



DET TEKNISK-NATURVITENSKAPELIGE FAKULTET

BACHELOROPPGAVE

Studieprogram/spesialisering:

Konstruksjonsteknikk

Vårsemesteret, 2022

Åpen

Forfatter: Jens Tyvold

Fagansvarlig: Mudiyan Nirosha Damayanthi Adasooriya

Veileder: Mudiyan Nirosha Damayanthi Adasooriya

Tittel på bacheloroppgaven: Capacity of different timber connections: A comparative study

Studiepoeng: 20

Emneord: BYGKBAC-1 21H

Sidetall: 68

Stavanger, 15.05.22

Sammendrag

Enhver bygning eller konstruksjon krever en form for forbindelse. Det er forbindelsen som gjør at bygningen eller konstruksjonen holder seg sammen. Forbindelser øker stabiliteten og avstiver konstruksjonen. Dette til tross for at det ofte er den svakeste delen av konstruksjonen. Dette gjør at den kan ansees som det ledende parametere ved beregninger. Det finnes mange typer forbindelser av forskjellige materialer, og alle disse må regnes på når en dimensjonerer forbindelser. Denne oppgaven tar for seg hva som skal dimensjoneres på en forbindelse og hvordan en skal gjøre dette.

Det er designet tre forskjellige forbindelser som alle skal representere forskjellige innfestninger og regnemetoder. Disse er plassert med tilnærmet lik last og forhold. Dimensjoneringen av forbindelsene er utført i henhold til og etter utviklede standarder og faglitteratur.

Sluttdelen tar for seg resultater fra beregninger og det drøftes forskjellige aspekter ved resultatene. Videre arbeid og forbedring av metodikk er og diskutert. Etter endte kalkulasjoner har det blitt opparbeidet en god oversikt over forbindelser mellom trevirke og forbindere, og kan konkludere med at det er et behov for økt kunnskap om forbindelser der trevirke anvendes.

Forord

Å begi seg ut på en bacheloroppgave er både krevende og givende. Det er en omstendelig prosess der mye skal læres og forstås. Selv har jeg tidligere erfaring med beregninger av limtredragere, men uten særlig forkunnskaper angående forbindelser. Dette gjorde at det måtte utføres et dypdykk inn i Eurokode 5, tre standarden. Videre er det også blitt tatt i bruk dataprogram som krevde nødvendig selvstudie. Læringskurven har vært bratt, men med god hjelp underveis.

En stor takk rettes til veileder Mudiyan Nirosha Damayanthi Adasooriya som har guidet meg gjennom oppgaven og bistått ved enhver anledning. Hun har bidratt med god konsultasjon og vært lett tilgjengelig.

Stavanger 2022-05-15

Jens Tyvold

Innhold

Forside.....	1
Sammendrag.....	2
Forord.....	3
Figur liste.....	8
Tabell liste.....	9
1 Innledning.....	10
1.1 Bakgrunn for valg av oppgave.....	10
1.2 Problemformulering.....	10
1.3 Innledning.....	10
2 Teori.....	11
2.1 Hva er en forbindelse.....	11
2.2 Historie.....	11
2.3 Styrke.....	11
2.4 Forskjellige typer forbindere.....	12
2.4.1 Spikre og skruer.....	12
2.4.2 Bolter.....	13
2.4.3 Dybler.....	13
2.4.4 Tømmerforbindere.....	13
2.4.5 Beslag og hullplater.....	14
3 Bakgrunn for beregninger.....	16
3.1 Utgåtte standarder.....	16
4 Dimensjonering.....	17
4.1 Innslissede plater.....	17
4.2 Stålvinkler med bolt.....	17
4.3 Plater montert utvendig.....	18
4.4 Illustrasjoner av bjelker og diagram.....	18

4.5	Limtreklasse.....	19
5	Metode.....	20
5.1	Beregningseksempler.....	20
5.1.1	Laster.....	20
5.1.2	Begrensninger.....	20
5.1.3	Felles rammer.....	21
5.1.4	Nyttelast.....	21
5.1.5	Egenvekt.....	22
5.1.6	Jevnt fordelt last.....	22
5.2	Mekanikk.....	23
5.2.1	Limtredrager.....	23
5.2.2	Utrekning av krefter, moment og skjær.....	23
5.2.3	Kantbjelke i yttervegg.....	26
5.2.4	Skjærkraftberegning.....	28
5.2.5	Bøyning.....	29
5.3	Forbindelse 1 fra kantbjelke til limtredrager.....	30
5.3.1	Forbindelse med vinkler.....	30
5.3.2	Beregning av bolt.....	30
5.3.3	Design av plate.....	31
5.3.4	Sjekk av vinkelprofil mot kantbjelke.....	32
5.3.5	Forbindelse stål mot tre.....	33
5.3.6	Splittingsbrudd.....	35
5.3.7	Ende og kantavstand.....	36
5.3.8	Sjekk av trykk på bolt.....	36
5.4	Forbindelse 2 på samme knutepunkt.....	37
5.4.1	Ny jevnt fordelt last, reaksjonskrefter og moment- og skjæradiagram.....	37
5.4.2	Last horisontalt på limtredrager.....	39

5.4.3	Bøyning	41
5.4.4	Skjær.....	42
5.4.5	Sjekk av dybler	43
5.4.6	Sjekk av Alumaxi	44
5.4.7	Sjekk av dybler i en stål mot tre forbindelse	44
5.4.8	Splittingsbrudd	46
5.4.9	Sjekk av plate inn mot sekundærbjelke.....	46
5.4.10	Skruenes skjærkapasitet	48
5.4.11	Sjekk bæreevne til Alumaxi	48
5.4.12	Skjær kapasitet til skjøt	49
5.4.13	Sjekk av dybelavstand.....	50
5.5	Anvendelse av Myproject programvare	50
5.5.1	Resultater fra Myproject.....	51
5.6	Forbindelse 3 drager over søyle.....	52
5.6.1	Trykk vinkelrett på fiberretningen	52
5.6.2	Sjekk av hullplate	54
5.6.3	Sjekk av trykk.....	54
5.6.4	Sjekk mot knekking.....	54
5.6.5	Sjekk av bøyebrudd i stålplaten	55
5.6.6	Skjær.....	56
5.6.7	Plateforbindelse	56
5.6.8	Karakteristisk kapasitet per skjærflate	57
5.6.9	Skruenes skjærkapasitet	59
5.6.10	Splittingsbrudd	59
5.6.11	Miste avstander mellom skruer	60
6	Resultat.....	61
7	Diskusjon.....	62

7.1	Hva har blitt gjort	62
7.2	Resultatdiskusjon Myproject	62
7.3	Krav som ikke ble oppnådd	63
7.3.1	Valg av forbindelser	63
7.4	Overdimensjonering	64
7.4.1	For lav last	64
7.4.2	Lav lysåpning	64
7.4.3	Beregninger som ikke er inkludert	65
7.4.4	Sterke forbindelser/festemidler	65
7.5	Videre arbeid	65
8	Konklusjon	66
9	Kilder.....	67

Figur liste

Figur 1 Hjørne på bygning i Odalen.....	12
Figur 2 forskjellige spiker.	12
Figur 3 forskjellige Skruer	12
Figur 4 Bolt.	13
Figur 5 Dybler.	13
Figur 6 Bulldog illustrasjon.....	13
Figur 7 Innslissede plate av typen Alumaxi..	14
Figur 8 Hullplate.	15
Figur 9 Vinkelbeslag.	15
Figur 10 Snitt bygg og limtre drager.	21
Figur 11 Oppbygning av dekke.	22
Figur 12 Illustrasjon av jevnt fordelt last	23
Figur 13 Moment- og skjærkraftdiagram	25
Figur 14 Rom sett ovenfra.....	26
Figur 15 Rom sett ovenfra.....	26
Figur 16 Jevnt fordelt last på kantbjelke	26
Figur 17 Skjær- og momentdiagram	27
Figur 18 Forbindelse sett ovenfra.....	30
Figur 19 Snitt av forbindelse	30
Figur 20 Snitt av vinkel.....	31
Figur 21 Snitt limtre drager med bolt.....	35
Figur 22 Alumaxi i konstruksjon..	37
Figur 23 Ny jevnt fordelt last	38
Figur 24 Skjær- og momentdiagram	39
Figur 25 Horisontal last på drager.....	39
Figur 26 Snitt med horisontal last	39
Figur 27 Skjær og momentdiagram.....	40
Figur 28 Dimensjoner til Alumaxi..	44
Figur 29 Krefter på Alumaxi forbindelse	48
Figur 30 Bjelke- til søyleforbindelse.....	52
Figur 31 Illustrasjon hullplate.	54
Figur 32 Illustrasjon av avstander på forbindelse	60

Tabell liste

Tabell 1 Beregning av egenvekt.....	22
Tabell 2 Utregning av jevnt fordelt last	23
Tabell 3 Utregning av jevnt fordelt last på kantbjelke	23
Tabell 4 Reaksjonskrefter.....	24
Tabell 5 Momentberegning	24
Tabell 6 Skjærkraft utregning	24
Tabell 7 Reaksjonskrefter, bøyemoment og skjærkraft	26
Tabell 8 Kant- og endeavstand.....	32
Tabell 9 Ende- og kantavstand	36
Tabell 10 Ny jevnt fordelt last.....	38
Tabell 11 Reaksjonskrefter, moment- og skjærkraft beregninger	38
Tabell 12 Utregning av reaksjonskrefter, moment- og skjærberegninger.....	40
Tabell 13 Skjærpåvirkning ved forskjellige tverrsnitt.....	43
Tabell 14 Kant- og endeavstand Alumaxi.....	50
Tabell 15 Ulikheter ved beregning.....	51
Tabell 16 Kant- og endeavstander for hullplate	60
Tabell 17 Resultattabell.....	61

1 Innledning

1.1 Bakgrunn for valg av oppgave

Bakgrunn for valg av tema for min bacheloroppgave er et ønske om å tilegne meg en dypere forståelse av hvordan forbindelser dimensjoneres. Byggebransjen beveger seg i retning av et «grønt skifte» som gjør tre og massiv tre stadig mer aktuelt som bærende element i større konstruksjoner. Med erfaring som tømrer har jeg fulgt bransjens utvikling på nært hold og opplever et behov for økende kunnskap om dimensjonering av treforbindelser.

1.2 Problemformulering

Utfordringer med dimensjonering av forbindelser i trekonstruksjoner

1.3 Innledning

Oppgavens struktur er tredelt. Første del omfatter teori om forbindelser. De vanligste forbindelsene og forbindelsestypene defineres herunder. Andre del, oppgavens hoveddel, tar for seg beregning av de forskjellige forbindelsene. Tredje og avsluttende del består av resultat og observasjoner.

2 Teori

2.1 Hva er en forbindelse

En forbindelse er et punkt i en konstruksjon der to eller flere konstruksjonsdeler møtes og sammenføres. Dette kan gjøres på flere måter, f.eks. med tilpasset tverrsnitt som passer perfekt i hverandre eller med de mer tradisjonelle materialene som skruer, spiker, osv... Det utvikles stadig nye metoder til å sammenføre konstruksjonsdeler, med stadig nye forbedring fra sine forgjengere.

2.2 Historie

Enhver konstruksjon, bygning, skjul eller overbygg som noen gang er bygget, er bygget med forbindelser. Alt ifra de første teltlignede hus og bygninger som er satt opp for flere tusen år siden, til de som bygges i dag, har det blitt brukt forbindelser ett eller annet sted i konstruksjonen (Miljølære, u.å.). Forbindelser har blitt benyttet både mellom grunnen og overbygg, og mellom tak og vegger for å holde dem sammen. Det er vanlig å si «en konstruksjon er en sammensatt samling av forbindelser separert av bygningsdeler» (Porteous & Kermani, 2013, s. 383).

2.3 Styrke

En forbindelse er i de fleste tilfeller det svakeste leddet i en konstruksjon. Det vil derfor være forbindelsen som bryter først og vil være ledende når det gjelder konstruksjonens bæreevne. Videre er det særdeles viktig å unngå «sprøbrudd». Sprøbrudd er brudd som oppstår uten forvarsel eller særlige synlige deformasjoner. Det er særdeles viktig å unngå dette, da liv og helse kan stå på spill. For å unngå dette er det viktig å vurdere materialets egenskaper, og egenskapene i samspill med andre materialer. F.eks med bolter eller dybler, da hull påvirker tverrsnittet og styrken (serano et al., 2015).

2.4 Forskjellige typer forbindere

I selve forbindelsen må det være noe som skal binde det hele sammen. Ved tidligere byggeteknikker har det ikke vært tilgang til festemidlene vi har i dag. Man kan se dette på f.eks. tidligere laftet tømmerhus, Figur 1. Der er det ikke brukt festemidler til å sammenføye konstruksjonen, men tyngdekraft og utskåret hakk som låser av hverandre. Her vil hver enkel stokk være med å låse av hjørnet. Dette ble typisk brukt til hytter med en eller to etasjer. Det blir fortsatt bygget hytter med denne stilen i dag. På strekk med lengde over 2,5m brukes dymlinger for å holde stokkene parallelt oppå hverandre. Dymlinger er treplugger boret inn i treverket ovenfra og ned (SINTEF, 2019).



Figur 1 Hjørne på bygning i Odalen av Kjetil Lenes.

<https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Lafting.jpg>. CC-BY-2.5..

I dag brukes det mekaniske forbindelser i alle ledd av konstruksjonen.

2.5 Spikre og skruer

To vanlige forbindere er spikre og skruer. Disse brukes til festing av kledning, terrassebord, reisverk, montering av vinduer og dører, beslag osv. Spiker kan monteres for hånd med hammer eller med spikerpistol, og utførelsesmetode ansees å være likeverdige. Dette forutsatt riktig montering. Skruer monteres med drill eller bormaskin. Forskjellen mellom skruer og spikre er: Skruer har gjenger og stammen er rund, mens spiker kan ha rund og firkantet stamme og er uten gjenger. Skruer har spor til ett bit i hodet som brukes til montering, mens spikerhodet er helt flatt. Dette gjør at nesten alle spikre kan spikres inn med samme hammer, men skruehodet kan være forskjellig fra leverandør til leverandør (SINTEF, 2008). Det finnes mange typer skruer og spikre, se Figur 2 og Figur 3.



Figur 2 forskjellige Skruer



Figur 3 forskjellige spiker.

2.5.1 Bolter

Bolter er utformet med sekskantet hode og gjenget ende som en fester mutter i enden av. Disse brukes i forbindelser mellom tre, og i forbindelser mellom tre og stål. Se Figur 4. Ved bruk av bolter skal det alltid anvendes underlagsskiver mellom boltehode eller mutteren, og treverket. Ved montering av bolter skal det alltid forbores, og diameteren skal være maksimal 1mm større diameter enn stammen på bolten. Ved innfestning strammes bolten slik at begge konstruksjonsdelene strammes godt inntil hverandre. Man bør utvise forsiktighet ved montering av mindre bolter. Dersom en strammer til for mye kan gjenger skades. Stålkvaliteten skal være minst 4.6. det vil si bruddfasthet 400 N/mm^2 og flytegrense på 240 N/mm^2 (SINTEF, 2008).



Figur 4 Bolt.

[https://commons.wikimedia.org/wiki/File:EN_14399_Pre-load_bolt_assembly_\(System_HR\).png](https://commons.wikimedia.org/wiki/File:EN_14399_Pre-load_bolt_assembly_(System_HR).png). CC-BY-SA-4.0

2.5.2 Dybler

Dybler er glatte sylindriske staver som blir slått inn i forborret hull i trekonstruksjonen og gjennom eventuelle innslissede stålplater. Se Figur 5. Dette gjør at innfestningen er tilnærmet usynlig og oppnår gode brannegenskaper. For estetikken sin del så kan det plugges igjen forborret hull med trepropper. Dybler tar ikke opp noe aksial kraft og utformingen må være slik at ikke delene glir ifra hverandre. Hullene som forborres skal være lik diameteren til dybelen slik at den må slås inn (SINTEF, 2008).

