

Onur Kalayci  
Elhabib Mohammed  
Kim André Barlund

# Innfestingsløsninger ved utkragede balkonger

Bacheloroppgave i Konstruksjonsteknikk

Veileder: Guomin Ji

Medveileder: Lars-Oddvar Klevebråten Haraldsen og Lars Ola  
Johansen Reinset

Mai 2022



Onur Kalayci  
Elhabib Mohammed  
Kim Andrè Barlund

# **Innfestingsløsninger ved utkragede balkonger**

Bacheloroppgave i Konstruksjonsteknikk  
Veileder: Guomin Ji  
Medveileder: Lars-Oddvar Klevebråten Haraldsen og Lars Ola  
Johansen Reinset  
Mai 2022

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for vareproduksjon og byggingsteknikk



Kunnskap for en bedre verden



## Sammendrag

Dagens innfestningsløsninger for utkragede balkonger er tidkrevende og lite effektive. Dette skaper rom for forbedring. Ulike bæresystemer kan benyttes avhengig av prosjekt, men basert på oppdragsgivers behov ser oppgaven på utkragede balkonger ved bruk av stålbjelker. Her vil eksisterende og nye løsninger presenteres, og sammenlignes.

Utkragede balkongbjelker av stål kan utføres på to måter: momentstivt eller tilnærmet momentfri ved bruk av strekkstag. Basert på en gitt balkongstørrelse utføres en grundig analyse, der begge alternativene sammenlignes. Analysen konkluderer med at alternativet med strekkstag kommer med størst økonomisk og miljømessig gevinst. Basert på denne konklusjonen gis innfestningsløsninger som er momentfri videre i oppgaven.

En tradisjonell knuteplate for I-profiler er valgt som eksisterende løsning. Her gis en helhetlig dimensjoneringsprosess, med fokus på håndberegninger. Simulasjon i IDEA StatiCa presenteres til slutt for sammenligning. Løsningen er svært effektiv, og krever kun bruk av bolter på byggeplass ved riktig prefabrikkering.

Den nye løsningen som presenteres ønsker å svare på behovet for effektivisering av forbindelse. Løsningen består av to kuleformede komponenter som kobles sammen. En slik kobling vil verken kreve sveising eller bolting på byggeplass. Statisk simulasjon er utført i Solidworks for å beregne mekaniske egenskaper. Resultatene indikerer svært høye spenninger selv om stor geometri benyttes. Løsningen kan dermed ikke benyttes ved den gitte balkongstørrelsen i oppgaven. Reduksjon av lastvirkning viser at «kulekoblingen» kan være anvendbar ved smalere balkonger.

En sammenligning av begge løsningene basert på valgte kriterier viser at den tradisjonelle knuteplaten er overlegen. Minimal kompleksitet og materialbruk gir en økonomisk løsning, som samtidig er bærekraftig. «Kulekoblingen» bør fortsatt analyseres i videre arbeid.

### Stikkord:

Utkragede balkonger	Bjelke med strekkstag
Innfestningsløsning	Knuteplate

# Forord

Denne bacheloroppgaven er gjennomført våren 2022, og utgjør det avsluttende arbeidet på byggingeniørstudiet ved NTNU i Gjøvik. Oppgaven er skrevet av Onur Kalayci, Kim André Barlund og Elhabib Mohammed. Alle er spesialisert i studieretning konstruksjonsteknikk.

Opplandske Betong Prosjektering AS har vært oppdragsgiver, og jobber med prosjektering av bæresystemer. Etter samtale med bedriften ble det avklart at temaet skulle omhandle innfestningsløsninger ved utkragede balkonger. Gruppen ønsket å gå videre med denne oppgaven fordi den gir et innblikk i en reell problemstilling fra en prosjekterende aktør. Alle studenter har planer om å jobbe innen RIB-bransjen etter fullført bachelorgrad, og oppgaven anses derfor som særdeles relevant.

Oppgaven omhandler konstruksjonsfaget stål, noe som vi har stor interesse for. En konstruksjonsbasert oppgave muliggjør bruk av kunnskap som har blitt opparbeidet gjennom studiet, samtidig som ny kunnskap kan tilegnes og benyttes.

Vi ønsker å takke vår interne veileder Guomin Ji for god rådgivning gjennom oppgaven, og et hyggelig samarbeid. Lærerrike møter har blitt holdt jevnlig, noe som settes pris på. Videre ønsker vi å takke Opplandske Betong Prosjektering AS for en spennende og relevant oppgave. Til slutt har vi lyst til å takke Lars-Oddvar Klevebråten Haraldsen og Lars Ola Johansen Reinset fra Opplandske Betong Prosjektering AS, og Arne Ilseng, Førsteamanuensis/Nestleder for utdanning IVB ved NTNU for gode tilbakemeldinger underveis i prosessen.

*Gjøvik, 14. mai 2022*

Onur Kalayci

Onur Kalayci

Kim André Barlund

Kim André Barlund

ELHABIB MOHAMMED

Elhabib Mohammed

## **Abstract**

Today's fastening solutions for cantilevered balconies are time-consuming and inefficient. This creates room for improvement. Different support systems can be used depending on the project, but based on Opplandske Betong Prosjektering AS needs, the task looks at cantilevered balconies using steel beams. Here, existing, and new solutions will be presented and compared.

Cantilevered balcony beams can be made in two ways: moment-rigid or virtually moment-free when using tension rods. Based on a given balcony size, a thorough analysis is performed, where both options are compared. The analysis concludes that the alternative with tension rods comes with the greatest economic and environmental benefit. Based on this conclusion, fastening solutions that are moment-free are given further in the thesis.

A traditional fin plate for I-profiles has been chosen as the existing solution. A comprehensive dimensioning process is provided, with a focus on handwritten calculations. Simulation in IDEA StatiCA is finally presented for comparison. The solution is very effective and only requires the use of bolts on the construction site with proper prefabrication.

The new solution that is presented tries to respond to the need for streamlining the connection. The solution consists of two spherical components that are connected. Such a connection will not require welding or bolting on the construction site. Static simulation is performed in Solidworks to calculate strength properties. Results indicate very high stresses even if large geometry is used. The solution cannot be used at the given balcony size in the problem. The reduction of load shows that the ball coupling can be used for narrower balconies.

A comparison of both solutions based on selected criteria shows that the traditional fin plate is superior. Minimal complexity and material use provide an economical solution, which is also sustainable. The ball coupling should still be analyzed in further work.

# Innholdsfortegnelse

Sammendrag .....	i
Forord .....	ii
Abstract .....	iii
Innholdsfortegnelse .....	iv
Figurliste.....	viii
Tabelliste .....	xi
Symbolliste.....	xii
1 Innledning.....	1
1.1 Bakgrunn .....	1
1.2 Beskrivelse av dagens løsninger.....	1
1.3 Problemstilling .....	3
1.4 Oppgavestruktur .....	3
1.5 Avgrensninger .....	4
2 Metode.....	5
2.1 Standarder.....	5
2.2 Materialparametre .....	6
2.3 Programvarer .....	6
3 Grunnlag og teori.....	7
3.1 Grunnlag for lastkombinering .....	7
3.1.1 Lastkombinering i bruddgrensetilstand .....	7
3.1.2 Lastkombinering i bruksgrensetilstand.....	7
3.2 Beregning av a-mål for kilsveis.....	8
3.3 Beregning av forspenning .....	9
3.4 Elementmetoden.....	10
3.4.1 Generelt om elementmetoden.....	10
3.4.2 Mesh og konvergenstudie .....	11
4 Analyse av utkragede balkongbjelker.....	14
4.1 Bestemmelse av lastvirkning i analyse.....	14
4.2 Utførelse .....	15
4.3 Kapasitetspåvirkning av hovedkomponenter.....	16
4.3.1 Kapasitetspåvirkning av søyle.....	16
4.3.2 Kapasitetspåvirkning av bjelke.....	17
4.3.3 Videre analyse av kapasitetspåvirkning av bjelke .....	18
4.4 Analyse av bjelke med strekkstag .....	20
4.4.1 Plassering av strekkstag langs bjelken .....	20
4.4.2 Høyde av strekkstag .....	21



4.5 Dimensjonering av forbindelse.....	22
4.5.1 Dagens løsninger for bjelke- strekkstag forbindelse .....	23
4.5.2 Plassering av knuteplate på bjelke.....	24
4.5.3 Endelig valg av forbindelse som skal dimensjoneres .....	26
5. Eksisterende innfestingsløsning - Ensidig knuteplate .....	27
5.1 Generelt .....	27
5.2 Utgangspunkt for bjelke- og søyleverrsnitt .....	28
5.3 Geometri.....	28
5.3.1 Generell geometri .....	28
5.3.2 Videre geometri for fabrikasjon .....	30
5.4 Kontroll av duktilitet og rotasjonsevne .....	30
5.5 Grunnlag for statisk analyse .....	31
5.6 Kontroll av knuteplate .....	33
5.6.1 Lastvirkning.....	33
5.6.2 Flyting .....	34
5.6.3 Avskjæring .....	36
5.6.4 Blokkutrivning.....	38
5.7 Kontroll av bolter .....	39
5.7.1 Oppfyllelse av minsteavstander iht. NS-EN-1993-1-8.....	39
5.7.2 Lastvirkning på bolter.....	40
5.7.3 Avskjæring .....	41
5.7.4 Hullkantrykk.....	41
5.8 Bestemmelse av a-mål for kilsveis .....	43
5.8.1 Knuteplate .....	43
5.9 Kontroll av bjelke.....	45
5.9.1 Flyting .....	45
5.9.2 Avskjæring og blokkutrivning.....	47
5.10 Kontroll av søyle .....	48
5.10.1 Lokal kontroll .....	48
5.10.2 Videre dimensjonering .....	49
5.11 Kontroll av forbindelsen i IDEA statiCa .....	50
5.11.1 Resulater .....	51
5.11.2 Diskusjon.....	53
5.12 Alternativ utforming for hulprofil .....	54
6. Forslag til ny innfestingsløsning - Kulekobling .....	55
6.1 Generelt .....	55
6.1.1 Om løsningen .....	55

6.1.2 «Klikkforbindelse» .....	56
6.1.3 Forenklet geometri.....	58
6.3 Geometri.....	59
6.3.1 Generell geometri .....	59
6.3.2 Geometri for fabrikasjon .....	60
6.4 Statisk analyse i Solidworks.....	61
6.4.1 Grunnlag for statisk analyse .....	61
6.4.2 Statisk analyse av kule.....	63
6.4.3 Statisk analyse av kuleholder .....	64
6.4.4 Diskusjon.....	66
6.5 Valg av fasthetsklasse og stålsort.....	67
6.6 Bestemmelse av a-mål for kilsveis .....	69
6.6.1 Generelt om sveising med tykt grunnmateriale .....	69
6.6.2 Maksimums- og minimumskrav for a-mål .....	71
6.6.3 Bestemmelse av a-mål for kuleholder .....	72
6.6.4 Bestemmelse av a-mål for kule .....	74
6.7 Kontroll av bjelke.....	75
6.7.1 Lokal kontroll og behov for stegforsterking.....	75
6.8 Kontroll av søyle .....	76
6.8.1 Lokal kontroll og behov for stegforsterkning.....	76
6.9 Begrensninger.....	77
6.9.1 Styrke.....	77
6.9.2 Økonomi.....	78
6.9.3 Miljø .....	79
6.10 Videre arbeid .....	79
7. Sammenligning av løsninger .....	81
7.1 Kriterier og vektning .....	81
7.2 Beslutningsmatrise .....	82
7.3 Sluttevaluering av løsninger .....	83
8 Prototyper .....	84
8.1 Utførelse .....	84
8.2 3D-print av ensidig knuteplate .....	84
8.3 3D-print av kulekobling .....	85
9. Konklusjon .....	88
Litteraturliste .....	89
Vedlegg .....	94



# Figurliste

Figur 1:Oppdragsgivers løsning på et prosjekt. Brakett med pigg som balkong heises på, og gyses fast til. I tillegg benyttes strekkstag.....	2
Figur 2:Typisk utførelse av utkraget balkong. Stålbjelker benyttes i kombinasjon med betongstøp. ....	3
Figur 3: Spenningskomponenter i likebeint kilsveis (Johansen, n.d)). .....	8
Figur 4: Første – og andre ordens elementer i Solidworks (Solidworks, 2020).....	11
Figur 5: eksempel på oppnådd konvergens (til venstre) og divergens (til høyre).....	12
Figur 6: «Mesh control» funksjonen i Solidworks som muliggjør dannelse av lokalt mesh. ....	13
Figur 7: 2x5m balkong som er utgangspunkt for lastvirkning i oppgaven. ....	14
Figur 8: Utførelse av utkragede balkongbjelker. Momentfri i endepunkter (til venstre) og momentstiv (til høyre).....	15
Figur 9: Reaksjonskrefter ved løsning 2. ....	16
Figur 10: Reaksjonskrefter ved løsning 1. ....	17
Figur 11: Sammenligning av kapasitetsutnyttelse i bruddgrensetilstand iht. elastisitetsteori.....	17
Figur 12: Sammenligning av kapasitetsutnyttelse i bruksgrensetilstand. ....	18
Figur 13: Sammenligning av nedbøyning. ....	18
Figur 14: Valgt plassering, og tverrsnitt av bjelker når løsning 2 benyttes. Utgangspunktet er en 2x5m balkong.....	19
Figur 15: Kapasitetsutnyttelse i bruksgrensetilstand for valgte profiler.....	19
Figur 16: Sammenligning av kapasitetsutnyttelse i bruddgrensetilstand iht. elastisitetsteori som viser betydningen av strekkstagets plassering. ....	21
Figur 17: Forenklet modell av strekkstag med vertikal – og horisontal kraftkomponent.....	22
Figur 18: Bjelke med strekkstag som viser plassering av knutepunkt.....	23
Figur 19: Oppbygning av tradisjonell strekkstagløsning (Besista i.d). ....	23
Figur 20: Kapasitetstabell for strekkstag fra Pretec (Pretec 2 , 2016).....	24
Figur 21: Forskjellige plasseringer av knuteplate på bjelke. ....	24
Figur 22: bjelke med knuteplate plassert på oversiden. Avstand fra bjelketopp til senter av hull estimeres til å være 30mm.....	25
Figur 23: Knutepunkt A for bjelke med strekkstag. Forbindelsene i kapittel 3 og 4 dimensjoneres med utgangspunkt i dette knutepunktet. ....	26
Figur 24: Reaksjonskrefter som benyttes ved dimensjonering i kapittel 5 og 6. Verdier avrundes til nærmeste heltall. ....	26
Figur 25: Bjelke-søyle forbindelse ved bruk av ensidig knuteplate.....	27
Figur 26: Tverrsnittskontroll i bruddgrensetilstand iht. elastisitetsteori til venstre. Deformasjonskontroll i bruksgrensetilstand til høyre.....	28
Figur 27: Geometri for knuteplate. ....	29
Figur 28: Relevante avstander for knuteplate og bjelke. ....	29
Figur 29: Relevante dimensjoner som benyttes ved fabrikasjon. Stålmengde av knuteplate er også påført.....	30
Figur 30: To plasseringer av leddet som gir forskjellig dimensjoneringsprosedyre. Snitt av M – og V diagram er påført for å understreke forskjellene.....	32
Figur 31: Lastens angrepunkt i senter av bolter medfører eksentrisitet som må tas i betraktning. .	33
Figur 32: Eksentrisitet som skyldes ikke-sentrisisk belastning. Denne eksentrisiteten neglisjeres ved beregning.....	34
Figur 33: Knuteplate representert i et statisk system med belastning. ....	34

Figur 34: Visuell framstilling av spenninger ved innspenningsnitt. ....	35
Figur 35: Snitt av knuteplate der bolter befinner seg. Svekket tverrsnitt kan bemerkes. ....	36
Figur 36: Avskjæringssnitt for knuteplate. Vertikallast skaper skjærbrudd, og horisontallast skaper strekkbrudd. ....	37
Figur 37: Netto-dimensjoner av knuteplate som brukes ved beregning. ....	37
Figur 38: Eksempler på bruddform forårsaket av blokkutrivning. Figur 3.8 i NS-EN 1993-1-8. ....	38
Figur 39: Relevante bruddformer for knuteplate som må kontrolleres iht. AISC. ....	38
Figur 40: Ende-og hullavstander for bjelke og knuteplate. ....	40
Figur 41: Kraftfordeling på bolter. ....	40
Figur 42: Relevante avstander og betegnelser ved kontroll av horisontal hulkantrykk. ....	42
Figur 43: Relevante avstander og betegnelser ved kontroll av vertikal hulkantrykk. ....	42
Figur 44: Sveisesnitt ved øvre del av knuteplate. ....	43
Figur 45: Visuell framstilling av spenninger ved sveisesnitt. ....	44
Figur 46: Snitt av bjelke der bolter befinner seg. Svekket tverrsnitt kan bemerkes. ....	45
Figur 47: Visuell framstilling av spenninger ved svekket tverrsnitt av bjelke. ....	46
Figur 48: Relevant bruddform for bjelke som må kontrolleres. ....	47
Figur 49: «Knivforbindelse» sikrer at lasten fordeles i begge tynnvegger. ....	48
Figur 50: Eksentrisitet for søyle som må tas i betraktning. ....	49
Figur 51: Modell av knutepunkt i IDEA StatiCa. ....	50
Figur 52: Von Mises spenningsplott, og spenningsverdier for søyle, bjelke og knuteplate. ....	51
Figur 53: Resulterende kraft for bolter i IDEA StatiCa. Kapasitet av hulkantrykk $F_b, R_d$ – og avskjæring $F_v, R_d$ er også oppgitt. ....	52
Figur 54: Spenningsverdier for sveiser i IDEA StatiCa. ....	52
Figur 55: Tøyningsplott som viser mest påkjent område i knutepunkt. ....	53
Figur 56: Alternativ innfestningsløsning ved bruk av hulprofil. ....	54
Figur 57: Bjelke-søyle forbindelse ved bruk av kulekobling. ....	55
Figur 58: Illustrasjon av komponenter ved kulekobling. ....	55
Figur 59: Typisk tilhengerfeste som er inspirasjon for løsningen (wikiHow, 2020). ....	56
Figur 60: vertikalsnitt av forbindelsen. Hulrom mellom komponentene kan bemerkes. ....	56
Figur 61: 3D print av kuleholder med «vegger». ....	57
Figur 62: 3D print av kule og kuleholder. Figuren illustrerer «klikkløsningen» nærmere. ....	57
Figur 63: Tverrsnittskontroll i bruddgrensetilstand iht. elastisitetsteori til venstre. Deformasjonskontroll i bruksgrensetilstand til høyre. ....	58
Figur 64: Geometri for kule og kuleholder. ....	59
Figur 65: Kulekobling med tilhørende hovedkomponenter. ....	60
Figur 66: Relevante dimensjoner som benyttes ved fabrikasjon. Stålmengde av komponentene er også påført. ....	60
Figur 67: Utførelse av simulasjon i Solidworks. Hele bæresystemet, inkludert kulekoblingen modelleres sammen. ....	61
Figur 68: Reaksjonskrefter ved kulekobling generert av Solidworks. ....	61
Figur 69: «Contact» kontaktbetingelse mellom kule og kuleholder til venstre. «Bonded» kontaktbetingelse mellom kule og bjelke til høyre. ....	62
Figur 70: Spenningsplott for kule og kuleholder basert på simulasjon med 15mm global mesh-størrelse. ....	63
Figur 71: Plassering av lokalt mesh for kule. ....	63
Figur 72: Konvergensplott. ....	64
Figur 73: Spenningsplott for kule ved simulasjon med lokal meshstørrelse 1,4mm. ....	64
Figur 74: Plassering av lokalt mesh for kule. ....	65

Figur 75: Konvergensplott. ....	65
Figur 76: Spenningsplott for kule ved simulasjon med lokal meshstørrelse 1,4mm. ....	65
Figur 77: Spenningsresultat på kule basert på lastvirkning av 3x2m balkong. ....	67
Figur 78: Utførelse av sveis. God gjennombrenning til venstre. Manglende gjennombrenning til høyre(AWI, 2014). ....	69
Figur 79: Økende gjennombrenning utover det minimale vil øke det virkelige a-målet, men gir ingen flere styrkemessige fordeler (AWS, i.d).....	70
Figur 80: Vertikal– og horisontalbelastning med tilhørende eksentrisiteter for sveis.....	72
Figur 81: Fiktiv sveisesnitt for beregning basert på effektive lengder. ....	73
Figur 82: Sveisesnitt for beregning.....	74
Figur 83: Visuell framstilling av spenninger for sveisesnitt. ....	75
Figur 84: Kulen fører til at belastningen angriper bunnen av bjelken i et større område. ....	76
Figur 85: 3D-print av knuteplate med søyleinnfesting.....	84
Figur 86: knuteplaten ferdig montert på balkong. ....	85
Figur 87: 3D-print av kuleholderen. ....	85

# Tabelliste

Tabell 1: Oversikt over symboler benyttet i oppgaven .....	xii
Tabell 2: Standarder som benyttes i rapporten. ....	5
Tabell 3: Stålparametre som benyttes i rapporten. ....	6
Tabell 4: Programvarer som benyttes i rapporten. ....	6
Tabell 5: Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand basert på ugunstig valg av lastfaktorer. Bestemmelse av $\psi_0$ er gjort iht. NA. A1.2.2.....	7
Tabell 6: Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand.....	7
Tabell 7:7 Bolttype benyttet i oppgaven. ....	10
Tabell 8: Egenlast og nyttelast per m <sup>2</sup> .....	14
Tabell 9: Egenlast og nyttelast per m.....	15
Tabell 10: Eksentrisitetsmoment for alle bjelketverrsnitt benyttet i oppgaven. ....	26
Tabell 11: Utdrag fra tabell 10.9 i «Fundamentals of Connection Design: Shear Connections, part 2. ....	31
Tabell 12: Minsteavstander ved bruk av M16 bolt. ....	40
Tabell 13: Spenningsverdier av kule ved forskjellig element størrelse. ....	64
Tabell 14: Spenningsverdier av kule ved forskjellig element størrelse. ....	65
Tabell 15: Utdrag fra tabell NA.2 (903) i NS-EN 1993-1-10. ....	68
Tabell 16: Tabell 2 i AWS D.1.1.....	71

## Symbolliste

Symbol	Betydning	Symbol	Betydning
$f_y$	Flytegrense	$\sigma_x$	Aksialspenning i lengderetning
$f_u$	Bruddspenning	$\tau_v$	Skjærspenning grunnet skjærkraft
$f_{ub}$	Bruddspenning i bolt	$\tau_d$	Flyteskjærspenning
E	Elastisitetsmodul	$\sigma_{\perp}$	Aksialspenning normalt på sveisesnitt
$\rho$	Tetthet	$\tau_{\perp}$	Skjærspenning i sveisesnitt og normalt på sveisens lengderetning
t	Tykkelse	$\tau_{\parallel}$	Skjærspenning i sveisesnitt og parallelt med sveisens lengderetning
A	Tverrsnittsareal	$I_y$	2. arealmoment om sterk akse
$A_w$	Sveiseareal	$I_w$	2. arealmoment om sterk akse for sveis
$A_s$	Spenningsareal for bolt	A	Sveisens a-mål
$M_y$	Bøyemoment om sterk akse	$\beta_w$	Korrelasjonsfaktor for sveis
T	Torsjonsmoment	$L_{eff}$	Sveisens effektive lengde
V	Skjærkraft	$\gamma_{m2}$	Materialkoeffisient som benyttes ved beregning av knutepunkt
N	Aksialkraft	d	Diameter av bolt
$d_0$	Diameter av bolthull		

Tabell 1: Oversikt over symboler benyttet i oppgaven



# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunn

I dag stilles det strenge krav til prosjektering av utkragede balkonger, både til styrke og effektivitet. Opplandske Betong Prosjektering AS beskriver monteringsprosessen ved dagens løsninger som tidkrevende og avansert. Dette resulterer i at byggeprosessen tar lenger tid enn estimert. Samtidig skaper det risiko for feil under montasje, noe som vil føre til tilleggskostnader.

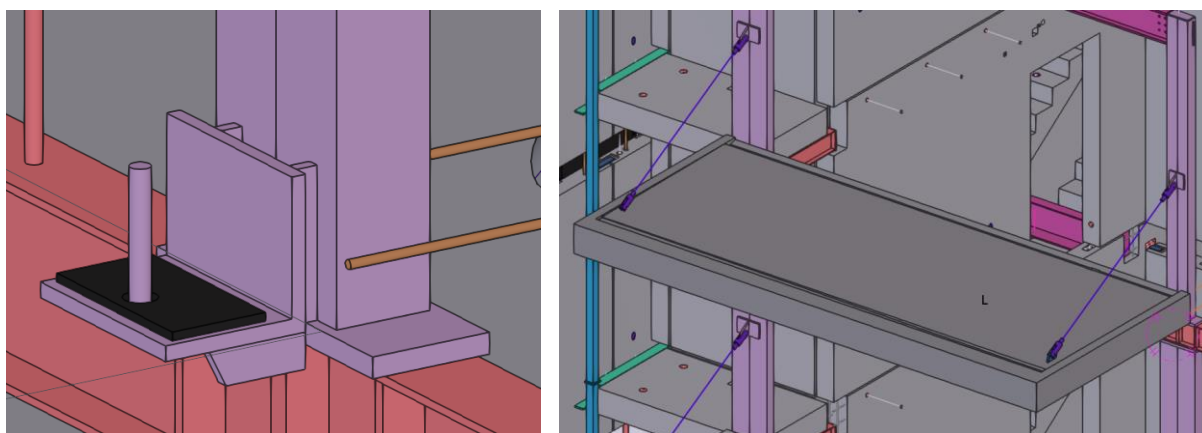
På byggeplassen benytter arbeiderne montasjeplan gitt av prosjekterende firma. En slik plan viser hva som skal monteres, og hvordan dette skal gjøres. Balkonger monteres i høyden, og krager ut fra søyler, noe som vil være fysisk krevende for arbeidere. På bakgrunn av dette er det viktig at innfestningsløsningen rundt balkongen er effektiv og lite tidkrevende. Siden ingeniøren får oppgaven med å dimensjonere innfestningsløsningen og produsere montasjetegninger, er det viktig at dette utføres på en måte som tar hensyn til forhold på byggeplassen. Samtidig må løsningen være økonomisk og miljømessig forsvarlig.

En effektiv innfestningsløsning som samtidig er økonomisk forsvarlig vil innebære at balkongen kan forbindes til hovedkomponenter med minimal utførelse. Dette vil si minst mulig bolting og sveising på byggeplass. Sveising på byggeplass er særlig ugunstig, og vil føre til store utførelseskostnader (Steelconstruction, 2020). Videre vil sannsynligheten for potensielle feil være større på byggeplass enn fabrikk. Slike feil kan medføre store forsinkelser, og i verste tilfelle må bygningsdeler konstrueres på nytt. Dette er verken bra for tid, økonomi eller miljø. Hovedfokuset ved dimensjonering av en forbindelse vil dermed være å rette alt sveisearbeid til fabrikasjon, slik at byggeprosessen effektiviseres.

## 1.2 Beskrivelse av dagens løsninger

Ved valg av utførelse av utkraget balkong er det hovedsakelig to alternativer som benyttes. Den tradisjonelle løsningen vil være å benytte utkragede stålbjelker i kombinasjon med betongstøp på byggeplass. Alternativt kan et komplett prefabrikkert system av betong benyttes, i kombinasjon med forbindelse av stål. Materialkostnader vil være en styrende faktor ved bestemmelse av løsning, men generelt sett vil valget være prosjektavhengig. Dette medfører at begge alternativer benyttes.

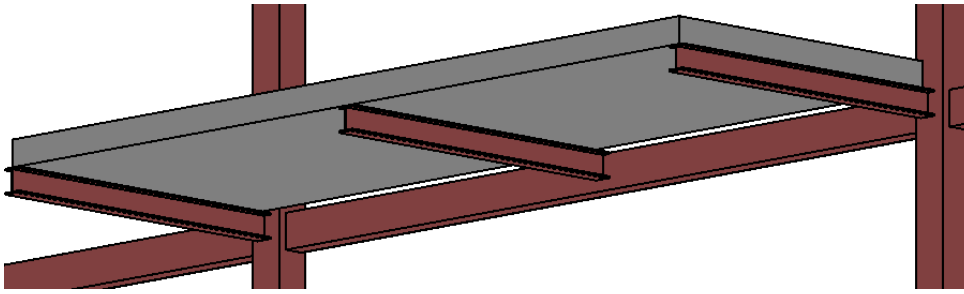
En prefabrikkert betongbalkong er bygget opp av et komplett system bestående av bjelker og dekke av betong. Riktig størrelse, og armeringsutførelse benyttes slik at balkongen har de mekaniske kravene som er nødvendige. Løsningen kommer ferdigstøpt med korrugerte rør slik at balkongen kan festes til bæresystemet ved bruk av stålforbindelse. Selve forbindelsen kan utføres på flere måter. I et tidligere prosjekt fra oppdragsgiver ble en vinkelbrakett med påsveiset pigg benyttet. På byggeplass heises det prefabrikkerte systemet på braketten, og deretter gyses det med ekspanderende mørtel eller Nonset i hulrom, slik at balkongen sitter fast.



*Figur 1: Oppdragsgivers løsning på et prosjekt. Brakett med pigg som balkong heises på, og gyses fast til. I tillegg benyttes strekkstag.*

Oppdragsgiver har egen fabrikk på Dokka som produserer ferdigbetong, og prefabrikkerte betongelementer. Samarbeidet mellom prosjekteringsavdelingen og fabrikkens resulterer i at det prefabrikkerte systemet bygges opp etter ønsket evne. Opplandske Betong Prosjektering AS har dermed mye erfaring ved bruk av prefabrikkerte elementer, og forbindelsene som kommer med prosjektering.

Bæresystemet til balkongen kan alternativt utføres ved å benytte utkragede stålbejelker i kombinasjon med støp på byggeplass. Betongen vil overføre lastvirkning til bejelker, som benyttes til lastoverføring videre i hovedbæresystemet. Utkragingen av bejelker kan utføres momentstivt, eller ved bruk av strekkstag. En slik løsning muliggjør en rekke forbindelser som knutepunkt.



Figur 2: Typisk utførelse av utkraget balkong. Stålbjelker benyttes i kombinasjon med betongstøp.

Begge løsningene anvendes avhengig av prosjekt. Ved bygg der etasjeskillere er utført med prefabrikkerte hulldekker vil en prefabrikkert balkong være gunstig. En slik løsning vil ikke nødvendiggjøre tilleggsarbeid i form av støping og forskaling. Andre bygg kan utføre etasjeskillere med betong i form av tradisjonell påstøp. Siden dette behovet allerede er til stede, kan balkongen støpes i tråd med etasjeskillere. Arbeidet vil dermed ikke ses på som et tillegg.

### 1.3 Problemstilling

Oppgaven ønsker å finne svar på effektivisering av innfestingsløsninger, gitt behovet fra Opplandske Betong Prosjektering AS. Grunnet oppdragsgivers ekspertise på prefabrikkerte betongbalkonger vil en videre analyse i denne retningen ikke anses som nødvendig.

Besvarelsen skal dermed utføres på basis av utkragede stålbalkonger, og innfestningsløsninger som kommer med dette. Følgende spørsmål skal besvares gjennom oppgaven:

- Hvilken utførelse av utkraget balkongbjelke gir størst økonomisk og miljømessig gevinst for oppdragsgiver?  
Ut ifra balkongbjelken som er valgt:
- Hvilken eksisterende innfestingsløsning kan benyttes?
- Hvilken ny innfestingsløsning kan benyttes?
- Hvilken av innfestingsløsningene som presenteres tilfredsstillere oppdragsgivers behov?

### 1.4 Oppgavestruktur

Kapittel 1 utgjør innledning, og definerer problemstillingen for oppgaven. I kapittel 2 og 3 beskrives metodikk, og nødvendig teori. En analyse av utkragede balkongbjelker utføres i kapittel 4 basert på gitt lastvirkning. Dette danner grunnlaget for dimensjonering av innfestningsløsninger. Videre er oppsettet slik at løsningene som presenteres har fått hvert sitt

kapittel. Eksisterende løsning vises fram i kapittel 5, og ny løsning presenteres i kapittel 6. Disse to kapitlene utgjør hoveddelen av oppgaven.

Innfestningsløsningene sammenlignes og vurderes opp mot hverandre i kapittel 7, basert på valgte kriterier. Kapittel 8 omhandler praktisk visualisering av løsningene, der 3D printing er benyttet i kombinasjon med en test rigg. Videre gis konklusjon i kapittel 9, etterfulgt av litteraturliste og vedlegg.

## **1.5 Avgrensninger**

Kuldebroproblematikk og vannavrenning ved utkragede balkonger vil ikke diskuteres i denne oppgaven. Problemstillingen begrenses til å omhandle styrkemessige og praktiske forhold på byggeplass.

## 2 Metode

Oppgaven besvarer problemstillingen ved å presentere eksisterende og ny innfestingsløsning. Ved eksisterende løsning benyttes håndberegninger for å framstille mekaniske egenskaper. Simulering ved programvare benyttes videre til sammenligning. Ved ny løsning vil ikke håndberegninger være tilstrekkelig, grunnet komplisert geometri. Simulering med programvare benyttes derfor. Alle beregninger i oppgaven utføres iht. Eurokoder og relevante publikasjoner.

### 2.1 Standarder

Eurokoder vil hovedsakelig være utgangspunktet for bestemmelse av lastvirkning, og alle beregningene som utføres. Nasjonale utgaver vil benyttes slik at prosjekteringsbestemmelser i Norge ivaretas.

Navn	Kategori	Beskrivelse
NS-EN 1990	Grunnlag	Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
NS-EN 1991 1-1	Laster på konstruksjoner	Allmenne laster tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
NS-EN 1991 1-5	Laster på konstruksjoner	Termiske påvirkninger
NS-EN 1993 1-1	Stålkonstruksjoner	Allmenne regler og regler for bygninger
NS-EN 1993 1-5	Stålkonstruksjoner	Plater påkjent i plateplanet
NS-EN 1993 1-8	Stålkonstruksjoner	Knutepunkter og forbindelser
NS-EN 1993 1-10	Stålkonstruksjoner	Materialets bruddseighet og egenskaper i tykkelsesretningen
NS-EN 1090 -2	Utførelse av stålkonstruksjoner	Tekniske krav til stålkonstruksjoner
NS-EN ISO 898-1	Mekaniske egenskaper for festelementer	Skruer og pinneskruer med spesifiserte fasthetsklasser Grovgjenger og fingjenger

Tabell 2: Standarder som benyttes i rapporten.

Der Eurokodene ikke spesifiserer tilstrekkelig informasjon vil publikasjoner fra American Institute of steel construction (AISC) benyttes. AISC er et teknisk institutt som har et mangfoldig bibliotek av dimensjoneringsprinsipper rundt stålkonstruksjoner (AISC, 2022).

Hovedbruksområdet av AISC i denne oppgaven vil være ved dimensjonering av eksisterende forbindelse som utføres i kapittel 5. Alle deler der AISC benyttes, opplyses i teksten og referanse til publikasjoner vil oppgis.

## 2.2 Materialparametre

Fasthetsklasse S355 benyttes i alle deler av konstruksjon dersom annet ikke er oppgitt. StåLPARAMETRE er valgt iht. NS-EN 1993 1-1, og Eurocode Applied (EA, 2022).

Parameter	Verdi	Enhet
$f_y$	355	MPa
$f_u$	490	MPa
E	210 000	MPa
$\rho$	7850	kg/m <sup>3</sup>

Tabell 3: StåLPARAMETRE som benyttes i rapporten.

## 2.3 Programvarer

Følgende programvarer vil benyttes gjennom oppgaven for både tegning og simulering:

Navn	Bruksområde
Solidworks	Tegning og simulasjon av forbindelser
IDEA StatiCa	Simulasjon av forbindelser
Focus Konstruksjon 2D	Simulasjon av hovedkomponenter

Tabell 4: Programvarer som benyttes i rapporten.

## 3 Grunnlag og teori

### 3.1 Grunnlag for lastkombinering

#### 3.1.1 Lastkombinering i bruddgrensetilstand

Ved dimensjonering av forbindelsene skal lastkombinering i bruddgrensetilstand benyttes. Bruddgrense omhandler tilstander der sammenbrudd av konstruksjonen er av interesse. Lastfaktorene gitt i en slik tilstand ivaretar graden av usikkerhet som kommer med estimering av lastvirkning. Lastkombinering i bruddgrensetilstand klargjøres iht. NS-EN 1990. Tabell NA. A1.2 (B) angir to muligheter for lastkombinasjon for brudd i konstruksjonselementer. Ugunstigste lastkombinasjon benyttes ved dimensjonering

	Lastfaktorer	
	6.10a	6.10b
<b>Egenlast</b>	1,35	1,2
<b>Nyttelast</b>	1,05	1,5

Tabell 5: Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand basert på ugunstig valg av lastfaktorer. Bestemmelse av  $\psi_0$  er gjort iht. NA. A1.2.2.

#### 3.1.2 Lastkombinering i bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstand omhandler tilstander der funksjonsdyktighet, komfort eller utseende er av interesse. Lastkombinering i bruksgrensetilstand klargjøres iht. NA. A2.4.1 i NS-EN 1990. Her oppgis tre muligheter for lastkombinasjon basert på bruksområde

Lastkombinasjon	Lastfaktorer	Bruksområde
Tilnærmet permanent	$G + \psi_2 Q$	Langtidsvirkninger og utseende
Ofte forekommende	$G + \psi_1 Q$	Reversible grensetilstander
Karakteristisk	$G + Q$	Irreversible grensetilstander

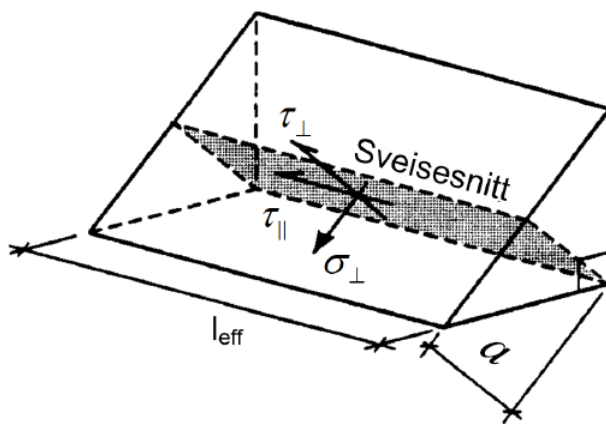
Tabell 6: Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand.

For bruksgrensetilstand er det ikke like åpenbart hvilke lastkombinasjoner som skal benyttes. Iht. NA. A1.4.2(2) fastsettes lastkombinasjon, og krav til begrensning i det enkelte prosjekt. Forskjellige prosjekter vil dermed ha ulike lastkombinasjoner, og henholdsvis ulike  $\psi$ -verdier.

Konservativt vil den karakteristiske kombinasjonen benyttes i denne oppgaven. Bruksgrensetilstanden vil ikke være anvendbar ved dimensjonering av forbindelsen, men benyttes videre i kapittel 4 ved dimensjonering og sammenligning av utkragede balkongbjelker.

### 3.2 Beregning av a-mål for kilsveis

All beregning av kapasitet for kilsveis utføres etter retningsmetoden i NS-EN 1993-1-8. Ved en slik metode omgjøres krefter til spenninger parallelt med, og på tvers av sveisens lengdeakse. Spenningene forutsettes å virke jevnt fordelt over hele sveisesnittet.



Figur 3: Spenningskomponenter i likebeint kilsveis (Johansen, n.d)).

Kapasitet til kilsveisen vil tilfredsstilles ved oppfyllelse av betingelsene gitt i 4.5.3.2 (6).

Disse er gitt nedenfor. Fasthetsklasse S355 vil benyttes i alle sveiseberegninger. Betingelsene kan dermed tallfestes direkte.

$$1) \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \rightarrow \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq 435,5$$

$$2) \sigma_{\perp} \leq 0,9 \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \rightarrow \sigma_{\perp} \leq 352,8$$

I denne oppgaven vil det kun beregnes på rettvinklede kilsveiser. I et slikt tilfelle vil  $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp}$ . Dette vil samtidig medføre at betingelse 2 ikke vil være utslagsgivende, noe som er bevist i vedlegg A. Vi har dermed kun betingelse 1 som må oppfylles for tilfredsstillende av kapasitet.



### 3.3 Beregning av forspenning

Forspenning er definert til å være strekkraften som oppstår i bolten ved påført torsjon, altså innstramming. Riktig estimat på forspenning kan være svært viktig for en forbindelse. For lite kan resultere i et løst knutepunkt, og for stor forspenning kan medføre deformasjon, og eventuelt brudd i bolten.

Å måle forspenning direkte på byggeplass kan være svært vanskelig. Med tradisjonelle løsninger vil dette kreve måling mellom begge flatene som kombineres, noe som kan være problematisk. Vanlig praksis er derfor å relatere forspenning til torsjon. Ulike formler og estimater er gitt for dette formålet, noen mer kompliserte enn andre. En svært vanlig empirisk formel som blir brukt i praksis er gitt under (Security Locknut, 2020). Denne formelen vil brukes som et estimat på torsjon i denne oppgaven.

$$T = K \cdot F \cdot D$$

Mutterfaktoren  $K$  er en dimensjonsløs faktor som tar hensyn til friksjon og andre relevante variabler som påvirker innstramming av bolten. For tradisjonelle usmørte bolter settes  $K$ -verdien vanligvis lik 0,2 (Security Locknut, 2020). Ved bruk av smøring kan mutterfaktoren bli enda lavere, noe som vil kreve mindre torsjon for å oppnå ønsket forspenning. Det er viktig å presisere at en slik faktor er et estimat, og ikke nødvendigvis den reelle verdien. Alt fra klimaforhold til rust i bolten kan være med å påvirke den reelle verdien av  $K$  (Smartbolts, n.d.). Et estimat på 0,2 vil fortsatt benyttes i denne oppgaven.

Forspenningskraften  $F$  er som nevnt tidligere, strekkraften i bolten som oppstår ved innstramming. Det ønskes at denne kraften er så stor som mulig, samtidig som plastisk deformasjon ikke skal oppstå i bolten. En slik kraft kalles for bevisbelastning. Dette er altså den maksimale strekkraften som kan påføres en bolt, uten at det plastiske området for bolten er nådd. Spenningsverdien til dette punktet kan finnes i NS-EN ISO 898-1 under tabell 3. Her er spenningsverdier oppgitt avhengig av fasthetsklasse.

Foretrukket forspenning bør ligge mellom 75-90% av bevisbelastning, avhengig av om bolten skal gjenbrukes eller ikke. For ikke-permanente bolter anbefales det å bruke 75% (Mechanicalc, i.d.). Bevisbelastning kan nå beregnes ved å multiplisere spenningsverdien med spenningsarealet til bolten.

$$F = 0,75 \cdot S_p \cdot A_s$$

I denne oppgaven vil det kun benyttes M16, 8.8 bolt. Forspenning og torsjon er beregnet for en slik bolt i tabellen nedenfor.

Bolttype	K	S <sub>p</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	D [mm]	F [kN]	T [kNm]
M16, 8.8	0,2	580	16	68,3	0,22

Tabell 7: Beregnet forspenning og torsjon for M16 8.8 bolt. Spenningsareal er bestemt ut ifra «Dimensjonering av stålkonstruksjoner» (Larsen, 2010, s.349)

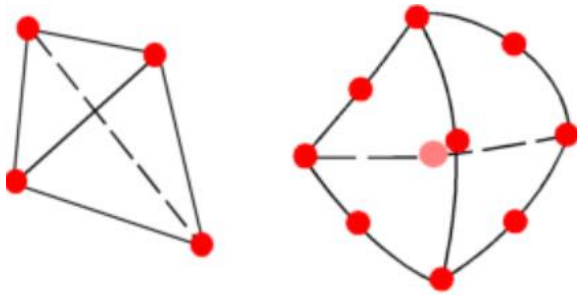
## 3.4 Elementmetoden

### 3.4.1 Generelt om elementmetoden

Elementmetoden er en numerisk løsningsmetode der kompliserte modeller deles i et begrenset antall elementer. En slik representasjon av en større geometrisk modell ved bruk av oppdeling er ofte kjent som mesh. Når elementene er delt opp, løses partielle differensialligninger for å tilnærme verdier på forskyvning og gradient hos hvert enkelt element. Disse verdiene kan videre brukes til å beregne spenning, noe som ofte er den ønskede parameteren i konstruksjonsteknisk sammenheng. I elementmetoden blir løsningen av alle enkelte ligninger satt sammen til et større system av ligninger som vil representere hele modellen.

I svært mange praktiske konstruksjonsproblemer er det vanskelig å finne eksakte løsninger. Elementmetoden brukes i slike tilfeller for å tilnærme svaret på disse løsningene. Metoden prøver å forutsi forskyvninger, spenninger og andre parametere gjennom oppdeling i elementer. Naturligvis vil antall elementer, og størrelsen på disse elementene påvirke nøyaktigheten på tilnærmingen. Dette diskuteres mer i kapittel 3.4.2.

Ved standard Solidworks simulering av tredimensjonal geometri benyttes “solid mesh”. Dette er oppdeling i små tetraeder elementer gjennom hele modellen. Slike tetraeder elementer kan velges til å være lineære første ordens elementer, eller parabolske andre ordens elementer.



Figur 4: Første – og andre ordens elementer i Solidworks (Solidworks, 2020)

På grunn av den paraboliske formen, og mengden frihetsgrader vil andre ordens elementer kunne tilnærme resultater med større nøyaktighet. Samtidig er det klart at oppdeling i mer komplekse elementer vil føre til langt større ressursbruk. I større geometri vil dette ha stor betydning. Grunnet ressursbegrensninger vil det kun benyttes første ordens elementer i denne oppgaven.

### 3.4.2 Mesh og konvergenstudie

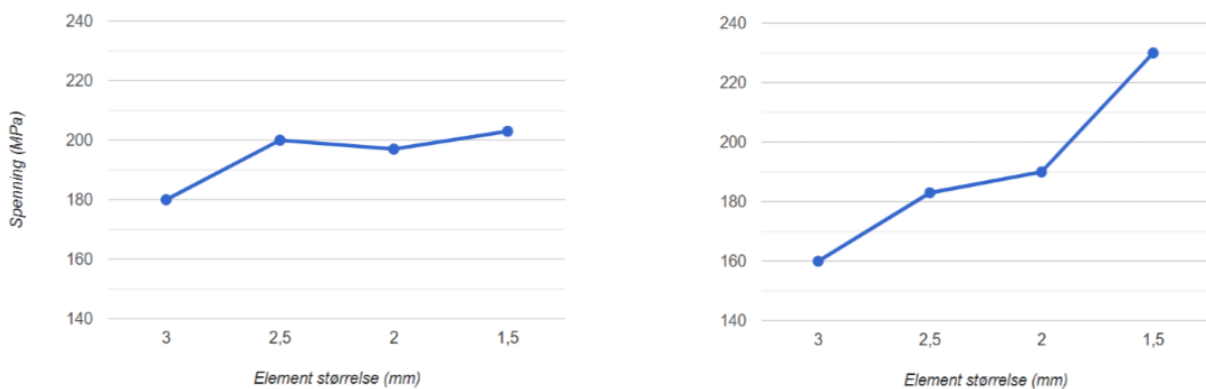
Valg av mesh har stor betydning på sluttresultatet i en FEA-analyse. Et mesh som er for grovt, vil produsere store elementer rundt liten geometri. En slik oppdeling vil ikke få fram detaljene som er nødvendige for å vise nøyaktige resultater. Dette kan resultere i undervurdering av spenninger. Ved å redusere meshstørrelsen kan resultater med større nøyaktighet oppnås, men dette må fortsatt tolkes med forsiktighet. Elementmetoden har ulemper som må tas i betraktning for å få en helhetlig forståelse av resultatene.

Singulariteter er en stor ulempe som kan oppstå i alle modeller. Dette er punkter der verdien av spenninger stiger mot uendelig når meshstørrelsen blir lavere. De underliggende årsakene bak dette fenomenet er svært kompleks, men i ingeniørmessig sammenheng er det tilstrekkelig å vite at singulariteter hovedsakelig vil oppstå i skarpe hjørner. I mange tilfeller vil det være nok å avrunde slike hjørner. Det er viktig å presisere at denne ulempen kun eksisterer i FEA-analyser. I virkeligheten vil kreftene i skarpe hjørner kunne fordele seg gjennom områder rundt. Dette betyr at singulariteter i sin helhet kan ignoreres, så lenge man er sikker på at andre faktorer ikke er i bildet. Dette er dessverre ikke alltid tilfellet.

Singulariteter oppstår vanligvis i områder der spenningskonsentrasjoner er høye. I motsetning til singulariteter er områder med høye spenningskonsentrasjoner et problem, og kan derfor ikke ignoreres. Man må altså klare å skille mellom disse to problemstillingene, noe som ikke

kan gjøres ved å kun se på en mesh størrelse. En konvergenstudie kan utføres for dette formålet.

I en konvergenstudie ser man på verdien av spenningen i ulike meshstørrelser, og fastslår om spenningene konvergerer. Disse verdiene kan fremstilles grafisk med spenningsresultater i y-aksen og element størrelse i x-aksen. Alternativt kan frihetsgrader i modellen benyttes i x-aksen. Spenningsverdiene i en slik studie er av interesse, men det viktigste er å se om differansen mellom spenningene blir mindre etter hvert som element størrelsen minker. Hvis dette er tilfellet har vi et tydelig tegn på konvergens, og de virkelige spenningene kan bestemmes. I motsatt tilfelle vil spenningen divergere, noe som kan tyde på høy spenningskonsentrasjon, eller singularitet. Dette prinsippet kan vises fram med eksempelet under.

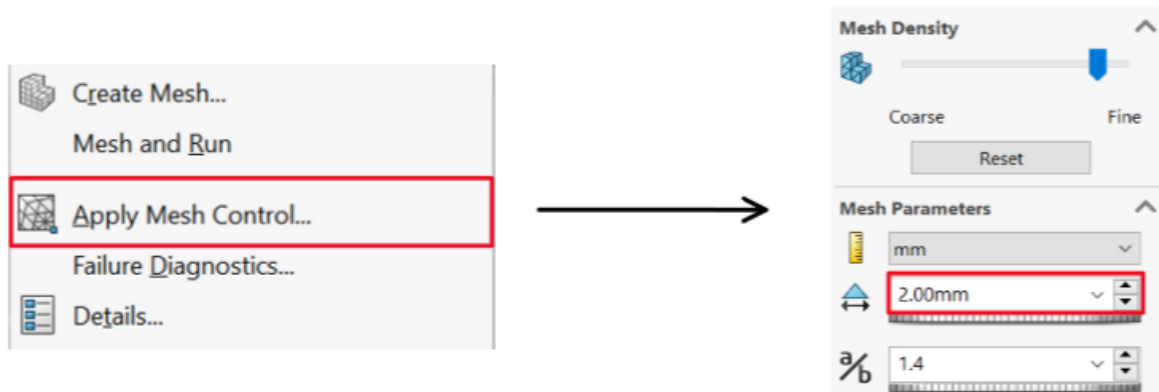


Figur 5: eksempel på oppnådd konvergens (til venstre) og divergens (til høyre).

I begge tilfellene er det framstilt spenningsverdier i fire forskjellige element-størrelser. Til venstre kan det observeres at lavere mesh fører til mindre differanse mellom spenningene. Kurven flater altså ut, noe som tyder på at konvergens er oppnådd. Til høyre derimot er det tydelig at spenningen divergerer. Minkende element-størrelse fører til at spenningene vokser til uendelig. Spenningene som er framstilt kan dermed ikke brukes, og dette området må analyseres nærmere.

