.12)$$

$$L_{flyt.2c} = a \quad (6.13)$$

Det plastiske indre arbeidet for flytelinjen blir dermed som i uttrykk (6.14), (6.15) og (6.16).

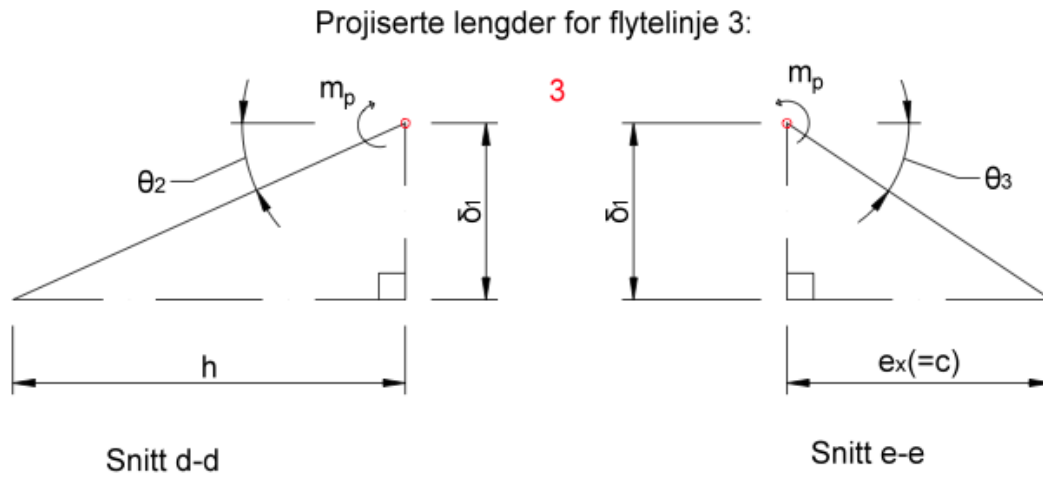
$$W_{p.2b} = m_p \theta_1 L_{flyt.2b} = m_p \frac{\delta_1}{a} h \quad (6.14)$$

$$W_{p.2c} = m_p \theta_2 L_{flyt.2c} = m_p \frac{\delta_1}{h} a \quad (6.15)$$

$$W_{p.2} = W_{p.2b} + W_{p.2c} = m_p \frac{\delta_1}{a} h + m_p \frac{\delta_1}{h} a \quad (6.16)$$

➤ Flytelinje 3:

I likhet med flytelinje 2 blir det også her benyttet projiserte lengder, se Figur 6.12.



Figur 6.12: Beregningsmodell for flytelinje 3 ved flytemønster (h). For oversikt over snitt, se Figur 6.9.

Vinkelen θ_2 er den samme som i (6.11), og θ_3 er lik som i uttrykk (6.6).

Lengdene på flytelinjene er som vist i uttrykkene (6.17) og (6.18).

$$L_{flyt.3d} = c \quad (6.17)$$

$$L_{flyt.3e} = h \quad (6.18)$$

Det indre plastiske arbeidet for hver av de projiserte flytelinjene blir som gitt i (6.19) og (6.20).

$$W_{p.3d} = m_p \theta_2 L_{flyt.3d} = m_p \frac{\delta_1}{h} c \quad (6.19)$$

$$W_{p.3e} = m_p \theta_3 L_{flyt.3e} = m_p \frac{\delta_1}{c} h \quad (6.20)$$

Det totale plastiske arbeidet i for denne flytelinjen finnes ved å legge sammen arbeidet for de projiserte flytelinjene i uttrykkene (6.19) og (6.20), se (6.21).

$$W_{p.3} = W_{p.3d} + W_{p.3e} = m_p \frac{\delta_1}{h} c + m_p \frac{\delta_1}{c} h \quad (6.21)$$

Totalt indre arbeid for flytemønsteret:

Det totale plastiske arbeidet som skal til for å kunne dra ut dette flytemønsteret, se (6.22), finnes ved å legge sammen uttrykkene for arbeidet i hver enkelt flytelinje gitt i (6.9), (6.10), (6.16) og (6.21).

$$\begin{aligned}
 W_p &= W_{p.1} + W_{p.5} + W_{p.3} + W_{p.4} + W_{p.5} \\
 W_p &= m_p \frac{\delta_1}{a} n + m_p \left(\frac{\delta_1}{a} e + \frac{\delta_1}{c} e \right) + m_p \left(\frac{\delta_1}{a} h + \frac{\delta_1}{h} a \right) + m_p \left(\frac{\delta_1}{h} c + \frac{\delta_1}{c} h \right) \\
 W_p &= m_p \delta_1 \left(\frac{n}{a} + \frac{e}{a} + \frac{e}{c} + \frac{h}{a} + \frac{a}{h} + \frac{c}{h} + \frac{h}{c} \right) \quad (6.22)
 \end{aligned}$$

Ytre arbeid:

Det ytre arbeidet uttrykkes som ytre belastning multiplisert med forskyvningen, se (6.23).

$$W_y = P \delta_1 \quad (6.23)$$

Likevekt gir bruddlast:

Ved å kreve likevekt mellom indre og ytre arbeid, angitt i henholdsvis (6.22) og (6.23), og løse med hensyn på kraften P fås bruddlasten til mekanismen gitt i (6.24).

$$P_B = m_p \left(\frac{n}{a} + \frac{e}{a} + \frac{e}{c} + \frac{h}{a} + \frac{a}{h} + \frac{c}{h} + \frac{h}{c} \right) \quad (6.24)$$

Siden det er et ekvivalent T-stykke som består av to bolter, blir bruddlasten som uttrykt i (6.25).

$$P = 2P_B = 2m_p \left(\frac{n}{a} + \frac{e}{a} + \frac{e}{c} + \frac{h}{a} + \frac{a}{h} + \frac{c}{h} + \frac{h}{c} \right) \quad (6.25)$$

Effektiv lengde:

Deretter kan effektiv lengde bestemmes i uttrykk (6.26), ved å sette bruddlasten lik kapasiteten til bruddmode 1, se avsnitt 5.4.2.

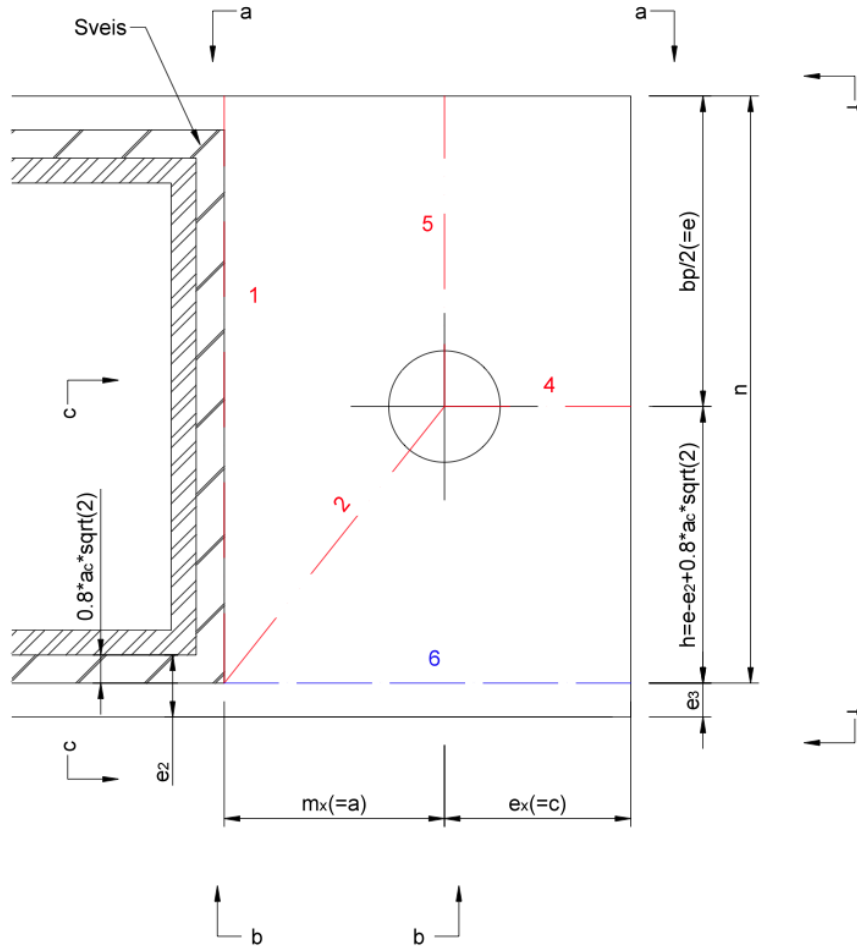
$$P = 2m_p \left(\frac{n}{a} + \frac{e}{a} + \frac{e}{c} + \frac{h}{a} + \frac{a}{h} + \frac{c}{h} + \frac{h}{c} \right) = F_{T.1.Rd} = \frac{4m_p l_{eff}}{m_x} \quad (6.26)$$

Deretter løses (6.26) med hensyn på l_{eff} hvor $m_x = a$. Den effektive lengden for dette bruddmønsteret blir da som vist i uttrykk (6.27).

$$l_{eff.z.nc.h} = \frac{a}{2} \left(\frac{n}{a} + \frac{e}{a} + \frac{e}{c} + \frac{h}{a} + \frac{a}{h} + \frac{c}{h} + \frac{h}{c} \right) \quad (6.27)$$

6.3.3.2 Flytemønster (i)

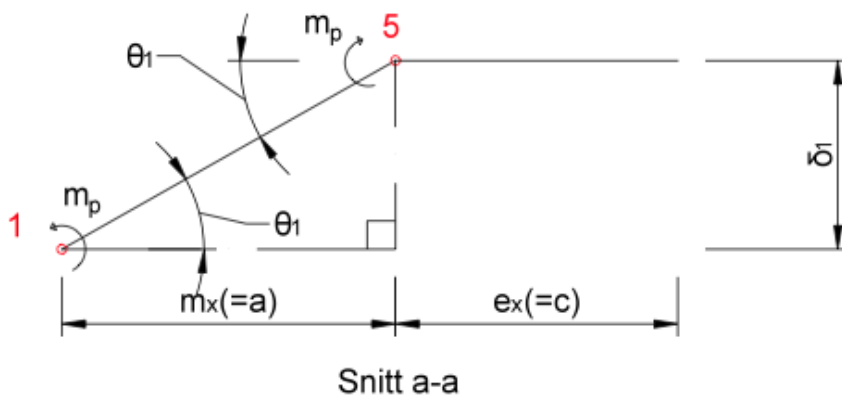
I dette flytemønsteret, se Figur 6.13, vil det også oppstå fire flytelinjer, men nå er flytelinje 3 i flytemønster (h) byttet ut med flytelinje 4. Den frie kanten til høyre på endeplaten følger ikke lenger platen inne ved sveisen og får en knekk på linje med bolten. Fremgangsmåten for bestemmelse av effektiv lengde er lik som for flytemønster (h).



Figur 6.13: Flytemønster (i).

Beregner indre plastisk arbeid for hver flytelinje:

- Flytelinje 1 og 5:
Beregningsmodellen for disse flytelinjene blir som vist på Figur 6.14.



Figur 6.14: Beregningsmodell for flytelinje 1 og 5 ved flytemønster (j).

Flytelinje 1 får samme vinkel og lengde som ved flytemønster (h), se (6.5) og (6.7). Det gjør at det plastiske arbeidet blir likt, se (6.28). For flytelinje 5, som nå mister bidraget fra θ_3 , blir arbeidet som vist i (6.29).

$$W_{p.1} = m_p \theta_1 L_{flyt.1} = m_p \frac{\delta_1}{a} n \quad (6.28)$$

$$W_{p.5} = m_p \theta_1 L_{flyt.5} = m_p \frac{\delta_1}{a} e \quad (6.29)$$

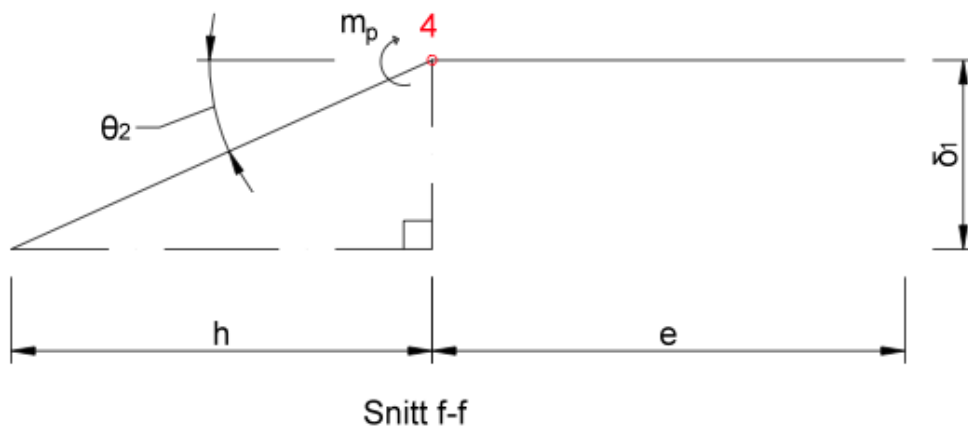
➤ Flytelinje 2:

Det plastiske arbeidet for denne flytelinjen, se (6.30), blir også likt som for flytemønster (h) med samme beregningsmodell som i Figur 6.11.

$$W_{p.2} = W_{p.2b} + W_{p.2c} = m_p \left(\frac{\delta_1}{a} h + \frac{\delta_1}{h} a \right) \quad (6.30)$$

➤ Flytelinje 4:

Beregningsmodellen for denne flytelinjen er vist i Figur 6.15.



Figur 6.15: Beregningsmodell for flytelinje 4 ved flytemønster (i).

Fra beregningsmodellen fås vinkelen, θ_2 , som uttrykt i (6.31).

$$\theta_2 = \frac{\delta_1}{h} \quad (6.31)$$

Flytelinjens lengde er som gitt i (6.32).

$$L_{flyt.4} = c \quad (6.32)$$

Det plastiske indre arbeidet for flytelinjen blir som vist i (6.33).

$$W_{p.4} = m_p \theta_2 L_{flyt.4} = m_p \frac{\delta_1}{h} c \quad (6.33)$$

Totalt indre arbeid for flytemønsteret:

Ved å summere uttrykkene for plastisk arbeid ved hver enkelt flytelinje, gitt i (6.28) til (6.30) og (6.33), fås det totale indre plastiske arbeidet som vist i (6.34).

$$W_p = W_{p.1} + W_{p.5} + W_{p.2} + W_{p.4} = m_p \frac{\delta_1}{a} n + m_p \frac{\delta_1}{a} e + m_p \left(\frac{\delta_1}{a} h + \frac{\delta_1}{h} a \right) + m_p \frac{\delta_1}{h} c$$

$$W_p = m_p \delta_1 \left(\frac{n}{a} + \frac{e}{a} + \frac{h}{a} + \frac{a}{h} + \frac{c}{h} \right) \quad (6.34)$$

Likevekt gir bruddlast:

Likevekt mellom indre arbeid, gitt i (6.34), og ytre arbeid, som er det samme som i uttrykk (6.23), gir bruddlasten for dette flytemønsteret vist i (6.35):

$$P_B = m_p \left(\frac{n}{a} + \frac{e}{a} + \frac{h}{a} + \frac{a}{h} + \frac{c}{h} \right) \quad (6.35)$$

I likhet med bruddlasten for flytemønster (h), må denne bruddlasten multipliseres med 2 siden det er to bolter og dermed to slike mønstre. Den totale bruddlasten blir som vist i (6.36).

$$P = 2P_B = 2m_p \left(\frac{n}{a} + \frac{e}{a} + \frac{h}{a} + \frac{a}{h} + \frac{c}{h} \right) \quad (6.36)$$

Effektiv lengde:

Effektiv lengde kan dermed bestemmes som i (6.37) ved å sette bruddlasten lik kapasiteten til bruddmode 1, se avsnitt 5.4.2.

$$P = 2m_p \left(\frac{n}{a} + \frac{e}{a} + \frac{h}{a} + \frac{a}{h} + \frac{c}{h} \right) = F_{T.1.Rd} = \frac{4m_p l_{eff}}{m_x} \quad (6.37)$$

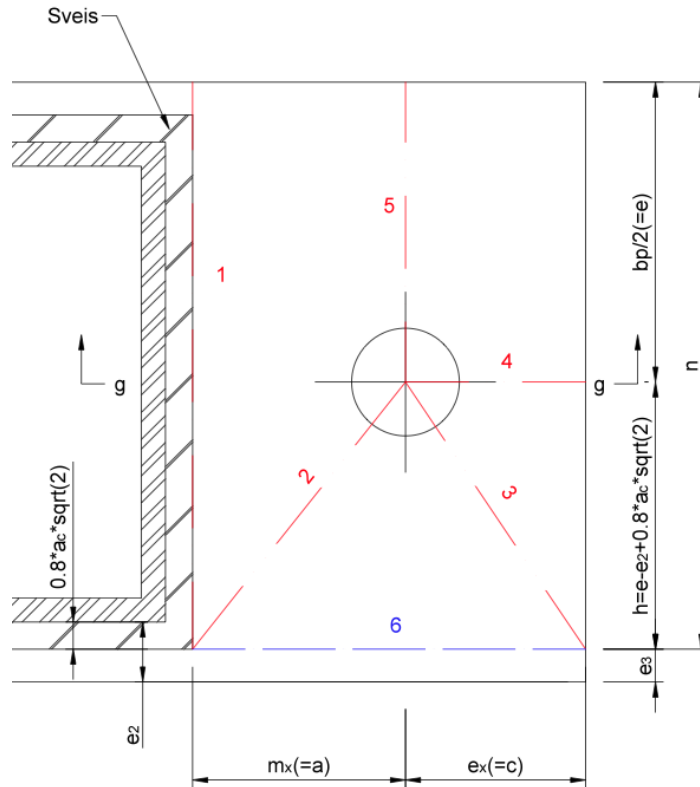
Endelig effektiv lengde for dette bruddmønsteret fås ved å løse (6.37) med hensyn på l_{eff} , resultatet blir som vist i (6.38) hvor $m_x = a$.

$$l_{eff} = \frac{a}{2} \left(\frac{n}{a} + \frac{e}{a} + \frac{h}{a} + \frac{a}{h} + \frac{c}{h} \right) \quad (6.38)$$

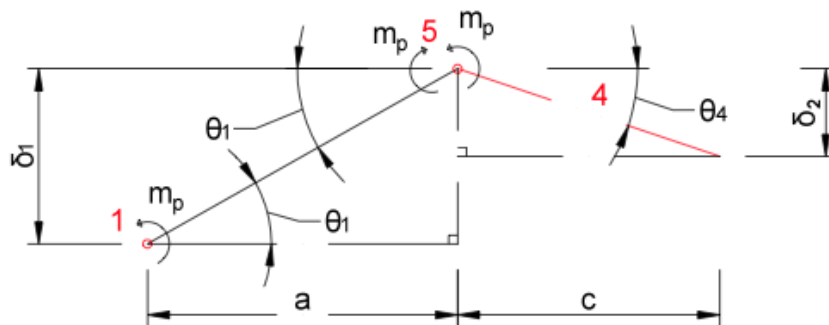
6.3.3.3 Flytemønster (j)

Det tredje alternativet er en kombinasjon mellom flytemønster (h) og (i) som vist på Figur 6.16. Beregningen av dette mønsteret vil bli enda mer komplisert og vil, som Figur 6.17 viser, måtte ta hensyn til to forskjellige forskyvinger, hvor δ_2 kan ha alle verdier mellom 0 og δ_1 . Hvis $\delta_2 = 0$ tilsvarer det flytemønster (i), mens hvis $\delta_2 = 1$ vil det bli flytemønster (h).

Dette alternativet ble vanskelig å beregne siden dreiningsaksen til flytelinje 4 ikke er enkel å definere og nedbøyningen, δ_2 , kan ha alle verdier mellom 0 og 1. Dermed er ikke effektiv lengde for dette alternativet bestemt.



Figur 6.16: Flytemønster (j).



Figur 6.17: Beregningsmodell for flytelinje 1 og 5 ved flytemønster (j).

6.3.3.4 Effektiv lengde av T-stykket

| Sirkulært mønster: | Ikke-sirkulært mønster: |
|--|---|
| $l_{eff.z.cp.a} = 2\pi m_x = 223 \text{ mm}$ | $l_{eff.z.nc.d} = 4\pi m_x + 1,25e_x = 179 \text{ mm}$ |
| | $l_{eff.z.nc.e} = e + 2m_x + 0,625e_x = 140 \text{ mm}$ |
| $l_{eff.z.cp.c} = \pi m_x + 2e = 211 \text{ mm}$ | $l_{eff.z.nc.h} = \frac{m_x}{2} \left(\frac{n}{a} + \frac{e}{a} + \frac{e}{c} + \frac{h}{a} + \frac{a}{h} + \frac{c}{h} + \frac{h}{c} \right)$ $= 175 \text{ mm}$ |
| | $l_{eff.z.nc.i} = \frac{m_x}{2} \left(\frac{n}{a} + \frac{e}{a} + \frac{h}{a} + \frac{a}{h} + \frac{c}{h} \right) = 121 \text{ mm}$ |

Den avgjørende effektive lengden for et sirkulært flytemønster er gitt i uttrykk (6.39) og for et ikke-sirkulært i (6.40).

$$l_{eff.z.cp} = \min(l_{eff.z.cp.a}, l_{eff.z.cp.c}) = 211 \text{ mm} \quad (6.39)$$

$$l_{eff.z.nc} = \min(l_{eff.z.nc.d}, l_{eff.z.nc.e}, l_{eff.z.nc.h}, l_{eff.z.nc.i}) = 121 \text{ mm} \quad (6.40)$$

Ved å ta den minste av verdiene i uttrykk (6.39) og (6.40) vil den effektive lengden for det opptredende flytemønsteret bestemmes. Denne er gitt i (6.41) og representerer bruddmønster (i) som er illustrert i Figur 6.7.

$$l_{eff.z} = \min(l_{eff.z.cp}, l_{eff.z.nc}) = 121 \text{ mm} \quad (6.41)$$

Siden det er bruddmønster (i) som er avgjørende og ikke en av de andre med forhåndsdefinerte, vil det si at den effektive lengden som er beregnet ikke er helt til å stole. Dette kommer av at denne lengden kan være lavere for flytemønster (j) enn for (i). Men ikke så alt for mye. Hvis det blir sett litt konservativt på det, vil flytelinje 1, 2 og 5 fra bruddmønster (i) uansett dannes fullt ut i denne mekanismen. Dette vil da utgjøre den effektive lengden som er vist i (6.42).

$$l_{eff.z.nc.i} = \frac{m_x}{2} \left(\frac{n}{a} + \frac{e}{a} + \frac{h}{a} + \frac{a}{h} \right) = 109 \text{ mm} \quad (6.42)$$

I tillegg til det dannes det en vinkel, θ_4 , som vil gi et bidrag til flytelinje 5, se beregningsmodellen i Figur 6.17. Flytelinje 3 fra Figur 6.16 må også dannes, og vil dermed gi et bidrag til det plastiske arbeidet for mekanismen.

Med bakgrunn i resoneringen ovenfor, kan det antas at den effektive lengden i (6.41) trolig er ganske korrekt. Denne verdien vil dermed bli benyttet videre i beregningene for stivheten. Det kan nevnes at svakheten med denne bruddmønstermetoden er at hvis ikke riktig mekanisme blir antatt og beregnet, kan det føre til avvik fra den reelle kapasiteten og stivheten.

6.4 Klassifiseringsgrensen

For bestemmelse av stivhetsgrensene, er det valgt å benytte annet arealmoment hentet fra Profiler og formler[13]. Dette valget er basert på at endringene i stivhetsgrensene ved bruk av annet arealmoment fra de målte verdiene, i Vedlegg E, er veldig små, og på grunn av at det er enklere å referere til en stivhetsgrense for bøyning om begge akser. Stivhetsgrensen for å kunne betrakte søylefoten som stiv blir dermed som vist i uttrykk (6.43).

$$S_{j.stiv} = \frac{30EI_c}{L_c} = \frac{30 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 1.16 \cdot 10^6}{3000} = 2436kNm \quad (6.43)$$

Som nevnt tidligere, så er det ikke gitt en klassifiseringsgrense i knutepunktstandarden[1] for når en søylefot kan betraktes som leddet. Birkeland [6] har i sin oppgave utledet denne og kommet frem til samme uttrykk som for knutepunkter med bjelke. Dette er benyttet i uttrykk (6.44).

$$S_{j.leddet} = 0.5 \cdot \frac{EI_c}{L_c} = 0.5 \cdot \frac{2.1 \cdot 10^5 \cdot 1.16 \cdot 10^6}{3000} = 40.6kNm \quad (6.44)$$

6.4.1 Belastning langs Y-aksen – Bøyning om sterk akse

Platestivhetskoeffisienten for T-stykket, som ble utledet i avsnitt 5.5.1, er gitt i likning (6.45).

$$k_{5.y} = \frac{0.9l_{eff.y}t_p^3}{m^3} = \frac{0.9 \cdot 50 \cdot 8^3}{35.5^3} = 0.514mm \quad (6.45)$$

Stivhetskoeffisienten til boltene, som ble utledet i avsnitt 0, er gitt i likning (6.46). Det multipliseres her med $\frac{1}{2}$ siden formelen i utgangspunktet tar høyde for to bolter.

$$k_{10.y} = \frac{1.6A_s}{L_{bolt}} \cdot \frac{1}{2} = \frac{1.6 \cdot 157}{55.5} \cdot \frac{1}{2} = 2.263mm \quad (6.46)$$

Hvor L_{bolt} er boltens tøyningsslengde, som var vist i Figur 6.3. Denne er definert som klemlengden pluss halve summen av skruhodets høyde og mutterhøyden, se uttrykk (6.1).

Den totale stivhetskoeffisienten blir som vist i likning (6.47).

$$k_{tot.y} = \frac{1}{\frac{1}{k_{5.z}} + \frac{1}{k_{10.z}}} = \frac{1}{\frac{1}{0.514} + \frac{1}{2.263}} = 0.419mm \quad (6.47)$$

Den elastiske initielle stivheten finnes i likning (6.48), hvor y er momentarmen. Denne lengden settet lik avstanden fra strekkboltene til trykkflensen på profilet.

$$S_{j.ini.y} = k_{tot.y}Ey^2 = 0.419 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 118^2 = 1229kNm \quad (6.48)$$

6.4.2 Belastning langs Z-aksen – Bøyning om svak akse

Platestivhetskoeffisienten for T-stykket blir som gitt i likning (6.49).

$$k_{5.z} = \frac{0.9l_{eff.z}t_p^3}{m^3} = \frac{0.9 \cdot 121 \cdot 8^3}{35.5^3} = 1.246mm \quad (6.49)$$

Stivhetskoeffisienten til boltene blir som vist i likning (6.50).

$$k_{10.z} = \frac{1.6A_s}{L_{bolt}} \cdot \frac{1}{2} = \frac{1.6 \cdot 157}{55.5} = 4.526mm \quad (6.50)$$

Den totale stivhetskoeffisienten for angitt lastretning er beregnet i likning (6.51).

$$k_{tot.z} = \frac{1}{\frac{1}{k_{5.z}} + \frac{1}{k_{10.z}}} = \frac{1}{\frac{1}{1.246} + \frac{1}{4.526}} = 0.977mm \quad (6.51)$$

Den elastiske initielle stivheten beregnes i likning (6.52). Hvor z er momentarmen, denne lengden settet lik halve bredden av profilet minus halve veggtykkelsen, som er avstanden fra strekkbolten til trykkflensen på profilet.

$$S_{j.ini.z} = k_{tot.z} E z^2 = 0.977 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 38^2 = 296 \text{ kNm} \quad (6.52)$$

6.4.3 Klassifiseringen av forbindelsen

Ved bøyning om sterk akse ligger stivheten til søylefoten mellom kravene til leddet og stivt, se uttrykk (6. 53a), og blir dermed klassifisert som delvis stivt.

$$S_{j.leddet} < S_{j.ini.y} < S_{j.stiv} \quad (6.53a)$$

Det blir likt for bøyning om svak akse, og søylefoten klassifiseres dermed som delvis stivt også i denne retningen, se likning (6.53b).

$$S_{j.leddet} < S_{j.ini.z} < S_{j.stiv} \quad (6.53b)$$

7 Laborieforsøk – Stivhet, Søylefot

7.1 Innledning

Dette kapitlet omhandler laborieforsøk for bestemmelse av stivheten til rotasjons i søylefotpunktet. Resultatene sammenlignes med beregningene utført under kapittel 6. Siden det er gjort litt tilpasninger og antagelser i beregningsmodellen, er det nå interessant å kontrollere hvor godt beregningene stemmer overens med virkeligheten.

Det refereres ofte til bøyning eller rotasjon om svak og sterk akse, disse er definert i Figur 6.5

7.2 Utstyr

Følgende verktøy ble benyttet under forsøket

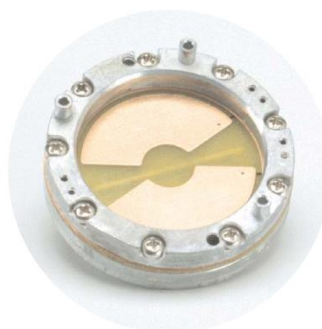
- ❖ Målebånd(5m)
- ❖ Skyvelære
- ❖ Bladmåler
- ❖ Klinometer – 2 stk. (med tilhørende utstyr)
- ❖ Vekter med variasjoner fra 2,5 til 50kg

Målebåndet ble benyttet til å måle profilets lengde og forskyvning under forsøket, mens skyvelæret ble benyttet til å ta mål av tverrsnittet samt geometrien til forbindelsen.

For å kunne måle rotasjonen inne ved forbindelsen, ble det benyttet to klinometre, som vist i Figur 7.1. Dette er en type målere som registrerer rotasjonen om en akse. Måleren består av en kondensatorplate som er klemt mellom sensorhusets halvdeler. Denne platen har blitt etset for å danne to variable kondensatorer, se Figur 7.2.



Figur 7.1: Klinometer.

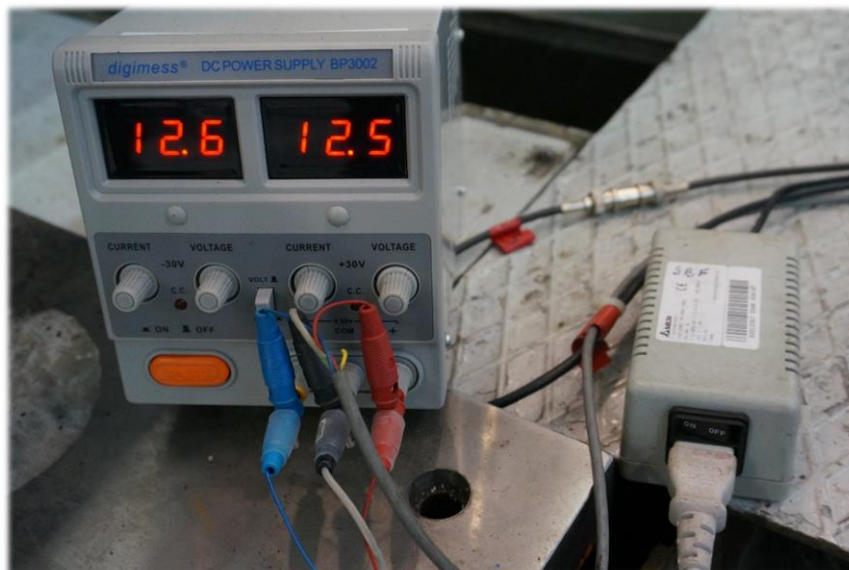


Figur 7.2: Innmaten til et klinometer.

Huset til sensoren er halvveis fylt med en dielektrisk væske og inert gas, som fungerer som isolatorer. En rotasjon av sensoren vil skape en lineær endring i den elektriske ladningen, som resulterer i tilsvarende utdata. Sensorene er regnet som å være ekstremt nøyaktige og måler verdiene med en feilmargin på $\pm 0,1^\circ$. [17] I dette forsøket er det dessverre ikke så veldig nøyaktig, dette kommer av at rotasjonen blir veldig liten.

For å drive denne måleren trengs det en strømkilde, denne er satt til å levere minimum 12,5V og er vist til venstre i Figur 7.3. Siden signalet som kommer fra sensoren er svakt, er

det nødvendig med en forsterker, som er avbildet til høyre i Figur 7.3. I dette tilfellet er denne digital, det vil si at tallverdiene får et lite sprang på desimalene.



Figur 7.3: Bilde av strømkilden til venstre og forsterkeren til høyre.

7.3 Forsøksoppsettet

Søylefoten ble festet til en 30mm tykk stålplate som igjen var boltet til en 50mm tykk vegg av stål, se bilde i Figur 7.4. I beregningene som er presentert i kapittel 6, ble det antatt at denne 30mm tykke stålplaten er uendelig stiv. For å være sikker på at bakplaten ikke roterte ved belastning, ble et av klinometrene festet til platen som vist på Figur 7.5. Deretter ble det lagt på en belastning opp til 100kg. Rotasjonsmåleren viste ingen endring i verdiene, og antagelsene er dermed korrekt for dette forsøket.

Ved monteringen av søylefoten ble det valgt å benytte vanlig tiltrekningsmoment for M16-bolter, som er på 80 Nm.

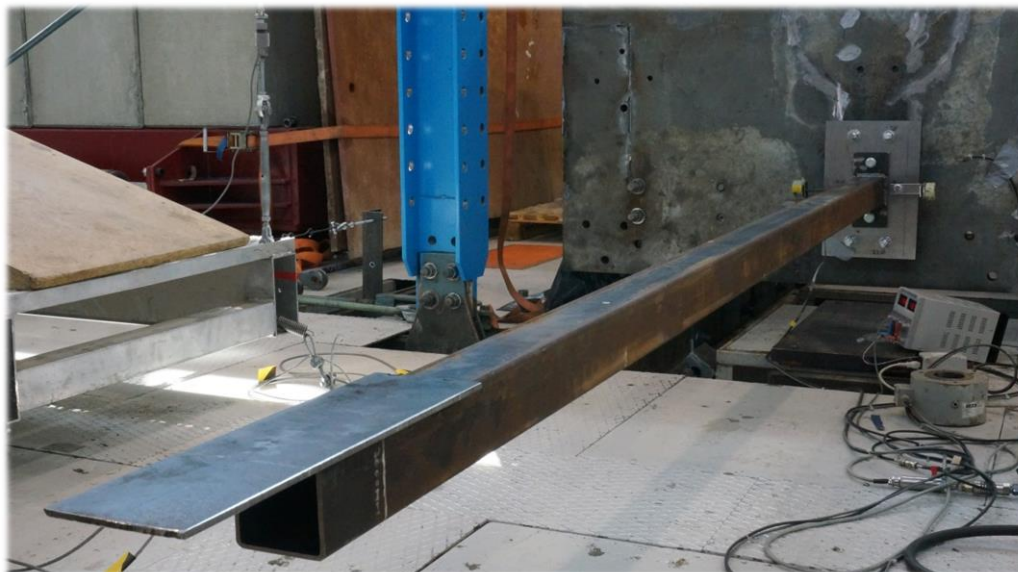


Figur 7.4: Bakplaten av stål på 30mm.



Figur 7.5: Kontroll av bakplatens stivhet.

Av praktiske årsaker ble søylen montert som en utkraget bjelke, se Figur 7.6. Med det utstyret som var tilgjengelig, var det ikke mulig å utføre forsøket med profilet i vertikal retning. Dette innebærer at egenvekten til konstruksjonen også har innvirkning på kapasiteten, men denne utgjør egentlig svært lite og er neglisjert i beregningene.



Figur 7.6: Bilde av søylen montert på vegg.

7.3.1 Belastning i Y-retning – Bøyning om sterk akse

Ved bøyning om sterk akse ble innfestningen som vist på Figur 7.7. Den ideelle plasseringen av klinometrene ville vært en plass på selve endeplaten, men dette punktet er vanskelig å bestemme. Derfor ble det valgt å plassere klinometrene sentrert på profilet og så nært inntil sveisen som mulig. For å få til dette måtte målerne komme utenfor bakplaten. En innretning sammensatt av et utstikkende rør med en liten plate på enden ble sveiset fast på hver side av profilet, som vist på Figur 7.7. Siden klinometrene bare måler rotasjon om en akse, var det viktig at platene ble plassert slik at de var mest mulig parallelle med profilet. Deretter ble klinometrene montert på med borrelås.



Figur 7.7: Ferdig montert søyle for gjennomføring av forsøket med belastning i Y-retning.

7.3.2 Belastning i Z-retning – Bøyning om svak akse

Ved bøyning om svak akse ble det benyttet nesten samme oppsett som for bøyningen om sterk akse. Forskjellen, bortsett fra at forsøksobjektet ble rotert 90°, var at festet til klinometrene måtte trekkes litt bort fra senter av profilet for å få klaring til boltene, dette er vist i Figur 7.8. Siden søylefoten ikke ble noe særlig varig deformert ved bøyning om sterk akse, ble samme forsøksobjekt benyttet til kontroll av stivhet for bøyning om svak akse. Av samme årsak ble heller ikke boltene byttet ut da profilet ble rotert.



Figur 7.8: Ferdig montert søylefot for belastning i Z-retning.

7.4 Metode/Utførelse

7.4.1 Lasten

Lasten ble påført så nøyaktig som mulig på 3 meters lengde, se Figur 7.9. For å få til dette ble det lagt en 5 kilos vekt i bunn, for så å stable resten oppå denne som vist på Figur 7.10. Det ble i starten forsøkt å få tallverdier for hvert femte kilo. Men dette ble veldig tidkrevende ettersom belastningen økte og siden det ble benyttet manuelle vekter, ble det av og til et lite sprang i belastningen. Siden de små vektene ble ustødige og bygget mer i høyden ettersom belastningen økte, ble det ofte nødvendig å ta av belastning for å kunne legge på mer.



Figur 7.9: Belastningspunktet avmerket.



Figur 7.10: Riktig angrepspunkt.

7.4.2 Utføringen av målingene

For å kunne måle forskyvningen ble det benyttet et målebånd fra gulvet og opp. Avlesningen ble utført i høyde med underkanten av profilet, se Figur 7.16. Nøyaktigheten til verdiene for nedbøyningen kan estimeres til å være $\pm 1\text{mm}$, men dette avviket vil øke ettersom nedbøyningen blir stor.

Rotasjonen til knutepunktet ble lest av på dataskjermen og notert for hvert steg. Denne kunne som nevnt variere litt og hvis den ble stående å veksle mellom to verdier, ble disse notert og gjennomsnittet beregnet.

For å kunne levere ytterligere bevis på rotasjonen i knutepunktet, ble avstanden mellom bakplaten og endeplaten målt ettersom lasten steg. Til denne målingen ble det benyttet en bladmåler med intervall på 0,05mm fra minste verdi på 0,05mm og opp til 1,00mm. Det er ikke gjort målinger for hver eneste laststigning, men tatt et utvalg.

7.5 Resultater

For å formidle resultatene på en mest mulig oversiktlig og informasjonsrik måte, er det valgt å presentere dataen gjennom diagrammer og tabeller. Full oversikt over tallverdier for rotasjon og nedbøyning er gitt i Vedlegg F.

7.5.1 Belastning i Y-retning – Bøyning om sterk akse

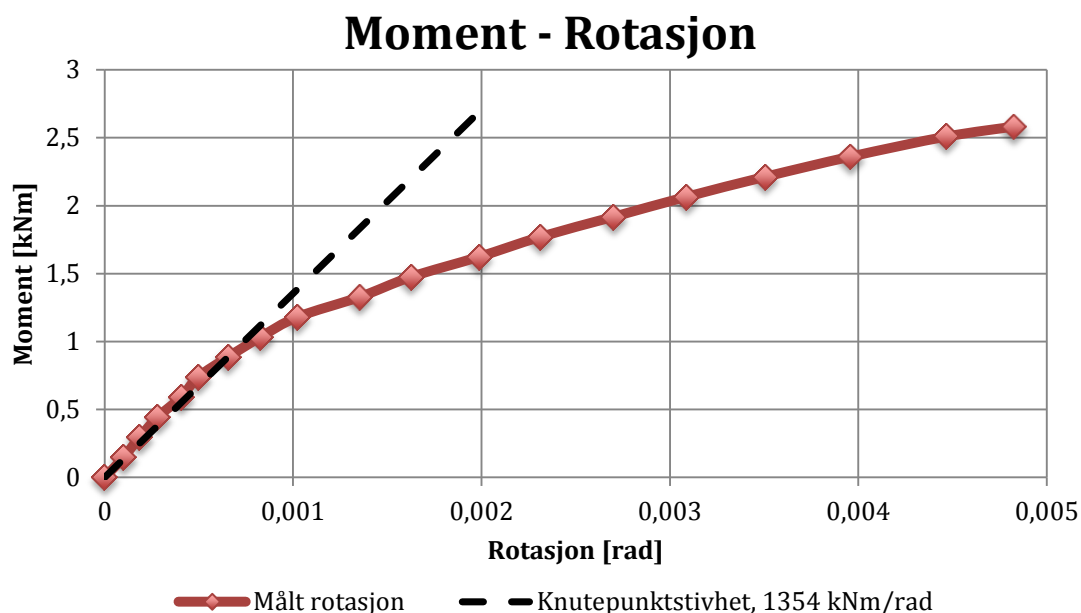
Stivhetsforsøket til forbindelsen i denne retningen ble utført ved å laste på i 6 forskjellige serier. Dette ble gjort for å skaffe flere verdier å kunne sammenligne med, samtidig som det var viktig å ikke belaste for mye i starten. Beregningen for kapasitet som var utført før forsøket, se uttrykk (8.36) i kapittel 8, tilsa at denne forbindelsen skulle tåle 31 kg før det ble plastiske deformasjoner. Derfor ble det startet med lav makslast pr serie. Øvre belastning for hver av seriene er listet i Tabell 7.1.

Tabell 7.1: Maksimal belastning i Y-retning for hver serie angitt i kg og omregnet til moment.

| Serie Nr. | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|---------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Maks belastning(kg) | 30 | 30 | 35 | 65 | 75 | 87,5 |
| Moment(kNm) | 0,906 | 0,906 | 1,058 | 1,964 | 2,266 | 2,644 |

7.5.1.1 Rotasjon

Punktdiagrammet i Figur 7.11 beskriver rotasjonen i knutepunktet som funksjon av momentet. Ved å studere hvor kurven går lineært kan rotasjonsstivheten til knutepunktet bestemmes. I avsnitt 7.5.3 er grunnlaget for stivhetskurven forklart. Verdiene som ligger til grunn for denne kurven er vist i Vedlegg F.3



Figur 7.11: Rotasjonskurven for knutepunktet ved bøyning om sterk akse.

For denne kurven er den lineære delen estimert til å gå fra 0 kNm til omkring 0,9 kNm, dvs. en punktlast på 30 kg. Stivheten til knutepunktet blir dermed som i uttrykk (7.1), med verdier fra Tabell F.4

$$S_{j,y} = \frac{0,8852544 \text{ kNm}}{0,000653844 \text{ rad}} = 1354 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}} \quad (7.1)$$

Denne verdien stemmer ganske bra med den som er beregnet i kapittel 6, som for enkelhets skyld er gjengitt her i (7.2) for sammenligning.

$$S_{j.ini,y} = 1229 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}} \quad (7.2)$$

Ut i fra tallene i (7.1) og (7.2) kan det konkluderes med at beregningene stemmer veldig godt overens med stivheten fra forsøket.

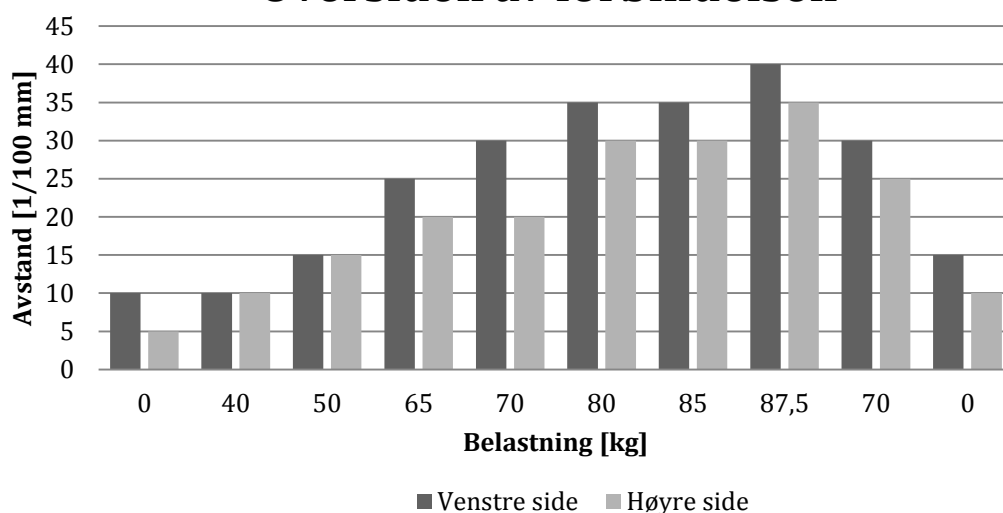
Det er selvfølgelig litt variasjon i hvor hver enkelt vil estimere den lineære delen av en slik kurve. Det kan dermed sies at hvis det ble valgt et område fra 0 til 35 kg, ville knutepunktstivheten ligge på 1249kNm, som er enda nærmere beregningen.

7.5.1.2 Kontrollmåling av rotasjon

For å kontrollere fysisk at det er rotasjon i knutepunktet, ble det utført avstandsmålinger med bladmåler mellom endeplaten og bakplaten. I denne forbindelsen er det utført slike kontrollmålinger fra serie 4 til serie 6.

Som nevnt tidligere, er det ikke blitt gjennomført målinger for hver enkelt belastning og målingene for hver serie er heller ikke nødvendigvis utført for samme belastning. Men ettersom verdiene som er målt for serie 4 og 5 går tilbake til utgangspunktet, med henholdsvis 10 og 5 på venstre og høyre side, vil verdiene som er målt ved økende belastning kunne bli benyttet til å dekke de manglende målingene i serie 6. Men siden serie 6 ikke går tilbake til utgangspunktet, kan ikke verdiene fra serie 4 og 5 benyttes til å fylle tomrommene ved avlastningen. Dette gjør at det kan dannes en ganske detaljert kurve for avstandene mellom bakplaten og endeplaten opp til en belastning på 87,5kg, se Figur 7.12, men for minkende belastning vil det bli litt mindre detaljert.

Oversiden av forbindelsen



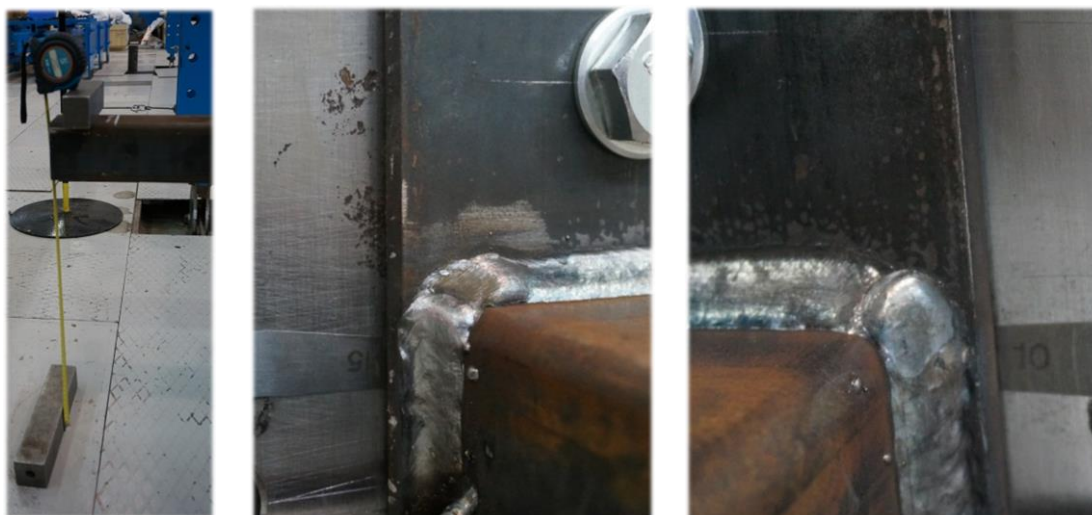
Figur 7.12: Målinger for avstanden mellom bakplaten og endeplaten ved belastningsserie 6.

Fra stolpediagrammet i Figur 7.12 kan det med sikkerhet sies at knutepunktet blir rotert ved økende belastning. For en belastning på opptil 87,5 kg, som stolpediagrammet er basert på, vil det skje en liten permanent rotasjon i knutepunktet. Dette kan ses ved å sammenligne stolpene til venstre på figuren for 0 kg med de som er til høyre. Endringen i avstandene mellom endeplaten og bakplaten er 0,10mm til 0,15 og 0,05 til 0,10mm for henholdsvis venstre og høyre side. Ved å betrakte dataen for rotasjonsmålerne i Tabell F.1 ved serie 6, kan den gjennomsnittlige rotasjonen for høyre og venstre side finnes til å ha gått fra 0° til $0,008545^\circ$. Denne endringen er ytterst liten og regnes derfor ikke som plastisk enda, men det kan antas at grensen for når denne forbindelsen får plastiske deformasjoner er like over denne belastningen.

I Figur 7.13 og Figur 7.14 er målingene som er utført med bladmåleren, ved henholdsvis makslast på 87,5 kg og ved 0 kg etter at lasten er tatt bort, vist for serie 6.



Figur 7.13: Utførelse av avlesning med bladmåler for serie 6 påkjent av makslast på 87,5kg.

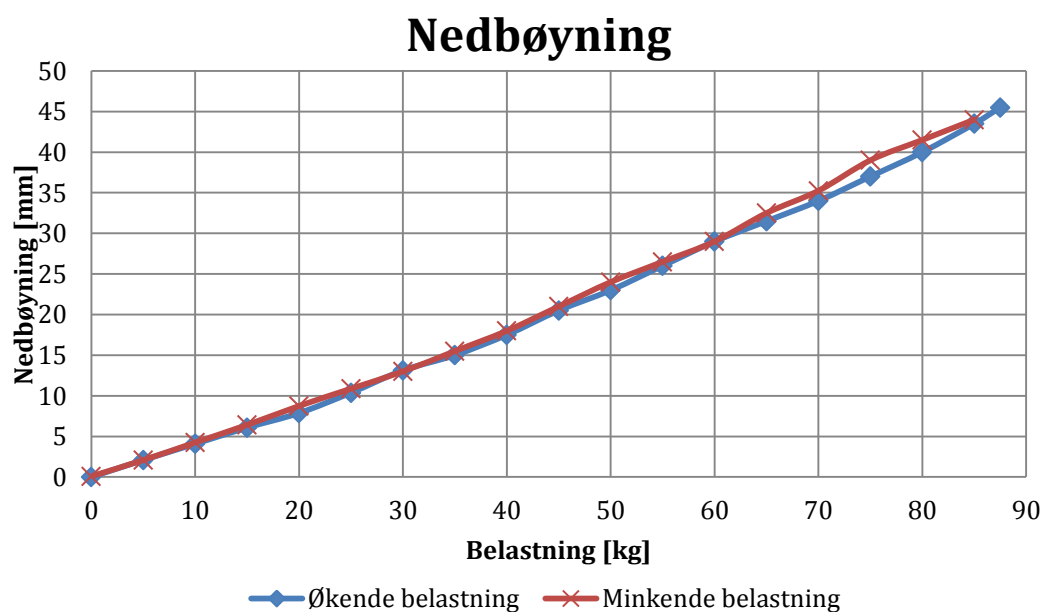


Figur 7.14: Utførelse av avlesning med bladmåler for serie 6 når lasten er tatt bort.

