

Marius Christiansen

Ikke-lineær elementanalyse av bjelke-til-bjelke knutepunkter i stål

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk

Veileder: Arild Holm Clausen

Medveileder: Arne Aalberg og Erik L. Grimsmo

Juni 2022

Marius Christiansen

Ikke-lineær elementanalyse av bjelke-til-bjelke knutepunkter i stål

Masteroppgave i Bygg- og miljøteknikk

Veileder: Arild Holm Clausen

Medveileder: Arne Aalberg og Erik L. Grimsmo

Juni 2022

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet

Fakultet for ingeniørvitenskap

Institutt for konstruksjonsteknikk



Kunnskap for en bedre verden



MASTEROPPGAVE 2022

| | | |
|----------------------------------|---------------------|-----------------------|
| FAGOMRÅDE: Stålkonstruksjoner | DATO: 10.06.2022 | ANTALL SIDER: 59+8 |
|----------------------------------|---------------------|-----------------------|

TITTEL:

Ikke-lineær elementanalyse av bjelke-til-bjelke knutepunkter i stål

Non-linear finite element analysis of beam-to-beam connections in steel

UTFØRT AV:

Marius Egeberg Christiansen



SAMMENDRAG:

Det er blitt en stor økning av moderne universale beregningsprogrammer tilgjengelig, når det kommer flere nye programmer, er det helt essensielt at disse undersøkes og valideres gjennom eksperimentelle og numeriske forsøk. Denne oppgaven undersøker i hvilken grad programvaren IDEA Statica er anvendelig for å kontrollere og designe ikke-standardiserte bjelke-til-bjelke knutepunkter. IDEA Statica er et analyseprogram for knutepunkter som baserer seg på en kombinasjon av den mer tradisjonelle komponent metoden og elementmetoden.

Det utvikles en ikke-lineær elementmodell som blir benyttet videre for sammenligninger. Den konstruerte elementmetodemodellen ble kalibrert og validert gjennom sammenligninger av resultater fra seks tidligere utførte eksperimentelle forsøk og modellen greide å fange opp både deformasjonen og kapasiteten til knutepunktet. Knutepunktene som undersøkes er boltete dobbeltside bjelke-til-bjelke forbindelser med en endeplate og en ekstra plate som kobler sekundærbjelkene til hovedbjelken.

For å undersøke IDEA Statica nærmere, modelleres først det eksperimentelle knutepunktet i IDEA Statica og sammenligner resultater med forsøksdataene og den validerte elementmodellen. Resultatene fra disse tre undersøkelsene viser at programvaren fanger opp riktig deformasjonsegenskaper og fikk god overensstemmelse på den dimensjonerende momentkapasiteten med maksimum avvik på 6%. Deretter ble et mer realistisk knutepunkt undersøkt, med ulike material egenskaper og forskjellig belastning i en parametriske studie. Resultatene fra den parametriske studien viste at ved ulike material egenskaper og med forskjellige belastninger ga programvaren lite avvik i alle de ulike undersøkelsene, og var konservativ i alle. Det kunne med trygghet si at IDEA Statica kan benyttes for ikke-standardiserte bjelke-til-bjelke knutepunkter.

FAGLÆRER: Arild Holm Clausen

VEILEDER(E): Arild Holm Clausen, Arne Aalberg og Erik L. Grimsmo

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU

Forord

Denne masteroppgaven er skrevet som avsluttende arbeid for min tid som student på Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Videre symboliserer den enden av et 5 årlig langt masterstudium i Bygg- og miljøteknikk med spesialisering innenfor konstruksjon.

Denne oppgaven hadde som mål å validere IDEA Statica for spesielle bjelke-til-bjelke stålknutepunkter og uvanlige detaljer i stålknutepunkter. Dette prosjektet har gitt mye kunnskap om stålknutepunkter og bruk av elementmodellering, som blir sett frem til å få benyttet seg av.

Jeg vil benytte muligheten til å takke mine veiledere Arild H. Clausen og Arne Aalberg, for å ta seg tiden til å ha møter og gi utmerket veiledning. Stor takk til min eksterne veileder Erik L. Grimsmo for tilgjengelighet og faglig kunnskap.

Marius Egeberg Christiansen

Oslo, juni 2022

Sammendrag

Det er blitt en stor økning av moderne universale beregningsprogrammer, når det kommer flere nye programmer, er det helt essensielt at disse undersøkes og valideres gjennom eksperimentelle og numeriske forsøk. Denne oppgaven undersøker i hvilken grad programvaren IDEA Statica er anvendelig for å kontrollere og designe ikke-standardiserte bjelke-til-bjelke knutepunkter. IDEA Statica er et analyseprogram for knutepunkter som baserer seg på en kombinasjon av den mer tradisjonelle komponent metoden og elementmetoden.

Det utvikles en ikke-lineær elementmodell som blir benyttet videre for sammenligninger. Den konstruerte elementmodellen ble kalibrert og validert gjennom sammenligninger av resultater fra seks tidligere utførte eksperimentelle forsøk og modellen greide å fange opp både deformasjonen og kapasiteten til knutepunktet. Knutepunktene som undersøkes er boltete dobbeltside bjelke-til-bjelke forbindelser med en endeplate og en ekstra plate som kobler sekundærbjelkene til hovedbjelken.

For å undersøke IDEA Statica nærmere, modelleres først det eksperimentelle knutepunktet i IDEA Statica og sammenligner resultater med forsøksdataene og den validerte elementmodellen. Resultatene fra disse tre undersøkelsene viser at programvaren fanger opp riktig deformasjonsegenskaper og fikk god overensstemmelse på den dimensjonerende momentkapasiteten med maksimum avvik på 6%.

Deretter ble et mer realistisk knutepunkt undersøkt, med ulike material egenskaper og forskjellig belastning i en parametriske studie. Resultatene fra den parametriske studien viste at ved ulike material egenskaper og med forskjellige belastninger ga programvaren lite avvik i alle de ulike undersøkelsene, og var konservativ i alle. Det kunne med trygghet si at IDEA Statica kan benyttes for ikke-standardiserte bjelke-til-bjelke knutepunkter.

Abstract

There has been a large increase in modern universal calculation programs, with the arrival of more new programs, it is essential that these are examined and validated through experimental and numerical experiments. This thesis examines the extent to which IDEA Statica software is applicable for controlling and designing non-standard beam-to-beam joints. IDEA Statica is an analysis program for joints that is based on a combination of the more traditional component method and the element method.

A non-linear finite element model is being developed which is used for further comparisons. The constructed finite element model was calibrated and validated through comparisons of results from six previously performed experimental experiments and the model managed to capture both the deformation and the capacity of the joint. The joints examined are bolted double-sided beam-to-beam connections with an end plate and an additional plate that connects the secondary beams to the primary beam.

To investigate IDEA Statica further, the experimental joint in IDEA Statica is first modelled and compares the results with the experimental data and the validated finite element model. The results from these three studies show that the software captures the correct deformation properties and obtained good agreement on the dimensioning bending moment capacity with a maximum deviation of 6%.

Then a more realistic joint was investigated, with different material properties and different loads in a parametric study. The results from the parametric study showed that with different material properties and with different loads, the software gave little deviation in all the different research and was conservative in all. It could safely be said that IDEA Statica can be used for non-standard beam-to-beam joints.

Innholdsfortegnelse

Innhold

| | |
|---|-----------|
| Forord | ii |
| Sammendrag | iii |
| Abstract | iv |
| Innholdsfortegnelse | v |
| Figurliste | vi |
| Tabelliste | vii |
| 1 Introduksjon | 1 |
| 1.1 Problemstilling..... | 2 |
| 1.2 Drøfting av metode | 2 |
| 1.3 Valgt metode | 3 |
| 2 Teori og Beregningsgrunnlag..... | 4 |
| 2.1 Teori om knutepunkter i stål..... | 4 |
| 3 Programvare..... | 9 |
| 3.1 Elementmetoden..... | 9 |
| 3.2 ABAQUS | 14 |
| 3.3 IDEA Statica | 15 |
| 4 Bjelke-til-Bjelke knutepunkt | 22 |
| 4.1 Bjelke-til-bjelke forsøk..... | 22 |
| 4.2 Abaqus-modell | 27 |
| 4.3 Validering av Abaqus modellen..... | 35 |
| 5 Kontroll av IDEA Statica | 39 |
| 5.1 Kontroll av knutepunktet | 39 |
| 5.2 Et realistisk knutepunkt..... | 44 |
| 5.3 Analyser med ulike grenseverdi for plastisk tøyning | 48 |
| 5.4 Virkningen av aksiallast i sekundærbjolkene..... | 50 |
| 6 Konklusjon og videre arbeid | 55 |
| 6.1 Konklusjon | 55 |
| Forslag til videre arbeid | 56 |
| Referanser | 57 |
| Vedlegg..... | 59 |

Figurliste

| | |
|---|----|
| Figur 2-1 Klassifisering av knutepunkter etter stivhet. Figur hentet fra NS-EN 1993-1-8 figur 5.4 | 5 |
| Figur 2-2 Eksempel deformasjon av knutepunktet belastet med bøyning. Samt en representasjon av ekstra platen som en fjær. (figur hentet fra Lopez et al (2021).)..... | 8 |
| Figur 3-1 Symmetri reduksjon bjelkemodell | 12 |
| Figur 3-2 Sammenligning mellom komponent metoden og CBFEM. figur hentet fra IDEA Statica sin hjemmeside | 16 |
| Figur 3-3 Figur C.2 fra NS-EN 1993-1-5 (Standard Norge , 2019). Modellering av materialoppførsel.. | 19 |
| Figur 3-4 Utdata fra en spenning/tøyningsanalyse (EPS) og en stivhetsanalyse (ST) | 20 |
| Figur 4-1 Figur 2 fra (Lopez et al., 2021) som illustrer knutepunkts konfigurasjonen | 22 |
| Figur 4-2 Front og side visning av eksperimentet. (Lopez et al., 2021)..... | 23 |
| Figur 4-3 Moment-rotasjonskurver for testene B01-B06. (Lopez et al., 2021)..... | 25 |
| Figur 4-4 Moment-tøyningskurve for testene B01-B06. (Lopez et al., 2021)..... | 26 |
| Figur 4-5 Tre lineær spennings-tøyningskurve..... | 28 |
| Figur 4-6 Reaksjonskraft for opplager på 50 mm og 70 mm | 30 |
| Figur 4-7 Nedbøyning for opplager på 50 mm og 70 mm | 30 |
| Figur 4-8 Bolt fra Abaqus/CAE..... | 31 |
| Figur 4-9 Knutepunktsmodell i Abaqus | 32 |
| Figur 4-10 Endelig elementnett hele modellen..... | 33 |
| Figur 4-11 Elementnett av de sentrale delene av knutepunktet | 33 |
| Figur 4-12 Elementnett konvergenstudie..... | 34 |
| Figur 4-13 Deformasjons sammenligning av knutepunktet med ekstra plate på 10mm..... | 35 |
| Figur 4-14 Deformasjons sammenligning av knutepunktet med ekstra plate på 15mm..... | 36 |
| Figur 4-15 Deformasjons sammenligning av knutepunktet med ekstra plate på 20 mm..... | 36 |
| Figur 4-16 Moment-rotasjonskurve B01 | 37 |
| Figur 4-17 Moment-rotasjonskurve B02 | 38 |
| Figur 4-18 Moment-rotasjonskurve B03 | 38 |
| Figur 5-1 Moment-Rotasjons forhold IDEA vs. Abaqus, B01 ekstra plate 10mm, Ekstra plate tykkelse: B01=10 mm, B02=15mm og B03=20mm | 41 |
| Figur 5-2 Gjennomsnittlig avvik momentkapasitet | 41 |
| Figur 5-3 Sammenligning av deformasjon..... | 43 |
| Figur 5-4 Moment-Rotasjonsrelasjon IDEA vs. Abaqus for er mer realistisk knutepunkt..... | 46 |
| Figur 5-5 Gjennomsnittlig avvik momentkapasitet | 46 |
| Figur 5-6 Sammenligning av boltekrefter i IDEA og Abaqus..... | 47 |
| Figur 5-7 Påvirkning av momentkapasiteten ved endring avgrenseverdien for plastisk tøynning..... | 49 |
| Figur 5-8 Belastningen i simuleringene | 51 |
| Figur 5-9 Virkningen av aksiallast på knutepunktet med to 10 mm plater i IDEA | 52 |
| Figur 5-10 Virkningen av aksiallast på knutepunktet med to 20 mm plater i IDEA | 53 |
| Figur 5-11 Sammenligningen av virkningen av aksialkraft i IDEA og Abaqus..... | 53 |

Tabelliste

| | |
|--|----|
| Tabell 1 Eksperimental konfigurasjon | 24 |
| Tabell 2 Material egenskaper | 24 |

1 Introduksjon

På grunn av stålets styrke til vekt forhold, god duktilitet og en forholdsmessig god pris, er stål en av de viktigste materialene i verden. I en verden hvor miljøfokuset blir større og større er det viktig at stål er tilnærmet 100% fornybart. De mekaniske egenskapene til stål gjør at materialet kan bli brukt i alle typer bygninger og konstruksjoner, og kan formes til nesten alle geometrier, noe som gjør bruksområde til stål som bygningsmaterialet enda større. Stålkonstruksjoner er bygd opp av større og mindre komponenter som sammenføres til en monolittisk konstruksjon (Larsen P. K., 2020, s. 355), dette innebærer at forbindelsene mellom komponentene er av stor viktighet for konstruksjonen som en helhet.

Design av stålforbindelser kan være veldig tidkrevende, spesielt når forbindelsene blir mer komplekse. Ved bruk av mer komplekse og ikke-standardiserte knutepunkter i stålkonstruksjoner blir utfordringen ved å designe de større og knutepunktene er mer utsatt for feil (Vild et al., 2020). Det er akkurat her modellering med elementmetoden kommer inn i bildet. For fire tiår siden ble elementmetodeanalyser av knutepunkter behandlet som en ikke-vitenskapelig forskningsmetode. Derimot i dag er elementmetodmodellering blitt et helt uunnværlig verktøy ved design og dimensjonering av konstruksjoner og ikke minst en katalysator i mange forskningsfelt. Nå er det gitte anbefalinger for modellering av stålkonstruksjoner ved bruk av elementmetoder gitt i tillegg C i NS-EN 1993-1-5 (Standard Norge, 2019).

Utviklingen av en moderne universal beregningsprogramvare som senker beregningskostandene ved dimensjonering og kontrollering av konstruksjoner er helt essensielt for bransjen. Når slike beregningsverktøy blir mer tilgjengelig og enklere å benytte seg av, er det viktig med granskning og et kritisk syn når man skal gjennomføre analyser. Elementmetoden for konstruksjonsknutepunkter er det neste voksende steget for stålkonstruksjoner, for å bevise riktigheten fra de numeriske simuleringene benyttes validering og verifikasjon. Uten validering og verifikasjon er resultatene fra elementanalyser nesten meningsløse og kan ikke benyttes for å ta beslutninger.

Stålknutepunktsanalyser for ikke-standard knutepunkter er ofte tidkrevende og krever tyngre programvare. Et enkelt beregningsprogram som kan gjøre raske og presise beregninger vil derfor kunne føre til store besparelser på beregningskostnader. Et eksempel på en slik programvare er IDEA Statica. IDEA Statica er en programvare som er et kraftfullt beregningsprogram med mange muligheter. Programvaren skal ikke ha noen begrensninger i form av topologi, den skal kunne behandle enhver belastning og hele design og kontrollerings prosessen skal bare ta minutter. Det er utført store validerings og verifikasjons prosjekter med tilknytting til IDEA Statica for standardiserte og typiske knutepunkt. Det er spesielt utført store forskningsarbeider for bjelke-til-søyle forbindelser, men undersøkelser for bjelke-til-bjelke forbindelser er det et færre antall av.

1.1 Problemstilling

Denne oppgavens overordnede mål er å undersøke i hvilken grad programvaren IDEA Statica er anvendelig for å kontrollere og designe ikke-standardiserte bjelke-til-bjelke knutepunkter. For å besvare på problemstillingen vil følgende punkter undersøkes og diskuteres i oppgaven:

- Utvikle en ikke-lineær elementmetodemodell i Abaqus som valideres og kalibreres gjennom sammenligninger med eksperimentelle resultater.
- Modellere det eksperimentelle knutepunktet i IDEA Statica og sammenligne resultater med Abaqus og forsøksdataene.
- Gjøre en parametrisk studie på et mer realistisk knutepunkt og sammenligne resultatene mellom Abaqus og IDEA Statica.

1.2 Drøfting av metode

«En metode er en framgangsmåte, et middel til å løse problemer og komme fram til ny kunnskap. Et hvilket som helst middel som tjener dette formålet, hører med i arsenalet av metoder» (Hellevik, 1999, s. 12). Valget av riktig metode er viktig for å løse problemstillingen som skal undersøkes på en best mulig måte. Med tanke på oppgavens problemstilling vil man kunne benytte ulike metodikker får å svare på problemstillingen. Det er to hovedtyper av metoder som det er normalt å skille mellom, kvalitativ og kvantitativ.

Kvantitativ metode er en forskningsmetode som baserer seg på at man behandler talldata og statistikk, gjennom data som er målbare (Andersen, 2019). Denne metoden passer bra med problemstillinger som er målbare og resulterer i statistikk, grafer eller andre tallformer. En slik kvantitativ metode er for eksempel kalkulasjoner og beregninger som resultater som kan tolkes og vurderes ofte i et tallformat.

«Kvalitativ metoder bygger på forskningsteorier om fortolkning og menneskelig erfaring. Metodene omfatter ulike former for systematisk innsamling, bearbeiding og analyse av materiale fra samtale, observasjon eller skriftlig tekst.» (Torp, 2019) Hensikten med metoden er å oppnå en dybdekunnskap og en mer helhetlig forståelse av problemstillingen som skal forskes på. Datamaterialet blir typisk samlet inn ved bruk av observasjoner, dokumenter man analyserer eller intervjuer.

Så har man også en tredje metode som både kan sees på som en kvalitativ metode og en kvantitativ metode, nemlig litteraturstudie. Litteraturstudie er en metode man bruker for å oppsummere allerede eksisterende litteratur på en problemstilling innenfor et område (Rhoades, 2011). Om metoden regnes som kvalitativ eller kvantitativ avhenger av om datamengden som er innsamlet er tilstrekkelig stor nok og om innholdet i disse tekstene inneholder kvantitative eller kvalitative data.

I mange tilfeller kan man tenke seg at problemstillingen overlapper mellom kvantitativ metode og kvalitativ metode, slik at det vil være hensiktsmessig med en kombinasjon av disse metodene. Dette er det man kaller blandet metode, her vil det typisk bli lagt til grunn både kvalitative data som intervjuer og samtidig kvantitative talldata. Det eksisterer også flere andre typer metoder, men disse vil ikke bli omdiskutert her.

1.3 Valgt metode

For å kunne besvare problemstillingen på en så god som mulig måte vil det i all hovedsak være kvantitativ metode som brukes. Dette kommer fra at konklusjonene som vil trekkes i denne oppgaven vil underbygges av kvantitative talldata fra beregninger som blir utført i de ulike programvarene og eksperimentet. Samtidig så må man tilegne seg kunnskap om stål knutepunkter, ikke lineær elementmetode og komponent metode basert elementmetode. Beregninger og verdier som blir brukt i oppgaven vil bli begrunnet og gjengitt slik at alle forsøkene skal kunne være etterprøvbare.

Problemstillingen i oppgaven går ut på å kontrollere beregningsprogrammet IDEA Statica, og at det beregner riktig. Beregningsprogrammet skal kontrolleres både mot eksisterende forsøk og mer generiske forsøk utført i andre mer utprøvde beregningsprogrammer som Abaqus. Dimensjoner og verdier for knutepunktet blir hentet ut fra forsøksrapporten (Lopez et al., 2021) og blir reproduert så nøyaktig som mulig med verdiene gitt der både Abaqus og IDEA Statica. Her vil resultatene sammenlignes for å undersøke om det er noen avvik eller avdekke typiske svakheter i beregningsprogramvaren.

2 Teori og Beregningsgrunnlag

2.1 Teori om knutepunkter i stål

2.1.1 Klassifisering

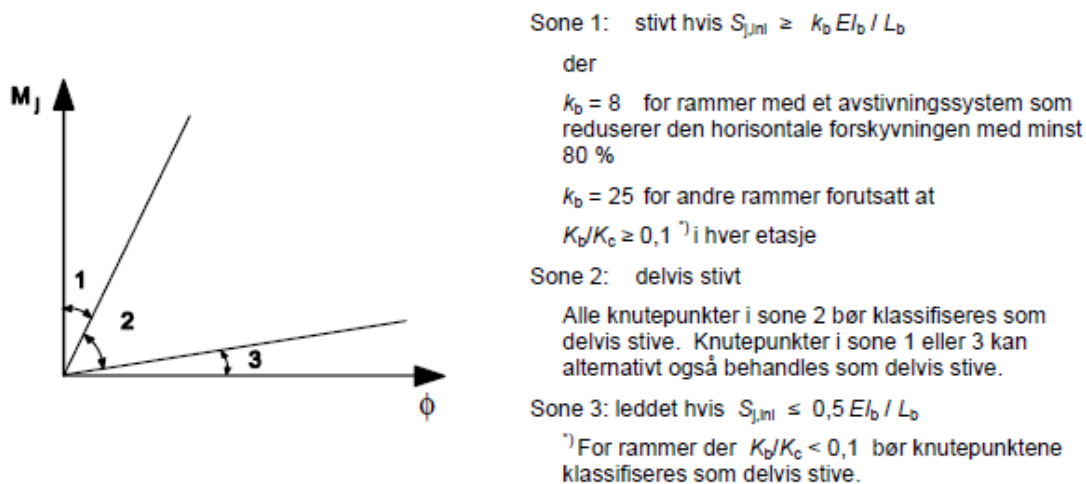
Hvordan man utfører konstruksjonsdetaljer som rammehjørner, søyle-bjelke forbindelser og bjelke-bjelke forbindelser har store konsekvenser for hvordan konstruksjonen oppfører seg og ikke minst økonomien til et prosjekt. Konstruksjonsdetaljene skal ha en slik utforming at de har tilstrekkelig stivhet og styrke, samtidig som de skal være relativt lette å utforme i verksted og lett å montere på byggeplassen. For konstruksjoner er det tre typer knutepunkter man skiller mellom, disse er avhengige av graden av kontinuitet det er mellom de ulike stavene som møtes i knutepunktet (Larsen P. K., 2020). NS-EN 1993-1-1 klassifiserer knutepunkter henholdsvis etter styrke og stivhet.

Klassifisering etter stivhet

I en global analysemodell kan en forbindelse sin rotasjonsstivhet representeres ved en rotasjonsfjær som sier hvordan de ulike komponentene er forbundet til knutepunktet. De mest vanlige årsakene til et knutepunkts deformasjon som skaper disse fleksibilitets egenskapene er aksialdeformasjon i strekkpåkjennte skruer, bøyedeformasjon i søyleflens og endeplate på grunn av kraften i skruene (Larsen P. K., 2020). Moment-rotasjons-relasjonen er stort sett ikke-lineær i virkeligheten, men når man analyserer stålkonstruksjoner kan man forenkle det til en lineær eller bi lineær relasjon mellom dem. NS-EN 1993-1-8 (Standard Norge, 2009) sier at knutepunktets moment-rotasjons-relasjon for fordelingen av lastvirkningene i konstruksjonen bør tas hensyn til. For å avgjøre om det er nødvendig å ta hensyn til virkningen av moment-rotasjons-relasjonen kan det skilles mellom tre forenklede modeller som representerer knutepunktets oppførsel:

- Bøyningsstivt, her kan det antas at knutepunktets moment-rotasjons-relasjon ikke har noen innvirkning på analysen.
- Leddet, knutepunktet overfører ikke bøyningsmomenter, men antas å overføre skjærkrefter og aksialkrefter. Denne typen oppførsel tillater en relativ rotasjon mellom komponentene i et knutepunkt.
- Delvis bøyningsstivt, her må det tas hensyn til knutepunktets moment-rotasjons-relasjon. Dette tilsier at en slik forbindelse hvor en relativ rotasjon mellom sammenkoblede komponenter og knutepunktet endrer seg ettersom i relasjon mellom det påførte bøyemomentet.

Klassifiseringsgrenser for knutepunkter og grensene for de tre forenklete modellene er illustrert på figur 2-1.



Tegnforklaring

- 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.

Figur 2-1 Klassifisering av knutepunkter etter stivhet. Figur hentet fra NS-EN 1993-1-8 figur 5.4 (Standard Norge, 2009)

Klassifisering etter styrke

Et knutepunkt kan klassifiseres som enten full styrke, leddet eller som en delvis styrke forbindelse ved å sammenligne knutepunktets dimensjonerende momentkapasitet $M_{j,Rd}$ med den dimensjonerende momentkapasiteten for komponentene som forbindes i knutepunktet (Standard Norge, 2009, s. 55). Den dimensjonerende momentkapasiteten er lik maksimalverdien på knutepunktets moment-rotasjon-relasjon som fremstår tydelig fra moment-rotasjonskurvene.

Et knutepunkt kan klassifiseres som leddet hvis knutepunktets dimensjonerende momentkapasitet $M_{j,Rd}$ er 25% av den momentkapasiteten som kreves for en full styrke forbindelse, forutsatt at knutepunktet har tilstrekkelig rotasjonskapasitet. Et knutepunkt burde bli klassifisert som full styrke i tilfeller hvor knutepunktets dimensjonerende momentkapasitet $M_{j,Rd}$ er større enn for de sammenkoblede konstruksjonsdelene. Denne typen forbindelser må oppfylle kriteriene som er gitt i figur 5.5 i NS-EN 1993-1-8 (Standard Norge, 2009, s. 56). I slike knutepunkt vil det oppstå et plastisk ledd i konstruksjonsdelene som er tilknyttet, og ikke i knutepunktet. Rotasjonsstivheten S_i i et knutepunkt bør

bestemmes på grunnlag av fleksibiliteten i basis komponentene, som hver for seg har en elastisk stivhetskoeffisient. Rotasjonsstivheten i knutepunktet kan beregnes med likning 6.27 fra NS-EN 1993-1-8:

$$S_i = \frac{E \cdot z^2}{\mu \cdot \sum_i \frac{1}{k_i}} \quad (2.1)$$

Hvor k_i er stivhetskoeffisienten for basis komponent i , E er elastisitetsmodul, z er momentarmen og μ er stivhetsforholdet.

Et knutepunkt som ikke møter kriteriene for et full-styrke knutepunkt eller kriteriene til et leddet knutepunkt burde bli klassifisert som et delvis-styrke knutepunkt. I slike tilfeller vil et plastisk ledd formes i selve knutepunktet, og ikke i de tilknyttede konstruksjonsdelene, når dette er tilfellet er det nødvendig med tilstrekkelig rotasjonskapasitet. Et karakteristisk eksempel er en bjelke-til-bjelke forbindelse, hvor den dimensjonerende momentkapasiteten av knutepunktet er mindre enn kapasiteten til den tilknyttede bjelken.

