

Johan Brøndbo og Vegard Aksnes

## Samvirkekonstruksjoner

Effektivisering av dekkeløsning i O2-bygget

Bacheloroppgave i ingeniørfag - bygg

Veileder: Samsom Asmerom Habtemichael

Mai 2020



Johan Brøndbo og Vegard Aksnes

# **Samvirkekonstruksjoner**

Effektivisering av dekkeløsning i O2-bygget

Bacheloroppgave i ingeniørfag - bygg  
Veileder: Samsom Asmerom Habtemichael  
Mai 2020

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



Kunnskap for en bedre verden



Oppgavens tittel:	Dato: 19.05.2020		
Effektivisering av dekkeløsning i O2-bygget	Antall sider:75		
	Masteroppgave:	Bacheloroppgave	X
Navn: <b>Johan Brøndbo og Vegard Aksnes</b>			
Veileder: <b>Sansom Asmerom Habtemichael</b>			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/ veiledere: <b>Magne Bjørsmo og Wiggo Brandsdal Kalås</b>			

### Sammendrag:

Dette arbeidet fokuserer på å beregne en alternativ dekkeløsning for O2-bygget i Steinkjer. Bygget er under bygging og hensikten med arbeidet er dermed ikke å påvirke byggeprosessen. I bygget benyttes det krysslåst massivtre-elementer med en tykkelse på 220 mm ved de lengste spennene, i tillegg til et påstøp av betong på 70 mm for å tilfredsstille lydkrav. Det lengste spennet i bygget er 6 m. Hensikten med arbeidet er å forsøke å finne løsninger hvor dekket kan spenne opp til 9 meter med formål om å åpne opp for mer gunstige planløsninger. Løsningen skal om ønskelig oppnå et økt spenn uten store økninger i kostnad og miljøpåvirkning. På bakgrunn av den opprinnelige løsningen og formålet med arbeidet rettes fokuset mot to løsninger. En løsning der vi forsøker å øke tykkelsen av massivtreet, og en løsning der vi betrakter betongdelen som bærende og regner en samvikkeløsning.

Beregningene for begge løsningene baserer seg på gamma-metoden basert på krav både i bruks- og bruddgrensetilstand. I bruksgrensetilstand beregnes egenfrekvensen av dekket og nedbøyning både for kort- og langtidstilfeller samt nedbøyningen som følge av en punktlast på 1 kN og Anders Homb-kriteriet. For bruddgrensetilstand beregnes spenninger i hvert sjikt. Samtlige utregninger er utført for hånd og ved hjelp av et egenutviklet regneark for fleksibilitet ved endring av inn-data.

Resultatene fra beregningene viser store forskjeller på bruk av kun krysslåst massivtre og et bruk av samvirke. Ved beregning av samvirke tilsier resultatene at material-utnyttelsen er langt bedre enn for alternativet med å øke tykkelsen ved massivtre. Eksempelvis ved lik materialbruk som for referansen kan spennet økes med 31% ved bruk av samvirke. Beregningene betrakter dekket som fritt opplagt, men det er gjort en vurdering med å se på egenfrekvensen på et dekke med kontinuerlig spenn. Resultatet viser store forskjeller på en konservativ (fritt opplagt) og en ikke konservativ (kontinuerlig) betraktning.

For økt tykkelse i den opprinnelige dekkeløsningen vil dekke nå en urealistisk tykkelse lenge før det klarer å håndtere et spenn på 9 meter. Ved å derimot inkludere betongstøpen som en del av det bærende dekket vil materialene kunne utnyttes på en mer effektiv måte, som fører til at dekket kan spennes 9 meter uten en urealistisk økning av tykkelsen selv ved en konservativ betraktning. Det er likevel viktig å påpeke at gjennomførbarheten av denne løsningen er avhengig av at bygningsfysiske krav tilfredsstilles.

Stikkord:

CLT
TCC
Vibration
Span

---

Johan Brøndbo

---

Vegard Aksnes

# Forord

Denne bacheloroppgaven er et resultat av det individuelle arbeidet som er lagt inn i emnet BIBYG39 og markerer slutten av bachelorutdanningen i Gjøvik. Bacheloroppgaven er gjennomført ved institutt for vareproduksjon og byggingsteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet (NTNU) i samarbeid med Norconsult AS og veileder Samsom Asmerom Habtemichael.