7.5.1.3 Nedbøyning

Nedbøyningen som funksjon av belastningen er vist i Figur 7.15, diagrammet er basert på gjennomsnittet av nedbøyningen for seriene 1 til 6. Disse tallverdiene kan slås sammen siden nedbøyningen gikk tilbake til 0 på samtlige serier etter at lasten var tatt bort.

Det er tegnet kurve både for når kraften økes og når den avtar. Dette er tatt med for å vise at nedbøyningen går lineært både opp og ned, og går tilbake til 0 når lasten forsvinner. Det beviser at forsøksobjektet oppfører seg elastisk med en belastning på 87,5 kg.



Figur 7.15: Nedbøyning basert på gjennomsnittet av tallene for seriene 1 til 6.



Figur 7.16: Avlesning av forskyvning for 70 kg til venstre og for ingen belastning på de to bildene til høyre.

Beregningen av nedbøyningen er utført ved å lese av ved ingen belastning og deretter trekke fra for avlesningen for hvert enkelt belastningstilfelle, eksempel på utregningen kan ses i uttrykk (7.3) hvor nedbøyningen for situasjonen i Figur 7.16 er beregnet.

$$\delta_{Opp,6,70} = N_0 - N_{70} = 460\text{mm} - 421\text{mm} = 39\text{mm} \quad (7.3)$$

Deretter er gjennomsnittet for alle avlesningene for hver belastning beregnet, og kurven tegnet. Nedbøyningen for hver enkelt serie ved start, maks belastning og slutt er gitt i Tabell 7.2.

Tabell 7.2: Nedbøyning for hver serie angitt i mm ved belastning i Y-retning.

| | Serie 1 | Serie 2 | Serie 3 | Serie 4 | Serie 5 | Serie 6 |
|-------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| Start | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| Maks | 13,5 | 13 | 15 | 31,5 | 37 | 45,5 |
| Slutt | 0,5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

Ved å trekke fra for nedbøyningen til profilet, gitt i (7.4), for de bestemte belastningene, vil nedbøyningen på grunn av rotasjonen i knutepunktet kunne bestemmes, se (7.5). Annet arealmoment som er benyttet i denne sammenhengen er beregnet ut fra målene til prøvestykket, se Vedlegg E avsnitt E.2.1

$$\delta_{profil.P} = \frac{PL_c^3}{3EI_y} \quad (7.4)$$

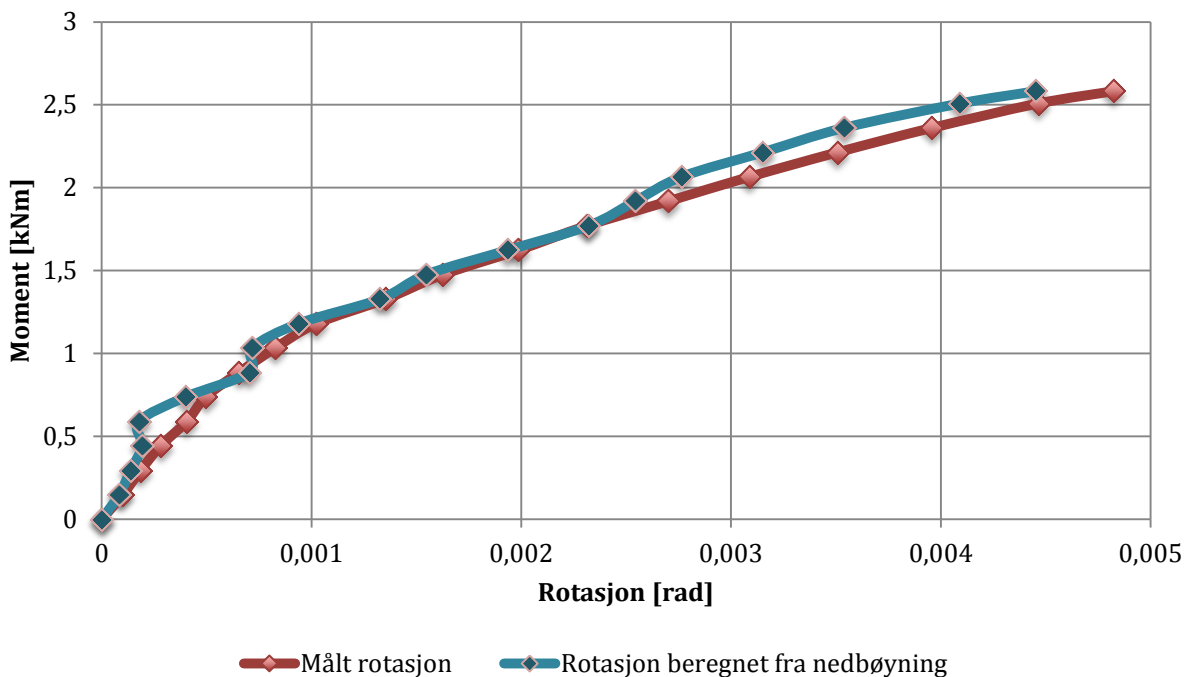
$$\delta_{rotasjon.P} = \delta_{tot.P} - \delta_{profil.P} \quad (7.5)$$

Når denne verdien er bestemt, kan rotasjonen i knutepunktet finnes i radianer ved likning (7.6).

$$\varphi_{rot} = \frac{\delta_{rotasjon.P}}{L_c} \quad (7.6)$$

I Figur 7.17 er kurven for beregningene ved rotasjonen i knutepunktet som følge av nedbøyningen, sammenlignet med de målte verdiene fra klinometrene i Figur 7.11. Ut fra denne sammenligningen kan det trekkes en konklusjon om at den målte stivheten og nedbøyningen stemmer godt overens totalt sett. Det er litt variasjon, men dette kan skyldes litt unøyaktig måling av nedbøyningen.

Moment - Rotasjon



Figur 7.17: Målt rotasjon sammenlignet med beregnet rotasjon fra nedbøyningen.

7.5.2 Belastning i Z-retning – Bøyning om svak akse

For belastning i denne retningen ble det, grunnet tidsforbruk, bare gjennomført tre serier. Den informasjonen som er samlet inn regnes likevel som tilstrekkelig. De tre seriene ble alle gjennomført med forskjellig makslast, som Tabell 7.3 viser. Totalt sett dekker disse seriene 0 til 100 kg med maksimalt 5 kg sprang på belastningen.

Tabell 7.3: Maksimal belastning for hver serie i Z-retning angitt i kg og omregnet til moment.

| Serie | 1 | 2 | 3 |
|----------------------|-------|-------|-------|
| Maks belastning (kg) | 37,5 | 60 | 100 |
| Moment (kNm) | 1,107 | 1,771 | 2,951 |

7.5.2.1 Rotasjon

Ved belastning i Z-retning, slik at knutepunktet bøyes om svak akse, er rotasjonskurven som illustrert i Figur 7.18. Ut fra diagrammet og verdiene er det estimert at den lineære delen går fra 0 kNm og opp til omkring 1,03 kNm, som tilsvarer en punktlast på 35 kg.

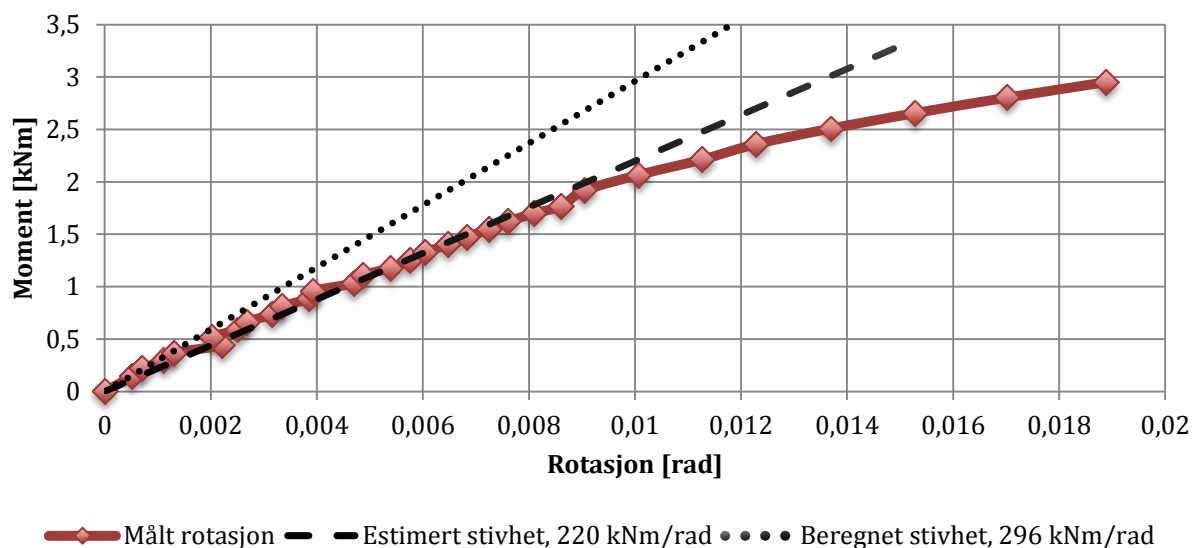
Knutepunktets stivhet fra forsøksdataene blir da som vist i (7.7).

$$S_{j,z} = \frac{1,0327968 \text{ kNm}}{0,0046982 \text{ rad}} \approx 220 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}} \quad (7.7)$$

Den stivheten som er beregnet i kapittel 6, uttrykk (6.62), for denne lastsituasjonen, er gjengitt her i (7.8) for sammenligning.

$$S_{j.ini.z} = 296 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}} \quad (7.8)$$

Moment - Rotasjon

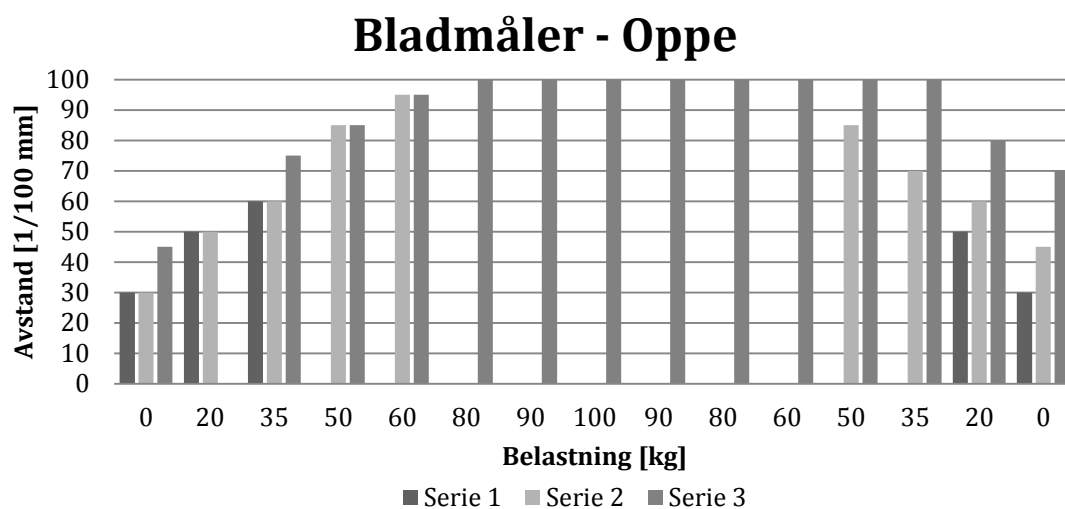


Figur 7.18: Rotasjonskurven for knutepunktet ved bøyning om svak akse.

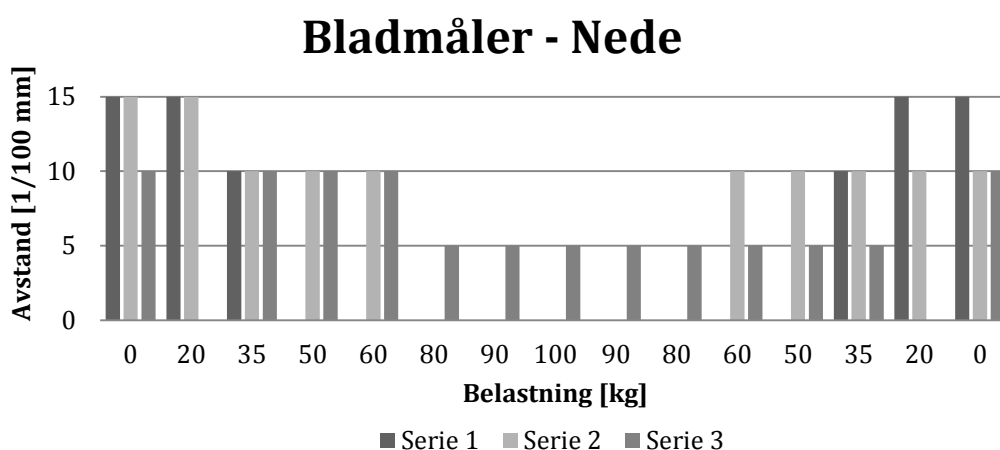
Ved å sammenligne disse verdiene kan det konkluderes med at knutepunktet er beregnet til å være stivere enn det som faktisk er tilfellet. Men i likhet med stivhetskuren for belastning langs Y-asken, er det ikke lett å definere den lineære delen av kurven. Dermed kan forbindelsen være stivere enn det som er antatt her.

7.5.2.2 Kontrollmåling av rotasjon

For denne lastsituasjonen ble det benyttet bladmåler ved utførelse av samtlige serier. Den målte dataen er vist i stolpediagrammene i Figur 7.19, for oversiden av forbindelsen, og Figur 7.20 for undersiden.



Figur 7.19: Måling av avstanden oppe mellom bakplate og endeplate, sentrert på profilet.

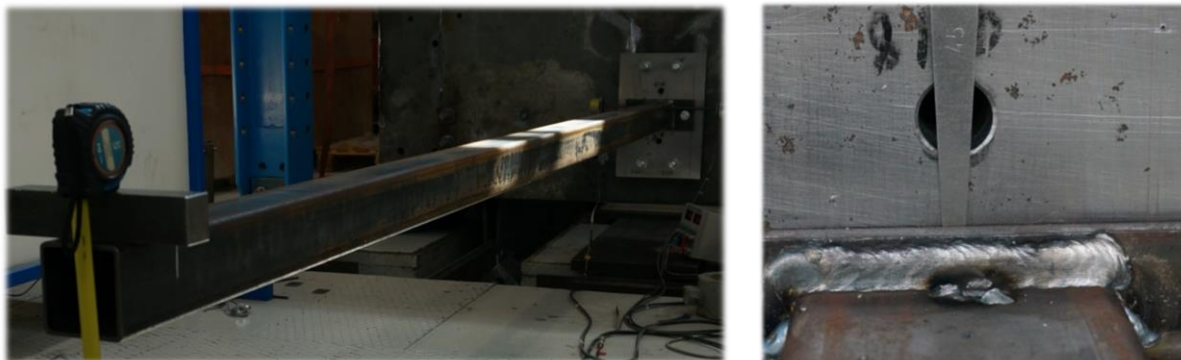


Figur 7.20: Måling av avstanden nede mellom bakplate og endeplate, sentrert på profilet.

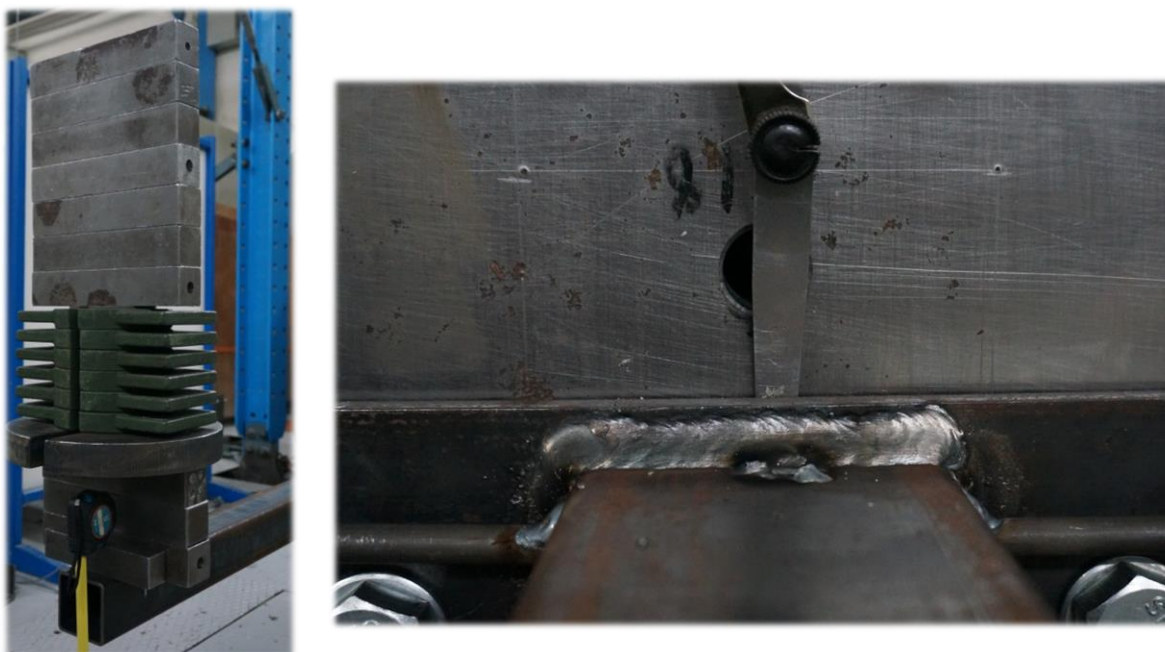
For den første serien med maks belastning på 35kg, gikk både den øvre og nedre målerverdien tilbake til utgangspunktet. Ved andre gjennomgang ble avstandene mindre på undersiden da lasten ble tatt bort etter fullført serie. Det betyr at det har skjedd en liten rotasjon i knutepunktet. Avstanden oppe har samtidig økt litt fra 0,30 mm til 0,45 mm, se Figur 7.19.

Før forsøket var det ganske god avstand nede med 0,15 mm. Hadde forbindelsen vært i kontakt langs hele trykkområdet nede fra starten av, ville det antageligvis ikke oppstått rotasjon så tidlig, i tillegg ville det ikke blitt så stor rotasjon totalt sett.

Den tredje serien gir stor variasjon oppe fra start til slutt ved å gå fra 0,45 til 0,70 mm, men nede går avstanden tilbake til utgangspunktet, på 0,10 mm. Det bør også legges merke til at ved maks belastning på 100kg er det fortsatt ikke full kontakt mellom platene ved trykkområdet, i underkant av forbindelsen. Men etter så store endringer oppe tyder dette på at den plastiske grensen er overskredet. I Figur 7.21 og Figur 7.22 er det vist hvor avlesningen er foretatt og hvordan lasten er plassert for henholdsvis 0 kg og 100kg.



Figur 7.21: Avlesning av bladmåler for serie 3 før lasten legges på. Bladmåleren i bildet til høyre viser 0,45 mm.

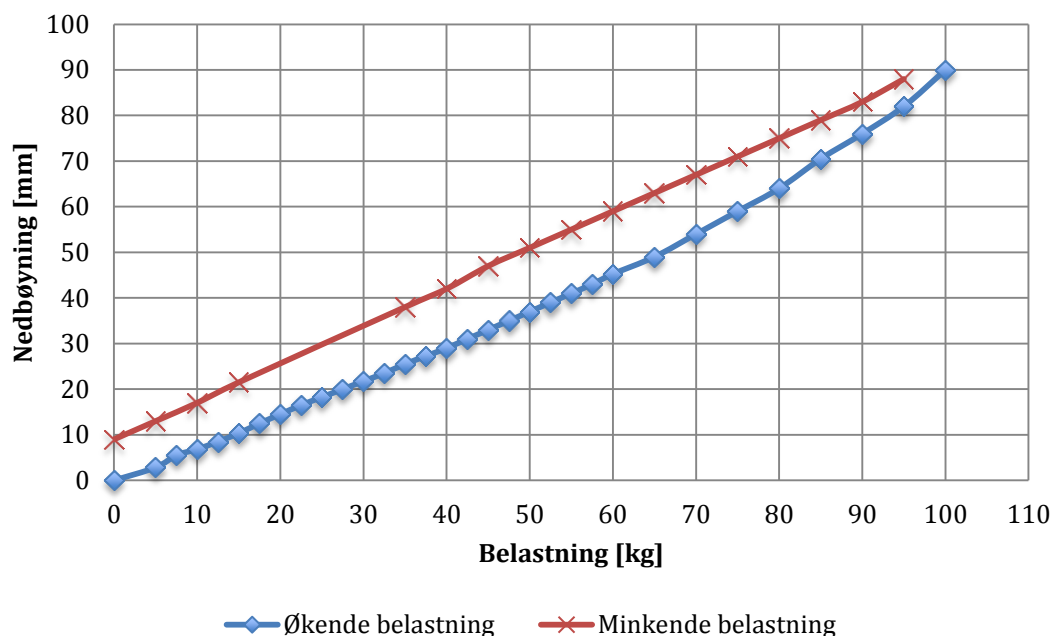


Figur 7.22: Avlesning av bladmåler for serie 3 ved maks belastning på 100kg. På bildet til høyre er det vist at 1,00 mm går lett mellom platene.

7.5.2.3 Nedbøyning

Som for belastning i Y-retning, er det også her illustrert nedbøyning både ved økende og minkende belastning, se Figur 7.23.

Nedbøyning



Figur 7.23: Gjennomsnittlig nedbøyning ved økende belastning og ved minkende belastning for serie 3.

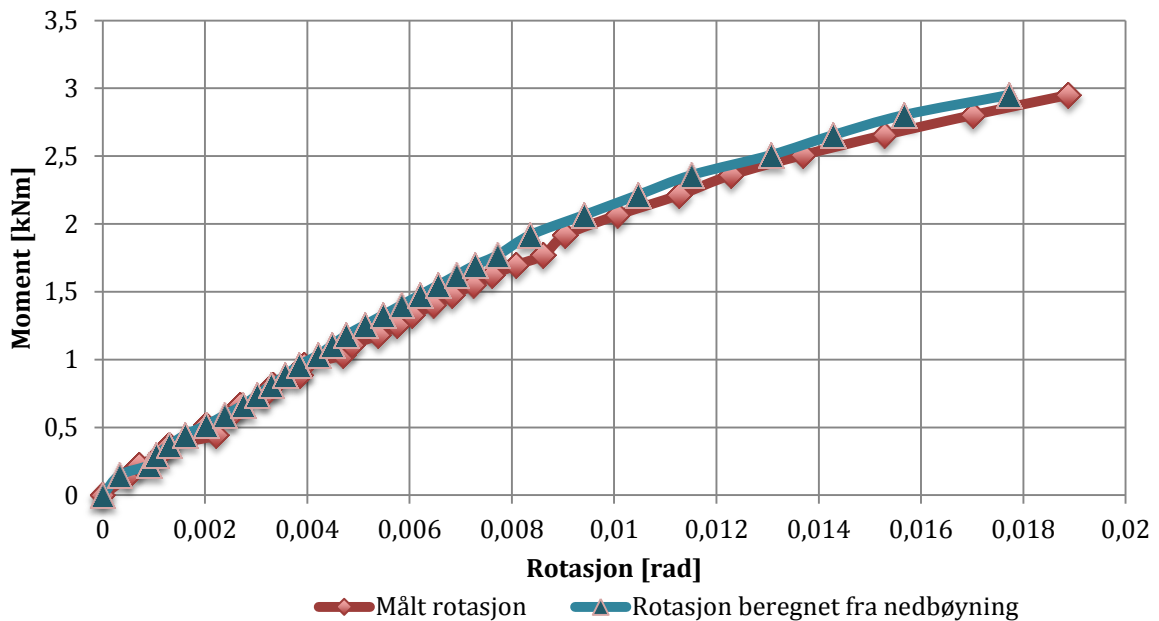
Det er valgt å slå sammen verdiene for nedbøyning ved økende belastning for serie 1 til 3 siden disse er ekstremt lik hverandre, for deretter å bare benytte verdiene fra den tredje serien ved avtagende belastning. For serie en og to går nedbøyningen tilbake etter at belastningen er fjernet, se Tabell 7.4. Men ved den tredje er det målt en varig nedbøyning på 9 mm. Dette tyder på at det har skjedd en plastisk deformasjon i knutepunktet.

Tabell 7.4: Nedbøyning for hver serie angitt i mm ved belastning i Z-retning.

| | Serie 1 | Serie 2 | Serie 3 |
|--------------|---------|---------|---------|
| Start | 0 | 0 | 0 |
| Maks | 27,5 | 45,5 | 90 |
| Slutt | 0,5 | 1 | 9 |

Ved å benytte samme fremgangsmåte som tidligere kan nedbøyningen som kommer av rotasjonen i knutepunktet bestemmes. Deretter kan rotasjonen i knutepunktet finnes og sammenlignes med de målte verdiene, se Figur 7.24.

Moment - Rotasjon



Figur 7.24: Målt rotasjon sammenlignet med beregnet rotasjon fra nedbøyningen.

Fra figuren ser det ut som kurvene stemmer veldig godt overens. De små variasjonene kan skyldes litt avvik på avlesningen, men selvfølgelig kan det også være litt på grunn av bjelkeformelen for nedbøyning.

7.5.3 Bakgrunn for stivhetsdiagrammene

For å tegne diagrammene i Figur 7.11 og Figur 7.18 er gjennomsnittet av venstre og høyre måler først beregnet for hver belastning i hver enkelt serie, se (7.9).

$$R_{gj.P.s} = \frac{R_{V.P.s} + R_{H.P.s}}{2} \quad (7.9)$$

Hvor

$R_{V.P.s}$ er avlesningen fra venstre klinometer for lasten, P, ved serie, s.

$R_{H.P.s}$ er avlesningen fra høyre klinometer for lasten, P, ved serie, s.

$R_{gj.P.s}$ gjennomsnittlig verdi for lasten, P, ved serie, s.

Deretter er det tatt gjennomsnittet av alle verdiene ved hver enkelt belastning for å finne en felles verdi, R_P , se (7.10).

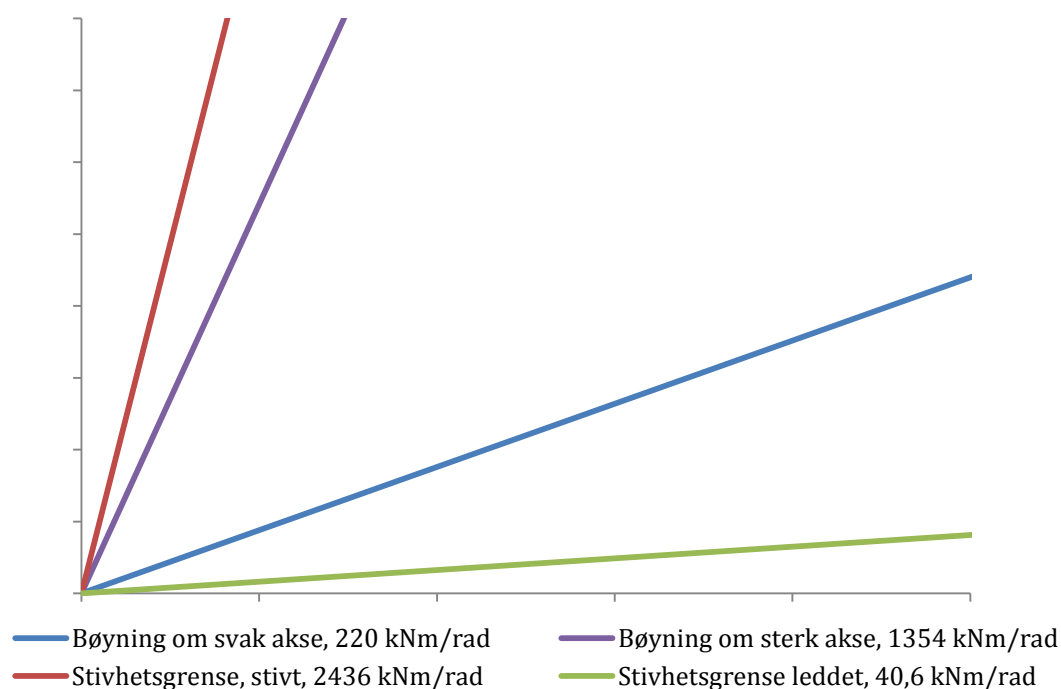
$$R_P = \frac{\sum_{s=1}^n R_{gj.P.s}}{\sum s} \quad (7.10)$$

For diagrammet med belastning i Y-retning, vil antall verdier for hver enkelt belastning variere fra 1 til 6. Det vil si at, for området med belastning på 0-30kg som har 4 til 6 verdier pr 5kg, er denne delen av kurven veldig godt tilpasset. Dette gjelder selvfølgelig så lenge det ikke blir plastiske deformasjoner, som vil si at rotasjonen og nedbøyningen går tilbake til null for hver serie. Hvis det opptrer plastiske deformasjoner på siste serie, vil ikke det ha noen betydning for tallverdiene på lav belastning. Ved å betrakte målingene for rotasjon i Vedlegg F, kan det uansett konkluderes med at det ikke oppstår plastiske deformasjoner for disse seriene.

7.6 Evaluering av resultatene

Beregningene i kapittel 6 stemte veldig godt med forsøksresultatene for bøyning om sterk akse. For Z-retningen stemte ikke beregningene like bra. Verdiene fra forsøket tilsa en mykere forbindelse enn det som var beregnet, men forskjellen var ikke så store.

Forbindelsen var, som nevnt tidligere, valgt ut som en forbindelse som er vanlig å betrakte som leddet i dimensjoneringsanalysene. Klassifiseringen av forbindelsen under kapittel 6, hvor forbindelsen ble klassifisert som delvis stiv, blir bekreftet gjennom resultatene fra forsøket. I Figur 7.25 er stivhetene som er funnet gjennom forsøket plottet opp mot stivhetsgrensene som ble funnet i kapittel 6.



Figur 7.25: Plott som viser hvordan stivhetene fra forsøket ligger i forhold til grenseverdiene for stivhet.

Ved å betrakte figuren er det lett å se at stivheten for bøyning om svak akse, som er utformet på en måte som skal tilsi leddete egenskaper, ligger høyt over stivhetsgrensen for leddete søyleføtter som ble funnet i avsnitt 6.4 Dette bekrefter påstanden til Wald et al. [2] om at en slik grenseverdi er unødvendig.

8 Beregning av kapasitet – Søylefot

8.1 Innledning

I dette kapitlet er det utført kapasitetsberegninger av forbindelsen fra kapittel 6 og 7. Disse er utført i henhold til NS-EN 1993-1-1[18] og NS-EN 1993-1-8[1].

8.2 Geometri, data og materialfaktorer

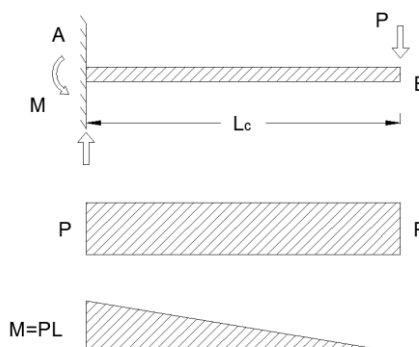
Geometrien er lik som for beregning av stivhet i kapittel 6. Materialfaktorene til profilet, boltene og sveisen er definert i Tabell 8.1, mens endeplatens materialfaktorer kan settes til 1,0 siden det er utført strekkforsøk av materialet, resultatene fra strekkforsøket er vist i Vedlegg G.

Tabell 8.1: Materialfaktorer.

| Platens materialfaktor | Profilets materialfaktor | Materialfaktor for bolter og sveis |
|------------------------|--------------------------|------------------------------------|
| $\gamma_{M0} = 1,0$ | $\gamma_{M0,p} = 1,05$ | $\gamma_{M2} = 1,25$ |

8.3 Krefter

Det statiske systemet blir som illustrert i Figur 8.1, hvor også skjær og momentdiagrammet er tegnet opp. Det er ikke tatt hensyn til egenlasten i beregningene, som forventes å utgjøre veldig lite.



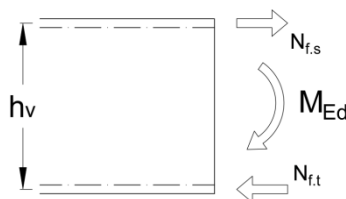
Figur 8.1: Det statiske systemet, skjærkraftdiagram og momentdiagram.

Skjærkraften og momentet i systemet ved punkt A blir som i uttrykkene (8.1) og (8.2).

$$V_{Ed} = P \quad (8.1)$$

$$M_{Ed} = PL_c \quad (8.2)$$

Det antas, som i kapittel 6, at momentet i bjelken går som strekk og trykk i henholdsvis øvre og nedre vegg av profilet, se Figur 8.2. Dette er, som nevnt, en veldig konservativ antagelse.



Figur 8.2: Antatt kraftfordeling i tverrsnittet.

Momentarmen for strekk og trykkraften i profilet, h_v , blir som uttrykt i (8.7)

$$h_v = b - t = 76\text{mm} \quad (8.7)$$

8.4 Kontroll av profilet

Profilet kontrolleres i henhold til reglene i NS-EN 1993-1-1[1]. Data som er nødvendig for å kunne bestemme kapasiteten er vist i Tabell 8.2. For kontroll av profilet er det valgt å benytte data fra Profiler og formler[13], dette er siden forskjellen er ytterst liten.

Tabell 8.2: Nødvendig data om profilet.

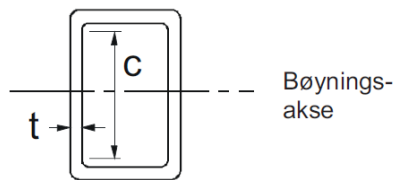
| Flytgrense f_y | Strekfasthet, Profil f_u | Profilets lengde L_c | Plastisk tverrsnittsmodul W_{pl} | Ikke senkeskrue k_2 |
|---------------------|-------------------------------|---------------------------|---------------------------------------|--------------------------|
| 355N/mm^2 | 510N/mm^2 | 3000 mm | $34,3 \cdot 10^3\text{mm}^3$ | 0,9 |

Først bestemmes tverrsnittsklassen. Kravet for tverrsnittsdeler som utsettes for bøyning ved klasse 1 er gitt i uttrykk (8.3), og for tverrsnittsdeler som er utsatt for trykk i (8.4).

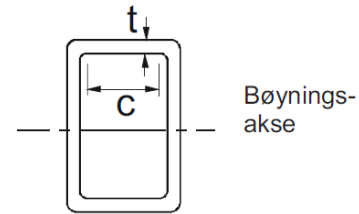
Nødvendige mål er som illustrert på Figur 8.3 og Figur 8.4 med verdier gitt i Tabell 8.3.

$$\frac{c}{t} \leq 72\varepsilon \quad (8.3)$$

$$\frac{c}{t} \leq 33\varepsilon \quad (8.4)$$



Figur 8.3: Mål for bestemmelse av tverrsnitts klasse for del påkjent av bøyning.[1]



Figur 8.4: Mål for bestemmelse av tverrsnitts klasse for del påkjent av trykk.[1]

Der tøyningen, ε er uttrykt ved (8.5).

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y} = \sqrt{235/355} = 0,81 \quad (8.5)$$

Tabell 8.3: Avstander for bestemmelse av profilets tverrsnitts klasse.

| Tverrsnitts del påkjent av bøyning | | Tverrsnitts del påkjent av trykk | |
|------------------------------------|-------------------|----------------------------------|-------------------|
| $c = b - 2(t + r) = 64\text{ mm}$ | $t = 4\text{ mm}$ | $c = 64\text{ mm}$ | $t = 4\text{ mm}$ |

Klassifiseringen av tverrsnittet blir som vist i (8.6) og (8.7).

$$\frac{c}{t} = 16 \leq 72\varepsilon \approx 58 \quad (8.6)$$

$$\frac{c}{t} = 16 \leq 33\varepsilon \approx 26 \quad (8.7)$$

➤ Beregner profilets momentkapasitet

Siden begge delene tilfredsstiller kravet til tverrsnittsklasse 1 kan dimensjonerende kapasitet mot bøyning regnes som i uttrykk (8.8).

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0,p}} = 11,6\text{kNm} \quad (8.8)$$

Maks belastning i punkt B ut fra momentkapasiteten, $P_{maks.1}$, kan nå beregnes, se (8.9)

$$P_{maks.1} = \frac{M_{c,Rd}}{L_c} = 3,86\text{kN} \quad (8.9)$$

8.5 Kapasitet av knutepunktet ved bøyning om sterk akse

Kapasiteten beregnes her etter komponentmetoden i knutepunktstandarden[1].

Komponentene som skal kontrolleres er følgende:

- Boltene
- Sveisen
- Endeplate påkjent av bøyning

8.5.1 Kontroll av boltene

Nødvendig data for beregning av kapasitet er listet i Tabell 8.4. Boltene er av samme typen som tidligere, M16 med 8.8 kvalitet.

Tabell 8.4: Nødvendig data for å beregne kapasiteten til boltene.

| | Diameter bolt | Hull-diameter | Tykkelse endeplate | Spenningsareal | Ikke-senkeskrue |
|------------|---------------|---------------|--------------------|---------------------|-----------------|
| α_v | d | d_0 | t_p | A_s | k_2 |
| 0,6 | 16 mm | 17 mm | 8 mm | 157 mm ² | 0,9 |

| Boltens flytgrense | Boltens strekkfasthet | Endeplatens flytgrense | Boltens strekkfasthet |
|-----------------------|-----------------------|------------------------|-----------------------|
| $f_{y,b}$ | $f_{u,b}$ | $f_{y,p}$ | $f_{u,p}$ |
| 640 N/mm ² | 800 N/mm ² | 405 N/mm ² | 520 N/mm ² |

Det antas at den øvre bolten tar all strekkraft og den nedre bolten tar skjærkreftene.

- Skjærkapasitet

Boltens skjærkapasitet blir som beregnet i (8.10)

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v f_{u,b} A_s}{\gamma_{M2}} = 60 \text{ kN} \quad (8.10)$$

Maks belastning i punkt B på grunn av skjærkapasiteten til bolten blir som gitt i (8.11).

$$P_{maks.2} = F_{v,Rd} = 60 \text{ kN} \quad (8.11)$$

- Hullkantrykk

Kapasitet for hullkantrykk beregnes ved å ta hensyn til ende avstandene parallelt med kraftretningen, i uttrykk (8.12) og (8.13), og på tvers i (8.14).

$$\alpha_d = \frac{e_x}{3d_0} = 0,588 \quad (8.12)$$

$$\alpha_b = \min\left(\alpha_d, \frac{f_{u,b}}{f_{u,p}}, 1,0\right) = 0,588 \quad (8.13)$$

$$k_1 = \min\left(2,8 \cdot \frac{e}{d_0} - 1,7, 2,5\right) = 2,5 \quad (8.14)$$

Deretter benyttes uttrykk (8.13) og (8.14) til å finne kapasiteten som vist i (8.15).

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \alpha_b f_{u,b} d t_p}{\gamma_{M2}} = 120 \text{ kN} \quad (8.15)$$

Største punktlast på grunn av hullkantrykk skrives som i (8.16).

$$P_{maks.3} = F_{b,Rd} = 120 \text{ kN} \quad (8.16)$$

➤ Strekkapasitet

Boltens strekkapasitet er gitt ved uttrykket i (8.17).

$$F_{t.Rd} = \frac{k_2 f_{u,b} A_s}{\gamma_{M2}} = 90 \text{ kN} \quad (8.17)$$

Avgjørende punktlast med hensyn på boltens strekkapasitet er som vist i (8.18).

$$P_{maks.4} = \frac{1}{L_c + t_p} F_{b.Rd} \cdot \left[e_1 + \frac{t}{2} + h_v \right] = 3,5 \text{ kN} \quad (8.18)$$

8.5.2 Kontroll av sveis

Det antas at sveisen på øvre del av profilet tar all strekkraft og sveisene på siden tar all skjærkraft.

Tabell 8.5: Nødvendig data for å kunne bestemme sveisens kapasitet.

| A-mål | Korrelasjonsfaktor | Bredden av profilet |
|-------|--------------------|---------------------|
| a_c | β_W | b |
| 4 mm | 0,9 | 80 mm |

➤ Strekk

Tilgjengelig lengde på sveisen er satt til å være bredden på profilet, se (8.19).

$$l_{sveis,t.eff} = b = 80 \text{ mm} \quad (8.19)$$

Det tilgjengelige arealet av sveisen som er satt til å ta strekk, blir dermed som i (8.20).

$$A_{W.t} = a_c l_{sveis,t.eff} = 320 \text{ mm}^2 \quad (8.20)$$

Siden profilet sveises til endeplaten med 90° , blir uttrykket for kapasiteten rettvinklet på sveisen som vist i (8.21). Profilets verdi for strekkfasthet, som er gitt i Profiler og formler[13], er lavere enn den målte verdien for endeplaten, dermed benyttes profilets verdi, f_u , i beregningene.

$$F_{W.t.Rd} = \frac{f_u A_{W.t}}{\sqrt{2} \beta_W \gamma_{M2}} = 108 \text{ kN} \quad (8.21)$$

Maksimal punktlast på grunn av strekksveisen er gitt i (8.22).

$$P_{maks.5} = \frac{1}{L_c + t_p} F_{W.t.Rd} \cdot h_v = 2,7 \text{ kN} \quad (8.22)$$

➤ Skjær

Tilgjengelig lengde blir dobbelt så stor som for sveisen med strekk, se (8.23).

$$l_{sveis,s.eff} = 2b = 160 \text{ mm} \quad (8.23)$$

Arealet av sveisen som skal ta opp skjær, blir da som vist i (8.24).

$$A_{W.s} = a_c l_{sveis,s.eff} = 640 \text{ mm}^2 \quad (8.24)$$

Kapasiteten langs sveisen blir som beregnet i (8.25).

$$F_{W.s.Rd} = \frac{f_u A_{W.s}}{\sqrt{3} \beta_W \gamma_{M2}} = 167 \text{ kN} \quad (8.25)$$

Den maksimale punktlasten på grunn av kapasiteten til skjærsveisen er gitt i (8.26).

$$P_{maks.6} = F_{W.s.Rd} = 167 \text{ kN} \quad (8.26)$$

8.5.3 Kapasitet av T-stykke

I kapittel 6 ble den effektive lengden av T-stykket definert til å være $l_{eff,y} = 50 \text{ mm}$, og i kapittel 5 ble bruddmode 1, 2 og 3 presentert. Disse benyttes nå til å beregne kapasiteten av T-stykket.

Først må den plastiske momentkapasiteten for platen bestemmes som vist i (8.27).

$$M_{pl.1.Rd} = 0,25 \sum l_{eff.1} t_p^2 f_{y.p} = 0,324 \text{ kNm} \quad (8.27)$$

➤ Bruddmode 1

Denne representerer fullstendig flytning i flensen og er beregnet i (8.28).

$$F_{T.1.Rd} = \frac{4M_{pl.1.Rd}}{m_x} = 37 \text{ kN} \quad (8.28)$$

Maksimal punktlast blir som angitt i (8.29).

$$P_{maks.7} = \frac{1}{L_c + t_p} F_{T.1.Rd} h_v = 0,92 \text{ kN} \quad (8.29)$$

➤ Bruddmode 2

Ved denne bruddformen vil det skje flytning i flensen sammenfallende med skruebrudd, se utregningen i (8.30).

$$F_{T.2.Rd} = \frac{2M_{pl.1.Rd} + e_x F_{t.Rd}}{m_x + e_x} = 51 \text{ kN} \quad (8.30)$$

Maksimal last i punkt B som følge av bruddmode 2 er gitt i (8.31).

$$P_{maks.8} = \frac{1}{L_c + t_p} (F_{T.2.Rd} h_v) = 1,3 \text{ kN} \quad (8.31)$$

➤ Bruddmode 3

Denne opptrer ved rent skruebrudd og er beregnet ut fra (8.32).

$$F_{T.3.Rd} = \sum F_{t.Rd} = 90 \text{ kN} \quad (8.32)$$

Den maksimale lasten for denne bruddformen er vist i (8.33)

$$P_{maks.9} = \frac{1}{L_c + t_p} (F_{T.3.Rd} h_v) = 2,3 \text{ kN} \quad (8.33)$$

8.5.4 Oppsummering

Den avgjørende kapasiteten finnes ved å ta den minste av de maksimale punktlastene i uttrykkene (8.9), (8.11), (8.16), (8.18), (8.22), (8.26), (8.29), (8.31) og (8.33). Dette er utført i uttrykk (8.34).

$$P_{maks} = \min \left(P_{maks.1}, P_{maks.2}, P_{maks.3}, P_{maks.4}, P_{maks.5}, P_{maks.6}, P_{maks.7}, P_{maks.8}, P_{maks.9} \right) = 0,92 \text{ kn} \quad (8.34)$$

∴ Det er bruddmode 1, fullstendig flytning i platen, som blir avgjørende.

Omregnet til kg utgjør dette en belastning som anvist i (8.35).

$$p_{maks} = \frac{P_{maks}}{g} = 94 \text{ kg} \quad (8.35)$$

For laboratorieforsøket med stivhetsmålingen er det ønskelig å ikke belaste opp til plastisk område på første gjennomgang. Dermed blir den kalkulererte høyeste belastningen, til denne delen av forsøket, som anvist i (8.36)

$$p_{maks.el} = \frac{1}{3} p_{maks} = 31,3 \text{ kg} \quad (8.36)$$

8.6 Kapasitet av knutepunktet ved belastning i Z-retning

Det ble ikke beregnet kapasitet ved bøyning om svak akse før forsøket. Årsaken var at det måtte etableres en ny/modifisert beregningsmodell siden dette ikke er dekt godt nok i knutepunktstandard[1]. I kapittel 9, avsnitt 9.5, er det utført kapasitetsberegninger for denne lastsituasjonen med bakgrunn i forsøksresultatene.

9 Laborieforsøk – Kapasitet

9.1 Innledning

I dette kapitlet blir det forklart hvordan kapasitetsforsøket er utført, og resultatene blir presentert. Deretter blir disse drøftet og sammenlignet med de antatte flytemønstrene og beregningene fra henholdsvis kapittel 6 og 8.

Det vil i tillegg bli beregnet kapasitet og ny stivhet om svak akse for det flytemønsteret som oppstod ved forsøket. Noe som igjen vil bli diskutert og sammenlignet med stivhetskurven fra kapittel 7.

9.2 Generelt

For kapasitetsforsøket var det ikke nødvendig å belaste i små sprang i det nedre området fra 0 til rundt 90 kg. Dette kom av at stivhetsforsøket hadde dekket dette området godt, men enkelte kontrollmålinger ble tatt.

Siden forsøksobjektet som ble benyttet under stivhetsforsøket fikk en liten plastisk deformasjon ved belastning i Z-retning, ble det gjennomført kapasitetsforsøk for denne belastningen med dette forsøksobjektet.

9.2.1 Utstyr og forsøksoppsett

Utstyret som ble benyttet ved dette laborieforsøket er det samme som er listet under kapittel 7.

9.3 Belastning i Y-retning – Bøyning om sterk akse

9.3.1 Generelt

For lastsituasjonen i Y-retningen ble det nødvendig å lage et nytt forsøksobjekt for kapasitetsforsøket. Forbindelsen ble kappet av profilet, og deretter ble en ny, identisk, endeplate sveist på. Her er det viktig å være klar over at det ble benyttet forskjellige sveiseapparat til de to prøveelementene. I Figur 9.1 og Figur 9.2 vises den visuelle forskjellen tydelig. Tykkelsen på sveisene ser ut til å være like og tilsvarer angitt mål på fabrikkasjonstegningen, gitt i Vedlegg 0. Det er valgt å navngi forsøksobjektene som nr. 1 og 2. En oversikt som viser hva som er utført med hvilket forsøksobjekt er gitt i Tabell 9.1.



Figur 9.1: Sveisen til forsøksobjekt 1.



Figur 9.2: Sveisen til forsøksobjekt 2.

Tabell 9.1: Forsøksobjektene og gjennomførte forsøk.

| | |
|------------------------|---|
| Forsøksobjekt 1 | <ul style="list-style-type: none"> - Stivhetsforsøk ved belastning både langs Y- og Z-aksen. - Kapasitetsforsøk for belastning langs Z-aksen. |
| Forsøksobjekt 2 | <ul style="list-style-type: none"> - Stivhetsforsøk for belastning langs Y-aksen. - Kapasitetsforsøk for belastning langs Y-aksen. |

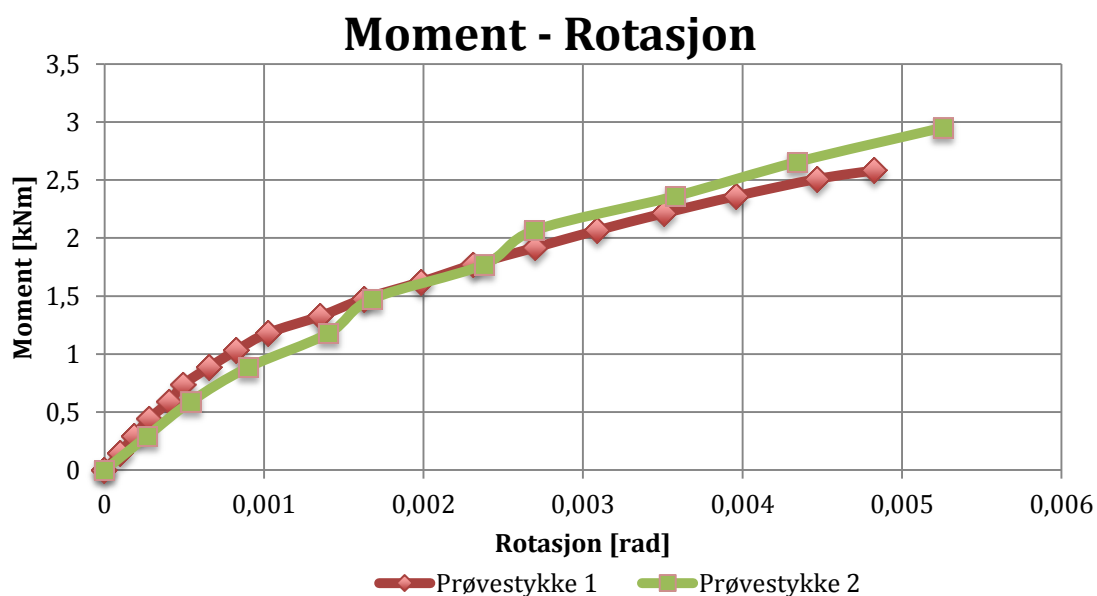
Siden profilet ble brukt om igjen, ble lengden til forsøksobjekt 2 noe kortere. For å oppnå samme lastsituasjon, med lik momentarm som ved forsøksobjekt 1, ble profilet forlenget ved å sveise på et flattstål, se Figur 9.3.