I en standard FEA-analyse er global mesh-forfining svært ineffektivt. Dette skyldes ressursbegrensninger i systemet. Et finere mesh vil føre til mer nøyaktighet i modellen, men samtidig vil det gi flere elementer som systemet må beregne. I mange tilfeller er kun lokale områder med høy spenningskonsentrasjon av interesse. Dette vil være tilfellet i denne oppgaven. Ved å bruke “mesh control” funksjonen i Solidworks, kan et lokalt mesh dannes i

områder som er av interesse. Dette vil føre til at element-størrelsen kan reduseres utover det som hadde vært mulig hvis et globalt mesh ble benyttet.



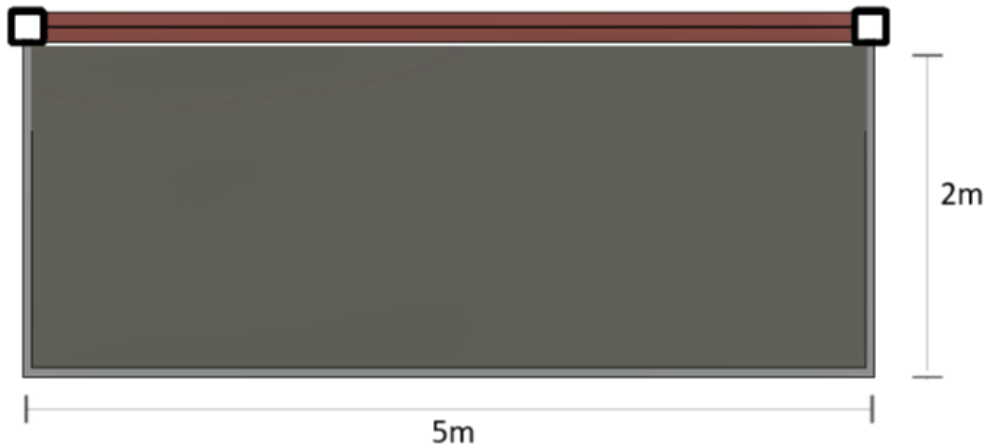
Figur 6: «Mesh control» funksjonen i Solidworks som muliggjør dannelse av lokalt mesh.

Ved å lage et lokalt mesh i områder med høy spenningskonsentrasjon kan vi oppnå effektive resultater, men hvordan skal disse områdene bestemmes? Første steg vil være å utføre en statisk analyse i Solidworks med standard globalt mesh. Dette vil vise et generelt bilde av alle områder som har høy spenningsverdi. Nå som disse kritiske områdene er kjent kan et lokalt mesh i ulike størrelser dannes enkeltvis. Til slutt vil konvergenstudier utføres for å være sikker på at alle spenningsverdier konvergerer. Ut ifra disse studiene vil de virkelige spenningsverdiene kunne estimeres i hvert enkelt kritisk område.

## 4 Analyse av utkragede balkongbjelker

### 4.1 Bestemmelse av lastvirkning i analyse

Ved bestemmelse av lastvirkning tas det utgangspunkt i en balkong med utkraging på 2m og lengde 5m. Disse dimensjonene danner grunnlaget for alle statiske analyser som utføres i rapporten.



Figur 7: 2x5m balkong som er utgangspunkt for lastvirkning i oppgaven.

For karakteristisk egenlast av rekkverk og balkongbelegg benyttes publikasjon fra Invisible Connections (IC, 2021). Bestemmelse av nyttelast gjøres iht. NA.6.3.1.2 i NS-EN 1991 1-1.

Enheter	Last/m <sup>2</sup>
Egenlast av armert betongdekke [kN/m <sup>2</sup> ]	2,5 <sup>1)</sup>
Egenlast av rekkverk [kN/m <sup>2</sup> ]	0,2
Egenlast av balkongbelegg [kN/m <sup>2</sup> ]	0,3
<b>Sum egenlast [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>3</b>
<b>Nyttelast [kN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>4</b>
<sup>1)</sup> Verdien er beregnet med utgangspunkt i 100mm armert betongdekke	

Tabell 8: Egenlast og nyttelast per m<sup>2</sup>.

I denne oppgaven er linjelasten av interesse. Siden all vekta fra balkongen bæres av to utkragede bjelker som festet til søyle, kan lastvirkningen gjøres om per meter ved å multiplisere lastene gitt i tabellen over med halvparten av lastbredden. Dette vil tilsvare  $\frac{5}{2}$  m. Linjelasten kan nå tallfestes.

Enheter	Last/m
Sum egenlast [kN/m]	7,5
Nyttelast [kN/m]	10

Tabell 9: Egenlast og nyttelast per m.

Basert på lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand kan det ugunstigste lasttilfellet bestemmes. Lastkombinasjon 6.10b) viser seg å være utslagsgivende.

$$6.10a) 1,35 \cdot 7,5\text{kN/m} + 1,05 \cdot 10\text{kN/m} = 20,6\text{kN/m}$$

$$6.10b) 1,2 \cdot 7,5\text{kN/m} + 1,5 \cdot 10\text{kN/m} = \underline{24\text{kN/m}}$$

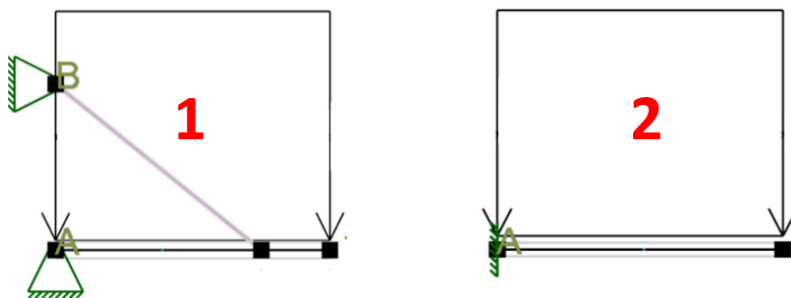
Karakteristisk lastkombinasjon i bruksgrensetilstand kan fastsettes. Denne belastningen skal benyttes ved sammenligning og dimensjonering av utkragede balkongbjelker.

$$6.14b) 10\text{kN/m} + 7,5\text{kN/m} = 17,5\text{kN/m}$$

## 4.2 Utførelse

Utkragede balkongbjelker utføres hovedsakelig på to måter:

1. Momentfri i endepunkter ved bruk av strekkstag
2. Momentstiv i endepunkt



Figur 8: Utførelse av utkragede balkongbjelker. Momentfri i endepunkter (til venstre) og momentstiv (til høyre)

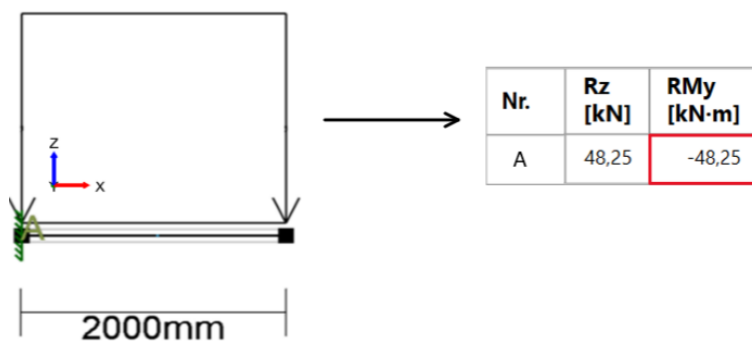
Bruk av strekkstag muliggjør enkle forbindelser, og gir styrkemessige fordeler for bjelke. En momentstiv bjelke kan komme med arkitektoniske fordeler, men vil kreve en større bjelkeprofil sammenlignet med løsning 1. Samtidig vil knutepunktet ved innspenning kreve nok stivhet for å overføre momentet. Slik stivhet kan oppnås ved sveising, eller ved tilstrekkelig mengde bolter. En grundig sammenligning av løsningene utføres i neste kapittel. Alle beregninger i Focus konstruksjon er lagt i vedlegg B1-B5.

## 4.3 Kapasitetspåvirkning av hovedkomponenter

### 4.3.1 Kapasitetspåvirkning av søyle

Ved kombinert aksial - og momentbelastning vil kapasitet av søyle svekkes betydelig. Begge metodene påfører naturligvis like mye aksialkraft i søylen. Det viser seg at dette også gjelder for moment. En statisk analyse i Focus Konstruksjon benyttes for å vise denne momentoverføringen. Utgangspunktet for geometri, og belastning i brudd- og bruksgrensetilstand ble gitt i kapittel 4.1.

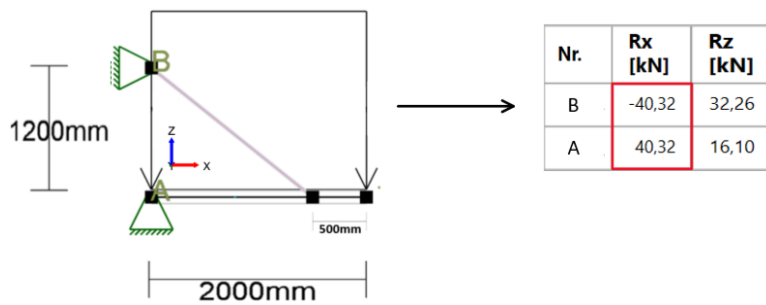
Løsning 2 analyseres først. Siden dette er en ren innspenning, vil all translasjon og rotasjon tas av opplager A. Verdien på momentet kan finnes direkte i Focus Konstruksjon.



Figur 9: Reaksjonskrefter ved løsning 2.

Momentdannelse i løsning 1 vil oppstå grunnet horisontale reaksjonskrefter i opplager A og B. Siden det kun er vertikal belastning på denne bjelken, vil de horisontale reaksjonskreftene være like store, og motsatt rettet. Dette er et horisontalt kraftpar. Verdien på disse reaksjonskreftene kan finnes i Focus Konstruksjon. Begrunnelse for høyde av strekkstag, og plassering langs bjelken er gitt i neste kapitler.





Figur 10: Reaksjonskrefter ved løsning 1.

Momentet som dannes av kraftparet kan bestemmes ved en likevektsbetraktning.

$$M = 40,3 \cdot 1,2 = 48,4 \text{ kNm}$$

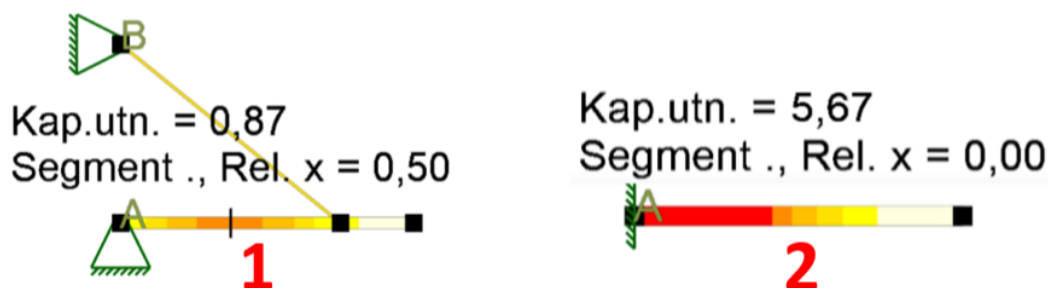
Dette viser at momentet som dannes er identisk med løsning 2. Små forskjeller i tallverdier skyldes avvik i elementmetoden. Det er viktig å presisere at dette momentet er uavhengig av høyde, og plassering av strekkstag. En høyere plassering vil gi større momentarm, men samtidig vil kreftene minke. Det samme gjelder når plassering langs bjelken forandres.

Søylens kapasitet er dermed uavhengig av løsningene som benyttes. I begge tilfeller må søylen dimensjoneres for en kombinasjon av aksialkraft og moment.

### 4.3.2 Kapasitetspåvirkning av bjelke

For å fastslå kapasitetspåvirkningen av bjelken kan en sammenligning av begge løsningene utføres. Bjelkene settes opp i et statisk system i Focus Konstruksjon med geometri, og belastning som er definert tidligere. HUP 80x40x6,3 med fasthetsklasse S355 vil være utgangspunktet for tverrsnitt. For løsning 1 benyttes  $\phi 20$  rundstål som strekkstag.

Tverrsnittskontroll i bruddgrensetilstand sammenlignes først.

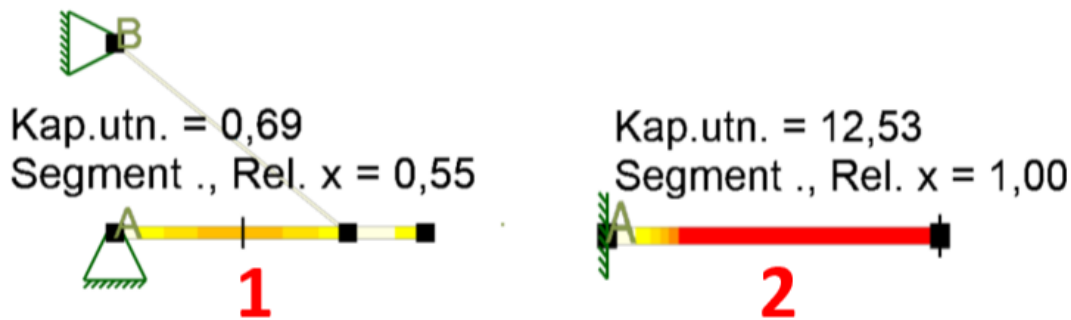


Figur 11: Sammenligning av kapasitetsutnyttelse i bruddgrensetilstand iht. elastisitetsteori.

Det kan observeres at kapasitetsutnyttelsen i løsning 2 er langt større enn det som er tillatt.

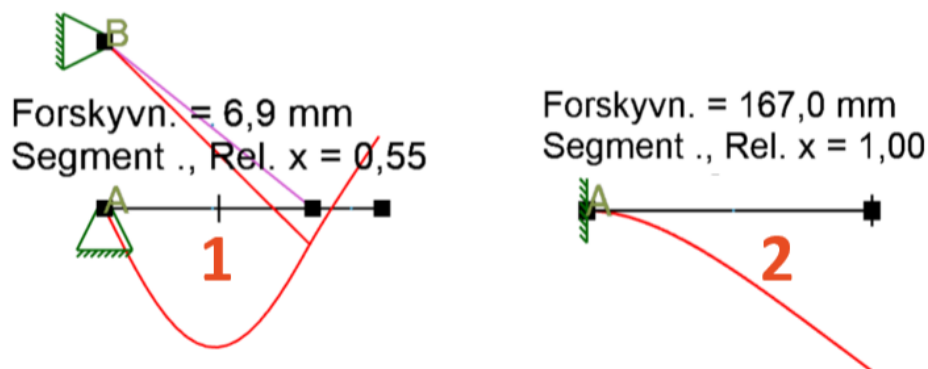
Løsning 1 derimot har restkapasitet med god margin.

Videre kan tverrsnittskontroll i bruksgrensetilstand sammenlignes. Her må deformasjonskravet bestemmes. For en fritt opplagt bjelke blir grenseverdien vanligvis satt til  $L/300$ . En utkraget bjelke har deformasjonsform på lik linje med halvparten av en slik bjelke med dobbelt lengde. Dette vil gi grenseverdi på  $2L/300$ , altså  $L/150$ . Et slikt deformasjonskrav brukes ofte for utkragede bjelker (IC2, 2020). Med dette kravet kan deformasjonskontroll utføres.



Figur 12: Sammenligning av kapasitetsutnyttelse i bruksgrensetilstand.

Det er tydelig at løsning 2 overstiger kapasiteten svært mye. For løsning 2 kan det også observeres at tverrsnittskontroll i bruksgrensetilstand er langt større enn bruddgrensetilstand. Dette viser at nedbøyning er kritisk. Nedbøyingsverdier for begge bjelkene kan vises for å få fram dette mer tydelig.



Figur 13: Sammenligning av nedbøyning.

### 4.3.3 Videre analyse av kapasitetspåvirkning av bjelke

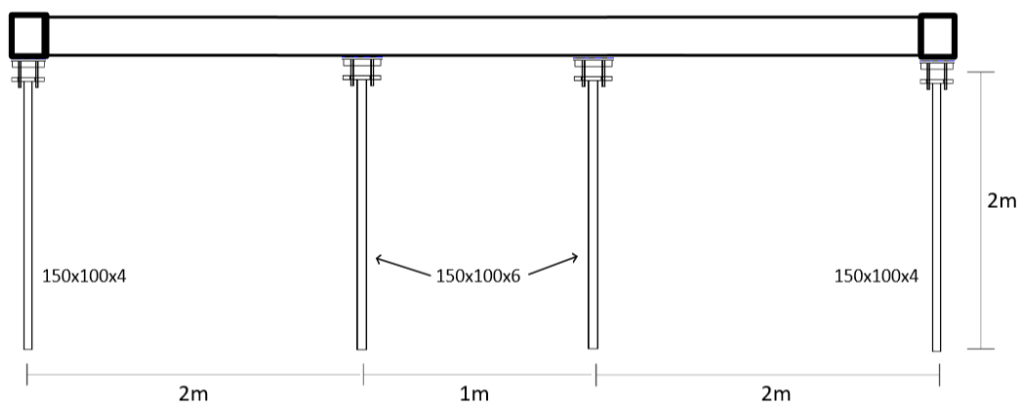
For å få et grundigere innblikk i de økonomiske forskjellene mellom alternativ 1 og 2, kan et praktisk “casestudie” legges fram. Utgangspunktet vil være en 2x5m balkong som definert tidligere. En slik studie vil fremheve forskjell i stålmengde, og antall knutepunkter som må håndteres. Ved bestemmelse av stålmengde benyttes Eurocode Applied (EA, 2022). Her

oppgis materialegenskaper for stål, og tverrsnittsparmetre for ulike bjelker. Detaljerte beregninger i dette delkapitlet er gitt i vedlegg B3 og B4.

For alternativ 1 ble det konkludert med at to HUP 80x40x6,3, sammen med  $\phi 20$  rundstål på hver ende var nok til å ta de dimensjonerende lastene. Dette gir følgende stålmengde:

$$2 \cdot (\text{HUP} + \phi 20) = 52,6\text{kg}$$

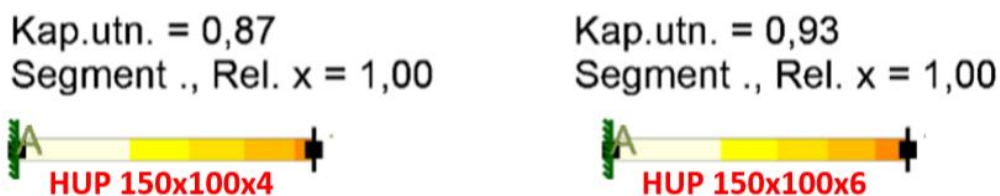
Som vist i forrige delkapittel har ikke alternativ 2 nok kapasitet når samme tverrsnitt og lastbredde benyttes. Basert på kapasitetsutnyttelsen vil samme lastbredde føre til svært store bjelketverrsnitt. For å gjøre en rettferdig sammenligning vil lastbredden minkes, slik at flere bjelker benyttes. Med bakgrunn i dette er følgende utforming valgt for løsning 2:



Figur 14: Valgt plassering, og tverrsnitt av bjelker når løsning 2 benyttes. Utgangspunktet er en 2x5m balkong

Bjelkene er dimensjonert iht. bruksgrensetilstand siden nedbøyningen er kritisk.

Forskyvningskontroll i Focus Konstruksjon viser at de valgte profilene tåler nedbøyningskravet. Det er viktig å presisere at plassering, og valg av bjelkeprofil kan utføres på mange forskjellige måter. Utformingen ovenfor er dermed kun et eksempel på mulig utførelse som fører til at kapasitetsutnyttelsen er innenfor kravene som er gitt.



Figur 15: Kapasitetsutnyttelse i bruksgrensetilstand for valgte profiler.

Basert på valgte tverrsnitt kan den totale stålmengden bestemmes for løsning 2:

$$2 \cdot (\text{HUP} + \text{HUP}) = 147,2\text{kg}$$

Sammenlignes denne mengden med løsning 1, vil et forhold på 2,8 oppnås. Denne studien viser dermed at en momentstiv løsning øker stålmengden betydelig. Videre kan antall knutepunkter også påpekes. Ved bruk av strekkstag må flere knutepunkter håndteres per bjelke, men siden løsningen har langt større styrke vil færre bjelker benyttes. Dette gir tilnærmet like mange knutepunkter som må håndteres. Naturligvis vil kompleksiteten av forbindelsene som benyttes for løsning 2 være langt større, siden løsningen vil kreve sveising eller flere bolter.

Basert på denne analysen kan det konkluderes at løsning 1 gir størst økonomisk og miljømessig gevinst. Det er viktig å presisere at ingeniørmessige valg kan trumfes av arkitektoniske bestemmelser. Det endelige valget av bjelke som benyttes må dermed tilfredsstille alle parter. Oppdragsgiver har benyttet løsninger med strekkstag tidligere, og det forutsettes derfor at arkitektonisk godkjenning er gitt. Løsning 1 vil dermed være utgangspunktet for balkongbjelken som benyttes videre i oppgaven.

## **4.4 Analyse av bjelke med strekkstag**

### **4.4.1 Plassering av strekkstag langs bjelken**

Plassering av strekkstag i bjelkens lengderetning har stor påvirkning på kapasitet av bjelke. Plasseres strekkstaget i enden vil den vertikale lasten halveres i henholdsvis punkt A og B. Dette er ikke særlig gunstig. Aksialbelastning til hver komponent vil alltid foretrekkes fremfor tverrbelastning. Fra et økonomisk perspektiv bør derfor strekkstaget ta største andelen av belastningen.

Dette kan illustreres med beregninger i Focus Konstruksjon. En sammenligning av kapasitetsutnyttelse i bruddgrensetilstand utføres for begge strekkstag plasseringer. På venstre side er strekkstaget plassert 500mm fra bjelkeende, og til høyre er plasseringen helt i bjelkeende.



Figur 16: Sammenligning av kapasitetsutnyttelse i bruddgrensetilstand iht. elastisitetsteori som viser betydningen av strekkstagets plassering.

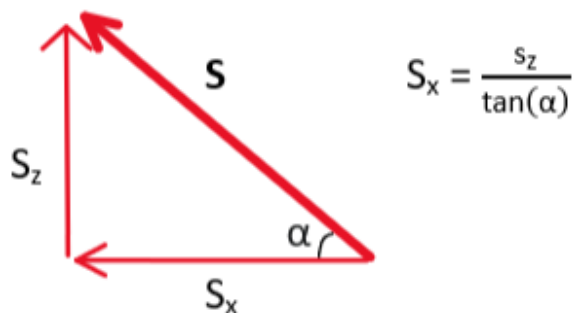
Det kan observeres at kapasitetsutnyttelsen blir tilnærmet doblet ved bruk av strekkstag i bjelkeende. Fra et økonomisk synspunkt bør strekkstaget derfor ikke ligge ved bjelkeende. En optimal plassering på 500mm fra bjelkeende er valgt i denne oppgaven for minst mulig kapasitetsutnyttelse i bjelken. Plassering utover dette punktet vil kunne gi større kapasitetsutnyttelse i både brudd - og bruksgrensetilstand, og bør derfor unngås.

#### 4.4.2 Høyde av strekkstag

Bestemmelse av strekkstagets høyde er generelt sett avhengig av arkitektoniske forhold. Avhengig av prosjektet kan ulike utforminger velges, og i mange tilfeller vil strekkstaget skjules så langt det er mulig. Dette kan oppnås ved at strekkstaget har tilnærmet samme høyde som rekkverket.

TEK 17 stiller ulike krav til utforming av rekkverk for å ivareta sikkerhet ved oppholdelse på balkong. Et av disse kravene er minimumshøyde som må tilfredsstilles. Ved nivåforskjell under 10m skal høyden på rekkverket minimum være 1,0m, og ved større nivåforskjell skal høyden minimum være 1,2m (TEK17, 2017). Med bakgrunn i dette vil produsenter lage rekkverk som tilfredsstillere disse kravene. En rekkverk-høyde på 1,2m vil derfor benyttes som utgangspunkt i denne oppgaven.

Den styrkemessige betydningen av ulike høyder vil fortsatt vises frem. Forskjellig høyde vil føre til variasjon av aksialkraft i både strekkstaget, og bjelken. En enkel presentasjon av strekkstaget kan vises med figuren nedenfor.



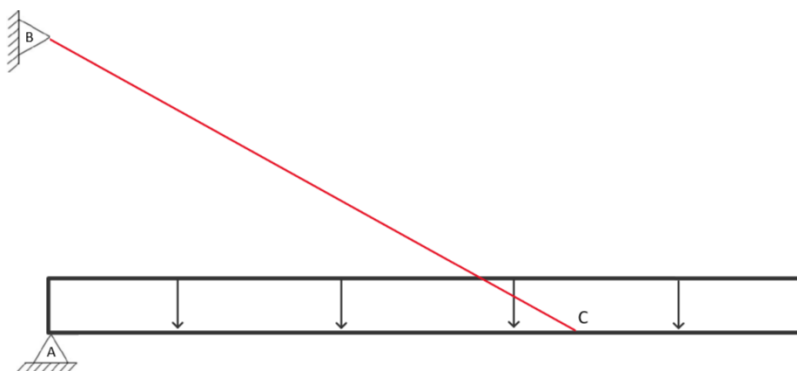
Figur 17: Forenklet modell av strekkstag med vertikal – og horisontal kraftkomponent.

Her representerer  $S$  aksialkraften i strekkstaget, og  $S_x$  og  $S_z$  henholdsvis de horisontale og vertikale kraftkomponentene. Forholdet ovenfor viser at økende vinkel vil gi minkende horisontalkomponent  $S_x$ , altså mindre aksialbelastning i bjelken. Økende vinkel vil naturligvis oppnås ved å øke høyden. Videre er det viktig å presisere at vertikal komponent  $S_z$  vil forbli uforandret siden det er kun vertikal belastning på bjelken. Selve aksialkraften  $S$  vil også reduseres ved økende vinkel, men økonomisk sett har dette liten innvirkning siden tverrsnittet på strekkstaget er minimalt.

En slik beregning viser at forandring i strekkstagets høyde kun har påvirkning på aksialbelastningen til bjelken. Aksialbelastningen vil generelt sett ikke ha stor kombinasjonseffekt for bjelken, og svekker dermed tverrsnittet lite. Det kan dermed konkluderes med at den økonomiske gevinsten ved å plassere strekkstaget høyere, ikke er særlig stor.

## 4.5 Dimensjonering av forbindelse

Ved å representere bjelken med strekkstag i et statisk system, kan nødvendige forbindelser kartlegges. Det er totalt tre knutepunkt som må tas høyde for ved dimensjonering av en slik bjelke. Knutepunkt A - og B nødvendiggjør en bjelke-søyle-forbindelse. Samtidig vil en forbindelse kreves for sammenkobling av bjelke, og strekkstag, altså knutepunkt C og B.



Figur 18: Bjelke med strekkstag som viser plassering av knutepunkt

En grundig analyse av alle forbindelser i knutepunktene kan bli svært omfattende. Grunnet dette vil kun et av disse områdene studeres videre i kapittel 5 og 6. Valg av knutepunkt vil baseres på eksisterende løsninger. Der preaksepterte løsninger er gitt av produsenter vil det være lite hensiktsmessig å utføre en omfattende dimensjoneringsprosess. Eksisterende og ny løsning vil dermed gis der behovet viser seg å være størst.

#### 4.5.1 Dagens løsninger for bjelke- strekkstag forbindelse

Dagens strekkstagløsninger er svært mangfoldige. Preaksepterte løsninger finnes i ulike sorter, noe som forenkler dimensjoneringsprosessen. En tradisjonell løsning består av tre hovedkomponenter: strekkstag, gaffelhode og knuteplate. Ved illustrasjon nedenfor er strekkstag og gaffelhode separert, men i praksis vil disse komponentene være sammenføydd av produsent. Knuteplaten kan komme i forskjellige størrelser og geometri avhengig av produsent. Platen sveises på verksted, og kommer ferdig montert på både søyle og bjelke. Dette nødvendiggjør kun en bolt som må monteres på byggeplass.



Figur 19: Oppbygning av tradisjonell strekkstagløsning (Besista i.d).

Produsenter som Pretec har et komplett strekkstag system, som inkluderer katalog for alle komponenter ovenfor (Pretec, 2020.). Her kan dimensjoner velges direkte basert på

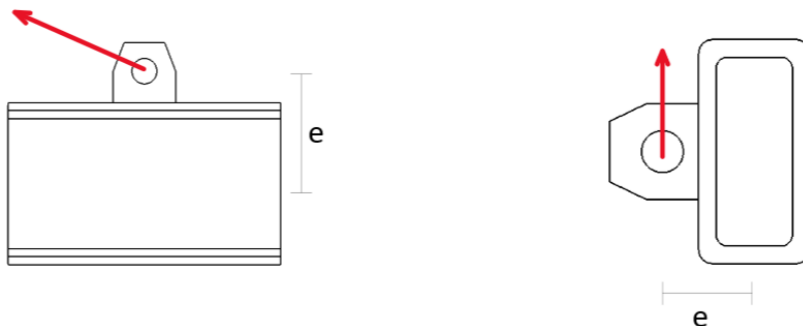
kapasiteter som er oppgitt i tabell. Nedenfor er tabellen for strekkstag oppgitt, der kapasiteter for både brudd- og bruksgrensetilstand er forhåndsregnet av produsent. Med en aksialkraft på 51,5kN møter M20 alle styrkemessige krav, og kan benyttes. Aksialkraften er beregnet i vedlegg xx. Lignende tabeller er oppgitt for både gaffelhode, og knuteplate. Komponentene kan naturligvis dimensjoneres for hånd også, men dette kan være tidkrevende, og dermed lite effektivt.

Dim.	Spennings areal $\text{mm}^2$	Flyt last $\text{N} / \text{mm}^2$	Bruddgrense $N_{RD}$ kN	Bruksgrense N Pålitelighet-klasse 2 kN	Bruksgrense N Pålitelighet-klasse 3 kN
M20	245	355	79	59	53
M24	353	355	114	84	76
M30	561	355	181	134	121

Figur 20: Kapasitetstabell for strekkstag fra Pretec (Pretec 2, 2016).

#### 4.5.2 Plassering av knuteplate på bjelke

I en ideell situasjon vil strekkstaget plasseres i midtpunktet av bjelken slik at alle laster angriper i nøytralaksen. Dette vil være svært krevende i praksis. Som vist i kapittel 4.5.1 vil strekkstaget kobles til bjelken via en knuteplate. Selve knuteplaten kan kobles til bjelken ovenfor, eller sideveis. Begge konfigurasjonene vil medføre eksentrisiteter som må tas i betraktning.



Figur 21: Forskjellige plasseringer av knuteplate på bjelke.

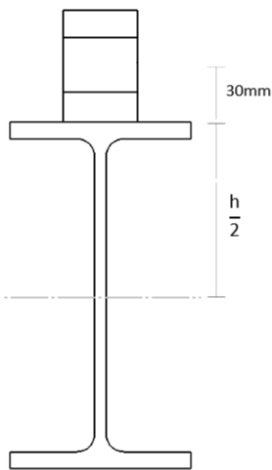
Sideveis plassering av knuteplate må benyttes med forsiktighet. Strekkstaget vil danne både vertikal og horisontal kraftkomponent. Dette vil medføre en kombinasjon av torsjon og bøyning om bjelkens svake akse. En slik konfigurasjon bør kun benyttes med hulprofiler. Lukkede tverrsnitt har langt større torsjonsstivhet sammenlignet med tradisjonelle I-profiler, og er derfor foretrukket der et slikt moment oppstår (SCI, 2011). Disse stivhetene gjør at torsjonsmomentet som oppstår ved sideveis plassering nærmest kan neglisjeres. Dette gir kun bøyning om svak akse som må håndteres ved videre dimensjonering.



Plassering av knuteplate øverst på bjelken vil danne moment om bjelkens sterke akse. Strekkstaget gir to kraftkomponenter på samme måte, men det er kun horisontalkraften som vil ha momentarm. Fra et kapasitetssynspunkt vil plasseringen være mer gunstig siden belastningen utnytter bjelkens sterke akse.

Praktiske hensyn vil naturligvis påvirke bestemmelse av løsning. Betong vil støpes på balkongen etter bjelke-montasje. En sideveis konfigurasjon kan lette denne prosessen siden strekkstaget ikke vil komme i veien ved støping. Støpemetode, og andre forhold på byggeplass vil også påvirke et slikt valg.

Denne oppgaven vil ha stort fokus på mekaniske forhold. Grunnet dette vil utgangspunktet ved beregning baseres på plassering av knuteplate øverst på bjelken. Endeavstanden fra knuteplate til bjelke estimeres til å være 30mm. Et slikt valgt er basert på minimumskrav for vertikale - og horisontale endeavstander gitt under tabell 3.3 i NS-EN-1993-1-8. Dette er nærmere beskrevet i vedlegg B7.



Figur 22: bjelke med knuteplate plassert på oversiden. Avstand fra bjelketopp til senter av hull estimeres til å være 30mm.

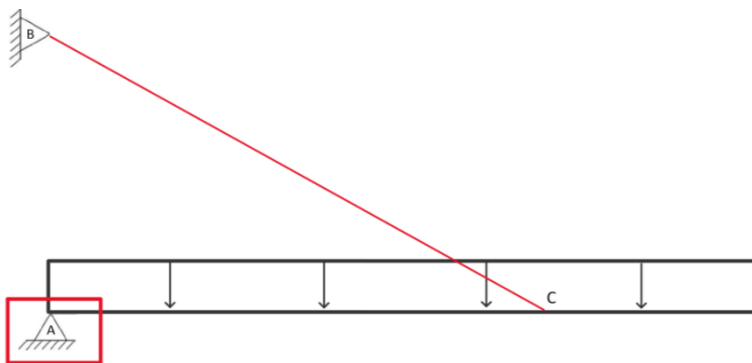
Den totale eksentrisiteten som skal tas stilling til vil være  $30\text{mm} + h/2$ . Momentet skapt av eksentrisiteten vil komme i tillegg til vertikalbelastningen som er påført. Alle bjelker som er dimensjonert i denne oppgaven inneholder derfor dette tilleggsmomentet. Siden aksialkraften i bjelken ble bestemt i kapittel 4.3.1, kan momentet tallfestes. Nedenfor er alle bjelketverrsnitt som benyttes i oppgaven, oppgitt sammen med eksentrisitetsmomentet som skal påføres.

Bjelketverrsnitt	$\frac{h}{2}$ [mm]	$M_e$ [kNm]
HUP 80x40x6,3	40	2,9
IPE140	70	4
HE100A	48	3,1

Tabell 10: Eksentrisitetsmoment for alle bjelketverrsnitt benyttet i oppgaven.

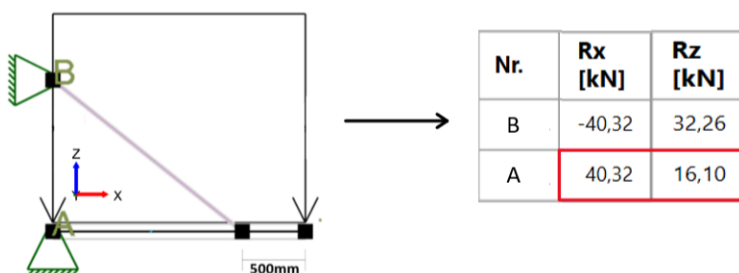
### 4.5.3 Endelig valg av forbindelse som skal dimensjoneres

Basert på eksisterende løsninger som er tilgjengelige vil knutepunkt A analyseres videre i kapittel 5 og 6. Preaksepterte løsninger for knutepunkt B og C er mangfoldig, og en grundigere analyse vil dermed ikke være hensiktsmessig. Valg av forbindelse i punkt A er svært avhengig av lastvirkning. Dette nødvendiggjør en dimensjoneringsprosess uten bruk av preaksepterte kapasiteter som er tilgjengelig fra produsenter. Ved en slik forbindelse vil behovet for sammenligning være størst, samtidig som mulig nyskapning kan oppnås.



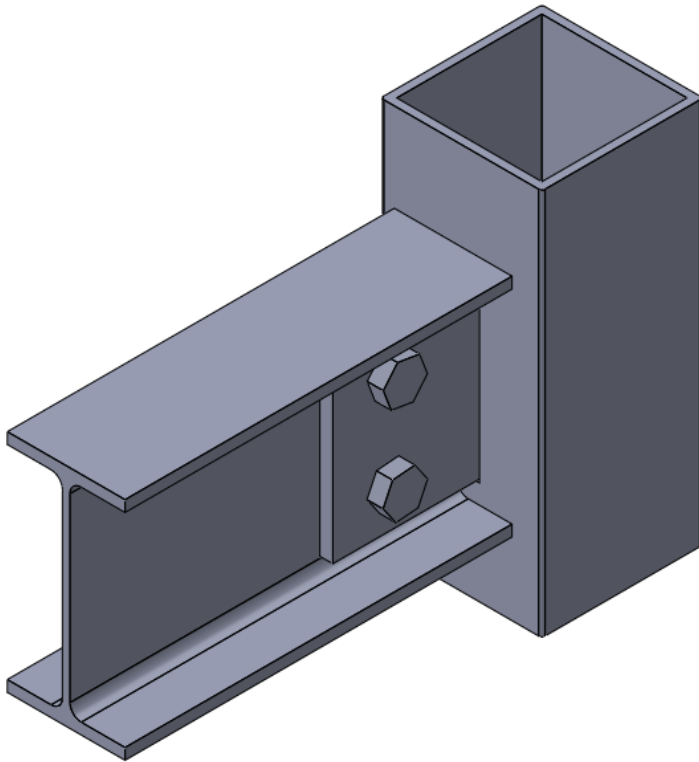
Figur 23: Knutepunkt A for bjelke med strekkstag. Forbindelsene i kapittel 3 og 4 dimensjoneres med utgangspunkt i dette knutepunktet.

Reaksjonskreftene til punkt A ble vist i kapittel 4.3.1, og gjengis i figuren nedenfor. Dette vil benyttes som lastvirkning for forbindelsene i kapittel 5 og 6. Disse kreftene er beregnet uten å ta hensyn til eksentrisitetsmomentet som ble definert tidligere. Dette momentet er avhengig av tverrsnitt, og fører til forskjell i reaksjonskrefter som er tilnærmet neglisjerbar. Beregninger i vedlegg B8 bekrefter dette.



Figur 24: Reaksjonskrefter som benyttes ved dimensjonering i kapittel 5 og 6. Verdier avrundes til nærmeste heltall.

## 5. Eksisterende innfestingsløsning - Ensidig knuteplate



Figur 25: Bjelke-søyle forbindelse ved bruk av ensidig knuteplate.

### 5.1 Generelt

En tradisjonell ensidig knuteplate er en svært effektiv metode for oppnåelse av bjelke-søyle forbindelse. Løsningen baserer seg på en knuteplate som sveises direkte til søylen, og boltes til steget av en I-bjelke. Et slikt knutepunkt brukes primært for å overføre reaksjonskreftene i bjelkeender. Dette kan være både skjærkrefter og aksialkrefter. Knutepunktet tillater stort sett ingen rotasjon av bjelken, slik at løsningen klassifiseres som tilnærmet momentfri (Szotkowski, 2021).

Løsningen er særlig gunstig på grunn av den enkle montasjen på byggeplass. All sveising mellom knuteplate og søyle kan prefabrikeres, noe som betyr at det er kun nødvendighet for innfesting av bolter på byggeplass.

## 5.2 Utgangspunkt for bjelke- og søyleverrsnitt

Knuteplaten er dimensjonert med utgangspunkt i IPE140 - bjelkeprofil. Lastvirkning og lastkombinasjon for bjelken i brudd - og bruksgrensetilstand er gitt i kapittel 4.1. En statisk analyse i Focus Konstruksjon viser at bjelken har tilstrekkelig kapasitet.



Figur 26: Tverrsnittskontroll i bruddgrensetilstand iht. elastisitetsteori til venstre. Deformasjonskontroll i bruksgrensetilstand til høyre.

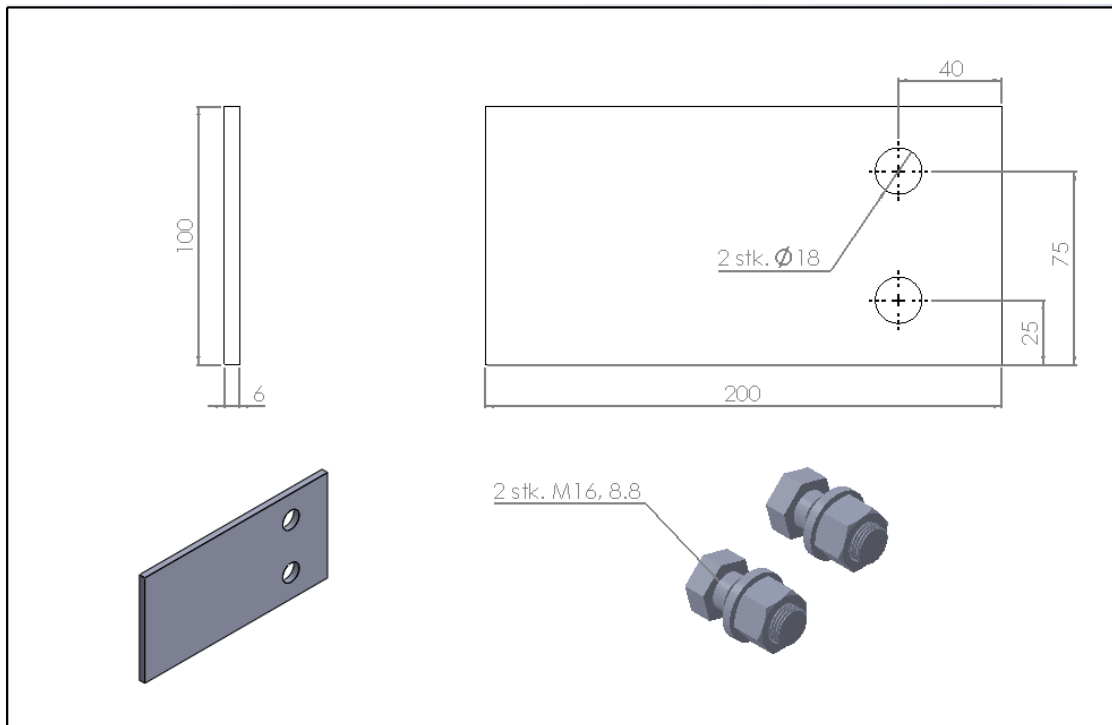
Det er tydelig at bjelken har svært lite kapasitetsutnyttelse i både brudd - og bruksgrensetilstand. Her er det viktig å presisere at bjelkens tverrsnitt ikke bare er bestemt ut ifra tverrsnittskontrollene ovenfor, men også av forbindelsenes kapasitet. Ser man kun på resultatene ovenfor vil en mindre IPE-profil kunne oppnå de styrkemessige kravene, men dette vil resultere i mindre høyde for knuteplate. IPE 140 er dermed det optimale tverrsnittet som sikrer tilstrekkelig kapasitet i både bjelken og forbindelsen.

Utgangspunktet for søyletverrsnitt er HUP 100x100x5. Bestemmelse av søyletverrsnittet er generelt avhengig av belastning fra øvrige etasjer, noe som er ukjent. Dette profilet er dermed et estimat.

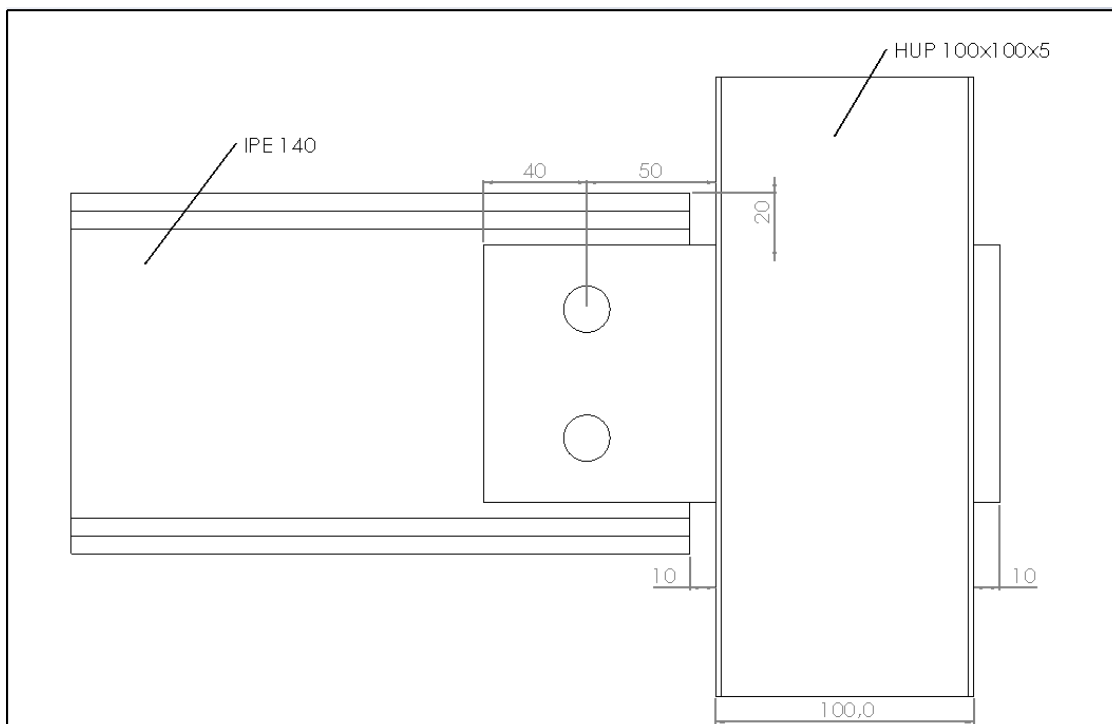
## 5.3 Geometri

### 5.3.1 Generell geometri

Geometrien for knuteplaten er fastsatt til 100x6x200mm basert på videre beregninger. En såkalt “knivforbindelse” benyttes slik at knuteplaten er gjennomgående langs hele hulprofilen. Sveis påføres i både øvre og bakre del. Bakgrunnen for dette er gitt i kap. 5.10.1. Videre benyttes to stk. M16 bolter til lastoverføring. Bolthullet produseres med 2mm toleranseavvik, noe som er bestemt iht. NS-EN 1090-2 punkt 6.6.1.



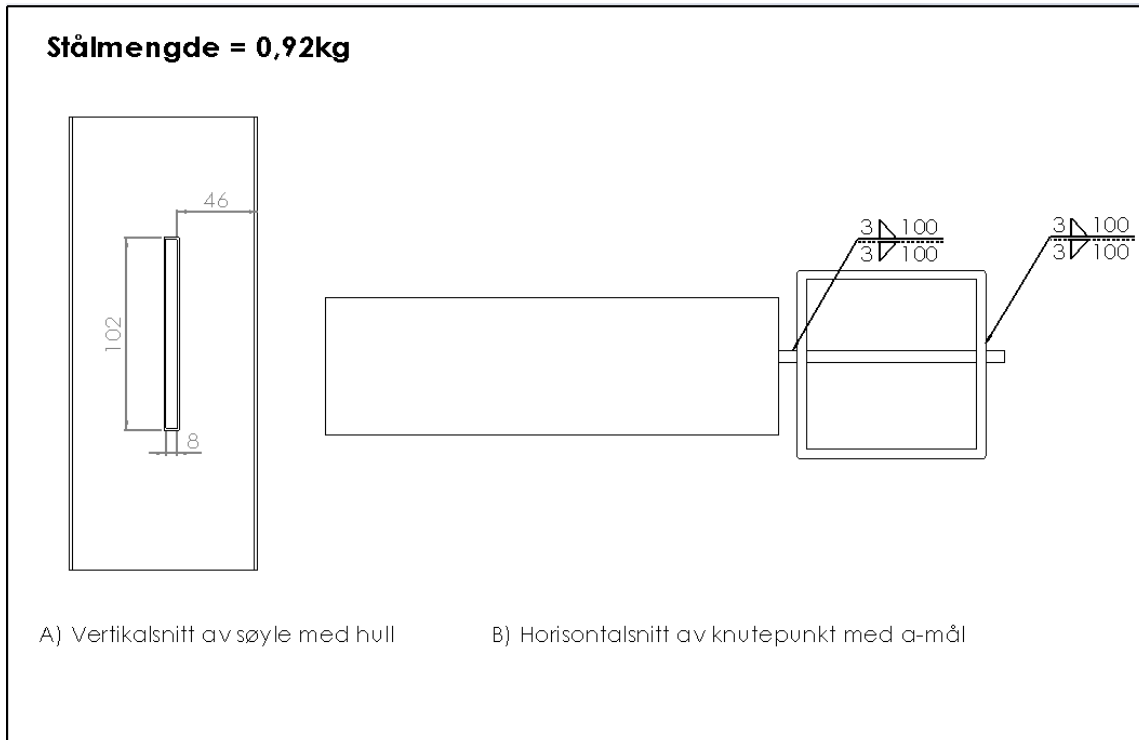
Figur 27: Geometri for knuteplate.



Figur 28: Relevante avstander for knuteplate og bjelke.

### 5.3.2 Videre geometri for fabrikasjon

En horisontal avstand på 46mm er valgt for plassering av hullet i søylen slik at knuteplaten er sentrert på søylen. Selve hullet produseres med et toleranseavvik på 1mm fra hver side for å lette fabrikasjonsprosessen.



Figur 29: Relevante dimensjoner som benyttes ved fabrikasjon. Stålmengde av knuteplate er også påført.

### 5.4 Kontroll av duktilitet og rotasjonsevne

Oppnåelse av duktilitet er svært viktig for at bjelken får tilstrekkelig rotasjonsevne (AISC 2, 1989). Dette sikrer en fleksibel forbindelse som ikke kan ta opp endemomenter. I NS-EN 1993 spesifiseres ingen slike krav. AISC vil derfor brukes som veiledning for å sikre at duktilitet er oppnådd. Følgende duktilitetskrav er gitt for en forbindelse med ensidig knuteplate (Davis, 2019):

- $t_{\text{steg}}$  eller  $t_{\text{knuteplate}} \leq$  verdi fra Tabell 10.9
- $e_2$  (horisontal endeavstand)  $\geq 2d$  for bjelke eller knuteplate

I tabell 10.9 oppgis tykkelseskravet basert på antall bolter  $n$ , og hull-type. STD refererer til normal bolthull.

Table 10-9 Design Values for Conventional Single-Plate Shear Connections			
<i>n</i>	Hole Type	<i>e</i> , in.	Maximum <i>t<sub>p</sub></i> or <i>t<sub>w</sub></i> , in.
2 to 5	SSLT	<i>a</i> /2	None
	STD	<i>a</i> /2	$d/2 + 1/16$
6 to 12	SSLT	<i>a</i> /2	$d/2 + 1/16$
	STD	<i>a</i>	$d/2 - 1/16$

Tabell 11: Utdrag fra tabell 10.9 i «Fundamentals of Connection Design: Shear Connections, part 2 (AISC 3, 2019).