Det er viktig å poengtere at bruken av delvis bøyestive og eller delvis styrke knutepunkter i analyser, istedenfor mer tradisjonelle metoder med nominelt leddet eller bøyestive forbindelser kan føre til lettere og mer effektive konstruksjoner. Så påvirker det ikke bare konstruksjonen sin deformasjon, men vil også ha en innvirkning på fordelingen og størrelsen til de indre kreftene.

2.1.2 Komponentmetoden

Den mekaniske oppførselen til stål knutepunkter med hensyn til styrke, stivheten og rotasjonskapasiteten er et komplekst fenomen. For å fastslå denne oppførselen, så kan knutepunktet bli dekomponert til flere ulike konstruksjonsdeler eller såkalte basis komponenter. Disse basis komponentene består av en rekke med reelle konstruksjonskomponenter som for eksempel bolter, sveiser, men kan også være spesielle situasjoner som søylesteg påkjent av trykk/strekk og endeplater påkjent av bøyning (Larsen P. K., 2020, s. 428). Dette betyr at en komponent skal fortelle om en slags identitet i knutepunktet og kan inneholde mer enn en stålplate eller en bolt. NS-EN 1993 bryter ned 20 forskjellige basis komponenter, hvor hver av disse kan benyttes for den mekaniske modelleringen av ulike knutepunkt konfigurasjoner. For å utnytte komponentmetoden så bør det følges tre steg (Jaspart, 2000, ss. 69-89):

1. Identifikasjon av de aktive basis komponentene i knutepunktet.
2. Deretter en evaluering av de mekaniske egenskapene til basis komponentene. Enten ved å undersøke spesifikke karakteristikk av komponenten eller hele deformasjonskurven.

3. Det tredje steget går på sammensetningen av basis komponentene for kalkulasjon av mekaniske egenskaper for hele knutepunkts forbindelsen.

Basis komponenter som endeplate i bøyning og søylesteg i strekk sin kapasitet er i stor grad avhengig av hvor mange rader med bolterader som er i strekk og plasseringen til boltene. Ved slike tilfeller må det undersøkes ved at man ser på oppførselen av hver bolterad som en enslig rad og samtidig undersøke det som om det hører til en gruppe av bolter.

En av fordelene med komponent metoden er at man har en stor kunnskapsbase av eksperimentelle og analytiske forsøk som er utført for å undersøke egenskapene til basis komponentene: bolter, sveiser, flenser, endeplater og fundamentplater. Dette gjør at det er mulig å gjøre presise antagelser av oppførselen til basis komponentene under elastisk belastning og i bruddlast. Det er noen ulemper med å bare benytte komponentmetoden for å beregne et knutepunkt, en av de største manglene er at det er gjort et begrenset antall undersøkelser på fordelingen av indre krefter i et knutepunkt, og bare for et fåtall av knutepunkt konfigurasjoner. Det bør spesifiseres at komponent metoden utvikles kontinuerlig og flere relevante nye komponenter blir karakterisert.

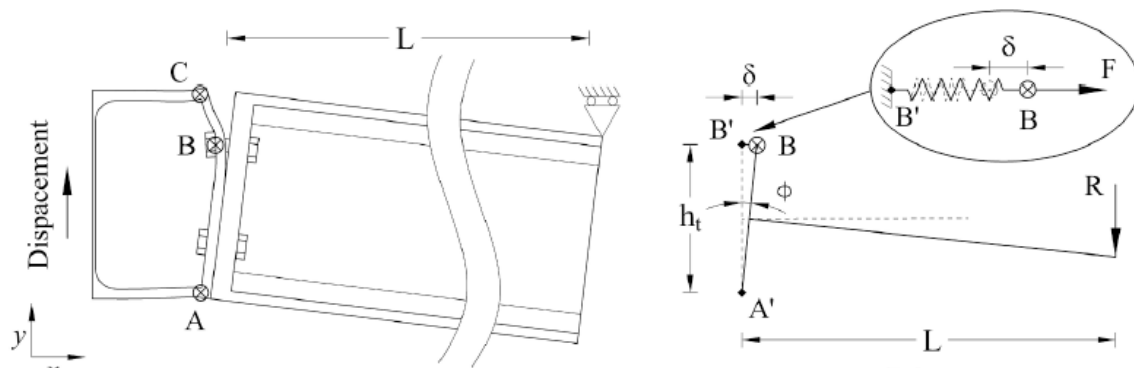
2.1.3 Bjelke-til-bjelke forbindelse

Det er flere ulike typer stålbjelke forbindelser som benyttes i konstruksjoner. Bjelke-til-bjelke stålf forbindelser blir typisk kategorisert i to grupper, innrammet eller hvilende. I de innrammede bjelkene så er bjelken koblet til det bærende konstruksjonsdelene gjennom sammenkoblinger som bolter og sveiser, mens hvilende bjelke forbindelser hviler typisk oppå en bærende vegg eller søyle. I denne oppgaven vil ikke hvilende bjelke forbindelser bli videre diskutert.

Bjelke-til-bjelke forbindelser som er innrammet brukes veldig ofte i såkalte bjelkerister hvor det er et ortogonalt system av hoved- og sekundærbjelker som ligger i samme plan. I slike tilfeller vil sekundærbjelkene henges eller kobles inn mellom hovedbjelkene, og forbindelsen vil betraktes som tilnærmet momentfri, men knutepunktet har ofte eksentrisitetsmomenter som de må kontrolleres for (Larsen P. K., 2020, ss. 447-449). Selv om det finnes mange unntak for når bjelke-til-bjelke forbindelsen er tilnærmet momentfri, spesielt når man designer forbindelsen med momentstive koblinger eller tilkoblinger som kan overføre momenter av betydning, et typisk eksempel på dette er når det benyttes en endeplate som dekker bjelkehøyden og sveises til bjelkeflensene. I denne oppgaven er det ortogonale bjelke-til-bjelke forbindelser som er hovedfokuset. Det er flere metoder å designe et slik

knutepunkt, men tradisjonelt er det to metoder som benyttes mest. Metode nummer en er å sveise steget til sekundærbjelken direkte til steget i hovedbjelken, noe som resulterer i en leddet forbindelse. Den andre metoden er en endeplate som er like høy som sekundærbjelken som kobles til et t-stykke-element som sveist fast i alle kanter til hovedbjelken, noe som resulterer i en mye stivere forbindelse, en slik type forbindelse kalles ofte enkelt-skjærplateforbindelse (*single plate shear connection*). Denne metoden kan bli modifisert med å legge til en ny plate som sveises fast i flensene til hovedbjelken og sammenkobles med bolter til den allerede eksisterende endeplaten, dette medfører et leddet eller delvis bøyestivt knutepunkt, alt ettersom hvordan dimensjoner det et på de ulike komponentene. Ved å benytte seg av en delvis bøyestiv oppførsel i en bjelke-til-bjelke forbindelse fører til tryggere konstruksjoner siden torsjonen til hovedbjelken blir kontrollert.

Denne ekstra platen under bøyning er ikke en komponent som er omfattet i NS-EN 1993, men det er blitt forsket for å kartlegge karakteristikaene til komponenten av Lopez et al. (2021). I figur 2-2 illustreres det hvordan et knutepunkt med en ekstra plate koblet til en endeplate vil deformeres og hvordan man kan illustrere koblingen som en fjær modell hvor man beregner forskyvningen i platen. Knutepunkter med denne ekstra platen skal undersøkes nærmere i IDEA Statica i senere kapitler.



Figur 2-2 Eksempel deformasjon av knutepunktet belastet med bøyning. Samt en representasjon av ekstra platen som en fjær. (figur hentet fra Lopez et al (2021).)

3 Programvare

Denne oppgaven handler hovedsakelig om å verifisere deler av IDEA Statica. Ettersom programmet kan antas å være ukjent gis det en introduksjon til programmet. Her vil det gis en kort presentasjon av fremgangsmåten, beregninger, resultatene og begrensninger. Samt en kort introduksjon til ABAQUS da denne programvaren regnes som mer kjent. I tillegg en kort gjennomgang av sentrale deler av elementmetoden og tekniske modelleringsuttrykk som er relevant for denne oppgaven.

3.1 Elementmetoden

Elementmetoden er en av de viktigste numeriske verktøyene vi har for å løse problemer som kan bli beskrevet av partielle differensialligninger eller integralligninger (Bell & Meyer, 2021). Siden elementmetoden er en tilnærmet metode, er det viktig at brukeren har en teori om forventet resultat av løsningen, og ikke minst en god forståelse for konsekvenser av antakelser og valg som blir utført. Disse antakelsene og valgene er typisk elementtype, elementnett utforming, mens kanskje den viktigste antagelsen går på diskritiseringen av det mekaniske systemet. Bruken av elementmetode i programvare har veldig mange muligheter og gjør at man presist kan forutsi responsen og egenskapene til det man undersøker uten å gjøre tidkrevende eksperimenter. Når man bruker en elementanalyse, så kan man både simulere og analysere oppførselen til knutepunktet. På den andre siden er det viktig å vite hvilke evner og ikke minst begrensninger man har, spesielt når det utføres ikke-lineær elementanalyse. Et annet problem som er spesielt relevant for ikke-lineær elementanalyse er at løsningen tar stor plass og er tidkrevende å finne. Derfor må man gjøre en del antagelser og idealiseringer for å effektivisere analysene. På grunn av dette er det viktig for å sikre at modellen presist kan gjenskape og forutsi virkeligheten, derfor bør modellen kalibreres og valideres mot eksperimentale test resultater.

3.1.1 Tekniske uttrykk

For denne oppgaven er det valgt å bruke Abaqus/standard til å sammenligne med IDEA Statica. I dette kapitlet skal det bare kort introdusere noen av modellerings uttrykkene og modellerings teknikkene som ble brukt i oppgaven. Hvis man ønsker å se den matematiske bakgrunnen er dette dekket i Abaqus bruker manualen (Dassault Systèmes Simulia Corp, 2014) og i verifikasjonsboken til IDEA Statica (Wald et al., 2021).

Skallelementer

Skallelementer er det IDEA Statica bruker i sine elementanalyser, som ofte er veldig egnet når man skal modellere strukturer hvor en dimensjon er en størrelsesorden mindre enn de andre dimensjonene. Dette gjør at man kan neglisjere spenninger og tøyninger i denne dimensjonen. Utviklerteamet har fastsatt at et fire noder firkantet skall element med noder på de fire hjørnene skal brukes i analysene. Denne typen elementer har seks frihetsgrader i hver node, henholdsvis forskyvninger og rotasjoner i x-, y- og z-retning. Det er blitt valgt å bruke MITC4 (Mixed Interpolation of Tensorial Components) elementer, som er et effektivt skall element (Dvorkin & Bathe, 1984). Grunnen til at disse elementene er effektive er at de håndterer skjær- og membranlåsing godt. Det er et kjent problem som kan oppstå med skallelementer, og at det kan oppstå membranlåsing når man får kurvet geometri og et forvrengt elementnett (Ko et al., 2016), så dette er noe man må være oppmerksom på ved modelleringen i IDEA Statica.

Volumelementer

Volumelementer i Abaqus er ofte brukt i komplekse ikke-lineære analyser som inneholder kontakt, plastisitet og store deformasjoner. I denne oppgaven ble generelle åtte-noders volumelementer brukt, hovedsakelig C3D8R elementer. C3D8R elementet er et åtte node lineært kubisk element med redusert integrasjon og timeglasskontroll. Redusert integrasjon er et verktøy som går ut på at man bruker et integrasjonspunkt mindre i hver retning. Dermed for det lineære kubiske elementet blir det bare et integrasjonspunkt. Problemet denne typen elementer at de viser tendenser til å være for fleksible fordi de kan få et numerisk problem kalt timeglassmoder (*hourglassing*). Abaqus løser dette med å legge til en fiktiv timeglassstivhet i lineære redusert elementer, for å motvirke effekten av timeglassmoder (Dassault Systèmes Simulia Corp, 2014)]. Det typiske volumelementet har 3 frihetsgrader, forskyvninger i x-, y- og z-retning. En ulempe ved bruk av volumelementer er beregningsmessige kostnader på grunn av antall elementer man trenger for å få en tilstrekkelig presis modell. Et viktig poeng når man benytter seg av volumelementer er at det bør være flere elementer, minimum tre gjennom tykkelsen til delen. Videre sammen med at sideforholdet til elementene gjør at man får noenlunde kubiske elementer i udeformert tilstand, dette er to av hovedårsakene til at man får større beregningsmessige kostnader ved bruk av volumelementer.

Elementnett

I enhver elementanalyse er elementnettet av utrolig stor viktighet, både for presisjon av analysen, men ikke minst beregningsmessige kostnader. Derfor blir det ofte nødvendig med en kalibrering av elementnettet, fordi man ønsker et så grovt som mulig elementnett

samtidig som man har tilstrekkelig presisjon i analysen slik at analysen greier å gjenskape eller forutsi egenskapene til det man undersøker. Noe som er viktig for et godt elementnett er at alle elementer bør ha et lavt sidekantforhold, altså at elementene ikke er for langstrakte i en retning i forhold til den andre, Abaqus har en standardverdi på maks ti for sidekantforhold for kubiske elementer. For å kunne si noe om hvor grovt man kan ha elementnettet må man ofte utføre en konvergenstudie, slik at man kan optimalisere modellen. IDEA Statica har en predefinert elementnettalgoritme slik at den frembringer elementnettet automatisk ut fra forbindelsen du ønsker å analysere. Programvaren sin elementnett algoritme har standardiserte verdier for element størrelser for ulike komponenter i modellen, som alle er basert på konvergenstudier utført av utviklergruppen (Wald, et al., 2021, ss. 21-24)].

Tie Constraint

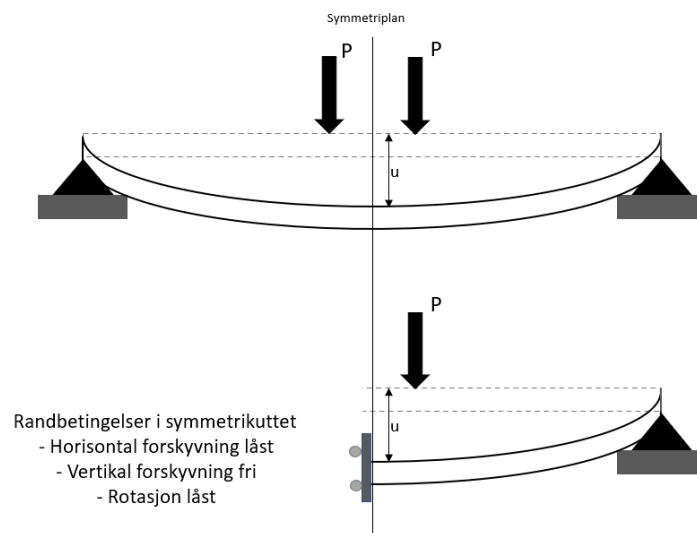
En *tie constraint* binder to overflater til hverandre slik at det ikke blir noen relativ bevegelse mellom dem. Denne typen begrensning gjør at man kan etablere kontakt mellom to regioner selv om elementnettene på overflaterregion er ulike. I denne oppgaven var det hensiktsmessig å bruke overflate til overflate metoden, denne metoden er også standard for Abaqus/standard. Overflate til overflate metoden kalkulerer såkalte binde-koeffisienter slik at spennings presisjonen blir optimalisert for de spesifikke overflate parene. Når man har valgt overflate til overflate metoden må man velge seg en mester overflate og en slave overflate. Mester overflaten bør være den stiveste og den skal ha grovest elementnett, mens for slave overflaten så er det den delen skal følge etter.

Analytical rigid

Analytical rigid del er en del som man definerer som fullstendig stiv, i kontrast til en del som kan deformeres når den er i kontakt med fullstendig stive deler, laster eller andre deformasjonsbare deler. En fullstendig stiv del kan ikke bli gitt et tverrsnitt, tverrsnittet blir definert gjennom delen sin geometri. Når man bruker en *analytical rigid* del så kan man ikke ha en vilkårlig geometri, men delen sin profil må være glatt. En av de store fordelene ved bruk av fullstendig stive deler er beregningsmessige kostnader. Man må definere delen med en tilhørende node eller et referansepunkt, med dens tilhørende bevegelse bestemmer over resten av delen. Dette gjør at delen ikke deformeres, men fortsatt kan ha stivlegeme bevegelser. Fullstendig stive komponenter kan bli sammenkoblet eller interagere med nesten alle typer elementer, med mindre de ikke er kompatible.

Symmetri

Veldig mange av strukturene som blir designet har gjerne et eller flere symmetriplan. Hvis strukturen er symmetrisk så kan størrelsen på elementmodellen bli redusert, som kan føre til reduisering i tid og kostnader av analysen din. Symmetri eksisterer hvis det er fullstendig symmetri av geometrien, lastene og randbetingelser om en linje eller et symmetriplan. Ved hver symmetrilinje eller symmetriplan kan man redusere modellen med en faktor på tilnærmet to. Hvis lasten er påført symmetrisk så kan den fulle modellen bli byttet ut med halve modellen og påføre symmetriske randbetingelser, slik man kan se på figur 3-1. En symmetrisk randbetingelse innebærer at forskyvningen normalt til symmetriplanet og rotasjoner om aksen in i planet må være lik null, slik man kan se på randbetingelsene som ble påført i figur 3-1.



Figur 3-1 Symmetri reduksjon bjelkemodell

3.1.2 Ikke-lineær elementmetode

Ved bruk av lineær elementmetode er det flere forutsetninger som må være oppfylt, modellen kan bare gjennomgå små deformasjoner, materialet kan ikke gjennomgå noen plastiske deformasjoner og randbetingelsene kan ikke forandre seg gjennom analysen. Ikke-lineær elementmetode er en av de mest avanserte konstruksjonsanalyse tilnærmingene man har. Ikke-lineær elementmetode gir ofte en mer realistisk tilnærming for simuleringene hvor det blir tatt høyde for flere kilder av ikke lineære forhold som materiale, geometri og ikke lineære begrensninger som kontakt. Ikke lineære elementmetode er typisk brukt ved tilfeller hvor:

- De gjeldene reglene eller standardene ikke tar for seg et bestemt aspekt ved den strukturelle utformingen og lastsituasjoner hvor ikke-lineære elementmetode kan gi en bedre innsikt for et tilstrekkelig foreslått design.
- Når det er kontakt mellom to overflater eller objekter som skal bli analysert og når friksjon skal bli simulert.
- For å vurdere interaksjonen mellom ulike bruddmekanismer og fullstendig kollaps sekvenser av strukturer.
- For å få innsikt i komplekse prosesser typisk bare tilgjengelig via eksperimenter.
- For statiske og dynamiske analyser av strukturene inneholder objekter hvor antagelsen om lineære egenskaper ikke holder.

Det er tre hovedkilder til at det oppstår ikke lineære forhold i faststoffmekanikk: geometrisk ikke-linearitet, ikke-lineært materiale og ikke-lineær randbetingelse. Man bør man tilpasse analysen etter hvilken kilde ikke linearitet stammer fra (American Bureau of Shipping, 2021). IDEA Statica bruker hovedsakelig geometrisk lineær analyse med materiale og kontakt ikke-linearitet i spennings og tøyings analyser (IDEA Statica, 2022). I en lineær analyse så kalkulerer man løsningen direkte i et steg ved å løse et sett med lineære likninger. I en ikke-lineær analyse derimot, blir lasten eller foreskrevne nedbøyningen delt inn i en serie med mindre trinn. For hvert lasttrinns likevekt, finner man en løsning ved å utføre flere iterasjoner, hvor hver enkelt er beregnings-messig sammenlignbart med løsningen på et lineært system. En iterasjon er et forsøk på å finne likevekts løsningen til et inkrement. Det er derfor det er så kostbart og tidkrevende å utføre en ikke-lineær elementanalyse. For å kunne beregne slike tilfeller, trenger man en iterativ algoritme for å kunne løse problemet.

De tre mest vanlige iterative algoritmene er:

1. Newton-Raphson algoritme
2. Modified Newton-Raphson algoritme eller kvasi Newton-Raphson
3. Arc Length algoritme (Riks)

Abaqus/Standard bruker som standard denne Newton-Raphson metoden for å løse ikke-lineære problemer iterativt (Dassault Systèmes Simulia Corp, 2014, s. Kap 7.1). Abaqus bruker enten eksakt Newton-Raphson metode ved at Jacobian eller stivhetsmatrisen til systemet blir definert eksakt, slik at det oppnås kvadratisk konvergens hvis estimatet av løsningen er innenfor radius av konvergens. Den andre muligheten er en tilnærmet Jacobian slik at det ikke er eksakt Newton-Raphson metode. For hver iterasjon vil Abaqus utvikle modellen sin stivhetsmatrise og løse et ligningssystem. Dette medfører at kostander knyttet til beregninger for hver iterasjon er nesten det samme som å utføre en lineær analyse, slik at kostander knyttet til den ikke-lineære analysen er potensielt flere ganger større enn ved en lineær analyse. En fordel med ikke-lineær analyse er at Abaqus lagrer resultater for hver konvergente trinn, slik at man kan få flere muligheter knyttet til utdataen tilgjengelig fra simuleringen.

3.2 ABAQUS

Abaqus Unified FEA (*finite element analysis*) er et kommersielt analyseverktøy som baserer seg på elementmetoden og er produsert av Dassault Systemes Simulia Corp. Abaqus er et avansert og kraftig verktøy med fem forskjellige programvareprodukter. Disse er Abaqus/Electromagnetic, Abaqus/CFD, Abaqus/Explicit, Abaqus/Standard og Abaqus/CAE. I denne oppgaven er ikke de tre første benyttet, selv om Abaqus/Explicit kunne vært utnyttet for å løse systemer med store ikke-linearitet og komplekse kontakt tilfeller.

Med bruk av Abaqus/Standard og Abaqus/CAE kan man relativt raskt lage, redigere, overvåke og visualisere avanserte analyser. Abaqus/Standard er et universalverktøy som benytter seg av et tradisjonelt implisitt integrasjonsskjema for å løse analysene. Abaqus/CAE tilbyr en integrert preprosessering og etter prosesserings miljø for analysene. Siden man begynner å modellere fra bunnen av så er det mulig å modellere vilkårlige geometrier, med vilkårlige parametere og lastbetingelser. For å gjennomføre en analyse i Abaqus er det en oppskrift som er intuitiv. Først lager man delene og tilhørende geometri deretter definerer man egenskapene til delene, altså materialer og tverrsnitt. Det neste steget er sammensetningen av delene, og sette delene i riktige posisjoner. Deretter må man definere analysemetoden og ønsket utdata. Programvaren har mulighet til å benytte flere forskjellige løsningsmetoder for å få analysen til å konvergere, men standard metoden som er benyttet er Newton-Raphson metode (Dassault Systèmes Simulia Corp, 2014). Videre definerer man interaksjon egenskapene, typisk kontakt og begrensinger som *tie constraints*. Det neste steget er å tildele randbetingelser og påføre laster. Videre splittes sammensetningen opp i hver sin enkelte del og elementnetter disse delene. Så mangler det bare å levere analyse jobben og undersøke resultatene. Underveis må man gjøre mange valg som kan ha stor innvirkning på resultatene, derfor er det viktig å ha en viss innsikt og teori om hvordan modelleringsprosedyren foregår. Abaqus har heller ikke et innebygd enhetssystem, så det er viktig å velge og holde seg til et konsistent enhetssystem gjennom hele prosedyren.

3.3 IDEA Statica

IDEA Statica er et analyseprogram som brukes til å undersøke ulike typer knutepunkt i konstruksjoner. Denne programvaren er utviklet av en gruppe på 60 personer (Fridrich, 2021) med ulike bakgrunner fra dataingeniør, bygningsingeniør og matematikk. Hensikten til programmet er å raskt kunne designe og kontrollere ulike typer knutepunkt opp mot landets gjeldende regelverk for design. IDEA Statica er delt opp i fire deler: *Connection*, *Member*, *Checkbot* og *Detail*. I denne oppgaven er det bare IDEA Statica *Connection* som blir undersøkt. Denne delen av programvaren kan gjennomføre to typer analyser. Geometrisk lineær analyse med materiale og kontakt ikke lineariteter for spenning og tøyings analyse. Den andre er egenverdi analyse for å bestemme muligheten for knekkingsproblemer. Programvaren har også et enkelt brukergrensesnitt som gjør det enklere å håndtere og benytte seg av.

3.3.1 Fremgangsmåte

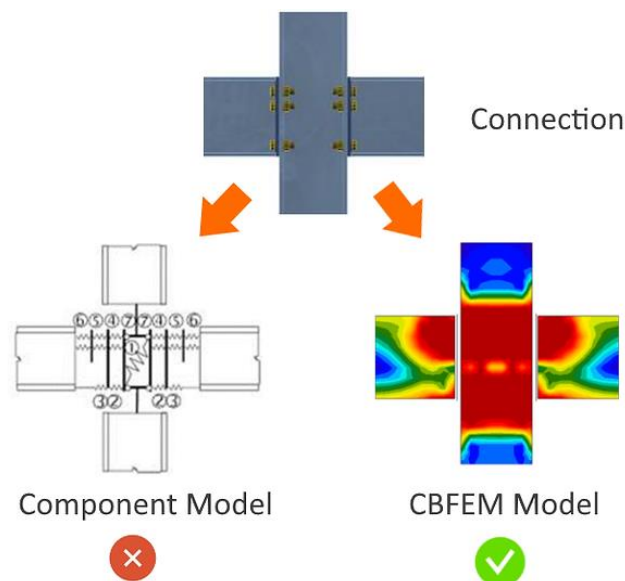
Når man åpner programmet så velger man først om man skal se på stålkonstruksjoner eller betongkonstruksjoner. Deretter for å få kjørt kalkulasjoner med programvaren må det først velges hvilken type knutepunkt man skal gjøre beregninger på, programvaren tilbyr flere forhåndskonfigurerte muligheter. Deretter må man definere hvordan geometri knutepunkts klassen skal ha. Etter å ha definert geometrien får man mulighet til å bestemme designet på knutepunktet. Dette vil si at man kan velge mellom ulike momentforbindelser, skjærforbindelser eller bare et helt blankt knutepunkt. Så til slutt velger man forskjellige parametere for det spesifikke prosjektet, hvordan bolter, stålkvalitet og hvilket regelverk som benyttes for å kontrollere knutepunktet.