Figur 9.3: Forlengelse av profilet for å få riktig momentarm.

9.3.2 Sammenligning av forsøksobjektene stivhet

Det ble gjennomført en stivhetsmåling av det nye forsøksobjektet for å kunne sammenligne egenskapene til de to forbindelsene, og kontrollere at forskjellene, pga. blant annet endring av sveiseapparat, ikke var så store. Av hensyn til tidspres ble det bare gjennomført en serie med maksimal belastning på 100kg (2,943kNm). Sammenligningen mellom stivhetene til forsøksobjektene er vist i Figur 9.4.



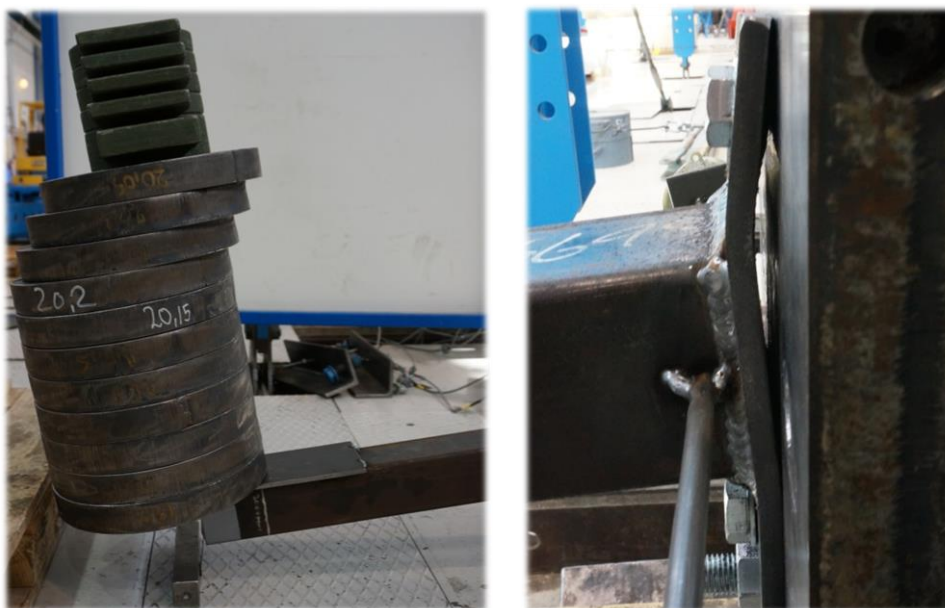
Figur 9.4: Sammenligning av stivhetene til prøve 1 og 2 ved belastning langs Y-aksen.

Som det kommer frem av punktdiagrammet i Figur 9.4, er stivheten relativt lik for forsøksobjektene. Forskjellen mellom forsøksobjekt 1 og 2 i den nedre delen av kurven, kan komme av endringen av sveiseapparatet. Men det kan også skyldes litt mindre datamengde og dermed utlukning av eventuelle feil. Siden forsøksobjekt 2 bare er basert på en gjennomføring i tillegg til dataen fra selve bruddforsøket, er grunnlaget for kurven litt dårligere enn for forsøksobjekt 1.

9.3.3 Utførelsen

Beregningen i kapittel 8 tilsa at forbindelsen skulle tåle en punktlast på 94 kg. Dermed ble det startet med store intervaller på vektene for hver avlesning. For å få vektene til å ligge stødig ble 5 kg klossen, som var benyttet under stivhetsforsøket for å få riktig angrepspunkt, utelatt i kapasitetsforsøket.

Etter at 120 kg var passert, ble økningen i last redusert til 10 kg per registrering. Ved en belastning på 250 kg begynte utkrageren å få en kraftig nedbøyning og klare deformasjoner i forbindelsen, se Figur 9.5. Den hadde fortsatt klaring til gulvet, og lasten ble økt ytterligere.



Figur 9.5: Nedbøyning og deformasjon i forbindelsen ved belastning på 250 kg.

Dessverre var ikke utstyret og lastmetoden helt optimalt, og vektene fikk ikke nok friksjon til å stå i mot vinkelen som følge av nedbøyningen ved 270kg. Dette førte til at vektene skled av før avlesning. Selv om nedbøyningen ikke ble målt, ble det registrert at profilet fortsatt hadde avstand til gulvet ved denne belastningen.

For å illustrere endringen av platens fasong og kraften som virker i bolten, er det tatt bilde av forbindelsens overside ved forskjellig belastning. Disse er vist i Figur 9.6 og Figur 9.7 ved henholdsvis ingen belastning og 250 kg. Det er også tatt med et bilde som viser deformasjonen i forbindelsen og kontaktområdene, se Figur 9.8.



Figur 9.6: Oversiden av forbindelsen ved ingen belastning.



Figur 9.7: Oversiden av forbindelsen ved 250 kg.



Figur 9.8: Fasong på endeplaten under påkjenning av 250 kg.

Som et resultat av de store strekkreftene begynner det å bli tydelige mønster i platen rundt bolten som vist i Figur 9.7. Ved å studere Figur 9.7 og Figur 9.8, kan det også legges merke til at endeplaten har mistet kontakten med bakplaten oppe ute ved hjørnene langs fri-kanten. Men det er fortsatt kontakt rett ovenfor bolten. Det betyr at hevearmskraften er aktiv, og bolten blir utsatt for en ekstra strekkraft.

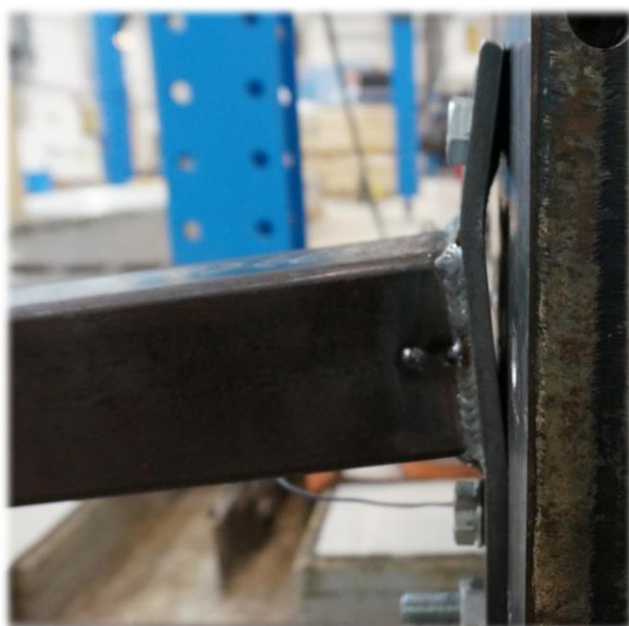
Ettersom vektene skled av ved 270 kg og ettersyn var påkrevd under forsøket, ble det for sent å gjennomføre resten av bruddforsøket den dagen. Dermed ble bare vektene tatt av forsøksobjektet, som ble stående med klinometrene påmontert med samme nullpunkt som ved utgangspunktet.

Forsøket ble gjenopptatt dagen etter med andre vekter samt en støtte av vekter som skulle hindre dem i å gli av. Før belastningen ble påført, ble verdiene fra klinometrene kontrollert med verdien fra kvelden før, og disse var identiske. Belastningen ble lagt på og en makslast på 280 kg ble nådd før utkrageren tok i gulvet med en nedbøyning på 398 mm, se Figur 9.9.



Figur 9.9: Makslast på 280 kg.

På figurene Figur 9.10 og Figur 9.11 er fasongen og utbøyningen av endeplaten illustrert ved maksimal belastning. Den maksimale utbøyningen av platen ble målt med skyvelære rett ovenfor sveisen og var på 9,4 mm.



Figur 9.10: Søyfefoten ved makslast på 280 kg, sett fra siden.



Figur 9.11: Detaljbilde som viser mål for utbøyningen av platen fra Figur 9.10 ved øvre sveis.

Belastningsstegene som ble benyttet under kapasitetsforsøket er listet i Tabell 9.2. Det må nevnes at i tillegg til avlesningen ved 270 kg, mangler dessverre tallverdiene for 240 kg på grunn av menneskelig svikt.

Tabell 9.2: Belastningsstegene i kilo [kg] og omregnet til moment [kNm].

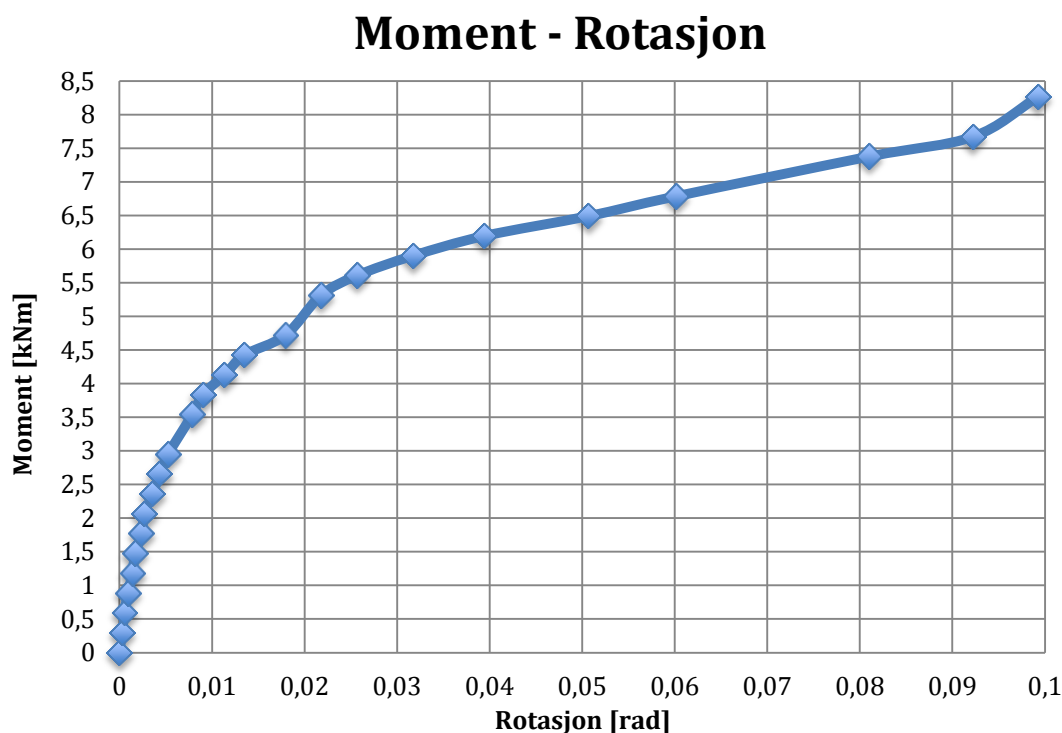
| | | | | | | | | | | | |
|-----|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| kg | 0 | 40 | 60 | 80 | 100 | 120 | 130 | 140 | 150 | 160 | 170 |
| kNm | 0 | 1,177 | 1,766 | 2,354 | 2,943 | 3,532 | 3,826 | 4,120 | 4,415 | 4,709 | 5,003 |

| | | | | | | | | | | | |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-----|-------|-------|-----|-------|
| kg | 180 | 190 | 200 | 210 | 220 | 230 | 240 | 250 | 260 | 270 | 280 |
| kNm | 5,297 | 5,592 | 5,886 | 6,180 | 6,475 | 6,769 | - | 7,358 | 7,652 | - | 8,240 |

9.3.4 Resultater

9.3.4.1 Rotasjon

Moment-rotasjonskurven for kapasitetsforsøket er vist i Figur 9.12. Denne er tegnet med måleverdiene for forsøksobjekt 2, basert både på tallene fra stivhetsforsøket og bruddforsøket.



Figur 9.12: Rotasjon som funksjon av moment, ved bøyning om sterk akse opp til brudd.

Profilet tok i gulvet ved 280 kg (8,24 kNm), med en rotasjon i knutepunktet på tilnærmet lik 0,1 radianer. Siden profilet tok i gulvet før rotasjonen, nedbøyningen og deformasjonen var ferdig utviklet ved 280 kg, er derfor det siste punktet i avslutningen av kurven litt usikkert. Hvis det hadde vært mer tilgjengelig høyde for nedbøyningen, ville punktet antageligvis vært lengere til høyre på kurven, slik at det ville blitt en fortsettelse av den lineære delen eller ført til en litt mer utflating av kurven.

9.3.4.2 Kapasitet

Det er flere måter å evaluere kapasiteten til forbindelsen på. Det kommer helt an på hvilke krav som stilles og hvor strenge disse kravene er. Her er det presentert to alternativer til kapasitetsevalueringen ut fra stivhetskurven vist i Figur 9.12.

Alternativ 1

Dette alternativet baserer seg på den lineær-elastiske stivheten, og går ut på å si at den plastiske kapasiteten til forbindelsen er der hvor rotasjonen er X ganger så stor som ved den lineær elastiske.

Det er her valgt å si at denne er 5 ganger så stor siden den lineær elastiske rotasjonen er liten og stivhetskurven har høyt stigningstall for mindre verdier av X .

For å finne punktet hvor dette kravet inntreffer, er det blitt målt på kurven og utført enkle beregninger fra tallene i Vedlegg F. Den lineær elastiske rotasjonen hvor den plastiske er 5 ganger så stor er gitt i uttrykk (9.1).

$$S_{j,el} = \frac{4,5 \text{ kNm}}{1354 \text{ kNm/rad}} = 0,0033 \text{ rad} \quad (9.1)$$

Den plastiske rotasjonen ved denne verdien er som beregnet i (9.2), ved å ta utgangspunkt i rotasjonen, $S_{j,pl,4,43}$, til punktet som ligger ved 4,43 kNm, og stigningstallet til kurven mellom de aktuelle punktene. Rotasjonen beregnet fra stigningstallet er definert som δ .

$$S_{j,pl} = S_{j,pl,4,43} + \delta = 0,0135 + \frac{(4,5 - 4,43) \text{ kNm}}{66,59 \text{ kNm/rad}} = 0,015 \text{ rad} \quad (9.2)$$

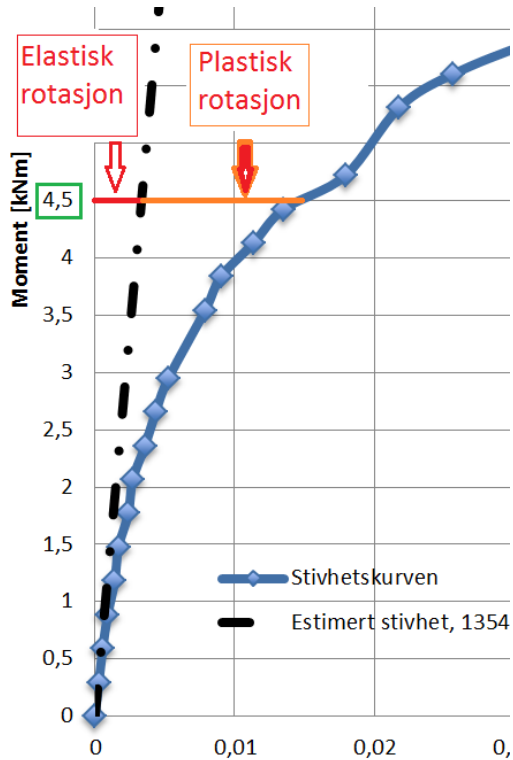
Det er lett å se at forholdet mellom $S_{j,pl}$ og $S_{j,el}$ tilsvarer $X = 5$. Dermed er kapasiteten **4,5 kNm** for dette alternativet.

Alternativ 2

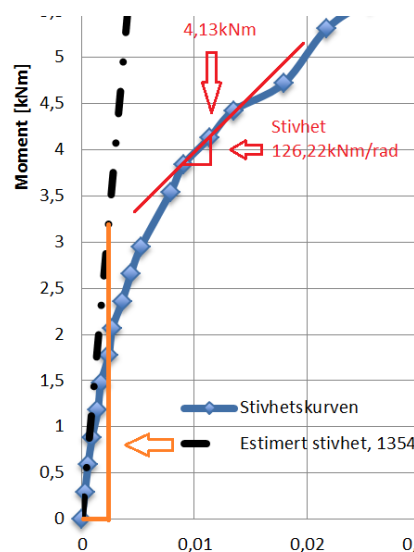
Her er det sagt at stivheten ved plastisk kapasitet er 1/10 av den for den lineær elastiske kurven, som vist i uttrykk (9.3).

$$S_{j,pl} = \frac{S_{j,el}}{10} = 135,4 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}} \quad (9.3)$$

Kapasiteten er funnet i Figur 9.14 ved å beregne de forskjellige stivhetene mellom hver måleverdi fra dataen i Vedlegg F og sammenligne med verdien i (9.1). Som vist på Figur 9.14 blir denne verdien på 126,2 kNm/rad, som tilsvarer **4,13 kNm** i bruddlast.



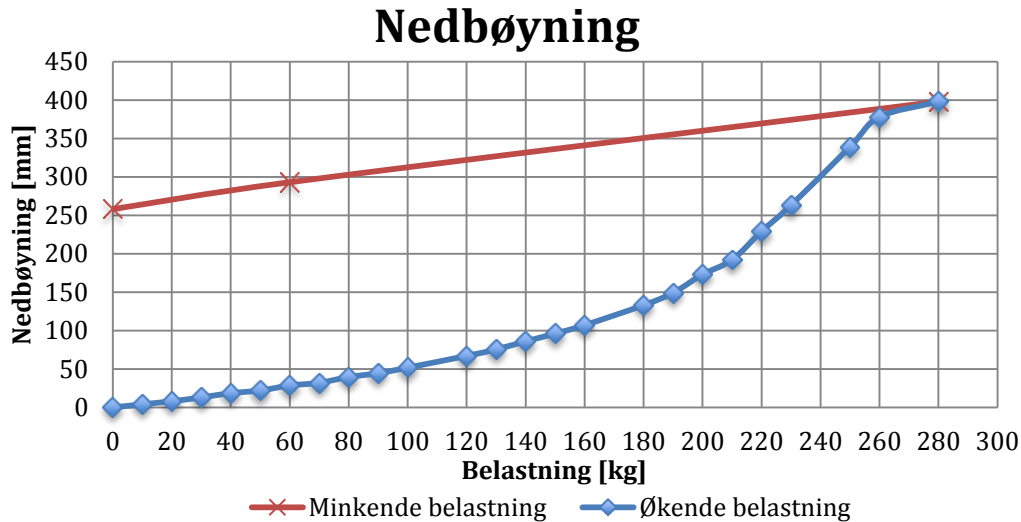
Figur 9.13: Kapasitet ved alternativ 1.



Figur 9.14: Kapasiteten ved alternativ 2.

9.3.4.3 Nedbøyning

Kurven for nedbøyning er vist i Figur 9.15. Denne er tilnærmet lineær frem til en belastning på 120 kg, deretter begynner nedbøyningen å øke mer i forhold til belastningen. Ved maksimal belastning hadde forsøksobjektet nådd gulvet med 398 mm nedbøyning.



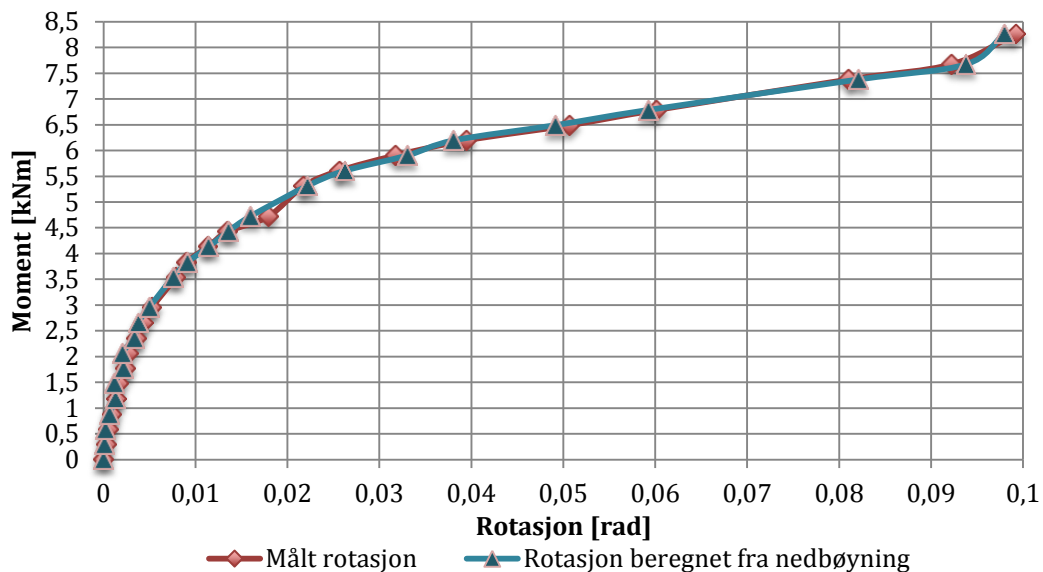
Figur 9.15: Nedbøyningen ved økende og avtagende belastning for last langs Y-aksen.

Som for rotasjonskurven, ville nedbøyningen for belastningen på 280 kg trolig vært enda større om ikke den hadde tatt i gulvet. Dermed blir det en usikker verdi ytterst på kurven som skaper en skarp knekk.

Da belastningen ble tatt av, hadde forsøksobjektet fått en permanent nedbøyning på 258 mm forårsaket av de plastiske deformasjonene.

På samme måte som ved stivhetsforsøket kan den målte rotasjonen inne ved forbindelsen kontrolleres ved å beregne denne ut fra nedbøyningen. Forskjellen mellom de to er vist i Figur 9.16 og kan sies å være veldig små, som betyr at rotasjonsmålingen er korrekt.

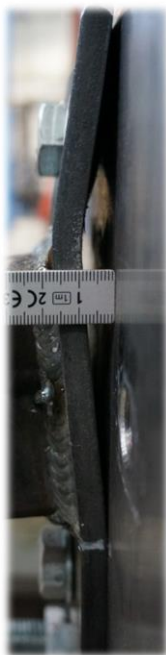
Moment - Rotasjon



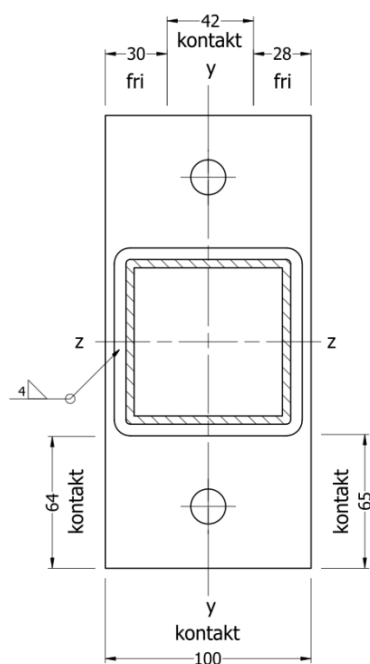
Figur 9.16: Forskjellen mellom målt rotasjon og beregnet rotasjon ut fra nedbøyningen.

9.3.4.4 Kontaktflate og flytemønster

Kontaktflaten til forbindelsen ble registrert mens forsøksobjektet var påkjent av makslasten på 280 kg, se Figur 9.17, målene er gitt i Figur 9.18. I Figur 9.19 er kontaktflaten til endeplaten avbildet etter kapasitetsforsøket, denne er rotert slik at den stemmer overens med både Figur 9.17 og Figur 9.18. Kontaktområdet er det mørke området på platens nedre del, helt frem til der sveisen begynner, samt området på øvre side av figuren fra bolten og opp til endekanten.



Figur 9.17: Endeplaten påkjent av makslast.



Figur 9.18: Kontaktområde ved full belastning langs Y-aksen.



Figur 9.19: Endeplaten kontakflate etter kapasitetsforsøket med last langs Y-aksen.

På Figur 9.19 og Figur 9.20 kommer flytelinjen, som har dannet seg på tvers av platen like ovenfor sveisen, tydelig frem. Det kan også observeres at bolten har dratt ut en fordypning i platen.



Figur 9.20: Endeplaten plastiske deformasjoner. Oversiden av forbindelsen er vist til høyre.

9.3.5 Evaluering av resultater

9.3.5.1 Flytelinjer og flytemønstre

I beregningene for flytemønstre, utført i kapittel 6, ble det konstatert at flytelinjene vist i Figur 6.7 skulle inntreffe. Det er for såvidt dette mønsteret som har inntruffet på bruddforsøket, men ikke helt. Flytelinjen som går på tvers av platen i overkant av sveisen er veldig fremtredende. Men flytelinjen som, i følge beregningene og Figur 6.7, skulle opptre på tvers av platen i høyde med bolten, er ikke så lett å se. Derimot kan det faktisk se ut som det begynner å utvikle seg et sirkulært uttrekningsmønster ved boltehullet i tillegg til linjen ved sveisen, se Figur 9.21, som er representert ved uttrykk (a) i Tabell 6.5. Hvis det hadde vært mulighet for å la flytemønstrene utvikle seg litt mer, ville det vært lettere å trekke en konklusjon.



Figur 9.21: Flytelinjer.

9.3.5.2 Kapasitet

Ved å betrakte de målte kontaktområdene i Figur 9.18, kan det konkluderes med at antagelsen ved kapasitetsberegningen, med at hevearmsprinsippet opptrer, er korrekt for denne forbindelsen.

Tabell 9.3 er kapasitetene som ble estimert ut fra stivhetskurven gitt, se avsnitt 9.3.4.2, i tillegg til den som ble beregnet i avsnitt 8.5.

Tabell 9.3: Beregnet kapasitet, etter NS-EN 1993-1-8[1], og estimert kapasitet ut fra stivhetskurven fra forsøket.

| | Beregnet kapasitet | Kapasitet funnet fra stivhetskurven | |
|-----------------------|--------------------|-------------------------------------|--------------|
| | | Alternativ 1 | Alternativ 2 |
| Moment i forbindelsen | 2,77kNm | 4,5kNm | 4,13kNm |
| Punktlast | 94kg | 152,5kg | 140kg |

Beregningene tilsa at det var platen skulle utgjøre den svakeste komponenten i forbindelsen, noe som stemmer med forsøket. Men kapasitetene som er estimert, er vesentlig høyere enn beregningene. Alternativ 2, som gir den mest konservative verdien fra forsøket, utgjør 1,5 ganger så mye som den kalkulerte kapasiteten.

Årsaken til den store variasjonen mellom beregningen og labbforsøket, kan være fordi det er utført en forenkling med å si at all strekkraft går i øverste vegg av profilet, men i realiteten vil sideveggene ta mye av strekket og dermed vil strekkresultanten bevege seg litt mer mot senter av profilet.

En annen årsak kan være at bruddmodene er benyttet uten endringer. Hvis forbindelsen hadde vært utsatt for rent strekk, ville antagelig beregningsmodellen som er valgt, passet bedre. I dette tilfellet har en L-stubb, påkjent av strekk som følge av bøyning, blitt betraktet som en T-stubb med en halv bolt på hver side. Dette er en forenkling og er dermed ikke helt riktig representert gjennom bruddmodene siden den ikke vil få like mange flytledd som bruddmodene 1 og 2, som knutepunktstandard[1] tilsier.

Bolten som var utsatt for strekk i forbindelsen ble litt bøyd, men ble ikke særlig tøyd. Lengdene ble målt til 78,55 mm før forsøket og 78,65 mm etterpå. Nominell tøying av bolten blir da som vist i uttrykk (9.1).

$$\varepsilon_0 = \frac{L - L_0}{L_0} = 1.27 \cdot 10^{-3} \quad (9.4)$$

9.4 Belastning i Z-retning – Bøyning om svak akse

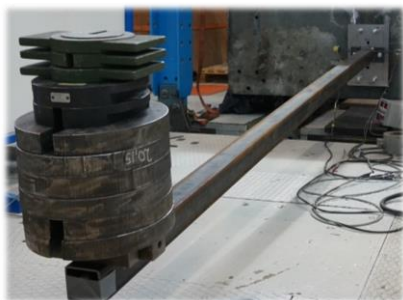
9.4.1 Generelt

Siden forsøksobjektet ikke ble utsatt for plastiske deformasjoner ved utførelsen av stivhetsforsøket for bøyning om sterk akse, ble samme forsøksobjekt benyttet for stivhetsforsøket ved bøyning om svak akse. Her oppstod det litt plastiske deformasjoner ved siste gjennomføring, og det ble dermed valgt å kjøre kapasitetsforsøk med denne lastsituasjonen.

9.4.2 Utførelsen

Dette forsøket ble utført med samme oppsett som ved stivhetsforsøket.

Etter at 100 kg var passert, ble det registrert verdier for hvert 10 kg. Ved en belastning på 160 kg, se Figur 9.22, begynte forbindelsen å få god avstand mellom platene som vist på Figur 9.23 og Figur 9.24. På Figur 9.24 kommer det tydelig frem at endeplaten har fått betydelige deformasjoner som følge av belastningen.



Figur 9.22: Belastning på 160kg.



Figur 9.23: Bildet viser avstanden mellom endeplaten og bakplaten ved 160kg.



Figur 9.24: Detaljbilde av søylefoten ved påkjenning av 160 kg.

Siden det egentlig var ønskelig med riktig angrepspunkt for lasten, ble det benyttet en 5 kg blokk under vektene. Men dette ble veldig ustabil ettersom stabelen med ble veldig høy. Da en belastning på 165 kg ble nådd, skled vektene av før avlesningen ble utført. Det ble bare tid til å registrere at det fortsatt var god klaring til gulvet.

Med bruk av større vekter, og uten 5 kg blokken, ble vektene umiddelbart stablet på igjen opptil 180 kg, se Figur 9.25. Ved denne belastningen seig profilet sakte ned, helt til det fikk kontakt med gulvet. Deformasjonene til endeplaten ved makslast er illustrert på Figur 9.26.



Figur 9.25: Profilet tok i bakken ved en belastning på 180 kg.



Figur 9.26: Deformasjonene av endeplaten ved makslast på 180 kg.

I Tabell 9.4 er belastningsstegene for bruddforsøket listet med beregnet momentkraft.

Tabell 9.4: Belastningsstegene for bruddforsøket ved last langs Z-aksen.

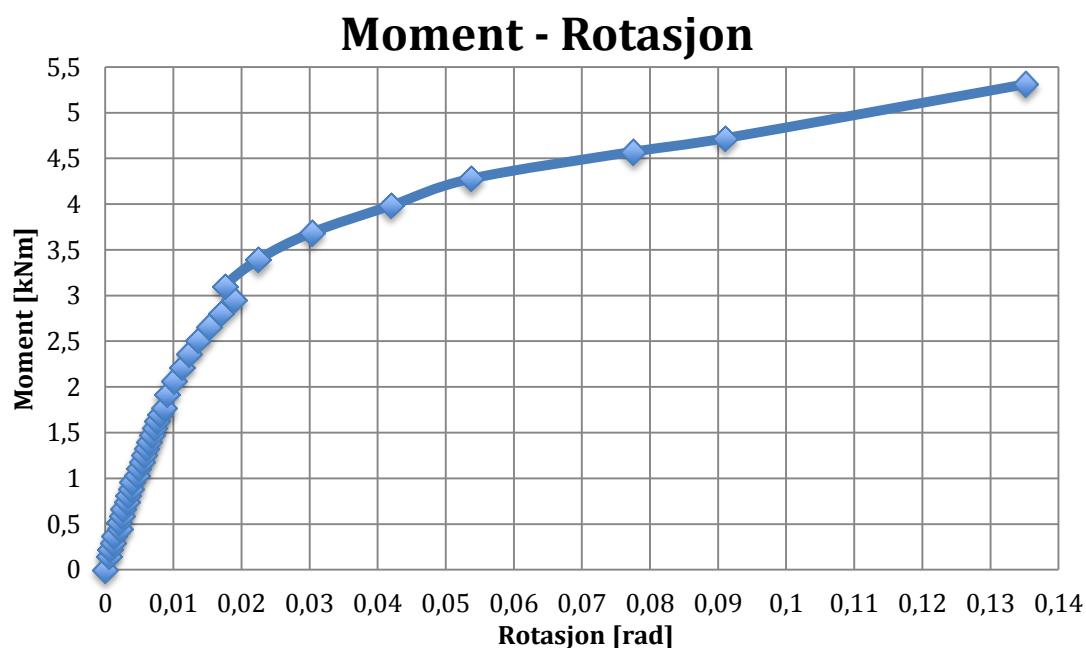
| | | | | | | | | |
|-----|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| kg | 0 | 15 | 35 | 60 | 85 | 105 | 115 | 125 |
| kNm | 0 | 0,441 | 1,030 | 1,766 | 2,502 | 3,090 | 3,384 | 3,679 |

| | | | | | | | |
|-----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| kg | 135 | 140 | 145 | 150 | 155 | 160 | 180 |
| kNm | 3,973 | 4,120 | 4,267 | 4,415 | 4,562 | 4,709 | 5,297 |

9.4.3 Resultater

9.4.3.1 Rotasjon

Rotasjonskurven for forsøket, som funksjon av momentet, er illustrert i Figur 9.27. Kurven er tegnet med verdier fra stivhetsforsøket og bruddforsøket. Siden profilet senket seg sakte ned før det stoppet mot gulvet, er det grunn til å tro at øverste punktet på kurven er høvelig korrekt.



Figur 9.27: Rotasjon som funksjon av moment ved belastning opp til brudd langs Z-aksen.

9.4.3.2 Kapasitet

Kapasiteten finnes på samme måte som ved bøyning om sterk akse, utført i avsnitt 9.3.4.2.

Alternativ 1

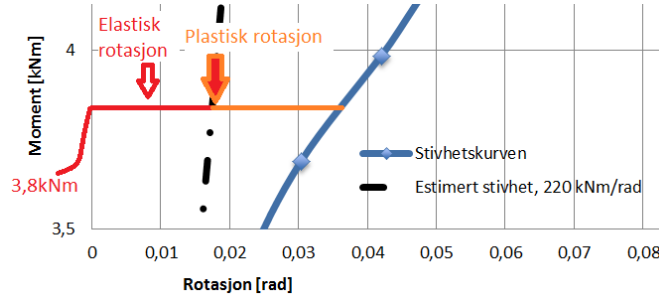
Det er her valgt å si at den plastiske rotasjonen i forbindelsen er 2 ganger så stor som den lineær elastiske. Valget er tatt på grunnlag av at stivheten reduseres vesentlig etter dette punktet. Det er benyttet samme fremgangsmåte som ved sterk akse, og får dermed en lineær elastisk rotasjon som vist i (9.5), se Figur 9.28.

$$s_{j.el} = \frac{3,8kNm}{220kNm/rad} = 0,0173rad \quad (9.5)$$

Den plastiske rotasjonen, med verdier hentet fra Vedlegg F, blir som vist i (9.6).

$$s_{j.pl} = s_{j.pl.3,69} + \delta = 0,0303 + \frac{(3,8 - 3,69)kNm}{25,41kNm/rad} = 0,0346rad \quad (9.6)$$

Det er lett å se at forholdet mellom $s_{j.pl}$ og $s_{j.el}$ tilsvarer $X = 2$. Dermed er kapasiteten **3,8kNm** for dette alternativet.



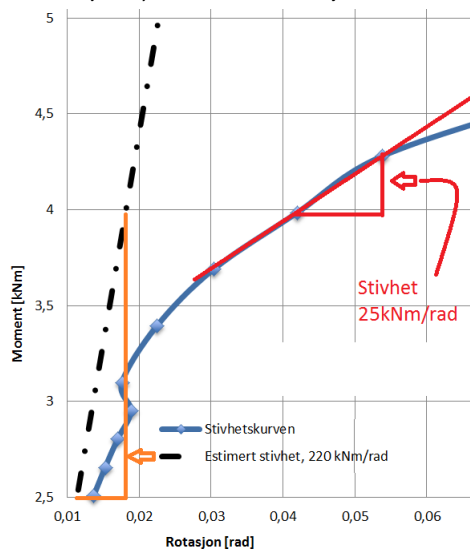
Figur 9.28: Utsnitt av rotasjonskurven for beregning av kapasitet ved alternativ 1.

Alternativ 2

Her er det sagt at stivheten ved plastisk kapasitet er 1/10 av den for den lineær elastiske kurven, som vist i uttrykk (9.7).

$$S_{j.pl} = \frac{S_{j.el}}{10} = 22,0 \frac{kNm}{rad} \quad (9.7)$$

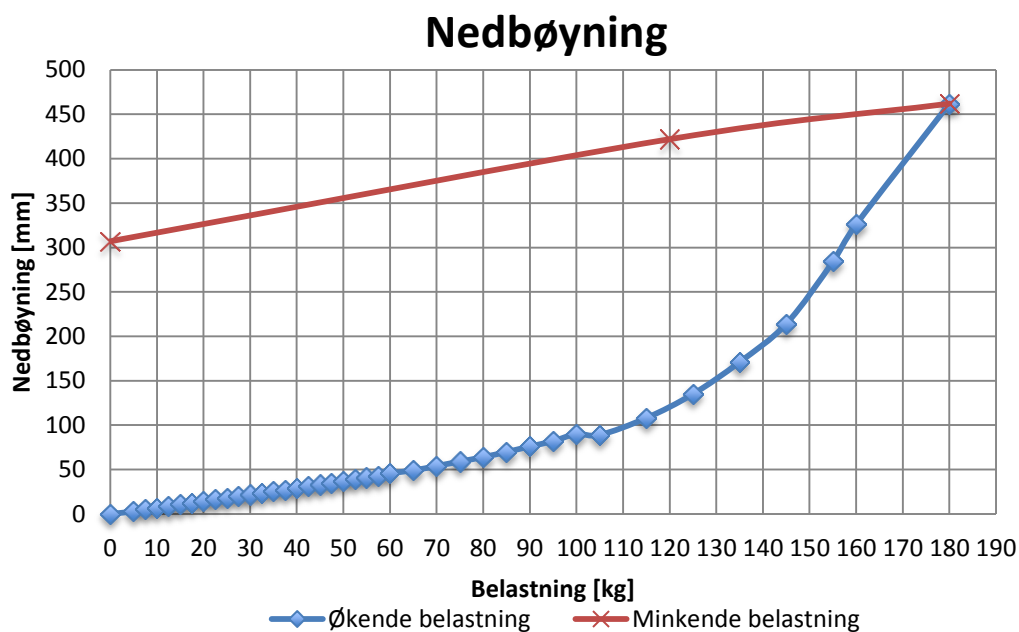
Kapasiteten er funnet i Figur 9.29 ved å beregne de forskjellige stivhetene mellom hver av måleverdiene fra dataen i Vedlegg F, og sammenligne med verdien i (9.7). Som vist på Figur 9.14 blir denne verdien på 25kNm/rad, som tilsvarer **3,98kNm** i bruddlast.



Figur 9.29: Utsnitt av rotasjonskurven for beregning av kapasitet ved alternativ 2.

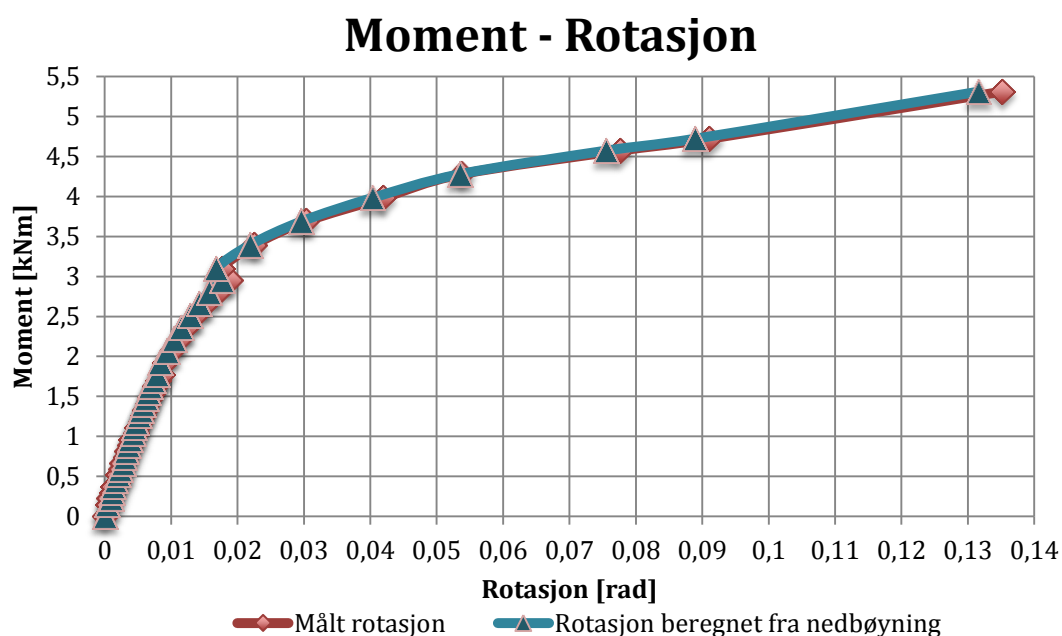
9.4.3.3 Nedbøyning

Nedbøyningen som funksjon av belastningen angitt i kg, er vist i Figur 9.30. Da profilet tok i gulvet, ble nedbøyningen registrert til 462 mm.



Figur 9.30: Nedbøyningen illustrert som funksjon av belastningen for last langs Z-aksen.

Ved å beregne rotasjonen ut fra nedbøyningen, som vist i kapittel 7, kan verdiene sammenlignes som en kontroll på om avlesning og rotasjonsmålingen er utført riktig, se Figur 9.31.



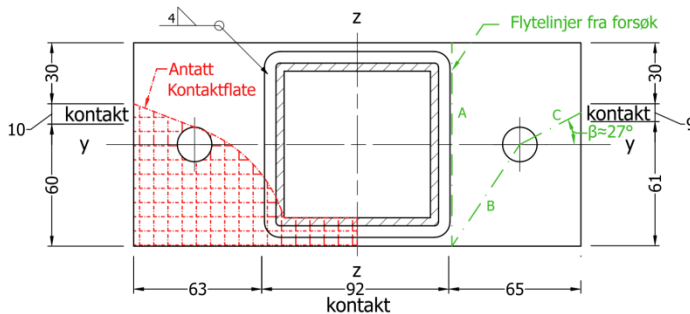
Figur 9.31: Rotasjonen beregnet ut fra nedbøyningen.

Siden punktdiagrammene ligger omtrent ovenfor hverandre, kan det konkluderes med at rotasjonsmålingene, utført med klinometrene, samsvarer veldig godt med målt nedbøyning.

9.4.3.4 Kontaktflate og flytemønster

Kontaktområdet mellom endeplaten og bakplaten ble dessverre ikke målt ved maksimal belastning, men i Figur 9.32 er målene vist for kontaktområdet etter at lasten var tatt av. Ved å betrakte endeplatens bakside, altså den siden som har vært i kontakt med bakplaten, er det rimelig å anta at kontaktområdet under påkjenning er som illustrert i Figur 9.32.

Ved målingen som var utført uten belastning, ble det registrert kontakt langs hele sveisen i underkanten av profilet. Kontaktområdene på sidene var smale, med 10 og 9 mm, og befant seg ovenfor boltene. Ved å studere Figur 9.33 og Figur 9.34, kan utbøyningen av endeplaten i forhold til bakplaten observeres. Det er også mulig å se kontaktområdet, på 10 mm, som er gitt i venstre del på Figur 9.32. De store forskjellene mellom det målte området og det som er antatt, kommer mest sannsynlig av at platen har fått en elastisk tilbakevirkning når lasten ble tatt av.



Figur 9.32: Flytemønster og kontaktområde etter fullført kapasitetsforsøk med belastning langs Z-aksen, målt ved ingen påkjenning.

Figur 9.33: Kontaktområdet sett fra venstre side av forbindelsen.

I Figur 9.35 er det vist bilde av endeplatens kontaktflate. Ved å sammenligne dette bildet med målingene i Figur 9.32, kan det se ut som om kontaktområdet ute til venstre på figuren, skjærer skrått ned mot boltene og videre ut til profilets nedre vegg. Det samme kan observeres på andre siden, selv om dette ikke vises like klart i Figur 9.35.



Figur 9.34: Kontaktområde ovenfor boltene og utbøyning av endeplaten.

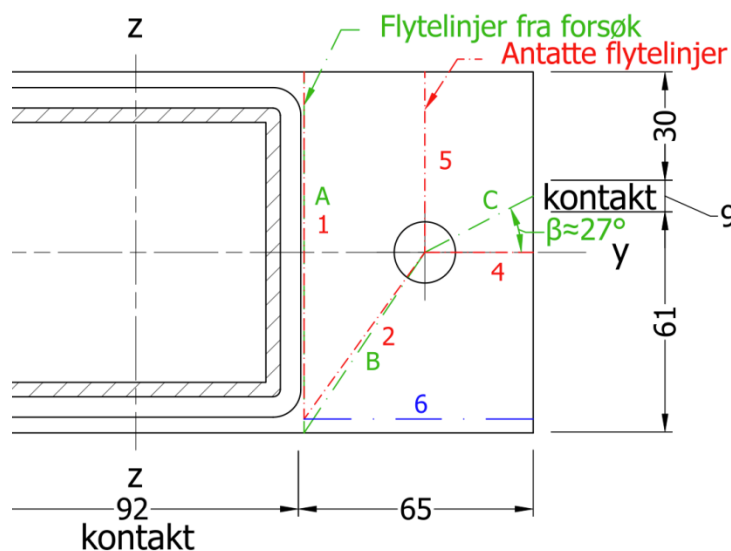
Figur 9.35: Endeplatens kontaktflate etter kapasitetsforsøket med last langs Z-aksen.

I Figur 9.32 er også flytelinjene illustrert. Endeplaten er studert godt for å prøve å tyde flytemønsteret, som ikke er så fremtredende. Dette er bare tegnet for venstre del, men er helt likt for høyre side. Fra Figur 9.35 kan det tydelig observeres at det går flytelinjer, vertikalt, langs side-veggene til profilet. Det ser også ut til at en flytelinje følger det mørke området, vist i Figur 9.35, fra bolten og ut mot der platen har en stor knekk, som kan ses på Figur 9.34.

9.4.4 Evaluering av resultater

9.4.4.1 Flytelinjer og flytemønster

Ved å sammenligne det flytmønsteret som oppstod med de som var antatt på forhånd under kapittel 6, kan det konkluderes med at disse ikke stemmer helt overens. Samtlige av de antatte mønstrene hadde en flytelinje, 5, som ikke inntraff i forsøksobjektet. Det nærmeste alternativet er flytemønster (i) som er illustrert i Figur 6.13. I Figur 9.36 er det laget en sammenligning av flytemønstrene. Som figuren viser, skulle egentlig, i følge antagelsene, flytelinje 4 gått skrått oppover med en vinkel på $\beta \approx 27^\circ$, se linje C i Figur 9.36. Den antatte knekken som skulle skje i linje 6 er ikke tilstede i forsøksobjektet og flytelinje 1, her definert som A, går helt ut fra kant til kant. Boltene i forbindelsen var litt bøyd, men ikke mye deformert.



Figur 9.36: Sammenligning av antatt flytemønster (i), gitt i Figur 6.13, med flytemønster fra forsøket.

Den effektive lengden til det mønsteret som oppstod er beregnet i avsnitt 9.5 og resultatet er gitt her i Tabell 9.5 for sammenligning. Det er nå interessant å kontrollere den effektive lengden for flytemønsteret som oppstod under forsøket, opp mot det som ble gjeldende i beregningene som var utført på forhånd, se likning (6.42) i kapittel 6. Som verdiene i Tabell 9.5 viser, så ble den effektive lengden for mekanismen som oppstod vesentlig mindre enn den avgjørende mekanismen fra de antatte mekanismene. Dette bekrefter bare svakheten med denne metoden, som er at riktig mekanisme må antas.

Tabell 9.5: Sammenlikning av effektiv lengde for bøyning om svak-akse.

| Avgjørende effektiv lengde fra de antatte flytmønstrene i kapittel 6 | Effektiv lengde beregnet etter forsøk |
|--|---------------------------------------|
| $l_{eff,z} = 121$ | $l_{eff} = 73,68 \text{ mm}$ |

9.4.4.2 Kapasitet

For bøyning om svak akse er den evaluerte kapasiteten som ble funnet ut fra forsøket, se avsnitt 9.4.3.2, listet i Tabell 9.6 sammen med den kapasiteten som ble beregnet etter å ha studert oppførselen til forbindelsen, se avsnitt 9.5.5.

Tabell 9.6: Beregnet kapasitet og evaluert kapasitet ut fra forsøksdataen, se avsnitt 9.4.3.2, ved bøyning om svak akse.

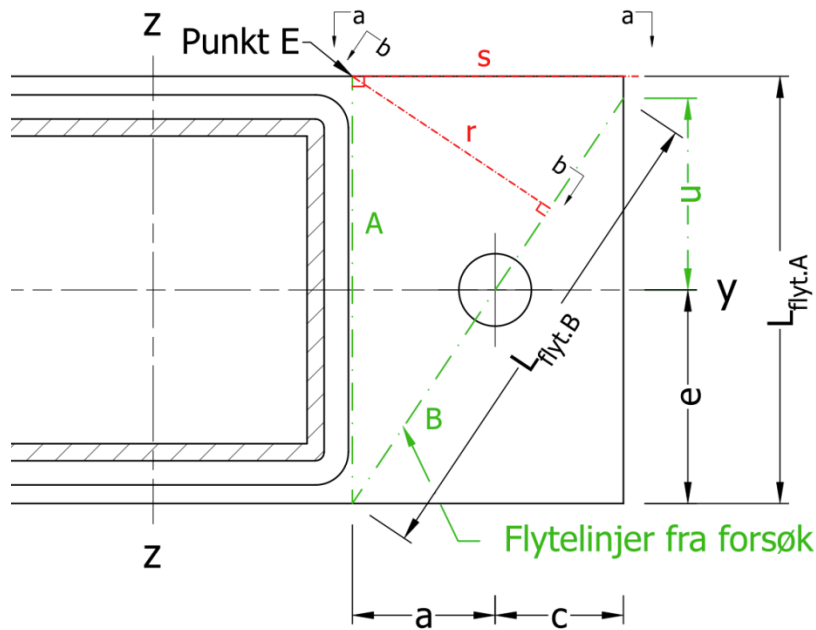
| | Beregnet kapasitet | Kapasitet funnet fra stivhetskurven | |
|-----------------------|--------------------|-------------------------------------|--------------|
| | | Alternativ 1 | Alternativ 2 |
| Moment i forbindelsen | 3,27kNm | 3,8kNm | 3,98kNm |
| Punktlast | 111kg | 129kg | 135kg |

Ut fra verdiene i tabellen kan det sies at beregningene stemte ganske godt med kapasiteten som ble antatt ut fra forsøksdataen. Beregningen ligger på den konservative siden, og sikkerhetsfaktoren mellom denne verdien og Alternativ 1, som er det mest konservative alternativet fra forsøket, utgjør 1,16. Dette er ansett som en respektabel verdi med tanke på de beregningsbetraktningene som ligger til grunn.