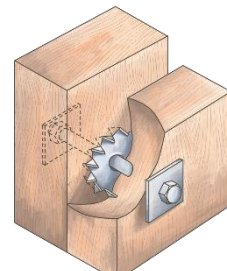


Figur 5 Dybler.

<https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Steel-Dowel-Pins.jpg>. CC-BY-SA-2.5

2.5.3 Tømmerforbindere

Tømmerforbindere er en samlebetegnelse på forskjellige forbindere. Som ringforbindere, plateforbindere og tannede forbindere eller «bulldog» som det også kalles. Se Figur 6. Disse forbindebrne brukes sammen med bolter, der hovedmålet til tømmerforbinderen er å ta opp tverrbelastning som påføres sammenføyningen. Ved bruk på en lask eller i en undergurt til sperr forbindelse, så kan man enten frese ut et spor i begge konstruksjonsvirkene slik at



Figur 6 Bulldog illustrasjon

<https://tecoproducts.co.uk/products/timber-connectors/timber-connectors-tooth-plate/>. Copyright ved TECO Building Products. Gjengitt med tillatelse.

platen ligger med halvparten i hver, eller så bruker man en tannet forbinder der den legges mellom laskene og strammes fast ved hjelp av bolt og mutter (SINTEF, 2008).

2.5.3.1 Innslissede plater

Insslissede plater brukes når man ønsker en tilnærmet usynlig forbindelse, se Figur 7. Spor freses ut i limtrebjelken og platen eller mottaker monteres på betongvegg eller sekundærbjelke. Deretter monteres limtrebjelken ved hjelp av selvborrende skruer eller dybler. Ettersom stålet blir pakket inn i treverket så gjør det at de har gode evner mot brann. Alumaxi som er produsert av



Figur 7 Innslissede plate av typen Alumaxi.

<https://www.rothoblaas.com/products/fastening/brackets-and-plates/concealed-connections/alumaxi#description>. Copyright ved Rothoblaas. Gjengitt med tillatelse.

Rothoblaas som skal anvendes i denne oppgaven består av en aluminiumslegering og er produsert ved ekstrudering. Det vil si at den ikke har en sveiset skjøt, men er en hel bygningsdel. Ikke alle insslissede plater er laget slik (Rothoblaas, u.å.-a).

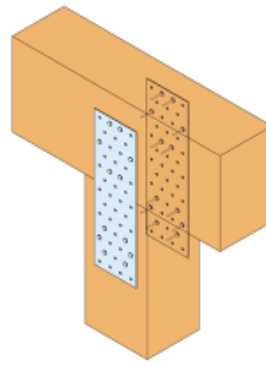
2.5.4 Beslag og hullplater

Beslag og hullplater kommer i flere typer og til forskjellige behov, se Figur 8 og Figur 9. Det brukes til forankring, sammenføring og forsterkning av forbindelser. Til innfestning brukes spesialskrue eller spikre. Dette gjøres for å sikre at beslag blir trukket helt inntil og man unngår at skrue/spiker-hodet detter av. Beslag og hullplater er sikre og enkle å montere (SINTEF, 2008).

Ved bruk av hullplater er det viktig å ta hensyn til treets hygroskopiske egenskaper. Treet vil krympe og ekspandere i samsvar med rommets relative fuktighet. Det vil ikke hullplaten. Dette kan føre til sprekkdannelse eller splittingsbrudd i treverket (serano et al., 2015, s. 248).



Figur 8 Vinkelbeslag.
<https://www.strongtie.no/no-NO/produkter/syrefast-vinkelbeslag-ac35350s>. Copyright ved Simpson Strongtie. Gjengitt med tillatelse.



Figur 9 Hullplate.
<https://www.strongtie.no/no-NO/produkter/hullplater-np>). Copyright ved Simpson Strongtie. Gjengitt med tillatelse.

3 Bakgrunn for beregninger

Beregninger som utføres i denne oppgaven bygger på prinsipper fra fagene BYG140 konstruksjonsmekanikk 1, BYG205 konstruksjonsmekanikk 2 og BYG200 stålkonstruksjoner. Kunnskap er også innhentet fra egen utdanning på Fagskolen på Vestlandet, samt erfaringer innhentet som tømrer.

Alle beregninger er utført i henhold til Norske Standard. De som er brukt er:

- Eurokode - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. NS-EN 1990:2002+NA:2008 (Standard Norge, 2008a).
- Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 (Standard Norge, 2008b).
- Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner. NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2004+NA:2008. Del 1-1 Allmenne regler og regler for bygninger (Standard Norge, 2015).
- Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser. NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 (Standard Norge, 2009).
- Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner. NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger (Standard Norge, 2010).
- Trekonstruksjoner - Limtre - Fasthetsklasser og bestemmelse av karakteristiske verdier. NS-EN 1194:1999 (Standard Norge, 1999).

3.1 Utgåtte standarder

NS-EN 1194:1999, NS-EN 1990:2002+NA:2008, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008 og NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2004+NA:2008 er alle tilbaketrasket eller erstattet. De er fortsatt anvendt i denne oppgaven, men visse verdier kan være endret. Velger likevel å bruke de siden prinsippene fortsatt er de samme, og undervisningen på studiet har foregått på bakgrunn av disse.

4 Dimensjonering

Det er flere måter og grunner til at en forbindelse kan bryte. Ved beregning ser vi på skjær, trykk vinkelrett på fiberretning, hullkantfasthet, strekk, trykk. Vi må også ta hensyn til lastvarighet, relativ fuktighet og de ortotrope egenskapene til treverk. Det vil være forskjellig sjekklister for forskjellige typer forbindelser.

4.1 Innslissede plater

Når en skal beregne styrke i en forbindelse med innslissede kan en benytte *Limtreboka* der er det følgende punkter som skal sjekkes:

- Kontakttrykk mellom bjelke og bunnplate (6.1.5)
- Dyblenes skjærkapasitet (8.2).
- Uttreks- og pluggskjærbrudd i bjelkeenden (tillegg A).
- Uttrekkskapasiteten til skruene i søyle (8.7).
- Skruenes skjærkapasitet (8.2).
- Interaksjon mellom skjær og uttrekk for skruene (8.3).
- Kontakttrykk mellom bakplate og søyle (6.1.5).
- Splittingsbrudd (8.1.4).
- Platene og sveisene i bjelkeskoen må kontrolleres (Eurokode 3)
(serano et al., 2015, s. 266)

Her refererer tallene i parentes til punkter i Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner. Videre i beregningene som skal gjøres i denne oppgaven er det ikke brukt bunnplate og det er heller ingen aksial kraft i fiberretning fordi platen monteres mot en kantbjelke. Dette gjør da at kontakttrykk mellom bjelke og bunnplate og kontakttrykk mellom bakplate og søyle ikke skal være med i beregning. Det som ikke er nevnt her er styrkeberegning av den innslissede platen, dette er da på grunn av styrken til stålet er mye høyere enn treverket. Det vil da si at treverket bryter før stålet gjør det. Styrkeberegning av stålet vil likevel inkluderes i disse beregningene. Bjelken utsettes ikke for uttreksbrudd og pluggskjærbrudd ettersom det ikke er noen kraftkomponent i fiberretning. Kant- og endeavstand skal også sjekkes.

4.2 Stålvinkler med bolt

Her er det mange av de samme punktene som for innslissede plater. Vi må sjekke:

- Splittingsbrudd (8.1.4)
- Boltens skjærkapasitet (8.2)
- Uttreks- og pluggskjærbrudd i bjelkeenden (tillegg A).
- Uttrekkskapasiteten til boltene i søyle (8.7).
- Interaksjon mellom skjær og uttrekk for boltene (8.3).
- Vinkel må kontrolleres (Eurokode 3)
- Kontakttrykk mellom bjelke og bunnplate (6.1.5)

(serano et al., 2015, s. 269)

Kontakttrykk mellom bjelke og bunnplate vil gjelde dersom bjelken hviler på vinkelen. I dette tilfellet vil vinklene bli plassert på siden av limtretrageren. Derfor vil ikke disse beregningene forekomme. Uttreks- og pluggskjærbrudd i bjelkeenden vil ikke bli med i beregningene ettersom det ikke er noen kraftkomponent i fiberretning. Kant- og endeavstand skal også sjekkes.

4.3 Plater montert utvendig

Her må en sjekke:

- Forbinders skjærkapasitet
- Stålplatens styrke
- Mulig knekking av plate
- Kontakttrykk mellom bjelke og søyle

(serano et al., 2015, s. 269)

Kant- og endeavstand skal også sjekkes.

4.4 Illustrasjoner av bjelker og diagram

Ved illustrasjon av jevnt fordelt last og skjær- og momentdiagram, er det brukt to forskjellige nettsider. Det er da brukt: Optimalbeam (*Beam Calculator / Optimal Beam*, u.å.) og BeamGuru (*Beam Calculator Online*, u.å.)

Disse er brukt kun til illustrasjon og ikke beregninger.

4.5 Limtreklasse

Ved beregninger skal det brukes GL32H. GL32 er styrkeklassen, og H står for homogent treverk. Det vil si at det kun er en type treverk og alt er av samme styrke. (Glulam)

5 Metode

5.1 Beregningseksempler

Eksemplene i denne oppgaven består av tre forskjellige forbindelser. Den første er uortodoks og fiktiv der vinkelen er sideplassert i stedet for under limtretrageren. De to andre er utviklet av produsent og er allerede godkjente forbindere. Forbindelse som vil brukes er innslisset plate fra Rothoblaas og hullplate fra Simpson Strongtie. Ved disse tre beregningseksemplene vil noen av de mest brukte festemidlene bli tatt i bruk: skruer, dybler og bolter.

5.1.1 Laster

Lastene som påvirker forbindelsen, er i hovedsak egenlast og nyttelast. Egenlasten kommer fra dekket og limtretrageren. Anvendelsen av rommet gir nyttelasten.

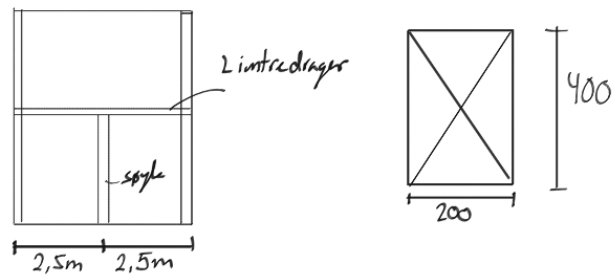
5.1.2 Begrensninger

I beregningseksempler er det valgt å unnlate flere beregninger. Dette er gjort på grunn av tidshensyn eller mangel på kunnskap. Beregninger som ikke er tatt med er:

- Vind og snølast
 - Dette kan regnes ut ifra snø- og vindlaststandard
- Torsjon
 - Dette gjøres ved å følge stegene i 6.1.8 i Eurokode 5 (Standard Norge, 2010, s. 38).
- «Accidental loading»
 - Dette er laster som normalt ikke forekommer, men som kan forekomme.
- Moment er ikke overførbart i forbindelse.
 - Forbindelsene antas som momentfrie ledd. De behandles derfor som «pin-» eller rulle- forbindelse. Der kreftene tas opp i x-/ y-retning. Dette gir minst regnearbeid for hånd, men gir også en mer konservativ modell med en viss overdimensjonering (serano et al., 2015, s. 246).

5.1.3 Felles rammer

Bygget er plassert i Stavanger, og har to etasjer. Rommet der limtredrageren skal være, er brukt som kontor. Bygget er 6 meter høyt. Bredden er 30m og 10m dypt. Rommet er 5m x 5m. Som bærende element skal det brukes en 5 meter



Figur 10 Snitt bygg og limtre drager.

lang limtrebjelke. Etter 2.5 meter skal det være en søyle som støtter under limtre drageren. Se Figur 10. Søylene er kanskje ikke nødvendig på et så lite strekk, men tas med for beregnings skyld. Limtre drageren er 400mm x 200mm og av klasse GL32H. Søylene er av tre, klasse C30 og dimensjonene er 200mm x 200mm x 3000mm. Dimensjonen på kantbjelke er lik limtre drager.

Gjennomgående søyler vil ta opp all egenvekt fra tak, samt snølast. Det er en last som innvendige forbindelser ikke nødvendigvis blir påvirket av.

De bærende elementene i bygget er innendørs og i rom som vanligvis er oppvarmet. Dette gir klimaklasse 1, videre er det kun nyttelast på gulv. Dette gir lastvarighetsklasse «Halvårslast». (Standard Norge, 2010, s. 1–2 NA)

5.1.4 Nyttelast

Nyttelast reduksjons faktor er gitt ved formelen:

$\alpha_A = \frac{5}{7} * \psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1$ $A_0=15m^2$. $A = 2,5m * 2,5m = 6,25m^2$. Rommet brukes som et kontor. Dette fører til kategori B som gir $\psi_0=0,7$ (Standard Norge, 2008a, s. 3 NA).

$\alpha_A = \frac{5}{7} * 0,7 + \frac{15}{6,25} = 2,9 > 1$. Dette fører til $\alpha_A= 1$ ingen reduksjon oppstår (Standard Norge, 2008b, s. 3 NA).

Nyttelast = $3.0kN/m^2$ (Standard Norge, 2008b, s. 3 NA)

$q_k = nyttelast * lastbredde$. Lastbredde = 2.5m

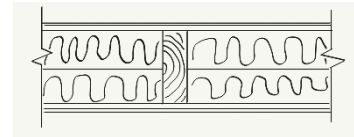
$$N_{qk} = 3.0 \frac{kN}{m^2} * 2.5m = 7.5 \frac{kN}{m}$$

5.1.5 Egenvekt

Egenvekt limtretrager:

Fra kort utdrag av NS-EN 1194, tabell 1 så er densiteten til en limtretrager av typen GL32H satt lik $\gamma = 4.2 \frac{kN}{m^3}$ (Standard Norge, 1999, fig. 1)

Gulv bestående av undertak, bjelker, undergulv, isolasjon og parkett har egenvekt per kvadrat på $0.5 \frac{kn}{m^2}$ (Byggforsk, 2013, s. 51). Se Figur 11 for illustrasjon av gulvet.



Figur 11 Oppbygning av dekke.

Egenvekt yttervegg: $0.6 \frac{kn}{m^2}$ (Byggforsk, 2013, s. 61).

Gulvets og ytterveggens egenvekt multipliseres med lastet området. Henviser til Tabell 1 for utregning av egenvekt.

Tabell 1 Beregning av egenvekt

Type last	Fordeling	Last
Limtretragers egenvekt	$4.2 \frac{kN}{m^3} * 0.2m * 0.4m$	$0.336 \frac{kN}{m}$
Egenvekt gulv	$0.5 \frac{kn}{m^2} * 2.5m$	$1.25 \frac{kn}{m}$
Egenvekt yttervegg	$0.6 \frac{kn}{m^2} * 3m$	$1.8 \frac{kN}{m}$

Total egenlast jevnt fordelt uten partialfaktor: $N_{gk} = 0.336 \frac{kN}{m} + 1.25 \frac{kn}{m} = 1.616 \frac{kn}{m}$

5.1.6 Jevnt fordelt last

Laster som kommer på limtretrager og inn i forbindelse. $\psi_0 = 0,7$ og $\alpha_A = 1$. Benytter største verdi fra beregninger. Se Tabell 2 og Tabell 3 for utregning.