Når dette er utført så kommer man inn i programmets hovedside. Her kan man utføre alle spesifikasjoner på det forhåndskonfigurerte knutepunktet vi fikk for å designe eller kontrollere et knutepunkt. Dette innebærer å designe plater, sveiser eller større komponenter. Etter knutepunktet er ferdig designet må man legge på lastene, her har man mulighet til å legge på skjærkrefter, momenter og aksialkrefter i x-, y- og z-retning. Programmets analysetyper som er mest anvendelig i denne oppgaven er *Stress/Strain analysis* (EPS) og *Stiffness analysis* (ST). EPS beregner tøyninger og spenninger i knutepunktet, i alle de forskjellige komponentene. Etter endt analyse kan man få ut de enkelte komponentene sine responser fra lasten. Stivhetsanalysen beregner rotasjonsstivheten og sekantrotasjonsstivhet. Denne analysetypen gjør at man kan få ut en moment-rotasjonskurve. Dette vil si at programvaren gir et anslag på om forbindelsen er bøyestivt, delvis-bøyestivt eller leddet, som også gir rotasjonskapasitet. Andre analysetyper programmet tilbyr er *Fatigue analysis* hvor man kan gjøre en utmattingskontroll, *Capacity*

design som man sjekker kapasiteten i knutepunktet og *Joint design resistance* hvor det blir sjekket hvor mye kapasitet det er til gode i knutepunktet etter de påførte lastene. Ingen av de siste nevnte analysetypene vil undersøkes i denne oppgaven.

3.3.2 Beregninger

IDEA Statica bruker en kombinasjon av den tradisjonelle komponent metoden og den mer moderne elementmetoden. Denne synergien av metoder er blitt utviklet til det som heter *Component based finite element method* (CBFEM). En illustrasjon av hvordan CBFEM fungerer er gitt i figur 3-2. Det er en metode for regelverk kontrollering, typisk mot eurokoden eller andre gjeldene regelverk, for stålforbindelser og stålkomponenter. Denne metoden skal kunne lage en vilkårlig forbindelse, med en hvilken som helst topologi og under alle lastpåvirkninger. Metoden er basert på ideen av at de mest verifiserte og anvendelige delene av komponent metode skal bli beholdt, samtidig som man inkluderer modellering og analysering med elementmetoden. Dette er fordi komponentmetoden har sine nedsider, spesielt sin generalitet for å analysere spenninger til individuelle komponenter og mulighetene til ulike topologier. Denne metoden fungerer ved at man splitter hele forbindelsen i separate komponenter, plater, sveiser, bolter, ankre og betongblokker, deretter blir den analytiske modellen skapt automatisk fra hver komponent.



Figur 3-2 Sammenligning mellom komponent metoden og CBFEM. figur hentet fra IDEA Statica sin hjemmeside

I og med at programvaren er en design orientert elementmetode programvare (DOFEM) gjør at metoden er optimalisert slik at den kan levere resultater som er relevant for regelverk kontrollering og samtidig dekker den reelle oppførselen til strukturen. Mange av komponentene er modellert som plater, disse er modellert med skallelementer, henholdsvis fire nodet kvadratisk skall element med hjørne noder. Denne typen elementer har seks

frihetsgrader i hver node, translasjoner i alle retningene og rotasjoner i alle retningene. Det er en del kriterier for elementnettet sin generering i en knutepunktsmodell. IDEA Statica har en predefinert elementnett algoritme slik at den frembringer elementnettet automatisk ut fra strukturen du ønsker å analysere. Programvaren sin elementnett algoritme har standardiserte verdier for element størrelser for ulike komponenter i modellen, som alle er basert på konvergenstudier utført av utviklergruppen (Wald, et al., 2021, ss. 21-24)]. Utfordringene kommer når analysen inneholde mer komplekse geometrier, da bør en sensitivitetsanalyse utføres.

I CBFEM boka (Wald, et al., 2021) kan man lese mer om hvordan alle de ulike komponentene er modellert og hvordan de beregner, men her skal de sees på noen av de som er mest relevante for denne oppgaven litt mer i dybden.

Bolter

I CBFEM, komponenten bolt i skjær og strekk er modellert av en avhengig ikke-lineær fjær. For boltene er det laget tre ulike beregningsmodeller alt ettersom hvilken lastpåvirkning de er utsatt for, henholdsvis bolter i strekk, bolter i skjær og når det er interaksjon mellom skjær og strekk i en bolt.

Fjæren som representerer boltene i strekk blir beskrevet av dens initiale deformasjonsstivhet, dimensjonerende kapasitet, initialiseringen av flyt og deformasjonskapasitet. For initialiseringen av flyt og deformasjonskapasitet, blir det antatt at den plastiske deformasjonen oppstår i den gjengede delen av bolteskaftet bare. Denne modellen skal ha god overensstemmelse med tidligere tester utført av Gödrich et al. (2014). Fjæren som representerer boltene i skjær, har en bi-lineær kraft deformasjonsoppførsel og initialstivheten og dimensjonerende kapasitet er modellert i henhold til 6.3.2 i NS-EN 1993-1-8. Strekk og skjær oppførselen til boltene i en numerisk modell er representert av en bi lineær fjærmodell. Den ikke-lineære fjæren har en spesiell oppførsel i interaksjonen mellom skjær og trykk. Skjær og strekk kreftene er representert i en ikke-lineær fra interaksjonsoverflatene. Disse funksjonene respekterer grensebetingelsen til interaksjon som er gitt i NS-EN 1993-1-8 i tabell 3.4 (Standard Norge, 2009)

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (3.1)$$

Hvor $F_{v,Ed}$ er den aktive skjærkraften, $F_{t,Ed}$ er den aktive strekkraften, $F_{v,Rd}$ er boltens skjærkapasitet og $F_{t,Rd}$ er boltens strekkkapasitet.

Dette vil si at boltene kan representere tre tilstander: en lineær oppførsel, en plastisk tilstand i strekk og en plastisk tilstand i interaksjonen mellom strekk og skjær.

Sveiser

Det finnes flere metoder for hvordan man skal håndtere sveiser i numeriske modeller. I IDEA Statica er det to tilnærminger på hvordan sveisemodellene blir håndtert.

Den første metoden som benyttes i programvaren er en sveisemodell mellom platene som slår sammen elementnettene direkte. Her blir lasten overført gjennom kraft-deformasjoner funksjoner basert på Lagrange-formulering til den motstående platen. En slik kobling er kalt en *multi point constraint* (MPC) og kobler nodene på den ene platen enden til den andre, selv om nodene ikke henger direkte sammen. En fordel med denne metoden er at man kan koble sammen ulike komponenter sammen, selv om elementnettene til de respektive komponentene har forskjellig densitet. Så den første typen av sveisemodellen er en direkte kobling mellom plater. Denne typen sveisemodell er brukt for full penetrasjon buttsveis.

Den andre metoden programvaren bruker for å beskrive sveiser er med en plastisk distribuering av spenninger. Lastfordelingen i sveisen kommer fra MPC, slik at spenningen blir beregnet i strupedelen av sveisen. Denne modellen tar ikke for seg stivheten til sveisen, og spenningsfordelingen er i sveisen er konservativ. For å uttrykke sveisen sin oppførsel, blir en forbedret sveisemodell er utnyttet, her er det et spesielt elastoplastisk element som blir lagt til mellom platene som illustrerer sveisen. Dette elementet simulerer sveisestrupen sin tykkelse, posisjon og orientering. Det ekvivalente sveiseelementet er deretter satt inn med korrekte sveisedimensjoner. Spenningstoppe er distribuert langs hele sveiselengden (Wald et al., 2021, s. 26).

Kontakt

Idea Statica benytter seg av standard *penalty method*, som er anbefalt å bruke for å modellere kontakt mellom plater. Denne metoden baserer seg på en klasse av algoritmer som jobber med å løse begrensede optimaliseringsproblemer. En *penalty method* erstatter et begrenset optimaliseringsproblem med en serie av ubegrensede problemer hvor løsningen ideelt sett konvergerer til løsningen av det originale problemet (Smith & Coit, 1996). Hvis penetrering av en node til en motstående kontaktoverflate oppstår, så vil det bli lagt til straffestivhet (penalty stiffness) mellom noden og motstående platen. Fordelen med *penalty method* er den automatiske sammensetningen av modellen. Kontakt mellom platene har en stor innvirkning på fordelingen av krefter i forbindelsen.

Materiale

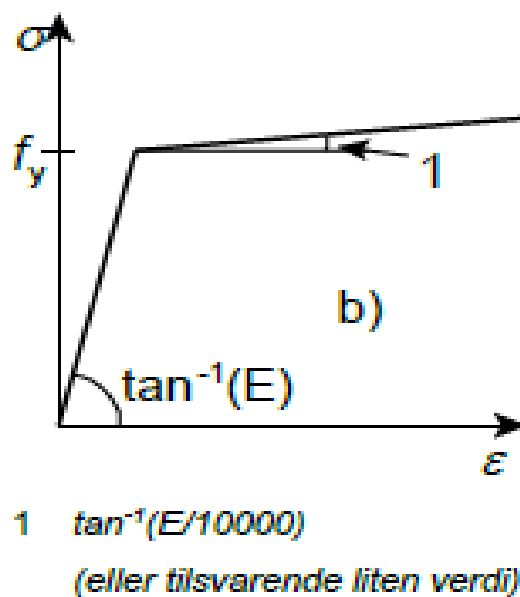
De mest vanlige materialkurvene som er brukt i elementmodeller av stålkonstruksjoner er den elastisk-perfekt plastisk modellen eller elastiske modellen med tøyningsherdning og den sanne spennings-tøyningsskurven. Den sanne spennings-tøyningsskurven er typisk kalkulert fra material egenskaper skaffet fra strekk tester. Man kan få den sanne spennings og tøyning verdier ved:

$$\sigma_{true} = \sigma(1 + \varepsilon) \quad (3.2)$$

$$\varepsilon_{true} = \ln(1 + \varepsilon) \quad (3.3)$$

hvor σ_{true} er den sanne spenningen, ε_{true} er den sanne tøyningen, mens σ er den nominelle spenningen og ε er den nominelle tøyningen.

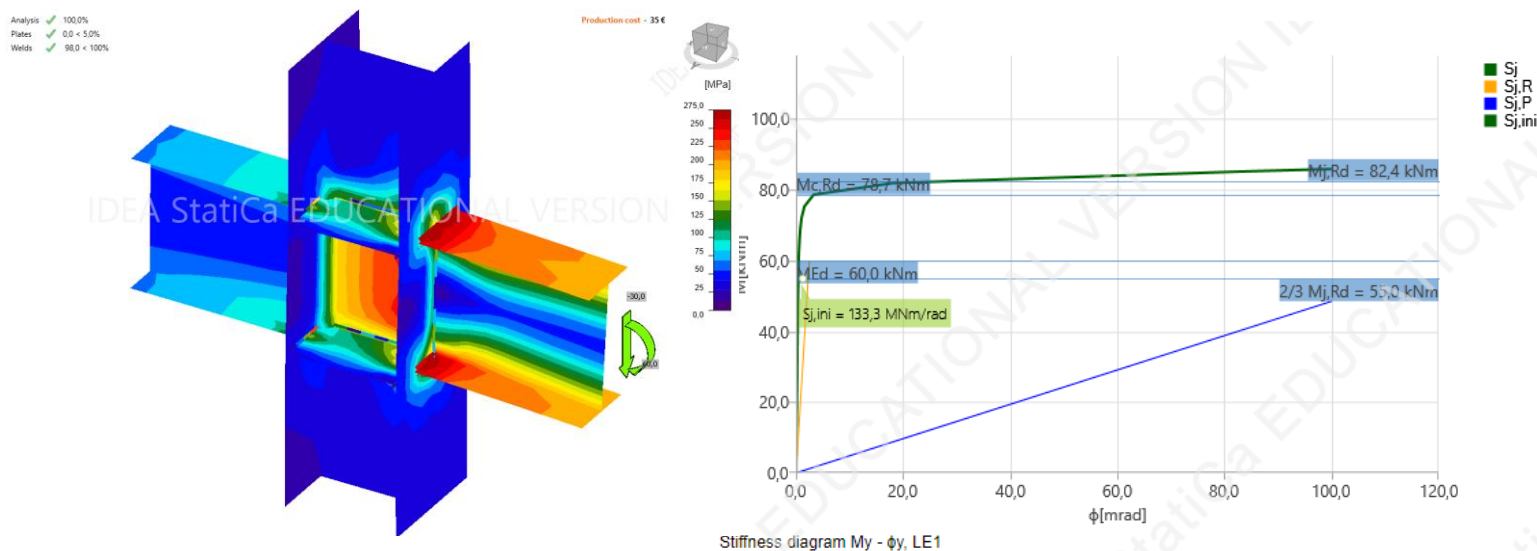
Platene i IDEA Statica er modellert med et elastisk-plastisk material med en nominell flyteplatakurve som, i henhold til NS-EN 1993-1-5 (Standard Norge, 2019). Material oppførselen er basert på von Mises flytkriterium, det er antatt å være elastisk før spenningen kommer til flytspenningen f_y . Slik at man får en material oppførsel som tilsvarer figur 3-3.



Figur 3-3 Figur C.2 fra NS-EN 1993-1-5 (Standard Norge, 2019). Modellering av materialoppførsel

3.3.3 Utdata fra IDEA Statica

Når man har valgt hvilken analysetype som man ønsker å benytte seg av, og etter alle knutepunkts parametere og laster er påført, er analysen klar til å kjøre. Etter at beregningene er ferdig vil det komme opp en *overall check*, som gir en rask innsikt i om knutepunktet har tilstrekkelig kapasitet i ulike komponenter i henhold til ulike nasjonale standarder. Deretter er det naturlig å gå inn på fanen *check* hvor man kan få en litt dypere innsikt i de relevante resultatene typisk tøyninger, spenninger, krefter i bolter, spenninger i kontakter og deformasjonen til knutepunktet. Etter man har fått en lettere oversikt over oppførselen til knutepunktet og er fornøyd med designet, kan programvaren produsere en detaljert beregningsrapport automatisk. I denne rapporten kan man få kostnadsestimater, lastpåvirkninger som blir sjekket mot gjeldene regelverk og grenseverdier satt i programvaren. Siden det hovedsakelig er *Stress/Strain analysis (EPS)* og *Stiffness analysis (ST)* som er mest anvendbart i denne oppgaven er det disse det er lagt mest vekt på. Som man kan se på venstre side av figur 3-4 er det utført en rask spennings-tøyningsanalyse, her får man en visuell formidling av spenningene som opptrer sammen med deformasjonen fra lastpåvirkningene. På høyre side av samme figur er det en moment-rotasjonskurve fra en stivhetsanalyse, som sier noe om knutepunktet kan betraktes som stivt, delvis-stivt eller leddet. (IDEA Statica, 2021)



Figur 3-4 Utdata fra en spenning/tøyningsanalyse (EPS) og en stivhetsanalyse (ST)

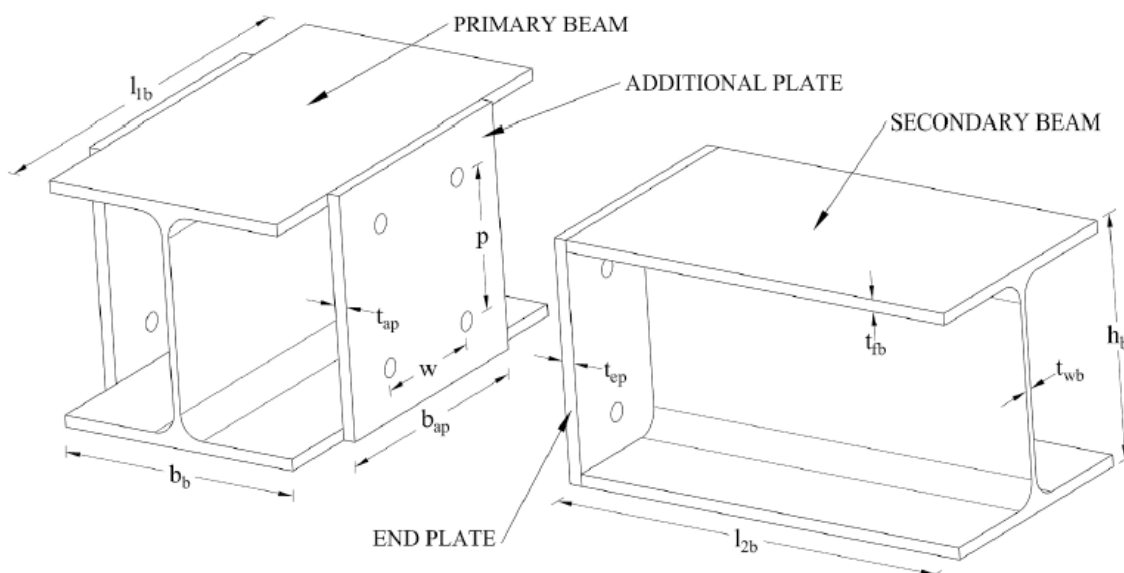
Member capacity design er en del av seismikk kontroll og skal sikre at knutepunktet har tilstrekkelig deformasjonskapasitet. *Buckling analysis* kontrollerer om det er noen knekkingsproblemer i knutepunktet og at resultatene fra styrkeanalysen er korrekte. Resultatene fra analysen blir forutsatt i knekkingsmoder, som gir en kritisklast for hver an knekkingsmodene. Selv om knekking ofte ikke er det viktigste problemet for et knutepunkt er det viktig å kontrollere at det ikke blir knekkingsproblemer. Den siste analyse typen *Joint design resistance* sier noe om hvor langt unna lastene er bruddkapasitet til knutepunktet, altså hvor mye kapasitet som er i reserve.

4 Bjelke-til-Bjelke knutepunkt

Hensikten med dette kapitlet er å bli kjent med det eksperimentelle bjelke-til-bjelke knutepunktet og undersøke resultatene fra forsøkene. Deretter vil fokuset være på modelleringen i Abaqus og validering av elementmodellen gjennom å undersøke om elementmodellen i Abaqus fanger opp de riktige egenskapene i knutepunktet. Deretter tilpasses Abaqus modellen etter ulike parametriske studier det skal undersøkes for. Basert på tilgjengelig litteratur kan det sees at IDEA Statica er en programvare som er mye utprøvd og er nøyaktig verifisert for standard og typiske knutepunkter (Wald et al., 2021). Derimot er det noe mer usikkert om programvaren beregner korrekt for spesielle knutepunkter, noe det eksperimentelle knutepunktet er.

4.1 Bjelke-til-bjelke forsøk

Dette kapitlet vil presentere bjelke-til-bjelke knutepunktet som ble testet ut. Lopez et al. (2021) utførte seks labforsøk på en dobbeltside bjelke-til-bjelke forbindelse, samt utviklet en elementmodell for å finne egenskapene til forbindelsen som kan sees på figur 4-1.



Figur 4-1 Figur 2 fra (Lopez et al., 2021) som illustrer knutepunkts konfigurasjonen

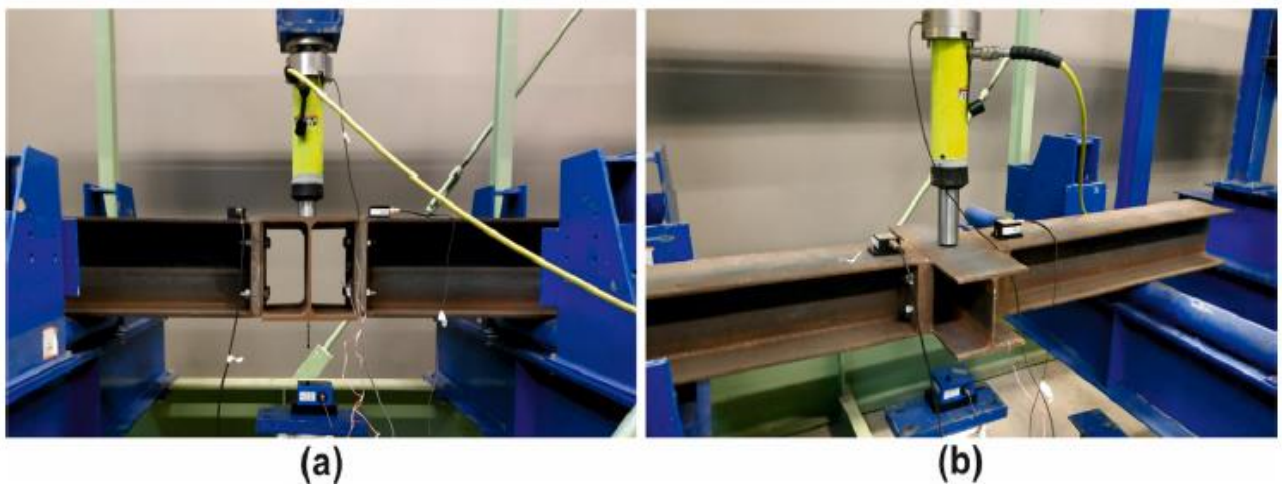
Eksperimentene var utført for å lære seg innvirkningen og egenskapene til ekstra platen i bøyning og oppførsel til knutepunktet. Dette er fordi det var ønsket å kunne definere en analytisk formulering for motstanden og stivheten til ekstra platen når det belastes med

bøyning. Dette er et relativt komplekst knutepunkt som inneholder flere komponenter som bolter, sveiser, endeplater, ekstra plater og bjelker noe som gjør at det kan være tidkrevende og vanskelig å modellere det rett. Tre av forsøkene vil bli modellert i Abaqus for å utvikle en elementmodell for knutepunktet.

4.1.1 Knutepunktets geometri

Her vil eksperiment geometrien kort bli presentert, eller så er geometrien nøye gjennomgått i rapporten (Lopez et al., 2021). Det er hovedsakelig fem ulike komponenter i knutepunktet: bolter, sveiser, endeplater, ekstra platene og bjelkene. Man kan se geometrien til de ulike komponentene i figur 4-1. I tre av forsøkene ble HEA 280 bjelker brukt, mens i de tre andre forsøkene ble det brukt HEA 200 med tilhørende egenskaper og tverrsnittsdata til begge tverrsnittene.

Begge sekundærbjelkene har en lengde på 1000 mm, mens hovedbjelken har en lengde på 500 mm. Grunnen til at hovedbjelken er såpass kort er at man ikke ønsker at bjelken skulle ha noen betydningsfulle deformasjoner annet enn nedbøyning. Opplager sylindere har en avstand mellom hverandre på 1510 mm, hele sammensetningen vises på figur 4-2.



Figur 4-2 Front og side visning av eksperimentet. (Lopez et al., 2021)

Endeplaten som er sveist til sekundærbjelkene har dimensjon på 270 mm × 280 mm med en konstant tykkelse gjennom alle forsøkene på 30 mm. Hensikten med en så tykk endeplate er at det ikke er ønsket at denne komponenten ikke skulle være den svake delen av forbindelsen, selvom knutepunktet blir noe urealistisk. Den samme tanken er lagt i valget av bolte dimensjoner, de valgte bolte dimensjonene er beskrevet som TR20 × tykkelsen på ekstraplatten og endeplaten som hos Lopez et al. (2021). Ekstra platen er sveist på

hovedbjelken, denne platen har samme dimensjon som endeplaten 270 mm × 280 mm. Denne tykkelsen varierer i de ulike forsøkene, med henholdsvis en tykkelse 10 mm, 15 mm og 20 mm. Det var ikke oppgitt noen informasjon om type sveis eller tykkelsen på denne, så det ble gjort antagelser ut ifra bildene. Bjelkene, endeplatene og ekstra platen er alle av samme materiale S275, mens boltene er av klasse 10.9.

Tabell 1 Eksperimental konfigurasjon

| Test | profil | t_{ap} (mm) | w (mm) | p (mm) | Bolter (mm) |
|------|---------|---------------|--------|--------|-------------|
| B01 | HEA 280 | 10 | 140 | 150 | 10.9 TR20 |
| B02 | HEA 280 | 15 | 140 | 150 | 10.9 TR20 |
| B03 | HEA 280 | 19.4 | 140 | 150 | 10.9 TR20 |
| B04 | HEA 200 | 10 | 100 | 90 | 10.9 TR20 |
| B05 | HEA 200 | 15 | 100 | 90 | 10.9 TR20 |
| B06 | HEA 200 | 19.4 | 100 | 90 | 10.9 TR20 |

Tabell 2 Material egenskaper

| Materiale | Material egenskaper | |
|------------|---------------------|-------------------------|
| | Flytspenning (MPa) | Elastisitetsmodul (MPa) |
| HEA 280 | 309 | 208 647 |
| Plate 10mm | 307 | 210 425 |
| Plate 15mm | 295 | 208 325 |
| Plate 20mm | 297 | 207 458 |

Den geometriske konfigurasjonen er presentert på figur 4.1 og figur 4.2, i tabell 1 er de ulike knutepunkt parameterne oppgitt. På figur 4.2 ser man hvordan lasten blir påført, med en hydraulisk jekk i sentrum av hovedbjelken. Mellom hovedbjelken og jekken er det en lastcelle som måler påført trykkraft fra jekken. For å måle rotasjonen i eksperimentet er det plasseres to inklinometere på sekundærbjelkene, slik som man kan se på figur 4.2. Det er også plassert to tøyingsmålere på innsiden av ekstra platen. Så ble det også plassert en nedbøyningssensor på undersiden av hovedbjelken for å bistå med inklinometrene for å få nøyaktige nedbøyningresultater.

4.1.2 Resultater fra forsøket

I rapporten til Lopez et al. (2021) ble det utført seks eksperimentelle forsøk med en ortogonal bjelke-til-bjelke forbindelse, med en ekstra plate sveist mellom flensene til hovedbjelken. I dette tilfellet er den nye komponenten ekstra platen ikke dekket av NS-EN 1993, denne komponenten blir beskrevet som ekstra plate i bøyning. Fra de eksperimentelle forsøkene som ble utført, fremskaffes det moment-rotasjonskurver for sekundærbjelkene og moment-tøyningskurver, resultatene kan man se i figur 4-3 og figur 4-4.

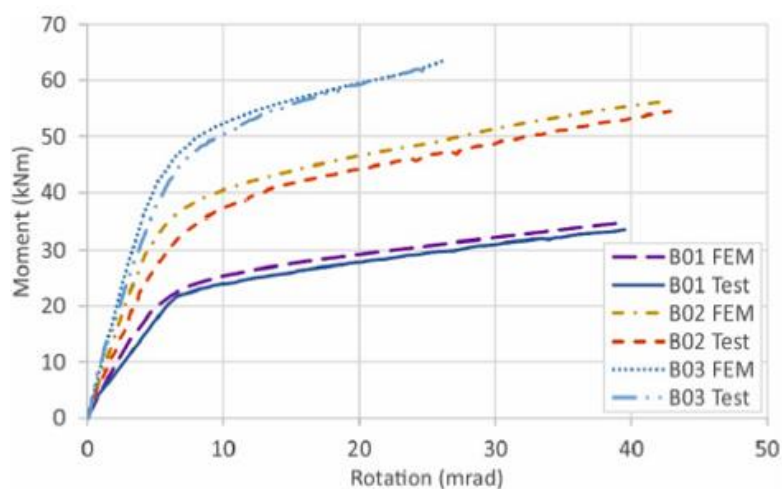


Fig. 7. Moment-rotation curves for B01, B02 and B03.

