

STEGAVSTIVNING AV IPE-PROFIL

WEB STIFFENERS IN IPE-SECTION.

NIKOLAI ANDERS HANSEN

UNIVERSITETET FOR MILJØ- OG BIOVITENSKAP
INSTITUTT FOR MATEMATISKE REALFAG OG TEKNOLOGI
MASTEROPPGAVE 30 STP. 2012





Universitetet for miljø- og biovitenskap
Institutt for matematiske realfag og teknologi

Masteroppgave våren 2012

Fagområde	Dato	Antall sider
Byggeteknikk	15. mai 2012	39 + 32 (vedlegg)

Tittel

Stegavstiving av IPE-profil
Web stiffeners in IPE-section

av

Nikolai Anders Hansen

Veileder: Dr.ing. Christian O. Sørensen, IMT

Forord

Denne oppgaven er skrevet våren 2012 ved Institutt for matematiske realfag og teknologi. Arbeidet med oppgaven har vært utrolig lærerikt og gitt meg omfattende kunnskaper om stål som konstruksjonsmateriale

Jeg vil gjerne takke veilederen min, Christian Sørensen, for hjelp og støtte gjennom denne oppgaven. Samtalene underveis har vært konstruktive og lærerike. Egil Leirgul har også vært en stor ressurs og fortjener en takk. Ellers vil jeg takke Tom Ringstad, Olav Høibø, Nils Ivar Bovim og Egil Stemsrud for hjelp. Samt mine foreldre for korrekturlesning.

Til slutt vil jeg takke Stine for å ha holdt ut med en fraværende kjæreste dette halvåret, samt hjelp, støtte og korrekturlesning underveis.

Nikolai Anders Hansen

Ås, 15. mai 2012

Innholdsfortegnelse

1	INNLEDNING.....	1
1.1	HENSIKTEN MED AVSTIVING.....	2
2	TEORI.....	3
2.1	LITTERATURSTUDIE	3
2.2	MATERIALEGENSKAPER	4
2.3	VON MISES FLYTKRITERIUM.....	5
2.4	BRUDDFORMER FOR PLATEBÆRERE.....	6
2.5	PLATETEORI	7
2.6	VALG AV PROFIL.....	8
3	UTREGNINGER	9
3.1	NS 3472 VS. EUROKODE 3.....	9
3.2	UTREGNING ETTER ENKEL TVERRSNITTSKAPASITET	9
3.3	UTREGNING ETTER NS-EN 1993-1-5.....	12
3.4	UTREGNING ETTER NS-EN 1993-1-1.....	14
3.5	UTREGNING ETTER P.K. LARSEN	15
3.6	OPPSUMMERING.....	15
4	SIMULERINGER	16
4.1	TEORI.....	16
4.1.1	Elementmetoden.....	16
4.1.2	Elementtyper (Mesh)	16
4.2	METODE.....	17
4.3	RESULTATER.....	17
4.3.1	Bjelkelengder.....	18
4.3.2	Uten stivere.....	18
4.3.3	Ett stiverpar.....	21
4.3.4	To stiverpar	24
4.4	OPPSUMMERING.....	28
5	FORSØK.....	29
5.1	METODE.....	29
5.2	RESULTATER.....	30
5.2.1	Bjelkelengder.....	30
5.2.2	Uten stivere.....	31
5.2.3	Ett stiverpar.....	32
5.2.4	Halv stiver	32
5.2.5	To stiverpar	33
5.3	OPPSUMMERING.....	34
5.3.1	Resultater.....	34
6	DISKUSJON OG KONKLUSJON	35
6.1	OPPSUMMERING.....	35
6.2	DISKUSJON.....	36
6.3	KONKLUSJON.....	37
6.4	VIDERE ARBEID	38

7	KILDER.....	39
	Vedlegg A Tillegg.....	40
	Vedlegg B Dimensjoner.....	63
	Vedlegg C Figurliste.....	68
	Vedlegg D Tabelliste	71

Sammendrag

Stålbjelker som blir påført punktlaster, for eksempel ved knutepunkt i fagverk, er ofte utsatt for brudd i steget. I stedet for å øke tverrsnittet, er den mest økonomiske løsningen å sveise inn tverrstivere mellom flensene. Hensikten med stivere er å føre kreftene fra flensene inn i steget og forhindre knekking av tverrsnittsdelen.

Ove Lagerqvist ved Luleå Tekniska Universitet har utarbeidet en beregningsmetode for punktlaster på platerand, som er grunnlaget for reglene i Eurokode 3: NS-EN 1993-1-5. Metoden betrakter en platestripe på stålbjelkens flens, og forutsetter at vertikalspenningen i steget under lasten er jevnt fordelt over denne lengden. Forskning på området viser imidlertid at denne metoden ikke er tilstrekkelig, og gir veldig konservative kapasiteter.

I denne oppgaven er beregningsmetodene undersøkt gjennom beregningseksempler, FEM-analyser og praktiske forsøk på en IPE80 med innsveidede tverrstivere.

Beregningseksemplene viser at NS-EN 1993-1-5 gir mye lavere kapasiteter enn de andre metodene. I tillegg er det innført nye regler i forhold til NS3472, som gir en dramatisk reduksjon i kapasiteten når stiveravstanden blir redusert forbi et viss punkt. Det er ikke funnet noen forklaring på hva som er årsaken til at de nye reglene er innført.

FEM-analysene er utført i SolidWorks Simulation med skall- og volumelement. Analysene bekrefter resultatene fra beregningseksemplene. I tillegg viser de at det er ingen grunn til at små stiveravstander skal gi så dramatisk reduksjon av kapasitet som NS-EN 1993-1-5 skulle tilsi.

De praktiske forsøkene er utført i ved Institutt for Matematiske Realfag og Teknologi, UMB. Små bjelkebiter med vertikalstivere har blitt utsatt for en vertikal last helt til brudd har oppstått. Kapasitetene fra forsøkene var mye større enn resultatene fra beregningene og FEM-analysene, men det er knyttet noe usikkerhet til stålkvaliteten som er gitt av leverandør. Forholdet mellom de forskjellige forsøkene er imidlertid den samme. Det er ingenting som skulle tilsi at små stiveravstander gir redusert kapasitet.

Konklusjonen fra undersøkelsene i denne oppgaven er at beregningsmetoden fra NS-EN-1993-1-5 er alt for konservativ. Det skal være utarbeidet nye og forbedrede beregningsmetoder for punktlaster på platerand, som sannsynligvis kommer til å bli implementert i neste utgave av standarden.

Summary

Steelbeams applied with point loads, such as truss junctions, is often vulnerable to web buckling. Instead of increasing the cross section, the most economical solution will be to weld stiffeners in between the flanges. The purpose of stiffeners is to lead the forces into the web and prevent buckling of the section parts.

Ove Lagerqvist at the Luleå Technical University has developed a method to calculate the resistance to transverse forces, which is the basis for the rules in Eurocode 3: NS-EN 1993-1-5. The method considers a plating strip on the beam's flange, and assumes that the vertical tension in the web under the load is evenly distributed over this length. A literature review shows that this method is not sufficient, and that it gives very conservative capacities.

In this thesis the methods is examined through calculations, FEM- analyses and practical experiments on an IPE80 with transverse stiffeners.

The calculations shows that NS-EN 1993-1-5 gives a much lower capacity than the other methods. In addition it introduced new rules in relation to NS3472, that gives a dramatically reduction of the capacity when the distance between the stiffeners is reduced beyond a certain point. There haven't been found any explanation to why the new rules have been introduced.

The FEM-analyses have been carried out in SolidWorks Simulations with shell- and volume elements. The analyses confirms the calculation results. In addition, they show that there is no reason why small distances between the stiffeners would give so dramatic reduction in capacity that the NS-EN 1993-1-5 would suggest.

The practical experiments are carried out at the Department of Mathematical Sciences and Technology, UMB. Small beams with vertical stiffeners have been exposed to a vertical load until fracture occurred. The capacities from the experiments were much higher than the results from the calculations and FEM-analyses, but there are some uncertainty associated with the quality of the steel given by the supplier. However, the relation between the different experiments is the same. Nothing would indicate that small distances between the stiffeners should give a reduced capacity.

The conclusion from the experiments in this thesis is that the methods from NS-EN-1993-1-5 is too conservative. There will be made new and improved methods for calculating resistance to transverse forces, which probably is going to be implemented in the next edition of the standard.

1 Innledning

Målsettingen med denne oppgaven er å undersøke en problemstilling fremlagt av Einar Leirgul, faglærer i TBA220 – Konstruksjonsteknikk, ved UMB. Eurokode 3: NS-EN 1993-1-5 [1] oppgir en beregningsmetode for dimensjonering av konsentrerte laster på platerand, ved hjelp av doble tverrstivere. Beregninger viser at når avstanden mellom disse tverrstiverne blir redusert forbi et visst punkt, synker kapasiteten til tverrsnittet dramatisk, noe som virker usannsynlig. I tillegg virker det som om metoden generelt gir lave kapasiteter. Denne oppgaven skal prøve å belyse dette ved hjelp av analyser og praktiske forsøk.

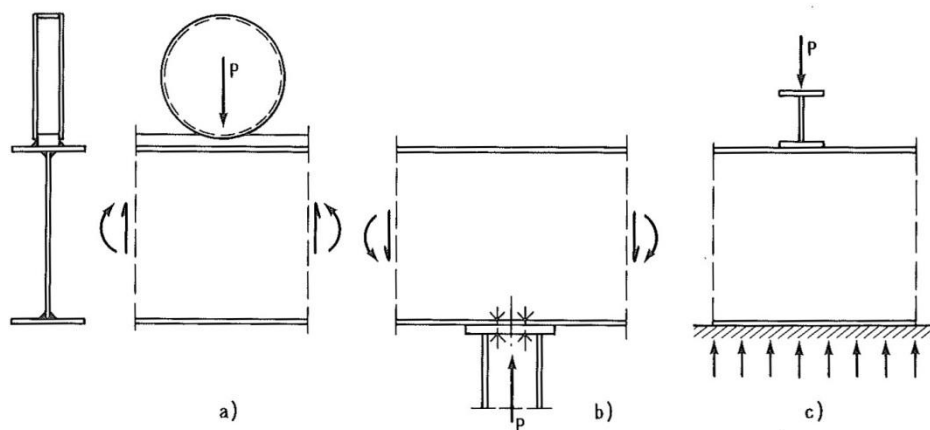
I tillegg kan det være interessant å undersøke forholdet mellom antall stivere. I USA er det vanlig praksis å bruke ett stiverpar under punktlast. Derfor skal det også undersøkes hvor stor kapasitet ett stiverpar har i forhold til to i denne oppgaven.

Problemstillingen drøftes på følgende måter:

- Gjennom beregningsmetoder fra standardene og relevant faglitteratur
- Gjennom datasimuleringer som benytter seg av elementmetoden (FEM-analyse)
- Gjennom praktiske forsøk ved UMB

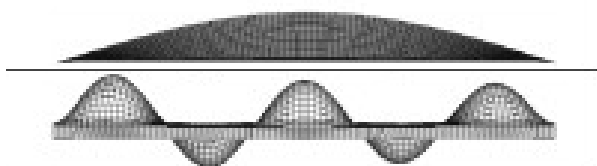
1.1 Hensikten med avstiving

Konsentrerte laster på platerand kan oppstå for eksempel på grunn av hjultrykk på en kranbane, innføring av søylekrefter på platebærere, opplagskrefter ved bjelkebroer eller som et følge av utformingen av bjelke-søyle-forbindelser (typisk knutepunkt i et fagverk). Denne oppgaven vil ta for seg det siste tilfellet, som vist her på Figur 1.1 c). Bruk av stivere forekommer også i stor grad i marine konstruksjoner, for å forhindre plateknekkning [2].



Figur 1.1 - Konsentrerte laster på platebærere

Ved prosjektering er det vanlig å skille mellom stasjonære og bevegelige laster. Ved bevegelige laster, som for eksempel en kranbane, er det ikke mulig å bruke tverrstivere under punktlasten, nettopp fordi lasten ikke er stasjonær. I slike tilfeller er man avhengig av at steget kan ta all last. Ved stasjonære punktlaster derimot, er den mest økonomiske løsningen å bruke tverrstivere. Hensikten med stivere er å føre oppleggskreftene inn i steget og fastholde steget mot tverrforskyvning slik at knekkmønsteret får en knutelinje ved stiveren (Figur 1.2). I tillegg vil man i tilfeller som vist på Figur 1.1 b) få noe som kalles et strekkfelt mellom stiverne (Figur 1.3). Her vil tverrstivere sørge for forankring av skjærkreftene i strekkfeltet [3]. Dette er ikke aktuelt i denne oppgaven.



Figur 1.2 - Knekkmønster uten og med stivere



Figur 1.3 - Strekkfelt mellom stivere

2 Teori

2.1 Litteraturstudie

Knekking av plater er et kjent problem i offshoreindustrien [2], der bruk av stivere er vanlig for å unngå dette [4]. Selv om det finnes en del litteratur rundt dette, er det meste relatert til marine konstruksjoner. Teoriene bygger på de samme prinsippene, men det er ikke direkte sammenlignbart med utgangspunktet for denne oppgaven. Chr. Sørensen har undersøkt bruk av stivere i forbindelse med vipping og funnet ut at dette ikke gir noen økt kapasitet [5]. Dette er også støttet av P. K. Larsen [3]. Larsens lærebok gir for øvrig en bra tilnærming til beregningsmetodene i NS-EN 1993 1-5, men den sier ingenting om utgangspunktet for reglene.

Det meste som har vært å finne, relatert til denne oppgaven, har vært i forbindelse med langsgående stivere. Det kan allikevel være relevant ettersom man benytter de samme reglene som for tverrstivere. I Tyskland er det i 2004 gjort undersøkelser i forbindelse med bokstverrsnitt i brokonstruksjoner og bruk av langsgående stivere [6]. Der kom det frem at reglene for punktlast på platerand er altfor konservative. Dette gir en klar indikasjon på hva som kan forventes av resultatene i denne oppgaven.

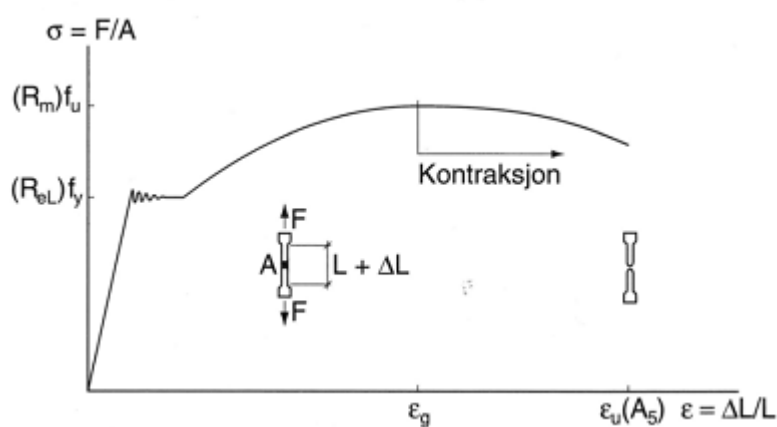
Det har vært vanskelig å slå seg til ro med mangelen på relevant litteratur rundt temaet tverrstivere. Med utgangspunkt i at reglene i standardene er basert på tidligere forskning, burde man kunne forvente at det foreligger litteratur på dette. Derfor har denne studenten tatt kontakt med både Norsk Stålforbund og Standard Norge i håp om å få belyst det aktuelle temaet nærmere. Det har vært en lang og tidkrevende prosess der det har vært vanskelig å komme i kontakt med de rette personene. Mange har ikke svart på henvendelsene i det hele tatt.

På slutten av denne oppgaven kom det imidlertid et gjennombrudd. Ved hjelp av Kjetil Myhre i Norsk Stålforbund og kontakter i Standard Norge lyktes det å komme i kontakt med personene som har utarbeidet reglene som er undersøkt i denne oppgaven. Det er et stort forskermiljø rundt stålkonstruksjoner ved Luleå Tekniska Universitet (LTU) i Sverige. Reglene for punktlast på platerand i NS3472 og NS-EN 1993-1-5 er basert på Ove Lagerqvists doktoravhandling fra 1994 " Patch loading: resistance of steel girders subjected to concentrated forces" [7] ved LTU. I 2004 startet Jonas Gozzi og Mattias Clarin, begge med Lagerqvist som veileder, sine doktoravhandlinger som bygde videre på Lagerqvists arbeid. I 2007 ble "Patch Loading Resistance of Plated Girders" (Gozzi) [8] og "Patch Loading of Longitudinally Stiffened Webs and Local Buckling" (Clarin) [9] publisert. Konklusjonen var at metodene utarbeidet av Lagerqvist ikke var gode nok og ga alt for konservativ kapasitet. Gozzi og

Clarín har utarbeidet nye og forbedrede beregningsmetoder. Det er meningen at disse skal bli implementert i neste utgave av NS-EN 1993 1-5.

2.2 Materialelegenskaper

Stålets arbeidskurve viser forholdet mellom spenningen som oppstår i stålet ved en påført kraft, og tøyningen som følge av dette. De viktigste parameterne er flytespenningen f_y og bruddspenningen f_u . Arbeidskurven øker først lineært til den når flyt ved f_y . Flytplateået er området hvortøyningen i materialet øker uten økt spenning. Området hvor spenningen begynner å øke igjen, og opp til f_u , kalles fastningsområdet. Ved f_u oppstår brudd i konstruksjonen.



Figur 2.1 - Typisk spennings- tøyningkurve for konstruksjonsstål (Norsk Stålforbund)

Spenningen σ er gitt ved:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (2.1)$$

hvor F er påført kraft og A er tverrsnittsarealet.

2.3 Von Mises flytkriterium

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

$$\sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1\sigma_2 - \sigma_2\sigma_3 - \sigma_3\sigma_1} = \sigma_{von\ Mises} \leq f_d \quad (2.2)$$

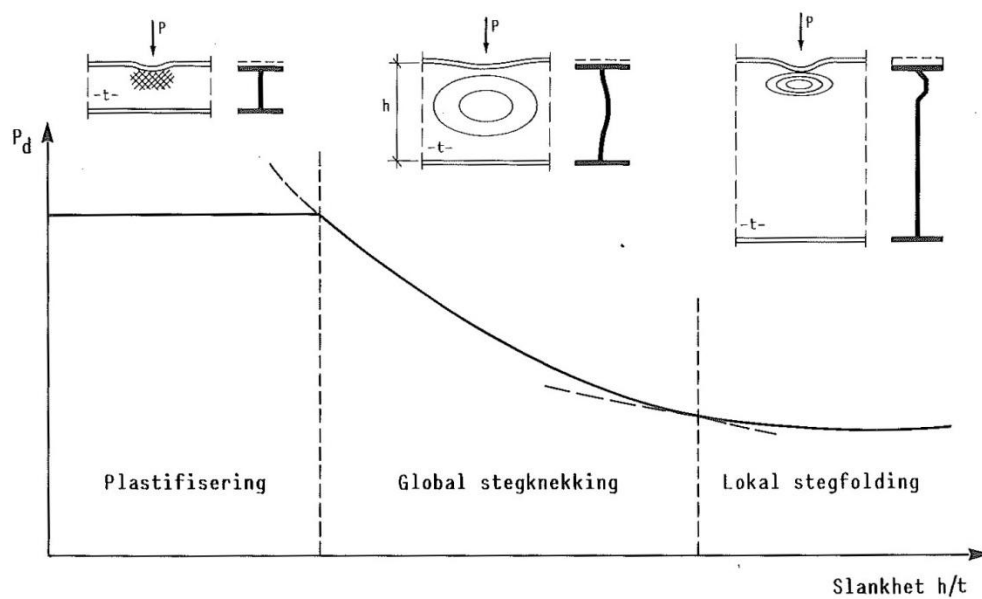
Vi ser av dette at det er mulig å få enaksiale spenninger som overskrider materialets flytgrense uten at den dimensjonerende flytgrensen blir for stor. Dette er viktig å ta i betraktning når man tolker analyseresultater. Hovedantagelsene i formuleringene er at plastisk flyt i metaller ikke er påvirket av trykkspenninger, og forsøk har vist at von Mises kriteriet gir meget gode resultater. [10]

Larsen skriver at hovedoppgaven ved en elastisk tverrsnittskontroll består dermed i å beregne de opptredende spenningskomponenter og deretter å kontrollere om flytebetingelsen er tilfredstilt. Dette dimensjoneringsprinsippet vil imidlertid i enkelte tilfeller føre til en dårlig materialutnyttelse, og det er vanlig at man tillater at f_d overskrides lokalt med opp til 10 %. [3]

2.4 Bruddformer for platebærere

Platens bæreevne avhenger av slankheten h/t av steget, og man identifiserer tre bruddformer for platebærere uten vertikalstiver, Figur 2.2. [3]

- Plastifisering inntreffer i en lokal sone under punktlasten for små slankheter
- Ved middels slanke steg fås global knekking av steget, hvor knekkmønsteret omfatter det meste av stegets høyde
- Store slankheter fører til en lokal foldningsmekanisme (crippling) under lasten, mens det meste av steget forblir udeformert.



Figur 2.2 - Bruddformer for punktlaster på platebærere

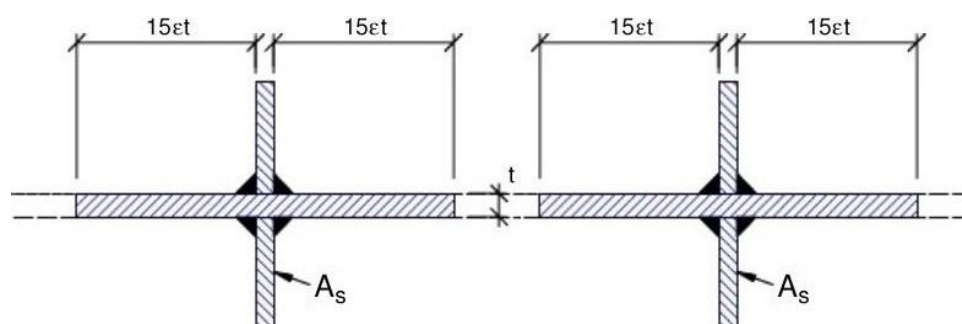
Denne økte kapasiteten for brede plater har selvfølgelig en begrensning. En uendelig bred plate vil ikke ha tilsvarende økt kapasitet. Ved en viss bredde, avhengig av lastutbredelsen fra punktlasten, vil områdene rundt ikke lengre gi noe bidrag og platen vil knekke ut.

På grunnlag av dette vil sammenhengen mellom forskjellige bjelkelengder bli undersøkt videre i oppgaven, i tillegg til effekten av stivere.

2.6 Valg av profil

På grunn av god tilgjengelighet ved lageret til UMB, ble IPE80 med kvalitet S355 valgt som grunnlag for denne oppgaven. Veileder hadde dessuten god erfaring med denne profilen ved tidligere masteroppgaver. Den ble sett på som lett håndterlig ved praktiske forsøk og kostnadseffektiv hvis det skulle være behov for å bestille mer.

Valg av bjelkelengde ble gjort på grunnlag av kapittel 9.1 i NS-EN 1993 1-5, som definerer hvor stort bidrag man får fra steget ved bruk av stivere.



Figur 2.4 – Effektivt tverrsnitt for stivere

Som vi ser av Figur 2.4 kan man regne med en lengde på $15\epsilon t_w$ på hver side av stiverne. Med to stiverpar blir det da en bjelkelengde på

$$15\epsilon t_w * 4 + t_s * 2 = 15 * 0,814 * 3,8 * 4 + 3 * 2 = 192 \text{ mm} \quad (2.3)$$

Dimensjoner er gitt i vedlegg B.1. En bjelkelengde på 200 mm ble derfor opprinnelig valgt. Senere skulle det vise seg at dette, i kombinasjon med stivere, ga for stor kapasitet i forhold til maks kapasitet for pressen som ble brukt i de praktiske forsøkene. På grunnlag av testene i kapittel 5.2.1 ble bjelkelengden redusert til 100 mm. Mer om dette i kapittel 5.

3 Utregninger

3.1 NS 3472 vs. Eurokode 3

Beregningsmetoden for både stavknekking og konsentrerte laster på platerand er den samme i NS 3472 og Eurokode 3, med unntak av noen begrensninger som er innført i Eurokode 3 som vi skal se her. NS-EN 1993 1-1 innfører blant annet egne regler for tverrsnittsklasse 4, men det vil ikke bli gått nærmere inn på dette da det ikke er aktuelt for denne oppgaven.

Hvis vi ser på reglene for stavknekking først, ser vi av pkt. 6.3.1.2 (4) i NS-EN 1993 1-1 at "For relativ slankhet $\bar{\lambda} \leq 0,2$ eller for $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$ kreves ikke påvisning av knekking. Det er tilstrekkelig med påvisning av tverrsnittets kapasitet." Det vil si at staver med lav relativ slankhet sannsynligvis vil nå flyt før det er noen fare for knekking. Effekten av dette skal vi komme tilbake til i beregningseksemplet for staver i kapittel 3.4.

Beregningsmetoden for konsentrerte laster på platerand er som nevnt den samme i begge standardene, men i pkt. 6.5 (2) i NS-EN 1993 1-5 innføres det en begrensning på " $l_y \leq$ avstanden mellom tilhørende tverrstivere". Stegets belastningslengde l_y kan altså bli veldig liten hvis man har kort avstand mellom stiverne, og kapasiteten blir dermed kraftig redusert. Dette er som nevnt i innledningen en del av utgangspunktet for denne oppgaven. Effekten av dette vil bli vist i kapittel 3.3.