Oppgaven dreier seg om et referansebygg med bærekonstruksjon av massivtre. Dette bygget er prosjektert av Norconsult AS og er under bygging våren 2020. I oppgaven vil vi ta for oss alternative løsninger til dekke. Bakgrunnen for dette er å bruke kompositteori for å se på muligheter for å spenne dekke lengre enn det et prosjektert for.

Vi startet kontakten med Norconsult allerede 2. februar 2019, men fastslo ingen oppgave før i starten av november. Ved diskusjon av temaet forsøkte vi å rette oppgaven mot en relevant og innovativ problemstilling tilpasset nåtiden. Bruken av massivtre er økende og det stilles stadig større krav til miljø.

Vi vil gi en stor takk til Norconsult og spesielt Wiggo Brandsdal Kalsås og Magne Arnstein Haug Bjørsmo for veiledning og diskusjoner rundt denne oppgaven. Vi vil også gi en stor takk til Samsom Asmerom Habtemichael for god veiledning og tilgjengelighet

# Abstract

The following study focuses on finding an alternative solution for the floor in O2-bygget located in Steinkjer. The building is currently under construction and the purpose with this study is therefore not to influence the construction process. The floor in this building consists of 220 mm thick cross-laminated timber for the longest spans, in addition to this there is a 70 mm thick layer of concrete on top of the wood to satisfy criteria for acoustic performance. The longest span is 6 meters. The purpose of this study is to find a solution which can be implemented to increase the span to 9 meters, with the goal of opening for more favorable layouts for the building. Desirably the solution will allow for an increased span without big increases to cost or environmental impact. With the original floor and the goal of the study in mind, the focus lands on two different solutions. One solution where the thickness of the timber floor is increased, and a solution where the concrete is part of the load-bearing construction as a timber-concrete composite.

The calculations for both solutions are based on the gamma-method and considers criteria for both serviceability and ultimate limit state. In serviceability limit state, the resonant frequency, deflection for both short-term and long-term in addition to the deflection caused by a concentrated load of 1 kN as well as the Anders Homb-criterium, is calculated for the floor. In the ultimate limit state, the tensions and compression in each layer are calculated. All calculations are done by hand with use of spreadsheets to allow for flexibility in terms of changing the in-data.

The results from the calculations show significant differences for the two solutions. When calculating for the composite solution the results suggests that the utilization of the materials used is far better than for the alternative solution. An example of this is that a composite floor composed of the same materials as the reference floor, allows the span to be increased by 31%. The calculations consider the floor as simply supported, but an evaluation of the resonant frequency while considering the floor as continuous has also been done. The results show significant differences in values for the two considerations.

For a solution with increased thickness of the original floor the thickness will become unrealistically large long before the floor is able to handle a 9-meter-long span. On the other hand, including the concrete part of the floor as a part of the load-bearing construction yields



results that highly suggests that the span of the floor can be increased to 9 meters without an unrealistic increase in thickness. This holds up even when considering the floor as simply supported, which is conservative. Nevertheless, it's important to note about these results that the feasibility of the solution is depending on the fact that criteria for acoustic performance are satisfied.

# Innholdsfortegnelse

<b>Forord</b> .....	iii
<b>Abstract</b> .....	iv
<b>Innholdsfortegnelse</b> .....	vi
<b>Figurliste</b> .....	ix
<b>Tabeller</b> .....	ix
<b>Forkortelser og synonymer</b> .....	x
<b>1 Innledning</b> .....	1
1.1 Bakgrunn .....	1
1.1.1 Motivasjon for oppgaven .....	1
1.1.2 Samfunnmessig perspektiv .....	2
1.2 Problemstilling og formål.....	3
1.3 Avgrensninger .....	4
1.4 Disposisjon .....	5
<b>2 Teori</b> .....	7
2.1 Generelt .....	7
2.1.1 Bærekonstruksjoner.....	7
2.1.2 Materialer .....	8
2.1.3 Betong som byggemateriale .....	8
2.1.4 Tre som byggemateriale .....	9
2.1.5 Forventninger til dekker .....	11
2.1.6 CLT (Cross Laminated Timber).....	11
2.1.7 Kompositt .....	12
2.1.8 Timber Concrete Composite (TCC).....	12
2.2 Grunnlag for beregning .....	13
2.2.1 Norsk standard.....	13
2.2.2 Metode for grad av samvirke $\gamma$ -metoden.....	13
2.2.3 Viktigheten av skjærforbindelser .....	15
2.2.4 Mekaniske forbindelser mellom betong og tre.....	16
2.2.5 Limte forbindelser .....	18
2.2.6 Effektiv forbindelse.....	19