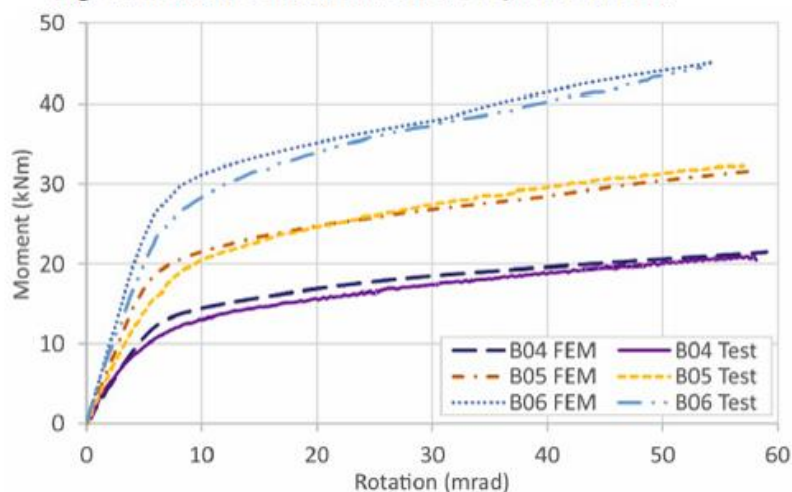


Fig. 8. Moment-rotation curves for B04, B05 and B06.

Figur 4-3 Moment-rotasjonskurver for testene B01-B06. (Lopez et al., 2021)

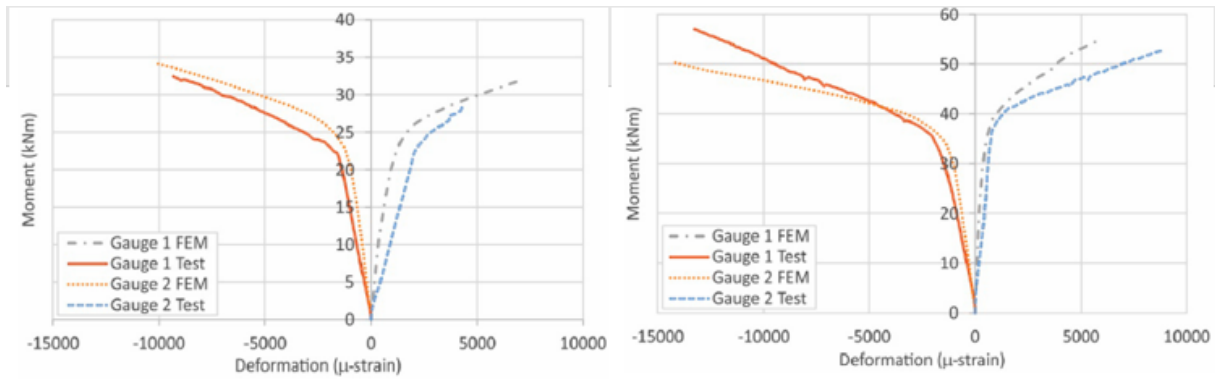


Fig. 9. Moment-strain curves of B01.

Fig. 10. Moment-strain curves of B02.

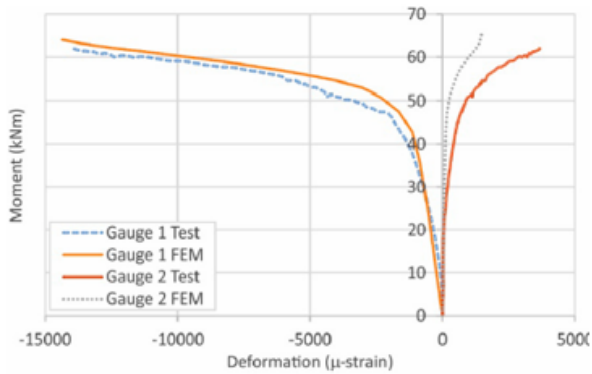


Fig. 11. Moment-strain curves of B03.

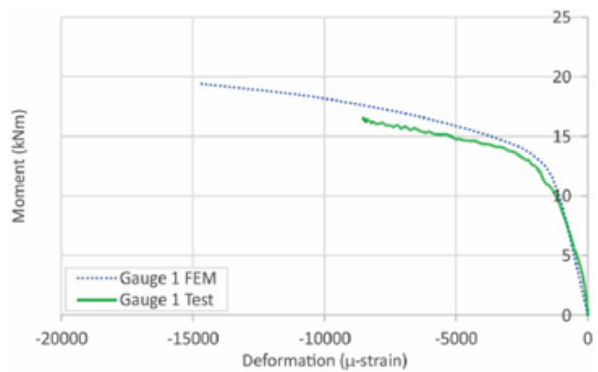


Fig. 12. Moment-strain curves of B04.

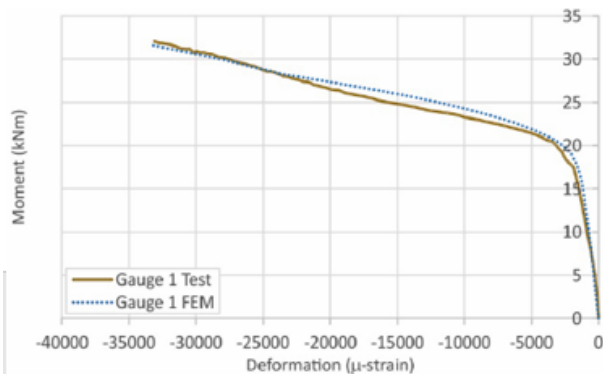


Fig. 13. Moment-strain curves of B05.

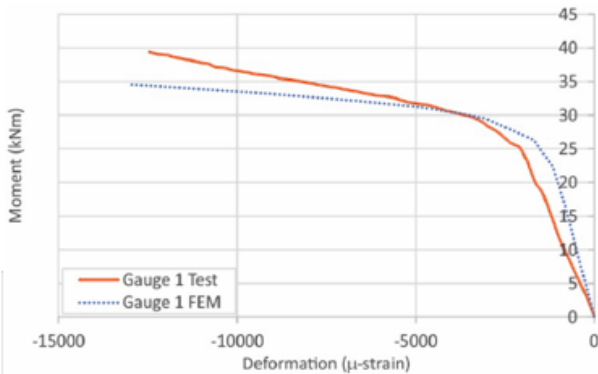


Fig. 14. Moment-strain curves of B06.

Figur 4-4 Moment-tøyingskurve for testene B01-B06. (Lopez et al., 2021)

Disse resultatene ble videre brukt for å validere en elementmodell som blir benyttet for å kunne forske videre på egenskapene og karakterisere ekstra platen i bøyning. Denne undersøkelsen konkluderte med at ekstra platen i bøyning er den mest relevante komponenten i eksperimentets knutepunkt ved dens bidrag til stivheten og hvordan den påvirker kapasiteten til knutepunktet.

4.2 Abaqus-modell

I denne delen av kapitelet vil modellerings prosedyren i ABAQUS for knutepunktet bli presentert, da det er viktig for å kunne sammenligne resultatene med programvaren som kontrolleres. Selv om eksperimental testing spiller en stor rolle i å forstå oppførselen og egenskapene til konstruksjoner og komponentene i disse, kan resultater fra en elementmodell sine simuleringer gi en like dyp innsikt og er ofte mindre kostbare og tidkrevende. Modellen blir modellert for å få like resultater som forsøksdataen med den oppgitte informasjonen. Slik at man kan validere at Abaqus modellen faktisk greier å gjenskape ønskede egenskaper i knutepunktet korrekt. Når man har validert at modellen kan gjenskape ønskede egenskaper, så kan man generere flere resultater ved å endre ulike mekaniske eller geometriske parametere. Modellering prosedyren vil bli delt opp i flere geometriske konfigurasjoner i senere deler av kapitelet.

4.2.1 Modellerings av komponentene i Abaqus

Her vil alle de ulike komponentene i den ikke-lineære elementanalysen i Abaqus bli presentert. Dette er viktig for at forsøkene skal være reproducerbare. Symmetrien til testeksemplarene om to akser tillater delingen av forbindelsen til fire identiske deler. For å redusere størrelsen på modellen og dermed redusere tiden analysen bruker, tar vi fordel av symmetri som gjennomgått i kapittel 2.3.1. Alle komponentene ble modellert med C3D8R volumelementer som presentert i kapittel 2.3.1.

Material modell

Å inkludere en detaljert riktig beskrivelse av material egenskapene er helt essensielt for utviklingen av en presis elementmodell. En upassende representasjon av materialene sine egenskaper vil ha store innvirkninger på resultatene fra simuleringene som blir utført.

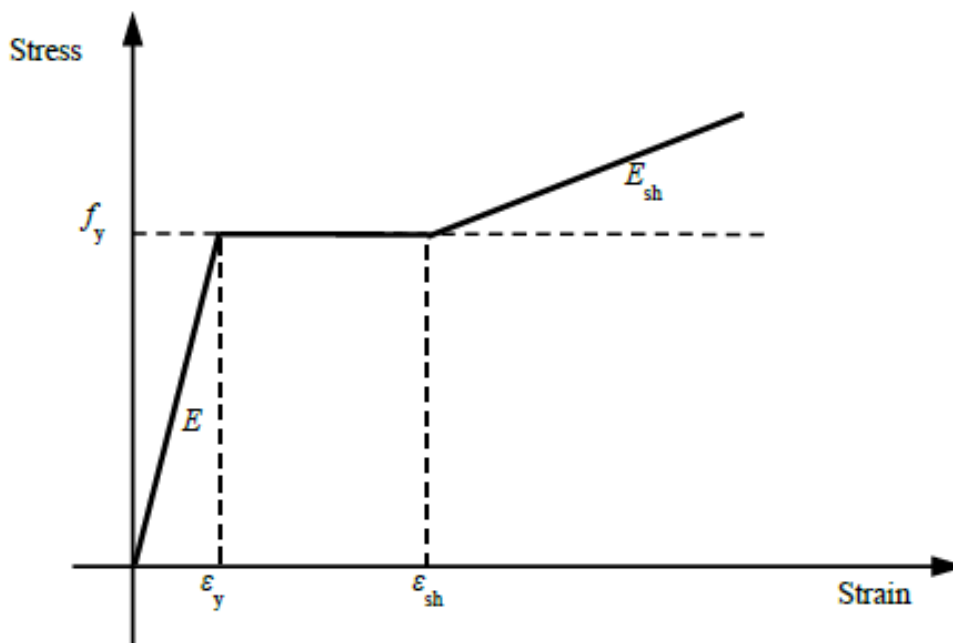
Materiale for alle delene i knutepunktet var S275 stål utenom boltene som har nominelle verdier tilsvarende 10.9, og materialprøver ble tatt ut fra ekstra platen og flensene til profilene for å bestemme de korrekte mekaniske egenskapene til materialene (Lopez et al., 2021). Tabell 2 i kapittel 4.1.1 viser disse egenskapene, henholdsvis flytspenningen og Young's modulus. I tillegg til Young's modulus som oppgitt i tabellen ble tverrkontraksjonstall, $\nu = 0,3$ også valgt ettersom det er standardverdien for konstruksjonsstål.

Den uelastiske oppførselen til materialet beskrives med Von Mises flytekriterium og en stykkevis lineær spennings-tøyningskurve, se figur 4-5. Flytbetingelsen definerer kombinasjonen av spenninger i en komponent når materialet begynner og flyte. Von Mises flytkriteriet er det kriteriet som er anbefalt å bruke i ikke-lineære elementanalyse (Standard Norge, 2015). Kriteriet sier at materialet starter å flyte når verdien av ekvivalent von Mises spenningsens er lik flytspenningen av materialet:

$$\frac{1}{\sqrt{2}}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} = \sigma_y \quad (4.1)$$

Hvor σ_1 , σ_2 og σ_3 er hovedspenningen i de tre ortogonale retningene. σ_y er flytspenningen.

I Lopez et al. (2021) står det ingenting om hvilke verdier som er brukt for tøying ved flytspenningen eller bruddspenningen. Dermed måtte det gjøres noen antagelser på hva som er realistiske verdier, for å kunne få så nøyaktige resultater som mulig. I rapporten til Gardner og Yun (2017) er ulike nøkkel parametere oppgitt for ulike valsede profiler. I tabell 7 i rapporten til Gardner og Yun er en rekke strukturelle stål sorter sine nøkkelparametere oppgitt. Det er disse nøkkelverdiene jeg har valgt å benytte meg av i modelleringen av S275 stål i elementmodellen. Henholdsvis flytspenning f_y som oppgitt i forsøksrapporten med $\epsilon_y = 0.11 \%$, og $\epsilon_{sh} = 1.50 \%$ og bruddspenningen f_u med en tilhørende tøyningsverdi på $\epsilon_u = 21.63\%$. Slik at man får et tre lineært spennings tøyningsdiagram som på figur 4-5.



Figur 4-5 Tre lineær spennings-tøyningskurve

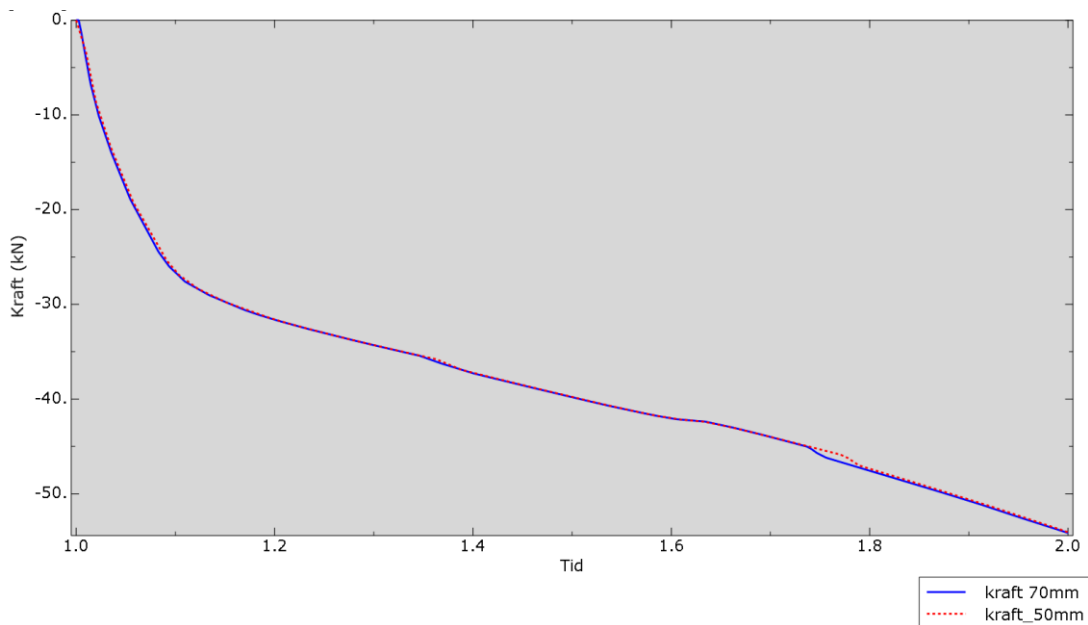
Bjelker og plater

Bjelkene ble modellert som eksakt HEA 280, istedenfor de korrekte målene som ble oppgitt i rapporten. I Abaqus ble bjelkene ble laget med en såkalt ekstrudering, da starter man med å tegne tverrsnittet i 2D før man ekstruderer det i ønsket lengde eller tykkelse, hovedbjelken ble ekstrudert 250 mm og sekundærbjelken ble ekstrudert 1000 mm.

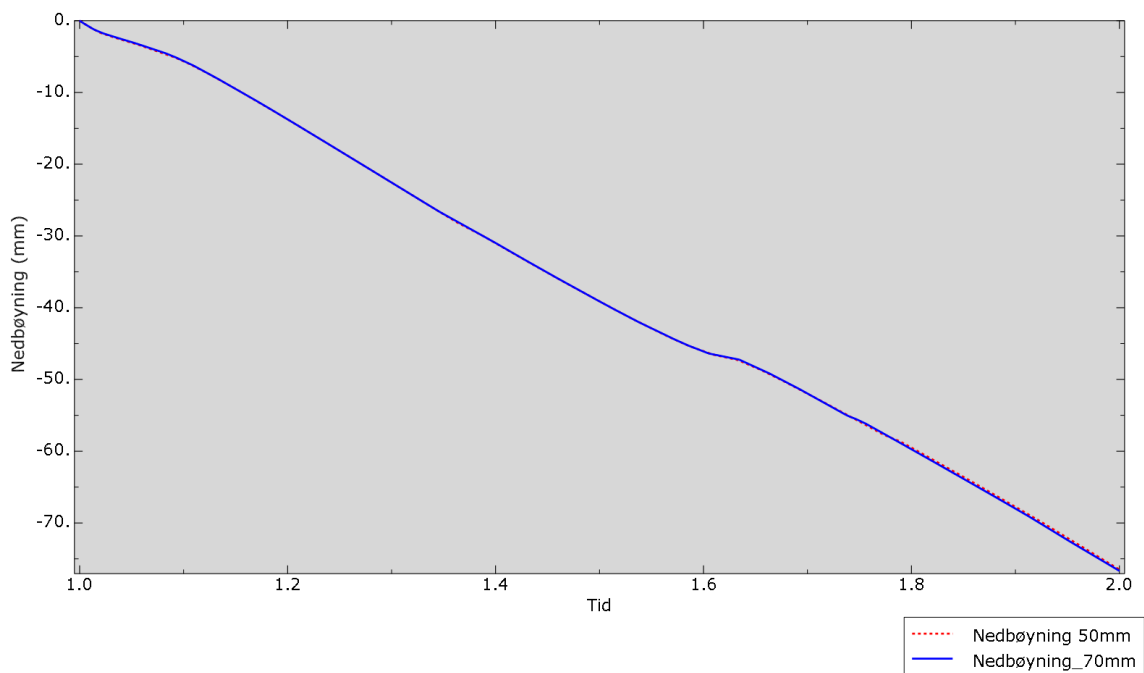
Endeplaten og ekstra platen ble modellert på samme måte som bjelkene. Endeplaten hadde en konstant tykkelse på 30 mm, mens ekstra platen ble modellert med tre ulike tykkelser i de ulike forsøkene, henholdsvis 10 mm, 15 mm og 19,4 mm. Platene ble modellert med gjennomgående hull for boltene. Både i bjelkene og platene var det viktig med oppdelinger av tverrsnittet for å sikre et godt elementnett. Spesielt i platene er det viktig at oppdelingene er inkludert for at boltemekanismene skal bli rett. Platene er sveist på hver sin bjelke i eksperimentet. For å redusere modellerings kompleksiteten, ble sveisene modellert ved bruk av *Tie constraints* i Abaqus, som gjennomgått i kapittelet 2.3.1.

Opplager

For opplageret ble en *analytical rigid* sylinder modellert. Deformasjonen i opplageret er antatt å være neglisjerbare, og ble derfor modellert som stive legemer. Modelleringen utføres med Abaqus verktøyet *revolved shell*. Denne funksjonen utfører modelleringen ved at man tegner alle linjene til høyre for vertikale senterlinjen og roterer 360 grader rundt denne senterlinjen for å tegne resten av modellen. Ingen informasjon ble oppgitt om sylindere i eksperimentrapporten, dermed ble noen antagelser gjort fra fotografiene og illustrasjonene i eksperimentrapporten. Derfor ble en diameter på 60mm og en lengde på sylindere som er like bred som bjelken. Innledende testforsøk ble utført for å sjekke om ulike diametere på sylindere hadde noen innvirkning på resultatene, og det viste seg at denne forskjellen var neglisjerbar. Dette kan man se på at ved nedbøyningen og kraften var nesten identiske, se figur 4-6 og figur 4-7. Den største forskjellen var på 0,9% i reaksjonskraften. Sylindere var paret med et referansepunkt i sentrum av sylindere. Dette referansepunktet låser seg for translasjoner og rotasjoner i alle retninger, slik at sylindere blir holdt på plass. Det er viktig å spesifisere at det ikke er noen randbetingelser mellom sekundærbjelken og sylindere, annet enn friksjonen mellom dem. Dette gjør at bjelken har mulighet til å gli på opplageret når den vertikale forskyvningen øker.



Figur 4-6 Reaksjonskraft for opplager på 50 mm og 70 mm



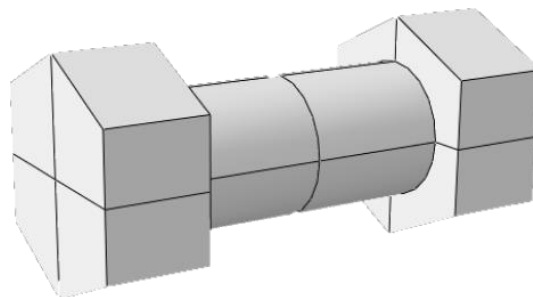
Figur 4-7 Nedbøyning for opplager på 50 mm og 70 mm

Bolter

Boltene er M20 10.9 bolter, med et hode, skiver, gjenger, skaft og mutter. Gjengene og skaftet blir modellert som en del med et glatt sirkulært tverrsnitt. Ofte så er en betydelig del av skaftet glatt med en diameter på 20 mm for M20 bolter. Derimot for den gjengede delen, så er det ofte litt mindre diameter mellom gjengene. Derfor ble den nominelle tykkelsen på hele skaftet modellert med 18,5 mm. Hode og mutteren ble modellert i samme størrelse, og for å gjøre geometrien mindre kompleks ble skivetykkelsen lagt på tykkelsen til hode og

mutteren. Hode og mutteren ble modellert som en sekskant med bredde en bredde på 30 mm og en tykkelse på 12mm (ACCU Limited, 2015) pluss tykkelsen fra skiven som ble antatt 2 mm som i eksperimentet. Ved modellering av boltene er det helt essensielt med en god oppdeling av delen for å sikre et bra elementnett, og muligheten for å legge på en boltelast riktig. Det kunne vært utnyttet mer presise og komplekse modeller for boltene, men målet var å få egenskapene til ekstra platen frem. Figur 4-8 viser hvordan boltene ble modellert med oppdelingene som ble gjort. Det er også viktig å få mange nok elementer over tykkelsen på boltene da de vil oppleve mye tøyninger og spenninger, spesielt når de blir modellert med volumelementer. I forsøket så er det bruddmekaniske i ekstra platen som var ønsket egenskap og derav viktig at bolteegenskapene blir modellert rett. Spesielt boltene i strekksonen av platene opplever mye plastisitet og høye spenninger.

Ettersom modellen initialt ikke har noen kontakt mellom og endeplater, vil man opplev å få stivelegemebevegelser, og dette fører typisk til konvergensproblemer. For å løse dette problemet, lagde man et ekstra steg i analysen med Abaqus funksjonen *Bolt load*, denne funksjonen simulerer også stramningen av boltene i eksperimentet. For å påføre bolte lasten med denne kommandoen må man definere et tverrsnitt gjennom skaftet på boltene og aksene normalt på dette tverrsnittet. Dette snittet ser man midt i boltskaftet på figur 4-8. I senere steg i analysen kan man låse boltelengden, slik at man kan unngå videre lengde endringer av boltene og den oppfører seg mer som en standard deformerbar del som responderer normalt til andre laster.

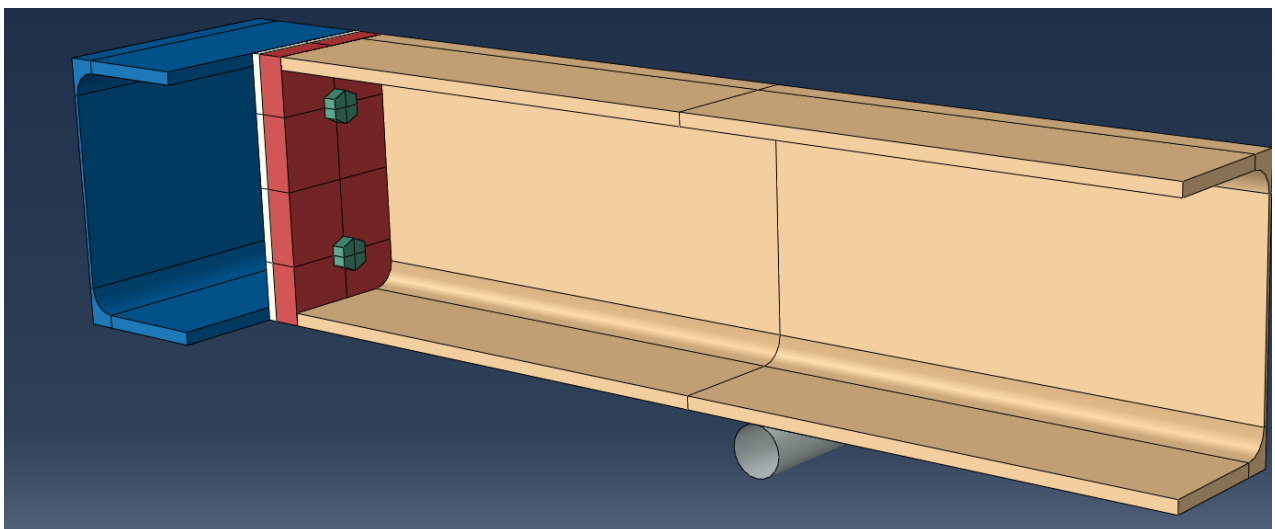
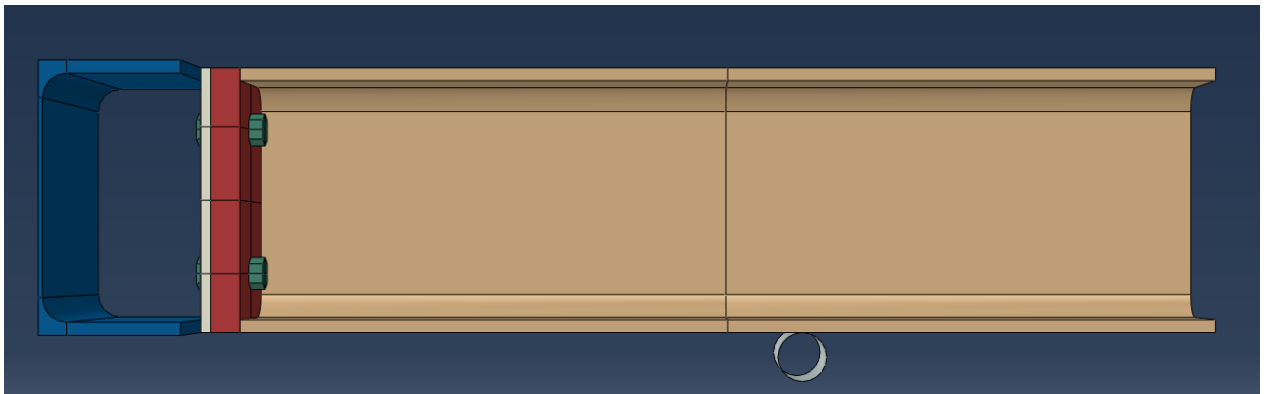


Figur 4-8 Bolt fra Abaqus/CAE

Sammensetning av modellen

De ulike delene som er beskrevet ovenfor blir sammensatt til knutepunktet presentert i figur 4-9, med de ulike delene i forskjellige farger. Det som ikke synes på figur 4-9 er den lille avstanden på 0.001 mm mellom ekstra platen og endeplaten. Hvis platene blir plassert helt oppå hverandre, kan man få problemer med diskretisering og forvrenginger i analysen. Platene er som sagt sveist fast til hver sin bjelke, for å erstatte sveisen i modelleringen ble *tie constraints* brukt. Tidligere studier viser at denne forenklingen gir tilstrekkelig gode resultater (Lee, 1999). På figurene ser man også alle oppdelingene av de ulike delene, legg spesielt merke til oppdelingene rundt alle sirkulære områder for å sikre et godt elementnett.