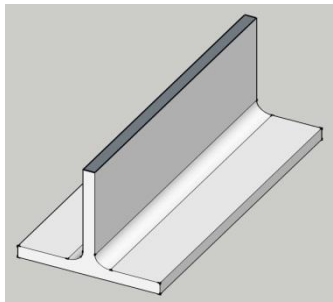
Til slutt opereres det med forskjellige materialfaktorer. I NS 3472 er $\gamma_{M1} = 1,1$, mens i Eurokodene er $\gamma_{M0/M1} = 1,05$. [1, 12, 13]

3.2 Utregning etter enkel tverrsnittskapasitet

Dette er den enkleste formen for bruddkontroll og er gjeldene hvis ingen andre bruddformer oppstår. Etter NS-EN 1993-1-1 pkt 6.2.4 (2) har vi at dimensjonerende tverrsnittskapasitet for sentrisk trykk, $N_{c,Rd}$, er:

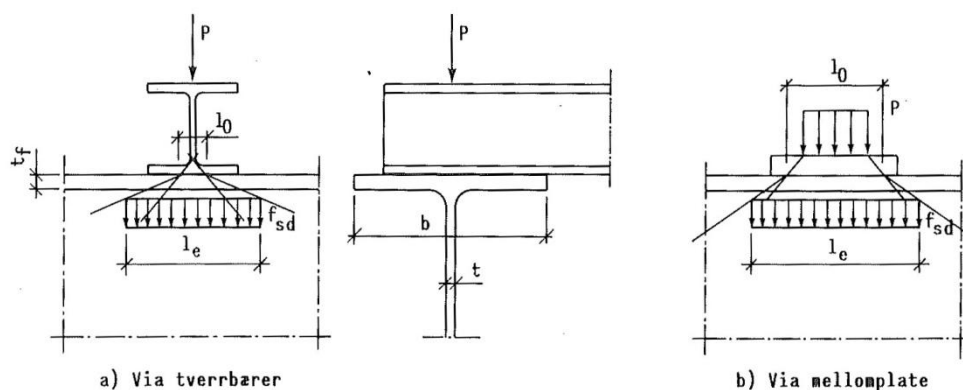
$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} \quad (3.1)$$

Vi ser at for stål av samme kvalitet er det tverrsnittsarealet som bestemmer kapasiteten her. Ved beregning av en IPE-bjelke bruker man et tverrsnitt av steget som vist på Figur 3.1.



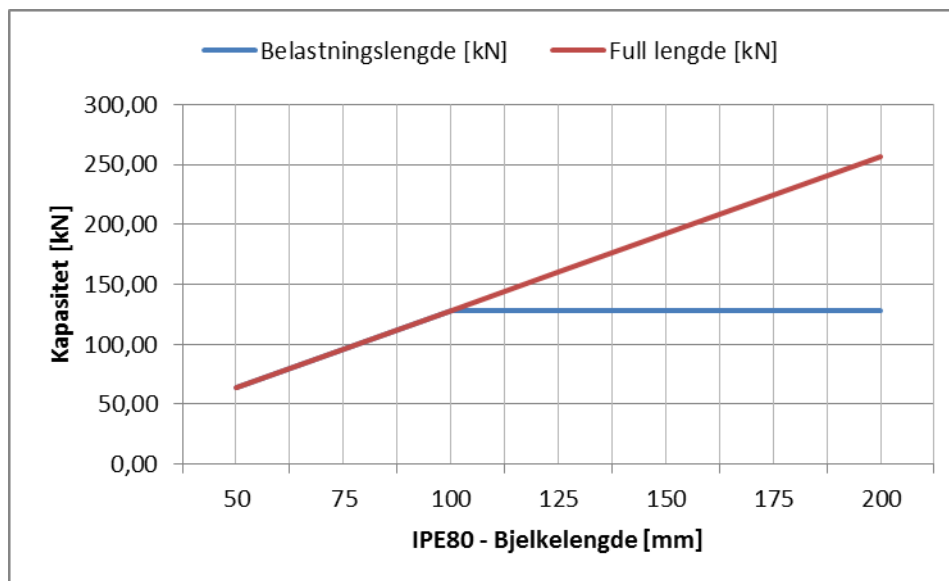
Figur 3.1 - Tverrsnittsareal av steg

En konservativ metode for å regne ut hvor stor del av stegets lengde som er medvirkende for kapasiteten, er å regne lastutbredelsen som dimensjonerende lengde. Lastutbredelsen tar utgangspunkt i lastens utbredelse, tykkelsen på en eventuell lastfordelingsplate, flenstykkelsen og i noen tilfeller hulkilradiusen. Noen eksempler er vist her i Figur 3.2.



Figur 3.2 – Lastutbredelse

Utgangspunktet for denne metoden er imidlertid kontroll av global og lokal stegknekking [3], og er dermed lite hensiktsmessig når knekking ikke er gjeldende. Som vi ser av Figur 3.3 når man fort en maks kapasitet på 122 kN for IPE80 ved denne metoden.



Figur 3.3 - Forhold mellom belastningslengder for IPE80

Her er det mest sannsynlig plateteori som er gjeldende. Årsaken til at dette gir større kapasitet er forklart i kapittel 2.5. En tilnærming til dette kan være å anta at steget har full kapasitet i hele bjelkens lengde, som vist ved rød graf i Figur 3.3, men kun opp til en viss lengde. Nøyaktig hvor stor lengde man kan regne med før kapasiteten begynner å avta, er vanskelig å si uten å gå nærmere inn på plateteori. Man kan dog anta at denne vil ligge en plass mellom de to nevnte metodene. Denne antagelsen ser ut til å stemme bra med resultatene fra de praktiske forsøkene, som vist i kapittel 5.2.1.

Når man setter inn stivere får man ved denne metoden et økt tverrsnittsareal som igjen gir større kapasitet. Etter reglene fra kapittel 2.6 ser vi at steget har full kapasitet i hele bjelkens lengde. Med stivere får vi følgende tverrsnittskapasiteter for en bjelkelengde på 100 mm:

Antall stivere	Kapasitet [kN]
Ingen	128,48
Ett stiverpar	169,05
To stiverpar	209,62

Figur 3.4 - Tverrsnittskapasitet for IPE80

Utregninger er vist i vedlegg A.2.1.

3.3 Utregning etter NS-EN 1993-1-5

Alle utregninger i dette kapittelet er kontrollert mot Norconsults program for dimensjonering av ståltverrsnitt, G-Prog [14].

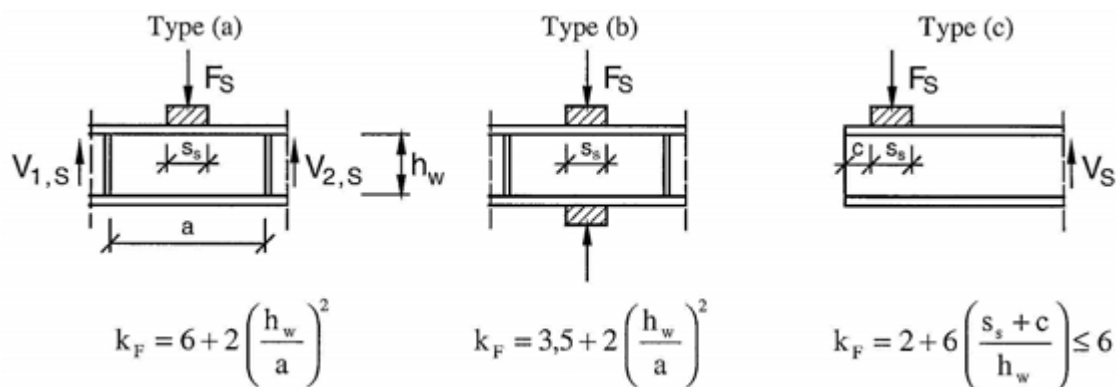
Kapasitet for punktlast på platerand er gitt ved pkt 6.2 (1) i NS-EN 1993-1-5:

$$F_{Rd} = \frac{f_y L_{eff} t_w}{\gamma_{M1}} \quad (3.2)$$

L_{eff} er et uttrykk for den effektive lengden for motstand mot vertikale krefter. Denne lengden er gitt ved:

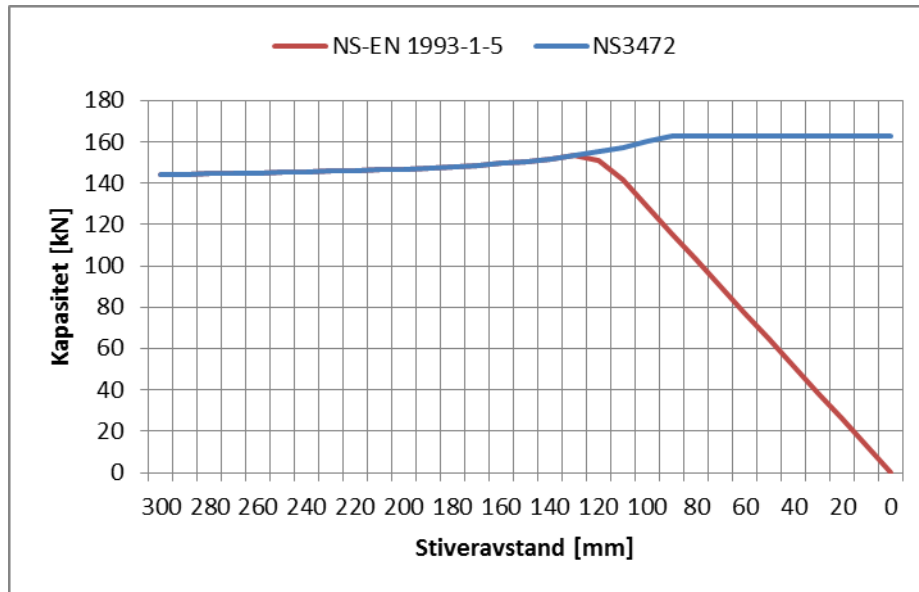
$$L_{eff} = \chi_F l_y \quad (3.3)$$

χ_F er en egen reduksjonsfaktor for denne beregningsmetoden og l_y den effektive lengden for påført last. Både χ_F og l_y tar hensyn til blant annet avstand mellom stiverne (a), lastutbredelsen fra punktlasten (s_s) og hvilken lastsituasjon man har, som vist på Figur 3.5. For mer inngående detaljer rundt beregningsreglene se vedlegg **Feil! Fant ikke referanseilden..** I denne oppgaven er det Type (b) som er aktuelt.



Figur 3.5 - Eksempler på konsentrert last på steg

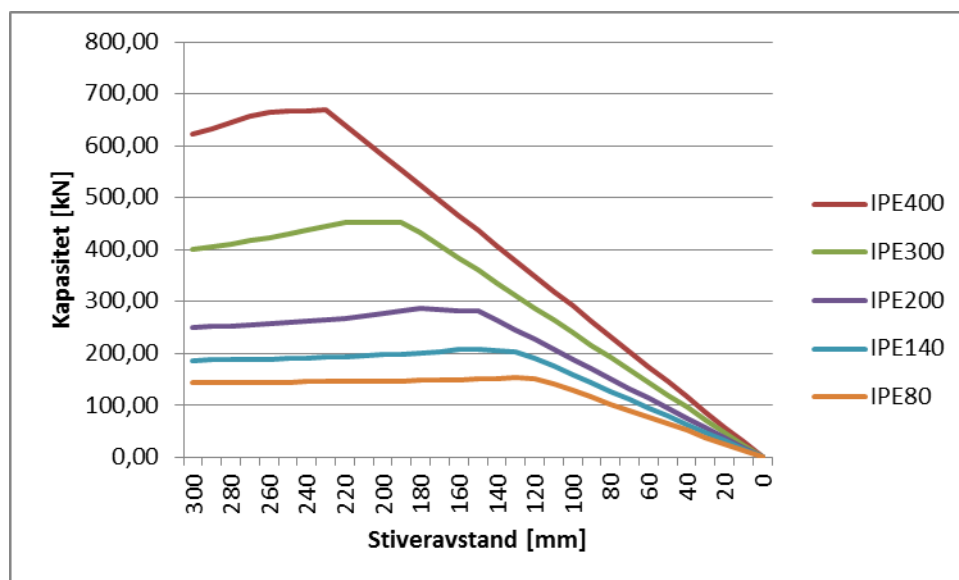
Som nevnt innledningsvis i kapittel 3.1 er det innført en begrensning på $l_y \leq a$ i NS-EN 1993-1-5, som gir en kraftig reduksjon i kapasiteten ved små stiveravstander. For å enkelt kunne kontrollere følgene av dette er det laget et egenutviklet program, ved hjelp av Microsoft Excel og VBA [15], som gir et plot for sammenhengen mellom stiveravstand av kapasitet. På denne måten er det enkelt å teste forskjellige IPE-profiler og stiveravstander uten å måtte endre verdier manuelt i Excel.



Figur 3.6 - Kapasitet for IPE80 med lastbredde på 75 mm

Figur 3.6 viser plottet for konfigurasjonen som er brukt i denne oppgaven, en IPE80 med en punktlast på 75 mm. Ved en stiveravstand på ca 120 mm ser vi at kapasiteten begynner å synke kraftig. Den blå grafen viser kapasiteten fra NS3472. Årsaken til at den flater ut på slutten er at reduksjonsfaktoren χ_F ikke kan være større enn 1.

Det er uvisst hvorfor det er lagt til en begrensning for l_y i NS-EN 1993-1-5. Beregningene fra VBA-programmet viser at denne utviklingen gjelder for alle IPE-bjelker som vist her:



Figur 3.7 - Kapasiteter for forskjellige IPE-bjelker med lastbredde på 75 mm

Stiveravstanden på 60 mm som er brukt i denne oppgaven gir ifølge denne beregningsmetoden en kapasitet på **77 kN**. For å finne kapasiteten for steg uten stivere setter man stiveravstanden til uendelig. Dette er området til venstre for knekkpunktet på grafen i Figur 3.6 og gir en kapasitet på **142 kN**. Metoden gir ingen regler for beregning av konfigurasjoner med ett stiverpar.

Oppsummert:

Antall stivere	Kapasitet [kN]
Ingen	142
Ett stiverpar	-
To stiverpar	77

Tabell 3.1 - Kapasitet etter NS-EN 1993-1-5

Kapasiteten med stivere er altså mye lavere enn uten. Dette virker ikke særlig logisk.

3.4 Utregning etter NS-EN 1993-1-1

En annen metode for å regne stegkapasitet er å bruke reglene for stavknekking i NS-EN 1993-1-1 6.3, hvor steget betraktes som en søyle. Etter reglene i kapittel 2.6 har steget full kapasitet, og tverrsnittsarealet til søylen regnes som hele stegets tverrsnitt, pluss bidrag fra eventuelle stivere. Kapasiteten for søyler er gitt ved:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad (3.4)$$

χ er knekkfaktoren for relevant knekkform. Ut fra beregningene vist i vedlegg A.2.3 får vi følgende kapasiteter for 100 mm IPE80:

Antall stivere	Kapasitet etter 3.4 [kN]	Kapasitet etter 3.2 [kN]
Ingen	98,42	128,48
Ett stiverpar	169,05	169,05
To stiverpar	209,62	209,62

Tabell 3.2 - Kapasitet etter NS-EN 1993-1-1

Hvis vi sammenligner med resultatene til høyre fra kapittel 3.2 ser vi at kapasitetene er identiske så snart man setter inn stivere. Grunnen til dette er, som forklart i kapittel 3.1, at når man setter inn stivere så blir den relative slankheten $\bar{\lambda}$ i steg og stivere mindre enn 0,2. Når $\bar{\lambda} \leq 0,2$ blir knekkfaktoren $\chi = 1$ og det er ikke fare for knekking. Dette er som følge at IPE80 tilhører tverrsnittsklasse 1 (se vedlegg A.1.1) og dermed har veldig liten slankhet.

3.5 Utregning etter P.K. Larsen

Larsen viser en metode i boken sin [3] for dimensjonering av stivere hvor man sjekker spenningen i konstruksjonene ut fra en gitt påført kraft. I tillegg kontrolleres stiverne for bøye- og torosjonsknekking. Metoden kan ikke brukes uten stivere.

$$\sigma_{maks} = \frac{N}{A} + N * \frac{w_0}{I} * \frac{1}{1 - \frac{N}{N_s}} * e_{maks} \quad (3.5)$$

N = Påført last

A og I = stiverens areal og 2. arealmoment inkludert medvirkende stegbreder (se kapittel 2.6)

w₀ = Maks tillat utbøyning

N_s = Kapasitet etter søylemetoden

e_{maks} = Avstand fra midten av steget til ytterste punkt på stiveren

Fra beregningene i vedlegg A.2.4 har vi at:

Antall stivere	Kapasitet [kN]
Ingen	-
Ett stiverpar	151
To stiverpar	195

3.6 Oppsummering

Metode	Tverrsnitt	NS-EN 1993-1-5	NS-EN 1993-1-1	P. K. Larsen
Ingen stivere	128	142	98	-
Ett stiverpar	169	-	169	151
To stiverpar	210	77	210	195

Tabell 3.3 - Oppsummering av beregningsmetoder

Dimensjonering av stivere er ingen eksakt vitenskap. Hver beregningsmetode har sin tilnærming til problemet. Derfor vil resultatene variere noe. Man ser allikevel at beregningene for to stiverpar etter NS-EN 1993-1-5 skiller seg ut. De resterende resultatene er forholdsvis like, særlig konfigurasjonene med stivere. Også forholdet mellom ett og to stiverpar gir samme økning for de andre metodene.

4 Simuleringer

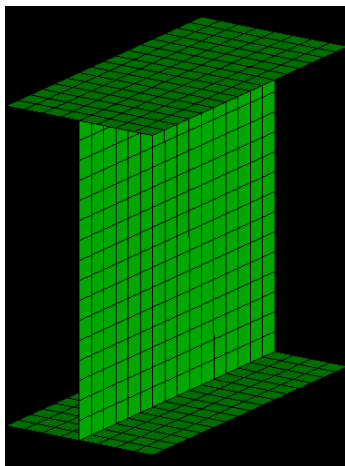
4.1 Teori

4.1.1 Elementmetoden

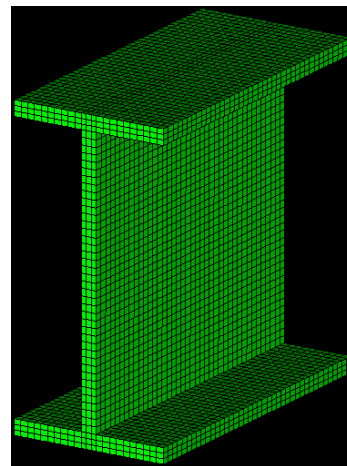
FEM (finite element method) er en numerisk løsningsmetode for å løse partielle differensiallikninger. Den går ut på at man deler konstruksjonen i mange mindre elementer. Ved å gjøre dette kan man enkelt regne på hvert enkelt element som om det var en egen konstruksjon. Disse elementene blir så knyttet sammen i knutepunkt kalt noder. Hver node blir tildelt frihetsgrader som igjen blir satt sammen i en stivhetsmatrise. Når man har delt opp hovedkonstruksjonen i et tilstrekkelig antall elementer, kan man regne ut spenninger i elementene og nodenes deformasjon. [16]

Elementmetoden er en svært kompleks regnemetode og man trenger derfor datakraft til å utføre en FEM-analyse. De mest aktuelle programmene ved UMB er ANSYS og SolidWorks Simulation. Begge disse programmene har sine styrker og svakheter. Med utgangspunkt i utformingen av konstruksjonen som skal testes i denne oppgaven, ble det av stipendiat Anders Myhr, som underviser i TBM250 – Elementmetoden, anbefalt å bruke SolidWorks.

4.1.2 Elementtyper (Mesh)



Figur 4.1 – Skallmodell



Figur 4.2 - Volummodell

Det finnes tre typer elementinndeling, bjelke- skall- og volumelement. Hver type har sine fordeler, men hovedforskjellen ligger i nøyaktighet og utregningstid. Bjelkeelement er ikke aktuelt i denne oppgaven ettersom det er tverrsnittet av bjelken som skal analyseres. Skallelement og volumelement er nærmere forklart i vedlegg A.3.1.

4.2 Metode

Modellering av FEM-modellene og tolkning av resultater er forklart mer inngående i vedlegg A.3.2 og A.3.3.

Ved hjelp av både skall- og volummodeller blir konfigurasjonene testet for knekking og flyt. De blir påført en vertikal last med samme anleggsflate som ved de praktiske forsøkene. Rotasjon i overflensen er forhindret.

Knekklasten får man rett ut av analysen. Ved kontroll av tverrsnittskapasiteten kontrollerer man største opptredende spenninger i konstruksjonen ved en gitt last i forhold til materialets flytspenning. SolidWorks oppgir flytspenning etter Von Mises..

Følgende situasjoner er testet:

- Sammenheng mellom forskjellige bjelkelengder uten stivere
- 100 mm IPE80 bjelke uten stivere
- 100 mm IPE80 bjelke med et stiverpar
- 100 mm IPE80 bjelke med to stiverpar

4.3 Resultater

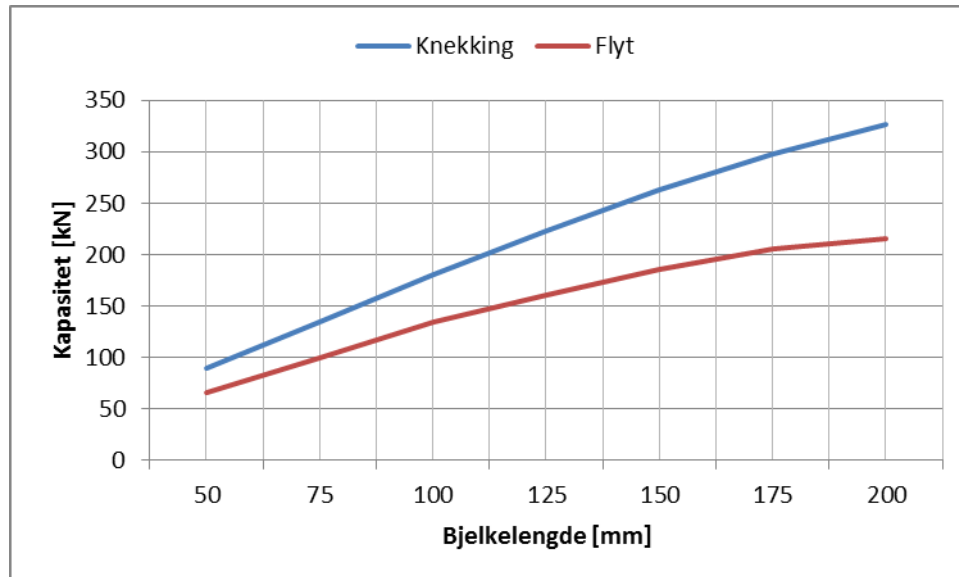
Resultatene viste raskt at knekkingskapasiteten for IPE80 er høyere enn tverrsnittskapasiteten i alle tilfellene. Beregningene i kapittel 3.4 viste at det var mulighet for knekking i konfigurasjonene uten stivere. Dette er, som vi ser av Figur 4.3, ikke tilfelle ved FEM-analyser. Resultatene viser derfor kun kapasiteten fra den statiske analysen, med unntak av kapittel 4.3.1. Figurene fra knekkingsanalysen er imidlertid tatt med for å vise knekkformen.

Resultatene er vist som

- Dimensjonerende kapasitet
- Knekkformen til shell- og volummodell
- Spenningsplott for shell- og volummodell
- Spenningsutvikling i skallmodell
- Spenningsutvikling i volummodell

4.3.1 Bjelkelengder

Som nevnt innledningsvis så ser vi her at det er kapasiteten fra den statiske analysen (flyt) som er dimensjonerende. Utviklingen av grafen stemmer bra med resultatene fra de praktiske forsøkene. Simuleringene her er gjort med skallmodeller for å spare tid. Tallverdiene er oppgitt i vedlegg A.3.4.