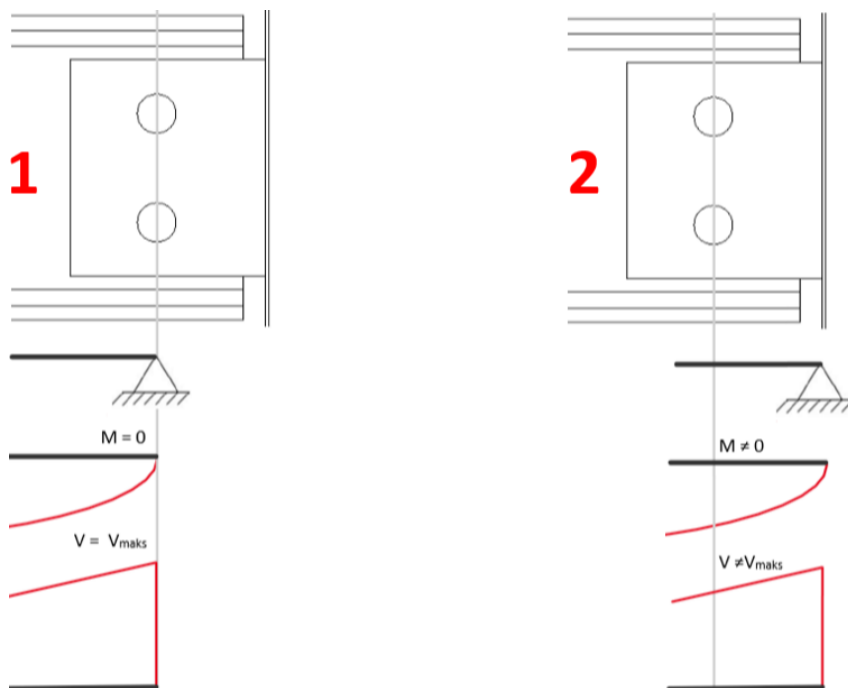
Kravene er tallfestet nedenfor basert på metriske enheter. Med platetykkelse på 6mm, og endeavstand på 40mm oppfylles begge kravene.

- $t_{\text{steg}} \text{ eller } t_{\text{knuteplate}} \leq \frac{16}{2} + 1,6$
- $e_2(\text{horisontal endeavstand}) \geq 32$

Kravene i AISC er gitt med utgangspunkt i kun vertikalbelastning. Siden vi har et tilfelle med både vertikal- og horisontalbelastning vil forbindelsen oppføre seg noe forskjellig. Labforsøk ble utført for en slik kombinert lastvirkning i 2013, der formålet var å studere aksialkraftens betydning på knuteplate (Mirzaei, 2013). Resultatet viste at forbindelsen hadde betydelig duktilitet uavhengig av påført aksialkraft i form av strekk eller trykk. Veiledningene fra AISC kan dermed brukes med god sikkerhet.

## 5.5 Grunnlag for statisk analyse

Plassering av lastvirkningen har stor betydning for riktig utførelse av forbindelsen (Szołkowski, 2021). Ulike beregningsprosedyrer kan benyttes avhengig av hvor leddet antas å være. Punktet der leddet befinner seg vil ikke belastes av noe moment. To punkter, og dermed to beregningsmetoder vil være aktuelt ved en slik forbindelse.



Figur 30: To plasseringer av leddet som gir forskjellig dimensjoneringsprosedyre. Snitt av  $M$  – og  $V$  diagram er påført for å understreke forskjellene.

Ved første metode antas leddet å virke i senter av boltgruppen. Den ensidige knuteplaten vil ikke bli sett på som en forlengelse av bjelken, men heller som en egen komponent.

Knuteplaten kan dermed representeres som en innspenning i et statisk system.

Dimensjoneringsprosedyren for metode 1 blir som følgende:

- Knuteplate dimensjoneres for både  $M$  og  $V_{maks}$ . Momentet skapes av eksentrisiteten fra reaksjonskraftens angrepspunkt.
- Kilsveis dimensjoneres for både  $M$  og  $V_{maks}$  på lik linje med knuteplate.
- Boltene dimensjoneres kun for  $V_{maks}$
- Søyle dimensjoneres for  $M$ , der eksentrisitet er avstand fra boltenes midtpunkt til senter av søyle.

Ved metode 2 forutsettes det teoretiske leddet å virke i ende av søyle. Knuteplaten vil nå anses som en forlengelse av bjelken. Dette gir følgende prosedyre for dimensjonering:

- Knuteplate dimensjoneres for både  $M$  og  $V$ . Flere snitt kan være kritiske, og bør kontrolleres.
- Kilsveis dimensjoneres kun for  $V_{maks}$
- Boltene dimensjoneres for både  $M$  og  $V$ .
- Søyle dimensjoneres for  $M$ , der eksentrisitet er avstand fra ende til senter av søyle.

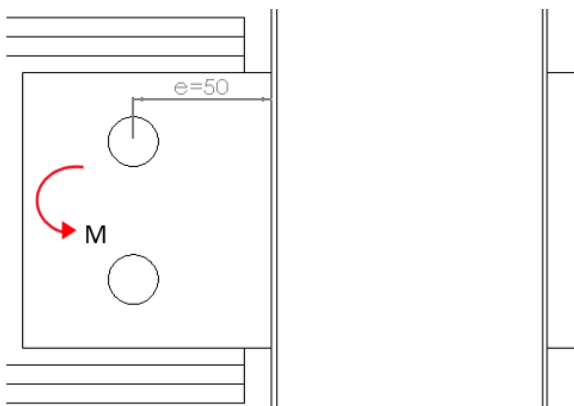


Uavhengig av metode vil eksentrisitet redegjøres i forbindelsen. Begge metoden kan anses som riktig avhengig av hvordan knutepunktet oppfører seg i praksis, og hvor det virkelige leddet befinner seg. I denne oppgaven vil metode 1 benyttes. Samtidig vil boltene dimensjoneres for moment på lik linje med metode 2. Dette vil ikke bli teoretisk riktig, men gir en konservativ beregning som er på sikker side. Selve forbindelsen består av svært få komponenter. En slik beregning vil dermed ikke gi særlige tilleggskostnader.

## 5.6 Kontroll av knuteplate

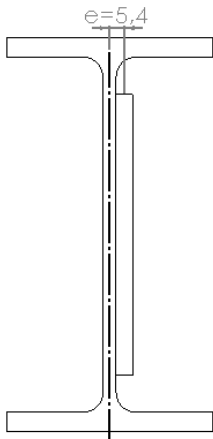
### 5.6.1 Lastvirkning

Utgangspunktet for translasjonskreftene er gitt i kap. 4.5.3. Disse reaksjonskreftene må overføres til søyle via forbindelsen. Samtidig vil knuteplaten også påkjennes av et eksentrisitetsmoment om sin sterke akse. Eksentrisiteten vil være avstanden mellom lastens angrepspunkt, og ende av søyle.



Figur 31: Lastens angrepspunkt i senter av bolter medfører eksentrisitet som må tas i betraktning.

Siden dette er en ensidig knuteplate, vil ikke belastningen være sentrisk. Det vil dermed dannes eksentrisiteter om knuteplatens svake akse. Størrelsen av denne eksentrisiteten er kun 5,4mm, noe som er svært lite. Samtidig vil et betongdekke støpes over bjelkene. Stivheten til betongdekket, og bøyning om bjelkens svake akse kan antas å motstå de små momentene som skapes av eksentrisiteten. Tradisjonelle ensidige knuteplater uten aksialkraft dimensjoneres uten å ta hensyn til torsjonsmomentet som oppstår. AISC bekrefter at liknende kan gjøres for aksialkraft, slik at momentet om knuteplatens svake akse kan neglisjeres ved dimensjonering (AISC 4, 2019, s. 678).



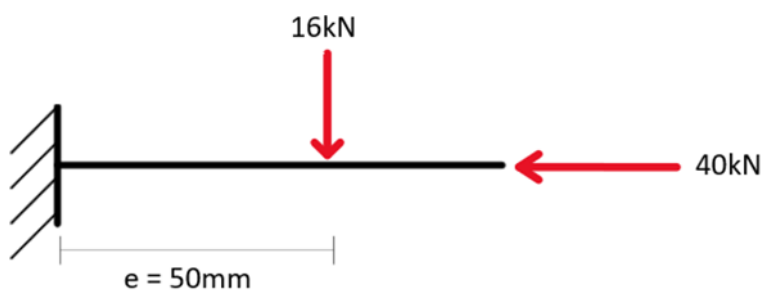
Figur 32: Eksentrisitet som skyldes ikke-sentrisk belastning. Denne eksentrisiteten neglisjeres ved beregning.

Knuteplaten i sin helhet vil dermed dimensjoneres for skjærkraft, aksialkraft og moment om sin sterke akse. Dette gir følgende verdier:

- $V = 16\text{kN}$
- $N = 40\text{kN}$
- $M_y = 0,8\text{kNm}$

### 5.6.2 Flyting

Knuteplaten, sammen med belastningen kan representeres som en innspenning i et statisk system. Endepunktet vil påkjennes av det største momentet, og skal derfor kontrolleres.



Figur 33: Knuteplate representert i et statisk system med belastning.

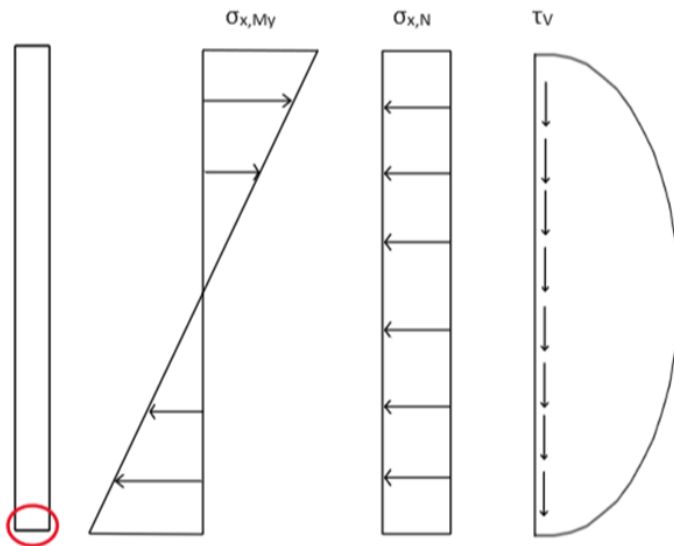
Tverrsnittsparemetre:

- $I_y = \left(\frac{1}{12} \cdot 6 \cdot 100^3\right) = 0,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
- $A = (100 \cdot 6) = 600 \text{ mm}^2$

Disse parametrene, sammen med belastningen benyttes til å beregne aksialspenninger.

- $\sigma_{x,My} = \frac{M_y}{I_y} \cdot z = \frac{0,8 \cdot 10^6}{0,5 \cdot 10^6} \cdot \frac{100}{2} = 80 \text{ MPa}$
- $\sigma_{x,N} = \frac{N}{A} = \frac{40 \cdot 10^3}{600} = 66,7 \text{ MPa}$
- $\sigma_{x,\text{total}} = 80 + 66,7 = 146,7 \text{ MPa}$

Belastningen gir en kombinasjon av normalspenninger, og skjærspenninger. En visuell framstilling av disse spenningene viser at maksimale verdiene ikke virker i samme snitt. En kombinasjonskontroll med flytekriteriumet etter elasticitetsteori iht. NS-EN-1993-1-1 punkt 6.2.1 (5) vil derfor kun inneholde normalspenninger.



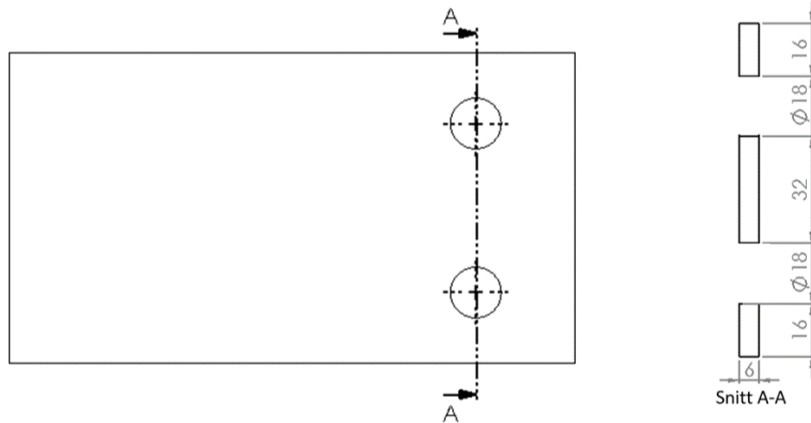
Figur 34: Visuell framstilling av spenninger ved innspenningsnitt.

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M2}} \rightarrow \sqrt{146,7^2 + 3 \cdot 0^2} \leq \frac{355}{1,25}$$

$$146,7 \text{ MPa} \leq 284 \text{ MPa}$$

$$\text{Kapasitetsutnyttelse} = \frac{146,7}{284} = 0,52$$

Snittet der boltene befinner seg kan også være kritisk grunnet det svekkede tverrsnittet, og bør kontrolleres. Her vil lastvirkningen gi en kombinasjon av aksialkraft og skjæraft. Kontrollen er utført i vedlegg C2.



Figur 35: Snitt av knuteplate der bolter befinner seg. Svekket tverrsnitt kan bemerkes.

### 5.6.3 Avskjæring

Den smale geometrien på knuteplaten vil muliggjøre brudd i form av avskjæring. Knuteplaten vil være mest utsatt for en slik bruddform der boltene befinner seg, grunnet svekket tverrsnitt.

Kontroll for avskjæring kan utføres på flere måter. AISC håndterer avskjæringen ved kombinert skjær- og aksialbelastning med interaksjonskriteriet som er gitt nedenfor (AISC 4, 2019, s. 674). Her representerer nevnerne avskjæringskapasitet for skjærkraft, moment og aksialkraft. Momentets bidrag kommer fra eksentrisitet som AISC tar hensyn til i avskjæringssnittet. I tillegg til oppfyllelse av denne interaksjonen må avskjæringskapasitet for hver av enkeltbelastningene tilfredsstilles.

$$\left( \frac{N_{Ed}}{N_{A,Rd}} + \frac{8}{9} \frac{M_{Ed}}{M_{A,Rd}} \right)^2 + \left( \frac{V_{Ed}}{V_{A,Rd}} \right)^2$$

Alternativt kan avskjæring kontrolleres ved bruk av nedre grenseteorem. Et slikt teorem baseres på en likevektsbetraktning. En antatt spenningsfordeling velges slik at likevekt mellom indre og ytre krefter tilfredsstilles. Metoden gir en kapasitet som er mindre eller lik den virkelige verdien, noe som er konservativt (Ross, 2017). Spenningsfordelingen baseres på bruddformen som vil oppstå ved belastningene hver for seg. Vertikallasten vil føre til skjærbrudd i avskjæringssnittet, mens horisontallasten danner strekkbrudd. Dette er basert på informasjonen gitt i NS-EN-1993-1-8, og er nærmere beskrevet i kapittel 5.6.4.



Figur 36: Avskjæringsnitt for knuteplate. Vertikallast skaper skjærbrudd, og horisontallast skaper strekkbrudd.

En naturlig spenningsfordeling vil være å plassere skjærkraft og aksialkraft i midt-arealeet.

Første steg vil være å sjekke minimumshøyden som kreves for å ta disse kreftene.

Høyde som kreves for å ta skjærkraft:

$$V < \tau_d \cdot A_V \Rightarrow V < \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot 1,05} \cdot 6 \cdot h_v$$

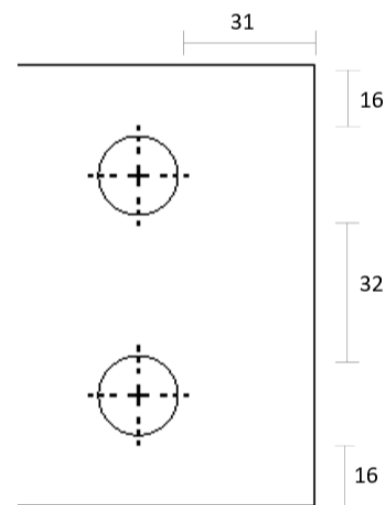
$$h_v > \frac{V \cdot \sqrt{3} \cdot 1,05}{f_y \cdot 6} = \frac{16 \cdot 10^3 \cdot \sqrt{3} \cdot 1,05}{355 \cdot 6} = 13,7 \text{ mm}$$

Høyde som kreves for å ta aksialkraft:

$$N < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \cdot A_N = \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \cdot 6 \cdot h_N$$

$$h_N > \frac{N \cdot \gamma_{M2}}{f_u \cdot 6} = \frac{40 \cdot 10^3 \cdot 1,25}{490 \cdot 6} = 17 \text{ mm}$$

$$h_v + h_N = 13,7 + 17 = 30,7$$



Figur 37: Netto-dimensjoner av knuteplate som brukes ved beregning.

Arealet i midten er altså tilstrekkelig for begge translasjonskreftene. Momentet kan nå fordeles i det resterende arealet i øvre og nedre del som et kraftpar. Dette kraftparet vil være horisontalt, og skaper dermed strekkbrudd på lik linje med aksialkraften.

$$M_{Rd} = \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \cdot A \cdot \text{arm} = \frac{490}{1,25} \cdot 6 \cdot 16 \cdot 84 = 3,2 \text{ kNm}$$

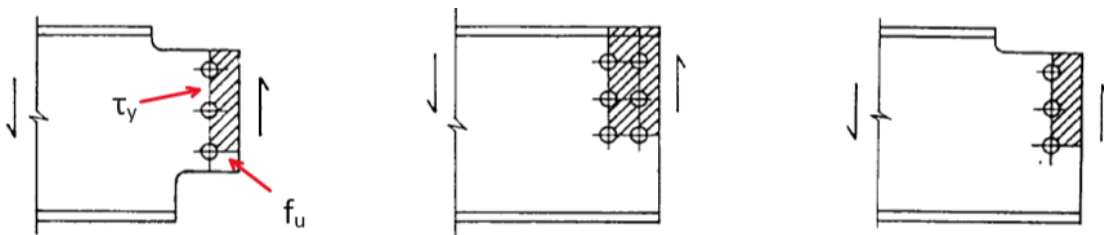
$$0,8 \text{ kNm} < 3,2 \text{ kNm}$$

$$\text{Kapasitetsutnyttelse} = \frac{0,8}{3,2} = 0,25$$

## 5.6.4 Blokkutrivning

NS-EN-1993-1-8 spesifiserer to formler for blokkutrivning under punkt 3.10.2 (2-3). Første formel gjelder for en skruegruppe påkjent av sentrisk kraft. Neste formel ivaretar eksentrisitet, og gjelder spesifikt for bjelkeender med skjærkraft og eksentriske hull. Knuteplaten i denne løsningen vil belastes med en aksialkraft i tillegg til skjærkraft. Formlene gitt i kap. 3.10.2 dekker ikke et slikt tilfelle, og kan dermed ikke brukes. Her vil nedre grenseteorem benyttes.

Informasjonen gitt i punkt 3.10.2 (1) vil benyttes som veiledning. Her oppgis det at blokkutrivningen forårsakes av skjærbrudd i materialet parallelt med utrivningsretningen, og strekkbrudd normalt på utrivningsretningen. Samtidig er formelene for blokkutrivning gitt med netto-areal. Dette vil danne grunnlaget for spenningsfordelingen ved benyttelse av nedre grenseteorem.



Figur 38: Eksempler på bruddform forårsaket av blokkutrivning. Figur 3.8 i NS-EN 1993-1-8.

AISC spesifiserer to bruddformer som må kontrolleres: bruddform 1 og 2 vist i figuren nedenfor (Geschwindner, 2010). I dette delkapitlet vil beregning for bruddform 1 vises. Resterende beregninger er gitt i vedlegg C3.



Figur 39: Relevante bruddformer for knuteplate som må kontrolleres iht. AISC.

En naturlig spenningsfordeling vil være å plassere skjærkraft og aksialkraft i midtarealet. Første steg vil være å sjekke minimumshøyden som kreves for å ta disse kreftene. Samme netto-dimensjoner gitt i figur 37 benyttes.

Høyde som kreves for å ta skjærkraft:

$$h_v > \frac{V \cdot \sqrt{3} \cdot 1,05}{f_y \cdot 6} = \frac{16 \cdot 10^3 \cdot \sqrt{3} \cdot 1,05}{355 \cdot 6} = 13,7 \text{ mm}$$

Høyde som kreves for å ta aksialkraft:

$$h_N > \frac{N \cdot \gamma_{M2}}{f_u \cdot 6} = \frac{40 \cdot 10^3 \cdot 1,25}{490 \cdot 6} = 17 \text{ mm}$$

$$h_v + h_N = 13,7 + 17 = 30,7$$

Arealet i midten er altså tilstrekkelig for begge translasjonskreftene. Momentet kan nå fordeles i det resterende arealet i øvre og nedre del som et kraftpar. I øvre del vil moment forårsake skjærbrudd, og i nedre del strekkbrudd.

$$M_{Rd} = \left( \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot 1,05} \cdot A \cdot \text{arm} \right) + \left( \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \cdot A_N \cdot \text{arm} \right)$$

$$M_{Rd} = \left( \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 1,05} \cdot 6 \cdot 31 \cdot 25 \right) + \left( \frac{490}{1,25} \cdot 6 \cdot 16 \cdot 42 \right) = 2,5 \text{ kNm}$$

$$0,8 \text{ kNm} < 2,5 \text{ kNm}$$

$$\text{Kapasitetsutnyttelse} = \frac{0,8}{2,5} = 0,32$$

## 5.7 Kontroll av bolter

### 5.7.1 Oppfyllelse av minsteavstander iht. NS-EN-1993-1-8

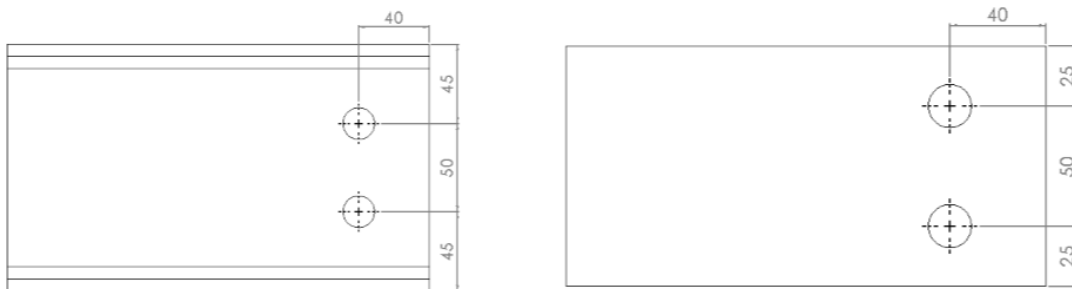
NS-EN-1993-1-8 gir minstekrav for både ende- og hullavstand under tabell 3.3. For M16 bolt vil følgende avstander gjelde:

Ende- og hullavstander	Minimum
$e_1$	$1,2d_0 = 21,6$
$p_1$	$2,2d_0 = 39,6$

$e_2$	$1,2d_0 = 21,6$
$p_2$	$2,4d_0 = 43,2$

Tabell 12: Minsteavstander ved bruk av M16 bolt.

Her representerer  $e_1$  og  $p_1$  avstander i kraftretning.  $e_2$  og  $p_2$  representerer avstander normalt på kraftretning. Siden knutepunktet tar både vertikal- og horisontalbelastning må alle avstander oppfylles. Figur nedenfor viser at minsteavstander for både bjelke og knuteplate er tilfredsstillt.

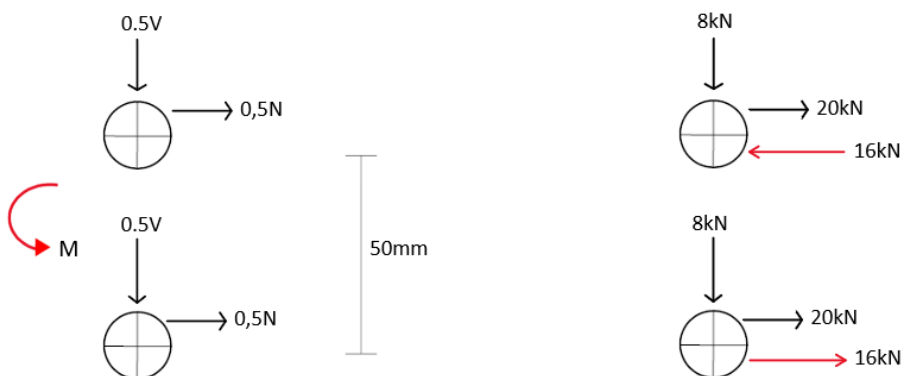


Figur 40: Ende- og hullavstander for bjelke og knuteplate.

## 5.7.2 Lastvirkning på bolter

Lastvirkningen for boltene vil være i tråd med knuteplaten, grunnet konservativ dimensjoneringsprosedyre. Siden forbindelsen består av to bolter, vil translasjonskrefter fordeles jevnt på hver av dem. Momentet vil fordeles på boltene ved et horisontalt kraftpar. Tallverdien på dette kraftparet kan bestemmes ved en enkel likevektsbetraktning:

$$F_M \cdot \frac{50}{1000} = 0,8 \rightarrow F_M = 16\text{kN}$$



Figur 41: Kraftfordeling på bolter.



Bolt i bunn vil ta den største belastningen grunnet retningen på  $F_M$ . Både hullkanttrykk og avskjæring vil dermed kontrolleres med utgangspunkt i denne bolten.

### 5.7.3 Avskjæring

Avskjæringskapasitet bestemmes iht. NS-EN 1993-1-8 tabell 3.4. Konservativt vil det antas at avskjæringsnittet går gjennom den gjengede delen av skruen. Dette betyr at arealet til bolten settes lik spenningsarealet  $A_s$ . Basert på tverrsnitts- og styrkeparametre for M16 8,8 vil avskjæringskapasitet være følgende:

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{M2}} = \frac{0,6 \cdot 800 \cdot 157}{\gamma_{M2}} = 60,3 \text{ kN}$$

Denne kapasiteten skal sees imot den resulterende kraften for vertikal og horisontal belastning. Dette gjøres ved vektoraddisjon.

$$\sqrt{F_x^2 + F_z^2} = \sqrt{36^2 + 8^2} = 36,9 \text{ kN}$$

$$36,9 \text{ kN} < 60,3 \text{ kN}$$

$$\text{Kapasitetsutnyttelse} = \frac{36,9}{60,3} = 0,61$$

### 5.7.4 Hullkanttrykk

Kontroll av hullkanttrykk utføres iht. NS-EN 1993-1-8 tabell 3.4. Vertikal og horisontal hullkanttrykk må kontrolleres separat for både bjelke og knuteplate. Faktorene  $k_1$  og  $\alpha_b$  ivaretar påvirkningen av ende – og hullavstander

$$F_{b,Rd} = \frac{k_1 \cdot \alpha_v \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$\alpha_b$  settes lik den minste av følgende:

- $\frac{f_{ub}}{f_u}$
- $\frac{e_1}{3 \cdot d_0}$
- $\frac{P_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}$

$k_1$  settes lik den minste av følgende:

- $2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7$
- $1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7$
- 2,5

Først kontrolleres horisontal hullkantrykk for bjelke.

Bestemmelse av  $\alpha_b$ :

- $\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{490} = 1,63$
- $\frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{40}{3 \cdot 18} = \underline{0,74}$
- $\frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} \rightarrow$  Irrelevant

Bestemmelse av  $k_1$ :

- $2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \rightarrow$  Irrelevant
- $1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \cdot \frac{50}{18} - 1,7 = \underline{2,19}$
- 2,5

$$F_{b,Rd} = \frac{2,19 \cdot 0,74 \cdot 490 \cdot 16 \cdot 4,7}{1,25} = 47,7 \text{ kN}$$

$$36 \text{ kN} < 47,7 \text{ kN}$$

$$\text{Kapasitetsutnyttelse} = \frac{36}{47,7} = 0,75$$

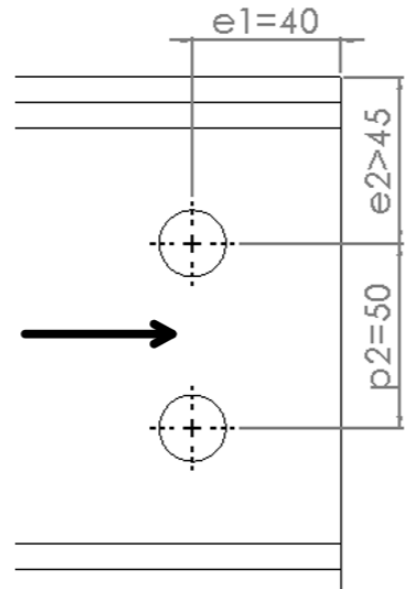
Videre kontrolleres vertikal hullkantrykk for bjelke.

Bestemmelse av  $\alpha_b$ :

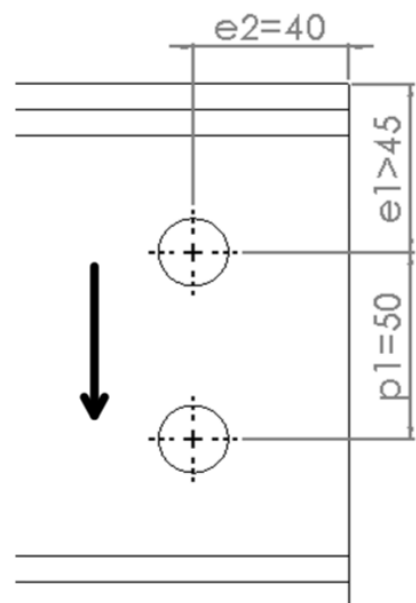
- $\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{490} = 1,63$
- $\frac{e_1}{3 \cdot d_0} \rightarrow$  Irrelevant
- $\frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = \frac{50}{3 \cdot 18} - \frac{1}{4} = \underline{0,67}$

Bestemmelse av  $k_1$ :

- $2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{40}{18} - 1,7 = 4,5$



Figur 42: Relevante avstander og betegnelser ved kontroll av horisontal hullkantrykk.



Figur 43: Relevante avstander og betegnelser ved kontroll av vertikal hullkantrykk.

- $1,4 \cdot \frac{P_2}{d_0} = 1,7 \rightarrow$  Irrelevant

- 2,5

$$F_{b,Rd} = \frac{0,67 \cdot 2,5 \cdot 490 \cdot 16 \cdot 4,7}{1,25} = 49,4 \text{ kN}$$

$$8 \text{ kN} < 49,4 \text{ kN}$$

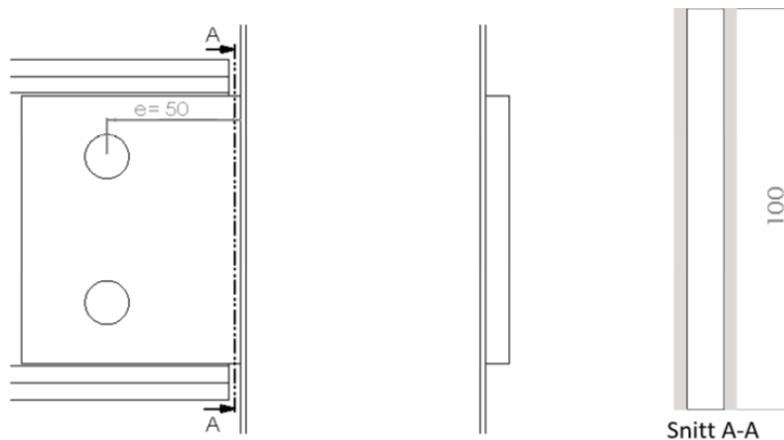
$$\text{Kapasitetsutnyttelse} = \frac{8}{49,4} = 0,16$$

Knuteplaten har større tykkelse enn steget i bjelken, men grunnet forskjellige endeavstander kan den være kritisk. Beregninger for knuteplate er gitt i vedlegg C4.

## 5.8 Bestemmelse av a-mål for kilsveis

### 5.8.1 Knuteplate

Knuteplaten vil forbindes til søylen med vertikal kilsveis fra begge ender. Lastvirkning for kilsveisen vil være i tråd med knuteplaten, som er gitt i kapittel 5.6.1.



Figur 44: Sveisesnitt ved øvre del av knuteplate.

Sveisen vil kontrolleres med utgangspunkt i a-mål på 3mm. Dette er minstekravet gitt i NS-EN 1993-1-8 punkt 4.5.2 (2). Basert på dette a-målet oppnås følgende tverrsnittsparetre for sveis:

- $L_{eff} = 100 - (2 \cdot 3) = 94 \text{ mm}$

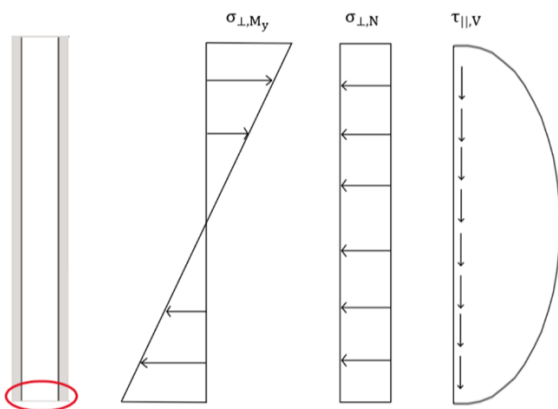
(Iht. NS-EN 1993-1-8 punkt 4.51 (1) skal effektiv lengde på sveis benyttes. Dette vil være  $L - 2a$ )

- $I_w = \left(\frac{1}{12} \cdot 3 \cdot 94^3\right) \cdot 2 = 0,42 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
- $A_w = (94 \cdot 3) \cdot 2 = 564 \text{ mm}^2$

Disse parametrene, sammen med belastningen benyttes til å beregne aksial- og skjærspenninger.

- $\sigma_{\perp, N} = \tau_{\perp, N} = \frac{N}{\sqrt{2} \cdot A_w} = \frac{40 \cdot 10^3}{\sqrt{2} \cdot 564} = 50,1 \text{ MPa}$
- $\sigma_{\perp, M_y} = \tau_{\perp, M_y} = \frac{M}{\sqrt{2} \cdot I_w} \cdot z = \frac{0,88 \cdot 10^6}{\sqrt{2} \cdot 0,42 \cdot 10^6} \cdot \frac{94}{2} = 69,6 \text{ MPa}$
- $\sigma_{\perp, \text{total}} = \tau_{\perp, \text{total}} = 50,1 + 69,6 = 119,7 \text{ MPa}$
- $\tau_{\parallel, V} = \frac{V}{A_w} = \frac{16 \cdot 10^3}{564} = 28,4 \text{ MPa}$

Belastningen gir en kombinasjon av normalspenninger, og skjærspenninger. En visuell framstilling av spenningene viser at alle maksimale verdier ikke virker i samme snitt. Kritisk snitt vil være i bunn av sveis. Her er det maksimal spenning normalt på sveis fra både moment og aksialkraft.



Figur 45: Visuell framstilling av spenninger ved sveisesnitt.

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \rightarrow \sqrt{119,7^2 + 3 \cdot (119,7^2 + 0^2)} \leq \frac{490}{0,9 \cdot 1,25}$$

$$239,4 \leq 435,5$$

$$\text{Kapasitetsutnyttelse} = \frac{239,4}{435,5} = 0,55$$

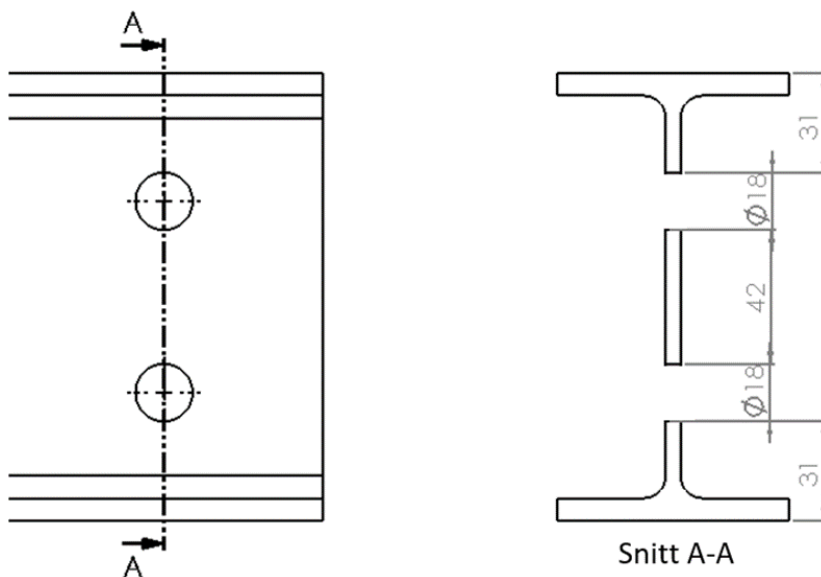
Et a-mål på 3mm tilfredsstillers altså kravet i NS-EN 1993-1-8 med god margin. Disse beregningene er utført for kilsveis i øvre del, der bjelken befinner seg. Siden denne

forbindelsen skal utføres som en “knivforbindelse” kreves det sveis i bakre del også. Her vil belastningen bli mindre eller lik øvre del. Et a-mål på 3mm vil dermed være tilstrekkelig uten noe videre beregning.

## 5.9 Kontroll av bjelke

### 5.9.1 Flyting

Bolthullene vil svekke tverrsnittet til bjelken på samme måte som knuteplaten, og bør derfor kontrolleres. I de fleste tilfeller styres bjelkekapasiteten av moment. Det største momentet vil vanligvis befinne seg midt i spennet og ikke i endepunktene. Det er dermed svært sjeldent at snittet der boltene befinner seg vil være kritisk. Uansett kan det oppstå unntakstilfeller og det svekkede tverrsnittet bør derfor kontrolleres.



Figur 46: Snitt av bjelke der bolter befinner seg. Svekket tverrsnitt kan bemerkes.

Lastvirkningen for dette snittet vil være i tråd med knuteplaten, som ble gitt i kapittel 5.6.1. Teoretisk sett vil ikke snittet belastes av et moment siden leddet antas å være plassert i senter av hullene. Konservativt vil momentet fremdeles tas hensyn til ved beregningene nedenfor.

Tverrsnittsparmetre for svekket tverrsnitt:

$$- I_y = 5,41 \cdot 10^6 - 2 \left( \frac{1}{12} \cdot 4,7 \cdot 18^3 + 4,7 \cdot 18 \cdot 25^2 \right) = 5,3 \cdot 10^6$$

$$A = 1,64 \cdot 10^3 - (4,7 \cdot 18 \cdot 2) = 1,47 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

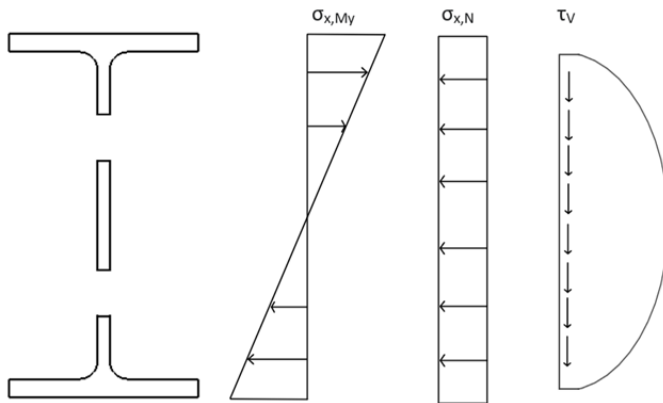
Disse parametrene, sammen med belastningen benyttes til å beregne aksial- og skjærspenninger.

$$\sigma_{x,N} = \frac{N}{A} = \frac{40 \cdot 10^3}{1,47 \cdot 10^3} = 27,2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{x,My} = \frac{M_y}{I_y} \cdot z = \frac{1,68 \cdot 10^6}{5,3 \cdot 10^6} \cdot \frac{140}{2} = 22,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_v = \frac{V \cdot S}{I_y \cdot b} = \frac{16 \cdot 10^3 \cdot ((16 \cdot 4,7 \cdot \frac{16}{2}) + (29,1 \cdot 4,7 \cdot 48,6) + (6,9 \cdot 73 \cdot 66,6))}{5,3 \cdot 10^6 \cdot 4,7} = 26,2 \text{ MPa}$$

En visuell framstilling av disse spenningene viser at de maksimale verdiene ikke virker i samme snitt. I dette tilfellet vil midtpunktet kontrolleres med flytekriteriumet etter elastisitetsteori i NS-EN 1993-1-1 punkt 6.2.1 (5). Her er det maksimal skjærspenning, og normalspenning fra aksialkraft. Overgangen mellom steg og flens, og bunnen av bjelken er to andre punkter som kan være kritisk. Spenningene som er beregnet nedenfor er ikke av høy verdi, og dette vil derfor utelates.



Figur 47: Visuell framstilling av spenninger ved svekket tverrsnitt av bjelke.

$$\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M2}} \rightarrow \sqrt{27,2^2 + 3 \cdot 26,2^2} \leq \frac{355}{1,25}$$

$$53,2 \text{ MPa} \leq 284 \text{ MPa}$$

$$\text{Kapasitetsutnyttelse} = \frac{53,2}{284} = 0,19$$

## 5.9.2 Avskjæring og blokkutrivning

Grunnet topp- og bunnflens vil ikke avskjæring være aktuelt for I-profilen. Blokkutrivning derimot kan oppstå, med U-formet utrivningsmønster. Her kan nedre grenseteorem benyttes på lik linje med kapp 5.6.4.

Ved valg av spenningsfordeling plasseres skjærkraft og aksialkraft i midt-arealet. Skjærkraftens bidrag vil nok være temmelig lite grunnet flensene, men konservativt kan styrken fra flensene neglisjeres. Dette gir samme beregningsmetode som for blokkutrivning av knuteplaten. Først sjekkes minimumshøyden som kreves for å ta disse kreftene.

$$V < \tau_d \cdot A_V \rightarrow V < \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot 1,05} \cdot 4,7 \cdot h_v$$

$$\rightarrow h_v > \frac{V \cdot \sqrt{3} \cdot 1,05}{f_y \cdot 4,7} = \frac{16 \cdot 10^3 \cdot \sqrt{3} \cdot 1,05}{355 \cdot 4,7} = 17,4 \text{ mm}$$

Det resterende arealet i midten vil ikke være tilstrekkelig for å ta all aksialkraft. Kraften må dermed fordeles både i midten, og i øvre og nedre del. Først finnes mengden aksialkraft som kan tas i midten.

$$N < \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \cdot A_N = \frac{490}{1,25} \cdot 4,7 \cdot (32 - 17,4) = 26,9 \text{ kN}$$

Resterende aksialkraft vil være:  $40 - 26,9 = 13,1 \text{ kN}$ . Dette må fordeles i øvre- og nedre del i form av skjærbrudd. Lengden som kreves for å ta denne aksialkraften kan nå finnes.

$$L_N > \frac{N \cdot \sqrt{3} \cdot 1,05}{f_y \cdot 4,7} \cdot \frac{1}{2} = \frac{16 \cdot 10^3 \cdot \sqrt{3} \cdot 1,05}{355 \cdot 4,7} \cdot \frac{1}{2} = 4,4 \text{ mm}$$

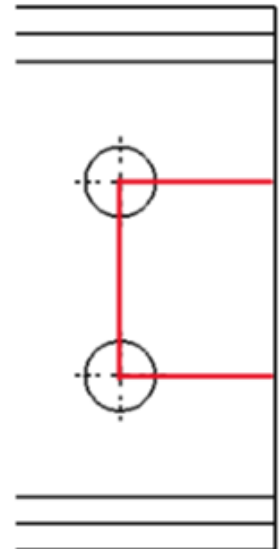
Lengde som er tilgjengelig for å ta moment vil dermed være:  $31 - 4,4 = 26,6 \text{ mm}$ .

Momentkapasiteten for øvre – og nedre del kan nå beregnes:

$$M_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot 1,05} \cdot A \cdot \text{arm} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 1,05} \cdot 4,7 \cdot 26,6 \cdot 50 = 1,2 \text{ kNm}$$

$$0,8 \text{ kNm} < 1,2 \text{ kNm}$$

$$\text{Kapasitetsutnyttelse} = \frac{0,8}{1,2} = 0,67$$

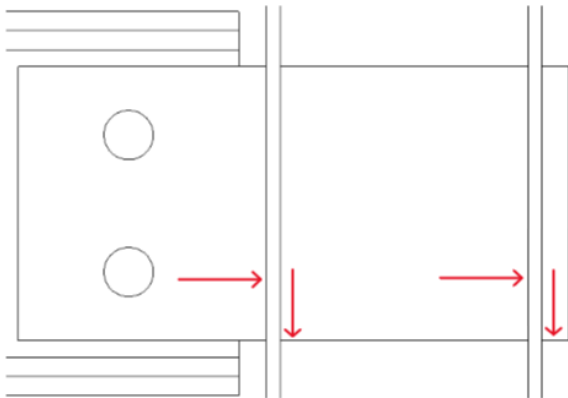


Figur 48: Relevant bruddform for bjelke som må kontrolleres.

## 5.10 Kontroll av søyle

### 5.10.1 Lokal kontroll

For å styrke søylens lokale kapasitet vil en “knivforbindelse” benyttes. En slik gjennomføring kan være viktig for å unngå lokal deformasjon i søylen, noe som tynne hulprofiler er utsatt for (Tang, 2019). Slik deformasjoner kan i verste fall føre til plastifisering av tynnveggene i søylen. Forbindelsen sikrer at lasten påføres jevnt langs begge sider av søylen, slik at hver tynnvegg tar mindre belastning.



Figur 49: «Knivforbindelse» sikrer at lasten fordeles i begge tynnvegger.

Alternativt kan den lokale kapasiteten til søylen styrkes ved å øke tykkelsen av tynnveggene. Dette vil føre til at lasten har et større areal å fordeles på. Økonomisk sett vil dette være lite lønnsomt. Et søyleverrsnitt er som regel gjennomgående langs flere etasjer. En smal økning i tykkelse kan derfor ha stor betydning for stålmengden som brukes. Ved bruk av en “knivforbindelse” vil dimensjonene på knuteplaten alene økes, noe som vil være minimalt sammenlignet med hovedkomponenter.

En beregningsmessig kontroll vil fortsatt utføres uavhengig av lokal forsterkning. For dette formålet vil veiledninger fra AISC benyttes. Aksial - og skjærkapasitet ved både flyting og avskjæring kan finnes i seksjon J4-1 til og med J4-2 (AISC 5, 2016). Eksemplet ILA-17B (AISC 4, 2019, s. 666) benyttes som rådgivning ved beregning. Her spesifiserer det kritiske arealet til å være porsjonen av søylen som er i direkte kontakt med knuteplaten. Med søyletykkelse på 5mm, og platehøyde på 100mm vil dette arealet være  $500\text{mm}^2$ . Kapasitetsformlene i AISC er tallfestet nedenfor.



Flyting grunnet aksialkraft:

$$- R_n = 0,9 \cdot f_y \cdot A = 159,8\text{kN}$$

Flyting grunnet skjærkraft:

$$- R_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A = 106,5\text{kN}$$

Avskjæring grunnet aksialkraft:

$$- R_n = 0,75 \cdot f_u \cdot A = 183,8\text{kN}$$

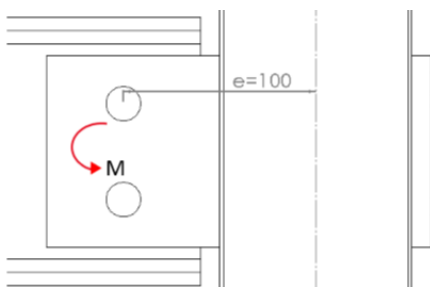
Avskjæring grunnet skjærkraft:

$$- R_n = 0,75 \cdot 0,6 \cdot f_u \cdot A = 110,3\text{kN}$$

Som det kan observeres er den lokale styrken langt større enn både skjær- og aksialbelastningen. Beregningene er utført uavhengig av “knivforbindelsen”, noe som er svært konservativt. Det kan dermed konkluderes at den lokale styrken til søylen er tilstrekkelig.

### 5.10.2 Videre dimensjonering

Fasadesøylen som er tilkoblet bjelken må dimensjoneres for en kombinasjon av aksialkraft, og moment. Dette gjøres iht. NS-EN 1993-1-1 punkt 6.3.3 (4). Momentet grunnet det horisontale kraftparet i oppleggene er tallfestet i kapittel 4.3.1. Videre må eksentrisiteten fra knutepunktet også tas med i betraktning.



Figur 50: Eksentrisitet for søyle som må tas i betraktning.

Begge momentene vil dreie søyla i samme retning, og adderes derfor.

$$M_{\text{total}} = 48,4 + \left(16 \cdot \frac{100}{1000}\right) = 50 \text{ KNm}$$

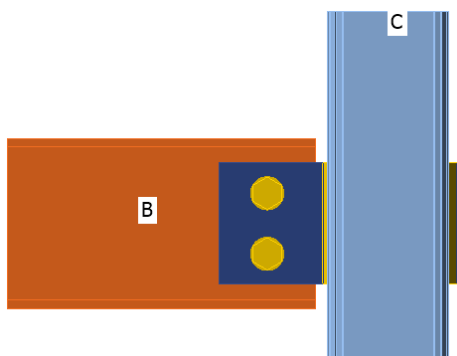
Vipping er en annen faktor som må tas i betraktning ved videre dimensjonering. Siden dette er en fasadesøyle vil vindlast påføre tilleggskrefter som prøver å vri søylen rundt. Dette, i

kombinasjon med momentet beregnet ovenfor utsetter søylen for vipping. En vippe-kontroll er avhengig av høyde på søyle, og eventuelle avstivninger fra andre bjelker. Siden disse forholdene er ukjent, vil ikke ytterligere beregninger utføres.

Svekkelse av søylen grunnet “kniv løsningen” vil ikke være en bekymring. Sveisen i øvre og bakre del sikrer at knuteplaten er festet kontinuerlig til søylen. Det tapte grunnmaterialet i søylen fra hullet erstattes dermed med material fra knuteplaten. Søylen kan derfor dimensjoneres med fullstendig tverrsnitt i innfestingssnittet.

## 5.11 Kontroll av forbindelsen i IDEA StatiCa

Forbindelsen ble modellert i IDEA StatiCa for alternativ kontroll. Programmet benytter elementmetoden for beregning av spenninger i knuteplate, bolter, sveiser, bjelke og søyle. Beregningen sammenlignes med kapasiteter gitt i Eurokode, hovedsakelig EN 1993-1-8.



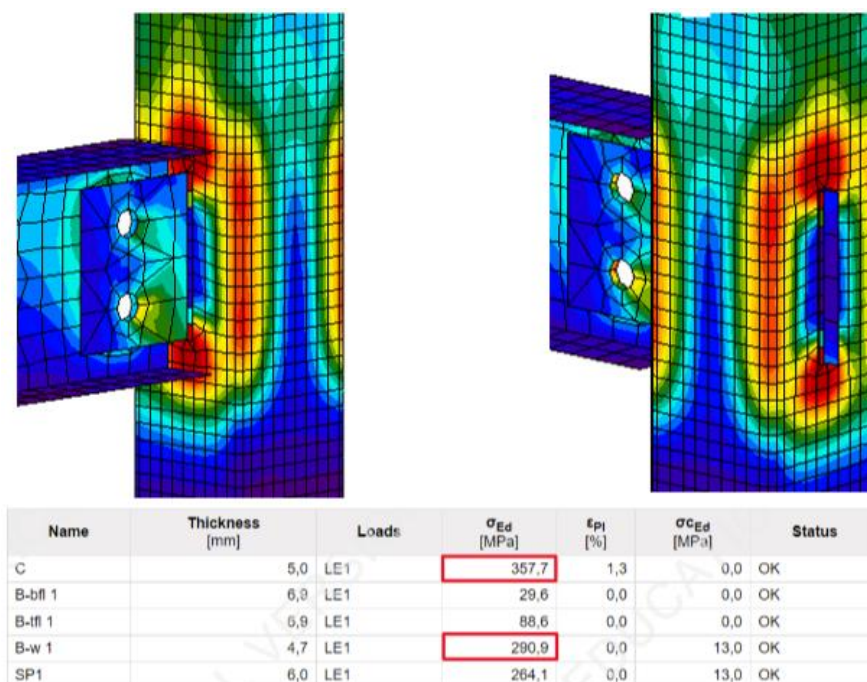
Figur 51: Modell av knutepunkt i IDEA StatiCa.

Utførelse av konvergenstudiet i IDEA StatiCa er generelt sett ikke nødvendig ved en enkel momentfri forbindelse. Her kan standardinnstillinger benyttes med en iterasjon, der den minimale elementstørrelsen er satt til 10mm, og den maksimale 50mm. Oppmerksomheten bør rettes mot elementstørrelsen, og flere kjøring ved modellering av komplekse knutepunkter (IDEA, i.d.).