Kontakt mellom alle komponentene i forbindelsen som er forventet å ha kontakt med hverandre var definert med overflate til overflate kontakt i Abaqus. Brukte standard metoden *All* with self* som lar programmet definere hvilke overflater som er i kontakt med hverandre. De overflatene som er forventet å være i kontakt med hverandre er: Opplager-sekundærbjelke, endeplate-ekstra plate, boltehode-endeplate, mutter-ekstraplate, bolteskaftet- ende og ekstraplate. For å unngå for mye kompleksitet, ble en generell kontaktalgoritme utformet. For normalretningen er *Hard contact* valgt, hvor man tillater at komponentene separerer seg etter initial kontakt. For tangentiell retning ble en *penalty friction* formulering brukt. Her ble det brukt en friksjons koeffisient på 0,25, hovedsakelig fordi det var det som var brukt i Lopez et al. (2021, s. 3).

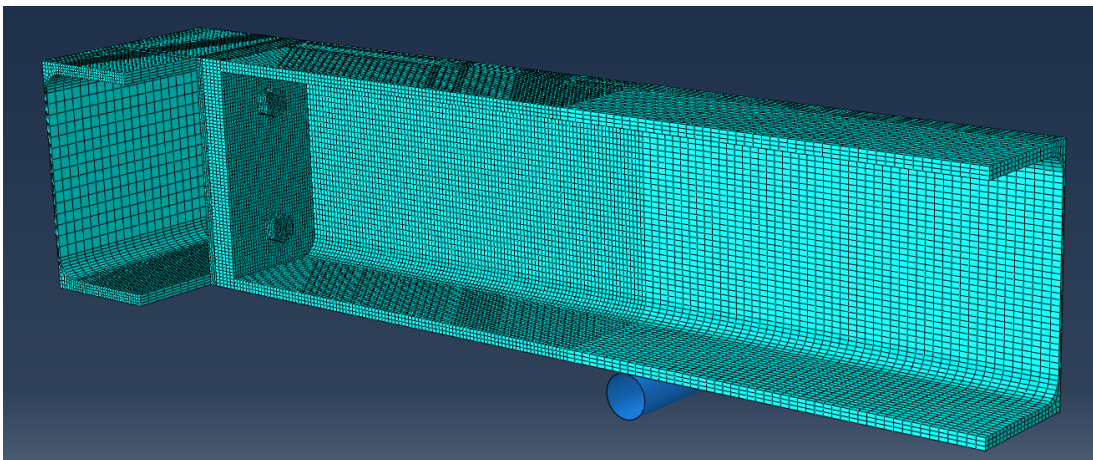


Figur 4-9 Knutepunktsmodell i Abaqus

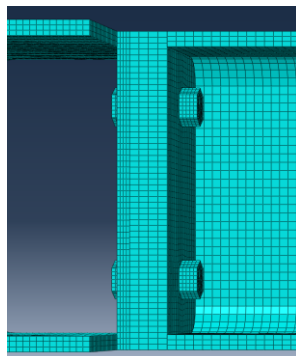
Elementnett

Størrelsen på elementmodellen sitt elementnett er en av de mest kritiske parameterne som kan spille en signifikant rolle på resultatene. Generelt så kan et finere elementnett forutsi oppførselen mer presist enn et grovere elementnett. På den andre siden så øker beregningstiden fort med et finere elementnett. Ifølge brukermanualen til Abaqus (Dassault Systèmes Simulia Corp, 2014), øker beregningstiden for en lineær implisitt analyse tilnærmet proporsjonelt med kvadratet til antall frihetsgrader. Når man benytter seg av volumelementer, er det nødvendig med et minimum med tre til fire elementer over tykkelsen for å få tilstrekkelig gode løsninger.

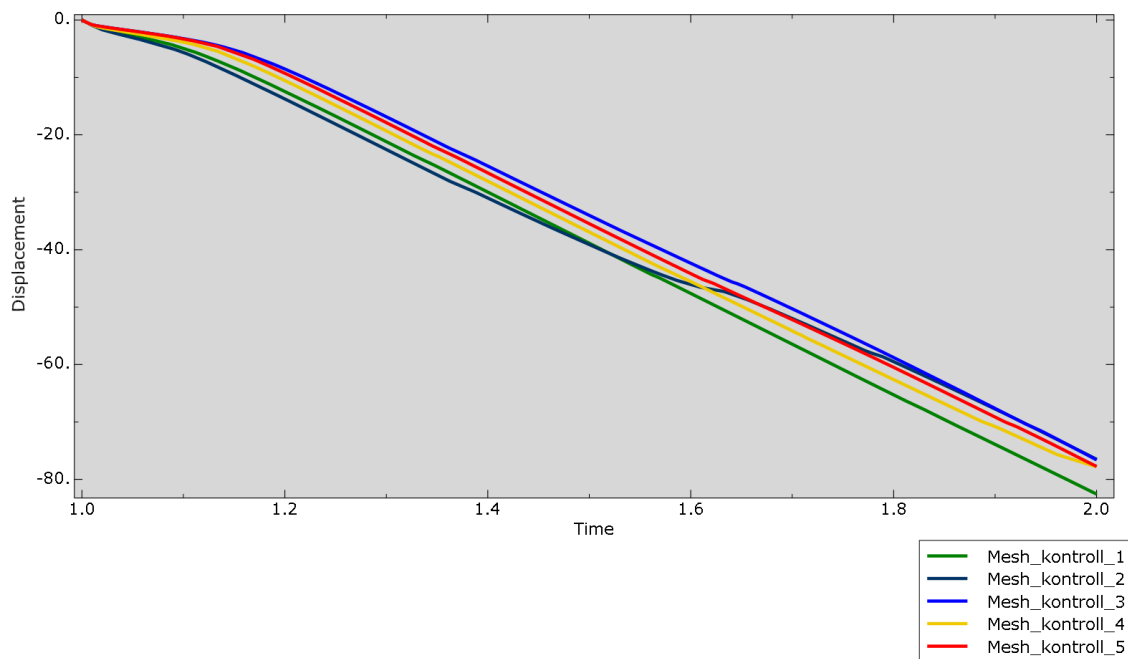
Elementnettet ble utviklet med fokus på å finne en god balanse mellom å få presise resultater samtidig som beregningstiden skulle bli holdt nede. Derfor ble en konvergenstudie utført, med å øke antall elementer helt til man fikk resultater som konvergerer mot den samme løsningen. Som en kan legge merke til på figur 4-12 er at mesh_kontroll_1 var det tredje groveste elementnettet da de to første ikke konvergente til en løsning. Samtidig kan man også legge merke til at mesh_kontroll_5 hadde fire ganger så lang beregningstid som mesh_kontroll_4 på hele 16 timer. En effektiv metode for å øke presisjonen uten å øke beregningstiden betraktelig var å forfine elementnettet bare i områder hvor det var store deformasjoner eller involverte kontakt overflater. Siden de største deformasjonene og spenningene kommer i ekstra platen, boltene og endeplaten ble elementnettet finere rundt disse komponentene, slik man kan se på figur 4-10 og 4-11.



Figur 4-10 Endelig elementnett hele modellen



Figur 4-11 Elementnett av de sentrale delene av knutepunktet



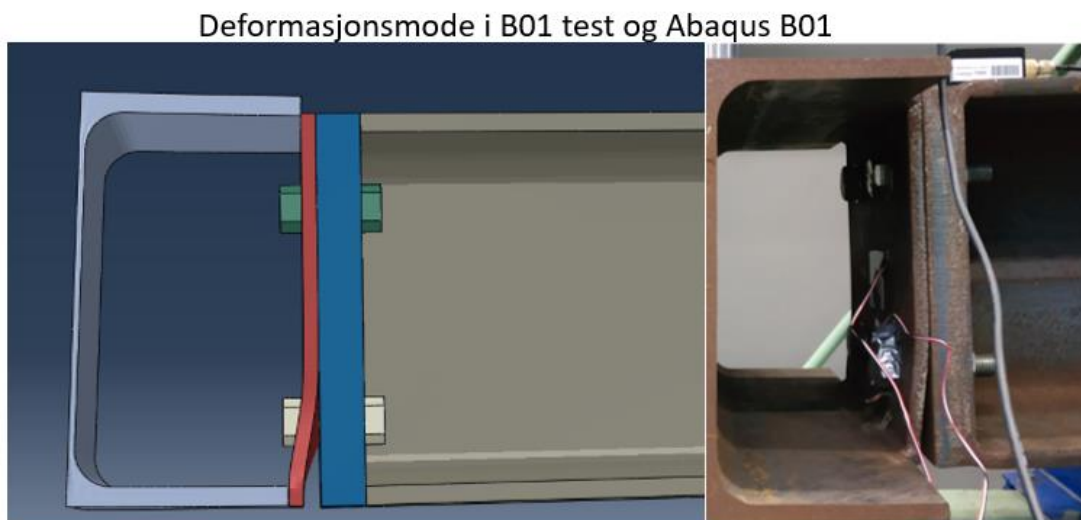
Figur 4-12 Elementnett konvergenstudie

Analyse og lastpåføringsmetode

Et ikke-lineært strukturelt problem er kort forklart hvor stivheten til strukturen forandrer seg når det deformerer seg. I denne oppgaven, er material, geometrisk og kontakt ikke linearitet inkludert ved bruk av *Plastic*, *NLGEOM* og *Contact* kommandoer i Abaqus. En generell statisk analyse med nedbøyningskontroll er utført. En analyse med nedbøyningskontroll er en lastpåføringsmetode hvor nedbøyningen av strukturens rand økes. Det vil da si at nedbøyningen er uavhengig av lasten, mens lasten er bestemt av nedbøyningen. Ved bruk av nedbøyningskontroll er det enklere å spore strukturen sin oppførsel, spesielt etter en kollapsmekanisme. Noe å ta i tankene er at det krever spesielle etterprosesseringsverktøy for å finne kreftene og momentene ved flere av tverrsnittene inne i strukturen, men dette har Abaqus. Dette er et effektivt verktøy å kunne bruke når en statisk løsning med lastkontroll blir ustabil. Selv om generelt sett vil lastkontroll reprodusere virkelige fenomener bedre, da det stort sett er lastpåvirkningen som skaper nedbøyning og ikke motsatt.

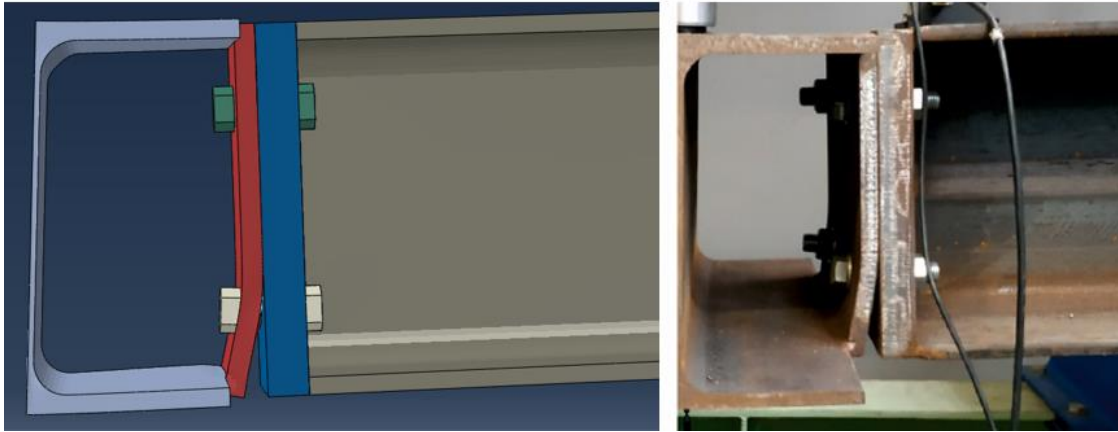
4.3 Validering av Abaqus modellen

Eksperimentelle tester utført av Lopez et al. (2021) var brukt for å kunne verifisere presisjonen til elementmodellen i Abaqus. Validering tar for seg presisjonen til modellen og hvorvidt den fanger den virkelige oppførselen som den er ment til å gjenskape. I forsøksrapporten var det dessverre begrenset med resultater, men hovedsakelig moment-rotasjonskurver og moment-tøyningskurver. Tøyningene ble målt veldig lokalt, og her er det små elementer og lokale forhold som kan ha innvirkning på resultatene og ble valgt å se bort ifra. I første steg ble deformasjonsoppførselen til labforsøket og Abaqus modellen sammenlignet, for å se om elementmodellen fanger opp riktige egenskaper i knutepunktet. Dette ble gjort ved å undersøke fotografiene av de deformerte knutepunktetene fra eksperimentet og sammenlignet med deformasjonen man kan se fra Abaqus. Eksperimentet sitt mål var å undersøke egenskapene til ekstra platen i forbindelsen når knutepunktet er utsatt for bøyning. Det er klart fra figur 4-13 til figur 4-15 at Abaqus modellen reproducerer deformasjon egenskapene relativt presist. Her kan man se sammenligningen mellom B01-B03 testene sammenlignet med sine respektive Abaqus modeller. Både i forsøket og i simuleringene får man størst deformasjonen i strekksonen av ekstra platen.



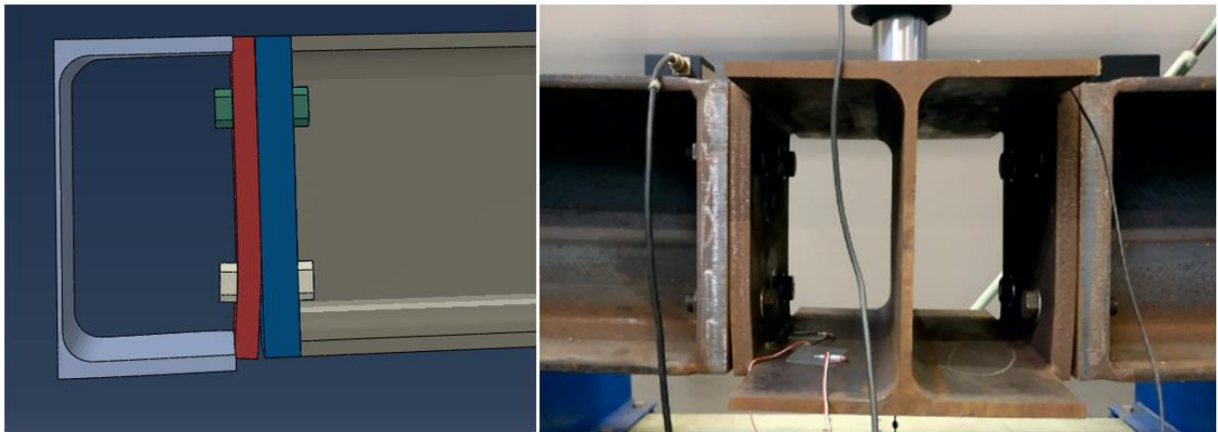
Figur 4-13 Deformasjons sammenligning av knutepunktet med ekstra plate på 10mm

Deformasjonsmode i B02 test og Abaqus B02



Figur 4-14 Deformasjons sammenligning av knutepunktet med ekstra plate på 15mm

Deformasjonsmode i B03 test og Abaqus B03

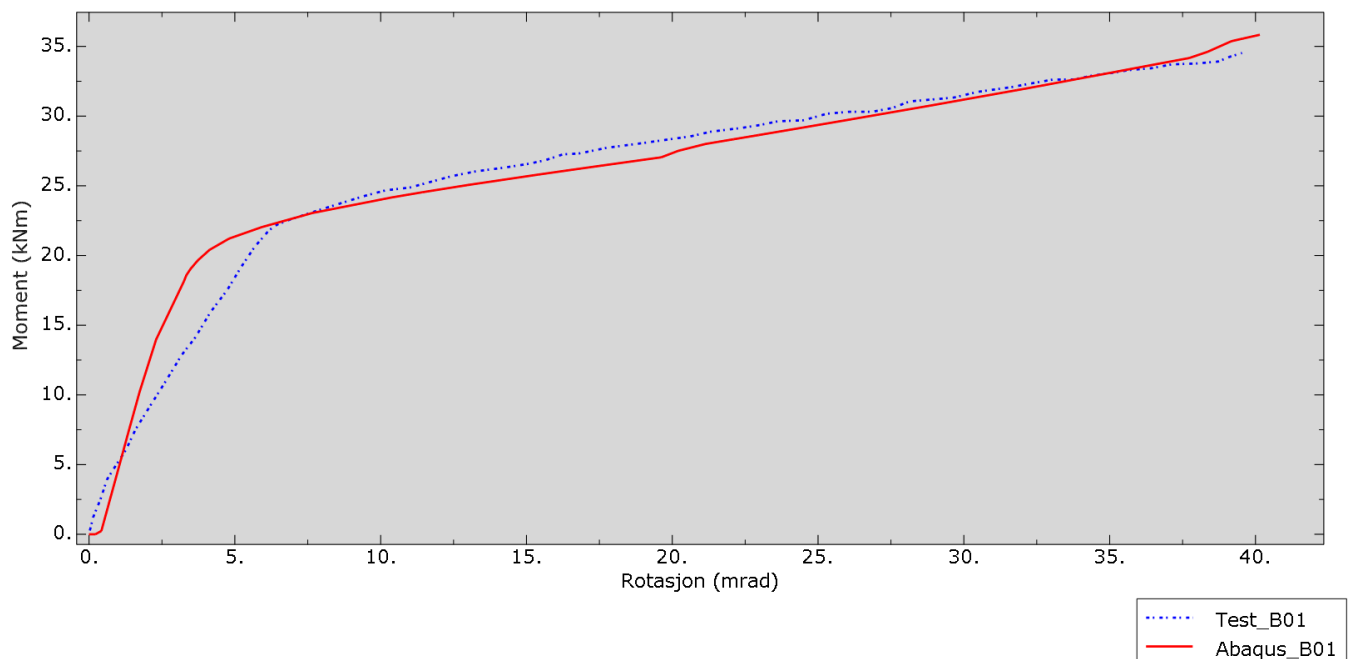


Figur 4-15 Deformasjons sammenligning av knutepunktet med ekstra plate på 20 mm

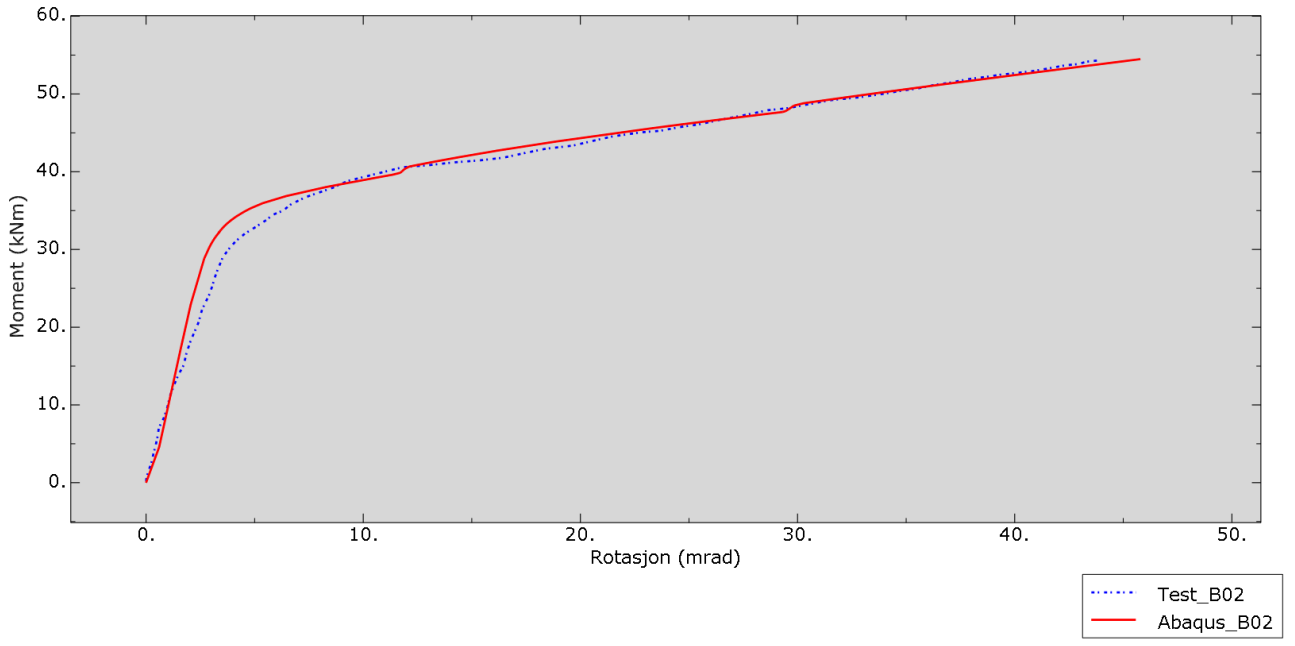
I andre steg blir moment-rotasjonskurvene fra labforsøket og elementmodellen sammenlignet for å se om Abaqus modellen fanger opp riktige egenskaper. Sammenligningen mellom testene B01 til B03 og elementanalysene kan man se i figur 4-16. til figur 4-18. Resultatene fra eksperimentrapporten er hentet ut med graph-grabber (Benbow, 2020). En gjennomgående observasjon er at stivheten er større i elementmodellen, noe som er typisk. Som man kan legge merke til fra moment-rotasjonskurvene er at det er en liten forskjell i den elastiske sonen mellom elementmodellen sine data og eksperiment dataene, denne forskjellen kommer typisk av at initial stivheten er påvirket av slakken i eksperimentkonfigurasjonen. Denne slakken i labforsøkene kan stamme fra flere kilder, typisk stramming av boltene, ikke-perfekte forhold rundt opplager og lastpåføring. Som man også kan se fra moment-rotasjonskurvene

presentert i figur 4-16 til 4-18 er at generelt elementmodellen fikk litt større rotasjon og litt høyere moment, dette kan komme av flere årsaker. Blant annet material modellen som det var manglende informasjon om, og det ble gjort noen antagelser rundt plastisiteten. Samtidig ble det benyttet nominelle verdier for HEA 280 bjelkene, i stedet for de oppgitt verdiene i rapporten. Boltemodellen som ble utnyttet er det også noe usikkerhet rundt i forhold til at man brukte en nominell verdi for diameter tykkelsen mellom gjengene. Samtidig så ble det ikke oppgitt noen verdier om flytspenningen f_y for boltene og heller ikke noe bruddspenning f_u så disse verdiene ble valgt i henhold til Volksbolt sine føringer (Volksbolts, 2020). Selv om det er små forskjeller i moment-rotasjonskurvene, så er forskjellen såpass liten at den kan regnes som godkjent.

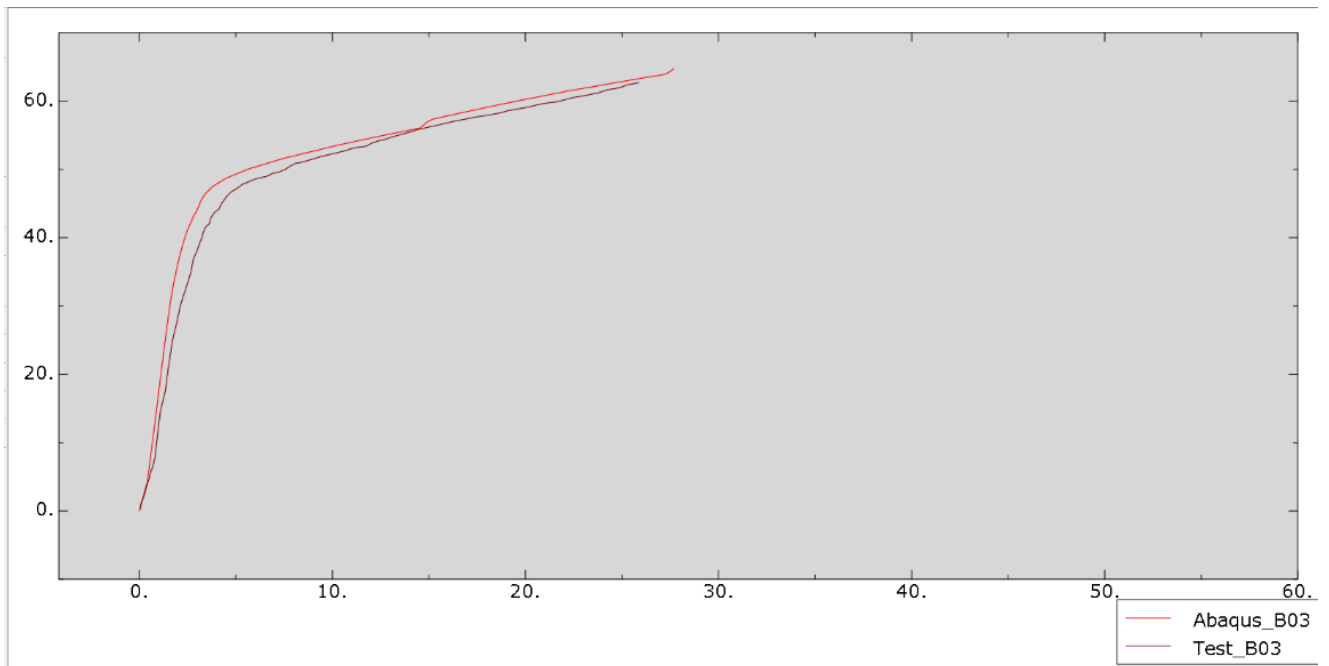
Sammenligningen mellom eksperimentet og elementmodellen, både med moment-rotasjonskurvene og deformasjonsegenskapene viser at de stemmer bra med hverandre. Det kan derfor konkluderes med at den numeriske modellen kan gjenskape eksperimentets oppførsel, og med dette kan bli benyttet for å utforske andre strukturelle egenskaper med parametriske studier slik at modellen kan bli tilpasset for å sammenligne med IDEA Statica.



Figur 4-16 Moment-rotasjonskurve B01



Figur 4-17 Moment-rotasjonskurve B02



Figur 4-18 Moment-rotasjonskurve B03

5 Kontroll av IDEA Statica

Hensikten med denne delen er å kontrollere programvaren IDEA Statica gjennom flere forsøk. Alle forbindelsene vil være ortogonale bjelke-til-bjelke forbindelser med forskjellige konfigurasjoner, og blir sammenlignet med eksperimentet og den validerte Abaqus modellen. I utgangspunktet knyttes det lite usikkerhet til om programvaren gir resultater som er tilstrekkelig presise for standard forbindelser, derimot med komplekse geometrier og ikke-standardiserte knutepunkter er det noe mer usikkerhet. Grunnen til at man undersøker bjelke-til-bjelke forbindelser er at man har mindre forskning og litteratur på slike forbindelser enn søyle-til-bjelke forbindelser (Lopez et al., 2021, s. 1) samtidig som man kan se på referansestudiene til IDEA Statica som samarbeidspartnerne har utført i CBFEM boka (Wald et al., 2021) hvor det bare er utført en bjelke-til-bjelke forbindelse.