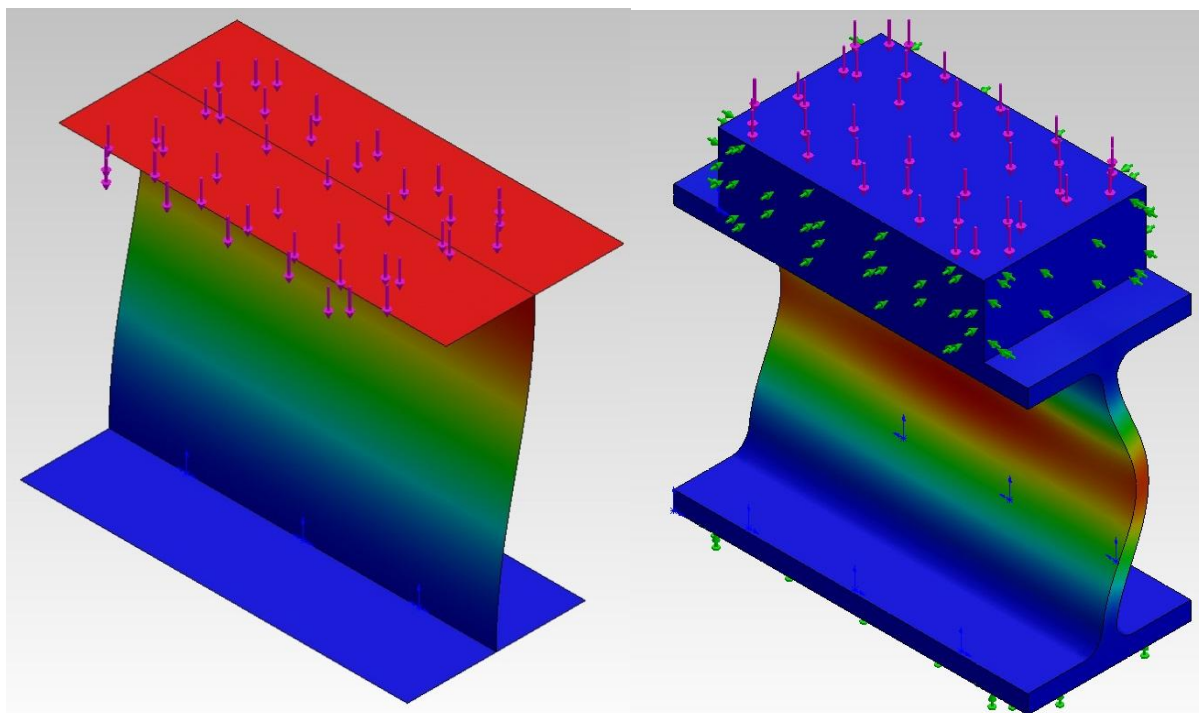
Figur 4.3 - Kapasitet for forskjellige bjelkelengder uten stivere

4.3.2 Uten stivere

Kapasitet for 100 mm IPE80 uten stivere er:

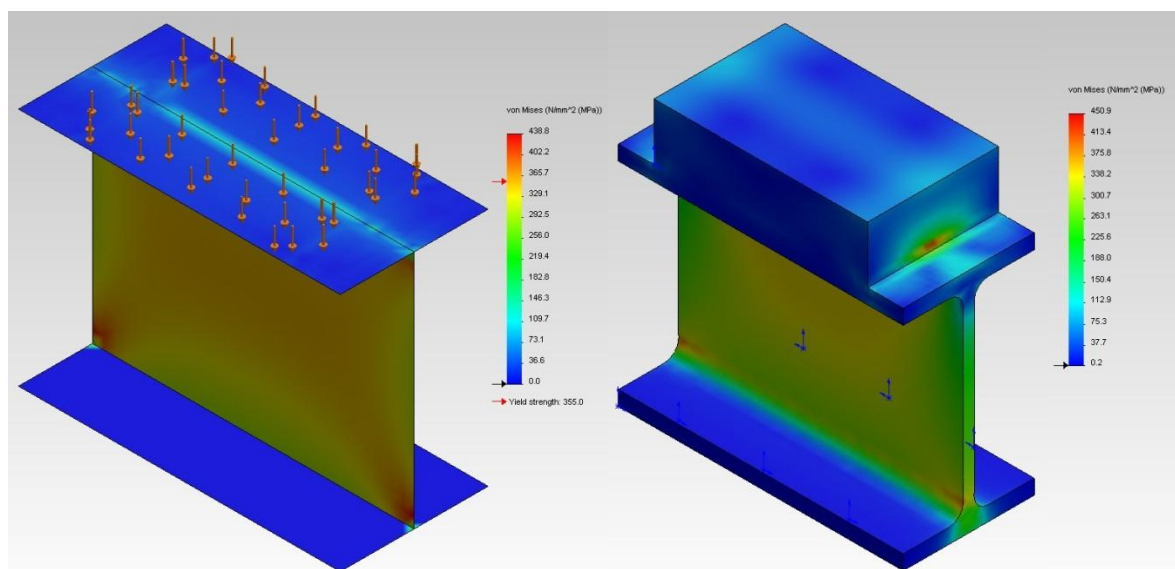
Skallmodell	134 kN
Volummodell	120 kN

- Knekkform for skall- og volummodell uten stivere:



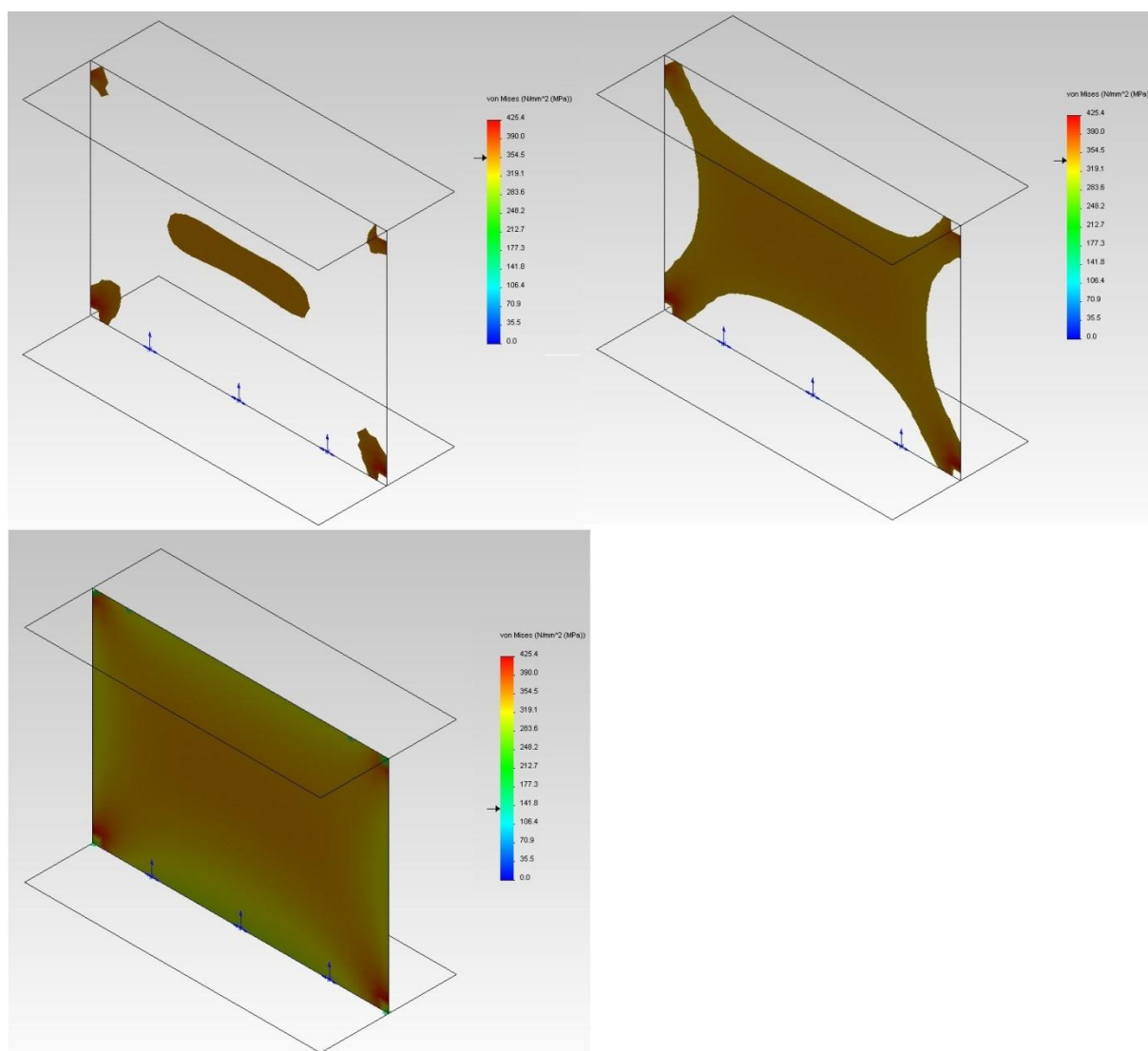
Figur 4.4 - Knekkform for skall- og volummodell uten stivere

– Spenningsplot for skall- og volummodell uten stivere:



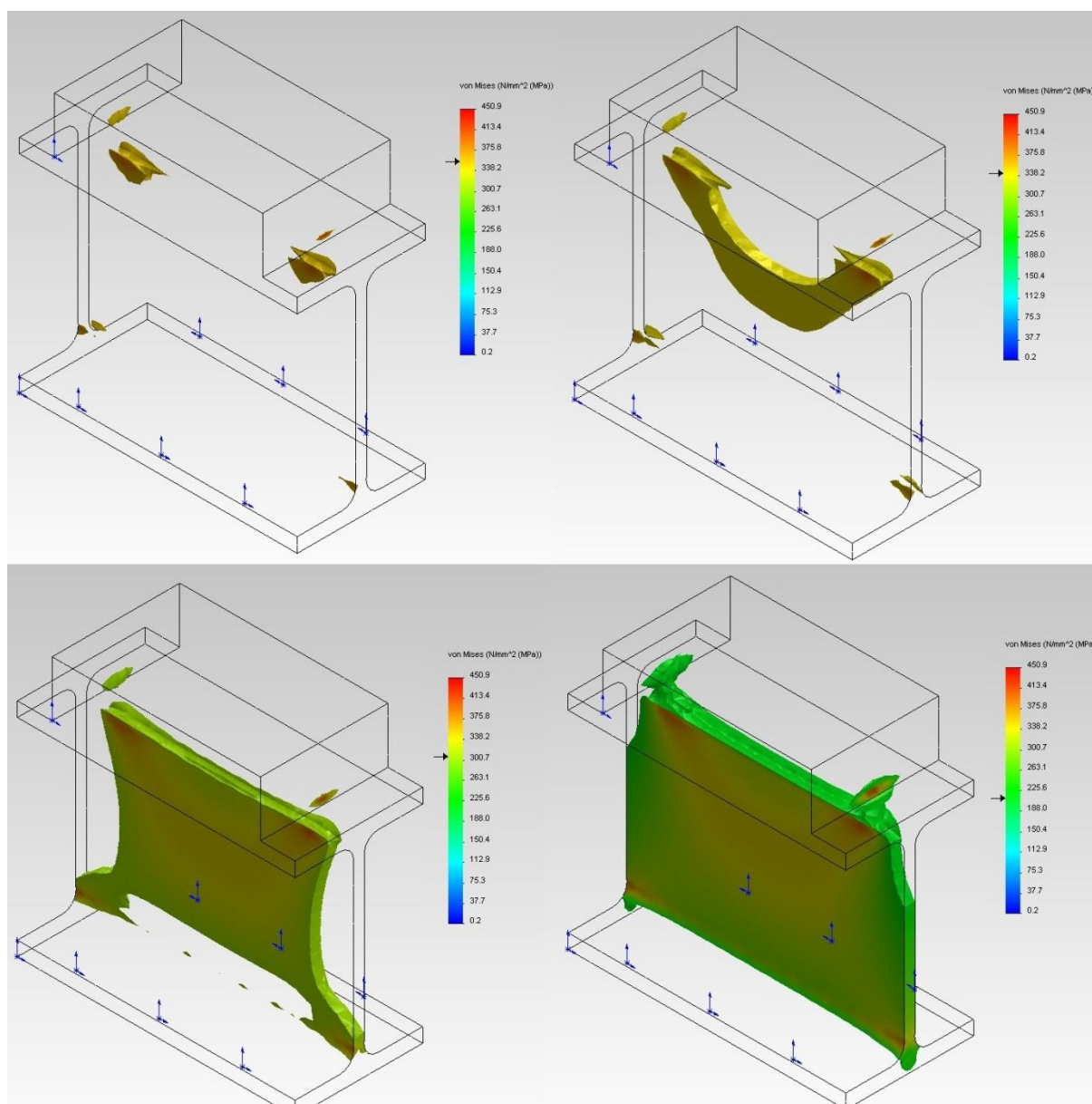
Figur 4.5 – Spenningsplot for skall- og volummodell uten stivere

- Spenningsutvikling i skallmodell uten stivere:



Figur 4.6 - Spenningsutvikling i skallmodell uten stivere

- Spenningsutvikling i volummodell uten stivere:



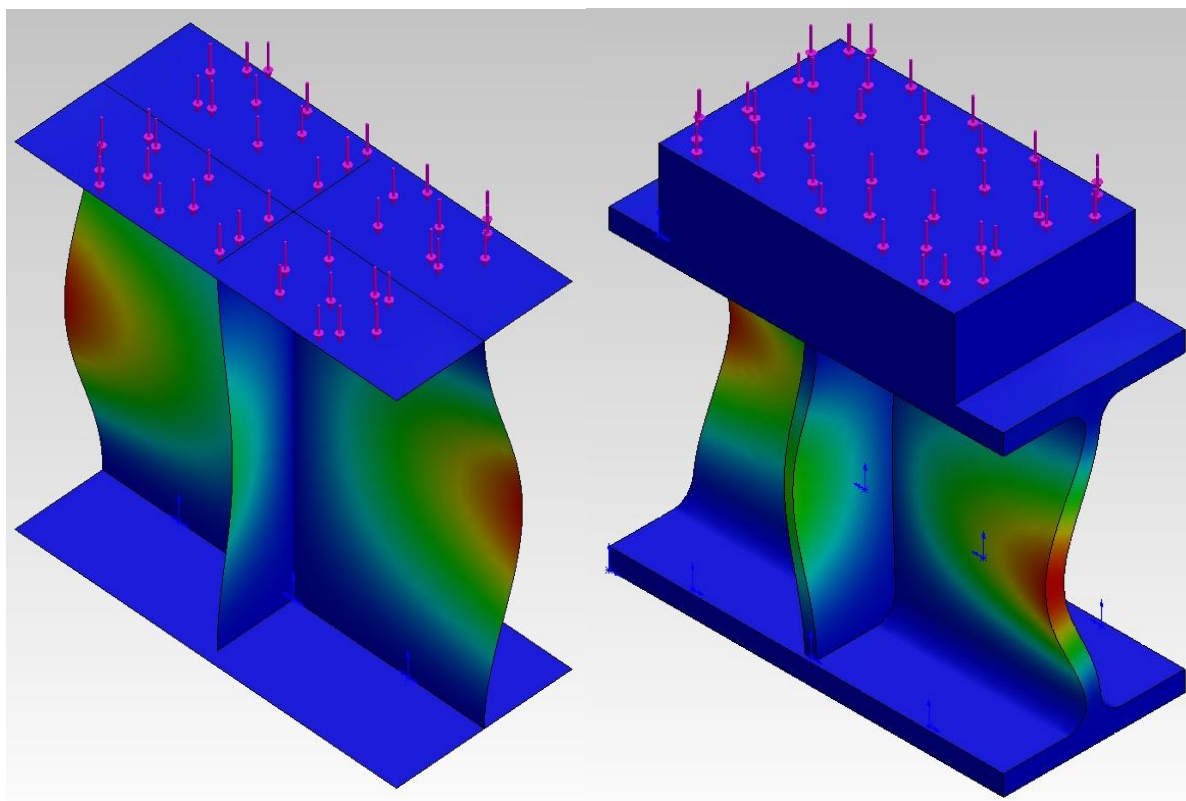
Figur 4.7 - Spenningsutvikling i volummodell uten stivere

4.3.3 Ett stiverpar

Kapasitet for 100 mm IPE80 med ett stiverpar er:

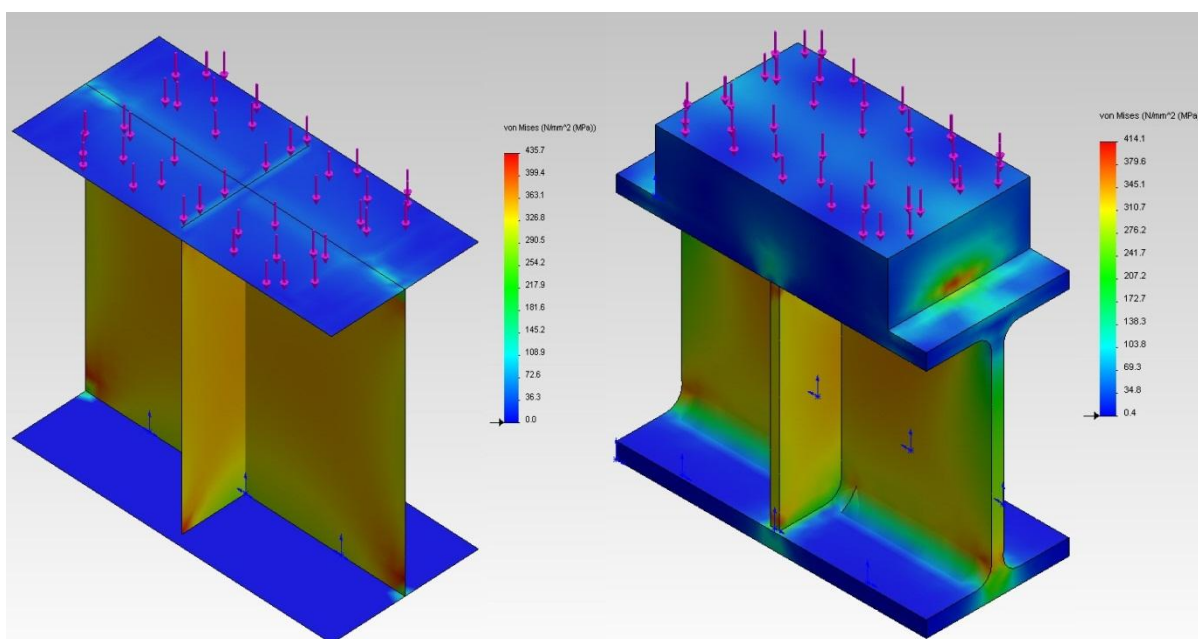
Skallmodell	177 kN
Volummodell	160 kN

- Knekkform for skall- og volummodell med ett stiverpar:



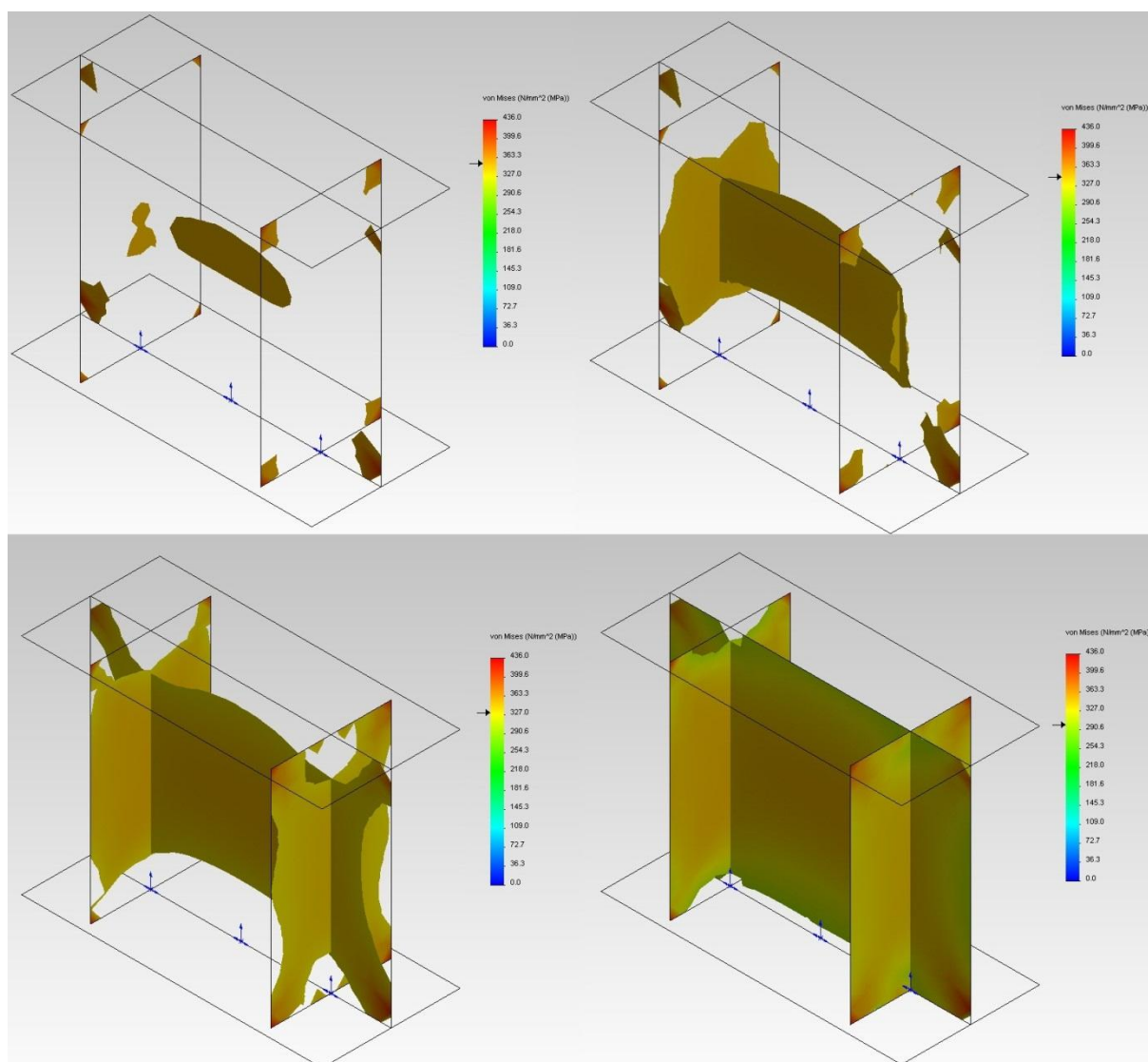
Figur 4.8 - Knekkform for skall- og volummodell med ett stiverpar

- Spenningsplot for skall- og volummodell med ett stiverpar:



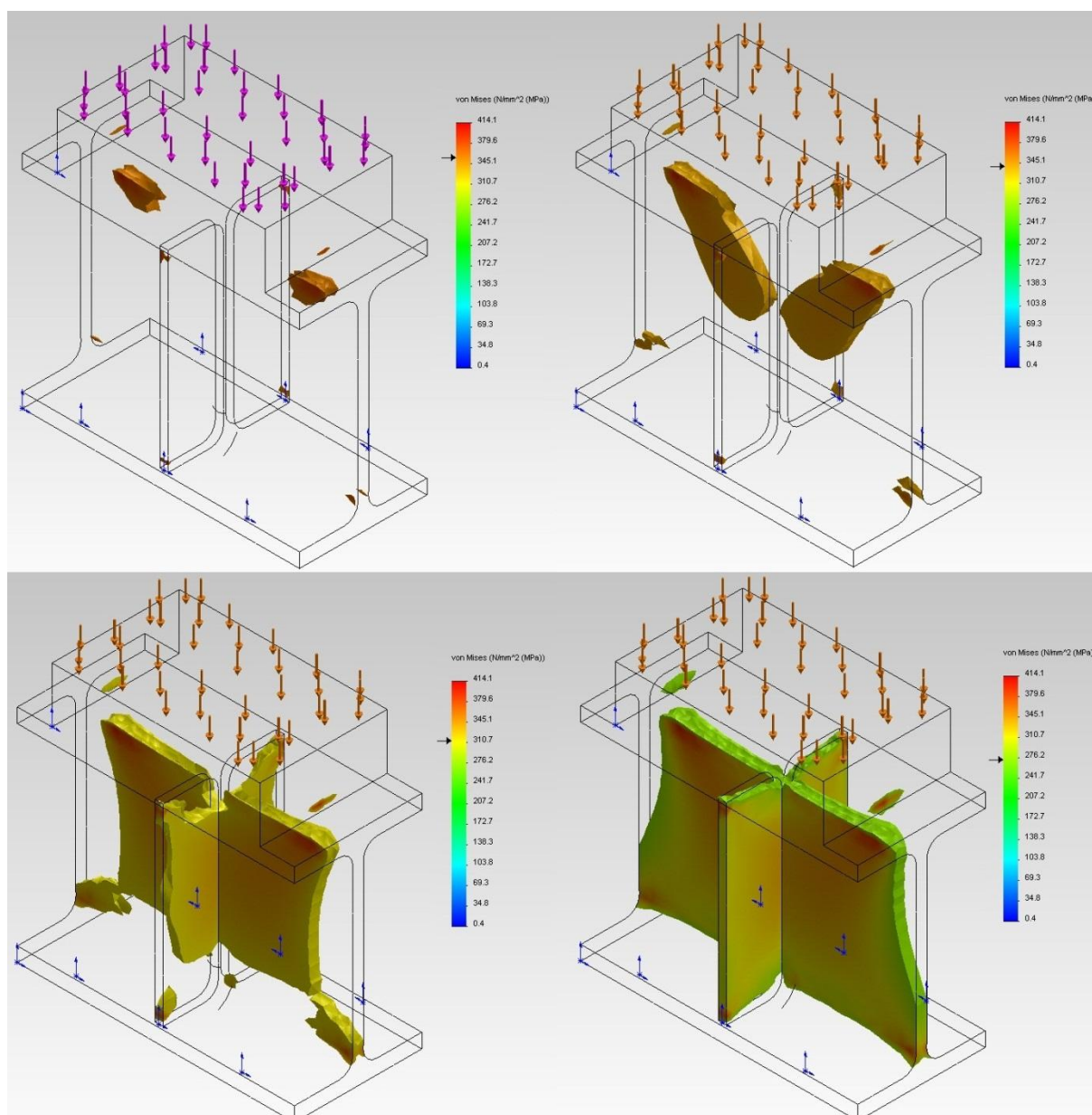
Figur 4.9 - Spenningsplot for skall- og volummodell med ett stiverpar

- Spenningsutvikling i skallmodell med ett stiverpar:



Figur 4.10 - Spenningsutvikling i skallmodell med ett stiverpar

- Spenningsutvikling i volummodell med ett stiverpar:



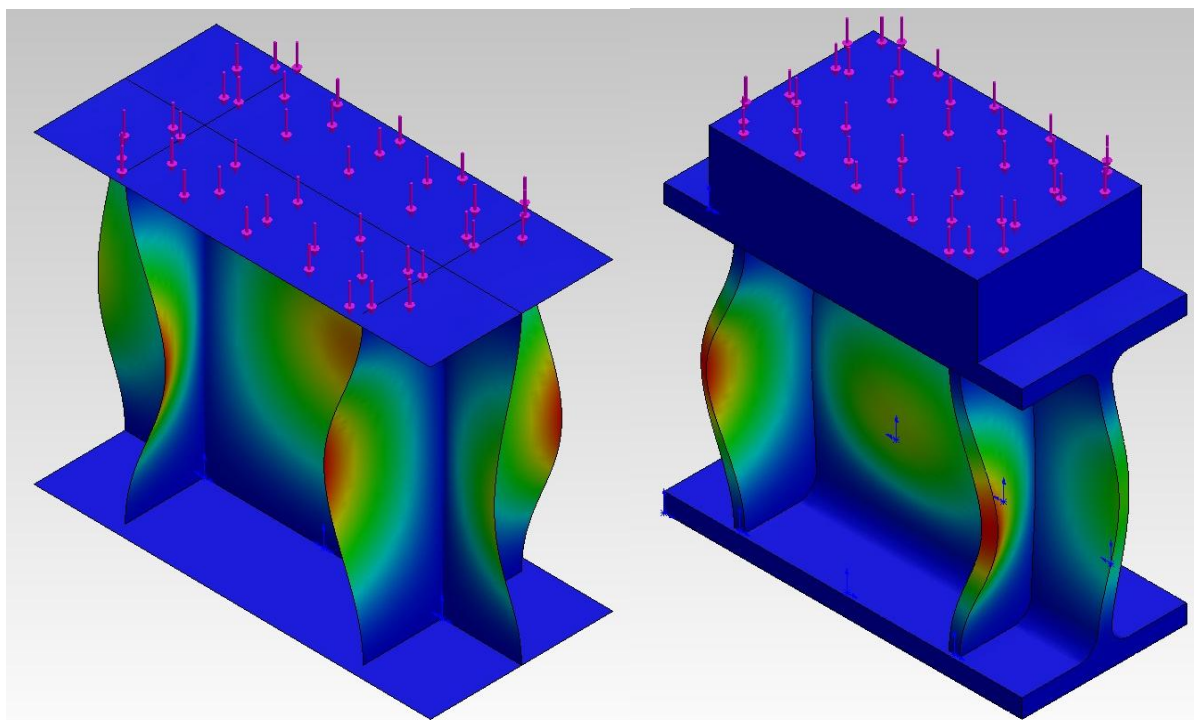
Figur 4.11 - Spenningsutvikling i volummodell med ett stiverpar

4.3.4 To stiverpar

Kapasitet for 100 mm IPE80 med to stiverpar er:

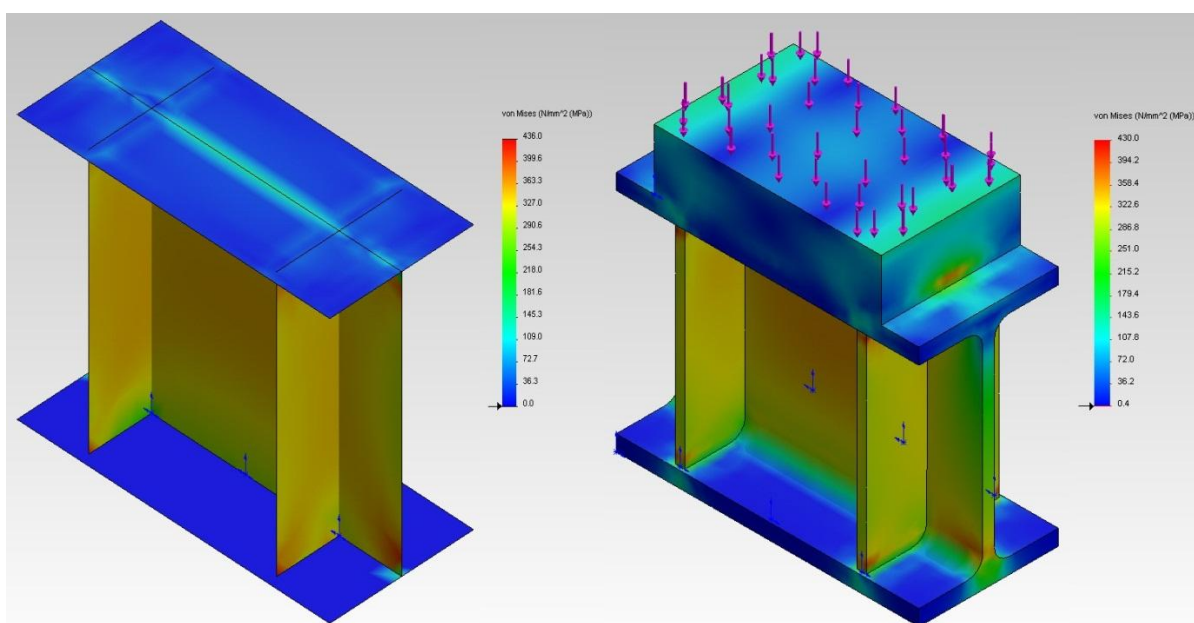
Skallmodell	215 kN
Volummodell	200 kN

- Knekkform for skall- og volummodell to stiverpar:



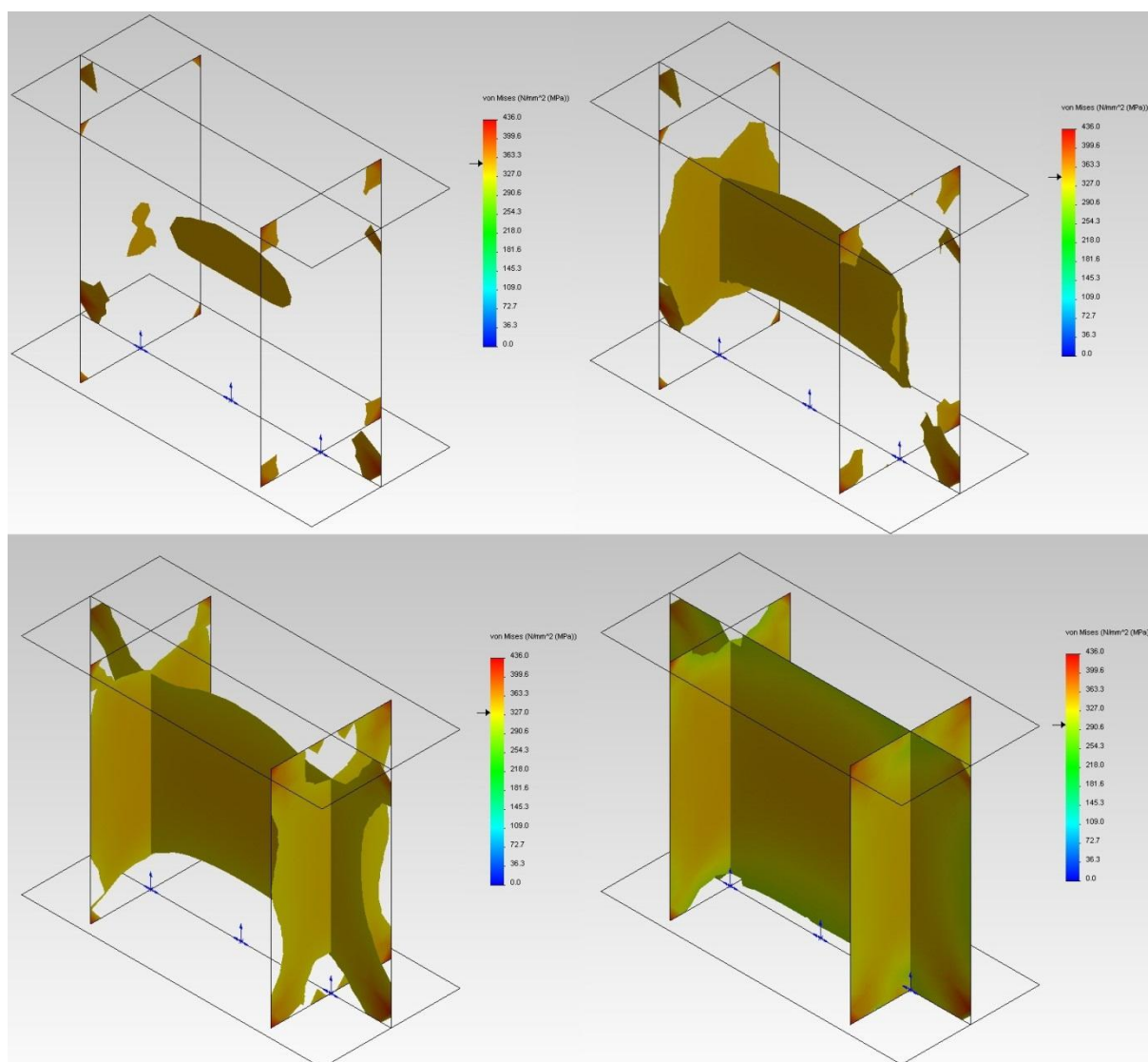
Figur 4.12 - Knekkform for skall- og volummodell to stiverpar

- Spenningsplot for skall- og volummodell to stiverpar:



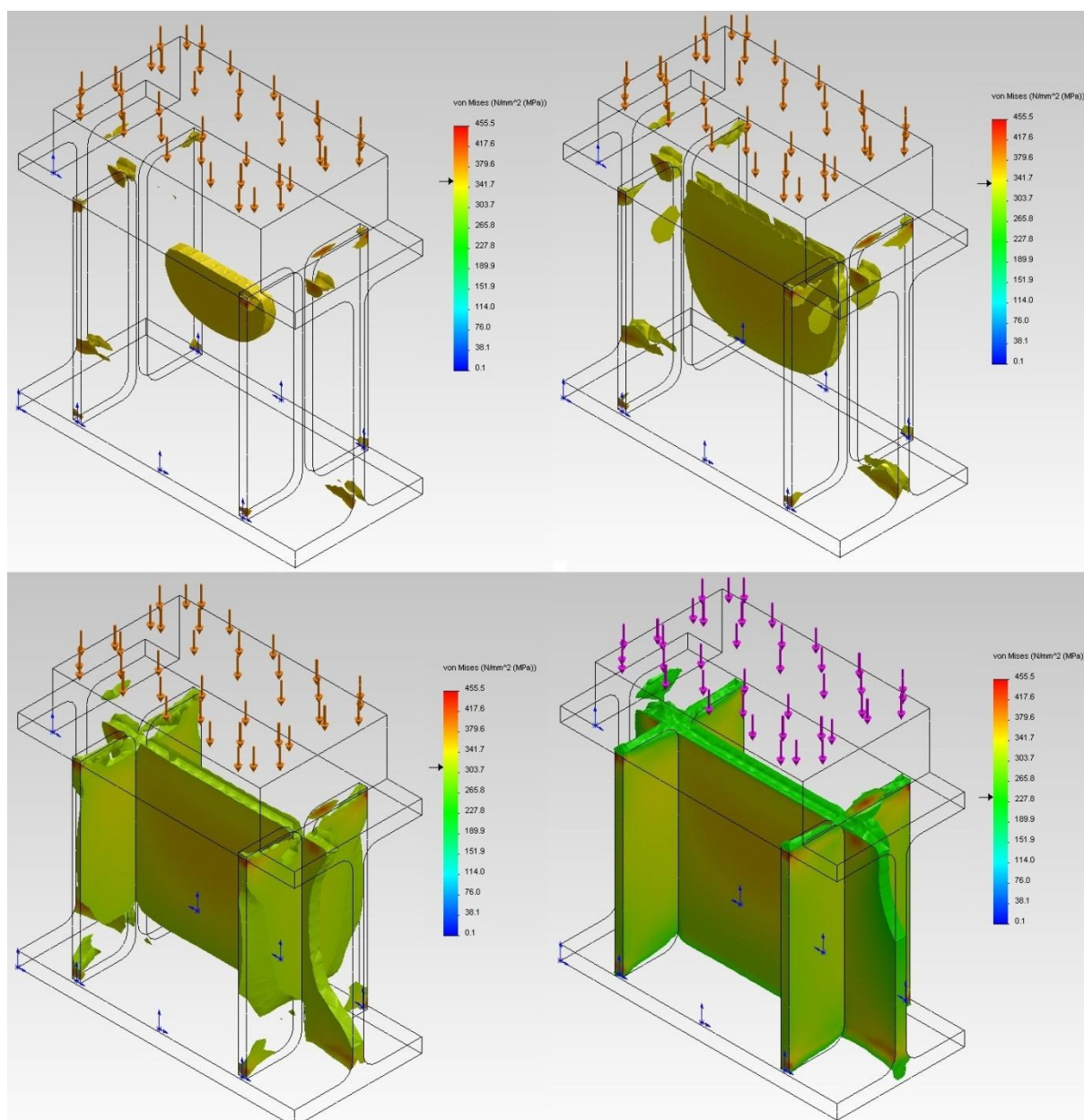
Figur 4.13 - Spenningsplot for skall- og volummodell to stiverpar

- Spenningsutvikling i skallmodell med to stiverpar:



Figur 4.14 - Spenningsutvikling i skallmodell med to stiverpar

- Spenningsutvikling i volummodell med to stiverpar:

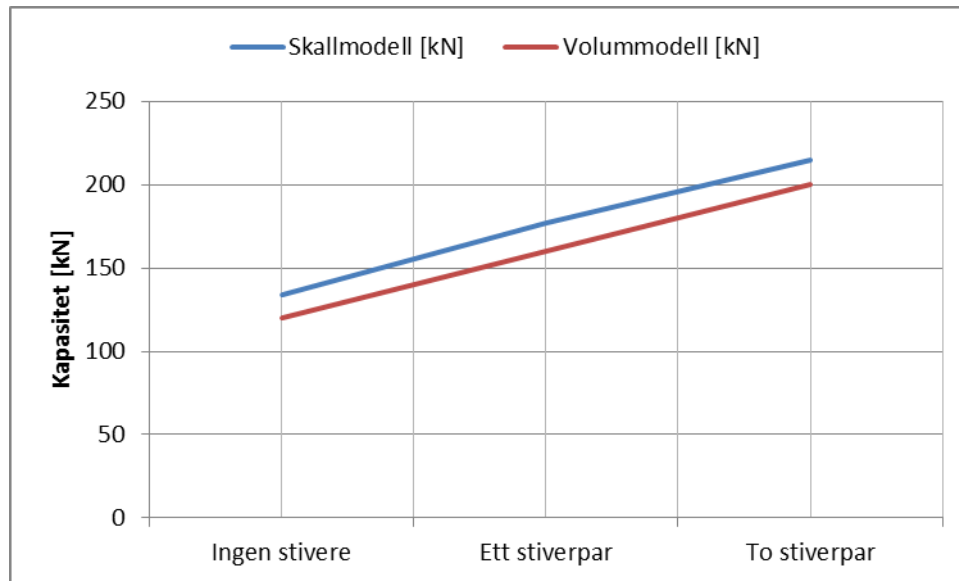


Figur 4.15 - Spenningsutvikling i volummodell med to stiverpar

4.4 Oppsummering

Meshtype	Skallmodell [kN]	Volummodell [kN]
Ingen stivere	134	120
Ett stiverpar	177	160
To stiverpar	215	200

Tabell 4.1 - Resultater fra FEM-analyser



Figur 4.16 - Grafisk fremstilling av resultater fra FEM-analyser

Konklusjonen fra FEM-analysene er at økt bjelkelengde gir økt kapasitet. Det samme gjør flere stivere. Plassering av stiverne gir ikke noen store endringer i forhold til hverandre, sannsynligvis siden IPE80 tilhører tverrsnittsklasse 1 og det dermed ikke er noen fare for knekking av tverrsnittsdelen. FEM-analysene viser imidlertid at det er ingen grunn til at små stiveravstander skal gi så små kapasiteter som i kapittel 3.3.

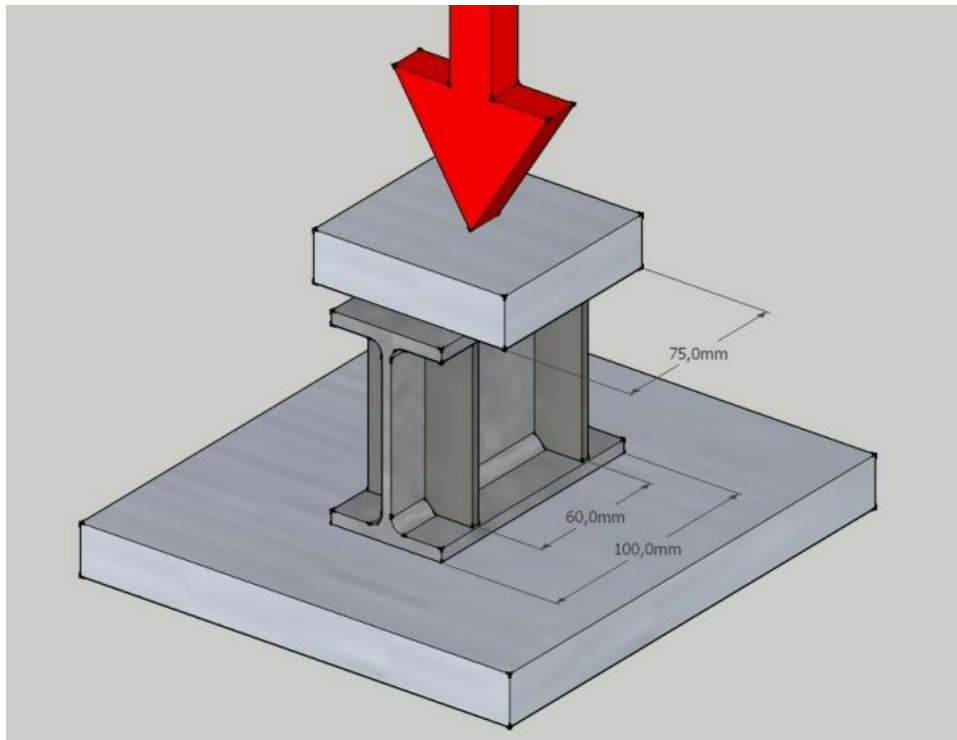
Vi ser av Figur 4.16 at resultatene for skallmodellen og volummodellen er forholdsvis like, sannsynligvis som følge av at modellen er såpass enkel. Ideelt skulle volummodellene gitt større kapasiteter på grunn av det ekstra bidraget fra hulene, men det er ikke tilfelle her. Dette er sannsynligvis fordi volummodellene gir en mer korrekt simulering av spenningene som oppstår. Hvis vi sammenligner spenningsutviklingene ser vi at i skallmodellene oppstår spenningene først midt på, der knekkingen oppstår. Mens i volummodellene oppstår spenningene først i toppen av steget, rett under der hvor kanten til pressplaten treffer. Dette virker mest sannsynlig ettersom det ofte er i slike områder det oppstår størst spenninger.

5 Forsøk

I alle forsøkene er det brukt IPE80 med stålqualität S355. Det henvises til vedleggene for mer utfyllende informasjon om metode og resultater.

5.1 Metode

Oppsettet av forsøkene er beskrevet i vedlegg A.4.1. Kort fortalt blir IPE-bjelkene påført en vertikal last midt på bjelken, som vist i Figur 5.1. Lasten fra pressen blir økt med konstant hastighet helt til konstruksjonen gir etter som følge av knekking/flyt.



Figur 5.1 - Illustrasjon av lastpåføring fra presse

Siden forsøkene med samme konfigurasjon ga omtrent samme resultat ble det gjort kun tre forsøk av hver konfigurasjon.

5.2 Resultater

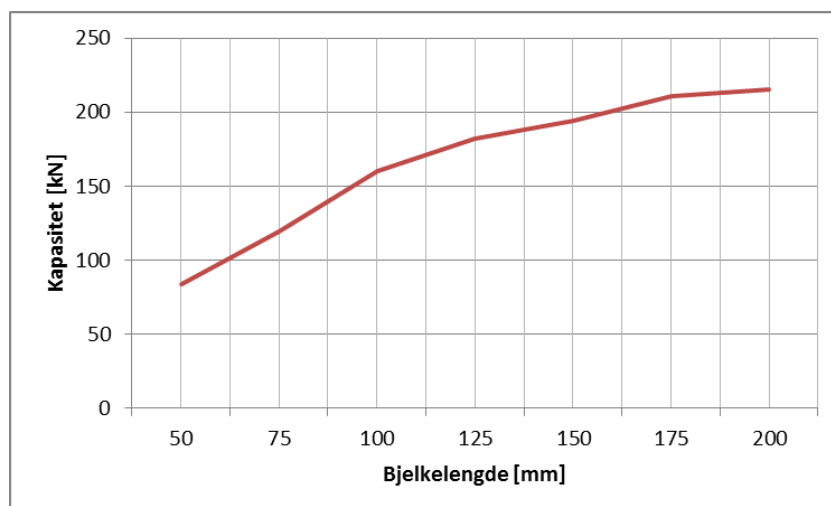
Alle resultater er oppgitt i sin helhet i vedlegg A.4.2.



Figur 5.2 - Et utvalg av profilene som er testet

5.2.1 Bjelkelengder

Her ser vi kapasitetene for bjelkelengder uten stivere

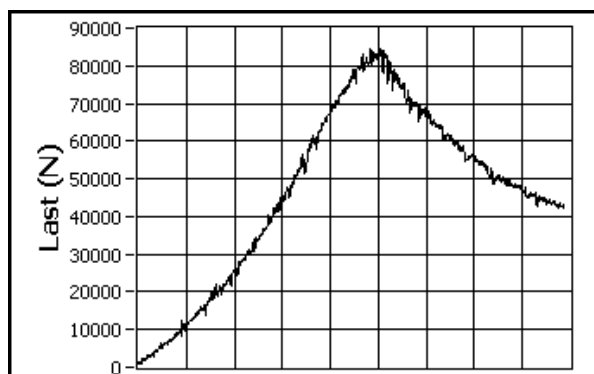


Figur 5.3 - Kapasitet for bjelkelengder uten stivere

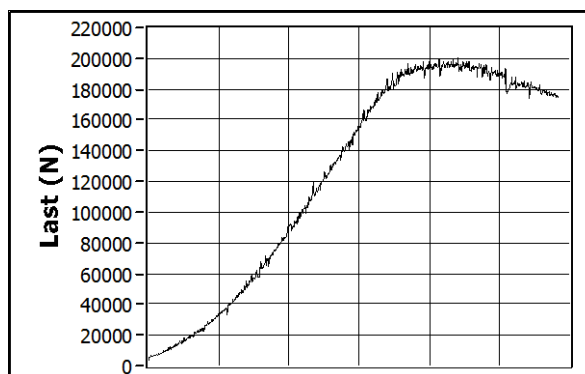
Grafen viser en tendens til å runde av ved de største lengdene. Dette stemmer bra med plateteorien fra kapittel 2.5. Det ser ut som IPE80 når maks kapasitet for den gitte punktlasten ved en bjelkelengde et sted mellom 200 og 300 mm.

Vi ser imidlertid at en bjelkelengde på 200 mm ikke er hensiktsmessig for videre forsøk ettersom den uten stivere allerede ligger for tett opp mot pressens maksimale kapasitet på 300 kN. Bjelkelengden for videre forsøk blir derfor satt til 100 mm.

Her er to eksempler på en bjelkelengde på 50 mm og 150 mm. Flere lengder er vist i vedlegg A.4.2.



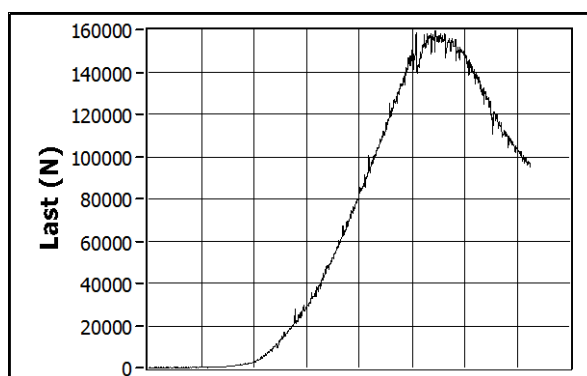
Figur 5.4 - Kapasitet 50 mm



Figur 5.5 - Kapasitet 150 mm

5.2.2 Uten stivere

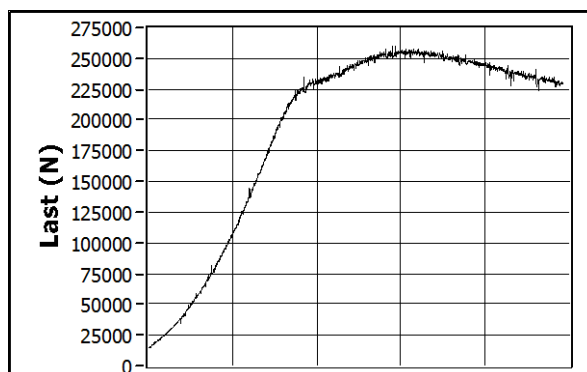
For en bjelkelengde på 100 mm uten stivere er kapasiteten **162 kN**.



Figur 5.6 - Kapasitet uten stivere

5.2.3 Ett stiverpar

Konfigurasjonen av ett stiverpar er vist i Figur B.2. Dette gir en kapasitet på **263 kN**.