Ved utførelse av simulasjon er leddet plassert i senter av boltene. Boltene vil dermed kun dimensjoneres for translasjonskrefter, mens øvrige komponenter dimensjoneres for moment. Dette ble nærmere beskrevet i kapittel 5.5.

### 5.11.1 Resultater


Spenningsverdiene viser svært store avvik fra håndberegninger. Som det kan observeres er søylen mest kritisk, med Von Mises spenning på 357,7 MPa. Dette overstiger flytespenningen til fasthetsklasse S355. Videre viser programmet svært høye spenninger i steget av I-profilen. Faktumet at bjelken er mer kritisk enn knuteplaten skyldes mindre tykkelse. Utrivningsfaren vil være større, noe som gir større kapasitetsutnyttelse på bjelke. Dette ble vist med håndberegninger i kapittel. 5.9.2. Selve verdien som ble oppnådd med håndberegninger derimot stemmer ikke overens med IDEA statiCa



Figur 52: Von Mises spenningsplott, og spenningsverdier for søyle, bjelke og knuteplate.

Kontroll av bolter stemmer overens med utførte håndberegninger. Den resulterende kraften beregnet i IDEA statiCa viser seg å ligge mellom 19kN og og 24,2kN. Kontroll for hånd resulterte i en større verdi, men dette skyldes konservativ beregning der boltene ble dimensjonert for moment. Med kun traslasjonskrefter ville den resulterende kraften være  $\sqrt{20^2 + 8^2} = 21,5\text{kN}$  for begge bolter, noe som er i likhet med verdiene i programmet. Hullkantrykk - og avskjæringskapasitet stemmer også overens med håndberegninger.

## Bolts

	Name	Loads	$F_{t,Ed}$ [kN]	V [kN]	$U_{t_t}$ [%]	$F_{b,Rd}$ [kN]	$U_{t_s}$ [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Status
	B1	LE1	3,9	19,0	4,4	68,9	31,5	34,5	OK
	B2	LE1	2,3	24,2	2,7	50,5	47,8	41,9	OK

## Design data

Name	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M16 8.8 - 1	90,4	88,1	60,3

Figur 53: Resulterende kraft for bolter i IDEA statiCa. Kapasitet av hullkanttrykk  $F_{b,Rd}$  – og avskjæring  $F_{v,Rd}$  er også oppgitt.

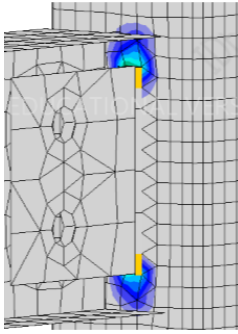
Sveiseberegninger i IDEA statiCa indikerer svært høy verdi, men dette resultatet må tolkes med forsiktighet. Håndberegningene som ble utført i kapittel 5.8.1 viste at det mest kritiske området for sveisen befant seg i nedre del, grunnet kombinasjon av bøyning og aksialkraft. Dette kan sammenlignes med programmet ved å vise et tøyingsplott i kombinasjon med generert mesh.

## Welds (Plastic redistribution)

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{pI}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$T_{\parallel}$ [MPa]	$T_{\perp}$ [MPa]	Ut [%]	$U_{t_c}$ [%]	Status
SP1	C-w 3	▲3,0	100	LE1	427,7	0,5	-215,9	83,9	-196,0	98,2	37,7	OK
SP1	C-w 3	▲3,0	100	LE1	427,5	0,4	-209,3	-34,1	-212,5	98,2	31,9	OK
SP1	C-w 1	▲5,0	100	LE1	266,4	0,0	148,0	-72,4	105,4	61,2	17,4	OK
SP1	C-w 1	▲5,0	100	LE1	268,6	0,0	143,1	82,7	101,9	61,7	19,4	OK

Figur 54: Spenningsverdier for sveiser i IDEA statiCa.

Plottet viser at den største belastningen befinner seg i øvre og nedre element. Det kan observeres at i samme område er belastningen for søylen på sitt høyeste. Ved stor lokal deformasjon av søyle, vil sveisen naturligvis påkjennes av dette. De høye spenningene er dermed et direkte resultat av søylens "svakhet" i programmet. En økning i tykkelse av søyle vil resultere i lavere spenninger for sveis. Dette er vist i vedlegg C6.



Figur 55: Tøyningsplott som viser mest påkjent område i knutepunkt.

### 5.11.2 Diskusjon

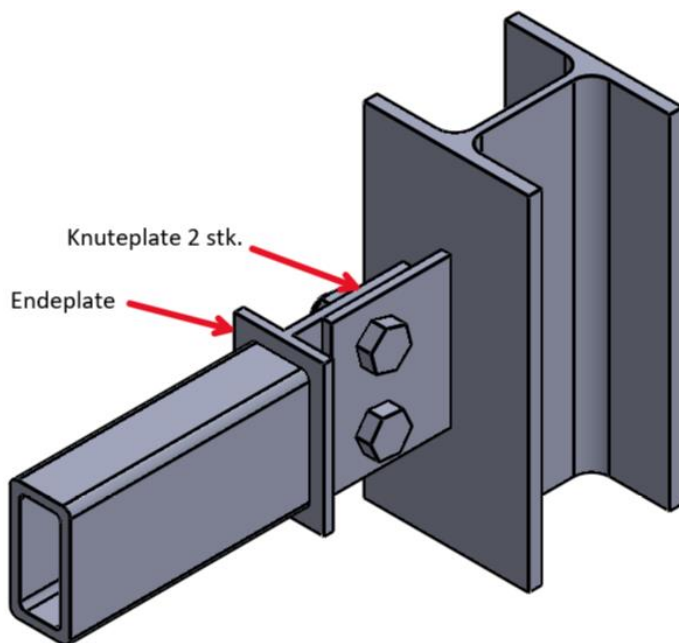
Håndberegninger iht. klassisk bjelketeori er basert på en todimensjonal spenningstilstand i motsetning til simulasjon i IDEA StatiCa som er tredimensjonal. Slike forskjeller i beregningsmessige forutsetninger vil ha betydning og resulterer generelt i avvik. Det kan fortsatt sies at avvikene som ble observert var av signifikant størrelse, spesielt for søyle og knuteplate. Hvorvidt forbindelsen bør forsterkes kan diskuteres.

Alle håndberegninger ble utført i samsvar med Eurokoder, samtidig som publikasjoner fra AISC ble benyttet som veiledning. Der det var nødvendighet for beregningsmessige estimater og forenklinger, ble konservativitet vektlagt. Uansett viste alle kontroller stor restkapasitet, noe som tyder på at forbindelsen er tilstrekkelig med gode marginer. Slike beregninger er tidstestet, og har vist seg å være effektivt over lang tid. Vi mener dermed at denne forbindelsen ikke har behov for å forsterkes ytterligere.

## 5.12 Alternativ utforming for hulprofil

I kapittel 4.5.2 ble forskjellig plassering av strekkstag diskutert, der en av metodene innebar sideveis plassering. Ved slik plassering vil bruk av hulprofil være aktuelt grunnet torsjonsmomentet som oppstår.

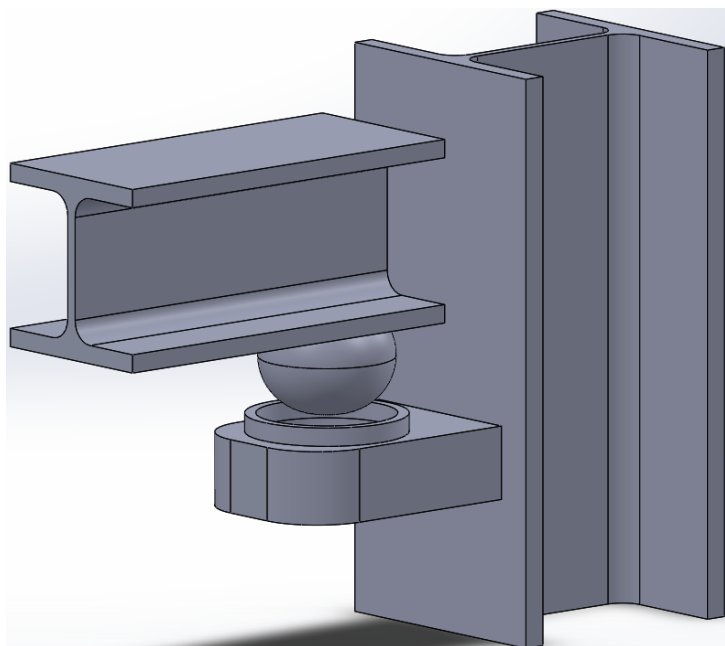
En alternativ utforming som er i likhet med en ensidig knuteplate kan benyttes ved bruk av endeplate. Dette sveises til bjelkeende i kombinasjon med en vanlig knuteplate. Videre sveises en knuteplate til søyleende. All sveising prefabrikeres slik at det kun vil være nødvendig med bolting på byggeplass. Oppførsel under belastning vil være i tråd med en standard ensidig knuteplate, slik at forbindelsen hovedsakelig vil overføre translasjonskrefter.



Figur 56: Alternativ innfestningsløsning ved bruk av hulprofil.

Grunnet likhet av løsninger vil dimensjoneringsprosedyren være tilnærmet identisk. Samme kontroller nevnt i dette kapitlet kan anvendes for knuteplater, bolter og sveis i søyleende. Videre må endeplaten, og resterende sveiser kontrolleres. Dette vil komme som tillegg.

## 6. Forslag til ny innfestingsløsning - Kulekobling

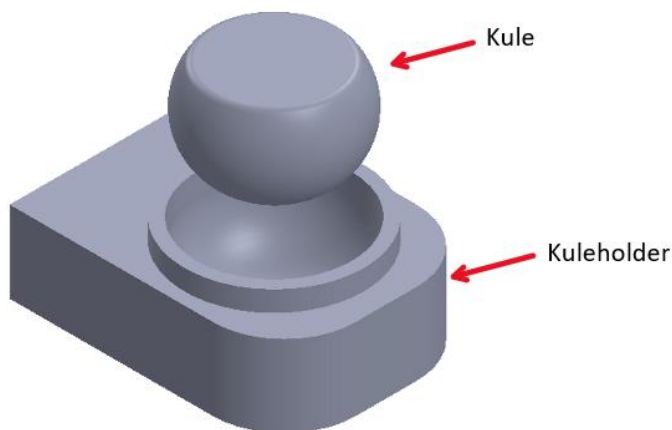


Figur 57: Bjelke-søyle forbindelse ved bruk av kulekobling.

### 6.1 Generelt

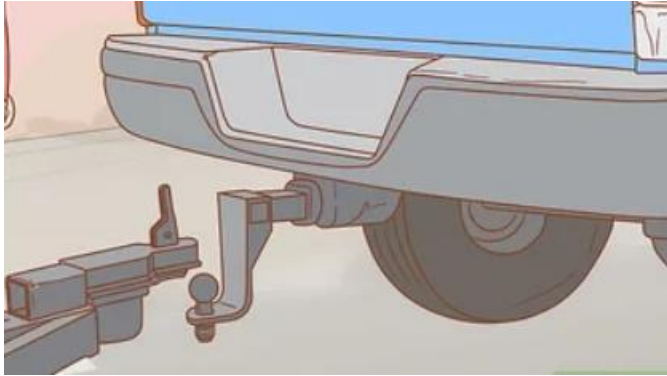
#### 6.1.1 Om løsningen

Kulekoblingen ønsker å svare på problemstillingen rundt effektivitet av montasje ved å være boltfri. Løsningen består av to komponenter: kule og kuleholder. Kule sveises til underside av bjelke, og kuleholder sveises til søyle. Ved at alle deler kan prefabrikeres vil montasjetiden reduseres svært mye. På byggeplass vil det kun gjenstå å heise løsningen på plass slik at kule treffer kuleholderen, og «klikker» på plass. Strekkstag kobles til søylen samtidig.



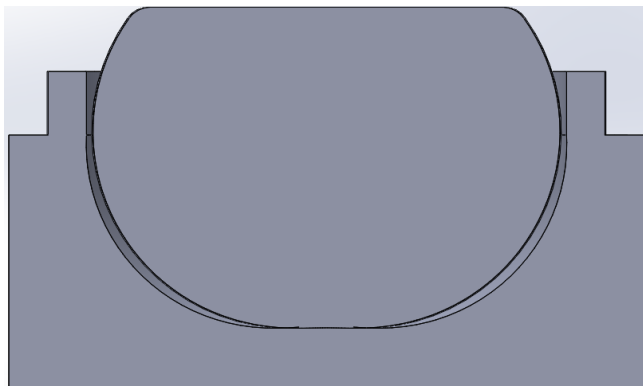
Figur 58: Illustrasjon av komponenter ved kulekobling.

løøsningen er inspirert av måten en tilhenger festes til en bil. Dette skjer ved at hengeren blir produsert med en innhulet del som låses fast til kule på tilhengerfestet til bilen. Kulekoblingen snur dette på hodet, ved at kule festes til underflens av bjelken og kuleholderen festes til søylen. Dette sikrer en løøsning med tilstrekkelig rotasjonsevne.



Figur 59: Typisk tilhengerfeste som er inspirasjon for løøsningen (wikiHow, 2020).

Løøsningen får rotasjonsevnen ved å ligge løøs i kuleholderen. Geometrien til komponentene er valgt slik at diameter til kule er mindre enn kuleholder. Dette vil sikre at komponentene ikke er stivt forbundet. Geometriske forhold er nærmere beskrevet i kapittel 6.3.

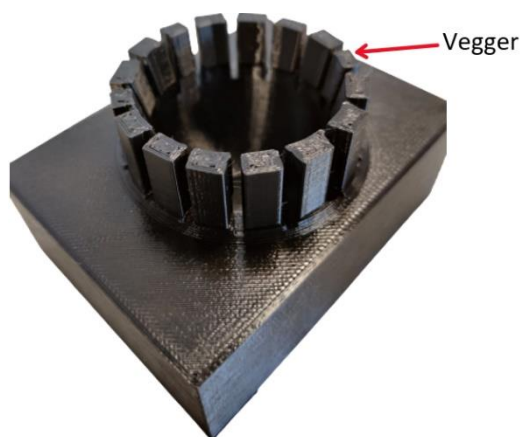


Figur 60: vertikalsnitt av forbindelsen. Hulrom mellom komponentene kan bemerkes.

### 6.1.2 «Klikkforbindelse»

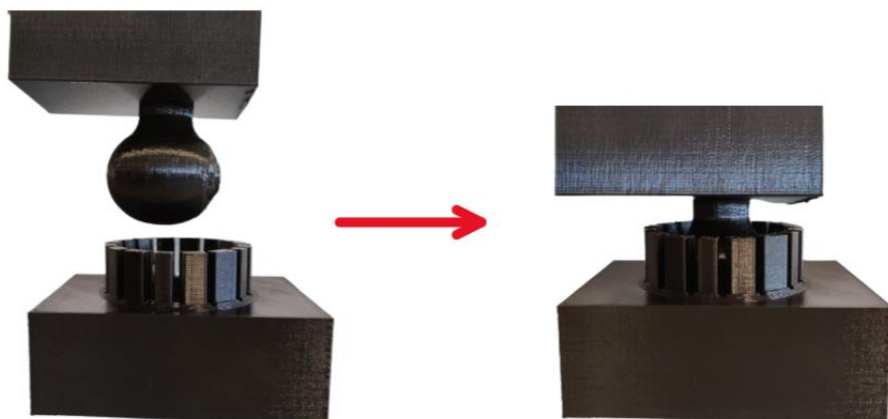
Av sikkerhetsmessige årsaker bør en «klikkforbindelse» benyttes slik at kula ikke sklir ut. Dette utføres ved at kuleholderen produseres med såkalte vegger som stikker innover i retning av kule. Bildet nedenfor illustrerer dette. Når kule plasseres i kuleholderen, vil veggene bøyes utover. Midtpunktet av kule er delen med størst tykkelse. Når dette punktet passerer veggene, vil kule møte bunnen av kuleholderen. Her vil den ha mulighet til å rotere fritt.





Figur 61: 3D print av kuleholder med «vegger».

Det kan sies at risikoen for at kula faktisk sklir ut er svært lav. Translasjonskrefter vil naturligvis sørge for at komponenten sitter på plass. Samtidig vil riktig bestemmelse av geometri medføre at denne risikoen er minimalt. En slik geometri innebærer tilstrekkelig mellomrom for rotasjonsevne, samtidig som hulrommet ikke er stort nok til at kula sklir ut. En «klikkforbindelse» bør uansett benyttes for å ivareta sikkerhet.



Figur 62: 3D print av kule og kuleholder. Figuren illustrerer «klikkløsningen» nærmere.

Veggene må ha tilstrekkelig styrke slik at brudd i form av knekking ivaretas når kula presses ned. Samtidig må de ha nok tøyningsevne for at deformasjon tillattes. Denne deformasjonen kan heller ikke være permanent. En slik deformasjon vil resultere i at veggene ikke kommer tilbake til sin opprinnelige form. Belastning i veggene må dermed være liten nok til at materialet forblir i det elastiske området. Alle disse kriteriene vil kreve en vanskelig og gjennomtenkt prosess ved dimensjonering av veggene.

### 6.1.3 Forenklet geometri

Løsningens potensial bestemmes først og fremst av kapasitet til kule og kuleholder. Geometrien som fastsettes videre vil dermed være uten «klikkløsningen». Denne geometrien benyttes ved statisk analyse i kapittel 4.4. Dette vil forenkle analysen betydelig og vil eliminere mulige singulariteter som kommer med skarpe hjørner i veggene.

## 6.2 Utgangspunkt for bjelke- og søyleverrsnitt

Kulekoblingen er dimensjonert med utgangspunkt i HE100A - bjelkeprofil. Lastvirkning og lastkombinasjon for bjelken i brudd- og bruksgrensetilstand er gitt i kapittel 4.1. En statisk analyse i Focus Konstruksjon viser at bjelken har tilstrekkelig kapasitet.



Figur 63: Tverrsnittskontroll i bruddgrensetilstand iht. elastisitetsteori til venstre. Deformasjonskontroll i bruksgrensetilstand til høyre.

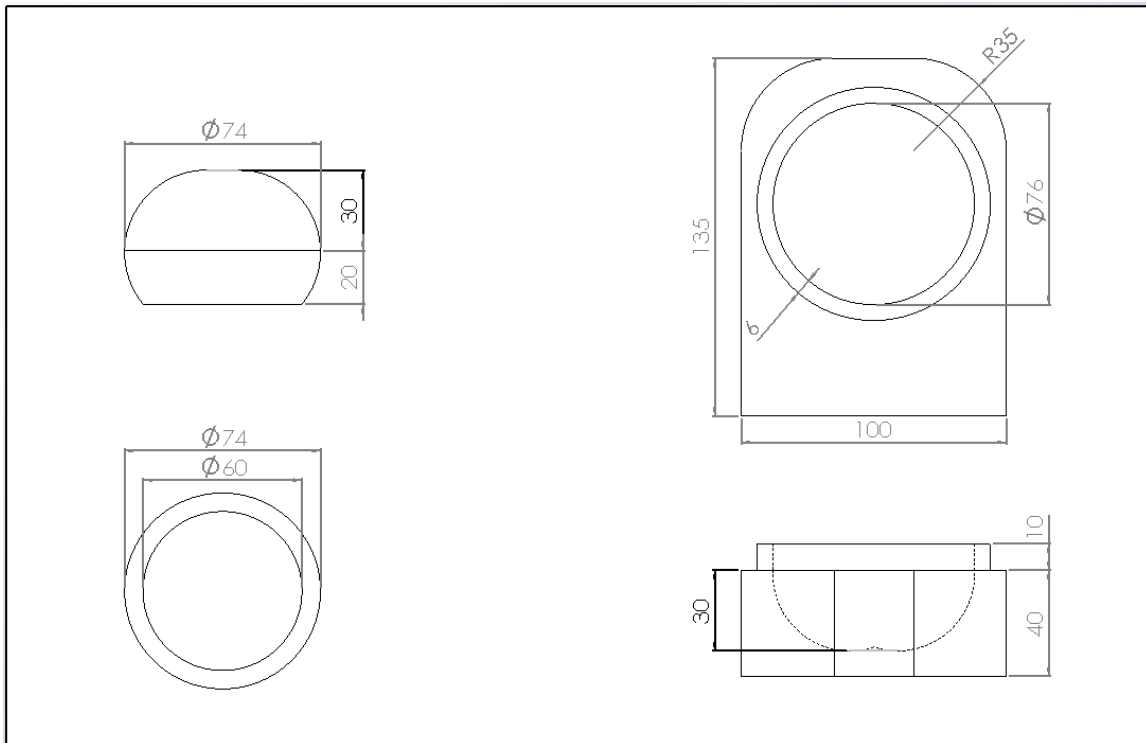
En HE-A profil velges framfor en typisk IPE-profil grunnet geometriske forhold. Kulekoblingen har svært stor geometri, noe som nødvendiggjør større bredde på bjelke. Samtidig vil større flens-tykkelse muliggjøre et større a-mål når kilsveis bestemmes. Dette diskuteres nærmere i kapittel 6.6.

Utgangspunktet for søyleverrsnitt er HE140B. Hovedforskjellen mellom en HE-B og HE-A profil er tykkelsen. HE-B har en større flens-tykkelse, og foretrekkes grunnet sveiseforhold. Selve størrelsen på profilet er kun et estimat. Bestemmelse av søyleverrsnittet er generelt avhengig av belastning fra øvrige etasjer, noe som er ukjent.

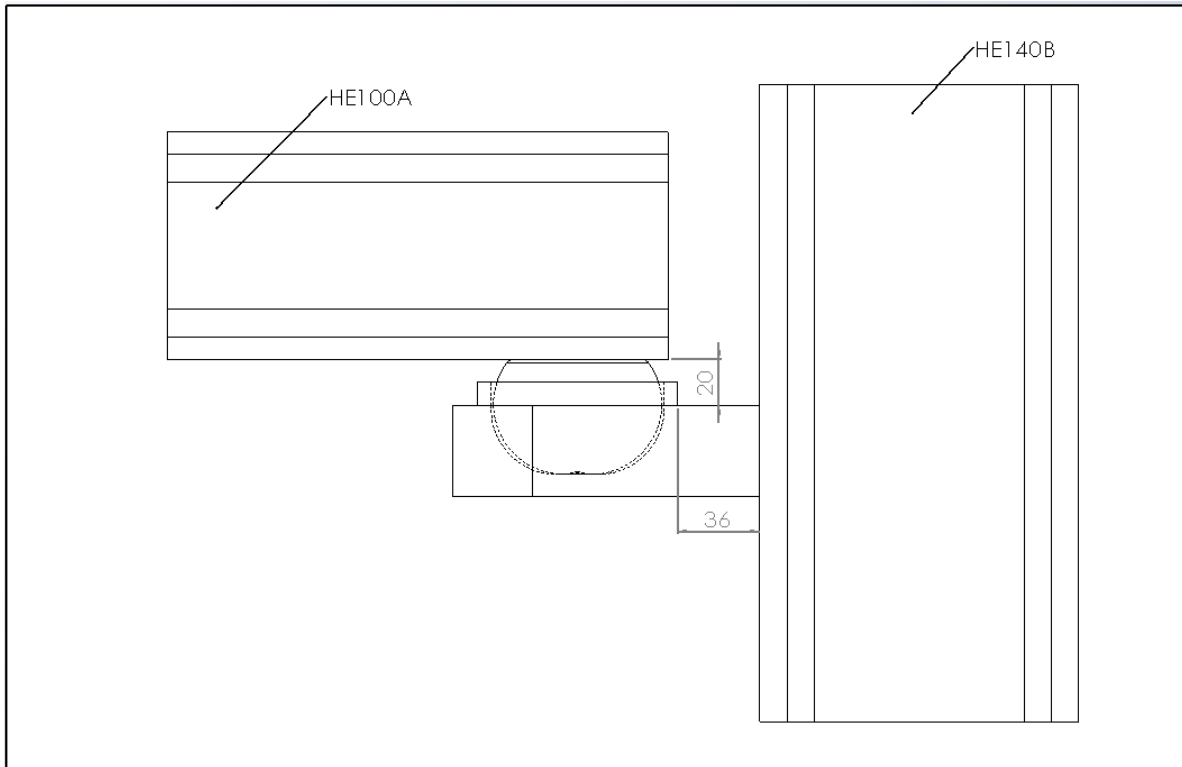
## 6.3 Geometri

### 6.3.1 Generell geometri

Resultater i statisk analyse medfører stor geometri for kule. Siden kuleholderen er direkte avhengig av kula vil større geometri være nødvendig ved denne komponenten også. Det kan merkes at kula har en diameter som er 2mm mindre enn kuleholderen. Dette er for å sikre tilstrekkelig rotasjonsevne.

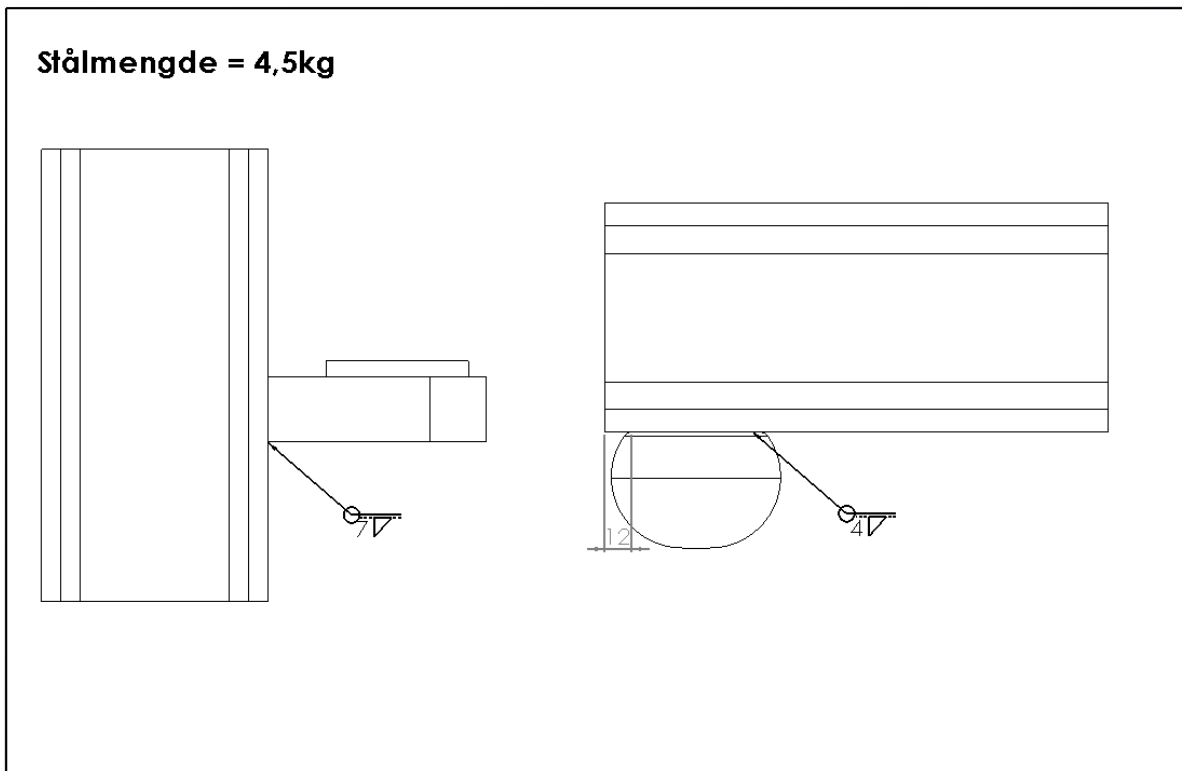


Figur 64: Geometri for kule og kuleholder.



Figur 65: Kulekobling med tilhørende hovedkomponenter.

### 6.3.2 Geometri for fabrikasjon

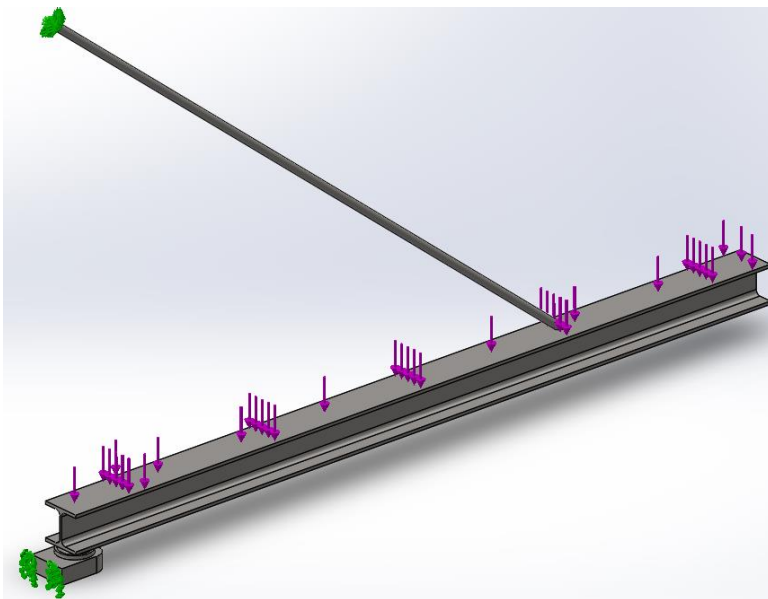


Figur 66: Relevante dimensjoner som benyttes ved fabrikasjon. Stålmengde av komponentene er også påført.

## 6.4 Statisk analyse i Solidworks

### 6.4.1 Grunnlag for statisk analyse

Ved utførelse av statisk analyse for både kule, og kuleholder vil Solidworks benyttes. Hele bæresystemet, inkludert bjelke, strekkstag og kulekobling modelleres sammen. En slik simulering vil være svært ressurskrevende, men vil føre til større nøyaktighet i resultater. Alternativt kan løsningen modelleres med forbindelsen alene, men dette medfører at randbetingelser må bestemmes. Disse randbetingelsene må samsvare med oppførselen til systemet under belastning, noe som vil være svært krevende å bestemme.



Figur 67: Utførelse av simulasjon i Solidworks. Hele bæresystemet, inkludert kulekoblingen modelleres sammen.

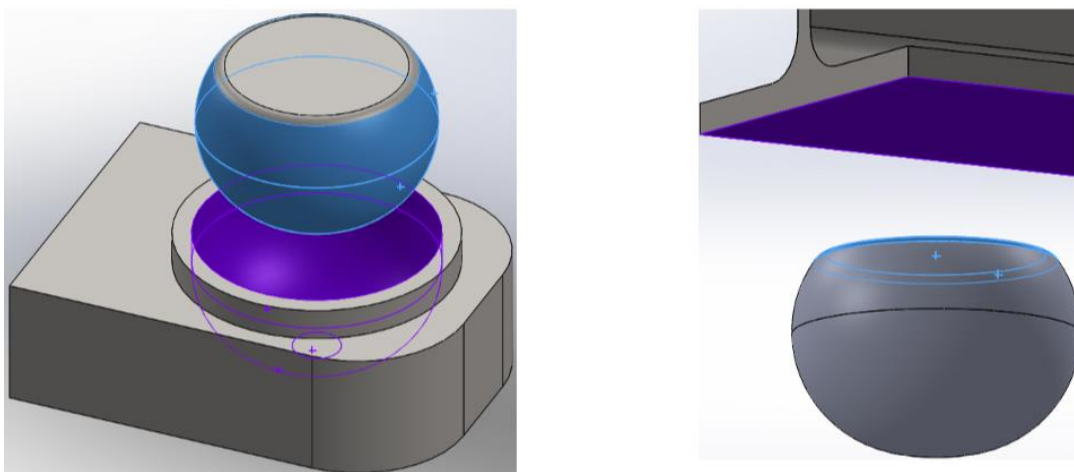
Modellering av hele systemet vil utføres med “solid-elements” i Solidworks. Dette medfører at hele systemet deles opp i små elementer, som forklart i kapittel 3.4. En slik modellering kommer med visse avvik. I kapittel 4.5.3 ble de vertikale og horisontale reaksjonskreftene beregnet til å bli 16kN og 40kN. Disse beregningene ble utført iht. tradisjonell bjelketeori. Ser man på reaksjonskreftene som Solidworks har beregnet for fastholdningen kan forskjellige verdier merkes. Avviket er ikke stort, og vil derfor ikke betraktes videre i oppgaven.

Resultant Forces		
Components	X	Y
Reaction force (N)	37 404,2	18 168
Reaction Moment (N.m)	0	0

Figur 68: Reaksjonskrefter ved kulekobling generert av Solidworks.

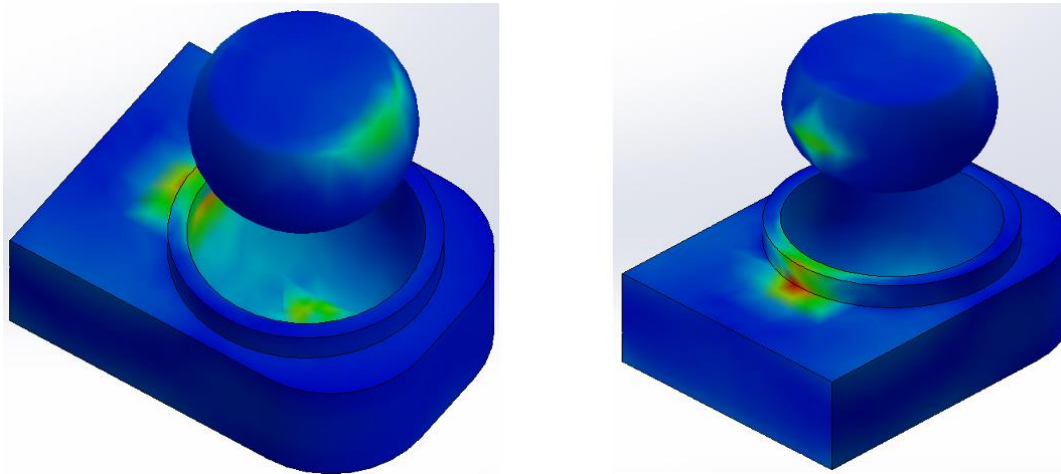
Lasten som er påført bjelken ble definert i kapittel. 4.1. Fastholdningen i øvre del er valgt som en translasjonsfastholdning i alle retninger. Dette vil simulere en momentfri kobling, uten å modellere selve forbindelsen. I nedre del er en innspenning påført i enden av kuleholderen, noe som vil simulere sveisen mellom søyle og kuleholder.

Bestemmelse av kontaktbetingelser er svært viktig for at løsningen skal oppføre seg realistisk. For lokal kontaktbetingelse mellom kule og kuleholder er det valgt “contact”. Dette medfører at komponentene ikke er koblet sammen i utgangspunktet, men som berøres ved påført belastning. For lokal kontaktbetingelse mellom kule og bjelke er “bonded” valgt. Dette sikrer at begge flatene behandles som de er sveist sammen.



Figur 69: «Contact» kontaktbetingelse mellom kule og kuleholder til venstre. «Bonded» kontaktbetingelse mellom kule og bjelke til høyre.

Simulasjonen vil utføres med global meshstørrelse på 15mm. For selve forbindelsen vil lokalt mesh med smalere elementstørrelse påføres i områder med stor spenningskonsentrasjon. Kartlegging av disse områdene kan gjøres ved å utføre en simulasjon med kun globalt mesh. Dette gir spenningsplottet nedenfor.

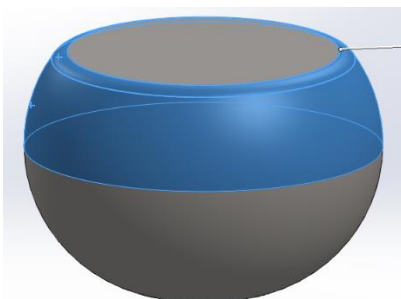


Figur 70: Spenningsplott for kule og kuleholder basert på simulasjon med 15mm global mesh-størrelse.

Spenningsplottet indikerer fornuftige resultater. Siden kula presses ned av bjelken vil kontaktflaten i topp være av høy verdi. Her vil kreftene overføres fra bjelke til kule. Samtidig vil kula følge bøyningen til bjelken, noe som fører til en horisontal bevegelse. Dette resulterer i en stor spenningskonsentrasjon i både kule, og kuleholder der denne kontaktflaten opptrer. Det røde området markerer hvor denne kontaktflaten befinner seg. Alle bestemmelser og spenningsresultater ved simulasjon i Solidworks kan finnes i vedlegg D2-D5.

#### 6.4.2 Statisk analyse av kule

For analyse av kula vil lokalt mesh påføres i halvparten av kula. Dette er basert på spenningsplottet i forrige kapittel. En slik mesh vil fange de store spenningene i øvre del, og i midtpunktet der kontaktflaten mellom komponentene vil oppstå. Alternativt kunne lokalisering av mesh blitt påført over hele kula, men spenningsmessig vil dette ikke ha stor innvirkning siden nedre del av kula ikke har høy spenningskonsentrasjon. Samtidig vil ressursbruken øke betydelig grunnet den store geometrien av kula.

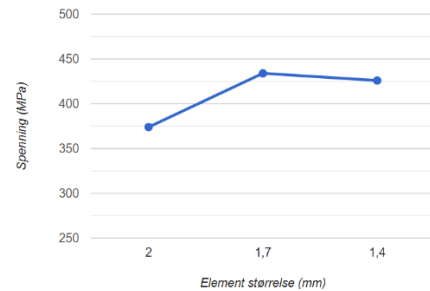


Figur 71: Plassering av lokalt mesh for kule.

Konvergenstudiet er utført i tre forskjellige meshstørrelser for å sikre oppnåelse av konvergens, og tilnærme den virkelige spenningsverdien. Lokal meshstørrelse reduseres fra 2mm til 1,4mm i tre forskjellige sekvenser. Resultatene er fremstilt i tabellen og grafen under. Som det kan merkes er det et stort sprang mellom de to første spenningsverdiene, men denne differansen blir betydelig mindre ved videre forfining av mesh. Spenningsverdien som oppnås ved 1,7mm, og 1,4mm element-størrelse er tilnærmet likt. Dette er en indikasjon på at konvergens er oppnådd.

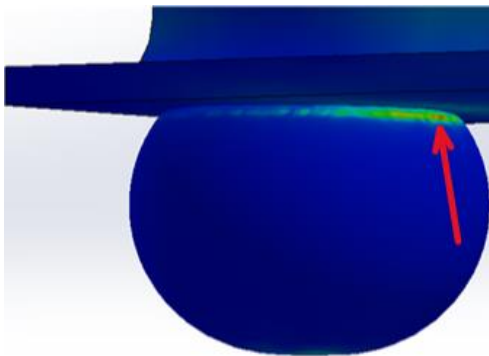
Element størrelse (mm)	Spenning (MPa)
2	374
1,7	434
1,4	426

Tabell 13: Spenningsverdier av kule ved forskjellig element størrelse.



Figur 72: Konvergen্সplott.

Ut ifra resultatene som er oppnådd kan den virkelige spenningsverdien estimeres til å ligge rundt 430 MPa. Denne spenningen befinner seg i overgang mellom kule og bjelke, noe som er vist ved bildet nedenfor.

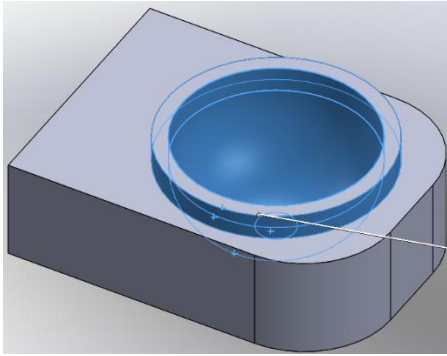


Figur 73: Spenningsplott for kule ved simulasjon med lokal meshstørrelse 1,4mm.

### 6.4.3 Statisk analyse av kuleholder

For kuleholderen vil lokalt mesh påføres i hullet, og utenfor den sirkulære veggen. Dette er basert på spenningsplottet som er vist i kapittel 6.4.1.



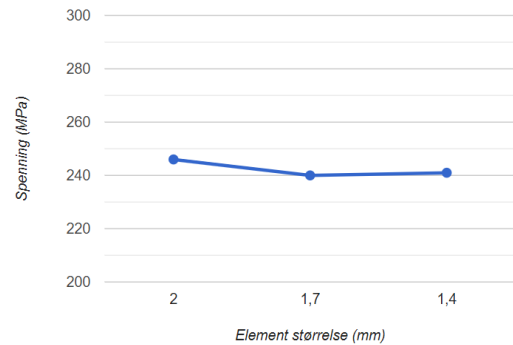


Figur 74: Plassering av lokalt mesh for kule.

Konvergenstudiet utføres i tråd med ballen slik at spenningsverdien tallfestes i tre meshstørrelser. For kuleholderen er spenningsdifferansen ekstremt liten i alle størrelser. Dette er tydelige tegn på konvergens.

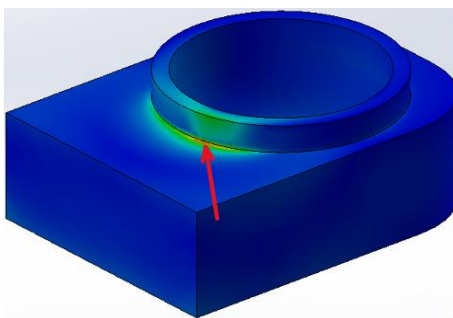
Element størrelse (mm)	Spenning (MPa)
2	246
1,7	240
1,4	241

Tabell 14: Spenningsverdier av kule ved forskjellig elementstørrelse.



Figur 75: Konvergenstplot.

Ut ifra resultatene som er oppnådd kan den virkelige spenningsverdien estimeres til å ligge rundt 240MPa. Denne spenningen befinner seg utenfor hullet, noe som er vist med bildet nedenfor.



Figur 76: Spenningsplott for kule ved simulasjon med lokal meshstørrelse 1,4mm.

#### 6.4.4 Diskusjon

Det at kuleholderen har lavere spenninger enn kulen er forventet. Komponenten har svært stor tykkelse og bredde. Kontaktflaten vil oppstå der den største andelen material befinner seg, noe som vil være i retning av søyle. Spenningsresultater for kuleholderen viser at komponenten er tilstrekkelig for fasthetsklasse S355 når materialfaktor  $\gamma_{m2}$  benyttes. Kapasitetsutnyttelsen kan bestemmes basert på oppnådd spenningsresultat.

$$\text{Kapasitetsutnyttelse} = \frac{240}{284} = 0,85$$

Basert på spenningsresultater for kule, er ikke komponentene tilstrekkelig for fasthetsklasse S355. Tre tiltak legges fram dersom komponentene skal kunne brukes videre:

- Optimalisere geometri ytterligere. Dette vil innebære å finpusse komponenten slik at de styrkemessige egenskapene forbedres.
- Benytte høyere fasthetsklasse. Dette diskuteres nærmere i kapittel 6.5.
- Redusere lastvirkning slik at kulen er anvendbar ved smalere balkonger.

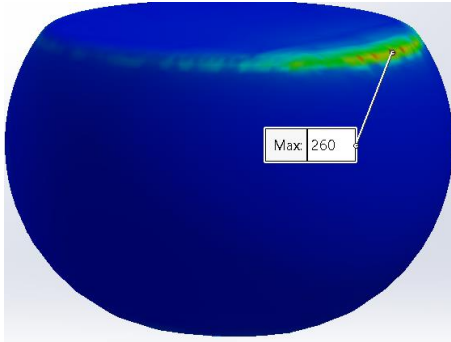
Siste tiltak kan analyseres videre. Utgangspunktet for balkongen ble definert til å være 2x5m. En slik størrelse kan sies å være av stor skala, noe som gir en lastvirkning på konservativ side. Smalere balkonger vil i mange tilfeller benyttes ved prosjekter. Smalere størrelse vil gi reduksjon i belastningen, noe som kan gi spenninger på kulen som er innenfor styrkekravene. Statisk analyse i Solidworks kan benyttes for å kartlegge lasten som gir akseptabelt spenningsnivå.

En iterasjonsprosess er utført i Solidworks, der avtakende belastning har blitt påført. Lokal meshstørrelse på 1,7mm benyttes. Alle andre forhold rundt simulasjonen er utført i tråd med kapittel 6.4.1. Simulasjonen viser at en linjelast på 14kN/m resulterer i Von Mises spenning på 260 MPa. Dette møter styrkekravet for fasthetsklasse S355 med materialfaktor  $\gamma_{m2}$ . Spenningsresultatet bør analyseres videre med en konvergensstudie for å sikre at konvergens er oppnådd. Siden denne lastvirkningen ikke er utgangspunktet for oppgaven, overlates dette til videre arbeid.

$$\text{Kapasitetsutnyttelse} = \frac{260}{284} = 0,92$$

Basert på lastvirkningen som er gitt i kapittel 4.1 kan linjelasten representeres ved en balkongstørrelse. Belastningen per  $m^2$  iht. bruddgrensetilstand er beregnet til å være 9,6kN/m<sup>2</sup>. Denne verdien kan benyttes til å bestemme balkongbredden. Linjelasten viser seg å

oppnås med en 3x2m balkong. Detaljerte beregninger er gitt i vedlegg D5. Ved en slik størrelse vil fasthetsklasse S355 være tilstrekkelig.



Figur 77: Spenningsresultat på kule basert på lastvirkning av 3x2m balkong.

## 6.5 Valg av fasthetsklasse og stålsort

Bestemmelse av fasthetsklasse utføres basert på spenningsresultatene som er oppnådd i kapittel 6.4, men siden tykkelse på komponentene er store må flere faktorer tas i betraktning. i NS-EN 1993-1-10 spesifiseres maksimal tillatt godstykkelse avhengig av stålkvalitet, slagseighet og laveste lufttemperatur med 50 års returperiode. Laveste lufttemperatur kan finnes i NS-EN 1991-1-5. For Gjøvik vil denne verdien ligge mellom -35 og -40 grader. Konservativt velges laveste verdi.

Bakgrunnen for en slik spesifisering er fare for sprøbrudd i materialet. Et tykkere material vil ha langt større tredimensjonal spenningstilstand, noe som fører til mindre plastiske deformasjoner (Larsen, 2010, s. 66). Resultatet blir mindre duktilitet i materialet, og økning av fare for sprø brudd. Lavere temperaturer forsterker denne effekten. Basert på dette er tabell NA.2(903) i NS-EN 1993-1-10 gitt som veiledning. Her kan det bemerkes at større godstykkelse, og lavere lufttemperaturer krever høyere fasthetsklasse.

**Tabell NA.2(903) – Største tillatte godstykkelse  $t$  i millimeter for pålitelighetsklasse 2**

Stål-sort	Stål-gruppe	KV		Laveste lufttemperatur $T_{md}$ [°C]							
		ved T [°C]	$J_{min}$	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	-60
Pålitelighetsklasse 2											
S355	JR	20	27	40	35						
	J0	0	27	60	50	40	35				
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35		
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35	
	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50	
S420	M,N	-20	40	95	80	65	55	45	35	30	
	ML,NL	-50	27	135	115	95	80	65	55	45	
S460	Q	-20	30	70	60	50	40	30	25		
	M,N	-20	40	90	70	60	50	40	30	25	
	QL	-40	30	105	90	70	60	50	40	30	
	ML,NL	-50	27	125	105	90	70	60	50	40	
	QL1	-60	30	150	125	105	90	70	60	50	

Tabell 15: Utdrag fra tabell NA.2 (903) i NS-EN 1993-1-10.

Økonomisk sett bør ikke høyere fasthetsklasse benyttes der det ikke er nødvendig. Økende stålstyrke vil generelt sett føre til økende kostnader grunnet omfattende produksjonsprosess (Marketsandmarkets, 2018). Videre bør ikke fasthetsklasser større enn S460 benyttes grunnet sveising. NS-EN 1993-1-8 begrenser kapasitetsberegning for kilsveis til fasthetsklasse S460. Dette er spesifisert i tabell 4.1. Årsaken til en slik begrensning er at høyere fasthetsklasser har økende karbonekvivalent, noe som reduserer sveisbarheten betydelig (Celsa, 2006).

For kuleholderen var fasthetsklasse S355 med materialfaktor  $\gamma_{m2}$  nok til å tilfredsstille styrkekravene. Tykkelsen på materialet er 40mm. Basert på tabell NA.2 (903) kan stålgruppe JR - og J0 ikke benyttes for S355.

For kulen ble spenningsresultatet beregnet til å ligge rundt 430 MPa basert på utført konvergensstudiet i kapittel 6.4.2. Fasthetsklasse S460 alene møter dette kravet, men sammen med materialfaktoren 1,25 vil dette ikke være tilstrekkelig. Fasthetsklassen kan ikke økes utover S460 siden komponenten skal sveises til bjelken. Ved spesifisert lastvirkning i denne oppgaven kan kulekoblingen dermed ikke benyttes.

## 6.6 Bestemmelse av a-mål for kilsveis

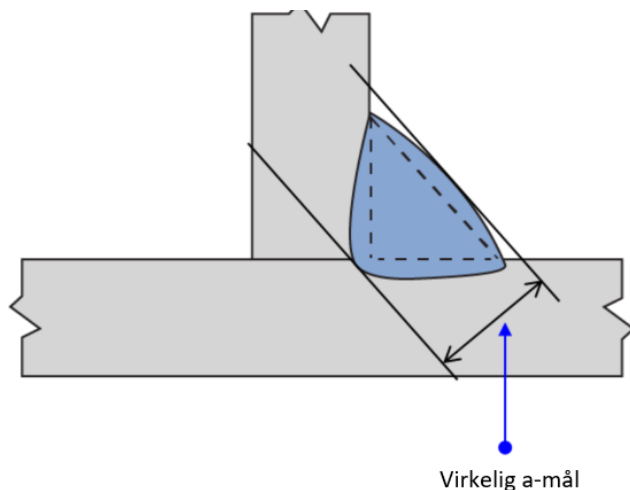
### 6.6.1 Generelt om sveising med tykt grunnmateriale

Ved sveising med tykt grunnmateriale er det flere faktorer som må tas hensyn til. Tilstrekkelig gjennombrenning er et av disse faktorene. (Welding, i.d). For at en sveis skal kunne ha god styrke må fullstendig sammensmelting mellom grunnmaterialet, og filler-metall oppnås. Dette kan være spesielt krevende for tykt grunnmateriale. Oppnåelse av gjennombrenning er en forutsetning for alle sveiseberegninger som utføres. Økende a-mål vil kun gi økende kapasitet dersom dette oppfylles.



Figur 78: Utførelse av sveis. God gjennombrenning til venstre. Manglende gjennombrenning til høyre (AWI, 2014).

Fra et styrkemessig synspunkt har nivå av gjennombrenning i grunnmaterialet lite betydning (AWI, 2014). Økning av gjennombrenning vil øke det virkelige a-målet, noe som kan gi et større sveise-areal. Det samme kan også oppnås ved å beholde det minimale nivået av gjennombrenning som er nødvendig, og samtidig øke a-målet. Dette vil kreve mindre innsats fra fabrikasjon. Sveise-beregninger iht. NS-EN 1993-1-8 er samtidig basert på et teoretisk a-mål, som ikke tar hensyn til lengde av gjennombrenning. En slik beregningsmetode er konservativ, og eventuell økning utover dette kan føre til unødvendig bruk av ressurser. Det viktigste er dermed å oppnå fullstendig sammensmelting mellom grunnmaterialene. Så lenge dette er oppnådd vil sveisen ha tilstrekkelig styrke.



Figur 79: Økende gjennombrenning utover det minimale vil øke det virkelige a-målet, men gir ingen flere styrkemessige fordeler (AWS, i.d).

Oppnåelse av tilstrekkelig gjennombrenning avhenger av en rekke faktorer i tillegg til tykkelse på grunnmateriale. Svært mange av disse er relatert til sveisemetode som benyttes i fabrikasjon (Welding, i.d). Til syvende og sist har verkstedet som utfører sveisingen størst kompetanse på dette området, og bør derfor bestemme utførselen som gir nødvendig gjennombrenning.