9.5 Beregning av opptredende flytemønster ved bøyning om svak akse

9.5.1 Indre plastiske arbeid

I Figur 9.37 er det vist en beregningsmodell for flytemønsteret som oppstod under forsøket. Lengdene for parameterne er gitt i Tabell 9.7. I beregningsmodellen er det utført en liten forenkling av flytelinjemønsteret i forhold til det observerte, som var gitt i Figur 9.32 og Figur 9.36. Denne forenklingen går ut på å endre vinkelen på flytelinje C, slik at denne flytelinjen blir en forlengelse av flytelinje B, se Figur 9.37.

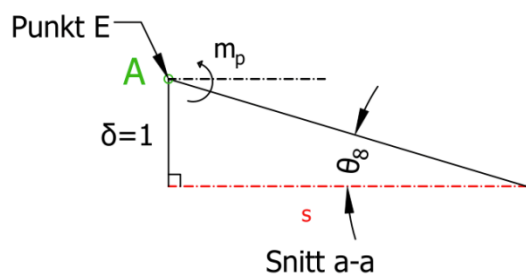


Figur 9.37: Modell for beregning av flytemønster.

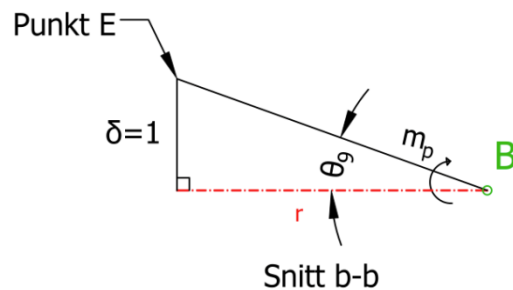
Tabell 9.7: Lengdene av parameterne fra Figur 9.37.

| $L_{flyt.A}$ | $L_{flyt.B}$ | s | r | a | c | u |
|--------------|--------------|-----|-----|------|-----|-----|
| 100 | 114 | 67 | 56 | 35,5 | 30 | 45 |

Beregningsmodellene for flytelinjene, A og B, er vist i henholdsvis Figur 9.38 og Figur 9.39. Her er forskyvningen, δ , i punkt E som er vist i Figur 9.37 satt lik 1.



Figur 9.38: Beregningsmodell for flytelinje A.



Figur 9.39: Beregningsmodell for flytelinje B.

Vinklene i beregningsmodellene blir som anvist i (9.2) og (9.3).

$$\theta_8 = \frac{\delta}{s} \quad (9.2)$$

$$\theta_9 = \frac{\delta}{r} \quad (9.3)$$

Beregningen av indre plastisk arbeid for flytelinje A blir som vist i likning (9.4) og for flytelinje B i (9.5).

$$W_{p.A} = m_p \theta_8 L_{flyt.A} = m_p \frac{\delta}{s} L_{flyt.A} \quad (9.4)$$

$$W_{p.B} = m_p \theta_9 L_{flyt.B} = m_p \frac{\delta}{r} L_{flyt.B} \quad (9.5)$$

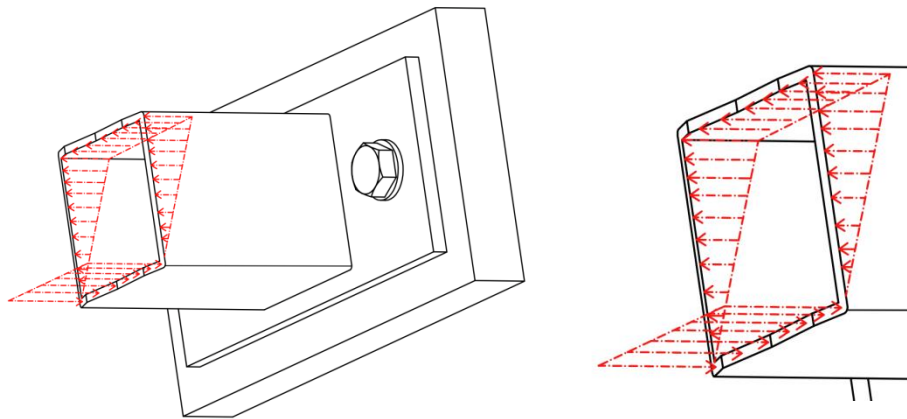
Siden det er to slike mekanismer i forbindelsen blir det totale indre arbeidet for dette bruddmønsteret som gitt i (9.6).

$$W_p = 2 \sum W_{p.i} = 2(W_{p.A} + W_{p.B}) = 2m_p \left(\frac{\delta}{s} L_{flyt.A} + \frac{\delta}{r} L_{flyt.B} \right) \quad (9.6)$$

9.5.2 Ytre arbeid

Siden denne forbindelsen består av et hulprofil, er det ikke så enkelt å definere det ytre arbeidet som opptrer. Årsaken er at stegene i hulprofilet har lik tykkelse som flensen, som fører til at antagelsen om kraftfordelingen, som normalt blir brukt ved I- og H-profiler, ikke kan anvendes her. Denne antagelsen går ut på å betrakte all strekkraft og all trykkraft som en resultant gjennom flensene. For et I- og H-profil vil dette føre til ganske riktige beregninger på grunn av at tykkelsen til steget i disse profilene, er mye mindre enn den til flensene.

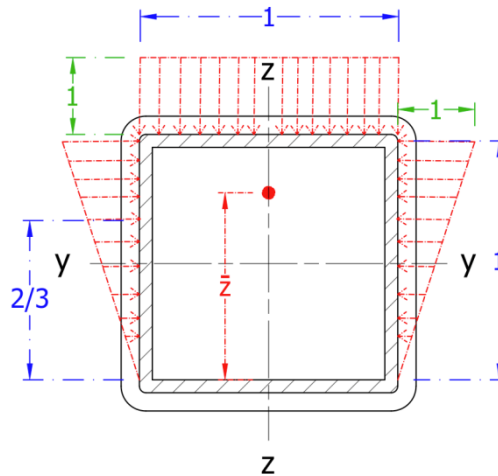
Siden steget i dette tilfellet vil bidra en god del, må dette tas hensyn til. Ved å betrakte kontaktflaten til forsøksobjektet, er det kommet frem til at trykkresultanten ligger midt i nedre flens. Dette er etter at plastiske deformasjoner har inntruffet i endeplaten. Strekkspenningen kan antas som lineært elastiske fra nedre flens og opp til øvre, se spenningsfordelingen i Figur 9.40. Ved å beregne bidragene til de to stegene og toppflensen, kan antatt plassering av strekkresultanten defineres.



Figur 9.40: Antatt spenningsoverføring fra profilet til endeplaten.

Figuren til høyre viser forstørret utsnitt.

Plasseringen av strekkresultanten bestemmes ved å benytte beregningsmodellen vist i Figur 9.41 som viser strekkspenningene for tverrsnittet. Ved å finne avstanden \bar{z} , som anvist i (9.7), som er avstanden til arealsenteret for strekkspenningene, finnes dermed plasseringen av strekkresultanten.



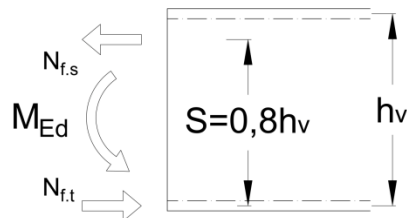
Figur 9.41: Beregningsmodell for strekkresultanten.

$$\bar{z} = \frac{\sum z_i A_i}{\sum A} = \frac{\frac{2}{3} \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{1}{2} + 1 \cdot 1 \cdot 1}{1 \cdot 1 + 2 \cdot 1 \cdot \frac{1}{2}} = 0,833 \approx 0,8 \quad (9.7)$$

Det benyttes nå samme prinsipp som ved beregning av kraft i tverrsnittet, utført i avsnitt 8.3 og Figur 8.2, men denne gangen erstattes avstanden h_v med den nye armen S gitt i (9.8).

$$S = \bar{z} h_v = 0,8 h_v \quad (9.8)$$

Dette er illustrert i Figur 9.42, og strekkraften som virker på platen blir som vist i (9.9).



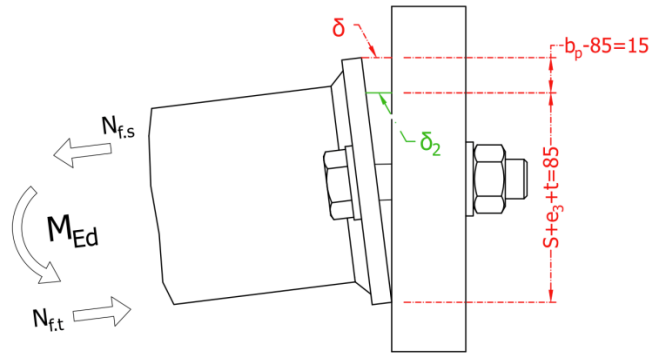
Figur 9.42: Kraftfordelingen for overføring til endeplaten.

$$N_f = \frac{M_{Ed}}{S} = \frac{PL}{0,8 h_v} \quad (9.9)$$

Det ytre arbeidet for mekanismene ved angrepspunktet til strekkraften blir dermed som vist i (9.10).

$$P_{yt\ddot{r}e} = \delta_2 N_f = \delta_2 \frac{PL}{0,8 h_v} \quad (9.10)$$

Hvor forskyvningen av flytemønsteret ved strekkraftens angrepspunkt er definert som δ_2 . For å finne forholdet mellom forskyvningen δ_2 og δ , som er forskyvningen ved punktet E i Figur 9.37, benyttes beregningsmodellen i Figur 9.43.



Figur 9.43: Beregningsmodell for forholdet mellom forskyvningene.

Dreiningpunktet er antatt å befinne seg helt i underkant av platen. Denne antagelsen er tatt ved å studere forsøkelementet, hvor det ikke er noe synlig knekklinje i avstanden mellom underkant profil og ytterkant endeplate.

Finner δ_2 uttrykt ved δ som vist i (9.11).

$$\frac{\delta_2}{85\text{mm}} = \frac{\delta}{100\text{mm}} \rightarrow \delta_2 = 0,85\delta \quad (9.11)$$

Erstatter δ_2 i uttrykk (9.10) med (9.11) og får det ytre arbeidet uttrykt ved δ , se (9.12).

$$P_{ytre} = 0,85\delta N_f \quad (9.12)$$

9.5.3 Likevekt gir bruddlast

Ved å kreve likevekt mellom indre og ytre arbeid i mekanismen, gitt i henholdsvis (9.6) og (9.12), kan bruddlasten bestemmes, se (9.14).

$$\begin{aligned} 0,85\delta N_f &= 2m_p\delta \left(\frac{L_{flyt.A}}{s} + \frac{L_{flyt.B}}{r} \right) \\ N_f &= \frac{2m_p}{0,85} \left(\frac{L_{flyt.A}}{s} + \frac{L_{flyt.B}}{r} \right) \end{aligned} \quad (9.14)$$

9.5.4 Effektiv lengde

Den effektive lengden for bruddmønsteret kan dermed bestemmes i uttrykk (9.15) ved å sette bruddlasten i (9.14) lik kapasiteten til bruddmode 1, se avsnitt 5.4.2.

$$N_f = \frac{2m_p}{0,85} \left(\frac{L_{flyt.A}}{s} + \frac{L_{flyt.B}}{r} \right) = F_{T.1.Rd} = \frac{4m_p l_{eff}}{m_x} \quad (9.15)$$

Løser deretter med hensyn på l_{eff} og får uttrykket for den effektive lengden til å bli som i (9.16).

$$\begin{aligned} l_{eff} &= \frac{m_x}{4} \frac{2}{0,85} \left(\frac{L_{flyt.A}}{s} + \frac{L_{flyt.B}}{r} \right) \\ l_{eff} &= \frac{10m_x}{17} \left(\frac{L_{flyt.A}}{s} + \frac{L_{flyt.B}}{r} \right) \end{aligned} \quad (9.16)$$

Setter inn for verdiene fra Tabell 9.7 i likning (9.16), og får effektiv lengde som vist i (9.17)

$$l_{eff} = \frac{10 \cdot 35,5 \text{ mm}}{17} \left(\frac{100}{67} + \frac{114}{56} \right) = 73,68 \text{ mm} \quad (9.17)$$

9.5.5 Kapasitet

Kapasiteten til forbindelsen kan dermed regnes ut fra (9.14) ved å sette inn for verdiene i Tabell 9.7 og platens plastiske momentkapasitet, m_p som er beregnet i uttrykk (9.18).

$$m_{pl} = 0,25t_p^2 f_y = 0,25 \cdot (8\text{mm})^2 \cdot 405 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = 6400 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}} \quad (9.18)$$

Kapasiteten i forhold til strekkraften vist i Figur 9.42 blir gitt i likning (9.19).

$$N_f = 2 \cdot \frac{6400N}{0,85} \cdot \left(\frac{100mm}{67mm} + \frac{114mm}{56mm} \right) = 53795N \quad (9.19)$$

Ved å benytte likning (9.9), kan kapasiteten i form av punktlast ytterst på søylen bestemmes, se (9.20).

$$N_f = \frac{PL}{S + e_3 + \frac{t}{2}} \rightarrow P = \frac{N_f 0,8h_v}{L_c + t_p}$$

$$P = \frac{53795N \cdot 0,8 \cdot 76mm}{3008mm} = 1087N = 110kg \quad (9.20)$$

Kapasiteten angitt som moment i forbindelsen blir dermed som vist i (9.21).

$$M_{pl.Rd} = M_{Ed} = N_f S = N_f 0,8h_v = 53795N \cdot 0,8 \cdot 76mm = 3270736Nmm \quad (9.21)$$

$$M_{pl.Rd} = 3,27kNm$$

9.5.6 Sammenligning av effektiv lengde

9.6 Stivhet for opptredende flytemønster ved bøyning om svak akse

9.6.1 Beregning av stivheten for opptredende flytemønster

Stivhetsberegningen til søylefoten blir litt annerledes enn det som ble utført i kapittel 6. Bidraget til boltene blir det samme som i uttrykk (6.50), men platestivhetskoeffisienten får en ny verdi, se (9.19).

$$k_{5.z.ny} = \frac{0,9l_{eff}t_p^3}{m^3} = \frac{0,9 \cdot 73,68 \cdot 8^3}{35,5^3} = 0,759 \text{ mm} \quad (9.19)$$

Den totale stivhetskoeffisienten for angitt lastretning blir dermed som vist i likning (9.20).

$$k_{tot.z.ny} = \frac{1}{\frac{1}{k_{5.z.ny}} + \frac{1}{k_{10.z.ny}}} = \frac{1}{\frac{1}{0,759} + \frac{1}{4,526}} = 0,650 \text{ mm} \quad (9.20)$$

Den elastiske initielle stivheten for flytemønsteret til forsøksobjektet er gitt i likning (9.21). Hvor z er momentarmen, som er avstanden fra strekkbolten til trykkflensen på profilet. Denne lengden er den samme som tidligere, og settet lik halve bredden av profilet minus halve veggtykkelsen,

$$S_{j.ini.z.ny} = k_{tot.z} E z^2 = 0,65 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 38^2 = 197,1 \frac{kNm}{rad} \quad (9.21)$$

9.6.2 Sammenligning av stivhetene

Det er nå ønskelig å sammenligne denne rotasjonsstivheten med den som ble estimert ut fra stivhetskurven gitt i avsnitt 7.5.2 uttrykk (7.7), og den som ble beregnet ut fra antatt flytemønster, $S_{j.ini.z}$ i uttrykk (6.52) under avsnitt 6.4.2. Knutepunktstivhetene er listet i Tabell 9.8.

Tabell 9.8: Sammenligning av stivheter for knutepunktet ved bøyning om svak akse.

| Beregnet stivhet ut fra antatt flytemønster | Estimert stivhet ut fra stivhetskurven | Beregnet stivhet basert på opptredende flytemønster |
|---|--|---|
| $S_{j.ini.z} = 296 \frac{kNm}{rad}$ | $S_{j.z} \approx 220 \frac{kNm}{rad}$ | $S_{j.ini.z.ny} = 197,1 \frac{kNm}{rad}$ |

Ut fra disse verdiene er det lett å se at beregningen med flytemønsteret fra forsøket, er nærmere den målte stivheten enn den som var beregnet før forsøket. Den har også blitt mykere enn stivheten som er registrert fra forsøket.

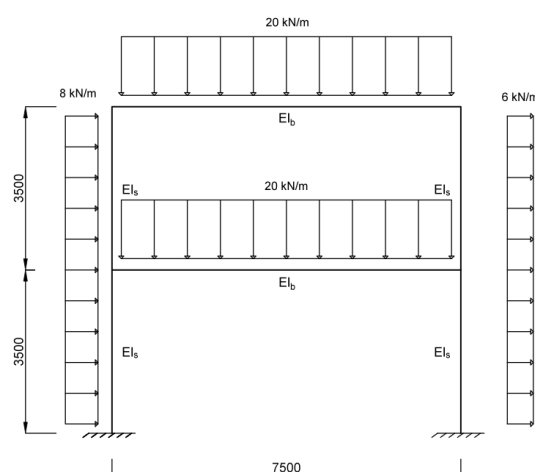
10 Endring i rammens oppførsel som følge av endring i søylefotstivheten

10.1 Innledning

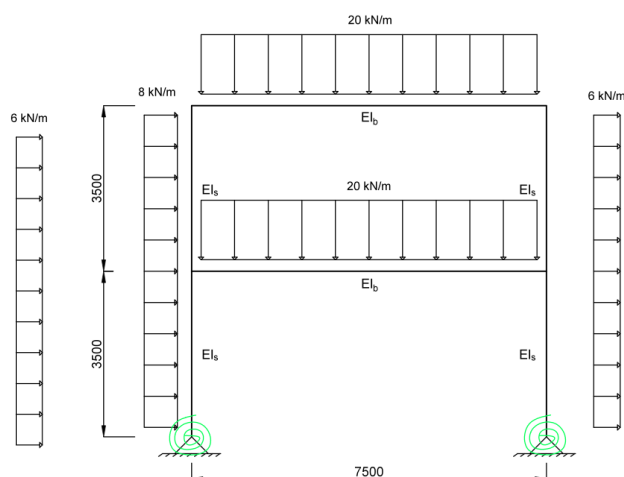
Ved å utføre lineær-elastiske analyser, er det i dette kapitlet sett på hvordan forskyvninger og momenter blir påvirket av endringer i søylefotstivheten for en ramme som bare består av rektangulære hulprofil. Rammen modelleres med stivhetene som ble funnet under forsøket i kapittel 7 og grenseverdien for stiv søylefot. Verdiene for moment og forskyvning i rammen sammenlignes deretter opp mot en uendelig stiv søylefot.

10.2 Generelt

Siden det bare er fordelingen av krefter og forskyvninger som er av interesse, og ikke kapasiteten av rammen, er det her valgt å utføre rammen med samme mål og laster som rammene i kapittel 4. Beregningsmodellene for de forskjellige tilfellene er gitt i Figur 10.1 og Figur 10.2, for henholdsvis uendelig stivhet og varierende stivhet i søylefoten.



Figur 10.1: Beregningsmodell ved uendelig stiv søylefotforbindelse



Figur 10.2: Beregningsmodell ved varierende søylefotstivhet.

Valg av profil er gitt i Tabell 10.1 og er det samme som ble benyttet under forsøket.

Tabell 10.1: Profilvalg.

| | Kvadratisk hulprofil |
|---------|----------------------|
| Søyler | 80x80x4 |
| Bjelker | 80x80x4 |

Stivhetene som er benyttet i modelleringen er gitt i Tabell 10.2

Tabell 10.2: Stivhetene som er benyttet i modelleringen er stivhetsgrensen funnet i avsnitt 6.4, og verdiene fra forsøket, se kapittel 7.

| Uendelig stiv | Bøyning om svak akse | Bøyning om sterk akse | Stivhetskrav for stiv søylefot |
|----------------|---|--|--|
| $S_j = \infty$ | $S_j = 220 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}}$ | $S_j = 1354 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}}$ | $S_j = 2436 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}}$ |

De forskjellige lastkombinasjonene som er benyttet er de samme som ved kapittel 4, og er her gjengitt i Tabell 10.3

Tabell 10.3: Lastkombinasjoner.

| Lastkombinasjoner | |
|-------------------|-----------------------|
| 1 | Vertikal |
| 2 | Horisontal |
| 3 | Vertikal + Horisontal |

10.3 Sammenligning av parametere

Det er valgt å benytte samme parametere som for en uavstivet ramme under kapittel 4, men i tillegg er det her tatt med momentet i søylefoten. Moment og forskyvningsdiagrammer for de forskjellige stivhetene finnes i Vedlegg I.

I Tabell 10.4 er verdiene for de utvalgte parameterne med stivhetene som ble funnet fra forsøket sammenlignet opp mot en uendelig stiv søylefotforbindelse.

Tabell 10.4: Sammenligning av momenter og forskyvninger for rammer med søylefotstivhet funnet i forsøket opp mot uendelig stivhet.

| | $S_j=\infty$ | $S_j=220$ | endring | $S_j=1354$ | endring |
|--------------------------------|--------------|-----------|---------|------------|---------|
| Lastkombinasjon 1 | | | | | |
| Vertikal forskyvning (mm) | 1121 | 1116 | 0 % | 1120 | 0 % |
| Hjørnemoment, øvre del (kNm) | 80 | 79 | -1 % | 79 | -1 % |
| Hjørnemoment, nedre del (kNm) | 87 | 87 | -1 % | 87 | 0 % |
| Feltmoment, øvre bjelke (kNm) | 62 | 62 | 0 % | 62 | 0 % |
| Feltmoment, nedre bjelke (kNm) | 53 | 54 | 2 % | 53 | 1 % |
| Moment i søylefot (kNm) | 14 | 7 | -54 % | 13 | -9 % |
| Lastkombinasjon 2 | | | | | |
| Horisontal forskyvning (mm) | 1941 | 2814 | 45 % | 2111 | 9 % |
| Hjørnemoment, øvre del (kNm) | 25 | 29 | 16 % | 26 | 4 % |
| Hjørnemoment, nedre del (kNm) | 55 | 70 | 27 % | 58 | 5 % |
| Moment i søylefot (kNm) | 92 | 74 | -20 % | 88 | -4 % |
| Lastkombinasjon 3 | | | | | |
| Vertikal forskyvning (mm) | 1123 | 1120 | 0 % | 1122 | 0 % |
| Horisontal forskyvning (mm) | 1941 | 3028 | 56 % | 2111 | 9 % |
| Hjørnemoment, øvre del (kNm) | 104 | 108 | 4 % | 105 | 1 % |
| Hjørnemoment, nedre del (kNm) | 143 | 157 | 9 % | 145 | 2 % |
| Feltmoment, øvre bjelke (kNm) | 63 | 63 | 0 % | 63 | 0 % |
| Feltmoment, nedre bjelke (kNm) | 59 | 62 | 5 % | 60 | 1 % |
| Moment i søylefot (kNm) | 104 | 81 | -22 % | 102 | -2 % |

Det er som forventet stor endring i horisontal forskyvning ved bøyning om svak akse med 56 % i lastkombinasjon 3, målt opp mot uendelig stiv forbindelse. Til sammenligning er endringen i horisontale forskyvningen bare på 9 % for bøyning om sterk akse.

Parameteren for moment i søylefoten skiller seg også ut med henholdsvis 54 % og 9 % for bøyning om svak og sterk akse ved lastkombinasjon 1. I tillegg blir det en del forskjell i hjørnemomentene ved lastkombinasjon 2. Bortsett fra disse parameterne, er det liten endring ved justering av søylefotstivheten.

Fra verdiene i Tabell 10.4 kan det konkluderes med at retningen som søylefoten fra laboratorieforsøket monteres i, kan føre til store endringer i horisontal forskyvning og moment i søylefoten samt noe endring i hjørnemomentene.

I Tabell 10.5 er det utført en sammenligning av uendelig stive søyleføtter opp mot stivhetskravet for stive søyleføtter som er gitt i knutepunktstandarden[1].

Tabell 10.5: Sammenligning av parameterens verdi for en ramme hvor søylefotstivheten er satt til stivhetskravet for stiv forbindelse opp mot en uendelig stiv søylefot.

| | $S_j=\infty$ | $S_j=2436$ | endring |
|---------------------------------|--------------|------------|---------|
| <u>Lastkombinasjon 1</u> | | | |
| Vertikal forskyvning (mm) | 1121 | 1120 | 0 % |
| Hjørnemoment, øvre del (kNm) | 80 | 79 | 0 % |
| Hjørnemoment, nedre del (kNm) | 87 | 87 | 0 % |
| Feltmoment, øvre bjelke (kNm) | 62 | 62 | 0 % |
| Feltmoment, nedre bjelke (kNm) | 53 | 53 | 1 % |
| Moment i søylefot (kNm) | 14 | 14 | -3 % |
| <u>Lastkombinasjon 2</u> | | | |
| Horisontal forskyvning (mm) | 1941 | 2037 | 5 % |
| Hjørnemoment, øvre del (kNm) | 25 | 26 | 4 % |
| Hjørnemoment, nedre del (kNm) | 55 | 57 | 3 % |
| Moment i søylefot (kNm) | 92 | 90 | -2 % |
| <u>Lastkombinasjon 3</u> | | | |
| Vertikal forskyvning (mm) | 1123 | 1122 | 0 % |
| Horisontal forskyvning (mm) | 1941 | 2037 | 5 % |
| Hjørnemoment, øvre del (kNm) | 104 | 104 | 0 % |
| Hjørnemoment, nedre del (kNm) | 143 | 144 | 1 % |
| Feltmoment, øvre bjelke (kNm) | 63 | 63 | 0 % |
| Feltmoment, nedre bjelke (kNm) | 59 | 59 | 0 % |
| Moment i søylefot (kNm) | 104 | 106 | 2 % |

Sammenligningen viser at endringen er på maksimalt 5 % for denne rammen hvor forholdet mellom søyle og bjelkestivheten er på 0,47, se likning (10.1). Det vil dermed si at kravet om maksimalt 5 % endring i parameterens verdi er oppfylt for denne rammen.

$$\rho = \frac{EI_b \cdot L_c}{EI_c \cdot L_b} = \frac{3500\text{mm}}{7500\text{mm}} = 0,47 \quad (10.1)$$

11 Konklusjon

11.1 Klassifisering av et stivt bjelke-søyle knutepunkt

Ved gjennomføring av elastiske analyser ble det kontrollert hvordan en to-etasjers ramme blir påvirket, i moment og forskyvning, ved endring i knutepunktstivheten mellom uendelig stive knutepunkter og stivhetsgrensene for et stivt knutepunkt gitt i NS-EN 1993-1-8. For en avstivet ramme, med knutepunktstivhet på $8EI_b/L_b$, ble det funnet at endringen i forskyvningen kunne være så høy som 55 % i ikke-konservativ retning. Dette gjaldt for en ramme hvor forholdet mellom stivheten til bjelkene og søylene, ρ , utgjorde 0,1, som er uvanlig å benytte seg av. For samme rammesystem utført med et mer vanlig stivhetsforhold på 2,0, er det fortsatt registrert høy endring i ikke-konservativ retning med 13 % i bjelkenes feltmomenter som største verdi. For en uavstivet ramme, hvor knutepunktstivheten er $25EI_b/L_b$, med samme stivhetsforhold på 2,0, er resultatene bedre, men er ikke tilfredsstillende i forhold til kravet på maksimalt 5 % endring.

Det kan konkluderes med at endringene i forskyvning og moment ved stivhetsgrensen for rammene er for høy. Dette gjelder både for avstivede og uavstivede rammer, som betyr at stivhetsgrensen i NS-EN 1993-1-8 for stive forbindelser ikke er høy nok. Birkeland kom frem til en liknende konklusjon i sin oppgave. Hvor det er sett på endringene av forskyvning og moment ved en-etasjers rammer. Ved å sammenligne verdiene kan det sies at endringene generelt er litt større for en to-etasjers ramme.

11.2 Klassifisering av en leddet søylefot

Ved å beregne stivheten, etter reglene i NS-EN 1993-1-8, til en søylefot med utforming som er vanlig å anta som leddet, ble det ble undersøkt om det er nødvendig med en nedre grenseverdi som skiller mellom delvis stive og leddete søyleføtter. Beregningene viste at en slik stivhetsgrense ikke er nødvendig.

11.3 Kontroll av beregningsreglene for stivhet og kapasitet

Det er utført håndberegninger i henhold til NS-EN 1993-1-8 for en søylefotforbindelse som er påkjent av moment. Forbindelsen besto av et kvadratisk hulprofil med endeplate. Hensikten var å kontrollere beregningene som er utledet for forbindelser med I- og H-profiler ved å gjennomføre et laboratorieforsøk. Forsøket viste at beregningene for stivhet om sterk akse var tilfredsstillende, men om svak akse viste det seg å være utfordrende å estimere riktig bruddmønster for platen. Dette førte til dårligere resultat og viser svakheten ved metoden for stivhetsberegningene, som er at riktig flytemønster må antas.

Beregningene for kapasitet i forbindelsen ved bøyning om sterk akse tilsa en lavere kapasitet enn det forsøket viste. I forsøket ble det vist at forbindelsen tålte 1,5 ganger så mye som det som ble funnet i beregningene. Dette er nokså konservativt. Kapasiteten ved bøyning om svak akse ble regnet ut i etterkant av forsøket ved å studere forsøksobjektet og gjøre antagelser basert på forbindelsens oppførsel. Beregningen viste seg å stemme godt med resultatene fra forsøket, samtidig som det gav en verdi som lå på den konservative siden.

11.4 Kontroll av endringene i rammens oppførsel ved forskjellig søylefotstivhet

Det ble utført en kontroll med de stivhetene som ble funnet i forsøket for å se hvordan disse påvirket en rammes oppførsel i moment og forskyvning, gjennom en lineær elastisk analyse. Det ble funnet at retningen på forbindelsen hadde stor innvirkning på momentet i søylefoten og den horisontale forskyvningen av rammen.

Det ble som et siste punkt i oppgaven kontrollert hvor store endringer det ble i rammens forskyvning og moment, mellom uendelig stive søyleføtter og stivhetskravet for stiv søyleføtter. Dette viste at rammen, med et stivhetsforhold ρ på 0,47, tilfredsstilte akkurat den maksimale verdien for endring som var satt til $\pm 5\%$.

11.5 Forslag til videreføring av oppgaven

Det kan gjøres forsøk på å finne ut hvor aktuelle stivhetsgrenser bør ligge for å oppfylle kravet om maksimalt 5 % endring av moment og forskyvning i rammer.

Det er mulighet for å utvikle en bedre beregningsmodell for kapasitet ved bøyning om sterk akse for denne forbindelsen og forbindelser som har liknende utforming. Det kan også forskes videre på hvor strekkresultanten befinner seg ved en litt annen utforming av forbindelsen, for eksempel ved endring av tykkelsen på endeplaten.

Litteraturliste

1. CEN, *Eurokode 3*; in *Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser*. 2005, Standard Norge.
2. Wald, F., et al., *Steel column base classification*. Heron, 2008. 53.
3. Larsen, P.K., *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. 2. ed. 2010, Trondheim: Tapir akademisk forlag.
4. Bijlaard, F.S.K. & C.M. Steenhuis, *Prediction of the influence of connection behaviour on the strenght, deformations and stability of frames, by classification of connections*, in *Connections in Steel Structures II*, R. Bjorhovde, et al., Editors. 1992, American Institute for Steel Construction: Chicago. p. 307-318.
5. Meijer, H.S., *Influence of the rotational stiffness of column - beam connections on the behaviour of braced and unbraced frames(in dutch)*. 1990, TU Eindhoven: Eindhoven.
6. Birkeland, I., *Knutepunkter i bygninger*. 2011, NTNU: Trondheim.
7. Birkeland, I., A. Aalberg, & S. Kvam, *Classification boundaries for stiffness of beam-to-column joints and column bases*, in *Nordic Steel Construction Conference*. 2012: Hotel Bristol, Oslo, Norway.
8. Nethercot, D.A., *Frame structures: global performance, static and stability behaviour*. *Journal of Constructional Steel Research*, 2000. 55.
9. Kuhlmann, U., *Momententragfähige Anschlüsse mit und ohne Steifen*, in *Stahlbau Kalender*, D. Ungermann, et al., Editors. 2005, Ernst & Sohn: Berlin.
10. Irgens, F., *Fasthetslære*. 6 ed. 1999, Trondheim: Tapir forlag.
11. *Formelark*, in *Mekanikk 3*, A.G.R. Reyes, Editor. 2012: NTNU.
12. Waynand, K., J.-P. Jaspart, & M. Steenhuis, *The Stiffness Model of revised Annex J of Eurocode 3*, in *Connections in Steel Structures III: Behaviour, Strength and Design*. 1996, Elsevier. p. 447.
13. Larsen, P.K., A.H. Clausen, & A. Aalberg, *Stålkonstruksjoner, Profiler og Formler*. 3 ed. 2003, Trondheim: Tapir Akademisk Forlag.
14. Torstvedt, I.-M. & B.E. Egeland, *Stivhet til endeplateforbindelser i hulprofil*. 2013, NTNU: Trondheim.

15. Aalberg, A., *Løsningsforslag øving 6BB: TKT4198 Prosjektering av konstruksjoner, videregående kurs*. 2012: NTNU.
16. Cook, R.D. & W.C. Young, *Advanced Mechanics of Materials*. 1999, Upper Saddle River, New Jersey: Prentice Hall.
17. *AccuStar, Electronic Clinometer*. [.pdf] [cited 2014 20.05]; Available from: <http://technodata.com/PDF/Schaevitz/Tilt/AccuStar-Ratio.pdf>.
18. CEN, *Eurokode 3*; in *Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. 2008, Standard Norge.

A Modellering av rammer og diagrammer

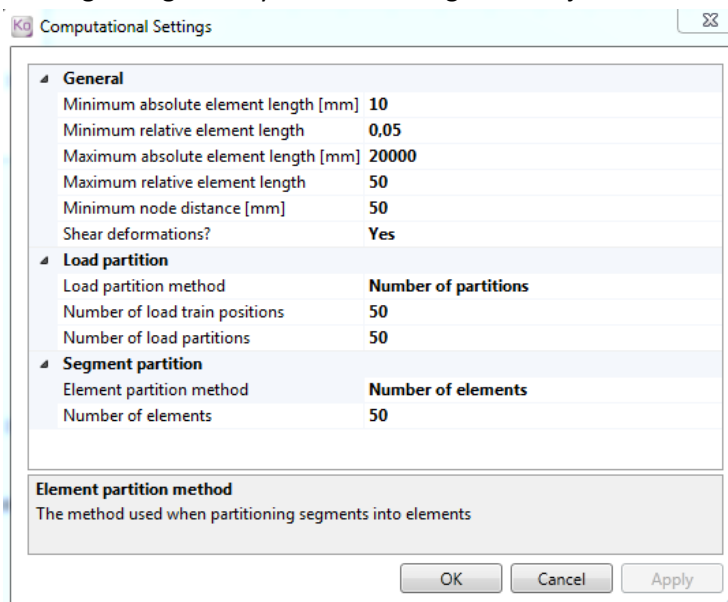
A.1 Generelt/Introduksjon

I avsnitt A.2 blir det forklart hvilke antagelser som er benyttet for modelleringen og utfordringer som oppstod underveis.

Under avsnittene A.3 og A.4 er forskyvnings- og momentdiagrammet vist for rammene som er benyttet i kapittel 4. Her er det viktig å være klar over at programvaren skalerer hvert diagram, disse kan dermed ikke sammenlignes direkte og verdiene må hentes rett fra Focus Konstruksjon.

A.2 Modellering, antagelser og problemer

Det ble valgt å kjøre analysene med skjærdeformasjon inkludert og segmenter inndelt i 50 elementer, dette ble gjort for å få mer finfordelte momentdiagrammer, se Figur A.1. Som figuren viser ble det også valgt å benytte 50 inndelinger for de jevnt fordelte lastene.

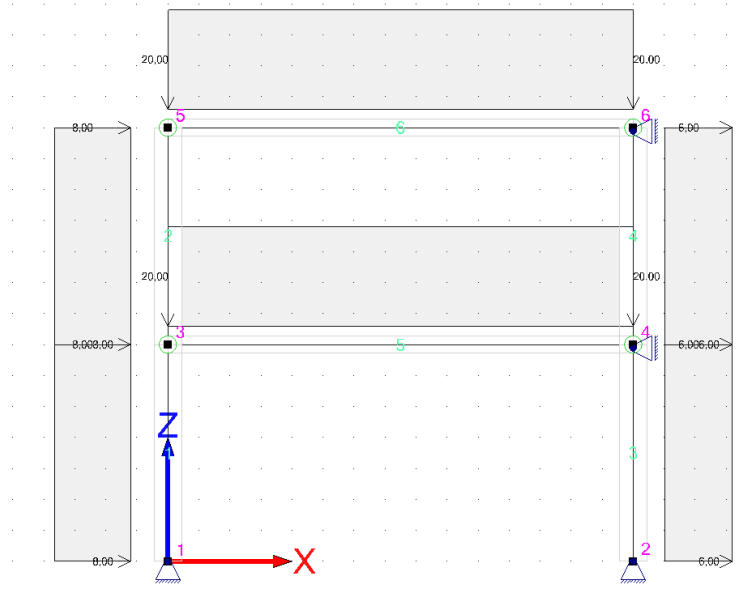


Figur A.1: Innstillinger gjort for analyse i Focus Konstruksjon.

I Focus Konstruksjon finnes det to typer fjærer:

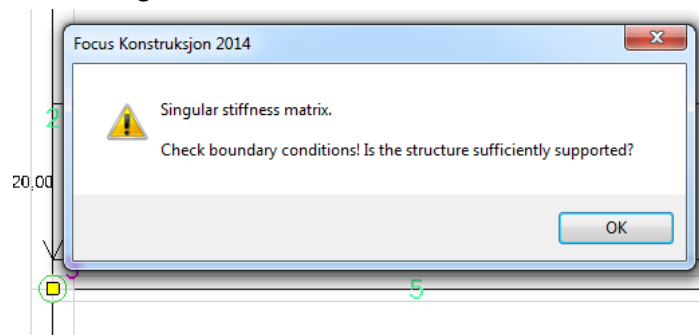
- Randfjær:
Disse virker mellom konstruksjonen og omgivelsen ved et bestemt punkt.
- Koblingsfjær:
Dette er de fjærer som blir benyttet i modelleringen, disse gir egenskaper til stivheten mellom segmenter i et knutepunkt.

Det statiske systemet ble modellert opp som vist på Figur A.2, men ved gjennomføringen av analysen oppstod det problemer.



Figur A.2: Avstivet ramme modellert med koblingsfjærer.

Selv om beregningsmodellen var modellert riktig, kom feilmeldingen om singular stivhetsmatrise som vist i Figur A.3.



Figur A.3: Feilmelding ved kjøring av analyse.

Det ble dermed nødvendig med ekstra hjelp, og Focus support ble kontaktet, mailkorrespondansen er lagt ved i Vedlegg 0. De gav beskjed om at det var en feil i programvaren som førte til at beregningen ikke gikk gjennom, og kom med løsningen om å snu koblingsfjærene som vist på Figur A.4 og Figur A.5. Som Focus support nevner i Vedlegg 0, skal det egentlig ikke ha noen betydning hvilken vei disse står i denne modellen.

Ko Coupling Springs In Joint 6

Insert coupling springs between selected hinge systems. Enter spring stiffness in appropriate DOFs.

| Fjær nr. | Fra ledd nr. | Til ledd nr. | Kx [kN/mm] | Kz [kN/mm] | Kry [kN-m/rad] |
|----------|--------------|--------------|------------|------------|----------------|
| 1 | 1 | (ingen) | | | 30621,0 |

Figur A.4: Feil oppstilling av koblingsfjærene. Utdrag fra avstivet modell av Ramme A.

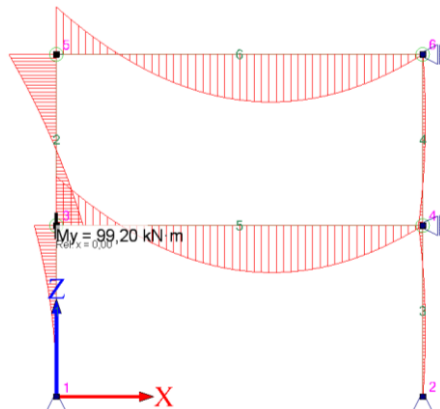
Ko Coupling Springs In Joint 6

Insert coupling springs between selected hinge systems. Enter spring stiffness in appropriate DOFs.

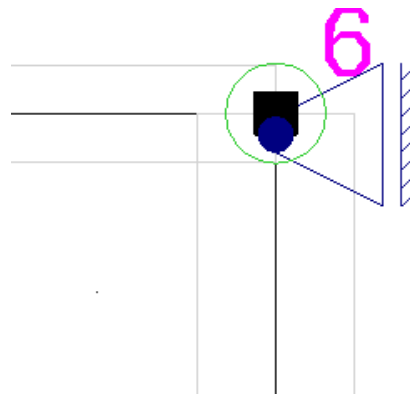
| Fjær nr. | Fra ledd nr. | Til ledd nr. | Kx [kN/mm] | Kz [kN/mm] | Kry [kN-m/rad] |
|----------|--------------|--------------|------------|------------|----------------|
| 1 | (ingen) | 1 | | | 30621,0 |

Figur A.5: Riktig oppstilling av koplingsfjærene. Utdrag fra avstivet modell av Ramme A.

Analysen ble kjørt med riktig oppstilling av koplingsfjærene, men dette førte til feil momentdiagram. Som Figur A.6 viser så gikk momentene mot null i punktene med glidelager, noe som ikke skulle skje. Focus support forklarte også dette som en feil i programvaren, og anbefalte å flytte begge glidelagrene 60mm ned for å få beregningen til å gå gjennom, se Figur A.7.



Figur A.6: Feil med programvaren førte til at momentene gikk mot null i punktene med glidelager. Avstivet modell av Ramme A.



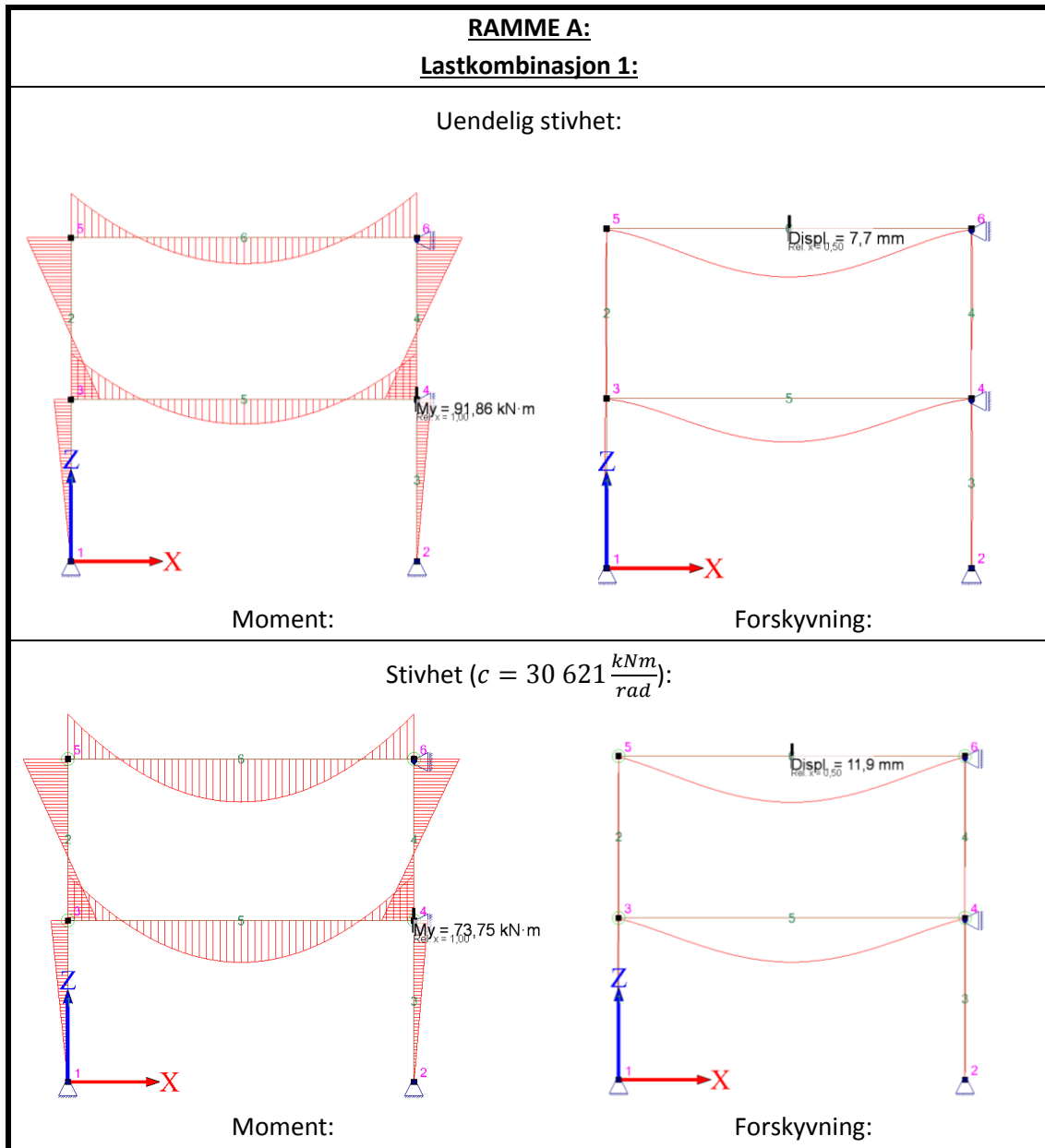
Figur A.7: Illustrasjon av endringen på plassering av glidelager ved knutepunkt 6, hjørnet oppe til høyre på rammen.

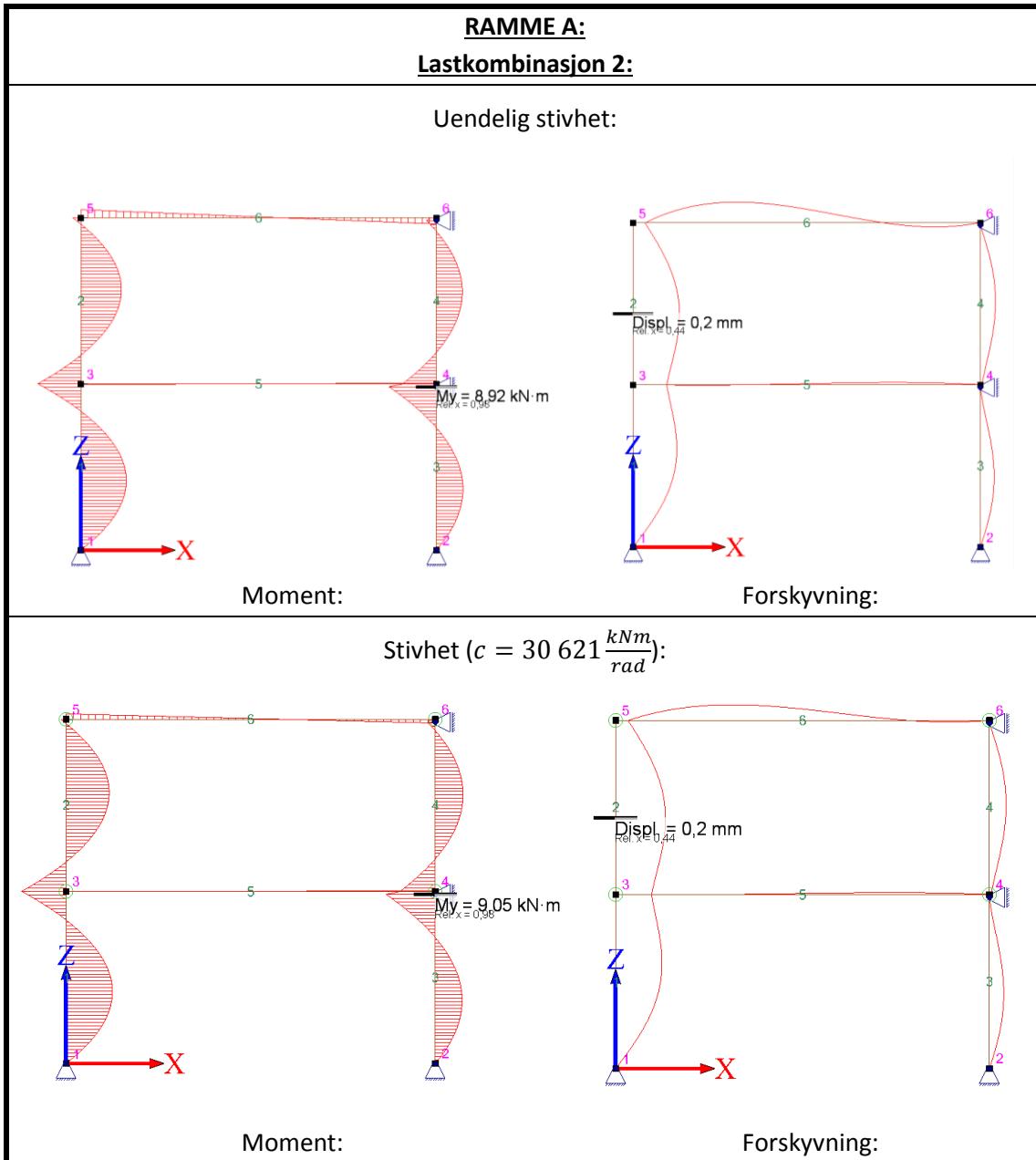
Dette ordnet problemet, men beregningen ble ikke helt som planlagt. Det ble valgt å benytte denne fremgangsmåte også for de med uendelig stive hjørner, slik at grunnlaget for sammenligningen blir riktig.

