

Espen Skjelhagen  
Peder Horten Øie

## Skjøting av undergurt i store limtrefagverk

For å oppnå minst mulig strekkraft i  
limtrefagverk på 50 meter, med dimensjonert og  
kontrollert skjøteforbindelse i undergurten

Bacheloroppgave i Konstruksjonsteknikk  
Veileder: Marthin Landgraff  
Mai 2023



Espen Skjelhagen  
Peder Horten Øie

## **Skjøting av undergurt i store limtrefagverk**

For å oppnå minst mulig strekkraft i limtrefagverk på  
50 meter, med dimensjonert og kontrollert  
skjøteforbindelse i undergurten

Bacheloroppgave i Konstruksjonsteknikk  
Veileder: Marthin Landgraff  
Mai 2023

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



Kunnskap for en bedre verden







Kunnskap for en bedre verden

# Skjøting av undergurt i store limtrefagverk

For å oppnå minst mulig strekkraft i limtrefagverk på 50 meter, med dimensjonert og kontrollert skjøteforbindelse i undergurten.

Espen Skjelhagen & Peder Horten Øie

[Gradering: Åpen]

Bachelor i ingeniørfag - Bygg  
Innlevert: Mai 2023  
Veileder: Marthin Landgraff

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for vareproduksjon og byggingsteknikk



Oppgavens tittel:	Dato: 22/05-2023		
Skjøting av undergurt i store limtrefagverk	Antall sider: 78		
	Masteroppgave:	Bacheloroppgave	X
Navn: Espen Skjelhagen og Peder Horten Øie			
Veileder: Marthin Landgraff			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/ veiledere:			

#### Sammendrag:

Moelven Limtre produserer i dag limtrebjelker med en maksimal lengde på 30 meter. Ved bruk av limtre i fagverkskonstruksjoner over 30 meter, er det nødvendig å skjøte sammen flere bjelker. Moelven Limtre ønsker å kartlegge den mest hensiktsmessige plasseringen for skjøteforbindelser, for å oppnå minimal strekkraft i undergurten. I tillegg er dimensjonering og kontroll av skjøteforbindelsen, i undergurten, inkludert i oppgaven.

Oppgaven tar for seg undersøkelser av tre fagverksmodeller, og en skjøteforbindelse bestående av innslissede stålplater og stavdybler. Hensikten med oppgaven er å bistå Moelven Limtre med konstruksjonsanalyser som kan være nyttig i framtidig arbeid, eller for andre aktører med lignende utfordringer.

Dimensjonering og kontroll av konstruksjonene er gjort i henhold til gjeldende regelverk og beskrivelser gitt i Norsk Standard. Der regelverk og beskrivelser har vært utydelige, har vi benyttet pålitelig støttelitteratur som også har gitt innsikt i bransjens praksis.

Konstruksjonsanalysene baserer seg på simuleringer gjennomført i Focus Konstruksjon og håndberegninger i egenproduserte regneark.

Med utgangspunkt i de teoretiske rammene ble data innhentet, systematisert og presentert i resultatene. Resultatene viste at den laveste opptredende strekkraften, i undergurten, forekom i fagverksmodell 2. Etter å ha jobbet med bacheloroppgaven, kan det tyde på at kontroll for blokkutrivning kan forskes mer på.

Det kan se ut til at vi har funnet svar på problemstillingen. Resultatene viste at det er mest hensiktsmessig å plassere skjøtepunktene i umiddelbar nærhet av opplagrene. Dimensjonert og kontrollert stavdybelforbindelse, tilfredsstilte gjeldende regelverk.

#### Stikkord:

Limtrefagverk
Forbindelser i limtre
Focus Konstruksjon
Konstruksjonsanalyse

# Forord

Denne bacheloroppgaven er det avsluttende arbeidet i vår ingeniørutdanning ved NTNU i Gjøvik, våren 2023. Oppgaven utgjør 20 studiepoeng og baserer seg på selvstendig fordypning, i selvvalgt tema, ved bruk av tilegnet kunnskap gjennom studiet.

Bacheloroppgaven er skrevet av Espen Skjelhagen og Peder Horten Øie, hvor begge har konstruksjonsteknikk som valgt studieretning.

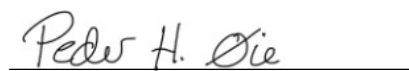
Først og fremst ønsker vi å rette en stor takk til vår dyktige og kunnskapsrike veileder, Marthin Landgraff, for uvurderlig veiledning og gode faglige samtaler. Veiledningen har vært avgjørende for å ferdigstille oppgaven. Vi ønsker også å takke Moelven Limtre for innspill ved valg av problemstilling, og samtaler gjennom semesteret. Bidraget fra Moelven Limtre har gitt oss en lærerik og spennende fordypning i trekonstruksjoner med tilhørende elementer.

Vi ser tilbake på tre fine og lærerike år ved NTNU – Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet i Gjøvik. Den betydningsfulle muligheten vi har blitt tildelt gjennom studieplassen ved NTNU i Gjøvik, har bidratt til faglig dyktighet og personlig vekst.

Bacheloroppgaven har vært lærerik og har utvidet vår kunnskap innen konstruksjonsteknikk. Fordypningen har gitt oss en bedre forståelse for relevant teori, og metoder brukt i praksis. Arbeidet har gitt oss en mulighet til å kombinere teori og praksis, som har gitt verdifull erfaring for videre karriere.



Espen Skjelhagen



Peder Horten Øie

# Abstract

Today Moelven Limtre produce glulam beams with maximum length up to 30 meters. When glulam constructions exceed 30 meters, is it necessary to splice multiple beams together. Moelven Limtre wants to examine where the most appropriate location for splice connections is, to achieve minimum tensile force in the bottom chord. Dimensioning and control of the splice connection, in the bottom chord, is included in the assignment.

The assignment implements investigations on three truss-models, and a spliced connection consisting of slotted steel plates and steel dowels. The purpose of the assignment is to assist Moelven Limtre with construction-analyses that may be useful in future work, or other construction companies with similar problems.

Dimensioning and control of constructions was done in accordance with current regulations and descriptions provided in Norwegian Standards. Reliable supporting literature has been used when the regulations and descriptions have been hard to comprehend. Construction-analyses are based on simulations in Focus Konstruksjon and hand calculations in self-produced spreadsheet.

Based on the theoretical basis, data was collected, systematized, and presented in the results. The results showed that the lowest performing tensile force, in the bottom chord, occurred in glulam truss-model 2. After working with the bachelor thesis, it may indicate that the control for block tear-out failure can be further researched. It appears that we have found the answer to the problem at hand. The results showed that it is most appropriate to place the splice-connection in immediate vicinity of the beam ends. Dimensioned and controlled dowel connection satisfied current regulations.

# Innholdsfortegnelse

Forord .....	iv
Abstract .....	v
Innholdsfortegnelse .....	vi
Figurliste.....	x
Tabelliste .....	xii
1 Terminologi – må sorteres alfabetisk .....	xiii
1.1 Begreper.....	xiii
1.2 Symboler og notasjon .....	xiv
2 Innledning.....	1
2.1 Bakgrunn og formål.....	1
2.2 Oppgavestruktur .....	2
2.3 Problemstilling.....	2
2.4 Omfang og avgrensninger .....	3
3 Teori .....	4
3.1 Programmer .....	4
3.1.1 Focus Konstruksjon.....	4
3.1.2 Microsoft Office Excel - Regneark .....	4
3.1.3 Ove Sletten - Lastberegning .....	4
3.2 Treverk – Limtre.....	5
3.2.1 Generelt .....	5
3.2.2 Materialeegenskaper .....	6
3.3 Fagverkskonstruksjoner.....	8
3.3.1 Modell 1 – Parallele gurter.....	9
3.3.2 Modell 2 – Parallele gurter.....	9
3.3.3 Modell 3 – Skrå overgurt .....	9
3.3.4 Geometrisk utforming .....	10
4 Metode.....	11
4.1 Regelverk.....	12
4.2 Litteratur .....	13
4.3 Programmer .....	14

4.3.1	Focus Konstruksjon.....	14
4.3.2	Ove Sletten Lastberegning .....	14
4.3.3	Microsoft Office Excel - Regneark .....	15
5	Dimensjoneringsgrunnlag .....	16
5.1	Forutsetninger og antagelser.....	16
5.1.1	Klimaklasser.....	16
5.1.2	Grensetilstander.....	17
5.1.3	Pålitelighetsklasser .....	17
5.1.4	Partialfaktor .....	18
5.1.5	Høydefaktor.....	18
5.1.6	Systemfaktor.....	18
5.1.7	Lastvarighetsklasser .....	19
5.1.8	Fasthetsfaktor .....	19
5.1.9	Deformasjonsfaktor .....	19
5.1.10	Kombinasjonsfaktor .....	19
5.1.11	Sprekkfaktor .....	20
5.1.12	Dimensjonerende fastheter .....	20
5.2	Laster .....	21
5.2.1	Snølast .....	21
5.2.2	Vindlast .....	23
5.2.3	Egenlast .....	24
5.2.4	Lastkombinasjon - bruddgrensetilstand .....	25
5.2.5	Lastkombinasjon - bruksgrensetilstand .....	25
5.3	Dimensjonering av limtrefagverk.....	26
5.3.1	Forutsetninger.....	26
5.3.2	Utforming av fagverk i Focus Konstruksjon.....	26
5.3.3	Aksialkrefter.....	27
5.3.4	Knekking .....	28
5.3.5	Enhetslastmetoden for nedbøyning .....	29
5.3.6	Kontroller i Focus Konstruksjon.....	30
5.4	Knutepunktsberegninger.....	33
5.4.1	Generelt grunnlag .....	33
5.4.2	Forutsetninger og antagelser .....	35

5.4.3	Karakteristisk flytemoment .....	36
5.4.4	Karakteristisk hullkantfasthet .....	36
5.4.5	Taueffekten .....	36
5.4.6	Oppbygning av tverrsnitt .....	37
5.4.7	Antall stålplater og plassering av slisser .....	38
5.4.8	Minimumsavstander for stavdybler .....	39
5.4.9	Bruddformer .....	40
5.4.10	Antall stavdybler i forbindelsen .....	42
5.4.11	Kapasitet – Stavdybler .....	43
5.4.12	Kontroll av slisseplater .....	44
5.4.13	Strekkapasitet i netto tverrsnitt .....	46
5.4.14	Kontroll for blokkutrivning .....	47
6	Resultater .....	50
6.1	Simuleringer i Focus Konstruksjon .....	50
6.1.1	Laster .....	50
6.1.2	Kapasitetskontroll i henhold til NS-EN 1995 .....	51
6.1.3	Kontrollberegninger av Focus Konstruksjon .....	52
6.1.4	Modell 1 – Parallelle gurter .....	53
6.1.5	Modell 2 – Parallelle gurter .....	55
6.1.6	Modell 3 – Skrå overgurt .....	57
6.2	Dimensjonering og kontroll av skjøteforbindelsen .....	60
6.2.1	Opptredende strekkraft i skjøteforbindelsen .....	60
6.2.2	Avstander for slisser og stålplater .....	61
6.2.3	Bruddformer .....	63
6.2.4	Kapasitet – Stavdybler .....	64
6.2.5	Kontroll av slisseplater .....	67
6.2.6	Strekkapasitet i netto tverrsnitt .....	67
6.2.7	Kontroll for blokkutrivning .....	68
7	Diskusjon og analyse .....	70
7.1.1	Fagverkets oppbygning .....	70
7.1.2	Opptredende krefter .....	71
7.1.3	Dimensjonering og kontroll av skjøteforbindelsen .....	74
8	Konklusjon .....	76



Litteraturliste .....	79
Vedlegg .....	82

# Figurliste

Figur 1: Soneinndeling for kombinert limtre .....	7
Figur 2: Eksempel på fagverk med parallelle gurter, modell 1 .....	9
Figur 3: Eksempel på fagverk med parallelle gurter, modell 2 .....	9
Figur 4: Eksempel på fagverk med parallelle gurter .....	9
Figur 5: Lengde/høyde-forhold for dimensjonering av tverrsnitt .....	10
Figur 6: Lovens hierarki med tilhørende NS som danner grunnlaget for oppgaven.....	12
Figur 7: Overslagsberegning med rammemodellen .....	27
Figur 8: Eksempel på knutepunkt med innskissede stålplater og stavdybler.....	33
Figur 9: Oppbygning av limtretverrsnitt .....	37
Figur 10: Bruddformer for stål mot tre forbindelser .....	40
Figur 11: Illustrasjon av felter for avstandsparametere.....	45
Figur 12: Kontroll av resultater for aksialkrefter (vedlegg 10).....	52
Figur 13: Modell 1 - Praktisk skjøteavstand .....	53
Figur 14: Maksimal strekkraft i undergurt - Modell 1 .....	53
Figur 15: Strekkraft i skjøteforbindelsen - Modell 1.....	54
Figur 16: Aksialdiagram – Modell 1 .....	54
Figur 17: Modell 2 - Praktisk skjøteavstand .....	55
Figur 18: Maksimal strekkraft i undergurt - Modell 2 .....	55
Figur 19: Strekkraft i skjøteforbindelsen - Modell 2.....	56
Figur 20: Aksialdiagram – Modell 2 .....	56
Figur 21: Modell 3 - Praktisk skjøteavstand .....	57
Figur 22: Maksimal strekkraft i undergurt - Modell 3 .....	57
Figur 23: Strekkraft i skjøteforbindelsen - Modell 3.....	58
Figur 24: Aksialdiagram - Modell 3.....	58
Figur 25: Utklipp aksialdiagram .....	59
Figur 26: Prinsippskisse på strekkraften i strekkskjøten.....	60
Figur 27: Dimensjonerende kapasitet for en dybel, ved endring av $t_1$ og $t_2$ .....	61
Figur 28: Valgte avstander i tverrsnittet.....	62
Figur 29: Karakteristisk kapasitet innerfelt.....	63
Figur 30: Karakteristisk kapasitet ytterfelt.....	63

Figur 31: Dimensjonerende kapasitet per dybel.....	64
Figur 32: Kapasitetsutnyttelse ved endring av avstanden i fiberretning ( $a_1$ ) .....	65
Figur 33: Plassering av stavdybler i skjøteforbindelsen.....	66
Figur 34: Kapasitet for blokkutrivning med ulike beregningsmetoder .....	68
Figur 35: Kapasitet for blokkutrivning med ulike beregningsmetoder, med like faktorer. ....	69
Figur 36: Dekomponering av krefter i knutepunkt – Modell 2 .....	71
Figur 37: Snitt av kraftfordeling gjennom knutepunkt - Modell 2.....	72
Figur 38: Snitt av kraftfordeling gjennom knutepunkt - Modell 3.....	72
Figur 39: Dekomponering av krefter i knutepunkt - Modell 3.....	73
Figur 40: Strekk-areal i bakkant, for de ulike beregningsmetodene .....	75

# Tabelliste

Tabell 1: Materialegenskaper for GL30C .....	6
Tabell 2: Minste avstander mellom dybler innbyrdes og fra dybler til kant og ende .....	39
Tabell 3: Minimumsavstander.....	45
Tabell 4: Dimensjonerende laster.....	50
Tabell 5: Dimensjonerende kapasitetsutnyttelse og forenklet deformasjonskontroll .....	51
Tabell 6: Valgte avstander i forbindelsen .....	66
Tabell 7: Sentrale elementer ved kontroll av slisseplater.....	67
Tabell 8: Sentralt påvirkende elementer ved beregning av kapasitet for blokkutrivning .....	68
Tabell 9: Sentralt påvirkende elemnter ved beregning av kapasitet for blokkutrivning (2) ....	69

# 1 Terminologi – må sorteres alfabetisk

## 1.1 Begreper

TEK17	Byggteknisk forskrift
NS	Norsk Standard
NS-EN	Standard utviklet i Europa, deretter fastsatt som Norsk Standard
NA	Nasjonalt tillegg
A1	Tillegg A1 – Regler og metoder for å fastsette lastkombinasjoner i bygg
STR	Lastfaktor for bygningskonstruksjoner i bruddgrensetilstand

## 1.2 Symboler og notasjon

$A$	Areal
$A_{nt}$	Netto arealet påkjent av strekk
$A_{nv}$	Netto areal påkjent av skjær
$A_{net,t}$	Netto tverrsnittsareal vinkelrett på fiberretningen
$A_{net,v}$	Netto skjærareal i fiberretningen
$a_l$	Avstand mellom stavdybler i fiberretning
$b$	Bredden til trevirket
$b_{ef}$	Effektiv bredde
$C_e$	Eksponeeringskoeffisient
$C_t$	Termisk koeffisient
$c_{pe}$	Utvendig formfaktor
$c_{pi}$	Innvendig formfaktor
$d$	Dybeldiameter
$E_{0,g,05}$	5% fraktilen av elastisitetsmodulen – Parallelt på fibre
$EV_{lettak}$	Bidrag til egenvekten pga. lett-tak system og tekniske føringer
$F_s$	Indre aksialkraft
$F_d$	Dimensjonerende kraft
$F_{dybel,k}$	Karakteristisk kapasitet for en dybel
$F_{dybel,d}$	Dimensjonerende kapasitet for en dybel
$F_{dybel,k}^{gruppe}$	Karakteristisk kapasitet dybelgruppe
$F_{dybel,d}^{gruppe}$	Dimensjonerende kapasitet dybelgruppe
$F_{bs,Rk}$	Karakteristisk blokkskjær – eller pluggskjærkapasitet
$F_{v,Rk}$	Karakteristisk kapasitet per skjærflate, per dybel
$F_{ax,Rk}$	Karakteristisk verdi for dybelens uttrekkskapasitet
$f_d$	Dimensjonerende fasthet
$f_k$	karakteristisk fasthet
$f_{c,0,g,k}$	Karakteristisk trykkfasthet – Parallelt på fibre
$f_{c,90,g,k}$	Karakteristisk trykkfasthet – Tvers på fibre
$f_{m,g,k}$	Karakteristisk bøyefasthet
$f_{t,0,g,k}$	Karakteristisk Strekkfasthet – Parallelt på fibre

$f_{t,90,g,k}$	Karakteristisk Strekkfasthet – Tvers på fibre
$f_{v,g,k}$	Karakteristisk skjærfasthet – Skjær og torsjon
$f_{h,0,k}$	Karakteristisk hullkantstyrke
$f_{r,g,k}$	Karakteristisk rulleskjærfasthet
$f_{v,d}$	Dimensjonerende skjærfasthet
$f_{u,k}$	Karakteristisk strekkfasthet/bruddfasthet
$f_{h,\alpha,k}$	Karakteristisk hullkantfasthet i vinkel $\alpha$ på fiberretningen
$f_{h,i,k}$	Karakteristisk hullkantfasthet i tredel $i$
$f_{t,0,k}$	Karakteristisk strekkfasthet
$f_{v,k}$	Karakteristisk skjærfasthet
$f_{t,0,d}$	Dimensjonerende strekkfasthet i fiberretning
$f_{m,y,d}$	Dimensjonerende bøyefasthet om y-aksen
$f_{m,z,d}$	Dimensjonerende bøyefasthet om z-aksen
H	Høyde fagverk
h	Høyde tverrsnitt
$H_g$	Høydegrensen for kommunen
$I_y$	Arealtreghetsmomentet om y-aksen
$I_z$	Arealtreghetsmomentet om z-akse
$i_y$	Treghetsradius om y-akse
$i_z$	Treghetsradius om z-akse
$K_{90}$	Faktor for trevirke i forbindelsen
$k_{c,y}$	Instabilitetsfaktor om y-akse
$k_{c,z}$	Instabilitetsfaktor om z-akse
$k_h$	Høydefaktor
$k_{cr}$	Sprekkfaktor
$k_{def}$	Deformasjonsfaktor
$k_{mod}$	Fasthetsfaktor
$k_{sys}$	Faktor for systemfasthet
$k_y$	Instabilitetsfaktor om y-akse
$k_z$	Instabilitetsfaktor om z-akse
$k_m$	Faktor som tar hensyn til omfordelingen av bøyespenningen i et tverrsnitt
$k_{cr}$	Oppsprekkingsfaktor til bruk for å bestemme skjærmotstand
L	Lengde

$L_j$	Lengden mellom første og siste festemiddel i knutepunkt
$L_k$	Knekk lengde
$L_{net,t}$	Netto bredde på tverrsnittet, vinkelrett på fiberretningen
$L_{net,v}$	Totalt nettolengden på skjærbruddarealet
$M_d$	Dimensjonerende moment, ytre moment
$M_i$	Indre moment
$M_{y,d}$	Dimensjonerende moment om y-aksen
$M_{z,d}$	Dimensjonerende moment om z-aksen
$M_{y,Rk}$	Karakteristisk verdi for flytemoment
$n_{ef}$	Effektivt antall stavdybler
$n_{ef,tot}$	Totalt antall effektive stavdybler
$n$	Antall stavdybler i raden
$n_{rad}$	Antall rader med dybler
$q_d$	Dimensjonerende last
$q_{trykk}$	Opptredende vindlast
$q_p$	Dimensjonerende hastighetstrykk
$S_k$	Karakteristisk snølast på mark
$\Delta S_k$	Eventuelt høydetillegg
$S_{k, Maks}$	Maksimal verdi for karakteristisk snølast, inkludert eventuelle faktorer
$S$	Opptredende snølast på tak
$t$	Tykkelse
$t_1$	Tykkelse ytterfelt
$t_2$	Tykkelse innerfelt
$t_{ef}$	Effektiv dybde avhengig av dyblenes styrende bruddform
$t_e$	Effektiv tykkelse
$V_d$	Dimensjonerende skjærkraft
$V_{eff,1,Rd}$	Dimensjonerende kapasitet for blokkutrivning påkjent av sentrisk kraft
$W_y$	Motstandsmoment om y-akse
$W_z$	Motstandsmoment om z-akse
$w_{fin}$	Endelig nedbøying
$w_{inst}$	Umiddelbar (elastisk) nedbøying
$w_{creep}$	Nedbøying som følge av kryp
$w_{net,fin}$	Netto endelig nedbøying



$\mu$	Formfaktor for snølast
$\rho_{g,k}$	Karakteristisk densitet
$\gamma_m$	Partialfaktor
$\gamma_{Gj,sup}$	Partialfaktor for permanent påvirkning $j$ ved beregning av øvre/nedre dimensjonerende verdier
$\gamma_Q$	Partialfaktor for variable påvirkninger, som tar hensyn til modellusikkerhet og variasjoner i dimensjonene
$\gamma_{Q,i}$	Partialfaktor for variabel påvirkning $i$
$\psi_0$	Kombinasjonsfaktor – kombinasjonsverdi for variabel påvirkning
$\psi_1$	Kombinasjonsfaktor – Ofte forekommende verdi for variabel påvirkning
$\psi_2$	Kombinasjonsfaktor – Tilnærmet permanent verdi for en variabel påvirkning
$\xi$	Reduksjonsfaktor
$\tau_d$	Dimensjonerende skjærspenning
$\lambda_{rel,y}$	Relativ slankhetsforhold for bøyning om y-aksen
$\lambda_{rel,z}$	Relativ slankhetsforhold for bøyning om z-aksen
$\lambda_y$	Slankhetsforhold om bøyning om y-aksen
$\lambda_z$	Slankhetsforhold om bøyning om z-aksen
$\lambda_{rel,m}$	Relativ slankhet for bøyning
$\beta_c$	Retthetsfaktor
$\beta_{Lf}$	Reduksjonsfaktor for lange forbindelser
$\alpha_b$	Faktor for beregning av kapasitet av hullkanttrykk
$\sigma_{t,0,d}$	Dimensjonerende strekkspenning i fiberretning
$\sigma_{c,0,d}$	Dimensjonerende trykkspenning i fiberretning
$\sigma_{m,y,d}$	Dimensjonerende bøyespenning om hovedaksen $y$
$\sigma_{m,z,d}$	Dimensjonerende bøyespenning om hovedaksen $z$



# 2 Innledning

## 2.1 Bakgrunn og formål

Gjennom studiet og fordypningen i konstruksjonsteknikk har vi fått innsyn i hvor detaljert og komplekst dimensjonering av trekonstruksjoner og forbindelser er.

Gjennom bacheloroppgaven ønsker vi å fordype oss ytterligere i temaet for å tilegne oss mer kunnskap om trekonstruksjoner, som kan være nyttig i fremtidig karriere. Som framtidige ingeniører innen konstruksjonsteknikk tenker vi det er essensielt med bred kompetanse, og god forståelse for faget.

Gjennom veilederens kontakter i fagmiljøet kom vi i kontakt med Moelven Limtre AS.

Moelven Limtre AS er en av Skandinavias ledende leverandører av trebaserte byggprodukter (Moelven, 2023, s. 373). Firmaet ønsker å undersøke hvor det er gunstigst å plassere skjøten i undergurten, for å oppnå minst mulig strekkraft i store limtrefagverk. I dag produserer de limtrebjelker med en maksimal lengde på 30 meter, og ønsker undersøkelser av fagverkskonstruksjoner med lengder som overskrider dette. For å skape en helhet i analysen av undergurten, har vi valgt å inkludere dimensjonering og kontroll av skjøteforbindelsen i undergurten. Formålet med oppgaven er å bistå Moelven Limtre med konstruksjonsanalyser som kan være nyttig i framtidige prosjekter. Vi tenker også at denne bacheloroppgaven kan være nyttig for andre aktører med lignende problemstillinger.

## 2.2 Oppgavestruktur

Oppgaven er strukturert med en terminologi avklaring i kapittel 1, før innledningen blir presentert i kapittel 2. Innledningen beskriver bakgrunnen, formålet, problemstillingen og omfanget, inkludert avgrensningene. Kapittel 3 presenterer nødvendig teori for å løse problemstillingen. Kapittel 4 inneholder beskrivelser for hvordan vi har kommet fram til våre resultater og hva vi har fokusert på gjennom oppgaven. Kapittel 5 presenterer nødvendig grunnlag for dimensjonering og kontrollering av forbindelsen og limtrefagverkene. Kapitlet inkluderer også nødvendige faktorer gitt av ulike Norske Standarder og innholdet er en blanding av teori og metode. Resultater fra simuleringer og håndberegninger/regneark presenteres i kapittel 6. Kapittel 7 inneholder analyser og diskusjon av resultatene, før vi i kapittel 8 kommer med en konklusjon. Videre presenteres litteraturlisten og vedlegg.

## 2.3 Problemstilling

**Hvor er det mest gunstig å skjøte undergurten i et 50 meter langt limtrefagverk, for å oppnå minst mulig strekkraft i undergurten?**

Problemstillingen handler om å skjøte undergurten i limtrefagverk med lengder over 30 meter, i tre ulike typer fagverk, for å oppnå minst mulig strekkraft i undergurten. Valgte fagverksmodeller er takkonstruksjoner, hvor to modeller har parallelle gurter og en modell har skrå overgurt. Problemstillingen har bakgrunn i forslag fra Moelven Limtre AS. I tillegg skal skjøteforbindelsen, i undergurten, dimensjoneres og kontrolleres i henhold til krav for sikkerhet og kapasitet, gitt av Norsk Standard.

## 2.4 Omfang og avgrensninger

Oppgaven begrenses til tre statisk bestemte fagverksmodeller i limtre, for takkonstruksjoner med takvinkel mindre enn 5 grader. To av fagverksmodellene har parallelle gurter og en modell har skrå overgurt. Oppgaven tar kun for seg skjøting av undergurten, symmetrisk om fagverkenes midtpunkt. I tillegg begrenses oppgaven til dimensjonering og kontrollering av skjøteforbindelsen, i undergurten, for modellen med minst opptredende strekkraft i undergurten. Dimensjonering og kontrollering skal tilfredsstillende gjeldende regelverk gitt i Norsk Standard.

Problemstillingen avgrenses til å handle om en konstruksjonsdel, og det er derfor tatt noen generelle forutsetninger som er nødvendig for å løse problemstillingen;

- Byggeplass i Gjøvik, med antatt høyde over havet på 200m
- Antar at konstruksjonene skal benyttes i et oppvarmet lagerbygg
- Nøyaktige beregninger av vindlasten er utelukket da det krever en del detaljer om byggets høyde, utvendige mål, eiendommens topografi og området rundt. Dette er beskrevet mer under laster i dimensjoneringsgrunnlaget, hvor vi har gjort forenklete tiltak.

Miljøpåvirkningene er ikke inkludert med bakgrunn i at limtre er et fornybart og bærekraftig naturprodukt (Moelven, 2023), og anses som miljøvennlig. Limtre kan derfor være et bidrag i FNs arbeidsplan for å stoppe klimaendringene innen 2030, for bærekraftsmål 11, 12 og 15 (FN-sambandet, 2023).

Økonomiske forhold er heller ikke inkludert i oppgaven. Ytterligere avgrensninger vil tydeliggjøres underveis hvor det er nødvendig.

# 3 Teori

## 3.1 Programmer

### 3.1.1 Focus Konstruksjon

Focus Konstruksjon er et FEM-analyseprogram for Microsoft Windows som benytter elementmetoden til å beregne enkle og komplekse 2D- og 3D-konstruksjoner.

SINTEF sier (u.å) Elementmetoden, også kalt «*endelige elementmetoder*», er en numerisk analysemetode for å løse partielle differensialligninger. Focus Konstruksjon er et enkelt og anvendelig program hvor du kan modellere enkle bjelker, eller komplekse konstruksjoner. Programmet gir muligheter for å modellere konstruksjoner i 2D eller 3D, med ønsket materiale, og kjøre full global analyse i henhold til eurokodene, med nasjonale tillegg for Norge og Sverige (Focus, 2023).

### 3.1.2 Microsoft Office Excel - Regneark

Microsoft Office Excel er et dataprogram i Microsoft Office-pakken. Excel håndterer tall og formler i tabeller. En celle i programmet kan inneholde tekst, tall eller en formel, som henviser til en eller flere celler. Regneark kan brukes til oppføring av det meste i tabellform, slik som beregninger og budsjett. I Excel kan man innhente data fra databaser, foreta beregninger på disse, og fremstille resultatene i tabell eller grafisk form (Rossen, 2021).

### 3.1.3 Ove Sletten - Lastberegning

«Lastberegning» er et av flere program i Ove Sletten-serien som beregner snølaste på tak og vindlaste på bygg, basert på NS-EN 1991 1-3 (Snølast) og 1-4 (Vindlast) (Focus Software AS, 2023). Ved hjelp av inndata fra brukeren, beregner programmet dimensjonerende laster i henhold til Norsk Standard. Programvaren er opparbeidet på lang erfaring, og har med sine nøyaktige beregninger blitt en standard for bransjen (Focus Software AS, 2023).

## 3.2 Treverk – Limtre

### 3.2.1 Generelt

Norsk Limtreprodusenters Forening (2015, s. 2) definerer limtre som et bearbejdet treprodukt med sammenskjøtete lameller, av klassifisert treverk, sammenlimt og presset sammen.

Råmaterialet består vanligvis av gran, eller furu når konstruksjonen er spesielt utsatt for fuktpåkjenninger (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 7). Limtre har bedre styrke- og stivhetsegenskaper enn konstruksjonsvirke, og er derfor godt egnet i konstruksjoner med lange spenn (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 2). I tillegg er limtre et lett anvendelig og formbart materiale, som brukes i det meste av bærende konstruksjoner, for eksempel boliger, bruer og fleretasjes bygg (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 2). Limtre ansees som lett anvendelig da det leveres i prefabrikkerte komponenter og kan lett sammenføyes på tradisjonell måte med skruer, spiker og bolter. For spesielle sammenføyinger er det utviklet forskjellige metoder, og den mest brukte er dybelforbindelse med innslissede stålplater eller innlimte bolter (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 4).

Den første patenten som beskriver sammenlimte bord ble tildelt Otto Hetzer (1846-1911) fra Weimar i 1906. Hetzer var snekker, ingeniør og oppfinner, og denne bjelken han laget av sammenlimte planker fikk navnet «Hetzer binder» (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s.2)

Den norske ingeniøren Guttorm Brekke (1885-1980) fikk patent på «Hetzer binder» i Norge etter å ha arbeidet i bedriften til Hetzer, i Weimar. Guttorm etablerte en limtrefabrikk på Mysen, og i 1918 ble Trækonstruksjoner etablert. Etter første verdenskrig var etterspørselen på stål stor, noe som resulterte i at fabrikkene på Mysen ble nedlagt. Splitkon i Hønefoss og Moelven i Moelv startet med limtreproduksjon i Norge igjen i 1958 og 1959. I Norden er det i dag ca. 10 limtrefabrikker (Bell, 2017, s. 97-98).

### 3.2.2 Materialegenskaper

For fagverkskonstruksjonene er det valgt materialer med fasthetsklasse GL30C (kombinert limtre av gran). Materialets karakteristiske egenskaper i forhold til stivhet, densitet og styrke er angitt i NS-EN 14080, tabell 4 (Standard Norge, 2016, s. 23):

Tabell 1:

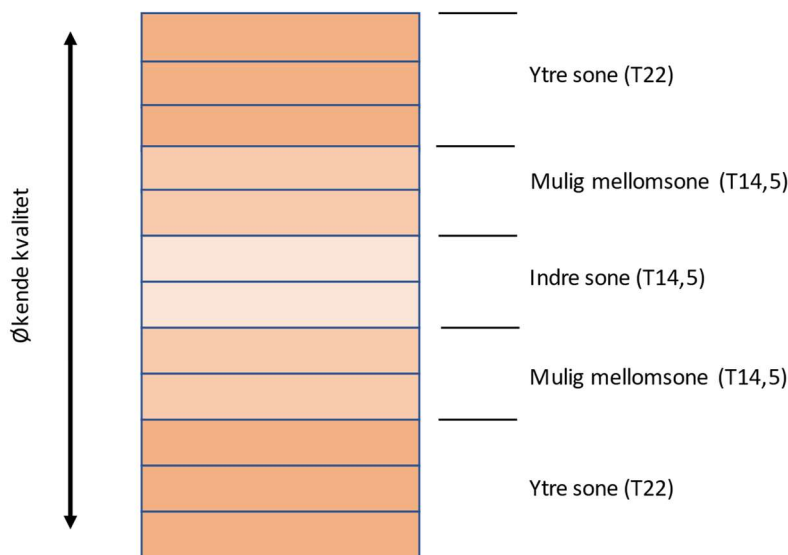
Materialegenskaper for GL30C

Fasthetsegenskaper	N/mm <sup>2</sup>	Stivhetsegenskaper	N/mm <sup>2</sup>	Densitet	N/mm <sup>2</sup>
$f_{m,g,k}$	30	$E_{0,g,05}$	10800	$\rho_k$	390
$f_{t,0,g,k}$	19,5				
$f_{t,90,g,k}$	0,5				
$f_{c,0,g,k}$	24,5				
$f_{c,90,g,k}$	2,5				
$f_{v,g,k}$	3,5				



Kombinert limtre beskrives oppbygd i NS-EN 14080 (Standard Norge, 2016) av lameller med minst to ulike styrkeklasser som vist i figur 1. Styrkeklassen i sonene fastsettes med bakgrunn i fasthetsklassen for tverrsnittet, i henhold til NS-EN 14080, tabell 2 (2016, s. 22).

Norsk limtreprodusenters forening (2015, s. 7) sier det i praksis er vanlig å bruke styrkeklasse T22 for ytre soner og T14,5/T15 for indre sone. Ved knutepunktsberegninger er det viktig å være oppmerksom på de ulike styrkeklassene i tverrsnittet, da forbindelsen ofte er sentrert i tverrsnittet, hvor densiteten er lavere for kombinert limtre. For valgt materiale GL30C, gran, er det konservativt å bruke styrkeklasse T14,5 som ifølge NS-EN 14080, tabell 1 (2016, s. 21) gir en densitet for indre sone på  $350 \text{ kg/m}^3$  og en strekkfasthet på  $14,5 \text{ N/mm}^2$ .



Figur 1: Soneinndeling for kombinert limtre. Kilde: Produsert av oppgaveforfatter

### 3.3 Fagverkskonstruksjoner

Fagverk er en samling med staver forbundet i knutepunkter. Konstruksjonen kan utføres i tre, stål eller aluminium. Fagverk kan bære store laster i forhold til egen vekt og gjør det til effektive bæresystem. Knutepunktene utformes slik at de betraktes som leddet i hver ende. Diagonalene vil primært være påkjent av aksialkraft når de er antatt leddet i hver ende. Antagelsen stemmer ikke alltid, da eksentrisk innfestning og delvis momentstive forbindelser kan gi bøyemomenter (Larsen, 2008, s. 73). Trefagverk er det dominerende bæresystemet for tak (Larsen, 2008, s. 73).

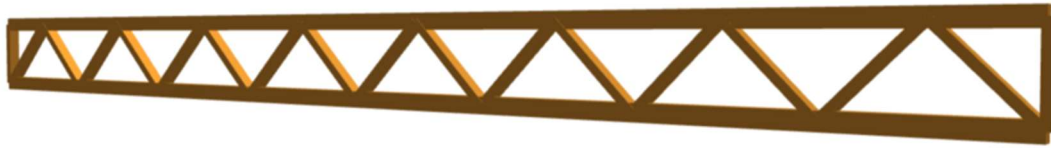
Fagverk med parallelle gurter er et økonomisk gunstig alternativ til massive bjelker, eller platebærere for relativt store spenn. En ofte hemmende faktor for limtrefagverk er transport. Er fagverket høyere enn 3 meter og lengere enn 20-25 meter, er det nødvendig med spesielle tiltak. For eksempel transportere i mindre deler, og settes sammen på byggeplass (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 22).

Det finnes ulike typer fagverk, hvor enkelte har fått navn etter amerikanske ingeniører som patenterte de på 1800-tallet. Fagverk representerer en stiv konstruksjonskomponent bestående av en serie med trekkanter, og resulterer i et stabilt system (Bell, 2017, s. 587).

Det finnes flere beregningsmodeller for å bestemme de indre kreftene som opptrer;

- *Fagverksmodell* – Alle forbindelser har momentfrie ledd, og mellom disse går det diagonaler, også i gurtene. Beregningsmodellen benyttes dersom alle lastene angriper i knutepunktene (Bell, 2017, s. 589).
- *Rammemodell* – Alle komponentene og forbindelsene er bøyestive, også knutepunktene. Her kan lastene angripe hvor som helst (Bell, 2017, s. 589).
- *Blandet modell* – En blanding mellom beregningsmodellene over og den mest realistiske. Gurtene er bøyestivt forbundet bortsett fra i skjøten. Alle diagonaler er i prinsippet leddet i hver ende. Lasten kan plasseres hvor som helst på gurtene (Bell, 2017, s. 589).

### 3.3.1 Modell 1 – Parallele gurter



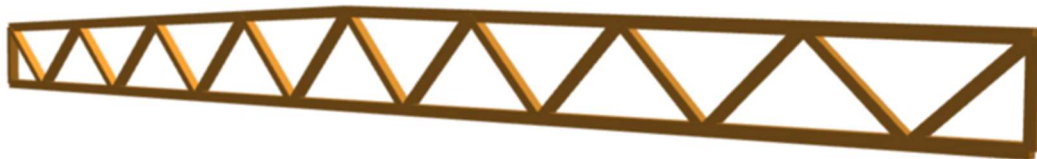
Figur 2: Eksempel på fagverk med parallelle gurter, modell 1. Kilde: Focus konstruksjon 3D

### 3.3.2 Modell 2 – Parallele gurter



Figur 3: Eksempel på fagverk med parallelle gurter, modell 2. Kilde: Focus konstruksjon 3D

### 3.3.3 Modell 3 – Skrå overgurt



Figur 4: Eksempel på fagverk med parallelle gurter. Kilde: Focus konstruksjon 3D

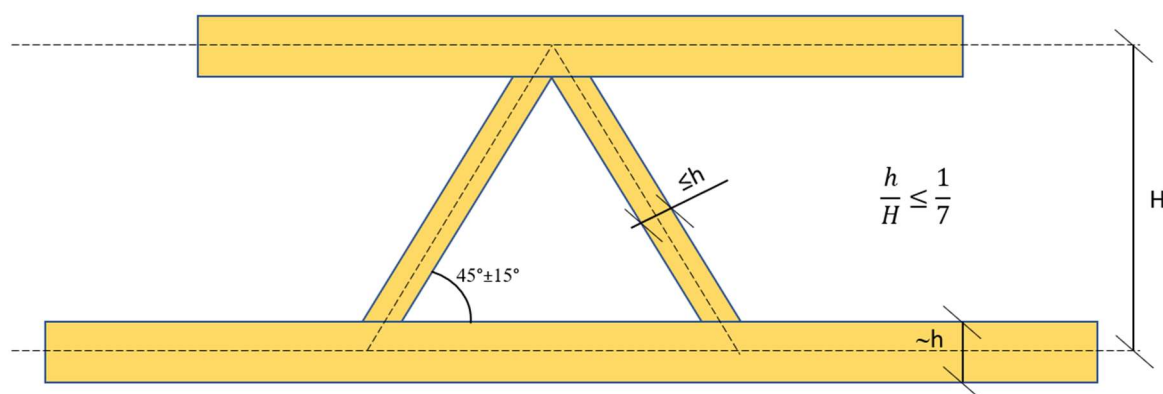
### 3.3.4 Geometrisk utforming

Ved utforming av fagverk er det vanlig å ta hensyn til utforming, tekniske føringer og arkitektoniske ønsker/krav.

Norske limtreprodusenters forening (2015, s. 144) sier at det er enkelte forhold som bør vurderes ved overslagsberegninger i en tidlig fase av dimensjoneringen:

- Tilse at kraftoverføringen skjer i knutepunktene, eller så nært som mulig.
- Kreftene som overføres i diagonalene bør holdes relativt lav, og diagonalene bør ha store nok tverrsnitt slik at knekking ikke blir et problem.
- For et statisk effektivt fagverk bør vinkelen mellom gurt og diagonal være  $45^\circ \pm 15^\circ$

Diagonalenes bøyestivhet bør være lav i forhold til bøyestivheten for det sammensatte fagverket, slik at kun beskjedne momenter oppstår i knutepunktene. For å unngå større moment i knutepunktene, bør ikke tverrsnittshøyden overstige  $1/7$  av fagverkshøyden (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 144). Lastbredden mellom fagverkene varierer, men det anbefales mellom 5 – 12 meter, med et lengdespenn på 30 – 80 meter (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 144).



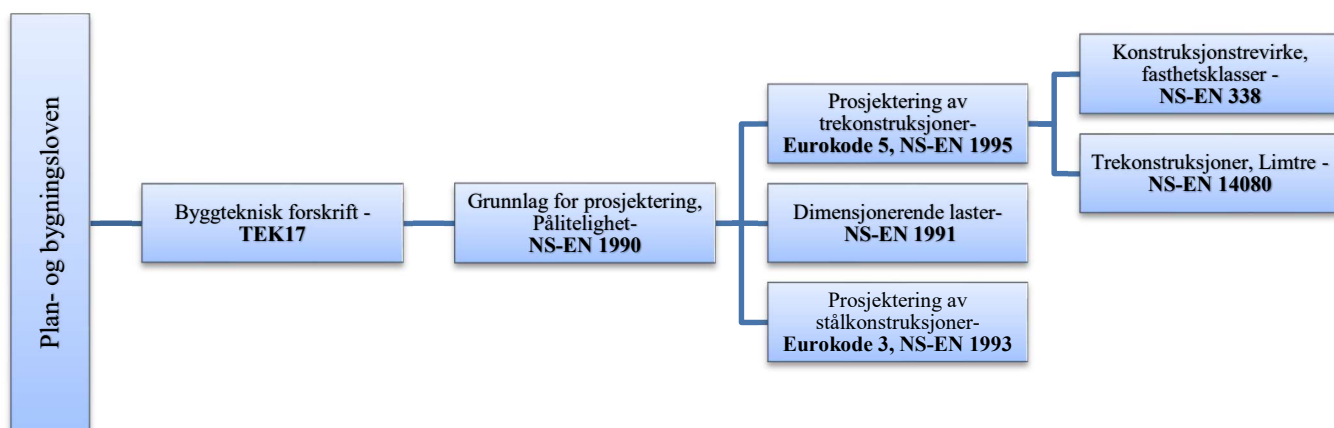
Figur 5: Lengde/høyde-forhold for dimensjonering av tverrsnitt. Kilde: Produsert av oppgaveforfatter.

## 4 Metode

Dalland (2018, s. 51) beskriver metode som et virkemiddel i søken etter ny kunnskap og sier valget av metode avhenger av hva forfatteren ønsker svar på. Han sier videre at målet med metoden er å innhente tilstrekkelig kunnskap og data, slik at valgt problemstilling kan løses. I dette kapitlet skal vi redegjøre for hvordan vi innhentet kunnskap som vi tenker er relevant for å finne svar på problemstillingen, og hvordan vi kom fram til resultatene.

## 4.1 Regelverk

Det norske regelverket danner rammene for å løse problemstillingen, hvor plan- og bygningsloven er grunnsteinen i oppbygningen av regelverket. Plan- og bygningsloven (PBL, 2008) gir hjemmel til byggt teknisk forskrift, som handler om hvordan byggesaker skal behandles og gjennomføres. Teknisk forskrift (DiBK, 2017) regulerer det som omhandler funksjonskrav og enkelte ytelseskrav. Veiledningen for teknisk forskrift (DiBK, 2017) forklarer forskriftens krav, og gir preaksepterte ytelser som automatisk oppfyller minstekravene. Forskriften (DiBK, 2017) henviser i flere paragrafer til Norsk Standard og anvisninger i byggforsk serien, SINTEF Byggforsk. Forskriften sier dette er gode verktøy for å tilfredsstille kravene i loven. Norsk Standard og SINTEF Byggforsk fungerer derfor som en manual for å tilfredsstille kravene i forskriften, som igjen tilfredsstiller loven. Eurokoder er en del av Norsk Standard og er en serie Europeiske Standarder for prosjektering (Standard Norge, u.å). Enkelte Eurokoder inneholder nasjonale bestemmelser for Norge, som er gitt av nasjonalt tillegg (NA). For oppgaven gir NS-EN 1990 (Eurokode 0) grunnleggende beskrivelser og krav for pålitelighet, og brukes i kombinasjon med andre Norske Standarder som vist i figuren under.



Figur 6: Lovens hierarki med tilhørende NS som danner grunnlaget for oppgaven.  
Kilde: (Standard Norge, 2023a)

## 4.2 Litteratur

I tillegg til beskrivelsene gitt i Norsk Standard har vi benyttet annen relevant litteratur for å være i stand til å løse problemstillingen og tilfredsstille regelverket. I enkelte tilfeller er det vanskelig å tolke beskrivelsene i Norsk Standard, og det har derfor vært nødvendig å innhente annen relevant litteratur. For å øke validiteten i oppgaven har vi hatt fokus på at innhentet litteratur skal være troverdig, og at forfattere har faglig bakgrunn og kompetanse. Gjennom pensumet i vår fordypning har vi blitt kjent med troverdig litteratur, som er benyttet for å løse problemstillingen. Den mest brukte tilleggslitteraturen er;

*Limtreboka*: Boken er utgitt av «Norske Limtreprodusenters Forening» (2015) og opprinnelig utgitt på engelsk, i et nordisk samarbeid. Den norske utgaven inneholder nødvendige endringer for å tilfredsstille norske regler gitt i NS-EN 1995 (Eurokode 5), og norsk praksis. Endringene i den norske utgaven er gjort av Kolbein Bell og Harald Liven, som har lang erfaring og praksis i faget. Vi har brukt boken som supplement til beskrivelsene i Norsk Standard. De utfyllende beskrivelsene har gitt oss en bedre forståelse for det som faktisk står i NS. I tillegg er det utviklet en tilhørende eksempelbok, «Limtreboka – beregningseksempler» (2018) som vi sammen med «Limtreboka» har brukt ved komplekse beregninger.

Beregningsboka gir utfyllende beskrivelser for ulike løsninger, og faktorene som er gitt i NS.

*Dimensjonering av trekonstruksjoner*: Boken er skrevet av Kolbein Bell (2017) og er som limtreboka, basert på regelverket i Eurokode 5. Bell har gjennom mange tiår som blant annet forsker og professor, opparbeidet seg en enorm kompetanse innen trekonstruksjoner. Boken gir detaljerte beskrivelser for bærende konstruksjoner i tre, og er svært aktuell for praktisk ingeniørarbeid. Med bakgrunn i forfatterens faglige bakgrunn har vi brukt litteraturen i kombinasjon med de øvrige.

## 4.3 Programmer

Beregningsprogrammer benyttes som et verktøy og det er derfor nødvendig å påse at beregningene programmet gjør stemmer overens med egne overslag og vurderinger. Bell sier (2017, s. 654-655) at dataprogrammer kan gjøre en ingeniør bedre, forsterke uheldige vurderinger til en middels ingeniør, og være direkte farlig i bruk av en ukyndig eller lite kyndig person. For oppgaven har vi med bakgrunn i Bells anbefalinger, kontrollert resultatene gitt av beregningsprogrammer, for å sikre korrekte resultater.

### 4.3.1 Focus Konstruksjon

Vi har brukt programmet til å effektivt modellere fagverkskonstruksjonene, og simulering av modellene i henhold til gjeldende regelverk. Programmet er spesielt nyttig i en tidlig fase hvor utformingen skal vurderes i forhold til nødvendig kapasitet. Vi har lært at det ved bruk av Focus Konstruksjon er viktig å ha en forståelse for resultatene. Vi har kontrollert resultatene for aksialkreftene i Focus Konstruksjon, opp mot overslagsberegning med rammemodellen. En stor del av oppgaven har vært å modellere fagverkene med ulike skjøtepunkter, og vi har samlet alle resultatene i et regneark som gir muligheter til en samlet grafisk framstilling.

### 4.3.2 Ove Sletten Lastberegning

For å kontrollere de manuelle beregningene for snølast, har vi brukt programvaren «*Ove Sletten Lastberegning*» som vist i vedlegg 1 og 2.



### **4.3.3 Microsoft Office Excel - Regneark**

Vi har utarbeidet flere regneark i Excel som forenkler dimensjonering- og analyseprosessen. Regnearkene er bygget opp på presentert teori og regelverk. Ved utvikling av regnearkene har vi kontrollert de mot håndberegninger for å sikre korrekt innføring av formler. Vi har brukt regnearkene til kontroll av resultatene gitt i Focus Konstruksjon. Overensstemmelser i resultatene fra beregningsprogrammer og kontrollene, gir troverdighet i resultatene og sikrer mot feil i modelleringen. Kombinasjonen av beregningsprogrammer, regneark og håndberegninger gir oss en bedre forståelse for fagstoffet og gir bedre pålitelighet i resultatene. Bruk av Excel har forenklet prosessen når små endringer er nødvendig, og vi har enkelt kunne framstilt grafiske resultater.

# 5 Dimensjoneringsgrunnlag

Kapittelet tar for seg grunnlaget for dimensjonering og er en blanding av teori og metode.

## 5.1 Forutsetninger og antagelser

### 5.1.1 Klimaklasser

Fuktinnhold påvirker materialers egenskaper for fasthet og det er derfor bestemt at konstruksjoner skal plasseres i en klimaklasse (Standard Norge, 2010, s. 21). For å ta hensyn til fuktens påvirkning er det innført tre klimaklasser som defineres i NS-EN 1995-1-1 (Standard Norge, 2010, s. 21). Norge har på dette punktet innført nasjonale bestemmelser som beskrives i det nasjonale tillegget, NA. Valg av klimaklasse danner grunnlaget for modifikasjonsfaktoren,  $k_{\text{mod}}$ , og deformasjonsfaktoren,  $k_{\text{def}}$ . Det er ulike verdier for  $k_{\text{mod}}$  i de forskjellige lastvarighetsklassene. Ved kombinasjon av laster med ulik varighet, sier NS-EN 1995-1-1 (2010, s. 25) at  $k_{\text{mod}}$  skal fastsettes med verdien for kortest varighet. I henhold til tabell NA.901 (Standard Norge, 2010, NA, s. 2) har vi valgt å bruke klimaklasse 2 med bakgrunn i byggets tiltenkte bruk og valgt konstruksjon.

## 5.1.2 Grensetilstander

I henhold til NS-EN 1990 (Standard Norge, 2002, s. 24-26) skal konstruksjonene tilfredsstillende relevante krav for;

- *Bruksgrensetilstand:* Grensetilstand som har betydning for konstruksjoners funksjonsdyktighet ved normal bruk, menneskelig komfort og konstruksjoners utseende (Standard Norge, 2002, s. 25). I denne grensetilstanden sier standarden (Standard Norge, 2002, s. 25) at det bør kontrolleres for;
  - Deformasjoner som påvirker utseende, brukskomfort, funksjonsdyktigheten eller fører til skade på overflatebehandling eller ikke-konstruktive deler.
- *Bruddgrensetilstand:* Grensetilstand som gjelder menneskelig sikkerhet og konstruksjonssikkerhet (Standard Norge, 2002, s. 24). Standarden (Standard Norge, 2002, s. 25) sier det skal ved dimensjonering i bruddgrensetilstand kontrolleres for;
  - Sammenbrudd
  - Store deformasjoner eller tap av likevekt
- *Ulykkestilstand:* Det er valgt å utelukke denne grensetilstanden grunnet oppgavens tiltenkte omfang og grensetilstandens relevans.

## 5.1.3 Pålitelighetsklasser

I henhold til NS-EN 1990 (Standard Norge, 2002, NA, s. 104) skal konstruksjoner inndeles i pålitelighetsklasser som gjenspeiler hvilke konsekvenser en underdimensjonering kan ha, og det ønskede sikkerhetsnivået for konstruksjonen. Det nasjonale tillegget for oppgitt NS gir noen veiledende eksempler for klassifisering som vist i tabellen NA.A1(901). Med bakgrunn i tabellen og oppgavens omfang, klassifiseres valgte konstruksjoner i pålitelighetsklasse 2.

### 5.1.4 Partialfaktor

Partialfaktoren, også kalt materialfaktoren, tar hensyn til avvik i egenskaper, geometriske avvik og unøyaktigheter i utførelsen (Standard Norge, 2010, s. 22).

For valgte materiale (limtre) fastsettes materialfaktoren i henhold til NS-EN 1995-1-1, tabell NA.2.3 (2010, NA, s. 2):

$\gamma_M = 1,15$  (limtre) ved bruddgrensekontroll, 1 (limtre) ved bruksgrensekontroll og 1,3 for forbindelser.

For stål er materialfaktoren oppgitt i NS-EN 1993-1-1, NA.6.1;

$$\gamma_{m0} = 1,05$$

$$\gamma_{m2} = 1,25$$

### 5.1.5 Høydefaktor

I henhold til NS-EN 1995-1-1 (Standard Norge, 2010, s. 27) kan de karakteristiske verdiene for « $f_{m,g,k}$ » og « $f_{t,0,g,k}$ » multipliseres med høydefaktoren som er gitt ved:

$$k_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \left( \frac{600}{h} \right)^{0,1} \\ 1,1 \end{array} \right.$$

Denne faktoren øker kapasiteten opptil 10% ved  $k_h = 1,1$ . Med bakgrunn i antagelser om bjelkedimensjoner på 400-600 mm, anser vi det fornuftig og konservativt å bruke  $k_h = 1$ .

### 5.1.6 Systemfaktor

NS-EN 1995-1-1 (Standard Norge, 2010, s. 49) sier at det i situasjoner med like konstruksjonsdeler, med lik innbyrdes avstand og forbundet i tverretningen med et kontinuerlig system, kan tilføres en systemfasthetsfaktor,  $k_{sys}$ . Med forutsetning om et kontinuerlig lastfordelingssystem og at lastene er kortvarige, kan dimensjonerende fastheter eller kapasiteter multipliseres med  $k_{sys} = 1,1$ . Med bakgrunn i fagverkskonstruksjonenes senteravstand har vi valgt å bruke  $k_{sys} = 1$ , som er konservativt.

### 5.1.7 Lastvarighetsklasser

Fasthetsegenskapene for limtre påvirkes av varigheten til påførte laster og fuktinnholdet i materialet (Larsen, 2008, s. 144). I henhold til NS-EN 1995-1-1 skal karakteristiske laster knyttes til en av lastvarighetsklassene gitt i tabell NA.2.2 (Standard Norge, 2010, s. 20):

Lastvarighetsklasse	Belastning
Permanent last	Egenvekt
Halvårslast	Snø

### 5.1.8 Fasthetsfaktor

Fasthetsfaktoren,  $k_{mod}$ , tar hensyn til lastvarigheten for påførte laster og de klimatiske forholdene konstruksjonen utsettes for. For oppgaven er snølasten styrende faktor for fastsetting av verdi. Snølast for Gjøvik antas å kunne defineres som mellomlangtidslast. Klimaklasse 2 for limtre gir fasthetsfaktor på 0,8 i henhold til NS-EN 1995-1-1, tabell 3.1 (Standard Norge, 2010, s. 26)

### 5.1.9 Deformasjonsfaktor

Norske Limtreprodusenters Forening (2015, s. 99) sier at deformasjonsfaktoren,  $k_{def}$ , brukes for å ta hensyn til påvirkningen fuktinnholdet i trevirket har på langtidsdeformasjonen (krypeffekten). Faktoren fastsettes med bakgrunn i valgt klimaklasse. Deformasjonsfaktoren er i henhold til NS-EN 1995-1-1, tabell 3.2 (Standard Norge, 2010, s. 28);  $k_{def} = 0,80$ .

### 5.1.10 Kombinasjonsfaktor

Faktoren brukes ved kontrollberegninger i de ulike grensetilstandene. Ved å multiplisere den variable lasten med kombinasjonsfaktoren omgjøres den variable lasten til en permanent last. Verdier for kombinasjonsfaktor er oppgitt i tabell NA.A1.1, i NS 1990-1-1 (Standard Norge, 2002, NA, s. 102).

### 5.1.11 Sprekkfaktor

Norsk Standard (2010) sier at det ved påvisning av skjærmotstand i bøyning, bør tas hensyn til sprekkdannelse som kan oppstå. Disse sprekkdannelsene kan forekomme ved for eksempel temperaturvariasjoner. Raskere tørking i materialoverflaten, enn i senter av tverrsnittet, skaper spenninger på tvers av fibrene og fører til oppsprekking (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 62). Sprekkfaktoren ( $k_{cr}$ ) gir ny effektiv bredde av tverrsnittet som brukes i videre beregninger (Standard Norge, 2010, NA, s. 3);

$$b_{ef} = k_{cr} \cdot b$$

NS-EN 1995-1-1 angir denne faktoren til å være 0,67. Faktoren svekker imidlertid tverrsnittets skjærkapasitet og var årsaken til mange sammenbrudd i Tyskland, i 2006, etter store snøfall (Bell, 2017, s. 81). Etter hendelsene i 2006 ble det innført en ny faktor i endringsblad A1. Det er ulike verdier for denne i Norden, men i Norge brukes 0,8 for limtre (Standard Norge, 2013, A1, s.1).

### 5.1.12 Dimensjonerende fastheter

Den dimensjonerende fastheten fastsettes ved å multiplisere den karakteristiske fastheten,  $f_k$ , med fasthetsfaktoren,  $k_{mod}$ , og dividerer på materialfaktoren,  $\gamma_M$ .

$$f_d = f_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \quad (\text{Standard Norge, 2010, s. 22}) \quad (2.14)$$

For alle andre fastheter, enn fastheten for moment og strekk, er det underforstått at høydefaktoren,  $k_h$ , er lik 1,0 (Bell, 2017, s. 87).

$$f_d = f_k \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} k_h$$

## 5.2 Laster

### 5.2.1 Snølast

I Norge er det stor variasjon i snømengdene og det kan være lokale og nasjonale forskjeller på grunn av klima, høyde over havet og topografi, byggets form, taktekkingsmaterialer og varmegjennomgang (Larsen, 2008, s. 43). Grunnlaget for beregninger av snølast kommer fra observasjoner gjort av «*Det norske metrologiske institutt*», som for eksempel snømengde, snødybde og snøens tetthet. Observasjonene har vært gjort siden 1895 og danner grunnlaget for framstillingen av snøkart. Det er forskjell på observasjoner gjort av snømengder på tak og mark, og dette må omgjøres til verdier som kan brukes i lastberegninger (Larsen, 2008, s. 43-44). Snølaster bestemmes etter «*NS-EN 1991- Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster*», som angir den karakteristiske verdien for snølast på mark, for hver enkelt kommune (Edwardsen og Ramstad, 2014, s. 432).

Norsk Standard (2018, s. 51), tabell N.A.4.1 (901), angir følgende verdier for Gjøvik:

$$S_{k,0} = 4,5 \text{ kN/m}^2$$

$$H_g = 250 \text{ m}$$

$$\Delta S_k = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{k,max} = 6,5 \text{ kN/m}^2$$

For oppgaven antas det et byggested med høyde (H) lavere enn høydegrensen ( $H_g$ ) som gjør at høydetillegg ikke er nødvendig for beregning av karakteristisk snølast på mark.

Karakteristisk verdi for snølast på mark i Gjøvik blir derfor;

$$H < H_g \rightarrow S_k = S_{k,0}$$

$$S_{k, \text{Gjøvik}} = 4,5 \text{ kN/m}^2$$

Snølasten på takkonstruksjonene beregnes i henhold til NS-EN-1991-1-3 (Standard Norge, 2018);

***C<sub>e</sub> – Eksponeringskoeffisient for topografi:***

For oppgaven brukes anbefalt verdi gitt i NS-EN 1991-1-3, tabell 5.1 (Standard Norge, 2018, s. 13); C<sub>e</sub> = 1.

***C<sub>t</sub> – Termisk koeffisient:***

Norsk Standard (2018, s. 13) sier at termisk koeffisient har med hensikt å ta hensyn til reduksjon av snølaster på takkonstruksjoner med høy varmegjennomgang. Dette gjelder spesielt takkonstruksjoner med stor andel glassflater hvor smelting forekommer av varmetap. For oppgaven fastsettes C<sub>t</sub> = 1 da takkonstruksjonen ikke er tiltenkt store glassflater/høy varmegjennomgang.

***μ - Formfaktorer for tak***

For konstruksjonene fastsettes formfaktoren for tak av NS-EN 1991-1-3, tabell 5.2 (2018, s. 14). For fagverkskonstruksjonene med parallelle gurter, takvinkel mindre enn 30° og lasttilfelle som vist i NS-EN 1991-1-3, figur 5.1, (2018, s. 14) fastsettes formfaktoren til, μ (0°) = 0,8.

For konstruksjonen med skrå overgurt gjelder formfaktoren for saltak, med takvinkel mindre enn 30° og ugunstigst lasttilfelle gitt i NS-EN 1991-1-3 figur 5.2 (Standard Norge, 2018, s. 15). Formfaktoren for denne konstruksjonen fastsettes til μ (4°) = 0,8.

***Oppsummering***

Opptredende snølaster beregnes på følgende måte i henhold til NS-EN-1991-1-3 (2018, s. 12);

$$S = \mu \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k \tag{5.1}$$

$$S_{\text{Parallelle gurter}} = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4,5 \text{ kN/m}^2 = 3,6 \text{ kN/m}^2$$

$$S_{\text{Skrå overgurt}} = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 4,5 \text{ kN/m}^2 = 3,6 \text{ kN/m}^2$$



## 5.2.2 Vindlast

For å gjøre nøyaktige vindlastberegninger er det nødvendig å fastsette detaljer som blant annet grunnflate, mønehøyde, gesimshøyde, omgivelser, topografi, takavslutning og byggets plassering i forhold til fremherskende vindretning. I tillegg er det valgt takvinkler tett opp mot 5 grader som etter NS-EN 1991-1-4 (2009a) gir jevnt over negative utvendige formfaktorer, som betyr at det vil oppstå undertrykk (sug) i konstruksjonene.

Ifølge tabell 7.4a (vindretning 0°) (Standard Norge, 2009a, s. 38) er det kun i sone J for saltakskonstruksjonen det vil være mulighet for positiv formfaktor (0,2), altså overtrykk på konstruksjonen. For flate takkonstruksjoner er det ifølge tabell 7.2 (Standard Norge, 2009a, s. 33) kun i sone I det kan oppstå overtrykk (0,2). Utvendige formfaktorer skal i henhold til NS-EN 1991-1-4 (2009a, s. 43) kombineres med det innvendige vindtrykket som oppstår på grunn av lekkasjer og åpninger i fasadene. Innvendig formfaktor fastsettes normalt til -0,3, som gir innvendig undertrykk (Edwardsen og Ramstad, 2014, s. 433). For sonene med mulighet for positiv formfaktor blir resultatet av den opptredende vindlasten som følgende:

$$q_{trykk} = q_p \cdot (c_{pe} + c_{pi}) = q_p \cdot (0,2 - 0,3) = -0,1 \cdot q_p = Sug$$

For de øvrige taksonene er utvendig formfaktor negativ og det vil derfor også oppstå sug i disse sonene. Med bakgrunn i vindlastens opptredende undertrykk, oppgavens formål og tiltenkte omfang har vi valgt å neglisjere bidraget fra vindlasten i lastberegningene, som er mer konservativt for dimensjoneringen.

### 5.2.3 Egenlast

Egenlast anses å være permanent med unntak når en bygningsdel flyttes eller fjernes. Fast installert utstyr som er vanskelig å fjerne, betraktes som egenlast (Larsen, 2008, s. 40-41). For vår problemstilling vil egenlasten til fagverket være avhengig av nødvendig størrelse på tverrsnittet, antall knutepunkter, takoppbygning og eventuelle tekniske installasjoner montert i konstruksjonen.

Etter dialog med en lett-tak produsent har vi fastsatt vekten av takelementene til  $0,43 \text{ kN/m}^2$  og tekniske føringer til  $0,17 \text{ kN/m}^2$ . Lett-tak systemet og tekniske føringer gir identisk bidrag til alle modellene. Bidraget fra dette blir:

$$EV_{\text{lettak}} = (0,43 + 0,17) \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 0,6 \text{ kN/m}$$

På grunn av usikkerhet rundt programvarens beregninger av egenvekten for limtrefagverkene, har vi gjort manuelle beregninger i regneark, og påført egenvekten manuelt i Focus Konstruksjon (vedlegg 6). For å ta hensyn til påvirkningen vekten av slisseplatene og dyblene vil ha, har vi brukt erfaringstall fra «Norsk Limtreprodusenters Forening» (2018, s. 121). De opplyser at i forbindelser med innslissede stålplater og ståldybler er normalt å anta en vekt på  $120 \text{ kg per m}^3$  limtre. Denne vekten antas å ha en jevn påvirkning på konstruksjonene, og påføres som en jevnt fordelt last i Focus Konstruksjon.

## 5.2.4 Lastkombinasjon - bruddgrensetilstand

I henhold til NS-EN 1990 (Standard Norge, 2002) er det aktuelt å kontrollere valgte konstruksjonselementer for motstand mot brudd og store deformasjoner (STR).

For å kontrollere bruddgrensetilstanden er det aktuelt å sammenligne lastkombinasjonene angitt i uttrykk 6.10a og 6.10b, deretter gå videre med det resultatet som gir minst gunstig verdi (Standard Norge, 2002, s. 41). For ligningene i 6.10a og 6.10b skal det etter nasjonalt tillegg benyttes dimensjonerende verdier oppgitt i NS-EN 1990, tabell NA.A1.2(B) (2002, NA, s. 103).

Ligningene er angitt som følgende i standarden (Standard Norge, 2002, s. 38):

$$\gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} \quad (6.10a)$$

$$\xi \gamma_{Gj,sup} G_{kj,sup} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} \quad (6.10b)$$

## 5.2.5 Lastkombinasjon - bruksgrensetilstand

I bruksgrensetilstanden fastsettes materialfaktoren til 1,0 med mindre noe annet er gitt i Norsk Standard. Ligninger for ulike lastkombinasjoner i henhold til NS-EN 1990 (Standard Norge, 2002, s. 40):

Karakteristisk kombinasjon – brukes for irreversible grensetilstander:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.14b)$$

Ofte forekommende kombinasjoner – brukes for reversible grensetilstander:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.15b)$$

Kvasi-permanent kombinasjon – brukes for langtidsvirkninger og utsende:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.16b)$$

## 5.3 Dimensjonering av limtrefagverk

### 5.3.1 Forutsetninger

For å dimensjonere bærende konstruksjoner sier Norsk Limtreprodusenters Forening (2018, s.1) at det er normalt å ta utgangspunkt i antatte dimensjoner og jobbe seg fram til de hensiktsmessige dimensjonene som tilfredsstillere kontrollene beskrevet i NS. Normalt er dette en gjentakende prosess som kan kreve flere omregninger. Med bakgrunn i problemstillingen har vi valgt å ikke fokusere på optimale dimensjoner for fagverkene, men fokusert på å løse problemstillingen og tilfredsstille kontrollene beskrevet i NS.

### 5.3.2 Utforming av fagverk i Focus Konstruksjon

Ved modellering av fagverkene er det benyttet blandet beregningsmodell. Gurtene er modellerte med bjelkeelementer, bøyestivt forbundet med hverandre i knutepunktene, med unntak av hvor gurtene er skjøtet (Bell, 2017, s. 589). Alle diagonalen mangler rotasjonsstivhet, altså er de momentfrie, og er leddet i knutepunktene de knyttes til (Bell, 2017, s. 589). For å oppnå symmetri i fagverkene, med valgt høyde på 4,5 meter, bruker vi 16 diagonalen i hver modell. Dette gir en vinkel mellom gurt og diagonal på  $55,2^\circ$ . Vi har antatt følgende dimensjoner som utgangspunkt for alle fagverksmodeller: (*b*x*h*)

Over og undergurt: 480 mm x 630 mm

Diagonalen: 480 mm x 315 mm

### 5.3.3 Aksialkrefter

For å kontrollere resultatene i Focus Konstruksjon har vi gjort manuelle overslagsberegninger med rammemodellen (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 144-145).

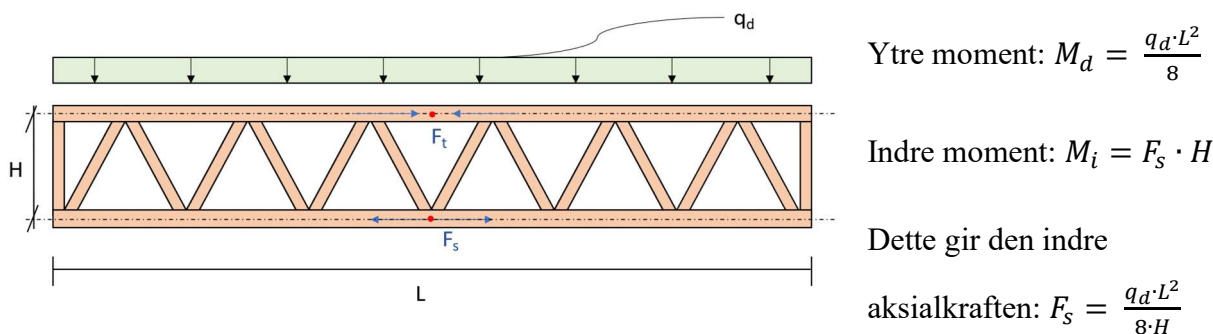
Overslagsberegning gjøres for å få en oversikt over opptredende krefter, og nødvendig tverrsnittsareal for gurter og diagonaler. Fagverksmodellene har momentfrie ledd i hver ende av diagonalene, og uten eksentrisiteter. Overslagsberegning gir ingen nøyaktig verdi, men vil heller gi resultater til sikker side (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 144-145).

Når vi skal gjøre et overslag på fagverk med parallelle gurter, anses fagverket som en høy, fritt opplagt bjelke.

Indre aksialkraft konstateres ved å løse følgende ligning med hensyn til  $F_s$ ;

$$M_i = M_d \rightarrow F_s \cdot H = \frac{q_d \cdot L^2}{8}$$

Vi antar at aksialkraften i undergurten gir strekk- og trykkspenninger i overgurten. Ettersom limtrefagverket med skrå overgurt har en liten vinkel, kan vi gjøre beregningene lik som for parallelle gurter.



Figur 7: Overslagsberegning med rammemodellen.  
Kilde: Produsert av oppgaveforfatter

### 5.3.4 Knekking

Konstruksjonene er antatt avstivet av lett-tak systemet og kontroll for vipping utgår. Fagverkene er avstivet sideveis ved opplagrene, og forhindret mot vipping. Undergurten vil være belastet med et beskjedent bøyingsbidrag og vi velger å neglisjere dette. Dette vil si at undergurten antas å kun være belastet av ren strekkraft.

For komponenter som blir utsatt for trykk eller kombinert bøyning og aksialtrykk, skal det tas hensyn til knekking både i og ut av planet. Dette gjelder for overgurten. Knekk lengden til den mest trykk- og momentbelastede delen av gurten settes lik lengden mellom knutepunktene i x-retning. For våre fagverk er knekk lengden,  $L_k = 6250$  mm (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 148).

For diagonalene blir lengden mellom to knutepunkt, i z-retning, knekk lengden. Videre beregnes knekking av diagonalene ved å behandle dem som søyler. Vi regner relativ slankhet for sterk og svak akse, for å finne hvilken retning den eventuelt vil knekke.

### 5.3.5 Enhetslastmetoden for nedbøyning

Konstruksjonene har en permanent last og opptil flere variable nyttelaster som bytter på å dominere over levetiden, som kan føre til deformasjoner. For å redusere deformasjonen lages vanligvis limtre med en hvis overhøyde. Dette gjøres for at deformasjonene ikke skal bli store og påvirke estetiske- eller sikkerhetskrav (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 98).

Vi skiller mellom ulike typer deformasjoner, deriblant umiddelbar ( $w_{inst}$ ), kryp ( $w_{creep}$ ), netto endelig ( $w_{net,fin}$ ) og endelig forskyvning ( $w_{fin}$ ). Alle deformasjonene opptrer på grunn av egenlast og nyttelast. Siden nyttelast, som snølast, ikke opptrer hele året vil vi ikke ha den samme konstante deformasjonen hele tiden. Ved hjelp av deformasjonsfaktoren,  $k_{def}$ , og kombinasjonsfaktoren,  $\psi_{2,1}$ , kan vi omgjøre den variable lasten til en «middelverdi» for å se på deformasjonene (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 100).

Hvor mye nedbøyning, eller deformasjon, en konstruksjonsdel skal ha bestemmes med hensyn til funksjonalitet og utseende. Standarden setter ingen krav til maksimal nedbøyning for takbjelker, men erfaring tilsier at det bør ligge i området  $L/200 - L/150$  (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 102). Beregninger viser at glidning i knutepunktet mellom staver og gurt øker nedbøyning med 10-20% (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 109).

For beregning av nedbøyning på våre fagverk har vi brukt ofte forekommende lastkombinasjoner, da snølasten vil være variabel, og deformasjonen vil være reversibel når lasten avtar (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 101). Formlene er gitt i «Dimensjonering av trekonstruksjoner» (Bell, 2017, s. 410);

$$u_{fin,G} = u_{inst,G}(1 + k_{def}) \quad \text{for en permanent last G}$$

$$u_{fin,Q,1} = u_{inst,Q,1}(\psi_{1,1} + \psi_{2,1}k_{def}) \quad \text{for den dominerende variable lasten } Q_1$$

Ved kontroll av deformasjoner i bruksgrensetilstand, baserer beregningene seg på at bjelkene er antatt kontinuerlig. Dette er en nødvendig forenkling da beregninger av hver modell, for hvert skjøtepunkt, blir for tidkrevende og irrelevant til problemstillingen. Forenklet metode tar ikke hensyn til knutepunktene, altså stivere system, og gir et noe mer gunstig svar enn nøyaktige beregninger.

### 5.3.6 Kontroller i Focus Konstruksjon.

Focus Konstruksjon kontrollerer fagverket i henhold til NS-EN 1995-1-1, med de kreftene som oppstår, og viser hvor på modellen den største kapasitetsutnyttelse er. Formlene er gitt i punkt 6.2, *Dimensjonering av tverrsnitt utsatt for kombinerte spenninger*, og punkt 6.3, *Stabilitet i bygningsdeler*, i NS-EN 1995-1-1 (Standard Norge, 2010). I tillegg til de kombinerte spenningene er det også kontrollert for skjær i henhold til punkt 6.1.7. For å kontrollere resultatene i Focus Konstruksjon, har vi gjort håndberegninger i regneark og sammenlignet resultatene. Dette gir en indikasjon for troverdigheten av resultatene og modellen i programmet. Samsvar i resultatene gir grunn til å tro at modellen i Focus Konstruksjon stemmer.

Følgende kontroller gjennomføres i Focus Konstruksjon, i henhold til NS-EN 1995-1-1 (2010):

#### Spenninger:

$$\tau_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{V_d}{k_{cr} \cdot b \cdot h}$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_t}{A}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_c}{A}$$

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y}$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_z}$$

#### Skjær:

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1 \tag{6.13}$$



Kombinerte spenninger:

Bøying og aksialt trykk:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{t,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.19)$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{t,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.20)$$

Slankhet og knekking:

$$\lambda_y = \frac{L_k}{i_y}$$

$$\lambda_z = \frac{L_k}{i_z}$$

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 0,289h$$

$$i_z = \sqrt{\frac{I_z}{A}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = 0,289b$$

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,k,m}}{E_{0,05}}} \quad (6.21)$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,k,m}}{E_{0,05}}} \quad (6.22)$$

Søyler utsatt for trykk eller kombinasjon av bøying og aksialt trykk:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.23)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \quad (6.24)$$

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} \quad (6.25)$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \quad (6.26)$$

$$k_y = 0,5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2] \quad (6.27)$$

$$k_z = 0,5[1 + \beta_c(\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2] \quad (6.28)$$

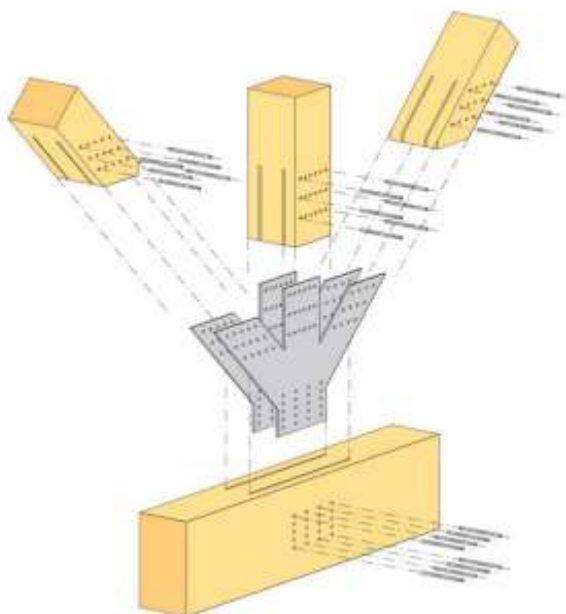
$$\beta_c = \begin{cases} 0,2 & \text{for heltre} \\ 0,1 & \text{for limtre} \end{cases} \quad (6.29)$$

$$k_m = \begin{cases} 0,7 & \text{for rektangulære tverrsnitt} \\ 1,0 & \text{for alle andre tverrsnitt} \end{cases}$$

## 5.4 Knutepunktsberegninger

### 5.4.1 Generelt grunnlag

I fagverkskonstruksjoner med store spenn er det i praksis vanlig å bruke forbindelser bestående av innslissede stålplater og stavdybler, som vist i figur 8 (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 145). Denne typen forbindelse er valgt for problemstillingen. Forbindelsen defineres som en «flersnittet forbindelse», da den har mer enn to skjærplan (Bell, 2017, s. 311). NS-EN 1995-1-1 (2010, s. 54) sier at det i flersnittede forbindelser skal antas at hvert snitt er en del av en serie dobbeltsnittede forbindelser.



Figur 8: Eksempel på knutepunkt med innslissede stålplater og stavdybler.  
Kilde: (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 145)

Med bakgrunn i omfanget knutepunktsberegninger medfører, har vi kun valgt å se på dimensjonering og kontroll av knutepunktet i strekkskjøten, i undergurten, for den fagverksmodellen med minst oppredende strekkraft i undergurten, som er relevant for problemstillingen. Forbindelsen skal dimensjoneres med nødvendig kapasitet og utnyttelsesgrad i henhold til gjeldende krav. Kravene for dybelforbindelser er gitt i NS-EN 1995-1-1 (2010, s. 70).

Norsk Standard (2010, s. 68) sier at de generelle reglene for dybelforbindelser er like som for bolteforbindelser, og danner grunnlaget for dimensjoneringen. Skjøten er modellert som et momentfritt ledd (blandet modell) og det antas mer enn en forbinder i forbindelsen. Dette medfører at forbindelsen vil ha et beskjedent opptredende moment (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2018, s. 125). Dette er tatt hensyn til ved å begrense utnyttelsen av forbindelsen til maksimalt 90 % (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2018, s. 125)

## 5.4.2 Forutsetninger og antagelser

Ifølge «Norsk Limtreprodusenters Forening» (2015, s. 150) er det i Norge vanlig å bruke slisseplater med tykkelse ( $t$ ) = 8 mm, stavdybler med diameter ( $d$ ) = 12 mm og stål kvalitet av type S355. For videre beregninger er det tatt utgangspunkt i dette, med tilhørende fire slisseplater og slissebredde på 11 mm. I tre-mot-stål forbindelser skal stålplatene klassifiseres som «tynne plater» eller «tykke plater», i henhold til NS-EN 1995-1-1, 8.2.3(1), som sier; *«Stålplater med en tykkelse mindre eller lik  $0,5d$  klassifiseres som tynne plater, og stålplater med tykkelse større eller lik  $d$  og med en toleranse på hulldiameteren mindre enn  $0,1d$  klassifiseres som tykke plater.»* (Standard Norge, 2010, s. 58)

For tykkelser mellom tynne og tykke plater kan interpolasjon mellom grenseverdiene benyttes (Standard Norge, 2010, s. 58). Selv om valgt platetykkelse i NS klassifiseres som tynne plater, har vi i henhold beskrivelser gitt av «Norsk Limtreprodusenters Forening» (2018, s. 229) valgt å bruke formelverket for tykke plater, grunnet innspenningseffekten fra trevirket. NS-EN 1993-1-1, tabell 3.1 (2015, s. 26) gir følgende nominelle verdier av flytespenning og strekkfasthet, for varmvalset konstruksjonsstål, med nominell tykkelse mindre enn 40mm ;

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{u, \text{stålplater}} = 490 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{u, \text{stavdybler}} = 700 \text{ N/mm}^2$$

«Norsk Limtreprodusenters Forening» (2018, s. 227) sier at strekkfastheten/bruddspenningen for syrefaste stavdybler er fra 700 N/mm<sup>2</sup> og oppover. Vi har derfor valgt å bruke 700 N/mm<sup>2</sup> som er konservativt. For eksakte verdier av strekkfastheten er det nødvendig å innhente informasjon fra aktuell produsent.

### 5.4.3 Karakteristisk flytemoment

Beregnes i henhold NS-EN 1995-1-1(Standard Norge, 2010, s. 68);

$$M_{y,Rk} = 0,3f_{u,k}d^{2,6} \quad (8.30)$$

### 5.4.4 Karakteristisk hullkantfasthet

NS-EN 1995-1-1 (2010, s. 68) sier at det for dybler med diameter opptil 30mm skal beregnes karakteristiske verdier for hullkantfasthet (treverk) i henhold til formlene;

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{K_{90}\sin^2\alpha + \cos^2\alpha} \quad (8.31)$$

$$K_{90} = \begin{cases} 1,35 + 0,015d \text{ for bartrevirke} \\ 1,30 + 0,015d \text{ for parallellfiner} \\ 0,90 + 0,015d \text{ for hardved} \end{cases}$$

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k \quad (8.32)$$

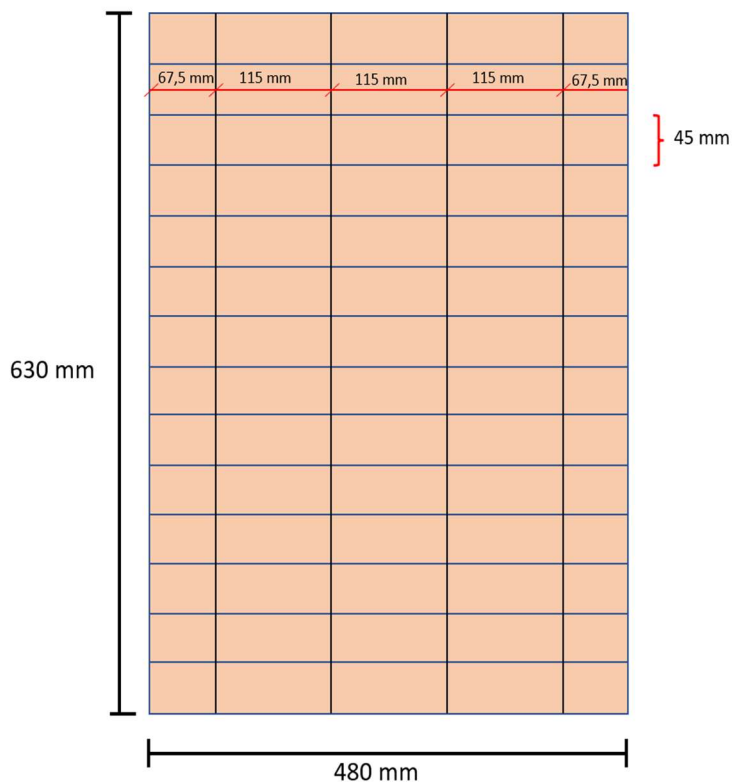
### 5.4.5 Taueffekten

Bidraget fra taueffekten fastsettes i henhold til Johansen-delen oppgitt i NS-EN 1995-1-1 (2010, s. 57). Taueffekten tar hensyn til den aksiale uttrekkskapasiteten valgt forbinder har. For dybler er denne oppgitt i NS til 0% (2010, s. 57) og bidraget fastsettes til 0 i beregningene.

## 5.4.6 Oppbygning av tverrsnitt

Normalt lagerførte bredder for limtre er 90 mm, 115 mm og 140 mm. For brede limtrevversnitt benyttes lagerførte bredder, limt sammen. Limtre av gran er normalt oppbygd av lameller med tykkelse 45 mm og det totale antallet lameller gir tverrsnittshøyden (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 16).

Valgt tverrsnitt har tre ganger 115 mm bredde, sammenlimt med en todelt 140 mm bredde.  $3 \cdot 115 \text{ mm} + 2 \cdot 67,5 \text{ mm} = 480 \text{ mm}$ . Høyden er fastsatt ved å anta en tverrsnittshøyde over 600mm, som går opp i 45mm ( $14 \cdot 45 \text{ mm} = 630 \text{ mm}$ ).



Figur 9: Oppbygning av limtrevversnitt. Kilde: Produsert av oppgaveforfatter

### 5.4.7 Antall stålplater og plassering av slisser

Det foreligger ingen gode beskrivelser i NS for hvor mange stålplater eller hvilke avstander det bør velges mellom slissene i tverrsnittet. Bell (2017, s. 635) anbefaler ved utforming av forbindelser å anstrenge seg for å oppnå en duktil bruddsituasjon. Bell (2017, s. 635) sier dette oppnås ved å plassere stålplatene slik at bruddform  $m$  har litt mindre kapasitet enn bruddform  $j/l$  (innerfelt) og ved å fastsette tykkelsen på inner- og ytterfelt ved hjelp av formelen;

$$t_1 > 0,5 \cdot t_2$$

Ved å bruke oppgitt formel vil skjærkapasiteten for ytterfeltene bestemmes av bruddform  $d$  eller  $e$ , som kan kombineres med bruddform  $m$ , som igjen gir en duktil bruddsituasjon (Bell, 2017, s. 635). Ved plassering av slissene er det viktig at slissene er symmetriske om tverrsnittets senterakse (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2018, s. 241). Vi har ingen erfaring med produksjon av slisser i limtrekomponenter og har med bakgrunn i Norske limtre produsenters beskrivelser (2018, s. 239), antatt slissene frest ut i ferdige limtrekomponenter. For å kontrollere at valgte avstander er korrekt i forhold til tverrsnittet, har vi benyttet en breddekontroll:

$$\text{bredde tverrsnitt} - ((\text{slissebredde} \cdot \text{antall slisser}) + (t_2 \cdot \text{antall innerfelt}) + (t_1 \cdot \text{skjærnsnitt ytterfelt})) = 0 \text{ (Skal være 0)}$$



## 5.4.8 Minimumsavstander for stavdybler

Minste avstander mellom dybler innbyrdes, fra dybler til kant og ende beregnes etter NS-EN 1995-1-1, endringsblad A2, tabell 8.5 (Standard Norge, 2014, s. 7);

Tabell 2:

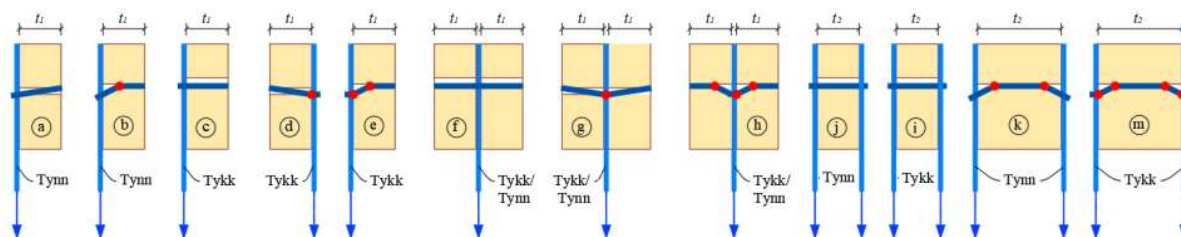
Minste avstander mellom dybler innbyrdes og fra dybler til kant og ende.

Innbyrdes avstand og kant-/endeavstander	Vinkel $\alpha$	Minste innbyrdes avstand og kant-/endeavstand
$a_1$ (i fiberretningen)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3+2 \cos \alpha ) d$ (1)
$a_2$ (vinkelrett på fiberretningen)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$ (2)
$a_{3,t}$ (belastet ende)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$\max [7 d; 80 \text{ mm}]$ (3)
$a_{3,c}$ (ubelastet ende)	$90^\circ \leq \alpha \leq 150^\circ$ $150^\circ \leq \alpha \leq 210^\circ$ $210^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$a_{3t}  \sin \alpha $ $\max (3,5 d; 40 \text{ mm})$ $a_{3t}  \sin \alpha $
$a_{4,t}$ (belastet kant)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$\max [(2+2 \sin \alpha)d; 3d]$
$a_{4,c}$ (ubelastet kant)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3 d$

Etter innspill fra veileder og Moelven Limtre har vi valgt å bruke minste avstander for  $a_1$  (1) =  $7d$ ,  $a_2$  (2) =  $6d$  og  $a_{3,t}$  (3) =  $10d$ . Bakgrunnen for valget er bransjens erfaringer som viser at minsteavstandene oppgitt i NS ikke er tilstrekkelige. Moelven sier avstanden i fiberretningen påvirker kapasiteten til forbindelsen. Avstanden vinkelrett på fiberretningen har direkte påvirkning på blokkutrivningen og den belastede enden er kritisk dersom avstanden blir for liten.

## 5.4.9 Bruddformer

For en flersnittet, stål-mot-tre forbindelse sier NS-EN 1995-1-1 (2010, s. 54) at motstanden hvert enkelt skjærplan har, kun kan kombineres dersom sammensettingen av bruddformer er forenelig. For valgt forbindelse (stål-mot-tre) sier NS (Standard Norge, 2010, s. 54) at bruddformene  $c$ ,  $f$  og  $j/l$  ikke kan kombineres med de øvrige bruddformene i figur 10, siden de resulterer i sprø bruddsituasjon.



Figur 10: Bruddformer for stål mot tre forbindelser. Kilde: Produsert av oppgaveforfatter

I tillegg utgår bruddform  $a$ ,  $b$ ,  $f$ ,  $g$ ,  $h$  og  $k$  grunnet antall skjærnitt (2 ytterfelt og 6 innerfelt), type forbindelse (stål-mot-tre) og klassifiseringen av stålplaten (tykk plate) (Standard Norge, 2010, s. 58-59). Gjenstående bruddformer for å fastsette kapasiteten til inner- og ytterfelt er;

Karakteristisk kapasitet for innerfeltene, per skjærnitt (Standard Norge, 2010, s. 58-59):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,5f_{h,2,k}t_2d \text{ (bruddform j/l)} \\ 2,3\sqrt{M_{y,Rk}f_{h,2,k}d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \text{ (bruddform m)} \end{array} \right. \quad (8.13)$$

Karakteristisk kapasitet for ytterfeltene, per skjærnitt (Standard Norge, 2010, s. 58-59):

$$F_{v,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} f_{h,k}t_1d \text{ (Bruddform c)} \\ f_{h,k}t_1d \left[ \sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k}dt_1^2}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \text{ (Bruddform d)} \\ 2,3\sqrt{M_{y,Rk}f_{h,k}d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \text{ (Bruddform e)} \end{array} \right. \quad (8.10)$$

Dersom bruddform *j/l* blir dimensjonerende for innerfeltene, vil det skape en sprø bruddsituasjon hvor treverket flyter og stavdyblene beholder opprinnelig form (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 10). Denne bruddformen kan kun kombineres med bruddform *c*, som i henhold til Bell (2017, s. 355) sitt resonnement har en effektiv tykkelse for ytterfeltene ( $t_e$ ) gitt ved formelen:

$$t_e^{ytter} = \min \begin{cases} 0,4t_2 \\ t_1 \end{cases}$$

Bruddform *m* vil medføre en duktil bruddsituasjon hvor stavdyblenes fleksibilitet overskrides ved brudd. Denne bruddformen er kun forenelig med bruddform *d* eller *e*. Dersom bruddform *d* er dimensjonerende, fastsettes den effektive tykkelsen etter anbefalinger fra veilederen til (erfaringsbasert):

$$t_e^{ytter} = t_1 - \min(10; b \cdot 0,05)$$

Ved endring av den effektive tykkelsen må en være oppmerksom på at verdien for den karakteristiske kapasiteten synker. Kapasiteten beregnes på nytt med aktuell bruddform og brukes videre for fastsettelse av den dimensjonerende verdien.

Sprø brudd inntreffer plutselig, uten forvarsel og duktile brudd skjer over tid (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2015, s. 243-244). For forbindelser er det ønskelig å oppnå en duktilt styrende bruddform slik at brudd kan avverges gjennom regelmessig kontroll (Bell, 2017, s. 635).

### 5.4.10 Antall stavdybler i forbindelsen

$$\text{Antall nødvendige dybler} = \frac{\text{Dimensjonerende kraft}}{F_{dybel,d}}$$

Kapasiteten til en rad med stavdybler i fiberretningen beregnes i henhold til NS-EN 1995-1-1 (Standard Norge, 2010, s. 69) og gir antallet effektive dybler;

$$n_{ef} = \min \left\{ n, n^{0,9} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}} \right\} \quad (8.34)$$

Antallet effektive dybler totalt i gruppen blir (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2018, s. 231):

$$n_{ef,tot} = n_{ef} \cdot n_{rad}$$

### 5.4.11 Kapasitet – Stavdybler

Karakteristisk kapasitet for en stavdybel (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2018, s. 229):

$$F_{0,dybel,k} = \text{Antall ytterfelt} \cdot F_{v,Rk,ytterfelt} + \text{Antall innerfelt} \cdot F_{v,Rk,innerfelt}$$

Dimensjonerende kapasitet for en stavdybel (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2018, s. 229):

$$F_{dybel,d} = F_{dybel,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

Karakteristisk kapasitet for dybelgruppe (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2018, s. 231):

$$F_{dybel,k}^{Gruppe} = F_{dybel,k} \cdot n_{ef,tot}$$

Dimensjonerende kapasitet for dybelgruppe (Norsk Limtreprodusenters Forening, 2018, s. 231):

$$F_{dybel,d}^{Gruppe} = F_{dybel,k}^{Gruppe} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

Utnyttelse av forbindelsen:

$$\text{Utnyttelse i \%} = \frac{\text{Dimensjonerende kraft}}{\text{Dimensjonerende kapasitet for dybelgruppe}} \cdot 100 \text{ (maksimalt 90\%)}$$

## 5.4.12 Kontroll av slisseplater

I henhold til NS-EN 1995-1-1 (2010, s. 58) skal stålplatenes styrke kontrolleres.

Kontroll av slisseplatene gjøres i henhold til kravene oppgitt i NS-EN 1993-1-8 (2009b).

Følgende kontroller skal gjennomføres;

Avskjæringskapasitet (per snitt) (Standard Norge, 2009b, s. 24):

$$F_{v,Rd} = \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} \quad (\text{tabell 3.4 EK3-1-8})$$

Hullkantkapasitet (Standard Norge, 2009b, s. 24):

$$F_{b,Rk} = \frac{k_1 \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}} \quad (\text{tabell 3.4 EK3-1-8})$$

Hvor;

$$k_1 = \min \begin{cases} 2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7 \\ 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7 \\ 2,5 \end{cases}$$

$$\alpha_b = \min \begin{cases} \frac{e_1}{3d_0} \\ \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \text{ Eller } 1 \\ \frac{f_{ub}}{f_u} \end{cases}$$

Utrivning av grunnmaterialet (Standard Norge, 2009b, s. 33):

$$V_{eff,1,Rd} = \frac{f_u \cdot A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{\left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right) \cdot A_{nv}}{\gamma_{M0}} \quad (3.9, \text{EK3-1-8})$$

Hvor;

$$A_{nt} = t_{stålplate} \cdot (n_{90} - 1) \cdot (p_2 - d_0) \text{ og}$$

$$A_{nv} = 2 \cdot t_{stålplate} \cdot \left( \left( e_1 - \frac{d_0}{2} \right) + (n_0 - 1) \cdot p_1 - d_0 \right)$$

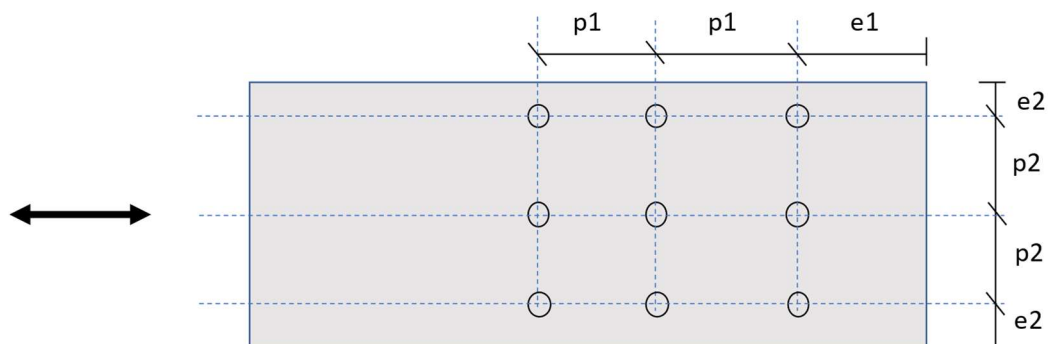
Minste hull-,ende- og kantavstander (Standard Norge, 2009b, s. 24):

(tabell 3.3, EK3- 1-8);

Tabell 3:

Minimumsavstander

	Avstandsparameter	Minimumsavstander
Parallelt med kraftretning	$e_1$	$1,2d_0$
	$p_1$	$2,2d_0$
Normalt på kraftretning	$e_2$	$1,2d_0$
	$p_2$	$2,4d_0$



Figur 11: Illustrasjon av felter for avstandsparametere. Kilde: Produsert av oppgaveforfatter

### Lange forbindelser:

NS-EN 1993-1-8 (Standard Norge, 2009b) sier kapasiteten for lange forbindelser reduseres på grunn av den ekstra belastningen endedyblene får. Kapasiteten reduseres i henhold til faktor gitt i NS-EN 1993-1-8 (2009b, s. 31);

$$\beta_{Lf} = 1 - \frac{L_j - 15d}{200d} \quad (3.5)$$

Hvor den gjeldende grensen er  $0,75 \leq \beta_{Lf} \leq 1,0$

### **5.4.13 Strekkapasitet i netto tverrsnitt**

I henhold til NS-EN 1995-1-1 (2010, s. 35) skal følgende uttrykk være oppfylt;

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad (6.1)$$

Hvor  $\sigma_{t,0,d} = \frac{\text{Dimensjonerende strekkraft i fiberretning}}{A_{net}}$

Strekkapasiteten i netto tverrsnitt har vi beregnet ved å følge beskrivelsene gitt i boka «Dimensjonering av trekonstruksjoner» (Bell, 2017, s. 359);

$$A_{net} = b \cdot h - (t_{sliss} \cdot h \cdot n_s) - (d \cdot (b - (t_{sliss} \cdot n_s) \cdot n_{90}))$$



#### 5.4.14 Kontroll for blokkutrivning

Stål-mot-tre forbindelser med flere forbindelsesmidler, som utsettes for en kraft i fiberretningen, nær tredelens ende, bør i henhold til NS-EN 1995-1-1, tillegg A (2010, s. 104) kontrolleres for uttrekks- og pluggskjærbrudd, selv om dette kun er et informativt tillegg. Pluggskjærbrudd er ikke realistisk situasjon i en flersnittet forbindelse, fordi det ved brudd kun rives ut en del av høyden (Bell, 2017, s. 373). Kontroll av pluggskjærbrudd er derfor ikke inkludert i oppgaven.

Bell (2017, s. 373) sier at det ved flere tilfeller av kollaps har vært påvist blokkutrivning og anbefaler å gjennomføre kontrollen i forbindelser hvor slike brudd kan oppstå. Et eksempel i nyere tid er kollapsen av Tretten bru, hvor Statens havarikommisjons foreløpige undersøkelsesresultat antyder at årsaken var blokkutrivning, etter betydelig overbelastning (Statens vegvesen, 2022). Statens havarikommisjon gjennomførte kontroller mot gjeldende regelverk og antyder en utnyttelsesgrad, i forbindelsen, på 200 prosent i aktuelle diagonaler (Statens vegvesen, 2022). Med bakgrunn i hvor alvorlig blokkutrivning kan være, har vi valgt å inkludere dette i oppgaven. Ved nærmere undersøkelser har flere beregningsmetoder for blokkutrivning dukket opp, og vi har valgt å sammenligne disse opp mot hverandre i forhold til kapasiteten de gir;

##### NS-EN 1995-1-1: Tillegg A:

Karakteristisk kapasitet for brudd langs kanten av forbindelsens areal er gitt ved formel A.1 (Standard Norge, 2010, Tillegg A, s. 104):

$$F_{bs,Rk} = \max \begin{cases} 1,5A_{net,t}f_{t,0,k} \\ 0,7A_{net,v}f_{v,k} \end{cases} \quad (A.1)$$

Denne formelen har vi beregnet ved å følge Bell (2017, s. 377) sine beskrivelser av framgangsmåten, gitt i boken; «Dimensjonering av trekonstruksjoner».

NS-EN 1995-1-1: Høringsforslag – Nasjonalt tillegg Eurokode 5:

Formel A.1 er omdiskutert i bransjen på grunn av formelens faktor 1,5 som øker karakteristisk kapasitet med 50%. Faktoren 0,7 reduserer kapasiteten og er derfor til sikker side.

Tilleggsbladet inneholder ikke i dag beskrivelser som gir godt grunnlag for å øke kapasiteten med 50%. Formelen i høringsforslaget er gitt ved (Standard Norge, 2023b, s. 8);

$$F_{bs,Rk} = \max \begin{cases} 1,0 A_{net,t} f_{t,0,k,NA} \\ 0,7 A_{net,v} f_{v,k} \end{cases} \quad (\text{NA.A.1})$$

Forskjellen fra beskrivelsene i dagens tillegg er altså at 1,5 faktoren endres til 1 slik at det ikke tilføres noe ekstra kapasitet. Videre sier høringsforslaget (Standard Norge, 2023b) at det for kombinert limtre skal gjøres vurdering av representativ strekkfasthet fra lamellene og at den laveste verdien kan velges, ikke tverrsnittets strekkfasthet. For valgt tverrsnitt i oppgaven er strekkfastheten for T14,5 (indre sone) gitt av NS-EN 14080, tabell 1 (Standard Norge, 2016, s. 21) er ;  $f_{t,0,k,NA} = 14,5 \text{ N/mm}^2$

Moelven metoden:

Den siste beregningsmetoden har vi fått innsyn i av Moelven. Denne metoden ble utviklet rundt 1990 i forbindelse med oppføring av OL-hallene;

$$F_1 = 2F_{v,1,k}$$

$$F_2 = F_{v,2,k}$$

$$F_{dowel} = 2F_{v,2,k} + (n_s - 1)2F_{v,1,k}$$

$$x \text{ (Delen av total dybelkapasitet, per innerfelt)} = \frac{2 \cdot F_{v,1,k}}{F_{dybel,k}}$$

Hvor  $F_{v,1,k}$  er den aktuelle bruddformen for innerfelt (kreftene på indre skjærplan).

$$y \text{ (Delen av total dybelkapasitet per ytterfelt)} = \frac{F_{v,2,k}}{F_{dybel,k}}$$

Hvor  $F_{v,2,k}$  er den dimensjonerende bruddformen for ytterfelt (kreftene på ytre skjærplan)

Kontroll av kreftene - indre og ytre skjærplan:

$$2y + (n_s - 1)x = 1$$

Strekkareal i bakkant:

$$A_{net} = t_1(a_1 - d)(n_s - 1)(n_{90} - 1)$$

Dimensjonerende strekkspenning:

$$\sigma_{t,d} = \frac{x \cdot N_{t,0,d}}{n_{90} \cdot (a_2 - d) \cdot t_1}$$

Endelig kontroll:

$$\sigma_{t,d} \leq f_{t,d}$$

# 6 Resultater

Kapittelet presenterer resultatene fra gjennomførte undersøkelser.

## 6.1 Simuleringer i Focus Konstruksjon

Oppgaven har en rekke simuleringer av de ulike modellene, som er satt i et system og fremlagt i ulike tabeller og diagrammer.

### 6.1.1 Laster

Felles for alle modellene er den variable snølasten og den konstante vekten til lett-taket og tekniske føringer. Disse lastene multipliseres med lastbredden på 6 meter, så vi får lasten i kN/m.

Lett-tak og tekniske føringer: 3,6 kN/m  
Snølast: 21,6 kN/m

Egenvekten beregnes ved å multiplisere densiteten til limtre, pluss erfaringstallet for stålplater og dybler, med antall kubikkmeter limtre. Dette igjen multipliseres med gravitasjonen,  $9,81 \text{ m/s}^2$ , og dividere på tusen, for kilo, og lengden for meter. Dermed får vi svaret ut i kN/m. For detaljer rundt beregning av egenvekten, se vedlegg 6.

Den dominerende lastkombinasjonen i bruddgrensetilstand er 6.10b;

*Tabell 4:*

*Dimensjonerende laster*

	Dimensjonerende last
Modell 1	42,3 kN/m
Modell 2	41,9 kN/m
Modell 3	42,0 kN/m

## 6.1.2 Kapasitetskontroll i henhold til NS-EN 1995

Dimensjonerte konstruksjoner er utformet for å tilfredsstille kontrollene gitt i NS.

Norske Limtreprodusenters Forening (2015, s. 149) sier kravene for bruksgrensetilstanden ofte ikke blir dimensjonerende for limtrefagverk, på grunn av normalt stor bøyestivhet i konstruksjonen. Vi har gjort forenklet kontroll av nedbøyning i Focus Konstruksjon, som vist i tabellen under og i vedlegg 3.

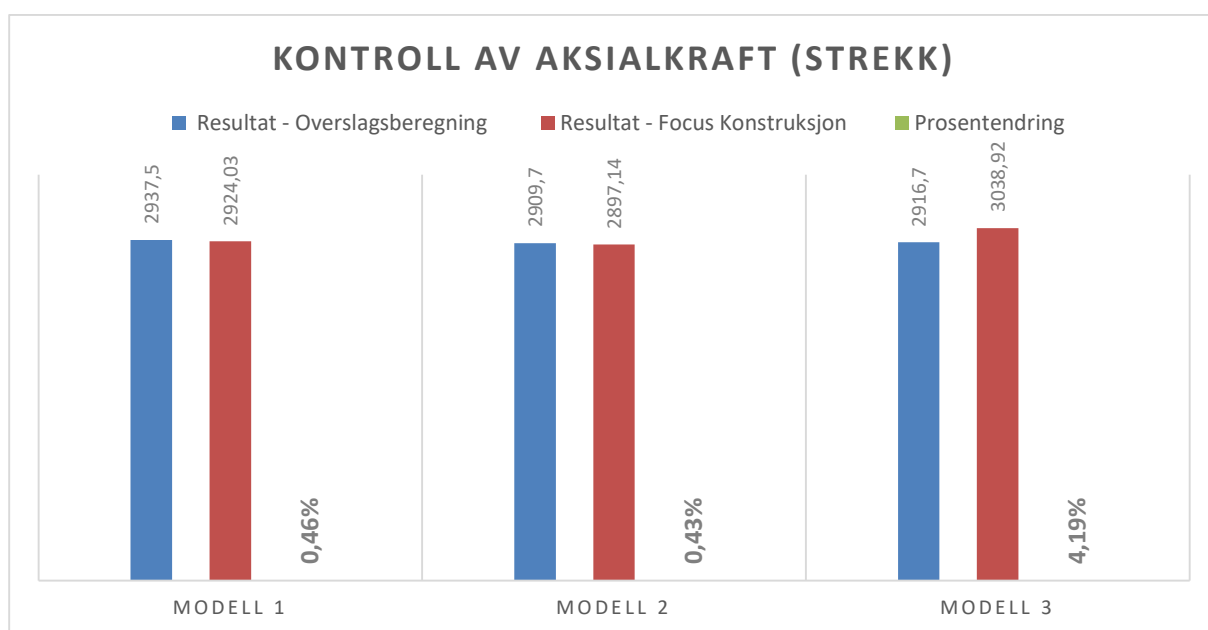
Tabell 5:

*Dimensjonerende kapasitetsutnyttelse og forenklet deformasjonskontroll.*

Fagverksmodell	Dimensjonerende kapasitetsutnyttelse	Kritisk kontrollformel	Dimensjonerende lastkombinasjon	Deformasjonskontroll (Bruksgrensetilstand) (mm)
Modell 1	79% (Undergurt)	6.17 (Kombinert bøyning og aksialstrekk)	6.10b (Bruddgrensetilstand)	$144,3 < \frac{L}{300} = OK$
Modell 2	80% (Overgurt)	6.23 (Kombinert trykk og bøyning)	6.10b (Bruddgrensetilstand)	$138,6 < \frac{L}{300} = OK$
Modell 3	83% (Overgurt)	6.23 (Kombinert trykk og bøyning)	6.10b (Bruddgrensetilstand)	$167,4 < \frac{L}{250} = OK$

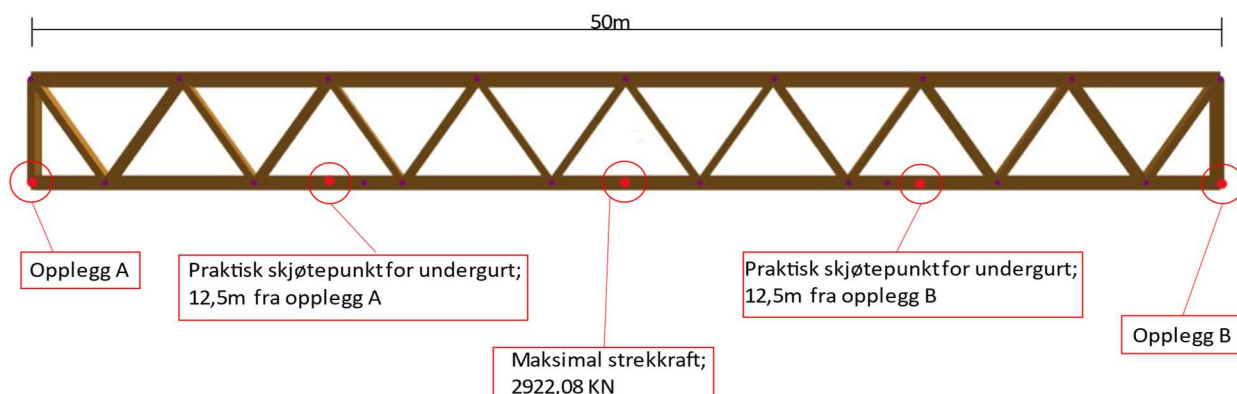
### 6.1.3 Kontrollberegninger av Focus Konstruksjon

Håndberegninger av aksialkreftene, fra den statistisk bestemte modellen, samsvarer med strekkraften vi får i Focus Konstruksjon (vedlegg 10). Ved sammenligning av resultater er avvik under 10 % ansett som akseptabelt. Resultatene i figur 12 viser at det ved sammenligning er et maksimalt avvik på 4,19 %. Avvikets lave verdig gir grunn til å tro at modelleringen og resultatene i Focus Konstruksjon er korrekt. Øvrige kontroller av resultatene i Focus Konstruksjon samsvarer med håndberegningene gjort i regneark, se vedlegg 10.

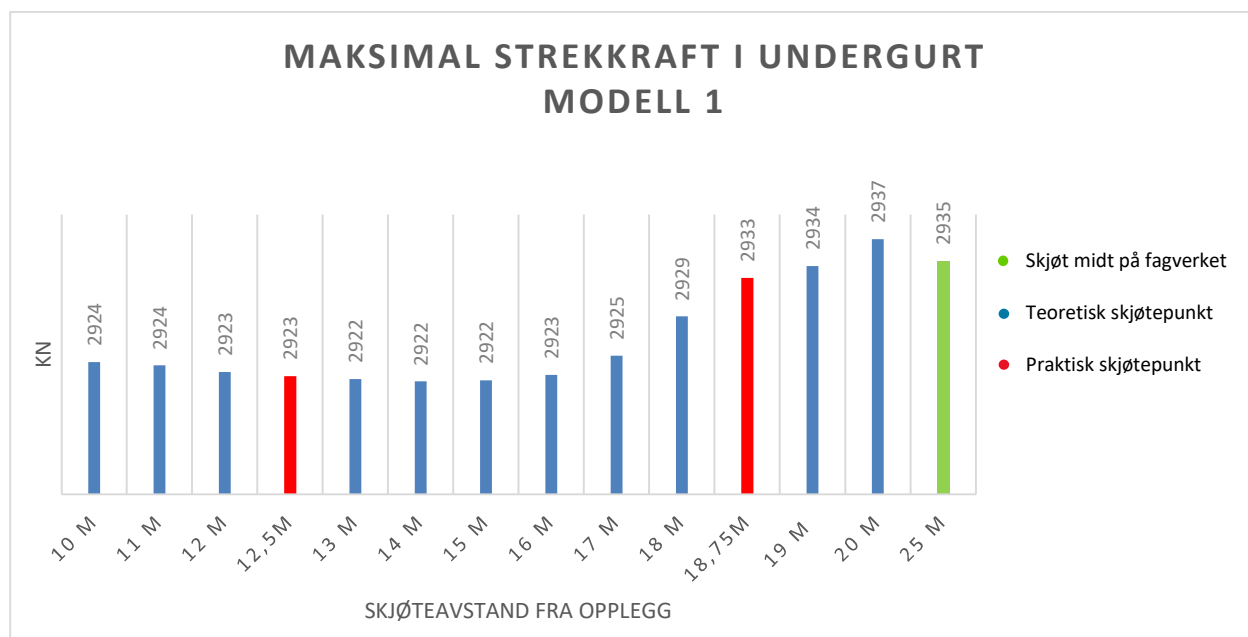


Figur 12: Kontroll av resultater for aksialkrefter (vedlegg 10).

## 6.1.4 Modell 1 – Parallele gurter

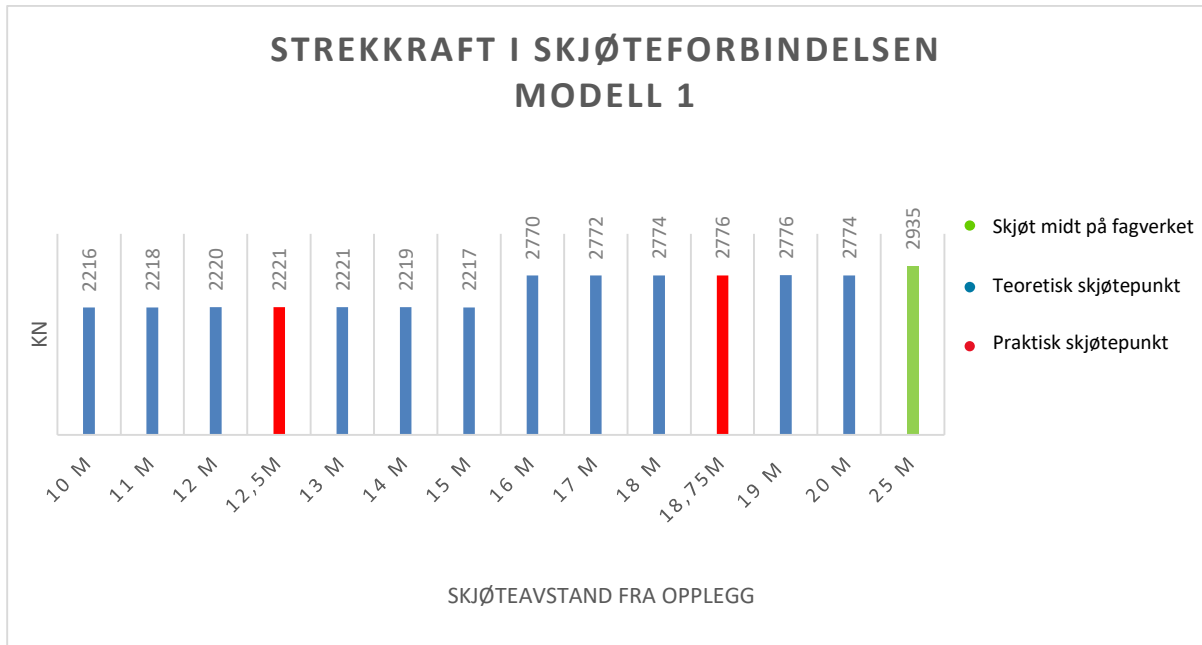


Figur 13: Modell 1 - Praktisk skjøteavstand. Kilde: Produsert av oppgaveforfatter



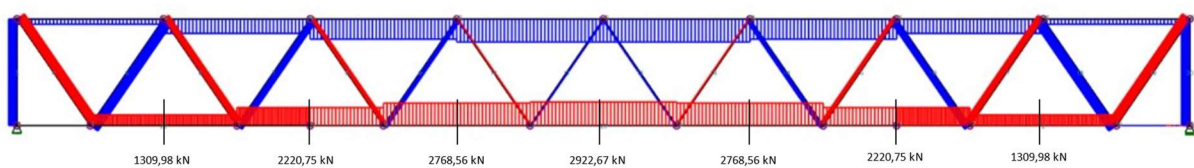
Figur 14: Maksimal strekkraft i undergurt - Modell 1

Figur 14 viser den maksimale strekkraften som oppstår i undergurten ved skjøting i ulike avstander fra opplagrene. Søyene i blå representerer aksialkraften ved teoretiske skjøtepunkter. De to søylene i rød viser den maksimale aksialkraften ved praktiske skjøteavstander, mellom to knutepunkt. Den grønne søylen viser strekkraften ved skjøting i midten av undergurten (25 meter).



Figur 15: Strekkraft i skjøteforbindelsen - Modell 1

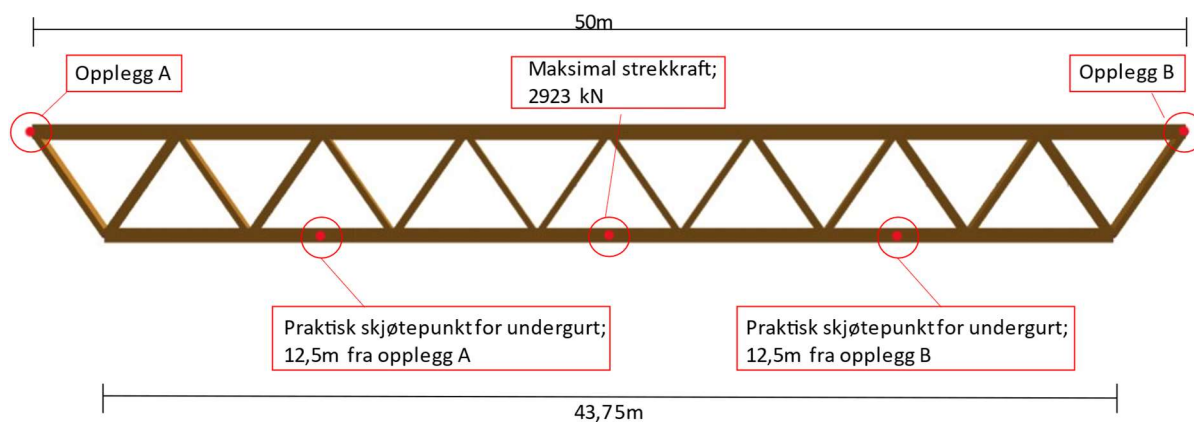
Figur 15 viser små variasjoner i strekkraften mellom 10 meter og 15 meter. Dette kan forklares ved at skjøtepunktene ligger mellom to knutepunkt, og det er tilnærmet lik aksialkraft mellom disse, som vist i figur 16. Når skjøtepunktet plasseres etter 15 meter, tilføres ytterligere last i diagonalene som dekomponeres til større strekk i undergurten (se figur 16). Modellen har liten kraftpåkjenning i ytterste felt, mot opplagrene.



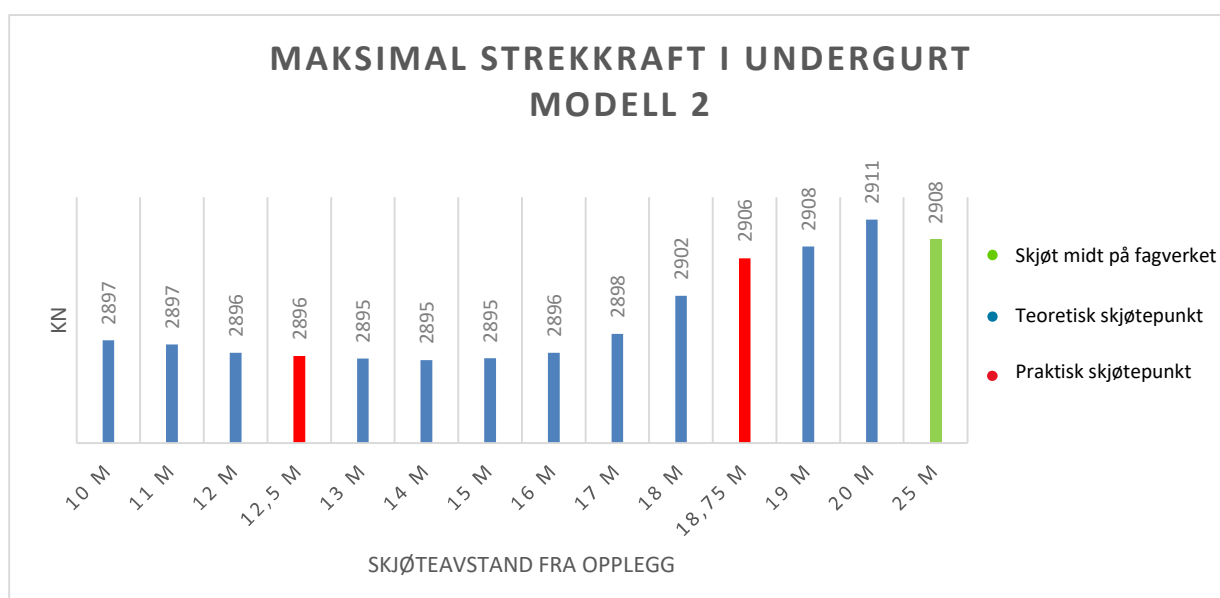
Figur 16: Aksialdiagram – Modell 1. Kilde: Focus Konstruksjon



## 6.1.5 Modell 2 – Parallele gurter

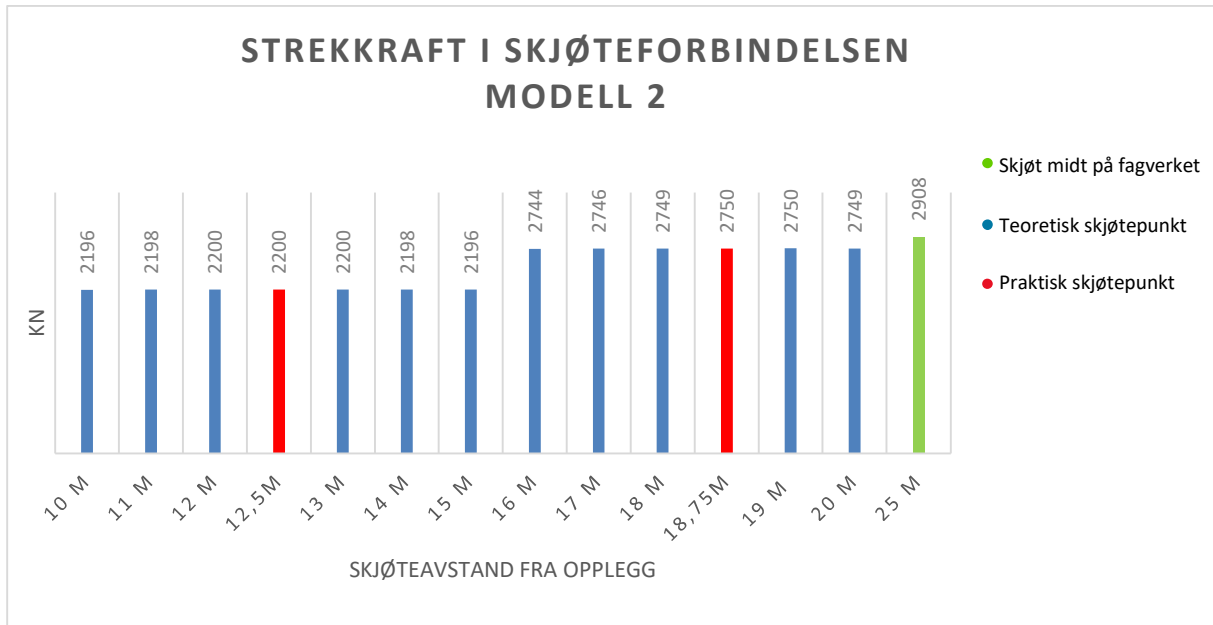


Figur 17: Modell 2 - Praktisk skjøteavstand. Kilde: Produsert av oppgaveforfatter



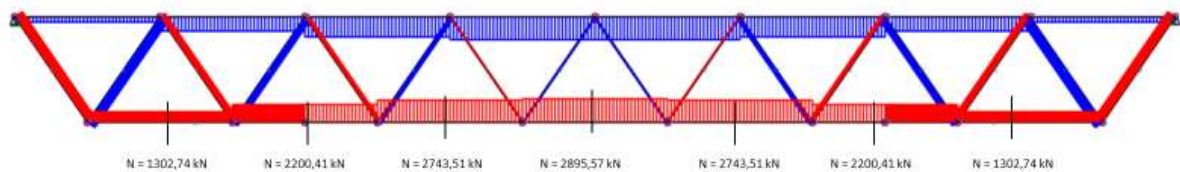
Figur 18: Maksimal strekkraft i undergurt - Modell 2

Figur 18 viser som forventet at kraftfordelingen for modell 2 er relativt lik som i figur 14, for modell 1. Den maksimale strekkraften opptrer også midt i fagverket for modell 2, som illustrert i figur 17. Årsaken til likhetene i modellenes resultatkurver forklares ved at geometrien er tilnærmet lik. Modell 2 har ikke endestaver og undergurten er derfor kortere enn i modell 1. Dette gir modell 2 mindre egenvekt, som igjen gir lavere strekkraft i undergurten.



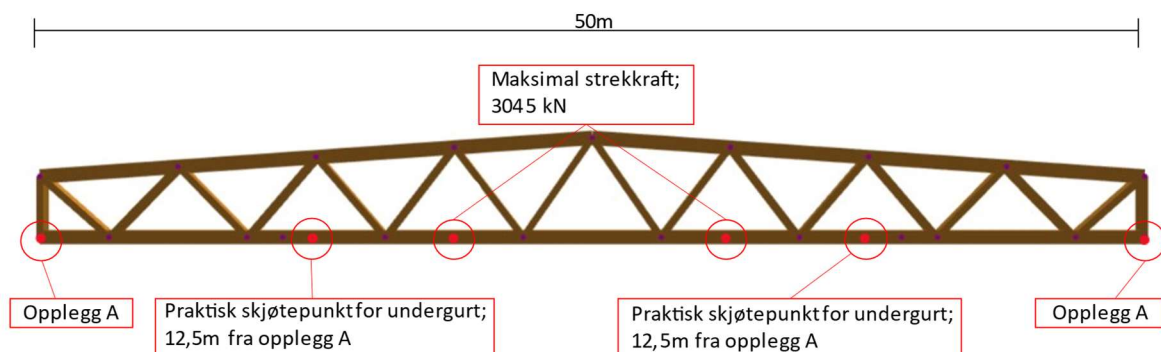
Figur 19: Strekkraft i skjøteforbindelsen - Modell 2

Figur 19 viser tilnærmet like resultater som for modell 1 i figur 15. Forklaringen av resultatene er like for begge modellene, som gjennomgått tidligere. Figur 20 viser at modellen har tilnærmet lik opptrædende aksialkraft som modell 1. Den noe lavere aksialkraften kommer av redusert egenvekt, da modell 1 har lengere undergurt og endestaver.

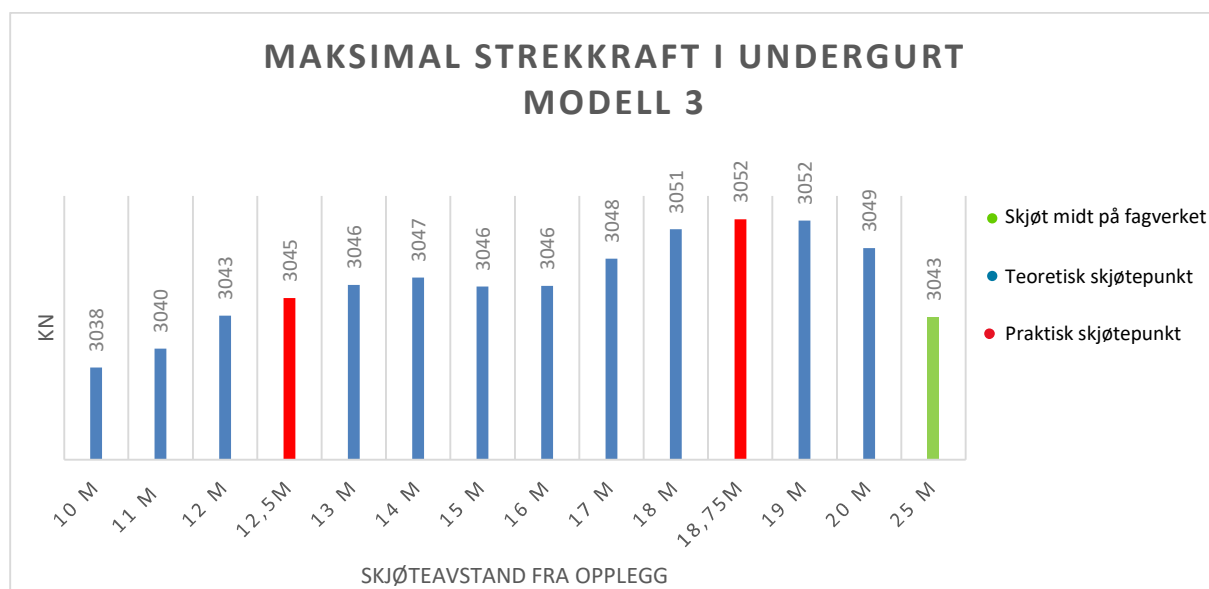


Figur 20: Aksialdiagram – Modell 2. Kilde: Focus Konstruksjon

## 6.1.6 Modell 3 – Skrå overgurt

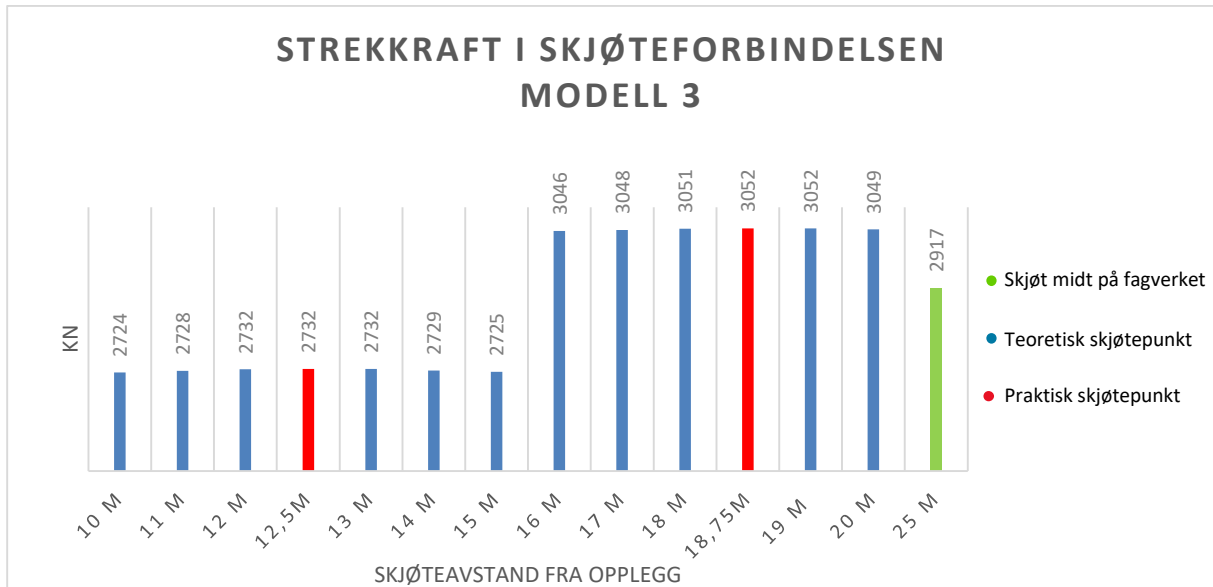


Figur 21: Modell 3 - Praktisk skjøteavstand. Kilde: Produsert av oppgaveforfatter



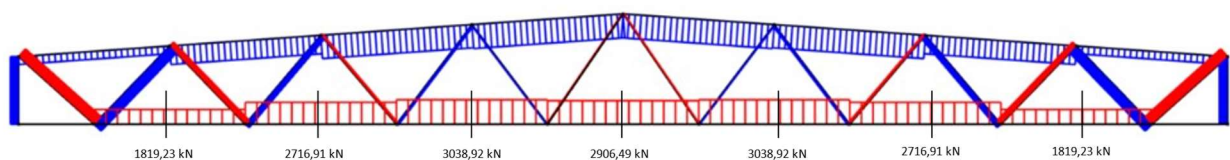
Figur 22: Maksimal strekkraft i undergurt - Modell 3

Modell 3 har skrå overgurt med diagonaler helt opp til mønet og maksimal strekkraft i feltet ved siden av midtfeltet, som vist i figur 21. Figur 22 viser at resultatkurven er ulik for modell 3 enn de øvrige modellene, og har generelt høyere strekkraft i undergurt.



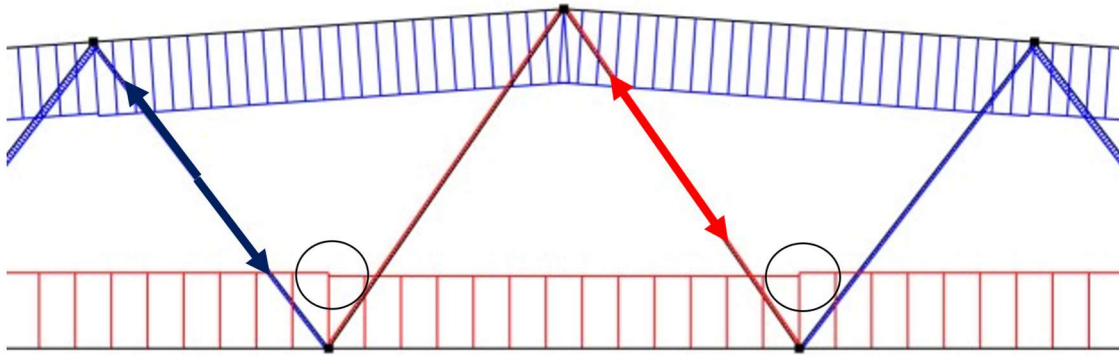
Figur 23: Strekkraft i skjøteforbindelsen - Modell 3

Figur 23 viser et stort kraftsprang mellom 15 meter og 16 meter. Dette kommer av økt aksialkraft ved passering av knutepunktet på 15 meter. Økning av kraft kommer av at mer egenvekt blir tatt opp i diagonalene på midten, og overfører kraften videre i undergurten. Resultatet viser også mindre aksialkraft i skjøteforbindelsen dersom skjøten plasseres i midten, enn ved skjøt på 16 meter – 20 meter.



Figur 24: Aksialdiagram - Modell 3. Kilde: Focus Konstruksjon

Aksialdiagrammet viser hvordan strekkraften fordeler seg i undergurten. Figur 24 viser med påsatte tall, at den maksimale strekkraften ikke befinner seg på midten og at aksialkraften er fraværende i de ytterste feltene mot opplagrene.



Figur 25: Utklipp aksialdiagram. Kilde: Focus Konstruksjon

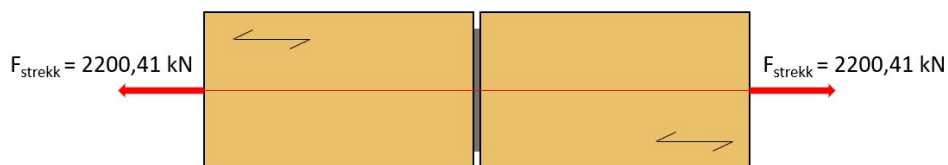
Figur 25 viser utklipp av aksialdiagrammet som tydelig viser en differanse i aksialkraften. Største strekkraft opptrer ikke i det midtre feltet, men i sideliggende felt. Røde piler representerer strekkraft, og blå piler representere trykk i diagonal.

## 6.2 Dimensjonering og kontroll av skjøteforbindelsen

Alle beregningene for forbindelsen er gjort i utarbeidet regneark. Fremvisningen av resultatene er forenklet ved å hente ut sentrale elementer fra regnearket. Nøyaktige detaljer av beregningene kan ses i vedlegg 8.

### 6.2.1 Opptredende strekkraft i skjøteforbindelsen

Modell 2 med teoretisk skjøteavstand på 14 meter var mest gunstige i forhold til ønsket om minimal strekkraft i undergurten, og er gjeldende modell for beregninger av skjøteforbindelsen. Skjøtepunktet er flyttet til 12,5 meter, som er midt mellom to knutepunkter og mer praktisk. Dette er gjort for å ikke plassere skjøten for nær gurt-diagonalforbindelsen, da dette kan skape et komplekst kraftbilde og en uoversiktlig forbindelse. Den opptredende strekkraften i modell 2, ved 12,5 meter, er 2200,41 kN og virker  $0^\circ$  på fiberretningen, som vist i figuren under. Den dimensjonerende kraften gir et nødvendig antall dybler på 33,4 stk.

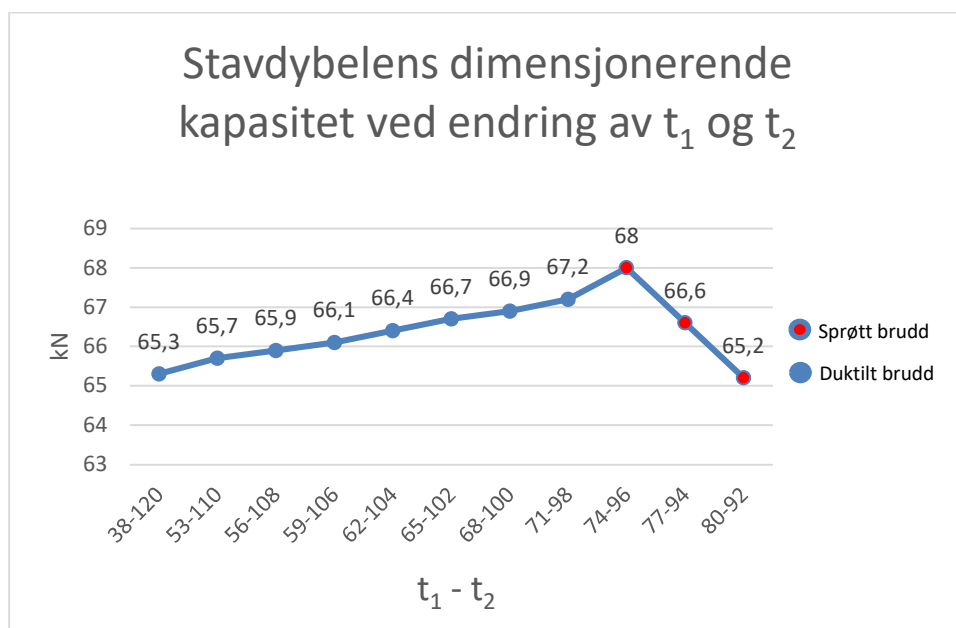


Figur 26: Prinsippkisse på strekkraften i strekkskjøten. Kilde: Produsert av oppgaveforfatter

## 6.2.2 Avstander for slisser og stålplater

For å fastsette den endelige avstanden mellom stålplatene, innhentet vi data for hvordan kapasiteten til en dybel endrer seg ved ulike verdier av tykkelsen på inner- og ytterfelt (vedlegg 8). Dataene ble samlet i et diagram som vist i figuren under. Denne informasjonen baserer seg på at strekkfastheten til dybel er  $700 \text{ N/mm}^2$ .

$t_1 = 56 \text{ mm}$  og  $t_2 = 108 \text{ mm}$  er grenseverdien for å tilfredsstille formelen for duktil bruddform;  
 $t_1 > 0,5 \cdot t_2$ .

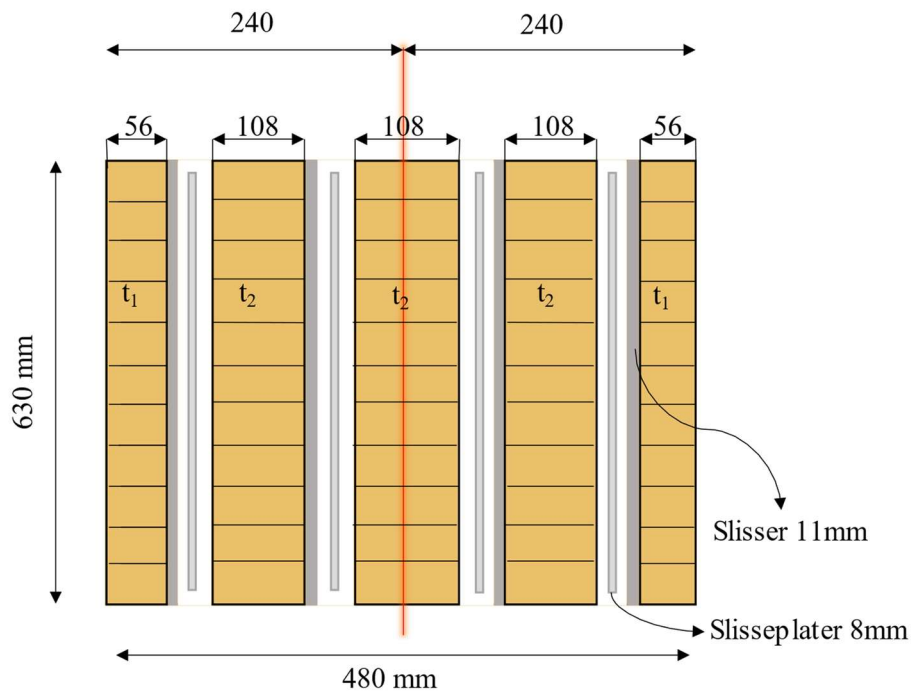


Figur 27: Dimensjonerende kapasitet for en dybel, ved endring av  $t_1$  og  $t_2$ .

Figur 27 viser at dybelens kapasitet varierer med ca. 3 kN innenfor de verdiene som gir en duktil styrende bruddform. Når tykkelsene på innerfeltet øker fra 74 mm til 80 mm reduseres kapasiteten, og gir en sprø bruddsituasjon hvor treverket flyter. Den største kapasiteten for en dybel oppnås ved å bruke tykkelsene  $t_1 = 74 \text{ mm}$  og  $t_2 = 96 \text{ mm}$ , men gir en sprø bruddsituasjon.

For videre dimensjonering har vi valgt  $t_1 = 56$  mm og  $t_2 = 108$  mm, som vist i figur 28.

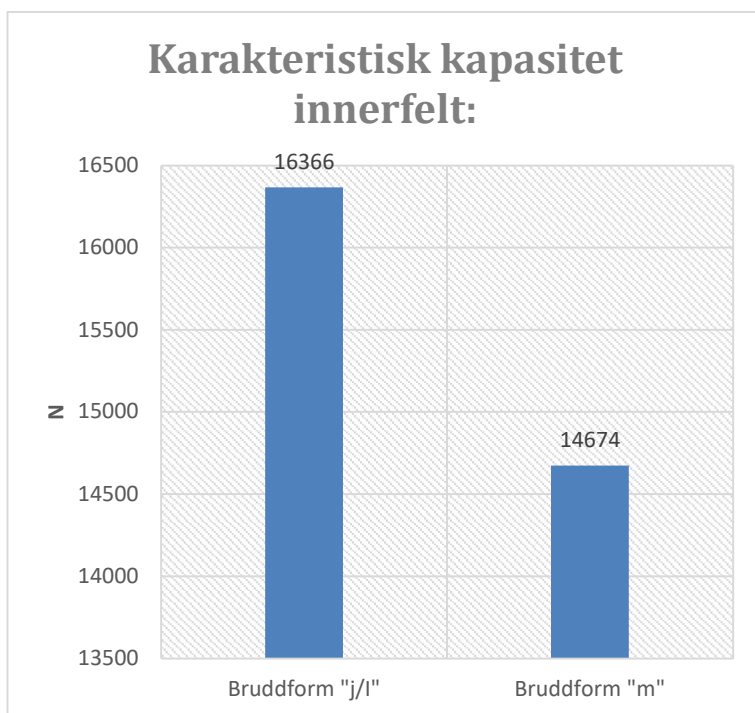
Plasseringen av slissene ble gjort med fokus på symmetri om tverrsnittets senter, og ønske om en duktil styrende bruddform.



Figur 28: Valgte avstander i tverrsnittet. Kilde: Produsert av oppgaveforfatter

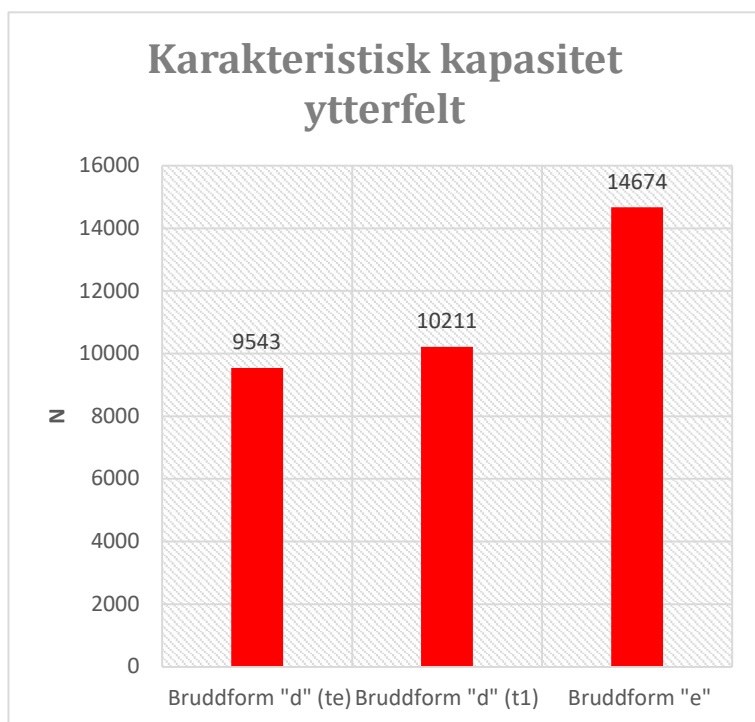


### 6.2.3 Bruddformer



Figur 29: Karakteristisk kapasitet innerfelt

For innerfeltene viser figur 29 at bruddform  $m$  gir den laveste kapasiteten og er dimensjonerende for den karakteristiske kapasiteten, i innerfeltene (se vedlegg 8).



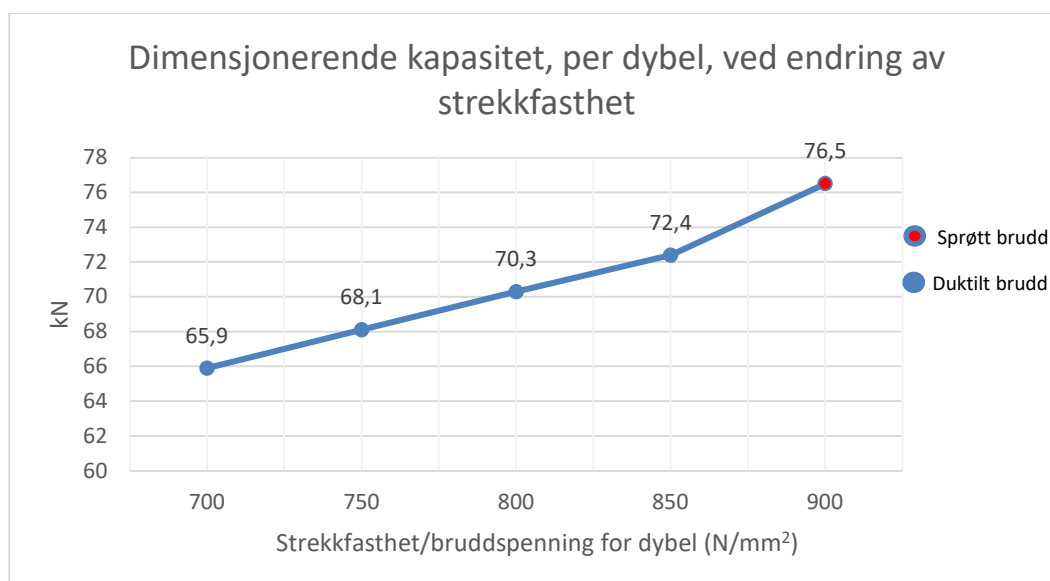
Figur 30: Karakteristisk kapasitet ytterfelt

Det er kun bruddform  $d$  og  $e$  som er kinematisk kompatibel med bruddform  $m$ . Ved beregninger viste det seg at bruddform  $d$  ga laveste kapasiteten. Den effektive tykkelsen for ytterfeltene ( $t_1$ ) blir derfor;  $t_e^{ytter}(te) = 46 \text{ mm}$ . Den dimensjonerende kapasiteten for ytterfeltene reduseres derfor noe i forhold til den opprinnelig beregningen med  $t_1$  (vedlegg 8).

## 6.2.4 Kapasitet – Stavdybler

### Endring av strekkfasthet for dybler:

Ved å gjøre endringer i strekkfastheten for dyblene, viser innhentet data at denne egenskapen påvirker både hvilken bruddsituasjon som blir dimensjonerende og kapasiteten for dyblene. Innhenting av data ble gjort ved å endre elementets rubrikk i utarbeidet regneark og samlet resultatene inn i en tabell (vedlegg 8).

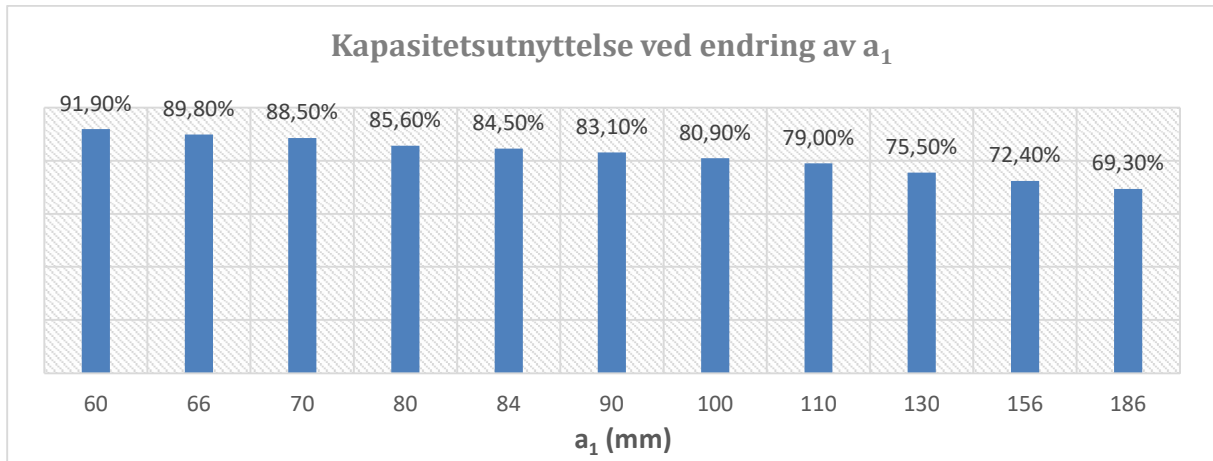


Figur 31: Dimensjonerende kapasitet per dybel.

Ved å endre strekkfastheten fra 700-900 N/mm<sup>2</sup> øker den dimensjonerende kapasiteten med over 10 kN. Styrende bruddform endrer seg fra «duktilt brudd» til «sprøtt brudd» mellom 850 N/mm<sup>2</sup> og 900 N/mm<sup>2</sup>. Dette viser at valget om å bruke 700 N/mm<sup>2</sup> i besvarelsen er konservativt når det ikke foreligger spesifikasjoner for stavdyblene.

### Endring av minsteavstand i fiberretning:

Med bakgrunn i det nødvendige antallet stavdybler i skjøteforbindelsen, fordelte vi dyblene på 8 rader og 7 kolonner. Med regnearket (vedlegg 8) innhentet vi data som viser hvordan endringen av ulike avstander i fiberretningen ( $a_1$ ) har på kapasitetsutnyttelsen:



Figur 32: Kapasitetsutnyttelse ved endring av avstanden i fiberretning ( $a_1$ )

Figuren viser at minsteavstanden i fiberretningen, fra formelen i NS (60 mm), overskrider ønsket kapasitetsutnyttelse i forbindelsen (91,9%). Ved å bruke  $a_1 = 66$  mm er kapasitetsutnyttelsen (89,8%) innenfor anbefalt utnyttelse, og ved bruk av Moelvans anbefaling;  $a_1 = 84$  mm (7d) er kapasitetsutnyttelsen 84,5%. Vi valgte å bruke Moelvans anbefaling for  $a_1$  som ga følgende kapasitet for dybelgruppen:

$$F_{dybel,k}^{Gruppe} = 4230,4 \text{ kN}$$

$$F_{dybel,d}^{Gruppe} = 2603,3 \text{ kN}$$

$$Utnyttelse \text{ i } \% = 84,5\% < 90\% \rightarrow Ok$$

### Minimumsavstander for stavdybler:

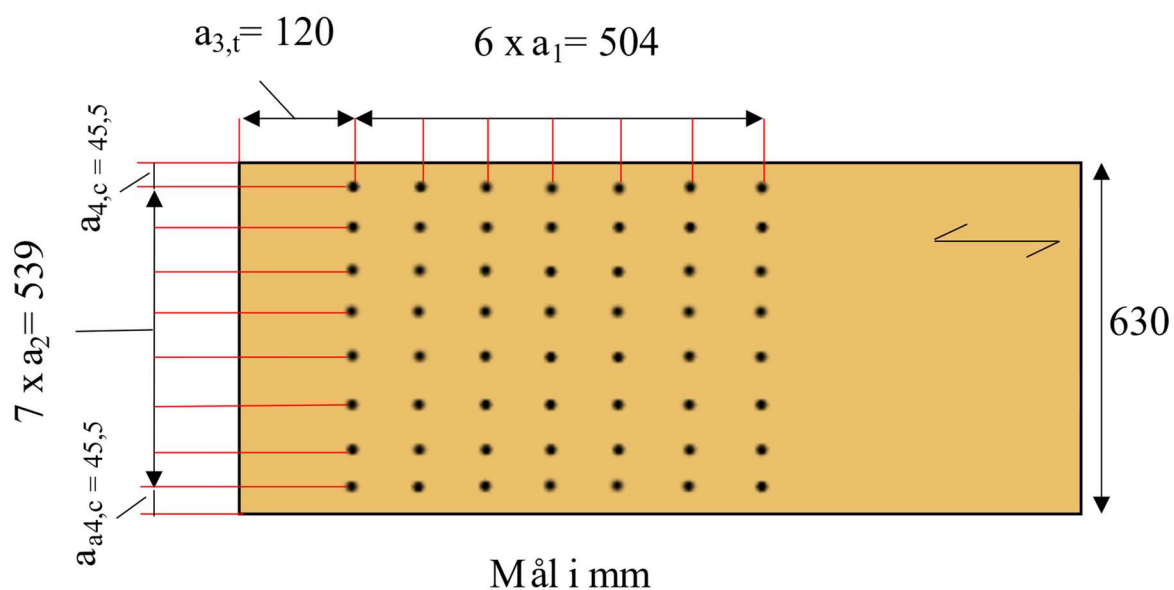
Tabell 6:

Valgte avstander i forbindelsen

Avstander	Avstandskrav NS	Avstandskrav Moelven	Valgte avstander
$a_1$ (i fiberretning)	60 mm	84 mm	84 mm
$a_2$ (vinkelrett på fiberretningen)	36 mm	72 mm	77 mm
$a_{3,t}$ (belastet ende)	84 mm	120 mm	120 mm
$a_{4,c}$ (ubelastet kant)	36 mm	36 mm	45,5 mm

Normalt vil verdien for  $a_{4,c}$  være upraktisk på grunn av desimal. For oppgaven anser vi det hensiktsmessig å gå videre med dette for å forenkle den videre prosessen. Hvordan de ulike avstandene påvirker kapasiteten for blokkutrivning vises i kontrollen i neste delkapittel.

Plasseringen av dyblene ble som illustrert på figuren under:



Figur 33: Plassering av stavdybler i skjøteforbindelsen. Kilde: Utviklet av oppgaveforfatter

## 6.2.5 Kontroll av slisseplater

Ved kontroll av slisseplatene har vi gjennomført beregninger i regneark og samlet de viktigste elementene i tabellen under;

*Tabell 7:*

*Sentrale elementer ved kontroll av slisseplater*

Avskjæringskapasitet (per dybel)	$304 \text{ kN} \cdot \beta_{Lf}$
Hullkantkapasitet (per dybel)	$376,3 \text{ kN} \cdot \beta_{Lf}$
Kontroll av kritisk kapasitet (per dybel)	$F_{i,Rd} \geq N_{ed, \text{dybel}} \rightarrow \text{Ok}$
Utrivning av grunnmaterialet (blokkutrivning)	$3089,9 \text{ kN} > N_{ed, \text{stålplate}} \rightarrow \text{Ok}$
Kontroll av grunnmaterialet	$1340,6 \text{ kN} > N_{ed, \text{stålplate}} \rightarrow \text{Ok}$

Resultatene viser at slisseplatene tilfredsstillende de nødvendige kontrollene som stilles i NS-EN 1993-1-8 som ble presentert i kapittel 5.4.13. Utfyllende beskrivelser for beregningene og mellomregninger kan ses i vedlegg 9.

## 6.2.6 Strekkapasitet i netto tverrsnitt

$$A_{net} = 273144 \text{ mm}^2 = 90\% \text{ brutto tverrsnitt.}$$

$$f_{t,0,d} = 13,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{t,0,d} = 8,05 \text{ N/mm}^2 < 13,6 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{Ok}$$

## 6.2.7 Kontroll for blokkutrivning

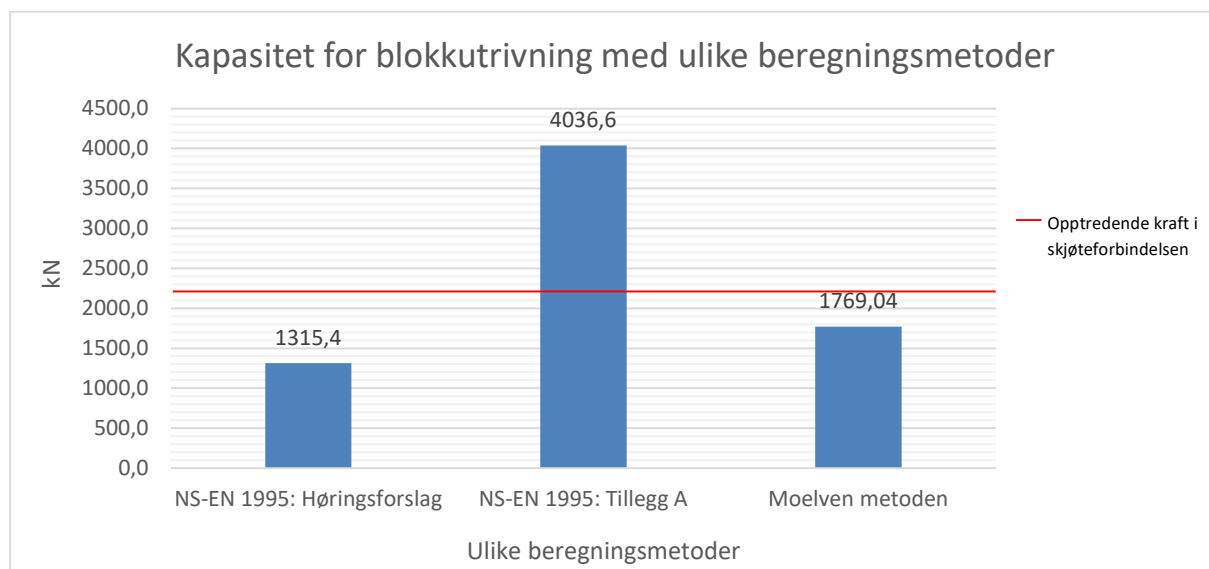
Vi har gjort tre ulike beregninger for kontroll av blokkutrivning i skjøteforbindelsen, i undergurten. Gjennom prosessen oppdaget vi noen sentralt påvirkende elementer som er presentert i tabellen 7.

Tabell 8:

Sentralt påvirkende elementer ved beregning av kapasitet for blokkutrivning

	NS-EN 1995: Høringsforslag	NS-EN 1995: Tillegg A	Moelven - metoden
$A_{net,t}$	147420	198380	147420
$\gamma_m$	1,3	1,15	1,3
$f_{t,o,k}$	14,5	19,5	19,5

Kapasiteten for hver enkelt beregningsmetode har vi samlet i et diagram, presentert i figur 34. Beregningene ble gjort i regneark og kan ses i vedlegg 7.



Figur 34: Kapasitet for blokkutrivning med ulike beregningsmetoder

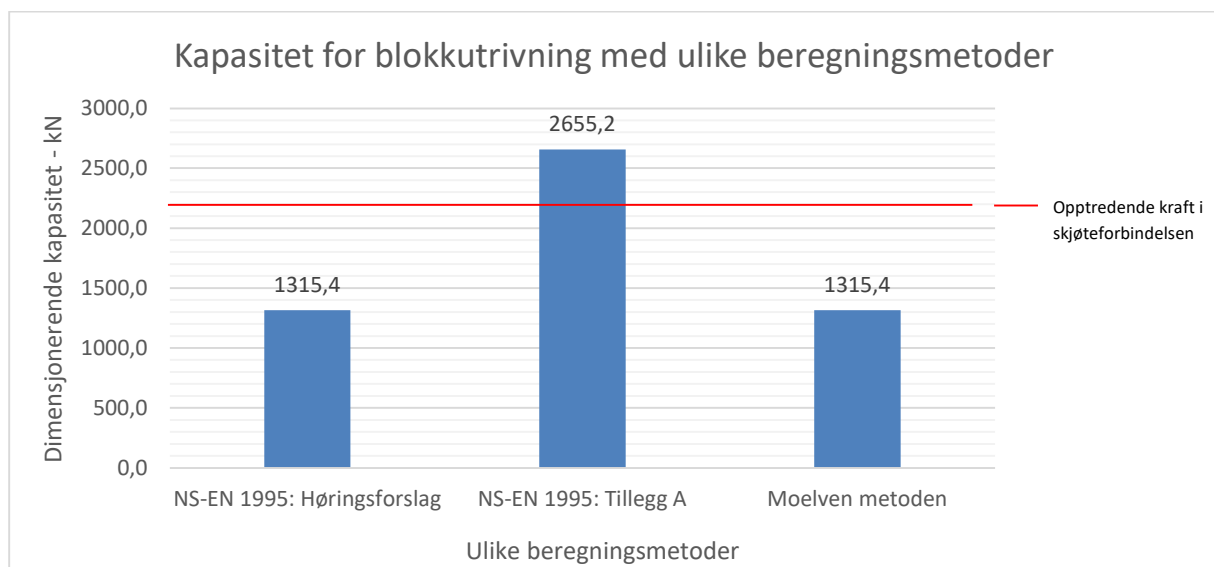
Resultatene viser at det kun er beregningsmetoden gitt i NS-EN 1995-1-1, Tillegg A som er tilfredsstillende i forhold til den opptredende kraften modell 2 har i skjøteforbindelsen (2200,41 kN). Fra de sentrale elementene i tabell 7 ser vi at ulikheten i Moelven-metoden og høringsforslaget er strekkfastheten for materialet. Den store forskjellen presentert i figur 34 er beregningsmetoden for gjeldende tillegg i NS. Tabell 7 viser at metodene beregner strekkarealet i bakkant ulikt og bruker ulik materialfaktor.

Videre undersøkte vi differansen ved å bruke lik materialfaktor og strekkfasthet for materialet. Formelen i tillegg A er fortsatt beregnet med faktor 1,5 som øker kapasiteten for metoden. Sentrale påvirkende elementer ble som vist i tabell 9.

Tabell 9:

Sentralt påvirkende elementer ved beregning av kapasitet for blokkutrivning (2)

	NS-EN 1995: Høringsforslag	NS-EN 1995: Tillegg A	Moelven metoden
$A_{net,t}$	147420	198380	147420
$\gamma_m$	1,3	1,3	1,3
$f_{t,0,k}$	14,5	14,5	14,5



Figur 35: Kapasitet for blokkutrivning med ulike beregningsmetoder, med like faktorer.

Resultatet i figur 35 viser at kapasiteten for dagens regelverk i tillegg A får redusert kapasiteten med 1381,4 kN i forhold til resultatet i figur 34. Metoden tilfredsstillers fortsatt den opptredende kraften i modell 2. Resultatene fra høringsforslaget og Moelven-metoden gir lik kapasitet for blokkutrivning på grunn av likhet i strekk-arealet i bakkant.

# 7 Diskusjon og analyse

I dette kapittelet skal vi diskutere og analysere presenterte resultater.

## 7.1.1 Fagverkets oppbygning

Resultatene fra overslagsberegningene samsvarer godt med aksialkreftene vi får ved simuleringer i Focus Konstruksjon. For å sammenligne ulike typer fagverk er det viktig med likhet i oppbygning og geometri, slik at sammenligningsgrunnlaget blir likt. Problemstillingen inkluderer ikke optimalisering av fagverket. Dette betyr at høyder, gurt/diagonal-vinkel, tverrsnitt og laster kan endres for å oppnå optimal modell.

Ved bruk av færre diagonaler, for den valgte høyden, vil vinkelen mellom diagonal og gurt bli spissere. Dette resulterer i større moment og skjærkraft i overgurten, som dermed øker kapasitetsutnyttelsen i overgurten og diagonalene. Dersom diagonalene ikke er dimensjonert for opptredende krefter kan det føre til knekking av en eller flere diagonaler og kan medføre kollaps.

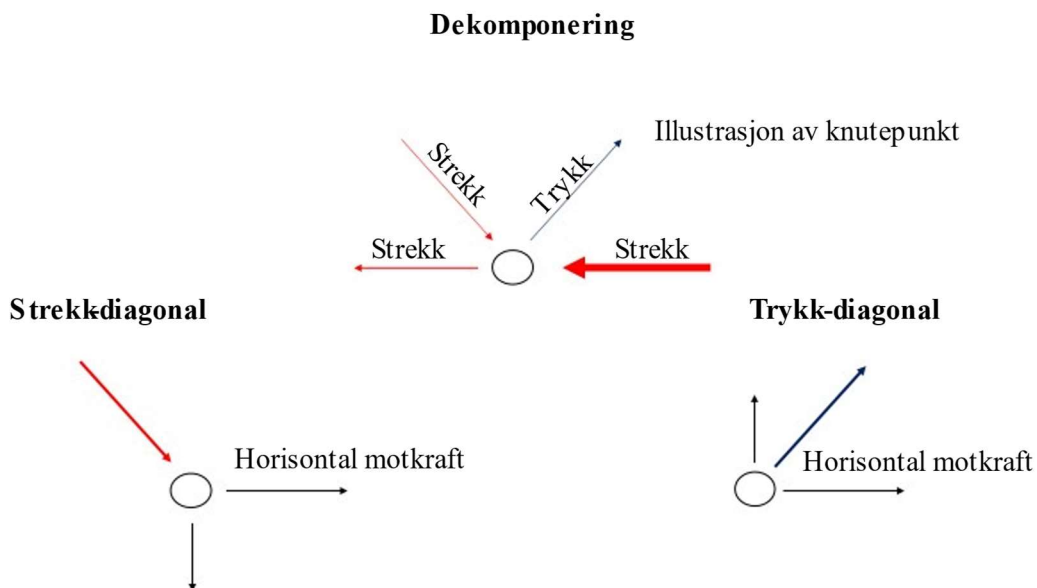
Ved å øke høyden på fagverket og beholde antallet diagonaler, vil strekkraften reduseres i undergurten og vinkelen mellom gurt og diagonal øke. Dersom vi hadde redusert høyden ville aksialkraften økt i gurtene og vinkelen mellom gurt og diagonal blitt spissere.

Høyden må være hensiktsmessig slik at knekk lengden for diagonalene ikke blir for stor.

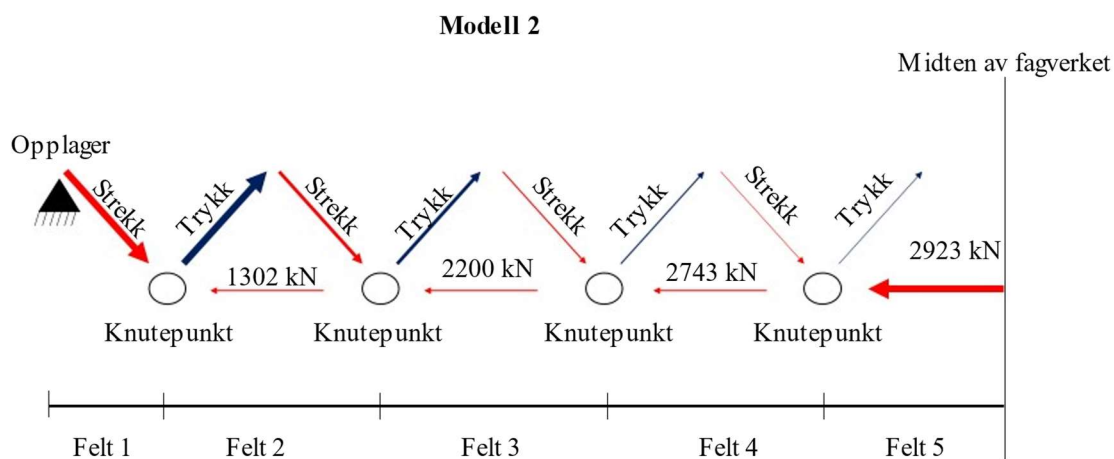


## 7.1.2 Opptredende krefter

Felles for alle fagverksmodellene er at aksialkraften øker jo større avstanden fra opplageret er. Dette kommer av at lastpåkjenningen øker mot midten av fagverket. Den opptredende kraften i overgurten, som følge av de påførte lastene, overføres i diagonalene til knutepunktene. I knutepunktene dekomponeres noe av kraftpåkjenningen fra diagonalene til en horisontal motkraft, som illustrert i figur 36.



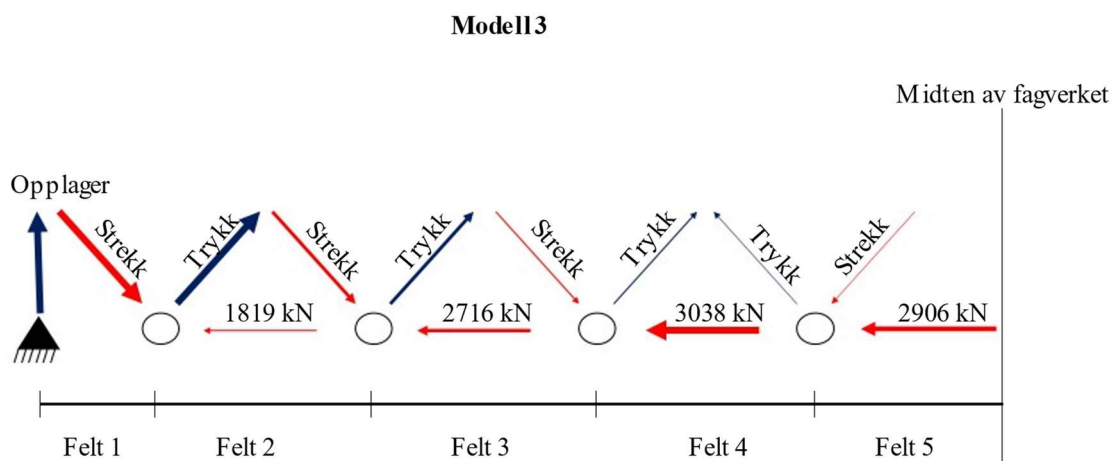
Figur 36: Dekomponering av krefter i knutepunkt – Modell 2. Kilde: Utviklet av oppgaveforfatter



Figur 37: Snitt av kraftfordeling gjennom knutepunkt - Modell 2. Kilde: Utviklet av oppgaveforfatter

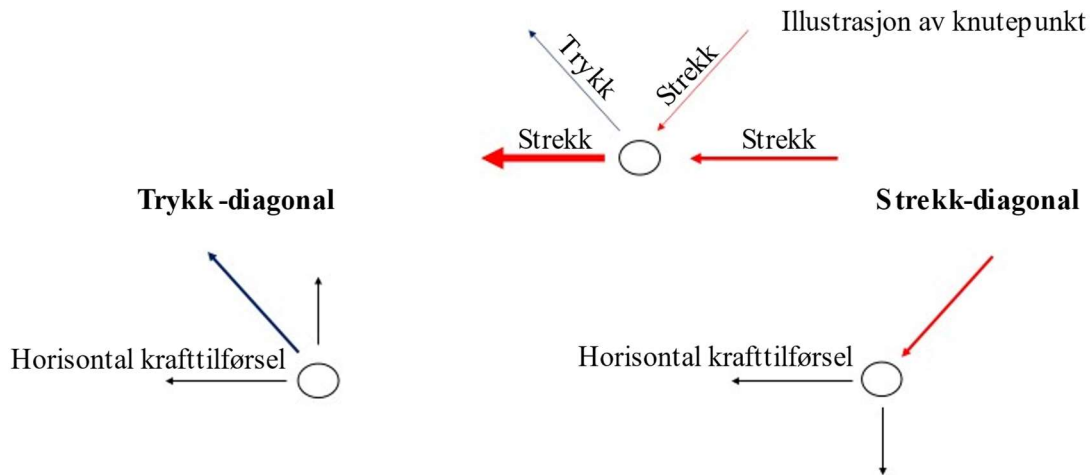
Figur 37 illustrerer kraftfordelingen til figur 20 (modell 2). Strekk- og trykkdiagonalene virker som en motkraft på den maksimale strekkraften i undergurten. Kraften avtar for hvert knutepunkt, mot opplageret. Ulik kraftpåkjenning fra diagonalene forårsaker kraftsprang mellom hvert knutepunkt, i undergurten. Aksialdiagrammene vist i figur 16, 20, 24 vise at det oppstår kraftsprang i alle modeller, mellom knutepunktene. Det vil oppstå minst strekkraft i skjøteforbindelsen dersom den plasseres nærmest mulig opplageret. Den laveste strekkraften får vi i modell 2 som følge av kortere undergurt og lavere egenvekt, i forhold til øvrige fagverksmodeller.

Modell 3 har en liten vinkel i overgurten som gjør at kreftene fordeles ulikt i forhold til øvrige modeller. Et interessant funn er at den største aksialkraften ikke oppstår i feltet midt på undergurten, felt 5, se figur 38 og figur 24.



Figur 38: Snitt av kraftfordeling gjennom knutepunkt - Modell 3. Kilde: Utviklet av oppgaveforfatter

## Dekomponering



Figur 39: Dekomponering av krefter i knutepunkt - Modell 3. Kilde: Utviklet av oppgaveforfatter

Figur 39 viser dekomponering i knutepunktet mellom felt 4 og felt 5, se figur 38. Diagonalene tilfører ytterligere strekkraft i undergurten, som fører til at den maksimale strekkraften oppstår i felt 4, se figur 38. Modell 1 og 2 har trykkbelastede diagonaler i midten (figur 20, 24), som gir horisontal motkraft i knutepunktet mellom felt 4 og felt 5.

### 7.1.3 Dimensjonering og kontroll av skjøteforbindelsen

Det ble presentert i kapittel 5.4.7 at for å oppnå en duktil styrende bruddform måtte tykkelser på inner- og ytterfelt fastsettes ved hjelp av formelen  $t_1 > 0,5 \cdot t_2$ . Dette var delvis riktig, men resultatene (figur 27) viser at styrende bruddform er duktil selv om  $t_1$  er mindre enn  $0,5 \cdot t_2$ . Resultatene ga indikasjoner på at den styrende bruddformen holder seg duktil så lenge forholdet mellom  $\frac{t_1}{t_2} > 0,75$ .

Dimensjonerende kapasitet til en dybel varierte i liten grad (figur 27), så lenge styrende bruddform forble duktil. Kapasiteten øker når  $t_1$  øker på grunn av endringen i den karakteristiske kapasiteten for ytterfeltene. Kapasiteten til innerfeltene påvirkes av størrelsen til det karakteristiske flytemomentet, som påvirkes av strekkfastheten til dyblene. Kapasiteten til innerfeltene blir derfor uforandret ved endring av  $t_1$  og  $t_2$ . Vi valgte å bruke en effektiv tykkelse som er mer konservativ enn opprinnelig  $t_1$ . Dette førte til redusert kapasitet for innerfeltene, som var forventet.

Endring i dybelens strekkfasthet påvirker dyblenes kapasitet i innerfeltene og er et enkelt tiltak for å øke kapasiteten. For eksempel fant vi ut ved bruk av regnearket (vedlegg 8) at kapasitetsutnyttelsen, med minsteavstanden gitt i NS, holder dersom strekkfastheten til dyblene økes til  $870 \text{ N/mm}^2$ . Kombinasjonen av å bruke dybler med høyere strekkfasthet og endring av  $t_1$  og  $t_2$  er enkle tiltak for å øke kapasiteten. Dette forutsetter at tilgjengeligheten på stavdybler med bedre strekkfasthet foreligger.

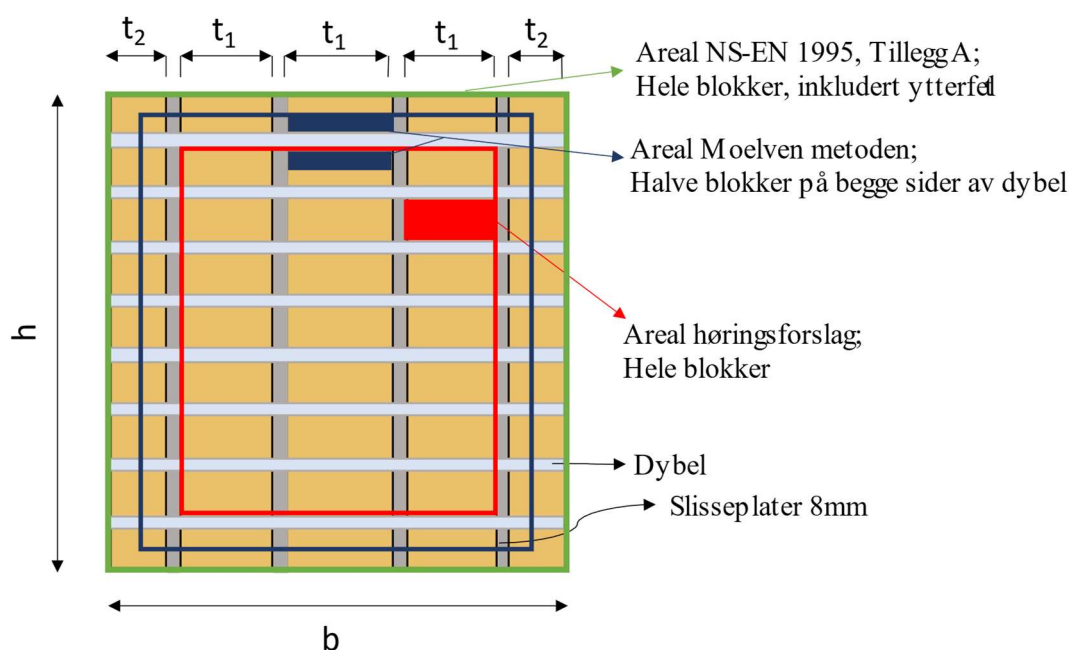
Videre undersøkte vi påvirkningen avstanden mellom stavdyblene i fiberretningen har på kapasitetsutnyttelsen i forbindelsen (figur 32). Avstanden i fiberretningen påvirker kapasiteten ved at den endrer det effektive antallet dybler,  $n_{ef}$ . For lange avstander i fiberretningen er lite hensiktsmessig da forbindelsen blir langstrakt og upraktisk. Resultatene i figur 32 viser at det ved bruk av minsteavstanden i gjeldende Norsk Standard overskrider grenseverdien på 90 %, noe vi forventet etter samtaler med Moelven Limtre.

Moelvens avstandskrav på  $7d$  ga oss en kapasitetsutnyttelse på 84,5 % og ble brukt videre i kontrollen av forbindelsen. I denne undersøkelsen endret vi ikke strekkfastheten eller tykkelsen på ytter- og innerfelt. Resultatene vil variere ut fra hvilke valg som foretas ved dimensjonering av forbindelsen.

Den siste kontrollen for forbindelsen, kontroll for blokkutrivning, viste seg å bli svært tidkrevende og det var omfattende å systematisere innhentet data. Gjennom arbeidet med blokkutrivning har vi fått innsyn i hvor omdiskutert og aktuell dagens kontroll er. Kollapsen av Tretten bru (Statens vegvesen, 2022) med påfølgende høringsforslag til Eurokode 5 (Standard Norge, 2023b), viser at en fornyelse av dagens kontroll sannsynligvis vil komme. Standard Norge (Standard Norge, 2023c) sier det er stor sannsynlighet for at endringer vil bli gjort før endelig standard gis ut. Dette kan skape usikkerhet i resultatene fra metoden gitt i høringsforslaget. Likevel er det samsvar i resultatene fra Moelven-metoden og høringsforslaget, noe som gir indikasjoner på at dagens beskrivelser i Eurokode 5, tillegg A kanskje ikke gir et korrekt bilde av kapasiteten for blokkutrivning.

Beregningsmetoden for Moelven og høringsforslaget bruker den laveste verdien for strekkfastheten i lamellene, ikke tverrsnittets strekkfasthet som i tillegg A.

Eurokode 5, tillegg A, bruker materialfaktor 1,15 som gir ytterligere økning i kapasiteten, i forhold til de øvrige metodene. Det som skiller beregningsmetodene i størst grad er faktor 1,5 brukt i Eurokode 5, formel A.1, og bruk av ulike mengder areal, som vist og forklart i figur 40. I dokumentet vi har fått innsyn i av Moelven, står det beskrevet at strekk-arealet i bakkant ikke variere mye mellom høringsforslagets metode og Moelvens-metode. Dette stemmer overens med fremviste resultater.



Figur 40: Strekk-areal i bakkant, for de ulike beregningsmetodene.  
Kilde: Produsert av oppgaveforfatter

## 8 Konklusjon

*Hvor er det mest gunstig å skjøte undergurten i et 50 meter langt limtrefagverk, for å oppnå minst mulig strekkraft i undergurten?*

Etter å ha jobbet med bacheloroppgaven, kan det tyde på at vi har funnet et svar på problemstillingen. For å oppnå minimal strekkraft i undergurten vil det være mest gunstig å plassere skjøteforbindelsen 14 meter fra opplagerne på begge sider, for alle de tre fagverksmodellene. Ved skjøting på 14 meter vil forbindelsen være i umiddelbar nærhet til knutepunktet, noe som gir et komplekst kraftbilde og kan føre til kollaps. For å unngå konflikt med knutepunktet, ble det valgt å skjøte på 12,5 meter, mellom to knutepunkter, for å oppnå en enkel og oversiktlig skjøteforbindelse. Dette er den mest praktiske skjøteavstanden for valgte fagverksmodeller, på 50 meter.

Det er relativt liten variasjon i undergurtens aksialkraft ved skjøting på 12,5 meter sammenlignet med 14 meter. Fremviste aksialdiagrammer (figur 16,20,24) viser at det mest gunstige skjøtepunktet i fagverksmodellene er lengst mot opplagrene. Desto nærmere skjøtepunktet plasseres opplagrene, jo lavere vil strekkraften være i forbindelsen. Lavere strekkraft fører til redusert behov for antall stavdybler og slisseplater. Det som er interessant er at aksialdiagrammet for modell 1 og modell 3 ikke har kraftpåkjenning mellom opplageret, og det først knutepunktet i undergurten. Teoretisk vil en skjøteforbindelse i dette feltet være mest optimal, da strekkraften er fraværende grunnet kraftopptak i siste diagonal før opplageret. På grunn av transport- og produksjonsbegrensninger er det i dag ikke mulig å gjennomføre.

Modellerte fagverk, i Focus Konstruksjon, tilfredsstiller alle kontroller, med påførte laster og valgte tverrsnittdimensjoner i diagonalen, under- og overgurt. Oppgaven tar ikke for seg optimalisering av fagverksmodellene og resultatene viser at det foreligger et potensiale for ytterligere økning i kapasitetsutnyttelsen for tverrsnittet til diagonalene og gurtene.

*Dimensjonering og kontroll av skjøteforbindelsen, i undergurten, i henholdt til krav for sikkerhet og kapasitet, gitt av gjeldende Norsk Standard.*

Dimensjonering og kontroll av skjøteforbindelsen, i undergurten, for modell 2, tilfredsstilte gjeldende krav for sikkerhet og kapasitet, gitt av Norsk Standard. Det ble gjennomført kontroller av:

- Stavdybelforbindelsen med slisseplater av stål
- Netto tverrsnitt av trevirke
- Blokkutrivning
- Stål med tilhørende kontroller:
  - o Avskjæringskapasitet for stavdybler
  - o Hullkantrykk for stålplate
  - o Utrivning av grunnmaterialet
  - o Kontroll av grunnmaterialet
  - o Minste hull-, ende- og kantavstander

Fagverksmodell 2 dannet grunnlaget for dimensjonering og kontroll av skjøteforbindelsen. Modellene hadde en opptredende strekkraft i forbindelsen på 2200,41 kN, 0° på fiberretningen. Forbindelsen hadde en kapasitetsutnyttelse på 84,5 % som oppfyller grenseverdien på 90 %. Dette ivaretar hensynet til det beskjedne moment som opptrer i forbindelsen.

Ved kontroll for blokkutrivning viste det seg at dagens regelverk kun inneholder et informativt tillegg for blokkutrivning. I tillegg er informasjonen gitt i Tillegge A omdiskutert og det er framlagt et høringsforslag for endring av kontrollen. Innsyn i beregningsmetodene for høringsforslaget og Moelven Limtre, resulterte i at vi sammenlignet resultatene for de ulike beregningsmetodene.

Metoden gitt i høringsforslaget og Moelven-metoden viste likheter i resultatene, med lik beregning for strekk-arealet i bakkant av forbindelsen. Ulik fastsettelse av materialfaktoren og materialets strekkfasthet førte til en lavere kapasitet for metoden i høringsforslaget, sammenlignet med Moelven-metoden.

Beskrivelsene i NS-EN 1995-1-1, Tillegg A, ga den høyeste kapasiteten blant alle beregningsmetodene på grunn av:

- 1,5 faktoren i formel A.1
- Mindre konservativ arealberegning av strekkarealet i bakkant
- Lavest materialfaktor
- Bruk av tverrsnittets strekkfasthet, ikke lamellenes strekkfasthet.

Ved bruk av lik materialfaktor og strekkfasthet for materialet, ble kapasiteten lik for metoden i høringsforslaget og Moelven-metoden. Resultatet for metoden i Tillegg A ga fortsatt omtrent 1000 kN mer kapasitet på grunn av arealet i bakkant og 1,5 faktoren. Kontrollen for blokkutrivning tilfredsstillende gjeldende regelverk, men gjennomførte undersøkelser indikerer at kontrollen antageligvis vil bli fornyet, og har et potensiale for videre forskning med bakgrunn i sitt store skadepotensiale.



# Litteraturliste

Bell, K. (2017) *Dimensjonering av trekonstruksjoner*. Bergen: Fagbokforlaget.

Dalland, O. (2018) *Metode og oppgaveskriving*. 6. Oslo: Gyldendal akademisk.

DiBK (2017) *Veiledning om tekniske krav til byggverk*. Tilgjengelig fra: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17> (Hentet: 23.03 2023).

Edvardsen, K. I. og Ramstad, T. Ø. (2014) *Trehus - Håndbok 5*. 1. Oslo: SINTEF akademisk forlag.

FN-sambandet (2023) *FNs bærekraftsmål*. Tilgjengelig fra: <https://www.fn.no/om-fn/fns-baerekraftsmaal> (Hentet: 18.05 2023).

Focus (2023) *Focus Konstruksjon 3D*. Tilgjengelig fra: <https://www.focus.no/produkter/focus-konstruksjon-3d/> (Hentet: 23.03 2023).

Focus Software AS (2023) *Ove Sletten*. Tilgjengelig fra: <https://www.focus.no/produkter/ove-sletten/> (Hentet: 18.04.2023).

Larsen, P. K. (2008) *Konstruksjonsteknikk -Laster og bæresystem*. 2. Bergen: Fagbokforlaget.

Moelven (2023) *Limtre*. Tilgjengelig fra: <https://www.moelven.com/no/no/limtre/> (Hentet: 30.04 2023).

Norsk Limtreprodusenters Forening (2015) *Limtreboka*. Norsk Limtreprodusenters Forening. Tilgjengelig fra: [https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/limtreboka\\_2015\\_el2.pdf](https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/limtreboka_2015_el2.pdf).

Norsk Limtreprodusenters Forening (2018) *Limtreboka - Beregningseksempler*. Norsk Limtreprodusenters Forening. Tilgjengelig fra: [https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/limtre\\_eksmpl\\_digital.pdf](https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/limtre_eksmpl_digital.pdf).

PBL (2008) *Lov om planlegging og byggesaksbehandling (plan- og bygningsloven)*. Tilgjengelig fra: <https://lovdata.no/lov/2008-06-27-71> (Hentet: 23.03 2023).

Rossen, E. (2021) *Regneark*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/regneark> (Hentet: 23.03 2023).

SINTEF (u.å) *Finite Element Method (Endelige elementmetoder)*. Tilgjengelig fra:  
<https://www.sintef.no/ekspertise/digital/anvendt-matematikk/finite-element-method-endelige-elementmetoder/> (Hentet: 17.05 2023).

Standard Norge (2002) *NS-EN 1990: Eurokode - Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Tilgjengelig fra:  
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1452999> (Hentet: 03.04.2023).

Standard Norge (2009a) *NS-EN 1991-1-4, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*. Tilgjengelig fra:  
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=392208> (Hentet: 12.04.2023).

Standard Norge (2009b) *NS-EN 1993-1-8, Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner: Knutepunkter og forbindelser*. Tilgjengelig fra:  
<https://www.standard.no/no/nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=396860> (Hentet: 11.05.2023).

Standard Norge (2010) *NS-EN 1995-1-1, Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner: Allmenne regler og regler for bygninger*. Tilgjengelig fra:  
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=436137> (Hentet: 03.04.2023).

Standard Norge (2013) *Endringsblad A1 - Nasjonalt tillegg NA - Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Tilgjengelig fra:  
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=641535> (Hentet: 26.04 2023).

Standard Norge (2014) *Endringsblad A2 - Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Tilgjengelig fra:  
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=705209> (Hentet: 04.05.2023).

Standard Norge (2015) *NS-EN 1993-1-1, Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Tilgjengelig fra:  
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=755701> (Hentet: 20.04.2023).

Standard Norge (2016) *NS-EN 14080: Trekonstruksjoner - Limtre og limt laminert heltre - Krav*. Tilgjengelig fra:  
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=866055> (Hentet: 02.04.2023).

Standard Norge (2018) *NS-EN 1991-1-3, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1004200> (Hentet: 27.03.2023).

Standard Norge (2023a) *NS-EN 1995 Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/eurokode-5/> (Hentet: 23.03 2023).

Standard Norge (2023b) *NS-EN 1995-1-1: Eurokode 5 - Nasjonalt tillegg: Høringsutkast*. Tilgjengelig fra: <https://sn-enq-prod-sv-app-app.azurewebsites.net/product/838b903a-51b4-4e52-69fd-08db1003760b/nb> (Hentet: 09.05.2023).

Standard Norge (2023c) *Standarder på høring*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/standarder-pa-horing/> (Hentet: 11.05.2023).

Standard Norge (u.å) *Eurokoder*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/fagomrader/bygg-anlegg-og-eiendom/eurokoder1/> (Hentet: 17.05 2023).

Statens vegvesen (2022) *Blokkutrivning etter overbelastning felte Tretten bru*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/om-oss/presse/aktuelt/2022/12/blokkutrivning-etter-overbelastning-felte-tretten-bru/> (09.05.2023).

# Vedlegg

På grunn av antall sider det medfører å tilføre vedlegg for alle simuleringer og endringer, har vi forenklet visningen av noen vedlegg ved å kun bruke en modell for framvisning av program, beregninger og framgangsmåter. I vedleggene med kun en framvist modell, er øvrige modeller beregnet likt, med endringer i samme program eller regneark.

## Vedlegg 1: Snølast- Parallele gurter

### Bacheloroppgave 2023

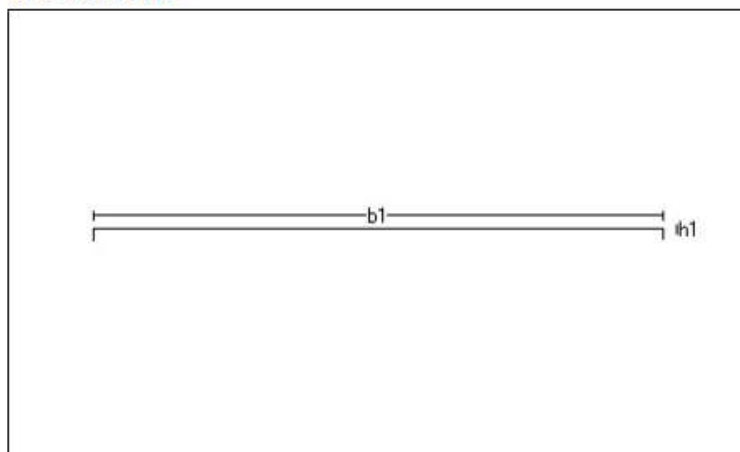
Tittel Snølast på tak			Side 1
Prosjekt Parallele gurter - Pulttak	Ordre	Sign	Dato 02-04-2023

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS

Standard NS-EN 1991-1-3: Snølaster

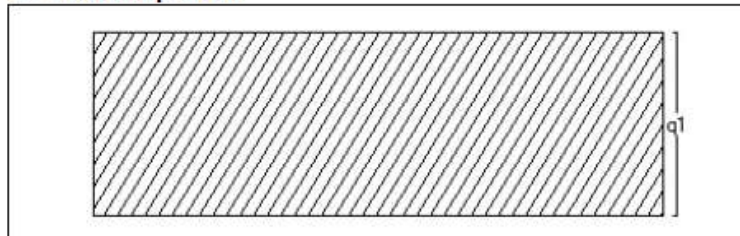
Data er lagret på fil: C:\Users\ezben\Desktop\ByggIngeniør\3.Året\Bacheloroppgave\OVS - snølast beregninger\Snølast - parallele gurter.sls

### 1. Geometri



b1 50000 mm  
h1 0 mm

### 2. Snølast på tak



Last nr.:1  
q1 3,60 kN/m2

### 3. Snølastdata

Fylke	Oppland
Kommune	Gjøvik
Sted	
Byggets plassering (moh)	200 moh
Eksponeringskoeffisient $C_e$	1
Termisk koeffisient $C_t$	1
Snølast, $S$ :	4,5 kN/m2

## Vedlegg 2: Snølast – Skrå overgurt

### Bacheloroppgave 2023

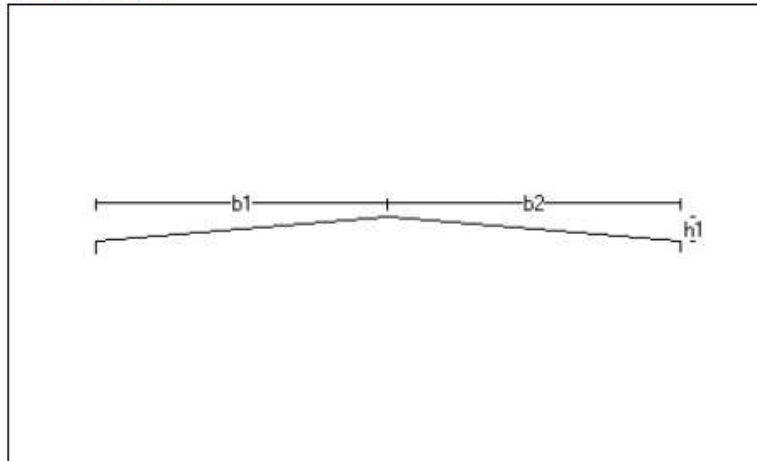
Titel Snølast på tak			Side 1
Prosjekt Skrå overgurt - Saltak	Ordre	Sign	Dato 02-04-2023

Dataprogram: LastBeregning versjon 7.1.1 Laget av Sletten Byggdata AS

Standard NS-EN 1991-1-3: Snølaster

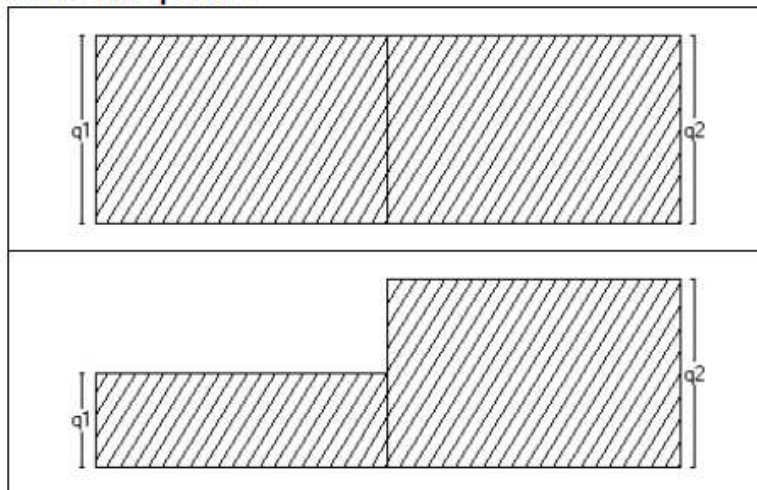
Data er lagret på fil: C:\Users\ezben\Desktop\ByggIngeniør\3.Året\Bacheloroppgave\OVS - snølast beregninger\Snølast - Skrå overgurt.sls

### 1. Geometri



b1	25000	mm
b2	25000	mm
h1	2000	mm

### 2. Snølast på tak



Last nr.:1		
q1	3,60	kN/m <sup>2</sup>
q2	3,60	kN/m <sup>2</sup>

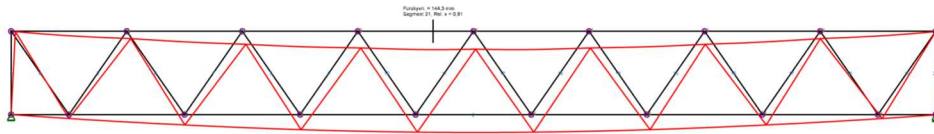
Last nr.:2		
q1	1,80	kN/m <sup>2</sup>
q2	3,60	kN/m <sup>2</sup>

### 3. Snølastdata

Fylke	Oppland
Kommune	Gjøvik
Sted	
Byggets plassering (moh)	200 moh
Eksponeeringskoeffisient $C_e$	1
Termisk koeffisient $C_t$	1
Snølast, $S$ :	4,5 kN/m <sup>2</sup>

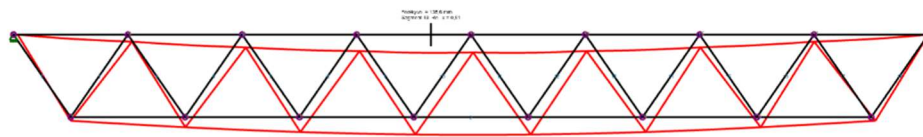
## Vedlegg 3: Deformasjonskontroll:

### Modell 1:



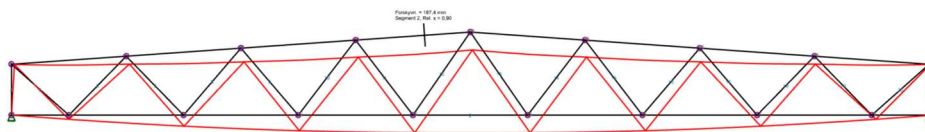
Search	
Sammendrag resultater	
Lastkombinasjon	Kvasi-permanent nedbygning
Største forskyvning [mm]	144,3
Største N (trykk) [kN]	-2682,05
Største N (strekk) [kN]	2757,15
Største V [kN]	-142,37
Største M [kN-m]	-146,66

### Modell 2:



Sammendrag resultater	
Lastkombinasjon (...)	Kvasi-perman...
Lastkombinasjon (...)	6,10b
Største forskyvning [...]	138,6
Største N (trykk) [...]	<b>-2818,46</b>
Største N (strekk) [...]	2897,39
Største V [kN]	149,55
Største M [kN-m]	-154,16

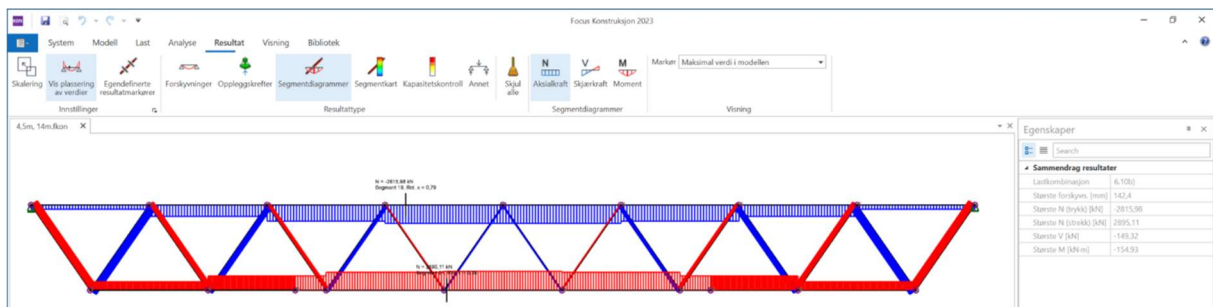
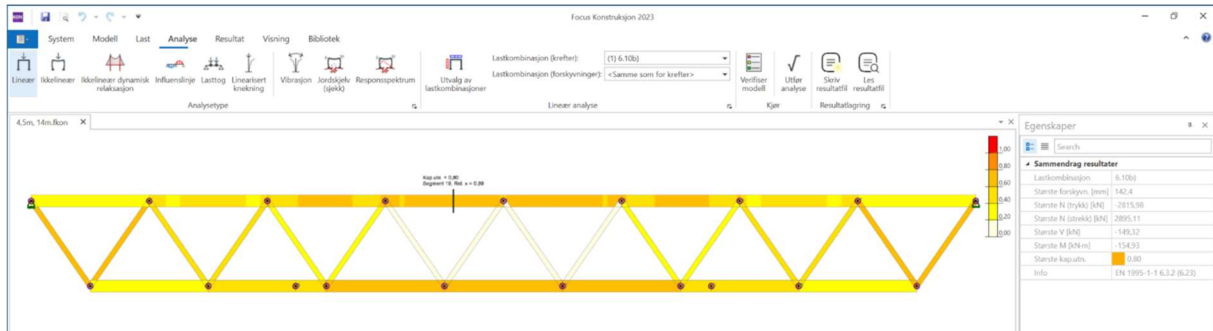
### Modell 3:



Search	
Sammendrag resultater	
Lastkombinasjon	Kvasi-permanent nedbygning
Største forskyvning [mm]	167,4
Største N (trykk) [kN]	-2806,34
Største N (strekk) [kN]	2854,85
Største V [kN]	-135,20
Største M [kN-m]	-149,10

## Vedlegg 4: Simulering i Focus Konstruksjon

### Modell 2: Skjøtepunkt 14m:



## Vedlegg 5: Kapasitetskontroll i henhold til NS-EN 1995:

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
1									
2									
3		Fagverksmodell	Dimensjonerende kraft	Lengde	Høyde	Resultat - Overslagsberegning	Resultat - Focus Konstruksjon	Differanse i %	
4		Modell 1	42,3	50	4,5	2937,5	2924,03	0,46 %	
5		Modell 2	41,9	50	4,5	2909,7	2897,14	0,43 %	
6		Modell 3	42	50	4,5	2916,7	3038,92	4,19 %	
7									



## Vedlegg 6: Håndregning av laster i Excel

### Modell 1:

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1												
2		H	4500	mm						<b>Densitet</b>		
3		L	50000	mm					Limtre	430	kg pr m3	
4		Lengde mellom ledd	3125	mm					Stål (erfaringstall)	120	kg pr m3 limtre	
5										550	kg pr m3 limtre	
6		<b>Tversnitt</b>										
7		<b>Udergurt</b>							Vekt av fagverk	23544,86	kg	
8		b	480	mm					Egenvekt	4,6	kN/m	
9		h	630	mm					Lettak	0,6	kN/m2	
10		L	50000	mm					Lastbredde	6	m	
11			15,120	m3					<b>Egenlast, q<sub>k</sub></b>	8,22	kN/m	
12		<b>Overgurt</b>										
13		b	480	mm					Snølast	4,5	kN/m2	
14		h	630	mm					lastbredde	6	m	
15		L	50000	mm					Formfaktor	0,8		
16			15,120	m3					NL	21,6	kN/m	
17		<b>Staver</b>										
19		b	480	mm	Vinkelen mellom gurt og							
20		h	315	mm	stav							
21		Vinkel	0,963809	rad	55,22	grader	(45°±15°)					
22			0,15	m3								
23			Stk	Lengde			m3					
24		lengde staver	16	4712	mm		11,40	m3				
25		Endestaver	2	3870			1,17	m3				
26							12,57	m3				
27		Gurter	30,240	m3								
28		Staver	12,57	m3								
29		Totalt	42,81	m3								
30												
31												

### Modell 2:

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L
1												
2		H	4500	mm						<b>Densitet</b>		
3		L	50000	mm					Limtre	430	kg pr m3	
4		Lengde mellom ledd	3125	mm					Stål (erfaringstall)	120	kg pr m3 limtre	
5										550	kg pr m3 limtre	
6		<b>Tversnitt</b>										
7		<b>Udergurt</b>							Vekt av fagverk	21861,70	kg	
8		b	480	mm					Egenvekt	4,3	kN/m	
9		h	630	mm					Lettak	0,6	kN/m2	
10		L	43750	mm					Lastbredde	6	m	
11			13,230	m3					<b>Egenlast, q<sub>k</sub></b>	7,89	kN/m	
12		<b>Overgurt</b>										
13		b	480	mm					Snølast	4,5	kN/m2	
14		h	630	mm					lastbredde	6	m	
15		L	50000	mm					Formfaktor	0,8		
16			15,120	m3					NL	21,6	kN/m	
17		<b>Staver</b>										
19		b	480	mm	Vinkelen mellom gurt og							
20		h	315	mm	stav							
21		Vinkel	0,963809	rad	55,22	grader	(45°±15°)					
22			0,15	m3								
23			Stk	Lengde			m3					
24		lengde staver	16	4712	mm		11,40	m3				
25		Endestaver	0	0			0,00	m3				
26							11,40	m3				
27		Gurter	28,350	m3								
28		Staver	11,40	m3								
29		Totalt	39,75	m3								
30												
31												

### Modell 3:

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M
1										<b>Ordliste</b>			
2		H	2756	mm					H	Høyde fagverk			
3		H1	4500	mm					H1	Høyde topp overgurt			
4		$\Delta H, H1-H$	1744	mm					$\Delta H, H1-H$	Høydeforskjell			
5		L	50000	mm					L	Lengde			
6		L <sub>ledd</sub>	2500	mm					L <sub>ledd</sub>	Lengde mellom ledd			
7									b	bredde, tverrsnitt			
8									h	høyde, tverrsnitt			
9		<b>Tversnitt</b>											
10		<b>Undergurt</b>											
11		b	480	mm									
12		h	630	mm									
13		L	50000	mm									
14			15,120	m <sup>3</sup>									
15		<b>Overgurt</b>											
16		b	480	mm									
17		h	630	mm									
18		l/2	25000	mm									
19		Vinkel	0,06987338	rad		4,00	grader						
20		Lengde overgurt	50122,31	mm									
21			15,157	m <sup>3</sup>									
22		<b>Staver</b>											
23		b	480	mm			Vinkelen mellom gurt						
24		h	315	mm			og stav						
25		Vinkel	0,83406594	rad		47,79	grader	(45°±15°)					
26			0,15	m <sup>3</sup>									
27			<b>Stk</b>	<b>Lengde</b>			<b>m<sup>3</sup></b>						
28		l <sub>1</sub> s1	2	3244	mm		0,98	m <sup>3</sup>					
29		l <sub>1</sub> s2	4	3547	mm		2,15	m <sup>3</sup>					
30		l <sub>1</sub> s3	4	3929	mm		2,38	m <sup>3</sup>					
31		l <sub>1</sub> s4	4	4308	mm		2,61	m <sup>3</sup>					
32		l <sub>1</sub> s5	2	4692	mm		1,42	m <sup>3</sup>					
33		Endestaver	2	2126	mm		0,64	m <sup>3</sup>					
34							10,17	m <sup>3</sup>					
35													
36		Gurter	30,277	m <sup>3</sup>									
37		Staver	10,17	m <sup>3</sup>									
38		Totalt	40,45	m <sup>3</sup>									
39													

<b>Densitet</b>	
Limtre	430 kg pr m <sup>3</sup>
Stål (erfaringstall)	120 kg pr m <sup>3</sup> limtre
	550 kg pr m <sup>3</sup> limtre

Vekt	22245,68 kg
Egenvekt	4,35 kN/m
Lettak	0,6 kN/m <sup>2</sup>
Lastbredde	6 m
<b>Egenlast, q<sub>k</sub></b>	<b>7,954 kN/m</b>

## Vedlegg 7: Kontroll av blokkutrivning med ulike beregningsmetoder

Beregning etter Høringsforslag		
Inndata:	Input:	Enhet
Hullkantfasthet	25,26	N/mm <sup>2</sup>
Karakteristisk flytemoment	134304	Nmm
Dimensjonerende kraft - F <sub>d</sub>	2200,41	kN
K <sub>mod</sub>	0,8	-
Y <sub>m</sub>	1,3	-
a <sub>1</sub>	84	mm
a <sub>2</sub>	77	mm
a <sub>3t</sub>	120	mm
d	12	mm
t <sub>1</sub> - OBS!! Tykkelse innerfelt	108	mm
t <sub>2</sub> - OBS!! Tykkelse ytterfelt	56	mm
antall slisseplater - n <sub>pl</sub>	4	stk
antall dybler tvers fiberretning - n <sub>d,90</sub>	8	stk
antall dybler i fiberretning - n <sub>d,0</sub>	7	stk
Karakteristisk strekkfasthet - f <sub>t,0,k</sub>	14,5	N/mm <sup>2</sup>
Karakteristisk skjærfasthet - f <sub>v,k</sub>	3,5	N/mm <sup>2</sup>
B <sub>net</sub>	324	mm
L <sub>net,t</sub>	455	mm
L <sub>net,v</sub> - to sider	1092	mm
A <sub>net,t</sub> (Strekkareal - bakkant)	147420	mm <sup>2</sup>
A <sub>net,v</sub> :Bruddform m -(Skjærareal - langs begge sider)	353808	mm <sup>2</sup>
Karakteristisk blokkutrivnings-kapasitet- F <sub>bs,Rk</sub>	2137,6	kN
Dimensjonerende kapasitet - F <sub>bs,Rd</sub>	1315,4	kN
Restkapasitet	-67,3	%
Kontroll av kapasitet: F <sub>bs,Rd</sub> >= F <sub>d</sub>	ikke ok	-

Beregning etter NS-EN 1995:		
Inndata:	Input:	Enhet
Hullkantfasthet	25,26	N/mm <sup>2</sup>
Karakteristisk flytemoment	134304	Nmm
Dimensjonerende kraft - F <sub>d</sub>	2200,41	kN
K <sub>mod</sub>	0,8	-
Y <sub>m</sub>	1,15	-
a <sub>1</sub>	84	mm
a <sub>2</sub>	77	mm
a <sub>3t</sub>	120	mm
d	12	mm
t <sub>1</sub> - OBS!! Tykkelse innerfelt	108	mm
t <sub>2</sub> - OBS!! Tykkelse ytterfelt	56	mm
antall slisseplater - n <sub>pl</sub>	4	stk
antall dybler tvers fiberretning - n <sub>d,90</sub>	8	stk
antall dybler i fiberretning - n <sub>d,0</sub>	7	stk
Karakteristisk strekkfasthet - f <sub>t,0,k</sub>	19,5	N/mm <sup>2</sup>
Karakteristisk skjærfasthet - f <sub>v,k</sub>	3,5	N/mm <sup>2</sup>
B <sub>net</sub>	436	mm
L <sub>net,t</sub>	455	mm
L <sub>net,v</sub> - to sider	1092	mm
A <sub>net,t</sub> (Strekkareal - bakkant)	198380	mm <sup>2</sup>
A <sub>net,v</sub> :Bruddform m -(Skjærareal - langs begge sider)	524116	mm <sup>2</sup>
Karakteristisk blokkutrivnings-kapasitet- F <sub>bs,Rk</sub>	5802,6	kN
Dimensjonerende kapasitet - F <sub>bs,Rd</sub>	4036,6	kN
Restkapasitet	45,5	%
Kontroll av kapasitet: F <sub>bs,Rd</sub> >= F <sub>d</sub>	ok	-

Moelven approach		
nd	2200,41	kN
t1	108	mm
a2	77	mm
d	12	mm
ns (antall ståplater)	4	stk
n90	8	stk
F <sub>v,1,k</sub> (dimensjonerende bruddform innerfelt)	14,674	kN
F <sub>v,2,k</sub> (dimensjonerende bruddform ytterfelt)	9,543	kN
F <sub>1</sub>	29,348	kN
F <sub>2</sub>	9,543	kN
F <sub>dybel,k</sub>	107,13	kN
F <sub>dybel,d</sub>	65,9	kN
x	0,27	
y	0,089	
Kontroll: 2y+(ns-1)*x=1	1,0	
f <sub>t,0,k</sub>	19,5	N/mm <sup>2</sup>
Y <sub>m</sub>	1,3	
K <sub>mod</sub>	0,8	
f <sub>t,0,d</sub>	12,00	N/mm <sup>2</sup>
A <sub>net,t</sub>	147420	mm <sup>2</sup>
Kapasitet:		Kontroll: Kapasitet > Dimensjonerende kraft
k1: 1,5	2654	Ok
k1: 1,21	2141	Ikke ok
k1: 1,0	1769	Ikke ok
σ <sub>t,d</sub>	10,73	N/mm <sup>2</sup>
Kontroll: σ <sub>t,d</sub> < F <sub>t,0,d</sub>	Ok	

	NS-EN 1995: Høringsforslag	NS-EN 1995: Tillegg A	Moelven metoden
$A_{net,t}$	147420	198380	147420
$Y_m$	1,3	1,3	1,3
$F_{t,o,k}$	14,5	14,5	14,5
$F_{br,Rk}$	1315,4	2655,2	1315,4



Resultater ved endring av strekkfasthet/bruddspenning for dybel:

$F_{u,k}$ N/mm <sup>2</sup>	$F_{dybel,k}$ (kN)	$F_{dybel,d}$ (kN)	Styrende bruddform Sprøtt brudd/Duktilt brudd
700	107,1	65,9	Duktilt
750	110,7	68,1	Duktilt
800	114,2	70,3	Duktilt
850	117,6	72,4	Duktilt
900	124,4	76,5	Sprøtt

Resultater ved endring av avstand i fiberretningen:

$a_1$ (mm)	$n_{ef}$ (stk)	$n_{ef,tot}$ (stk)	$F_{dybel,k}$ (kN)	$F_{dybel,d}$ (kN)	$F_{Gruppe,dybel,k}$ (kN)	$F_{Gruppe,dybel,d}$ (kN)	Kapasitetsu nyttelse (%)
60	4,54	36,3	107,1	65,9	3889,1	2393,3	91,90 %
66	4,65	37,2	107,1	65,9	3982,9	2451	89,80 %
70	4,72	37,7	107,1	65,9	4041,9	2487,3	88,50 %
80	4,88	39	107,1	65,9	4179,1	2571,8	85,60 %
84	4,94	39,5	107,1	65,9	4230,4	2603,3	84,50 %
90	5,02	40,2	107,1	65,9	4304	2648,6	83,10 %
100	5,16	41,2	107,1	65,9	4418,9	2719,3	80,90 %
110	5,28	42,2	107,1	65,9	4525,4	2784,9	79,00 %
130	5,51	44	107,1	65,9	4718,4	2903,6	75,50 %
156	5,76	46,1	107,1	65,9	4938,5	3031,1	72,40 %
186	6,02	48,2	107,1	65,9	5160,5	3175,7	69,30 %



## Vedlegg 9: Kontroll av slisseplater

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P
1																
2																
3																
4																
5																
6																
7																
8																
9																
10																
11																
12																
13																
14																
15																
16																
17																
18																
19																
20																
21																
22																
23																
24																
25																
26																
27																
28																
29																
30																
31																
32																
33																
34																
35																
36																
37																
38																
39																
40																
41																
42																

# Vedlegg 10: Kontrollberegninger av Focus Konstruksjon

## Kontrollberegninger av gurter i modell 2:

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T		
1	Tverrcant (p <sub>90</sub> )				Overstegedimensjonering					Knektning av gurt					Kontroll av fagverket overgurt				Kontroll av fagverket undergurt		
2					EL	7,6 kN/m				Stærket omz-akse					Kombinert bøying og aksialkraft						
3	b	480 mm			NL	21,6 kN/m				l <sub>y</sub>	6266 mm								Streck	2895,0 kN	
4	h	630 mm			cd	41,5 kN/m				l <sub>y</sub>	182,07 mm									Antar at 30% av tverrstærkearealet blir redusert på sissedater og dvaler	
5					H	4,5 m				h <sub>y</sub>	34,33										
6	Klimklasse	2			L	59 m															
7	k <sub>red</sub>	0,8			l metlicum ledid	6,23 m															
8	τ <sub>1</sub>	1,15																			
9	k <sub>red</sub>	1			Tryk og strek	2853 kN														13686 N/mm <sup>2</sup>	
10																					
11	Dimensjonerne fastheter									Knektning om y-akse											
12										E <sub>con</sub>	20800										
13	Moment	30 N/mm <sup>2</sup>								ρ	3,2415765										
14	k <sub>1</sub>	0,995			Moment	1,54 kNm				A <sub>red</sub>	0,52									Trykk	280,3 kN
15					SK-ER	1,93 kN															302,400 kN/m <sup>2</sup>
16	τ <sub>1d</sub>	20,77 N/mm <sup>2</sup>			Trykk	2316 kN				k <sub>1</sub>	0,65										9,31 N/mm <sup>2</sup>
17					Streck	2853 kN				B <sub>1</sub>	0,1										
18																					
19	f <sub>ct,sk</sub>	19,5 N/mm <sup>2</sup>								k <sub>1p</sub>	0,97										KONTROLL
20	k <sub>2</sub>	1,02																			(6,19)
21																					(6,20)
22	f <sub>ct,z</sub>	33,89 N/mm <sup>2</sup>																			(6,23)
23																					(6,24)
24	f <sub>ct,sk</sub>	24,5																			
25																					
26	f <sub>ct,z</sub>	17,04 N/mm <sup>2</sup>																			
27																					
28	f <sub>ct,sk</sub>	3,5 N/mm <sup>2</sup>																			
29																					
30	f <sub>ct</sub>	2,43 N/mm <sup>2</sup>																			
31																					



## Kontrollberegninger av diagonaler i modell 2:

	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	C
1																	
2			Tversnitt			Lengde mellom led	3125	mm		Overkalsedimensjonering stav	41,9	KN/m					
3		b	480	mm	Høyde mellom led	4500	mm		q <sub>d</sub>	50	m						
4		h	315	mm					α	41,8	grader						
5						Knektlengde, L <sub>ky</sub>	5478,65	mm									
6		Klimkassé	2														
7		Knekt	0,8							Maks belastet stav	1571,57	KN					
8		T <sub>m</sub>	1,15							Trykkstav fra Focus	1116,6	KN					
9										Strekstav fra Focus	1132,3	KN					
10																	
11																	
12																	
13																	
14																	
15																	
16																	
17																	
18																	
19																	
20																	
21																	
22																	
23																	
24																	
25																	
26																	
27																	
28																	
29																	
30																	
31																	
32																	
33																	
34																	
35																	
36																	
37																	