Figur 5.7 - Kapasitet for ett stiverpar

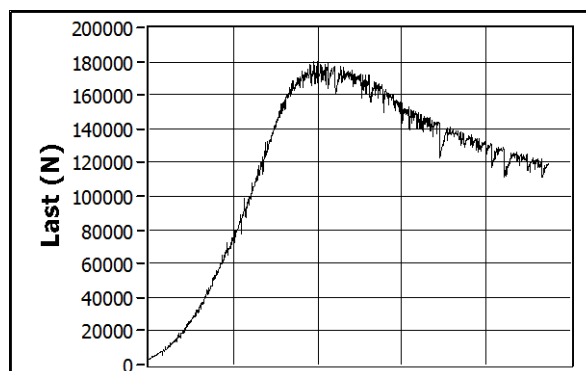
De første synlige deformasjonene i steg og stivere oppstår ved den første knekken i arbeidsdiagrammet. Denne kan tyde på at stålet har nådd flyt her.

5.2.4 Halv stiver

En halv stiver vil si en tverrstiver som ikke føres nærmere motsatt flens, enn en avstand på 5 x stegtykkelsen (t_w) som vist på Figur B.1. Ifølge Sørensen [17] er dette for å gjøre det praktisk lettere å sveise inn stiverne, ettersom de ikke trenger å tilpasses avstanden mellom flensene. Det er ikke forventet at dette er tilfredsstillende i vårt tilfelle, fordi bjelken ligger på fast underlag. Den er med andre ord opplagret rett under punktlasten og man er derfor avhengig av at stiverne også kan føre kreftene fra underflensen inn i steget. Tilfellet er allikevel undersøkt for å sjekke at antagelsen stemmer i praksis.

	Kapasitet [kN]
Uten stiver	160
Halv stiver	178
Hel stiver	263
Snitt	178

Tabell 5.1 - Kapasitet for halv stiver



Figur 5.8 - Kapasitet for halv stiver

Vi ser av Tabell 5.1 at ett stiverpar med halve stivere bare gir en liten økning i kapasitet, **178 kN**, i forhold til stivere som har full lengde. Halve stivere kommer derfor ikke til å bli vurdert videre i oppgaven.

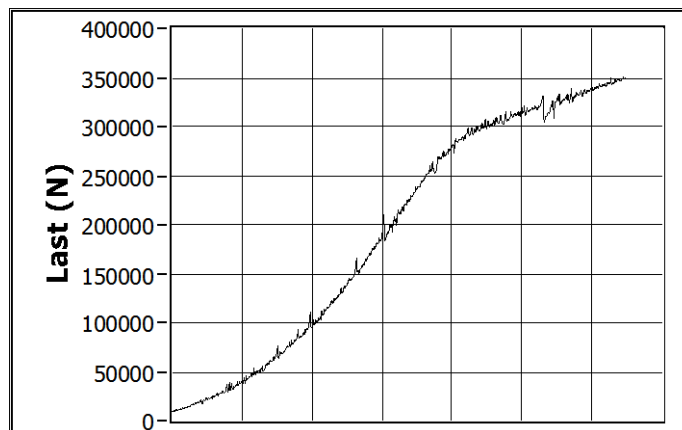
5.2.5 To stiverpar

Konfigurasjonen for to stiverpar er vist i Figur B.4. Til tross for at den minste IPE-profilen, IPE80, er brukt og bjelkelengden ble redusert til 100 mm, ble denne konfigurasjonen for sterk for pressen. Som vist på Figur 5.9 måtte forsøket stoppes ved 350 kN, siden det allerede hadde gått langt forbi maks kapasitet. Videre forsøk på denne konfigurasjonen ble derfor gjort i betongpressen.

På grunn av betongpressens primitive art foreligger det ikke kapasitetsgrafer for de videre forsøkene. Det ble heller ikke gitt tillatelse ved laboratoriet til å teste flere prøver av denne konfigurasjonen i trepressen (Instro), selv om de ville bli stoppet ved 300 kN.

Betongpressen gir en kapasitet som ligger ca 10 % over trepressen, samt at den viser resultatet i tonn. Dette er blitt tatt høyde for i resultatet. Kontroll og sammenligning mellom de to pressene er vist i vedlegg A.4.2.

Kapasiteten for en bjelke med to stiverpar er på **409 kN**.

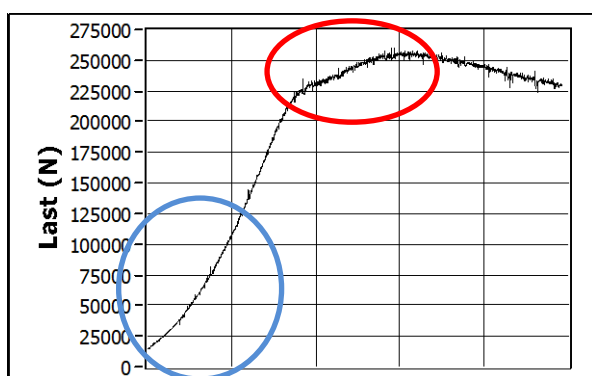


Figur 5.9 - Kapasitet for to stiverpar opp til 350 kN

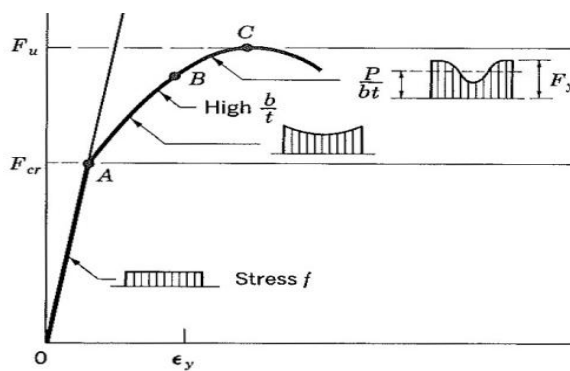
5.3 Oppsummering

5.3.1 Resultater

Hvis man ser på resultatene fra forsøkene er det en par ting som er verdt å merke seg. For det første er det ingen av grafene som øker lineær i starten (merket med blått i Figur 5.10), slik man skulle forvente ut fra arbeidsdiagrammet for stål. Dette kommer sannsynligvis av at fordelingsplaten til pressen ikke ligger helt flatt på overflensen til å begynne med. På grunn av små unøyaktigheter i delene til pressen og friksjonen mellom fordelingsplaten og overflensen vil IPE-bjelken dermed begynne å ta opp krefter før kraftfordelingen er helt jevn.



Figur 5.10 - Unormaliteter ved forsøkene



Figur 5.11 - Økt platekapasitet ihht kapittel 2.5

I forsøkene med stivere ser vi i tillegg en annen utvikling, merket med rødt i Figur 5.10. Det kan være mange grunner til dette. En teori er at det er små ujevnheter mellom de påsveiste stiverne og IPE-bjelken. Siden det er umulig å kutte stiverne til slik at de ligger perfekt mellom flensene kan det være at stiverne ikke er fullt utnyttet før IPE-profilen når en viss sammentrykking. Dette er imidlertid lite sannsynlig så lenge sveisene er korrekt dimensjonert, da de skal fylle ut disse ujevnheterne. Det kan tenkes at stålet har nådd fastningsområdet her, og at knekken vi ser på grafen er flytplateået. En annen forklaring er at det er den økte platekapasiteten som slår inn her. Vi ser at grafen stemmer bra med arbeidsdiagrammet fra kapittel 2.5, hvis vi ser bort fra ikke-lineariteten i starten. Man kan anta at stiverne bidrar til fastholdelse i henhold til plateteorien, og dermed fører til økt kapasitet etter steget begynner å knekke.

Oppsummert fra forsøkene har vi at:

	Kapasitet [kN]
Ingen stivere	162
Ett stiverpar	263
To stiverpar	409

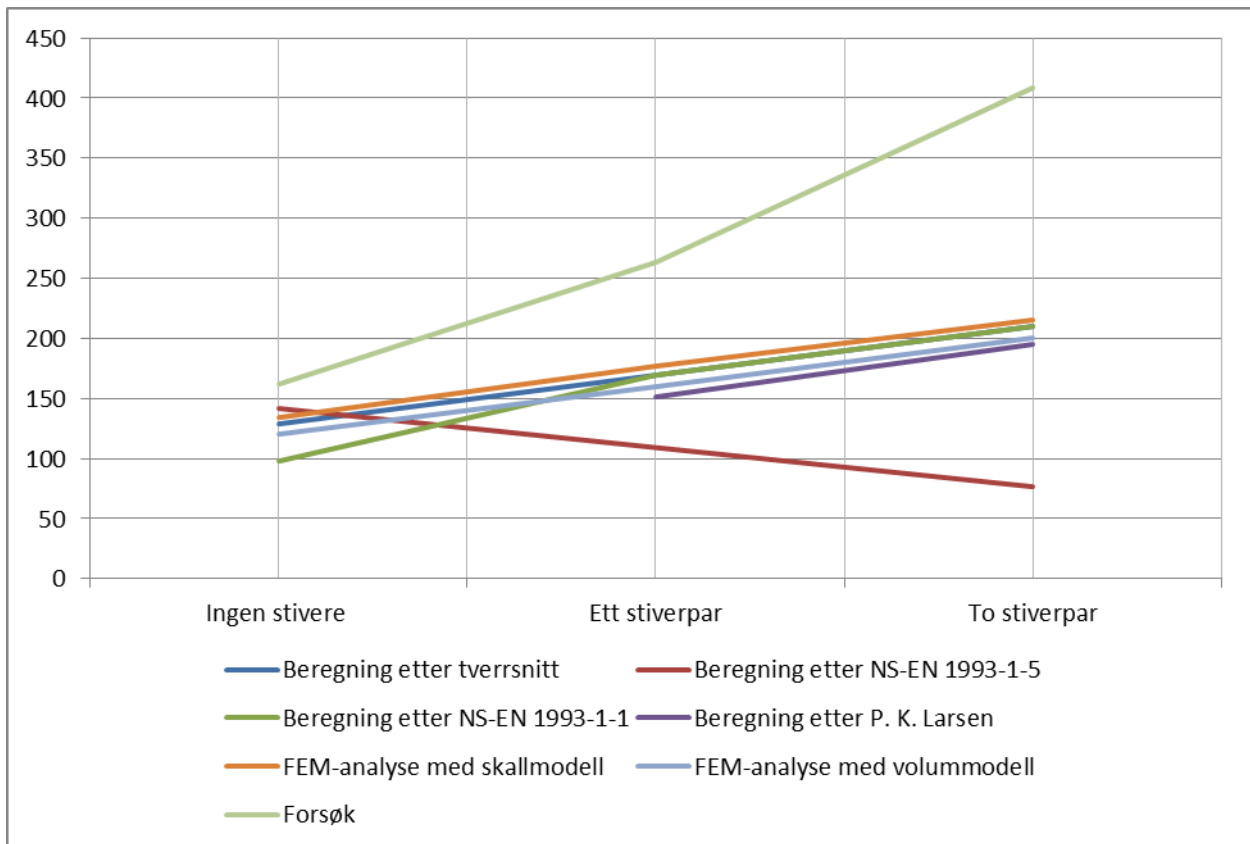
6 Diskusjon og konklusjon

6.1 Oppsummering

Samlede resultater for beregninger, simuleringer og praktiske forsøk:

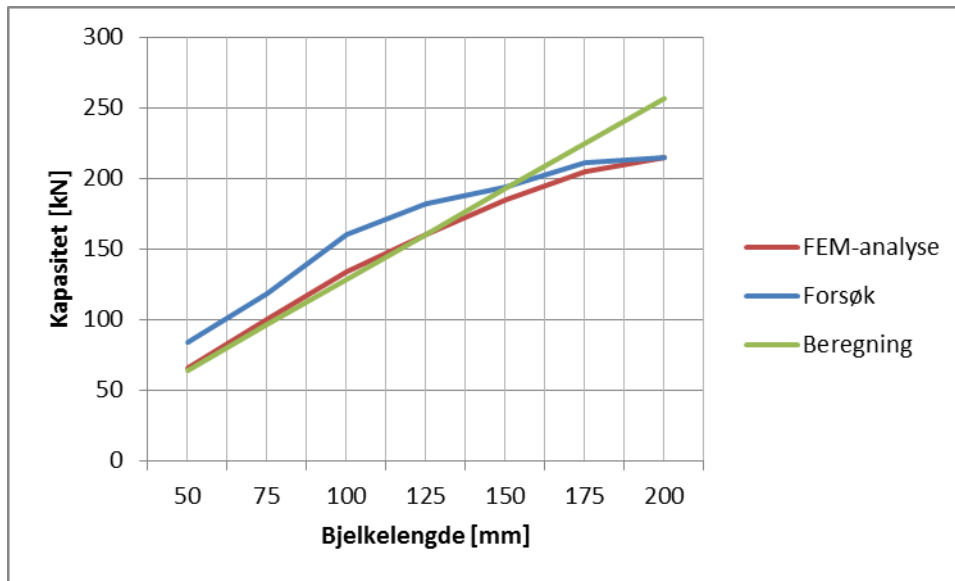
	Ingen stivere [kN]	Ett stiverpar [kN]	To stiverpar [kN]
Beregning etter tverrsnitt	128	169	210
Beregning etter NS-EN 1993-1-5	142	-	77
Beregning etter NS-EN 1993-1-1	98	169	210
Beregning etter P. K. Larsen	-	151	195
FEM-analyse med skallmodell	134	177	215
FEM-analyse med volummodell	120	160	200
Forsøk	162	263	409

Tabell 6.1 - Oppsummering av resultater



Figur 6.1 - Grafisk fremstilling av resultater

Resultater for sammenheng mellom bjelkelengder:



Figur 6.2 - Sammenligning av kapasiteter for bjelkelengder

6.2 Diskusjon

Hensikten med denne oppgaven var å undersøke beregningsmetodene for konsentrert last på platerand i NS-EN 1993-1-5. Beregningene utført i kapittel 3 viste helt klart at denne metoden gir en konservativ kapasitet i forhold til de andre beregningsmetodene. De andre metodene tar imidlertid ikke hensyn til plassering av stiverne. Derfor har det ikke vært mulig å undersøke den dramatiske reduksjonen (Figur 3.6) av kapasiteten ved små stiveravstander gjennom andre beregningsmetoder.

FEM-analysene viste derimot at det er ingen grunn til at små stiveravstander skal gi så lave kapasiteter. Forskjellige konfigurasjoner og avstander ble testet uten at dette reduserte kapasiteten.

I de praktiske forsøkene var kapasitetene langt større enn resultatene fra beregningene og FEM-analysene. Selv om sveisene gir et ekstra bidrag til tverrsnittsarealet og 2. arealmoment, var det ikke forventet at forskjellen skulle bli så stor. Det er to ting man må ta i betraktning her. For det første tar alle beregninger og analyser utgangspunkt i flytegrensen for stål, $f_y=355 \text{ N/mm}^2$. I realiteten vil brudd ikke oppstå før bruddgrensen $f_u=510 \text{ N/mm}^2$ er nådd.

Det andre usikkerhetsmomentet er at stålqualiteten fra leverandør kan høyere enn angitt. Ifølge Larsen [3] kan stål som ikke tilfredsstillt materialkontroller for den angitte kvaliteten bli merket med en lavere kvalitet. Man kan derfor få materialer med betydelig høyere fasthet enn bestilt. Tester har

påvist opp til 150 % høyere flytespenning enn bestilt. Derfor er det viktig å foreta materialprøver før man utfører laborietester slik som i denne oppgaven.

Beregningsmetodene i NS-EN 1993-1-5 for punktlast på platerand bygger på empiriske og halvempiriske kapasitetsformler. De er ment å dekke alle tre bruddformene som er vist i Figur 2.2, for alle I- og H-profiler. Dette gjør at metodene må dekke et utrolig stort spenn av forskjellige tverrsnittsklasser og dimensjoner. Samtidig er det kun definert tre forskjellige lastsituasjoner i reglene (Figur 3.5), noe som gjør metoden veldig generell. Det er vanskelig å etablere analytiske løsninger som dekker alle disse bruddformene, og det er nok sannsynligvis grunnen til at beregningsmetodene er så konservative. Særlig i tilfeller hvor det ikke er fare for knekking, slik som i denne oppgaven, vil man få veldig lav kapasitet ved beregninger.

Funnene fra litteraturstudien bekrefter resultatene fra denne oppgaven. Beregningsmetodene fra NS-EN 1993-1-5 er svært konservative og det har vært behov for å forbedre dem. Ved Luleå Tekniske Universitet har det blitt utarbeidet nye og forbedrede beregningsmetoder. Det er meningen at disse skal bli implementert i neste utgave av NS-EN 1993 1-5.

6.3 Konklusjon

Undersøkelsene i denne oppgaven er basert på ett konkret tilfelle, en 100 mm IPE80-bjelke med tverrstivere. Det kan derfor være aktuelt å undersøke andre tverrsnitt og konfigurasjoner for å undersøke beregningsmetodene for konsentrert last på platerand i NS-EN 1993-1-5 ytterligere.

Denne oppgaven gir allikevel en indikasjon på hva som kan forventes. Ut fra undersøkelser med FEM-analyse og praktiske forsøk ser det ut til at beregningsmetodene gir en alt for konservativ kapasitet. Dette er støttet opp av funn gjort i litteraturstudien.

6.4 Videre arbeid

Forslag til videre arbeid i forbindelse med denne oppgaven

- Kontroll av andre profiler enn IPE80. Helst tverrsnitt som har høyere tverrsnittsklasse enn 1. For å få et tverrsnitt med høy nok slankhet i steget knekking er dimensjonerende, kan det være aktuelt å sveise sammen en egendefinert I-bjelke
- Kontroll av andre lasttilfeller enn Type b) (Figur 3.5). For eksempel en kort bjelke opplagt i endene. Eventuelt en opplagring rett under punktlasten som ikke har større kontaktflate enn lasten.
- Foreta materialprøve før det gjøres praktiske forsøk for å fastslå den virkelige stål kvaliteten
- Forsøk med lengre bjelkelengder eller større dimensjoner enn IPE80 trenger kraftigere maskiner enn det som er tilgjengelig ved UMB. Andre laboratorier må vurderes.
- Til slutt anbefales det å ta kurset TBM250 – Elementmetoden (10 stp) som undervises for Maskin-studentene ved UMB, hvis det skal gjøres FEM-analyser. Forfatteren av denne oppgaven hadde absolutt ingen FEM-erfaring før denne oppgaven ble påbegynt. Selv om det har vært veldig lærerikt, ble det brukt utrolig mye tid og resurser på å sette seg inn i SolidWorks. Dette gjorde at omfanget av denne oppgaven ble langt større enn det som hadde vært nødvendig.

7 Kilder

1. Standard, N., *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-5, Plater påkjent i plateplanet*. 2009, Lysaker: Standard Norge. 53, 5, 2 s.
2. Syvertsen, K., *81022 Grunnkurs i marine konstruksjoner: skiver og plater*. 1992, Trondheim: Marinteknisk senter, Institutt for marin hydrodynamikk. 1 b. (flere pag.).
3. Larsen, P.K., *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. 1990, [Trondheim]: Tapir. 623 s.
4. Brubak, L., *Knekning av plater og skall i skipskonstruksjoner*, 2003, The Division: Oslo.
5. Sørensen, C.O., H. Yggeseth, and H. Yggeseth, *Investigating the effects of stiffeners on the lateral buckling resistance of stock structural steel IPE80-beams*. 2010, Ås: Institutt for matematiske realfag og teknologi, Universitetet for miljø- og biovitenskap.
6. Davaine, L., J. Raoul, and J. Aribert, *Patch loading resistance of longitudinally stiffened bridge girders, Proceeding of the conference Steel Bridge*. 2004.
7. Lagerqvist, O., *Patch loading: resistance of steel girders subjected to concentrated forces*. Doctoral thesis. Vol. 1994:159D. 1995, Luleå: The University. XII, 282 s.
8. Gozzi, J., *Patch Loading Resistance of Plated Girders: Ultimate and Serviceability Limit State*. 2007: Division of Structural Engineering, Steel Structures, Department of Civil and Environmental Engineering, Luleå University of Technology.
9. Clarin, M., *Plate Buckling Resistance: Patch Loading of Longitudinally Stiffened Webs and Local Buckling*. 2007: Division of Structural Engineering - Steel Structures, Department of Civil, Mining and Environmental Engineering, Luleå University of Technology.
10. Irgens, F., *Fasthetslære*. 1999, Trondheim: Tapir. 551 s.
11. Beedle, L.S., *Structural steel design*. 1964, New York: The Ronald Press Company. XII, 829 s.
12. Norges, b., *NS 3472 Prosjektering av stålkonstruksjoner: beregnings- og konstruksjonsregler*. 2001, Oslo: Norges standardiseringsforbund. 127 s.
13. Standard, N., *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1, Allmenne regler og regler for bygninger*. 2008, Lysaker: Standard Norge. 95 + 4 s.
14. NorconsultInformasjonssystemer. *G-PROG STÅL Ståltverrsnitt Brukerveiledning*. 2009; Available from: <http://www.nois.no/?aid=9072568>.
15. Wikipedia. *Visual Basic*. 2012; Available from: http://no.wikipedia.org/wiki/Visual_Basic.
16. Waløen, Å.Ø., *Dimensjonering ved hjelp av elementmetoden*. 1995, Trondheim: Universitetet i Trondheim, Norges tekniske høgskole, Institutt for maskinkonstruksjon og materialteknikk. 1 b. (flere pag.).
17. Sørensen, C.O., *Stålkonstruksjoner: kompendium*. 2003, Ås: C. O. Sørensen. 132 s.
18. Solidworks. *Buckling Load Factor*. 2012; Available from: http://help.solidworks.com/2012/English/solidworks/cworks/buckling_load_factor.htm.

Vedlegg A Tillegg

A.1 Teori

A.1.1 Tverrsnittsklasser

For å fastlegge i hvilken grad tverrsnittenes moment- og rotasjonskapasitet er begrenset av lokal knekking av tverrsnittssdeler må tverrsnittet klassifiseres, slik at korrekt tverrsnittskapasitet benyttes ved dimensjonering. I NS-EN 1993-1-1 er følgende fire tverrsnittsklasser definert:

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

For å klassifisere tverrsnittsklassen for kontrolleres de aktuelle delene mot reglene i Tabell 5.3 NS-EN 1993-1-1. For typiske stålprofiler er det ikke nødvendig å utføre disse beregningene ettersom de er ferdig klassifisert i ståltabellene. IPE 80 tilhører tverrsnittsklasse 1.

A.2 Utregninger

A.2.1 Utregning etter enkel tverrsnittskapasitet

		Kapasitet etter:			
Profil	IPE80	Bjelke- lengde [mm]	Belastnings- lengde [mm]	Belastnings- lengde [kN]	Full lengde [kN]
Stegtykkelse	3,8	50	50	64,24	64,24
		75	75	96,36	96,36
Flytspenning	355	100	95	122,05	128,48
		125	95	122,05	160,60
Materialfaktor	1,05	150	95	122,05	192,71
		175	95	122,05	224,83
		200	95	122,05	256,95
Kraftbredde	95				

		Antall stivere	Kapasitet [kN]
Stiverbredde	20	0	128,48
Stivertykkelse	3	2	169,05
Bjelkelengde	100	4	209,62

Felter i hvitt fylles ut manuelt.