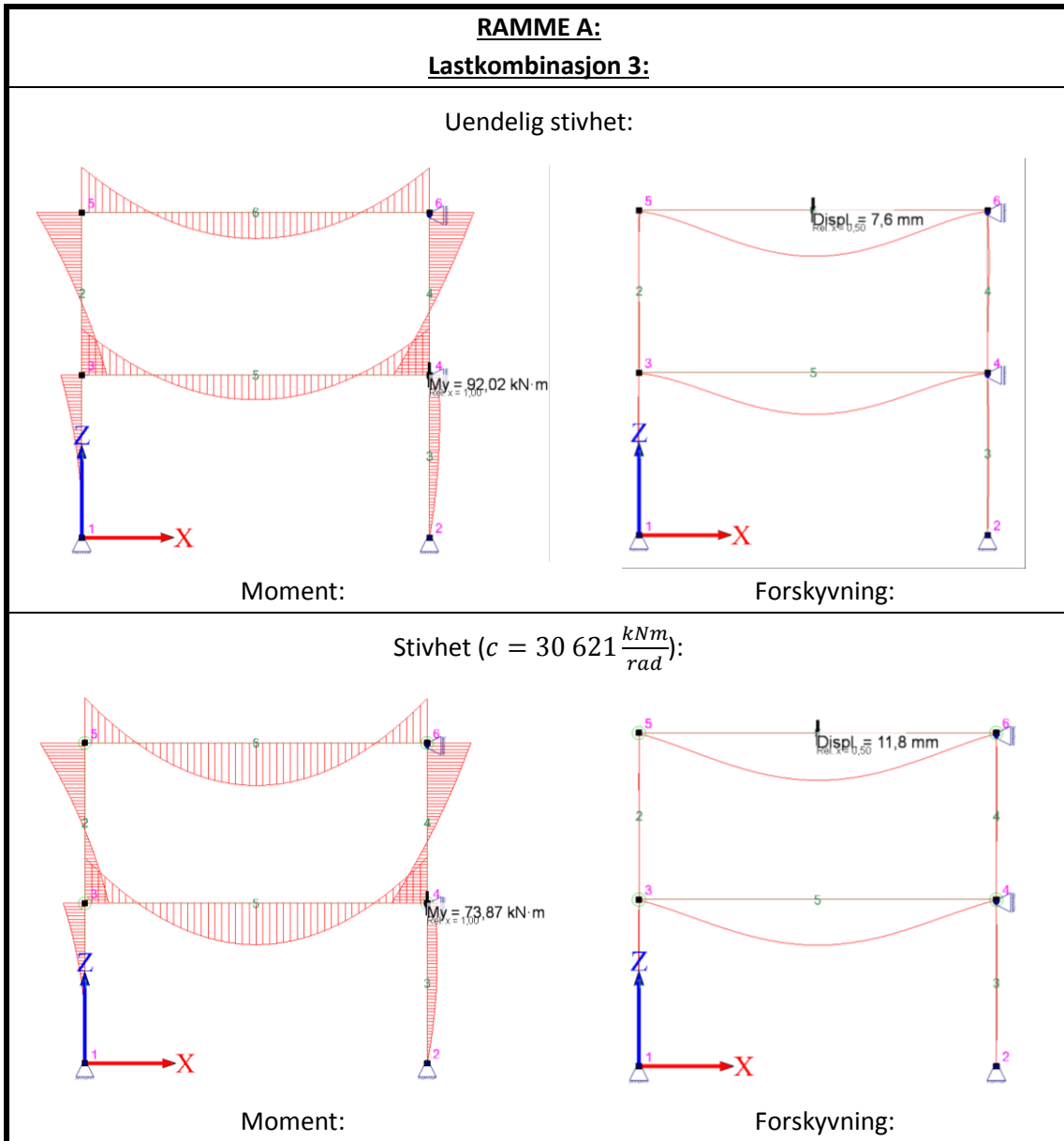
A.3 Avstivede rammer

Moment og forskyvningsdiagrammer for de avstivede rammene er vist i Tabell A.1.

Tabell A.1: Moment- og forskyvnings diagrammer for de avstivede rammer.

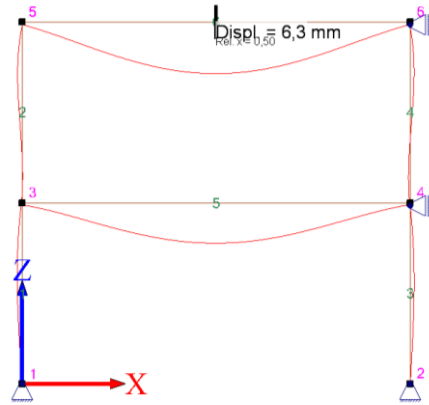
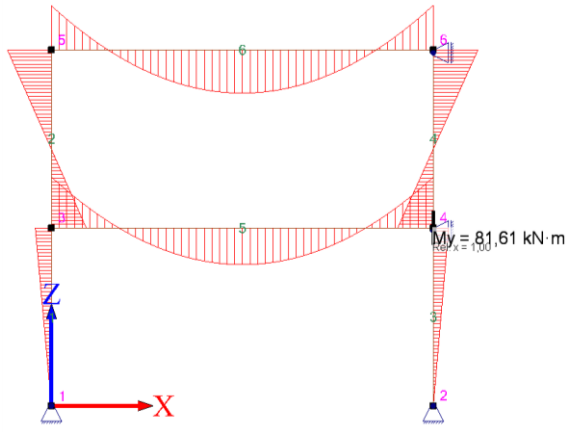






**RAMME B:
Lastkombinasjon 1:**

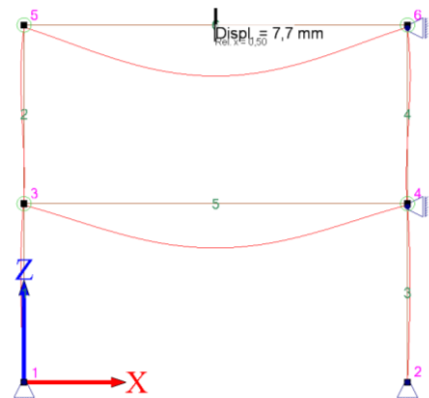
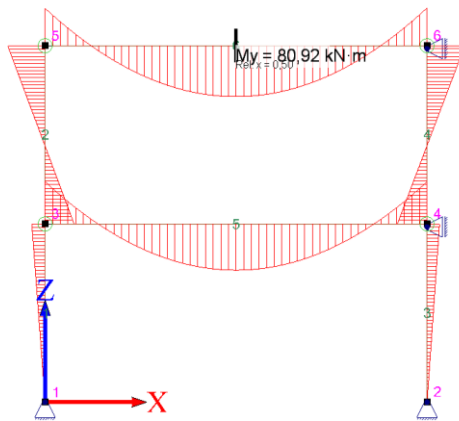
Uendelig stivhet:



Moment:

Forskyvning:

Stivhet ($c = 62\,026 \frac{kNm}{rad}$):

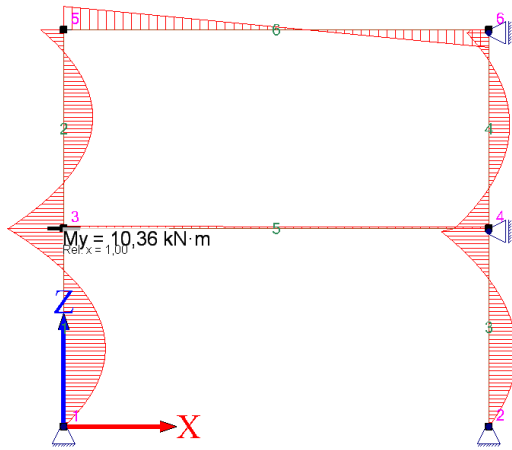


Moment:

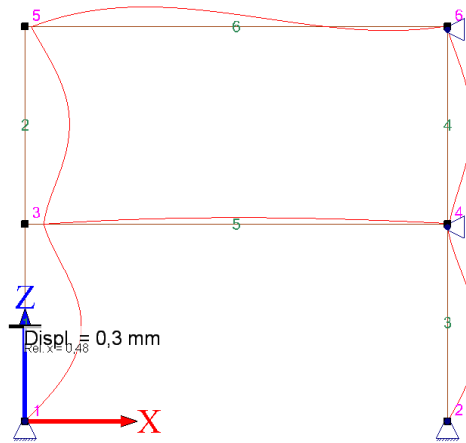
Forskyvning:

RAMME B:
Lastkombinasjon 2:

Uendelig stivhet:

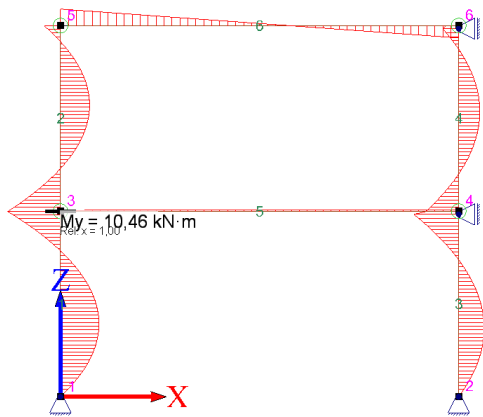


Moment:

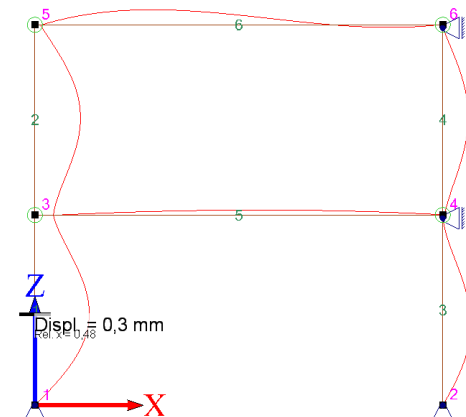


Forskyvning:

Stivhet ($c = 62\,026 \frac{kNm}{rad}$):



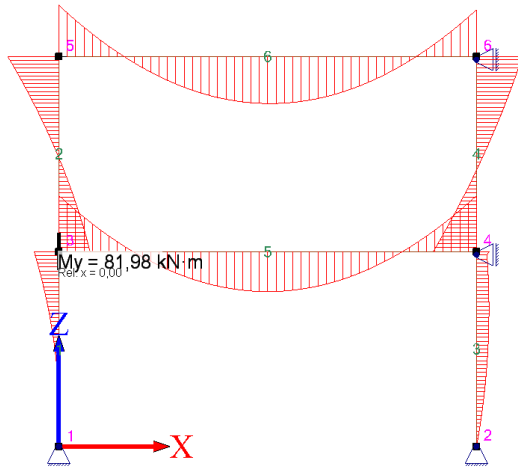
Moment:



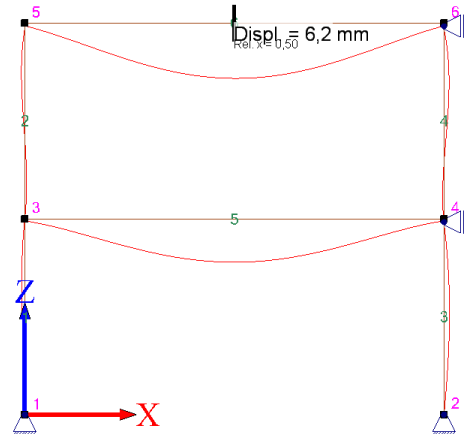
Forskyvning:

RAMME B:
Lastkombinasjon 3:

Uendelig stivhet:

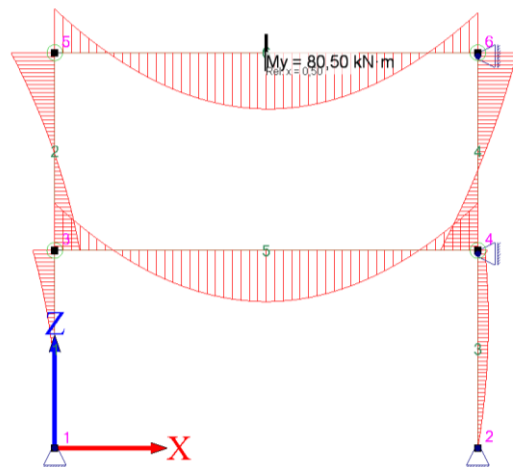


Moment:

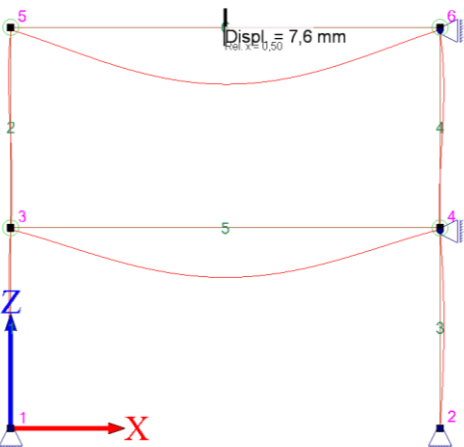


Forskyvning:

Stivhet ($c = 62\,026 \frac{kNm}{rad}$):



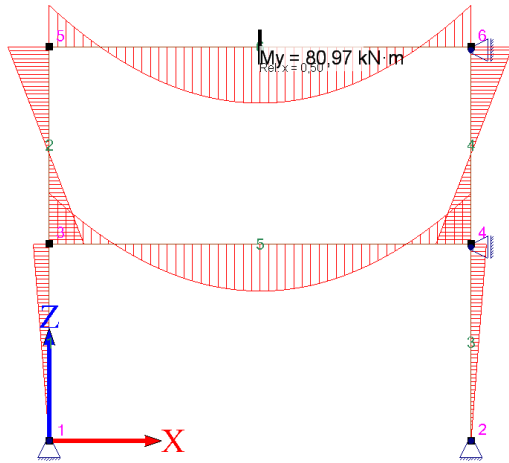
Moment:



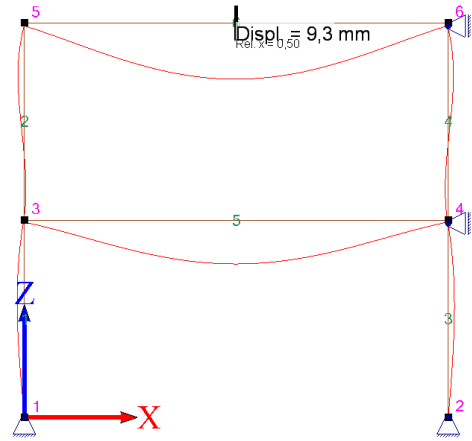
Forskyvning:

RAMME C:
Lastkombinasjon 1:

Uendelig stivhet:

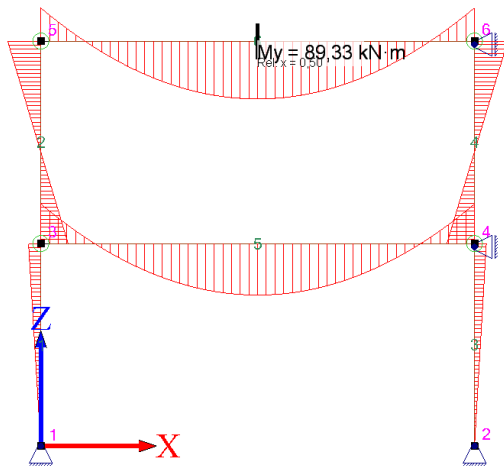


Moment:

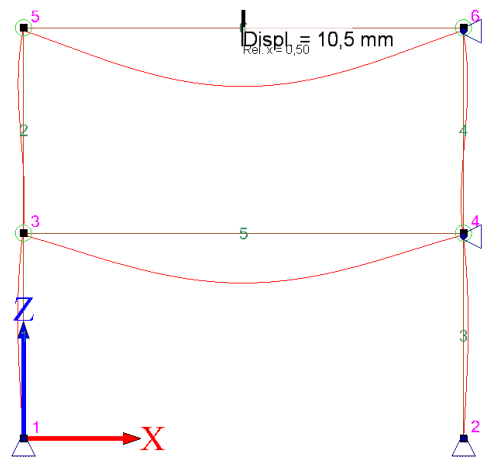


Forskyvning:

Stivhet ($c = 51\,363 \frac{kNm}{rad}$):



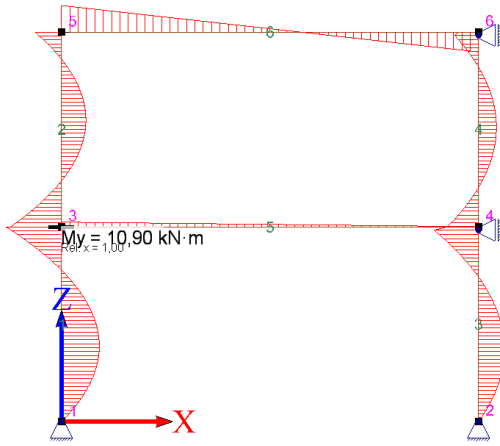
Moment:



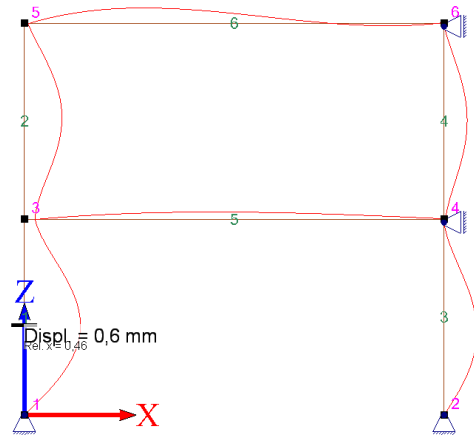
Forskyvning:

**RAMME C:
Lastkombinasjon 2:**

Uendelig stivhet:

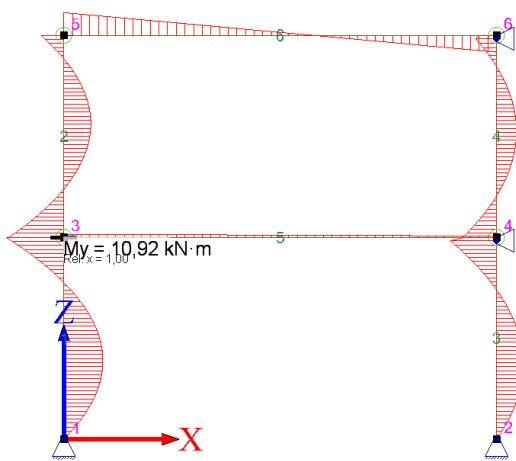


Moment:

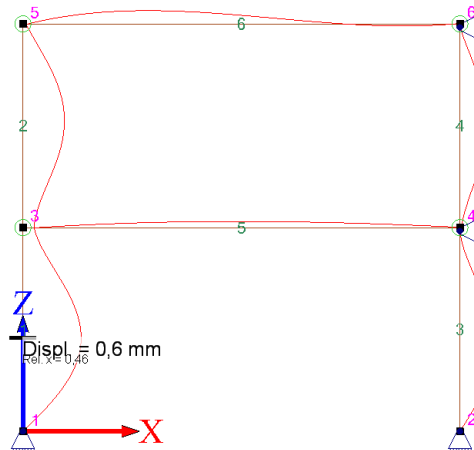


Forskyvning:

Stivhet ($c = 51\,363 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}}$):



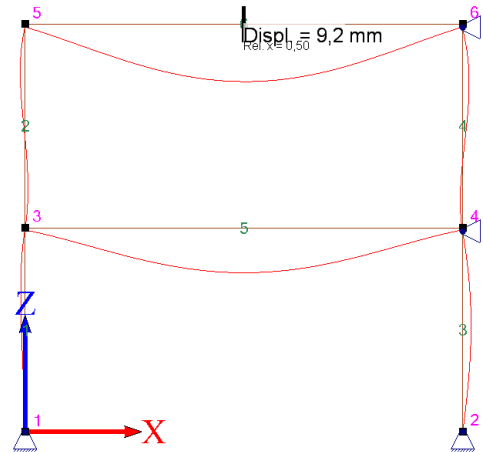
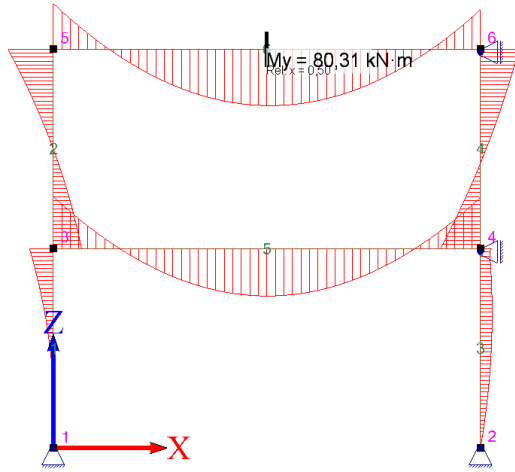
Moment:



Forskyvning:

RAMME C:
Lastkombinasjon 3:

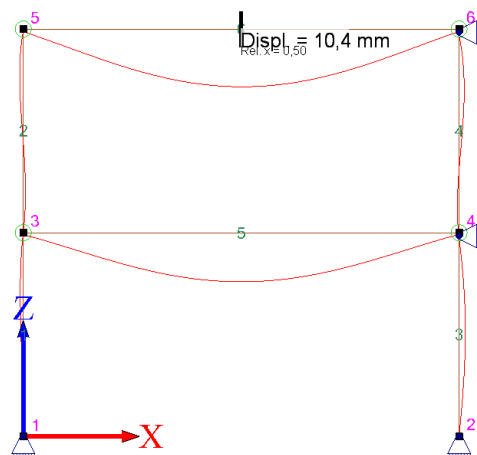
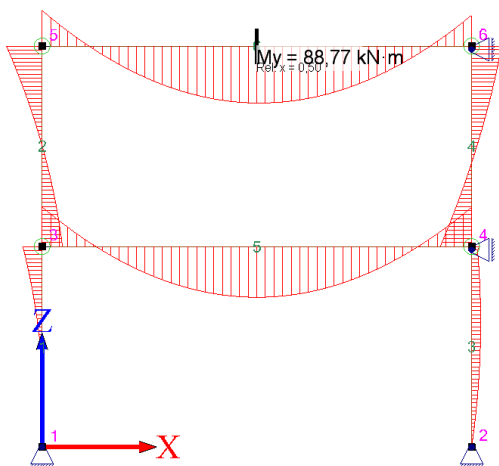
Uendelig stivhet:



Moment:

Forskyvning:

Stivhet ($c = 51\,363 \frac{kNm}{rad}$):

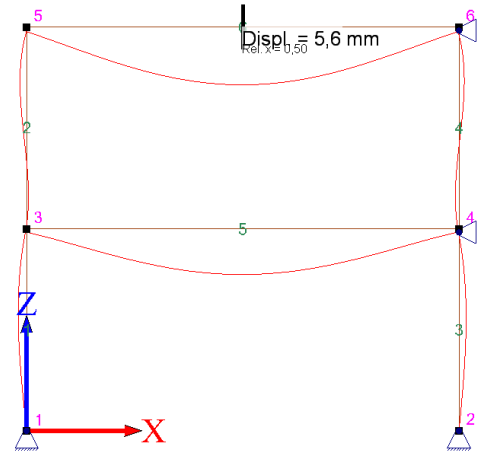
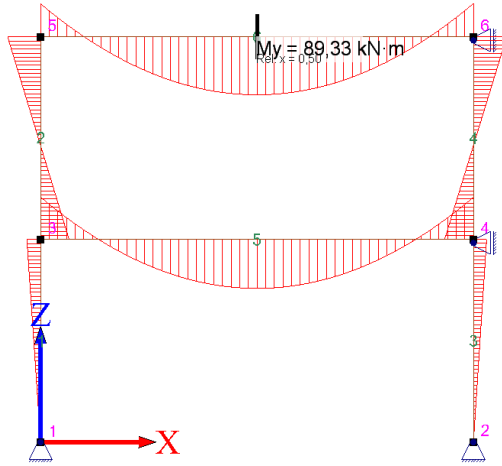


Moment:

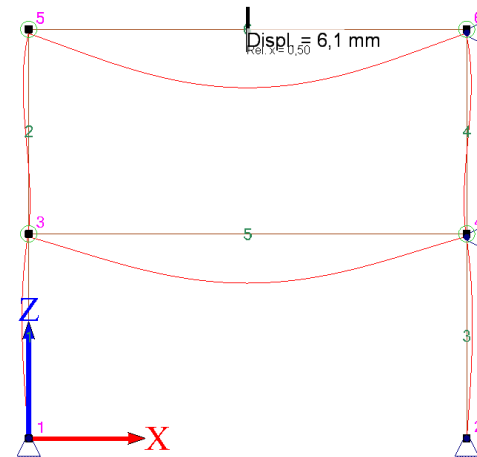
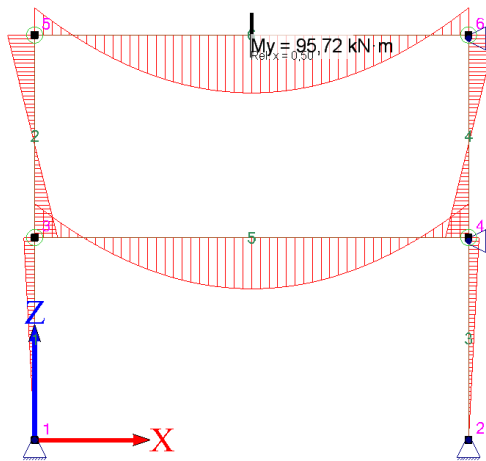
Forskyvning:

RAMME D:
Lastkombinasjon 1:

Uendelig stivhet:

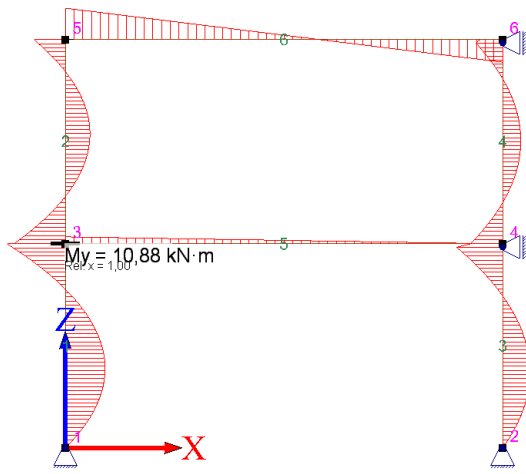


Stivhet ($c = 100\,957 \frac{kNm}{rad}$):

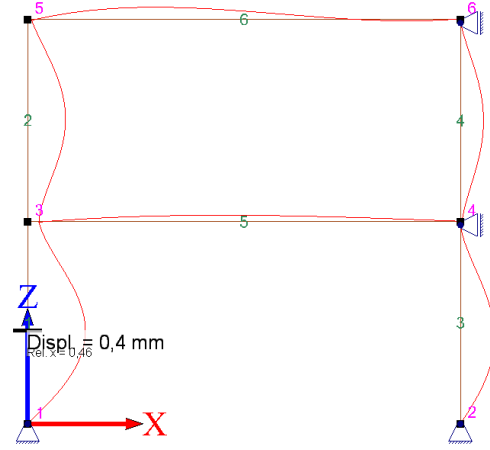


**RAMME D:
Lastkombinasjon 2:**

Uendelig stivhet:

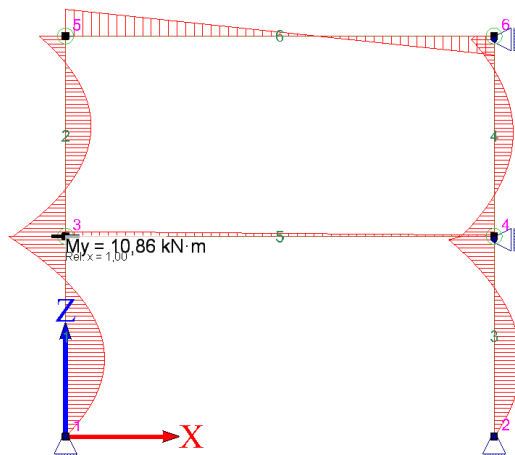


Moment:

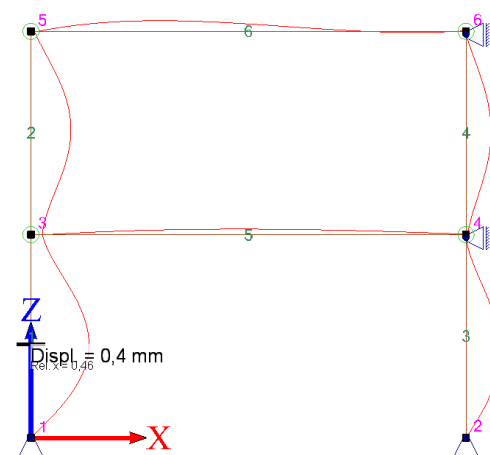


Forskyvning:

Stivhet ($c = 100\,957 \frac{kNm}{rad}$):



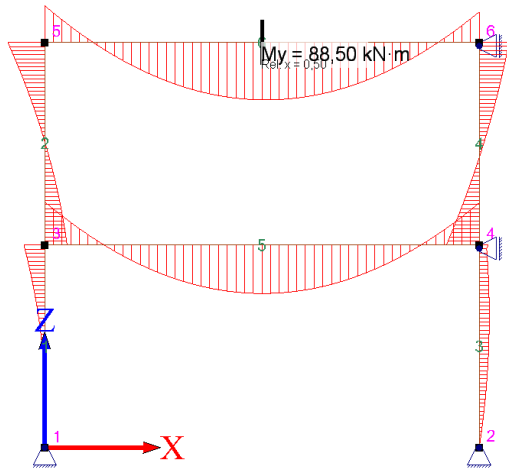
Moment:



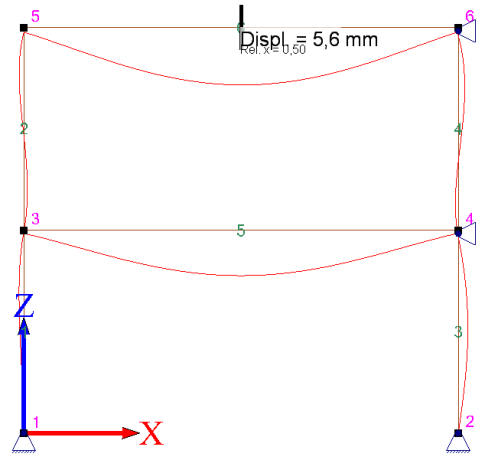
Forskyvning:

**RAMME D:
Lastkombinasjon 3:**

Uendelig stivhet:

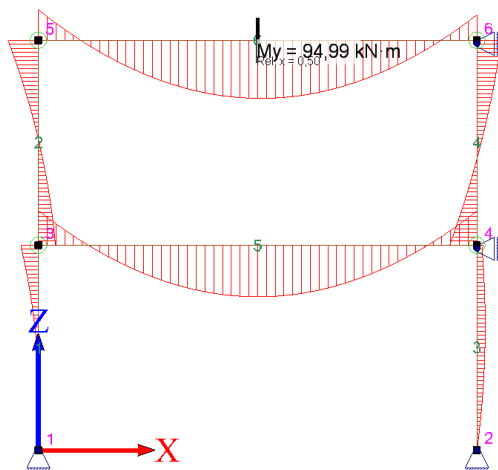


Moment:

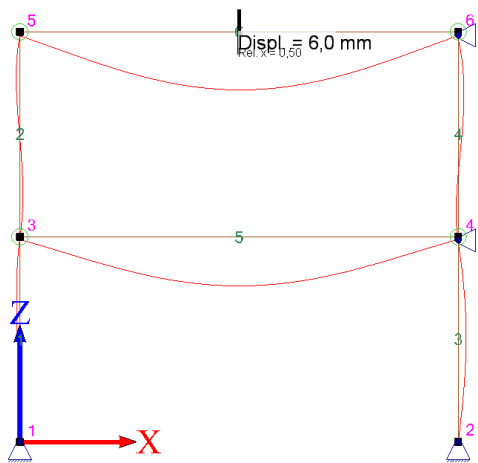


Forskyvning:

Stivhet ($c = 100\,957 \frac{\text{kNm}}{\text{rad}}$):



Moment:

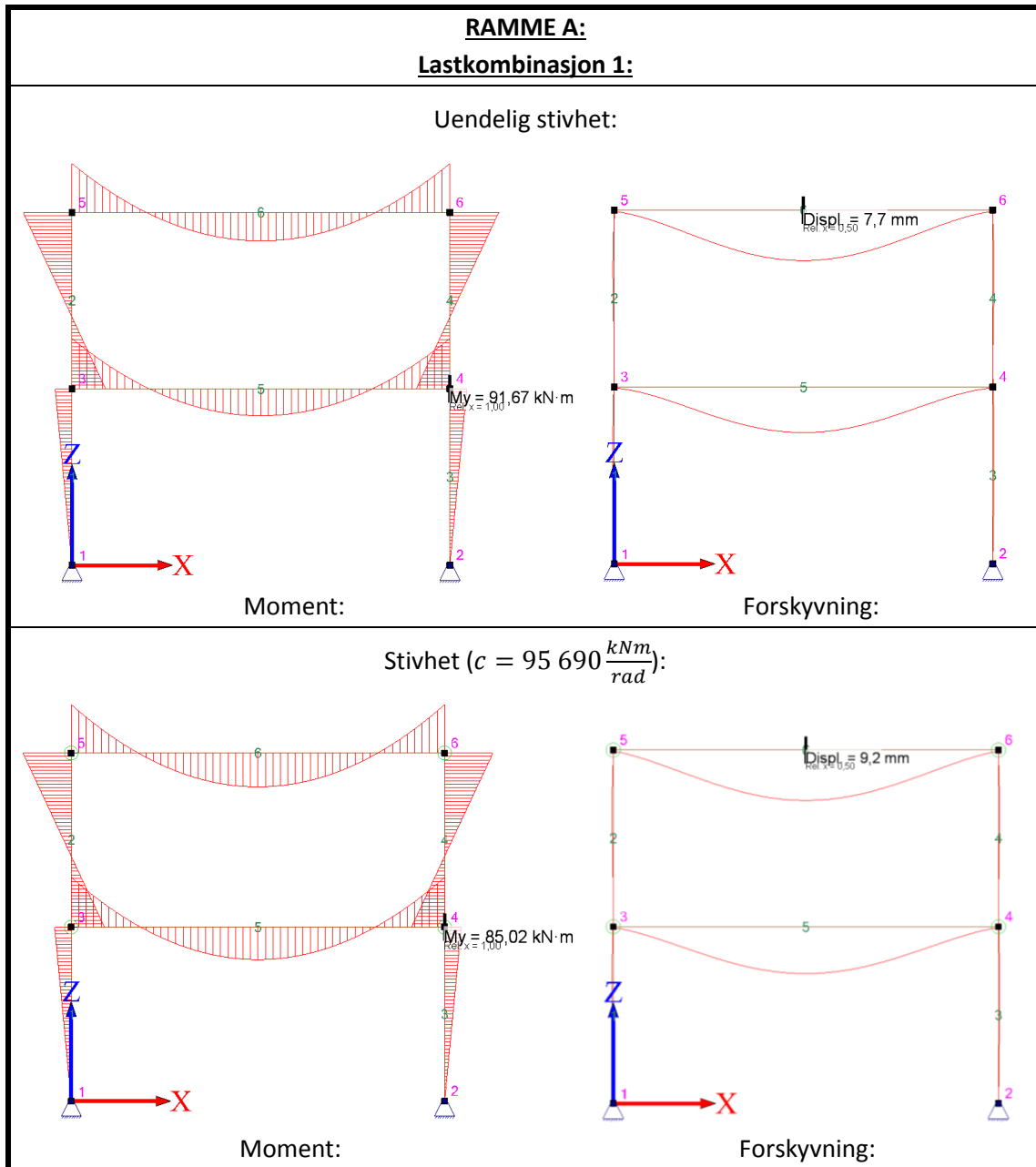


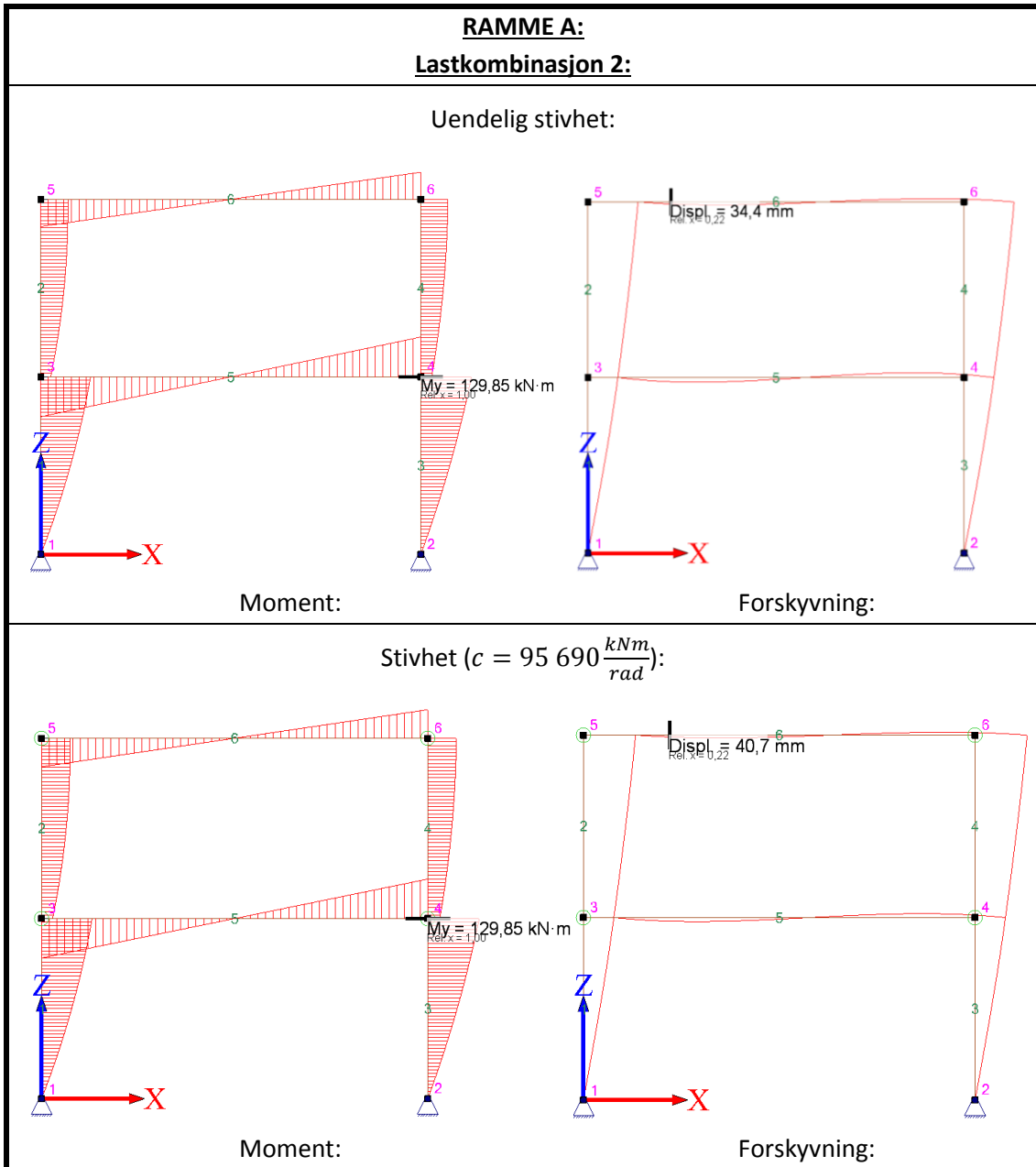
Forskyvning:

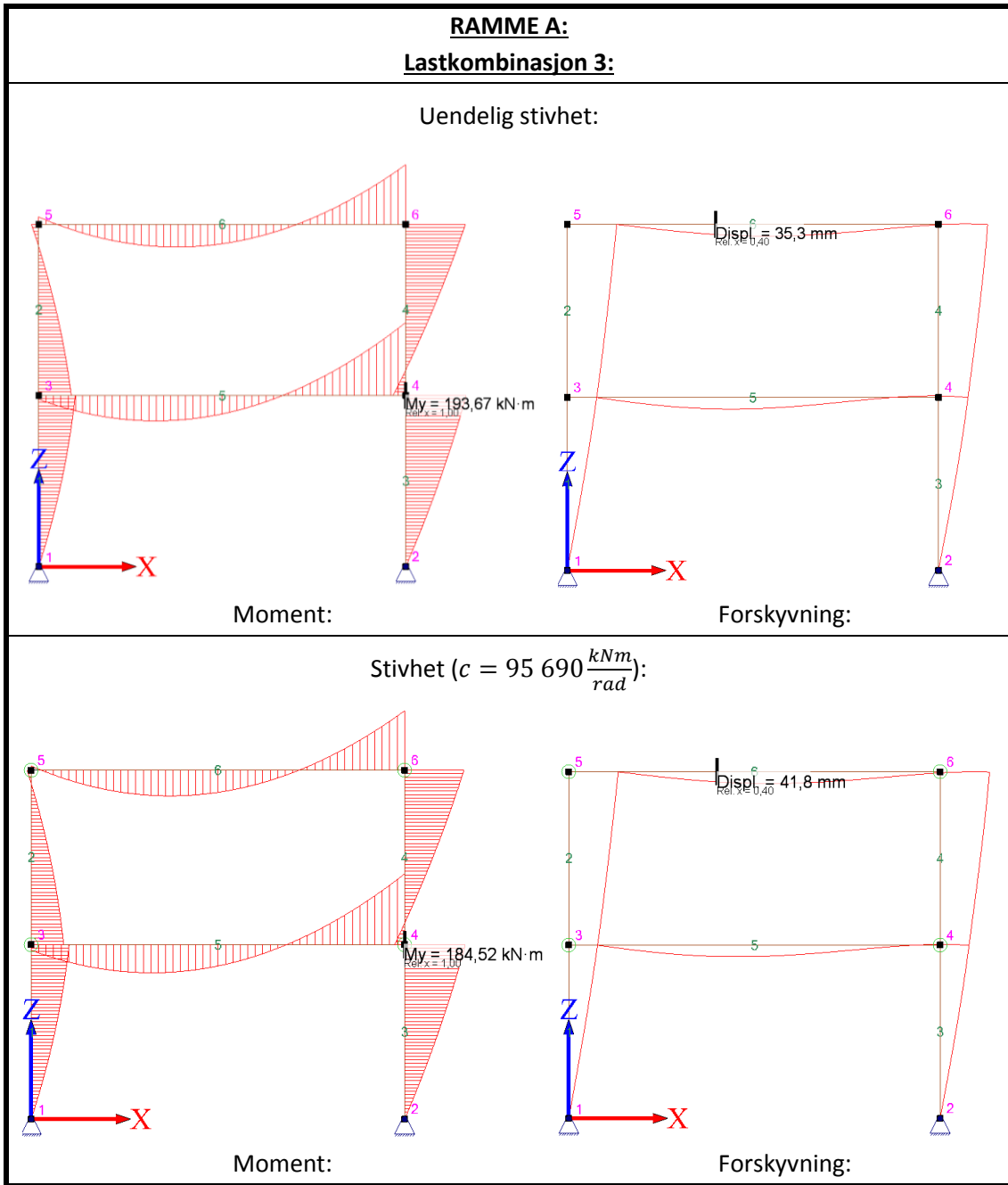
A.4 Uavstivede rammer

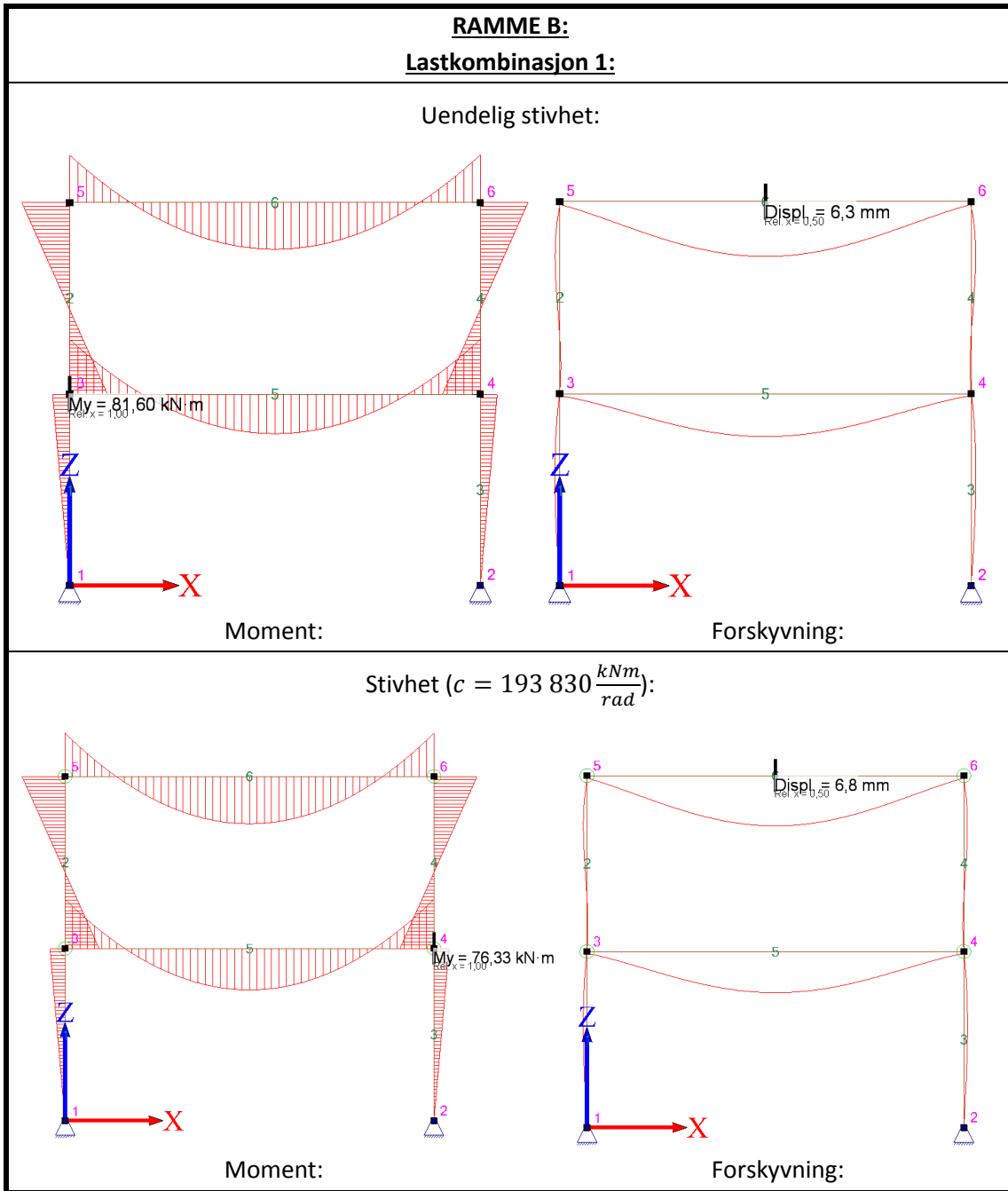
Moment og forskyvningsdiagrammer for de uavstivede rammene er vist i Tabell A.2.

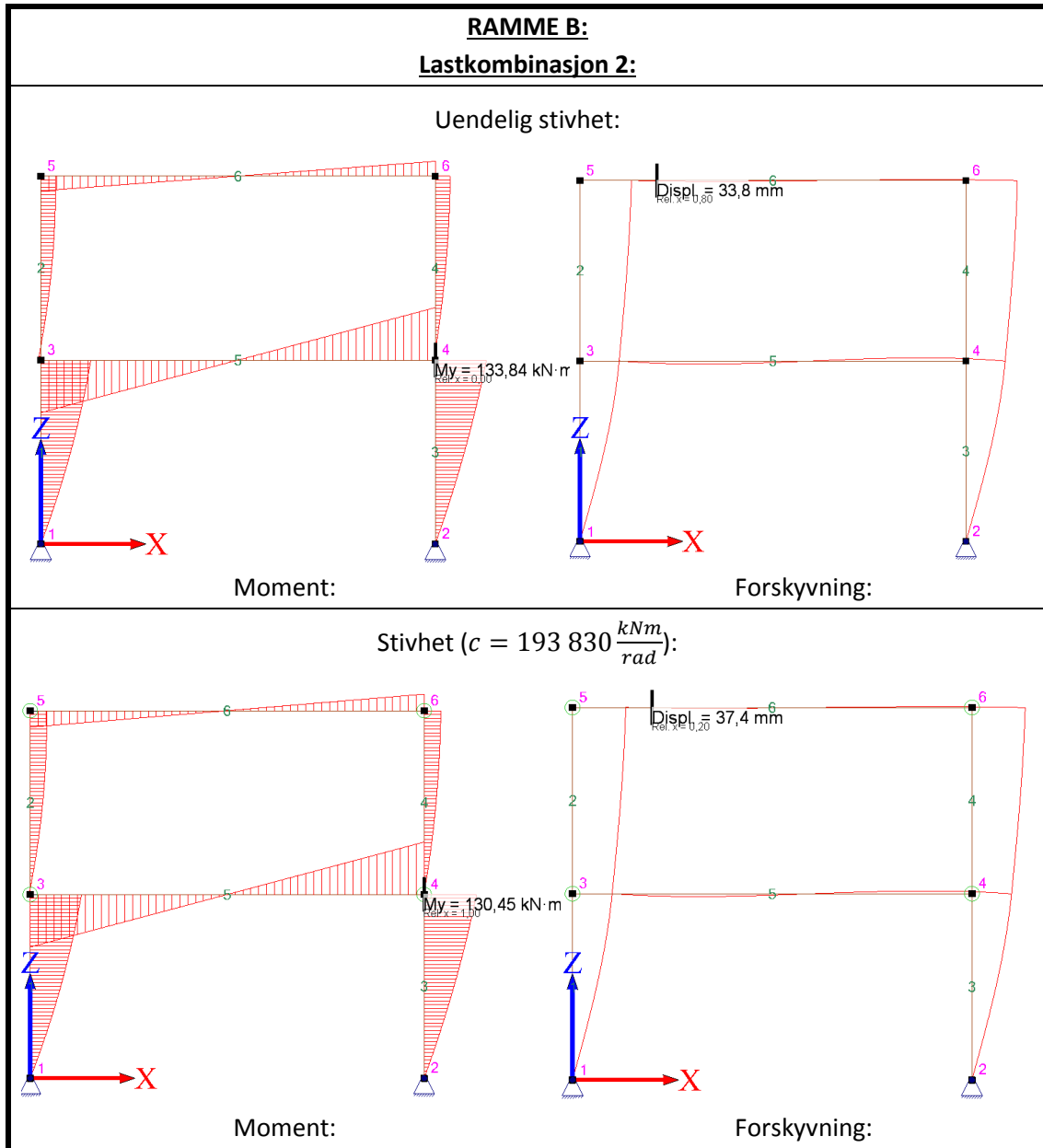
Tabell A.2: Moment- og forskyvningsdiagrammer for uavstivede rammer.