Resultatene som blir undersøkt er hovedsakelig moment-rotasjonsforholdet, spenningsforløpet i knutepunktet og deformasjonen i forbindelsen. For å få ut moment-rotasjonskurver for flere forskjellige stadier av moment belastning i IDEA Statica, så utføres det stivhetsanalyser med moment belastning opp til knutepunktets momentkapasitet og rotasjonskapasitet som IDEA beregner.

5.1 Kontroll av knutepunktet

Hensikten med dette kapittelet er å undersøke om beregningsprogramvaren IDEA Statica greier å gjenskape og beregne bjelke-til-bjelke forbindelsen som er blitt beskrevet i kapittel 4.1. Her vil det derfor kort presenteres kort modelleringsprosedyren og valg som er gjort i IDEA Statica. I programvaren så bygger man opp knutepunktet som beskrevet i kapittel 3.2.1, slik at man får en fornuftig start på modelleringen. Deretter for å få knutepunktet likt som eksperimentets geometri så må man gjøre en del spesielle tilpasninger i programvaren. Etter man får definert en ortogonal bjelke-til-bjelke forbindelse, må man legge til to tilleggshandlinger for å få ekstra plater. Det neste steget er å definere bolteplassering og geometrien til ende platene og ekstra platene som blir utført i henhold til kapittel 4.1.1. For å få riktige lengder på sekundærbjelkene må man inn i beregningsinnstillingene til programvaren, siden programvaren definerer en automatisk lengde på komponenter etter høyden på komponentene. Sekundærbjelkene i forsøket er 1000 mm, og høyde på HEA 280 er 270 mm, dette gir en faktor på 3,7037 som må legges inn i programvaren. Denne faktoren var det ikke mulig å bestemme hvilke deler den påvirket, dermed vil også hovedbjelken få en lengde på 1000 mm. For å representere jekken i forsøket ble en CHS 50 komponent benyttet, hvor man plasserer en aksiallast på toppen av denne komponenten. I vedlegg A kan man se knutepunktets endelige sammensetning i IDEA Statica, legg spesielt merke til at lengden på hovedbjelken og at det ikke er definert noen opplagerbetingelser, siden dette er

ikke en funksjon i IDEA Statica. Det ble utført to analyser av knutepunktet, en stivhetsanalyse og en spennings tøyings analyse for forsøkene B01-B03. I stivhetsanalysen så blir lastpåføringen litt annerledes, da programvaren bare tillater lastpåføring på en komponent omgangen, slik at det ikke er mulig å få helt samme symmetri som i eksperimentet. For å representere virkningen av opplagerbetingelsene må man påføre et moment og en skjærkraft i noden som gjør at man får null moment over opplager plasseringen samtidig som man får strekk i underkant av hovedbjelken, dette kan man se et eksempel på i vedlegg B. Lastpåføringen vil derfor gi en momentbelastning på metoden som sees i likning 5.1.

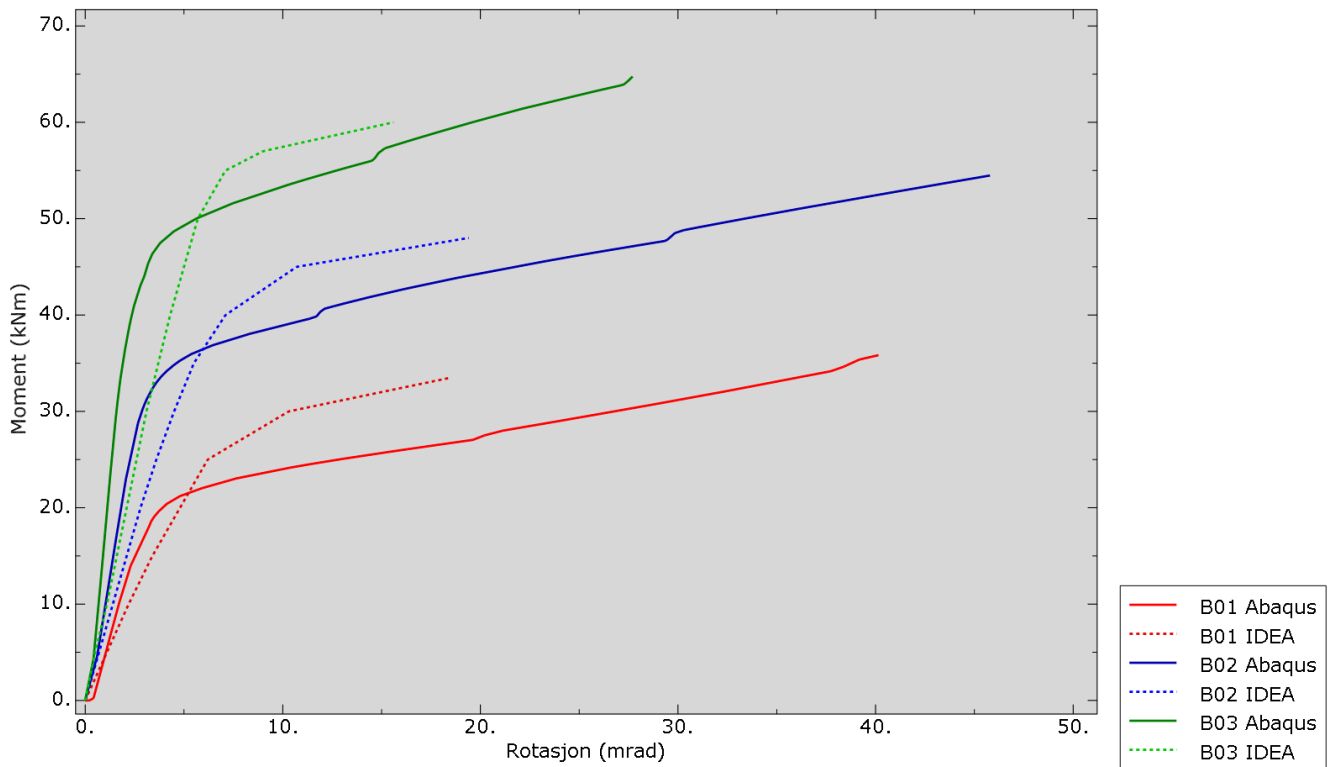
$$M_{Ed,c} = M_{Ed} \pm V_{Ed} * e \quad (5.1)$$

Hvor $M_{Ed,c}$ er momentet på segmentet, M_{Ed} er påført bøyemoment, V_{Ed} er skjærkraften og e er avstanden som skjærkraften blir overført til.

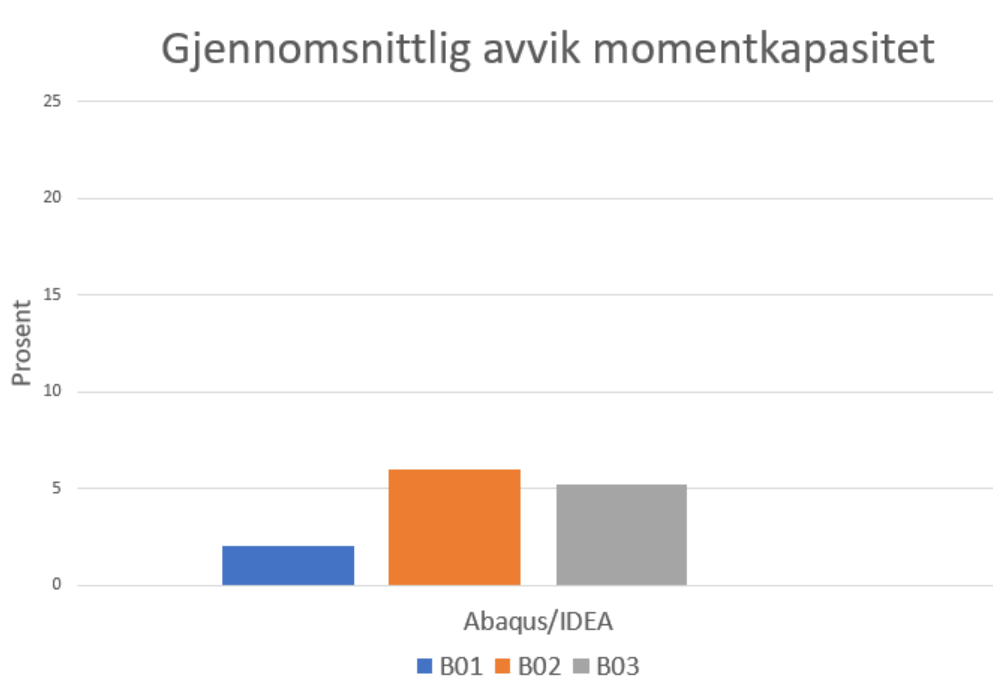
5.1.1 Resultater

Det gjennomføres tre forsøk med knutepunktets geometri, men med varierende tykkelser på ekstra platen, der det utnyttes en platetykkelse på 10 mm, 15 mm og 20 mm. For hver enkelt platetykkelse gjennomføres det både en stivhetsanalyse og en spennings-tøyingsanalyse. Alle forsøkene utføres i programmene IDEA Statica og Abaqus.

Figur 5-1 viser moment-rotasjonskurvene til forsøkene B01-B03 i både Abaqus og IDEA Statica. Det viktigste her er å vise overensstemmelse mellom formen på de ulike moment-rotasjonskurvene og hvor stor kapasitet knutepunktet har i de ulike programvarene. Formen på moment-rotasjonskurvene er relativt nærme hverandre, spesielt i den elastiske sonen er overensstemmelsen veldig god. Etter den elastiske sonen så ser man noe avvik i formen på kurvene, derimot så er avviket i kapasiteten veldig liten, dette er fremvist på figur 5-2. I figur 5-2 kan man se at det største avviket på kapasiteten er på tilnærmet 6 %, selv om forskjellen i rotasjon er ganske stor. Det kan bemerkes at alle forsøkene viser at IDEA Statica gir en lavere kapasitet og tillater mindre rotasjon i knutepunktet. Det er viktig å bemerke seg at IDEA Statica sin standardverdi for grenseverdien til plastisk tøyning er på 5 % og dette er grunnen til at kurvene på figur 5-1 stopper tidligere enn i Abaqus, men dette vil bli undersøkt nærmere i kapittel 5.3. På moment-rotasjonskurvene viser det hvordan kapasiteten til knutepunktet påvirkes av ekstra platen sin tykkelse. I figur 5-3 kan man se sammenligningen mellom deformasjonen mellom Abaqus, forsøket og IDEA Statica. Her kan man se hvordan IDEA greier å gjenskape den gradvise økningen av deformasjon i ekstra platen når den blir tynnere, og sammenligne det mot de andre eksemplene. Her viser programvaren god overensstemmelse med forsøkene, og viser at den kan gjenskape egenskapene til komponenten som ikke er omfattet i NS-EN 1993.



Figur 5-1 Moment-Rotasjons forhold IDEA vs. Abaqus, B01 ekstra plate 10mm, Ekstra plate tykkelse: B01=10 mm, B02=15mm og B03=20mm

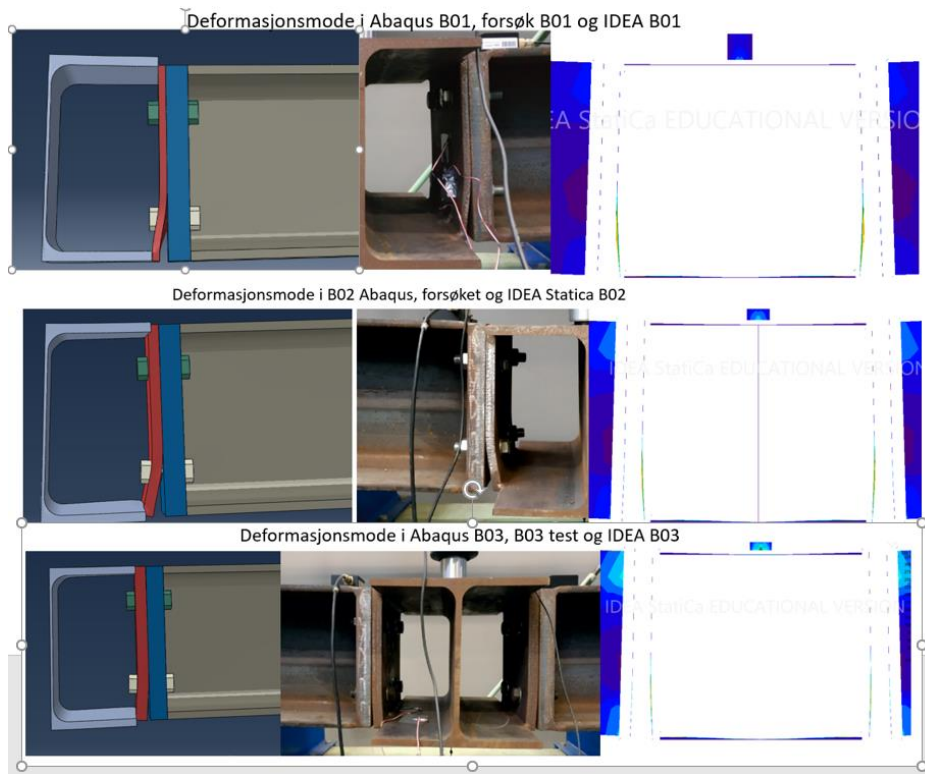


Figur 5-2 Gjennomsnittlig avvik momentkapasitet

5.1.2 Diskusjon

Dette kapitlet vil diskutere resultatene presentert i kapittel 5.1.1. Hovedvekten vil bli lagt på feilkilder, overensstemmelser, avvik og trender i forsøkene som ble utført. Resultatene fra forsøkene som presenteres i kapittel 5.1.1 viser generelt en relativt god overensstemmelse mellom Abaqus og IDEA Statica. Til tross for at det fremkommer noen forskjeller i moment-rotasjonskurvene, spesielt med tanke på at alle Abaqus forsøkene fikk en høyere rotasjon i knutepunktet, men tilnærmet lik kapasitet.

Tendensen som vises i figur 5-1 og 5-2 er at kapasiteten til knutepunktet fremkommer som noe høyere i Abaqus enn IDEA, men for IDEA viser det seg at knutepunktet får en høyere elastisk kapasiteten enn Abaqus. På den andre siden tillater Abaqus modellen en høyere plastisitet i komponentene enn IDEA som benytter seg av en grenseverdi på 5 % av plastisk tøyning som en standard, dette er nok en av grunnene til forskjellen på rotasjonen som oppstår som en effekt av det påførte momentet. En annen årsak kan være hvordan IDEA bare tillater at en komponent kan ha lastpåføring som virker på seg, slik at det blir en lastpåvirkning som man kan se i Vedlegg B. I tillegg til måten lastpåføring fungerer under stivhetsanalyse, så generer IDEA Statica automatisk randbetingelser på enden av komponentene som ikke har en lastpåføring, som blir illustrert i vedlegg A som de røde boksene på enden av de ulike delene. For det første medfører dette at symmetribetingelsene som blir utnyttet i Abaqus ikke er gjeldene, og at det blir et lite avvik fra hvordan eksperimentets knutepunkt ble satt opp. Ved at knutepunktet blir stivere i hovedbjelken og sentrum av knutepunktet skulle man tro at programvaren beregner knutepunktets analyserte komponent til å bli leddet, men knutepunktet beholder de delvis bøyestive egenskapene. Til tross for at knutepunktet blir modellert litt stivere i IDEA, gjensker programvaren deformasjonsegenskapene til knutepunktet på en presis måte, som illustrert på figur 5-3.



Figur 5-3 Sammenligning av deformasjon

Et annet avvik fra det originale oppsettet på knutepunktet er lengden til hovedbjelken i IDEA mot lengden som bjelken opprinnelig har. Dette stammer fra modelleringsprosedyren i IDEA, og hvordan programvaren tillater brukeren til å definere komponent lengder, som kort introdusert tidligere. Denne ekstra lengden gjør at stivheten til bjelken blir lavere, for eksempel kan man se på bjelke med punktlast som har stivheten definert som:

$$K = \frac{EI}{L^3} \quad (5.2)$$

Hvor K er stivheten til bjelken, E er elasisitetsmodulen, I er treghetsmomentet og L er lengden til bjelken.

Derimot for tilfelle med stivhetsanalyse så kan denne ekstra lengden på hovedbjelken faktisk sees på som en fordel, fordi den motvirker den ekstra stivheten som knutepunktet får av opplagerbetingelsene programvaren frembringer. Samtidig kan man se på spenningsforløpet i knutepunktet at ytterkanten av hovedbjelken får lave spenninger. Samtidig bør uansett denne ekstra lengden ha lav innvirkning på resultatene, da programmet omgjør knutepunktet til 1D modell med forhåndskalkulerte stivhetsfaktorer som representerer alle de komponentene som ikke har en belastning.

Forsøkene som utføres viser generelt lite avvik for både deformasjonsmoden i knutepunktet og moment-rotasjonsforholdet. Det er derfor mulig å konkludere med at IDEA Statica beregner knutepunktet tilstrekkelig presist, og greier å gjenskape egenskapene til et komplekst knutepunkt som har komponenter som ikke er omfattet i NS-EN 1993.

5.2 Et realistisk knutepunkt

Etter å ha kontrollert IDEA Statica mot et mer teoretisk komplekst knutepunkt er det neste naturlige steget å undersøke om det beregninger riktig for et mer realistisk knutepunkt, med en like stor grad av kompleksitet. I det eksperimentelle knutepunktet har endeplaten en tykkelse på 30 mm for at endeplaten ikke skulle deformeres. Dette er veldig teoretisk og ble benyttet for å finne egenskapene til ekstra platen i forbindelsen. I dette kapittelet vil det undersøkes et mer realistisk knutepunkt, hvor tykkelsen til ekstra platen og endeplaten er like i alle simuleringene, altså at ekstra platen og endeplaten vil ha en tykkelse 10 mm, 15 mm og 20 mm.

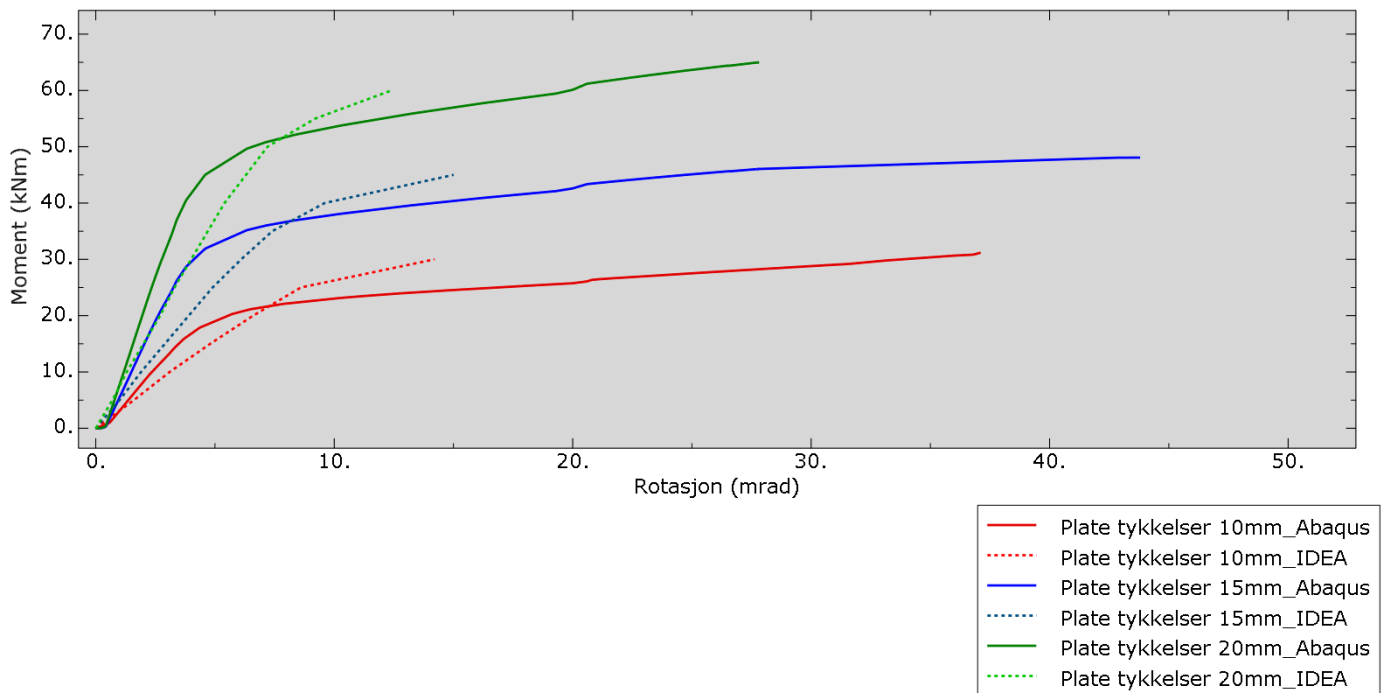
I IDEA Statica gjennomføres først en spennings-tøyningsanalyse og en stivhetsanalyse med bøyning om sterk akse slik som i eksperimentet. For å sammenligne IDEA Statica med Abaqus modifiseres den validerte Abaqus modellen slik at den blir lik som geometrien i IDEA Statica. Dette vil si at både hovedbjelken sin lengde vil økes slik at den bli lik som geometrien i IDEA og at endeplate tykkelsen vil reduseres slik at den er identisk til forsøkene som utføres i programvaren. I dette forsøket vil opplager betingelsen i Abaqus beholdes og lastpåføring i IDEA Statica vil balanseres på en lik metode som i kapittel 5.1. Hensikten er å kontrollere at programvaren beregner korrekt når kapasiteten i knutepunktet ikke styres av en relativt svakere komponent, men når kapasiteten til platene er like som gjør knutepunktet mer realistisk.

Etter forslag fra veileder utføres det deretter en spennings- tøyningsanalyse med bøyning som lastpåføring med hovedfokus på boltene og boltekraftene som oppstår. Her vil det fokuseres på en bolt i strekksonen og en bolt i trykksonen av knutepunktet, boltene i trykksonen vil refereres til som bolt 1, mens boltene i strekksonen vil refereres til som bolt 2. For å kontrollere kapasitetsberegningene som IDEA Statica utfører utvikles det et Python-skript som baseres på NS-EN 1993-1-8 tabell 3.4 (Standard Norge, 2009), dette skriptet kan man se i Vedlegg C. I tillegg kontrolleres boltekraftene i IDEA Statica mot boltekraftene som oppstår i Abaqus. I denne delen av kontrollen beholdes Abaqus modellen lik som i delen med et realistisk knutepunkt.

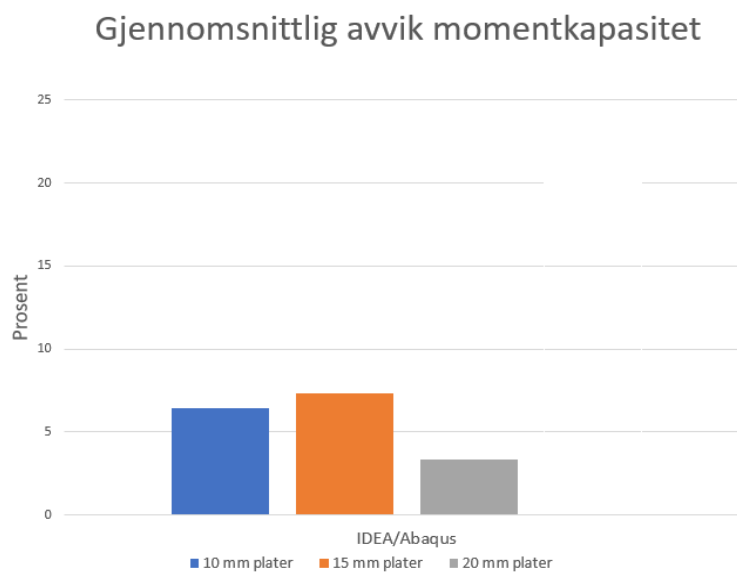
5.2.1 Resultater

Det gjennomføres tre forsøk med en mer realistisk knutepunksgeometri, her skiller det på knutepunktene med varierende tykkelser på ekstra platen og endeplaten, der det utnyttes plate tykkelser på henholdsvis 10 mm, 15 mm og 20 mm. Her vil både endeplaten og ekstra platen ha lik tykkelse gjennom alle forsøkene. For hver enkelt platetykkelse gjennomføres det både en stivhetsanalyse og en spennings-tøyningsanalyse i IDEA Statica. For bolteundersøkelsen sammenlignes resultatene fra en spennings-tøyningsanalyse med NS-EN 1993-1-8 og kreftene som oppstår i boltene fra IDEA sammenlignes med de som oppstår i Abaqus.

Figur 5-4 viser moment-rotasjonsforholdet til forsøkene med like plate tykkelser i både Abaqus og IDEA Statica. Det viktigste her er å vise overensstemmelse mellom formen på de ulike moment-rotasjonskurvene og hvor stor kapasitet knutepunktet har i hver av de ulike programvarene. Formen på moment-rotasjonskurvene viser god overensstemmelse i den elastiskesonen, men i den plastiskesonen stopper IDEA Statica tidlig da den treffer knutepunkts moment- og rotasjonkapasitet med 5% tøyningsgrense, hvor Abaqus tillater en tøyning på over 20%. For å undersøke hva som skjer når man går utover knutepunktetsmoment og rotasjonskapasitet med denne tøyningsgrensen ble det gjort flere forsøk, dette blir sett nærmere på i kapittel 5.3. Da flater kurven ut og tillater en mye høyere rotasjon uten at det tillater et betraktelig høyere moment, dette illustreres i moment-rotasjonskurvene i vedlegg D. I vedlegg D kan det bemerkes at formen på kurven passer bedre overens med de fra Abaqus, og at momentkapasiteten fortsatt er lavere enn i Abaqus, men avviker et betraktelig lavere. Avviket i momentkapasiteten til forsøkene kan sees i figur 5-5 hvor det største avviket var på nesten 8%. Igjen illustreres det godt hvordan kapasiteten endrer seg etter platene sine ulike tykkelser, en annen ting som kan bemerkes er hvordan momentkapasiteten i knutepunktet forandret seg ved at denne endeplaten også ble tynnere i forhold til i kapittel 5.1.1.