Ligning 6.10_a og 6.10_b er dimensjonerende verdier med kombinasjonsfaktorer.

Tabell 2 Utregning av jevnt fordelt last

Kategori	Last	Lastfaktor	L.6.10 _a	Lastfaktor	L.6.10 _b
Egenvekt N_{gk}	1.616 kN/m	1.35	2.181 kN/m	1.2	1.939 kN/m
Nyttelast N_{qk}	7.5 kN/m	$\psi_0 * 1.5$	7.875 kN/m	$\alpha_A * 1.5$	11.25 kN/m
Sum			~10 kN/m		~13.2kN/m

Last på bjelke i yttervegg:

$$N_{gk} = 1,8\text{kN/m} + 0,336\text{kN/m} = 2,136\text{kN/m}$$

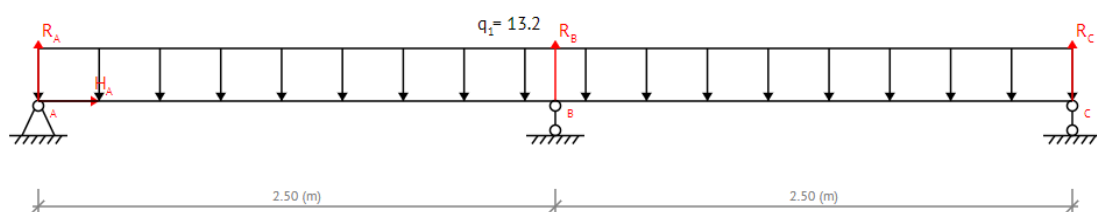
Tabell 3 Utregning av jevnt fordelt last på kantbjelke

Kategori	Last	Lastfaktor	L.6.10 _a	Lastfaktor	L.6.10 _b
N_{gk}	2.136 kN/m	1.35	2.88 kN/m	1.2	2.56 kN/m

5.2 Mekanikk

5.2.1 Limtretrager

Limtretrageren er festet med lik forbinder i A og C, og ligger oppå en søyle i B. Som illustrert i Figur 12.



Figur 12 Illustrasjon av jevnt fordelt last

5.2.2 Utregning av krefter, moment og skjær

Ved beregning av krefter, skjær og moment benytt boka *Stålkonstruksjoner* (Larsen et al., 2003, s. 30), der formlene forenkler beregninger. Se Tabell 4, Tabell 5 og Tabell 6 for utregning og Figur 13 for skjær- og momentdiagram.

Tabell 4 Reaksjonskrefter

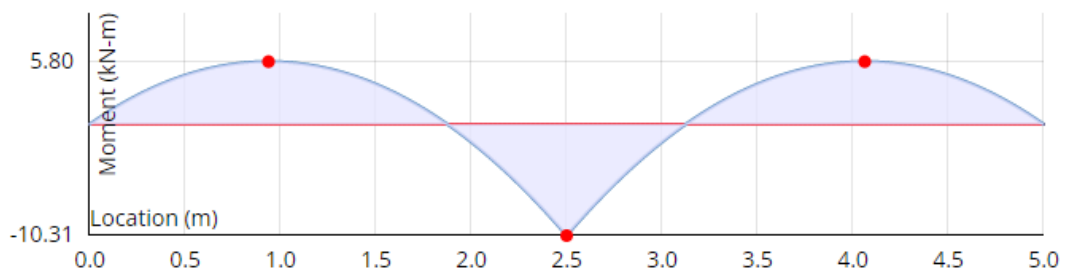
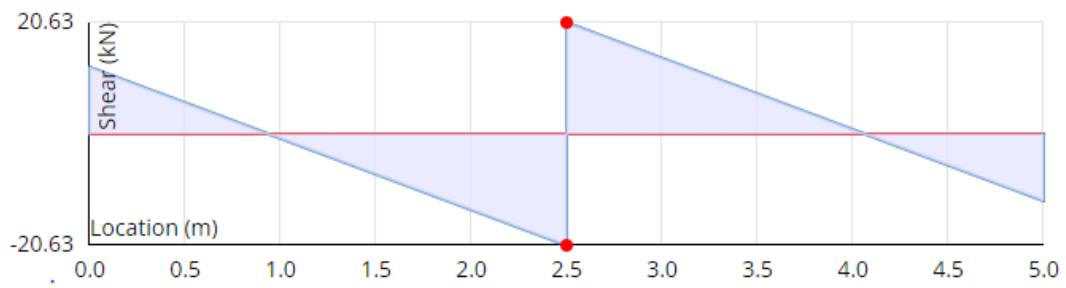
Reaksjon	formel	Utrekning	Sum
$A_v = C_v$	$q * l * 0.375$	$13.2 \frac{kN}{m} * 2.5m * 0.375$	~ 12.4kN
B_v	$q * l * 1.25$	$13.2 \frac{kN}{m} * 2.5m * 1.25$	~ 41.3kN

Tabell 5 Momentberegning

Momentposisjon	Formel	Utrekning	Sum
Maksimalt feltmoment	$q * l^2 * 0.0703$	$13.2 \frac{kN}{m} * (2.5m)^2 * 0.0703$	~5.8 kNm
Støttemoment	$q * l^2 * (-0.125)$	$13.2 \frac{kN}{m} * (2.5m)^2 * (-0.125)$	-10.3 kNm

Tabell 6 Skjærkraft utregning

Posisjon	Utrekning	Skjærkraft
A		12.4kN
B ₁	$12.4 kN - 13.2 \frac{kN}{m} * 2.5m$	-20.6kN
B ₂	$-20.6kN + 41.3kN$	20.7kN
C ₁	$20.7kN - 13.2 \frac{kN}{m} * 2.5m$	-12.3kN
C ₂	$-12.3kN + 12.4kN$	~0

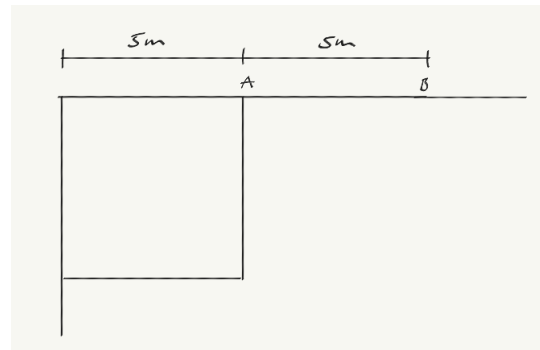


Figur 13 Moment- og skjærkraftdiagram

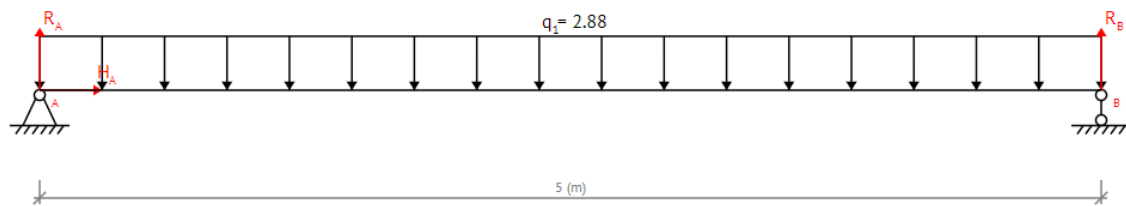
5.2.3 Kantbjelke i yttervegg

Kantbjelkene ligger mellom søylene og er 5 meter lange. Disse tar opp all vekt fra ytterveggen, illustrert i Figur 15.

Se Tabell 7, Figur 16 og Figur 17 for illustrasjon av jevnt fordelt last, skjær- og momentdiagram, og beregninger.



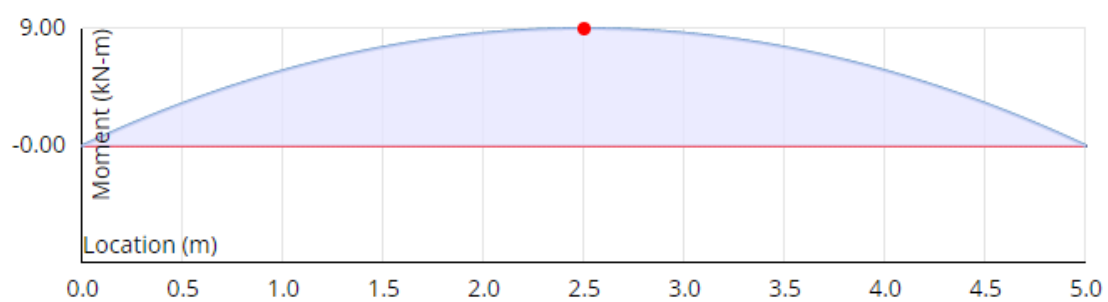
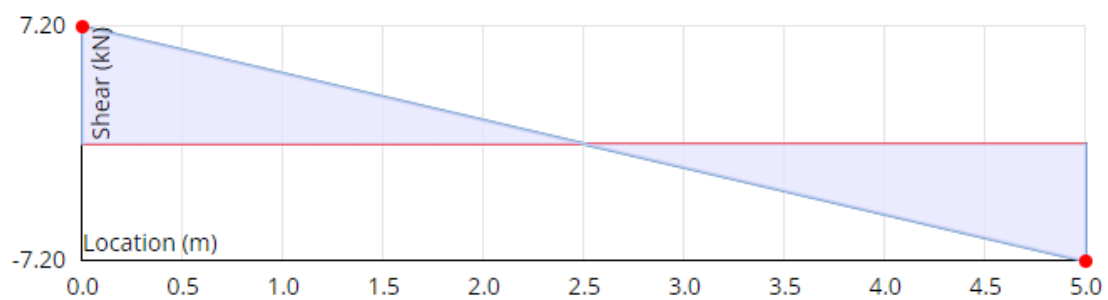
Figur 15 Rom sett ovenfra



Figur 16 Jevnt fordelt last på kantbjelke

Tabell 7 Reaksjonskrefter, bøyemoment og skjærkraft

Type beregning	Punkt	Formel	Utregning	Verdi
Reaksjonskraft	$A_v = B_v$	$\frac{q_k * l}{2}$	$\frac{2.88 \frac{kN}{m} * 5m}{2}$	7.2kN
Bøyemoment	2.5m	$\frac{q_k * l^2}{8}$	$\frac{2.88 \frac{kN}{m} * (5m)^2}{8}$	9kNm
Skjærkraft	A og B	Skjærkreftene er like med motsatte fortegn		$\pm 7.2kN$



Figur 17 Skjær- og momentdiagram

5.2.4 Skjærkraftberegning

Beregner først limtredrageren inn i rommet. Skjærberegninger og definisjoner blir hentet fra og utført i henhold til Eurokode 5(Standard Norge, 2010).

Beregningene tar for seg bøyingsindusert skjær der følgende må være oppfylt:

$$\tau_d \leq f_{v,d}$$

Der:

τ_d = Dimensjonerende skjærspenningen.

$f_{v,d}$ = Dimensjonerende skjærfasthet under faktiske forhold.

(Standard Norge, 2010, s. 37)

$$\tau_d = \frac{3}{2} * \frac{V}{b * k_{cr} * h} \text{ (Hibbeler, 2013, s. 373)}$$

$$f_{v,d} = f_{v,g,k} * \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \text{ (Standard Norge, 2010, s. 22)}$$

$\gamma_m = 1,15$ (Standard Norge, 2010, s. 2 NA).

$k_{mod} = 0,8$ (Standard Norge, 2010, s. 26)

$k_{cr} = 0,67$ (Standard Norge, 2010, s. 37)

V er den faktiske skjærkraft = 20,7kN

$f_{v,g,k} = 3,8 \text{ N/mm}^2$ (Standard Norge, 1999, fig. 1)

$$\tau_d = \frac{3}{2} * \frac{20,7 * 10^3 \text{ N}}{200 \text{ mm} * 0,67 * 400 \text{ mm}} = 0,579 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{v,d} = 3,8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * \frac{0,8}{1,15} = 2,64 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau_d = 0,579 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \leq f_{v,d} = 2,64 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \Leftrightarrow \text{Skjærkapasiteten er ikke overskredet. Skjær er ok.}$$

Da vil heller ikke kantbjelken bryte på grunn av skjær ettersom skjærkraften i limtre drageren er høyere enn i kantbjelken. Dvs. at skjær er tilstrekkelig for begge bjelker.

5.2.5 Bøyning

Beregninger angående bøyning blir gjort i henhold til eurokode 5, 6.1.6.

Følgende betingelser skal være oppfylt:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m * \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m * \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

Der

$\sigma_{m,y,d}$ og $\sigma_{m,z,d}$ er de dimensjonerende bøyepeningene om hovedaksen

$f_{m,y,d}$ og $f_{m,z,d}$ er de tilhørende dimensjonerende bøyefasthetene

k_m er en faktor med verdien $k_m = 0.7$ for limtre med rektangulært tverrsnitt.

(Standard Norge, 2015, s. 37)

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_y * z}{I_y}, \sigma_{m,z,d} = \frac{M_z * y}{I_z} \quad (\text{Hibbeler, 2013, s. 289})$$

$\sigma_{m,z,d} = 0$ Ingen krefter i horisontale plan.

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = \frac{f_{m,g,k} * k_{mod}}{\gamma_M} \quad (\text{Standard Norge, 2010, s. 22})$$

$$I_y = \frac{B * H^3}{12} \quad (\text{Hibbeler, 2013, s. 791})$$

$$H = 400\text{mm}, B = 200\text{mm}, y = 200\text{mm}, M_y = 10.31\text{kNm}$$

$$f_{m,g,k} = 32 \frac{N}{\text{mm}^2} \quad (\text{Standard Norge, 1999, fig. 1})$$

$$I_y = \frac{200\text{mm} * (400)^3}{12} = 1066.66 * 10^6 \text{mm}^4$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{10.31 * 10^6 \text{Nm} * 100\text{mm}}{1066.66 * 10^6 \text{mm}^4} = 0.966 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = \frac{32 \frac{N}{\text{mm}^2} * 0.8}{1.15} = 22.26 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{0.966 \frac{N}{\text{mm}^2}}{22.26 \frac{N}{\text{mm}^2}} = 0.04 \leq 1 \Leftrightarrow Ok$$

$$0.7 * \frac{0.966 \frac{N}{\text{mm}^2}}{22.26 \frac{N}{\text{mm}^2}} = 0.03 \leq 1 \Leftrightarrow Ok$$

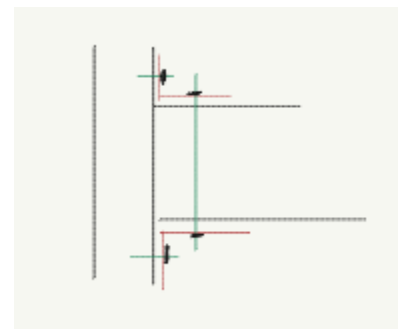
Limtredrageren er ikke utsatt for bøyebrodd.

5.3 Forbindelse 1 fra kantbjelke til limtredrager

Begge forbindelsene som det regnes på i denne oppgaven er forbindelser mellom kantbjelke (yttervegg) og limtredrager innvendig i bygget.

5.3.1 Forbindelse med vinkler

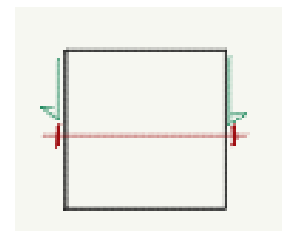
I dette eksempelet vil forbindelsen bestå av en vinkel på hver side av limtredrageren som festes med bolt i kantbjelke og gjennomgående horisontal bolt igjennom limtredrageren. Se Figur 18 og Figur 19. Her vil det kun være den gjennomgående boltene som vil holde limtredrageren.