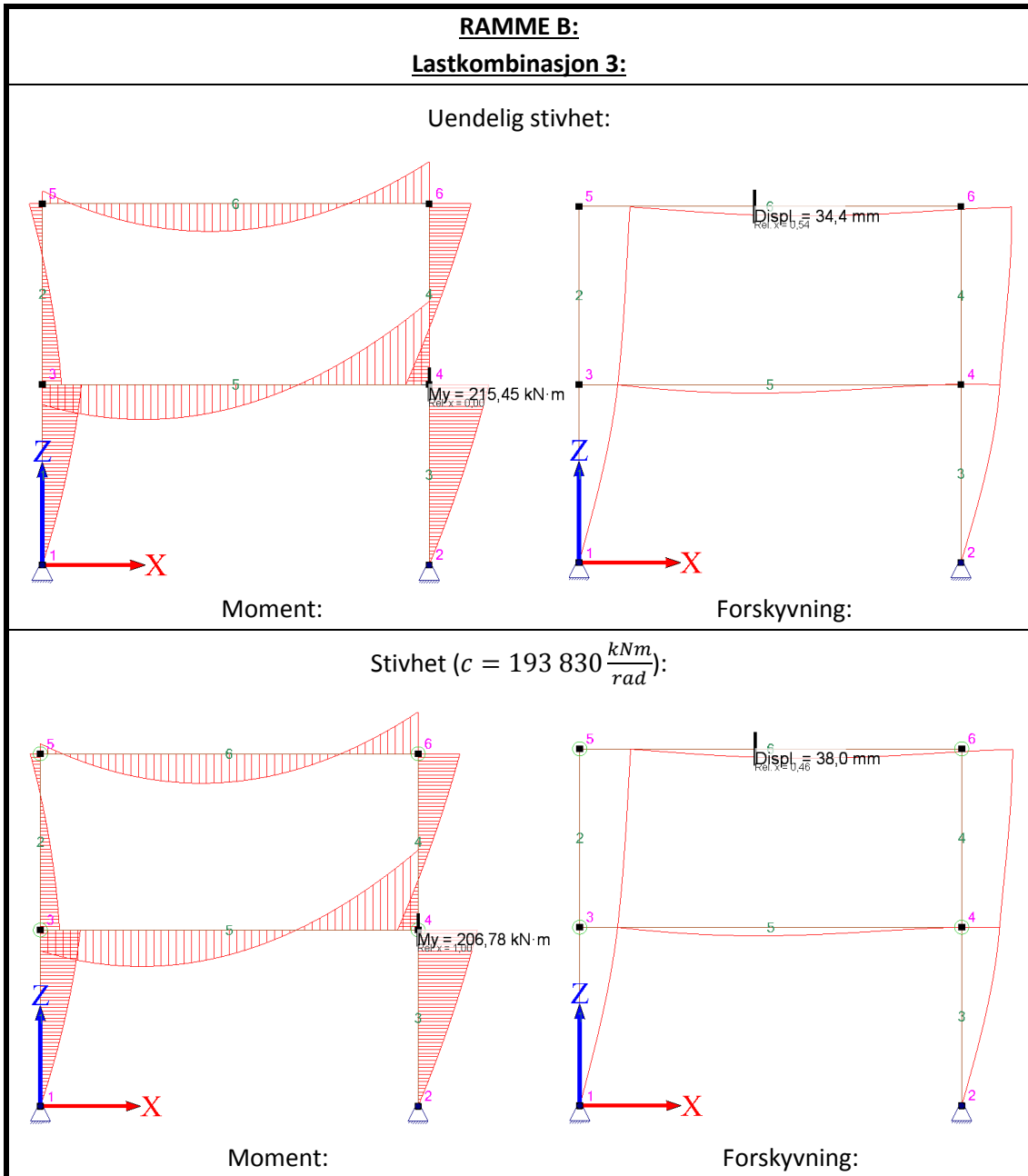






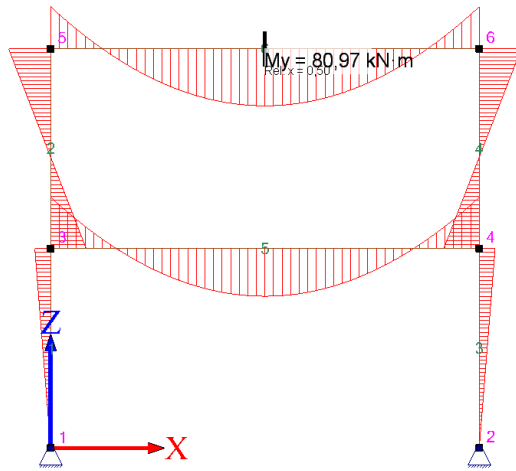




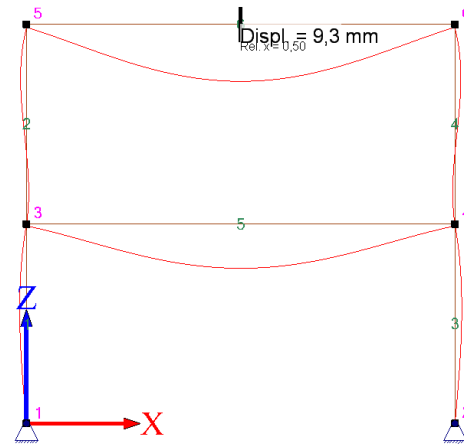


RAMME C:
Lastkombinasjon 1:

Uendelig stivhet:

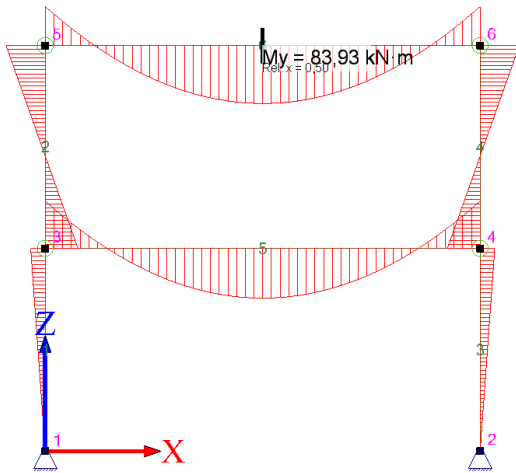


Moment:

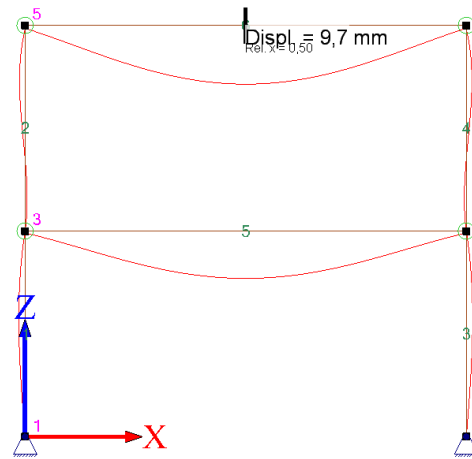


Forskyvning:

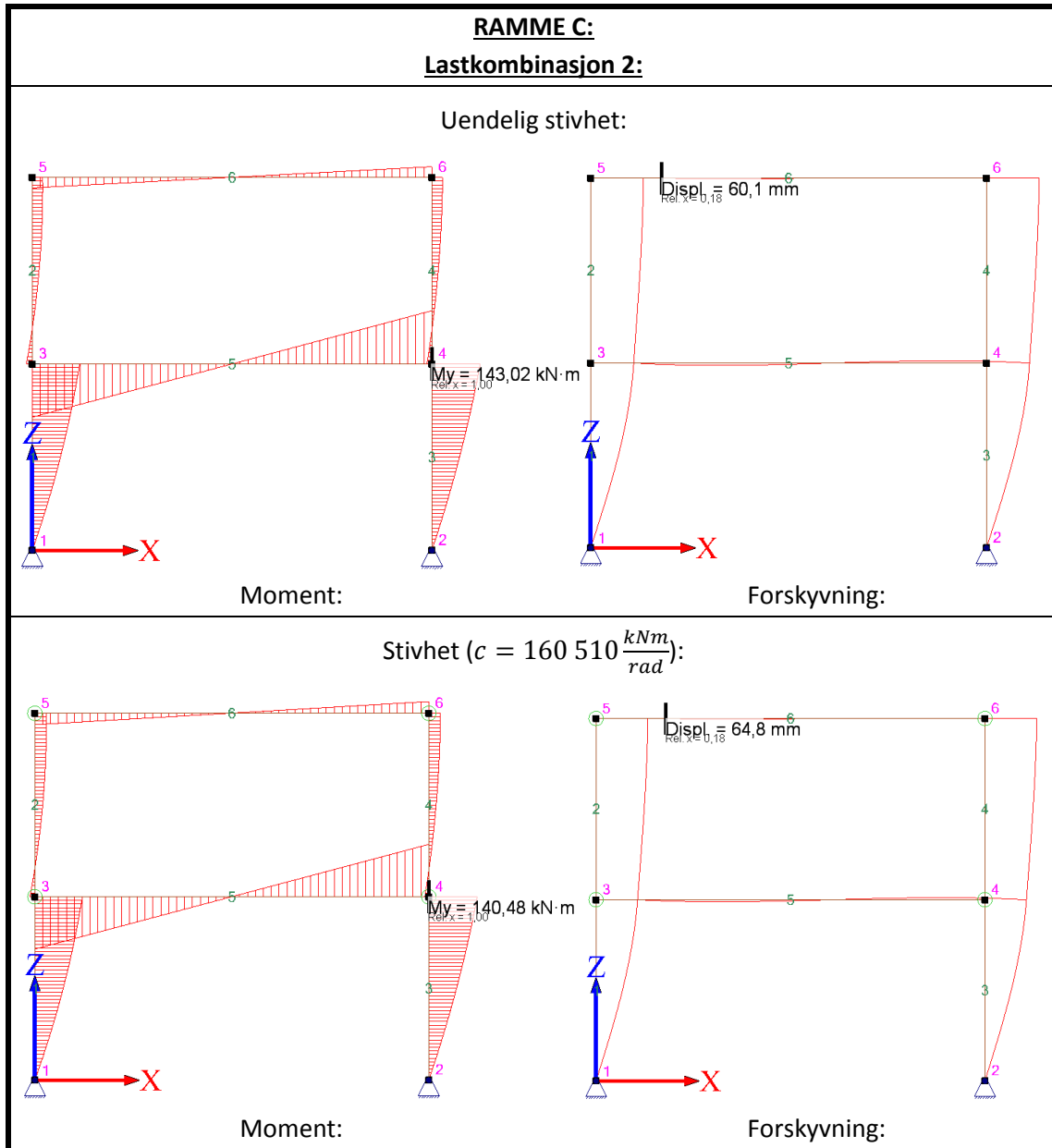
Stivhet ($c = 160\,510 \frac{kNm}{rad}$):

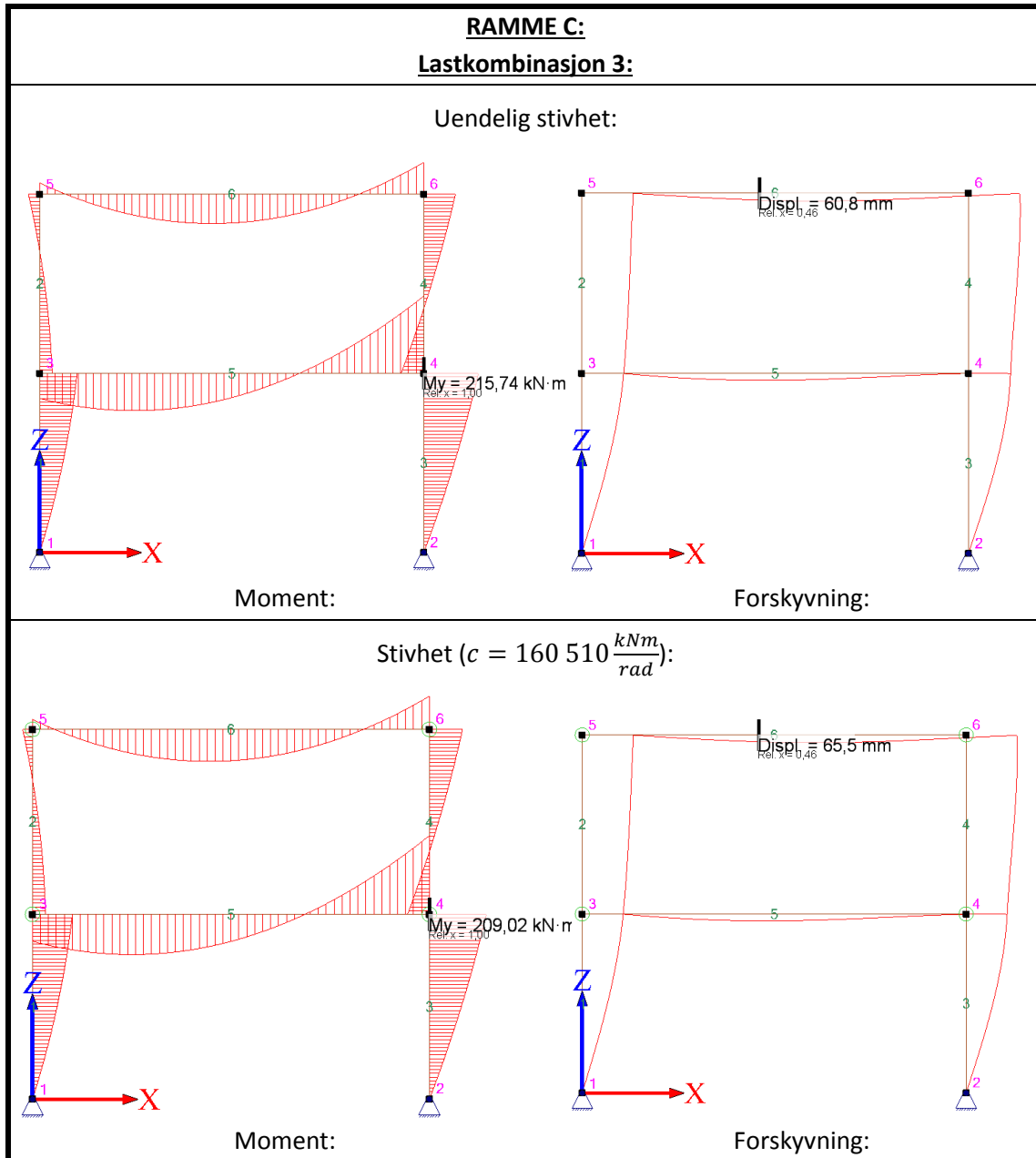


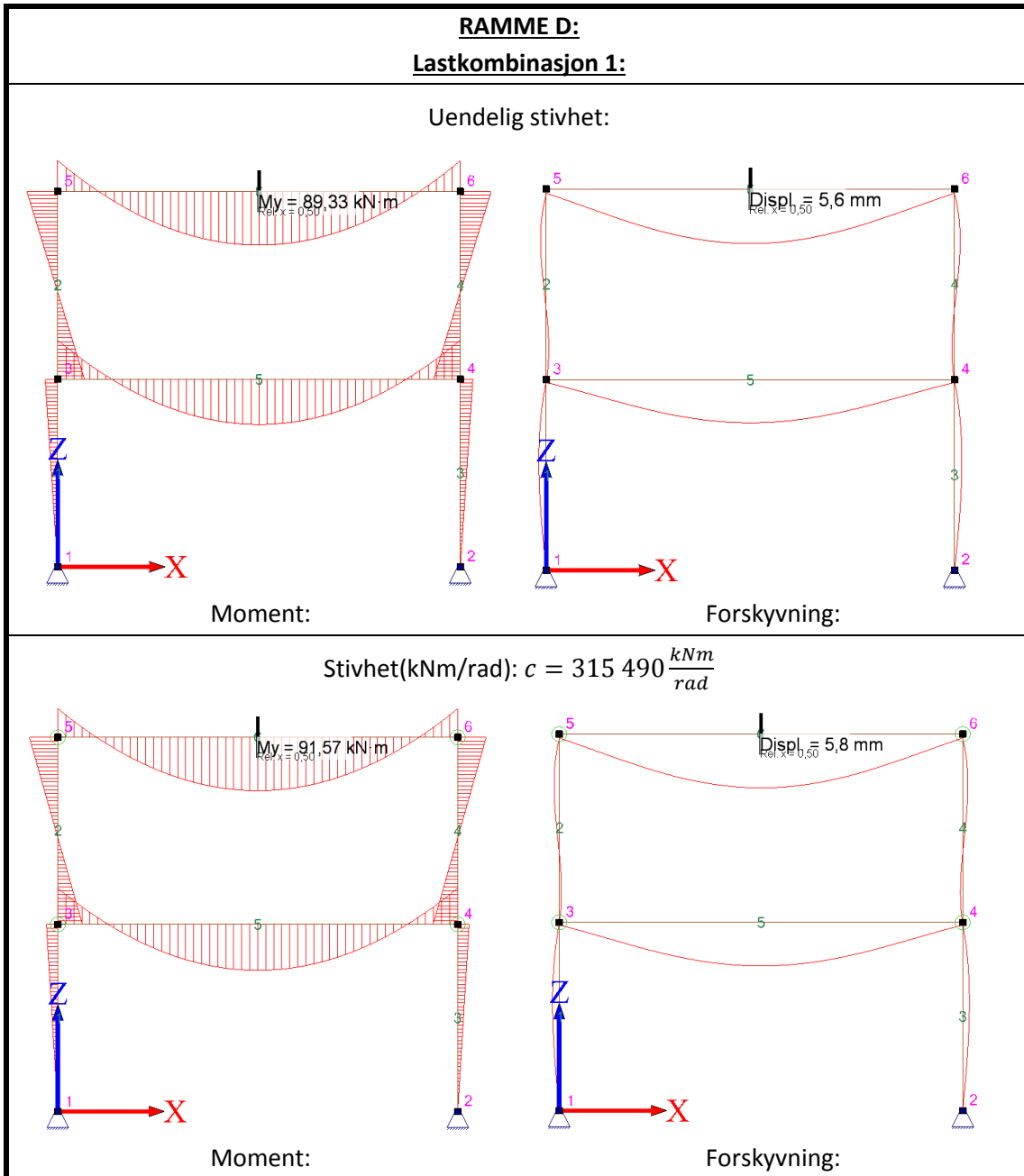
Moment:

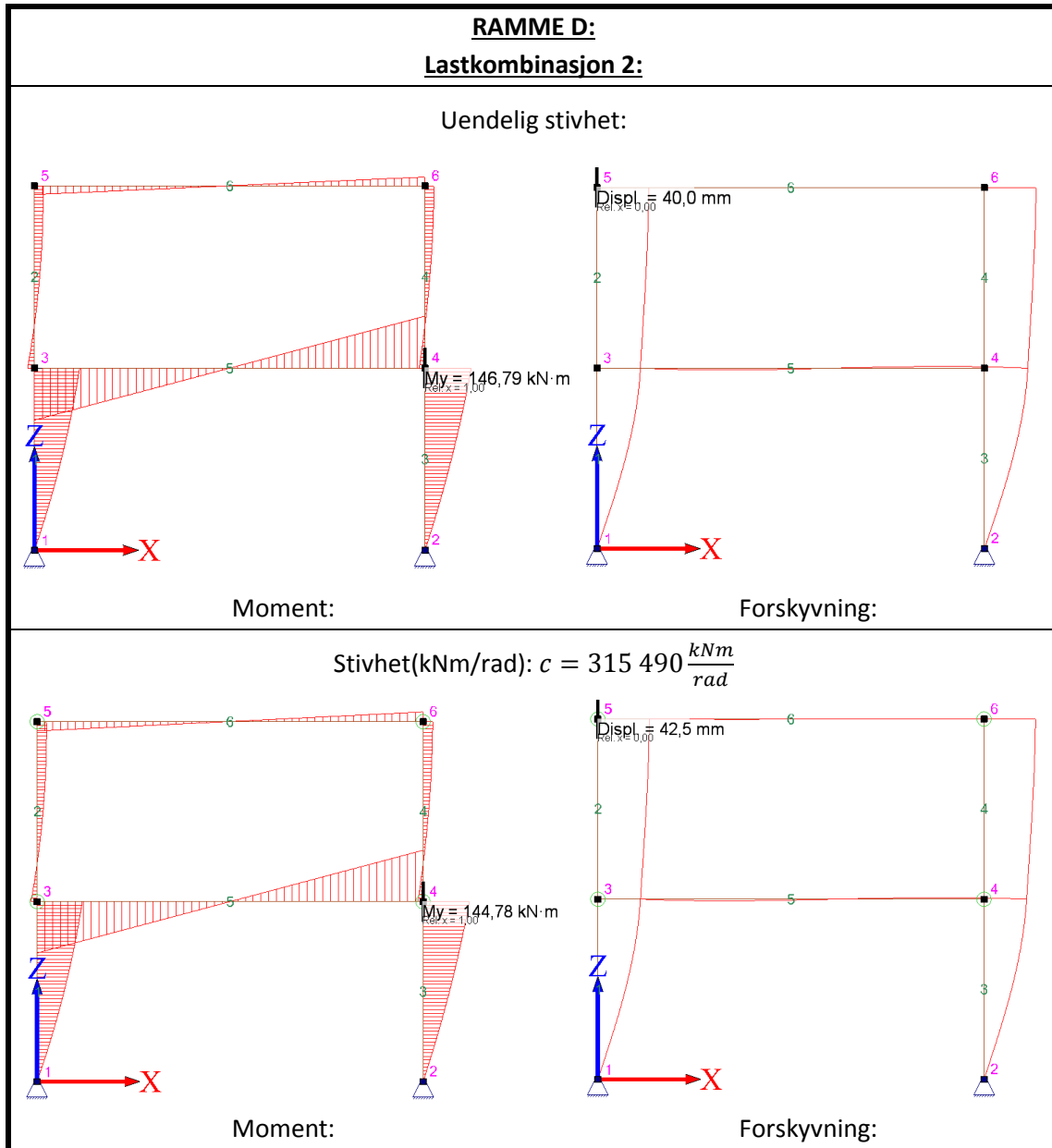


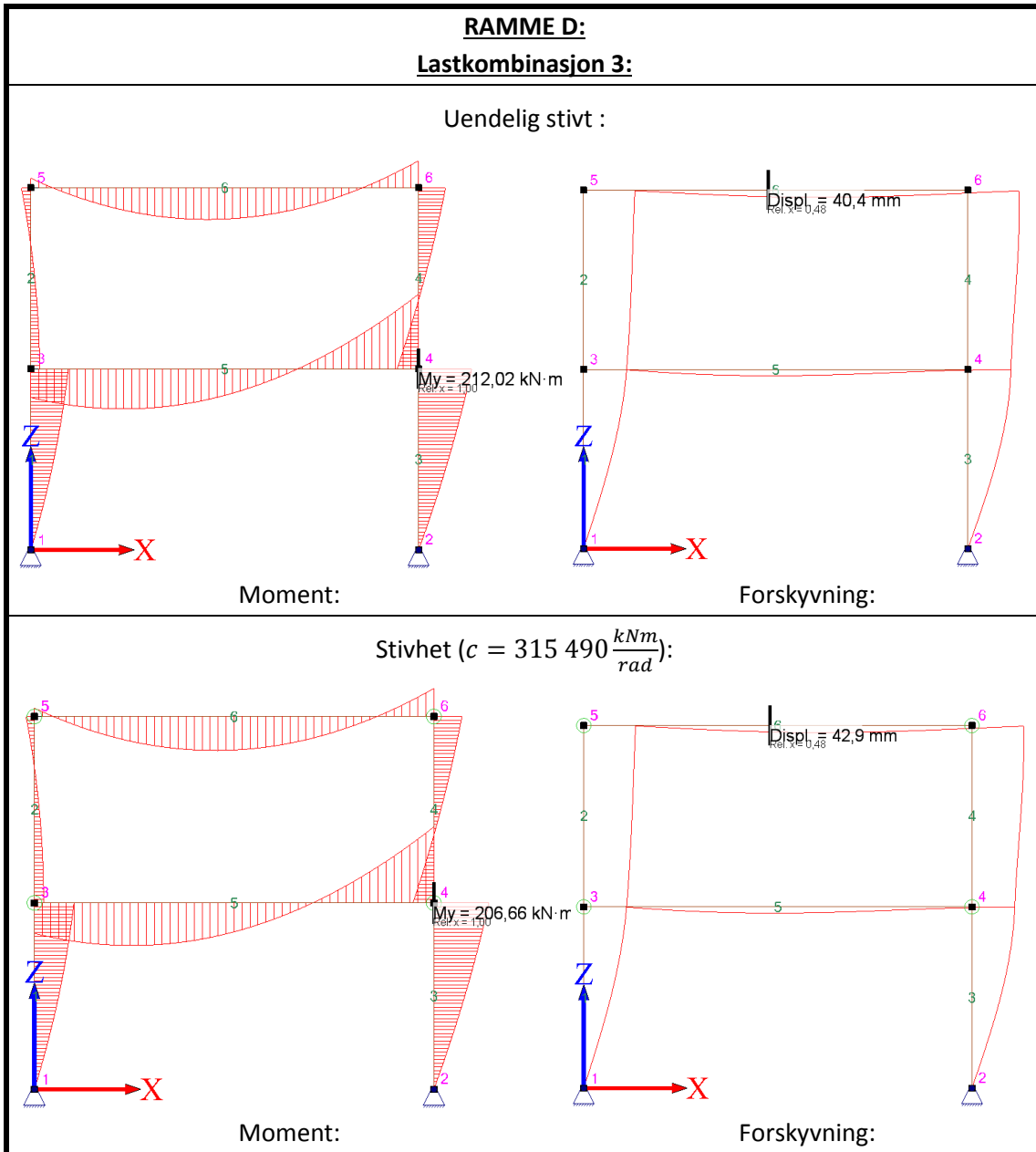
Forskyvning:











B Grunnlag for valg av rammer og beregning av stivhet

B.1 Rammegeometri

I Tabell B.1 er grunnlaget for bestemmelse av tverrsnitt med bakgrunn i valgte rammegeometrier vist. Stivhetsforholdet er beregnet fra uttrykk (3.2), som er gjengitt inne i tabellen. Nødvendige verdier for eventuelle kontrollberegninger er også listet.

Tabell B.1: Rammegeometri.

| Rammegeometri | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------|----------|--|--------|---------------------|--------|--------|--------|--------|--------|----------------------------|--------|--------|--------|
| Tverrsnitt | | Beregner ρ for $L_s=3500$ og $L_b=7500$ | | | | | | | | | | | |
| | | HEA450 | HEA400 | HEA360 | HEA340 | HEA320 | HEA300 | HEA280 | HEA260 | HEA240 | HEA220 | HEA200 | HEA180 |
| 2. arealmom. | Bjelke | Bjelkens spennvidde | | Søylens etasjehøyde | | Lb(mm) | | Lc(mm) | | Elsasitetsmodul =konstant: | | | |
| | | | | | | 7500 | | 3500 | | 210000 N/mm ² | | | |
| HEA450 | 6,37E+08 | 0,47 | 0,33 | 0,24 | 0,20 | 0,17 | 0,13 | 0,10 | 0,08 | 0,06 | 0,04 | 0,03 | 0,02 |
| HEA400 | 4,51E+08 | 0,66 | 0,47 | 0,34 | 0,29 | 0,24 | 0,19 | 0,14 | 0,11 | 0,08 | 0,06 | 0,04 | 0,03 |
| HEA360 | 3,31E+08 | 0,90 | 0,64 | 0,47 | 0,39 | 0,32 | 0,26 | 0,19 | 0,15 | 0,11 | 0,08 | 0,05 | 0,04 |
| HEA340 | 2,77E+08 | 1,07 | 0,76 | 0,56 | 0,47 | 0,39 | 0,31 | 0,23 | 0,18 | 0,13 | 0,09 | 0,06 | 0,04 |
| HEA320 | 2,29E+08 | 1,30 | 0,92 | 0,67 | 0,56 | 0,47 | 0,37 | 0,28 | 0,21 | 0,16 | 0,11 | 0,08 | 0,05 |
| HEA300 | 1,83E+08 | 1,63 | 1,15 | 0,85 | 0,71 | 0,59 | 0,47 | 0,35 | 0,27 | 0,20 | 0,14 | 0,09 | 0,06 |
| HEA280 | 1,37E+08 | 2,18 | 1,54 | 1,13 | 0,95 | 0,78 | 0,62 | 0,47 | 0,36 | 0,26 | 0,18 | 0,13 | 0,09 |
| HEA260 | 1,05E+08 | 2,85 | 2,01 | 1,48 | 1,24 | 1,02 | 0,82 | 0,61 | 0,47 | 0,35 | 0,24 | 0,16 | 0,11 |
| HEA240 | 7,76E+07 | 3,83 | 2,71 | 1,99 | 1,67 | 1,38 | 1,10 | 0,82 | 0,63 | 0,47 | 0,33 | 0,22 | 0,15 |
| HEA220 | 5,41E+07 | 5,50 | 3,89 | 2,85 | 2,39 | 1,98 | 1,58 | 1,18 | 0,90 | 0,67 | 0,47 | 0,32 | 0,22 |
| HEA200 | 3,69E+07 | 8,06 | 5,70 | 4,18 | 3,50 | 2,90 | 2,31 | 1,73 | 1,32 | 0,98 | 0,68 | 0,47 | 0,32 |
| HEA180 | 2,51E+07 | 11,85 | 8,38 | 6,15 | 5,15 | 4,26 | 3,39 | 2,54 | 1,94 | 1,44 | 1,01 | 0,69 | 0,47 |

B.2 Beregning av stivhet

Stivhetsberegningene for de forskjellige rammene er vist i Tabell B.2. Stivheten er beregnet i henhold til beregningsreglene gitt i avsnitt 2.5, se uttrykk (2.3a), som også er gjengitt i tabellen. Egenskapene til bjelkene og søylene er hentet fra Tabell B.1. Disse verdiene ligger til grunn for modelleringen av stivheten i knutepunktene som er benyttet i avsnitt 4.8.

Tabell B.2: Beregning av stivhet.

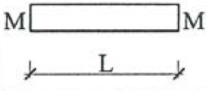
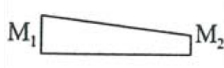

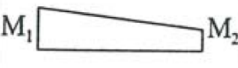
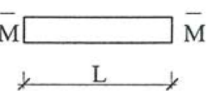
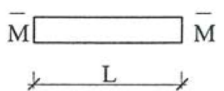
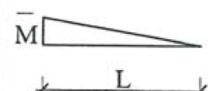

| Beregning av stivhet | | | | $S_{j,ini} \geq \frac{k_b E I_b}{L_b}$ | | | |
|-----------------------------|--------|--------|--------|--|------------|--------------------------|------------|
| For avstivet ramme | | kb= | 8 | Avstivet ramme(kNm/rad) | | Uavstivet ramme(kNm/rad) | |
| For uavstivet ramme | | kb= | 25 | Tilfelle 1 | Tilfelle 2 | Tilfelle 3 | Tilfelle 4 |
| | ρ | Søyle | Bjelke | kb= ∞ | kb=8 | kb= ∞ | kb=25 |
| Ramme 1 | 0,1 | HEA450 | HEA280 | ∞ | 30620,8 | ∞ | 95690 |
| Ramme 2 | 0,7 | HEA300 | HEA340 | ∞ | 62025,6 | ∞ | 193830 |
| Ramme 3 | 1,4 | HEA240 | HEA320 | ∞ | 51363,2 | ∞ | 160510 |
| Ramme 4 | 2 | HEA260 | HEA400 | ∞ | 100956,8 | ∞ | 315490 |

C Beregning av forskyvning for platestivhetskoeffisient

C.1 Beregning av δ_{10} og δ_{11}

I dette avsnittet er beregningen vist for forskyvningene, δ_{10} og δ_{11} gitt i henholdsvis (E.2) og (E.4), som er benyttet til å finne platestivhetskoeffisienten i avsnitt 0. Det er benyttet hurtigintegrasjon som er vist i Tabell C.1. Verdiene i uttrykkene (E.1) og (E.2) er hentet fra Figur 5.9 og Figur 5.10.

Tabell C.1: Oversikt over formler for hurtigintegrasjon.[11]

| | | | |
|---|---|--|---|
|  |  |  |  |
|  |  |  |  |
| $M\bar{M}L$ | $\frac{1}{2}(M_1+M_2)\bar{M}L$ | $\frac{1}{3}M\bar{M}L$ | $\frac{1}{6}[M_1(2\bar{M}_1+\bar{M}_2) + M_2(\bar{M}_1+2\bar{M}_2)]L$ |

$$\delta_{10} = \int \frac{M_0 M_1}{EI} dx = \frac{1}{EI} \left[\frac{1}{2} \left(-\frac{9}{8} - \frac{5}{8} \right) Fm \cdot 1,25m + \frac{1}{3} \left(-\frac{5}{8} Fm \right) 1,25 \cdot 1,25 \right] \quad (E.1)$$

$$\delta_{10} = -\frac{545}{384} \cdot \frac{Fm^3}{EI}$$

$$\delta_{11} = \int \frac{M_1 M_1}{EI} dx = \frac{1}{EI} \left[1,25m \cdot 1,25m \cdot m + \frac{1}{3} \cdot 1,25m \cdot 1,25m \cdot 1,25m \right] \quad (E.2)$$

$$\delta_{11} = \frac{425}{192} \cdot \frac{m^3}{EI}$$

C.2 Beregning av δ_A

Her er beregning av forskyvningen ved punkt A i Figur 5.11 vist. Disse er funnet ved hurtigintegrasjon ved hjelp av formlene i Tabell C.1. Verdiene er hentet fra momentdiagrammene i Figur 5.12 og Figur 5.13.

$$\delta_A = \int \frac{M_{Res} M_2}{EI} dx$$

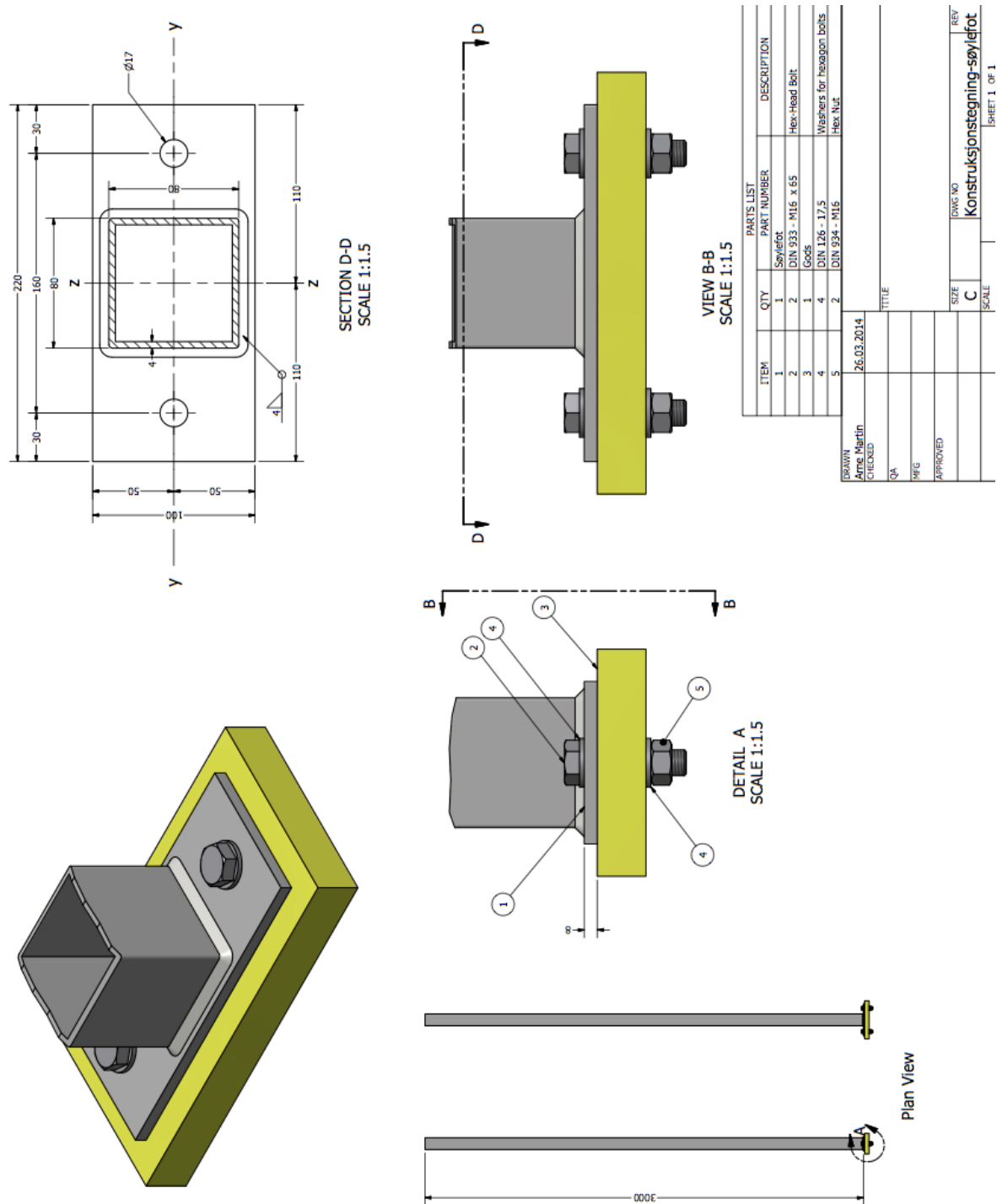
$$\delta_A = \frac{1}{EI} \left[\frac{1}{6} \{ (-0,3235) \cdot (2 \cdot (-0,65) + 0,35) + 0,1765 \cdot (-0,65 + 2 \cdot 0,35) \} \cdot m \right] \quad (E.5)$$

$$+ \frac{1}{EI} \left[\frac{1}{3} \cdot 0,1765 \cdot 0,35 \cdot 1,25m \right]$$

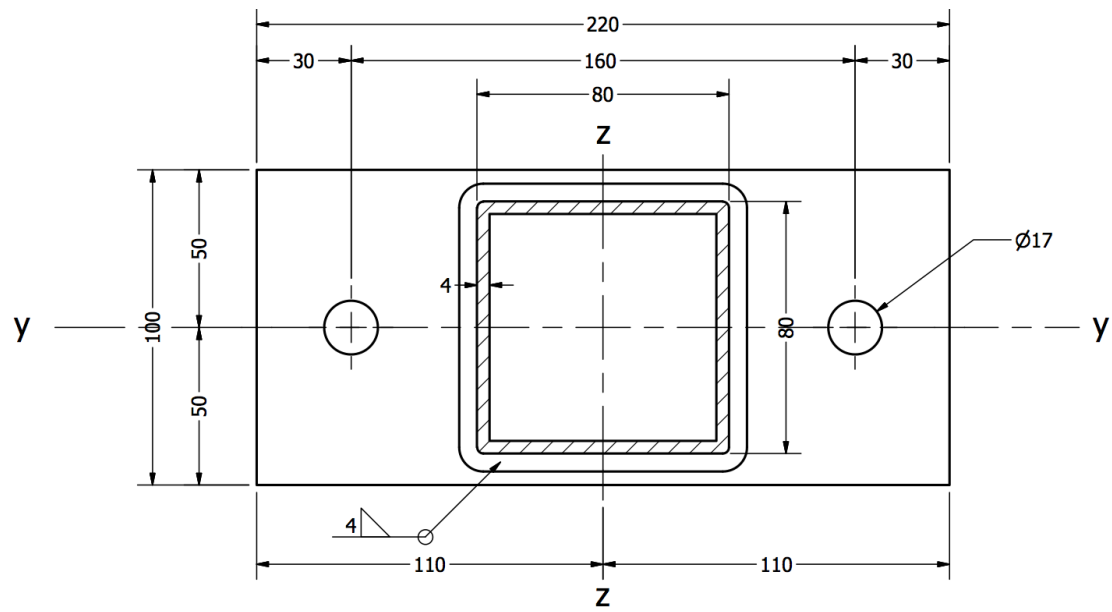
$$\delta_A = 0,07843 \cdot \frac{Fm^3}{EI} \quad (E.6)$$

D Fabrikasjonstegninger for søylefotforbindelsen

I Figur D.1er det vist fabrikasjonstegningene for produksjonen av søylefotforbindelsen. I Figur D.2 er et forstørret utsnitt av snitt D-D fra Figur D.1 gitt, hvor målene til endeplaten er vist tydeligere. Endeplatens tykkelse er satt til 8mm.



Figur D.1: Fabrikasjonstegning av søylefotforbindelsen.



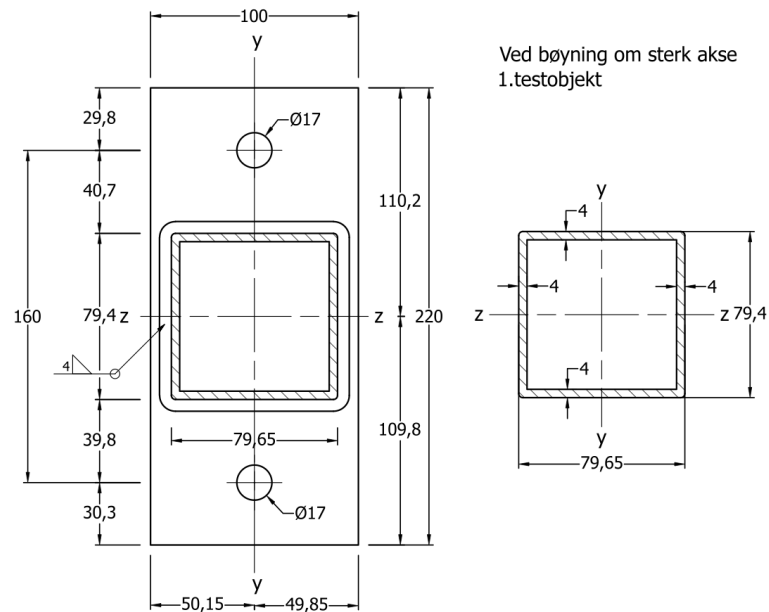
SECTION D-D

Figur D.2: Forstørret utsnitt av fabrikkasjonstegningen i Figur D.1, som viser målene til forbindelsen.

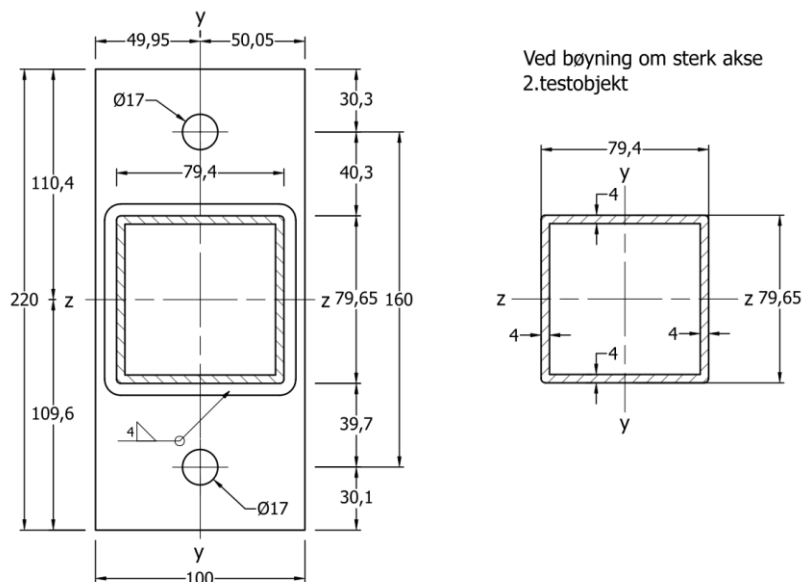
E Målte avstander og beregning av annet arealmoment for søylefot

E.1 Målte avstander for forsøksobjektene

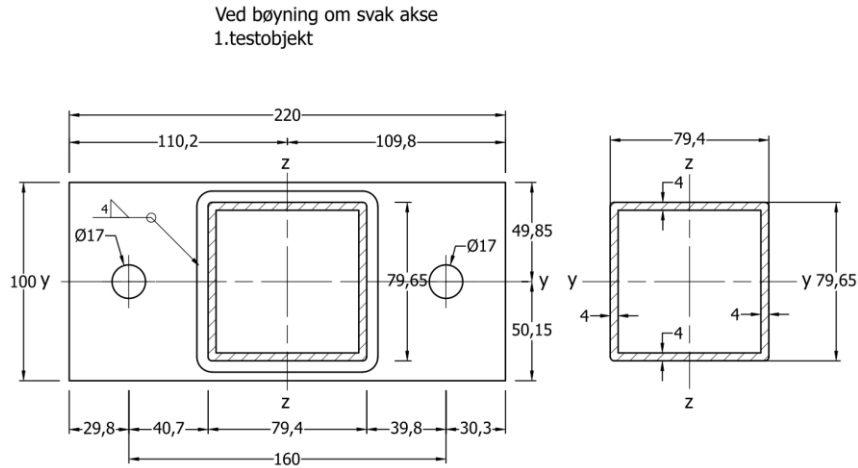
I Figur E.1, Figur E.2 og Figur E.3 er de målte avstandene for forbindelsen gitt. Samtlige av forbindelsene hadde en endeplate med målt tykkelse på $t_p = 8\text{mm}$. Det er så små avvik fra det som er gitt i fabrikkasjonstegningen, se Figur D.2 i Vedlegg 0, at det er valgt å benytte målene fra fabrikkasjonstegningen i beregningene. Det eneste unntaket er beregningen av annet arealmoment for forbindelsene, som blir utført med målene som er gitt her.



Figur E.1: Mål for forsøksobjekt 1 ved bøyning om sterk akse.



Figur E.2: Mål for forsøksobjekt 2 ved bøyning om sterk akse.



Figur E.3: Mål for forsøksobjekt 1 ved bøyning om svak akse.

E.2 Beregning av annet arealmoment

E.2.1 Bøyning om sterk akse, forsøksobjekt 1

Profilen er symmetrisk om Z-aksen. Annet arealmoment beregnes i (D.1), hvor det er valgt å beregne annet arealmoment til hele tverrsnittet for så å trekke fra for annet arealmoment til den hule delen. Bredden og høyde er i henhold til Figur E.1, hvor høyden er vertikal og bredden er horisontal.

$$I_{z.1} = \frac{bh^3}{12} - \frac{(b - 2t_p)(h - 2t_p)^3}{12} \quad (D.1)$$

$$I_{z.1} = \frac{79,65 \cdot 79,4^3}{12} - \frac{(79,65 - 2 \cdot 4)(79,4 - 2 \cdot 4)^3}{12} = 1149158 \text{ mm}^4 \approx 1,1492 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

E.2.2 Bøyning om sterk akse, forsøksobjekt 2

Dette forsøksobjektet ble kjørt til brudd om sterk akse. Som Figur E.2 viser, ble dette dessverre ikke rotert likt som forsøksobjektet i stivhetsforsøket om sterk akse. Annet arealmoment for søylen i denne sammenstillingen blir som vist i (D.2)

$$I_{z.2} = \frac{bh^3}{12} - \frac{(b - 2t_p)(h - 2t_p)^3}{12} \quad (D.2)$$

$$I_{z.2} = \frac{79,4 \cdot 79,65^3}{12} - \frac{(79,4 - 2 \cdot 4)(79,65 - 2 \cdot 4)^3}{12} = 1154867 \text{ mm}^4 \approx 1,1549 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

E.2.3 Bøyning om svak akse, forsøksobjekt 1

Samme forsøksobjekt som i E.2.1, men nå er det rotert, annet arealmoment blir som vist i (D.3). Bredden og høyde er i henhold til Figur E.3 hvor høyden er vertikal og bredden er horisontal.

$$I_{y.1} = \frac{bh^3}{12} - \frac{(b - 2t_p)(h - 2t_p)^3}{12} \quad (D.3)$$

$$I_{y.1} = \frac{79,4 \cdot 79,65^3}{12} - \frac{(79,4 - 2 \cdot 4)(79,65 - 2 \cdot 4)^3}{12} = 1154867 \text{ mm}^4 \approx 1,1549 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

F Data fra laboratorieforsøket

F.1 Avleste og kalibrerte data ved bøyning om sterk akse

Måleverdiene fra stivhetsforsøket for forsøksobjekt 1, er gitt i Tabell F.1 for bøyning om sterk akse og i Tabell F.2 for forsøksobjekt 2. I Tabell F.2 er også dataen fra bruddforsøket listet, se 8. gjennomgang.

I kolonnen for kalibrerte data er måleverdiene justert slik at klinometrene er nullstilt før forsøket starter. Det er deretter beregnet gjennomsnittlig verdi for de to målerne, som igjen er regnet om til rotasjon i radianer i siste kolonne.