2.2.7	Beregning av effektiv bøyestivhet ( $EI_{\text{eff}}$ ) .....	19
2.2.8	Bruddgrensetilstand.....	20
2.2.9	Brukgrensetilstand .....	27
2.2.10	Euler-Bernoulli og Timoshenko Beam Theory .....	31
2.3	Grunnlag for kostnad- og miljøberegninger .....	33
2.3.1	Miljøberegninger .....	33
2.3.2	Kostnadsberegninger .....	33
2.3.3	Beregningsverdier .....	34
3	Case .....	36
3.1	Beskrivelse av O2-bygget.....	36
4	Metode.....	38
4.1	Vårt vitenskapsteoretiske utgangspunkt – valg av perspektiv .....	38
4.2	Valg av metode .....	39
4.3	Forskningsdesign .....	40
4.4	Datainnsamling .....	40
4.4.1	Søkemonitorer og databaser .....	40
4.5	Etiske utfordringer .....	41
4.6	Reliabilitet og validitet .....	41
5	Resultat.....	42
5.1	CLT.....	43
5.1.1	Undersøkning .....	43
5.1.2	Grad av samvirke ( $\gamma$ -verdier) .....	43
5.1.3	Effektiv stivhet .....	44
5.1.4	Egenfrekvens .....	44
5.1.5	Laster .....	45
5.1.6	Brukgrensekriterier .....	45
5.1.7	Bruddgrensekriterier.....	47
5.1.8	Oppsummering .....	49
5.2	Klarer vi å spenne CLT 9 meter?.....	50
5.2.1	Miljø og kostnadskonsekvenser av økt tykkelse .....	53
5.3	TCC .....	54
5.3.1	Undersøkning .....	55
5.3.2	Grad av samvirke ( $\gamma$ -verdier) .....	55

5.3.3	Nøytralaksen.....	56
5.3.4	Effektiv stivhet .....	57
5.3.5	Eigenfrekvens .....	58
5.3.6	Laster.....	58
5.3.7	Bruksgrensekriterier .....	59
5.3.8	Bruddgrensekriterier.....	60
5.3.9	Oppsummering .....	65
5.4	Klarer vi å spenne TCC 9 meter? .....	66
5.4.1	Miljø og kostnadskonsekvenser av økt tykkelse .....	70
5.4.2	Oppsummering av miljø og kostnader .....	70
6	Diskusjon.....	71
6.1	Kontinuerlig betraktning.....	71
6.2	Miljø og kostnad.....	72
6.3	Usikkerhet i forbindelser .....	73
6.4	Kunne løsningen med TCC vært benyttet i O2-bygget? .....	73
6.5	Videre forskning .....	74
7	Konklusjon .....	75
	Litteraturliste .....	76

# Figurliste

Figur 1 Søyler, bjelker under et kontinuerlig dekkespenn (Fonselius et al., 2015) .....	8
Figur 2 Mjøstårnet (eget bilde).....	9
Figur 3 Treets livsløp (Aarstad og Glasø, 2011).....	10
Figur 4 Anvendning av $\gamma$ -metoden (Jiang og Crocetti, 2019).....	14
Figur 5 $\gamma$ -faktor (Dias, Schänzlin og Dietsch, 2018).....	16
Figur 6 Notched forbindelse (Jiang og Crocetti, 2019).....	17
Figur 7 $K_{sys}$ (Standard Norge, 2010) .....	23
Figur 8 Spenningsfordeling (Standard Norge, 2010) .....	26
Figur 9 Nedbøyningskomponenter (Standard Norge, 2010) .....	30
Figur 10 Timoshenko og Euler Bernoulli (Bbanerje, 2015) .....	32
Figur 11 O2-bygget under bygging (eget bilde).....	36
Figur 12 Illustrasjon av O2-bygget .....	42
Figur 13 Sammenheng mellom spenn og minste teoretiske dekke-tykkelse for CLT .....	52
Figur 14 Illustrasjon av sjikt.....	54
Figur 15 Illustrasjon av beregninger for trykk i notchene.....	64
Figur 16 Sammenheng mellom spenn og minste teoretiske dekke-tykkelse for TCC .....	69