Figur 18 Forbindelse sett ovenfra

5.3.2 Beregning av bolt

Skjærkraft som påvirker boltene som går gjennom drageren vil være $V_1 = \frac{12.4kN}{2} = 6.2kN$. Ettersom skjærplanet som påvirker boltene vil være på hver side av drageren. Skjærkraften som kommer på boltene, vil passere gjennom den gjengede delen av boltene.



Velger å bruke M12, 8,8 bolt ettersom det er den minste dimensjonen som er angitt i tabell 6.1 i boken *Stålkonstruksjoner*. 8,8 gir bruddfasthet: $f_{ub} = 800 \frac{N}{\text{mm}^2}$ og flytespenning: $f_{yb} = 640 \frac{N}{\text{mm}^2}$. M12 bolt tilsvarer 12mm diameter på boltene. Dette fører til at hull i stålplate $d_0 = 14mm$.

M12 bolt har kapasitet $F_{d,v}^* = 32.3kN$ (Larsen et al., 2003, s. 48).

Påført skjærkraft = $6.2kN \leq 32.3kN$

Dette vil da si at bolten tåler påførte krefter. M12 bolt er ok.

5.3.3 Design av plate

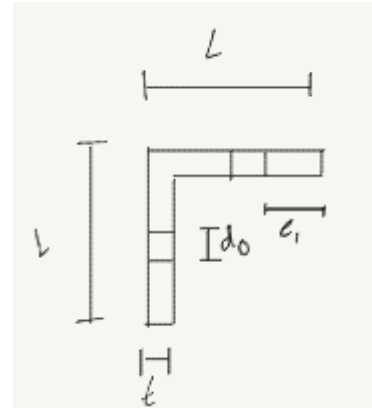
Beregningene av vinkelplaten er hentet fra NS-EN 1993-1-8 (Standard Norge, 2009).

Her er det sjekk mot utrivningseffekt (*Bearing*)

Velger $e_1 = 60\text{mm}$ og $e_2 = 50\text{mm}$ se Figur 20.

$$F_{b,Ed} \leq F_{b,Rd} = \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}}$$

(Standard Norge, 2009, fig. 3)



Figur 20 Snitt av vinkel

k_1, α_b er koeffisienter avhengige av boltens avstand til enden og mellomrommet mellom dem

f_u er stålets bruddfasthet

d er boltens diameter

t er tykkelsen på platen

γ_{M2} er en partialfaktor for materialets styrke. $\gamma_{M2} = 1,25$

Velger stålqualität S275 som gir:

$$f_u = 430 \frac{N}{\text{mm}^2} \text{ og } f_y = 275 \frac{N}{\text{mm}^2} \text{ (Standard Norge, 2015, s. 26)}$$

α_b er den minste verdien av $\alpha_d, \frac{f_{ub}}{f_u}$ eller 1

For endebolter:

$$\alpha_d = \frac{e_1}{3 * d_0}$$

$$k_1 = \min: [2.8 * \frac{e_2}{d_0} - 1.7, 1.4 * \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5]$$

(Standard Norge, 2009, s. 28)

$p_2 = p_1 = 0$ ettersom det kun er en bolt.

$$\alpha_d = \frac{800 \frac{N}{\text{mm}^2}}{430 \frac{N}{\text{mm}^2}} = 1.86$$

$$\alpha_d = \frac{60mm}{3 * 14mm} = 1.43$$

$$\alpha_d = \min: [1.86, 1, 1.43]$$

$$k_1 = \min: [2.8 * \frac{50mm}{14mm} - 1.7, 1.4 * \frac{p_2}{d_0} - 1.7, 2.5]$$

$$k_1 = 2,5$$

For å finne tykkelsen på platen så snur jeg den opprinnelige formelen:

$$\frac{F_{b,Ed} * \gamma_{M2}}{k_1 * \alpha_b * f_u * d} \leq t$$

$$t \geq \frac{6.2 * 10^3 N * 1.25}{2.5 * 1 * 430 \frac{N}{mm^2} * 12mm} = 0.6mm$$

Dette er da den minste tykkelsen platen kan ha. Jeg velger derimot en større dimensjon: $e_1 = 60mm$ og $e_2 = 50mm$. Det benyttes en likebent vinkelprofil L100x10.

Sjekk av kantavstand og endeavstand for bolter:

Ettersom forbindelsen er innvendig så er den ikke eksponert for ytre påvirkninger. Derfor vil det kun være en minimumskantavstand og minimumsendeavstand (Standard Norge, 2009, s. 24). Se Tabell 8 for utregning av kant- og endeavstand på stålvinke.

Tabell 8 Kant- og endeavstand

	Minimumskrav	Utregnet krav	Faktisk avstand	Kommentar
Endeavstand e_1	$1.2d_0$	$1.2 * 14mm = 16.8mm$	60mm	Ok
Kantavstand e_2	$1.2d_0$	$1.2 * 14mm = 16.8mm$	50mm	Ok

5.3.4 Sjekk av vinkelprofil mot kantbjelke

Skjærkraft fra yttervegg mot vinkelprofil $V_2 = 7.2kN$. Her vil hele skjærkraften fra kantbjelken komme i begge vinkelprofilene.

5.3.4.1 Sjekk av bolt

Velger M12 bolt 8,8 her også. Dette gir $F_{d,v}^* = 32.3kN \geq 7.2kN = V_2 \Leftrightarrow$ Bolten tåler påførte krefter.

5.3.4.2 Sjekk for utrivningseffekt

Ettersom vinkelprofilen er symmetrisk, vil $e_1, e_2, k_1, \alpha_d, f_u, d$ og t forbli det samme.

$$F_{b,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

$$7.2kN \leq \frac{2.5 * 1 * 430 \frac{N}{mm^2} * 12mm * 10mm}{1.25 * 10^3} = 103.2kN \Leftrightarrow \text{Ok.}$$

Bolter og vinkler er sterke nok til å bære all last påført.

5.3.5 Forbindelse stål mot tre

Utrekningene av forbindelsen stål mot tre gjøres i henhold til 8.2 i Eurokode 5 (Standard Norge, 2010).

Forenkler beregninger ved å anta at platen er tykk, selv om diameteren på forbinderen overskrider tykkelsen på platen.

$$d_0 = 14mm, d = 12mm, L100x10 F_{v,Ed} = \frac{12.4}{2} = 6.2 kN$$

Bruker bruddform l/m, 8.2.3 (Skriv sidetall).

Dette gir ligning:

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.5 * f_{h,2,k} * t_2 * d \\ 2.3 * \sqrt{M_{y,Rk} * f_{h,2,k} * d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

$F_{v,Rk}$ er den karakteristiske kapasiteten per skjærflate per forbinder;

$f_{h,k}$ er den karakteristiske hullkantfastheten i tredelen;

t_2 er tykkelsen på den midterste delen

d er forbinderens diameter;

$M_{y,Rk}$ er forbinderens flytemoment

$F_{ax,Rk}$ er den karakteristiske verdien for forbinderens uttrekkskapasitet

(Standard Norge, 2010, s. 58)

$F_{ax,Rk}$ er ukjent her ettersom det ikke er oppgitt i boka *Stålkonstruksjoner* som jeg henter informasjon om bolten min fra. Dermed er $F_{ax,Rk} = 0$, etter 8.2.2(2). For å finne den karakteristiske kapasiteten så må en først finne:

$$M_{y,Rk} = 0.3 * f_{u,k} * d^{2,6}$$

$$f_{h,0,k} = 0.082 * (1 - 0.01d) * \rho_k$$

$$k_{90} = 1.35 + 0.015 * d$$

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} * \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

$f_{u,k}$ er den karakteristiske strekkfastheten

ρ_k er trevirkets karakteristiske densitet [kg/m^3]

$f_{h,0,k}$ er den karakteristiske hullkantfastheten i fiberretningen [N/mm^2]

α er vinkelen mellom last og fiberretning

d er boltediameter [mm]

(Standard Norge, 2010, s. 68)

$f_{h,0,k}$ er en empirisk ligning, her puttes verdiene uten å omgjøres til samme benevning.

k_{90} for bartrevirke. Denne ligningen er uten benevning, det er en materialfaktor.

$$f_{u,k} = 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\rho_k = 430 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\alpha = 90$$

$$M_{y,Rk} = 0.3 * 800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * (12\text{mm})^{2,6} = 153490\text{Nmm}$$

$$f_{h,0,k} = 0.082 * (1 - 0.01 * 12\text{mm}) * 430 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 31 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$k_{90} = 1.35 + 0.015 * 12\text{mm} = 1.53$$

$$f_{h,90,k} = \frac{31 \frac{N}{mm^2}}{1.53 * 1 + 0} = 20.26 \frac{N}{mm^2}$$

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.5 * 20.26 \frac{N}{mm^2} * 200mm * 12mm = 24312N \\ 2.3 * \sqrt{153490Nmm * 20.26 \frac{N}{mm^2} * 12mm + 0} = 14050N \end{array} \right.$$

$$F_{v,Rk} = 14050N$$

$$F_{v,Ed} = 6.2kN \leq F_{v,Rk} = 14.05kN$$

Den karakteristiske kapasiteten til forbindelsen er høyere enn den den blir utsatt for.

Forbindelsen er ok.

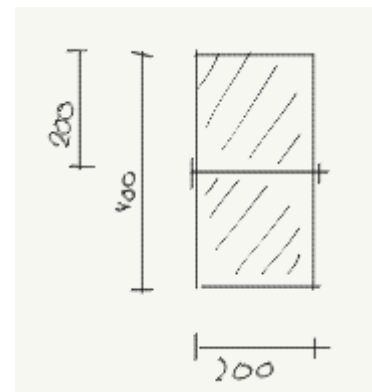
5.3.6 Splittingsbrudd

Ved sjekk av splittingsbrudd så må følgende krav være oppfylt:

$$F_{v,Ed} \leq F_{90,Rd}$$

$$F_{v,Ed} = \max \left\{ \begin{array}{l} F_{v,Ed,1} \\ F_{v,Ed,2} \end{array} \right.$$

$$F_{90,Rk} = 14 * b * w * \sqrt{\frac{h_e}{\left(1 - \frac{h_e}{h}\right)}}$$



Figur 21 Snitt limtretrager med bolt

h_e er avstanden fra belastet kant til senter av forbindeeren lengst vekk, eller til kanten av spikerplateforbindelsen

w er en modifikasjonsfaktor

(Standard Norge, 2010, s. 54–55)

$$w = 1.0$$

$$F_{v,Ed} = \max \left\{ \begin{array}{l} F_{v,Ed,1} = 12.4kN \\ F_{v,Ed,2} = 7.2kN \end{array} \right.$$

$$F_{v,Ed} = 12.4kN$$

$$h_e = 200mm \text{ se Figur 21.}$$

$$b = 200$$

$$h = 400$$

$$F_{90,Rk} = 14 * 200 * 1 * \sqrt{\frac{200}{\left(1 - \frac{200}{400}\right)}} = 56000N$$

$$F_{90,Rd} = k_{mod} * \frac{R_k}{\gamma_M} \text{ Dimensjonerende bæreevne (Standard Norge, 2010, s. 24)}$$

$$R_k = F_{90,Rk} = 56000N$$

$$k_{mod} = 0.8$$

$$\gamma_M = 1.15$$

$$F_{90,Rd} = 0.8 * \frac{56000N}{1.15} = 38956.5N$$

$$F_{v,Ed} = 12400N \leq F_{90,Rd} = 38956.5N \Leftrightarrow \text{Ok.}$$

Ingen splittingsbrudd oppstår.

5.3.7 Ende og kantavstand

For illustrasjon og utfyllende forklaring se tabell 8.5 og figur 8.7 i Eurokode 5 (Standard Norge, 2010, s. 63 og 70). Se Tabell 9 for utregning kant- og endeavstand i limtreageren.

Tabell 9 Ende- og kantavstand

Navn	Forklaring	Vinkel	krav	Faktisk verdi
$a_{3,t}$	Belastet ende	90	84mm	$100 - e_1 = 40mm$
$a_{3,c}$	Ubelastet ende	90	36mm	40mm
$a_{4,t}$	Belastet kant	90	48mm	200mm
$a_{4,c}$	Ubelastet kant	90	36mm	200mm

Alle kravene er ikke oppfylt. Ny avstand må finnes.

5.3.8 Sjekk av trykk på bolt

Ved beregninger bør vinkelrett trykk på fiberretning sjekkes. Beregningene for dette fremkommer ikke ettersom det ikke er noen god fremgangsmetode for effektiv kontaktflate av bolt i standarden. En kan i dette eksempel anta at den effektive kontaktflaten er diameter på

bolten x dybden i treverket. Fremgangsmetoden for beregninger er gitt i 6.1.5 (Standard Norge, 2010, s. 36).

5.4 Forbindelse 2 på samme knutepunkt

Ved denne beregningen skal det brukes en innslisset plate av typen Alumaxi. Se Figur 22. Denne festes til veggen med skruer og det blir frest ut plass til den inni limtretrageren. Videre blir platen festet til limtretrageren med dybler. Minimumshøyden som Alumaxi trenger er 432mm, derfor øker jeg høyden på limtretrageren til 500mm. Forskjellig fra den andre oppgaven så vil det også være en jevnt fordelt last p horisontalt på limtretrageren i tillegg til den allerede jevnt



Figur 22 Alumaxi i konstruksjon. (<https://www.rothoblaas.com/products/fastening/brackets-and-plates/concealed-connections/alumaxi#description>). Copyright ved Rothoblaas. Gjengitt med tillatelse.

fordelte lasten på drageren. Lasten vil være $5 \frac{kN}{m^2}$ og har ikke en spesifikk post, men kan være alt fra vind til bruk. Den er kun med for å illustrere beregninger ved flere krefter. Limtretrageren vil ha samme verdier for koeffisienter som tidligere utregnet. Kantbjelken forblir lik.

$$\text{Ny egenvekt Limtretrager: } 4.2 \frac{kN}{m^3} * 0.2m * 0.5m = 0.42 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Ny total egenlast jevnt fordelt uten partialfaktor: } N_{gk} = 0.42 \frac{kN}{m} + 1.25 \frac{kn}{m} = 1.67 \frac{kn}{m}$$

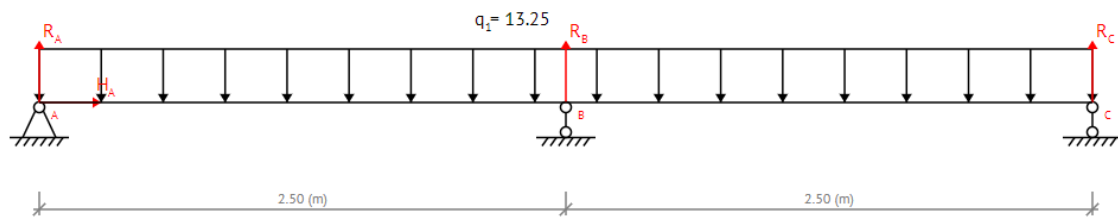
5.4.1 Ny jevnt fordelt last, reaksjonskrefter og moment- og skjæringsdiagram

Under er nye beregninger for jevnt fordelt last, reaksjoner og moment- og skjæringsdiagram. Se Tabell 10, Figur 23, Tabell 11 og Figur 24 for nye utregninger.