En annen faktor som må tas hensyn til ved sveising av tykt grunnmateriale er for stor varmetilførsel. Store temperaturforskjeller i stålet kan føre til spenninger forårsaket av krymping. Dette kan danne sprekker, og føre til mindre grad av duktilitet i materialet (The fabricator, 2016). Som et tiltak forvarmes stålet før sveisingen, tar sted. Dette vil minimere disse temperaturforskjellene, og hindre sprekkdannelse. En slik prosedyre håndteres av verkstedet. Forvarming vil derfor ikke beskrives videre i denne oppgaven.

Ved utførelsesklasse EXC2-EXC3 skal tverrgående kilsveiser med tykkelse større enn 30mm kontrolleres med ikke-destruktiv kontroll iht. tabell 24 i NS-EN 1090-2. Dette gjelder for sveiser utført på både verksted og byggeplass. De fleste bygninger vil prosjekteres i utførelsesklasse EXC2 (Norsk Stålforbund, i.d). Siden begge komponenter i denne løsningen overstiger tykkelsen spesifisert i NS-EN 1090-2, må slik kontroll utføres. Dette kan innebære visuell inspeksjon, ultralyd, røntgen eller andre metoder som er tilgjengelige på verksted.

## 6.6.2 Maksimums- og minimumskrav for a-mål

Maksimumskrav på a-mål må tas hensyn til ved dimensjonering. Dette er spesielt viktig ved sveising av tynt til tykt grunnmateriale. Hulldannelse på grunn av for stor varme kan være en bekymring for det tynne materialet som sammenføres (Weldersmanual, 2021).

Maksimumskravet styres derfor av det tynne grunnmaterialet. For tykkelse større enn 6mm settes det maksimale a-målet lik følgende (Miller, 2006):

$$a = \frac{t-1,6}{\sqrt{2}}$$

der t = tykkelsen på det tynne grunnmaterialet.

NS-EN 1993-1-8 spesifiserer et minimumskrav for a-mål på 3mm. Utover dette er det ikke gitt noe videre krav for sveisegeometri basert på tykkelse av grunnmateriale. «The American Welding Society» inneholder slike krav, og kan brukes som veiledning for denne løsningen. Under tabell 2 i AWS foreslås minimumskrav på sveis-størrelse basert på det tykke grunnmaterialet (Lakas, 2017). Slike krav er gitt for å forenkle oppnåelse av tilstrekkelig gjennombrenning.

tykkelse av tykkere plate som sveises [mm]	minimum benstørrelse på kilsveis [mm] <sup>1)</sup>
Mellom 19 og 38,1	8,0
Mellom 38,1 og 57,2	9.5
<sup>1)</sup> Størrelsene er gjort om fra imperial til metriske enheter, og avrundet til nærmeste desimal	

Tabell 16: utdrag fra tabell 2 i AWS D.1.1 (Lakas, 2017).

Det er viktig å presisere at denne tabellen kun er en anbefaling fra AWS, i motsetning til maksimumskravet som er absolutt. Som nevnt i kapittel 6.6.1 kan tilstrekkelig penetrasjon oppnås på mange forskjellige måter. Mange av disse er ikke avhengig av materialforhold. Samtidig er det også krav om ikke destruktiv kontroll av sveis for denne løsningen, noe som vil forsikre riktig utførelse av sveis. Med bakgrunn i dette vil følgende prosedyre benyttes ved bestemmelse av a-mål:

1. Bestemme maksimumskrav for a-mål basert på det tynne grunnmaterialet. Dette kravet er absolutt, og må ikke overstiges.
2. Bestemme minimumskrav for a-mål basert på det tykke grunnmaterialet. Dette er kun en anbefaling, og kan trumfes av steget over.
3. Velge a-mål basert på stegene ovenfor.
4. Kontrollere om det valgte a-målet tilfredsstillter kravene gitt i NS-EN 1993-1-8. Dette gjøres med beregninger basert på belastning av sveis.

### 6.6.3 Bestemmelse av a-mål for kuleholder

Første steg ved bestemmelse av a-mål vil være å kartlegge maksimums- og minimumskrav. Disse kravene vil baseres på tykkelse av kuleholder og flens av HE140B

$$t_{\text{kuleholder}} = 40\text{mm}$$

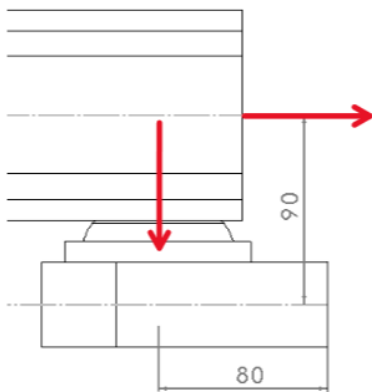
$$t_{\text{HE140B}} = 12\text{mm}$$

- Maksimumskrav  $= \frac{t-1,6}{\sqrt{2}} = \frac{12-1,6}{\sqrt{2}} = 7,3\text{mm}$
- Anbefalt minimumskrav  $= 9,5 \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} = 6,7\text{mm}$

Lastvirkning:

- $V = 16\text{kN}$
- $N = 40\text{kN}$
- $M_y = (40 \cdot \frac{90}{1000}) - (16 \cdot \frac{80}{1000}) = 2,3\text{kNm}$

Momentene dannet av vertikal- og horisontalbelastning vil motvirke hverandre. Horisontal eksentrisitet bestemmes ut ifra midtpunkt-avstand fra bjelke til sveis.

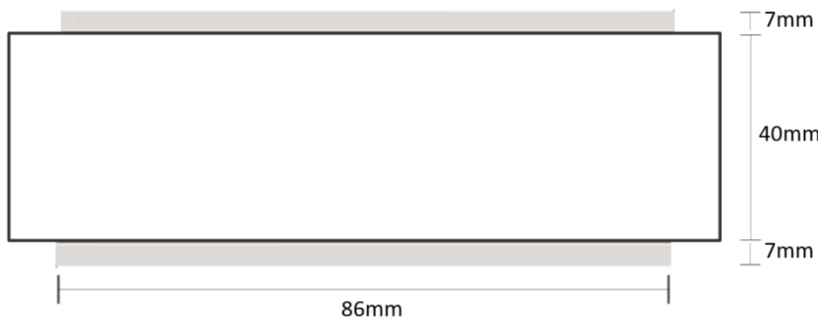


Figur 80: Vertikal- og horisontalbelastning med tilhørende eksentrisiteter for sveis.



Prøver a = 7mm:

- $L_{\text{eff-horisontalt}} = 100 - (2 \cdot 7) = 86\text{mm}$
- $L_{\text{eff-vertikalt}} = 40 - (2 \cdot 7) = 26\text{mm}$
- ( $L_{\text{eff-vertikalt}} < \text{maks} \begin{cases} 30 \\ 6 \cdot 7 = 42 \end{cases} \rightarrow \text{Kan ikke benyttes til lastoverføring iht. NS-EN 1993-1-8 punkt 4.5.1 (2)}$ )
- $I_w = \left( \frac{1}{12} \cdot 86 \cdot 7^3 + 86 \cdot 7 \cdot \left(20 + \frac{7}{2}\right)^2 \right) \cdot 2 = 0,67 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
- $A_w = (86 \cdot 7) \cdot 2 = 1204\text{mm}^2$



Figur 81: Fiktiv sveisesnitt for beregning basert på effektive lengder.

$$\sigma_{\perp, N} = \tau_{\perp, N} = \frac{N}{\sqrt{2} \cdot A_w} = \frac{40 \cdot 10^3}{\sqrt{2} \cdot 1204} = 23,5 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp, My} = \tau_{\perp, My} = \frac{M}{\sqrt{2} \cdot I_w} \cdot z = \frac{2,3 \cdot 10^6}{\sqrt{2} \cdot 0,67 \cdot 10^6} \cdot \left(20 + \frac{7}{2}\right) = 57,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp, V} = \tau_{\perp, V} = \frac{V}{\sqrt{2} \cdot A_w} = \frac{16 \cdot 10^3}{\sqrt{2} \cdot 1204} = 9,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp, \text{total}} = \tau_{\perp, \text{total}} = 23,5 + 57,1 + 9,4 = 90 \text{ MPa}$$

Siden alle krefter tas av sveis i øvre og nedre del, kan spenningene antas å virke i samme snitt.

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \rightarrow \sqrt{90^2 + 3 \cdot (90^2 + 0^2)} \leq \frac{490}{0,9 \cdot 1,25}$$

$$180 \leq 435,5$$

$$\text{Kapasitetsutnyttelse} = \frac{180}{435,5} = 0,41$$

Et a-mål på 7mm er dermed tilstrekkelig.

## 6.6.4 Bestemmelse av a-mål for kule

Første steg ved bestemmelse av a-mål vil være å kartlegge maksimums- og minimumskrav.

Disse kravene vil baseres på tykkelse av kule og flens av HE100A

$$t_{\text{kule}} = 60\text{mm}$$

$$t_{\text{HE100A}} = 8\text{mm}$$

- Maksimumskrav =  $\frac{t-1,6}{\sqrt{2}} = \frac{8-1,6}{\sqrt{2}} = 4,5\text{mm}$
- Anbefalt minimumskrav =  $12,7 \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} = 9\text{mm}$

Lastvirkning:

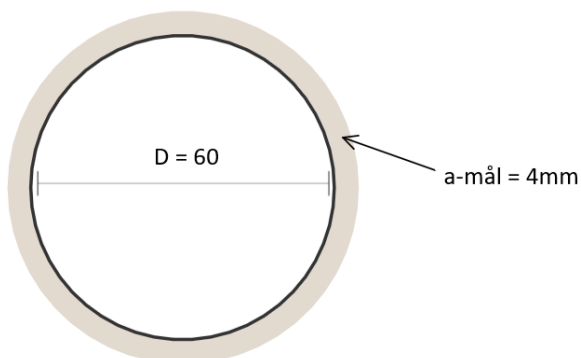
- $V = 16\text{kN}$
- $N = 40\text{kN}$
- $M_y = (40 \cdot \frac{48}{1000}) = 1,9\text{kNm}$

Prøver  $a = 4\text{mm}$ :

$$- A_w = 2\pi r_m \cdot a = 2\pi \cdot (30 + \frac{4}{2}) \cdot 4 = 804,2\text{mm}^2$$

Så lenge sveisen har full størrelse i hele sin lengde er det ikke nødvendig å bruke effektiv lengde. Dette er spesifisert i NS-EN 1993-1-8 punkt 4.51 (1). For sirkulære sveiser vil dette være tilfellet.

$$- I_w = \frac{\pi \cdot D_m^3 \cdot a}{8} = \frac{\pi \cdot (60+4)^3 \cdot 4}{8} = 0,41 \cdot 10^6 \text{mm}^4$$



Figur 82: Sveisesnitt for beregning.

Grunnet orientering av kula vil  $V$  virke normalt på sveis, og skaper dermed  $\sigma_{\perp, N}$  i sveis.

Aksialkraft vil skape  $\tau_{\parallel}$ , og momentet vil skape  $\sigma_{\perp, N}$  som tidligere:

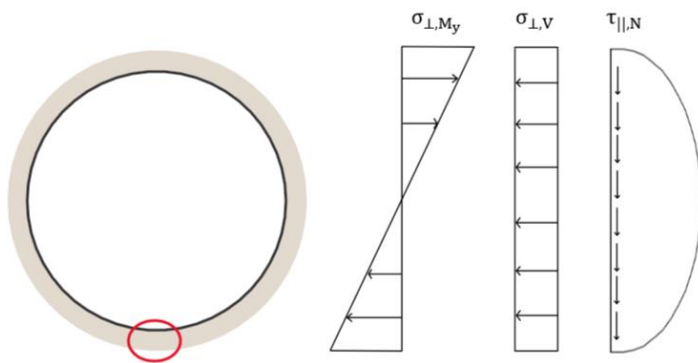
$$\sigma_{\perp, V} = \tau_{\perp, V} = \frac{V}{\sqrt{2} \cdot A_w} = \frac{16 \cdot 10^3}{\sqrt{2} \cdot 804,2} = 14,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp, M_y} = \tau_{\perp, M_y} = \frac{M}{\sqrt{2} \cdot I_w} \cdot z = \frac{1,9 \cdot 10^6}{\sqrt{2} \cdot 0,41 \cdot 10^6} \cdot (30 + 4) = 111,4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp, \text{total}} = \tau_{\perp, \text{total}} = 111,4 + 14,1 = 125,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\parallel, N} = \frac{N \cdot S}{I_w \cdot t} = \frac{N \cdot \frac{A_w \cdot D_i}{2}}{I_w \cdot 2a} = \frac{40 \cdot 10^3 \cdot \frac{804,2 \cdot 60}{2}}{0,41 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 4} = 93,7 \text{ MPa}$$

En visuell framstilling av spenningene viser at alle maksimale verdier ikke virker i samme snitt. Kritisk snitt vil være i bunn av sveis, der vi har maksimal spenning normalt på sveisen fra både  $M_y$  og  $V$ .



Figur 83: Visuell framstilling av spenninger for sveisesnitt.

$$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_u}{\beta_w \gamma_{M2}} \rightarrow \sqrt{125,5^2 + 3 \cdot (125,5^2 + 0^2)} \leq \frac{490}{0,9 \cdot 1,25}$$

$$175 \leq 435,5$$

$$\text{Kapasitetsutnyttelse} = \frac{251}{435,5} = 0,58$$

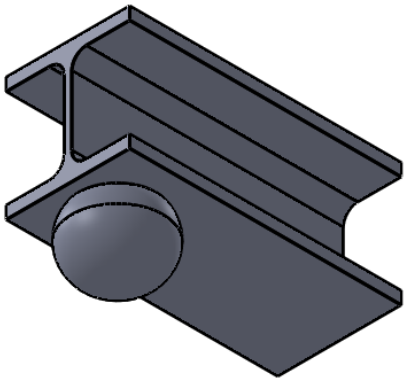
## 6.7 Kontroll av bjelke

### 6.7.1 Lokal kontroll og behov for stegforsterking

Konsentrert punktlast kan danne knekkfare ved steg, og skape lokale deformasjoner i flens. Avhengig av belastning, kan en stegforsterking i form av plate være relevant for å gi lokal styrke til bjelken. Retningslinjer for beregning av stegforsterking er gitt i NS-EN 1993 1-5. Her oppgis nødvendige trinn for å kartlegge nødvendighet av en slik forsterking.

Retningslinjene gitt i NS-EN 1993 1-5 er svært omfattende, og inneholder mange beregningstrinn. Grunnet dette er alle mellomregninger gitt i vedlegg D6. Beregninger viser at stegforsterkning kun er nødvendig dersom skjærkraften overskrider 92kN. Med en dimensjonerende skjærkraft på 16 kN er det dermed ikke behov for slik forsterkning.

Det er viktig å presisere at NS-EN 1993-1-5 gir retningslinjer basert på knekkefare ved steg, og tar ikke hensyn til lokale deformasjoner andre steder. Grunnet den store geometrien til kulen vil belastningen angripe bjelken i et større område som omfatter flensene også. Størrelsen på deformasjon i flenser vil naturligvis være avhengig av tykkelsen. For bjelken benyttes en HE-A profil, som kommer med stor flens-tykkelse. Dette i kombinasjon med svært lite skjærkraft, vil resultere i at bjelken har tilstrekkelig lokal styrke. Videre forsterkning anses dermed ikke som nødvendig.



Figur 84: Kulen fører til at belastningen angriper bunnen av bjelken i et større område.

## 6.8 Kontroll av søyle

### 6.8.1 Lokal kontroll og behov for stegforsterkning

Lokal kapasitet til flensen vil kontrolleres i tråd med kapittel 6.7.1. Skjærkapasitet ved både flytting og avskjæring kan finnes i seksjon J4-1 og J4-2 (AISC 5, 2016). Steget vil hindre stor andel av horisontal deformasjon i flensene. Aksialkapasiteten vil dermed ikke være kritisk. Dette er bekreftet i eksempel ILA-17B (AISC 4, 2019, s. 666). Her spesifiseres det videre at skjærkapasiteten dobles ved I-profil. Med flenstykkelse på 8mm, og platehøyde på 100mm vil det kritiske arealet være 800mm<sup>2</sup>

Flytting grunnet skjærkraft:

$$- R_n = 2 \cdot 0,6 \cdot f_y \cdot A = 340,8 \text{KN}$$

Avskjæring grunnet skjærkraft:

$$- R_n = 2 \cdot 0,75 \cdot 0,6 \cdot f_u \cdot A = 352,8 \text{KN}$$

Lokal kapasitet av søyle styres dermed av flyting.

$$16 \leq 340,8$$

$$\text{Kapasitetsutnyttelse} = \frac{16}{340,8} = 0,05$$

Behov for stegforsterkning vil fremdeles kontrolleres basert på retningslinjene gitt i NS-EN 1993 1-5. Alle mellomregninger utføres i tråd med kapittel 6.7.1, og er gitt i vedlegg D7. Beregninger viser at stegforsterkning kun er nødvendig dersom aksialkraften overskrider 92kN. Med en dimensjonerende aksialkraft på 16 kN er det dermed ikke behov for slik forsterkning. Lokale deformasjoner i flens vil neppe være kritisk grunnet den store flenstykkelsen på HE140B. Søylens lokale styrke anses dermed som tilstrekkelig fra alle synspunkt.

## 6.9 Begrensninger

### 6.9.1 Styrke

Resultatene i kapittel 6.4 viser at løsningen har svake mekaniske egenskaper. Dette medfører at løsningen ikke er anvendbar ved gitt balkongstørrelse. Dimensjoner for både kule og kuleholder er samtidig store. Styrkemessige egenskaper kan dermed ikke forsterkes ved å øke geometri ytterligere. Dette må gjøres ved å endre den generelle formen på komponenter.

Mekaniske egenskaper er bestemt ut ifra en lineær statisk analyse i Solidworks. En slik analyse tar ikke hensyn til andre dynamiske forhold som kan oppstå. Temperaturforandringer, endringer i lastvirkning og andre bevegelser kan medføre slitasje på begge komponenter. Siden dette er en forbindelse som er svært avhengig av kontaktflate, vil disse forholdene kunne påvirke løsningen negativt. Denne slitasjen vil avhenge av en rekke faktorer som fasthetsklasse, stålsort og geometri. Dersom løsningen skal ferdigstilles bør slike forhold studeres nærmere. Siden dette går langt utover oppgavens problemstilling, vil ikke dette behandles videre.

## 6.9.2 Økonomi

Fra et økonomisk standpunkt vil løsningen komme med store kostnader. En slik kulekobling kan klassifiseres som et spesialprodukt, noe som medfører store fabrikkasjonskostnader. Både kule og kuleholderen må kuttes, formes og bøyes for å oppnå tilstrekkelig geometri og form. Dette vil være en krevende prosess, og nødvendiggjør både automasjon og arbeidskraft.

I tillegg til generelle produksjonskostnader, vil materialbruk, og stålqualität være en bekymring. Grunnet de store spenningene og det generelle målet om å oppnå en boltfri forbindelse, krever løsningen stor geometri. Spenningen nødvendiggjør også en høyere fasthetsklasse, noe som vil øke kostnadene ytterligere. I kapittel 6.3.2. ble den totale stålmengden vist til å være 4,5 kg. Dette er svært høyt for en bjelke- søyle forbindelse.

Kostnader rettet mot sveising må tas i betraktning. Utførelse av sveis er for det meste håndtert for hånd, noe som nødvendiggjør kompetanse i fagområdet (TWI, 2010). Dette behovet forsterkes ytterligere ved sveising av ikke-tradisjonelle komponenter. Slik arbeidskraft er kostbart, og må tas i betraktning. Grunnet stor geometri er det samtidig behov for ikke-destruktiv kontroll iht. NS-EN 1090. Avhengig av metode, vil en slik kontroll kreve både utstyr og arbeidskraft.

Løsningen vil kreve generell styrketesting for å bekrefte resultatene som er oppnådd med elementmetoden. Numeriske beregninger basert på elementmetoden kan komme med betydningsfulle avvik, ikke nødvendigvis på grunn av matematikken som ligger i bakgrunn av programmet, men heller av menneskelig feil. Nøyaktigheten i alle FEM-programmer er avhengig av riktige randbetingelser, lastplassering og korrekt oppdeling i elementer (Javelin, 2020). Kulekoblingen har blitt simulert i Solidworks etter gruppens beste evne, men unøyaktigheter i nevnte faktorer kan ha oppstått. Styrketesting bør dermed betraktes ved en økonomisk analyse.

Løsningen ønsker å svare på problemstillingen rundt tidsbruk under montasjearbeid, ved å oppnå en boltfri forbindelse. Mindre bruk av bolter vil fremskynde byggeprosessen, og forenkle montering av balkong for montører. En raskere byggeprosess vil komme med økonomisk gevinst, men hvorvidt dette rettferdiggjør en kostbar forbindelse kan diskuteres.

Løsningen vil kun anses som økonomisk forsvarlig dersom kostnadene nevnt i dette delkapitlet kan anses som lavere enn kostnadene relatert til montering.

### **6.9.3 Miljø**

Løsningens kompleksitet medfører miljømessige problemer som må tas i betraktning. Faktumet at komponentene er spesialformede, nødvendiggjør stort fabrikkarbeid. Siden denne løsningen ikke er i likhet med andre typiske forbindelser vil all produksjon være spesifikt rettet mot kulekoblingen. Den energikrevende prosessen kan dermed ikke benyttes for andre forbindelser. Dette er i motsetning til en komponent som knuteplate. Produksjon av platen vil naturligvis være energikrevende, men siden løsningen er brukt i alle størrelser vil produksjonsprosessen anses som mer effektivt.

Videre kan materialbruken trekkes fram. Løsningens svake mekaniske egenskaper medfører at en større stålmengde benyttes. Stålproduksjon er den mest energikrevende og CO<sub>2</sub> utslippende industrielle aktiviteten i verden (The worldcounts, 2022). En slik løsning som fremmer denne produksjonen ytterligere, vil ikke være i tråd med den bærekraftige utviklingen som ønskes å oppnå.

Det bør fortsatt sies at en direkte miljømessig konklusjon for løsningen ikke kan trekkes basert på faktorene ovenfor. Løsningens hovedformål er å øke effektivitet ved byggeprosessen. En raskere byggeprosess vil føre til mindre transport, noe som vil gi reduksjon i CO<sub>2</sub>-utslipp. En direkte konklusjon avhenger dermed av et helhetsperspektiv som tar alle faktorer i betraktning.

### **6.10 Videre arbeid**

Videre arbeid bør rettes mot optimalisering av geometri. Løsningens suksess avhenger først og fremst av styrken til kule, og kuleholderen. Andre faktorer som «klikkløsningen» bør dermed nedprioriteres ved første arbeid. Både kule, og kuleholder har store dimensjoner. En videre økning av dimensjoner for å oppnå bedre styrkeegenskaper er dermed ikke fornuftig. Arbeidet bør heller rettes mot selve formen av komponentene. Ulike sirkulære former bør simuleres i Solidworks, eller liknende CAD-programvarer. Konvergenstudier bør utføres ved alle statiske simuleringer for å bekrefte spenningsresultater.

Før denne oppgaven ble skrevet, hadde alle på gruppen minimal erfaring med CAD-programvarer. Komponentene ble fremdeles tegnet, og simulert etter gruppens beste evne. Dette sies for å presisere at erfarne brukere av CAD-programvarer vil kunne optimalisere geometrien ytterligere. En slik prosess vil samtidig ikke være tidkrevende dersom alle funksjoner i programmet er kjent.

Geometrien burde framstilles basert på hva som kan formes i fabrikk. Enhver komponent kan tegnes, og simuleres i programvare, men dersom den ikke kan produseres vil resultatene ikke være til bruk. Praktiske hensyn bør derfor ivaretas underveis i prosessen. Dette vil sikre at løsningen kan produseres.



## 7. Sammenligning av løsninger

### 7.1 Kriterier og vekting

Ved valg av forbindelse i en konstruksjon vil en rekke faktorer tas hensyn til. Dette vil innebære praktiske forhold på byggeplass, økonomi og miljøbelastning. Kriteriene nedenfor er basert på disse forholdene. Vekting er lagt til ved alle kriteriene. Verdien av vektingen er utført med utgangspunkt i oppdragsgivers ønske, samtidig som subjektive forhold er ivaretatt.

**Materialkostnad:** Materialbruk, og kostnader som medføres av dette. Stålmengden som brukes i knutepunkter er generelt minimalt i forhold til hovedkomponenter i et bygg. Disse vil utgjøre den største andelen av volumet i konstruksjonen. Basert på dette vektlegges materialbruk svært lite. Skal mengden stål reduseres for å oppnå økonomisk og bærekraftig gevinst, bør ressurser heller rettes mot hovedkomponenter.

Vekt: 10%

**Monteringstid:** Effektivitet og tidsbruk på byggeplass. En løsning med minimal utførelse vil redusere monteringstiden, og gi større gevinst for alle parter ved at byggeprosessen lettes. Samtidig vil det redusere risiko for feil under montasje. Basert på oppdragsgivers behov for effektive innfestingsløsninger, vektlegges dette kriteriet høyt.

Vekt: 40%

**Kapasitet:** Hvor stor kapasitetsutnyttelse tverrsnittet har i forhold til størrelsen av innfestingsløsningen. Kriteriet baseres på den gitte balkongstørrelsen i oppgaven. En løsning med gode mekaniske egenskaper vil naturligvis gi lav kapasitetsutnyttelse. Dette medfører en løsning som kan benyttes for ulike balkongstørrelser, og dermed ulike lastvirkninger. En slik fleksibilitet gjør at kriteriet vektlegges høyt.

Vekt: 30%

**Fabrikasjon:** Hvor komplisert produksjonsprosessen er ved fabrikk. Større kompleksitet ved løsningen vil medføre mer arbeid på fabrikasjon. Dette kan innebære sveising, kutting eller forming av stål. Generelt sett vil arbeid på fabrikk foretrekkes framfor byggeplass. Dette vil resultere i en byggeprosess med større effektivitet. Grunnet dette vektlegges kriteriet lavt.

Vekt: 10%

**Innovasjon:** Hvorvidt innfestingsløsningen er nyskapende. Et forsøk på oppnåelse av ny løsning kan potensielt medføre et produkt som brukes av oppdragsgiver, og andre aktører. Dette kan være positivt for byggebransjen. Kriteriet vil fremdeles vektet lavt siden andre egenskaper rundt løsningen prioriteres høyere.

Vekt: 10%

## 7.2 Beslutningsmatrise

En matrisemodell benyttes for å sammenligne innfestingsløsningene. Utgangspunktet er kriteriene, og vekten gitt i kapittel 7.1. Poengscoren går fra 1 til 4, og multipliseres med vekten. 4 indikerer høyest poengsum. Poengscoren gis basert på oppnådde resultater i oppgaven. Dette gjelder spesielt for kulekoblingen. Løsningen kan potensielt styrkes med videre arbeid, noe som vil resultere i en høyere poengsum. Dette vil ikke reflekteres i matrisen. Alle poengene legges sammen for begge løsninger, slik at sluttsummen indikerer hvilken av løsningene som egner seg best. Beslutningsmatrisen er gitt nedenfor.

Egenskap	Vekting	Ensidig knuteplate	Kulekobling
Materialkostnad	10%	4	1
Monteringstid	40%	3	4
Kapasitet	30%	4	1
Fabrikasjon	10%	4	1
Innovasjon	10%	1	4
<b>Sum</b>	<b>100%</b>	<b>3.3</b>	<b>2.5</b>

Tabell 17: Beslutningsmatrise.

Matrisen viser at den eksisterende løsningen får høyest poengsum basert på kriteriene. Dette er med stor margin. Det kan sies at poengsummene er utført med subjektivt grunnlag. Andre synspunkt kan gi forskjellig sluttsum. Videre kan vekten utføres forskjellig, noe som også gir forskjellig sluttsum. Matrisen bør dermed brukes som en pekepinn.

### 7.3 Sluttevaluering av løsninger

Alle indikasjoner tyder på at den ensidige knuteplaten bør benyttes ved gitt balkongstørrelse. Beslutningsmatrisen viste svært høy poengsum, noe som er forventet. Løsningen har gode mekaniske egenskaper, samtidig som materialbruk og fabrikasjon er minimalt. Monteringstiden anses også som svært lav. Ved riktig prefabrikering er det kun nødvendig med få antall bolter. Dette medfører at løsningen er meget effektiv. Ensidig knuteplate anbefales derfor ved bruk i alle prosjekter.

Kulekoblingen oppnår en høy poengsum ved monteringstid, men taper ved andre kriterier. Den største begrensningen er de mekaniske egenskapene. Spenningsresultater i kapittel 6.4 viser en oppnådd spenning på 430 MPa. Dette medfører at kulekoblingen ikke kan benyttes ved gitt balkongstørrelse. Løsningen ønsker å effektivisere montasjetiden ved å være boltfri, men dette medfører konsekvenser som må tas hensyn til. Kompleksiteten og den store geometrien resulterer i høye kostnader. Ved første arbeid rettferdiggjør forbindelsen ikke disse kostnadene, og bør derfor ikke benyttes ved et reelt prosjekt. Videre arbeid kreves for å optimalisere løsningen. Anbefalinger for dette er gitt i kapittel 6.10.

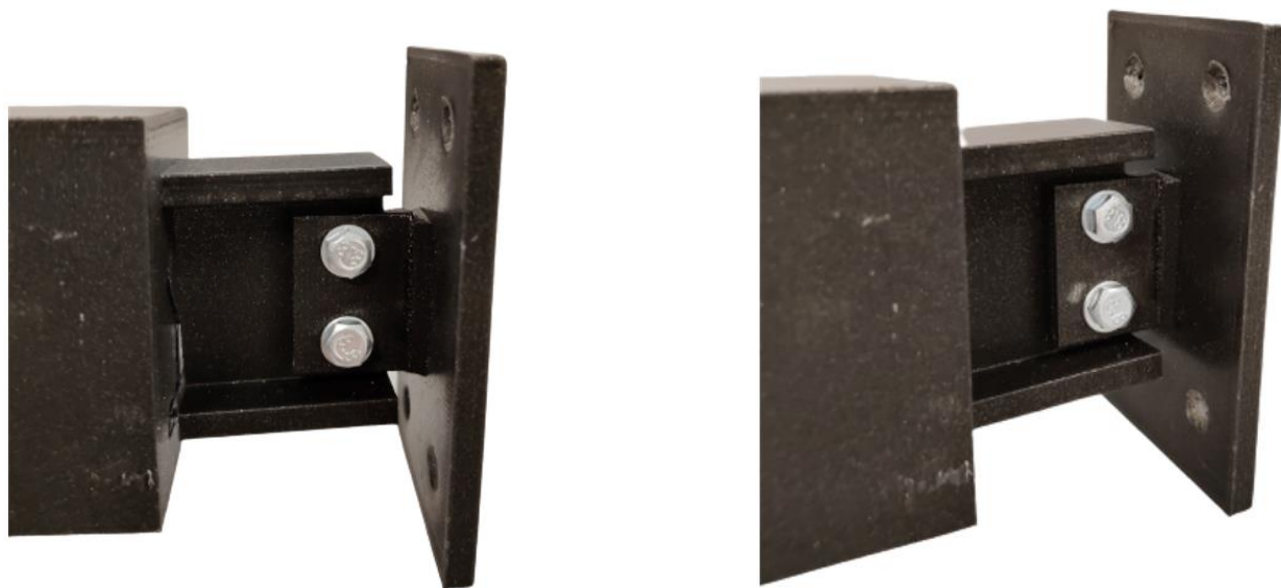
## 8 Prototyper

### 8.1 Utførelse

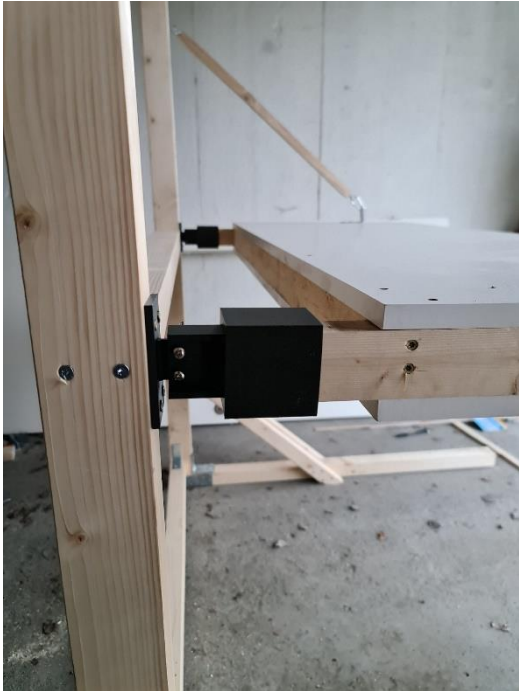
For visuell framstilling benyttes 3D printing i kombinasjon med en test rigg. Printing utføres på addlab ved NTNU i Gjøvik. Størrelsesorden 1:4 benyttes, slik at løsningene er skalert ned til 25% av originalstørrelse. Test riggen er laget av treverk, og tilnærmer en balkong med strekkstag i 25% størrelsesorden.

### 8.2 3D-print av ensidig knuteplate

For å kunne montere knuteplaten til test riggen ble det besluttet å printe «knivforbindelsen» som skal festes til søyle ved å benytte endeplate. Dette gjør at prototypen kan skrues inn i treverket i test riggen. Videre er en holder festet i andre ende slik at løsningen kan kobles til bjelken. Det er viktig å presisere at kun I-bjelken og knuteplaten er en del av løsningen. Alle andre komponenter er for innfestingsmulighet i treverket.



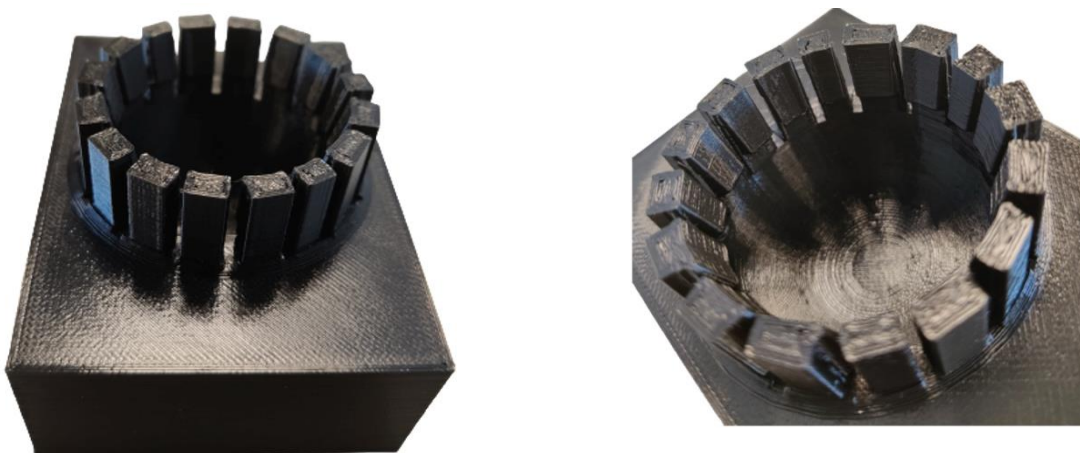
Figur 85: 3D-print av knuteplate med søyleinnfesting.



*Figur 86: knuteplaten ferdig montert på balkong.*

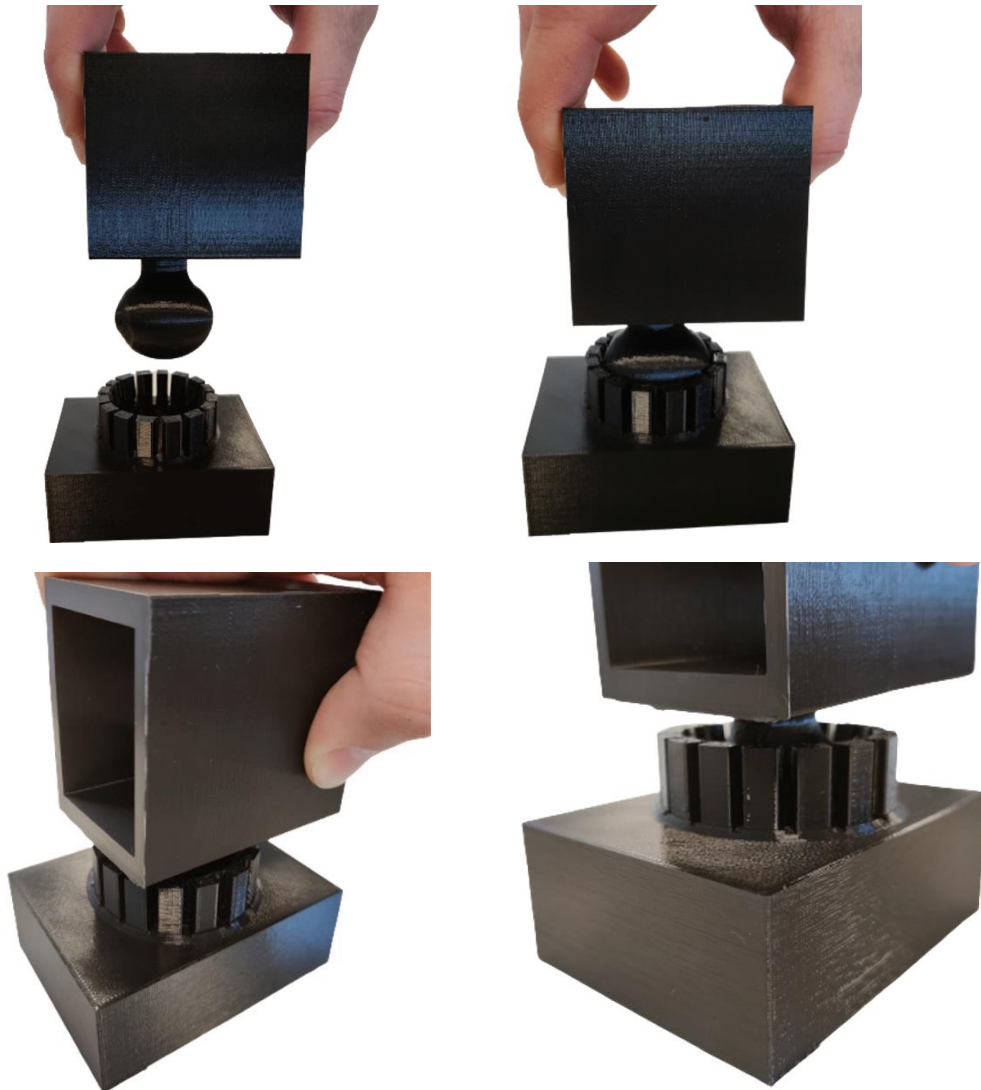
### **8.3 3D-print av kulekobling**

For kulen benyttes endeplate i lik linje med kapittel 8.2. Dette sikrer at komponenten kan skrues inn i treverket. Videre er et vinkelbeslag påført kuleholder slik at innfesting i søylen er mulig.



*Figur 87: 3D-print av kuleholderen.*

Klikkløsningen demonstreres i figur 88 ved at kulen får vegg som stikker opp på kuleholderen til å bøye seg utover. Dette viste seg å fungere svært bra for prototypen og monteringen på test riggen var svært enkelt. Det eneste som måtte gjøres etter at kuleholderen var montert var å klikke kulene på plass og deretter montere strekkstagene, som vist i figur 90.



*Figur 88: Demonstrasjon av klikkløsning.*



*Figur 89: Test-rigg med kuleholder på søyle til venstre, og ferdig montert til høyre.*



*Figur 90: Nærbilde av kulekobling montert på balkong.*

## 9. Konklusjon

Oppgaven tar for seg eksisterende og nye innfestningsløsninger til utkragede balkongbjelker. Hensikten er å presentere løsninger som kan være gunstig for oppdragsgiver, basert på problematikken rundt monteringsprosessen.

Grunnlaget for dimensjonering av innfestningsløsningene er basert på analysen av balkongbjelker. En utkraget balkongbjelke med strekkstag viser seg å redusere stålmengden betydelig, sammenlignet med et momentstivt alternativ. Samtidig vil knutepunktene kunne utføres med enkle løsninger, som krever minimalt og potensielt ingen bolting på byggeplass. Alternativet gir både økonomisk og bærekraftig gevinst. Grunnet dette anbefales bruk av strekkstag og alternativet bør brukes så lenge arkitektonisk godkjenning er gitt.

Eksisterende løsning egner seg godt til bruk ved den gitte balkongstørrelsen i oppgaven. Knuteplaten viser gode styrkemessige egenskaper, selv om geometrien var av liten størrelse. Sveising ved verksted nødvendigjør kun bolting på byggeplass, noe som gir en svært montasjeeffektiv forbindelse. Løsningen setter dermed standarden høyt ved videre sammenligning.

Kulekoblingen som ble presentert viser svake mekaniske egenskaper. Basert på lineær statisk simulasjon i Solidworks oppnås en maksimal spenning på 430 MPa, ved gitt balkong størrelse. Grunnet sveising kan ikke fasthetsklasse økes utover 460 MPa, noe som betyr at kulekoblingen ikke er anvendbar ved en slik balkongstørrelse. Resultater viser at løsningen tilfredsstillende styrkemessige krav for fasthetsklasse S355 dersom balkongstørrelsen reduseres til 3x2m. Økonomiske og bærekraftige forhold fører generelt til at løsningen blir lite praktisk å bruke i et reelt prosjekt.

Vi mener fremdeles at kulekoblingen bør studeres nærmere ved videre arbeid. Potensiell suksess kan føre til en innfestningsløsning som har lite montasjetid. Videre arbeid vil omfatte optimalisering av geometri, slik at alle dimensjoner ved komponenter reduseres. Samtidig bør mindre balkongstørrelser vurderes. Dette medfører flere statiske simulasjoner med lavere lastvirkning. Konvergenstudier bør utføres ved alle simulasjoner for å bekrefte oppnådde spenningsresultater.



## Litteraturliste

Steelconstruction (2020). *Simple connections*. Tilgjengelig fra:

[https://www.steelconstruction.info/Simple\\_connections](https://www.steelconstruction.info/Simple_connections) (hentet: 10.04.2022).

Standard Norge (2016). *NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:20016*. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847> (hentet: 20.03.2022).

Standard Norge (2019). *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019*. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1015211> (hentet: 20.03.2022).

Standard Norge (2008). *NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008*. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=324908> (hentet: 22.03.2022).

Standard Norge (2015). *NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015*. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=755701> (hentet: 22.03.2022).

Standard Norge (2019). *NS-EN 1993-1-5:2006+AC+A1:2017+A2:2019+NA:2019*.

Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1094401> (hentet: 22.03.2022).

Standard Norge (2009). *NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009*. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=396860> (hentet: 22.03.2022).

Standard Norge (2009). *NS-EN 1993-1-10:2005+NA:2009*. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=379193> (hentet: 25.03.2022).

Standard Norge (2018). *NS-EN 1090-2:2018*. Tilgjengelig fra:

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1024600> (hentet: 12.04.2022).

Standard Norge (2013). *NS-EN ISO 898-1:2013*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=630501> (hentet: 12.04.2022).

AISC (2022). *About us*. Tilgjengelig fra: <https://www.aisc.org/about-us/> (hentet: 12.04.2022).

EA (2022). *Eurocode Applied*. Tilgjengelig fra: <https://eurocodeapplied.com/> (hentet: 14.04.2022).

Security Locknut (2020). *Bolted joint Torque explanation and calculation*. Tilgjengelig fra: <https://www.securitylocknut.com/bolted-joint-torque-explanation-and-calculation/> (hentet: 14.04.2022).

Mechanicalc (i.d). *Bolted joint analysis*. Tilgjengelig fra: <https://mechanicalc.com/reference/bolted-joint-analysis> (hentet: 10.04.2022).

Larsen, Per Kr. (2010). *Dimensjonering av stålkonstruksjoner* (2. utg.). Trondheim: Tapir Akademisk forlag.

IC (2021). *Tabelldata nedbøying, BWC 30 U-H sveiset til BWC Plate 30 U-H*. Tilgjengelig fra: <https://www.invisibleconnections.no/wp-content/plugins/download-attachments/includes/download.php?id=7169> (hentet: 15.04.2022)

IC2 (2020). *Balkonglaster – Deformasjonskrav*. Tilgjengelig fra: <https://www.invisibleconnections.no/wp-content/plugins/download-attachments/includes/download.php?id=6725> (hentet: 15.04.2022)

TEK17 (2017). *§ 12-15 Utforming av rekkverk*. Tilgjengelig fra: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/12/iii/12-15/> (hentet: 15.04.2022).

Besista (i.d). *Besista rod systems*. Tilgjengelig fra: <https://besista.com/en/news-basiswissen/rod-anchor-tension-rods/> (hentet: 18.04.2022).

Pretec (2020). *ASDO system*. Tilgjengelig fra: <https://pretec.no/produkt/asdo-system-strekkstag-og-kompresjonstag/> (hentet: 18.04.2022).

Pretec 2 (2016). *Strekkstag system BB*. Tilgjengelig fra: <https://pretec.no/wp-content/uploads/2016/05/Tekniske-data-BB.pdf> (hentet: 20.04.2022).

SCI (2011). *Design of steel beams in torsion*. Tilgjengelig fra: [https://www.steelconstruction.info/images/6/6f/Sci\\_p385.pdf](https://www.steelconstruction.info/images/6/6f/Sci_p385.pdf) (hentet: 29.04.2022).

Szotkowski (2021). *Shear Connection – get the best of it*. Tilgjengelig fra: <https://www.ideastatica.com/blog/shear-connection-get-the-best-of-it> (hentet: 30.04.2022).

AISC 2 (1989). *Design of single plate shear connections*. Tilgjengelig fra: [https://www.sefindia.org/forum/files/design\\_of\\_single\\_plate\\_shear\\_connections\\_asteneh\\_1989\\_853.pdf](https://www.sefindia.org/forum/files/design_of_single_plate_shear_connections_asteneh_1989_853.pdf) (hentet: 10.05.2022).

Davis (2019). *Fundamentals of Connection Design Session 1: Fundamental Concepts, Part I*. Tilgjengelig fra: [https://www.aisc.org/globalassets/product-files-not-searched/continuing-education/live-webinars/fundamentals-of-connection-design/fundamentals-of-connection-design\\_session-1\\_4per.pdf](https://www.aisc.org/globalassets/product-files-not-searched/continuing-education/live-webinars/fundamentals-of-connection-design/fundamentals-of-connection-design_session-1_4per.pdf) (hentet: 12.05.2022).

AISC 3 (2019). *Fundamentals of Connection Design: Shear Connections, Part 2*. Tilgjengelig fra: <https://www.aisc.org/education/continuingeducation/education-archives/Fundamentals-of-Connection-Design-Shear-Connections-Part-2/> (hentet: 12.05.2022).

Mirzaei (2013). *Full-scale testing of shear tab connections subjected to combined axial and shear forces*. Tilgjengelig fra: <https://csce.ca/elf/apps/CONFERENCEVIEWER/conferences/2013/pdfs/mechanics/86.pdf> (hentet: 12.05.2022).

AISC 4 (2019). *Companion to the AISC steel construction manual*. Tilgjengelig fra: [https://www.aisc.org/globalassets/aisc/manual/v15.1-companion/v15.1\\_vol-1\\_design-examples.pdf](https://www.aisc.org/globalassets/aisc/manual/v15.1-companion/v15.1_vol-1_design-examples.pdf) (hentet: 15.05.2022).

Ross (2017). *Understanding Structural Engineering: From Science to Engineering*. Tilgjengelig fra: [http://www.iasem.org/publication\\_conf/iasm17/1.SM/XH3A.4.SM1130\\_4173F1.pdf](http://www.iasem.org/publication_conf/iasm17/1.SM/XH3A.4.SM1130_4173F1.pdf) (hentet: 17.05.2022).

Geschwindner (2010). *Single-Plate Shear Connection Design to Meet Structural Integrity Requirements*. Tilgjengelig fra: <https://www.aisc.org/globalassets/continuing-education/quiz-handouts/single-plate-shear-connection-design-to-meet-structural-integrity-requirements.pdf> (hentet: 16.05.2022).

Tang (2019). *Local Buckling Behaviour of Rectangular Hollow Section Under Combined Bending and Shear*. Tilgjengelig fra: [https://www.researchgate.net/publication/339303895\\_Local\\_Buckling\\_Behaviour\\_of\\_Rectangular\\_Hollow\\_Section\\_Under\\_Combined\\_Bending\\_and\\_Shear](https://www.researchgate.net/publication/339303895_Local_Buckling_Behaviour_of_Rectangular_Hollow_Section_Under_Combined_Bending_and_Shear) (hentet: 16.05.2022).

AISC 5 (2016). *Specifications for Structural Steel Buildings*. Tilgjengelig fra: <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a360-16-spec-and-commentary.pdf> (hentet: 12.05.2022).

IDEA (i.d). *Plate model and mesh convergence*. Tilgjengelig fra: <https://www.ideastatica.com/support-center/plate-model-and-mesh-convergence> (hentet: 13.05.2022).

wikiHow (2020). *How to hook up a trailer*. Tilgjengelig fra: <https://www.wikihow.com/Hook-Up-a-Trailer?fbclid=IwAR2SXKY6q0oDunBNnr54jZTHfOQMtP-pUzBRZBruDVwXHIbeb7YA2YVpQMI> (hentet: 11.05.2022).

Marketsandmarkets (2018). *High strength steel market by type*. Tilgjengelig fra: <https://www.marketsandmarkets.com/Market-Reports/high-strength-steel-market-4627428.html> (hentet: 13.05.2022).

Celsa (2006 ). *Sveisning av armeringsstål*. Tilgjengelig fra: [https://celsa-steelservice.no/wp-content/uploads/2012/06/sveisning\\_armeringsstal.pdf](https://celsa-steelservice.no/wp-content/uploads/2012/06/sveisning_armeringsstal.pdf) (hentet: 15.05.2022).

Welding (i.d). *How thick can a TIG welder weld*. Tilgjengelig fra: <https://weldingmastermind.com/how-thick-can-a-tig-welder-weld/> (hentet: 10.05.2022).

AWI (2014). *Weld fusion vs penetration*. Tilgjengelig fra: <https://welding.org.au/articles/weld-fusion-vs-penetration/> (hentet: 10.05.2022).

AWS (i.d). *Actual throat*. Tilgjengelig fra: <https://awo.aws.org/glossary/actual-throat/> (hentet: 11.05.2022)

The fabricator (2016). *Preheating can be critical to welding success*. Tilgjengelig fra: <https://www.thefabricator.com/thefabricator/article/arcwelding/preheating-can-be-critical-to-welding-success> (hentet: 16.05.2022).

Norsk Stålforbund (i.d). *Ingeniørens ansvar*. Tilgjengelig fra: [https://www.en1090.no/ingeniorens\\_ansvar.htm](https://www.en1090.no/ingeniorens_ansvar.htm) (hentet: 16.05.2022).

Weldersmanual (2021). *How to prevent welds from burning through*. Tilgjengelig fra: [https://weldersmanual.com/how-to-prevent-welds-from-burning-through/#Problem\\_7\\_-\\_Welding\\_Thin\\_Steel\\_To\\_Thick\\_Steel](https://weldersmanual.com/how-to-prevent-welds-from-burning-through/#Problem_7_-_Welding_Thin_Steel_To_Thick_Steel) (hentet: 13.05.2022).

Lakas (2017). *Rule of thumb for fillet weld size*. Tilgjengelig fra: <https://www.linkedin.com/pulse/rule-thumb-fillet-weld-size-thomas-lakas/> (hentet: 10.05.2022)

TWI (2010). *The special importance of personnel competence in welding fabrication*. Tilgjengelig fra: <https://www.twi-global.com/technical-knowledge/published-papers/the-special-importance-of-personnel-competence-in-welding-fabrication-september-2010> (hentet: 12.05.2022)

Javelin (2020). *Accurate simulation is not determined by the underlying Finite Element Method*. Tilgjengelig fra: <https://www.javelin-tech.com/blog/2020/12/solidworks-simulation-finite-element-method-fem/> (hentet: 16.05.2022).