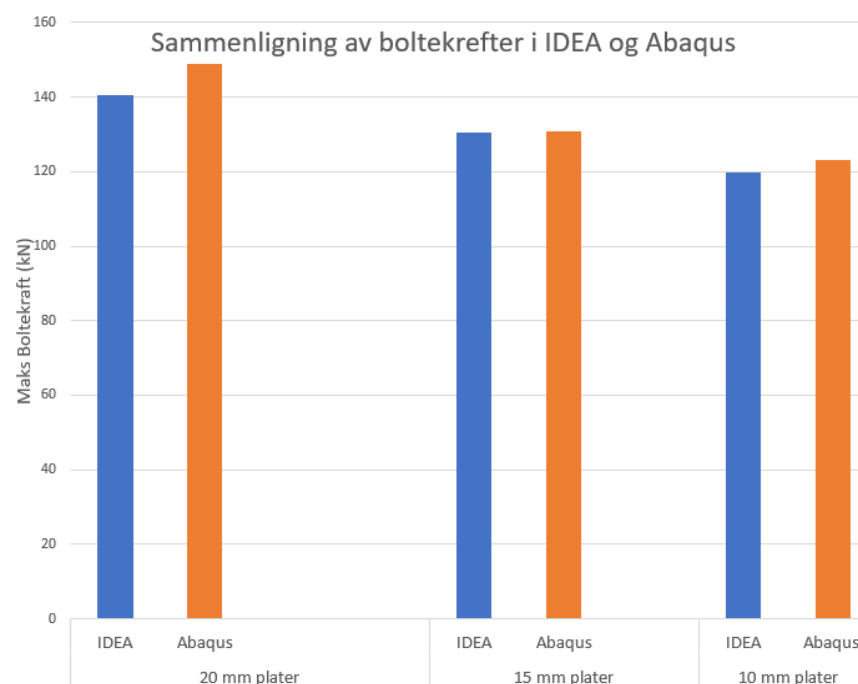


Figur 5-4 Moment-Rotasjonsrelasjon IDEA vs. Abaqus for er mer realistisk knutepunkt



Figur 5-5 Gjennomsnittlig avvik momentkapasitet

Deretter ble det undersøkt om programvaren beregnet boltekapasitet og boltekrefter korrekt. I Python-skriptet i Vedlegg C baseres all formulering på NS-EN 1993-1-8 på tabell 3.4, i det samme skriptet kan man også se resultatene fra en bolt i trykksone og en bolt i strekksone. Kapasitetsberegningene for boltene viste veldig god overensstemmelse mellom IDEA og NS-EN 1993-1-8. Boltekreftene viste også veldig god overensstemmelse mellom IDEA Statica og Abaqus som man kan se i figur 5-6, det illustreres også hvordan boltene opptar en større kraft jo tykkere platene blir.



Figur 5-6 Sammenligning av boltekrefter i IDEA og Abaqus

5.2.2 Diskusjon

Kapittelet vil diskutere resultatene presentert i kapittel 5.2.1, og hva virkningen ble av å ha et mer realistisk knutepunkt med plater med lik tykkelse. Hovedvekten vil bli lagt på feilkilder, overensstemmelser og avvik i forsøkene som ble utført. Resultatene fra forsøkene som presenteres i kapittel 5.2.1 viser generelt en relativt god overensstemmelse mellom Abaqus og IDEA Statica, og igjen at IDEA Statica beregner korrekt. Først ble det undersøkt hvordan IDEA Statica håndterer et komplekst, men mer realistisk knutepunkt med en hovedkomponent som ikke er omfattet av NS-EN 1993. Ved at endeplaten som er tilkoblet sekundærbjelken sin tykkelse er lik som for ekstra platen vil denne begynne å oppleve større deformasjoner og senke kapasiteten til knutepunktet noe. Her blir det større kontaktspenninger mellom skrueskaftet og hullkanten. Det største avviket i forsøkene for momentkapasiteten var på 7,5%, og at IDEA Statica var konservativt i alle forsøkene. Avviket på rundt 7% for momentkapasitet kan anses å være akseptabelt. Dette avviket kan komme av flere grunner, og noen av feilkildene var listet opp i kapittel 5.1.2. Derimot var flere av modellerings feilkildene fjernet i dette forsøket da elementmodellen i Abaqus ble endret for å etterligne IDEA Statica og noen av den programvarens sine modellerings begrensninger.

For boltekapasitetene som ble beregnet i Python-skriptet og sammenlignet med beregningene som IDEA Statica utfører. Her viste programvaren veldig god

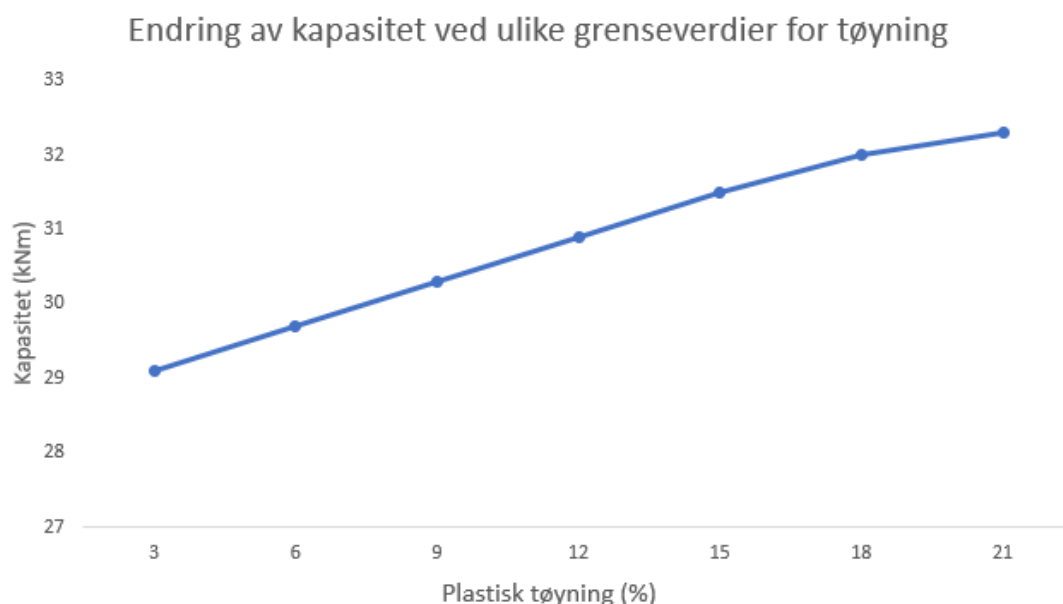
overensstemmelse med beregningene som baserte seg på formlene i NS-EN 1993-1-8. Dette gir mening ved at programvaren har implementert formuleringene fra NS-EN 1993-1-8, samtidig ble forsøkene utført for å gjøre en kontroll på hvordan boltene er modellert som fjærer i denne *component based finite element method* som er blitt utviklet for programmet. Eneste poenget som bemerkes i kapasitetsberegningene hos boltene var hullkantrykket hvor det var litt usikkerhet i hva som var verdien på tykkelsen t i beregningene. NS-EN 1993-1-8 sier at tykkelsen t er tykkelsen til grunnmaterialet, men i dette tilfellet er det to plater som faller under betegnelsen som grunnmaterialet, så her var det noe usikkerhet om det ble korrekt med 10 mm eller 20 mm, men det er uansett konservativt med 10 mm da kapasiteten blir lavere, og samtidig virker ikke ekstra platen og endeplaten sammen. Deretter ble det sammenlignet boltekrefter i IDEA Statica og Abaqus. Igjen viste det god overensstemmelse mellom programvarene og små avvik. Noe å betrakte her er hvordan boltene fikk større maksimalkraft når platene var tykkere, dette er fordi boltene må ta større deler av lastpåføringen og fikk dermed en høyere utnyttelsesgrad, på tross av platene ble den begrensende faktoren i forsøkene. Dette viser at IDEA Statica beregner boltekapasiteter og boltekrefter riktig i henhold til NS-EN 1993-1-8. Derfor kan man raskt benytte seg av bolte beregningene i IDEA Statica ved komplekse ortogonale bjelke-til-bjelke forbindelser.

5.3 Analyser med ulike grenseverdi for plastisk tøyning

Her ønskes det å undersøke virkningen av ulike grenseverdier for plastisk tøyning i IDEA Statica. I IDEA Statica er det definert en grenseverdi på 5% for plastisk tøyning. De ulike grenseverdiene for den plastiske tøyningen defineres i beregningsinnstillingene til programvaren, og vil variere fra 3% til 21% for å sammenligne momentkapasiteten i knutepunktet, samtidig vil det sammenlignes med Abaqus hvordan momentrotasjonskurvene endrer seg med en grenseverdi på 21% plastisk tøyning som grense. Det utføres derfor flere stivhetsanalyser hvor denne grenseverdien varier og deretter kontrolleres dette opp mot Abaqus. Dette vil bare utføres for en generell parameter av knutepunktet da det ikke er noe grunn til å tro at det vil ha stor innvirkning på virkningen av å endre parameterne.

5.3.1 Resultater

Ulike grenseverdier for plastisk tøyning undersøkes i IDEA Statica, det gjennomføres totalt syv simuleringer med en grenseverdi med intervaller på 3 % opptil 21% tillatt plastisk tøyning. Utviklerne av programvaren anbefaler en verdi på grenseverdien på 5 % (Wald et al., 2021, s. 19). Påvirkningen av dimensjonerende momentkapasitet ved å endre grenseverdien for plastisk tøyning kan sees på figur 5-7. Det viser seg at den dimensjonerende momentkapasiteten har en lav sensitivitet til at man endrer grenseverdien for plastisk tøyning. Deretter ble det gjort en sammenligning av moment-rotasjonskurvene til Abaqus og IDEA Statica med forsøkene med like plate tykkelser. I Vedlegg D så illustreres det hvordan moment-rotasjonskurvene endrer seg ved å øke grenseverdien for plastisk tøyning. På figuren i Vedlegg D ser man hvordan kurven fortsetter med en høyere rotasjon uten en betraktelig høyere momentkapasitet.



Figur 5-7 Påvirkning av momentkapasiteten ved endring av grenseverdien for plastisk tøyning

5.3.2 Diskusjon

Resultatene fra de numeriske forsøkene som presenteres i kapittel 5.3.1 viser generelt god overensstemmelse mellom IDEA Statica og Abaqus. Dette viser at IDEA beregner den dimensjonerende momentkapasiteten med ulike grenseverdier for plastisk tøyning. Derfor kan man enkelt anvende denne funksjonen i IDEA Statica til å tilpasse etter graden av plastisk tøyning man ønsker dimensjonere knutepunktet med.

Momentkapasiteten for forsøket med 10 mm like plate tykkelser med ulike grenseverdier for plastisk tøyning ser på man figur 5-7, her viser det seg at dimensjonerende kapasitet har en relativt lav sensitivitet på endringer av denne grenseverdien. Ved økende grenseverdi forventes det økt rotasjonskapasitet og noe økt dimensjonerende momentkapasitet i knutepunktet. Dette tydeliggjøres godt i Vedlegg D, i dette vedlegget ser man momentrotasjonskurvene til de tre forsøkene med like plater og med en høyere grenseverdi for plastisk tøyning. Her illustreres det godt hvordan grafen tillater en høyere rotasjon, men samtidig uten å øke den dimensjonerende momentkapasiteten betraktelig. Tendens viser at IDEA Statica er konservative med standardverdien på 5%, men at avviket minker med en grenseverdi som nærmer seg en mer realistisk oppførsel av stålet.

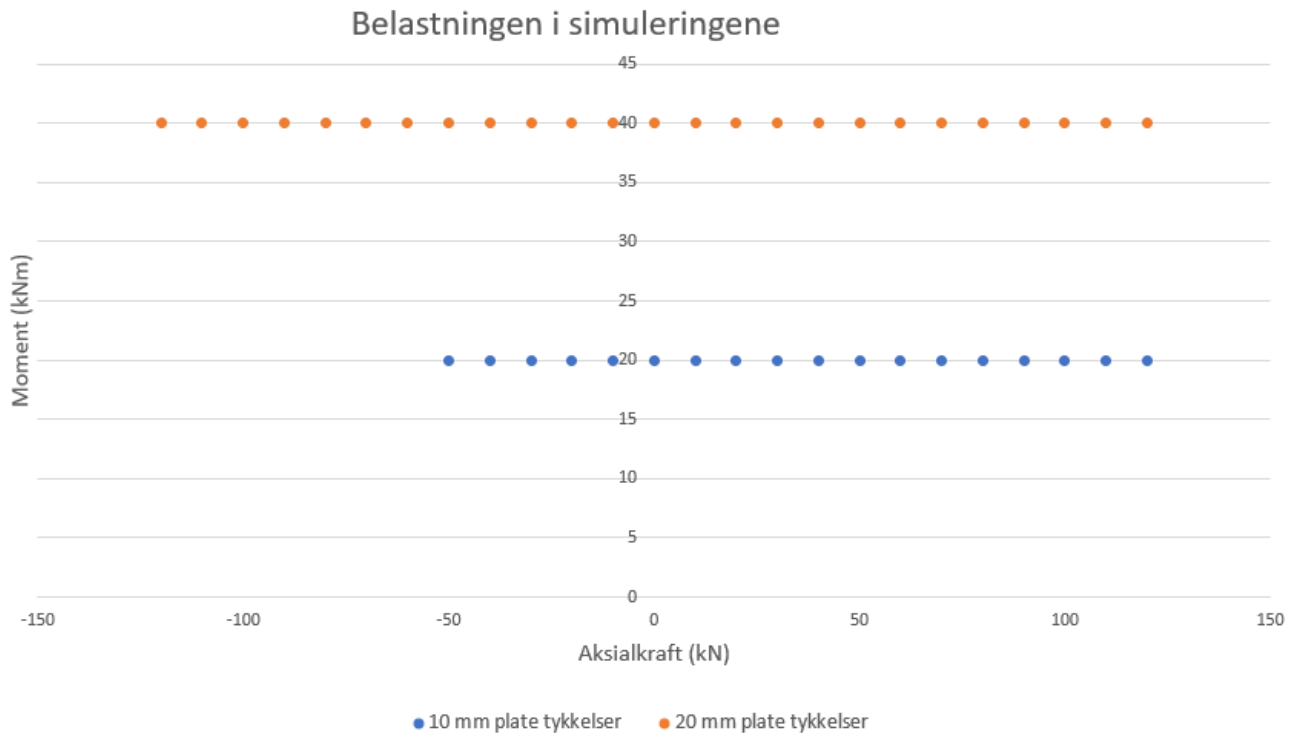
5.4 Virkningen av aksiallast i sekundærbjolkene

Virkningen av å ha enten strekk- eller trykkraft i en av sekundærbjolkene undersøkes etter forslag fra veileder. Hensikten med denne delen er å kontrollere om IDEA Statica håndterer interaksjon mellom bøyning og aksiallast korrekt, og om programvaren kan brukes ved slike tilfeller. NS-EN 1993-1-1 sier «Hvis aksialkraften virker samtidig med momentet, bør det tas hensyn til aksialkraftens virkning på den dimensjonerende plastiske momentkapasiteten.» (Standard Norge, 2015, s. 54), når slike tilfeller oppstår må det kontrolleres for dette. Typisk når en bjelke eller en ramme er under tverrgående belastning så har de hovedsakelig tre indre krefter, nemlig skjærkraft, bøyemoment og aksialkraft. I dette tilfellet så vil det bare fokuseres på når det er en aksialkraft gjennom nøytralaksen til tverrsnittet slik at det ikke oppstår noen ekstra bøyemomenter fra eksentrisiteter. Når dette er tilfelle kan man undersøke belastningen med superposisjonsprinsippet når det er bøyning og sammentrykking eller strekking under aksiallast, slik at spenningene blir:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \quad (5.3)$$

Hvor σ er spenningen, N aksialkraften, A tverrsnitts arealet av delen, M er bøyemomentet og W er motstandsmomentet.

Lastene i IDEA er påføres helt samtidig, og hvis lastene er for små blir alle lastene multiplisert med en faktor slik at knutepunktets kapasitets nås. Når det benyttes momentrotasjonskurver, blir alle lasteffektene skalert opp proporsjonalt med hverandre. I figur 5-8 vises det hvilken belastning som benyttes når det undersøkes hvordan programvaren håndterer aksialkrefter i knutepunktet og hvordan innvirkning dette har.



Figur 5-8 Belastningen i simuleringene

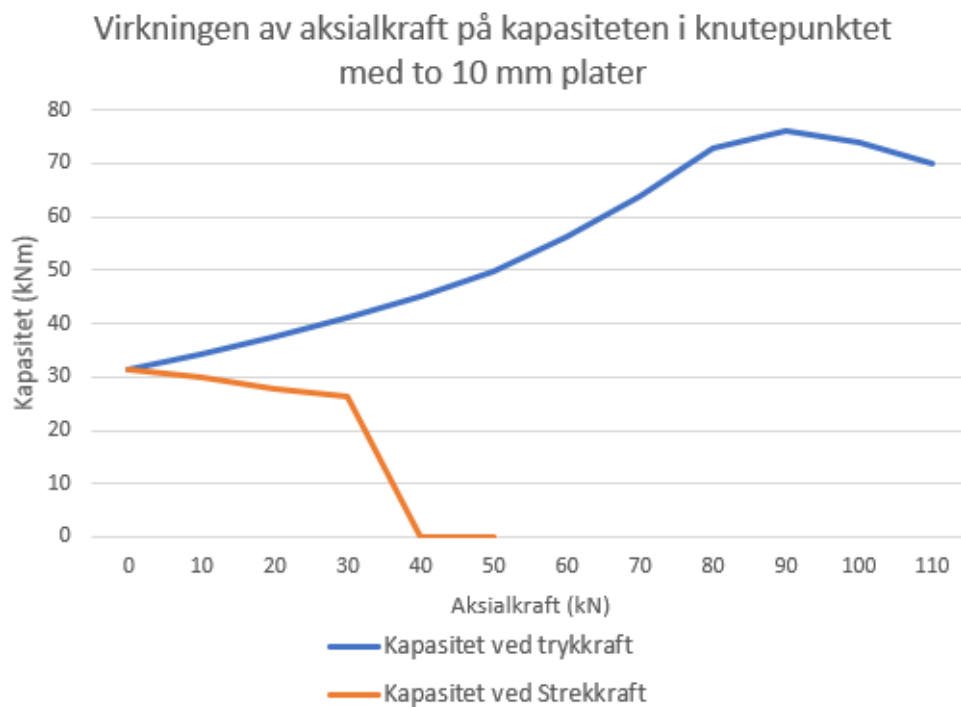
For å undersøke virkningen av strekkraft og trykkraft i knutepunktet utføres det flere numeriske forsøk for å se hvordan aksialkraften påvirker momentkapasiteten i knutepunktet og det sammenlignes videre med Abaqus. Aksialkraften her kan antas å være enten fordelaktig ved trykkraft, helt til et visst punkt eller motvirkende ved en strekkraft for den dimensjonerende kapasiteten i knutepunktet. Dette er fordi under interaksjon mellom bøyning og aksialkraft, når man antar at aksialkraften går gjennom tverrsnittets nøytralakse kan man bruke superposisjon, da kan man anta at ved trykkraft vil denne hjelpe å presse knutepunktet sammen, mens for strekkraft vil den prøve å rive det fra hverandre.

5.4.1 Resultater

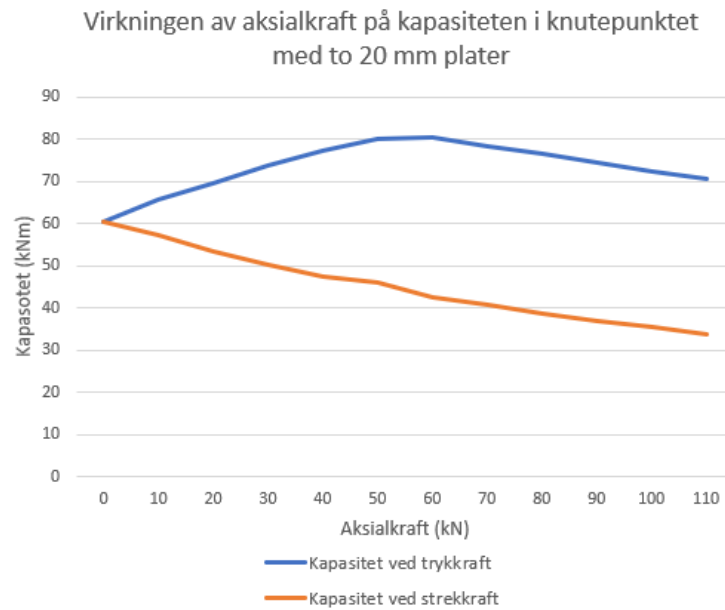
Det gjennomføres en rekke simuleringer på det samme knutepunktet hver det er to like platetykkelser, henholdsvis for platetykkelser på 10 mm og 20 mm. For begge konfigurasjonene av knutepunktet utføres det forsøk i IDEA og Abaqus, for sammenligningen med Abaqus ble det satt på en strekk- og trykkraft på 110 kN for alle forsøkene utenom tilfelle ved strekkraft for den tynneste platetykkelsen hvor det belastes med 50 kN. I IDEA Statica så ble det undersøkt med en belastningsmodell som i Vedlegg B med et moment på 20 kNm med strekk i underkant av hovedbjelken, så ble det utført analyser med en

aksialkraft fra 0 kN til 110 kN. Figur 5-9 og figur 5-10 viser hvordan virkningen av aksialkraften hadde på knutepunktet i IDEA Statica.

Virkningen av aksialkraften oppførte seg som forventet, med å bidra til å senke momentkapasitet når knutepunktet var utsatt for strekkrefter og med å øke momentkapasiteten under sammentrykking. Denne økningen varte bare til et visst punkt hvor trykkreftene begynte å gi motsatt effekt. Noe annet som var interessant under tilfellene med trykkraft var at med en høyere trykkraft så ble det en lavere rotasjonskapasitet i knutepunktet. Det oppsto et avvik ved knutepunktet med de tynneste platene, hvor IDEA Statica ikke produserte noen resultater for en strekkraft på 40 kN og 50 kN. Utenom dette viste programvaren fornuftige resultater.

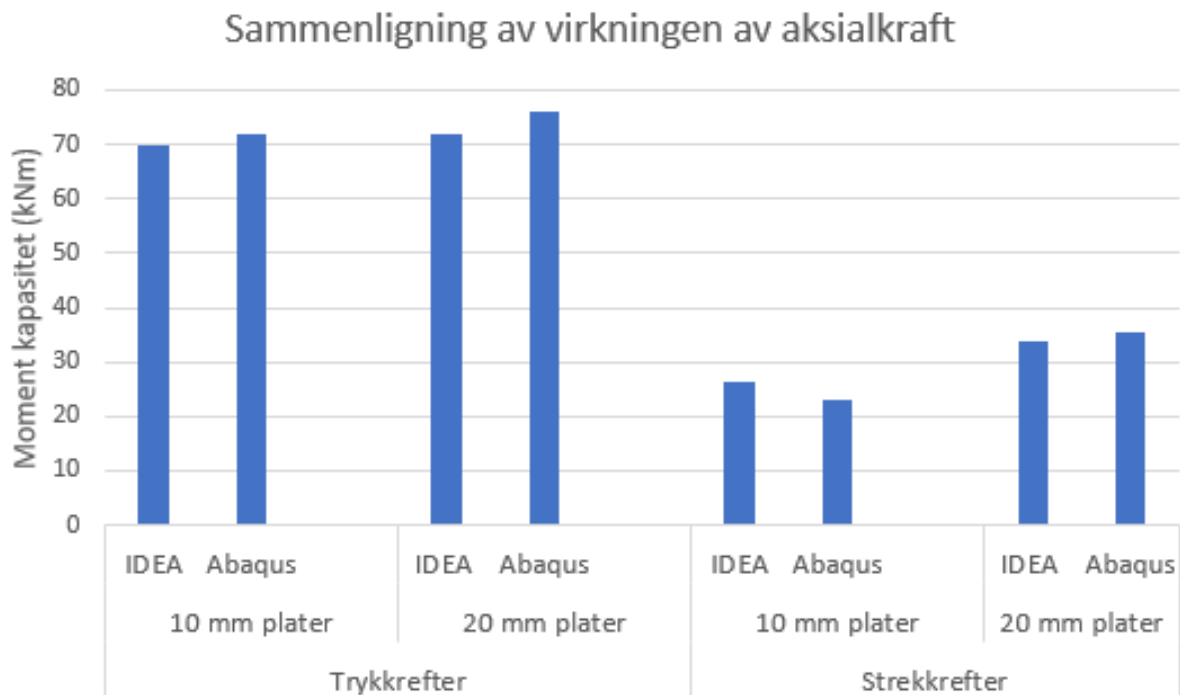


Figur 5-9 Virkingen av aksiallast på knutepunktet med to 10 mm plater i IDEA



Figur 5-10 Virkingen av aksiallast på knutepunktet med to 20 mm plater i IDEA

For sammenligningen mellom IDEA Statica og Abaqus så er det bare maks verdien av den dimensjonerende momentkapasitet som undersøkes i programvarene. I figur 5-11 illustreres en sammenligning av virkingen på kapasiteten i knutepunktet, her viser programvarene generelt en god overensstemmelse, og Abaqus har en noe høyere momentkapasitet i alle forsøkene, utenom under strekkraft forsøket på 10 mm platene. I dette forsøket er det et avvik fra tendens fra de andre forsøkene.



Figur 5-11 Sammenligningen av virkingen av aksialkraft i IDEA og Abaqus

5.4.2 Diskusjon

I denne delen undersøkes først virkningen av strekk- og trykkraft i sekundærbejelken og hvordan dette påvirker kapasiteten i knutepunktet. Som figur 5-8 og 5-9 viser, minker knutepunktetskapasiteten ved strekkraft og at knutepunktetskapasiteten generelt øker ved trykkraft, helt til et visst punkt hvor det begynner å gi motsatt effekt. Dette viser god overensstemmelse med teori og antagelsene som ble gjort tidligere. Samtidig er det interessant hvordan kapasiteten stiger frem til et visst punkt under trykkbelastning, før den begynner å bidra til motsatt effekt. Dette kommer av at ved store aksialkrefter vil disse kreftene ha en reduserende effekt på stivheten, såkalt geometrisk stivhet. Fokuset i denne oppgaven er ikke knekkingsproblematikk, som kunne oppstått i slike tilfeller hvor det begynner å bli en stor trykkraft, samtidig kunne det verken sees i Abaqus eller IDEA Statica at det oppsto knekkingsproblemer.

I forsøkene med strekk belastning i knutepunktet med 10 mm plater, ble det avvik ved at IDEA Statica ikke leverte resultater når strekk belastningen ble større, til tross for at programvaren godkjenner analysen og sier at den er 100 % komplett. Det ble utført flere tester for å prøve og finne feilen, først undersøkes det om det elementnettet var fint nok og utførte de samme forsøkene med et forfinet elementnett uten hell. Deretter ble det undersøkt om det var på grunn av lokal deformasjon i knutepunktet. I og med Abaqus ikke fikk noen problemer og at analysen i IDEA Statica kjører til 100% og sier at kapasiteten til knutepunktet er tilstrekkelig, bør ikke dette være årsaken. På den andre siden så gir analysen alle resultatene man ønsker utenom momentkapasiteten og rotasjonskapasiteten, så spenninger, boltekrefter, boltekapasiteter og sveisekapasiteter kunne fortsatt undersøkes. Med dette i tankene så konkluderes det med at det oppstår små feil i kalkulasjonene til programvaren.