# Tabeller

Tabell 1 Fasthetsklasse for konstruksjonsvirke.....	21
Tabell 2 $K_{mod}$ .....	22
Tabell 3 Verdier for materialfaktor $\gamma_m$ ved dimensjonering av massivtre.....	23
Tabell 4 Fasthetsklasse for betong .....	24
Tabell 5 Materialfaktor for betong .....	25
Tabell 6 $K_{def}$ .....	30
Tabell 7 Nedbøyningskriterier i henhold til Eurokode 5 (Standard Norge, 2010).....	31
Tabell 8 Kostnad og miljøbelastning betong.....	35
Tabell 9 Kostnad og miljøbelastning CLT .....	35
Tabell 10 Oppstående spenninger i CLT 6 meter .....	48
Tabell 11 Eksentrisitet (a) .....	57

Tabell 12 Spenningsfordeling i sjikt for TCC.....	63
Tabell 13 Avstand $a_i$ på notcher .....	64
Tabell 14 Avstand $x_i$ på notcher .....	64
Tabell 15 Tykkelse på dekke som klarer 9 m spenn fritt opplagt .....	67
Tabell 16 Oppsummering av Miljø og kostnader.....	70

## **Forkortelser og synonymer**

CLT – Cross-laminated timber

TCC – Timber concrete composite

ULS – Ultimate limit state - Bruddgrensetilstand

SLS – Serviceability limit state - Bruksgrensetilstand

LCA – Life Cycle Assessment - Livsløpsvurdering

EPD – Environmental Product Declaration – Miljødeklarasjon

GWP – Global Warming Potential – Mål på effekt av drivhusgasser

# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunn

### 1.1.1 Motivasjon for oppgaven

*«Det er ikke biler og trafikk som gir de største klimautslippene. Det er husene våre. Men det skal det snart bli slutt på» (Dragland, 2015)*

Bygg og anleggsvirksomheten står for 15% av Norges klimautslipp (Mosland, 2017) og klimamålene som er satt for 2030 nærmer seg. Den 03.03.2015 hadde Norge som mål å redusere klimautslippet med 40%. Dette målet ble forsterket den 07.02.2020 og Norge sikter nå på å redusere CO<sub>2</sub> utslippet med 50-55% (Regjeringen, 2020). Det er derfor viktig at bygg- og anleggsbransjen gjør sitt for å redusere utslippene. Tre er et naturlig og fornybart byggemateriale som kan anvendes både i bærende og ikke bærende konstruksjoner.

Å bygge med massivtre er en relativt ny byggemetode, og bruken av tre som materialet øker med miljøkravene som bygg og anleggsbransjen stiller. I forhold til andre konstruksjonsmaterialer har tre gode miljøvennlige egenskaper som kan anvendes bærekraftig ved riktig bruk. En løsning med massivtredekker bidrar ikke bare positivt når det gjelder miljø ved fremstilling av materialet, men elementet er også prefabrikkert, noe som også har sine fordeler mht. byggetid og utslipp på byggeplass.

Et krysslågt massivtreelement (CLT) som anvendes som etasjeskiller vil ikke kunne klare et fritt opplagt spenn på mer enn 7-7.5 meter på grunn av dynamisk og statisk stivhet.

Massivtredekke begrenses dermed oftest i bruksgrensetilstand fremfor bruddgrensetilstand (Aarstad og Glasø, 2011). I mange tilfeller, særlig kontor og andre offentlige bygg, ønsker byggherre å ha spenn opp mot 9-10 meter for å få store nok rom. Dette gir en opplagt begrensning for bruk av massivtre som dekke. Vi må derfor ofte se på alternativer til dekker med økt lengde, egenvekt og stivhet.