$$\psi_0=0.7, \alpha_A = 1$$

Tabell 10 Ny jevnt fordelt last

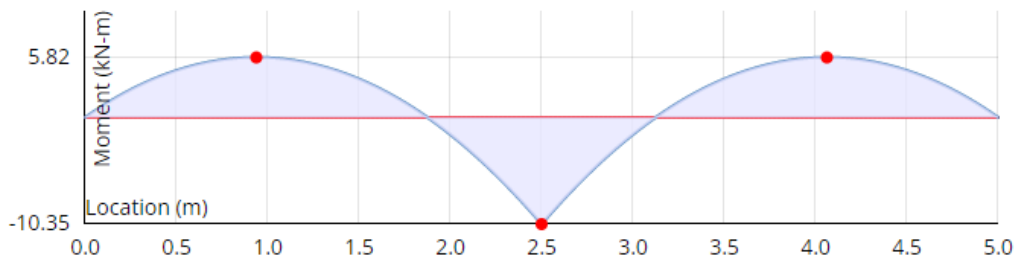
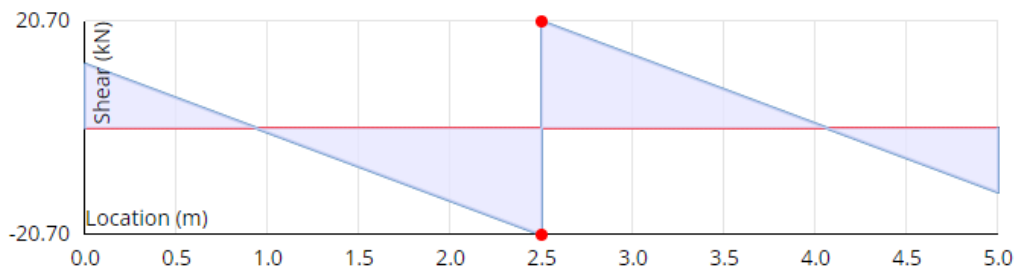
Kategori	Last	Lastfaktor	L.6.10 _a	Lastfaktor	L.6.10 _b
Egenvekt N_{gk}	1.67 kN/m	1.35	2.25 kN/m	1.2	2 kN/m
Nyttelast N_{qk}	7.5 kN/m	$\psi_0 * 1.5$	7.875 kN/m	$\alpha_A * 1.5$	11.25 kN/m
Sum			10.125 kN/m		13.25kN/m



Figur 23 Ny jevnt fordelt last

Tabell 11 Reaksjonskrefter, moment- og skjærkraft beregninger

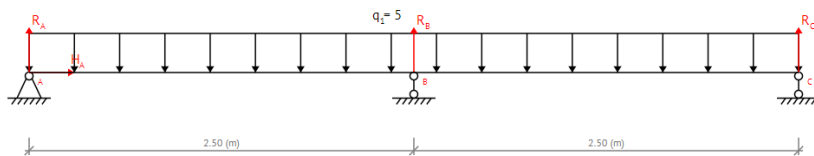
Reaksjon	formel	Utregning	Sum
$A_v = C_v$	$q * l * 0.375$	$13.25 \frac{kN}{m} * 2.5m * 0.375$	~ 12.4kN
B_v	$q * l * 1.25$	$13.25 \frac{kN}{m} * 2.5m * 1.25$	41.4kN
Maksimalt feltmoment	$q * l^2 * 0.0703$	$13.25 \frac{kN}{m} * (2.5m)^2 * 0.0703$	5.82 kNm
Støttemoment	$q * l^2 * (-0.125)$	$13.25 \frac{kN}{m} * (2.5m)^2 * (-0.125)$	-10.35 kNm
Skjær A og C		Like og motsatte	±12.4 kN
Skjær B		$12.4 kN - 13.25 \frac{kN}{m} * 2.5m$ + 41.4 kN	20.675 kN



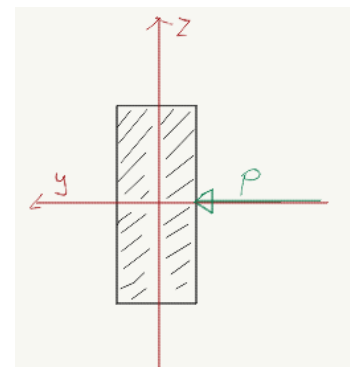
Figur 24 Skjær- og momentdiagram

5.4.2 Last horisontalt på limtretrager

Lasten horisontalt på limtretrageren er $p = 5 \frac{kN}{m}$. Se Figur 25, Figur 26, Tabell 12 og Figur 27 for beregninger av last horisontalt på limtretrager.



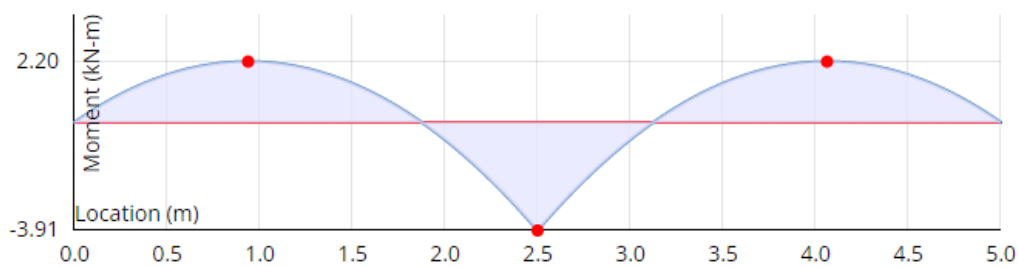
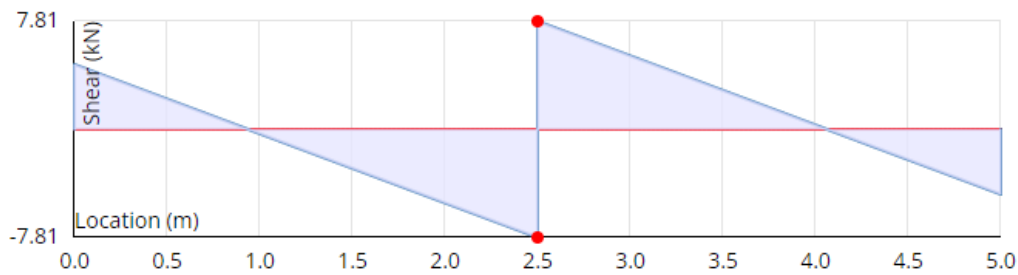
Figur 25 Horizontal last på drager



Figur 26 Snitt med horisontal last

Tabell 12 Utregning av reaksjonskrefter, moment- og skjærberegninger

Reaksjon	formel	Utregning	Sum
$A_v = C_v$	$q * l * 0.375$	$5 \frac{kN}{m} * 2.5m * 0.375$	$\sim 4.7kN$
B_v	$q * l * 1.25$	$5 \frac{kN}{m} * 2.5m * 1.25$	15.625kN
Maksimalt feltmoment	$q * l^2 * 0.0703$	$5 \frac{kN}{m} * (2.5m)^2 * 0.0703$	2.19 kNm
Støttemoment	$q * l^2 * (-0.125)$	$5 \frac{kN}{m} * (2.5m)^2 * (-0.125)$	-3.9 kNm
Skjær A og C			$\pm 4.7kN$
Skjær B		$4.6875 kN - 5 \frac{kN}{m} * 2.5m + 15.625 kN$	7.81 kN



Figur 27 Skjær og momentdiagram

5.4.3 Bøyning

Beregningene må utføres på ny ettersom last har endret seg, og en horisontal kraft er påført.

Følgende betingelser skal være oppfylt:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m * \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

$$k_m * \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$$

(Standard Norge, 2015, s. 37)

$$I_y = \frac{B \cdot H^3}{12}, I_z = \frac{H \cdot B^3}{12} \text{ (Hibbeler, 2013, s. 791)}$$

$$H = 500\text{mm}, B = 200\text{mm}, y = 250\text{mm}, z = 100\text{mm}, M_y = 10.35\text{kNm}, M_z = 3.91\text{kNm}$$

$$f_{m,g,k} = 32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (Standard Norge, 1999, fig. 1)}$$

$$I_y = \frac{200\text{mm} \cdot (500)^3}{12} = 2083.33 * 10^6 \text{mm}^4, I_z = \frac{500 \cdot (200)^3}{12} = 333.33 * 10^6 \text{mm}^4$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{10.35 \cdot 10^6 \text{Nmm} \cdot 100\text{mm}}{2083.33 \cdot 10^6 \text{mm}^4} = 0.496 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}, \sigma_{m,z,d} = \frac{3.91 \cdot 10^6 \text{Nmm} \cdot 250\text{mm}}{333.33 \cdot 10^6 \text{mm}^4} = 2.93 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = \frac{32 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 0.8}{1.15} = 22.26 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\frac{0.496 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{22.26 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} + 0.7 * \frac{2.93 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{22.26 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0.114 \leq 1 \Leftrightarrow Ok$$

$$0.7 * \frac{0.496 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{22.26 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} + \frac{2.93 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{22.26 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0.147 \leq 1 \Leftrightarrow Ok$$

Limtredrageren er ikke utsatt for bøyebrodd.

5.4.4 Skjær

Ved ny beregning av skjær kan man anta at limtretrageren fortsatt vil motstå skjærkraften, men beregninger forekommer likevel. Jeg vil i tillegg se på hvor mye bjelken tåler, og ved hvilke tverrsnitt bjelken vil feile på grunn av egenvekt. Her ser jeg kun på egenvekten som en variabel parameter ettersom last ovenfra er konstant.

$$f_{v,d} = 2.64 \frac{N}{mm^2}$$

$$V = 20700N$$

$$k_{cr} = 0,67$$

$$\tau_d = \frac{3}{2} * \frac{20700N}{200mm * 0.67 * 500mm} = 0.46 \frac{N}{mm^2} \leq 2.64 \frac{N}{mm^2} \Leftrightarrow \text{Ok.}$$

Største skjærkraft ved samme tverrsnitt:

$$2.64 \frac{N}{mm^2} = \frac{3}{2} * \frac{V}{200mm * 0.67 * 500mm}$$

$$V = 117920N$$

Minste areal ved $V = 20700N$:

$$2.64 \frac{N}{mm^2} = \frac{3}{2} * \frac{20700N}{0.67 * A}$$

$$A = 17554.3mm^2, \text{ Anta bredde } b = 100mm \text{ så blir høyden } h = 175.5mm$$

Hvis man antar at laster er fastlåst, så vil kun tverrsnittet påvirke limtretrageren. Dette gir:

$$N_{gk} = \left(X \frac{kN}{m} + 1.25 \frac{kN}{m} \right) * 1.2, \rho_k = 4.2 \frac{kN}{m^3}, \text{ Total jevnt fordelt last: } q = N_{gk} + 11.25 \frac{kN}{m}$$

$$X = B * H * \rho_k, V = \frac{q * l * 1.25}{2}, f_{v,d} = 2.64 \frac{N}{mm^2}$$

Kan videre anta at $H = 2B$ ettersom det alltid vil være et rektangulært tverrsnitt. Se Tabell 13 for utregning.

Tabell 13 Skjærpåvirkning ved forskjellige tverrsnitt

B(m)	H(m)	$N_{gk} \left(\frac{kN}{m}\right)$	$q\left(\frac{kN}{m}\right)$	V (kN)	$\tau_d\left(\frac{N}{mm^2}\right)$	$f_{v,d}$	Kommentar
0.05	0.1	1.525	12.77	19.95	8.93		Drageren feiler
0.1	0.2	1.6	12.85	20.07	2.24		Ok
0.2	0.4	1.9	13.15	20.54	0.57		Ok
0.3	0.6	2.4	13.65	21.32	0.26		Ok
0.4	0.8	3.11	14.36	22.43	0.15		Ok
0.6	1.20	5.12	16.37	25.57	0.079		Ok
0.8	1.6	7.95	19.2	30	0.05		Ok
1.0	2.0	11.58	22.83	35.67	0.04		Ok

Ved økning i tverrsnitt vil ikke drageren bryte på grunn av skjærbrudd, men vil derimot ikke kunne stå imot dersom tverrsnittet senkes.

5.4.5 Sjekk av dybler

$$R_{v.k.90} = 23.5 \text{ kN (Rothoblaas, u.å.-c)}$$

$$R_d = \frac{R_{v.k.90} * k_{mod}}{\gamma_M} \text{ (Standard Norge, 2010, s. 24)}$$

$$R_d = \frac{23.5 \text{ kN} * 0.8}{1.15} = 16.35 \text{ kN}$$

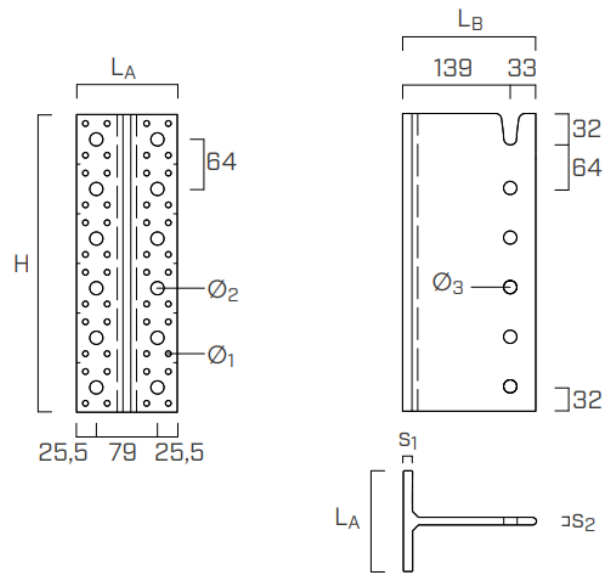
Krefter på dybler blir skjærkraft delt på antall dybler:

$$\frac{12.4 \text{ kN}}{6} = 2.06 \text{ kN} \leq 16.35 \text{ kN} \Leftrightarrow \text{Ok.}$$

Dyblene kan motstå skjærkraften påført.

5.4.6 Sjekk av Alumaxi

Velger å bruke Alumaxi 384L. Se Figur 28 for dimensjoner. Denne monteres inni limtretrager ved hjelp av dybler og fresing av hakk i limtretrager. Den festes i kantbjelken med skruer. Dyblene blir plassert i forborede hull. De er 6stk. av typen STA16160B dimensjonene er $\text{Ø}16 \times 160$, S355. Skruene er av type LBS med dimensjoner 48stk. $\text{Ø}7 \times 80$ (Rothoblaas, u.å.-a).



Figur 28 Dimensjoner til Alumaxi.

<https://www.rothoblaas.com/products/fastening/brackets-and-plates/concealed-connections/alumaxi#description>. Copyright ved Rothoblaas. Gjengitt med tillatelse.

$$s_1 = 12\text{mm}, s_2 = 10\text{mm}$$

$$L_A = 130\text{mm}, L_B = 172\text{mm}$$

$$H = 384\text{mm}$$

(Rothoblaas, u.å.-a)

Ettersom $0.5d \leq \begin{cases} s_1 = 12\text{mm} \\ s_2 = 10\text{mm} \end{cases}$ så antar jeg at jeg kan klassifisere platene som tykk.

5.4.7 Sjekk av dybler i en stål mot tre forbindelse

Bruker bruddform: f,g,h se figur 8.3 i Eurokode 5(Standard Norge, 2010, s. 59).