Theworldcounts (2022). *240 kilos of steel for every single person in the world – every year*. Tilgjengelig fra: <https://www.theworldcounts.com/challenges/planet-earth/mining/environmental-impact-of-steel-production/story> (hentet: 18.05.2022).

# Vedlegg

Vedlegg A – Bevis på at betingelse 2 ikke er utslagsgivende ved beregning av kilsveis .....	1
Vedlegg B1 – Reaksjonskrefter beregnet i Focus konstruksjonen .....	2
Vedlegg B2 – Kapasitetsutnyttelse for løsning 1 og 2 .....	8
Vedlegg B3 – Beregnet stålmengde .....	16
Vedlegg B4 – Kapasitetsutnyttelse for valgte bjelkeprofiler ved løsning 2 .....	17
Vedlegg B5 – Kapasitetsutnyttelse ved forskjellig plassering av strekkstag langs bjelken .....	19
Vedlegg B6 – Beregnet aksialkraft i strekkstag .....	22
Vedlegg B7 – Estimert på endeavstand av knuteplate.....	24
Vedlegg B8 – Forskjell i reaksjonskrefter av bjelke ved påført eksentrisitetsmoment .....	24
Vedlegg C1 – Kapasitetsutnyttelse for IPE140 .....	26
Vedlegg C2 – Kontroll av flyting ved svekket tverrsnitt.....	30
Vedlegg C3 – Beregning av bruddform 2 ved blokkutrivning .....	31
Vedlegg C4 – Kontroll av hullkanttrykk for knuteplate.....	31
Vedlegg C5 – Beregninger i IDEA StatiCa .....	33
Vedlegg C6 - Spenninger i sveis ved økning av tykkelse i søyle.....	35
Vedlegg D1 – Kapasitetsutnyttelse for HE100A.....	36
Vedlegg D2 – Utførelse av simulasjon i Solidworks .....	40
Vedlegg D3 – Oppnådde spenningsresultater for kule i Solidworks.....	43
Vedlegg D4 – Oppnådde spenningsresultater for kuleholder i Solidworks .....	47
Vedlegg D5 – Spenningsresultat ved påført linjelast 14kN/m i Solidworks .....	50
Vedlegg D6 - Beregning av stegforsterkning for bjelke.....	51
Vedlegg D7 - Beregning av stegforsterkning for søyle.....	52

## Vedlegg A – Bevis på at betingelse 2 ikke er utslagsgivende ved beregning av kilsveis

Ved bruk av fasthetsklasse S355 kan betingelse 2 tallfestes:

$$2) \sigma_{\perp} \leq 0,9 \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \rightarrow \sigma_{\perp} \leq 352,8$$

Betingelse 2 viser at kapasitet til kilsveisen ikke oppfylles dersom  $\sigma_{\perp} = 352,8$ . Siden det kun beregnes på vinkelrette kilsveiser i denne oppgaven vil  $\sigma_{\perp} = \tau_{\perp}$ . Hvis nå setter disse verdiene i betingelse 1 får vi følgende resultat:

$$\sqrt{352,8^2 + 3(352,8^2 + 0)} = 705,6$$

$705,6 \geq 435,5$  IKKE OK!

Dette viser at betingelse 1 vil være utslagsgivende langt før betingelse 2, noe som videre medfører at  $\sigma_{\perp}$ -verdien aldri kan bli så høyt som 352,8. Betingelse 2 vil altså alltid tilfredsstilles så lenge betingelse 1 er oppfylt.

## Vedlegg B1 – Reaksjonskrefter beregnet i Focus konstruksjonen

Vedlegget viser reaksjonskrefter for løsning 1 (bjelke med strekkstag) og løsning 2 (momentstiv bjelke). Beregningene tilhører kapittel 4.3.1.

### Løsning 2

13.05.2022 Side: 3

---

0. SAMMENDRAG

---

Modell  
Antall segmenter: 1  
Antall knutepunkt: 2

Analyse  
Antall lastkombinasjoner (krefter): 1  
Antall lastkombinasjoner (forskyvninger): 1


Forskyvning / snittkrefter  
Største forskyvning: 167,0 mm (Segmentnr. .)  
Største N: 0,00 kN  
Største V: 47,04 kN (Segmentnr. .)  
Største M: 48,25 kN·m (Segmentnr. .)

Kapasitet  
Største kapasitetsutnyttelse: 434,01 %  
Info: EN 1993-1-1 6.2.5 om y-aksen

---

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER

---



---

1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]

---

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk



## Påført lastvirkning og lastkombinasjon i brudd – og bruksgrensetilstand:

13.05.2022		Side: 5
Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]		
<b>1.6. LASTTILFELLER</b>		
<b>1.6.1 Lasttilfeller</b>		
<b>3 Nyttelast</b>		
Lasttype:	Annen variabel	
Lastvarighet:	Langtidslast	
1 Linjelast	P1 = 10,00 kN/m X1 = 0 mm P2 = 10,00 kN/m X2 = 2000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: Inkluder masse: Nei	Z1 = 10800 mm Z2 = 10800 mm
<b>4 Egenlast</b>		
Lasttype:	Permanent last	
Lastvarighet:	Permanent	
1 Linjelast	P1 = 7,50 kN/m X1 = 0 mm P2 = 7,50 kN/m X2 = 2000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: Inkluder masse: Nei	Z1 = 10800 mm Z2 = 10800 mm
<b>1.7. LASTKOMBINASJON</b>		
Forskyvninger beregnet for lastkombinasjon		
(2) 6.14b) - bruksgrensetilstand	Grensetilstand: Bruks	
Lasttilfeller:	1,00 * <Konstruksjonens tyngde> 1,00 * Egenlast 1,00 * Nyttelast	
Snittkrefter beregnet for lastkombinasjon		
(1) 6.10b) - bruddgrensetilstand	Grensetilstand: Brudd	
Lasttilfeller:	1,20 * <Konstruksjonens tyngde> 1,20 * Egenlast 1,50 * Nyttelast	
<b>1.8. ANALYSEINFORMASJON</b>		
Inkluder skjærdeformasjoner: Ja		
<b>2. BEREGNINGER</b>		
Studentversjon - ikke for kommersielt bruk		

I punkt 2.2 vises reaksjonskrefter/oppleggskrefter som er beregnet for løsning 2.

13.05.2022				Side: 6	
<b>2.1. KNUTEPUNKTSRESULTATER</b>					
<b>2.1.1. Forskyvninger</b>					
Nr.	u [mm]	w [mm]	rotY [°]		
A	0,0	0,0	0,0		
	0,0	-167,0	6,4		
<b>2.1.2. Residualkrefter</b>					
Nr.	Rx [kN]	Rz [kN]	RMy [kN·m]		
A	0,00	48,25	-48,25		
	0,00	0,00	0,00		
<b>2.2. OPPLGGSKREFTER</b>					
Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	RMy [kN·m]
.(Seg)	0	10800	0,00	48,25	-48,25
	Resultanter		0,00	48,25	
<b>2.3. SEGMENTRESULTATER</b>					
<b>2.3.1. Forskyvninger</b>					
Seg Nr.	Snitt mm	u [mm]	w [mm]	rotY [°]	
.	0	0,0	0,0	0,0	
	2000	0,0	-167,0	6,4	
<b>2.3.2. Krefter</b>					
Seg Nr.	Snitt mm	N [kN]	Vz [kN]	My [kN·m]	
.	0	0,00	47,04	48,25	
	2000	0,00	1,21	0,00	
<b>2.4. RESULTATER GRAFISK</b>					
<b>2.4.1. Forskyvning</b>					
Studentversjon - ikke for kommersielt bruk					

## Løsning 1:

13.05.2022 Side: 3

---

0. SAMMENDRAG

Modell  
Antall segmenter: 3  
Antall knutepunkt: 4

Analyse  
Antall lastkombinasjoner (krefter): 1  
Antall lastkombinasjoner (forskyvninger): 1

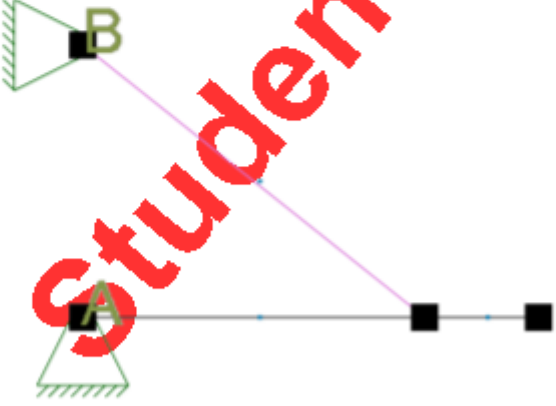
Forskyvning / snittkrefter  
Største forskyvning: 5,1 mm (Segmentnr. .)  
Største N: 51,54 kN (Segmentnr. .)  
Største V: -19,20 kN (Segmentnr. .)  
Største M: -5,36 kN·m (Segmentnr. .)

Kapasitet  
Største kapasitetsutnyttelse: 71,74 %  
Info: EN 1993-1-1 6.2.1 Elastisk spenningskontroll

---

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER

---



1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]
Studentversjon - ikke for kommersielt bruk		

Påført lastvirkning og lastkombinasjon i brudd – og bruksgrensetilstand:

13.05.2022											Side: 5		
.	1,05	1,05	1921	1921	1921	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0	0	
.	1,05	1,05	500	500	500	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0	0	
<b>1.5. RANDBETINGELSER</b>													
<b>1.5.1 Punkttrandbetingelser</b>													
Nr.	X [mm]	Z [mm]	Frih.gr.		Roty	X-vektor	Z-vektor						
.	(Seq)	0	1200	F	F		[0,00; -1,00]	[1,00; 0,00]					
.	(Seq)	0	0	F	F		[1,00; 0,00]	[0,00; 1,00]					
Forklaring til frihetsgrader: F = fastholdt, (blank) = fri													
Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]													
<b>1.6. LASTTILFELLER</b>													
<b>1.6.1 Lasttilfeller</b>													
<b>2 Nyttelast</b>													
	Lasttype:	Annen variabel											
	Lastvarighet:	Langtidslast											
	1 Linjelast	P1 = 10,00 kN/m											
		X1 = 1500 mm	Z1 =	0 mm									
		P2 = 10,00 kN/m											
		X2 = 2000 mm	Z2 =	0 mm									
		Retning = [0; -1]											
		Virker på segment:											
		Inkluder masse: Nei											
	2 Linjelast	P1 = 10,00 kN/m											
		X1 = 0 mm	Z1 =	0 mm									
		P2 = 10,00 kN/m											
		X2 = 1500 mm	Z2 =	0 mm									
		Retning = [0; -1]											
		Virker på segment:											
		Inkluder masse: Nei											
	<b>3 Egenlast</b>												
	Lasttype:	Permanent last											
	Lastvarighet:	Permanent											
	1 Linjelast	P1 = 7,50 kN/m											
		X1 = 1500 mm	Z1 =	0 mm									
		P2 = 7,50 kN/m											
		X2 = 2000 mm	Z2 =	0 mm									
		Retning = [0; -1]											
		Virker på segment:											
		Inkluder masse: Nei											
	2 Linjelast	P1 = 7,50 kN/m											
		X1 = 0 mm	Z1 =	0 mm									
		P2 = 7,50 kN/m											
		X2 = 1500 mm	Z2 =	0 mm									
		Retning = [0; -1]											
		Virker på segment:											
		Inkluder masse: Nei											
<b>1.7. LASTKOMBINASJON</b>													
Studentversjon - ikke for kommersielt bruk													

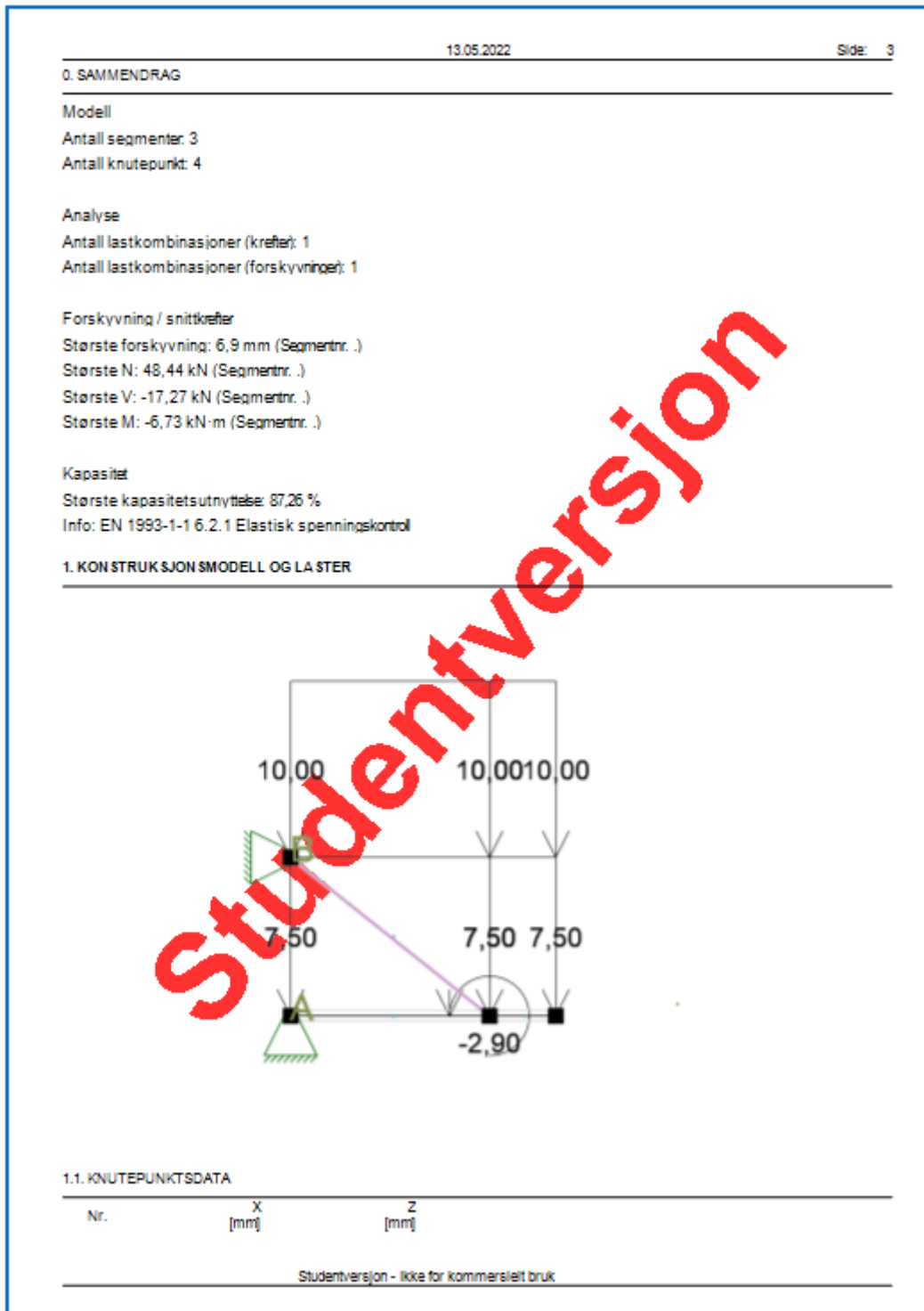
I punkt 2.1.2 vises reaksjonskrefter/oppleggskrefter som er beregnet for løsning 1.

13.05.2022		Side: 6			
Forskyvninger beregnet for lastkombinasjon					
(2)	6.14b) - bruksgrensetilstand				
Grensetilstand:	Bruks				
Lasttilfeller:	1,00 * <Konstruksjonens tyngde> 1,00 * Egenlast 1,00 * Nyttelast 1,00 * Moment grunnet eksentrisitet				
Snittkrefter beregnet for lastkombinasjon					
(1)	6.10b) - bruddgrensetilstand				
Grensetilstand:	Brudd				
Lasttilfeller:	1,20 * <Konstruksjonens tyngde> 1,20 * Egenlast 1,50 * Nyttelast 1,00 * Moment grunnet eksentrisitet				
1.8. ANALYSEINFORMASJON					
Inkluder skjærdeformasjoner: Ja					
2. BEREGNINGER					
2.1. KNUTEPUNKTSRESULTATER					
2.1.1. Forskyvninger					
Nr.	u [mm]	w [mm]	rot [°]		
A	0,0	0,0	0,0		
.	-0,2	-1,9	-0,3		
B	0,0	0,0	0,0		
.	-0,2	-0,1	-0,2		
2.1.2. Residualkrefter					
Nr.	Rx [kN]	Rz [kN]	RM <sub>y</sub> [kN·m]		
A	40,24	16,08	0,00		
.	0,00	0,00	0,00		
B	-40,24	32,22	0,00		
.	0,00	0,00	0,00		
2.2. OPPLGGSKREFTER					
Nr.	X [mm]	Z [mm]	R <sub>x</sub> [kN]	R <sub>z</sub> [kN]	RM <sub>y</sub> [kN·m]
. (Seq)	0	1200	-40,24	32,22	0,00
Studentversjon - ikke for kommersielt bruk					

## Vedlegg B2 – Kapasitetsutnyttelse for løsning 1 og 2

Vedlegget viser kapasitetsutnyttelser for løsning 1 (bjelke med strekkstag) og løsning 2 (momentstiv bjelke). Beregningene tilhører kapittel 4.3.2.

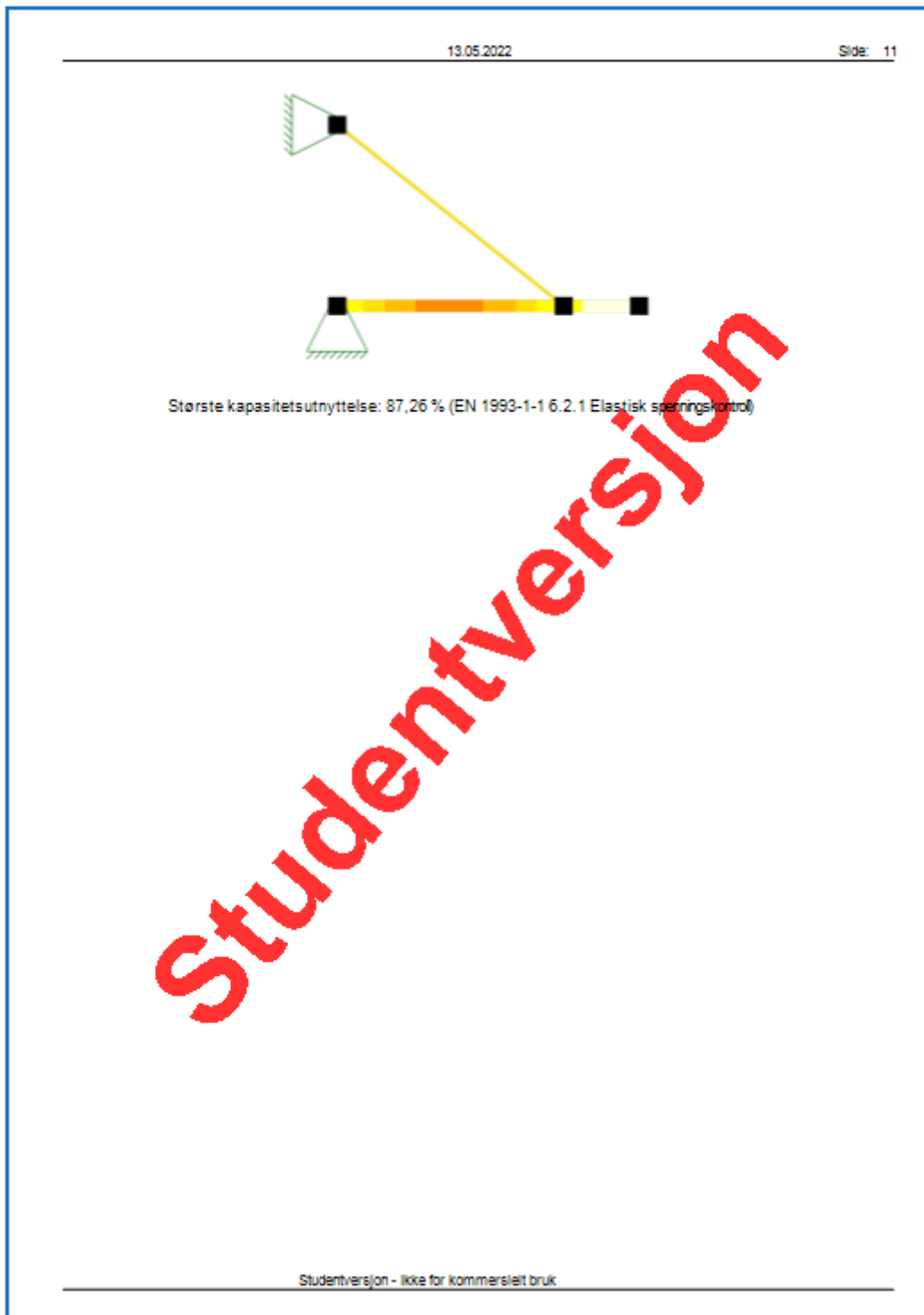
### Løsning 1



Påført lastvirkning. lastkombinasjon i brudd – og bruksgrensetilstand er som tidligere.

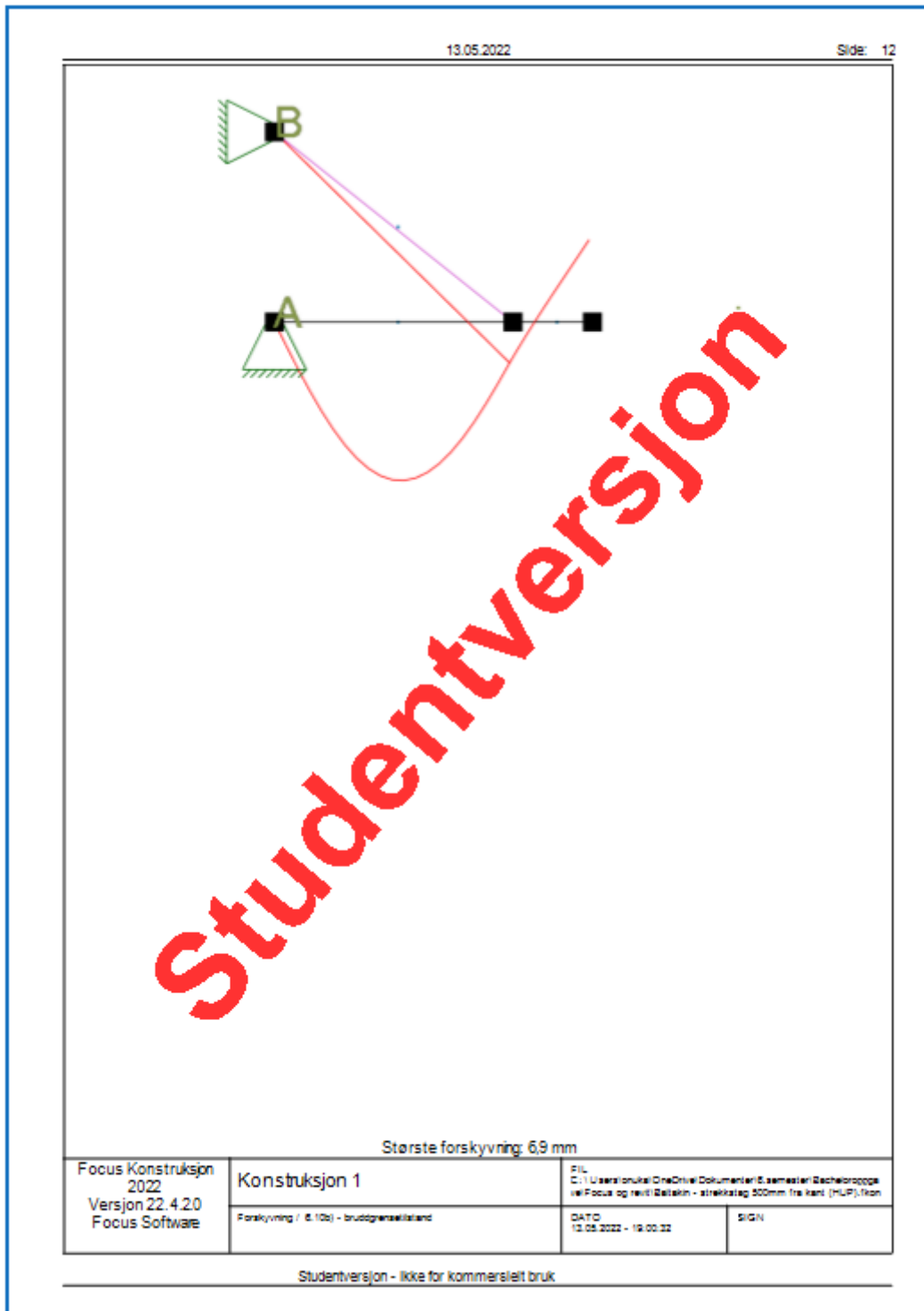
13.05.2022											Side: 5	
.	1,05	1,05	1921	1921	1921	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0	0
.	1,05	1,05	500	500	500	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0	0
<b>1.5. RANDBETINGELSER</b>												
<b>1.5.1 Punkttrandbetingelser</b>												
Nr.	X [mm]	Z [mm]	Frih.gr.		Z	Rotv	X-vektor	Z-vektor				
.(Seq)	0	1200	F	F			[0,00; -1,00]	[1,00; 0,00]				
.(Seq)	0	0	F	F			[1,00; 0,00]	[0,00; 1,00]				
Forklaring til frihetsprøder: F = fastholdt, (b)nk) = fri												
Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]												
<b>1.6. LASTTILFELLER</b>												
<b>1.6.1 Lasttilfeller</b>												
<b>2 Nyttelast</b>												
	Lasttype:		Annen variabel									
	Lastvarighet:		Langtidslast									
1	Linjelast		P1 = 10,00 kN/m		X1 = 1500 mm		Z1 = 0 mm					
			P2 = 10,00 kN/m		X2 = 2000 mm		Z2 = 0 mm					
			Retning = [0; -1]									
			Virker på segment: .									
			Inkluder masse: Nei									
2	Linjelast		P1 = 10,00 kN/m		X1 = 0 mm		Z1 = 0 mm					
			P2 = 10,00 kN/m		X2 = 1500 mm		Z2 = 0 mm					
			Retning = [0; -1]									
			Virker på segment: .									
			Inkluder masse: Nei									
<b>3 Egenlast</b>												
	Lasttype:		Permanent last									
	Lastvarighet:		Permanent									
1	Linjelast		P1 = 7,50 kN/m		X1 = 1500 mm		Z1 = 0 mm					
			P2 = 7,50 kN/m		X2 = 2000 mm		Z2 = 0 mm					
			Retning = [0; -1]									
			Virker på segment: .									
			Inkluder masse: Nei									
2	Linjelast		P1 = 7,50 kN/m		X1 = 0 mm		Z1 = 0 mm					
			P2 = 7,50 kN/m		X2 = 1500 mm		Z2 = 0 mm					
			Retning = [0; -1]									
			Virker på segment: .									
			Inkluder masse: Nei									
<b>6 Moment grunnnet eksentrisitet</b>												
	Lasttype:		Annen variabel									
Studentversjon - ikke for kommersielt bruk												

kapasitetsutnyttelse i bruddgrensetilstand iht. elastisitetsteori:





Beregnet nedbøyning. Kapasitetsutnyttelse i bruksgrensetilstand kan ikke genereres ved rapport i Focus Konstruksjon. Nedbøyningen kan brukes sammen med  $L/150$  deformasjonskravet for å finne kapasitetsutnyttelsen for hånd.



## Løsning 2:

13.05.2022

Side: 3

### 0. SAMMENDRAG

#### Modell

Antall segmenter: 1

Antall knutepunkt: 2

#### Analyse

Antall lastkombinasjoner (krefter): 1

Antall lastkombinasjoner (forskyvninger): 1

#### Forskyvning / snittkrefter

Største forskyvning: 167,0 mm (Segmentnr. .)

Største N: 0,00 kN

Største V: 47,04 kN (Segmentnr. .)

Største M: 48,25 kN·m (Segmentnr. .)

#### Kapasitet

Største kapasitetsutnyttelse: 434,01 %

Info: EN 1993-1-1 6.2.5 om y-aksen

### 1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER



#### 1.1. KNOTEPUNKTSDATA

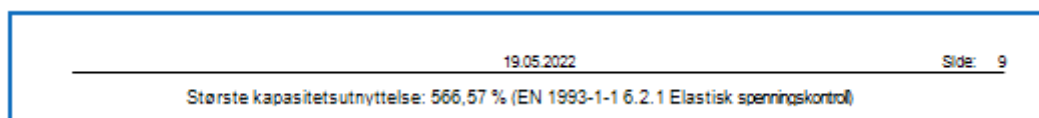
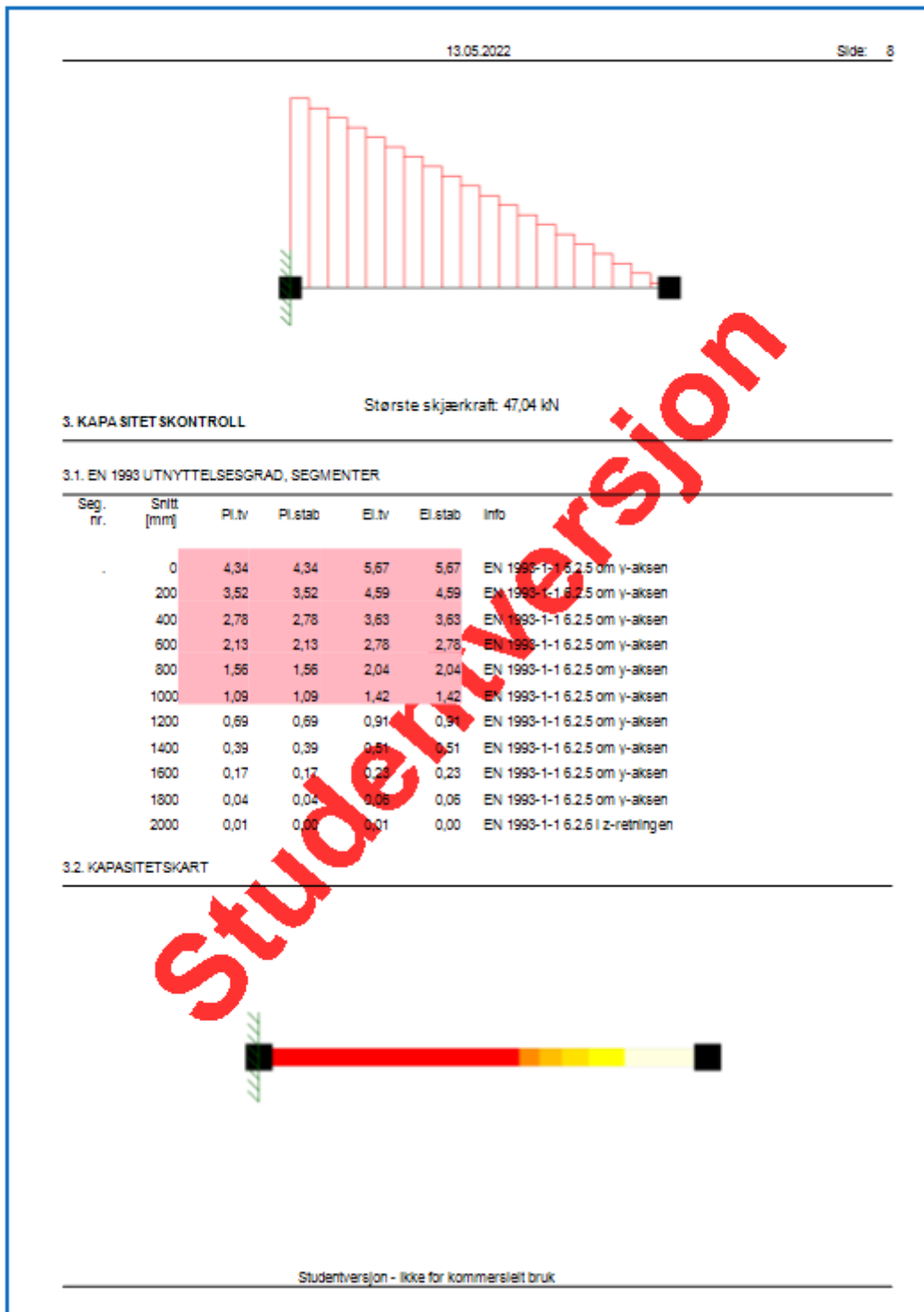
Nr.	X [mm]	Z [mm]
-----	-----------	-----------

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk

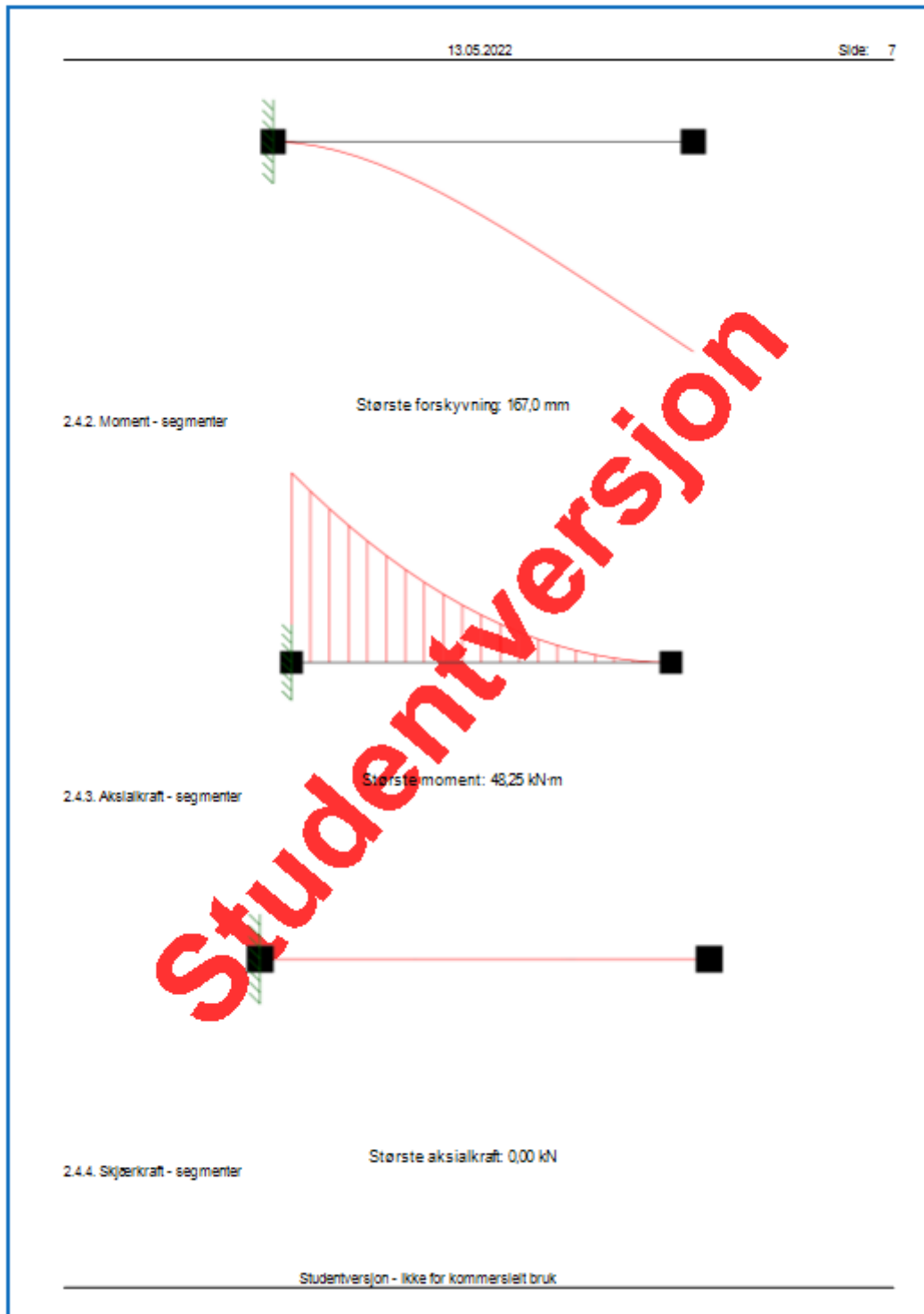
Påført lastvirkning. lastkombinasjon i brudd- og bruksgrensetilstand er som tidligere.

13.05.2022		Side: 5
Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]		
<b>1.6. LASTTILFELLER</b>		
<b>1.6.1 Lasttilfeller</b>		
<b>3 Nyttelast</b>		
Lasttype:	Annen variabel	
Lastvarighet:	Langtidslast	
1 Linjelast	P1 = 10,00 kN/m X1 = 0 mm P2 = 10,00 kN/m X2 = 2000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: . Inkluder masse: Nei	Z1 = 10800 mm Z2 = 10800 mm
<b>4 Egenlast</b>		
Lasttype:	Permanent last	
Lastvarighet:	Permanent	
1 Linjelast	P1 = 7,50 kN/m X1 = 0 mm P2 = 7,50 kN/m X2 = 2000 mm Retning = [0; -1] Virker på segment: . Inkluder masse: Nei	Z1 = 10800 mm Z2 = 10800 mm
<b>1.7. LASTKOMBINASJON</b>		
Forskyvninger beregnet for lastkombinasjon		
(2) 6.14b) - bruksgrensetilstand	Grensetilstand: Bruks	
Lasttilfeller:	1,00 * -Konstruksjonens tyngde- 1,00 * Egenlast 1,00 * Nyttelast	
Snittkrefter beregnet for lastkombinasjon		
(1) 6.10b) - bruddgrensetilstand	Grensetilstand: Brudd	
Lasttilfeller:	1,20 * -Konstruksjonens tyngde- 1,20 * Egenlast 1,50 * Nyttelast	
<b>1.8. ANALYSEINFORMASJON</b>		
Inkluder skjærdeformasjoner: Ja		
<b>2. BEREGNINGER</b>		
Studentversjon - ikke for kommersielt bruk		

I punkt 3.2 vises kapasitetsutnyttelse i bruddgrensetilstand iht. elastisitetsteori.



Beregnet nedbøyning vises øverst. Kapasitetsutnyttelse i bruksgrensetilstand kan finnes ved å bruke  $L/150$  deformasjonskravet.



## Vedlegg B3 – Beregnet stålmengde

### Alternativ 1

#### KFHUP 80x40x6,3:

$$\text{Vekt} = 10,3\text{kg/m} \cdot 2\text{m} = 20,6\text{kg}$$

#### φ20 rundstål:

$$A = \frac{314}{10^6} \text{ m}^2$$

$$\text{Tetthet av stål} = 7850 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Vekt} = 7850 \text{ kg/m}^3 \cdot \frac{314}{10^6} \text{ m}^2 \cdot 2,3\text{m} = 5,7\text{kg}$$

$$\text{Total vekt} = 2 \cdot (\text{KFHUP}_{120 \times 60 \times 5} + \phi 20) = 2 \cdot (20,6\text{kg} + 5,7\text{kg}) = 52,6\text{kg}$$

### Alternativ 2

$$\delta = \frac{qL^4}{8EI_y} < \frac{L}{150} \rightarrow I_y > \frac{q150L^3}{8E}$$

For ende-bjelker:

$$q = 7\text{kN/m}^2 \cdot 1\text{m} = 7\text{kN/m}$$

$$\text{Dette gir } I_y > \frac{q150L^3}{8E} = \frac{7 \cdot 150 \cdot 2000^3}{8 \cdot 210\,000} = 5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

- Bruker KFHUP 150x100x4 ( $I_y = 6,073 \cdot 10^6$ )

For midt-bjelker:

$$q = 7\text{kN/m}^2 \cdot \left(1 + \frac{1}{2}\right)\text{m} = 10,5\text{kN/m}$$

$$\text{Dette gir } I_y > \frac{q150L^3}{8E} = \frac{10,5 \cdot 150 \cdot 2000^3}{8 \cdot 210\,000} = 7,5 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

- Bruker KFHUP 150x100x6 ( $I_y = 8,350 \cdot 10^6$ )

Beregninger i Focus Konstruksjon bekrefter disse resultatene.

#### KFHUP 150x100x4:

$$\text{Vekt} = 15,1 \text{ kg/m} \cdot 2\text{m} = 30,2\text{kg}$$

#### KFHUP 150x100x6:

$$\text{Vekt/m} = 21,7 \text{ kg/m} \cdot 2\text{m} = 43,4$$

$$\text{Total vekt} = 2 \cdot (\text{KFHUP}_{150 \times 100 \times 4} + \text{KFHUP}_{150 \times 100 \times 6}) = 2 \cdot (30,2\text{kg} + 43,4\text{kg}) = 147,2\text{kg}$$

## Vedlegg B4 – Kapasitetsutnyttelse for valgte bjelkeprofiler ved løsning 2

Til venstre er linjelast for endebjelker påført, og til høyre er linjelast for midt-bjelkene påført.

- For endebjelker er lastbredde 1m. Dette gir egenlast =  $3\text{kN/m}^2 \cdot 1\text{m} = 3\text{kN/m}$ , og nyttelast =  $4\text{kN/m}^2 \cdot 1\text{m} = 4\text{kN/m}$
- For midt-bjelker er lastbredde 1,5m. Dette gir egenlast =  $3\text{kN/m}^2 \cdot 1,5\text{m} = 4,5\text{kN/m}$ , og nyttelast =  $4\text{kN/m}^2 \cdot 1,5\text{m} = 6\text{kN/m}$

lastkombinasjon i bruksgrensetilstand er som tidligere.

13.05.2022 Side 3

---

0. SAMMENDRAG

Modell  
Antall segmenter: 2  
Antall knutepunkt: 4

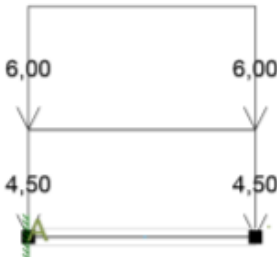

Analyse  
Antall lastkombinasjoner (krefter): 1  
Antall lastkombinasjoner (forskyvninger): 1

Forskyvning / snittkrefter  
Største forskyvning: 12,4 mm (Segmentnr. .)  
Største N: 0,00 kN  
Største V: 28,58 kN (Segmentnr. .)  
Største M: 29,31 kN-m (Segmentnr. .)

Kapasitet  
Største kapasitetsutnyttelse: 63,28 %  
Info: EN 1993-1-1 6.2.5 om y-aksen

---

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER

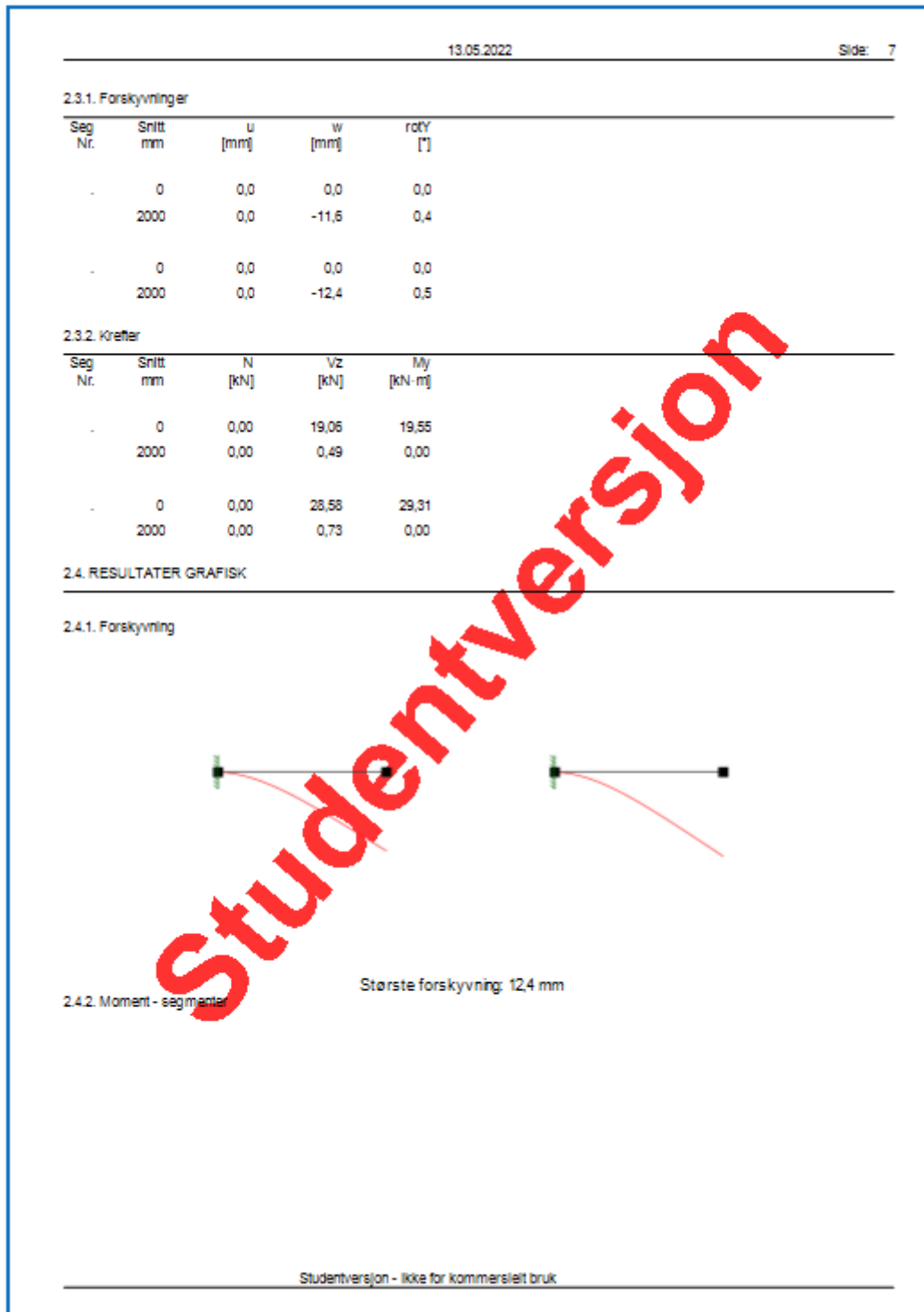


1.1. KNOTEPUNKTSDATA

Nr.	X [mm]	Z [mm]

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk

Punkt 2.4 viser beregnet nedbøyning. Kapasitetsutnyttelse i bruksgrensetilstand kan finnes ved å bruke  $L/150$  -deformasjonskravet.

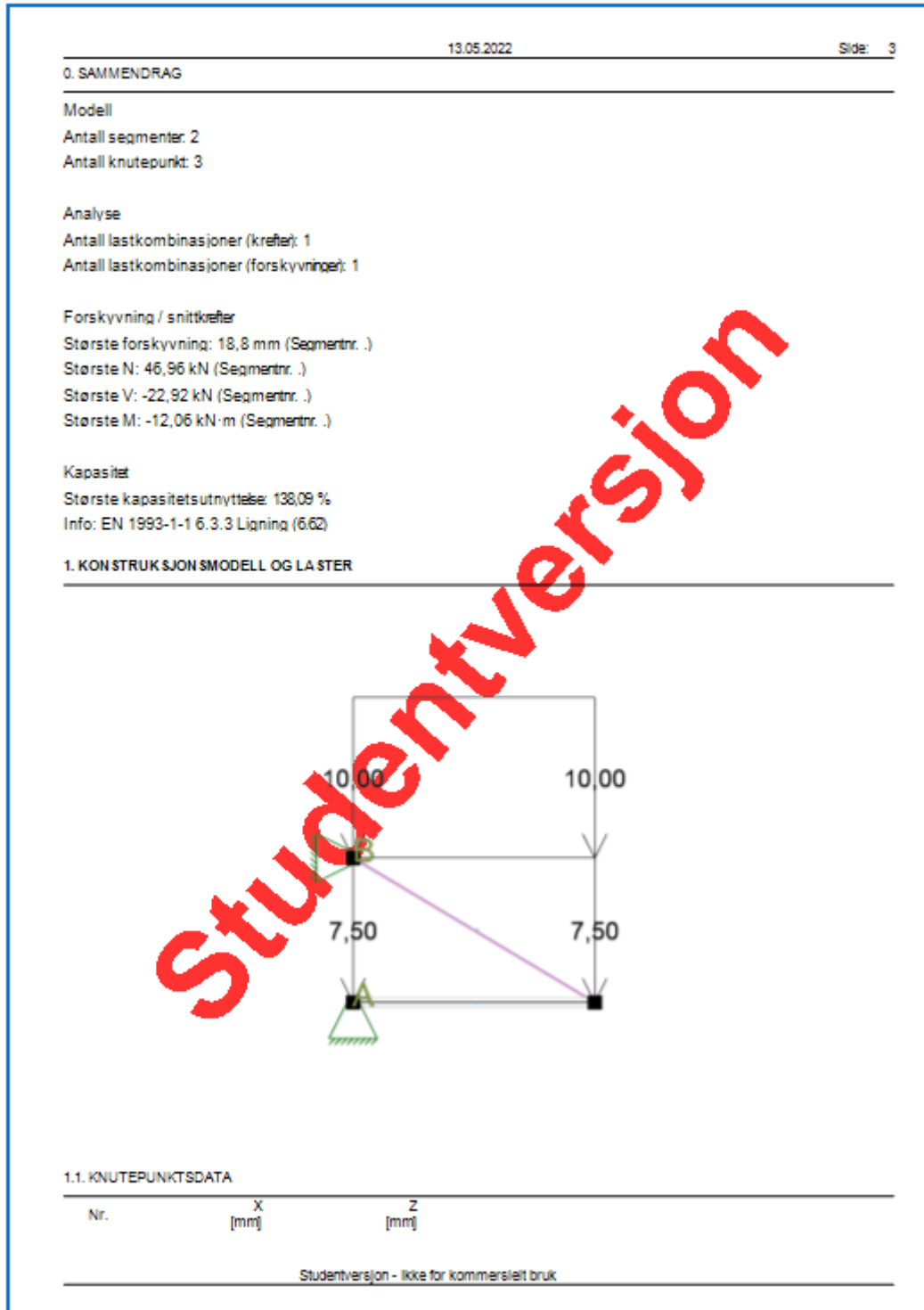




# Vedlegg B5 – Kapasitetsutnyttelse ved forskjellig plassering av strekkstag langs bjelken

Beregningene tilhører kapittel 4.4.1

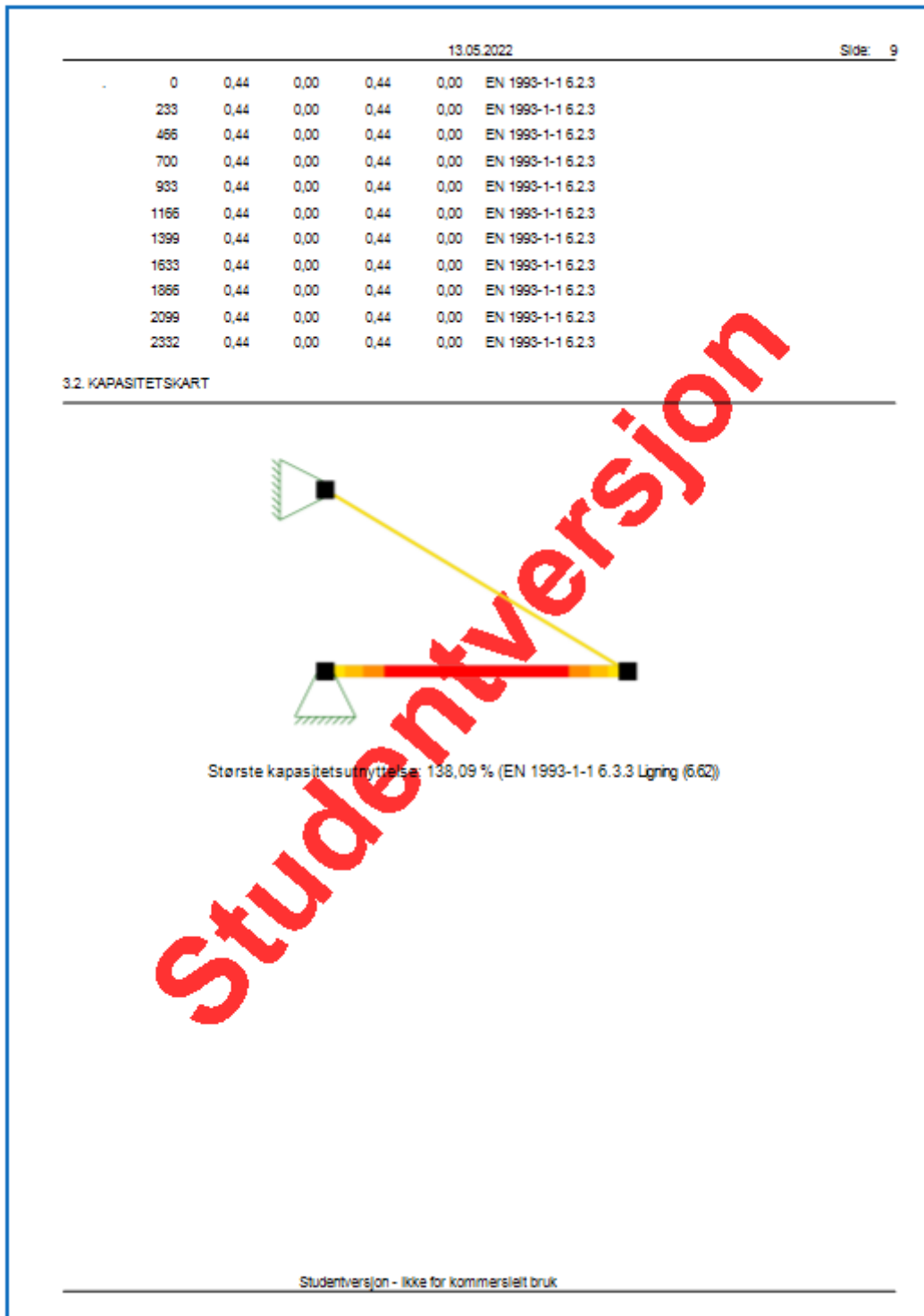
Bjelke der strekkstag plasseres i ende av bjelke:



Påført lastvirkning. lastkombinasjon i brudd – og bruksgrensetilstand er som tidligere.