A.2.2 Utregning etter NS-EN 1993-1-5

	IPE 80	Velg fra nedtrekkslisten			
s_s	75	Lastutbredelse	a	60	Avstand mellom stivere
h	80	Høyde	$k_F(a)$	8,691	$6+2*(b_w/a)^2$
b	46	Bredde	$k_F(b)$	6,191	$3,5+2*(b_w/a)^2$
t_w	3,8	Stegtykkelse	F_{cr}	922 525,09	$0,9*k_F(b)*E*t_w^3/b_w$
t_f	5,2	Flenstykkelse			
r	5	Hulkilradius			
E	210000	E-modul			
L	100	Bjelkelengde			1 = Ja, 0 = Nei
t_s	3	Stivertykkelse	$\lambda_F \leq 0,5$	1	
b_s	20	Stiverbredde	λ_F	0,296	$SQRT(f_y*t_w*I_y/F_{cr})$
f_y	355	Flytgrense	χ_F	1,000	$0,5/\lambda_F \leq 1$
γ_{M1}	1,05	Materialfaktor			
ε	0,814	$SQRT(235/f_y)$			
b_w	69,60	$h-2*t_f$ (Også kalt h_w)	F_D	77,09 kN	$\chi_F*I_y*t_w*f_y/\gamma_{M1}/1000$
m_1	12,105	b/t_w			
m_2	0,000	$0,02*(b_w/t_f)^2$			
$I_{y(x)}$	121,584	$s_s+2*t_f*(1+v*(m_1+m_2))$			
I_y	60,000	$I_y \leq a$			
	0	Skal I_y regnes etter NS3472? 1 = Ja, 0 = Nei			
					Regn ut kapasiteter

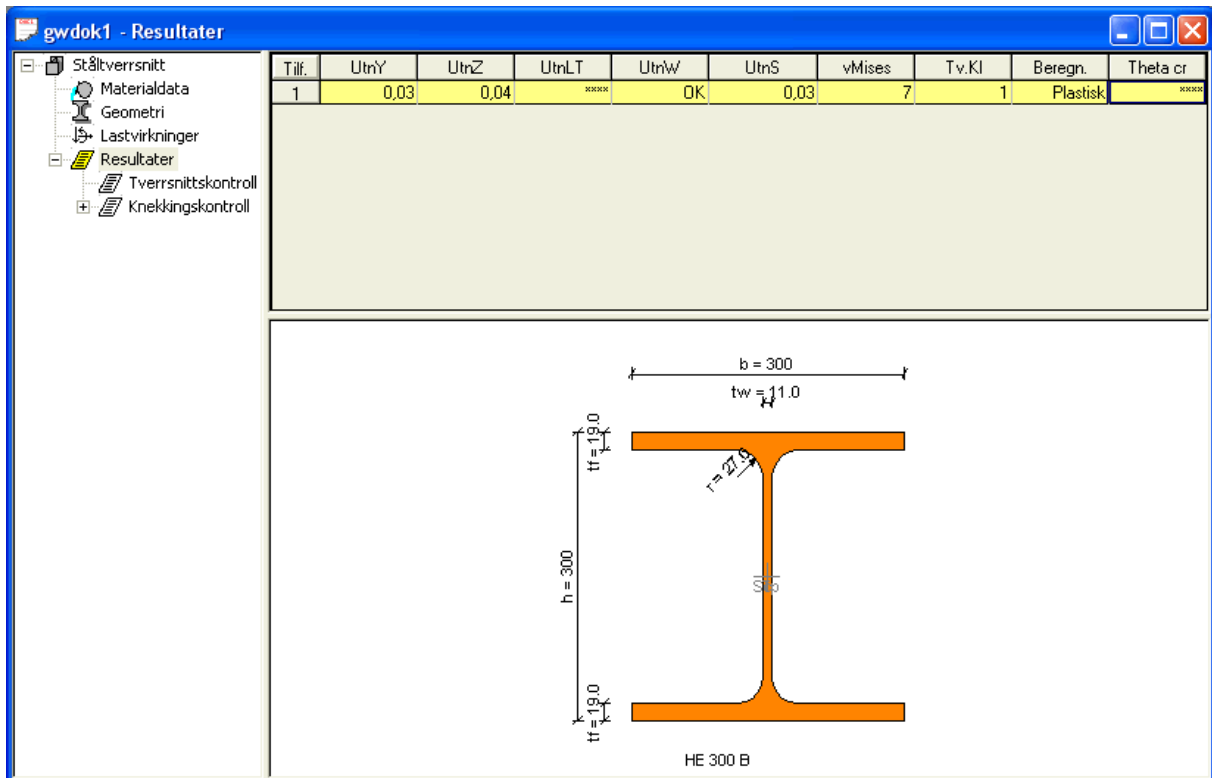
Nedtrekkslisten for IPE-profilen gjør det mulig å velge andre IPE-profiler. Programmet henter da dimensjoner ut fra Tabell B.1. Hvite felter fylles ut manuelt. Avstand mellom stivere sette til den største avstanden man vil ha plot på. Bjelkelengde, stivertykkelse og stiverbredde blir ikke brukt i dette programmet. Disse verdiene er til programmet for søyleberegning.

Tallverdier for Figur 3.6:

Stiveravstand [mm]	Kapasitet [kN]
300	144,28
290	144,43
280	144,60
270	144,78
260	144,99
250	145,22
240	145,49
230	145,78
220	146,12
210	146,50
200	146,95
190	147,46
180	148,06
170	148,76
160	149,60
150	150,60
140	151,81
130	153,31
120	151,08
110	141,32
100	128,48
90	115,63
80	102,78
70	89,93
60	77,09
50	64,24
40	51,39
30	38,54
20	25,70
10	12,85
0	0

Tabell A.1 - Stiveravstand/kapasitet IPE80

Norconsult har utviklet et eget program for dimensjonering av ståltverrsnitt, G-Prog. Programmet krever betalt lisens for å brukes. Lisensen som er brukt i denne oppgaven er fått fra Norconsult.



Figur A.1 – Skjerm bilde av G-Prog fra Norconsult

A.2.3 Utregning etter NS-EN 1993-1-1

IPE 80			Velg fra nedtrekkslisten			Søyleberegning		
s_s	75	Lastutbredelse	n_s	4	stk	Antall stivere		
h	80	Høyde	L	100				
b	46	Bredde	L_{steg}	94		$L_{steg} - t_s * n_s / 2$		
t_w	3,8	Stegtykkelse	A_{steg}	357,20		$L_{steg} * t_w$		
t_f	5,2	Flenstykkelse	A_{stiver}	262,8		$n_s * t_s * b_s + t_w$		
r	5	Hulkilradius	A_f	620,00		$A_{steg} + A_{stiver}$		
E	210000	E-modul	I_{steg}	429,83		$L_{steg} * t_w^3 / 12$		
L	100	Bjelkelengde	I_{stiver}	42 013,84		$(n_s / 2) * t_s * (2 * b_s + t_w)^3 / 12$		
t_s	3	Stivertykkelse	I	42 443,67		$I_{steg} + I_{stiver}$		
b_s	20	Stiverbredde	i	8,274		$SQRT(I/A_f)$		
f_y	355	Flytgrense	l_k	69,6		$H - 2 * t_w$		
γ_{M1}	1,05	Materialfaktor	α	0,49		Tabell 6.1 NS-EN 1993-1-1		
ϵ	0,814	$SQRT(235/f_y)$	S_f	0,75		Søylefaktor (Larsen)[3]		
b_w	69,60	$h - 2 * t_f$ (Også kalt h_w)	λ_1	76,409		$\pi * \text{rot}(E/f_y)$		
m_1	12,105	b/t_w	λ	0,083		$S_f * l_k / (i * \lambda_1)$		
m_2	0,000	$0,02 * (b_w/t_f)^2$	ϕ	0,475		$0,5 * (1 + \alpha * (\lambda - 0,2) + \lambda^2)$		
$I_{y(x)}$	121,584	$s_s + 2 * t_f * (1 + \nu * (m_1 + m_2))$	χ	1,000		$1 / (\phi + \nu * (\phi^2 - \lambda^2)) \leq 1$		
I_y	60,000	$I_y \leq a$	N_{kd}	209,62 kN		$\chi * A * f_y / \gamma_{M1} / 1000$		

A.2.4 Utregning etter P.K. Larsen

N	195000	Påført last
n_s	4 stk	Antall stivere
L	100	
L_{steg}	94	$L_{\text{steg}} - t_s * n_s / 2$
A_{steg}	357,20	$L_{\text{steg}} * t_w$
A_{stiver}	262,8	$n_s * t_s * b_s + t_w$
A_f	620,00	$A_{\text{steg}} + A_{\text{stiver}}$
I_{steg}	429,83	$L_{\text{steg}} * t_w^3 / 12$
I_{stiver}	42 013,84	$(n_s / 2) * t_s (2 * b_s + t_w)^3 / 12$
I	42 443,67	$I_{\text{steg}} + I_{\text{stiver}}$
i	8,274	$\text{SQRT}(I / A_f)$
l_k	69,6	$H - 2 * t_w$
α	0,49	Tabell 10 s. 35
Sf	0,75	Søylefaktor (Larsen)
t_w	3,8	Stegtykkelse
E	210000	E-modul
b_s	20	Stiverbredde

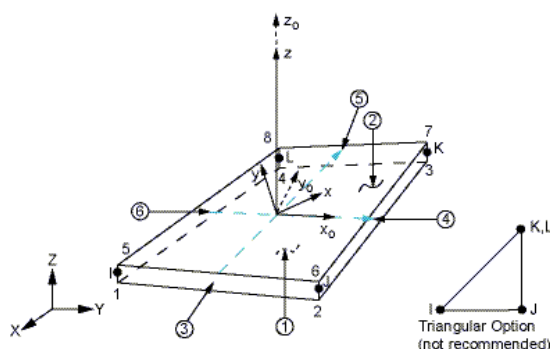
$$N_s = \frac{\pi * E * I}{(Sf * l_k)^2} = 337.380$$

$$\sigma_{maks} = \frac{N}{A} + \frac{N}{I} * \frac{l_k}{300} * \frac{1}{1 - \frac{N}{N_s}} * \left(b_s + \frac{t_w}{2} \right) = 338 \frac{N}{mm^2}$$

A.3 Simuleringer

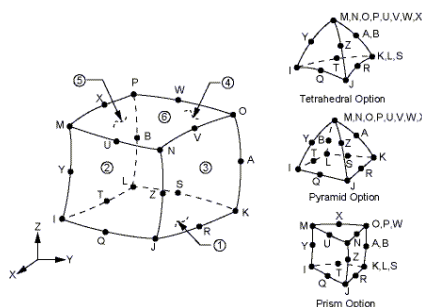
A.3.1 Elementtyper (Mesh)

Skallelement er en elementtype som deler modellen opp i plater med en gitt stivhet ut av planet. En plate har seks frihetsgrader, forskyvning i x,y og z-retning samt rotasjon om disse. Fordelen med dette er at man lett kan hindre rotasjon av platene. Man har mulighet å definere en tykkelse på hver plate, men ut over dette er modellen veldig enkel. Detaljer som hulker er ikke mulig å modellere. En modell med skallelement har mye mindre utregningstid en med volumelementer.



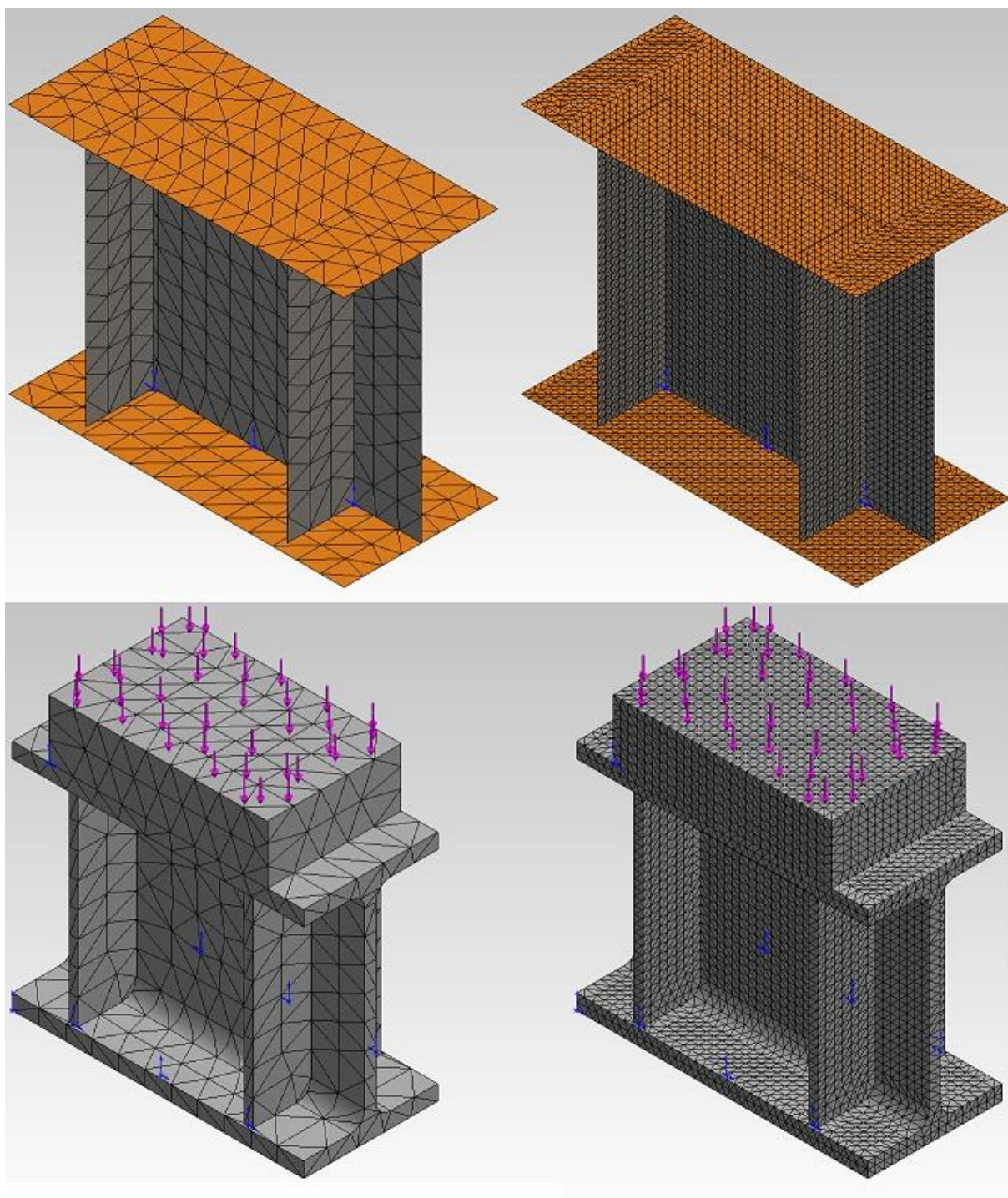
Figur 7.1 – Skallelement

Et volumelement deler modellen opp i tredimensjonale volumer. Volumet kan ha forskjellige former, men de vanligste formene er terning, prisme og pyramideform. Hver node har her tre frihetsgrader, forskyvning i x,y og z-retning. Men volumelement har man mulighet å modellere konstruksjonens geometri med stor nøyaktighet. Ulempen er at beregningstiden kan bli veldig stor.



Figur 7.2 – Volumelement

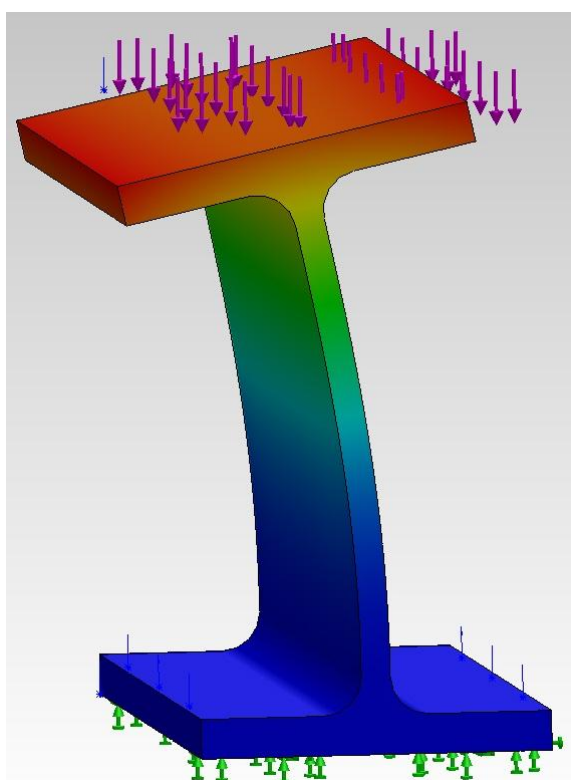
Størrelsen på elementtypene (mesh) har også mye å si for nøyaktigheten og beregningstiden av FEM-analysen. Jo finere mesh jo lengre beregningstid og mer korrekte resultater. Sannsynligheten for singulariteter øker også ved veldig fint mesh.



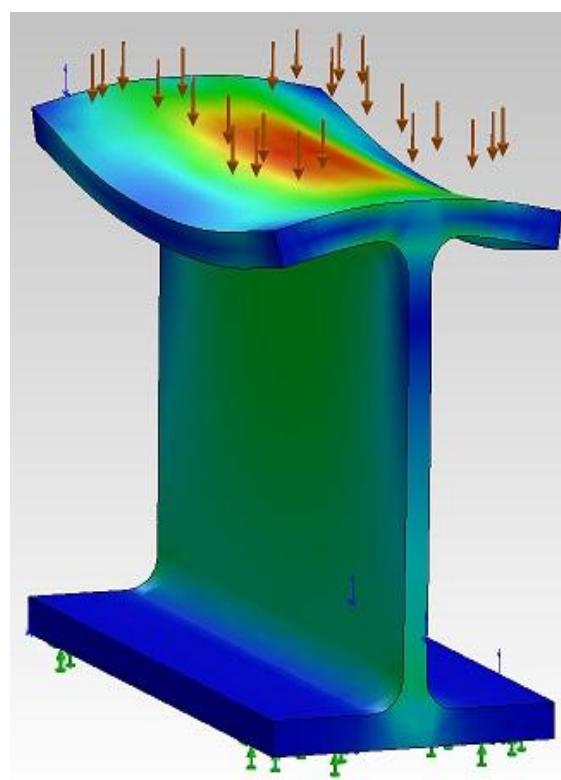
Figur A.2 - Eksempel på grovt og fint mesh i skall- og volummodell

A.3.2 Modellering

Ved FEM-modellering er bruk av frihetsgrader veldig viktig for å få en realistisk simulering. Hvis man ikke definerer fixtures (fastholdinger) ved for eksempel en knekkingskontroll i SolidWorks, vil lasten følge deformasjonen og dermed rotere flensen som vist i Figur A.3. Ved lineær statisk kontroll vil det samme skje i vertikal retning som vi ser på Figur A.4. Dermed vil ytterkantene til overflensen få mye større nedbøying i midtdelen over steget. I en reell situasjon vil det i de fleste tilfeller være en annen konstruksjonsdel som påfører lasten. Denne delen vil ha en stivhet som gir en jevn nedbøying over hele anleggsflaten. I vårt tilfelle vil fordelingsplaten fra pressen i tillegg forhindre rotasjon siden den hele tiden ligger horisontalt på IPE-bjelken.

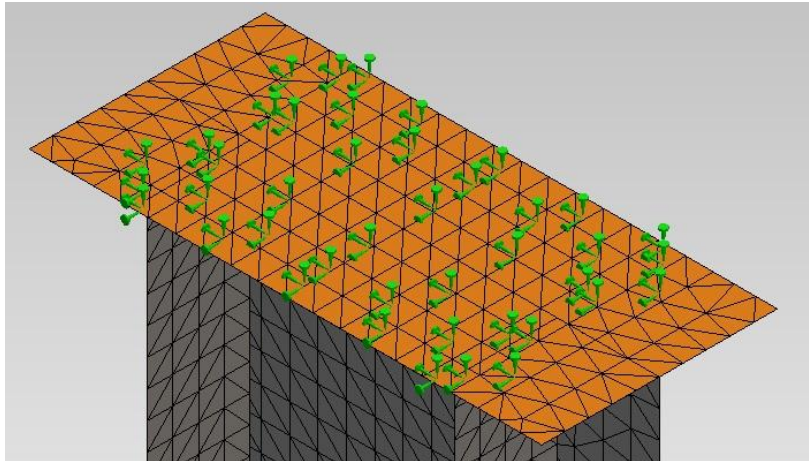


Figur A.3 – Knekkingskontroll uten fixtures



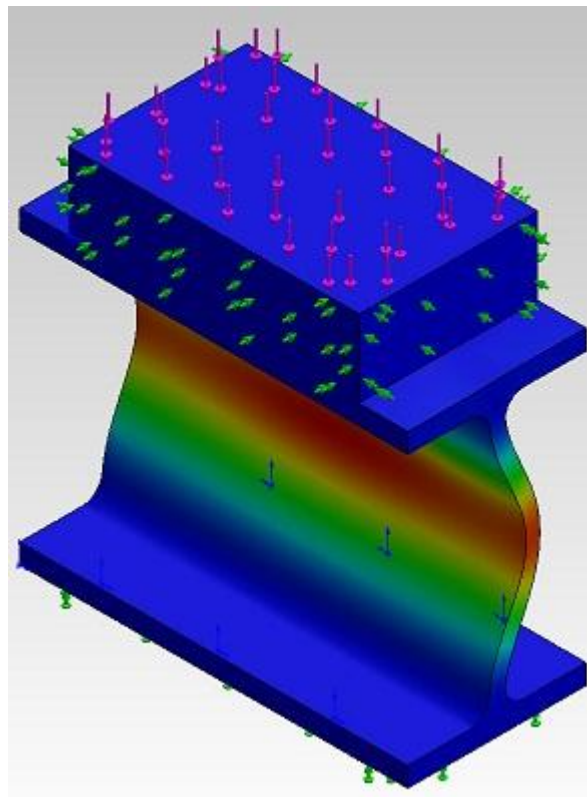
Figur A.4 - Statisk kontroll uten fixtures.

I en shellmodell løses dette enkelt, ettersom det er mulig å forhindre rotasjon av platene.



Figur A.5 - Overflens låst mot rotasjon i alle tre retninger

I en volummodell derimot, kan man bare sette fixtures på retninger i x,y,z -planet, og ikke rotasjon om disse. Dette løses ved å simulere den kraftpåførende delen som en egen konstruksjon. På **XXX** ser vi at fordelingsplaten som påfører kraften har glidelager (grønne piler) på alle sidekantene. Dermed har den kun mulighet å bevege seg vertikalt, akkurat som pressen.

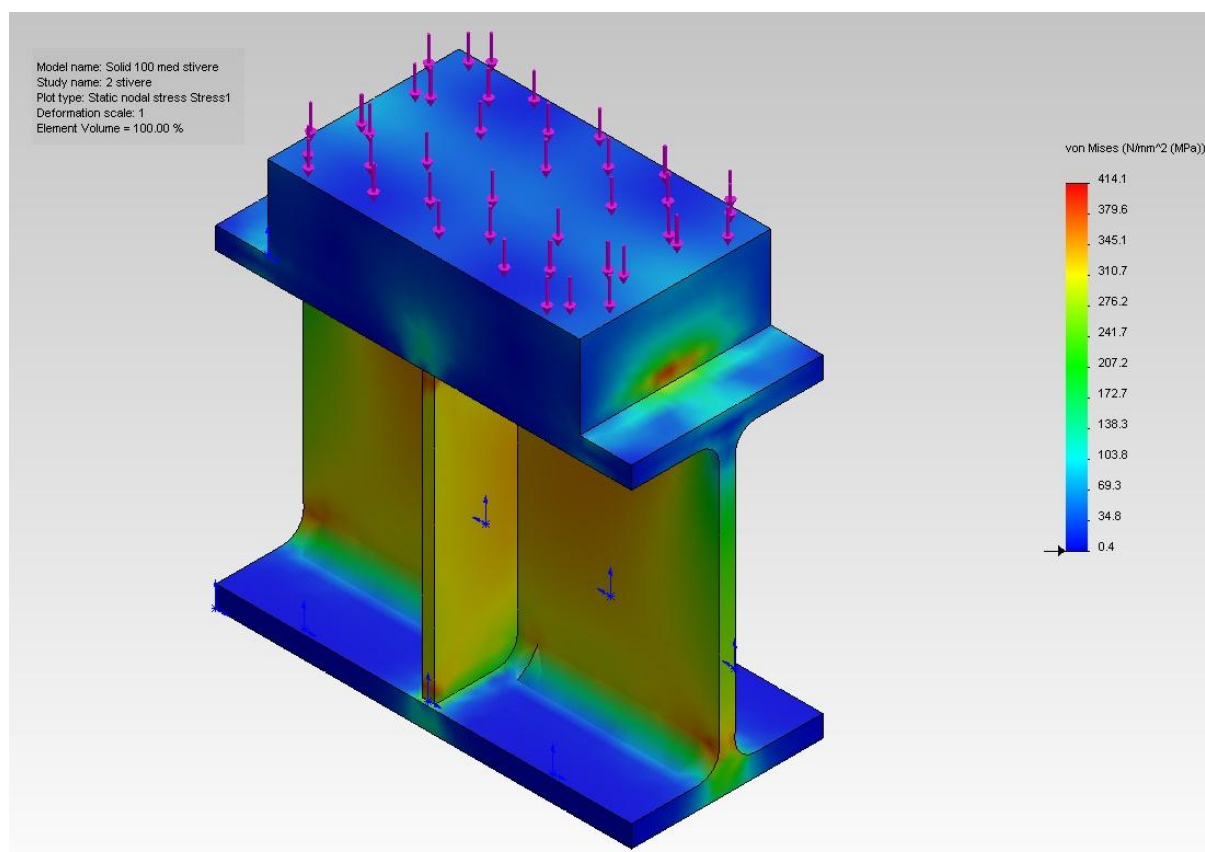


Figur A.6 - Klossen simulerer fordelingsplaten fra pressen

A.3.3 Tolkning av resultater

Ved knekkingskontroll får man en knekkfaktor [18] i forhold til lasten. Hvis man for eksempel påfører en last på 150 kN, vil konstruksjonen knekke hvis knekkfaktoren er mindre enn 1. En metode for å finne knekklasten da, er å påføre en last på 1 N. Man vil i dette tilfellet da få en knekkfaktor på 150000, som er det samme som knekklasten i N.

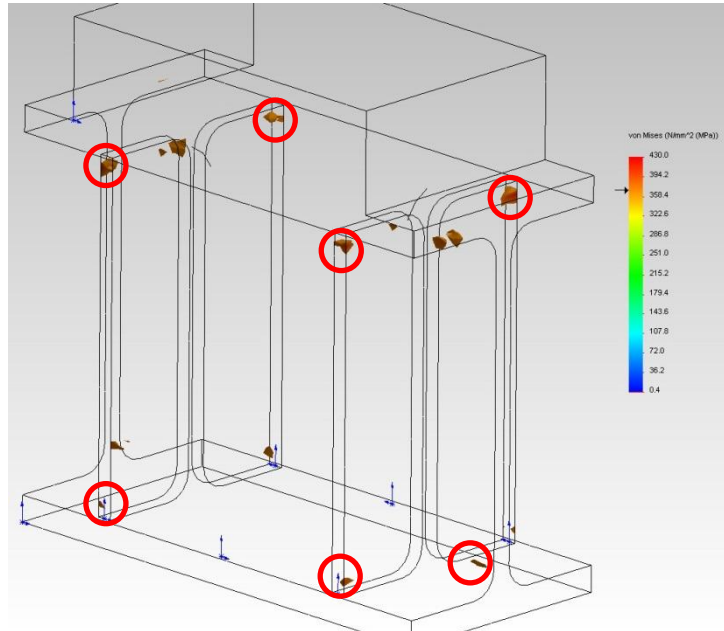
Ved statisk analyse påføres lasten og man får et spenningsplott av modellen. Statisk analyse er en stivhetsanalyse og beregnes derfor på grunnlag av E-modulen til materialet. Man må derfor selv kontrollere at spenningene i spenningsplottet ikke overskrider flytegrensen til materialet som er brukt. På Figur A.7 ser vi et eksempel på et slikt spenningsplott. Fargeskalaen på høyre side viser sammenhengen mellom farge og spenning.