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,1,k} * t_1 * d \\ f_{h,1,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} * t_1^2 * d}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \\ 2.3 * \sqrt{M_{y,Rk} * f_{h,1,k} * d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right.$$

$$f_{h,0,k} = 0.082 * (1 - 0.01 * d) * \rho_k$$

(Standard Norge, 2010, s. 58)

S355 gir $f_{uk} = 460 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$ (Rothoblaas, u.å.-c)

$$d = 16\text{mm}, \rho_k = 430 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$t_1 = \frac{B - s_2}{2} = \frac{200\text{mm} - 10\text{mm}}{2} = 95\text{mm}$$

$$F_{ax,Rk} = 0 \text{ (Standard Norge, 2010, s. 57).}$$

$$F_{Ed} = 12.4\text{kN}$$

$$M_{y,Rk} = 191000\text{Nmm} \text{ (Rothoblaas, u.å.-a)}$$

$$k_{90} = 1.35 + 0.015 * 16\text{mm} = 1.59$$

$$f_{h,0,k} = 0.082 * (1 - 0.01 * 16\text{mm}) * 430 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 29.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{h,90,k} = \frac{29.6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}{1.59} = 18.62 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$F_{v,Rk} =$$

$$\min \left\{ \begin{array}{l} 18.62 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 95\text{mm} * 16\text{mm} * \left[\sqrt{2 + \frac{4 * 191000\text{Nmm}}{18.62 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * (95\text{mm})^2 * 16\text{mm}}} - 1 \right] \\ 2.3 * \sqrt{191000\text{Nmm} * 18.62 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 16\text{mm}} \end{array} \right. = 14472.15\text{N}$$

$$F_{v,Rk} = 6 * 14472.15\text{N} = 86832.9\text{N} \geq F_{Ed} = \frac{12400}{2} = 6200\text{N} \Leftrightarrow \text{Ok.}$$

Her ganges resultatet med antall forbindere og skjærkraft deles på to ettersom det er to skjærplan. Kapasiteten i forbindelsen er ikke overskredet.

5.4.8 Splittingsbrudd

Sjekk av splittingsbrudd må utføres. Samme utregninger som tidligere må utføres.

$$F_{v,Ed} = \max \begin{cases} F_{v,Ed,1} = 12.4kN \\ F_{v,Ed,2} = 7.2kN \end{cases}$$

$$F_{v,Ed} = 12.4kN$$

$$a_{4,c} = 90mm$$

$$h = 500mm$$

$$b = 200mm$$

$$h_e = (h - a_{4,c}) = 500 - 90 = 410mm$$

$$F_{90,Rk} = 14 * 200 * 1 * \sqrt{\frac{410}{\left(1 - \frac{410}{500}\right)}} = \sim 133633N$$

$$F_{90,Rd} = k_{mod} * \frac{R_k}{\gamma_M} \text{ Dimensjonerende bæreevne (Standard Norge, 2010, s. 24)}$$

$$R_k = F_{90,Rk} = 133633N$$

$$k_{mod} = 0.8$$

$$\gamma_M = 1.15$$

$$F_{90,Rd} = 0.8 * \frac{133633N}{1.15} = 92962N$$

$$F_{v,Ed} = 12400N \leq F_{90,Rd} = 92962N \Leftrightarrow \text{Ok.}$$

Ingen splittingsbrudd oppstår.

5.4.9 Sjekk av plate inn mot sekundærbjelke

Velger å bruke LBS780. Diameteren på disse er 7mm og lengden er 80mm. I dette tilfelle vil da kreftene komme i «x-retningen». Se figur 8.11 i Eurokode 5 (Standard Norge, 2010, s. 74).

Følgende betingelse må være oppfylt:

$$\left(\frac{F_{x,Ed}}{F_{x,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{y,Ed}}{F_{y,Rd}}\right)^2 \leq 1$$

$F_{x,Ed}$ og $F_{y,Ed}$ er de dimensjonerende kreftene som virker i x- og y-retningen

$F_{x,Rd}$ og $F_{y,Rd}$ er de tilhørende dimensjonerende platekapasitetene.

$$F_{x,Rd} = \max \left\{ \begin{array}{l} |f_{n,0,k} * l * \sin(\gamma - \gamma_0 * \sin(2\gamma))| \\ f_{v,0,k} * l * \cos\gamma \end{array} \right.$$

$$F_{x,Ed} = F_{Ed} * \cos\alpha \pm 2F_{M,Ed} * \sin\gamma$$

F_{Ed} er den dimensjonerende kraften i en enkel plate og halvparten av kraften i trekonstruksjonsdelen;

$F_{M,Ed}$ er den dimensjonerende kraften fra momentet på en enkel plate

$$(F_{M,Ed} = 2 \frac{M_{Ed}}{l});$$

(Standard Norge, 2015, s. 76–77)

Beskrivelse av flere av disse parameterne finnes under 8.8.2 spikerplatens geometri.

$f_{c,0}$ er trykkfastheten per breddeenheter for $\alpha=0^\circ$;

α er vinkel mellom kraft og x-akse;

l er den del av fugelengden mellom de to sammenføyde delene som dekkes av spikerplaten;

γ er vinkel mellom x-retning og fugeretning;

(Standard Norge, 2010, s. 73–74)

γ_0 er en konstant som må finnes med skjærprøvetaking. Jeg vil ikke gjennomføre det. Setter derfor $\gamma_0 = 1$.

Verdiene kan regnes ut, men velger å bruke gitte verdier fra produsent.

$$F_{x,Rd} = 83.6kN \text{ (Rothoblaas, u.å.-a).}$$

$$F_{y,Rd} = 31.2kN \text{ (Rothoblaas, u.å.-a)}$$

F_{Ed} forenkles i denne oppgaven og antas som reaksjonskraften. $F_{Ed,x} = 12.4kN$.

$$F_{Ed,y} = 4.7kN$$

Standarden angir hva F_{Ed} skal være, men ikke utregningsmetode. En måte å gjøre det på er angitt i *Limtreboka* på side 261 (serano et al., 2015, s. 261).

$M_{Ed} = 0 \text{ kNm}$, Det er ikke moment i forbindelsen.

$$F_{M,Ed} = 0$$

$$F_{x,Ed} = 12.4 * 10^3 \text{ N} * \cos 0 = 41.3 \text{ kN}$$

$$F_{y,Ed} = 4.7 * 10^3 \text{ N} * \sin 90 = 4700 \text{ N}$$

Dette gir:

$$\left(\frac{41.3 * 10^3 \text{ N}}{83.6 * 10^3 \text{ N}}\right)^2 + \left(\frac{4700 \text{ N}}{31.2 * 10^3 \text{ N}}\right)^2 = 0.266 \leq 1 \Leftrightarrow \text{Ok.}$$

5.4.10 Skruenes skjærkapasitet

Fra Rothoblaas sine tekniske datablad: $R_{V,k} = 130.3 \text{ kN}$ (Rothoblaas, u.å.-b)

Skjærkrefter på forbindelse: $V_{Ed} = 12.4 \text{ kN}$

Dette gir: $V_{Ed} = 12.4 \text{ kN} \leq 130.3 \text{ kN}$. $\Leftrightarrow \text{Ok.}$

5.4.11 Sjekk bæreevne til Alumaxi

$$e_1 = 32 \text{ mm}, e_2 = 33 \text{ mm}, p_1 = 64 \text{ mm}$$

$$p_2 = 0 \text{ mm} \text{ Pga. enkel rad. } d_0 = 17 \text{ mm}$$

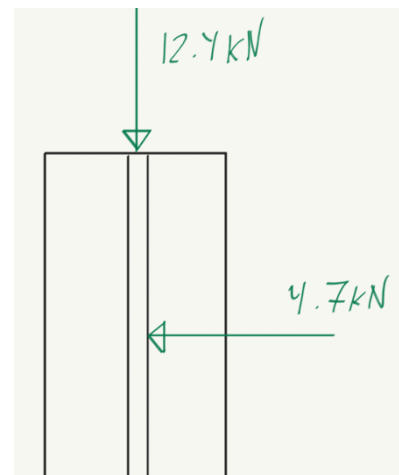
$$\gamma_{M2} = 1.25, n = 6, t = 10 \text{ mm}$$

$$f_u = 250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ og } f_y = 200 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \text{ (Nedal Aluminium, 2017)}$$

Må oppfylle kravet:

$$F_{b,Ed} \leq F_{b,Rd} = \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}}$$

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{f_{ub}}{f_u}, 1 \\ \frac{e_1}{3 * d_0}, \text{ for endedybler} \\ \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \text{ for innvendige dybler} \end{array} \right.$$



Figur 29 Krefter på Alumaxi forbindelse

$$k_1 = \min \begin{cases} \frac{2.8e_2}{d_0} - 1.7, & \frac{1.4p_1}{d_0} - 1.7, & 2.5, & \text{For dybler langs randen} \\ & \frac{1.4p_2}{d_0} - 1.7, & 2.5, & \text{For innvendige dybler} \end{cases}$$

(Standard Norge, 2009, s. 28)

$$\alpha_b = \min \begin{cases} \frac{250 \frac{N}{mm^2}}{200 \frac{N}{mm^2}} = 1.25 \text{ eller } 1 \\ \frac{32mm}{3 \cdot 17mm} = 0.627, \text{ for endedybler} \\ \frac{64mm}{3 \cdot 17mm} - \frac{1}{4} = 1.00, \text{ for innvendige dybler} \end{cases}$$

$$k_1 = \min \begin{cases} \frac{2.8 \cdot 33mm}{17mm} - 1.7 = 3.73, \frac{1.4 \cdot 64mm}{17mm} - 1.7 = 3.57, 2.5, \\ \frac{1.4 \cdot 0}{17mm} - 1.7, & 2.5, & \text{For innvendige dybler} \end{cases}$$

$$\alpha_b = 0.627$$

$$k_1 = 2.5$$

$$F_{b,Ed} = 12400N \leq F_{b,Rd} = \frac{2.5 \cdot 0.627 \cdot 250 \frac{N}{mm^2} \cdot 16mm \cdot 10mm}{1.25} = 50160N \Leftrightarrow Ok.$$

Platen motstår kreftene plassert på den. Ettersom dette er den største lasten av den horisontale og vertikale, så vil platen motstå kreftene i begge retninger. Se Figur 29 for illustrasjon av krefter påført.

5.4.12 Skjær kapasitet til skjøt

Ettersom Alumaxi er laget ved ekstrudering så er det ingen sveis der platene møtes, men sjekker fortsatt skjøten.

Skjøten må oppfylle følgende krav:

$$\frac{V}{L \cdot t} \leq \tau_d, \tau_d = \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M2}}$$

$$V = 12.4kN, L = 384mm, t = 10mm, f_y = 200 \frac{N}{mm^2}, \gamma_{M2} = 1.25$$

$$\frac{V}{L * t} = \frac{12.4 * 10^3 N}{384 mm * 10 mm} = 3.22 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau_d = \frac{200 \frac{N}{mm^2}}{\sqrt{3} * 1.25} = 92.37 \frac{N}{mm^2}$$

$$3.22 \frac{N}{mm^2} \leq 92.37 \frac{N}{mm^2} \Leftrightarrow Ok. \text{ Skjøten kan motstå skjærkreftene.}$$

Ettersom $V_{vertikal} \geq V_{horisontal}$ så trengs det ikke sjekk av skjøt på grunn av lateral kraft.

5.4.13 Sjekk av dybelavstand

Se tabell 8.5 og figur 8.7 i Eurokode 5 for illustrasjon. (Standard Norge, 2010, s. 63 og 70). Se Tabell 14 for sjekk av kant- og endeavstand.

Tabell 14 Kant- og endeavstand Alumaxi

Navn	Forklaring	Vinkel	Krav	Virkelig verdi
a_2	Vinkelrett på fiberretningen		48mm	64
$a_{3,t}$	Belastet ende		112mm	139
$a_{3,c}$	ubelastet ende	90	48mm	139
$a_{4,t}$	Belastet kant	90	64mm	$\frac{500 - 384}{2} + 32 = 90mm$
$a_{4,c}$	Ubelastet kant	90	48mm	90mm

Alle avstander er ok.

5.5 Anvendelse av Myproject programvare

Myproject er et kalkulasjonsprogram fra Rothoblaas som har utviklet Alumaxi. Programmet kan ta for seg flere forskjellige forbindelsestyper. Beregningene vil gjøres av samme type bjelke som jeg benytter og med samme type Alumaxi. Mine beregninger er i henhold til Eurokode 5, Myproject bruker noe de kaller ETA-09/0361 som er et teknisk datablad som omhandler Alumaxi.

For å kunne bruke programmet for min limtredeger ble jeg nødt til å gjøre et par endringer. Jeg måtte øke tverrsnittet på kantbjelken fra 200mm x 400mm til 200mm x 500mm. Videre er det et par parametre som er forskjellige fra de jeg har brukt. Dette er nok på grunn av NA som er

det norske tillegget der vi bruker forskjellige verdier enn andre land i Europa. Se Tabell 15 for forskjeller.

Tabell 15 Ulikheter ved beregning

Parameter	Håndberegninger	Myproject
Klimaklasse	1	1
k_{mod}	0.8	0.8
γ_M	1.15	1.3
ρ_k	430	440
f_{uk}	460	470

5.5.1 Resultater fra Myproject

ALU PLATE er en annen måte å navngi Alumaxi.

Karakteristisk skjærmotstand i ALU PLATE på del med dybler $R_k ALU$: 153.62kN

Karakteristisk skjærmotstand i ALU PLATE på del med skruer: 183.19kN

Karakteristisk skjærmotstand dybler: 25.6kN

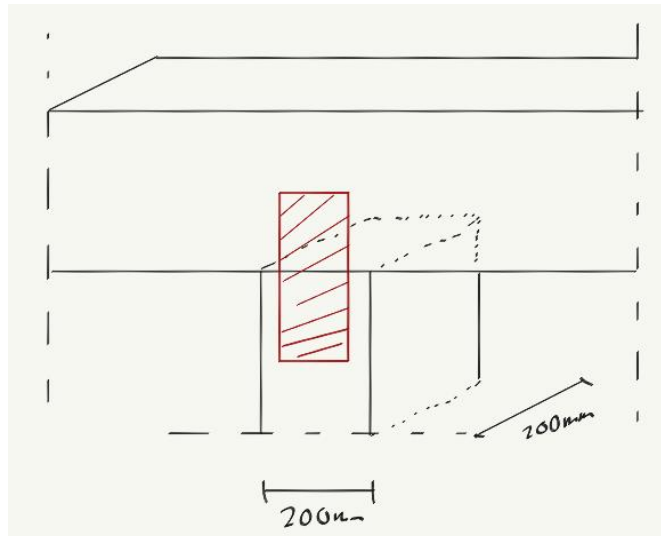
Design skjærmotstand til ALU PLATE $R_d ALU$: 94.54kN

Sjekk: $\frac{12.4 \text{ kN}}{94.54 \text{ kN}} = 0.13$. $\frac{12.4 \text{ kN}}{153.62 \text{ kN}} = 0.08$ Forbindelse godkjent.

5.6 Forbindelse 3 drager over søyle

Her vil beregningene kun omfatte selve forbindelsen. Det vil ikke bli gjort beregninger av selve søylen da dette ikke er aktuelt for oppgaven.

Ved beregning av søyleforbindelse blir laterale krefter ekskludert. Det vil kommenteres der det ville ha vært aktuelt å vurdere dem. Her vil beregninger med tverrsnitt på limtre drager 200mmx400mm være gjeldene.



Figur 30 Bjelke- til søyleforbindelse

Forbindelsen er satt sammen slik at søylen står for selve bæringen, men hullplaten holder sammen bygningsdelene. Se Figur 30. Antagelsen om momentfrie forbindelser blir sett vekk ifra på disse beregningene. Dette gjøres ettersom forbindelsen kan antas som fast innspent og moment blir overført. Forbinderen er ikke bærende i dette tilfellet og vil derfor ha moment.

Reaksjonskreftene i søylen er: $F_{c,90,d} = 41.3 \text{ kN}$

Skjærspenningen er: $V_{Ed} = 20.7 \text{ kN}$

5.6.1 Trykk vinkelrett på fiberretningen

Følgende uttrykk skal være oppfylt:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} * f_{c,90,d}$$

Der

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

$\sigma_{c,90,d}$ er den dimensjonerende trykkspenningen på den effektive kontaktflaten vinkelrett på fiberretningen;

$F_{c,90,d}$ er den dimensjonerende trykklasten vinkelrett på fiberretningen;

A_{ef} er den effektive kontaktflaten under trykk vinkelrett på fiberretningen;

$f_{c,90,d}$ er den dimensjonerende trykkfastheten vinkelrett på fiberretningen;

$k_{c,90}$ er en faktor som tar hensyn til lastkonfigurasjonen, muligheten for oppsplitting og trykkdeformasjonens størrelse;

(Standard Norge, 2010, s. 36)

Ettersom avstanden mellom opplegg er større enn 2x høyden til limtretrageren og opplegget er mindre enn 400mm så kan verdien av $k_{c,90}$ settes lik 1,75. Se 6.1.5(4) (Standard Norge, 2010, s. 36).

$f_{c,90,g,k} = 3.3 \frac{N}{mm^2}$ er fasthetsegenskap for trykk vinkelrett på fiberretningen (Standard Norge, 1999, fig. 1).

$X_d = k_{mod} * \frac{X_k}{\gamma_M}$ Dimensjonerende verdi for materialegenskap (Standard Norge, 2010, s. 22)

$$X_k = f_{c,90,g,k}, X_d = f_{c,90,d}$$

$$\gamma_M = 1.15$$

$$f_{c,90,d} = 0.8 * \frac{3.3 \frac{N}{mm^2}}{1.15} = 2.29 \frac{N}{mm^2}$$

$$A_{ef} = 200mm * 200mm = 40000mm^2$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{41.3 * 10^3 N}{40000mm^2} = 1.03 \frac{N}{mm^2}$$

$$k_{c,90} * f_{c,90,d} = 1.75 * 2.29 \frac{N}{mm^2} = 4.00 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{c,90,d} = 1.03 \frac{N}{mm^2} \leq k_{c,90} * f_{c,90,d} = 4.00 \frac{N}{mm^2}$$

Opplegget er ok. Det vil ikke forekomme deformasjoner på grunn av trykk vinkelrett på fiberretningen.

5.6.2 Sjekk av hullplate

Det plasseres en hullplate på hver side. Se Figur 31 for illustrasjon med dimensjoner.

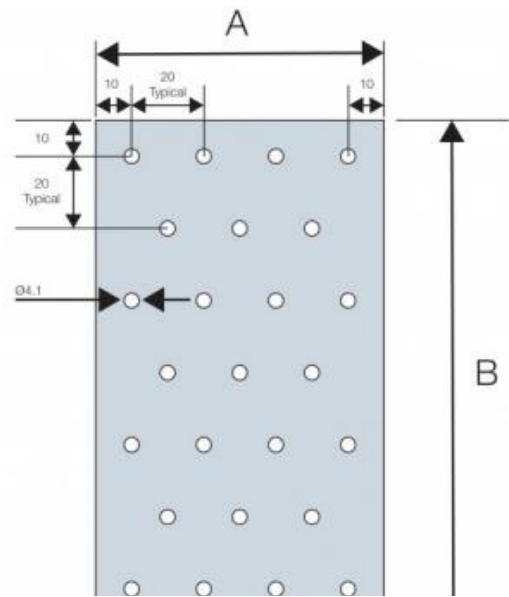
Velger hullplate NP15/140/300 (*Simpson Strong-Tie*, u.å.)

Platens stålqualität er S250GD. Dette gir:

$$f_u = 330 \frac{N}{mm^2} \text{ og } f_y = 250 \frac{N}{mm^2}. \text{ (SSAB, u.å.)}$$

$$A = 140mm, \quad B = 300mm, \quad t = 1.5mm, \\ D = 5mm, \quad n = 98$$

Ettersom det kommer til å være festemidler i alle hull så trengs det ikke ta hensyn til hullene i platene ved beregning (serano et al., 2015, s. 252).



Figur 31 Illustrasjon hullplate. (<https://www.strongtie.no/no-NO/produkter/hullplater-np>). Copyright ved Simpson Strongtie. Gjengitt med tillatelse.

5.6.3 Sjekk av trykk

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}, \quad N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \text{ (Standard Norge, 2015, s. 49).}$$

$$N_{Ed} = 41.3kN, \quad A = 140mm \cdot 1.5mm = 210mm^2$$

$$\gamma_{M0} = 1.05 \text{ (Standard Norge, 2015, s. 2 NA)}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{210mm^2 \cdot 250 \frac{N}{mm^2}}{1.05} = 50kN$$

$$N_{Ed} = 41.3kN \leq N_{c,Rd} = 50kN$$

Platen vil ikke svikte på grunn av trykk.

5.6.4 Sjekk mot knekking

En trenger ikke å sjekke knekking dersom følgende krav er oppfylt: $a_1 \leq 9t \cdot \varepsilon$. a_1 er avstanden mellom hull. t er tykkelsen på platen. $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ (serano et al., 2015, s. 252–253).

$a_1 = 20\text{mm} \leq 9 * 1.5\text{mm} * \sqrt{\frac{235}{250 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}}} = 13.08$ Kravet er ikke oppfylt. Platen må sjekkes for knekking. «Platen antas da å fungere som en vanlig (Euler) søyle med knekk lengde $a_1 * 0.6$.» (serano et al., 2015, s. 253)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{250}} = 0.969, A = 140\text{mm} * 300\text{mm} = 42000\text{mm}^2,$$

$$L_{cr} = a_1 * 0.6 = 20\text{mm} * 0.6 = 12\text{mm}$$

Beregningene for å sjekke mot knekking finner en i Eurokode 3, 6.3.1-3 (Standard Norge, 2015, s. 57–67).

Det neste steget i beregningene her vil være å utføre klasse klassifikasjon, men flatt tverrsnitt er ikke representert i Eurokode. Kan anta klasse 1. Deretter skal man oppfylle kravene gitt i 6.3.3(4). For å oppnå disse må man bruke ligningene gitt i 6.3.1 og 6.3.2, der man regner ut verdiene for χ_x , χ_{LT} og χ_y . Disse kommer fra ligningen: $\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i * \lambda_1}$ (Standard Norge, 2015, s. 60). Dette beregnes for x- og y-retning. I tabell 6.2 finner en verdi til knekk kurve for solid tverrsnitt. Verdien for «i» er ikke representert i boka *Stålkonstruksjoner* og heller ikke angitt i tekniske spesifikasjoner hos leverandør, men man kan regne den ut:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \text{ (Larsen et al., 2003)}. \text{ Dette gjøres for både x- og y-retning.}$$

Videre puttes tallene for $\bar{\lambda}_y$ og $\bar{\lambda}_x$ inn i formlene angitt i 6.3.2 for å finne Φ , χ_x og χ_y .

Til slutt legges utregnet verdier inn i ligning gitt i 6.3.3(4), og sjekk for knekking er utført.

For en korrekt utregning av knekkingskapasitet kan en bruke programvare som ANSYS. Dette programmet simulerer forbindelsen og tar for seg utregning av kapasitet. Dette vil ikke være en del av denne oppgaven.

5.6.5 Sjekk av bøyebrydd i stålplaten

Følgende krav må være oppfylt:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} * f_y}{\gamma_{M0}}, W_{pl} = \frac{b * h^2}{4}$$

W_{pl} er stålplatenes plastiske motstand

(serano et al., 2015, s. 253)

$$M_{Ed} = \frac{10.3kNm}{2} = 5.15kNm \text{ ettersom det er en plate på hver side.}$$

$$W_{pl} = \frac{140mm * (300mm)^2}{4} = 3150000mm^3$$

$$M_{c,Rd} = \frac{3150000mm^3 * 250 \frac{N}{mm^2}}{1.05 * 10^6} = 750kNm$$

$M_{Ed} = 5.15kNm \leq M_{c,Rd} = 750kNm$. Det vil ikke oppstå brudd på grunn av bøyning.

Her ville laterale krefter spilt en rolle der kombinert effekt av bøyning og trykk ville påvirket resultatet. Dette er angitt i 6.2.8 (Standard Norge, 2009, s. 54).

5.6.6 Skjær

Skjær er avhengig av effektivt skjærareal. Dette er ikke angitt i Eurokode 3 for plater. Videre er det ikke laterale krefter på forbindelsen og den vil ikke bli utsatt for skjærbrudd. Skjærberegninger utføres derfor ikke.

Dersom det hadde blitt inkludert laterale krefter kunne en gå frem slik:

Første steget i beregningene vil normalt være å utføre klasse klassifikasjon, men plate tverrsnitt er ikke representert i Eurokode 3. Kan anta klasse 1

Formelen for skjær er gitt 6.2.6 i Eurokode 3(Standard Norge, 2009, s. 50–51).

Platen skal oppfylle kravet: $V_{Ed} \leq V_{c,Rd}$

5.6.7 Plateforbindelse

Velger å bruke LBS525. Diameteren på disse er 5mm og lengden er 25mm. I dette tilfelle vil kreftene komme i «x-retningen». Se figur 8.11 i Eurokode 5 (Standard Norge, 2010, s. 74).

Følgende betingelse må være oppfylt:

$$\left(\frac{F_{x,Ed}}{F_{x,Rd}}\right)^2 + \left(\frac{F_{y,Ed}}{F_{y,Rd}}\right)^2 \leq 1$$

$F_{M,Ed}$ er den dimensjonerende kraften fra momentet på en enkel plate

$$(F_{M,Ed} = 2 \frac{M_{Ed}}{l});$$

(Standard Norge, 2015, s. 76–77)

$R_k = 46.8kN = F_{x,Rd}$ Dette er en ferdig utregnet verdi fra produsent (*Simpson Strong-Tie*, u.å.).

F_{Ed} forenkles i denne oppgaven og antas som reaksjonskraften. $F_{Ed} = 41.3kN$. En metode for å finne den reelle verdien er gitt i *Limtreboka* (serano et al., 2015, s. 256).

$$M_{Ed} = 10.31kNm$$

$$F_{M,Ed} = 2 \frac{10.31 * 10^6 Nm}{140mm} = 147285.7N$$

$$F_{x,Ed} = 41.3 * 10^3 N * \cos 0 \pm 2 * 147285.7N * \sin 90 = 335871.4N, -253271.4N$$

Bruker den største verdien.

Dette gir:

$$\left(\frac{335871.4N}{46.8 * 10^3 N} \right)^2 = 51 \leq 1 \Leftrightarrow \text{Ikke ok.}$$

Betingelsene er ikke oppfylt. Kapasiteten til platen er mange ganger lavere enn kravet. Dette er ikke uventet ettersom hele kraften som er påført forbindelsen er antatt til å komme på hullplaten. Oppgaven til hullplaten er ikke ment til å ta opp vertikale krefter, men å holde forbindelsen sammen.

I standarden er kreftene i «y-retning» plassert i fiberretningen, men tolkes her som at her ville laterale krefter kunne plasseres. Dersom denne delen av oppgaven hadde hatt laterale krefter skulle de ha blitt vurdert her.

5.6.8 Karakteristisk kapasitet per skjærflate

$$F_{v,0,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} k_1 * k_2 * k_3 * k_4 * (35d_c^{1.5}) \\ k_1 * k_3 * h_e * (31.5d_c) \end{array} \right.$$

$F_{v,0,Rk}$ er den karakteristiske kapasiteten i fiberretningen;

d_c er diameteren på forbinderen;

h_e er inntrengningsdybden

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.0 \\ \frac{t_1}{3h_e} \\ \frac{t_2}{5h_e} \end{array} \right.$$

$$k_2 = 1.0$$

$$k_3 = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.75 \\ \frac{\rho_k}{350} \end{array} \right.$$

$$k_4 = 1.1$$

$$F_{v,90,Rk} = \frac{F_{v,0,Rk}}{k_{90} * \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

$$k_{90} = 1.3 + 0.001 * d_c$$

(Standard Norge, 2015, s. 77–79)

$$d_c = 5mm$$

$$h_e = 21mm$$

$$t_1 = 1.5mm$$

$$t_2 = 200mm$$

$\rho_k = 430 \frac{kg}{m^3}$ Antar samme densitet på begge trevirkene som en forenkling av oppgaven.

$$k_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.0 \\ \frac{1.5}{3 * 21} = 0.023 \\ \frac{200}{5 * 21} = 1.90 \end{array} \right.$$

$$k_3 = \min \left\{ \begin{array}{l} 1.75 \\ \frac{430 \frac{kg}{m^3}}{350} = 1.22 \end{array} \right.$$

$$F_{v,0,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.023 * 1 * 1.22 * 1.1 * (35 * 5^{1.5}) = 12.18N \\ 0.023 * 1.22 * 21 * (31.5 * 5) = 92.8N \end{array} \right.$$

$$k_{90} = 1.3 + 0.001 * 5 = 1.305$$

$$F_{v,0,Rk} = \frac{12.18N}{1.305 * 0 + 1} = 12.18N$$

Fra teknisk datablad til Simpson hullplater:

$$F_{v,0,Rk} * n = 12.18N * 98 = 1193.64N \leq \frac{41.3}{2} = 20.65kN \Leftrightarrow \text{Ikke ok.}$$

En kan umiddelbart se at kapasiteten til forbinderen er altfor lav. I avsnitt 5.6.9 skruenes skjærkapasitet så er kapasiteten per forbinder mange ganger høyere.

5.6.9 Skruenes skjærkapasitet

Fra Rothoblaas sine tekniske datablad: $R_{V,k} = 1.59 kN$ per forbinder ved bruk av LBS525 og platetykkelse 1.5mm (Rothoblaas, u.å.-b)

$$\text{Skjærkrefter på forbindelse: } V_{Ed} = \frac{20,7}{2} = 10.35kN$$

Antall forbindere $n = 98$

Dette gir $V_{Ed} = 10.35kN \leq 98 * 1.59kN = 155.82 kN. \Leftrightarrow \text{Ok.}$

5.6.10 Splittingsbrudd

«kontroll mot splittingsbrudd er ikke nødvendig dersom avstanden mellom søylekanten og den forbinderen som er lengst fra kanten er større enn 0.7 ganger søylens bredde» (serano et al., 2015, s. 256)

$$\text{Bredde på søyle} = 200\text{mm}, \text{ Plate på hver side av fuge} = \frac{300\text{mm}}{2} = 150\text{mm}$$

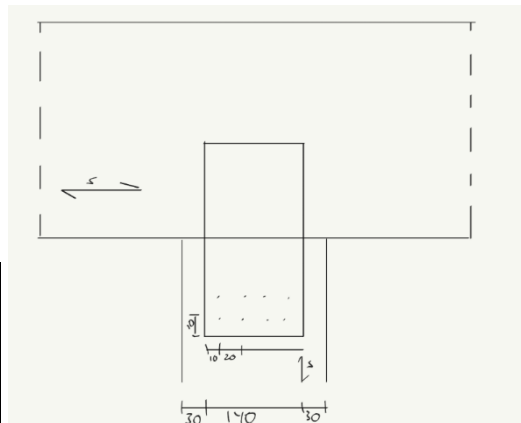
$0.7 * 200\text{mm} = 140\text{mm} \leq 150\text{mm} \Leftrightarrow \text{Ok.}$ Trenger ikke ta hensyn til splittingsbrudd.

5.6.11 Miste avstander mellom skruer

For plateforbindelser brukes figur 8.7 og tabell 8.7 i eurokode 5 (Standard Norge, 2010, s. 63 og 79). Figur 32 og Tabell 16 viser avstander og krav.

Tabell 16 Kant- og endeavstander for hullplate

Navn	Vinkel på fiberretning	Minste avstand og kant-/endeavstand	Faktisk verdi
a_1	0	10mm	10mm
a_2	0	6mm	20mm
$a_{3,t}$	0	7.5mm	10mm
$a_{3,c}$	90	10mm	10mm
$a_{4,t}$	90	4mm	10mm
$a_{4,c}$		3mm	10mm



Figur 32 Illustrasjon av avstander på forbindelse

Alle avstander er ok.

6 Resultat

Tabell 17 Resultattabell

Forbindelse Belastning/ styrke	Vinkler	Alumaxi	Plate
Dimensjonerende skjærspenninger	0.579 N/mm ²	0.46 N/mm ²	-
Dimensjonerende skjær fasthet	2.64 N/mm ²	2.64 N/mm ²	-
% brukt	22	17.4	-
Festemiddels styrke	32.3 kN	Dybler: 16.35kN Skruer: 130.3kN	155.82kN
Påført skjærkraft	6.2 kN 7.2 kN	Dybler: 2.06 kN Skruer: 12.4kN	10.35kN
% brukt	19.2 22.3	Dybler: 12.5 Skruer: 9.5	6.6
Bøyningsspenninger*	0.966 N/mm ²	0.496 N/mm ² 2.93 N/mm ²	5.15kNm
Dimensjonerende bøyningfasthet	22.26 N/mm ²	22.26 N/mm ²	750kNm
% brukt*	4	14.7	0.68
Stål til tre kapasitet	14.05 kN	Dybler: 86832.9N	-
Skjærbelastning	6.2kN	6200N	-
% brukt	44	Dybler: 7.1	-
Krav til platekapasitet oppnådd	x	Ja	Nei
Splittingskapasitet	38956.5N	92962N	Ok
Trykk	12400N	12400N	-
% brukt	31.8	13.33	-
Ende- og kantavstander	Ikke ok	Ok	Ok

*Største verdi av utregnede bøyningfasthet vil være ledende.

7 Diskusjon

Ved beregningene er mange av stegene og fremgangsmåtene like. Under innfestning så må det sjekkes både festemidler og forbindelsesmiddel. Ved konstruksjonsdelen sjekkes kombinasjonen av forbindelsesmiddel og konstruksjon samt fare for splittingsbrudd. Skjær- og bøye-spenninger påvirker forbindelsen, men dimensjoneringen for dem tar i hovedsak for seg hele limtretrageren. I en ren limtretragerkalkulasjon ville det og vært naturlig å ta med nedbøyning. Det ble det ikke satt tid av til her. Resultatene som er felles for forbindelsene er satt inn i Tabell 17.

7.1 Hva har blitt gjort

I denne oppgaven er det blitt regnet på tre forskjellige forbindelser, og ved en av dem er det utført beregninger med dataprogram. Utførelsen av beregningene er gjort i henhold til utviklet standarder og *Limtreboka*. Ved flere anledninger har jeg fjernet visse punkter i beregninger som *Limtreboka* har ansett viktige. Dette er gjort der det er mangel på informasjon som gjør beregningene vanskelige og der det ikke er krefter som gir behov for beregning. Ett eksempel på dette er uttreks- og pluggkapasitet, der det ikke er noen krefter i fiberretning som gir noe beregningsgrunnlag. Videre er ikke alle beregninger inkludert i resultattabellen, ettersom det ikke er alle beregninger som er sammenlignbare med de andre forbindelsene. De er tatt med i beregninger ettersom de er særdeles viktige for selve forbindelsen.

Programmet Myprosjekt fra Rothoblaas er brukt til å regne på samme forbindelse. Dette er gjort for å sammenligne beregninger for hånd og ved programvare.

7.2 Resultatdiskusjon Myproject

Ved bruk av dataprogram og håndberegninger vil det alltid fremkomme forskjeller. Ved bruk av dette programmet var flere verdier fastsatt og kunne derfor ikke endres til verdier etter Norsk Standard.

Dataprogrammet Myproject ga meg verdier for styrken til forskjellige deler av innfestningen. Noen av beregningene som gjøres i henhold til Eurokode 5, har krav som må oppfylles. Dette fører til at de ikke har noen sammenlignbar verdi som har blitt regnet ut. Ved skjærmotstand i del med dybler førte håndberegninger til 86.8329kN, Myproject fikk derimot 153.62 kN. Når kapasitet skulle settes mot påført kraft, så valgte jeg å dele påført skjærkraft på 2. I stedet for

dette kunne jeg ha ganget kapasiteten med både antall dybler og skjærplan. Dette ville gitt skjærkapasitet:

$2 * 6 * 14472.15N = 173665.8N$. En kan videre anta at mine beregninger er mer konservative enn dem utført av dataprogrammet, avvik og avrundinger kan også føre til annerledes tall.

Utregnet dybelstyrke er 16.35kN, Myproject fikk derimot 25.6 kN. Avviket her kan skyldes beregningsmetode, og dataprogrammet har sannsynligvis en mer omfattende utregningsmetode.

Det viktigste resultatet som kommer frem fra dataprogrammet og egne beregninger er at forbindelsen er godkjent. En kan også se at kapasiteten er mye høyere enn den som den er utsatt for.

7.3 Krav som ikke ble oppnådd

Ved utregning av forbindelse med vinkler, ble ikke kant- og endeavstander ok. Dette er minimumsavstander i treverket som må følges slik at brudd ikke oppstår. Ettersom minimum ende- og kantavstand for vinklene er lavere enn for tre, så ville det være enkelt å endre kantavstand til limtredegragen slik at kravet ville blitt oppnådd.

Under beregning av platekapasitet og kapasitet ved skjærflate til hullplaten så kan en se at kapasiteten er særdeles lav. Ved platekapasitet kan det skyldes antakelsen som sier at alle krefter påført skal platen ta opp. Under faktiske forhold ville søylen ta omtrent all påført kraft, platen ville arbeidet mer mot rotasjon og annen horisontal bevegelse.

Kapasiteten til skjærflate ble usannsynlig lav, en kan se fra spesifikasjoner hentet fra produsent at den er mange ganger høyere. Det kan være flere grunner til at svaret ble som det ble. Det kan skyldes at beregninger ikke er utført korrekt etter standard, andre verdier skulle vært brukt eller tolkning av utregnet verdi ikke er rett.

7.3.1 Valg av forbindelser

Under valg av forbindelsestyper, så valgte jeg å finne opp en forbindelse og bruke to eksisterende løsninger. Normalt sett så ville en heller kanskje montert vinkel under limtredegrager slik at den hviler på vinkel i stedet for bolt. Dette ble gjort for å illustrere at en kan utforme forbindelser på forskjellige metoder.

Alumaxi ble valgt av nysgjerrighet for å nærmere undersøke gjemt innfestning, da dette blir brukt mer og mer. Ved sammenføyning av søyler og limtredragere er det mange metoder for å feste dem sammen, men hullplate er en standard løsning som jeg valgte å ta i bruk.

7.4 Overdimensjonering

Fra tabell 17 kan vi se at på de fleste beregningene er kapasiteten mye høyere enn belastningen den blir påført. Dette kan være på grunn av flere faktorer, som f.eks.:

- For lav last.
- Lav lysåpning.
- Beregninger som ikke er inkludert.
- Høyt tverrsnitt.
- Sterke forbindelser/festemidler.

7.4.1 For lav last

Ettersom jeg valgte å ekskludere vind og snølast så vil dette gjøre at lasten som påvirker både forbindelsen og limtredrageren blir lavere. Snø og taklast ville sannsynligvis påvirket forbindelsen mest. Jeg antok at alle laster ovenfra ville bli tatt opp av søyler, men dersom søylen hadde blitt plassert på limtredrageren så ville dette ført til en betydelig økning i påført skjærkraft. Dette kunne ført til brudd i dybler, forbindelse, skruer eller alle. Vind ville påført laterale krefter som ville gitt grunnlag for flere beregninger. Slik som uttrekks- og pluggskjærbrudd som er angitt i Eurokode 5 i tillegg A (Standard Norge, 2010, s. 104).

7.4.2 Lav lysåpning

Lysåpningen til limtredrageren er 2.5 meter. I forhold til limtredrageren sin dimensjon så er denne lysåpningen særdeles kort. Fra beregningene i Tabell 13 så ser vi at brudd ikke fremkommer før ved et særdeles lavt tverrsnitt. Merk at drageren kunne bli utsatt for brudd av andre grunner ved lavere dimensjon. Ved en økning i lysåpning ville trykket påført forbindelsene økt markant. Fra resultattabell kan vi se at kapasiteten prosentmessig er opptil flere ganger større enn den som er påført. Så en kan anta at forbindelsen kunne motstå en økning i lysåpning, men uten kalkulasjon er det vanskelig å fastslå akkurat hvor mye en kunne økt lysåpning.

7.4.3 Beregninger som ikke er inkludert

Som nevnt tidligere så er ikke snø- og vindlast tatt med i beregninger, det er heller ikke torsjon eller «accidental loading». Snø, vind og «accidental loading» ville alle påvirke forbindelsen i form av økning i last. «Accidental loading» er last som jordskjelv, dette ville gitt krefter i det laterale planet. Vibrasjoner kan også påvirke forbindelse negativt. Disse utelatte beregninger kan føre til økte påkjenninger for forbindelsen og drageren, som videre kan føre til brudd.

Det er heller ikke regnet på senket tverrsnitt på grunn av bolter eller dybler. Ved beregning av hull uten gjennomgående bærende element så ville styrken ha sunket, men ettersom hullene blir fylt, så vil en få et kombinert tverrsnitt. Dette kan føre til økt styrke for tverrsnittet, spesielt ettersom stål har en høyere kapasitet enn tre.

7.4.4 Sterke forbindelser/festemidler

Ved design av vinkler antok jeg en dimensjon som var å finne i *Stålkonstruksjoner*, men ved videre beregninger og sjekk av vinkel ser vi at et betydelig mindre tverrsnitt kunne benyttes. Boltene benyttet her er også overdimensjonert. Dette er gjort ettersom laveste angitte bolt i *Stålkonstruksjoner* var av den størrelsen, men en kan se i resultattabellen at kun 22% av kapasitet er utnyttet.

Fra dataprogrammet Myproject kan en se at utnyttet grad av kapasitet på Alumaxi er lav. Både på del festet i sekundærbjelke og del innfestet med dybler.

7.5 Videre arbeid

Videre forskning kan være å teste trevirkes styrke med og uten bolter eller dybler. En praktisk utførelse og styrketest ville vært særdeles interessant.

Videre kunne det også ha blitt utviklet en helt egen standard for forbindelser, slik som det er blitt gjort for stålfornbindelser. Der dette er en stor del av dimensjonering.

8 Konklusjon

Bacheloroppgaven tar utgangspunkt i problemformuleringen «Utfordringer med dimensjonering av forbindelser i trekonstruksjoner»

Oppgaven drøfter problemformuleringen teoretisk. For å løse denne oppgaven etter beste evne så laget jeg tre forskjellige designoppgaver. Disse tre skulle representere enhver beregning som skulle utføres på enhver forbindelse. Underveis i oppgaven har jeg lært viktigheten av riktig dimensjonering.

Store deler av dimensjonering av forbindelser er sjekk av kapasitet til festemidler og tømmerforbindere. Disse kan utformes i stål, en legering med aluminium eller på andre metoder. Dette gjør at en må være fortrolig med flere Eurokoder enn Eurokode 5.

En forbindelse kan ha flere punkter som kan være dimensjonerende begrensende. Som f.eks.: stål til tre kapasitet, splittingsbrudd, kant- og endeavstand og trykk vinkelrett på fiberretning som er dimensjonerende begrensende.

Beregning og dimensjonering av forbindelser er en krevende affære selv om en følger gitte standarder til punkt og prikke. Eurokode 5 er utformet slik at den skal dekke de fleste forbindelser som finnes, dette gir rom for forskjellig tolkning. *Limtreboka* har gitt en offentlig tolkning som er gitt til allmenheten for å heve kunnskapsnivå, og for at en skal vite hva som bør undersøkes ved utforming av forbindelser. Dette kan brukes som støttelitteratur når en dimensjonerer ut ifra standard. Det er mange beregninger og prinsipper en må være fortrolig med når en skal beregne forbindelser. Dette gjør at avvik i dimensjonering lett kan oppstå, men med riktig kompetanse vil en kunne dimensjonere forbindelser. Det er derfor grunnlag for å konkludere med at kompetanseheving innenfor forbindelser og tolkning av forbindelser innenfor Eurokode 5 er nødvendig.

9 Kilder

- Beam Calculator | Optimal Beam.* (u.å.). Hentet 9. mai 2022, fra <https://optimalbeam.com/beam-calculator.php#>
- Beam Calculator Online.* (u.å.). Hentet 9. mai 2022, fra <https://beamguru.com/beam/>
- Byggforsk. (2013, august). 471.031 *Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler—Byggforskserien.* <https://www.byggforsk.no/dokument/215>
- Hibbeler, R. C. (2013). *Hibbeler: Mechanics Materials SI _p9, 9th Edition* (9. utg.). Pearson.
- Larsen, P. K., Clausen, A. H., & Aalberg, A. (2003). *Stålkonstruksjoner. Profiler og formler.* (3. utg.). Fagbokforlaget.
- Miljølære. (u.å.). *Stilhistorie.* Hentet 25. april 2022, fra <https://www.miljolare.no/tema/kulturminner/artikler/stilhistorie.php>
- Nedal Aluminium. (2017). *Nedal alloy datasheet.* <https://www.nedal.com/wp-content/uploads/2017/11/Nedal-alloy-Datasheet-EN-AW-6005A.pdf>
- Porteous, J., & Kermani, A. (2013). *Structural Timber Design to Eurocode 5.* John Wiley & Sons, Incorporated.
<http://ebookcentral.proquest.com/lib/uisbib/detail.action?docID=1174133>
- Rothoblaas. (u.å.-a). *CONCEALED BRACKET WITH AND WITHOUT HOLES.* Hentet 8. mars 2022, fra <https://www.rothoblaas.com/products/fastening/brackets-and-plates/concealed-connections/alumaxi>
- Rothoblaas. (u.å.-b). *ROUND HEAD SCREW FOR PLATES / LBS.* Hentet 6. mai 2022, fra <https://www.rothoblaas.com/products/fastening/screws/screws-carpentry/lbs>
- Rothoblaas. (u.å.-c). *SMOOTH DOWEL / STA / ROTHOBLAAS.* Hentet 9. mars 2022, fra <https://www.rothoblaas.com/products/fastening/brackets-and-plates/pins-bolts-metric/sta>
- serano, E., Kliger, R., Hansson, E., Crocetti, R., Danielsson, H., Mårtensson, A., & Liven, H. (2015). *Limtreboka* (2. utg.). Norsk limtreforening.
https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/limtreboka_2015_el2.pdf
- Simpson Strong-Tie.* (u.å.). Hentet 15. april 2022, fra <https://www.strongtie.no/no-NO/produkter/hullplater-np>
- SINTEF. (2008, mai). 573.151 *Mekaniske treforbindelsesmidler—Byggforskserien.*
https://www.byggforsk.no/dokument/601/mekaniske_treforbindelsesmidler#i2
- SINTEF. (2019, september). 523.291 *Bygninger med laftede vegger—Byggforskserien.*
https://www.byggforsk.no/dokument/365/bygninger_med_laftede_vegger#fig321

SSAB. (u.å.). SSAB. Hentet 7. mars 2022, fra <https://www.ssab.com/products/steel-categories/metal-coated-steels/steelselector/metal-coated-structural-steels>

Standard Norge. (1999). *NS-EN 1194:1999* (s. 16) [Standard].

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=136207>

Standard Norge. (2008a). *NS-EN 1990:2002+NA:2008* (s. 92).

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=324900>

Standard Norge. (2008b). *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008* (s. 52).

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=324902>

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

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

Standard Norge. (2010). *NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010* (s. 132) [Standard].

Standard Norge.

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=436137>

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

<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=755703>