Tabell F.1: Data fra stivhetsforsøk med forsøksobjekt 1 ved bøyning om sterk akse.

| Testresultater LAB - Søyrefot - Belastning langs y-aksen | | | | | | | | | | | | |
|--|----------------|--------------|------------|-----------|-----------------|------------|-------------|-----------|----------|----------|----------|---------|
| | | Rådata | | | Kalibrerte data | | | | Moment | Rotasjon | | |
| | kg | Venstre(deg) | Høyre(deg) | Nedb.(mm) | Venstre(deg) | Høyre(deg) | Gj.sn.(deg) | Nedb.(mm) | (kNm) | rad[GJ] | | |
| 1. gjennomgang | Opp | 0 | 0 | 0,1204 | 460,5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,00000 | |
| | | 5 | 0,00704 | 0,1138 | 458 | 0,00704 | 0,0066 | 0,00682 | 2,5 | 0,1472 | 0,00012 | |
| | | 10 | 0,01408 | 0,1138 | 456 | 0,01408 | 0,0066 | 0,01034 | 4,5 | 0,2943 | 0,00018 | |
| | | 15 | 0,02112 | 0,1071 | 454 | 0,02112 | 0,0133 | 0,01721 | 6,5 | 0,4415 | 0,00030 | |
| | | 20 | 0,02815 | 0,1004 | 452 | 0,02815 | 0,02 | 0,024075 | 8,5 | 0,5886 | 0,00042 | |
| | | 25 | 0,03519 | 0,1004 | 449,5 | 0,03519 | 0,02 | 0,027595 | 11 | 0,7358 | 0,00048 | |
| | Ned | 30 | 0,04575 | 0,09368 | 447 | 0,04575 | 0,02672 | 0,036235 | 13,5 | 0,8829 | 0,00063 | |
| | | 0 | 0 | 0,1271 | 460 | 0 | -0,0067 | -0,00335 | 0,5 | 0,0000 | -0,00006 | |
| | | 5 | 0,00704 | 0,1271 | 458 | 0,00704 | -0,0067 | 0,00017 | 2,5 | 0,1472 | 0,00000 | |
| | | 10 | 0,01408 | 0,1204 | 456 | 0,01408 | 0 | 0,00704 | 4,5 | 0,2943 | 0,00012 | |
| | | 15 | 0,02112 | 0,1138 | 453,5 | 0,02112 | 0,0066 | 0,01386 | 7 | 0,4415 | 0,00024 | |
| | | 20 | 0,02815 | 0,1071 | 451 | 0,02815 | 0,0133 | 0,020725 | 9,5 | 0,5886 | 0,00036 | |
| | 2. gjennomgang | Opp | 25 | 0,03519 | 0,1004 | 449 | 0,03519 | 0,02 | 0,027595 | 11,5 | 0,7358 | 0,00048 |
| | | | 0 | 0 | 0,13045 | 460 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,00000 |
| 5 | | | 0 | 0,1271 | 458 | 0 | 0,00335 | 0,001675 | 2 | 0,1472 | 0,00003 | |
| 10 | | | 0,00704 | 0,1204 | 456 | 0,00704 | 0,01005 | 0,008545 | 4 | 0,2943 | 0,00015 | |
| 15 | | | 0,01408 | 0,1204 | 454 | 0,01408 | 0,01005 | 0,012065 | 6 | 0,4415 | 0,00021 | |
| 20 | | | 0,02112 | 0,1138 | 453 | 0,02112 | 0,01665 | 0,018885 | 7 | 0,5886 | 0,00033 | |
| Ned | | 25 | 0,02815 | 0,1071 | 450 | 0,02815 | 0,02335 | 0,02575 | 10 | 0,7358 | 0,00045 | |
| | | 30 | 0,04223 | 0,1004 | 447 | 0,04223 | 0,03005 | 0,03614 | 13 | 0,8829 | 0,00063 | |
| | | 0 | -0,00704 | 0,13715 | 460 | -0,00704 | -0,0067 | -0,00687 | 0 | 0,0000 | -0,00012 | |
| | | 5 | 0 | 0,1338 | 458 | 0 | -0,00335 | -0,001675 | 2 | 0,1472 | -0,00003 | |
| | | 10 | 0,00704 | 0,1271 | 456 | 0,00704 | 0,00335 | 0,005195 | 4 | 0,2943 | 0,00009 | |
| | | 15 | 0,01408 | 0,1204 | 454 | 0,01408 | 0,01005 | 0,012065 | 6 | 0,4415 | 0,00021 | |
| 3. gjennomgang | | Opp | 20 | 0,02112 | 0,1138 | 451,5 | 0,02112 | 0,01665 | 0,018885 | 8,5 | 0,5886 | 0,00033 |
| | | | 25 | 0,02815 | 0,1138 | 449,5 | 0,02815 | 0,02335 | 0,02751 | 10,5 | 0,7358 | 0,00048 |
| | 30 | | 0,03871 | 0,1071 | 447 | 0,04575 | 0,03005 | 0,0379 | 13 | 0,8829 | 0,00066 | |
| | 35 | | 0,04927 | 0,1004 | 445 | 0,05631 | 0,03675 | 0,04653 | 15 | 1,0301 | 0,00081 | |
| | 0 | | -0,00704 | 0,13715 | 460 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,00000 | |
| | 5 | | 0 | 0,1338 | 458 | 0,00704 | 0,00335 | 0,005195 | 2 | 0,1472 | 0,00009 | |
| | Ned | 10 | 0,00704 | 0,1271 | 456 | 0,01408 | 0,01005 | 0,012065 | 4 | 0,2943 | 0,00021 | |
| | | 15 | 0,01408 | 0,1204 | 454 | 0,02112 | 0,01675 | 0,018935 | 6 | 0,4415 | 0,00033 | |
| | | 20 | 0,02112 | 0,1171 | 452 | 0,02816 | 0,02005 | 0,024105 | 8 | 0,5886 | 0,00042 | |
| | | 25 | 0,02815 | 0,1138 | 450 | 0,03519 | 0,02335 | 0,02927 | 10 | 0,7358 | 0,00051 | |
| | | 30 | 0,03871 | 0,1071 | 447 | 0,04575 | 0,03005 | 0,0379 | 13 | 0,8829 | 0,00066 | |
| | | 35 | 0,04927 | 0,1004 | 445 | 0,05631 | 0,03675 | 0,04653 | 15 | 1,0301 | 0,00081 | |
| | Ned | 0 | -0,00704 | 0,1405 | 460 | 0 | -0,00335 | -0,001675 | 0 | 0,0000 | -0,00003 | |
| | | 5 | 0 | 0,1338 | 458 | 0,00704 | 0,00335 | 0,005195 | 2 | 0,1472 | 0,00009 | |
| 10 | | 0,00704 | 0,1271 | 456 | 0,01408 | 0,01005 | 0,012065 | 4 | 0,2943 | 0,00021 | | |
| 15 | | 0,01408 | 0,1204 | 454 | 0,02112 | 0,01675 | 0,018935 | 6 | 0,4415 | 0,00033 | | |
| 20 | | 0,02112 | 0,1204 | 451,5 | 0,02816 | 0,01675 | 0,022455 | 8,5 | 0,5886 | 0,00039 | | |
| 25 | | 0,02815 | 0,1138 | 449,5 | 0,03519 | 0,02335 | 0,02927 | 10,5 | 0,7358 | 0,00051 | | |
| 30 | 0,04223 | 0,1071 | 447 | 0,04927 | 0,03005 | 0,03966 | 13 | 0,8829 | 0,00069 | | | |

| Testresultater LAB - Søyrefot - Belastning langs y-aksen | | | | | | | | | | | |
|--|--------|--------------|------------|-----------|--------------|-----------------|-------------|-----------|---------|---------|----------|
| | | Rådata | | | | Kalibrerte data | | | | Moment | Rotasjon |
| | | Venstre(deg) | Høyre(deg) | Nedb.(mm) | Venstre(deg) | Høyre(deg) | Gj.sn.(deg) | Nedb.(mm) | (kNm) | rad(GJ) | |
| 4. gjennomgang | Opp | kg | | | | | | | | | |
| | | 0 | -0,01408 | 0,2208 | 460 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,00000 |
| | | 5 | -0,00704 | 0,2141 | 458 | 0,00704 | 0,0067 | 0,00687 | 2 | 0,1472 | 0,00012 |
| | | 10 | 0 | 0,2141 | 456 | 0,01408 | 0,0067 | 0,01039 | 4 | 0,2943 | 0,00018 |
| | | 15 | 0,00704 | 0,2074 | 454 | 0,02112 | 0,0134 | 0,01726 | 6 | 0,4415 | 0,00030 |
| | | 20 | 0,01408 | 0,19735 | 452 | 0,02816 | 0,02345 | 0,025805 | 8 | 0,5886 | 0,00045 |
| | | 25 | 0,02112 | 0,194 | 449,5 | 0,0352 | 0,0268 | 0,031 | 10,5 | 0,7358 | 0,00054 |
| | | 30 | 0,03167 | 0,1874 | 447 | 0,04575 | 0,0334 | 0,039575 | 13 | 0,8829 | 0,00069 |
| | | 35 | 0,04223 | 0,1807 | 445 | 0,05631 | 0,0401 | 0,048205 | 15 | 1,0301 | 0,00084 |
| | 40 | 0,05631 | 0,174 | 442,5 | 0,07039 | 0,0468 | 0,058595 | 17,5 | 1,1772 | 0,00102 | |
| | 45 | 0,07742 | 0,15725 | 439,5 | 0,0915 | 0,06355 | 0,077525 | 20,5 | 1,3244 | 0,00135 | |
| | 50 | 0,09854 | 0,1472 | 437 | 0,11262 | 0,0736 | 0,09311 | 23 | 1,4715 | 0,00163 | |
| | 55 | 0,1197 | 0,1271 | 434 | 0,13378 | 0,0937 | 0,11374 | 26 | 1,6187 | 0,00199 | |
| | 60 | 0,13725 | 0,1071 | 431 | 0,15133 | 0,1137 | 0,132515 | 29 | 1,7658 | 0,00231 | |
| | 65 | 0,1548 | 0,09368 | 428,5 | 0,16888 | 0,12712 | 0,148 | 31,5 | 1,9130 | 0,00258 | |
| | Ned | 0 | -0,00704 | 0,2342 | 460 | 0,00704 | -0,0134 | -0,00318 | 0 | 0,0000 | -0,00006 |
| | | 5 | 0 | 0,2275 | 458 | 0,01408 | -0,0067 | 0,00369 | 2 | 0,1472 | 0,00006 |
| | | 10 | 0,00704 | 0,2208 | 456 | 0,02112 | 0 | 0,01056 | 4 | 0,2943 | 0,00018 |
| 15 | | 0,01408 | 0,2141 | 453,5 | 0,02816 | 0,0067 | 0,01743 | 6,5 | 0,4415 | 0,00030 | |
| 20 | | 0,02112 | 0,21075 | 451,5 | 0,0352 | 0,01005 | 0,022625 | 8,5 | 0,5886 | 0,00039 | |
| 25 | | 0,02815 | 0,2074 | 449 | 0,04223 | 0,0134 | 0,027815 | 11 | 0,7358 | 0,00049 | |
| 30 | | 0,03871 | 0,2007 | 447 | 0,05279 | 0,0201 | 0,036445 | 13 | 0,8829 | 0,00064 | |
| 35 | | 0,04927 | 0,1874 | 444,5 | 0,06335 | 0,0334 | 0,048375 | 15,5 | 1,0301 | 0,00084 | |
| 40 | | 0,0739 | 0,174 | 442 | 0,08798 | 0,0468 | 0,06739 | 18 | 1,1772 | 0,00118 | |
| 45 | | 0,0915 | 0,15725 | 439 | 0,10558 | 0,06355 | 0,084565 | 21 | 1,3244 | 0,00148 | |
| 50 | | 0,1091 | 0,1405 | 436 | 0,12318 | 0,0803 | 0,10174 | 24 | 1,4715 | 0,00178 | |
| 55 | | 0,1267 | 0,1204 | 433,5 | 0,14078 | 0,1004 | 0,12059 | 26,5 | 1,6187 | 0,00210 | |
| 60 | 0,1478 | 0,1071 | 431 | 0,16188 | 0,1137 | 0,13779 | 29 | 1,7658 | 0,00240 | | |
| 5. gjennomgang | Opp | kg | | | | | | | | | |
| | | 0 | -0,00704 | 0,2342 | 460 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,00000 |
| | | 5 | 0 | 0,2275 | 458 | 0,00704 | 0,0067 | 0,00687 | 2 | 0,1472 | 0,00012 |
| | | 10 | 0,00704 | 0,2208 | 456 | 0,01408 | 0,0134 | 0,01374 | 4 | 0,2943 | 0,00024 |
| | | 15 | 0,01056 | 0,21745 | 454 | 0,0176 | 0,01675 | 0,017175 | 6 | 0,4415 | 0,00030 |
| | | 65 | 0,1619 | 0,08699 | 428 | 0,16894 | 0,14721 | 0,158075 | 32 | 1,9130 | 0,00276 |
| | 70 | 0,176 | 0,06691 | 426 | 0,18304 | 0,16729 | 0,175165 | 34 | 2,0601 | 0,00306 | |
| | 75 | 0,2041 | 0,04015 | 423 | 0,21114 | 0,19405 | 0,202595 | 37 | 2,2073 | 0,00354 | |
| | Ned | 0 | -0,00704 | 0,2275 | 460 | 0 | 0,0067 | 0,00335 | 0 | 0,0000 | 0,00006 |
| | | 5 | 0 | 0,22415 | 458 | 0,00704 | 0,01005 | 0,008545 | 2 | 0,1472 | 0,00015 |
| | | 10 | 0,00704 | 0,2208 | 456 | 0,01408 | 0,0134 | 0,01374 | 4 | 0,2943 | 0,00024 |
| | | 15 | 0,01408 | 0,2141 | 454 | 0,02112 | 0,0201 | 0,02061 | 6 | 0,4415 | 0,00036 |
| 65 | | 0,1689 | 0,07695 | 428 | 0,17594 | 0,15725 | 0,166595 | 32 | 1,9130 | 0,00291 | |
| 70 | | 0,183 | 0,06022 | 425,5 | 0,19004 | 0,17398 | 0,18201 | 34,5 | 2,0601 | 0,00318 | |
| 6. gjennomgang | Opp | kg | | | | | | | | | |
| | | 0 | -0,00704 | 0,2275 | 460 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,00000 |
| | | 5 | 0 | 0,2208 | 458 | 0,00704 | 0,0067 | 0,00687 | 2 | 0,1472 | 0,00012 |
| | | 10 | 0,00352 | 0,2208 | 456 | 0,01056 | 0,0067 | 0,00863 | 4 | 0,2943 | 0,00015 |
| | | 15 | 0,00704 | 0,2141 | 454 | 0,01408 | 0,0134 | 0,01374 | 6 | 0,4415 | 0,00024 |
| | | 65 | 0,1619 | 0,0803 | 429 | 0,16894 | 0,1472 | 0,15807 | 31 | 1,9130 | 0,00276 |
| | | 70 | 0,183 | 0,06022 | 426 | 0,19004 | 0,16728 | 0,17866 | 34 | 2,0601 | 0,00312 |
| | | 75 | 0,2041 | 0,04015 | 423 | 0,21114 | 0,18735 | 0,199245 | 37 | 2,2073 | 0,00348 |
| | | 77,5 | 0,2147 | 0,030115 | 421 | 0,22174 | 0,197385 | 0,2095625 | 39 | 2,2808 | 0,00366 |
| | 80 | 0,2323 | 0,01338 | 420 | 0,23934 | 0,21412 | 0,22673 | 40 | 2,3544 | 0,00396 | |
| | 82,5 | 0,2463 | 0 | 418 | 0,25334 | 0,2275 | 0,24042 | 42 | 2,4280 | 0,00420 | |
| | 85 | 0,2604 | -0,016725 | 416,5 | 0,26744 | 0,244225 | 0,2558325 | 43,5 | 2,5016 | 0,00447 | |
| | 87,5 | 0,2815 | -0,036805 | 414,5 | 0,28854 | 0,264305 | 0,2764225 | 45,5 | 2,5751 | 0,00482 | |
| | Ned | 0 | 0 | 0,21745 | 460 | 0,00704 | 0,01005 | 0,008545 | 0 | 0,0000 | 0,00015 |
| | | 5 | 0,01056 | 0,21075 | 458 | 0,0176 | 0,01675 | 0,017175 | 2 | 0,1472 | 0,00030 |
| | | 10 | 0,02112 | 0,2074 | 455 | 0,02816 | 0,0201 | 0,02413 | 5 | 0,2943 | 0,00042 |
| | | 15 | 0,02815 | 0,2007 | 453 | 0,03519 | 0,0268 | 0,030995 | 7 | 0,4415 | 0,00054 |
| | | 65 | 0,2006 | 0,043495 | 427 | 0,20764 | 0,184005 | 0,1958225 | 33 | 1,9130 | 0,00342 |
| 70 | | 0,2182 | 0,02677 | 424 | 0,22524 | 0,20073 | 0,212985 | 36 | 2,0601 | 0,00372 | |
| 75 | | 0,2358 | 0,00669 | 421 | 0,24284 | 0,22081 | 0,231825 | 39 | 2,2073 | 0,00405 | |
| 80 | | 0,2534 | -0,01338 | 418,5 | 0,26044 | 0,24088 | 0,25066 | 41,5 | 2,3544 | 0,00437 | |
| 85 | | 0,2745 | -0,02677 | 416 | 0,28154 | 0,25427 | 0,267905 | 44 | 2,5016 | 0,00468 | |

Tabell F.2: Data fra stivhetsforsøk og bruddforsøk med forsøksobjekt 2 ved bøyning om sterk akse.

| Testresultater LAB - Søylefot - Belastning langs y-aksen | | | | | | | | | | | | |
|--|-----|--------|--------------|------------|-----------|-----------------|------------|-------------|-----------|---------|----------|---------|
| | | Rådata | | | | Kalibrerte data | | | | Moment | Rotasjon | |
| | | kg | Venstre(deg) | Høyre(deg) | Nedb.(mm) | Venstre(deg) | Høyre(deg) | Gi.sn.(deg) | Nedb.(mm) | (kNm) | rad(GJ) | |
| 7. gjennomgang | Opp | 0 | 0 | 0 | 399 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,00000 | |
| | | 10 | 0,01408 | -0,01669 | 395 | 0,01408 | 0,01669 | 0,015385 | 4 | 0,2943 | 0,00027 | |
| | | 20 | 0,03519 | -0,02677 | 391 | 0,03519 | 0,02677 | 0,03098 | 8 | 0,5886 | 0,00054 | |
| | | 30 | 0,05631 | -0,04684 | 386 | 0,05631 | 0,04684 | 0,051575 | 13 | 0,8829 | 0,00090 | |
| | | 40 | 0,07742 | -0,0736 | 381 | 0,07742 | 0,0736 | 0,07551 | 18 | 1,1772 | 0,00132 | |
| | | 50 | 0,09854 | -0,09368 | 377 | 0,09854 | 0,09368 | 0,09611 | 22 | 1,4715 | 0,00168 | |
| | | 60 | 0,1197 | -0,1204 | 372 | 0,1197 | 0,1204 | 0,12005 | 27 | 1,7658 | 0,00210 | |
| | | 70 | 0,1548 | -0,1539 | 367 | 0,1548 | 0,1539 | 0,15435 | 32 | 2,0601 | 0,00269 | |
| | | 80 | 0,1971 | -0,1874 | 361 | 0,1971 | 0,1874 | 0,19225 | 38 | 2,3544 | 0,00336 | |
| | | 90 | 0,2534 | -0,24425 | 354,5 | 0,2534 | 0,24425 | 0,248825 | 44,5 | 2,6487 | 0,00434 | |
| | 100 | 0,3273 | -0,31115 | 347 | 0,3273 | 0,31115 | 0,319225 | 52 | 2,9430 | 0,00557 | | |
| | Ned | 0 | 0,04927 | -0,030115 | 398 | 0,04927 | 0,030115 | 0,0396925 | 1 | 0,0000 | 0,00069 | |
| | | 10 | 0,07031 | -0,05353 | 383 | 0,07031 | 0,05353 | 0,06192 | 16 | 0,2943 | 0,00108 | |
| | | 20 | 0,08446 | -0,0803 | 388 | 0,08446 | 0,0803 | 0,08238 | 11 | 0,5886 | 0,00144 | |
| | | 30 | 0,1126 | -0,1071 | 383 | 0,1126 | 0,1071 | 0,10985 | 16 | 0,8829 | 0,00192 | |
| | | 40 | 0,1337 | -0,1338 | 378,5 | 0,1337 | 0,1338 | 0,13375 | 20,5 | 1,1772 | 0,00233 | |
| | | 50 | 0,1654 | -0,16395 | 373 | 0,1654 | 0,16395 | 0,164675 | 26 | 1,4715 | 0,00287 | |
| | | 60 | 0,19355 | -0,19735 | 368 | 0,19355 | 0,19735 | 0,19545 | 31 | 1,7658 | 0,00341 | |
| | | 70 | 0,2358 | -0,23085 | 362,5 | 0,2358 | 0,23085 | 0,233325 | 36,5 | 2,0601 | 0,00407 | |
| | | 80 | 0,271 | -0,261 | 357 | 0,271 | 0,261 | 0,266 | 42 | 2,3544 | 0,00464 | |
| 90 | | 0,3027 | -0,291 | 352 | 0,3027 | 0,291 | 0,29685 | 47 | 2,6487 | 0,00518 | | |
| 8. gjennomgang | Opp | 0 | 0,04927 | -0,030115 | 398 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,00000 | |
| | | 40 | 0,1267 | -0,12375 | 379 | 0,07743 | 0,093635 | 0,0855325 | 19 | 1,1772 | 0,00149 | |
| | | 60 | 0,19355 | -0,1907 | 368 | 0,14428 | 0,160585 | 0,1524325 | 30 | 1,7658 | 0,00266 | |
| | | 80 | 0,26395 | -0,25095 | 357 | 0,21468 | 0,220835 | 0,2177575 | 41 | 2,3544 | 0,00380 | |
| | | 100 | 0,3308 | -0,3145 | 346,5 | 0,28153 | 0,284385 | 0,2829575 | 51,5 | 2,9430 | 0,00494 | |
| | | 120 | 0,5068 | -0,4751 | 331 | 0,45753 | 0,444985 | 0,4512575 | 67 | 3,5316 | 0,00788 | |
| | | 130 | 0,5701 | -0,542 | 322,5 | 0,52083 | 0,511885 | 0,5163575 | 75,5 | 3,8259 | 0,00901 | |
| | | 140 | 0,7109 | -0,6691 | 312 | 0,66163 | 0,638985 | 0,6503075 | 86 | 4,1202 | 0,01135 | |
| | | 150 | 0,8376 | -0,7896 | 302 | 0,78833 | 0,759485 | 0,7739075 | 96 | 4,4145 | 0,01351 | |
| | | 160 | 1,091 | -1,044 | 291 | 1,04173 | 1,013885 | 1,0278075 | 107 | 4,7088 | 0,01794 | |
| | | 170 | 1,126 | -1,084 | 279 | 1,07673 | 1,053885 | 1,0653075 | 119 | 5,0031 | 0,01859 | |
| | | 180 | 1,302 | -1,271 | 265 | 1,25273 | 1,240885 | 1,2468075 | 133 | 5,2974 | 0,02176 | |
| | | 190 | 1,52 | -1,499 | 249 | 1,47073 | 1,468885 | 1,4698075 | 149 | 5,5917 | 0,02565 | |
| | | 200 | 1,9 | -1,8135 | 225 | 1,85073 | 1,783385 | 1,8170575 | 173 | 5,8860 | 0,03171 | |
| | | 210 | 2,33 | -2,268 | 206 | 2,28073 | 2,237885 | 2,2593075 | 192 | 6,1803 | 0,03943 | |
| | | 220 | 2,991 | -2,897 | 169 | 2,94173 | 2,866885 | 2,9043075 | 229 | 6,4746 | 0,05069 | |
| | | 230 | 3,54 | -3,433 | 135 | 3,49073 | 3,402885 | 3,4468075 | 263 | 6,7689 | 0,06016 | |
| | | 250 | 4,772 | -4,59 | 59 | 4,72273 | 4,559885 | 4,6413075 | 339 | 7,3575 | 0,08101 | |
| | | 260 | 5,42 | -5,226 | 20 | 5,37073 | 5,195885 | 5,2833075 | 378 | 7,6518 | 0,09221 | |
| | | 280 | 5,849 | -5,601 | 0 | 5,79973 | 5,570885 | 5,6853075 | 398 | 8,2404 | 0,09923 | |
| | | Ned | 0 | 4,927 | -4,845 | 140 | 4,87773 | 4,814885 | 4,8463075 | 258 | 0,0000 | 0,08458 |
| | | | 60 | 5,201 | -5,092 | 105 | 5,15173 | 5,061885 | 5,1068075 | 293 | 1,7658 | 0,08913 |

F.2 Avleste og kalibrerte data ved bøyning om svak akse

I Tabell F.3 er måleverdiene listet for stivhetsforsøket og bruddforsøket ved bøyning om svak akse.

Tabell F.3: Data fra stivhetsforsøk med forsøksobjekt 1 ved bøyning om svak akse.

| Testresultater LAB - Søyrefot - Belastning langs z-aksen | | | | | | | | | | | | | |
|--|----------------|--------------|------------|-----------|--------------|-----------------|-------------|-----------|---------|----------|----------|---------|---------|
| | | Rådata | | | | Kalibrerte data | | | | Moment | Rotasjon | | |
| | kg | Venstre(deg) | Høyre(deg) | Nedb.(mm) | Venstre(deg) | Høyre(deg) | Gj.sn.(deg) | Nedb.(mm) | Venstre | Høyre | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| 1. gjennomgang | Opp | 0 | 0,1197 | 0,0736 | 472,5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,00000 | | |
| | | 5 | 0,09854 | 0,1071 | 469 | 0,02116 | 0,0335 | 0,02733 | 3,5 | 0,1472 | 0,00048 | | |
| | | 7,5 | 0,0915 | 0,1271 | 467 | 0,0282 | 0,0535 | 0,04085 | 5,5 | 0,2207 | 0,00071 | | |
| | | 10 | 0,08446 | 0,1539 | 466 | 0,03524 | 0,0803 | 0,05777 | 6,5 | 0,2943 | 0,00101 | | |
| | | 12,5 | 0,07039 | 0,174 | 464 | 0,04931 | 0,1004 | 0,074855 | 8,5 | 0,3679 | 0,00131 | | |
| | | 15 | 0,05631 | 0,194 | 462 | 0,06339 | 0,1204 | 0,091895 | 10,5 | 0,4415 | 0,00160 | | |
| | | 17,5 | 0,03519 | 0,2208 | 460 | 0,08451 | 0,1472 | 0,115855 | 12,5 | 0,5150 | 0,00202 | | |
| | | 20 | 0,02112 | 0,2409 | 458 | 0,09858 | 0,1673 | 0,13294 | 14,5 | 0,5886 | 0,00232 | | |
| | | 22,5 | 0 | 0,261 | 456 | 0,1197 | 0,1874 | 0,15355 | 16,5 | 0,6622 | 0,00268 | | |
| | | 25 | -0,01408 | 0,281 | 454 | 0,13378 | 0,2074 | 0,17059 | 18,5 | 0,7358 | 0,00298 | | |
| | | 27,5 | -0,03519 | 0,3011 | 452,5 | 0,15489 | 0,2275 | 0,191195 | 20 | 0,8093 | 0,00334 | | |
| | | 30 | -0,04927 | 0,3279 | 451 | 0,16897 | 0,2543 | 0,211635 | 21,5 | 0,8829 | 0,00369 | | |
| | | 32,5 | -0,06335 | 0,3413 | 449 | 0,18305 | 0,2677 | 0,225375 | 23,5 | 0,9565 | 0,00393 | | |
| | | 35 | -0,08446 | 0,368 | 447 | 0,20416 | 0,2944 | 0,24928 | 25,5 | 1,0301 | 0,00435 | | |
| | | 37,5 | -0,1056 | 0,3881 | 445 | 0,2253 | 0,3145 | 0,2699 | 27,5 | 1,1036 | 0,00471 | | |
| | | | Ned | 0 | 0,1267 | 0,1204 | 472 | -0,007 | 0,0468 | 0,0199 | 0,5 | 0,0000 | 0,00035 |
| | | 5 | | 0,09854 | 0,1606 | 468 | 0,02116 | 0,087 | 0,05408 | 4,5 | 0,1472 | 0,00094 | |
| | 10 | 0,1197 | | 0,194 | 465 | 0 | 0,1204 | 0,0602 | 7,5 | 0,2943 | 0,00105 | | |
| | 15 | 0,07039 | | 0,2342 | 461 | 0,04931 | 0,1606 | 0,104955 | 11,5 | 0,4415 | 0,00183 | | |
| | 20 | 0,02815 | | 0,2743 | 457 | 0,09155 | 0,2007 | 0,146125 | 15,5 | 0,5886 | 0,00255 | | |
| | 25 | -0,01408 | | 0,3078 | 453 | 0,13378 | 0,2342 | 0,18399 | 19,5 | 0,7358 | 0,00321 | | |
| | 27,5 | -0,02815 | | 0,3279 | 452 | 0,14785 | 0,2543 | 0,201075 | 20,5 | 0,8093 | 0,00351 | | |
| | 30 | -0,04927 | | 0,3413 | 450 | 0,16897 | 0,2677 | 0,218335 | 22,5 | 0,8829 | 0,00381 | | |
| | 32,5 | -0,06335 | | 0,3546 | 448 | 0,18305 | 0,281 | 0,232025 | 24,5 | 0,9565 | 0,00405 | | |
| | 35 | -0,08446 | | 0,3747 | 447 | 0,20416 | 0,3011 | 0,25263 | 25,5 | 1,0301 | 0,00441 | | |
| | 2. gjennomgang | Opp | | 0 | 0,1267 | 0,1271 | 472 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,00000 |
| | | | | 5 | 0,0915 | 0,1606 | 470 | 0,0352 | 0,0335 | 0,03435 | 2 | 0,1472 | 0,00060 |
| | | | | 10 | 0,05631 | 0,194 | 465 | 0,07039 | 0,0669 | 0,068645 | 7 | 0,2943 | 0,00120 |
| | | | | 15 | 0,01408 | 0,2409 | 462 | 0,11262 | 0,1138 | 0,11321 | 10 | 0,4415 | 0,00198 |
| | | | | 20 | -0,02815 | 0,281 | 457,5 | 0,15485 | 0,1539 | 0,154375 | 14,5 | 0,5886 | 0,00269 |
| | | | | 25 | -0,07039 | 0,3145 | 454 | 0,19709 | 0,1874 | 0,192245 | 18 | 0,7358 | 0,00336 |
| | | | | 30 | -0,1056 | 0,3546 | 450 | 0,2323 | 0,2275 | 0,2299 | 22 | 0,8829 | 0,00401 |
| | | | | 35 | -0,1478 | 0,3881 | 447 | 0,2745 | 0,261 | 0,26775 | 25 | 1,0301 | 0,00467 |
| | | | 37,5 | -0,1689 | 0,4082 | 445 | 0,2956 | 0,2811 | 0,28835 | 27 | 1,1036 | 0,00503 | |
| | | | 40 | -0,19 | 0,4282 | 443 | 0,3167 | 0,3011 | 0,3089 | 29 | 1,1772 | 0,00539 | |
| 42,5 | | | -0,2112 | 0,4483 | 441 | 0,3379 | 0,3212 | 0,32955 | 31 | 1,2508 | 0,00575 | | |
| 45 | | | -0,2323 | 0,4684 | 439 | 0,359 | 0,3413 | 0,35015 | 33 | 1,3244 | 0,00611 | | |
| 47,5 | | | -0,2534 | 0,4885 | 437 | 0,3801 | 0,3614 | 0,37075 | 35 | 1,3979 | 0,00647 | | |
| 50 | | | -0,2815 | 0,5085 | 435 | 0,4082 | 0,3814 | 0,3948 | 37 | 1,4715 | 0,00689 | | |
| 52,5 | | | -0,3027 | 0,5286 | 433 | 0,4294 | 0,4015 | 0,41545 | 39 | 1,5451 | 0,00725 | | |
| 55 | | | -0,3308 | 0,5554 | 431 | 0,4575 | 0,4283 | 0,4429 | 41 | 1,6187 | 0,00773 | | |
| 57,5 | | | -0,3519 | 0,5755 | 429 | 0,4786 | 0,4484 | 0,4635 | 43 | 1,6922 | 0,00809 | | |
| 60 | | -0,3871 | 0,6022 | 426,5 | 0,5138 | 0,4751 | 0,49445 | 45,5 | 1,7658 | 0,00863 | | | |
| | | Ned | 0 | 0,1126 | 0,1673 | 471 | 0,0141 | 0,0402 | 0,02715 | 1 | 0,0000 | 0,00047 | |
| 5 | | | 0,07742 | 0,194 | 467,5 | 0,04928 | 0,0669 | 0,05809 | 4,5 | 0,1472 | 0,00101 | | |
| 10 | | | 0,03519 | 0,2409 | 463,5 | 0,09151 | 0,1138 | 0,102655 | 8,5 | 0,2943 | 0,00179 | | |
| 15 | | | -0,00704 | 0,281 | 459,5 | 0,13374 | 0,1539 | 0,14382 | 12,5 | 0,4415 | 0,00251 | | |
| 20 | | | -0,05631 | 0,3279 | 455,5 | 0,18301 | 0,2008 | 0,191905 | 16,5 | 0,5886 | 0,00335 | | |
| 25 | | | -0,09854 | 0,368 | 452 | 0,22524 | 0,2409 | 0,23307 | 20 | 0,7358 | 0,00407 | | |
| 30 | | | -0,1408 | 0,4015 | 448 | 0,2675 | 0,2744 | 0,27095 | 24 | 0,8829 | 0,00473 | | |
| 35 | | | -0,183 | 0,4416 | 444 | 0,3097 | 0,3145 | 0,3121 | 28 | 1,0301 | 0,00545 | | |
| 40 | | | -0,2252 | 0,4684 | 441 | 0,3519 | 0,3413 | 0,3466 | 31 | 1,1772 | 0,00605 | | |
| 45 | | | -0,2604 | 0,5019 | 437 | 0,3871 | 0,3748 | 0,38095 | 35 | 1,3244 | 0,00665 | | |
| 50 | | | -0,3027 | 0,5353 | 433,5 | 0,4294 | 0,4082 | 0,4188 | 38,5 | 1,4715 | 0,00731 | | |
| 55 | | | -0,3449 | 0,5688 | 429 | 0,4716 | 0,4417 | 0,45665 | 43 | 1,6187 | 0,00797 | | |

| Testresultater LAB - Søylefot - Belastning langs z-aksen | | | | | | | | | | | |
|--|---------|---------|--------------|------------|-----------------|--------------|------------|-------------|-----------|----------|---------|
| | | Rådata | | | Kalibrerte data | | | | Moment | Rotasjon | |
| | | kg | Venstre(deg) | Høyre(deg) | Nedb.(mm) | Venstre(deg) | Høyre(deg) | Gj.sn.(deg) | Nedb.(mm) | Venstre | Høyre |
| 3. gjennomgang | Opp | 0 | 0,1408 | 0,1874 | 471 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,00000 |
| | | 5 | 0,1126 | 0,2141 | 468 | 0,0282 | 0,0267 | 0,02745 | 3 | 0,1472 | 0,00048 |
| | | 10 | 0,07742 | 0,2543 | 464 | 0,06338 | 0,0669 | 0,06514 | 7 | 0,2943 | 0,00114 |
| | | 15 | 0,03519 | 0,2944 | 460,5 | 0,10561 | 0,107 | 0,106305 | 10,5 | 0,4415 | 0,00186 |
| | | 35 | -0,1337 | 0,455 | 445 | 0,2745 | 0,2676 | 0,27105 | 26 | 1,0301 | 0,00473 |
| | | 40 | -0,176 | 0,4885 | 442 | 0,3168 | 0,3011 | 0,30895 | 29 | 1,1772 | 0,00539 |
| | | 45 | -0,2112 | 0,5219 | 438 | 0,352 | 0,3345 | 0,34325 | 33 | 1,3244 | 0,00599 |
| | | 50 | -0,2604 | 0,5621 | 434 | 0,4012 | 0,3747 | 0,38795 | 37 | 1,4715 | 0,00677 |
| | | 55 | -0,3027 | 0,6022 | 430 | 0,4435 | 0,4148 | 0,42915 | 41 | 1,6187 | 0,00749 |
| | | 60 | -0,3449 | 0,6357 | 426 | 0,4857 | 0,4483 | 0,467 | 45 | 1,7658 | 0,00815 |
| | 65 | -0,4012 | 0,6825 | 422 | 0,542 | 0,4951 | 0,51855 | 49 | 1,9130 | 0,00905 | |
| | 70 | -0,4645 | 0,736 | 417 | 0,6053 | 0,5486 | 0,57695 | 54 | 2,0601 | 0,01007 | |
| | 75 | -0,5349 | 0,803 | 412 | 0,6757 | 0,6156 | 0,64565 | 59 | 2,2073 | 0,01127 | |
| | 80 | -0,5983 | 0,8565 | 407 | 0,7391 | 0,6691 | 0,7041 | 64 | 2,3544 | 0,01229 | |
| | 85 | -0,6968 | 0,9435 | 400,5 | 0,8376 | 0,7561 | 0,79685 | 70,5 | 2,5016 | 0,01391 | |
| | 90 | -0,7813 | 1,017 | 395 | 0,9221 | 0,8296 | 0,87585 | 76 | 2,6487 | 0,01529 | |
| | 95 | -0,8798 | 1,117 | 389 | 1,0206 | 0,9296 | 0,9751 | 82 | 2,7959 | 0,01702 | |
| | 100 | -0,9924 | 1,218 | 381 | 1,1332 | 1,0306 | 1,0819 | 90 | 2,9430 | 0,01888 | |
| | Ned | 0 | -0,02112 | 0,368 | 462 | 0,16192 | 0,1806 | 0,17126 | 9 | 0,0000 | 0,00299 |
| | | 5 | -0,07742 | 0,4216 | 458 | 0,21822 | 0,2342 | 0,22621 | 13 | 0,1472 | 0,00395 |
| 10 | | -0,1337 | 0,4684 | 454 | 0,2745 | 0,281 | 0,27775 | 17 | 0,2943 | 0,00485 | |
| 15 | | -0,176 | 0,5085 | 449,5 | 0,3168 | 0,3211 | 0,31895 | 21,5 | 0,4415 | 0,00557 | |
| 35 | | -0,3801 | 0,6758 | 433 | 0,5209 | 0,4884 | 0,50465 | 38 | 1,0301 | 0,00881 | |
| 40 | | -0,4293 | 0,716 | 429 | 0,5701 | 0,5286 | 0,54935 | 42 | 1,1772 | 0,00959 | |
| 45 | | -0,4857 | 0,7628 | 424 | 0,6265 | 0,5754 | 0,60095 | 47 | 1,3244 | 0,01049 | |
| 50 | | -0,5349 | 0,803 | 420 | 0,6757 | 0,6156 | 0,64565 | 51 | 1,4715 | 0,01127 | |
| 55 | | -0,5912 | 0,8498 | 416 | 0,732 | 0,6624 | 0,6972 | 55 | 1,6187 | 0,01217 | |
| 60 | | -0,6405 | 0,8899 | 412 | 0,7813 | 0,7025 | 0,7419 | 59 | 1,7658 | 0,01295 | |
| 65 | -0,6827 | 0,9368 | 408 | 0,8235 | 0,7494 | 0,78645 | 63 | 1,9130 | 0,01373 | | |
| 70 | -0,732 | 0,9769 | 404 | 0,8728 | 0,7895 | 0,83115 | 67 | 2,0601 | 0,01451 | | |
| 75 | -0,7742 | 1,017 | 400 | 0,915 | 0,8296 | 0,8723 | 71 | 2,2073 | 0,01522 | | |
| 80 | -0,8165 | 1,064 | 396 | 0,9573 | 0,8766 | 0,91695 | 75 | 2,3544 | 0,01600 | | |
| 85 | -0,8657 | 1,104 | 392 | 1,0065 | 0,9166 | 0,96155 | 79 | 2,5016 | 0,01678 | | |
| 90 | -0,908 | 1,144 | 388 | 1,0488 | 0,9566 | 1,0027 | 83 | 2,6487 | 0,01750 | | |
| 95 | -0,9504 | 1,184 | 383 | 1,0912 | 0,9966 | 1,0439 | 88 | 2,7959 | 0,01822 | | |
| 4. gjennomgang | Opp | 0 | 0,06335 | 0,4349 | 462 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,0000 | 0,00000 |
| | | 15 | -0,06335 | 0,7026 | 451 | 0,1267 | 0,2677 | 0,1972 | 11 | 0,4415 | 0,00344 |
| | | 35 | -0,2463 | 0,7026 | 435 | 0,30965 | 0,2677 | 0,288675 | 27 | 1,0301 | 0,00504 |
| | | 60 | -0,4927 | 0,9167 | 415 | 0,55605 | 0,4818 | 0,518925 | 47 | 1,7658 | 0,00906 |
| | | 85 | -0,7531 | 1,164 | 393 | 0,81645 | 0,7291 | 0,772775 | 69 | 2,5016 | 0,01349 |
| | | 105 | -0,995 | 1,392 | 373 | 1,05835 | 0,9571 | 1,007725 | 89 | 3,0902 | 0,01759 |
| | | 115 | -1,281 | 1,666 | 354 | 1,34435 | 1,2311 | 1,287725 | 108 | 3,3845 | 0,02248 |
| | | 125 | -1,76 | 2,088 | 327 | 1,82335 | 1,6531 | 1,738225 | 135 | 3,6788 | 0,03034 |
| | | 135 | -2,449 | 2,73 | 291 | 2,51235 | 2,2951 | 2,403725 | 171 | 3,9731 | 0,04195 |
| | | 140 | -2,625 | 2,917 | 276 | 2,68835 | 2,4821 | 2,585225 | 186 | 4,1202 | 0,04512 |
| | 145 | -3,139 | 3,393 | 248 | 3,20235 | 2,9581 | 3,080225 | 214 | 4,2674 | 0,05376 | |
| | 150 | -3,829 | 4,095 | 214 | 3,89235 | 3,6601 | 3,776225 | 248 | 4,4145 | 0,06591 | |
| | 155 | -4,526 | 4,737 | 178 | 4,58935 | 4,3021 | 4,445725 | 284 | 4,5617 | 0,07759 | |
| 160 | -5,286 | 5,52 | 136 | 5,34935 | 5,0851 | 5,217225 | 326 | 4,7088 | 0,09106 | | |
| 180 | -7,735 | 8,123 | 0 | 7,79835 | 7,6881 | 7,743225 | 462 | 5,2974 | 0,13514 | | |
| Ned | 0 | -5,955 | 6,39 | 155 | 6,01835 | 5,9551 | 5,986725 | 307 | 0,0000 | 0,10449 | |
| | 120 | -7,369 | 7,762 | 40 | 7,43235 | 7,3271 | 7,379725 | 422 | 3,5316 | 0,12880 | |
| | 180 | -7,735 | 8,123 | 0 | 7,79835 | 7,6881 | 7,743225 | 462 | 5,2974 | 0,13514 | |

F.3 Grunnlag for diagrammer ved bøyning om sterk akse

I Tabell F.4 er grunnlaget vist for stivhetsdiagrammet og nedbøyningen illustrert i henholdsvis Figur 7.11 og Figur 7.15. Her er også grunnlaget for beregningen av vinkelen som følge av nedbøyningen, som er vist i Figur 7.17.

Tabell F.4: Grunnlaget, ved bøyning om sterk akse, for stivhets- og nedbøyningsdiagrammet, vist i henholdsvis Figur 7.11 og Figur 7.15, samt stivheten som er beregnet ut fra nedbøyningen vist i Figur 7.17.

| Stivhet - Gjennomsnittet av serie 1 til 6(opp) | | | | | | $\delta_{PROFIL} = \frac{PL^3}{3EI}$ | $\delta_{ROT} = \delta_{REG} - \delta_{PROFIL}$ | $\phi_{NEDB} = \frac{\delta_{ROT}}{L}$ |
|--|-----------|-------------|-----------------|-------------------|-------------|--------------------------------------|---|--|
| kg | kNm | rad(GJ) | Antall målinger | Stivhet (kNm/rad) | Nedbøyning | Nedbøyning, Profil(mm) | Nedbøyning som følge av rotasjon(mm) | Vinkel fra nedbøyninger(rad) |
| 0 | 0 | 0 | 6 | | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 5 | 0,1475424 | 9,97747E-05 | 6 | 1478,76 | 2,083333333 | 1,834795121 | 0,248538212 | 8,26257E-05 |
| 10 | 0,2950848 | 0,000185325 | 6 | 1592,26 | 4,083333333 | 3,669590243 | 0,413743091 | 0,000137548 |
| 15 | 0,4426272 | 0,000280373 | 6 | 1578,71 | 6,083333333 | 5,504385364 | 0,578947969 | 0,000192469 |
| 20 | 0,5901696 | 0,000405222 | 4 | 1456,41 | 7,875 | 7,339180485 | 0,535819515 | 0,000178131 |
| 25 | 0,737712 | 0,000495739 | 4 | 1488,11 | 10,375 | 9,173975606 | 1,201024394 | 0,000399277 |
| 30 | 0,8852544 | 0,000653844 | 4 | 1353,92 | 13,125 | 11,00877073 | 2,116229272 | 0,000703534 |
| 35 | 1,0327968 | 0,000826719 | 2 | 1249,27 | 15 | 12,84356585 | 2,156434151 | 0,0007169 |
| 40 | 1,1803392 | 0,001022676 | 1 | 1154,17 | 17,5 | 14,67836097 | 2,82163903 | 0,000938045 |
| 45 | 1,3278816 | 0,001353067 | 1 | 981,39 | 20,5 | 16,51315609 | 3,986843908 | 0,001325414 |
| 50 | 1,475424 | 0,001625076 | 1 | 907,91 | 23 | 18,34795121 | 4,652048787 | 0,001546559 |
| 55 | 1,6229664 | 0,001985137 | 1 | 817,56 | 26 | 20,18274633 | 5,817253666 | 0,001933927 |
| 60 | 1,7705088 | 0,002312823 | 1 | 765,52 | 29 | 22,01754146 | 6,982458545 | 0,002321296 |
| 65 | 1,9180512 | 0,002700286 | 3 | 710,31 | 31,5 | 23,85233658 | 7,647663423 | 0,002542441 |
| 70 | 2,0655936 | 0,003087706 | 2 | 668,97 | 34 | 25,6871317 | 8,312868302 | 0,002763587 |
| 75 | 2,213136 | 0,003506716 | 2 | 631,11 | 37 | 27,52192682 | 9,478073181 | 0,003150955 |
| 80 | 2,3606784 | 0,003957185 | 1 | 596,55 | 40 | 29,35672194 | 10,64327806 | 0,003538324 |
| 85 | 2,5082208 | 0,004465119 | 1 | 561,74 | 43,5 | 31,19151706 | 12,30848294 | 0,004091916 |
| 87,5 | 2,581992 | 0,004824483 | 1 | 535,19 | 45,5 | 32,10891462 | 13,39108538 | 0,004451824 |

Grunnlaget til stivhetskurven for forsøksobjekt 2, er vist i Tabell F.5 ved bøyning om sterk akse. Her er det tatt gjennomsnittet mellom måleverdiene for stivhetsforsøket sammen med verdiene fra bruddforsøket, fra 0 og opp til 100kg. Denne dataen og dataen for forsøksobjekt 1 i Tabell F.4, er benyttet for å sammenligne stivhetene mellom 1 og 2 i Figur 9.4.

Tabell F.5: Grunnlaget til stivhetskurven for forsøksobjekt 2, ved bøyning om sterk akse.

| Stivhet - Gjennomsnittet av serie 7 til 8(opp) | | | | |
|--|-----------|-------------|-----------------|-------------------|
| kg | kNm | rad(GJ) | Antall målinger | Stivhet (kNm/rad) |
| 0 | 0 | 0 | 2 | |
| 10 | 0,2950848 | 0,000268519 | 1 | 1098,93491 |
| 20 | 0,5901696 | 0,000540703 | 1 | 1091,48571 |
| 30 | 0,8852544 | 0,000900154 | 1 | 983,4482 |
| 40 | 1,1803392 | 0,001405361 | 2 | 839,883317 |
| 50 | 1,475424 | 0,001677436 | 1 | 879,570994 |
| 60 | 1,7705088 | 0,002377858 | 2 | 744,581262 |
| 70 | 2,0655936 | 0,002693916 | 1 | 766,762523 |
| 80 | 2,3606784 | 0,00357799 | 2 | 659,777731 |
| 90 | 2,6557632 | 0,004342816 | 1 | 611,530283 |
| 100 | 2,950848 | 0,005255034 | 2 | 561,527897 |

I Tabell F.6 er grunnlaget vist for stivhetskuven ved bøyning om sterk akse opp til brudd. Disse tallene er benyttet i stivhets- og nedbøyningsdiagrammet ved henholdsvis Figur 9.12 og Figur 9.15, samt diagrammet for stivheten beregnet ut fra nedbøyning vist i Figur 9.16

Tabell F.6: Grunnlaget er her vist for stivhets- og nedbøyningsdiagrammet, ved belastning opp til brudd, i henholdsvis Figur 9.12 og Figur 9.15, samt stivheten som er beregnet ut fra nedbøyningen, se Figur 9.16.

| Brudd - Gjennomsnittet av serie 7 til 8(opp) | | | | | | $\delta_{PROFIL} = \frac{PL^3}{3EI}$ | $\delta_{ROT} = \delta_{REG} - \delta_{PROFIL}$ | $\phi_{NEDB} = \frac{\delta_{ROT}}{L}$ |
|--|-----------|-------------|-----------------|-------------------|------------|--------------------------------------|---|--|
| kg | kNm | rad(GJ) | Antall målinger | Stivhet (kNm/rad) | Nedb. (mm) | Nedbøyning, Profil(mm) | Nedbøyning som følge av rotasjon(mm) | Vinkel fra nedbøyninger(rad) |
| 0 | 0 | 0 | 2 | | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 10 | 0,2950848 | 0,000268519 | 1 | 1098,93 | 4 | 3,687926091 | 0,312073909 | 0,000103748 |
| 20 | 0,5901696 | 0,000540703 | 1 | 1091,49 | 8 | 7,375852182 | 0,624147818 | 0,000207496 |
| 30 | 0,8852544 | 0,000900154 | 1 | 983,45 | 13 | 11,06377827 | 1,936221726 | 0,000643691 |
| 40 | 1,1803392 | 0,001405361 | 2 | 839,88 | 18,5 | 14,75170436 | 3,748295635 | 0,001246109 |
| 50 | 1,475424 | 0,001677436 | 1 | 879,57 | 22 | 18,43963046 | 3,560369544 | 0,001183633 |
| 60 | 1,7705088 | 0,002377858 | 2 | 744,58 | 28,5 | 22,12755655 | 6,372443453 | 0,002118498 |
| 70 | 2,0655936 | 0,002693916 | 1 | 766,76 | 32 | 25,81548264 | 6,184517361 | 0,002056023 |
| 80 | 2,3606784 | 0,00357799 | 2 | 659,78 | 39,5 | 29,50340873 | 9,99659127 | 0,003323335 |
| 90 | 2,6557632 | 0,004342816 | 1 | 611,53 | 44,5 | 33,19133482 | 11,30866518 | 0,00375953 |
| 100 | 2,950848 | 0,005255034 | 2 | 561,53 | 51,75 | 36,87926091 | 14,87073909 | 0,00494373 |
| 120 | 3,5410176 | 0,007875929 | 1 | 449,60 | 67 | 44,25511309 | 22,74488691 | 0,007561465 |
| 130 | 3,8361024 | 0,009012138 | 1 | 425,66 | 75,5 | 47,94303919 | 27,55696081 | 0,009161224 |
| 140 | 4,1311872 | 0,011350007 | 1 | 363,98 | 86 | 51,63096528 | 34,36903472 | 0,011425876 |
| 150 | 4,426272 | 0,013507234 | 1 | 327,70 | 96 | 55,31889137 | 40,68110863 | 0,013524305 |
| 160 | 4,7213568 | 0,017938625 | 1 | 263,20 | 107 | 59,00681746 | 47,99318254 | 0,01595518 |
| 180 | 5,3115264 | 0,021760896 | 1 | 244,09 | 133 | 66,38266964 | 66,61733036 | 0,022146719 |
| 190 | 5,6066112 | 0,02565298 | 1 | 218,56 | 149 | 70,07059573 | 78,92940427 | 0,026239829 |
| 200 | 5,901696 | 0,031713636 | 1 | 186,09 | 173 | 73,75852182 | 99,24147818 | 0,032992513 |
| 210 | 6,1967808 | 0,039432355 | 1 | 157,15 | 192 | 77,44644792 | 114,5535521 | 0,038082963 |
| 220 | 6,4918656 | 0,050689728 | 1 | 128,07 | 229 | 81,13437401 | 147,865626 | 0,049157455 |
| 230 | 6,7869504 | 0,06015814 | 1 | 112,82 | 263 | 84,8223001 | 178,1776999 | 0,059234608 |
| 250 | 7,37712 | 0,081006097 | 1 | 91,07 | 339 | 92,19815228 | 246,8018477 | 0,082048487 |
| 260 | 7,6722048 | 0,092211111 | 1 | 83,20 | 378 | 95,88607837 | 282,1139216 | 0,093787873 |
| 280 | 8,2623744 | 0,099227335 | 1 | 83,27 | 398 | 103,2619306 | 294,7380694 | 0,097984731 |

F.4 Grunnlag for diagrammer ved bøyning om svak akse

Grunnlaget for diagrammene for stivhet og nedbøyning, vist i henholdsvis Figur 7.18 og Figur 7.23, er her gitt i Tabell F.7. Verdiene under kolonnen rad(GJ) er funnet ved å ta gjennomsnittet av alle rotasjonene for hver enkelt belastning, opp til 100kg, i alle gjennomgangene som er listet i Tabell F.3. Grunnen til at det bare er tatt opp til 100kg er at dette er høyeste belastning ved stivhetsforsøket.