Lyd er ofte et problem for massivtrekonstruksjoner og det benyttes ofte betong for å tilfredsstillere kravene. I oppgaven vår tar vi for oss O2-bygget (kontorbygg) i Steinkjer som referansebygg. Bygget består av 8 etasjer, der de to nederste etasjene består av betong og de 6 øverste består av massivtre. Konstruksjonen er under bygging nå i dag, og vi har ingen mulighet til å påvirke byggeprosessen. I dette bygget er det brukt 70 mm betong for å tilfredsstillere lydkrav, sjiktet er ikke-bærende, som betyr at betongsjiktet virker som ekstra last. Timber concrete composite (TCC) er en type dekke som betrakter betongsjiktet i elementet som bærende. Fordeler med en slik løsning er at dekke får en større stivhet og egenvekt for å tilfredsstillere bruksgrensekrav og lydkrav, og har samme egenvekt som et element med ikke-bærende betong. Vi har for øvrig ikke vurdert problemstillinger knyttet til akustikk nærmere i denne oppgaven.

Vi velger å benytte Excel for beregning av brudd og bruksgrensekriterier. Dette gjør vi for å kunne være fleksibel i oppgaven vår. Vi har da mulighet til å skrive inn forskjellige spenn og tykkelser som inn-verdi og dermed sjekke opp mot kriterier og få ut-verdier.

## **1.1.2 Samfunnsmessig perspektiv**

### **FN's bærekraftsmål**

FN's bærekraftsmål er en arbeidsplan som omhandler bærekraftig utvikling på verdensbasis. Målene ble utarbeidet i form av en 15-års plan fra 2015 til 2030 med den hensikt å sikre en utvikling som vil gi fremtidige generasjoner forutsetninger for god levestandard.

Arbeidsplanen er delt opp i 17 unike og konkrete mål, hvor det overordnede målet er å utrydde fattigdom, bekjempe ulikhet og stoppe klimaendringene innen 2030 (De forente nasjoner, 2015).

De målene som har direkte relevans for vår problemstilling, omhandler i all hovedsak miljø, klimaendringer og overforbruk av ressurser.

Mål 12 «ansvarlig forbruk og produksjon» og mål 13 «stoppe klimaendringene» er tett knyttet til hverandre, og de er meget relevant for oppgaven vår. Mål 12 omhandler overforbruk og bærekraftig og effektiv bruk av naturressurser. Dette gjelder hovedsakelig for matsvinn, fossilt brensel og avfall, men er også aktuelt for materialbruk til byggenæringen, både ved utvinning av materialene og ved at man kun skal bruke det som er nødvendig. Hovedpoenget



med målet er at forbruket skal være bærekraftig; at vi skal sørge for at senere generasjoner har tilgang til de samme ressursene som vi har i dag.

Mål 13 handler om bekjemping av klimaendringer, og kan knyttes tett opp mot mål 12. For å bremse de klimaendringene vi har opplevd fram til nå, samt videre utvikling og konsekvensene av disse, må utslippet av klimagasser reduseres. Det er enighet om at stigende temperaturer over hele kloden fører til stigende havnivåer som igjen kan få store konsekvenser på en global skala. Derfor må utslipp reduseres ved å minke bruk av fossilt brensel, satse mer på bruk av fornybar energi og ressurser, eller å finne nye løsninger for reduksjon av klimagassutslipp.

Bærekraftmålene har relevans i vår oppgave i den grad at vi vil forsøke å spenne dekkekonstruksjonen lengre enn den allerede gjør uten store kostnader eller miljøpåvirkninger. Dette bidrar først og fremst til en bedre planløsning som er aktuelt i et kontorbygg og er et alternativ til betongdekker som typisk klarer et lengre spenn, men som generelt bidrar til større miljøpåkjenninger.

## 1.2 Problemstilling og formål

*«Hvordan kan vi øke spennvidden på dekke i O2-bygget med den hensikt å material-effektivisere dekkeløsningen uten store kostnader eller miljøpåvirkninger?»*

Ved å material-effektivisere mener at vi kan klare et lengre spenn uten ugunstige store tverrsnitt. Vi ønsker konkret å ta for oss en plass i bygget hvor vi finner det hensiktsmessig å øke spennvidden. I oppgaven vår vil vi prøve ut to forskjellige løsninger:

- Massivtreelement (CLT) – ved å øke tykkelsen
- Betong/massivtreelement (TCC) – ved å benytte samvirkekonstruksjon

Formålet med oppgaven er se på mulige løsninger med tanke på å åpne opp for planløsninger som er mer gunstige for byggets funksjon. Dette ønsker vi å oppnå uten betydelig økning av kostnader og miljøbelastning. Vi ønsker også derfor å undersøke en løsning med samvirke mellom betong og tre som et alternativ til rene betongdekker, som i fleste tilfeller har større egenvekt og stivhet.