13.05.2022							Side: 5	
<b>1.5.1 Punktrandbetingelser</b>								
Nr.	X [mm]	Z [mm]	Frih.gr. X Z		RotY	X-vektor	Z-vektor	
. (Seq)	0	1200	F	F		(0,00; -1,00)	(1,00; 0,00)	
. (Seq)	0	0	F	F		(1,00; 0,00)	(0,00; 1,00)	
Forklaring til frihetsgrader: F = fastholdt, (blank) = fri								
Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]								
<b>1.6. LASTTILFELLER</b>								
<b>1.6.1 Lasttilfeller</b>								
<b>3 Nyttelast</b>								
	Lasttype:	Annen variabel						
	Lastvarighet:	Langtidslast						
1	Linjelast	P1 = 10,00 kN/m						
		X1 = 0 mm	Z1 =	0 mm				
		P2 = 10,00 kN/m						
		X2 = 2000 mm	Z2 =	0 mm				
		Retning = [0; -1]						
		Virker på segment:						
		Inkluder masse: Nei						
<b>4 Egenlast</b>								
	Lasttype:	Permanent last						
	Lastvarighet:	Permanent						
1	Linjelast	P1 = 7,50 kN/m						
		X1 = 0 mm	Z1 =	0 mm				
		P2 = 7,50 kN/m						
		X2 = 2000 mm	Z2 =	0 mm				
		Retning = [0; -1]						
		Virker på segment:						
		Inkluder masse: Nei						
<b>1.7. LASTKOMBINASJON</b>								
Forskyvninger beregnet for lastkombinasjon								
(2)	6.14b) - bruksgrensetilstand							
	Grensetilstand:	Bruks						
	Lasttilfeller:	1,00 * -Konstruksjonens tyngde- 1,00 * Egenlast 1,00 * Nyttelast						
Snittkrefter beregnet for lastkombinasjon								
(1)	6.10b) - bruddgrensetilstand							
	Grensetilstand:	Brudd						
Studentversjon - ikke for kommersielt bruk								

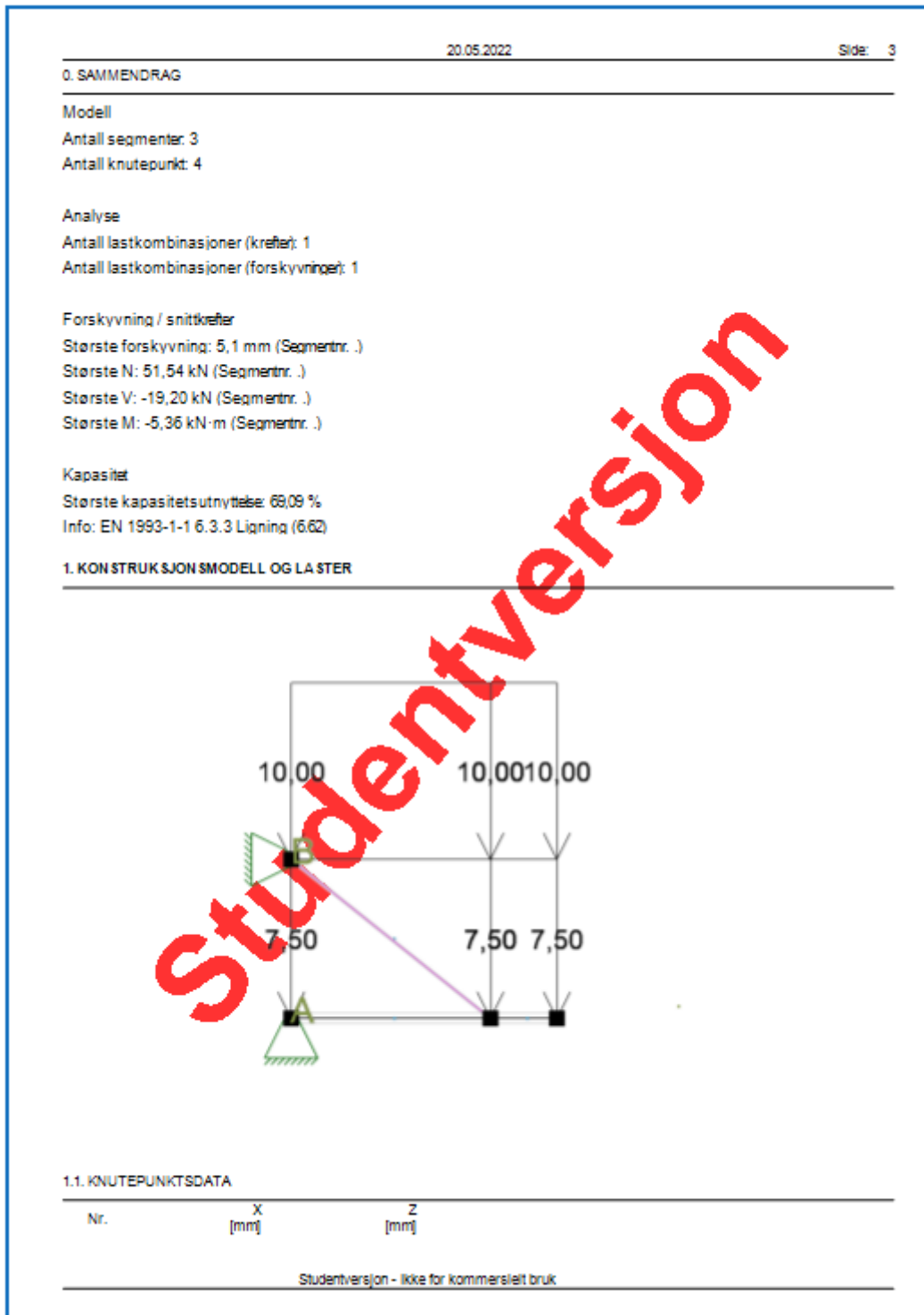
I punkt 3.2 vises kapasitetsutnyttelse i bruddgrensetilstand iht. elastisitetsteori.



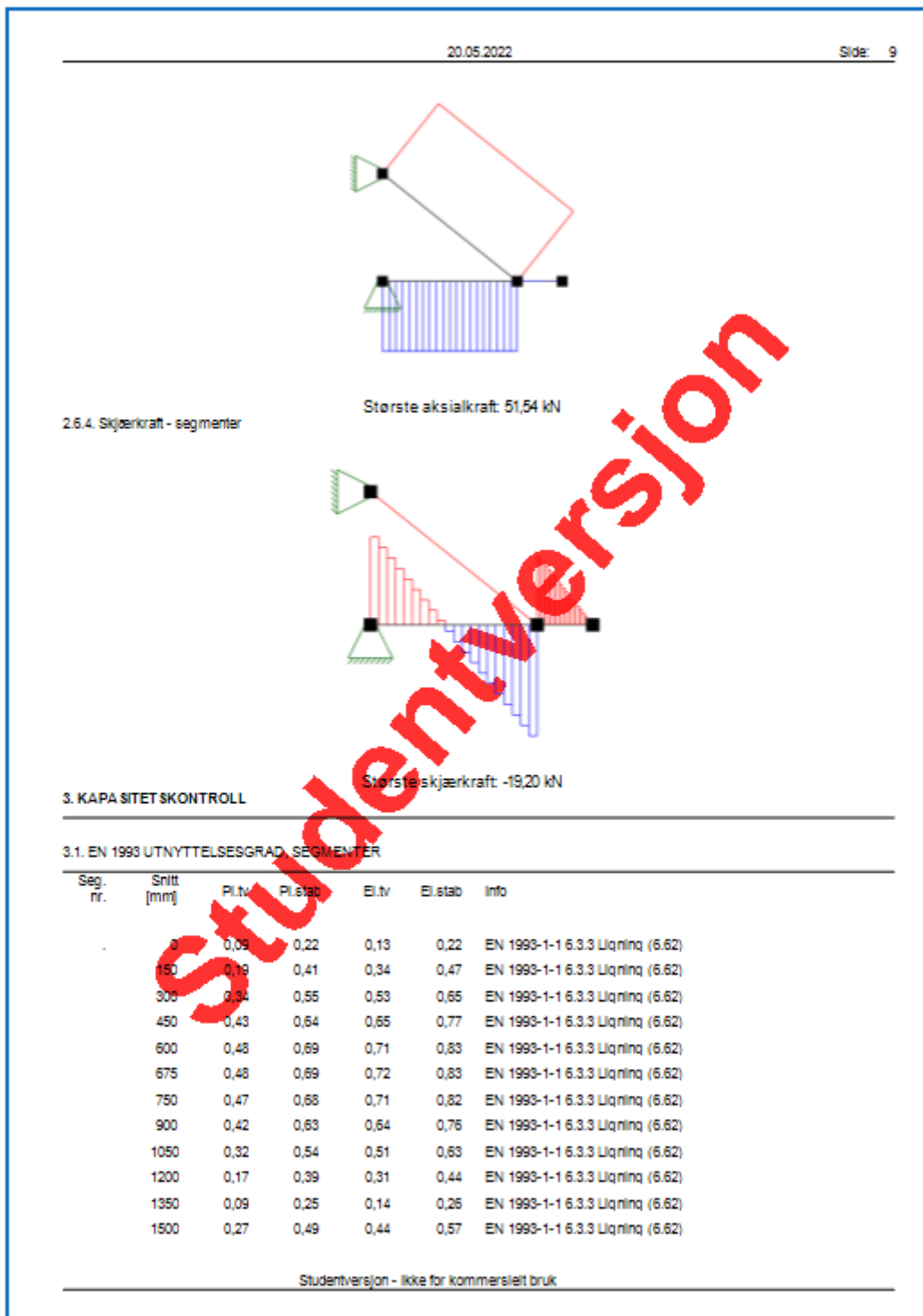
Bjelke der strekkstag plasseres i ende av bjelke:

Se vedlegg B2

Påført lastvirkning, og lastkombinasjon i brudd – og bruksgrensetilstand er som tidligere.



Øverste beregning viser aksialkraften i strekkstaget.



## Vedlegg B7 – Estimat på endeavstand av knuteplate

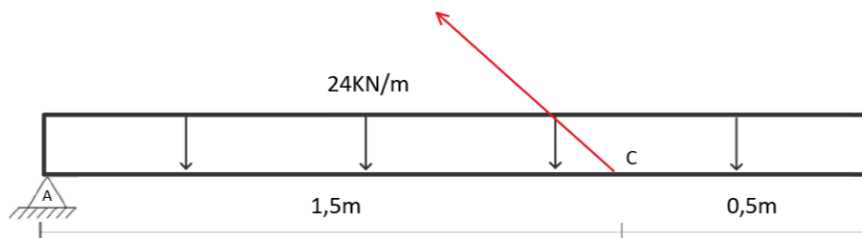
Det ble vist at M20 bolt var tilstrekkelig basert på tabell fra Pretec. Med normall bolthull vil toleranseavviket være 2mm iht. NS-EN 1090-2 punkt 6.6.1. Dette gir  $d_0 = 22\text{mm}$   
Minsteavstander iht. tabell 3.3 i NS-EN-1993-1-8 for denne størrelsen er gitt i tabellen nedenfor.

Endeavstander	Minimum
$e_1$	$1,2d_0 = 26,4$
$e_2$	$1,2d_0 = 26,4$

Praktisk forhold vil føre til at minimumskravene avrundes til nærmeste heltall. Dette gir 30mm, noe som er et fornuftig estimat på endeavstand.

## Vedlegg B8 – Forskjell i reaksjonskrefter av bjelke ved påført eksentrisitetmoment

Beregning av reaksjonskrefter i A uten tilleggsmoment  $M_c$ :



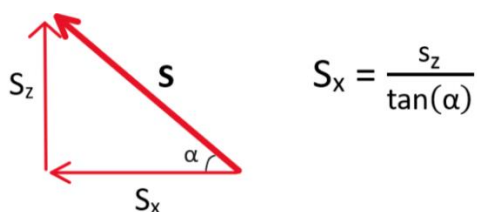
Beregning av vertikal reaksjonskraft:

$$\Sigma M_A = 0 \rightarrow C_z \cdot 1,5 = 24 \cdot 2 \cdot \frac{2}{2} \rightarrow C_z = 32\text{kN}$$

$$\Sigma F_z = 0 \rightarrow A_z + C_z = (24 \cdot 2) \rightarrow A_z = 16\text{kN}$$

Beregning av horisontal reaksjonskraft:

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1,2}{1,5}\right) = 38,7^\circ$$



$$S_x = \frac{s_z}{\tan(\alpha)} = \frac{32}{\tan(38,7)} = 40\text{kN}$$

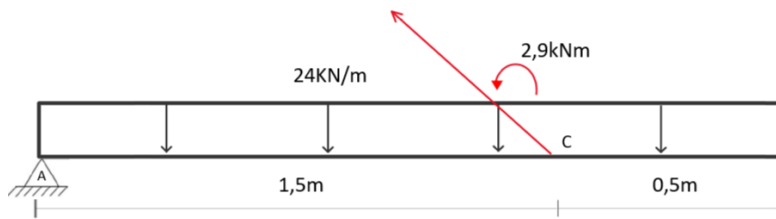
Grunnet likevekt er  $A_x = S_x$ . Dette gir:

$$A_z = \mathbf{16\text{kN}}$$

$$A_x = \mathbf{40\text{kN}}$$

Beregning av reaksjonskrefter i A med tilleggsmoment  $M_e$ :

Beregningene baseres på HUP 80x40x6,3. Dette profilet vil ha  $M_e = 2,9\text{kNm}$



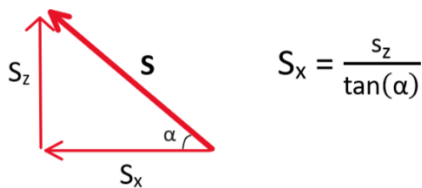
Beregning av vertikal reaksjonskraft:

$$\Sigma M_A = 0 \rightarrow C_z \cdot 1,5 = (24 \cdot 2 \cdot \frac{2}{2}) - (2,9) \rightarrow C_z = 30\text{kN}$$

$$\Sigma F_z = 0 \rightarrow A_z + C_z = (24 \cdot 2) \rightarrow A_z = 18\text{kN}$$

Beregning av horisontal reaksjonskraft:

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{1,2}{1,5}\right) = 38,7^\circ$$



$$S_x = \frac{s_z}{\tan(\alpha)} = \frac{30}{\tan(38,7)} = 37,5\text{kN}$$

Grunnet likevekt er  $A_x = S_x$ . Dette gir:

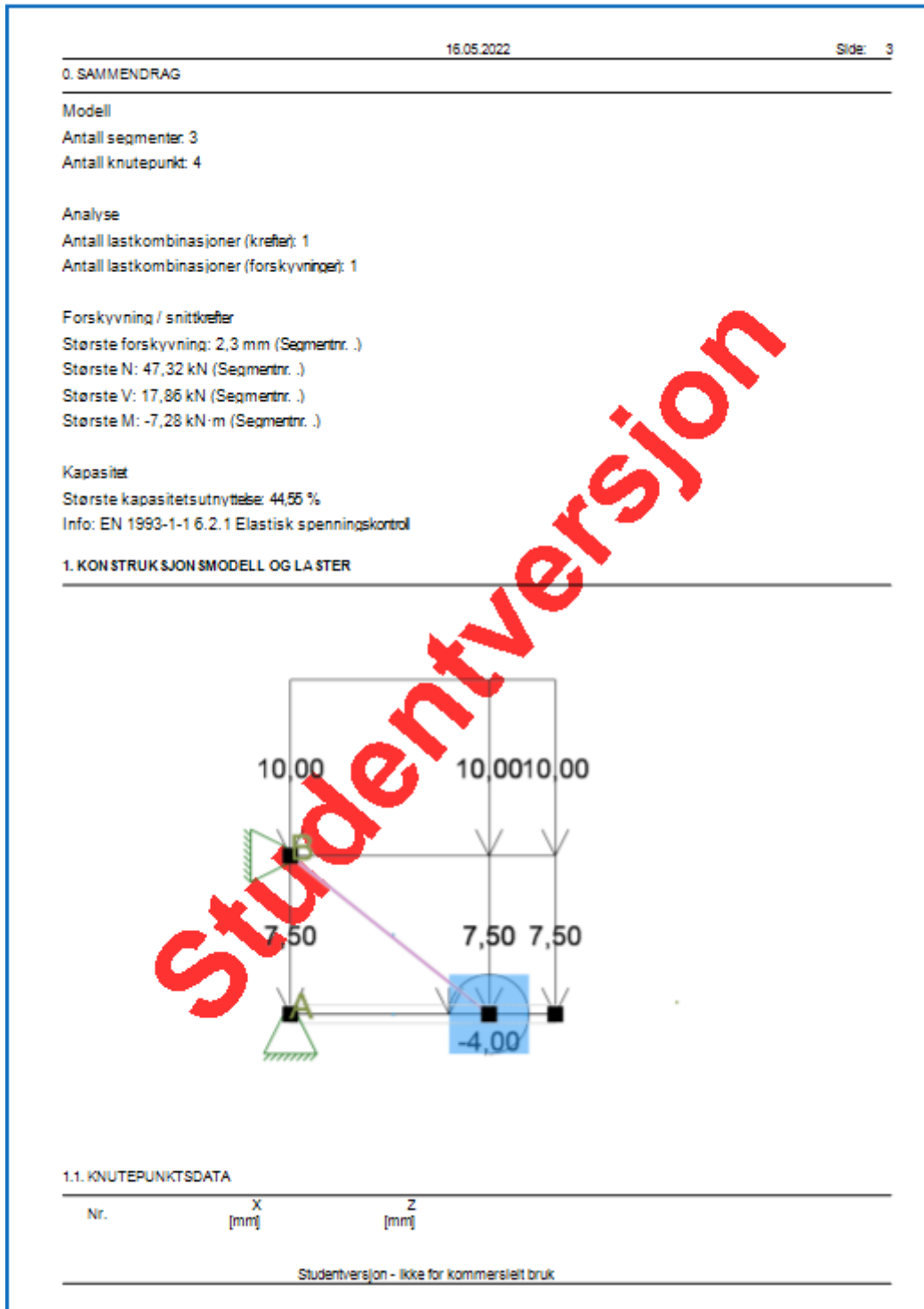
$$A_z = \mathbf{18\text{kN}}$$

$$A_x = \mathbf{37,5\text{kN}}$$

Som vi kan se gir tilleggsmomentet en vertikal økning på 2kN, og horisontal minking på 2,5kN. Denne forskjellen i horisontal – og vertikal reaksjonskraft kan anses som likegyldig, og neglisjeres derfor.

## Vedlegg C1 – Kapasitetsutnyttelse for IPE140

Vedlegget tilhører kapittel 5.2, og viser beregninger for kapasitetsutnyttelse i brudd – og bruksgrensetilstand.

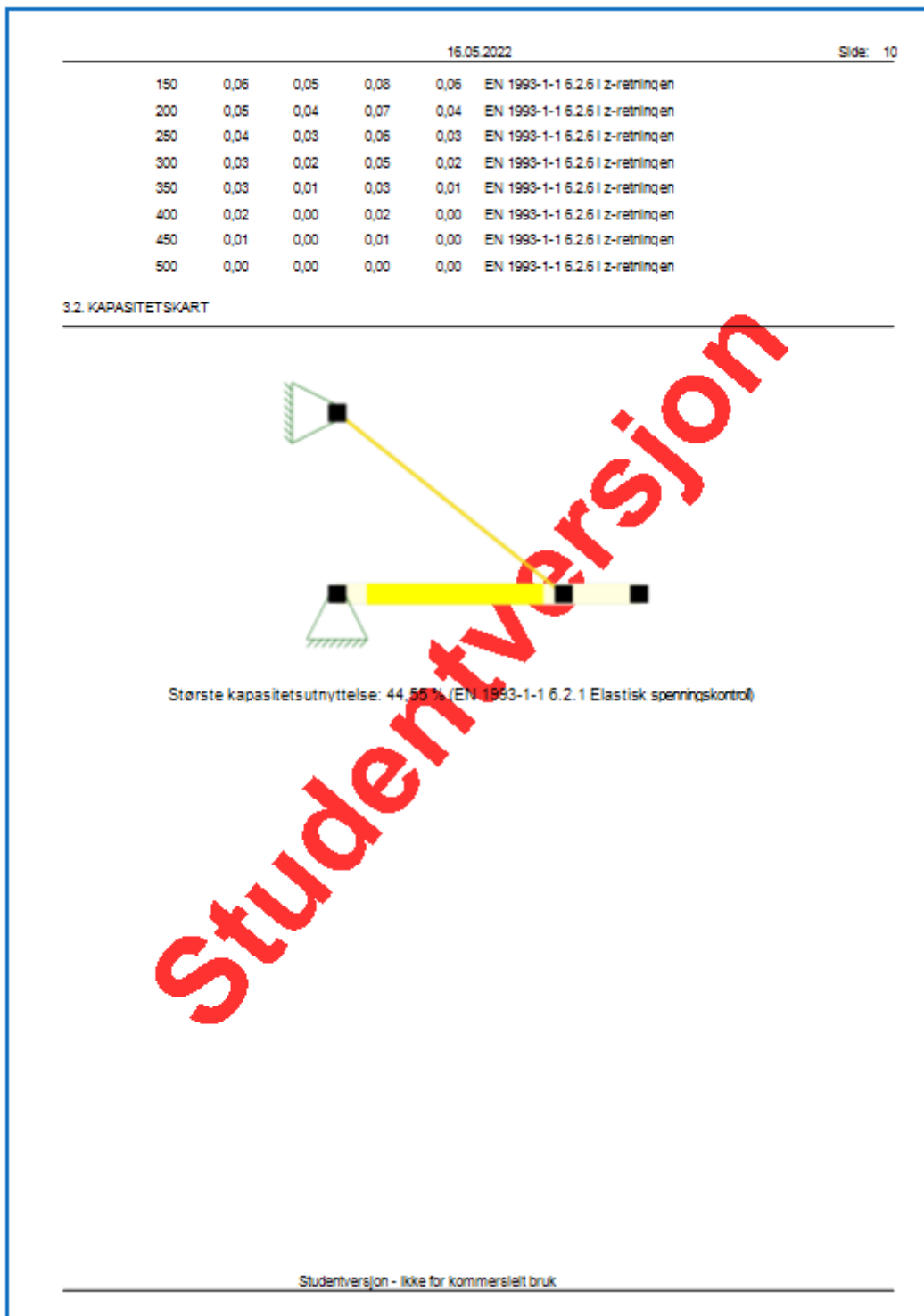




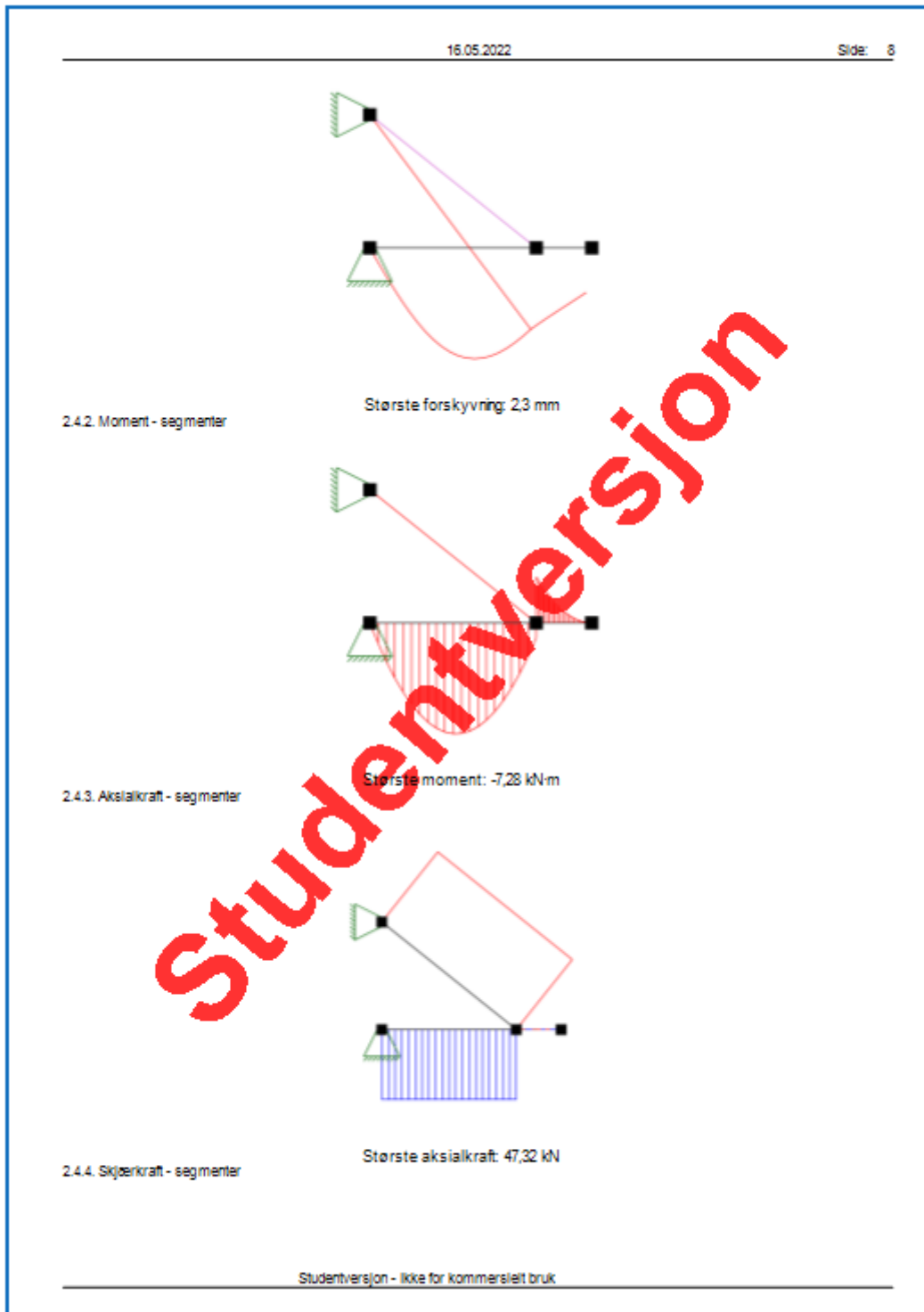
Påført lastvirkning. lastkombinasjon i brudd – og bruksgrensetilstand er som tidligere.

16.05.2022											Side: 5	
.	1,05	1,05	1921	1921	1921	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0	0
.	1,05	1,05	500	500	500	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0	0
<b>1.5. RANDBETINGELSER</b>												
<b>1.5.1 Punkttrandbetingelser</b>												
Nr.	X [mm]	Z [mm]	Frih.gr.		Rotv	X-vektor		Z-vektor				
.	(Seq)	0	1200	F	F		[0,00; -1,00]	[1,00; 0,00]				
.	(Seq)	0	0	F	F		[1,00; 0,00]	[0,00; 1,00]				
Forklaring til frihetsgrader: F = fastholdt, (b) = fi												
Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]												
<b>1.6. LASTTILFELLER</b>												
<b>1.6.1 Lasttilfeller</b>												
<b>3 Nyttelast</b>												
Lasttype:		Annen variabel										
Lastvarighet:		Langtidslast										
1 Linjelast		P1 = 10,00 kN/m		X1 = 1500 mm		P2 = 10,00 kN/m		X2 = 2000 mm		Retning = [0; -1]		Virker på segment.
												Inkluder masse: Nei
												Z1 = 0 mm
												Z2 = 0 mm
2 Linjelast		P1 = 10,00 kN/m		X1 = 0 mm		P2 = 10,00 kN/m		X2 = 1500 mm		Retning = [0; -1]		Virker på segment.
												Inkluder masse: Nei
												Z1 = 0 mm
												Z2 = 0 mm
<b>4 Egenlast</b>												
Lasttype:		Permanent last										
Lastvarighet:		Permanent										
1 Linjelast		P1 = 7,50 kN/m		X1 = 1500 mm		P2 = 7,50 kN/m		X2 = 2000 mm		Retning = [0; -1]		Virker på segment.
												Inkluder masse: Nei
												Z1 = 0 mm
												Z2 = 0 mm
2 Linjelast		P1 = 7,50 kN/m		X1 = 0 mm		P2 = 7,50 kN/m		X2 = 1500 mm		Retning = [0; -1]		Virker på segment.
												Inkluder masse: Nei
												Z1 = 0 mm
												Z2 = 0 mm
<b>7 Moment grunnet eksentrisitet</b>												
Lasttype:		Annen variabel										
Studentversjon - ikke for kommersielt bruk												

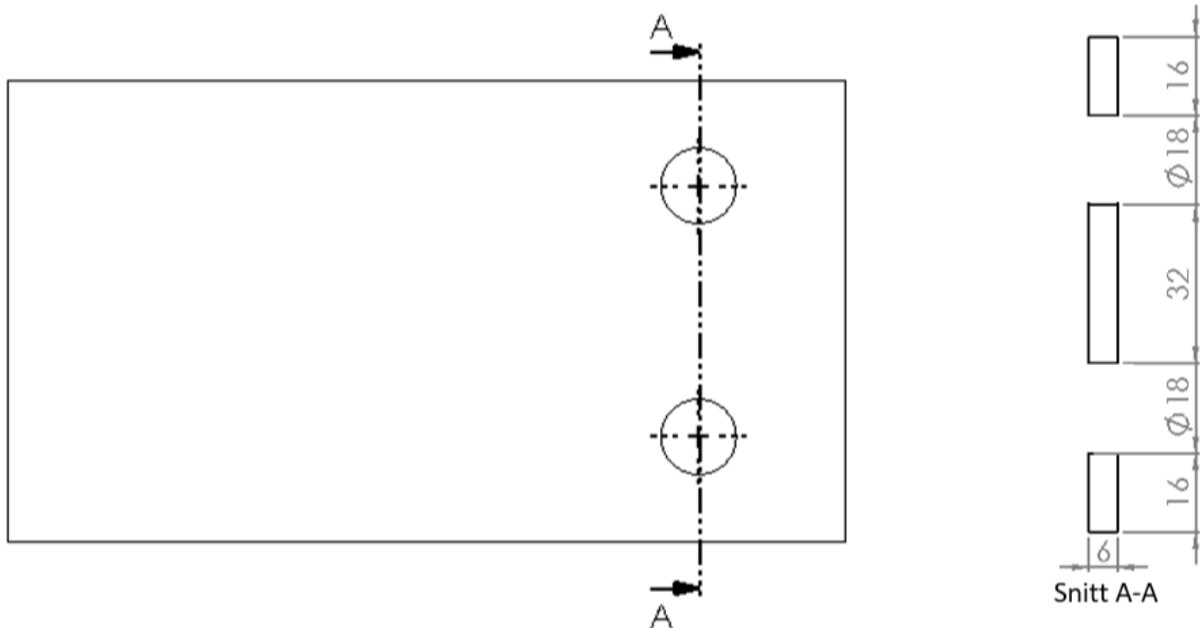
I punkt 3.2 vises kapasitetsutnyttelse i bruddgrensetilstand iht. elastisitetsteori. Utnyttelsen er for strekkstag siden den er mest kritisk.



Beregnet nedbøyning er vist øverst. Kapasitetsutnyttelse i bruksgrensetilstand kan finnes ved å bruke  $L/150$  -deformasjonskravet.



## Vedlegg C2 – Kontroll av flyting ved svekket tverrsnitt



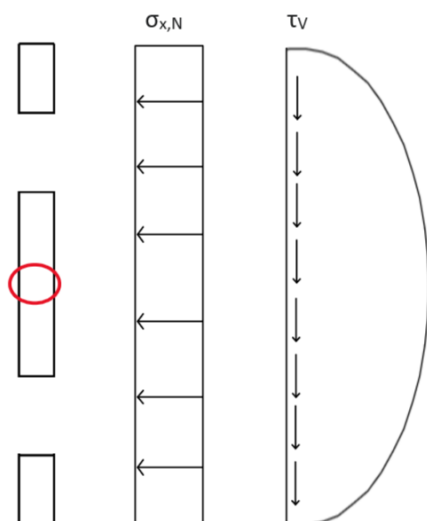
Tverrsnittsparemetre i snitt A-A:

- $I_y = \left(\frac{1}{12} \cdot 6 \cdot 32^3\right) + 2 \left(\frac{1}{12} \cdot 6 \cdot 16^3 + 6 \cdot 16 \cdot 42^2\right) = 0,36 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$
- $A = (100 \cdot 6) - (6 \cdot 18 \cdot 2) = 384 \text{ mm}^2$

$$\sigma_{x,N} = \frac{N}{A} = \frac{40 \cdot 10^3}{384} = 104,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_v = \frac{V \cdot S}{I_y \cdot b} = \frac{16 \cdot 10^3 \cdot \left(\left(16 \cdot 6 \cdot \frac{16}{2}\right) + (16 \cdot 6 \cdot 42)\right)}{0,36 \cdot 10^6 \cdot 6} = 35,6 \text{ MPa}$$

Størst kombinasjonseffekt opptrre i midtpunktet.



$$\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M2}} \rightarrow \sqrt{104,2^2 + 3 \cdot 35,6^2} \leq \frac{355}{1,25}$$

$$121 \text{ MPa} \leq 284 \text{ MPa}$$

$$\text{Kapasitetsutnyttelse} = \frac{121}{284} = 0,43$$

### Vedlegg C3 – Beregning av bruddform 2 ved blokkutrivning

Høyde som kreves for å ta skjærkraft:

$$h_v > \frac{V \cdot \sqrt{3} \cdot 1,05}{f_y \cdot 6} = \frac{16 \cdot 10^3 \cdot \sqrt{3} \cdot 1,05}{355 \cdot 6} = 13,7 \text{ mm}$$

Høyde som kreves for å ta aksialkraft:

$$h_N > \frac{N \cdot \gamma_{M2}}{f_u \cdot 6} = \frac{40 \cdot 10^3 \cdot 1,25}{490 \cdot 6} = 17 \text{ mm}$$

$$h_v + h_N = 13,7 + 17 = 30,7$$

Arealet i midten er altså nok for å ta både skjærkraft og aksialkraft. Momentet kan nå fordeles i det resterende arealet i øvre - og nedre del. Kraftparet vil forårsake skjærbrudd i både øvre - og nedre del.

$$M_{Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot 1,05} \cdot A \cdot \text{arm} = \frac{355}{\sqrt{3} \cdot 1,05} \cdot 6 \cdot 31 \cdot 50 = 1,8 \text{ kNm}$$

$$0,8 \text{ kNm} < 1,8 \text{ kNm}$$

$$\text{Kapasitetsutnyttelse} = \frac{0,8}{1,8} = 0,44$$

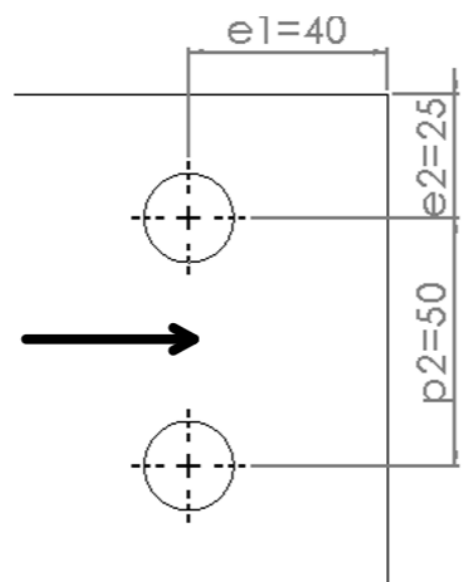
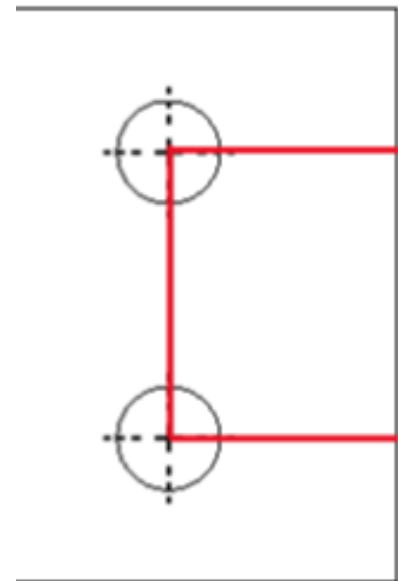
### Vedlegg C4 – Kontroll av hullkantrykk for knuteplate

Kontroll av horisontal hullkantrykk:

Bestemmelse av  $\alpha_b$ :

- $\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{490} = 1,63$
- $\frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{40}{3 \cdot 18} = 0,74$
- $\frac{P_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} \rightarrow \text{Irrelevant}$

Bestemmelse av  $k_1$ :



- $2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{25}{18} - 1,7 = \underline{2,19}$
- $1,4 \cdot \frac{P_2}{d_0} - 1,7 = 1,4 \cdot \frac{50}{18} - 1,7 = \underline{2,19}$
- $2,5$

$$F_{b,Rd} = \frac{0,74 \cdot 2,19 \cdot 490 \cdot 16 \cdot 6}{1,25} = 61 \text{ kN}$$

$$36 \text{ kN} < 61 \text{ kN}$$

$$\text{Kapacitetsutnyttelse} = \frac{36}{61} = 0,59$$

Kontroll av vertikal hullkanttrykk:

Bestemmelse av  $\alpha_b$ :

- $\frac{f_{ub}}{f_u} = \frac{800}{490} = 1,63$
- $\frac{e_1}{3 \cdot d_0} = \frac{25}{3 \cdot 18} = \underline{0,46}$
- $\frac{P_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4} = \frac{50}{3 \cdot 18} - \frac{1}{4} = 0,67$

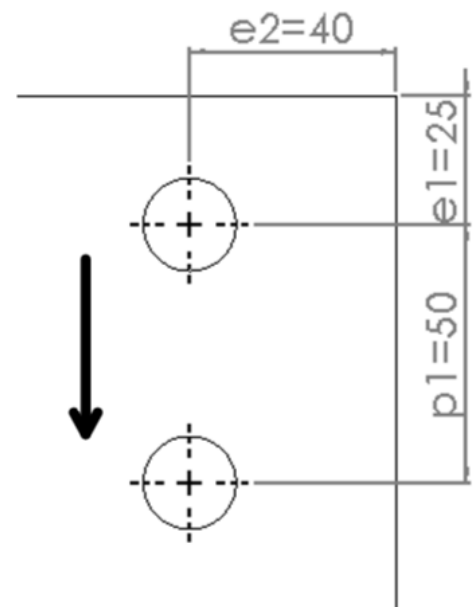
Bestemmelse av  $k_1$ :

- $2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 2,8 \cdot \frac{40}{18} - 1,7 = 4,5$
- $1,4 \cdot \frac{P_2}{d_0} - 1,7 \rightarrow \text{Irrelevant}$
- $\underline{2,5}$

$$F_{b,Rd} = \frac{0,67 \cdot 2,5 \cdot 490 \cdot 16 \cdot 6}{1,25} = 63 \text{ kN}$$

$$8 \text{ kN} < 63 \text{ kN}$$

$$\text{Kapacitetsutnyttelse} = \frac{8}{63} = 0,13$$



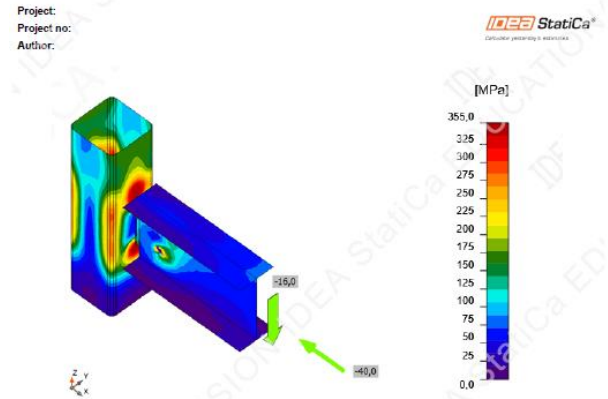
# Vedlegg C5 – Beregninger i IDEA StatiCa

Vedlegget tilhører kapittel 5.11, og viser beregninger i IDEA StatiCa.

Øverst til høyre vises påført lastvirkning, og spenningsplott. Samtidig vises resulterende kraft, og kapasitet for bolt.

Nederst til venstre vises bjelkeprofil, knuteplate, bolttype og fasthetsklasse som er benyttet.

Nederst til høyre angis Von Mises spenninger for alle komponenter.



Equivalent stress, LE1

### Bolts

Name	Loads	$F_{LEd}$ [kN]	V [kN]	$U_t$ [%]	$F_{p,Rd}$ [kN]	$U_t$ [%]	$U_s$ [%]	Status
B1	LE1	5,7	19,0	6,5	99,1	31,5	35,9	OK
B2	LE1	2,2	24,2	2,5	50,4	48,0	41,8	OK

### Design data

Name	$F_{t,Rd}$ [kN]	$B_{p,Rd}$ [kN]	$F_{v,Rd}$ [kN]
M16 8.8 - 1	90,4	88,1	60,3

### Symbol explanation

- $F_{t,Rd}$  Bolt tension resistance EN 1993-1-8 tab. 3.4
- $F_{LEd}$  Tension force
- $B_{p,Rd}$  Punching shear resistance
- V Resultant of shear forces  $V_y, V_z$  in bolt
- $F_{v,Rd}$  Bolt shear resistance EN 1993-1-8 table 3.4
- $F_{p,Rd}$  Plate bearing resistance EN 1993-1-8 tab. 3.4
- $U_t$  Utilization in tension
- $U_s$  Utilization in shear

Project:   
 Project no:   
 Author:

### Project item CON1

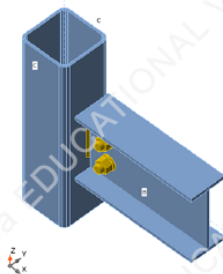
#### Design

Name: CON1   
 Description:   
 Analysis: Stress, strain loads in equilibrium

#### Members

#### Geometry

Name	Cross-section	$\beta$ - Direction [°]	$\gamma$ - Pitch [°]	$\alpha$ - Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in	X [mm]
C	3 - SHS100/100/5.0	0,0	90,0	0,0	0	0	0	Node	0
B	2 - IPE140	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Bolts	100



#### Cross-sections

Name	Material
3 - SHS100/100/5.0	S 355
2 - IPE140	S 355

#### Bolts

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	$f_u$ [MPa]	Gross area [mm <sup>2</sup> ]
M16 8.8	M16 8.8	16	800,0	201

Project:   
 Project no:   
 Author:

### Load effects (forces in equilibrium)

Name	Member	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	C	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	B	-40,0	0,0	-16,0	0,0	0,0	0,0
	C	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

### Check

#### Summary

Name	Value	Status
Analysis	100,0%	OK
Plates	1,3 < 5,0%	OK
Bolts	48,0 < 100%	OK
Welds	98,2 < 100%	OK
Buckling	Not calculated	
GMNA	Calculated	

#### Plates

Name	Thickness [mm]	Loads	$\sigma_{Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{p1}$ [%]	$\sigma_{cEd}$ [MPa]	Status
C	5,0	LE1	357,7	1,3	0,0	OK
B-bfl 1	6,9	LE1	29,8	0,0	0,0	OK
B-tfl 1	6,9	LE1	75,2	0,0	0,0	OK
B-w 1	4,7	LE1	291,7	0,0	17,8	OK
SP1	6,0	LE1	269,6	0,0	17,8	OK

#### Design data

Material	$f_y$ [MPa]	$\epsilon_{lim}$ [%]
S 355	355,0	5,0

#### Symbol explanation

- $\epsilon_{p1}$  Strain
- $\sigma_{Ed}$  Eq. stress
- $\sigma_{cEd}$  Contact stress
- $f_y$  Yield strength
- $\epsilon_{lim}$  Limit of plastic strain

Beregninger utført for sveis. Viktigste her er  $\sigma_{w,Ed}$  som angir spenninger i sveis.

Project:  
Project no:  
Author:



#### Welds (Plastic redistribution)

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	$\epsilon_{p1}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$T_{\parallel}$ [MPa]	$T_{\perp}$ [MPa]	Ut [%]	Ut <sub>c</sub> [%]	Status
SP1	C-w 3	3,0	100	LE1	427,7	0,5	-215,9	83,9	-196,0	98,2	37,7	OK
SP1	C-w 3	3,0	100	LE1	427,5	0,4	-209,3	-34,1	-212,5	98,2	31,9	OK
SP1	C-w 1	5,0	100	LE1	268,4	0,0	148,0	-72,4	105,4	61,2	17,4	OK
SP1	C-w 1	5,0	100	LE1	268,6	0,0	143,1	82,7	101,9	61,7	19,4	OK

#### Design data

	$\beta_w$ [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0,9 $\sigma$ [MPa]
S 355	0,90	435,6	352,8

#### Symbol explanation

$\epsilon_{p1}$	Strain
$\sigma_{w,Ed}$	Equivalent stress
$\sigma_{w,Rd}$	Equivalent stress resistance
$\sigma_{\perp}$	Perpendicular stress
$T_{\parallel}$	Shear stress parallel to weld axis
$T_{\perp}$	Shear stress perpendicular to weld axis
0,9 $\sigma$	Perpendicular stress resistance - 0,9*fu/γM2
$\beta_w$	Correlation factor EN 1993-1-8 tab. 4.1
Ut	Utilization
Ut <sub>c</sub>	Weld capacity utilization

#### Buckling

Buckling analysis was not calculated.

Tabell som viser hvilke standarder som er benyttet ved beregning:

Project:  
Project no:  
Author:



#### Code settings

Item	Value	Unit	Reference
$\gamma_{M0}$	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M1}$	1,00	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M2}$	1,25	-	EN 1993-1-1: 6.1
$\gamma_{M3}$	1,25	-	EN 1993-1-8: 2.2
$\gamma_c$	1,50	-	EN 1992-1-1: 2.4.2.4
$\gamma_{inst}$	1,20	-	EN 1992-4: Table 4.1
Joint coefficient $\beta_j$	0,67	-	EN 1993-1-8: 6.2.5
Effective area - influence of mesh size	0,10	-	
Friction coefficient - concrete	0,25	-	EN 1993-1-8
Friction coefficient in slip-resistance	0,30	-	EN 1993-1-8 tab 3.7
Limit plastic strain	0,05	-	EN 1993-1-5
Weld stress evaluation	Plastic redistribution		
Detailing	No		
Distance between bolts [d]	2,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Distance between bolts and edge [d]	1,20	-	EN 1993-1-8: tab 3.3
Concrete breakout resistance check	Both		EN 1992-4: 7.2.1.4 and 7.2.2.5
Use calculated ob in bearing check.	Yes		EN 1993-1-8: tab 3.4
Cracked concrete	Yes		EN 1992-4
Local deformation check	No		CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Local deformation limit	0,03	-	CIDECT DG 1, 3 - 1.1
Geometrical nonlinearity (GMNA)	Yes		Analysis with large deformations for hollow section joints
Braced system	No		EN 1993-1-8: 5.2.2.5



## Vedlegg C6 - Spenninger i sveis ved økning av tykkelse i søyle

Øker søyletykkelse fra 5mm til 10mm. Til høyre vises det at spenningsverdien ved 10mm tykkelse er 344,3MPa. Dette er en minking på ca.100MPa

Project:  
Project no:  
Author:



Project:  
Project no:  
Author:



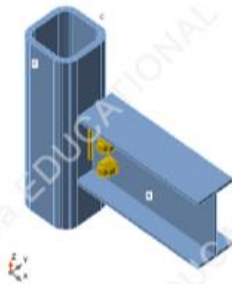
### Project item CON1

#### Design

Name: CON1  
Description:  
Analysis: Stress, strain/ loads in equilibrium

#### Members

Name	Cross-section	$\beta$ -Direction [°]	$\gamma$ -Pitch [°]	$\alpha$ -Rotation [°]	Offset ex [mm]	Offset ey [mm]	Offset ez [mm]	Forces in	X [mm]
C	3-SHS100/100/10.0	0,0	90,0	0,0	0	0	0	Node	0
B	2-IPE140	0,0	0,0	0,0	0	0	0	Bolts	100



#### Cross-sections

Name	Material
3-SHS100/100/10.0	S 355
2-IPE140	S 355

#### Bolts

Name	Bolt assembly	Diameter [mm]	$f_u$ [MPa]	Gross area [mm <sup>2</sup> ]
M16 8.8	M16 8.8	16	800.0	201

#### Welds (Plastic redistribution)

Item	Edge	Throat th. [mm]	Length [mm]	Loads	$\sigma_{w,eq}$ [MPa]	$\epsilon_{pl}$ [%]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\parallel}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	Ut [%]	U <sub>tc</sub> [%]	Status
SP1	C-w 3	▲3,0	100	LE1	344,3	0,0	-106,4	122,2	-123,9	79,0	29,9	OK
SP1	C-w 3	▲3,0	100	LE1	345,2	0,0	-172,2	-84,5	-150,0	79,2	21,4	OK
SP1	C-w 1	▲6,0	100	LE1	118,0	0,0	59,2	-45,1	37,9	27,1	7,4	OK
SP1	C-w 1	▲6,0	100	LE1	118,0	0,0	52,0	51,1	33,5	27,1	8,4	OK

#### Design data

	$\beta_w$ [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0,9 \sigma$ [MPa]
S 355	0,90	435,0	352,8

#### Symbol explanation

$\epsilon_{pl}$	Strain
$\sigma_{w,eq}$	Equivalent stress
$\sigma_{w,Rd}$	Equivalent stress resistance
$\sigma_{\perp}$	Perpendicular stress
$\tau_{\parallel}$	Shear stress parallel to weld axis
$\tau_{\perp}$	Shear stress perpendicular to weld axis
$0,9 \sigma$	Perpendicular stress resistance - $0,9 \cdot f_u / \sqrt{2}$
$\beta_w$	Correlation factor EN 1993-1-8 tab. 4.1
Ut	Utilization
U <sub>tc</sub>	Weld capacity utilization

#### Buckling

Buckling analysis was not calculated.