I andre delen av forsøkene undersøkes virkningen av aksialkreftene på momentkapasiteten mellom Abaqus og IDEA Statica. Her viste programvarene god overensstemmelse, selv med forsøket med avvik i kalkulasjonene så var ikke avviket stort. Allikevel så gjorde dette avviket at den siste beregnede momentkapasiteten i det forsøket at IDEA Statica sin programvare oppstår som større enn hos Abaqus, noe som bryter med mønsteret fra de andre forsøkene. I Vedlegg F ser man at begge programvarene gir et relativt likt spenningsforløp ved maks aksialkraft som ble benyttet. Området i strekksonen på begge platene, boltene og sveiseelementene i IDEA Statica er mest kritisk og har høyest spenninger. At begge programvarene har et relativt likt spenningsforløp, og like kritiske soner er noe som ofte gir en god indikasjon på programvaren kan gjenskape de samme kritiske egenskapene.

6 Konklusjon og videre arbeid

6.1 Konklusjon

I denne oppgaven ble det undersøkt om hvorvidt design og regelverk kontrollers programvaren IDEA Statica beregner presist og korrekt for ortogonale bjelke-til-bjelke forbindelser. Det ble studert komplekse knutepunkt konfigurasjoner med en ekstra plate i bøyning som ikke er omfattet i NS-EN 1993. Med utgangspunkt i undersøkelsene som er utført i denne oppgaven kan det konkluderes med at IDEA Statica presist kan fange opp egenskapene til ekstra platen og bjelke-til-bjelke forbindelsene som ble undersøkt.

Basert på eksisterende og tilgjengelig litteratur på bjelke-til-bjelke forbindelser, og spesielt forskning på bjelke-til-bjelke forbindelser i IDEA Statica er det minimalt med eksisterende forskning og verifisering på denne delen av programvaren. For å undersøke IDEA Statica ble det utviklet en elementmodell i Abaqus. Ved bruk av resultater fra forsøk, ble denne Abaqus modellen kalibrert og validert gjennom en rekke analyser. Hovedsakelig gjennom å se på moment-rotasjonskurver og at den greide å fange opp riktig deformasjon.

Overensstemmelsen mellom labforsøkene og elementmodellen var veldig god og tillater oss å benytte denne elementmodellen i videre forsøk. Så testes det om IDEA Statica kan modellere knutepunktets sammensetning som i eksperimentet og fange opp de riktige egenskapene. Her viste IDEA Statica en relativ god overensstemmelse, men noen små avvik.

En parametrisk studie har blitt utført, hvor det undersøkes virkningen ulike grenseverdier for plastisk tøyning i IDEA Statica. Funnene i denne undersøkelsen viste at med å benytte en høyere grenseverdi for plastisk tøyning, økte momentkapasiteten svakt, mens rotasjonskapasitet fikk en relativ stor økning. Dette viser oss at den dimensjonerende momentkapasiteten har en lav sensitivitet for endringer i grenseverdien for plastisk tøyning.

For å skikkelig undersøke IDEA Statica sin behandling av bolteegenskaper ble det utviklet et Python-skript basert på regler fra NS-EN 1993-1-8 og sammenlignet beregnende boltekrefter i IDEA Statica og Abaqus. Fra undersøkelsene viser det seg at IDEA Statica behandler boltene og boltekapasiteter korrekt.

For den mer realistiske knutepunkts konfigurasjonen ble det undersøkt virkningen av kombinert aksialbelastning og bøyning. Det ble utført en parametrisk studie med varierende aksiallast for å se hvordan IDEA Statica kontrollerte oppførselen til knutepunktet og sammenlignet det med Abaqus. Resultatene for momentkapasitetene i knutepunktet viste at IDEA Statica kan trygt benyttes for å kontrollere knutepunkter med en aksiallast i sekundærbjelken.

Forslag til videre arbeid

Et stort antall med forsøk er gjennomført, men det måtte gjøres prioriteringer for å avgrense omfanget noe. Derfor er det flere aspekter som kan undersøkes nærmere. Forslag til videre arbeid med IDEA Statica er:

- Siden programvaren bare ble undersøkt for analysetypene: spennings-tøyningsanalyse og stivhetsanalyser. Ville en interessant videreføring være å gjøre en liknende undersøkelse for de andre analyse typene programvaren tilbyr.
- Undersøke andre typer bjelke-til-bjelke forbindelser: bjelkeskjøter med laskeplater og bjelkeskjøter med endeplater.
- Kontrollere andre type tverrsnittsprofiler enn åpne valsede profiler: Typisk hull- og rørprofiler.
- Modellering av komplekse geometrier i programvaren er både tidkrevende og modelleringen føles bundet av å måtte bruke de forhåndsconfigurerte komponentene som programvaren tilbyr. Så å utforske muligheten for en generell framgangsmåte for å modellere geometrier som ikke er ferdig utviklet i IDEA Statica.

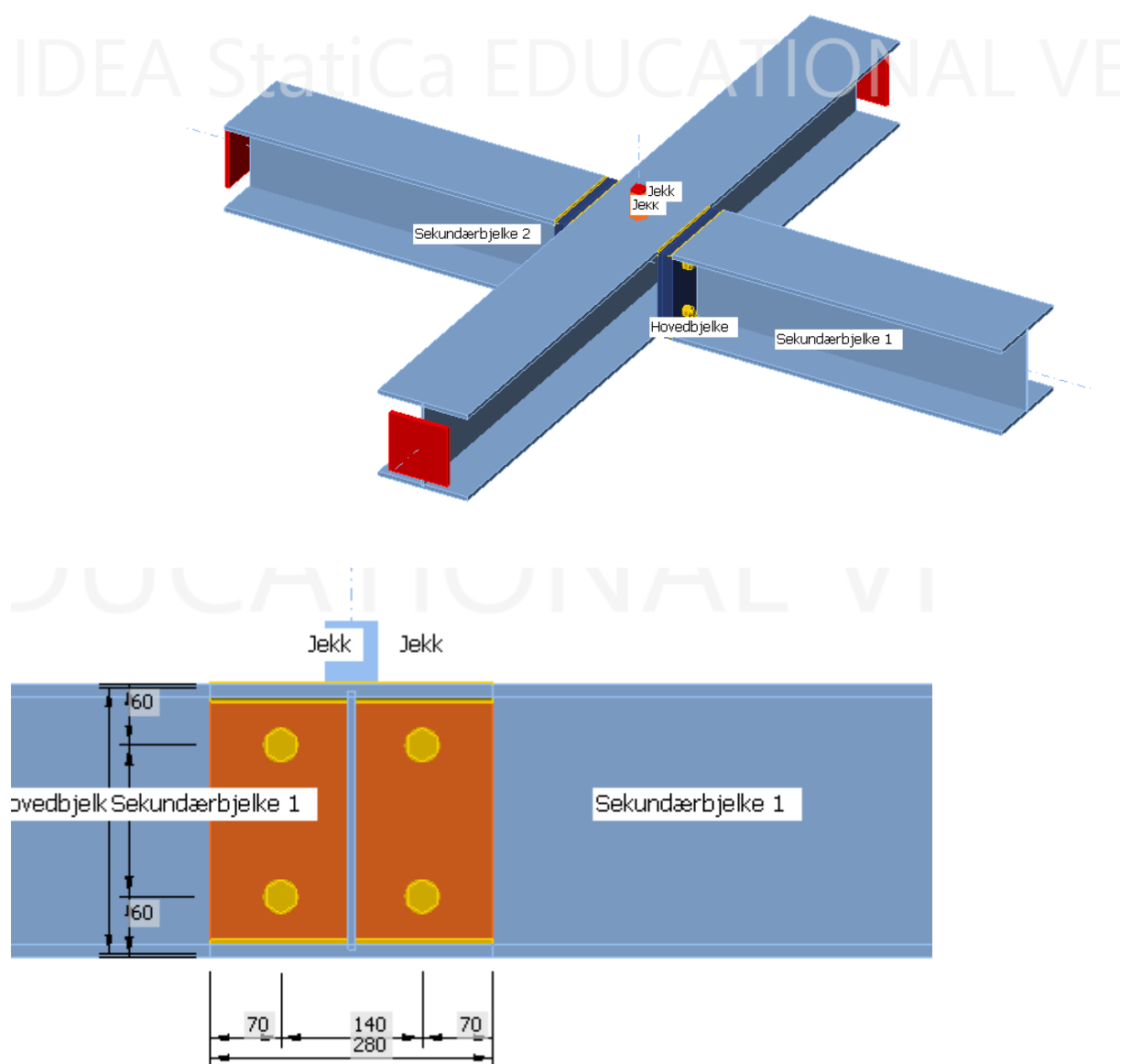
Referanser

- ACCU Limited. (2015, Juni 15). *Full Thread Hexagon bolts*. Retrieved from <https://www.accu.co.uk/en/full-thread-hexagon-bolts/19062-SEBF-M20-20-A2> (Hentet 30.03.2022)
- American Bureau of Shipping. (2021, Januar). *Guidance Notes on Nonlinear Finite Element Analysis of Marine and Offshore Structures*. City Plaza Drive Spring, Texas , USA.
- Andersen, G. (2019, Januar 31). *NDLA*. Retrieved from NDLA valg av forskningsmetode: <https://ndla.no/nb/subject:1:9bb7b427-3f5b-4c45-9719-efc509f3d9cc/topic:1:432baee9-5671-47ce-870e-48b8fc3b7a42/topic:1:7d43618f-5198-4b32-9e3f-74c7d73ffb27/resource:1:56937> (hentet 16.04.2022))
- Bell, K., & Meyer, R. W. (2021, juli 7). *Store norske leksikon*. Retrieved from <https://snl.no/elementmetoden> (hentet 29.03.2022)
- Benbow, S. (2020, Februar 3). *Graph Grabber 2.0.2*. Retrieved from <https://www.quintessa.org/software/downloads-and-demos/graph-grabber-2.0.2> [lastet ned 22.03.2022]
- Dassault Systèmes Simulia Corp. (2014). *Abaqus user manual*. Retrieved from <http://130.149.89.49:2080/v6.14/books/usb/default.htm> (hentet 10.03.22)
- Dvorkin, E., & Bathe, K.-J. (1984). *A Continuum mechanics based four-node shell element for general nonlinear analysis*. Cambridge: Department of Mechanical Engineering, Massachusetts Institute of Technology,.
- Fridrich, O. (2021, mars 4). *IDEASTatica*. Retrieved from who is behind idea statica: <https://www.ideastatica.com/blog/who-is-behind-idea-statica> (hentet 08.04.2022)
- Gödrich, L., Kurejkova, M., Wald, f., & Sokol, Z. (2014). *THE BOLTS AND COMPRESSED PLATES MODELLING*. Praha: Czech Technical University in Prague, Faculty of Civil Engineering, Department of Steel and Timber Structures.
- Hellevik, O. (1999). *Forskningsmetode i sosiologi og statsvitenskap*. Oslo: Universitetsforlaget.
- IDEA Statica. (2021). *IDEA Statica*. Retrieved from Stiffness analysis and deformation capacity: <https://www.ideastatica.com/support-center/stiffness-analysis-and-deformation-capacity>
- IDEA Statica. (2022). *IDEA StatiCa Connection Theoretical background*. Retrieved from IDEA Statica: <https://www.ideastatica.com/support-center/general-theoretical-background> (hentet 29.03.2022)
- Jaspart, J. P. (2000). *General report: session on connections, Journal of Constructional Steel Research* (Vol.55 ed.).
- Ko, Y., Lee, P.-S., & Bathe, K.-J. (2016). *The MITC4+ shell element and its performance*. Elsevier Ltd.
- Larsen, P. K. (2020). *Dimensjonering av stålkonstruksjoner, 3. Utgave*. Fagbokforlaget.
- Larsen, P. K., Clausen, A. H., & Aalberg, A. (1993). *Stålkonstruksjoner: Profiler og formeler* (3. ed.). Trondheim: Fagbokforlaget.

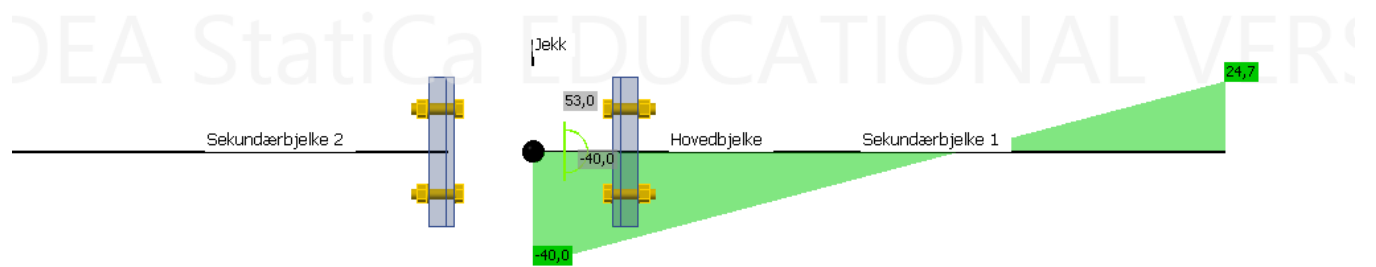
- Lee, M. (1999, juli 16). *Strength, stress and fracture analyses of offshore tubular joints using finite elements*. Retrieved from <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0143974X99000255>
- Lopez, M., Loureiro, A., Gutierrez, R., & Jose M, R. (2021). *A new analytical formulation for the stiffness and resistance of the additional plate in bending in beam-to-beam steel joints*. Retrieved Februar 5, 2022, from <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029620340773>
- Rhoades, E. A. (2011). Literature Reviews. In E. A. Rhoades, *The Volta review* (pp. 61.-71).
- Smith, A., & Coit, D. (1996). Penalty Functions. In A. Smith, & D. Coit, *Handbook of Evolutionary Computation* (p. Section C2). Pittsburgh: Institute of Physics Publishing and Oxford University Press.
- Standard Norge . (2019). *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet*. Lysaker: Standard Norge.
- Standard Norge. (2009). *Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints*. Oslo: Standard Norge.
- Standard Norge. (2015). *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger, NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015*. Lysaker.
- Torp, I. S. (2019, Mai 23). *Veiledning for forskningsetisk og vitenskapelig vurdering av kvalitative forskningsprosjekt innen medisin og helsefag*. Retrieved from Forskningsetikk: <https://www.forskningsetikk.no/retningslinjer/med-helse/vurdering-av-kvalitative-forskningsprosjekt-innen-medisin-og-helsefag/> (hentet 19.04.2022)
- Vild, M., Wald, F., & Sabatka, L. (2020, August). Steel connections. *STRUCTURE magazine*.
- Volksbolts. (2020, mai). *Volksbolts*. Retrieved from <http://www.volksbolts.com/faq/basics.htm>
- Wald, F., Wald, F., Sabatka, L., Bajer, M., Kozich, M., Vild, M., . . . Kurikova, M. (2021). *Component-based finite element design of steel design*. Praha: Czech Technical Universityin Prague.
- Yun, X., & Gardner, L. (2017). *Stress-strain curves for hot-rolled steels*. London: Department of Civil and Environmental Engineering, Imperial College London, South Kensington Campus.

Vedlegg

Vedlegg A Knutepunktets sammensetning i IDEA



Vedlegg B Lastpåføring i IDEA stivhetsanalyse



Vedlegg C Python script for bolte beregninger

```
##### Bolte beregninger

###beregningfaktorer###
k2=0.9 #skrue faktor
A=245
fub= 1000.0 #bruddspenning
As = 245 #Strekkspenning areal
lambda2= 1.25 #sikkerhetsfaktor
d0=22 #bolte hull diameter
p2=140
e2=70
e1=57
t=10 #mm Tykkelse plate
av=0.5
fu=430 #bruddspenningenplate
d=20
#alphab= e1/(3*d0)
#alphab=p1/(3*d0)-0.25
#alphab=fub/fu
alphab=0.86

#k1= 2.8*(e2/d0)-1.7 #min verdi av de tre k1
#k1=1.4*p2/d0-1.7
k1=2.5
dm=32
tp=10

##### For Bolt 1 i trykksone #####

FtEd= 2700
V=7800
#Strekkapasitet

FtRd = (k2*fub*As)/lambda2

#kapasitet for hullkanttrykk

FbRd =(k1*alphab*fu*d*t)/lambda2
```

```
#GjennomLokking

BpRd = (0.6 *3.1415*dm*tp*fu)/lambda2

#avskjæringskapasitet per snitt

FvRd = (av*fub*A)/lambda2

#kobinert skjær og strekk
#strekkekrefteneene i denne bolten er veldig liten så er uinteressant

#utnyttelse

Utskjær=V/FvRd*100
Utstrek=100*FtEd/(FtRd)

print('Strekkapasiteten er',FtRd)
print('Kapasitet for hullkanttrykk er',FbRd)
print('Kapasitet for gjennomlokking er',BpRd)
print('avskjæringskapasitet per snitt er',FvRd)
print('Utnyttelse av kapasiteten er ',Utskjær,'%')
print('Utnyttelse av kapasiteten er ',Utstrek,'%')
```

```
Strekkapasiteten er 176400.0
Kapasitet for hullkanttrykk er 147920.0
Kapasitet for gjennomlokking er 207489.792
avskjæringskapasitet per snitt er 98000.0
Utnyttelse av kapasiteten er 7.959183673469387 %
Utnyttelse av kapasiteten er 1.530612244897959 %
```



```

##### For Bolt 3 i strekksonen #####

###beregningfaktorer###
k2=0.9 #skruer faktor
A=245
fub= 1000.0 #bruddspenning
As = 245 #Strekkspenning areal
lambda2= 1.25 #sikkerhetsfaktor
d0=22 #bolte hull diameter
p2=140
e2=70
e1=57
t=10 #mm Tykkelse plate
av=0.5
fu=430 #flytspenningen
d=20
#alphab= e1/(3*d0)
#alphab=p1/(3*d0)-0.25
#alphab=fub/fu
alphab=0.86

#k1= 2.8*(e2/d0)-1.7 #min verdi av de tre k1
#k1=1.4*p2/d0-1.7
k1=2.5
dm=32
tp=10

##### For Bolt 3 i strekksonen #####
V=7300
FtEd=92100

#Strekkekapasitet

FtRd = (k2*fub*As)/lambda2

#kapasitet for hullkantrykk

FbRd =(k1*alphab*fu*d*t)/lambda2

#GjennomLokking

BpRd = (0.6 *3.1415*dm*tp*fu)/lambda2

#avskjæringskapasitet per snitt

FvRd = (av*fub*A)/lambda2

#kobinert skjær og strekk

kombi=100*((V/FvRd)+(FtEd/(1.4*FtRd)))

#utnyttelse

Utskjær=V/FvRd*100
Utstrekk=100*FtEd/(FtRd)

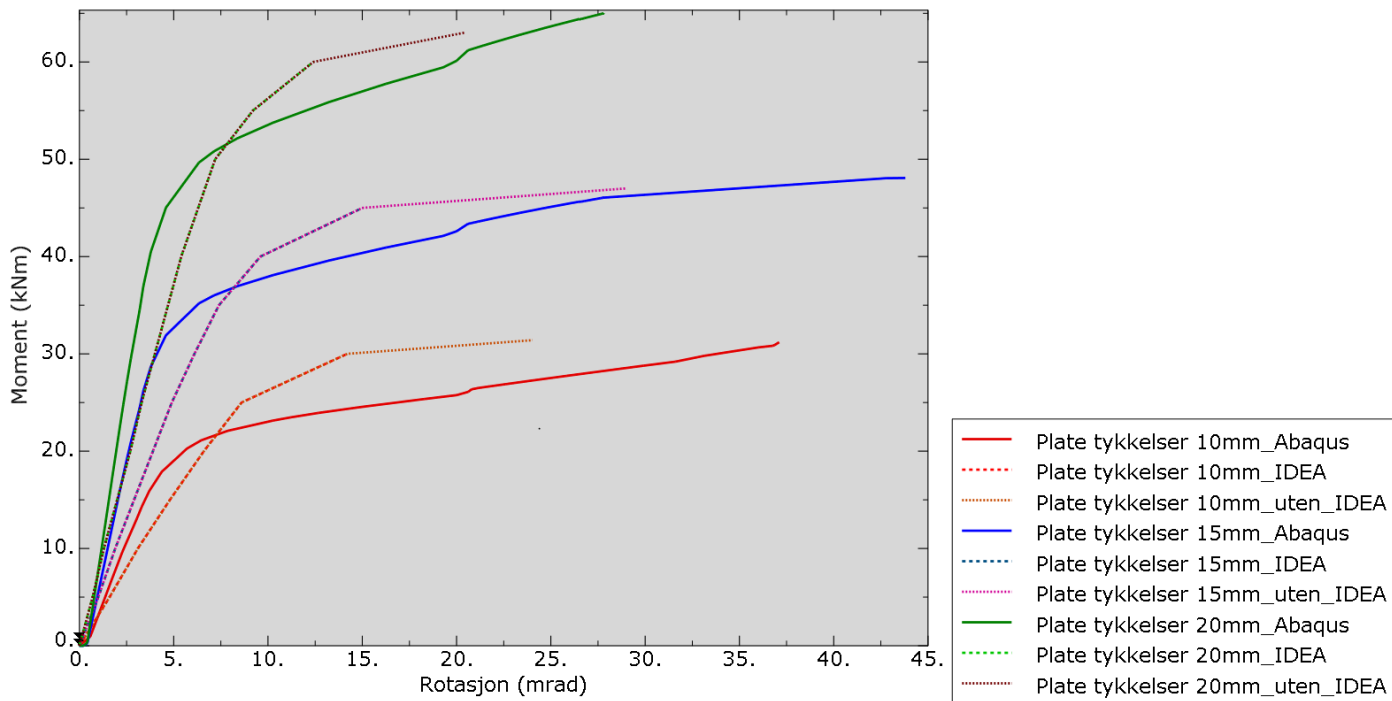
print('Strekkekapasiteten er',FtRd)
print('Kapasitet for hullkantrykk er',FbRd)
print('Kapasitet for gjennomlokking er',BpRd)
print('avskjæringskapasitet per snitt er',FvRd)
print('kobinert skjær og strekk av kapasiteten',kombi,'%')

print('Utnyttelse av kapasiteten er ',Utskjær,'%')
print('Utnyttelse av kapasiteten er ',Utstrekk,'%')

Strekkekapasiteten er 176400.0
Kapasitet for hullkantrykk er 147920.0
Kapasitet for gjennomlokking er 207489.792
avskjæringskapasitet per snitt er 98000.0
kobinert skjær og strekk av kapasiteten 44.74246841593781 %
Utnyttelse av kapasiteten er 7.448979591836736 %
Utnyttelse av kapasiteten er 52.2108843537415 %

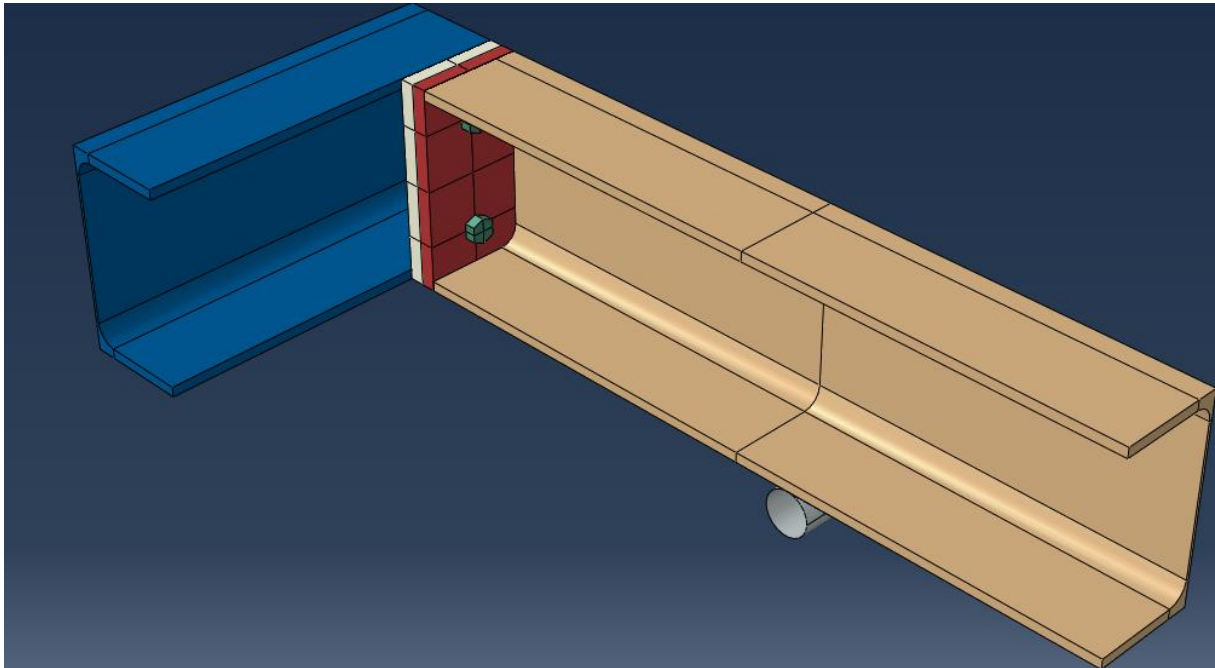
```

Vedlegg D Moment-rotasjonskurve sammenligning med og uten plastisk tøyning grenseverdier

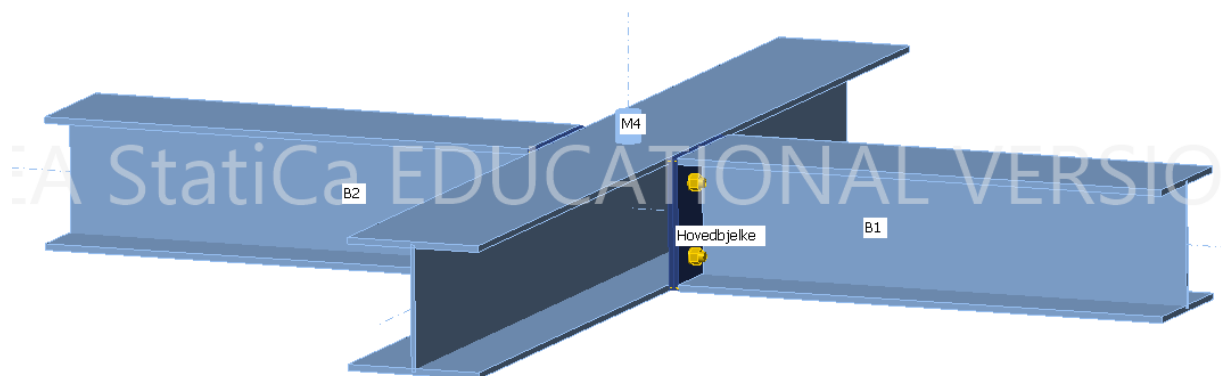


Figur Plate tykkelser xxmm_uten_IDEA illustrerer hvordan moment-rotasjonsforholdet blir med en tøyningsgrense på 20%

Vedlegg E Sammenligning av sammensetningen av knutepunkt



Knutepunktet med like platetykkelser i Abaqus



Knutepunktet med like tykkelser i IDEA

Vedlegg F Sammenligning av spenningsforløp i knutepunktet