## **Innovasjon**

Innovasjon er å fornye eller lage noe nytt som skaper verdi for en virksomhet, samfunn eller innbyggere (Difi, 2018). Oppgaven vår er kanskje ikke innovativ på den måten at samvirkedekker er en ny løsning, men den kan være innovativ på den måten at vi viser at det er rom for utvikling av beregningsmetodene fra et samvirkeperspektiv. Oppgaven kan også være innovativ på den måten at vi kan påvirke bedrifter til å vurdere flere alternativer for dekkeløsninger. Innovasjon er å fornye eller lage noe nytt som skaper verdi for en virksomhet, samfunn eller innbyggere (Difi, 2018). Oppgaven vår er kanskje ikke innovativ på den måten at samvirkedekker er en ny løsning, men den kan være innovativ på den måten at vi viser at det er rom for utvikling av beregningsmetodene fra et samvirkeperspektiv. Oppgaven kan også være innovativ på den måten at vi kan påvirke bedrifter til å vurdere flere alternativer for dekkeløsninger.

### **1.3 Avgrensninger**

Vi velger å avgrense oppgaven til å kun se på vertikale laster i bygget. Med dette mener vi at vi skal se på laster som har størst betydning for dimensjonering av dekke og som samsvarer med problemstillingen. Dette gjør at vi ikke trenger å gjøre vurderinger på skråavstivinger (på grunn av horisontal last) eller randbetingelser på dekke. Vi har heller ikke tatt hensyn til brannkrav i denne oppgaven grunnet tidsbegrensninger.

Det er ønskelig for byggherre at det benyttes tre som bærekonstruksjon på grunn av byggets høye ambisjoner for miljø og bærekraft. Vi vil forsøke å ha dette i tankene ved dimensjonering av samvirkeløsningen.

Når det gjelder klimaberegningene velger vi å begrense oppgaven til å se på CO<sub>2</sub>-utslippene i byggeprosessen, fram til ferdigstilt bygg. Valget utelukker utslipp ved drift av bygget (oppvarming, ventilasjon og belysning mm.) og rivning av bygget, vi inkluderer dermed kun utslipp ved framstilling av materialer. Vi har lagt til grunn de bygningsfysiske tiltakene som allerede er gjort i O2- bygget, med dette mener vi at vi tar hensyn til 70 mm betong +

isolasjon som er lagt til for å tilfredsstille lydkravene for dekke. Vi ser det lite hensiktsmessig å kontrollere de bygningsfysiske tiltakene som er gjort grunnet tid.

I oppgaven går vi ut ifra  $\gamma$ -metoden, som er et forenklet kompositt bjelke teorem. Vi anvender metoden i vår oppgave til å virke på dekkekonstruksjoner med 4 bærende sjikt. Metoden er beskrevet i NS EN 1995-1-1 *Prosjektering av trekonstruksjoner tillegg B* (Standard Norge, 2010) og benyttes for beregning av effektiv bærestivhet  $E_{\text{eff}}$ , grad av samvirke (mellom 0-1) og spenningsfordeling på sjiktene. Framgangen på anvendelsen av metoden er hentet fra Jiang og Crocetti (2019). I oppgaven går vi ut ifra  $\gamma$ -metoden, som er et forenklet kompositt bjelke teorem. Vi anvender metoden i vår oppgave til å virke på dekkekonstruksjoner med 4 bærende sjikt. Metoden er beskrevet i NS EN 1995-1-1 *Prosjektering av trekonstruksjoner tillegg B* (Standard Norge, 2010) og benyttes for beregning av effektiv bærestivhet  $E_{\text{eff}}$ , grad av samvirke (mellom 0-1) og spenningsfordeling på sjiktene. Framgangen på anvendelsen av metoden er hentet fra Jiang og Crocetti (2019).

## 1.4 Disposisjon

Disposisjonen for oppgaven bygger på en IMROD struktur, der det er gjort noen tilpasninger etter innspill fra instituttet. En IMROD struktur inneholder innledning, metode, resultat og diskusjon, der det noen ganger benyttes en egen teoridel mellom introduksjon og metode. Vi har i tillegg supplert med case og konklusjon i oppgaven vår.