Figur A.7 - Eksempel på spenningsplot

I dette eksemplet er 414 N/mm² oppgitt som høyeste spenning. Stabiliteten til en FEM-modell er i utgangspunktet perfekt. På grunn av dette, kan beregningsmetodene som ligger til grunn føre til at man får noe som kalles en singularitet. Dette er uttrykt ved små punkter i spenningsplottet som har veldig høye spenninger. For å utelukke singulariteter må man derfor sjekke spenningsutbredelsen i modellen. På Figur A.8 ser vi et spenningsplott for alle spenninger over ca 370 N/mm². Noen av

singularitetene her er merket med rød sirkel. Man kan derfor anta at maks spenning i dette plottet ligger under 370 N/mm^2 , og ikke 430 N/mm^2 som står som maks. Alle resultater i FEM-analysene er kontrollert for singulariteter.



Figur A.8 - Singulariteter i FEM-analyse, merket med rødt

A.3.4 Resultater

Bjelkelengder:

Bjelkelengde	Knekking [kN]	Flyt [kN]
50	90	66
75	135	100
100	180	134
125	223	160
150	263	185
175	298	205
200	327	215

Tabell A.2 – Kapasiteter med hensyn til knekking og flyt

A.4 Forsøk

A.4.1 Metode

Maskinen som har blitt brukt til de praktiske forsøkene er en Satec Instron hydraulisk presse med maks trykkapasitet på 300 kN. Den er opprinnelig ment for testing av treverk, derfor er den ikke optimal for testing av stål. Til tross for at den minste IPE-profilen ble valgt og bjelkelengden redusert ble, som nevnt tidligere, kapasiteten for stor i noen av testene.

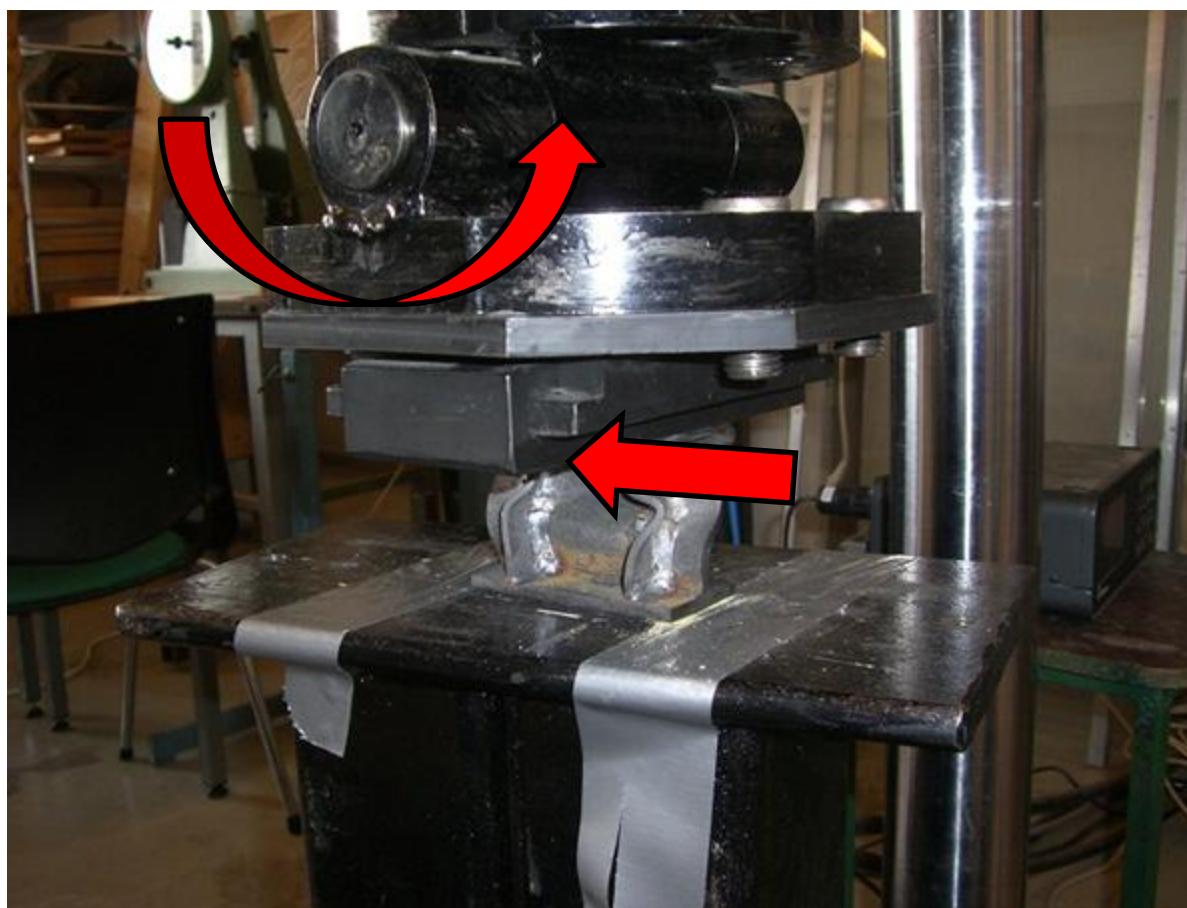


Figur A.9 - Eksempel på hydraulisk presse, her konfigurert for strekk



Figur A.10 - Satec Instron 300 kN ved IMT, UMB

Som vist på Figur A.11 har fordelingsplaten glidelager i bjelkens lengderetning, samt mulighet for rotasjon om bjelkens sterke akse. På grunn av retningen på disse frihetsgradene vil de ikke ha noen praktisk betydning for forsøkene, og fordelingsplaten vil forholde seg sentrert og horisontal i alle retninger.



Figur A.11 - Muligheter for forskyvninger av fordelingsplaten i pressen

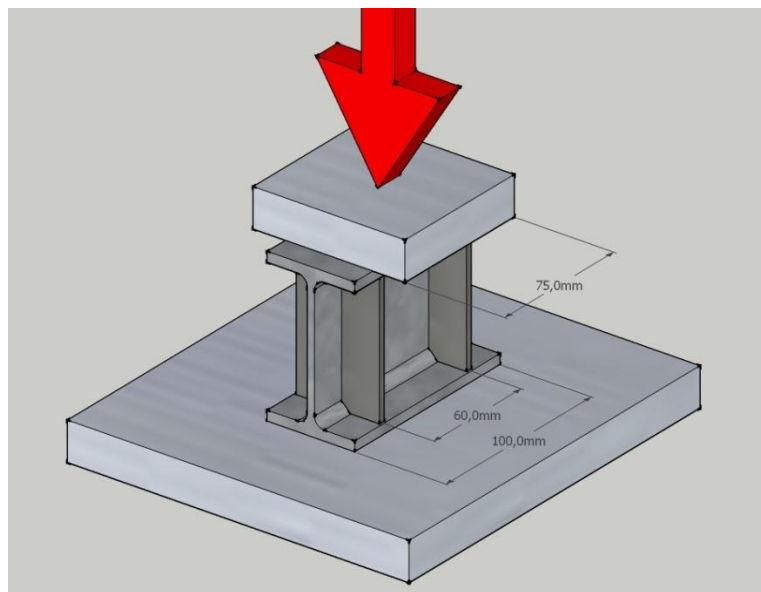
Pressen har et anlegg på den nederste fordelingsplaten på 75 mm som vist på Figur A.12. Delene i maskinen er tykke nok til at fordelingsplaten har en kraftpåføring i hele sin bredde, hvis man antar en lastutbredelse på 45 grader i henhold til Figur 3.2 i kapittel 3.2.

IPE-bjelken ligger fritt mellom underlaget og pressen. Siden den kun blir utsatt for en ren vertikal kraft er friksjonskreftene store nok til å holde den på plass. Forsøkene viser at overflensen forskyves noen få millimeter horisontalt i forhold til underflensen. Rotasjon av overflensen er tilnærmet fraværende i tilfellene med stivere.

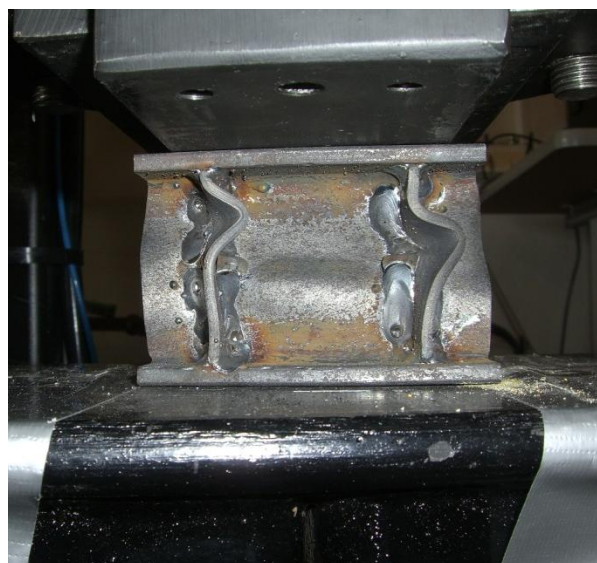
Pressen blir styrt automatisk av et dataprogram. Man bestemmer presshastigheten på forhånd, samt hvor stor reduksjon av kapasiteten den skal stoppe ved. Det vil si at den fortsetter å presse etter at man har nådd brudd/maks kapasitet, helt til reduksjonen har nådd en viss prosent av maks kapasitet. Man har også mulighet til å stoppe pressen manuelt. I forsøkene ble hastighet ble satt til 2 mm i minuttet og reduksjonsstopp til 70%.

Resultatet får man, som vist i vedlegg A.3.3, ut i form av en graf som viser last (Newton) med hensyn til vertikal forskyvning (mm). Ettersom hastigheten er konstant vil forskyvningen også være lineær med tid.

I forsøkene hvor sammenhengen mellom bjelkelengder ble testet, vil målestokken på noen av grafene ikke være like på grunn av tidsaspektet ved forskjellige bjelkelengder og kapasiteter. Særlig i tilfellet med 200 mm (Figur A.20) tok det litt for lang tid før pressen ble stoppet. Det kan derfor se ut som om den ga etter veldig kjapt ved brudd, men utviklingen for grafen er i realiteten lik prøvene for bjelkelengdene 125-175 mm.



Figur A.12 - Illustrasjon av kraftpåføring fra pressen.



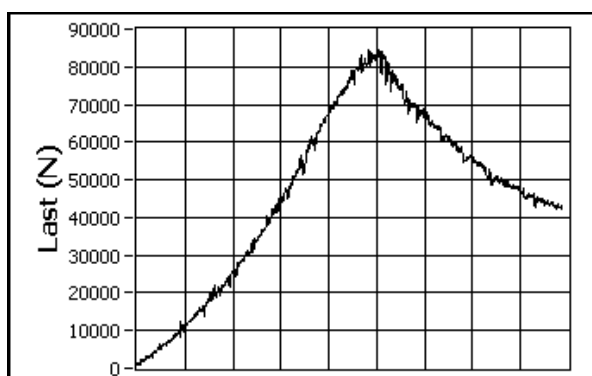
Figur A.13 – Fordelingsplaten til pressen

A.4.2 Resultater

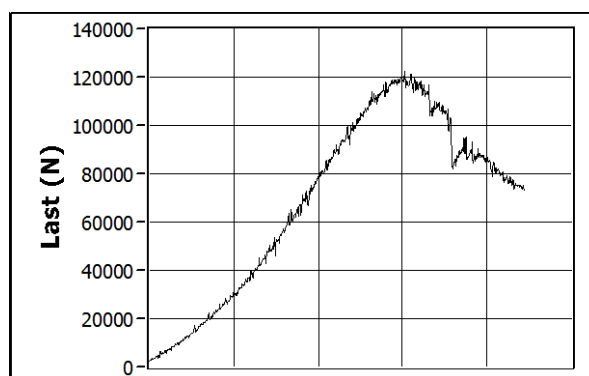
Kapasiteter for bjelkelengder uten stivere

Bjelkelengde [mm]	Kapasitet [kN]
50	84
75	119
100	160
125	182
150	194
175	211
200	215

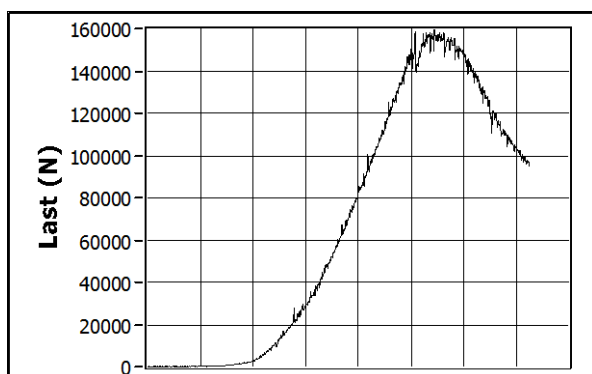
Tabell A.3 - Kapasiteter for forskjellige bjelkelengder



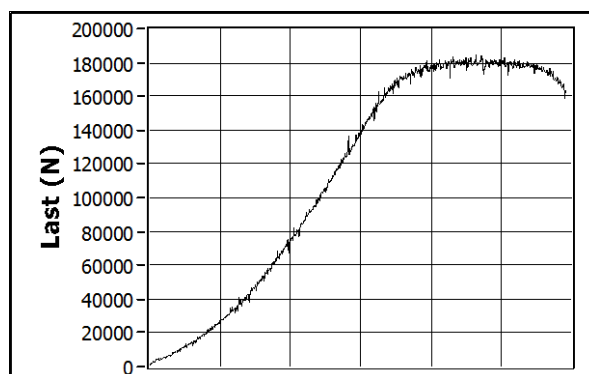
Figur A.14 - 50 mm – 84 kN



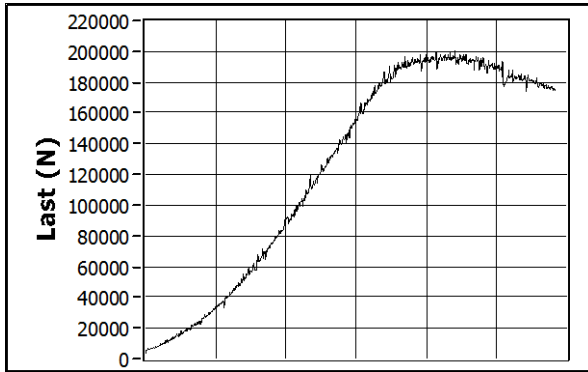
Figur A.15 - 75 mm – 119 kN



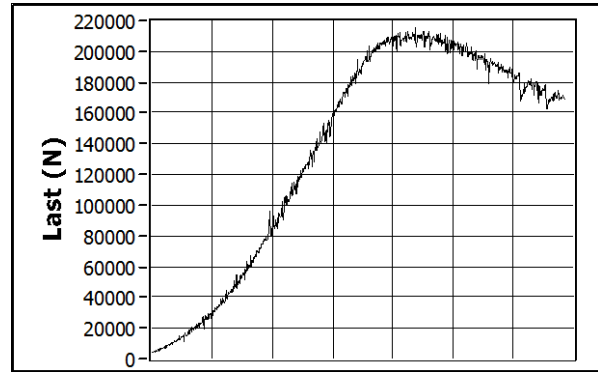
Figur A.16 - 100 mm – 160 kN



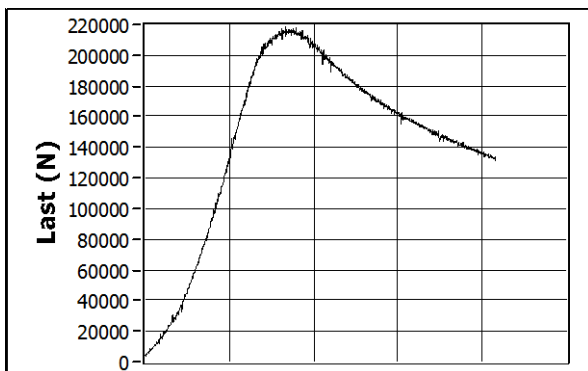
Figur A.17 - 125 mm – 182 kN



Figur A.18 - 150 mm – 194 kN



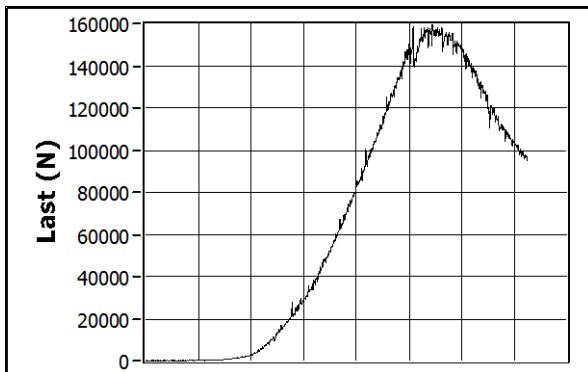
Figur A.19 - 175 mm – 211 kN



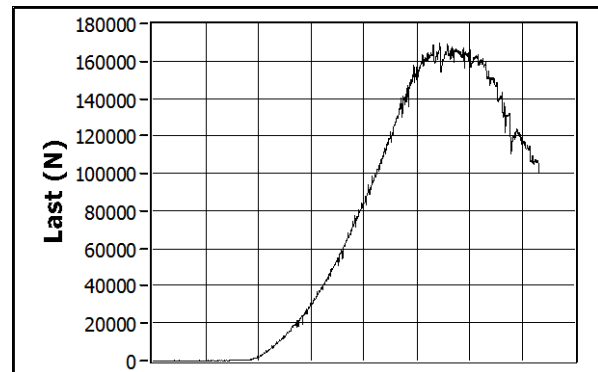
Figur A.20 - 200 mm – 215 kN

Kapasitet – 100 mm bjelke uten stiver

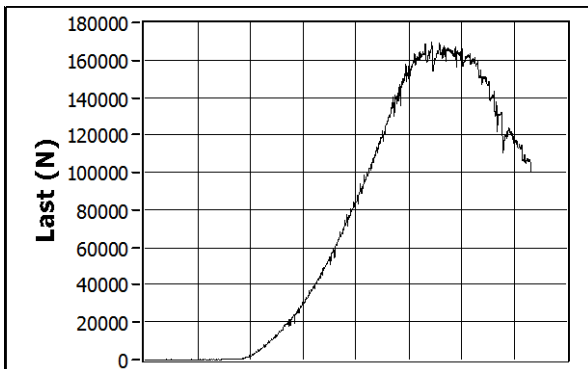
	Kapasitet [kN]
Forsøk 1	160
Forsøk 2	165
Forsøk 3	162
Snitt	162



Figur A.21 - 160 kN



Figur A.22 - 165 kN

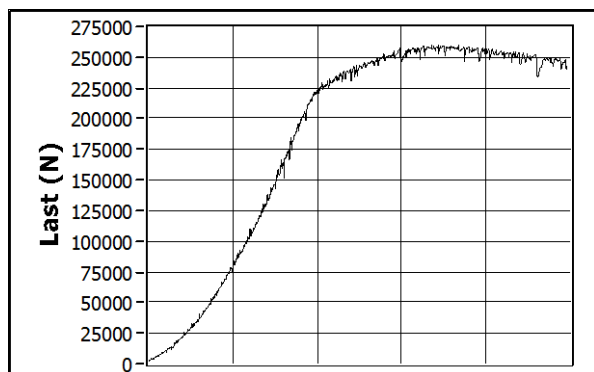


Figur A.23 - 162 kN

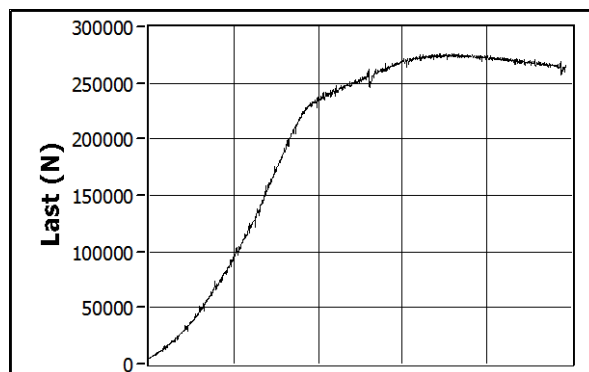


Kapasitet – 100 mm bjelke med ett stiverpar

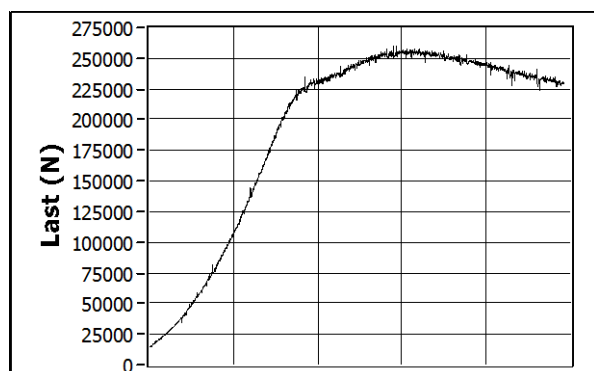
	Kapasitet [kN]
Forsøk 1	260
Forsøk 2	270
Forsøk 3	260
Snitt	263



Figur A.24 - 260 kN



Figur A.25 - 270 kN

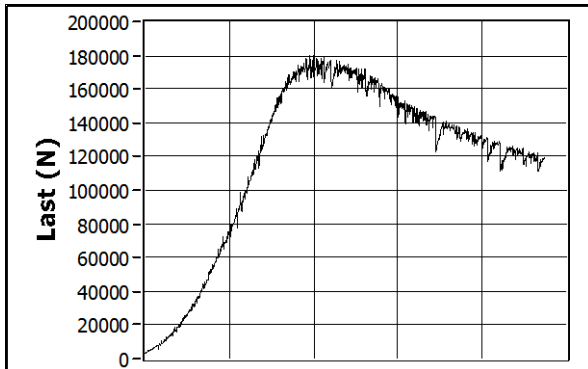


Figur A.26 - 260 kN

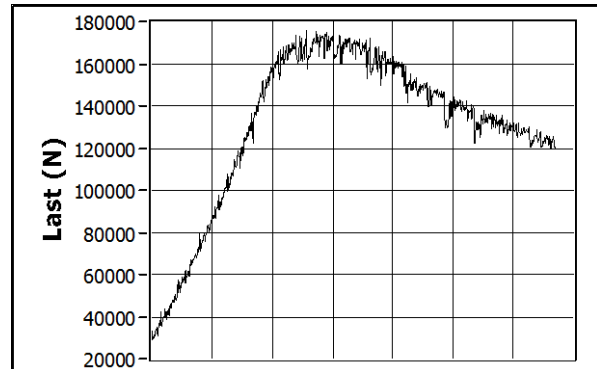


Kapasitet – 100 mm bjelke med halvt stiverpar

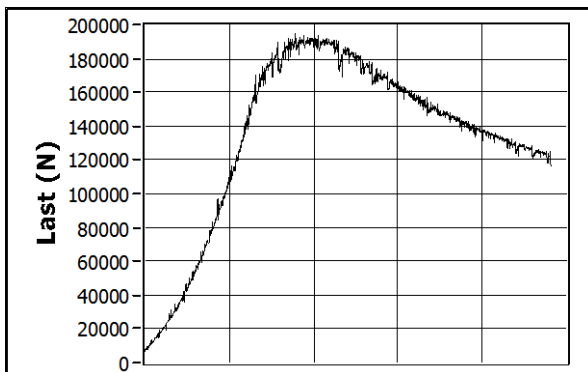
	Kapasitet [kN]
Forsøk 1	175
Forsøk 2	170
Forsøk 3	190
Snitt	178



Figur A.27 - 175 kN



Figur A.28 - 170 kN



Figur A.29 - 190 kN

Kapasitet – 100 mm bjelke med to stiverpar

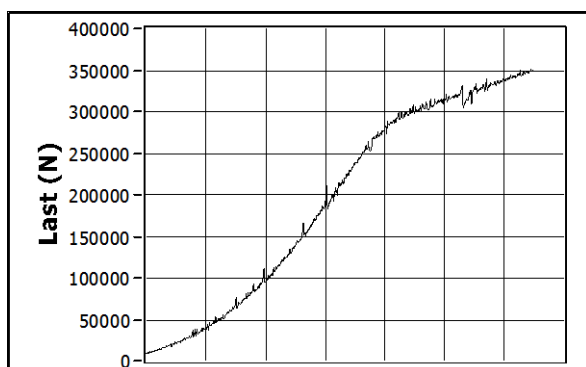
Bjelkelengde [mm]	Instron [kN]	Betong [kN]	Forskjell %
50	84	93	9,7
100	162	179	9,5
100 m/stiverpar	263	295	10,8

	Kapasitet [Tonn]
Forsøk 1	46
Forsøk 2	47
Forsøk 3	46
Snitt	46

Tabell A.4 - Kapasiteter fra betongpressen

	Kapasitet [kN]
Forsøk 1	406
Forsøk 2	415
Forsøk 3	406
Snitt	409

Tabell A.5 - Omregnede kapasiteter fra betongpressen



Figur A.30 – Frem til 350 kN





Figur A.31 - Resultat fra betongpressen



Figur A.32 - Betongpressen

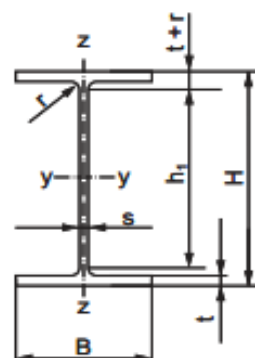
Vedlegg B Dimensjoner

B.1 Geometri for IPE-bjelker

Varmvalsede IPE-bjelker

Dimensjoner etter EURONORM 19

Statistiske verdier iflg NS-EN 10 034:1994



Betegnelse	Masse kg/m ¹	Mål i mm							Tverrsnitt mm ² x10 ³	Overflate		Profilfaktor i (m ⁻¹) A _y /V og A _z /V			
		H	B	s	t	r	h ₁ ²⁾	m ² /m		m ² /t					
IPE 80	6	80	46	3,8	5,2	5	59	0,764	0,328	54,8	430	329	370	269	
IPE 100	8,1	100	55	4,1	5,7	7	74	1,03	0,400	49,5	389	301	335	247	
IPE 120	10,4	120	64	4,4	6,3	7	93	1,32	0,475	45,6	359	278	310	230	
IPE 140	12,9	140	73	4,7	6,9	7	112	1,64	0,551	42,6	335	259	290	215	
IPE 160	15,8	160	82	5,0	7,4	9	127	2,01	0,623	39,4	309	240	268	200	
IPE 180	18,8	180	91	5,3	8,0	9	146	2,39	0,698	37,1	292	226	254	188	
IPE 200	22,4	200	100	5,6	8,5	12	159	2,85	0,768	34,3	269	210	234	175	
IPE 220	26,2	220	110	5,9	9,2	12	177	3,34	0,848	32,4	253	197	221	164	
IPE 240	30,7	240	120	6,2	9,8	15	190	3,91	0,922	30,0	235	184	204	153	
IPE 270	36,1	270	135	6,6	10,2	15	219	4,59	1,04	28,8	226	176	197	147	
IPE 300	42,2	300	150	7,1	10,7	15	248	5,38	1,16	27,5	215	167	187	139	
IPE 330	49,1	330	160	7,5	11,5	18	271	6,26	1,25	25,5	199	156	174	131	
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18	298	7,27	1,35	23,6	185	145	162	122	
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	331	8,45	1,47	22,2	174	137	152	116	
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	378	9,88	1,61	20,7	163	129	143	110	
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21	426	11,6	1,74	19,2	150	120	132	103	
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	467	13,4	1,88	17,7	140	113	124	97	
IPE 600	122	600	220	12,0	19,0	24	514	15,6	2,01	16,6	129	105	115	91	

1) Når partier ved levering fra lager ikke blir veid, brukes ved fakturering konvensjonell handelsvekt som er ca 2% høyere enn tabellverdiene.