# Vedlegg D1 – Kapasitetsutnyttelse for HE100A

14.05.2022

Side: 3

## 0. SAMMENDRAG

### Modell

Antall segmenter: 3

Antall knutepunkt: 4

### Analyse

Antall lastkombinasjoner (krefter): 1

Antall lastkombinasjoner (forskyvninger): 1

### Forskyvning / snittkrefter

Største forskyvning: 2,8 mm (Segmentnr. .)

Største N: 48,38 kN (Segmentnr. .)

Største V: 17,29 kN (Segmentnr. .)

Største M: -6,84 kN·m (Segmentnr. .)

### Kapasitet

Største kapasitetsutnyttelse: 45,55 %

Info: EN 1993-1-1 6.2.1 Elastisk spenningskontroll

## 1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER



### 1.1. KNOTEPUNKTSDATA

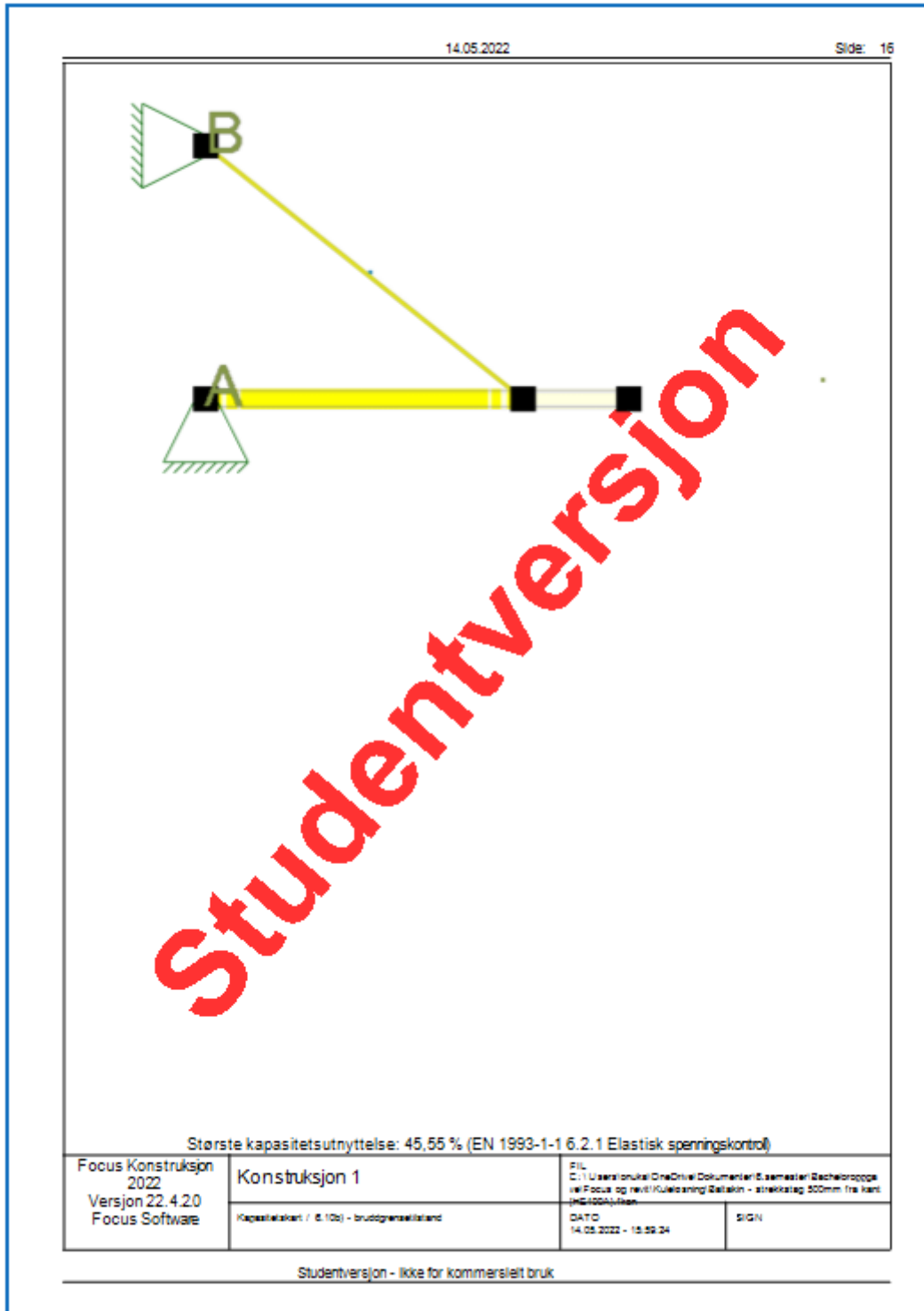
Nr.	X [mm]	Z [mm]
-----	--------	--------

Studentversjon - ikke for kommersielt bruk

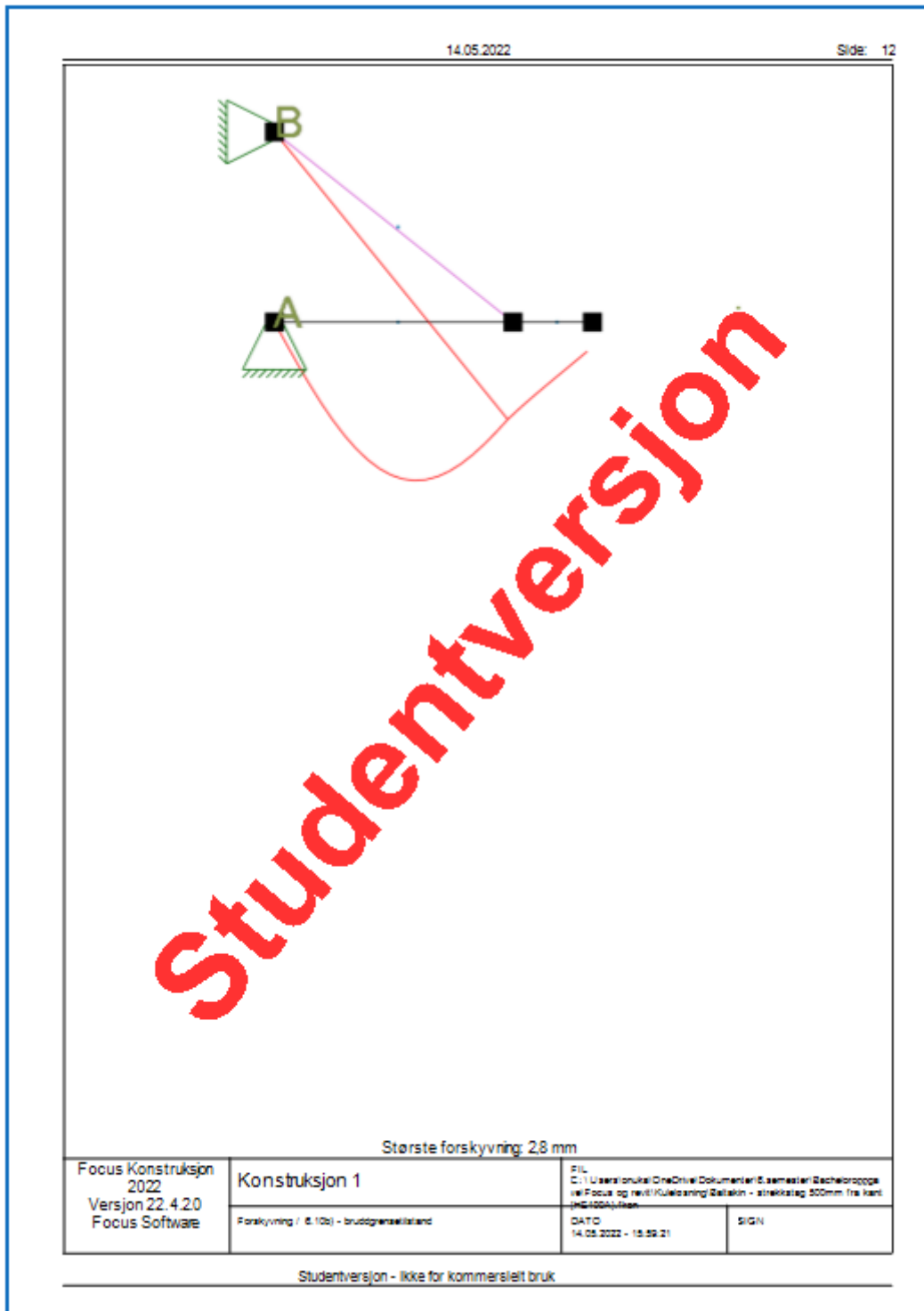
Påført lastvirkning. lastkombinasjon i brudd – og bruksgrensetilstand er som tidligere.

14.05.2022											Side: 5	
.	1,05	1,05	1921	1921	1921	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0	0
.	1,05	1,05	500	500	500	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0	0
<b>1.5. RANDBETINGELSER</b>												
<b>1.5.1 Punkttrandbetingelser</b>												
Nr.	X [mm]	Z [mm]	Frih.gr.		Z	Rotv	X-vektor	Z-vektor				
.(Seq)	0	1200	F	F			[0,00; -1,00]	[1,00; 0,00]				
.(Seq)	0	0	F	F			[1,00; 0,00]	[0,00; 1,00]				
Forklaring til frihetsprøder: F = fastholdt, (b) = fri												
Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]												
<b>1.6. LASTTILFELLER</b>												
<b>1.6.1 Lasttilfeller</b>												
<b>3 Nyttelast</b>												
	Lasttype:	Annen variabel										
	Lastvarighet:	Langtidslast										
1	Linjelast	P1 = 10,00 kN/m	X1 = 1500 mm	Z1 = 0 mm	P2 = 10,00 kN/m	X2 = 2000 mm	Z2 = 0 mm	Retning = [0; -1]	Virker på segment: . Inkluder masse: Nei			
2	Linjelast	P1 = 10,00 kN/m	X1 = 0 mm	Z1 = 0 mm	P2 = 10,00 kN/m	X2 = 1500 mm	Z2 = 0 mm	Retning = [0; -1]	Virker på segment: . Inkluder masse: Nei			
<b>4 Egenlast</b>												
	Lasttype:	Permanent last										
	Lastvarighet:	Permanent										
1	Linjelast	P1 = 7,50 kN/m	X1 = 1500 mm	Z1 = 0 mm	P2 = 7,50 kN/m	X2 = 2000 mm	Z2 = 0 mm	Retning = [0; -1]	Virker på segment: . Inkluder masse: Nei			
2	Linjelast	P1 = 7,50 kN/m	X1 = 0 mm	Z1 = 0 mm	P2 = 7,50 kN/m	X2 = 1500 mm	Z2 = 0 mm	Retning = [0; -1]	Virker på segment: . Inkluder masse: Nei			
<b>7 Moment grunnnet eksentrisitet</b>												
	Lasttype:	Annen variabel										
Studentversjon - ikke for kommersielt bruk												

Kapasitetsutnyttelse i bruddgrensetilstand iht. elastisitetsteori. Utnyttelsen er for strekkstag siden den er mest kritisk.



Beregnet nedbøyning er vist øverst. Kapasitetsutnyttelse i bruksgrensetilstand kan finnes ved å bruke  $L/150$  -deformasjonskravet.



## Vedlegg D2 – Utførelse av simulasjon i Solidworks

Randbetingelser og reaksjonskrefter:

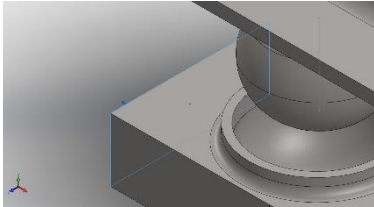
### Loads and Fixtures

#### Fixture name

#### Fixture Image

#### Fixture Details

##### Fixed-1



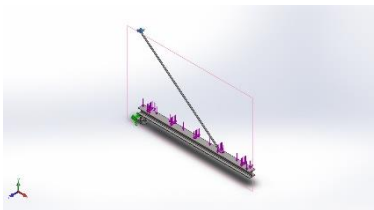
Entities: 1 face(s)

Type: Fixed Geometry

#### Resultant Forces

Components	X	Y	Z	Resultant
Reaction force (N)	37 404,2	18 168	4,66504	41 583,1
Reaction Moment(N.m)	0	0	0	0

##### Reference Geometry-1



Entities: 1 face(s), 1 plane(s)

Reference: Front Plane

Type: Use reference geometry

Translation: 0; 0; 0

Units: mm

#### Resultant Forces

Components	X	Y	Z	Resultant
Reaction force(N)	-37 404,2	29 832	-4,66815	47 843,7
Reaction Moment(N.m)	0	0	0	0

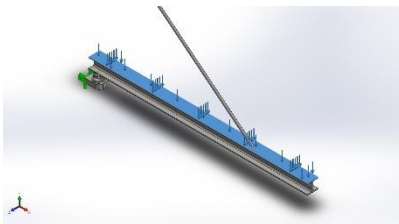
Lastvirkningen i bruddgrensetilstand er 24kN/m. Siden bjelken er 2m vil påført last være:  $24\text{kN/m} \cdot 2\text{m} = 48\text{kN}$ :

#### Load name

#### Load Image

#### Load Details

##### Force-1



Entities: 1 face(s)

Type: Apply normal force

Value: 48 000 N

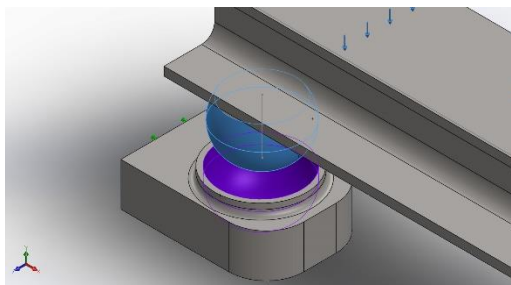
Påførte kontaktbetingelser:

### Contact Information

Contact

Local Interaction-1

Contact Image



Contact Properties

Type: Contact interaction pair

Entities: 4 face(s)

Advanced: Surface to surface

### Contact/Friction force

Components

X

Y

Z

Resultant

Contact Force(N)

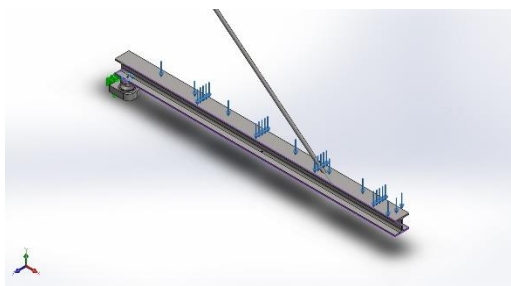
-5,8926E-11

2,9203E-11

6,6844E-12

6,6104E-11

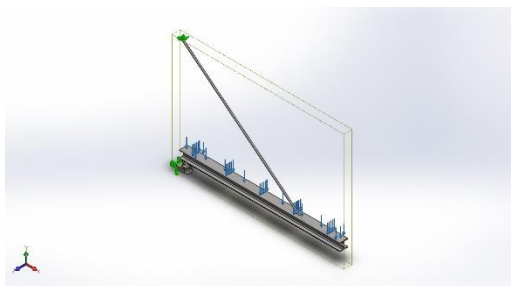
Local Interaction-2



Type: Bonded interaction pair

Entities: 3 face(s)

Global Interaction



Type: Bonded

Components: 1 component(s)

Options: Independent mesh

Global mesh som benyttes i simulasjonen:

### Mesh information

Mesh type

Solid Mesh

Mesher Used:

Standard mesh

Automatic Transition:

Off

Include Mesh Auto Loops:	Off
Jacobian points for High quality mesh	16 Points
Element Size	15 mm
Tolerance	0,45 mm
Mesh Quality	High
Remesh failed parts independently	Off



## Vedlegg D3 – Oppnådde spenningsresultater for kule i Solidworks

### Mesh Control Information:

Mesh Control Name

Mesh Control Image

Mesh Control Details

Kule



Entities: 2 face(s)

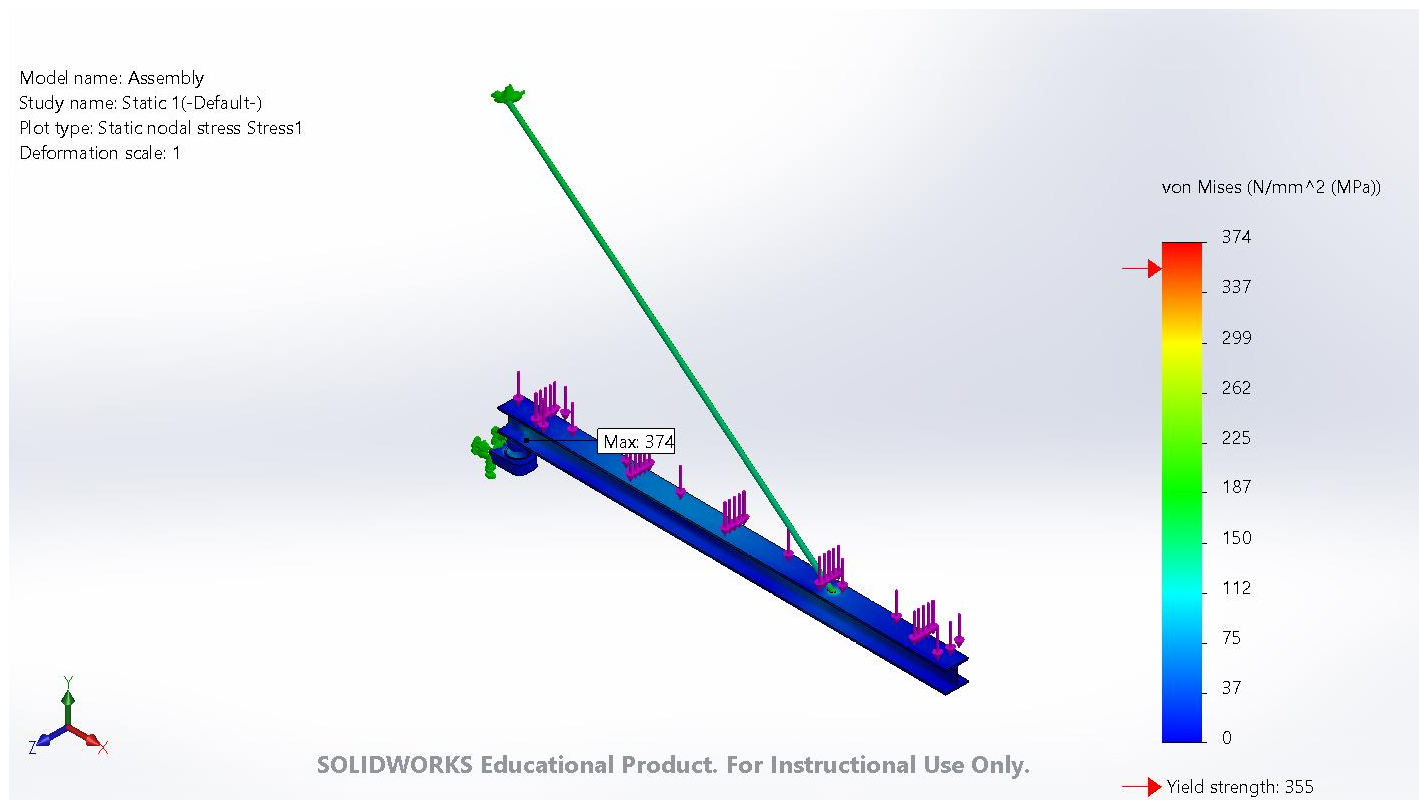
Units: mm

Size: 2

Ratio: 2

### Study Results

Name	Type	Min	Max
Stress1	VON: von Mises Stress	0N/mm <sup>2</sup> (MPa)	374N/mm <sup>2</sup> (MPa)
		Node: 24629	Node: 61703



**Assembly-Static 1-Stress-Stress1**

**Mesh Control Information:**  
**Mesh Control Name**

**Kule**

**Mesh Control Image**



**Mesh Control Details**

Entities: 2 face(s)

Units: mm

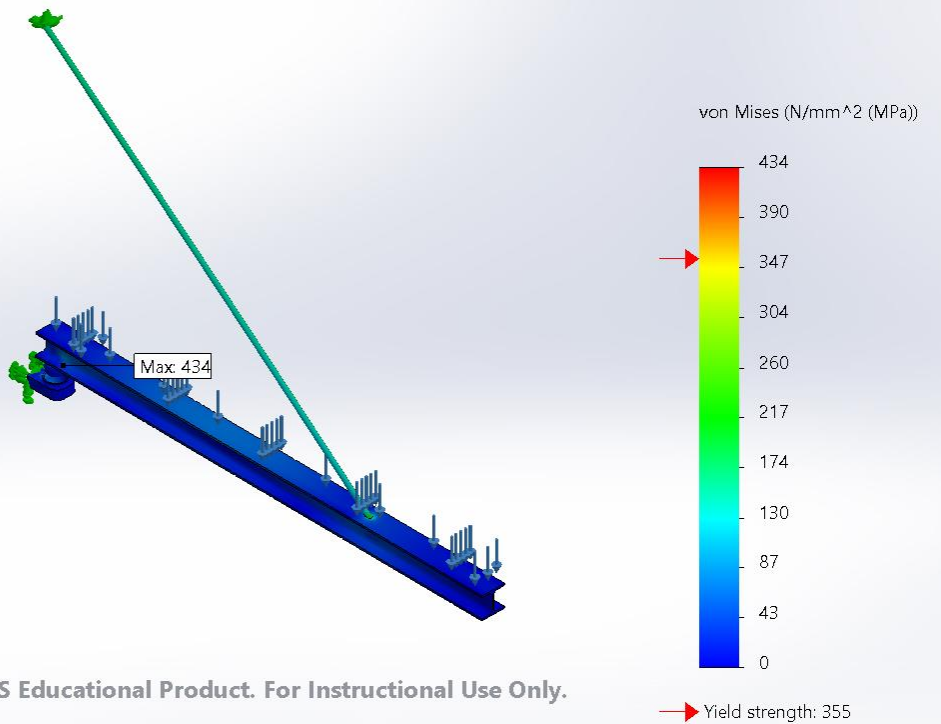
Size: 1,7

Ratio: 1,7

**Study Results**

Name	Type	Min	Max
Stress1	VON: von Mises Stress	0N/mm <sup>2</sup> (MPa)	434N/mm <sup>2</sup> (MPa)
		Node: 6661	Node: 37165

Model name: Assembly  
 Study name: Static 1(-Default-)  
 Plot type: Static nodal stress Stress1  
 Deformation scale: 1



SOLIDWORKS Educational Product. For Instructional Use Only.

**Assembly-Static 1-Stress-Stress1**

**Mesh Control Information:**

**Mesh Control Name**

**Kule**

**Mesh Control Image**



**Mesh Control Details**

Entities: 2 face(s)

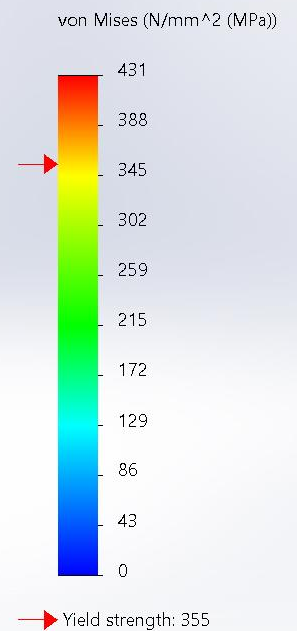
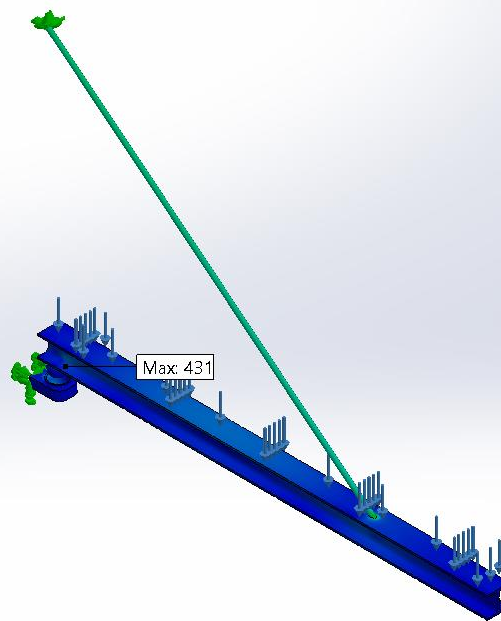
Units: mm

Size: 1,5

Ratio: 1,5

Name	Type	Min	Max
<b>Stress1</b>	VON: von Mises Stress	0N/mm <sup>2</sup> (MPa) Node: 7600	431N/mm <sup>2</sup> (MPa) Node: 80355

Model name: Assembly  
 Study name: Static 1(-Default-)  
 Plot type: Static nodal stress Stress1  
 Deformation scale: 1



SOLIDWORKS Educational Product. For Instructional Use Only.

Assembly-Static 1-Stress-Stress1

**Mesh Control Information:**

**Mesh Control Name**

**Kule**

**Mesh Control Image**



**Mesh Control Details**

Entities: 2 face(s)

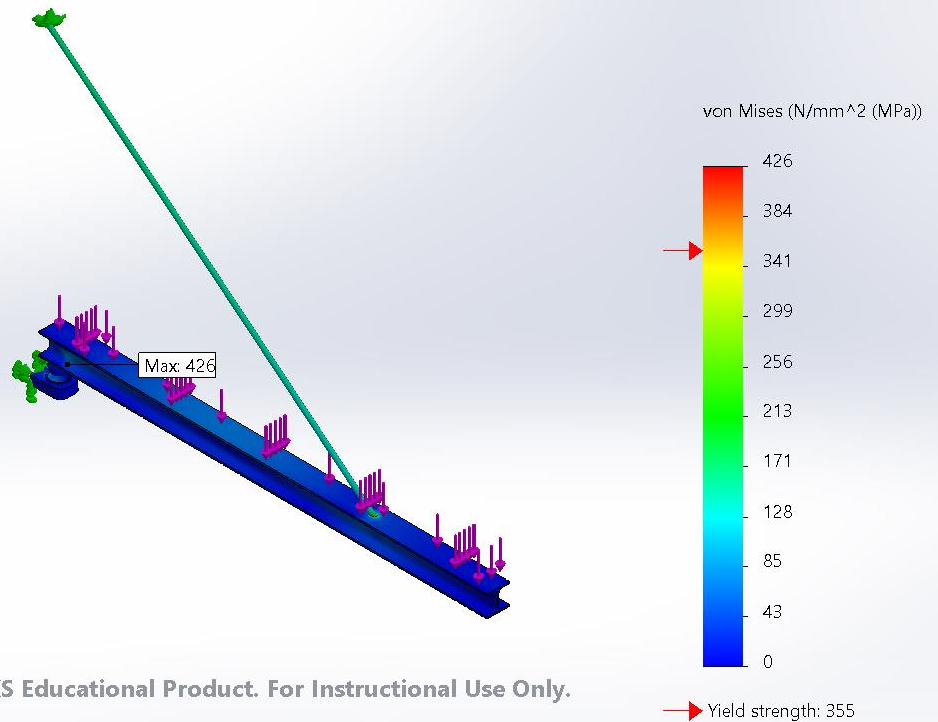
Units: mm

Size: 1,4

Ratio: 1,4

Name	Type	Min	Max
<b>Stress1</b>	VON: von Mises Stress	0N/mm <sup>2</sup> (MPa) Node: 24629	426N/mm <sup>2</sup> (MPa) Node: 37169

Model name: Assembly  
Study name: Static 1(-Default-)  
Plot type: Static nodal stress Stress1  
Deformation scale: 1




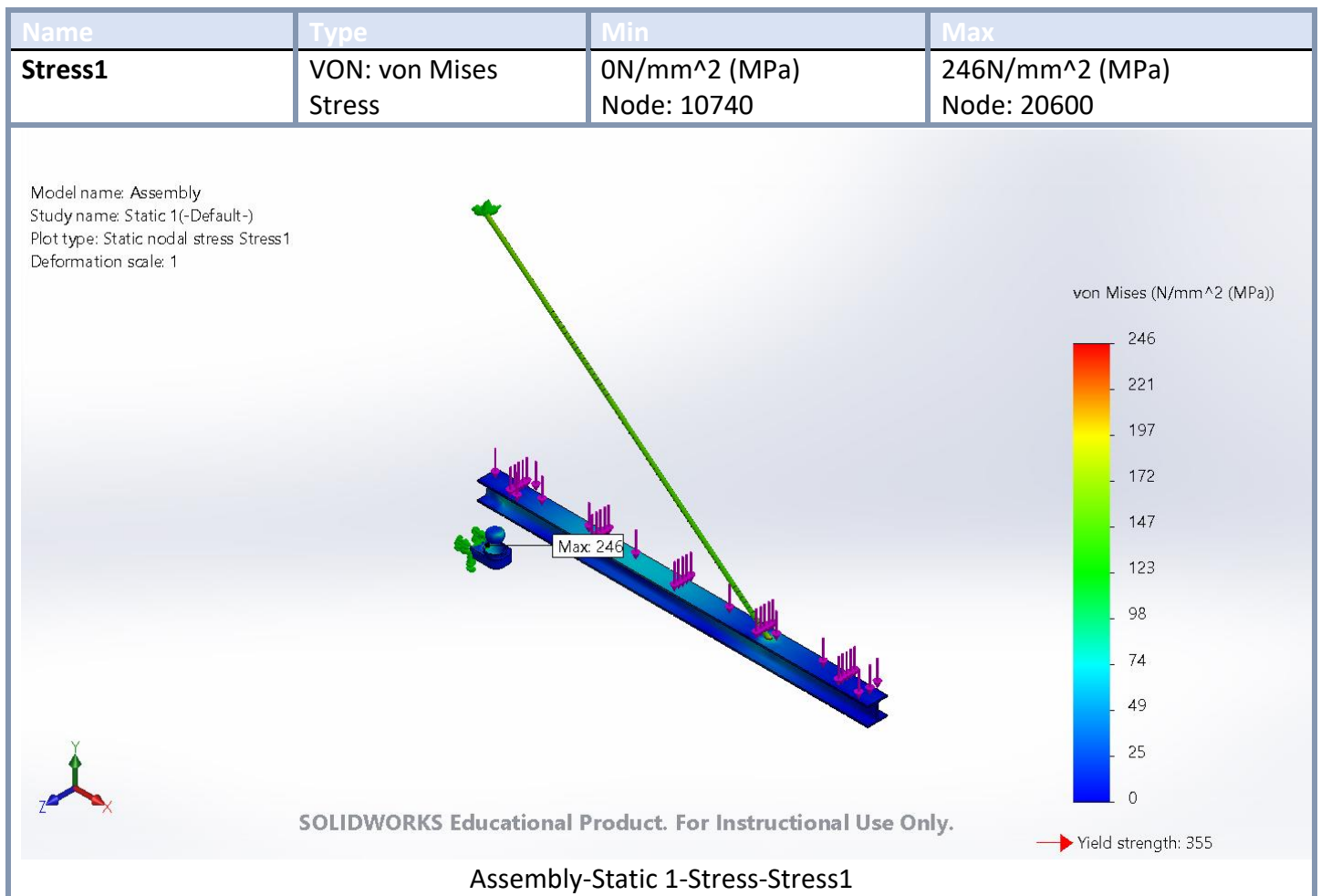
SOLIDWORKS Educational Product. For Instructional Use Only.

Assembly-Static 1-Stress-Stress1


## Vedlegg D4 – Oppnådde spenningsresultater for kuleholder i Solidworks

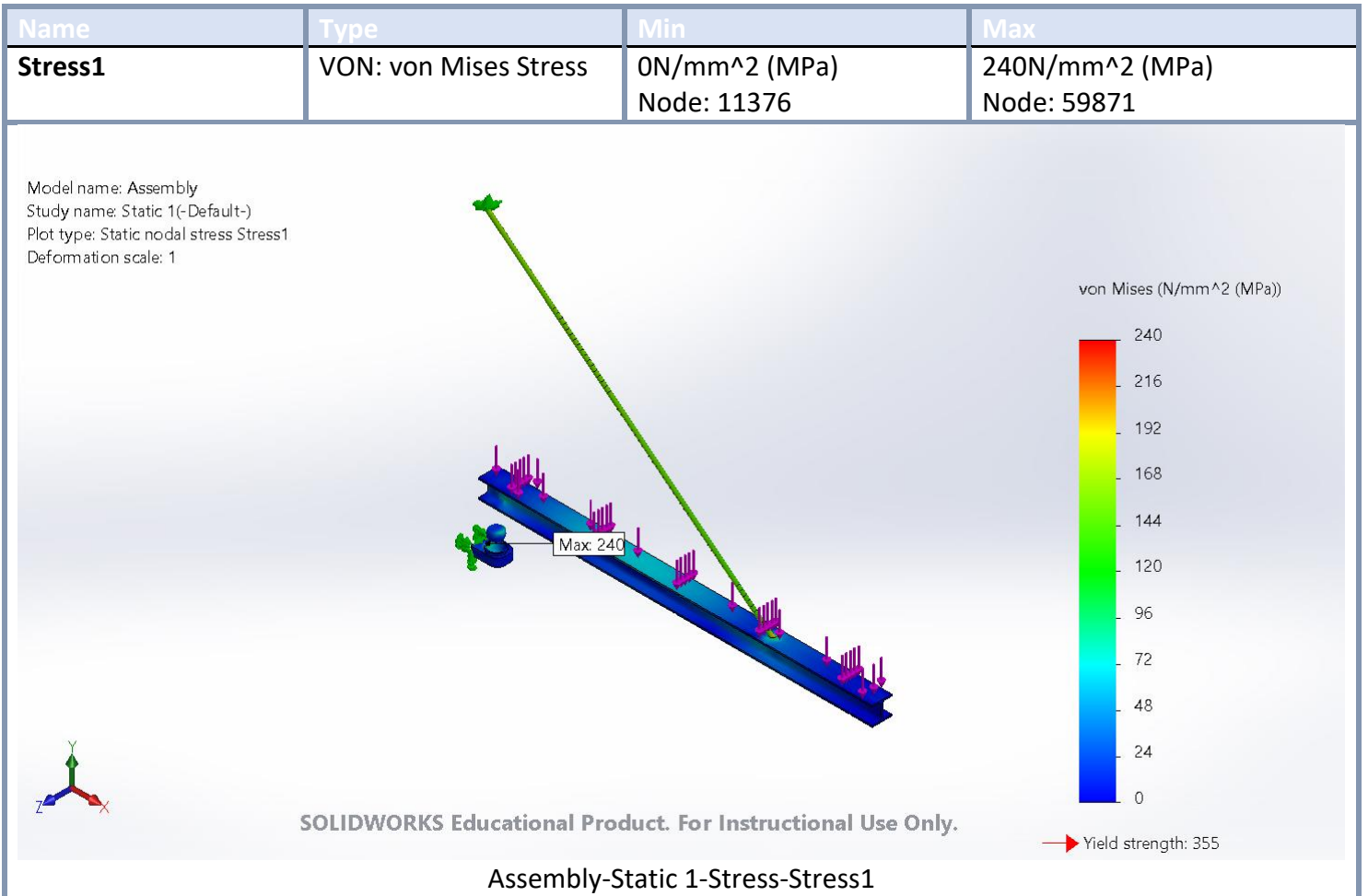
Mesh Control Information:

Mesh Control Name	Mesh Control Image	Mesh Control Details
Kuleholder		<p>Entities: 4 face(s)</p> <p>Units: mm</p> <p>Size: 2</p> <p>Ratio: 2</p>




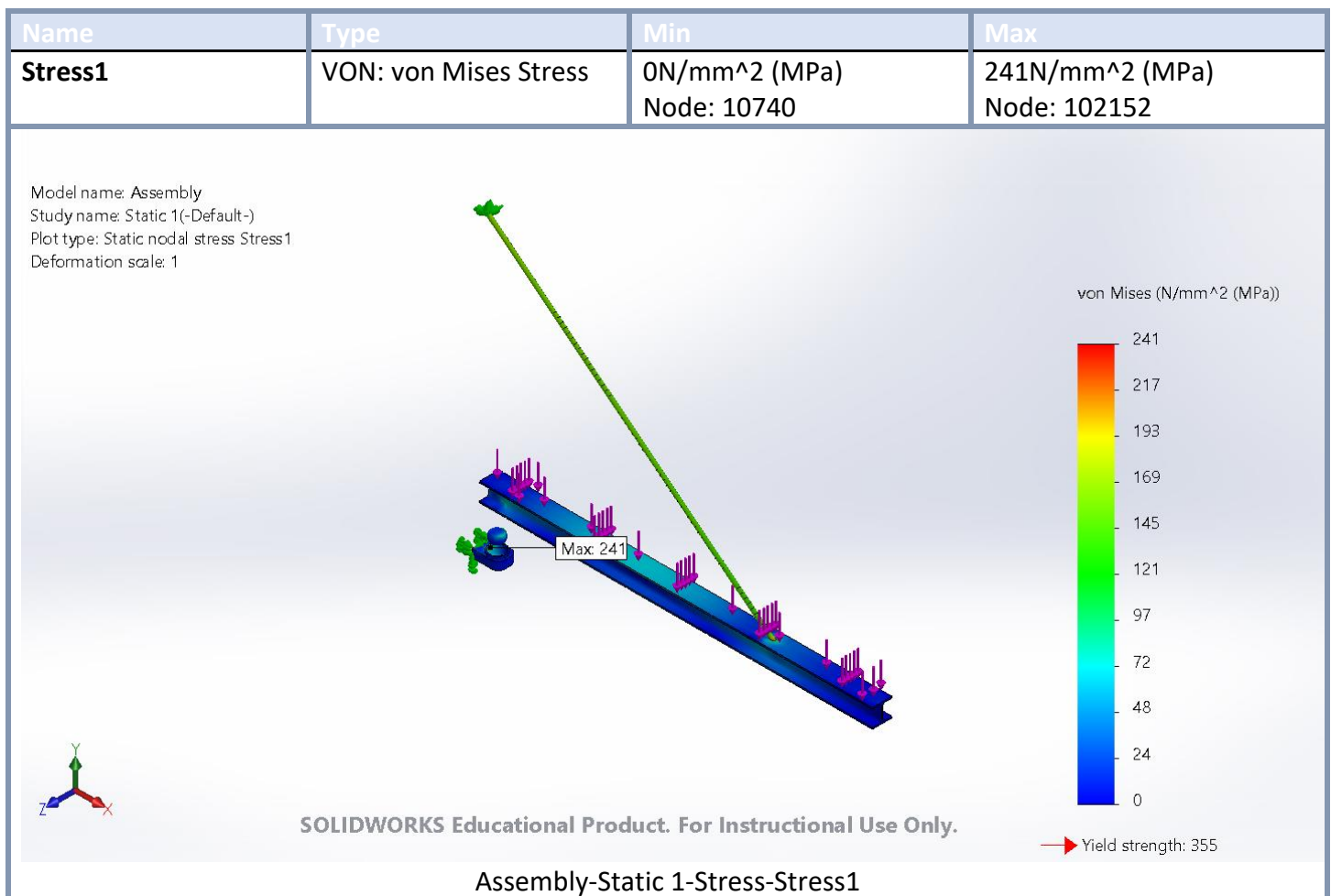
Mesh Control Information:

Mesh Control Name	Mesh Control Image	Mesh Control Details
Kuleholder		<p>Entities: 4 face(s)</p> <p>Units: mm</p> <p>Size: 1,7</p> <p>Ratio: 1,7</p>



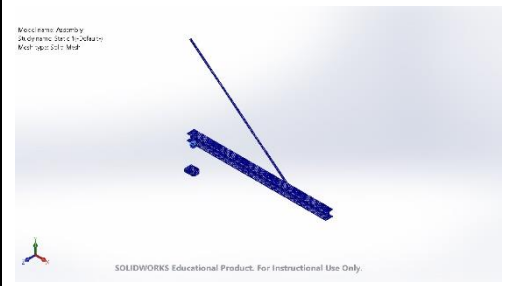
Mesh Control Information:

Mesh Control Name	Mesh Control Image	Mesh Control Details
Kuleholder		<p>Entities: 4 face(s)</p> <p>Units: mm</p> <p>Size: 1,4</p> <p>Ratio: 1,4</p>

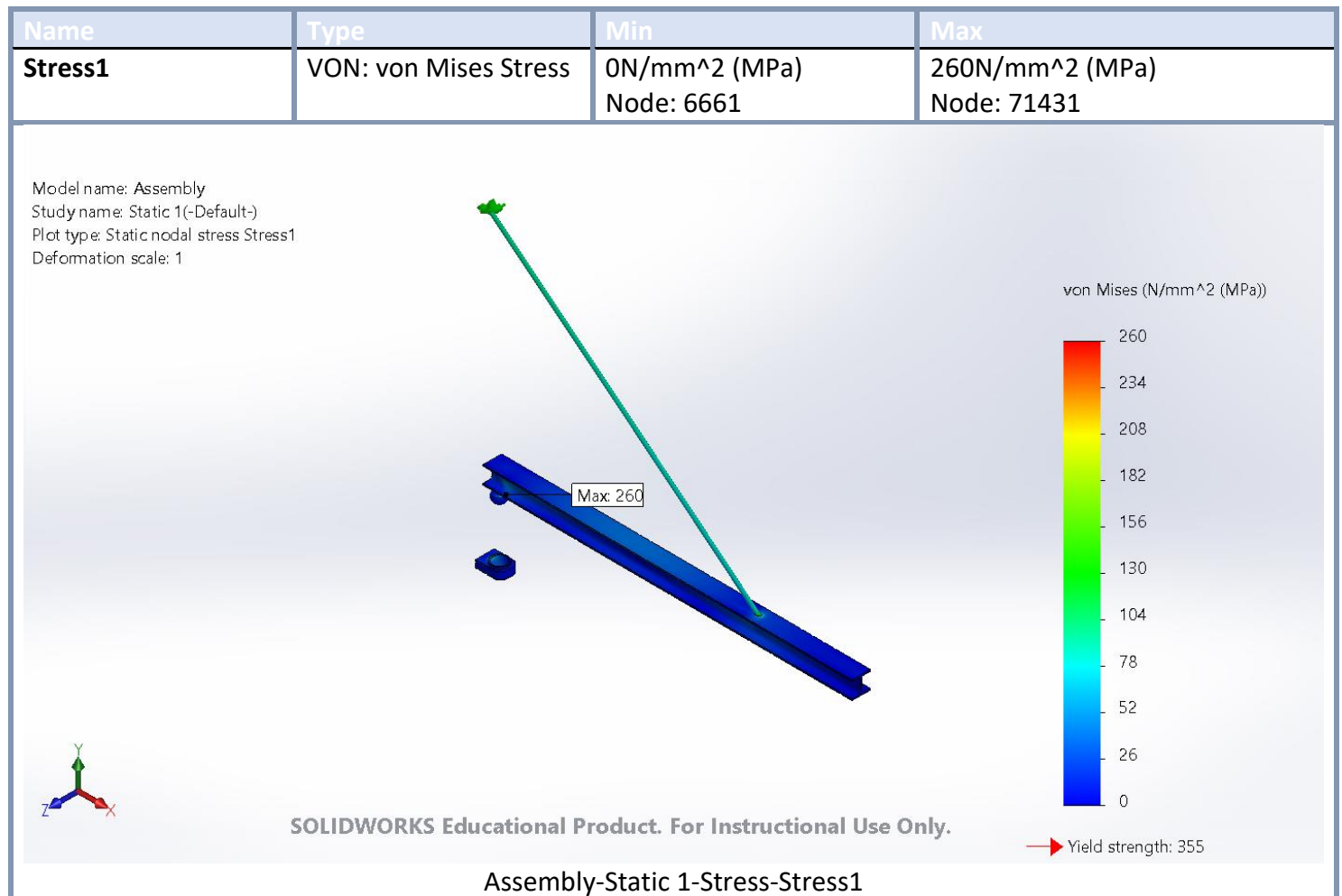


## Vedlegg D5 – Spenningsresultat ved påført linjelast 14kN/m i Solidworks

Mesh Control Information:

Mesh Control Name	Mesh Control Image	Mesh Control Details
Control-1		Entities: <b>2 face(s)</b> Units: <b>mm</b> Size: <b>1,7</b> Ratio: <b>1,7</b>

### Study Results





## Vedlegg D6 - Beregning av stegforsterkning for bjelke

Tverrsnittsparemetre for HE100A:

- $t_f = 5\text{ mm}$
- $t_w = 8\text{ mm}$
- $h_w = 100 - 2 \cdot 8 = 84\text{ mm}$

All beregning av stegforsterkning utføres iht. NS-EN 1993-1-5. Opplegget for bjelke (kula) har en diameter på 60 mm. Dette medfører at  $s_s=60\text{ mm}$ . Avstanden fra kula og til bjelkeenden er  $12\text{ mm}=c$ . Videre steg innebærer å finne faktor  $k_f$ . Den beregnes ut fra hvordan opplegget er plassert på bjelken. I dette tilfelle med kula under benyttes type c, som har formel:

$$k_f = 2 + 6 \cdot (s_s+c)/h_w \leq 6$$

$$k_f = 2 + 6 \cdot (60\text{ mm} + 12\text{ mm}) / 84\text{ mm} = 7,14$$

Dette fører til at  $K_f=6$  og at det ikke er behov for stegforsterker. Her gjøres likevel en beregning av stegkapasiteten:

$$1. \quad k_f = 2 + 6 \cdot \left(\frac{s_s+c}{h_w}\right) \leq 6 \rightarrow 2 + 6 \cdot \left(\frac{60+12}{84}\right) = 7,14 \rightarrow k_f = 6$$

$$2. \quad L_e = \frac{k_f \cdot E \cdot t^2}{2 \cdot f_{yw} \cdot h_w} \leq s_s + c$$

$$L_e = \frac{6 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 5^2}{2 \cdot 355 \cdot 84} = 528,16\text{ mm}$$

$$s_s + c = 60 + 12 = 72\text{ mm}$$

$$\rightarrow L_e = 72\text{ mm}$$

$$3. \quad m_1 = \frac{b_f}{t_w} = \frac{100}{5} = 20$$

$$m_2 = 0,02 \cdot \left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2 = 0,02 \cdot \left(\frac{84}{8}\right)^2 = 2,205$$

$$4. \quad L_y = \min \left\{ \begin{array}{l} L_e + t_f \cdot \sqrt{m_1 + m_2} = 72 + 8 \cdot \sqrt{20 + 2,205} = 109,69\text{ mm} \\ \sqrt{\left(\frac{m_1}{2} + \left(\frac{L_e}{t_f}\right)^2 + m_2\right)} = 72 + 8 \cdot \sqrt{\left(\frac{20}{2} + \left(\frac{72}{8}\right)^2 + 2,202\right)} = 148,72\text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow L_y = 109,69\text{ mm}$$

$$5. \quad \sigma_{cr} = 0,9 \cdot k_f \cdot E \cdot \frac{t_w^2}{h_w \cdot L_y} = 0,9 \cdot 6 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot \frac{5^2}{56 \cdot 109,69} = 3589,66$$

$$6. \quad \bar{\lambda}_F = \sqrt{\left(\frac{f_{yw}}{\sigma_{cr}}\right)} = \sqrt{\left(\frac{355}{3589,66}\right)} = 0,314$$

$$7. \quad \chi_F = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_F} \leq 1 \rightarrow \chi_F = \frac{0,5}{0,314} = 1,59 \rightarrow \chi_F = 1$$

$$8. \quad F_{Rd} = \chi_F \cdot f_d \cdot t_w \cdot L_y = 1 \cdot \frac{355}{1,05} \cdot 5 \cdot 109,69 = 185,42 \text{ kN}$$

$$F_{Rd} = 185,42 \text{ kN}$$

Siden relativ slankhet her er mindre enn 0,5 så må  $m_2$  settes lik 0 for å være konservativ.

Dette gir følgende kapasitet av steget:

$$L_y = 107,77 \rightarrow \sigma_{cr} = 3131,67 \rightarrow \bar{\lambda}_F = 0,337$$

$$\rightarrow \chi_F = 1,485 \rightarrow \chi_F = 1 \rightarrow F_{Rd} = 182,18 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} \leq 0,5 F_{Rd}$$

$$\rightarrow \text{Maks } F_{Ed} = \frac{182,18 \text{ kN}}{2} = 91,9 \text{ kN}$$

$$16 \text{ kN} < 91,8 \text{ kN}$$

$$\text{Kapasitetsutnyttelse} = \frac{16}{91,8} = 0,17$$

Konklusjon: Det er ikke behov for stegforsterkning

## Vedlegg D7 - Beregning av stegforsterkning for søyle

Tverrsnittparametre for HE140B:

- $t_f = 8,5 \text{ mm}$
- $t_w = 5,5 \text{ mm}$
- $h_w = 140 - 2 \cdot 8,5 = 123 \text{ mm}$

All beregning av stegforsterkning utføres iht. NS-EN 1993-1. Faktor  $k_f$  bestemmes først.

Faktoren beregnes ut ifra hvordan opplegget er plassert på søylen. I dette tilfelle benyttes type a, som har formel:

$$k_f = 6 + 2 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 = 6$$

I denne formelen står  $a$  for avstanden mellom eksisterende avstivere i søylen. I et slikt tilfelle har vi ikke dette fra før. Dette medfører at  $a$  settes lik uendelig, og  $k_f = 6$ .

$$1. k_f = 6 + 2 \cdot \left(\frac{h_w}{a}\right)^2 = 6$$

$$2. m_1 = \frac{b_f}{t_w} = \frac{140}{5,5} = 24,455$$

$$m_2 = 0,02 \cdot \left(\frac{h_w}{t_f}\right)^2 = 0,02 \cdot \left(\frac{123}{8,5}\right)^2 = 4,188$$

$$3. L_y = s_s + 2 \cdot t_f \cdot (1 + \sqrt{m_1 + m_2}) = 100 + 2 \cdot 8,5 \cdot (1 + \sqrt{24,455 + 4,188}) = 207,98 \text{ mm}$$

$$4. \sigma_{cr} = 0,9 \cdot k_f \cdot E \cdot \frac{t_w^2}{h_w \cdot L_y} = 0,9 \cdot 6 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot \frac{5,5^2}{123 \cdot 207,98} = 1340,947$$

$$5. \bar{\lambda}_F = \sqrt{\left(\frac{f_{yw}}{\sigma_{cr}}\right)} = \sqrt{\left(\frac{355}{1340,947}\right)} = 0,515$$

$$6. \chi_F = \frac{0,5}{\bar{\lambda}_F} \leq 1 \rightarrow \chi_F = \frac{0,5}{0,515} = 0,972$$

$$7. F_{Rd} = \chi_F \cdot f_d \cdot t_w \cdot L_y = 0,972 \cdot \frac{355}{1,05} \cdot 5,5 \cdot 207,98 = 375,9 \text{ kN}$$

$$8. F_{Rd} = 375,9 \text{ kN}$$

$$F_{Ed} \geq 0,5 F_{Rd}$$

$$F_{Ed} = 40 \text{ kN} < 0,5 \cdot 375,9 \text{ kN} = 187,95 \text{ kN}$$

$$40 \text{ kN} < 187,95 \text{ kN}$$

$$\text{Kapacitetsutnyttelse} = \frac{40}{187,95} = 0,21$$

Konklusjon: Det er ikke behov for stegforsterkning