Tabell F.7: Grunnlaget er her vist for nedbøynings- og stivhetsdiagrammet, i henholdsvis Figur 7.18 og Figur 7.23, samt stivheten som er beregnet ut fra nedbøyningen, se Figur 7.24.

| Stivhet - Gjennomsnittet av serie 1 til 4(opp) | | | | | | $\delta_{PROFIL} = \frac{PL^3}{3EI}$ | $\delta_{ROT} = \delta_{REG} - \delta_{PROFIL}$ | $\phi_{NEDB} = \frac{\delta_{ROT}}{L}$ |
|--|-----------|------------|-----------------|-------------------|------------|--------------------------------------|---|--|
| kg | kNm | rad(GJ) | Antall målinger | Stivhet (kNm/rad) | Nedbøyning | Nedbøyning, Profil(mm) | Nedbøyning som følge av rotasjon(mm) | Vinkel fra nedbøyninger(rad) |
| 0 | 0 | 0 | 4 | | 0,00 | 0 | 0 | 0 |
| 5 | 0,1475424 | 0,00051854 | 3 | 284,53574 | 2,83 | 1,834795121 | 0,998538212 | 0,000331961 |
| 7,5 | 0,2213136 | 0,00071297 | 1 | 310,41212 | 5,50 | 2,752192682 | 2,747807318 | 0,0009135 |
| 10 | 0,2950848 | 0,00111442 | 3 | 264,78735 | 6,83 | 3,669590243 | 3,163743091 | 0,001051776 |
| 12,5 | 0,368856 | 0,00130647 | 1 | 282,33107 | 8,50 | 4,586987803 | 3,913012197 | 0,001300868 |
| 15 | 0,4426272 | 0,00221923 | 4 | 199,45082 | 10,33 | 5,504385364 | 4,828947969 | 0,001605368 |
| 17,5 | 0,5163984 | 0,00202205 | 1 | 255,38344 | 12,50 | 6,421782925 | 6,078217075 | 0,002020684 |
| 20 | 0,5901696 | 0,0025073 | 2 | 235,38087 | 14,50 | 7,339180485 | 7,160819515 | 0,002380592 |
| 22,5 | 0,6639408 | 0,00267995 | 1 | 247,74344 | 16,50 | 8,256578046 | 8,243421954 | 0,002740499 |
| 25 | 0,737712 | 0,00316633 | 2 | 232,98626 | 18,25 | 9,173975606 | 9,076024394 | 0,003017295 |
| 27,5 | 0,8114832 | 0,00333698 | 1 | 243,17876 | 20,00 | 10,09137317 | 9,908626833 | 0,003294091 |
| 30 | 0,8852544 | 0,00385312 | 2 | 229,75004 | 21,75 | 11,00877073 | 10,74122927 | 0,003570887 |
| 32,5 | 0,9590256 | 0,00393354 | 1 | 243,80752 | 23,50 | 11,92616829 | 11,57383171 | 0,003847683 |
| 35 | 1,0327968 | 0,00469823 | 4 | 219,82679 | 25,50 | 12,84356585 | 12,65643415 | 0,004207591 |
| 37,5 | 1,106568 | 0,00487165 | 2 | 227,14438 | 27,25 | 13,76096341 | 13,48903659 | 0,004484387 |
| 40 | 1,1803392 | 0,00539176 | 2 | 218,91545 | 29,00 | 14,67836097 | 14,32163903 | 0,004761183 |
| 42,5 | 1,2541104 | 0,00575173 | 1 | 218,04046 | 31,00 | 15,59575853 | 15,40424147 | 0,005121091 |
| 45 | 1,3278816 | 0,00605106 | 2 | 219,44624 | 33,00 | 16,51315609 | 16,48684391 | 0,005480999 |
| 47,5 | 1,4016528 | 0,00647081 | 1 | 216,61171 | 35,00 | 17,43055365 | 17,56944635 | 0,005840906 |
| 50 | 1,475424 | 0,00683078 | 2 | 215,99634 | 37,00 | 18,34795121 | 18,65204879 | 0,006200814 |
| 52,5 | 1,5491952 | 0,00725097 | 1 | 213,6535 | 39,00 | 19,26534877 | 19,73465123 | 0,006560722 |
| 55 | 1,6229664 | 0,00761007 | 2 | 213,26558 | 41,00 | 20,18274633 | 20,81725367 | 0,00692063 |
| 57,5 | 1,6967376 | 0,0080896 | 1 | 209,74305 | 43,00 | 21,10014389 | 21,89985611 | 0,007280537 |
| 60 | 1,7705088 | 0,00861247 | 3 | 205,57497 | 45,25 | 22,01754146 | 23,23245854 | 0,007723557 |
| 65 | 1,9180512 | 0,0090504 | 1 | 211,92988 | 49,00 | 23,85233658 | 25,14766342 | 0,00836026 |
| 70 | 2,0655936 | 0,01006968 | 1 | 205,13007 | 54,00 | 25,6871317 | 28,3128683 | 0,009412523 |
| 75 | 2,213136 | 0,01126872 | 1 | 196,39643 | 59,00 | 27,52192682 | 31,47807318 | 0,010464785 |
| 80 | 2,3606784 | 0,01228886 | 1 | 192,099 | 64,00 | 29,35672194 | 34,64327806 | 0,011517047 |
| 85 | 2,5082208 | 0,01369756 | 2 | 183,11439 | 70,50 | 31,19151706 | 39,30848294 | 0,01306798 |
| 90 | 2,6557632 | 0,01528647 | 1 | 173,73297 | 76,00 | 33,02631218 | 42,97368782 | 0,014286465 |
| 95 | 2,8033056 | 0,01701871 | 1 | 164,71908 | 82,00 | 34,8611073 | 47,1388927 | 0,015671174 |
| 100 | 2,950848 | 0,01888272 | 1 | 156,27242 | 90,00 | 36,69590243 | 53,30409757 | 0,017720777 |

I Tabell F.8 er tallene som ligger til grunn for nedbøynings- og stivhetsdiagrammet, gitt i henholdsvis Figur 9.27 og Figur 9.30, ved belastning opp til brudd.

Tabell F.8: Grunnlaget for stivhets- og nedbøyningsdiagrammet, ved belastning opp til brudd, i henholdsvis Figur 9.27 og Figur 9.30, samt stivheten som er beregnet ut fra nedbøyningen, se Figur 9.31.

| Brudd - Gjennomsnittet av serie 1 til 4(opp) | | | | | | $\delta_{PROFIL} = \frac{PL^3}{3EI}$ | $\delta_{ROT} = \delta_{REG} - \delta_{PROFIL}$ | $\phi_{NEDB} = \frac{\delta_{ROT}}{L}$ |
|--|-----------|------------|-----------------|-------------------|------------|--------------------------------------|---|--|
| kg | kNm | rad(GJ) | Antall målinger | Stivhet (kNm/rad) | Nedbøyning | Nedbøyning, Profil(mm) | Nedbøyning som følge av rotasjon(mm) | Vinkel fra nedbøyninger(rad) |
| 0 | 0 | 0 | 4 | | 0,00 | 0 | 0 | 0 |
| 5 | 0,1475424 | 0,00051854 | 3 | 284,53574 | 2,83 | 1,834795121 | 0,998538212 | 0,000331961 |
| 7,5 | 0,2213136 | 0,00071297 | 1 | 310,41212 | 5,50 | 2,752192682 | 2,747807318 | 0,0009135 |
| 10 | 0,2950848 | 0,00111442 | 3 | 264,78735 | 6,83 | 3,669590243 | 3,163743091 | 0,001051776 |
| 12,5 | 0,368856 | 0,00130647 | 1 | 282,33107 | 8,50 | 4,586987803 | 3,913012197 | 0,001300868 |
| 15 | 0,4426272 | 0,00221923 | 4 | 199,45082 | 10,50 | 5,504385364 | 4,995614636 | 0,001660776 |
| 17,5 | 0,5163984 | 0,00202205 | 1 | 255,38344 | 12,50 | 6,421782925 | 6,078217075 | 0,002020684 |
| 20 | 0,5901696 | 0,0025073 | 2 | 235,38087 | 14,50 | 7,339180485 | 7,160819515 | 0,002380592 |
| 22,5 | 0,6639408 | 0,00267995 | 1 | 247,74344 | 16,50 | 8,256578046 | 8,243421954 | 0,002740499 |
| 25 | 0,737712 | 0,00316633 | 2 | 232,98626 | 18,25 | 9,173975606 | 9,076024394 | 0,003017295 |
| 27,5 | 0,8114832 | 0,00333698 | 1 | 243,17876 | 20,00 | 10,09137317 | 9,908626833 | 0,003294091 |
| 30 | 0,8852544 | 0,00385312 | 2 | 229,75004 | 21,75 | 11,00877073 | 10,74122927 | 0,003570887 |
| 32,5 | 0,9590256 | 0,00393354 | 1 | 243,80752 | 23,50 | 11,92616829 | 11,57383171 | 0,003847683 |
| 35 | 1,0327968 | 0,00469823 | 4 | 219,82679 | 25,88 | 12,84356585 | 13,03143415 | 0,004332259 |
| 37,5 | 1,106568 | 0,00487165 | 2 | 227,14438 | 27,25 | 13,76096341 | 13,48903659 | 0,004484387 |
| 40 | 1,1803392 | 0,00539176 | 2 | 218,91545 | 29,00 | 14,67836097 | 14,32163903 | 0,004761183 |
| 42,5 | 1,2541104 | 0,00575173 | 1 | 218,04046 | 31,00 | 15,59575853 | 15,40424147 | 0,005121091 |
| 45 | 1,3278816 | 0,00605106 | 2 | 219,44624 | 33,00 | 16,51315609 | 16,48684391 | 0,005480999 |
| 47,5 | 1,4016528 | 0,00647081 | 1 | 216,61171 | 35,00 | 17,43055365 | 17,56944635 | 0,005840906 |
| 50 | 1,475424 | 0,00683078 | 2 | 215,99634 | 37,00 | 18,34795121 | 18,65204879 | 0,006200814 |
| 52,5 | 1,5491952 | 0,00725097 | 1 | 213,6535 | 39,00 | 19,26534877 | 19,73465123 | 0,006560722 |
| 55 | 1,6229664 | 0,00761007 | 2 | 213,26558 | 41,00 | 20,18274633 | 20,81725367 | 0,00692063 |
| 57,5 | 1,6967376 | 0,00808896 | 1 | 209,74305 | 43,00 | 21,10014389 | 21,89985611 | 0,007280537 |
| 60 | 1,7705088 | 0,00861247 | 3 | 205,57497 | 45,83 | 22,01754146 | 23,81579188 | 0,007917484 |
| 65 | 1,9180512 | 0,0090504 | 1 | 211,92988 | 49,00 | 23,85233658 | 25,14766342 | 0,00836026 |
| 70 | 2,0655936 | 0,01006968 | 1 | 205,13007 | 54,00 | 25,6871317 | 28,3128683 | 0,009412523 |
| 75 | 2,213136 | 0,01126872 | 1 | 196,39643 | 59,00 | 27,52192682 | 31,47807318 | 0,010464785 |
| 80 | 2,3606784 | 0,01228886 | 1 | 192,099 | 64,00 | 29,35672194 | 34,64327806 | 0,011517047 |
| 85 | 2,5082208 | 0,01369756 | 2 | 183,11439 | 69,75 | 31,19151706 | 38,55848294 | 0,012818645 |
| 90 | 2,6557632 | 0,01528647 | 1 | 173,73297 | 76,00 | 33,02631218 | 42,97368782 | 0,014286465 |
| 95 | 2,8033056 | 0,01701871 | 1 | 164,71908 | 82,00 | 34,8611073 | 47,1388927 | 0,015671174 |
| 100 | 2,950848 | 0,01888272 | 1 | 156,27242 | 90,00 | 36,69590243 | 53,30409757 | 0,017720777 |
| 105 | 3,0983904 | 0,01762739 | 1 | 175,77137 | 89,00 | 38,53069755 | 50,46930245 | 0,016778359 |
| 115 | 3,3934752 | 0,02247504 | 1 | 150,98861 | 108,00 | 42,20028779 | 65,79971221 | 0,021874904 |
| 125 | 3,68856 | 0,03033775 | 1 | 121,58318 | 135,00 | 45,86987803 | 89,13012197 | 0,029631025 |
| 135 | 3,9836448 | 0,04195292 | 1 | 94,955136 | 171,00 | 49,53946827 | 121,4605317 | 0,040379166 |
| 145 | 4,2787296 | 0,05376007 | 1 | 79,589364 | 214,00 | 53,20905852 | 160,7909415 | 0,053454435 |
| 155 | 4,5738144 | 0,07759254 | 1 | 58,946575 | 284,00 | 56,87864876 | 227,1213512 | 0,075505768 |
| 160 | 4,7213568 | 0,09105775 | 1 | 51,850135 | 326,00 | 58,71344388 | 267,2865561 | 0,088858563 |
| 180 | 5,3115264 | 0,13514477 | 0 | 39,302493 | 462,00 | 66,05262437 | 395,9473756 | 0,131631441 |

F.5 Grunnlag for diagrammer basert på avstandsmålinger utført med bladmåler

F.5.1 Bøyning om sterk akse

Ved bøyning om sterk akse er måleverdiene for avstandene mellom endeplaten og bakplaten, målt ved strekkflensen, gitt i Tabell F.9 og Tabell F.10 for henholdsvis stivhet- og bruddforsøk.

Tabell F.9: Avstandene som er registrert ved stivhetsforsøket med bladmåler mellom endeplaten og bakplaten ved bøyning om sterk akse.

| Bladmåler Overside - Stivhet | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|------------------------------|------------------------|----|----|----|----|----|----|------|----|-----|-----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| Serie | Belastning angitt i kg | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Opp | | | | | | | | | | Ned | | | | | | | | |
| | 0 | 40 | 50 | 65 | 70 | 80 | 85 | 87,5 | 90 | 100 | 90 | 85 | 80 | 70 | 65 | 50 | 40 | 0 | |
| Serie 4 - V | 10 | 10 | 15 | 25 | | | | | | | | | | | | | 25 | 15 | 10 |
| Serie 4 - H | 5 | 10 | 15 | 20 | | | | | | | | | | | | | 20 | 10 | 5 |
| Serie 5 - V | 10 | | | 25 | 25 | | | | | | | | | | | | 25 | | 10 |
| Serie 5 - H | 5 | | | 20 | 20 | | | | | | | | | | | | 20 | | 5 |
| Serie 6 - V | 10 | | | | 30 | 35 | 35 | 40 | | | | | | | | | 30 | | 15 |
| Serie 6 - H | 5 | | | | 20 | 30 | 30 | 35 | | | | | | | | | 25 | | 10 |
| Serie 7 - V(NY) | 10 | 20 | 20 | 25 | 25 | 30 | 35 | | 35 | 40 | 40 | 35 | 35 | 30 | 30 | 25 | 25 | 15 | |
| Serie 7 - H(NY) | 5 | 15 | 15 | 25 | 25 | 30 | 35 | | 35 | 45 | 40 | 40 | 40 | 35 | 35 | 30 | 25 | 10 | |

Tabell F.10: Avstandene som er registrert ved bruddforsøket med bladmåler mellom endeplaten og bakplaten ved bøyning om sterk akse.

| Bladmåler Overside - Brudd | | | | | | | | |
|----------------------------|------------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| Serie | Belastning angitt i kg | | | | | | | |
| | 0 | 100 | 120 | 130 | 140 | 150 | 160 | 170 |
| Serie 8 - Opp - V | 15 | 40 | 50 | 70 | 80 | 90 | 100 | 100 |
| Serie 8 - Opp - H | 10 | 45 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 | 100 |

F.5.2 Bøyning om svak akse

For bøyning om svak akse er avstandsmålingene mellom endeplaten og bakplaten gitt i Tabell F.11 og Tabell F.12 for henholdsvis over og underside av forbindelsen. Målingene er utført på midten av endeplaten.

Tabell F.11: Avstandene som er registrert på oversiden av forbindelsen, ved stivhets- og bruddforsøket, med bladmåler mellom endeplaten og bakplaten ved bøyning om svak akse.

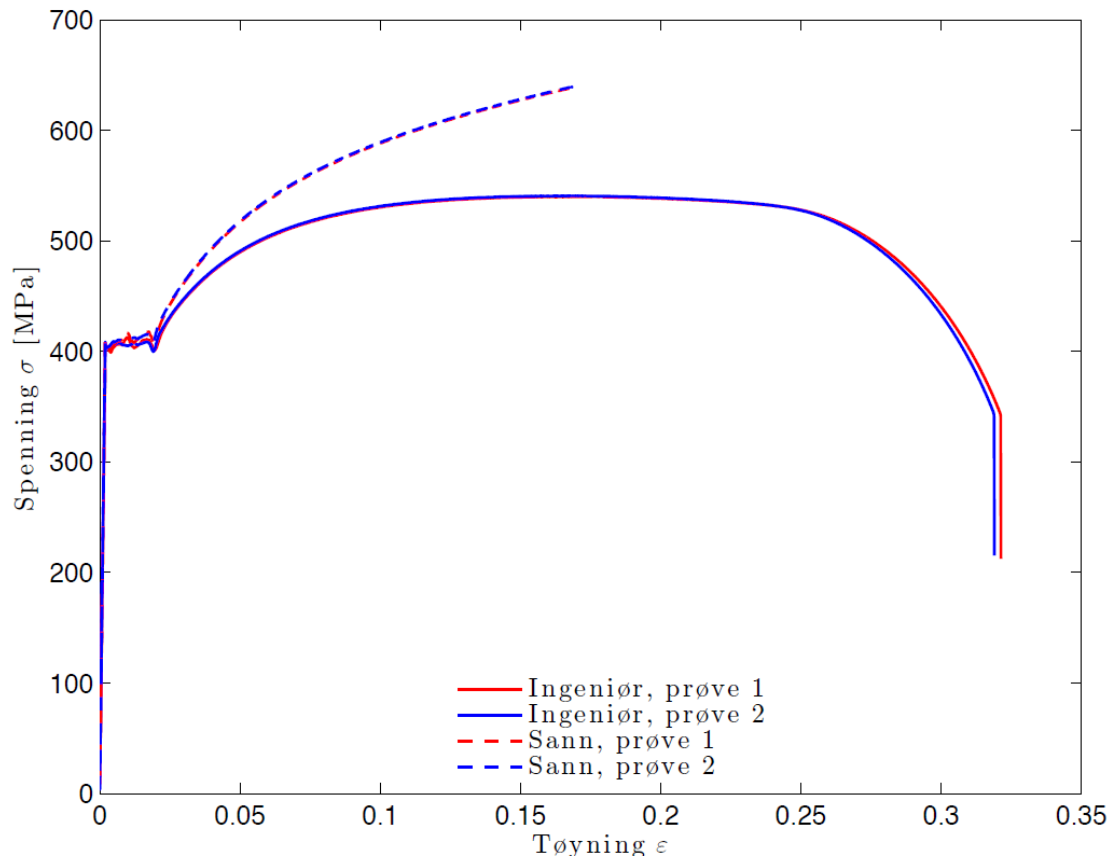
| Bladmåler Overside | | | | | | | | | | | | | | | |
|--------------------|------------------------|----|----|----|----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----|----|----|
| Serie | Belastning angitt i kg | | | | | | | | | | | | | | |
| | Opp | | | | | | | Ned | | | | | | | |
| | 0 | 20 | 35 | 50 | 60 | 80 | 90 | 100 | 90 | 80 | 60 | 50 | 35 | 20 | 0 |
| Serie 1 | 30 | 50 | 60 | | | | | | | | | | 50 | 30 | |
| Serie 2 | 30 | 50 | 60 | 85 | 95 | | | | | | | 85 | 70 | 60 | 45 |
| Serie 3 | 45 | | 75 | 85 | 95 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 80 | 70 | |

Tabell F.12: Avstandene som er registrert på undersiden av forbindelsen, ved stivhets- og bruddforsøket, med bladmåler mellom endeplaten og bakplaten ved bøyning om svak akse.

| Bladmåler Underside | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------|------------------------|----|----|----|----|----|----|-----|----|----|----|----|----|----|----|
| Serie | Belastning angitt i kg | | | | | | | | | | | | | | |
| | Opp | | | | | | | Ned | | | | | | | |
| | 0 | 20 | 35 | 50 | 60 | 80 | 90 | 100 | 90 | 80 | 60 | 50 | 35 | 20 | 0 |
| Serie 1 | 15 | 15 | 10 | | | | | | | | | | 10 | 15 | 15 |
| Serie 2 | 15 | 15 | 10 | 10 | 10 | | | | | | 10 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| Serie 3 | 10 | | 10 | 10 | 10 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 10 | |

G Strekkprøve av endeplaten

Spennings-tøyningsdiagrammet til endeplaten etter utføring av strekkprøve er vist i Figur G.1



Figur G.1: Spenningskurven for strekkprøve av endeplaten.

H Mailkorrespondanse med Focus Support

Denne delen er ikke formatert i henhold til resten av oppgaven, grunnen er at det er lettere å få oversikt.

25.02.2014

Hei

Jeg har et spørsmål angående webseminaret som var den 12.02.2014. Jeg lurer litt på dette med å innføre stivheten i et rammehjørne.

Jeg har modellert en ramme og satt på fjærer i hjørnene (se "Fjærer.png"), dette gir en nedbøyning på 29mm (se "Fjærer-Nedbøyning.png"). Hvis jeg tar samme rammen og legger til ledd først, for så å legge til fjærer (se "Fjærer og ledd.png") får jeg hele 43mm nedbøyning (se "Fjærer og ledd-Nedbøyning.png").

Hva er forskjellen på om jeg legger til fjærer på stive hjørner, eller legger til ledd for så å legge til fjærer? Jeg trodde kanskje det skulle gi samme resultat.

Jeg har benyttet samme geometri og fjærstivhet på begge alternativene.

--

Hilsen Arne Martin Uhre
Student ved NTNU - Bygg og miljøteknikk - Konstruksjon

27.02.2014

Den 27/02/2014 11:33, skrev support@focus.no:

Hei!

Når du setter på en fjær i et stivt hjørne, blir det en randfjær. En randfjær virker mellom modellen og omgivelsene.

Når du setter ut en fjær i et hjørne med ledd, får du opp et spørsmål om fjæren skal være randfjær eller koblingsfjær. Dersom du velger randfjær, får du en fjær som virker mellom modellen og omgivelsene. De to segmentene forblir da momentfritt koblet til hverandre. Dersom du velger koblingsfjær, virker fjæren mellom de to segmentene slik at det kan oppstå moment i hjørnet. En koblingsfjær er altså ikke koblet til omgivelsene, men internt mellom segmenter.

I "Fjærer og ledd-Nedbøyning.PNG" er vinkelen mellom segmentene i hjørnene mindre enn 90 grader. Derfor tror jeg du har valgt koblingsfjær mellom segmentene. En koblingsfjær er gjerne mindre stiv enn et stivt hjørne. Derfor får du større forskyvning i bjelken når du bruker ledd+koblingsfjær enn når du regner med stive hjørner. I søylene er det omvendt; her får du større sideveis forskyvning når du bruker stive hjørner.

Takk for tilbakemelding!

Vennlig hilsen / Yours Sincerely
KNUT ANMARKRUD
Developer

FOCUS SOFTWARE AS

27.02.2014

FRA: Arne Martin Uhre <arnemuh@stud.ntnu.no>
DATO: Thu, 27 Feb 2014 13:03:25 +0100
TIL: <support@focus.no>
EMNE: Re: (Focus-ID:14249) Randfjærer og koblingsfjærer
Hei

Takk for svar!

Jeg sliter fortsatt litt med å få modellert riktig konstruksjon.
Jeg har lagt ved konstruksjonsfilen min.

Det jeg ønsker er at:

- knutepunkt 1 og 3 skal være pinned
- rammen skal være avstivet ved hjelp av glidelageret i Knutepunkt 4
- hjørnene skal være modellert som delvis stive med en rotasjonsstivhet på 3741kNm/rad

Jeg har skjønnet det slik at jeg må legge inn ledd der jeg ønsker delvis stivt knutepunkt for så å modellere inn en koblingsfjær. Dette har jeg gjort, men jeg får opp den tradisjonelle feilen "Singular stivhetsmatrise".

Jeg håper du har tid til å se litt på dette og gi meg tilbakemelding på hva jeg gjør feil.

--

Hilsen Arne Martin Uhre
Student ved NTNU - Bygg og miljøteknikk - Konstruksjon

27.02.2014

Den 27/02/2014 13:55, skrev support@focus.no:
Hei!

Det ser ut som du har funnet feil i programmet her. Du har nemlig modellert helt riktig, men:

1. Koblingsfjærene fører til singular stivhetsmatrise dersom de går fra ledd "1" til "ingen". Dersom du snur koblingsfjærene slik at de går motsatt vei, går beregningen gjennom. Retningen (fra-til) på koblingsfjærer bør selvsagt være uten betydning.

2. Etter at du har gjort pkt 1, vil du oppdage at momentet i knutepunkt 4 blir null (som er feil). Det som skjer, er at glidelageret i knutepunkt 4 fører til at koblingsfjæren i samme punkt blir ignorert. Inntil vi får rettet feilen, fins det ingen fullgod måte å komme rundt dette. Imidlertid kan du få tilnærmet riktige resultater ved å flytte glidelageret litt bort fra knutepunktet, slik at den ikke står i samme punkt som leddet/fjæren. Dersom du flytter glidelageret 1 mm ned (setter z-koordinaten lik 3499 mm), vil du få moment i hjørnet. Dersom du bare har vertikal belastning, kan glidelageret fjernes helt.

Beklager ulempene dette medfører. Vi skal rette feilene ved første anledning. Takk for tilbakemelding!

Vennlig hilsen / Yours Sincerely
KNUT ANMARKRUD
Developer

FOCUS SOFTWARE AS

27.02.2014

FRA: Arne Martin Uhre <arnemuh@stud.ntnu.no>
DATO: Thu, 27 Feb 2014 17:25:07 +0100
TIL: <support@focus.no>
EMNE: Re: (Focus-ID:14249) Randfjærer og koblingsfjærer
Hei

Veldig greit å få tilbakemelding!
Etter å ha fulgt oppskriften din på sist mail, har jeg nå fått ut noe som ser mye mer riktig ut for beregningen.

Jeg oppdaget også at når jeg endrer på analysen slik at Skjærdeformasjon ikke er tatt med, får jeg samme feilmeldingen som tidligere: "Singulær stivhetsmatrise". Det skulle vel egentlig ikke vært slik?

--

Hilsen Arne Martin Uhre
Student ved NTNU - Bygg og miljøteknikk - Konstruksjon

28.02.2014

Den 28/02/2014 09:02, skrev support@focus.no:
2014-02-28 09:01:32: Knut A

Hei!

Hos meg går beregningen fint både med og uten skjærdeformasjoner, med noen desimalers forskjell i resultatene. Snudde du koblingsfjærene "riktig vei" (jfr. pkt 1 i min forrige mail) før du kjørte beregning uten skjærdeformasjoner? Send meg gjerne modellfilen som ikke lar seg beregne uten skjærdeformasjoner.

Vennlig hilsen / Yours Sincerely
KNUT ANMARKRUD
Developer

FOCUS SOFTWARE AS

06.03.2014

FRA: Arne Martin Uhre <arnemuh@stud.ntnu.no>
DATO: Thu, 6 Mar 2014 18:20:30 +0100
TIL: <support@focus.no>
EMNE: Re: (Focus-ID:14249) Randfjærer og koblingsfjærer
Hei!

Jeg har prøvd å snu fjærene i alle retninger, men får ikke beregningen uten skjærdeformasjoner i vedlagt fil til å gå gjennom. Jeg har også flyttet glidelageret 1mm ned. Når jeg går inn og endrer analysen til å ta med skjærdeformasjoner, får jeg beregnet konstruksjonen.

Jeg har lagt ved beregningsfilen som er lagret slik som du anbefalte å sette det opp:

- Skjærdeformasjon ekskludert
- Knutepunktstivhet 3741kNm/rad
- Fjærene er satt fra ende "ingen" til "ende 1"
- Glidelageret oppe i høyre hjørne er flyttet 1mm ned

--

Hilsen Arne Martin Uhre
Student ved NTNU - Bygg og miljøteknikk - Konstruksjon

13.03.2014

Den 13/03/2014 13:15, skrev support@focus.no:

Hei!

Beklager sent svar. Det ser ut som om sjekken på singular stivhetsmatrise er for streng i dette tilfellet. Klikk på den lille knappen nederst til høyre i gruppen "Lineær analyse". I dialogboksen som kommer opp velger du Nei på "Sjekk singularitet". Da går beregningen gjennom.

Generelt anbefaler jeg ikke å slå av denne sjekken, men i dette tilfellet går det bra. Vi skal se om singularitetssjekken kan gjøres bedre.

Vennlig hilsen / Yours Sincerely
KNUT ANMARKRUD
Developer

FOCUS SOFTWARE AS

18.03.2014

Fra: Arne Martin Uhre <arnemuh@stud.ntnu.no>
Dato: Tue, 18 Mar 2014 12:18:51 +0100
Til: <support@focus.no>
Emne: Re: (Focus-ID:14249) Randfjærer og koblingsfjærer

Hei!

Takk for tilbakemelding angående skjærdeformasjon, det fungerte greit.

Nå har jeg fått ett nytt problem som jeg håper du kan være behjelpelig med:

Jeg har lagt til en etasje på rammen fra sist gang og får ikke riktig svar ut når jeg beregner. Momentene blir 0knm i punktene 4 og 6, noe de ikke skal være (se vedlegg). Jeg får beregningen til å gå gjennom, men resultatet blir feil. Jeg har prøvd å flytte opplagrene lmm, men resultatet blir det samme.

Hvis du har noe tips, er jeg veldig takknemlig:)

--

Hilsen Arne Martin Uhre
Student ved NTNU - Bygg og miljøteknikk - Konstruksjon

18.03.2014

Den 18. mars 2014 kl. 12:51 skrev <support@focus.no>:

2014-03-18 12:50:58: Knut A
Hei!

Prøv å flytte begge glidelagrene 60 mm ned, dvs til henholdsvis $z = 3440$ mm og $z = 6940$ mm. Da blir resultatene helt riktige for vertikal belastning, og ganske riktige for horisontal belastning (her får du en stor skjærkraft under knutepunkt 4, men kapasitetsutnyttelsen er fortsatt liten).

Igjen vil jeg beklage feilen. Den vil bli rettet i neste versjon som kommer senere denne våren.

Vennlig hilsen / Yours Sincerely
Knut Anmarkrud
Developer

Focus Software AS

18.03.2014Avsender: NTNU <arnemuh@stud.ntnu.no>Mottaker: "<support@focus.no>" <support@focus.no>

Flott, det fungerte! Takk skal du ha for raskt og godt råd

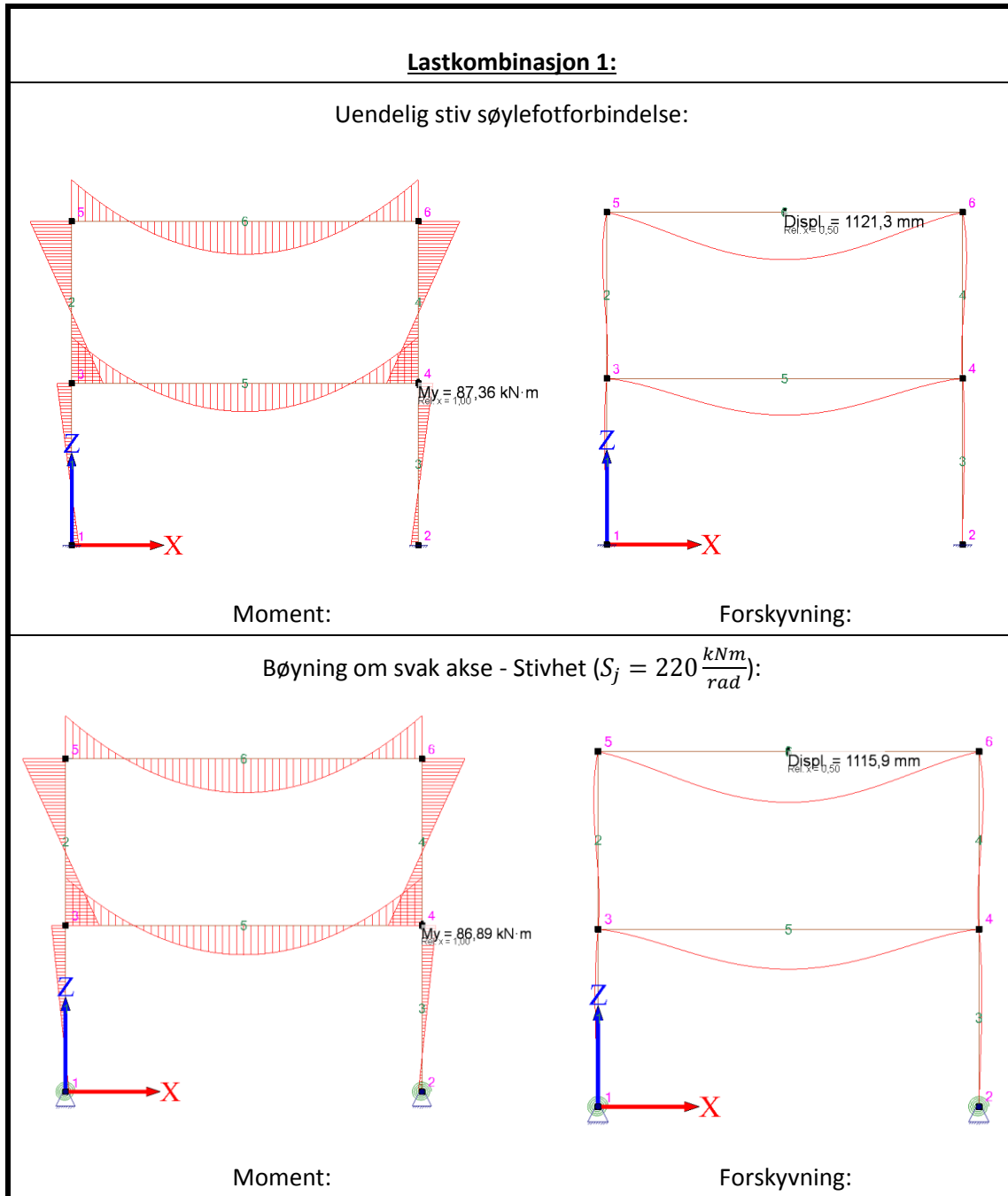
Hilsen Arne Martin Uhre

Student ved NTNU - Bygg og miljøteknikk - Konstruksjon

I Diagrammer for kontroll av betydningen av søylefotens stivhet

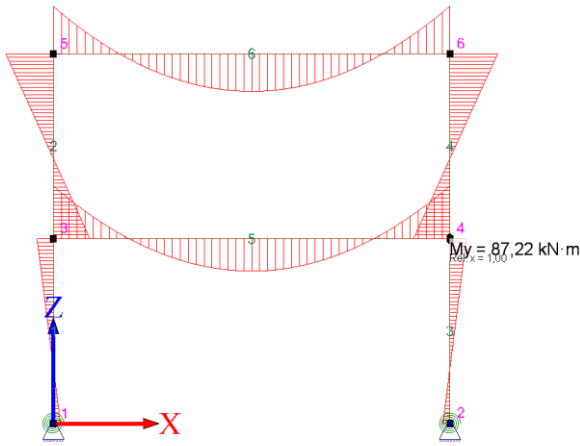
I Tabell I.1 er moment og forskyvningsdiagrammene vist for en ramme hvor stivheten i søylefoten varierer.

Tabell I.1: Diagrammer fra rammeanalysene med endring i stivheten ved søylefotforbindelsen.

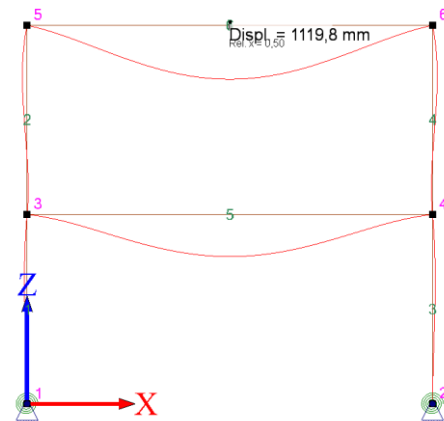


Lastkombinasjon 1:

Bøyning om sterk akse - Stivhet ($c = 1354 \frac{kNm}{rad}$):

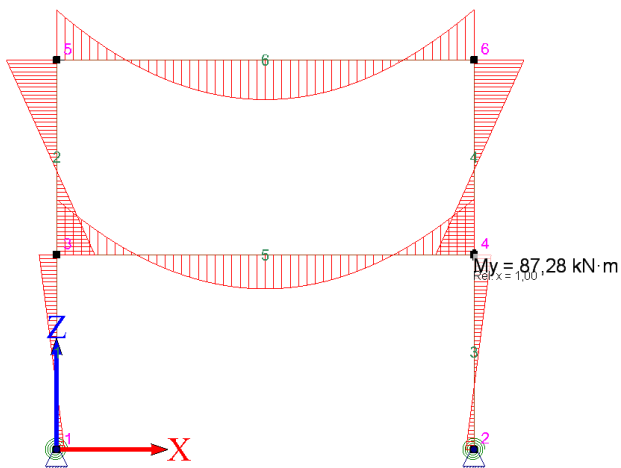


Moment:

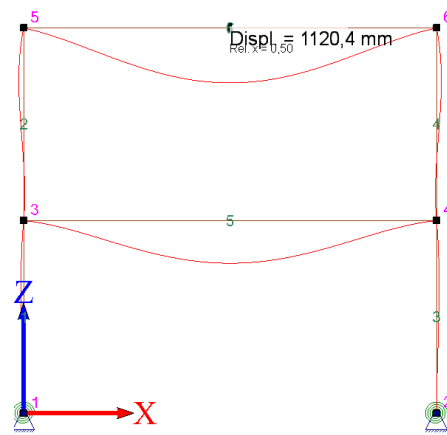


Forskyvning:

Grenseverdien for stiv forbindelse - Stivhet ($c = 2436 \frac{kNm}{rad}$):



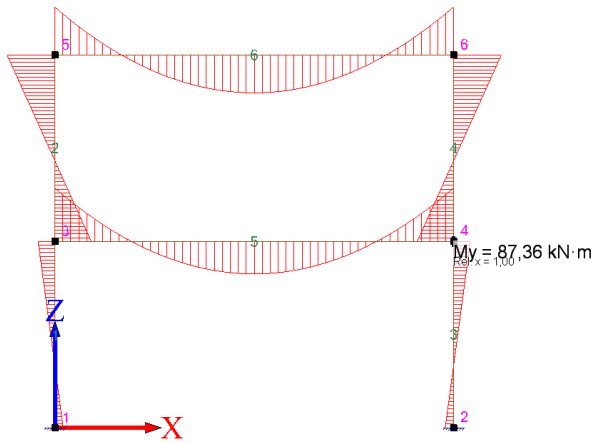
Moment:



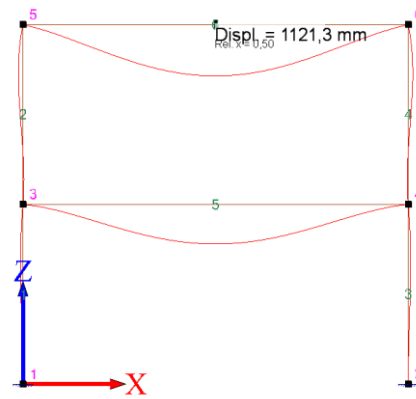
Forskyvning:

Lastkombinasjon 2:

Uendelig stiv søylefotforbindelse:

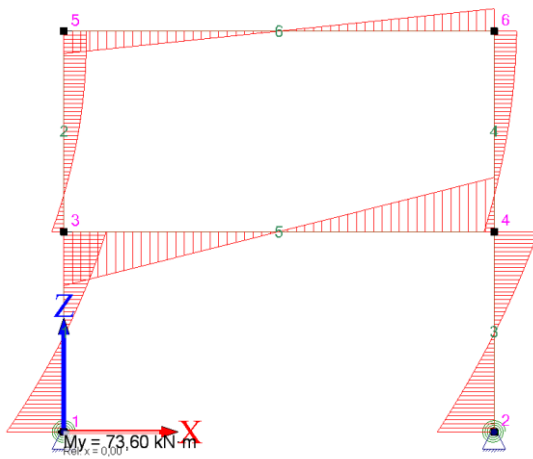


Moment:

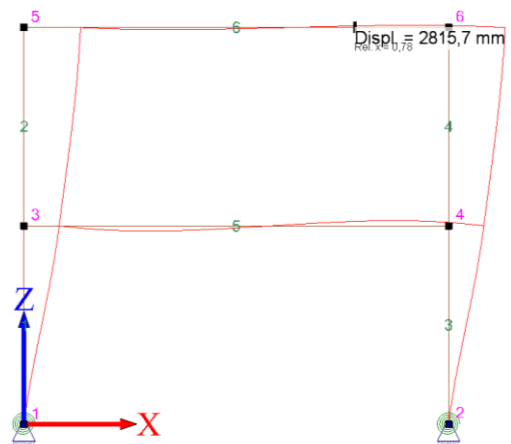


Forskyvning:

Bøyning om svak akse - Stivhet ($S_j = 220 \frac{kNm}{rad}$):



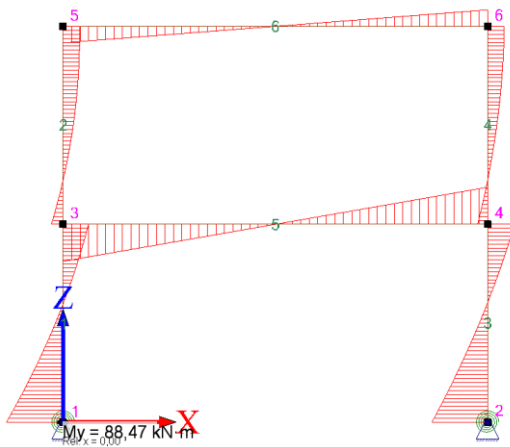
Moment:



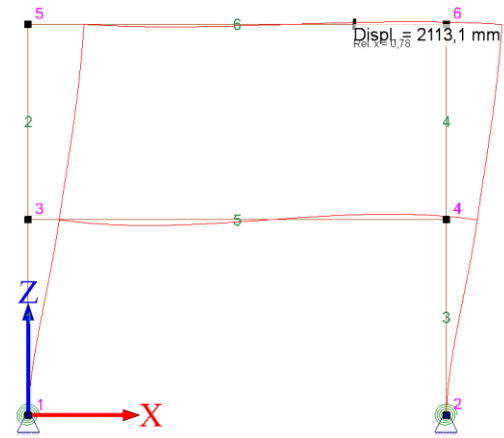
Forskyvning:

Lastkombinasjon 2:

Bøyning om sterk akse - Stivhet ($c = 1354 \frac{kNm}{rad}$):

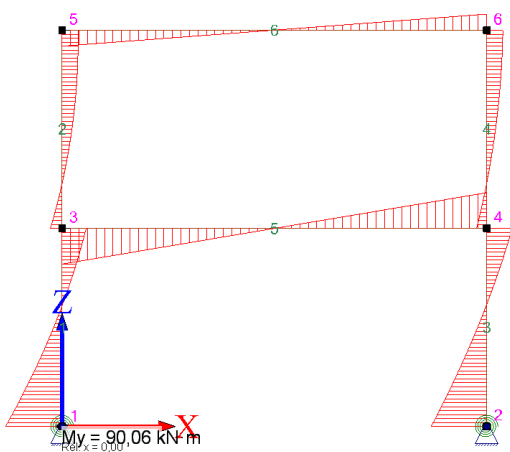


Moment:

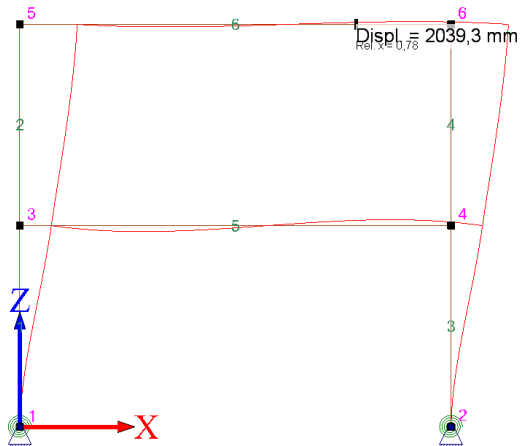


Forskyvning:

Grenseverdien for stiv forbindelse - Stivhet ($c = 2436 \frac{kNm}{rad}$):



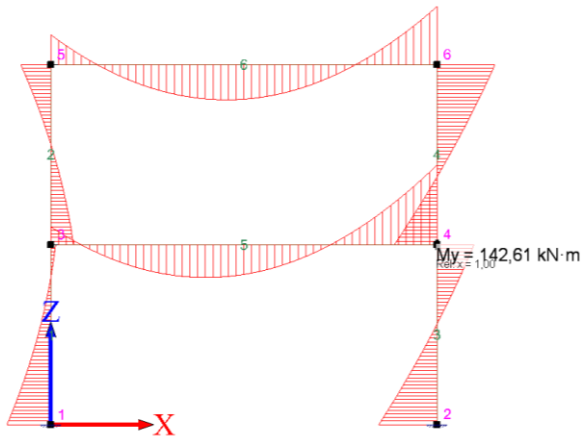
Moment:



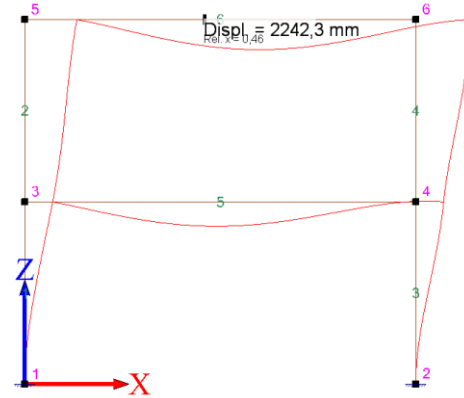
Forskyvning:

Lastkombinasjon 3:

Uendelig stiv søylefotforbindelse:

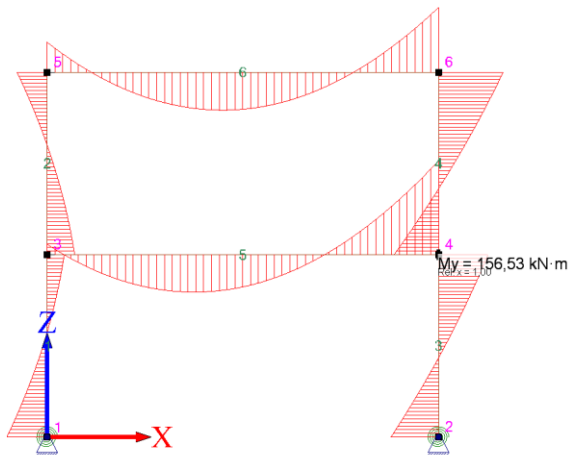


Moment:

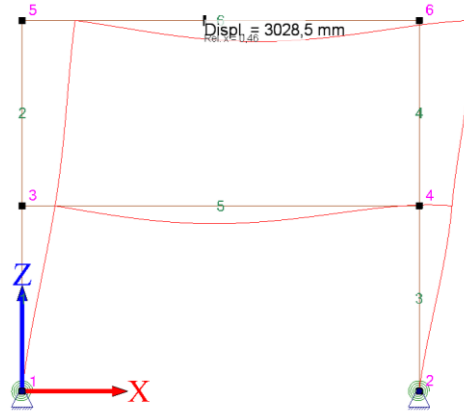


Forskyvning:

Bøyning om svak akse - Stivhet ($S_j = 220 \frac{kNm}{rad}$):



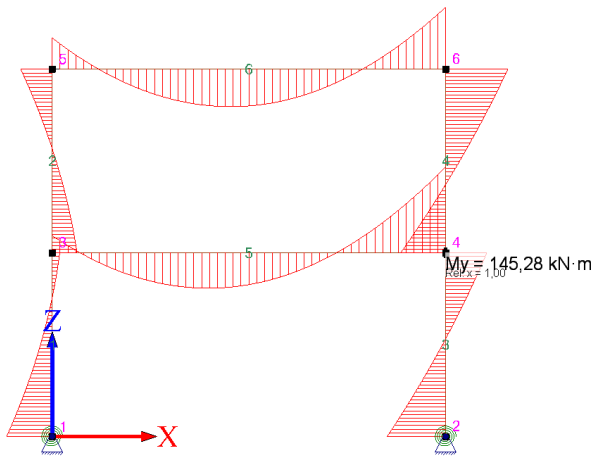
Moment:



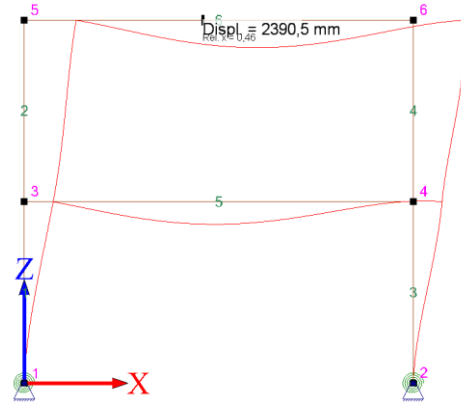
Forskyvning:

Lastkombinasjon 3:

Bøyning om sterk akse - Stivhet ($c = 1354 \frac{kNm}{rad}$):

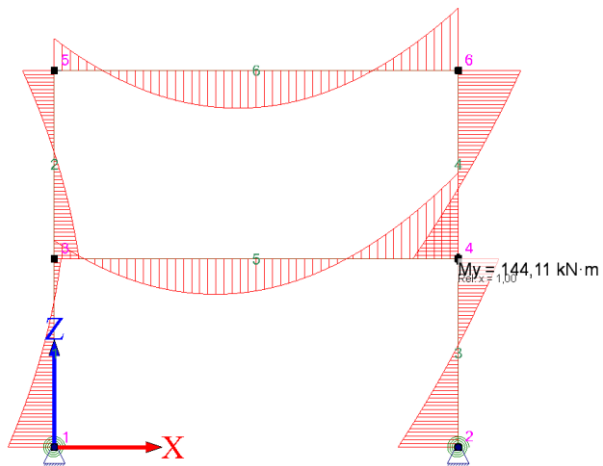


Moment:

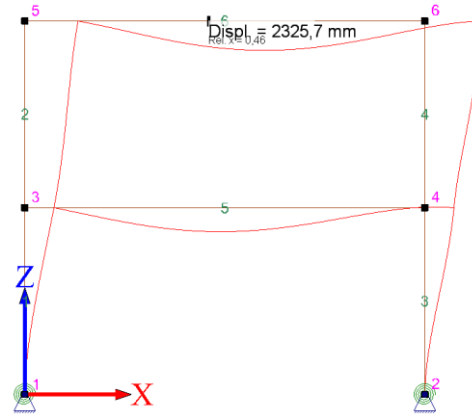


Forskyvning:

Grenseverdien for stiv forbindelse - Stivhet ($c = 2436 \frac{kNm}{rad}$):



Moment:



Forskyvning: