



Norges miljø- og
biovitenskapelige
universitet

Masteroppgave 2019 30 stp
Fakultet for realfag og teknologi

Mulighetsstudie for bruk av trebaserte komposittmaterialer i platebruer

Possibility study for the use of wood-based
composite materials in plate bridges

Stine Merete Røed
Byggeteknikk og arkitektur

Forord

Denne oppgaven markerer slutten på mitt 5-årige masterstudie i Byggeteknikk og Arkitektur ved Norges Miljø- og Biovitenskapelige Universitet. Oppgaven ble skrevet våren 2019, ved fakultet for realfag og teknologi, og tilsvarer en arbeidsmengde på 30 studiepoeng.

Oppgaven er skrevet i samarbeid med Bruseksjonen i Vegdirektoratet, som ønsket å se på mulighetene for at et brudekke av krysslimt tre kan brukes som platebru. Dette i tillegg til en interesse for trebruer ble grunnlaget for valg av oppgave.

Først og fremst vil jeg takke veilederen min, Anders Bjørnfot, for god oppfølging og gode innspill underveis i skrivingen av oppgaven. En stor takk rettes også til min eksterne veileder ved Vegdirektoratet, Tor Håvard Ellingsen, som har stilt opp med nødvendig informasjon og materiale og har vært tilgjengelig for spørsmål.

Ås, Mai 2019

Stine Merete Røed

Sammendrag

De siste tjue årene har det blitt større fokus på bruk av treverk i store konstruksjoner. Brukonstruksjoner har også blitt med på denne bølgen, og det har ført til mer bruk av treverk i både store og små brukonstruksjoner. Treverk er særlig egnet i platebruer, med sin lave byggehøyde og håndterbarhet. Det hittil mest suksessrike dekket for platebruer er det tverrspente dekket. En evaluering som ble gjennomført i 2014 viste at dette dekket ikke var helt problemfritt, da nedbøyningene som oppstod i dette dekket over tid var større enn beregnet, det er enda usikkert hva som er årsaken til den ekstra nedbøyningen, men det antas at det kommer av fuktighet.

Den samme rapporten pekte på at platebruer av krysslimt tre enda ikke er noe særlig utprøvd, men kan være en god kandidat som dekke i platebruer. Sannsynligvis vil et dekke av krysslimt tre være utsatt for den samme nedbøyningen som det tverrspente dekket, så det forutsettes at det problemet løses først.

Denne oppgaven fokuserer på hvordan et dekke av krysslimt tre kan brukes som dekke i en platebru. Brua ble modellert og analysert i elementmetodeprogrammet RFEM. Det ble sett på maksimal deformasjon, maksimal skjærspenning og maksimal bøyespenning. Underveis ble det endret på ulike parametere i det krysslimte dekket, for å se hvilken effekt det hadde på deformasjonen, skjærspenningen og bøyespenningen. Det ble endre på tykkelsen på lagene, antallet lag, kvaliteten på lagene og vinkelen på tverrlagene.

Resultatene viste at et dekke av rent krysslimt tre vil holde, men dekket kan bli ganske høyt. Ved å bytte ut noen av tverrlagene av krysslimt tre med noen lag av sterkere materialer kan høyden på dekket bli betraktelig lavere. Ved å bytte ut treet i to av tverrlag med to lag av stål eller aluminium ble styrken i elementet værende den samme, selv om høyden på elementet ble lavere.

Abstract

The last twenty years there has been a growing focus on using timber in large constructions. Bridges has also seen the same development and this has caused a lot of smaller as well as larger bridges to use more timber in their constructions. Timber is particularly suited for plate bridges, with its ease of handling and low build height. So far, the most successful use case for timber is for stress laminated timber bridge. A study done in 2014 shows that this design had some challenges with higher deflection than anticipated, this is presumed to be due to not properly accounting for the effects of humidity on the material.

In the same study showed that plate bridges with cross laminated timber elements have not to a large extent been tested, but this may be a good option for the deck on plate bridges. A deck of cross laminated timber on a plate bridge will likely be exposed to the same forces as the stress laminated timber bridge, for the stress laminated timber bridge to be viable, the challenges with deflection need to be accounted for first.

This paper focuses on how a cross laminated timber can be used as a deck for plate bridge. The bridge is modelled and analysed in Finite Element Method program RFEM. The cross laminated timber material was optimized for maximum deflection, bending and shear stresses. The parameters used to optimize the material are the thickness and quantity of the plies, the angle between the plies and the quality of each ply. All of these parameters were optimized to evaluate their effect on stresses and deflection.

The results show that regular cross laminated timber will do the job adequately, but the deck may get quite thick. By changing some of the plies with stronger materials, for example steel or aluminium, the strength of the deck can remain the same while a reduction in height can be made.

Innholdsfortegnelse

Forord	II
Sammendrag	IV
Abstract	VI
Innholdsfortegnelse	VIII
1 Innledning.....	1
1.1 Bakgrunn	1
1.2 Problemstilling og målsetning	2
1.3 Avgrensninger	3
2 Teori	4
2.1 Massivtre	4
2.2 Treets egenskaper og fiberhelning.....	7
2.3 Plateteori	8
2.4 Styrkeberegning av massivtre.....	10
2.4.1 Kompositteori	10
2.4.2 Gammametoden	16
2.4.3 Skjæranalogimetoden.....	18
3 Teori om bruer.....	21
3.1 Historie	21
3.2 Platebruer.....	22
3.3 Regelverk.....	25
3.4 Krav til platebruer.....	26
3.5 Laster og lastkombinasjoner	27
3.5.1 Permanente påvirkninger	27
3.5.2 Variable påvirkninger	28

4 Metode.....	33
4.1 Forskningsstrategi.....	33
4.2 Litteraturstudie.....	34
4.3 Empirisk studie	35
4.4 Modellen.....	36
4.4.1 Skjettflena bru.....	36
4.4.2 Grunnmodellen	36
4.4.3 RFEM.....	37
4.5 Parameterstudiet	38
4.6 Modellering av brua med trafikklaster	44
5 Resultater og analyse.....	45
5.1 Resultatene fra parameterstudien.....	45
5.2 Sammenlikning og analyse av resultatene.....	51
5.3 Modellering av bru med komposittdekke og trafikklaster.....	56
5.3.1 Komposittdekker.....	58
6 Konklusjon	61
6.1 Oppsummering	61
6.2 Konklusjon.....	62
6.3 Diskusjon av konklusjon	62
6.4 Videre arbeid	63
Referanser.....	64
Figurliste.....	66
Tabelliste	67
Vedlegg	68

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

Fra midten av 1990-tallet har det blitt bygget flere trebruer i Norge. Det hele startet med at Hedmark fylkeskommune og Statens vegvesen Hedmark ønsket å gjøre Hedmark til et «trefylke», hvor treverk skulle bli vurdert på lik linje med stål og betong hver gang en ny bro skulle bygges (Statens Vegvesen, 2017). Grunnen til at treverk etter hvert ble et reelt alternativ til stål og betong i bruer var det tverrspente dekket som ble oppfunnet i Canada på 70-tallet (Bell, 2017).

I 2013 ble det startet et prosjekt i Sverige og Finland hvor trebruene i de nordiske landene ble evaluert for å se hva slags lærdom de ulike landene hadde fått rundt bruk av treverk i bruer, og for å fremme bygging av trebruer fremover (Gustafsson et al., 2014). De felles erfaringene fra både Norge og Sverige var at de tverrspente dekkene var for myke. Dette førte til at nedbøyningen ble for stor, slitelaget ikke holdt seg tett og vann trengte inn i dekket. Noe som igjen vil føre til råte i treverket og til at stagene som sørger for at dekket er tverrspent ruster (Gustafsson et al., 2014).

Det er derfor vurdert å se på andre typer tredekker som kan brukes på bruer. Gustafsson et al. (2014) peker på at krysslimt tre (CLT) hittil ikke er noe særlig brukt på bruer grunnet at det fremdeles er noe usikkerheter rundt materialets oppførsel når fuktighetene endrer seg, men at materialet er stivt og sterkt, og tilnærmet isotropisk på grunn av at hvert lag endrer retning med 90° i forhold til neste lag. Gustafsson et al. (2014) peker også på at det ikke finnes noen begrensning på hvor tykt materialet kan lages, det kan derfor egne seg for bruk i bruer når fuktproblemet har blitt tatt hånd om. Buck et al. (2016) har gjort undersøkelser hvor vinklene på tverrlagene i massivtreelementet endres, og kommet frem til at det gir en økning i bøyestivheten i forhold til vanlig krysslimt tre. Det ble også gjort et forsøk ved universitetet i Luleå hvor massivtreelementer med lag av aluminium ble testet. Undersøkelsene viste at disse komposittlementene fikk en økning i skjærstivhet (Dosmaev et al., 2018).

1.2 Problemstilling og målsetning

Denne oppgaven tar for seg muligheten for at et trebasert komposittmateriale i form av krysslimt tre (CLT) kan brukes i et selv bærende dekke på en bru. For å besvare denne oppgaven blir de ulike parameterne i komposittmaterialet vurdert for å se hvilken påvirkning disse har på platen i form av opptredende spenninger og nedbøyninger. Dette blir modellert i elementanalyseprogrammet RFEM. Dette gir grunnlag for problemstillingen til oppgaven:

- *Målet med oppgaven er å undersøke hva som skal til for at et dekke bestående av massivtre skal tilfredsstillere kravene til en platebru.*

For å gi et svar på problemstillingen må følgende delspørsmål besvares:

- Hvilke beregningsmetoder finnes for beregning av laminaer?
- Hvilke krav stiller regelverkene til en platebru?
- Hvordan påvirkes dekket i form av deformasjon, bøyepenninger og skjærspenninger dersom parameterne i komposittmaterialet endres?

Resultatene fra denne oppgaven vil gi kjennskap til hvilke teorier som brukes ved beregning av styrken til krysslimt tre. I tillegg vil resultatene kunne gi en pekepinn på om dette er en løsning som egner seg for bruer med trafikkklaster.

1.3 Avgrensninger

Det har blitt gjort noen avgrensninger for at oppgaven ikke skal bli for vid. Følgende avgrensninger er gjort for å besvare problemstillingen.

- Oppgaven tar kun for seg et selv bærende dekke over ett spenn, med et dekke av krysslimt tre.
- Det er kun utført teoretiske forsøk i denne oppgaven, ingen fysiske forsøk i laboratorium er utført. De forsøkene som ble gjennomført ble gjort med dataprogrammer som bruker elementmetoden til beregning.
- Det er ikke tatt hensyn til langtidsvirkning på treverk, følgelig er det ikke tatt hensyn til krypning eller at treverket utsettes for fuktighetsvariasjon og temperaturvariasjon over tid.
- Ulykkeslaster, jordskjelv og vindlaster ble sett bort fra i denne oppgaven, da dette anses som mindre relevant for å løse problemstillingen.
- Denne oppgaven fokuserer kun på brudekket, det ble derfor ikke sett på fundamenter etc.
- Ingen økonomiske vurderinger er gjort i denne oppgaven.

2 Teori

Dette kapittelet tar for seg en introduksjon av de vanligste massivtreproduktene, deretter presenteres treets egenskaper og litt om de ortotropiske egenskapene i treverk. Til slutt blir det vist en kort introduksjon av noen teorier som er i bruk for å beregne styrke i plater og noen kjente metoder som brukes til å beregne styrke i krysslimt tre. Kjennskapet til treverkets egenskaper er nyttig for å besvare problemstillingen, og teoriene rundt beregning av styrke i krysslimt tre er nyttige for å besvare delspørsmålene og problemstillingen i oppgaven.

2.1 Massivtre

En fellesbetegnelse for materialer som består av mye treverk er massivtre. De to variantene av massivtre som er mest brukt i dag er den spenningslaminerte platen og limte krysslagte bord (CLT) (Bell, 2017).

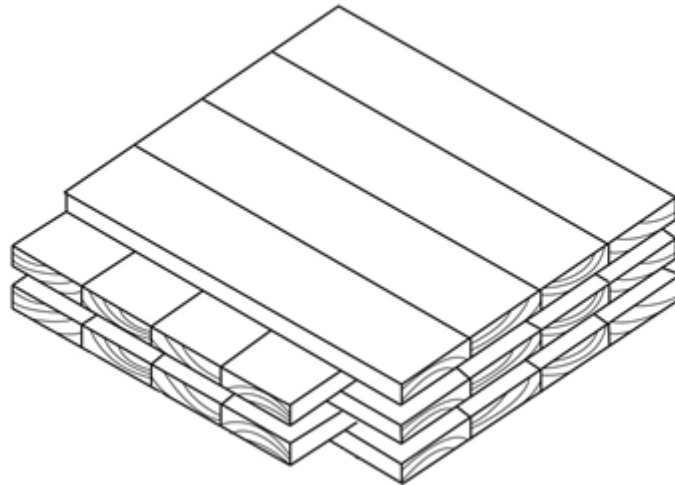
Den spenningslaminerte platen ble utviklet i Canada på 1970-tallet under forbedring av noen eldre dekker. Det spenningslaminerte dekket består av stående planker med forborede hull hvor det tres spennstål gjennom med forankringsplater på hver side, en forenklet illustrasjon av den tverrspennte platen vises i figur 2.1. Det brukes ikke lim mellom plankene i det tverrspennte dekket, men det oppstår friksjonen mellom plankene på grunn av oppspenningen som gir platevirkningen (Bell, 2017).



Figur 2.1: Illustrasjon av en spenningslaminert plate.

CLT ble utviklet i Østerrike og Tyskland på 1990-tallet, fordelen med dette produktet var at det kunne benytte en del trelast som var for dårlig til å omsettes (Bell, 2017). CLT består av flere lag med planker som legges oppå hverandre. Det vanligste er at kvalitet C24 eller høyere brukes i de langsgående lagene, mens de tverrgående lagene kan ha en lavere kvalitet (Bell, 2017). Hvert lag legges 90° eller 45° på laget under, og festes sammen. Det er vanligst å bruke lim når lagene festes til hverandre, men det kan også brukes tredybler. En illustrasjon av et CLT-element med vinkler på 90° som består av fem lag er vist i figur 2.2. Disse elementene kan brukes som kantstilte elementer eller som liggende elementer (Treteknisk, 2011). De mest

produserte elementene har en tykkelse på mellom 50 mm og 500 mm, en lengde på opptil 18 m, og antallet lag varierer mellom 3 og 7 (Bell, 2017). Rent teoretisk finnes det ingen grense for størrelsen på disse elementene, da hvert lag limes oppå det forrige, og plankene som er for korte blir fingerskjøtt (Treteknisk, 2011).



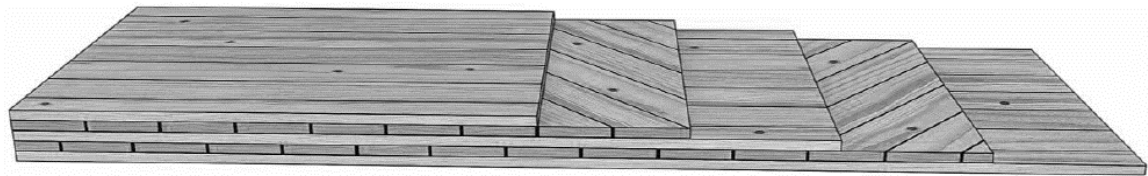
Figur 2.2: CLT med lag som vris 90°.

En plate av CLT har sin hovedbæreretning i den samme retningen som de ytterste lagene strekker seg. I følge Treteknisk institutt sitt tidsskrift, Fokus på tre (2011), er krysslagte massivtreelementer veldig dimensjonsstabile på grunn av at trefibrene i elementet ligger vekselvis i lengderetning og i tverretning. Dette fører til at det blir forholdsvis lite endring av tverrsnittet som følge av fuktighetsendring, samtidig som endringen i lengderetning blir liten. Tidsskriftet, Fokus på tre, (2011) påpeker også at massivtre av denne varianten håndterer store punktlaster godt.

Treteknisk institutt (2011) nevner at antallet sjikt og den totale tykkelsen er avgjørende for at CLT-elementet får tilstrekkelig styrke og stivhet til å forhindre at nedbøyningen blir for stor. Tidsskriftet fra Treteknisk (2011) påpeker også at E-modulen i yttersjiktene er viktig for bøyestivheten til elementet, E-modulen påvirkes aller mest av kvaliteten på treverket som er brukt, derfor vil endring av kvaliteten i de langsgående lagene medføre endring av bøyestivheten til elementet. E-modulen på tvers av fiberretning er såpass liten, at den nesten ikke bidrar til bøyestivheten. Endring av kvaliteten på treverket i tverretning vil aller mest

bidra til å endre effekten av skjærdeformasjon, men dette tas bare hensyn til hvis forholdet mellom spennlengden på elementet og tykkelsen av det er liten (Treteknisk, 2011).

Et eksperiment som ble utført ved Luleå tekniska universitet tok for seg et CLT-element. På grunn av den lave E-modulen i elementets tverretning og at treverk har lav rulleskjærmotstand på tvers av fiberretning utførte de forsøk med elementer av krysslimt tre hvor tverrlagene ble lagt i $\pm 45^\circ$ i forhold til de langsgående sjiktene i stedet for 90° i forhold til de langsgående sjiktene i elementet (Buck et al., 2016). En illustrasjon av dette CLT-elementet er vist i figur 2.3. Tanken bak forsøket var at dette skulle øke den lastbærende kapasiteten til elementets hovedretning, ved at belastningen skulle fordeles over mer av elementets tverrsnitt i den langsgående retning, og dermed redusere risikoen for rulleskjær og samtidig øke bøyestivheten til CLT-elementet (Buck et al., 2016).

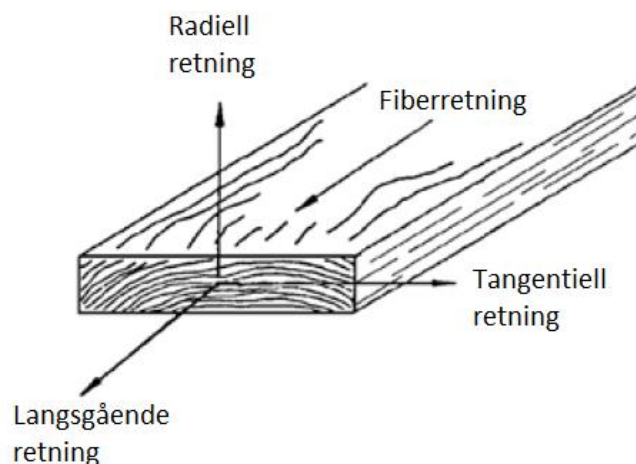


*Figur 2.3: Illustrasjon av et CLT-element med tverrlag som er vinklet $\pm 45^\circ$ i forhold til hovedbærerretningen.
(Buck et al., 2016)*

Rapporten fra forsøket konkluderte med at denne endringen medførte at bøyestivheten i dette elementet fikk en økning på 35% i forhold til et standard CLT-element med tverrlag på 90° (Buck et al., 2016).

2.2 Treets egenskaper og fiberhelning

Treverk anses som et ortotrop materiale. Cellene i treverk lages av cellulose, hemicellulose og ligning, dette består igjen av karbon, hydrogen og oksygen. Rundt 90% av cellene i treverk er lange celler som kalles trakeider, det er disse cellene som omtales som fibre. Fibrene i treet er mellom 2 og 5 mm lange, og 10 – 50 μm brede avhengig av tresorten. Fibrene strekker seg i treets lengderetning og bidrar til å gi styrke langs treets stamme. De resterende 10% av treverkets celler går i tverretningen til treets stamme, og kalles margstråler. I denne retningen er det kun margstrålene som bidrar til å gi styrke, og det fører til at treverk har veldig varierende styrke avhengig av hvilken vei det belastes (Bell, 2017). Et slikt materiale kalles et ortotrop materiale, dette er en form for et anisotrop materiale hvor materialet har tre plan, og hvert plan har ulike egenskaper (Vestøl, 2018).



Figur 2.4: Hovedretningene i treverk. (Forest Products Laboratory, 2010)

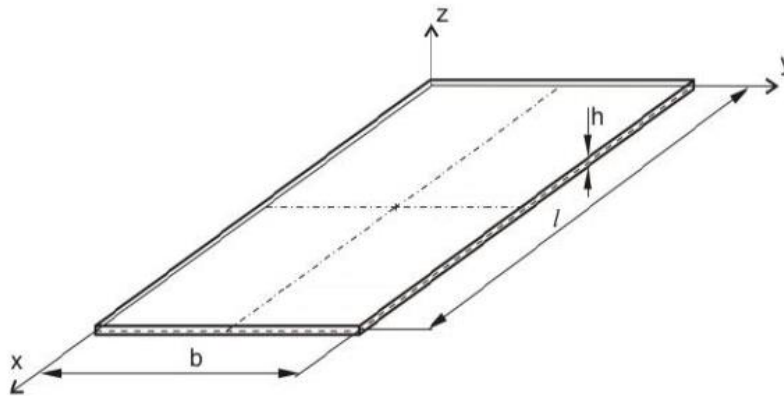
Figur 2.4 viser hvordan retningene i treverket defineres. Den langsgående retningen er parallell med treets fiberretning, mens den radielle retningen er normal på lengderetningen og samtidig normal på årringene til treet. Den tangentielle retningen er tangenten på krumningen til årringene (Forest Products Laboratory, 2010). Disse tre retningene får hver sin E-modul som vanligvis finnes ved å kjøre en kompresjonstest (Forest Products Laboratory, 2010). Forholdene mellom E-modulen i radiell-, tangentiell- og lengderetning for bartrær er som følger: $E_L \gg E_R > E_T$ (Vestøl, 2018).

Skjærmodulen er en verdi på materialets motstand mot deformasjon som forårsakes av at fibre glir i forhold til hverandre. I treverk kalles disse verdiene for G_{LR} , G_{LT} og G_{RT} , og

bokstavene angir hvilket plan motstanden mot skjærdeformasjon gjelder for. Skjærmodulen er også ulik for de tre retningene i treverk, G_{LR} og G_{LT} er omtrent like store, mens G_{RT} har en mye høyere verdi (Bell, 2017).

2.3 Plateteori

En plate er et plant konstruksjonselement som er tynt og flatt, med det menes at tykkelsen er mye mindre enn både lengden og bredden, og det belastes normalt på sitt plan (Reddy, 2004). Det er vanlig å definere platen slik at x- og y-aksen er i platens plan, mens z-aksen peker normalt på planet, figur 2.5 viser hvordan platen plasseres i koordinatsystemet.



Figur 2.5: Platens aksesystem.

Plateteorien karakteriseres etter hvor stort forholdet mellom lengden og tykkelsen er, det deles deretter inn i tre kategorier: tykk, tynn og veldig tynn. Tabell 2.1 viser en liten oversikt over de mest brukte teoriene, og hva som er karakteristisk med hver av dem (Reddy, 2004).

Tabell 2.1: Karakterisering av plateteorier

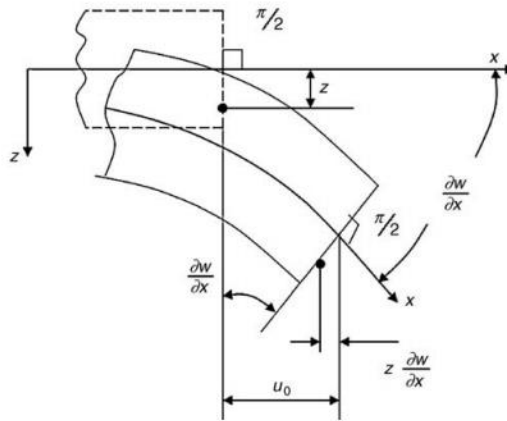
	Tykk	Tynn	Veldig tynn
Lengde/tykkelse	~5 til ~10	~10 til ~100	> ~100
Karakteristiske trekk	Tar hensyn til tverrgående skjærdeformasjon	Tar ikke hensyn til tverrgående skjærdeformasjon	Geometrisk ikke-lineær plateteori
Gjeldende teori	Mindlin-Reissner plateteori.	Kirchhoff-Love plateteori	Plateknekkingssteori

Kirchhoff-Loves hypotese regnes som den klassiske plateteorien, og den gjelder for tynne plater. Denne teorien er en videreutvikling av Euler-Bernoullis bjelketeori. Plateteorien går ut på at en tredimensjonal plate kan representeres på en todimensjonal form. En tynn plate defineres av følgende kriterier (Reddy, 2004):

- Platen er tynn i den forstand at tykkelsen på platen er liten i forhold til bredden og lengden, men den er ikke så tynn at deformasjonen kan sammenliknes med tykkelsen.
- Platen er enten jevn eller den varierer lite, slik at det kan ses bort fra tredimensjonale spenningseffekter.
- Platen er symmetrisk om midtplanet i tverrsnittet.
- Laster som påføres i tverrgående retning fordeles på et areal som er like stort som høyden på elementet eller større.

Denne teorien er en videreføring av teorien til Euler-Bernoulli ved at følgende prinsipp også gjelder for plater når de ses todimensjonalt, prinsippet er også vist i figur 2.6:

- Plan som står vinkelrett på midtplanet vil forbli plane og vinkelrette også etter deformasjon.



Figur 2.6: Illustrasjon av Euler-Bernoullis prinsipp.

Mindlin-Reissner plateteorien er en utvikling av Kirchhoff-Loves plateteori. Denne tar også hensyn til skjærdeformasjonen gjennom tverrsnittet til platen. Denne utviklingen av plateteorien er basert på Timoschenkos bjelketeori som tar hensyn til skjærdeformasjon (Reddy, 2004).

2.4 Styrkeberegning av massivtre

De vanligste metodene for å beregne styrken til elementer av massivtre er ved bruk av kompositteori, skjæranalogi-metoden eller γ -metoden (Stora Enso, 2015b). Kompositteorien tar i utgangspunktet ikke hensyn til nedbøyningen som kommer av tverrkreftene, men det kan beregnes en skjærkorreksjonsfaktor som tilpasses hvert enkelt tverrsnitt, dermed beregner nedbøyningen som skyldes tverrkrefter (Stora Enso, 2015b). γ -metoden ble først utviklet for beregning av bjelker, og er etter hvert blitt videreutviklet slik at den gjelder for CLT-elementer i tillegg. Metoden anses å være nøyaktig nok for praktisk bruk, og har blitt innarbeidet i flere standarder, blant annet NS-EN 1995-1-1 (Stora Enso, 2015b).

Skjæranalogimetoden regnes som den mest nøyaktige metoden for å beregne CLT-elementer, da den tar hensyn til E-modulen og skjærmodulen i alle sjiktene i elementet, og det ikke finnes noen forutbestemmelser for hvor mange sjikt elementet skal ha (Stora Enso, 2015b) (Popovski & Gagnon, 2012).

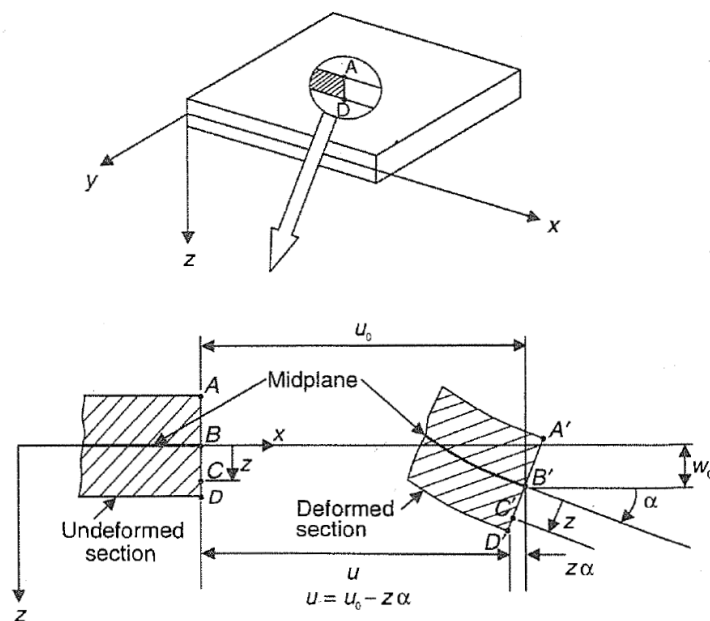
2.4.1 Kompositteori

Forskjellen på et komposittmateriale og et laminat er at komposittet består av to eller flere ulike materialer som festes sammen i lag, mens et laminat kan bestå av flere lag med et

materiale eller flere ulike materialer som festes sammen til et element (Helseth, 2018; Pedersen, 2017). I følge Agarwal et al. (2006) er prinsippet bak kompositteorien at det i korte trekk går ut på at et komposittmateriale består av to eller flere ulike materialer som festes sammen i lag, slik at det oppfører seg som et enkelt element. Hvert sjikt gir et styrkebidrag som baserer seg på skjærmodulen og E-modulene til sjiktet. Hvor mye styrke hvert sjikt bidrar med til elementet er avhengig av hvordan sjiktet er vinklet i forhold til hovedstyrkeretningen til komposittet (Agarwal et al., 2006), teorien skiller ikke mellom om materialene er like eller ikke, siden E-modulene og skjærmodulene legges til og tas med i betraktningen av det endelige elementet (Agarwal et al., 2006). For eksempel vil tverrlagene i CLT bidra med lite styrke i hovedretningen til elementet, fordi E-modulen i tverretning hos treverk er lav i forhold til E-modulen i lengderetning. Forbindelsen mellom lagene i komposittet antas å være perfekt, det medfører at forbindelsen antas å være uendelig tynn og ikke kan utsettes for skjærdeformasjon.

Kompositteorien er basert på den klassiske plateteorien (Agarwal et al., 2006). Noen antakelser gjelder:

- Rette linjer som står normalt på nøytralaksen til tverrsnittet vil forbli rette etter deformasjon.
- Rette linjer som står normalt på nøytralaksen til tverrsnittet vil forbli normalt på nøytralaksen etter deformasjon.
- Tykkelsen på platen endres ikke under deformasjon.



Figur 2.7: Illustrasjon av et laminat som utsettes for bøyning. (Agarwal et al., 2006)

Figur 2.7 viser prinsippet bak antakelsene som gjelder for kompositteorien. Den viser hvordan en linje ABCD som er rett og vinkelrett på senterlinjen i tverrsnittet til elementet, oppfører seg etter at elementet har blitt utsatt for nedbøyning. Linjen A'B'C'D' er fremdeles rett og vinkelrett på senterlinjen i tverrsnittet. Dette er de samme prinsippene som gjelder for en plate som følger Kirchhoff-Loves plateteori (Agarwal et al., 2006).

Når stivhetsmatrisen til komposittmaterialet settes opp, uttrykkes den på følgende måte:

$$\begin{Bmatrix} N \\ M \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A & B \\ B & D \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon^0 \\ k \end{Bmatrix} \quad (2.1)$$

Hvor:

N = De resulterende normalkreftene som virker på laminatet.

M = De resulterende momentkreftene som virker på laminatet.

A = Aksiell stivhetsmatrise for elementet.

B = «Samarbeids» stivhetsmatrise for elementet.

D = Bøyestivhetsmatrisen for elementet.

ϵ^0 = tøyninger i senterlinjen til elementet.

k = Platekurvaturer i elementet.

Den aksielle stivhetsmatrisen, «samarbeids» stivhetsmatrisen og bøyestivhetsmatrisen for et element regnes ut ved bruk av formlene 2.2, 2.3 og 2.4 som er vist nedenfor. Når komposittet elementet bygges opp symmetrisk om senterlinjen til tverrsnittet vil ikke «samarbeids» stivhetsmatrisen få noen verdi, når elementet ikke speiler seg om senterlinjen vil bøyestivhetsmatrisen, D, og den aksielle stivhetsmatrisen, A, bidra til at platen bøyes og vrir seg, da får «samarbeids» matrisen, B, en verdi (Agarwal et al., 2006).

$$A_{ij} = \sum_{k=1}^n (\bar{Q}_{ij})_k (h_k - h_{k-1}) \quad (2.2)$$

$$B_{ij} = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n (\bar{Q}_{ij})_k (h_k^2 - h_{k-1}^2) \quad (2.3)$$

$$D_{ij} = \frac{1}{3} \sum_{k=1}^n (\bar{Q}_{ij})_k (h_k^3 - h_{k-1}^3) \quad (2.4)$$

Hvor:

i = er 1, 2 eller 6

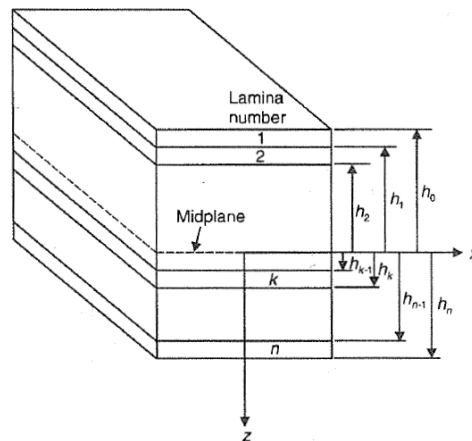
j = er 1, 2 eller 6

n = representerer det totale antall sjikt elementet består av

k = sier hvilke sjikt som skal tas med i beregningen

\bar{Q}_{ij} = Stivhetsmatrisen til en enkel retning, ij, i et enkelt sjikt, k

h_k = Høyden til sjikt nummer k i elementet



Figur 2.8: Illustrasjon av nummerering på sjikt i et element. (Agarwal et al., 2006)

Den endelige stivhetsmatrisen for et komposittlement settes opp ved hjelp av formel 2.5 og 2.6 som er vist nedenfor (Agarwal et al., 2006).

$$\begin{Bmatrix} N_x \\ N_y \\ N_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{16} \\ A_{12} & A_{22} & A_{26} \\ A_{16} & A_{26} & A_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x^0 \\ \epsilon_y^0 \\ \gamma_{xy}^0 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} B_{11} & B_{12} & B_{16} \\ B_{12} & B_{22} & B_{26} \\ B_{16} & B_{26} & B_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} k_x \\ k_y \\ k_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.5)$$

$$\begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} B_{11} & B_{12} & B_{16} \\ B_{12} & B_{22} & B_{26} \\ B_{16} & B_{26} & B_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x^0 \\ \epsilon_y^0 \\ \gamma_{xy}^0 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{16} \\ D_{12} & D_{22} & D_{26} \\ D_{16} & D_{26} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} k_x \\ k_y \\ k_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.6)$$

Formel 2.5 og formel 2.6 kan settes sammen for å vise hvordan stivhetsmatrisen representeres.

$$\begin{Bmatrix} N_x \\ N_y \\ N_{xy} \\ M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{16} & B_{11} & B_{12} & B_{16} \\ A_{12} & A_{22} & A_{26} & B_{12} & B_{22} & B_{26} \\ A_{16} & A_{26} & A_{66} & B_{16} & B_{26} & B_{66} \\ B_{11} & B_{12} & B_{16} & D_{11} & D_{12} & D_{16} \\ B_{12} & B_{22} & B_{26} & D_{12} & D_{22} & D_{26} \\ B_{16} & B_{26} & B_{66} & D_{16} & D_{26} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_x^0 \\ \epsilon_y^0 \\ \gamma_{xy}^0 \\ k_x \\ k_y \\ k_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.7)$$

Stora Enso

Stora Enso (2015a) regner ut stivhetsmatrisene til sine CLT-elementer på følgende måte.

$$\begin{Bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ v_x \\ v_y \\ n_x \\ n_y \\ n_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & D_{22} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & D_{33} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_{44} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_{55} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D_{66} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D_{77} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & D_{88} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} k_x \\ k_y \\ k_{xy} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (2.8)$$

Hvor D_{11} til D_{33} er representere bøyestivhet, D_{44} og D_{55} er representere skjærstivhet og D_{66} til D_{88} er representere aksialstivheten i planet.

Formlene Stora Enso (2015a) bruker til å regne ut verdiene for D_{11} til D_{88} er vist nedenfor:

$$D_{11} = E_{0,mean} \cdot I_{0,net} \quad (2.9)$$

$$D_{22} = E_{90,mean} \cdot I_{90,net} \quad (2.10)$$

$$D_{33} = K_{twist} \cdot G_{0,mean} \cdot \frac{b \cdot d^3}{12} \quad (2.11)$$

$$D_{44} = \kappa_x \cdot \sum G_{i,x} \cdot t_i \quad (2.12)$$

$$D_{55} = \kappa_y \cdot \sum G_{i,y} \cdot t_i \quad (2.13)$$

$$D_{66} = \sum_{i=1}^n h_{i,0,net} \cdot E_{0,mean} \quad (2.14)$$

$$D_{77} = \sum_{i=1}^n h_{i,90,net} \cdot E_{90,mean} \quad (2.15)$$

$$D_{88} = G_{0,mean} \cdot d \cdot K_{shear} \quad (2.16)$$

Hvor:

$E_{0,mean}$ = Gjennomsnittsverdien for elastisitetsmodulen parallell med fiberretning

$E_{90,mean}$ = Gjennomsnittsverdien for elastisitetsmodulen vinkelrett på fiberretning

$I_{90,net}$ = Treghetsmomentet vinkelrett på fiberretning

$G_{0,mean}$ = Skjærmodulen parallelt med fiberretning

K_{twist} = Reduksjonsfaktor, settes til 0,65 (Stora Enso, 2015a)

κ_x = Skjærkoeffisient

κ_y = Skjærkoeffisient

K_{shear} = Reduksjonsfaktor, settes til 0,70 (Stora Enso, 2015a)

b = Bredden på elementet.

d = Den totale høyden til elementet

$h_{i,0,net}$ = Høyden på sjikt nummer i parallelt med lastbærende retning

$h_{i,90,net}$ = Høyden på sjikt nummer i vinkelrett på lastbærende retning

Ved sammenlikning av stivhetsmatrisene fra kompositteorien og stivhetsmatrisen som Stora Enso bruker vises det at disse stivhetsmatrisene er veldig like. Hovedforskjellen ligger i at de har byttet om på hvor de har normalkreftene eller bøyekreftene i matrisen, og at Stora Enso har tatt med skjærkorreksjonsfaktoren i sin stivhetsmatrise. Matrisen fra Stora Enso har bare verdier på diagonalen, det er fordi deres metode er beregnet på CLT-elementer som er symmetriske om senterlinjen i tverrsnittet. Et CLT-element som er symmetrisk vil også få verdier kun på diagonalen i stivhetsmatrisen ved beregning med kompositteorien.

2.4.2 Gammametoden

Når bøyestivheten regnes ut med denne metoden ser man bort fra de tverrgående sjiktene, de erstattes heller med fiktive sammenføyninger som gis en fasthet mot rulleskjær for å representere tverrlagene. Metoden er beskrevet i Eurokode 5, Del 1-1, Tillegg B (Standard Norge, 2004a). En videreutviklet versjon, som inkluderer plater er beskrevet i artikkelen til Popovski & Gagnon (2012). Denne metoden er beskrevet nedenfor (Popovski & Gagnon, 2012).

$$(EI)_{ef} = \sum_{i=1}^3 (E_i I_i + \gamma_i E_i A_i a_i^2) \quad (2.17)$$

Der:

$(EI)_{ef}$ = Effektiv bøyestivhet

E_i = Midlere elastisitetsmodul

I_i = Treghetsmomentet for sjikt i

A_i = Tverrsnittarealet for sjikt i

a_i = Avstand fra den globale tyngdepunktsaksen til elementets tyngdepunkt

γ_i = Reduksjonsfaktor for fiktive forbindelser

Gamma-metoden slik den er beskrevet i Eurokode 5 er tilpasset bjelker. For å kunne bruke metoden på plater må faktoren gamma tilpasses. Forholdet mellom s og K_i som gjelder for fester i punktene i , byttes ut med et uttrykk for rulleskjær og blir seende slik ut (Popovski & Gagnon, 2012):

$$\frac{s}{K_i} = \frac{\bar{h}_i}{G_R \cdot b} \quad (2.18)$$

Der:

G_R = Skjærmodulen vinkelrett på fiberretning (Rulleskjærmodulen)

\bar{h}_i = Tykkelsen på bordene vinkelrett på lastpåførsel

b = Bredden på elementet

s = Avstanden mellom mekaniske fester

K_i = Glidemodulen til mekaniske fester

Dette gir følgende formel for γ_i :

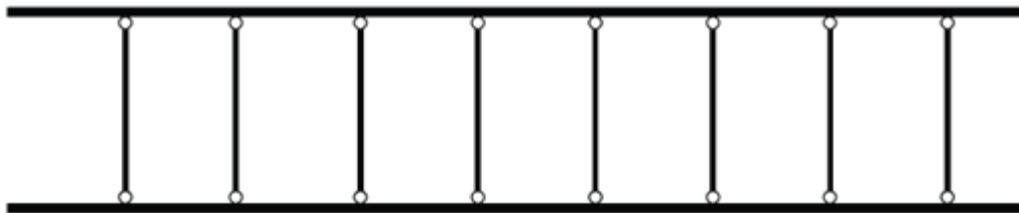
$$\gamma_i = \left[1,0 + \frac{\pi^2 E_i A_i h_i}{(G_R b l^2)} \right]^{-1} \quad (2.19)$$

γ_i skal være i området $0 < \gamma_i < 1$, hvor 1 betyr at det er fullt samvirke mellom sjiktene, og 0 betyr ingen samhandling. De vanligste verdiene ligger mellom 0,85 og 0,99 (Popovski & Gagnon, 2012).

2.4.3 Skjæranalogimetoden

Popovski & Gagnon (2012) hevder at denne metoden er den mest nøyaktige metoden som brukes til å beregne styrken til krysslimt tre. Skjæranalogimetoden tar hensyn til e-modul og skjærmodul i alle sjiktene i laminatet, og har ingen begrensning på antall sjikt laminatet kan inneholde. Denne metoden anses derfor for å være hakket mer nøyaktig enn gammametoden, da den tar med skjærdeformasjoner, noe gammametoden ikke tar hensyn til (Popovski & Gagnon, 2012).

Skjæranalogimetoden ser på et CLT-element som to separate bjelker, A og B. Disse to bjelkene festes sammen med et nettverk av uendelig stive forbindelser. Slik vil deformasjonene i bjelke A og bjelke B være like store (Popovski & Gagnon, 2012).



Figur 2.9: Illustrasjon av skjæranalogimetoden. Bjelke A er den øverste bjelken, mens bjelke B er den nederste.

Bjelke A får summen av bøyestivheten til alle sjiktene i elementet hvor det ikke regnes samvirke mellom sjiktene. Skjærstivhetene for bjelke A antas å være uendelig høy (Popovski & Gagnon, 2012).

Formler:

$$(EI)_A = \sum_{i=1}^n E_i I_i = \sum_{i=1}^n E_i b_i \frac{h_i^3}{12} \quad (2.20)$$

$$(GA)_A = \infty \quad (2.21)$$

Hvor:

$(EI)_A$ = Bøyestivhet for bjelke A

$(GA)_A$ = Skjærstivheten til bjelke A

E_i = Elastisitetsmodulen til sjikt i

I_i = Arealtreghetsmomentet til sjikt i

b_i = Bredden til sjiktene, settes normalt til 1000 mm

h_i = Tykkelsen til sjikt i

Bjelke B bruker Steiners sats for å beregne summen av bøyestivheten til sjiktene i elementet, fleksibiliteten til skjærstyrken og fleksibiliteten til forbindelsene.

$$(EI)_B = \sum_{i=1}^n E_i A_i z_i^2 \quad (2.22)$$

Hvor:

$(EI)_B$ = Bøyestivheten til bjelke B

E_i = Elastisitetsmodulen til sjikt i

A_i = Tverrsnittsarealet til sjikt i

z_i = Avstanden mellom tyngdepunktet i hvert sjikt og nøytralaksen til elementet

Bjelke B bidrar til skjærstivhet, det kan uttrykkes slik:

$$(GA)_B = a^2 \cdot \left[\frac{1}{\sum_{i=1}^{n-1} \frac{1}{k_i} + \frac{h_i}{2G_i b_i} + \sum_{i=1}^{n-1} \frac{h_i}{G_i b_i} + \frac{h_n}{2G_n b_n}} \right] \quad (2.23)$$

Hvor:

$(GA)_B$ = Skjærstivhet for bjelke B

a = Den totale tykkelsen på elementet minus tykkelsen på det ytterste sjiktet

h_i = Tykkelsen til sjikt i

G_i = Skjærmodul for sjikt i

b_i = Bredden til sjiktene, settes normalt til 1000 mm

$k_i = \frac{K_i}{s_i}$ = Glidning i forbindelsene mellom bjelkene

Utrykket for k_i gjelder bare for massivtreelementer som antas å ha mekaniske forbindelser. K_i er glidningsmodulen til forbindeeren og s_i er avstanden mellom forbindelsene.

Bøystivheten for elementet uttrykt ved bjelke A og bjelke B kan uttrykkes slik:

$$(EI)_{ef} = (EI)_A + (EI)_B = \sum_{i=1}^n E_i b_i \frac{h_i^3}{12} + \sum_{i=1}^n E_i A_i z_i^2 \quad (2.24)$$

3 Teori om bruer

I dette kapittelet blir den nødvendige teorien om trebruer og beregning av dem presentert for å gi mulighet til å besvare problemstillingen og gjøre analysen som kommer senere i oppgaven. Først blir historikken og noen vanlige varianter av platebruer i tre presentert, deretter presenteres regelverket som brukes til å beregne trebruer.

3.1 Historie

På starten av 1900-tallet ble det bygget få store bruer av tre, det ble bygget noen flere trebruer under 1. og 2. verdenskrig på grunn av stålmanget. Limtre ble igjen introdusert i Norge rundt 1960, det førte til at flere gang- og sykkelbruer ble bygget av tre. Disse bruene hadde lite konstruktiv beskyttelse, og fikk dårlig vedlikehold. Dette førte til at trebruer fikk et dårlig rykte utover 1980-tallet, og det ble, ifølge Statens Vegvesen (2017), bygget få trebruer i dette årtiet.

I 1993 ble forprosjektet «Vegbruer i tre» gjennomført, dette ble grunnlaget for en ny generasjon med trebruer som startet med blant andre Evenstad bru over Glomma. Denne brua var blant de første som ble bygget etter at det ble bestemt at det skulle satses på trebruer igjen (Statens Vegvesen, 2017). Den har en total lengde på 180 m, som fordeles over fem like lange spenn. Føringsbredden på brua er på 6,5 m (Norconsult, 2007). Figur 3.1 viser et oversiktsbilde over Evenstad bru. Selv om det nå er godt over 20 år siden denne brua ble bygget er den fremdeles blant verdens lengste trebruer (Norconsult, 2007). Denne nye epoken med trebruer hadde noen klare prinsipper (Statens Vegvesen, 2017):

- Lastbæresystemet skulle være synlig og forståelig.
- Formen skulle være estetisk tiltalende og funksjonell.
- Det ble brukt blokklimt limtre med innslissede plater.
- En kombinasjon av saltimpregnering og kreosotimpregnering ble tatt i bruk.
- Det ble viktig med konstruktiv beskyttelse og at detaljene var godt utført.
- Tverrbærere og andre deler kunne være i stål dersom det var hensiktsmessig.



Figur 3.1: Evenstad bru (Statens vegvesen, 2017)

3.2 Platebruer

De aller fleste brutyper består av et separat system som tar seg av bæresystemet i brua, og et separat system som tar seg av dekket på brua. En platebru er litt annerledes, denne konstruksjonen har bruas bæresystem og bruas dekke i det samme systemet (Statens Vegvesen, 2017). For spennvidder opp til rundt 10 m er platebruer en god løsning, dette er en brukonstruksjon hvor brubanen og hovedbæresystemet er det samme (Statens Vegvesen, 2017). Statens vegvesen (2017) påpeker at platebruer har god evne til lastfordeling, i tillegg til å ha liten byggehøyde. Treverk er et godt egnet materiale i platebruer på grunn av sin lave egenvekt, men likevel store styrke. Den hittil mest suksessrike varianten av en platebru i tre er det såkalte tverrspente dekket, prinsippet bak dette dekket ble nevnt i kapittel 2.1. Her settes trelameller på høykant og spennes deretter sammen med høyfaste stålstenger. Ved bruk av vanlig norsk konstruksjonstre på 223 mm kan dette dekket oppnå spennvidder på opp til 5,5 m. Hvis det er nødvendig å nå over lengre spennvidder kan limtrebjelker brukes i stedet for planker. Dette vil rekke til en spennvidde på opptil 20 m (Statens Vegvesen, 2017). Figur 3.2 viser hvordan et tverrspent dekke ser ut. Her ses spennstagene og underlagsskiver på kanten, og de kantstilte plankene ses på undersiden (Treteknisk, 2007).



Figur 3.2: Bilde av et tverrspent dekke. (Treteknisk, 2007)

Tabellen nedenfor inneholder de mest brukte dekketyperne på trebruer, noen av dem egner seg som selvbærende dekker, andre må understøttes av langsgående bæring (Statens Vegvesen, 2017).

Tabell 3.1: Oversikt over de ulike dekketyperne av tre.

Nr.	Type	Beskrivelse
1.	Tradisjonelt dekke med strøved og plank	Strøveden er grov, stående plank, og spenner på tvers av bruas lengderetning oppå langbærere, og planken ligger i ett eller to lag i bruas lengderetning eller diagonalt oppå strøveden.
2.	Plankedekker av liggende plank	Plankene legges helt eller nesten helt inntil hverandre direkte på langbærere. Plankedekket kan også legges i flere lag i kryss, men da brukes helst bord, ikke plank.
3.	Massivtredekke i form av liggende limtrebjelker	Disse legges tett sammen på langs eller tvers av bruas lengderetning, noen ganger brukes også skjærkraftfordybling.
4.	Massivtredekke i form av krysslaminerte plater (CLT)	Avlange plateelementer legges tett sammen på tvers eller langs av langbærere.
5.	Spikerlaminert dekke	Består av sammenspikrede, stående plank.
6.	Skruelaminert dekke	Består av stående lameller som er forbundet til en plate ved hjelp av skruer som festes horisontalt eller på skrå.
7.	Tverrspent dekke	Dette består av langsgående, sammenspente, stående plank eller smale limtrebjelker.
8.	Tverrspent bjelkedekke	Dette består av langsgående, stående plank eller smale limtrebjelker som er spent sammen med høyere limtrebjelker og som spenner vinkelrett på fibre mellom bjelkene.
9.	Samvirkedekker av tre og betong	Opptrer ofte som betongdekke i samvirke med limtrebjelker.

Flere av dekketyperne som vises i tabell 3.1 er ikke anbefalt å bruke til moderne vegbruer på grunn av høye trafikkklaster. Dekketyperne 1 og 2 egner seg best som gang- og sykkelvegbruer som følge av begrenset kapasitet. Type 5 frarådes på grunnlag av at spiker ikke holder på kapasiteten over tid. Dekketype 6 er fremdeles lite utprøvd, men kan bli aktuelt for gang- og sykkelvegsbruer ved bruk av selvborende skruer (Statens Vegvesen, 2017).

Type 3 er brukt i Finland med godt resultat, men aldri prøvd i Norge. Type 4 har ikke vært brukt som selvbærende dekke i Norge, men har blitt brukt ved rehabilitering av en bro i Norge, hvor massivtreelementene ble lagt oppå det langsgående bæresystemet som allerede var der. Dekketype 7, 8 og 9 er godt utprøvd i Norge, og er de typene som brukes mest i dag (Statens Vegvesen, 2017).

En rapport som ble skrevet i Sverige i 2014 tok for seg erfaringene de nordiske landene har opparbeidet seg gjennom de siste 20-25 årene (Gustafsson et al., 2014). Formålet med rapporten var at disse landene kan ta nytte av hverandres erfaringer ved bygging og bruk av trebruer.

Både i Norge og Sverige er det det tverrspente dekket som har blitt mest populært for vegtrafikkbruer (Gustafsson et al., 2014). De felles erfaringene med dette dekket er at det får for stor deformasjon over tid (Gustafsson et al., 2014), noe som fører at slitelaget ikke holdes tett og det dermed blir vanninntrenging i dekket, som igjen fører til råte og at stagene som spenner opp treverket ruster (Bell, 2017).

Gustafsson et al. (2014) nevner også i rapporten at et CLT-dekke ikke er noe særlig brukt enda grunnet fuktproblemer det enda ikke er funnet løsninger på, men at det kan egne seg godt i et brudekke når dette problemet er løst, da CLT er et materiale som er sterkt og tilnærmet isotropisk.

3.3 Regelverk

Regelverk som er lagt til grunn for denne oppgaven er følgende bøker i Statens Vegvesens Håndbokserie, og følgende Eurokoder fra Standard Norge.

- N400 Bruprosjektering.
- NS-EN 1990:2002+NA:2008, Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008, Allmenne laster – Tetthet, egenvekt, nyttelast i bygninger
- NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008, Allmenne laster – Snølaster
- NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, Allmenne laster – Vindlaster
- NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, Laster på konstruksjoner – Del 2: Trafikklast på bruer
- NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2009+NA:2010, Prosjektering av trekonstruksjoner – Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1995-2:2004+NA:2010, Prosjektering av trekonstruksjoner – Bruer

Håndbok N400 Brukonstruksjoner er et supplement til Eurokodene, og fyller ut disse med regler for beregning, dimensjonering og utforming av konstruksjonene som tidligere ble nevnt. N400 er et regelverk, og skal følges uansett hvilken beregningsmetode som velges brukt (Statens Vegvesen, 2015).

3.4 Krav til platebruer

Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner Del 2: Bruer (2004) stiller de endelige kravene til hva et brudekke skal tåle. Kravene oppgis i bruddgrensetilstand og i bruksgrensetilstand, og begge disse må tilfredsstilles.

Bruddgrensetilstand

Gir grensen for hvor store bøyefasthet og skjærfasthet et dekke har.

$$f_{m,d,deck} = k_{sys}f_{m,d,lam} \quad (3.1)$$

$$f_{v,d,deck} = k_{sys}f_{v,d,lam} \quad (3.25)$$

Hvor:

$f_{m,d,deck}$ = Dimensjonerende bøyefasthet

k_{sys} = Faktor for systemfasthet

$f_{m,d,lam}$ = Lamellenes dimensjonerende bøyefasthet

$f_{v,d,deck}$ = Dimensjonerende skjærfasthet

$f_{v,d,lam}$ = Lamellenes dimensjonerende skjærfasthet

Brukgrensetilstand

Angir grensen for hvor stor nedbøyningen i et brudekke kan være. For bjelker, plater og fagverk gjelder følgende:

Den maksimale nedbøyningen må være mindre enn $l/400$ for vegbruer.

Hvor l er lengden på spennet som måles.

3.5 Laster og lastkombinasjoner

Laster på bruer klassifiseres etter hvordan de varierer over tid og deles inn i (Statens Vegvesen, 2015):

- Permanente påvirkninger, (P)
- Variable påvirkninger, (Q)
- Ulykkespåvirkninger, (A)

3.5.1 Permanente påvirkninger

Blant de viktigste permanente lastene er egenlasten. Tyngden av alle permanente deler av konstruksjonen regnes som en del av egenlasten. Den dimensjonerende verdien av belegningsvekten skal også regnes med som en del av egenvekten.

Egenlasten til konstruksjonen beregnes etter NS-EN 1990 (2002), og egenvekten regnes ut ved å gange volumet til hvert materiale med dets densitet og tyngdekraften.

$$G = V \cdot \rho \cdot g \quad (3.3)$$

Hvor:

V = Volumet av materialet

ρ = Tettheten til materialet

g = Tyngdens akselerasjon som er 9,81N/kg.

Minsteverdien for belegningsvekten er angitt i Håndbok N400.

3.5.2 Variable påvirkninger

Trafikklaster og naturlaster som snølast og vindlast anses som variable laster. Vegbruer skal ryddes for snø, derfor skal ikke snølasten opptre samtidig som trafikklasten på vegbruer (Statens Vegvesen, 2015).

Trafikklaster

Trafikklaster på bruer bestemmes i henhold til NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 2: Trafikklaster på bruer»

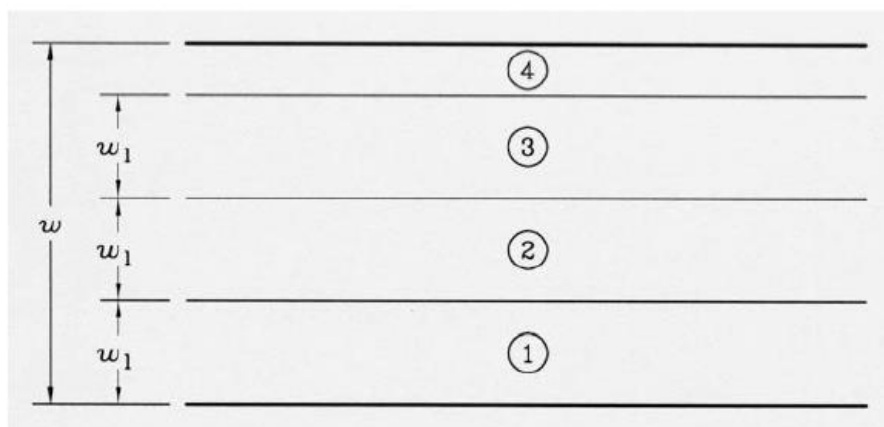
Lastene som defineres i denne standarden bør brukes på bruer med lastlengde som er mindre enn 200 meter. Denne standarden skisserer noen lastmodellene som dekker alle normalt forutsigbare trafikksituasjoner, det vil si trafikk i begge retninger, og i hvilken som helst kjørebane. Disse trafikklaster består av biler, lastebiler og spesialkjøretøy som lager vertikale og horisontale laster (Standard Norge, 2003).

Vertikale trafikklaster

De vertikale trafikklastene representeres ved fire ulike lastmodeller, LM1 – LM4.

Lastmodellene må påføres på mest ugunstige måte i brubanen (Standard Norge, 2003).

Et kjørefelt på en bru defineres som vist på figuren nedenfor, hvert felt er 3 meter bredt. Det som blir igjen defineres som restområde. Hvor mange teoretiske filer brua består av er avhengig av bredden på brubanen (Standard Norge, 2003).



Figur 3.3: Eksempel på nummerering av kjørebaner fra NS-EN 1991-2 (Standard Norge, 2003)

LM1: Representerer en konsentrert og en jevnt fordelt last. Denne dekker effekten av belastning fra biler og lastebiler. Denne lastmodellen brukes for lokal og global beregning.

LM2: Last fra en enkelt aksling som dekker den dynamiske effekten på korte konstruksjonsdeler.

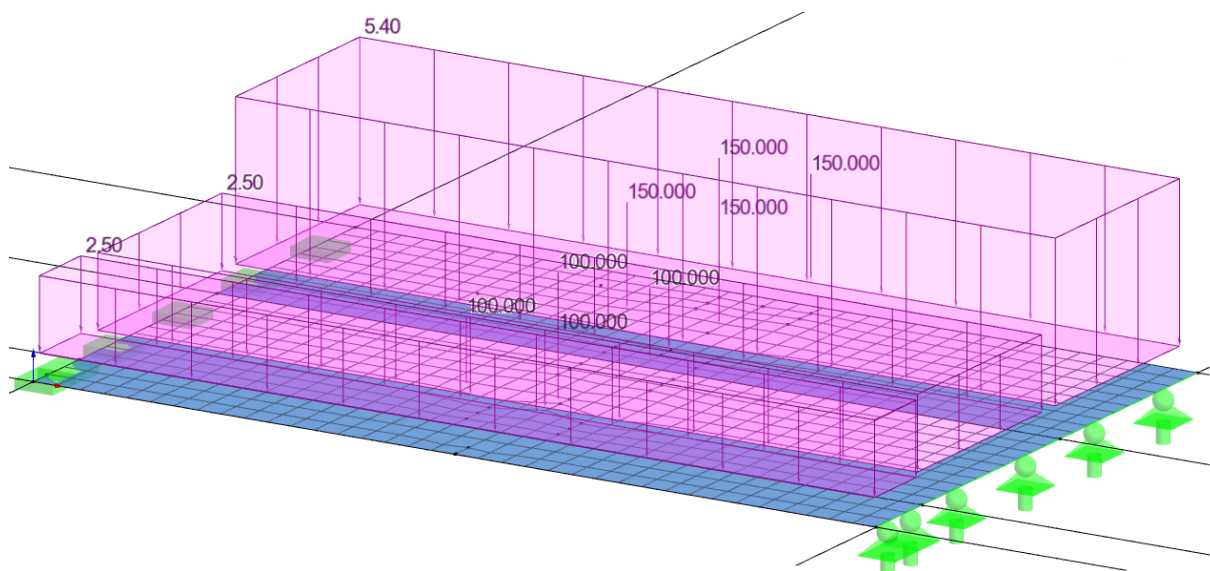
LM3: Sammensetning av aksellaster fra spesialkjøretøy. Enkelte strekninger beregnes for denne belastningen.

LM4: Belastning som representerer en folkemengde.

Lastmodell 1

Denne modellen består av en jevnt fordelt last og en konsentrert last, og representerer trafikkbildet som kommer fra biler og lastebiler.

Figur 3.4 viser et eksempel på lastmodell 1 med to brubaner som hver er 3 meter brede, og et restfelt. I hvert av feltene på brua plasseres det en jevnt fordelt last, i tillegg plasseres en last bestående av to akslinger eksentrisk i brubane 1 og 2, som beskrevet i NS-EN 1991-2 (2003). Utregning av trafikklastene er vist i vedlegg A.

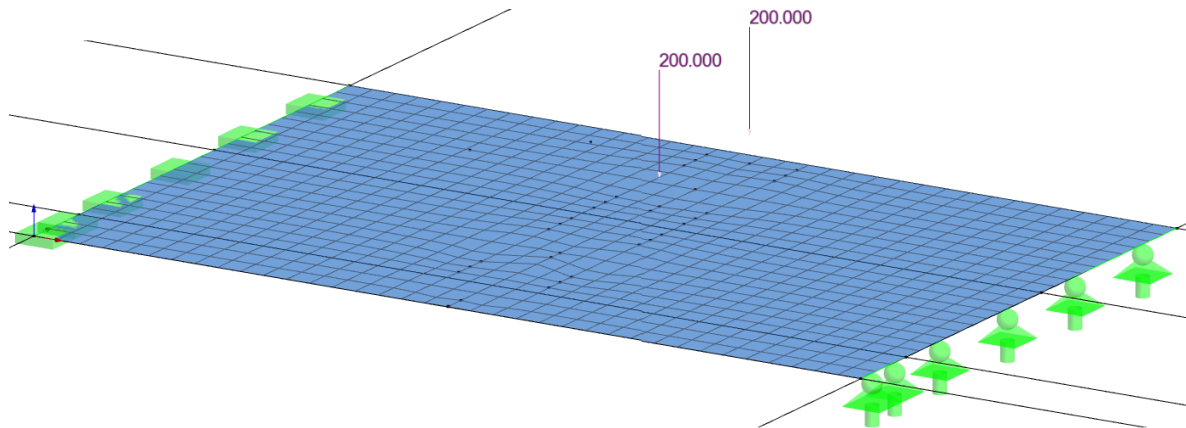


Figur 3.4: LM1 med jevnt fordelt last og hjullaster eksentrisk plassert i kjørebane 1 og 2. De jevnt fordelte lastene er oppgitt i kN/m^2 , og punktlastene er oppgitt i kN .

Lastmodell 2

Denne modellen viser en enkelt aksling. Den beskriver den dynamiske lasten fra et tungt kjøretøy på korte konstruksjonsdeler.

Figur 3.5 viser aksellasten eksentrisk plassert på et brudekke. Lasten er plassert i henhold til NS-EN 1991-2 (2003). Utregning av trafikklaster vises i vedlegg A.



Figur 3.5: LM2 med hjullast eksentrisk plassert. Lastene er oppgitt i kN.

Lastmodell 3

Denne lastmodellen beskriver sammensatte aksellaster fra spesialkjøretøy, dette regnes som «unormal» trafikk, og blir ikke tatt i betraktning i denne oppgaven.

Lastmodell 4

Denne lastmodellen beskriver en folkegruppe, og regnes som et spesielt tilfelle. Denne lastmodellen blir ikke tatt i betraktning i denne oppgaven.

Horisontale trafikklaster

De horisontale trafikklaster består av bremsekrefter, akselerasjonskrefter, sentrifugalkrefter og tverrkrefter (Standard Norge, 2003). Utregningen av disse kreftene er vist i vedlegg A.

Bremsekrefter skal regnes som en langsgående kraft som virker på overflaten av brudekket. Den øvre karakteristiske verdien for bremsekraften settes til 900 kN.

Akselerasjonskrefter har samme størrelse som bremsekreftene, men er motsatt rettet.

Sentrifugalkraften er en tverrgående kraft som virker radielt på kjørebane. Dersom brua er helt rett vil det ikke oppstå sentrifugalkrefter.

Tverrkrefter oppstår ved tilfeller av skjev oppbremsing eller skrens og må regnes med samtidig som bremse- og akselerasjonskreftene.

Vindlaster

Vindlaster på bruer bestemmes etter hvilken vindlastklasse brua er i. Bruas spennlengde og egensvingeperiode avgjør hvilken vindlastklasse brua havner i. Brua skal kontrolleres i bruks- og bruddgrensetilstand med samtidig vind- og trafikklaster. Statens vegvesens håndbok N400 (2015) gir følgende kriterier for de ulike vindlastklassene:

Vindlastklasse I: Brukonstruksjoner med ubetydelig dynamisk lastvirkning fra vind.

Vindlastklasse I omfatter alle bruer hvor høyeste egensvingeperiode er < 2 s.

Eksempler på brutyper i vindlastklasse I er platebruer, bjelkebruer i betong og stål, samvirkebruer, fagverksbruer, fritt frambyggbruer i ferdigtilstand og hvelvkonstruksjoner.

Vindlastklasse II: Brukonstruksjoner med dynamisk lastvirkning fra vind som ikke kan neglisjeres. Vindlastklasse II omfatter alle brukonstruksjoner hvor en av følgende er oppfylt:

- Høyeste egensvingeperiode er ≥ 2 s og spennvidden er < 300 m.
- Høyeste egensvingeperiode er < 2 s og spennvidden er ≥ 300 m.

Eksempler på bruer i vindlastklasse II er fritt frambyggbruer i byggetilstand, slanke søyler og tårn i byggetilstand og henge- og skråstagbruer med begrenset rekkevidde.

Vindlastklasse III: Brukonstruksjoner med utpreget dynamisk lastvirkning fra vind.

Vindlastklasse III omfatter alle bruer hvor følgende to betingelser er oppfylt:

- Høyeste egensvingeperiode er ≥ 2 s.
- Spennvidden er ≥ 300 m.

Brukonstruksjoner med særlig spesiell utforming, for eksempel slanke gangbruer, skal regnes å tilhøre vindlastklasse III selv om spennvidden < 300 m, gitt at høyeste egensvingeperiode er ≥ 2 s.

Snølaster

I følge håndbok N400 fra Statens Vegvesen (2015) skal ikke snølast virke på vegbruer samtidig som trafikklast, da bruer skal ryddes for snø. Hvis brua har en beskyttende konstruksjon, for eksempel at tak, skal snølasten beregnes på dette.

Dimensjonerende snølaster beregnes på følgende måte iht. NS-EN 1991-1-3:

$$s = \mu_i C_e C_t s_k \quad (3.4)$$

Hvor:

μ_i	=	Snølastens formfaktor
C_e	=	Eksponeeringskoeffisienten
C_t	=	Den termiske koeffisienten
s_k	=	Karakteristisk verdi for snølast på mark

4 Metode

Dette kapitlet tar for seg fremgangsmåten som ble brukt for å besvare problemstillingen. Først blir forskningsstrategien beskrevet i korthet, deretter blir hver del av prosessen presentert mer inngående. Programmet som ble brukt til modelleringen blir presentert kort, til slutt blir modellene som ble grunnlag for analysen beskrevet.

4.1 Forskningsstrategi

For å kunne gi en besvarelse på problemstillingen var det nødvendig å finne ut hvilken informasjon som allerede finnes om temaet tredekke på bru. Dette problemet ble løst med et litteraturstudie. Under studiet kom det frem hvilke varianter som var godt utprøvd, og hvilke varianter som ikke var så godt testet enda. Basert på studien fra Sverige som tok for seg trebruerfaringene i de nordiske landene (Gustafsson et al., 2014) og rapporten fra Buck et al. (2016) som ble beskrevet i henholdsvis kapittel 3.2 og kapittel 2.1, ble det besluttet å gå videre med en trebasert komposittplate.

Bruken av en slik plate i vegtrafikkbruer er enda ikke utprøvd noe særlig, det ble derfor besluttet at oppgaven skal løses ved å gjennomføre en eksplorativ studie for å få mest mulig informasjon om denne konstruksjonen. Det ble utført en empirisk studie for å finne ut hvilke krav som allerede stilles til bruer. Basert på denne studien ble det satt noen krav til hva dekket skulle tåle. For å få en større forståelse av hvordan denne platen oppførte seg under belastning ble det gjennomført en parameterstudie med fem ulike modeller. Disse modellene er beskrevet i kapittel 4.5. For å gjennomføre denne delen av oppgaven ble det brukt et elementmetodeprogram som kalles RFEM, deretter ble resultatene lagret i tabeller i Excel.

Etter at parameterstudien var gjennomført ble de mest fordelaktige endringene fra parameterstudien brukt videre til å modellere et dekke på en bru med realistiske laster.

Tabell 4.1 viser en kort oversikt over prosessen, hvilken oppgave som ble gjort når og hva som var formålet med hver del. Hvert steg av prosessen beskrives mer nøyaktig i kapittel 4.2 til kapittel 4.6.

Tabell 4.1: Forskningsstrategien for oppgaven

Nr	Steg	Formål
1	Litteraturstudie	Finne ut hvilke bruer som brukes, hvilke som har potensiale og hva slags regnemetoder som brukes på disse.
2	Empirisk studie av beregningsmetode	Finne ut hvilke krav som stilles til en bru, og hvilke parametere som er avgjørende for en slik plates styrke og stivhet.
3	Parameterstudie	Undersøke hvordan endring i parameterne påvirker egenskapene til platen. Deretter bruke disse på modellen av brua med reelle laster.
4	Resultater og analyse	Få oversikt over resultatene fra parameterstudien og analysere dem.
5	Konklusjon	Gi en konklusjon på problemstillingen.

4.2 Litteraturstudie

Under litteraturstudiet kom det frem ulike varianter av tredekker som har vært i bruk på bruer de siste 25 årene og fremdeles er i bruk i dag. Rapporten som ble gjennomført i Sverige og handlet om erfaringene fra de nordiske landene, som beskrevet i kapittel 3.2, pekte på at et dekke av CLT ikke i noen særlig grad er utprøvd enda i noen av de nordiske landene. Med denne informasjonen ble det besluttet å finne ut mer om hva som krevdes for å kunne bruke CLT i et brudekke, og hvordan dette dekket eventuelt kan forbedres.

Etter videre undersøkelser kom det frem at det er tre metoder som i hovedsak brukes når styrken til CLT skal beregnes. Disse er kompositteorien, skjæranalogimetoden og gammametoden, og er mer grundig beskrevet i kapittel 2.4.

4.3 Empirisk studie

Under den empiriske studien ble funnene fra litteraturstudien vurdert. Eurokode 5, del 2 – Bruer (Standard Norge, 2004b) stiller krav til bruer i bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand, i denne standarden kom det frem hvilke krav som stilles til bøy- og skjærstyrken til bruer under bruddgrensetilstand og hvilken grense for nedbøyning som stilles til bruer i bruksgrensetilstand, dette er beskrevet i kapittel 3.5. Disse kravene ble grunnlag for hvilke resultater som ble undersøkt i parameterstudien.

Under litteraturstudien ble det funnet artikler som antydte hvilke egenskaper i et CLT-element som kan endres for å forbedre styrken i det. Forsøket fra Buck et al. (2016) viste at bøyestivheten kan forbedres ved å endre vinkelen på tverrlagene, dette er mer grundig beskrevet i kapittel 2.1. Tidsskriftet fra Treteknisk institutt (2011) poengterer hvordan styrken og stivheten til et CLT-element enkelt kan endres ved å endre den totale høyden, enten ved å endre tykkelsen på hvert lag eller ved å endre det totale antall lag elementet består av. Treteknisk institutt nevner også i sitt tidsskrift (Treteknisk, 2011) at CLT i utgangspunktet ble utviklet for å ta i bruk mer av treverket som ble ansett for å være av dårlig kvalitet. Dette førte til tanken om at noen lag i et CLT-element også kan være av et materiale med bedre kvalitet, for eksempel stål og aluminium som er materialer som har høyere E-modul enn treverk, og mye mindre sjanse for at det oppstår skjærdeformasjoner i materialene.

Denne delen av oppgaven førte dermed til at det ble besluttet å utføre følgende undersøkelser i parameterstudien:

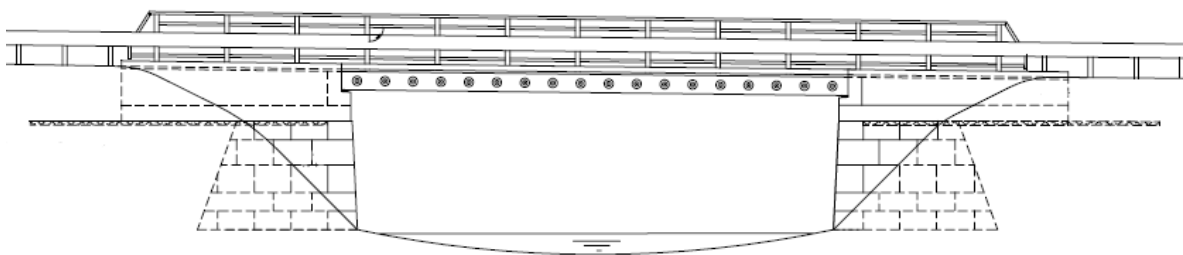
- Endring av tykkelsen på lagene
- Endring av det totale antall lag
- Endring av tverrlagenes vinkel i forhold til de langsgående lagene
- Endring av kvaliteten i tverrlagene

Det førte også til at den endelige modellen med trafikklaster ble modellert med et dekke bestående av rent treverk, et dekke med treverk og stål, og et dekke med treverk og aluminium.

4.4 Modellen

4.4.1 Skjettflena bru

For å lage modellen som skulle brukes under parameterstudien ble det tatt utgangspunkt i en eksisterende bru. Ettersom en platebru er egnet for spennvidder på opptil omtrent 10 meter ble Skjettflena bru valgt. Skjettflena bru ble rehabilitert omkring 2005 og fikk et nytt tverrspent tredekke. Dekket har en spennvidde på 11,05 m, en føringsbredde på 6,7 m, mens den totale bredden er 7,6 m. Høyden på dekket er 400 mm. Skjettflena er altså en platebru hvor selve dekket er det bærende systemet, slik som beskrevet i kapittelet 3.2. Figur 4.1 viser en oversiktstegning over Skjettflena bru.

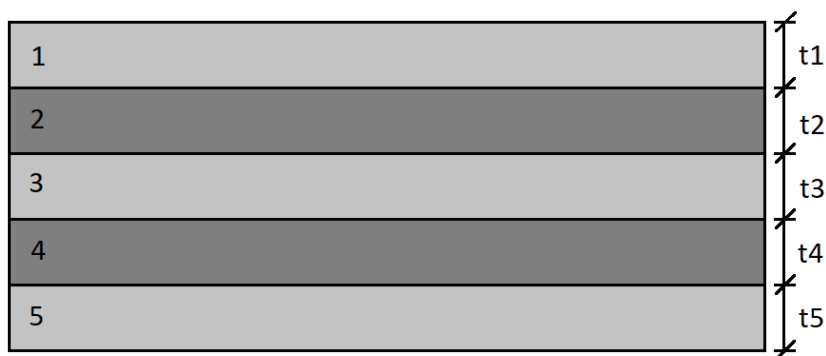


Figur 4.1: Skjettflena bru, (Bilde fra Statens Vegvesens oversiktstegning)

4.4.2 Grunnmodellen

Modellen som ble brukt i parameterstudien tok utgangspunkt i Skjettflena bru. Det ble derfor valgt å bruke de samme ytre målene som denne brua hadde, en bredde på 7 meter ble valgt, og en spennvidde på 11 meter.

Stora Enso er en anerkjent produsent av CLT-elementer, basert på deres produktbrosjyren (Stora Enso, 2015a) ble det valgt en plate av CLT som ble brukt som grunnmodellen for parameterstudien. Dette elementet bestod av fem sjikt, hvor hvert sjikt hadde en tykkelse på 20 mm, elementet fikk altså en total høyde på 100 mm. Kvaliteten på alle lagene i dette elementet var C24. Figur 4.2 viser hvordan grunnmodellen er bygget opp, den viser også nummereringen av sjiktene, nummereringen foregår på samme måte i alle modellene. Sjikt nummer 1,3 og 5 er vinklet 0° og plankene strekker seg i langsgående retning, sjikt nummer 2 og 4 er vinklet 90° og streker seg i tverrgående retning. Modellen ble i alle tilfellene i studiet belastet med en jevnt fordelt last på 1kN/m^2 .



Figur 4.2: Illustrasjon av oppbygningen av grunnmodellen.

4.4.3 RFEM

RFEM er et kraftig elementmetodeprogram som har mulighet til å legge til ønskede moduler tilpasset hva slags konstruksjoner som skal beregnes. I denne oppgaven viste tilleggsmodulen RF-Laminate seg å være nyttig. Denne modulen kan beregne mange varianter av krysslaminert tre, de aller fleste egenskapene kan endres på. RFEM har et stort arkiv over materialer, og hvis det ønskede materialet ikke finnes der, er det mulig å definere det selv. Dette medfører at RF-Laminate ikke bare beregner laminater av tre, men også kan beregne laminater som inneholder andre materialer (Dlubal, 2016).

RF-Laminate er basert på den klassiske plateteorien. I programmet kan brukeren selv velge om Kirchhoffs eller Mindlins plateteori skal brukes. Deretter velges det hvilken materialmodell som skal brukes, i dette tilfellet ble det valgt et ortotrop materiale. Så velges et av de forhåndsinnstilte materialene, eller brukeren legger inn egne verdier for de to E-modulene (E_x , E_y), de tre skjærmodulene (G_{yz} , G_{xz} , G_{xy}) og to Poissons tall (ν_{xy} , ν_{yx}) (Dlubal, 2016).

For å gjennomføre parameterstudien ble det valgt å bruke programmet RFEM med tilleggsmodulen RF-LAMINATE. Valget av analyseprogram falt på RFEM på grunn av programmets oversiktlige menyer og brukervennlige manualer. Tilleggsmodulen RF-LAMINATE var også en viktig del av betraktningen, med enkelt og oversiktlig oppsett av sammensatte materialer.

4.5 Parameterstudiet

Under parameterstudiet ble det i alle tilfeller tatt utgangspunkt i modellen som er beskrevet i kapittel 4.4.2. Det ble satt opp fem forskjellige modeller for å teste ut de ulike parameterne som ble nevnt under kapittel 4.3, endring av tykkelse, endring av det totale antall lag, endring av kvaliteten i tverrlagene og endring av vinklene på tverrlagene. Det ble også dannet en modell som tok for seg bruk av de to plateteoriene som er mest anerkjent, Kirchhoff-Love og Mindlin-Reissner, på grunnlag av at Mindlin-Reissner bruker lenger tid på å kalkuleres i RFEM når filen blir stor, for å undersøke om det ga noe særlig avvik å bruke Kirchhoff-Loves teori når modellene ble kjørt i RFEM.

De ulike modellene er nummerert, nummereringen vises i tabellene under Modell 1 – 5. Modellene som nummereres med X.0 hvor X er et tall mellom 1 og 5, er grunnmodellen som er beskrevet i kapittel 4.4.2. Modellene er grundig beskrevet i avsnittene nedenfor.

Modell 1

Denne modellen tok for seg forskjellene på de to plateteoriene til Kirchhoff-Love og Mindlin-Reissner. Disse to teoriene er i utgangspunktet beregnet på hver sine typer plater. Mindlin-Reissner er beregnet på tykke plater, og tar derfor hensyn til skjærdeformasjon, mens Kirchhoff-Loves teori er beregnet på tynne plater, og tar ikke hensyn til skjærdeformasjon. Mindlin-Reissner er en videreutvikling av Kirchhoff-Loves plateteori, og vil være den mest korrekte å bruke i dette tilfellet. På grunn av lang kalkulasjonstid ved bruk av Mindlin-Reissner ble Modell 1 til for å undersøke om det var stor forskjellen på disse to modellene. Modellen ble i begge tilfeller kjørt under samme betingelser, den eneste forskjellen var at det ene tilfellet brukte Kirchhoff-Loves teori, det andre tilfellet brukte Mindlin-Reissners teori. Tabell 4.2 viser nummereringen av disse to teoriene.

Tabell 4.2: Oversikt over nummerering i modell 1

Nr.	Teori
1.0	Kirchhoff-Love
1.1	Mindlin-Reissner

Modell 2

Denne modellen tok for seg endring av den totale tykkelsen til CLT-elementet. Modellen ble totalt kjørt seks ganger, med seks ulike tykkelser, som vist i tabellen nedenfor. Det ble besluttet å gjennomføre en slik modell med grunnlag i rapporten fra Treteknisk institutt (Treteknisk, 2011), hvor det ble pekt på at den totale høyden til et CLT-element har stor innvirkning på hvor stivt det er. I Stora Ensos (2015a) brosjyre ble de vanligste 5-lags CLT-elementene presentert, dette var grunnlag for valg av tykkelser på lagene i CLT-elementene i denne modellen, da dette er elementtyper som allerede finnes og er i produksjon. Tabell 4.3 viser en oversikt over hvilke tykkelser de ulike sjiktene har i modell 2.

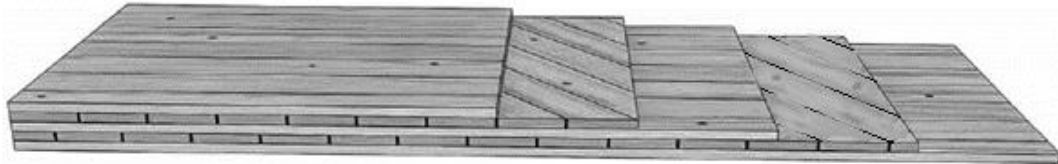
Tabell 4.3: Liste over tykkelser fordelt på lag i modell 2.

Nr.	Total tykkelse [mm]	1.lag [mm]	2.lag [mm]	3.lag [mm]	4.lag [mm]	5.lag [mm]
2.0	100	20	20	20	20	20
2.1	120	30	20	20	20	30
2.2	140	40	20	20	20	40
2.3	160	40	20	40	20	40
2.4	180	40	30	40	30	40
2.5	200	40	40	40	40	40

Modell 3

Dette forsøket tok for seg endring i vinklene på tverrlagene i CLT-elementet. Det ble også her tatt utgangspunkt i grunnmodellen som er beskrevet i kapittel 4.4.2. Som beskrevet i kapittel 2.1 har Buck et al. (2016) gjort forsøk med CLT-elementer hvor tverrlagene har fått endrede vinkler som fører til at tverrlagene ligger $\pm 45^\circ$ i forhold til de langsgående sjiktene. Resultatet fra deres forsøk var at elementene med tverrlag med vinkel på $\pm 45^\circ$ hadde en økning i bøyefasthet på 35% i gjennomsnitt i forhold til elementer med tverrlag på 90° . Derfor ble det besluttet å ta med et slikt forsøk, som resulterte i modell 3. Modell 3 tok for seg en gradvis endring av vinkler fra 90° og helt ned til 30° , for å se hvordan den gradvise endringen av retning for tverrlaget påvirket nedbøyningen, skjærspenningen og bøyespenningen.

På grunn av symmetri ble det kjørt to varianter av dette forsøket. Variant A tok kun for seg positive vinkler, Figur 4.3 illustrerer hvordan sjiktene ligger i forhold til hverandre. Denne modellen gir symmetri om nøytralaksen i elementets tverrsnitt, noe som gir utslag på stivhetsmatrisen til elementet, vridning skal ikke oppstå i dette dekket. Vinklene som ble brukt i modell 3A vises i tabell 4.4.

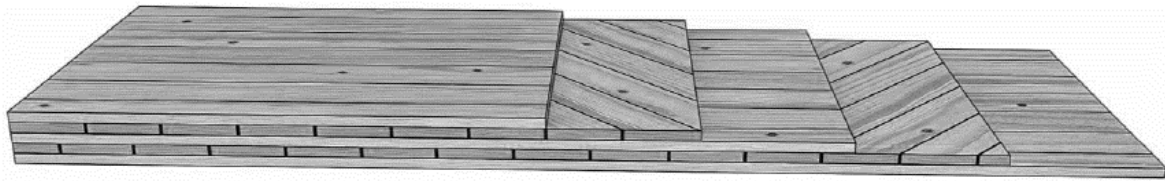


Figur 4.3: Illustrasjon av CLT-elementet i modell 3A

Tabell 4.4: Liste over vinkler brukt under variant A av Modell 3.

Nr.	Vinkel 1.lag [°]	Vinkel 2.lag [°]	Vinkel 3.lag [°]	Vinkel 4.lag [°]	Vinkel 5.lag [°]
3A.0	0	90	0	90	0
3A.1	0	75	0	75	0
3A.2	0	60	0	60	0
3A.3	0	45	0	45	0
3A.4	0	30	0	30	0

Variant B tok for seg de samme vinklene som i variant A, men her fikk det nederste laget negativt fortegn, Figur 4.4 viser hvordan sjiktene i denne modellen ligger i forhold til hverandre. Dette fører til at det ikke er symmetri om nøytralaksen i elementet og gir utslag i stivhetsmatrisen. Vinklene som ble brukt i modell 3B vises i tabell 4.5. Dette forsøket ble gjort på bakgrunn av kompositteorien fra Agarwal et al. (2006), fordi denne teorien ga en annen stivhetsmatrise når massivtreelementet ikke hadde symmetri om nøytralaksen, det skal bidra til vridning i dekket, dette er beskrevet mer detaljer i kapittel 2.3.



Figur 4.4: 5 lags CLT-element hvor tverrlagene har vinklene $\pm 45^\circ$.

Tabell 4.5: Liste over vinkler brukt under variant B av modell 3.

Nr.	Vinkel 1.lag [°]	Vinkel 2.lag [°]	Vinkel 3.lag [°]	Vinkel 4.lag [°]	Vinkel 5.lag [°]
3B.0	0	90	0	90	0
3B.1	0	75	0	-75	0
3B.2	0	60	0	-60	0
3B.3	0	45	0	-45	0
3B.4	0	30	0	-30	0

Modell 4

Dette forsøket tok for seg endring av materialkvalitet innad i CLT-elementet. Utgangspunktet var også her grunnmodellen med fem lag, hvorav alle lagene bestod av kvalitet C24.

Bakgrunnen for denne modellen var tidsskriftet fra Treteknisk institutt (Treteknisk, 2011) som ble beskrevet i kapittel 2.1. Valget av kvalitet på tverrlagene ble gjort med grunnlag i masteroppgaven som Stenstad gjennomførte i 2016 (Stenstad, 2016), denne oppgaven tok for seg bruk av treverk med lavere kvalitet i massivtreelementer. Treteknisk institutt (Treteknisk, 2011) hevder at det ikke blir noe merkbart lavere kvalitet på CLT-elementet ved å ha lavere kvalitet i tverrlagene. Dette var grunnlaget for å gjennomføre modell 3, tabell 4.6 viser hvilke kvaliteter de ulike sjiktene har.

Tabell 4.6: Liste over kvalitetene som ble brukt i modell 4.

Nr.	Kvalitet 1.lag	Kvalitet 2.lag	Kvalitet 3.lag	Kvalitet 4.lag	Kvalitet 5.lag
4.0	C24	C24	C24	C24	C24
4.1	C24	C18	C24	C18	C24
4.2	C24	C14	C24	C14	C24

Modell 5

Denne modellen tok for seg effekten ved endring av antall lag i laminatet. Modellen tok utgangspunkt i grunnmodellen med 5 lags CLT. Grunnlaget for denne modellen var tidsskriftet fra Treteknisk institutt (Treteknisk, 2011) som nevnte hvordan økt høyde på elementet øker kapasiteten på CLT-elementet. Denne modellen ble kjørt i tillegg til modell 2, som økte tykkelsen på hvert element. Årsaken til at det ble kjørt to modeller på dette var for å se om det ga den samme effekten ved å ha flere, tynne sjikt i stedet for få, tykke sjikt. Alle lagene i modell 5 ble holdt ved den samme tykkelsen, og antallet økte med to lag for hver modell. Henholdsvis et tverrgående lag og ett langsgående lag. Tabell 4.7 viser hvor mange lag som ble brukt i hver modell.

Tabell 4.7: Liste over antall lag som brukes i modell 5.

Nr.	Antall lag
5.0	5
5.1	7
5.2	9
5.3	11
5.4	13

4.6 Modellering av brua med trafikkklaster

Etter å ha gjennomført parameterstudien og funnet ut hva slags endringer i den maksimale nedbøyningen, maksimal skjærspenning og maksimal bøyespennning de ulike modellene fører til, ble modellen av Skjettflena bru laget med et dekke med disse egenskapene, og belastet med trafikkklaster. Utregning av trafikklastene er gjort i vedlegg A.

Egenlaster

RFEM beregner egenvekten til dekket på modellen. I tillegg ble det lagt inn en jevnt fordelt last på $3,5 \text{ kN/m}^2$ som representerer slitelag (Statens Vegvesen, 2015) og en linjelast langs langsiden på $0,5 \text{ kN/m}$ som representerer rekkverk (Statens Vegvesen, 2014).

Nyttelast

Nyttelaster på bruer beregnes etter NS-EN 1991-1-1 (Standard Norge, 2002a) og NS-EN 1991-2 (Standard Norge, 2003), i tillegg gis det retningslinjer i Håndbok N400 (Statens Vegvesen, 2015). Trafikklastene påføres i ulike lastmodeller som angis i NS-EN 1991 del 2, denne brua utsettes for lastmodell (LM) 1 og LM2. Snølast, vindlast, bremselast, akselerasjonslast og tverrlast vil også påvirke denne brua. For mer informasjon om nyttelast på bruer se kapittel 3.5 og vedlegg A.

Lastkombinasjoner

Disse settes opp i henhold til NS-EN 1990 (Standard Norge, 2002b), og vises i Vedlegg A. RFEM kan sette opp lastkombinasjoner etter gjeldende standarder, kombinasjonene ble likevel kontrollert for å unngå at de var satt opp feil. Figur 4.5 viser et eksempel på hvordan RFEM setter opp lastkombinasjonene.

Existing Load Combinations	
CO1	1.35G
CO2	1.35G + 1.05QIF
CO3	1.35G + 1.05QIG1
CO4	1.35G + 1.05QIG2
CO5	1.35G + 1.05QIG3
CO6	1.35G + 1.05Qs
CO7	1.2G + 1.5QIF
CO8	1.2G + 1.5QIG1
CO9	1.2G + 1.5QIG2
CO10	1.2G + 1.5QIG3
CO11	1.2G + 1.5Qs
CO12	G
CO13	G + QIF
CO14	G + QIG1
CO15	G + QIG2
CO16	G + QIG3
CO17	G + Qs

Load Cases in Load Combination CO1						
No	Factor	Load Case	Action	Leading	ψ	γ
1	1.350	LC1 - Egenvekt, dekke + rekkverk + asfalt	A1 - Permanent			1.35

Figur 4.5: Eksempler på de forhåndsinnstilte lastkombinasjonene i RFEM.

5 Resultater og analyse

Dette kapittelet inneholder resultatene fra RFEM-modellene som er beskrevet i kapittel 4.5 og kapittel 4.6. Det tar også for seg en analyse av resultatene som kommer frem.

Resultatene presenteres i samme rekkefølge som de blir vist i kapittel 4, kapittel 5.1 tar for seg modellene fra parameterstudien, og presenterer resultatene derfra i rekkefølge. Kapittel 5.2 presenterer resultatene som kommer fra modellen av Skjettflena bru. Til slutt sammenliknes resultatene fra parameterstudien i kapittel 5.3 for å gi en pekepinn på hvor store endringer de ulike parameterne gir. Se kapittel 4.5 og 4.6 for beskrivelse av de ulike modellene.

5.1 Resultatene fra parameterstudien

Modell 1

Tabell 5.1 viser en oversikt over den maksimalt opptredende skjærspenningen, bøyemomentet og nedbøyningen for modell 1 som beskrevet i kapittel 4.5, tabellen viser verdiene for skjær- og bøyespenning oppgitt i kN/m^2 , den maksimale nedbøyningen oppgitt i mm og den prosentvise endringen i forhold til grunnmodellen.

Tabell 5.1: Oversikt over resultatene fra modell 1.

Nr.	Maks skjærspenning [kN/m^2]	Maks bøyespenning [kN/m^2]	Maks nedbøyning [mm]
1.0 Kirchhoff-Love	-132,78 0%	-3437,59 0%	-144,0 0%
1.1 Mindlin-Reissner	-132,76 -0,02%	-3429,54 -0,23%	-146,8 1,94%

Som tabell 5.1 viser er knapt noen forskjell i den maksimale skjærspenningen, den maksimale bøyespenningen og den maksimale nedbøyningen ved bruk av de to plateteoriene. Det gir derfor ingen store feil i verdiene ved å bruke Kirchhoff-Loves plateteori i stedet for Mindlin-Reissners plateteori ved beregning av modellene.

Modell 2

Tabell 5.2 viser en oversikt over den maksimale skjærspenningen, bøyespenningen og den maksimale nedbøyningen som opptrer i tverrsnittet for dekker ettersom tykkelsen på tverrsnittet øker. Tabellen viser verdiene for skjær- og bøyespenning oppgitt i kN/m², nedbøyning oppgitt i mm og den prosentvise endringen i forhold til grunnmodellen vises i prosent under disse verdiene.

Tabell 5.2: Oversikt over resultatene fra modell 2.

Nr.	Tykkelse [mm]	Maks skjærspenning [kN/m ²]	Maks bøyespenning [kN/m ²]	Maks nedbøyning [mm]
2.0	100	-132,78 0%	-3437,59 0%	-144,0 0%
2.1	120	-121,55 -8,46%	-2865,84 -16,63%	-80,0 -44,44%
2.2	140	-113,35 -14,63%	-2433,36 -29,21%	-51,0 -64,58%
2.3	160	-105,81 -20,31%	-1791,14 -47,90%	-37,5 -73,96%
2.4	180	-96,03 -27,68%	-1408,74 -59,02%	-29,5 -79,51%
2.5	200	-88,53 -33,33%	-1145,88 -66,67%	-24,0 -83,33%

Som tabell 5.2 viser minker verdien på den maksimale skjærspenningen, den maksimale bøyespenningen og den maksimale nedbøyningen etter hvert som tykkelsen på tverrsnittet av CLT-elementet øker.

Modell 3

Modell 3 ble utført i to varianter, som beskrevet i kapittel 4.5. De to tabellene nedenfor tar for seg resultatene fra hver sin del av modellen.

Tabell 5.3 viser verdiene for modellene 3A.0 til 3A.4. Skjær- og bøyespenning oppgis i kN/m^2 , nedbøyning oppgis i mm og den prosentvise endringen i forhold til grunnmodellen vises i prosent under disse verdiene.

Tabell 5.3: Oversikt over resultatene fra modell 3A.

Nr.	Vinkel [°]	Maks skjærspenning [kN/m^2]	Maks bøyespenning [kN/m^2]	Maks nedbøyning [mm]
3A.0	0-90-0-90-0	-132,78 0%	-3437,59 0%	-144,0 0%
3A.1	0-75-0-75-0	-148,94 12,17%	-3554,59 3,40%	-146,2 1,53%
3A.2	0-60-0-60-0	-206,84 55,78%	-3811,55 10,88%	-150,0 4,17%
3A.3	0-45-0-45-0	-308,46 132,31%	-4058,39 18,06%	-150,7 4,65%
3A.4	0-30-0-30-0	-373,01 180,92%	-4380,93 27,44%	-143,6 -0,28%

Tabell 5.3 viser at verdien på den maksimale skjærspenningen og den maksimale bøyespenningen øker etter hvert som vinkelen på tverrlaget blir mindre. Den maksimale nedbøyningen ser ut til å øke frem til vinkelen er 45° , og minker deretter når vinkelen på tverrlagene minker ytterligere.

Tabell 5.4 viser verdiene for modellene 3B.0 til 3B.4. Skjær- og bøyespennning oppgis i kN/m^2 , nedbøyning oppgis i mm og den prosentvise endringen i forhold til grunnmodellen vises i prosent under disse verdiene.

Tabell 5.4: Oversikt over resultatene fra modell 3B.

Nr.	Vinkel [°]	Maks skjærspenning [kN/m ²]	Maks bøyespennning [kN/m ²]	Maks nedbøyning [mm]
3B.0	0-90-0-90-0	-132,78 0%	-3437,59 0%	-144,0 0%
3B.1	0-75-0-(-75)-0	-140,80 6,04%	-3447,41 0,29%	-144,9 0,63%
3B.2	0-60-0-(-60)-0	-163,56 23,18%	-3460,85 0,68%	-145,5 1,04%
3B.3	0-45-0-(-45)-0	-189,62 42,81%	-6004,16 74,66%	-141,8 -1,53%
3B.4	0-30-0-(-30)-0	-198,40 49,42%	-8455,79 145,98%	-132,4 -8,06%

Som tabell 5.4 viser øker verdien på den maksimale skjærspenningen etter hvert som vinkelen på tverrlaget minker. Verdien av den maksimale bøyespennningen øker litt frem til vinklene på tverrlaget er $\pm 60^\circ$. Deretter gjør verdien for den maksimale bøyespennningen et kraftig hopp for tverrsnittene med tverrlag med vinkler $\pm 45^\circ$ og $\pm 30^\circ$. Den maksimale nedbøyningen økte også frem til tverrsnittet med vinkel på $\pm 60^\circ$, for deretter i minke for tverrlagene med vinkler $\pm 45^\circ$ og $\pm 30^\circ$.

Modell 4

Utførelsen av modell 4 er beskrevet under Kapittel 4.5. Tabell 5.5 viser resultatene fra denne modellen. Tabellen viser verdiene for skjær- og bøyespenning oppgitt i kN/m², nedbøyning oppgitt i mm og den prosentvise endringen i forhold til grunnmodellen vises i prosent under disse verdiene.

Tabell 5.5: Oversikt over resultatene fra modell 4.

Nr.	Kvalitet tverrlag	Maks skjærspenning [kN/m ²]	Maks bøyespenning [kN/m ²]	Maks nedbøyning [mm]
4.0	C24	-132,78 0%	-3437,59 0%	-144,0 0%
4.1	C18	-133,44 0,50%	-3416,10 -0,63%	-143,1 -0,63%
4.2	C14	-133,27 0,37%	-3421,01 -0,48%	-143,3 -0,49%

Resultatene i tabellen viser at det ikke blir noen endring i skjærspenningen, bøyespenningen og nedbøyningen ved bruk av lavere kvalitet på de tverrgående lagene, slik som Treteknisk institutt nevnte i sitt tidsskrift.

Modell 5

Utførelsen av modell 5 er beskrevet under Kapittel 4.5. Tabell 5.6 viser resultatene for denne modellen. Tabellen viser verdiene for skjær- og bøyespenning oppgitt i kN/m², nedbøyning oppgitt i mm og den prosentvise endringen i forhold til grunnmodellen vises i prosent under disse verdiene.

Tabell 5.6: Oversikt over resultatene fra modell 5.

Nr.	Antall lag	Maks skjærspenning [kN/m ²]	Maks bøyespenning [kN/m ²]	Maks nedbøyning [mm]
5.0	5	-132,78 0%	-3437,59 0%	-144,0 0%
5.1	7	-114,96 -13,42%	-1580,77 -54,02%	-66,2 -54,03%
5.2	9	-99,00 -25,44%	-888,85 -74,14%	-37,2 -74,17%
5.3	11	-92,18 -30,58%	-563,21 -83,62%	-23,6 -83,61%
5.4	13	-85,18 -35,85%	-386,27 -88,76%	-16,2 -88,75%

Tabell 5.6 viser at verdien for den maksimale skjærspenningen minker ettersom antallet lag i komposittmaterialet øker, det samme skjer med den maksimale bøyespenningen og den maksimale nedbøyningen.

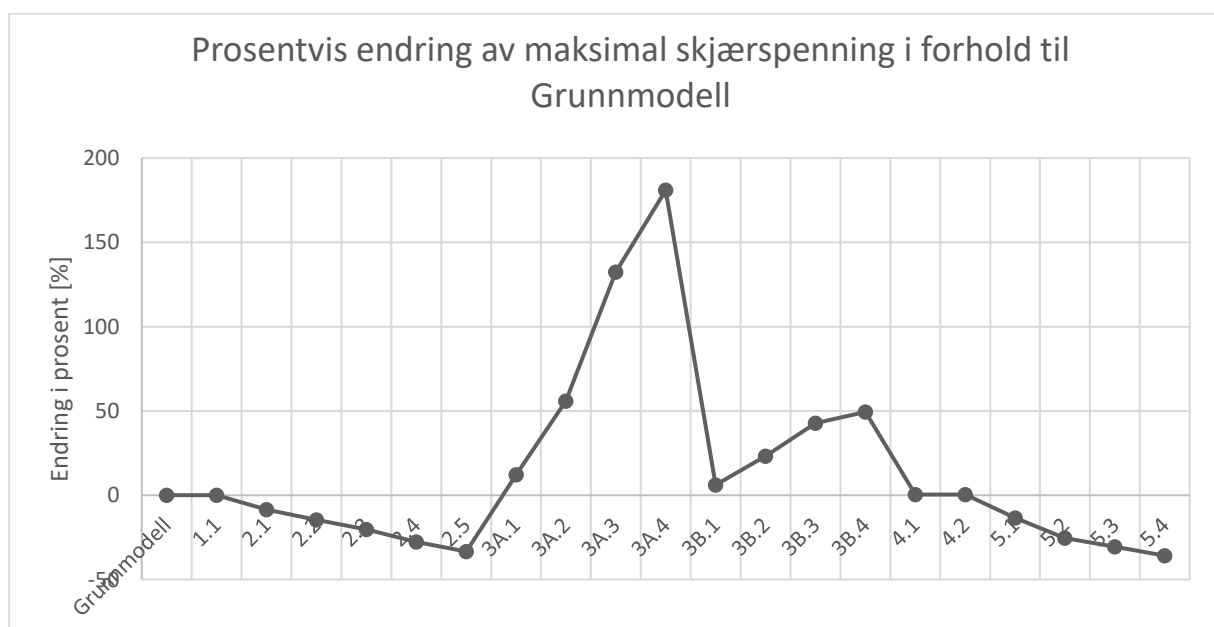
5.2 Sammenlikning og analyse av resultatene

Den prosentvise endringen for de ulike parameterne vises i figurene nedenfor.

Nummereringen av modellene i figurene følger nummereringen som vises i kapittel 4.5.

Modell 1.1 tar for seg endring av plateteori, modell 2.1-5 tar for seg endring av tykkelse på lamellene i komposittmaterialet, modell 3A.1-4 og 3B.1-4 tar for seg endring av vinkler i komposittmaterialet, mens modell 5.1-4 tar for seg endring av antall lag i komposittmaterialet.

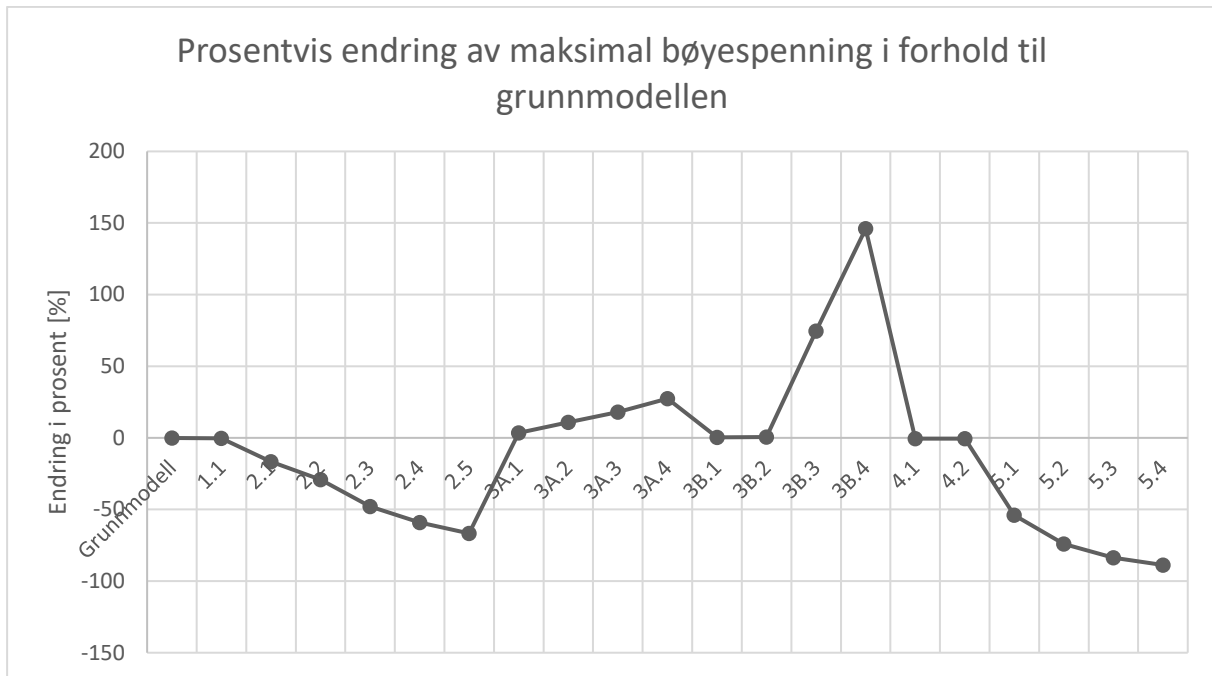
Grafene i figur 5.1, figur 5.2 og figur 5.3 viser parameterne som endres langs x-aksen, og den prosentvise endringen i forhold til grunnmodellen langs y-aksen. De eksakte prosentvise verdiene er vist i tabellene i kapittel 5.1.



Figur 5.1: Parameterendring med maksimal skjærspenning som input.

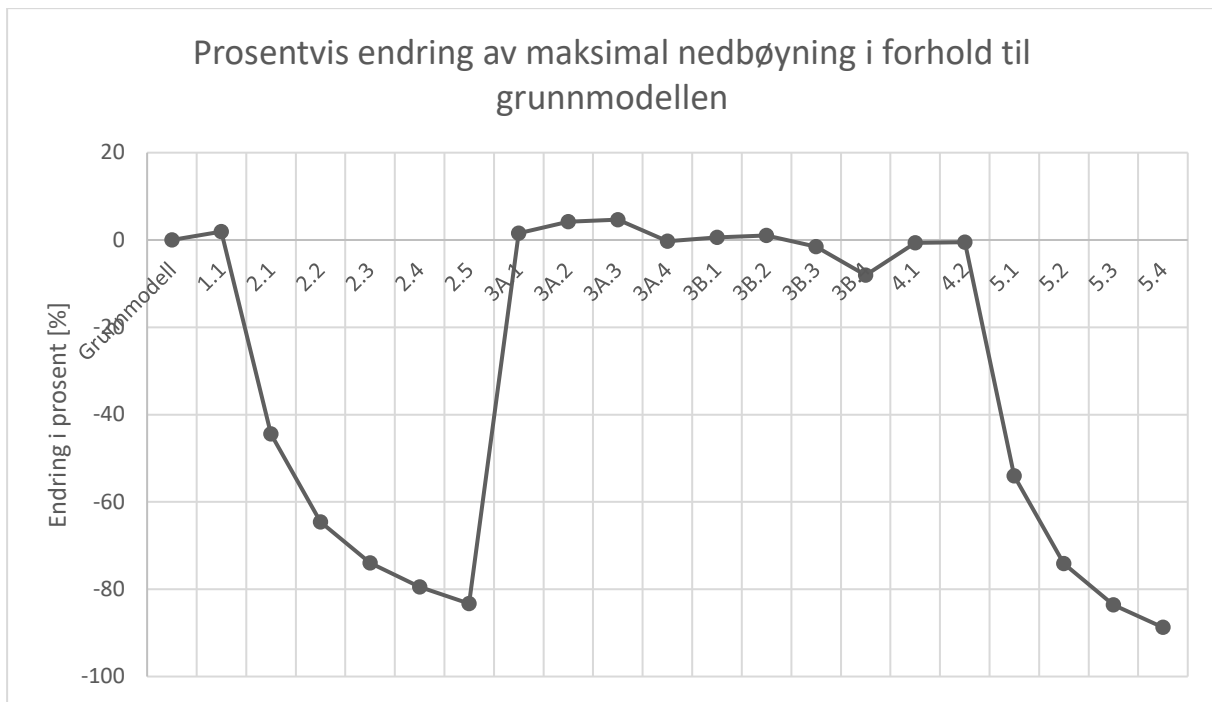
Den grafiske fremstillingen i figur 5.1, viser at modell 1.1 og grunnmodellen gir tilnærmet samme resultater for maksimalt opptredende skjærspenninger. Diagrammet viser også at å endre tykkelsen på lagene i komposittmaterialet gir en lavere opptredende skjærspenning ettersom tykkelsen øker. Det motsatte kan sies om å endre vinkelen på tverrlagene i komposittmaterialet. For modell 3A og 3B økte den maksimalt opptredende skjærspenningen i forhold til grunnmodellen. Skjærspenningen økte aller mest for modell 3A hvor tverrlagene fikk den samme positive vinkelen, den økte ikke like mye for modell 3B, hvor vinklene var like store, men med motsatt fortegn. Diagrammet viser at modell 4 ga en veldig liten endring

på den maksimalt opp tredende skjærspenningen, og at modell 5 ga lavere maksimale skjærspenninger over tverrsnittet etter hvert som antall lag økte.



Figur 5.2: Parameterendring med maksimal bøyespennning som input.

Den grafiske fremstillingen i figur 5.2, viser at modell 1.1 og grunnmodellen også her får tilnærmet samme resultater for maksimalt opp tredende spenninger. Diagrammet viser at den maksimale bøyespenningen minker ettersom tykkelsen på lagene i komposittmaterialet øker. For modell 3A og modell 3B øker den maksimale bøyespenningen ettersom vinklene på tverrlagene minker. Modell 3A ser ut til å ha en ganske lineær endring av spenning, mens modell 3B gjør et kraftig hopp når tverrlagene har vinkler på $\pm 45^\circ$ og lavere. Modell 4 gir heller ikke her noen store endringer på maksimalt opp tredende spenning i forhold til grunnmodellen. Grafen viser at den prosentvise endringen modell 5 medfører ved å endre antallet lag, senker den maksimalt opp tredende bøyespenningen i dekket.



Figur 5.3: Parameterendring med maksimal nedbøyning som input.

Figur 5.3 viser at modell 1.1 har en liten prosentvis økning i maksimal nedbøyning i forhold til grunnmodellen. Diagrammet viser at modell 2 med endring av tykkelsen i lagene bidrar til at den maksimale nedbøyningen minker i forhold til grunnmodellen. Modell 3A og 3B viser en liten økning i maksimal nedbøyning frem til vinklene på tverrlagene er omtrent 45° , deretter blir den maksimale deformasjonen mindre igjen. For modell 3B sitt tilfelle blir deformasjonen mindre enn grunnmodellen når vinklene på tverrlagene blir $\pm 45^\circ$ og mindre. Modell 4 viser heller ikke her noen tydelig endring i forhold til grunnmodellen. Diagrammet viser at modell 5 har en tydelig reduksjon i maksimal deformasjon ettersom antallet lag i komposittmaterialet øker.

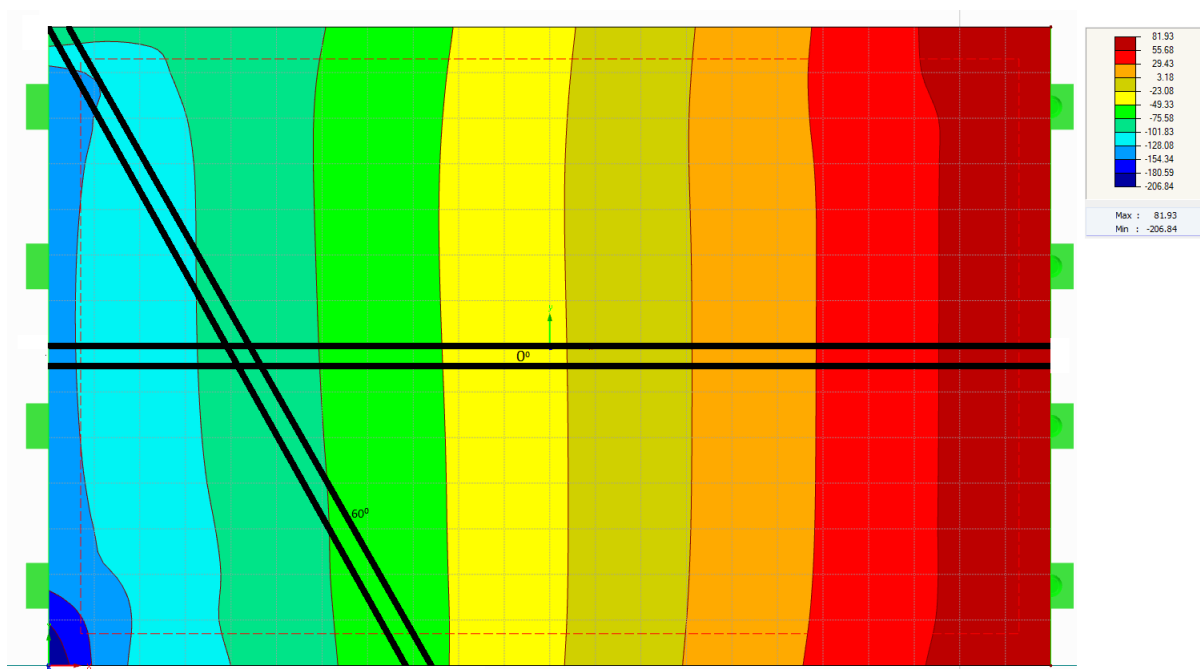
I det store og hele er det størst effekt av å endre den totale høyden til elementet, enten ved å endre tykkelsen til hvert lag i komposittmaterialet, slik som beskrevet i modell 2, eller ved å legge til flere lag, slik som i modell 5. Dette var forventet, Treteknisk institutt nevnte det i sitt tidsskrift (2011), og med grunnlag i formel 2.4 i kapittel 2.4.1 viser at bøyestivheten er sterkt avhengig av høyden til elementet fra nøytralaksen.

Modell 1 viste liten variasjon mellom de to teoriene, Kirchhoff-Loves teori er beregnet på plater av denne typen, som er relativt tynne, mens Mindlin-Reissner er beregnet på tykke plater. Kirchhoff-Loves teori tar ikke for seg skjærdeformasjoner, noe Mindlin-Reissners teori

gjør. Kirchhoff-Loves plateteori har den fordel ovenfor Reissner-Mindlin at det tar litt kortere tid å kjøre analysene i RFEM. Resultatene fra denne modellen ble så å si helt like, noe som tyder på at Kirchhoff-Loves plateteori kan brukes på alle modellene uten at det gir for store feil.

Resultatene fra modell 3A og 3B var forholdsvis interessante. Den maksimale skjærspenningen i modell 3A øker kraftig når vinkelen på tverrlaget minker, det samme gjør den maksimale bøyespenningen. Nedbøyningen minker likevel ikke før tverrlaget har en større komponent i langsgående retning. Disse resultatene var ikke helt som forventet, forventningen var at alle fiber som bidrar i langsgående retning øker styrken i langsgående retning, og dermed minker nedbøyningen. Resultatene kan ha blitt slik på grunn av feil i modelleringen, eller at materialet som ble brukt bidro til at verdiene ble slik.

Modell 3A er basert på at kompositteorien favoriserer symmetri om nøytralaksen i tverrsnittet ved at et symmetrisk tverrsnitt ikke bidrar til vridninger, i dette tilfellet bidro symmetrien til at nedbøyningen ble større og den opptredende skjær- og bøyespenningen ble større.



Figur 5.4: Illustrasjon av opptredende skjærkrefter i modell 3A.2

Figur 5.4 viser hvordan skjærkreftene opptrer i det midterste laget på dekket i modell 3A.2. Her vises det at den maksimale skjærspenningen opptrer i hjørnet nederst til venstre, med

koordinatene 0,0. Det betyr at den maksimale verdien i denne modellen opptrer i et annet punkt enn i de andre modellene i parameterstudien. De høye spenningskonsentrasjonene i dette punktet kan tyde på at dette er en singularitet. Årsaken til at ekstremverdien opptrer i dette punktet kan være at det er en svakhet i modellen, skjærspenningen øker mye i hjørnet. Hvis det heller ses på skjærspenningen som opptrer på det meste av området, $x = 0$ og $y = 0 - 7000$, vises det at skjærspenningen er omtrent $-154,34 \text{ kN/m}^2$, som er en økning fra grunnmodellen, men ikke en like drastisk økning som ekstremverdien av skjærspenningen viste.

Modell 3B fikk ikke like stor økning i skjærspenningen som modell 3A fikk, men den maksimale bøyespenningen ble desto større. Denne modellen viste ingen voldsomme tegn til at nedbøyningen økte ved minkende vinkel på tverrlagene, den økte omtrent 1,5 mm frem til vinklene var $\pm 60^\circ$, deretter gikk deformasjonen ned. Dette tyder på at x-komponenten av tverrlagene begynte å virke inn i x-retning og dermed sørget for at deformasjonen ble mindre.

Resultatene fra modell 4 er noe tvilsomme, de er tatt fra hver sin database. C24 som er brukt i grunnmodellen, altså modell 4.0 samsvarer med Stora Enso sine beregninger og antakelser, derfor er den langsgående E-modulen noe høyere enn den som er oppgitt i NS-EN 338 (Standard Norge, 2009). Stora Enso antar også at treverk som brukes i krysslimt tre ikke har noen E-modul på tvers av fiber. Materialdata er oppgitt i Vedlegg B. C18 og C14 som ble brukt i tverrlagene i denne modellen samsvarer med materialdataene som er oppgitt i NS-EN 338 (Standard Norge, 2009), og har derfor en noe lavere langsgående E-modul, men også en verdi for E-modulen som er på tvers av fiberretningen. Uansett viste resultatene fra denne modellen at lavere kvalitet på tverrlagene ikke bidrar til å minke styrken i CLT-elementet i vesentlig grad, slik som Treteknisk institutt nevnte.

5.3 Modellering av bru med komposittdekke og trafikklaster

Etter evalueringen av de ulike modellene i kapittel 5.2, ble det besluttet hvordan dekket på modellen av Skjettflena bru skulle se ut.

Tykkelsen på sjiktene ble valgt til 40 mm for hvert sjikt på grunn av at det er den største tykkelsen Stora Enso fører i sitt basissortiment (Stora Enso, 2015a), ut over det ble det valgt å sette opp tverrsjiktene med en vinkel på $\pm 45^\circ$ som følge av at dette bidrar til økt stivhet (Buck et al., 2016). Ut over det ble det lagt til så mange lag som trengtes for at kravene fra standarden ble oppfylt. Disse kravene var nedbøyning, skjærstyrke og bøyestyrke. Dette elementet er beskrevet i tabell 5.7.

Tabell 5.7: Egenskapene til komposittdekket til modellen av Skjettflena bru.

Lag nr.	Tykkelse [mm]	Vinkel [°]
1	40	0
2	40	45
3	40	0
4	40	-45
5	40	0
6	40	45
7	40	0
8	40	-45
9	40	0
10	40	45
11	40	0
12	40	-45
13	40	0
14	40	45
15	40	0

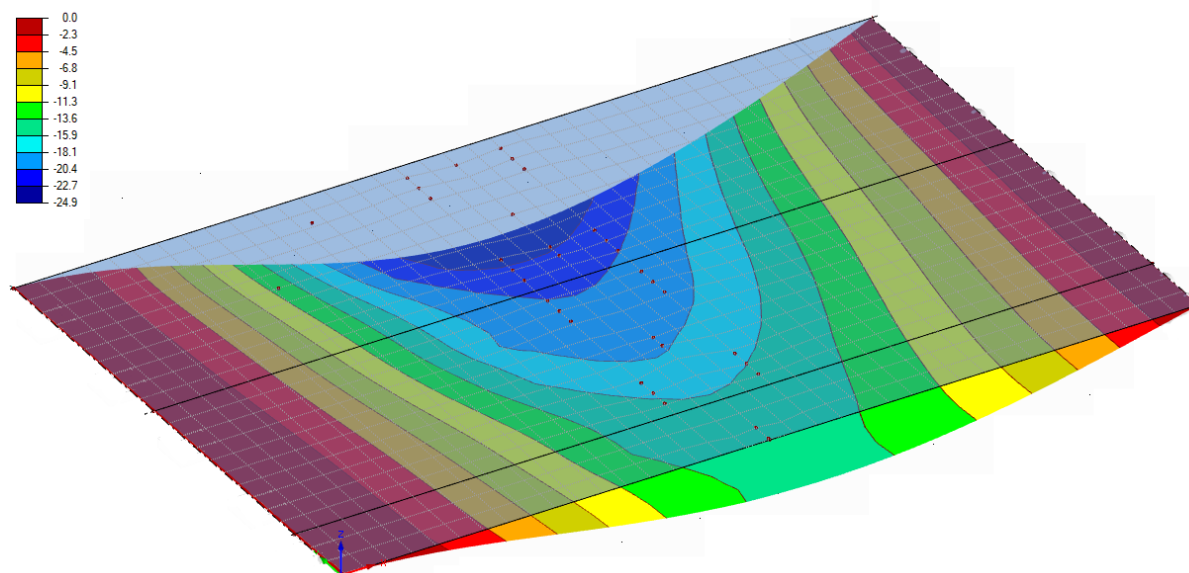
Den totale høyden på dekket ble 600 mm på grunn av symmetri om nøytralaksen i tverrsnittet. Materialparameterne som ble brukt vises i Vedlegg B. Tabell 5.8 viser resultatene for Skjettflena bru med komposittdekke av 15 lags DLT.

Tabell 5.8: Oversikt over resultatene fra modelleringen av Skjettflena bru med komposittdekke.

	Opptredende	Begrensning	Utnyttelse
Maks skjærspenning	-1996,27 kN/m ²	-	-
Maks bøyespenning	1200,00 kN/m ²	14769,20 kN/m ²	0,08
Maks nedbøyning	-24,90 mm	27,50 mm	0,91

Tabell 5.8 viser at den maksimale skjærspenningen som fordeler seg over tverrsnittet til dekket. RFEM har ikke beregnet noen grense for denne spenningen da den ikke fører til at lamellene glir i forhold til hverandre. Den maksimale bøyespenningen er godt innenfor kravet til opptredende spenning i dekket. Den maksimale nedbøyningen blir akkurat innenfor kravet til nedbøyning, med 91% utnyttelse. Figur 5.5 viser den maksimale deformasjonen under ULS.

De maksimale skjærspenningene og bøyespenningen oppstod som følge av lastkombinasjon 10, denne består av 1,2*egenvekten og 1,5*eksentrisk plassert lastmodell 2. Den maksimale nedbøyningen oppstod som følge av Lastkombinasjon 13, denne består av egenvekten og lastmodell 1. De ulike belastningene er beskrevet i vedlegg A.



Figur 5.5: Maksimal deformasjon for Skjettflena bru med komposittdekke. Nedbøyningen er oppgitt i mm.

Det tverrspenste dekket som er på Skjettflena bru i dag er ikke beregnet i denne oppgaven, men det antas at dekket tilfredsstillere kravene som stilles. Dette dekket har en høyde på 400

mm og består av GL36c. Med tanke på at GL36c har en høyere E-modul enn C24, og at det tverrspenne elementet har alle lamellene rettet i langsgående retning, er det ikke så verst at et diagonallimt massivtredekke tilfredsstiller kravene med en høyde på 600 mm og kvalitet C24.

5.3.1 Komposittdykker

Et dekke på 600 mm er likevel forholdsvis høyt, i et forsøk på å redusere høyden ble tanken bak modell 4 drøftet for å bidra til å redusere høyden. Modell 4 er basert på at de tverrgående lagene ikke bidrar med styrke i lengderetning, derfor vil det ikke merkes hvis disse lagene har en lavere kvalitet. Siden dekket ble såpass høyt at det består av 15 sjikt, vil de to ytterste tverrgående lagene relativt sett være langt fra midten av tverrsnittet. Disse lagene har dermed en stor mulighet for å bidra til økt styrke i langsgående retning, slik likning 2.4 er beskrevet. Dosmaev et al. (2018) beskrev i sin rapport hvordan et eller to lag med aluminium kan limes sammen med et CLT-element. Dette forsøk testet riktignok elementet for krefter i planet, men på bakgrunn av dette ble det besluttet å bytte ut de to ytterste tverrlagene. Det var henholdsvis sjikt 2 og 14 i elementet som ble byttet ut med et materiale som er sterkt i både tverretningen og den langsgående retningen. To slike materialer er stål og aluminium. Disse to materialene ble valgt på bakgrunn av at de er lette å få tak i, lagerføres som plater og er allerede kjent som materialer som brukes utendørs. Det har ikke blitt gjort noen videre evaluering av disse materialene utover dette.

Komposittdekket med stållag ble satt opp som beskrevet i tabell 5.8.

Tabell 5.8: Oppbygningen til komposittdekket med stål

Lag nr.	Tykkelse [mm]	Vinkel [°]
1	40	0
2	3	0
3	40	0
4	40	-45
5	40	0
6	40	45
7	40	0
8	40	-45
9	40	0
10	40	45
11	40	0
12	40	-45
13	40	0
14	3	0
15	40	0

Grunnen til at tykkelsen på lagene ble 3 mm var at Smith Stål (Smith Stål, 2019) som er en produsent av ulike stålprodukter har denne tykkelsen lagerført. Platen består av stålqualität S235. Platen med to lag stål og 13 lag treverk fikk en høyde på totalt 526 mm. Tabell 5.9 viser resultatene fra modelleringen av dette dekket, høyden har blitt redusert, men platen tilfredsstillende fremdeles kravene som stilles til en bruplate.

Tabell 5.9: Resultatene fra komposittdekket med stål

	Opptredende	Begrensning	Utnyttelse
Maks skjærspenning	-1777,57 kN/m ²	-	-
Maks bøyespenning	1145,11 kN/m ²	14769,20 kN/m ²	0,08
Maks nedbøyning	-22,20 mm	27,50 mm	0,81

Komposittdekket med aluminiumslag ble satt opp som beskrevet i tabell 5.10.

Tabell 5.10: Oppbygningen til komposittdekket med aluminium.

Lag nr.	Tykkelse [mm]	Vinkel [°]
1	40	0
2	4	0
3	40	0
4	40	-45
5	40	0
6	40	45
7	40	0
8	40	-45
9	40	0
10	40	45
11	40	0
12	40	-45
13	40	0
14	4	0
15	40	0

Grunnen til at tykkelsen på lagene ble 4 mm var at Astrup AS (Astrup AS, 2012) som er en produsent av ulike aluminiumsprodukter har denne tykkelsen lagerført. Platen består av en zinklegering som gir høy styrke og egner seg godt til bruk i bruer, kraner og andre konstruksjoner som krever høy styrke (Astrup AS, 2012). Kvaliteten på aluminiumen er EN AW 7020. Platen med to lag aluminium og 13 lag treverk fikk en høyde på totalt 528 mm. Tabell 5.11 viser resultatene fra modelleringen av dette dekket, høyden har blitt redusert, men platen tilfredsstillere fremdeles kravene som stilles til en bruplate.

Tabell 5.11: Resultatene fra komposittdekket med aluminium.

	Opptredende	Begrensning	Utnyttelse
Maks skjærspenning	-1854,29 kN/m ²	-	-
Maks bøyespenning	1475,59 kN/m ²	14769,20 kN/m ²	0,10
Maks nedbøyning	-26,70 mm	27,50 mm	0,97

6 Konklusjon

I dette kapittelet vil det først komme en oppsummering hvor delspørsmålene som ble stilt i innledningen besvares. Dette og diskusjonen i kapittel 5 vil gi grunnlaget for å besvare problemstillingen. Etter dette kommer en diskusjon av konklusjonen. Tilslutt kommer en oversikt over videre arbeid.

6.1 Oppsummering

Det vil komme en oppsummering med bakgrunn i oppgavens problemstilling:

Målet med oppgaven er å undersøke hva som skal til for at et dekke bestående av massivtre skal tilfredsstillere kravene til en platebru.

Delspørsmålene som ble stilt i starten av oppgaven var følgende:

Hvilke beregningsmetoder finnes for beregning av laminater?

Det finnes flere beregningsmetoder for å beregne laminater. De mest brukte er kompositteorien, skjæranalogimetoden og gammametoden. I denne oppgaven ble kompositteorien mest brukt. RFEM, som ble brukt til å gjennomføre beregninger i oppgaven, baserer seg på Kirchhoff-Loves plateteori, noe kompositteorien også gjør.

Hvilke krav stiller regelverkene til en platebru?

Eurokode 5, Del 2 (Standard Norge, 2004b) stiller krav i bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand for brudekker. I bruddgrensetilstand stilles det krav til bøyefastheten og skjærfastheten til bruplaten. I bruksgrensetilstand stilles det krav til den maksimale nedbøyningen som dekket kan utsettes for.

Hvordan påvirkes dekket i form av deformasjon, bøyespenninger og skjærspenninger dersom parameterne i komposittmaterialet endres?

Den totale høyden på dekket, og tykkelsen på hvert enkelt lag i komposittdekket er det som gir størst innvirkning på hvor stor deformasjonen vil bli, og hvor store skjær- og bøyespenninger som vil opptre i dekket. Å endre andre parametere, slik som vinkel på

tverrlagene og materialkvalitet vil også gi en innvirkning på hvor store spenningene blir og hvor stor deformasjon som oppstår, men denne innvirkningen er mindre.

6.2 Konklusjon

Resultatene fra modelleringen av Skjettflena bru med dekke av diagonallimt massivtre viste at et slikt dekke trengte en større høyde for å tilfredsstillere kravene til et brudekke, enn det tverrspente dekket som var der fra før. En måte å redusere høyden på dekket på uten at nedbøyningen og de opptredende skjær- og bøyespenningene øker var å bytte ut to av de tverrgående lagene med et materiale som var sterkere enn treverk. I dette tilfellet ble det testet med stål og aluminium, noe som ga gode resultater, høyden på elementene ble kraftig redusert mens kravene til nedbøyning, bøyespenning og skjærspenning fremdeles ble tilfredsstillt.

Det som skal til for at et CLT-element blir sterkt nok til å brukes som en platebru er at det blir tilstrekkelig stivt, for å oppnå dette kan tykkelsen på elementet økes. Det kan gjøres enten ved at tykkelsen på sjiktene i elementet økes, at antallet sjikt økes eller ved at begge disse foregår samtidig. For å øke mengden treverk som gir lastbærende effekt i dekket kan tverrlagene endre vinkel slik at de får en komponent som bidrar i samme retning som de langsgående lagene, på den måten øker mengden treverk som gir styrke til elementet.

Disse endringene som ble ramset opp i avsnittet over kan etter hvert bidra til at dekket blir veldig høyt. Det finnes ingen øvre grense for hvor høyt et dekke kan være, så lenge det defineres innenfor en plate. Forsøket hvor to av lagene ble byttet ut med et sterkere materiale viste at det bidro til en lavere høyde på platen, uten at det gikk utover nedbøyningen, skjærspenningen og bøyespenningen.

Foreløpig blir derfor muligheten for å lage brudekker av komposittmateriale holdt åpen. Da denne oppgaven ikke har tatt hensyn til økonomi ved bruk av denne dekketypen. Det er heller ikke tatt hensyn til hvordan dekket vil oppføre seg over tid.

6.3 Diskusjon av konklusjon

Ettersom det ikke finnes en øvre grense for høyden på et dekke, så lenge det fremdeles er innenfor definisjonen av en plate, enten en tynn plate eller en tykk plate, kan det føre til at et tredekke av komposittmateriale kan bli veldig høyt. Fordelen med denne dekketypen er at tykkelsen ikke begrenses av størrelsen på trærne som brukes til å lage materialene til dekket. Ulempen er at store deler av dekkets tykkelse ikke bidrar til å gi styrke til lastbæring.

Denne oppgaven har heller ikke sett på langtidsvirkningen dette komposittdekket får etter hvert som det utsettes for trafikklast, fuktighet og temperaturforandringer. Dette er faktorer det er viktig å ta hensyn til da det er dette som har vist seg å være problemet for de eldste tverrspente dekkene.

En løsning på at denne formen for komposittdekke har forholdsvis få lag som strekker seg i langsgående retning kan være å lage et komposittmateriale som har flere lag i langsgående retning rett over hverandre. Det vil medføre den samme fleksibiliteten som denne formen for komposittmateriale har, med stor frihet i høyde på dekket. Samtidig som det gir mer materiale som bidrar til å øke styrken til dekket.

Det kan også være aktuelt å vurdere en annen beregningsmetode, da Buck et al. (2016) har utført faktiske forsøk av elementer hvor tverrlagene hadde vinkel $\pm 45^\circ$, og de kom frem til at det medførte en økt bøyestivhet på 35% i forhold til et massivtreelement hvor tverrlagene hadde en vinkel på 90° .

6.4 Videre arbeid

- For å gjøre opp en formening om beregningsmetoden som er brukt i denne oppgaven stemmer overens med virkeligheten kan det være aktuelt å gjøre noen fysiske forsøk i et laboratorium.
- Det kan være aktuelt å undersøke om et CLT-element med flere sjikt i langsgående retning og færre tverrgående sjikt oppfyller kriteriene til en vegbru.
- Det er mulighet for at komposittdekket som består av CLT og metall kan optimaliseres. Det kan være aktuelt å gjøre forsøk med mindre treverk og litt tykkere sjikt av metall.

Referanser

- Agarwal, B. D., Broutman, L. J. & Chandrashekhara, K. (2006). *Analysis and performance of fiber composites*. New Dehli: Wiley.
- Astrup AS. (2012). *Metallkatalogen, Tekniske data/standarder*. Oslo: Astrup AS.
- Bell, K. (2017). *Dimensjonering av trekonstruksjoner*. Bergen: Fagbokforlaget.
- Buck, D., Wang, X., Hagman, O. & Gustafsson, A. (2016). *Bending Properties of Cross Laminated Timber (CLT) with a 45° Alternativ Layer Configuration*. BioResources. Luleå: Luleå University of Technology.
- Dlubal. (2016). *Program Description, RF-Laminate*. Tiefenbach.
- Dosmaev, D., Ekevad, M. & Turesson, J. (2018). *Reinforced CLT panels with aluminium layers*. Wood Technologi Project 1. Luleå: Luleå University of Thechnology.
- Forest Products Laboratory. (2010). *Wood Handbook, Wood as an Engineering Material*. Madison, Wisconsin: USDA.
- Gustafsson, A., Parikka, H., Ekevad, M., Hagman, O., Hourunranta, J., Saukko, O. & Pahkasalo, M. (2014). *Cluster Wooden Bridges*. Skellefteå: SP Technical Research institute of Sweden.
- Helseth, L. E. (2018). *Laminat - materiale av lag*. Tilgjengelig fra: [https://snl.no/laminat -
materiale av lag](https://snl.no/laminat_-_materiale_av_lag) (lest 30.04.2019).
- Norconsult. (2007). *Evenstad bru*.
- Pedersen, B. (2017). *Komposittmaterialer*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/komposittmaterialer> (lest 30.04.2019).
- Popovski, M. & Gagnon, S. (2012). *Analytical Procedures for Determining Stiffness of CLT Elements in Bending*. Madison: Forest Products Society.
- Reddy, J. N. (2004). *Mechanics of Laminated Composite Plates end Shells*. Boca Raton, Florida: CRC press.
- Smith Stål. (2019). *Lagerkatalog*. Oslo: Smith Stål.
- Standard Norge. (2002a). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger*. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008. Brussel: Den europeiske standardiseringsorganisasjonen.
- Standard Norge. (2002b). *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. NS-EN 1990:2002+NA:2008. Brussel: Den europeiske standardiseringsorganisasjonen.

- Standard Norge. (2003). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer*. NS-EN 1991-2:2003+NA:2010. Brussel: Den europeiske standardiseringsorganisasjonen.
- Standard Norge. (2004a). *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010. Brussel: Den europeiske standardiseringsorganisasjonen.
- Standard Norge. (2004b). *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 2: Bruer*. NS-EN 1995-2:2004+NA:2010. Brussel: Den europeiske standardiseringsorganisasjonen.
- Standard Norge. (2009). *Konstruksjonstrevirke - Fasthetsklasser*. NS-EN 338:2009. Brussel: Den europeiske standardiseringsorganisasjonen.
- Statens Vegvesen. (2014). *Håndbok R412, Bruklassifisering*. Oslo: Statens vegvesen,.
- Statens Vegvesen. (2015). *Håndbok N400, Bruprosjektering*. Oslo: Statens vegvesen.
- Statens Vegvesen. (2017). *Rapport 422, Trebruer*. Oslo: Statens vegvesen.
- Stenstad, A. (2016). *Potensiale ved bruk av trevirke med ulike kvaliteter i norsk massivtreproduksjon*. Ås: Norges miljø- og biovitenskapelige universitet.
- Stora Enso. (2015a). *Stiffness matrix for Stora Enso CLT*. Helsingfors.
- Stora Enso. (2015b). *Stora Enso CLT, Teknisk brosjyre*. Helsingfors.
- Treteknisk. (2007). *Broer i tre*. FOKUS på tre. Oslo: Treteknisk institutt.
- Treteknisk. (2011). *Massivtre*. FOKUS på tre. Oslo: Treteknisk institutt.
- Vestøl, G. I. (2018). *Elastisk deformasjon av tre*. Ås: Norges miljø- og biovitenskapelige universitet (07.03.2018).

Figurliste

Figur 2.1: Illustrasjon av en spenningslaminert plate.	4
Figur 2.2: CLT med lag som vris 90°	5
Figur 2.3: Illustrasjon av et CLT-element med tverrlag som er vinklet $\pm 45^\circ$ i forhold til hovedbæretningen. (Buck et al., 2016)	6
Figur 2.4: Hovedretningene i treverk. (Forest Products Laboratory, 2010).....	7
Figur 2.5: Platens aksesystem.	8
Figur 2.6: Illustrasjon av Euler-Bernoullis prinsipp.....	10
Figur 2.7: Illustrasjon av et laminat som utsettes for bøyning. (Agarwal et al., 2006).....	12
Figur 2.8: Illustrasjon av nummerering på sjikt i et element. (Agarwal et al., 2006)	13
Figur 2.9: Illustrasjon av skjæranalogimetoden. Bjelke A er den øverste bjelken, mens bjelke B er den nederste.	18
Figur 3.1: Evenstad bru (Statens vegvesen. 2017)	22
Figur 3.2: Bilde av et tverrspent dekke. (Treteknisk, 2007)	22
Figur 3.3: Eksempel på nummerering av kjørebane fra NS-EN 1991-2 (Standard Norge, 2003).....	28
Figur 3.4: LM1 med jevnt fordelt last og hjullaster eksentrisk plassert i kjørebane 1 og 2. De jevnt fordelte lastene er oppgitt i kN/m^2 , og punktlastene er oppgitt i kN.....	29
Figur 3.5: LM2 med hjullast eksentrisk plassert. Lastene er oppgitt i kN.	30
Figur 4.1: Skjettflena bru, (Bilde fra Statens Vegvesens oversiktstegning)	36
Figur 4.2: Illustrasjon av oppbygningen av grunnmodellen.	37
Figur 4.3: Illustrasjon av CLT-elementet i modell 3A.....	40
Figur 4.4: 5 lags CLT-element hvor tverrlagene har vinklene $\pm 45^\circ$	41
Figur 4.5: Eksempler på de forhåndsinnstilte lastkombinasjonene i RFEM.....	44
Figur 5.1: Parameterendring med maksimal skjærspenning som input.	51
Figur 5.2: Parameterendring med maksimal bøyespenning som input.	52
Figur 5.3: Parameterendring med maksimal nedbøyning som input.	53
Figur 5.4: Illustrasjon av opptredende skjærkrefter i modell 3A.2	54
Figur 5.5: Maksimal deformasjon for Skjettflena bru med komposittdekke. Nedbøyningen er oppgitt i mm.	57

Tabelliste

Tabell 2.1: Karakterisering av plateteorier.....	9
Tabell 3.1: Oversikt over de ulike dekketyperne av tre.....	23
Tabell 4.1: Forskningsstrategien for oppgaven.....	34
Tabell 4.2: Oversikt over nummerering i modell 1.....	38
Tabell 4.3: Liste over tykkelser fordelt på lag i modell 2.	39
Tabell 4.4: Liste over vinkler brukt under variant A av Modell 3.	40
Tabell 4.5: Liste over vinkler brukt under variant B av modell 3.	41
Tabell 4.6: Liste over kvalitetene som ble brukt i modell 4.....	42
Tabell 4.7: Liste over antall lag som brukes i modell 5.	43
Tabell 5.1: Oversikt over resultatene fra modell 1.....	45
Tabell 5.2: Oversikt over resultatene fra modell 2.....	46
Tabell 5.3: Oversikt over resultatene fra modell 3A.....	47
Tabell 5.4: Oversikt over resultatene fra modell 3B.	48
Tabell 5.5: Oversikt over resultatene fra modell 4.....	49
Tabell 5.6: Oversikt over resultatene fra modell 5.....	50
Tabell 5.7: Egenskapene til komposittdekket til modellen av Skjettflena bru.....	56
Tabell 5.8: Oppbygningen til komposittdekket med stål.....	59
Tabell 5.9: Resultatene fra komposittdekket med stål.....	59
Tabell 5.10: Oppbygningen til komposittdekket med aluminium.....	60
Tabell 5.11: Resultatene fra komposittdekket med aluminium.....	60

Vedlegg

Oversikt over vedleggene:

Vedlegg A: Laster

Vedlegg B: Materialparametere

Vedlegg A, Laster

Permanente laster:

Egenlaster:

Slitelag:	3,5 kN/m ²
Rekkverk:	0,5 kN/m

Variable laster:

Trafikklaster – Trafikklastene beregnes etter NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, Eurokode 1, Laster på konstruksjoner. Del 2: Trafikklast på bru.

- Føringsbredde: 6,7 meter
- Breddelastfelt: 3 meter
- Antall lastfelt: 2
- Resterende bredde: 0,7 meter

Lastmodell 1

Lastfelt 1:

- Flatelast: $\alpha_q q_k = 0,6 * 9 \text{ kN/m}^2 = 5,4 \text{ kN/m}^2$
- Aksellast:
 - Punktlast: $\alpha_Q Q_k = 1,0 * 300 \text{ kN} = 300 \text{ kN}$ (pr aksel) gir 150 kN (pr hjul)

Lastfelt 2:

- Flatelast: $\alpha_q q_k = 1,0 * 2,5 \text{ kN/m}^2 = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Aksellast:
 - Punktlast: $\alpha_Q Q_k = 1,0 * 200 \text{ kN} = 200 \text{ kN}$ (pr aksel) gir 100 kN pr hjul

Gjenstående areal:

- Flatelast: $\alpha_{qr} q_{rk} = 1,0 * 2,5 \text{ kN/m}^2$

Lastmodell 2

Lastfelt 1:

- Aksellast:
 - Punktlast: $\beta_Q Q_{ak} = 1,0 * 400 \text{ kN} = 400 \text{ kN}$ (pr aksel) gir 200 kN (pr hjul)

Lastfelt 2:

- Aksellast:
 - Punktlast: $\beta_Q Q_{ak} = 1,0 * 400 \text{ kN} = 400 \text{ kN}$ (pr aksel) gir 200 kN (pr hjul)

Lastmodell 3 - Spesialtransport

- Ikke aktuell for denne brua

Lastmodell 4 - Folkemengde

- Ikke aktuell for denne brua

Bremsekrefter og akselerasjonskrefter

Den totale bremse og akselerasjonskraften er like store men motsatt rettet. De er et resultat av de vertikale lastene fra lastmodell 1 som virker i lastfelt 1 og lastfelt 2.

- Lastfelt 1:
 - $Q_{Lk} = 0,6 * \alpha_{Q1} * (2 * Q_{1k}) + 0,1 * \alpha_{q1} * q_{1k} * w_1 * L$
 $= 0,6 * 1,0 * (2 * 300 \text{ kN}) + 0,1 * 0,6 * 9 \text{ kN/m}^2 * 3 \text{ m} * 11 \text{ m} = 377,8 \text{ kN}$
- Lastfelt 2:
 - $Q_{Lk} = 0,6 * \alpha_{Q2} * (2 * Q_{2k}) + 0,1 * \alpha_{q2} * q_{2k} * w_2 * L$
 $= 0,6 * 1,0 * (2 * 200 \text{ kN}) + 0,1 * 1,0 * 2,5 \text{ kN/m}^2 * 3 \text{ m} * 11 \text{ m} = 248,3 \text{ kN}$
 - Total bremse / akselerasjonskraft: $180 * \alpha_{Q1} \leq Q_{Lk} \leq 900 \text{ kN}$
 $Q_{Lk} = 377,8 \text{ kN} + 248,3 \text{ kN} = 626,1 \text{ kN}$

Sentrifugalkrefter og andre tverrkrefter

Ingen sentrifugalkrefter virker på denne brua da den er rett. Tverrkreftene virker samtidig med akselerasjonskreftene og bremsekreftene.

- Tverrkrefter: $Q_{trk} = 0,25 * Q_{Lk} = 0,25 * 626,1 \text{ kN} = 156,5 \text{ kN}$

Snølast – Beregnes etter NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-3: Allmenne laster, Snølaster.

$$\text{Dimensjonerende snølast : } s = \mu_i * C_e * C_t * s_k = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 4,0 = 3,2 \text{ kN/m}^2$$

Snølast vil ikke opptre samtidig som trafikklast på brua, brua ryddes for snø, og skal ikke brukes som lagringsplass for snø.

Vedlegg B, Materialdata

Materialene som er oppgitt i tabellen har blitt brukt i modellene.

	E-modul, E_x [MPa]	E-modul, E_y [MPa]	Skjærmodul, G_{xz} [MPa]	Skjærmodul, G_{yz} [MPa]	Poissons ratio, ν_{xy}	Poissons ratio, ν_{xy}
Treverk						
C24	12500	0	690	50	0,200	0,007
C14	7000	230	440	44	0,000	0,000
C18	8999,9	300	560	56	0,000	0,000
Stål						
S235	210000	210000	80769,2	80769,2	0,300	0,300
Aluminium						
EN- AW 7020 T651	70000	70000	27000	27000	0,296	0,296



Norges miljø- og biovitenskapelige universitet
Noregs miljø- og biovitenskapelige universitet
Norwegian University of Life Sciences

Postboks 5003
NO-1432 Ås
Norway