2) Avrundet nedover

Tabell B.1 – Geometri for IPE-profiler



Betegnelse	For bøyningsakse								I_t mm ⁴ x10 ³	I_w mm ⁶ x10 ⁹	Flenshull		Klasser i.h.h.t NS-EN 1993-1-1			
	y - y				z - z						Avst. w mm	Diam. d mm	Bare bøyning y- y akse		Bare trykk	
	I_y mm ⁴ x10 ⁶	$W_{el,y}$ mm ³ x10 ³	I_y mm	$W_{pl,y}$ mm ³ x10 ³	I_z mm ⁴ x10 ⁶	$W_{el,z}$ mm ³ x10 ³	I_z mm	$W_{pl,z}$ mm ³ x10 ³					S355	S460	S355	S460
IPE 80	0,801	20,0	32,4	23,2	0,085	3,69	10,5	5,50	7,0	0,118	26	-	1	-	1	-
IPE 100	1,71	34,2	40,7	39,4	0,159	5,79	12,4	8,62	12,1	0,351	30	-	1	-	1	-
IPE 120	3,18	53,0	49,0	60,8	0,277	8,65	14,5	12,9	17,4	0,890	36	-	1	1	1	1
IPE 140	5,41	77,3	57,4	88,4	0,449	12,3	16,5	18,4	24,5	1,981	40	-	1	1	1	2
IPE 160	8,69	109	65,8	124	0,683	16,7	18,4	24,9	36,2	3,959	44	13	1	1	1	2
IPE 180	13,2	146	74,2	166	1,01	22,2	20,5	33,1	48,0	7,431	50	13	1	1	2	3
IPE 200	19,4	194	82,1	220	1,42	28,5	22,4	42,5	70,2	12,99	56	13	1	1	2	3
IPE 220	27,7	252	91,1	286	2,05	37,3	24,8	55,7	91,0	22,67	60	17	1	1	2	4
IPE 240	38,9	324	99,7	366	2,84	47,3	26,9	70,6	129	37,39	68	17	1	1	2	4
IPE 270	57,9	429	112	484	4,20	62,2	30,2	93,0	160	70,58	72	21/17	1	1	3	4
IPE 300	83,6	557	125	628	6,04	80,5	33,5	120	202	125,9	80	23	1	1	4	4
IPE 330	117,7	713	137	804	7,88	98,5	35,5	147	283	199,1	86	25/23	1	1	4	4
IPE 360	162,7	904	150	1020	10,4	123	37,9	184	375	313,6	90	25	1	1	4	4
IPE 400	231,3	1160	165	1308	13,2	146	39,5	219	514	490	96	28/25	1	1	4	4
IPE 450	337,4	1500	185	1702	16,8	176	41,2	264	671	791	106	28	1	1	4	4
IPE 500	482,0	1930	204	2200	21,4	214	43,1	320	897	1249	110	28	1	1	4	4
IPE 550	671,2	2440	223	2780	26,7	254	44,5	379	1240	1884	116	28	1	1	4	4
IPE 600	920,8	3070	243	3520	33,9	308	46,6	460	1660	2846	120	28	1	1	4	4

I = annet arealmoment

W_{el} = tverrsnittsmodule

i = treghetsradius

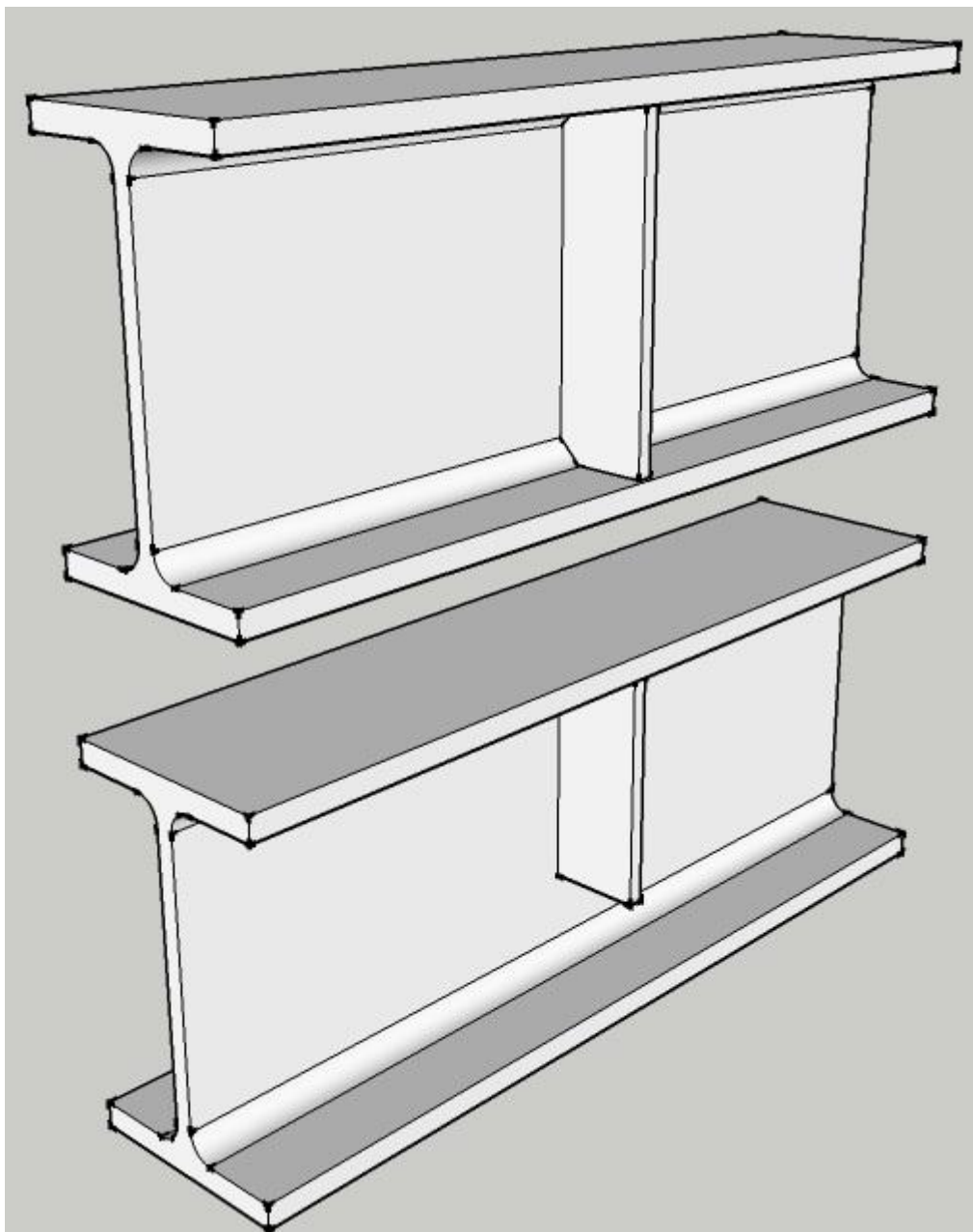
I_w = hvelvingsmotstand

I_t = annet arealmoment for torsjon

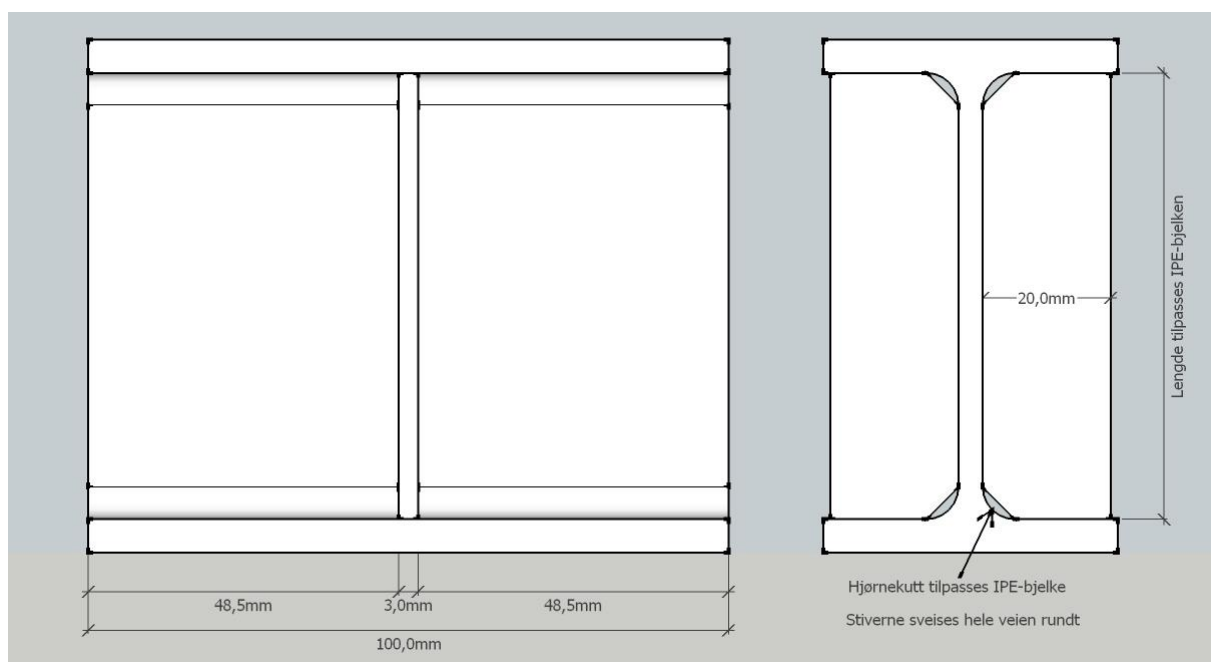
W_{pl} = plastisk tverrsnittsmodule

Tabell B.1 – Geometri for IPE-profiler

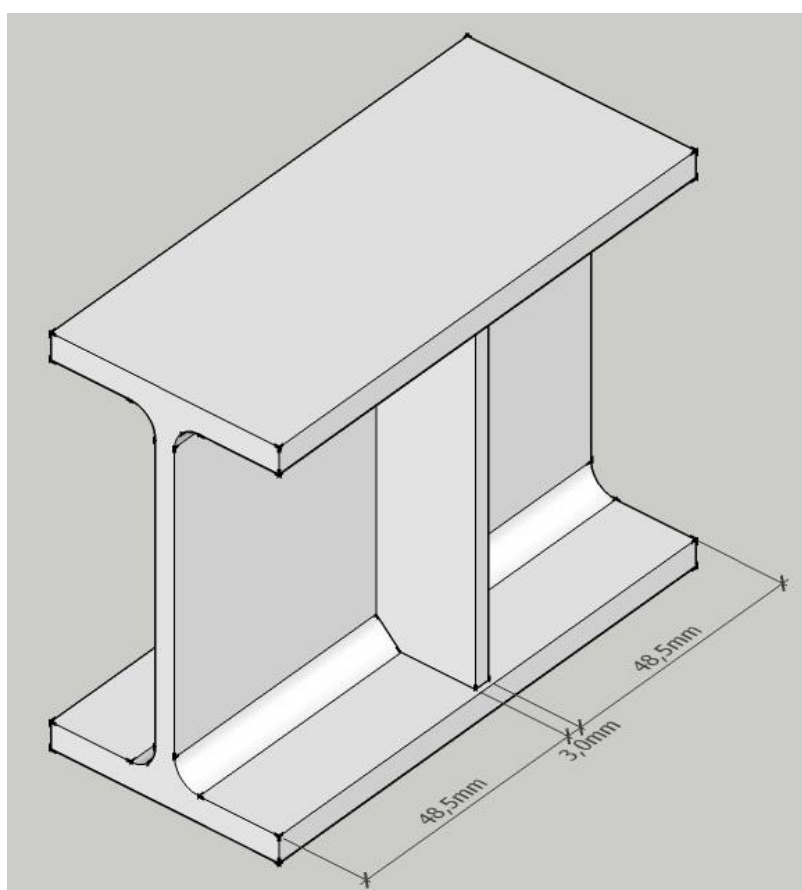
B.2 Konfigurasjon for stivere



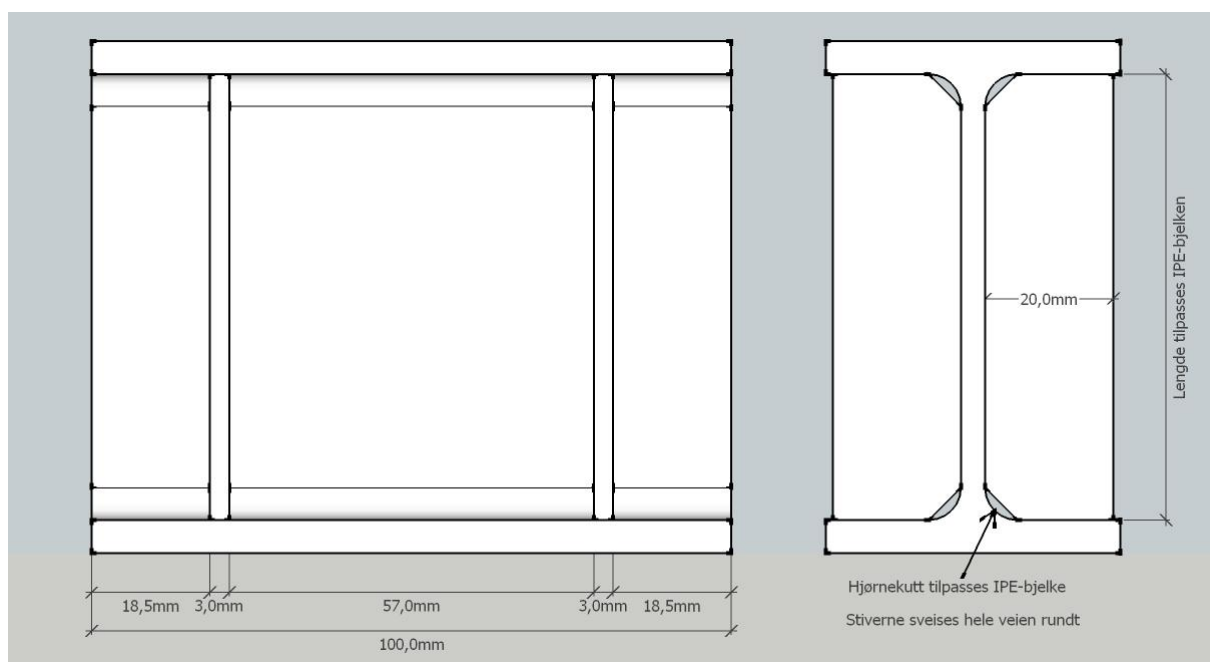
Figur B.1 - Hel og halv stiver



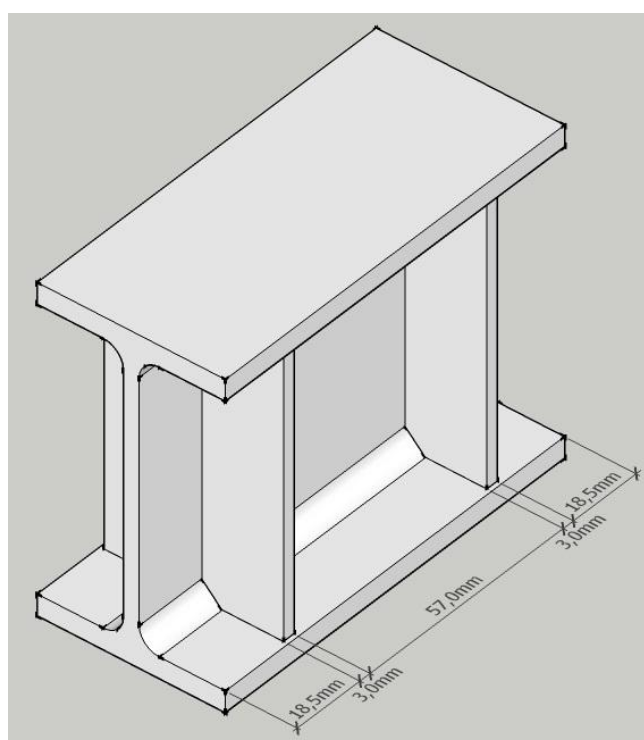
Figur B.2 - Dimensjoner for IPE80 med ett stiverpar



Figur B.3 - Modell av IPE80 med ett stiverpar



Figur B.4 - Dimensjoner for IPE80 med to stiverpar



Figur B.5 - Modell av IPE80 med to stiverpar

Vedlegg C Figurliste

Figur 1.1 - Konsentrerte laster på platebærer.....	2
Figur 1.2 - Knekkmønster uten og med stivere	2
Figur 1.3 - Strekkfelt mellom stivere	2
Figur 2.1 - Typisk spennings- tøyingskurve for konstruksjonsstål (Norsk Stålforbund)	4
Figur 2.2 - Bruddformer for punktlaster på platebærere	6
Figur 2.3 - Arbeidsdiagram for plater	7
Figur 2.4 – Effektivt tverrsnitt for stivere	8
Figur 3.1 - Tverrsnittsareal av steg.....	10
Figur 3.2 – Lastutbredelse.....	10
Figur 3.3 - Forhold mellom belastningslengder for IPE80	11
Figur 3.4 - Tverrsnittskapasitet for IPE80	11
Figur 3.5 - Eksempler på konsentrert last på steg	12
Figur 3.6 - Kapasitet for IPE80 med lastbredde på 75 mm	13
Figur 3.7 - Kapasiteter for forskjellige IPE-bjelker med lastbredde på 75 mm	13
Figur 4.1 – Skallmodell.....	16
Figur 4.2 - Volummodell	16
Figur 4.3 - Kapasitet for forskjellige bjelkelengder uten stivere	18
Figur 4.4 - Knekkform for skall- og volummodell uten stivere.....	19
Figur 4.5 – Spenningsplot for skall- og volummodell uten stivere	19
Figur 4.6 - Spenningsutvikling i skallmodell uten stivere.....	20
Figur 4.7 - Spenningsutvikling i volummodell uten stivere.....	21
Figur 4.8 - Knekkform for skall- og volummodell med ett stiverpar.....	22
Figur 4.9 - Spenningsplot for skall- og volummodell med ett stiverpar.....	22
Figur 4.10 - Spenningsutvikling i skallmodell med ett stiverpar.....	23
Figur 4.11 - Spenningsutvikling i volummodell med ett stiverpar.....	24
Figur 4.12 - Knekkform for skall- og volummodell to stiverpar.....	25
Figur 4.13 - Spenningsplot for skall- og volummodell to stiverpar.....	25
Figur 4.14 - Spenningsutvikling i skallmodell med to stiverpar.....	26
Figur 4.15 - Spenningsutvikling i volummodell med to stiverpar	27
Figur 4.16 - Grafisk fremstilling av resultater fra FEM-analyser.....	28
Figur 5.1 - Illustrasjon av lastpåføring fra presse.....	29
Figur 5.2 - Et utvalg av profilene som er testet	30
Figur 5.3 - Kapasitet for bjelkelengder uten stivere.....	30

Figur 5.4 - Kapasitet 50 mm	31
Figur 5.5 - Kapasitet 150 mm	31
Figur 5.6 - Kapasitet uten stivere.....	31
Figur 5.7 - Kapasitet for ett stiverpar	32
Figur 5.8 - Kapasitet for halv stiver	32
Figur 5.9 - Kapasitet for to stiverpar opp til 350 kN.....	33
Figur 5.10 - Unormaliteter ved forsøkene	34
Figur 5.11 - Økt platekapasitet ihht kapittel 2.5.....	34
Figur 6.1 - Grafisk fremstilling av resultater.....	35
Figur 6.2 - Sammenligning av kapasiteter for bjelkelengder	36
Figur 7.1 – Skallelement.....	47
Figur 7.2 – Volumelement.....	47
Figur A.1 – Skjermbilde av G-Prog fra Norconsult.....	44
Figur A.2 - Eksempel på grovt og fint mesh i skall- og volummodell	48
Figur A.3 – Knekkingskontroll uten fixtures	49
Figur A.4 - Statisk kontroll uten fixtures.....	49
Figur A.5 - Overflens låst mot rotasjon i alle tre retninger.....	50
Figur A.6 - Klossen simulerer fordelingsplaten fra pressen	50
Figur A.7 - Eksempel på spenningsplot.....	51
Figur A.8 - Singulariteter i FEM-analyse, merket med rødt	52
Figur A.9 - Eksempel på hydraulisk presse, her konfigurert for strekk.....	53
Figur A.10 - Satec Instron 300 kN ved IMT, UMB	53
Figur A.11 - Muligheter for forskyvninger av fordelingsplaten i pressen.....	54
Figur A.12 - Illustrasjon av kraftpåføring fra pressen.....	55
Figur A.13 – Fordelingsplaten til pressen	55
Figur A.14 - 50 mm – 84 kN	56
Figur A.15 - 75 mm – 119 kN	56
Figur A.16 - 100 mm – 160 kN	56
Figur A.17 - 125 mm – 182 kN	56
Figur A.18 - 150 mm – 194 kN	57
Figur A.19 - 175 mm – 211 kN	57
Figur A.20 - 200 mm – 215 kN	57
Figur A.21 - 160 kN.....	58

Figur A.22 - 165 kN	58
Figur A.23 - 162 kN	58
Figur A.24 - 260 kN	59
Figur A.25 - 270 kN	59
Figur A.26 - 260 kN	59
Figur A.27 - 175 kN	60
Figur A.28 - 170 kN	60
Figur A.29 - 190 kN	60
Figur A.30 – Frem til 350 kN	61
Figur A.31 - Resultat fra betongpressen	62
Figur A.32 - Betongpressen.....	62
Figur B.1 - Hel og halv stiver.....	65
Figur B.2 - Dimensjoner for IPE80 med ett stiverpar	66
Figur B.3 - Modell av IPE80 med ett stiverpar.....	66
Figur B.4 - Dimensjoner for IPE80 med to stiverpar	67
Figur B.5 - Modell av IPE80 med to stiverpar.....	67

Vedlegg D Tabelliste

Tabell 3.1 - Kapasitet etter NS-EN 1993-1-5	14
Tabell 3.2 - Kapasitet etter NS-EN 1993-1-1	14
Tabell 3.3 - Oppsummering av beregningsmetoder	15
Tabell 4.1 - Resultater fra FEM-analyser.....	28
Tabell 5.1 - Kapasitet for halv stiver.....	32
Tabell 6.1 - Oppsummering av resultater	35
Tabell A.1 - Stiveravstand/kapasitet IPE80	43
Tabell A.2 – Kapasiteter med hensyn til knekking og flyt.....	52
Tabell A.3 - Kapasiteter for forskjellige bjelkelengder	56
Tabell A.4 - Kapasiteter fra betongpressen	61
Tabell A.5 - Omregnede kapasiteter fra betongpressen	61
Tabell B.1 – Geometri for IPE-profiler	63