Introduksjonen har som mål å skape en interesse rundt temaet i oppgaven fra et innovativt og nytenkende perspektiv.

I teoridelen gjør vi rede for teori som er brukt i oppgaven og som er relevant for de valg og beslutninger som er gjort i oppgaven. Vi deler teorikapitlet vårt opp i to deler: «generelt» og «grunnlag for beregninger». I det generelle kapitlet beskriver vi bærekonstruksjoner, byggematerialer, oppbygning av dekkeelementer, kompositt og samvirket. I kapitlet om «grunnlag for beregninger» beskriver vi lovverk, beregningsmetode og teorier som er knyttet til bruken av metoden. Til slutt i teorikapitlet beskriver vi bakgrunnen og fremgangsmåte ved miljø- og kostnadsberegninger.

Deretter beskriver vi casen i oppgaven. Casen beskriver byggets oppbygging, ansvarsområder og omgivelser rundt.

Vi beskriver valg av forskningsmetode, strategi for litteratursøk, etiske utfordringer, validitet og relabilitet i metodekapitlet. Vi gjør rede for beskrivelse av hvilken strategi vi har brukt for å finne kilder og diskuterer videre pålitelighet og gyldighet.

I resultatkapitlet beskriver vi hvilke resultater vi har kommet fram til ut fra beskrivelser og fremgangsmåte i teorikapitlet. Vi beskriver dekkets stivhet, krefter påført og sammenlikner med dekkets kapasitet i bruks- og bruddgrensetilstand. Vi deler resultatkapitlet i CLT og TCC, der vi først dimensjonene med samme tverrsnitt og lastsituasjon som i prosjektet. Vi forsøker deretter å spenne dekkeløsningene 9 meter for å se på konsekvenser av økt tykkelse på sjiktene i massivtre og økt tykkelse av både massivtre og betong i en samvirkeløsning.

Videre i diskusjonskapitlet diskuterer vi resultatet vi har kommet fram til og gjør en vurdering på hvor stor grad av troverdighet resultatet gir. Vi diskuterer også andre mulige angrepsvinkler og fremgangsmåter i forhold til problemstillingen.

Til slutt forsøker vi å svare på problemstillingen, og gjøre rede for videre forskning.

# 2 Teori

## 2.1 Generelt

I dette kapitlet legger vi til grunn de viktigste og mest grunnleggende begrepene som benyttes videre i vår bacheloroppgave. Vi ønsker å presentere teori som er relevant for dekkelementene CLT (Cross Laminated Timber) og TCC (Timber Concrete Composite). Disse teoriene er relevant for oppgaven for å kunne vite hva vi skal regne på, samt hvilke konsekvenser valg av materialer har for miljø og styrke.

### 2.1.1 Bærekonstruksjoner

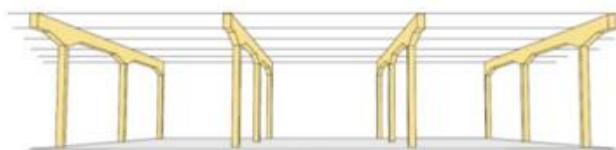
I dag består bærekonstruksjoner i bygninger hovedsakelig av stål, betong og treverk. Med bærekonstruksjon mener vi en konstruksjon som har betydning for bæreevne i bygget. Hovedsakelig skiller vi mellom tre komponenter ved belastning av vertikallast i bærekonstruksjoner. Disse komponentene er søyler, bjelker og dekker.

For søyler er det viktig at materialet har gode egenskaper til å ta opp trykkrefter. Hovedsakelig fordi den blir utsatt for normalkrefter (krefter i lengderetningen). Søyler blir normalt plassert over hverandre og de nederste søylene i et bygg med flere etasjer blir mest belastet.

Bjelker plasseres langs randen og langs søyler i en retning som fritt opplagt eller kontinuerlig på hver etasje. Forskjellen mellom disse er endemoment og antall opplagere i systemet. Fritt opplagt bjelker har ingen endemoment, mens kontinuerlige bjelker har moment i en eller begge endene. Den utkragede bjelken har kun ett opplager med endemoment. For bjelker er det viktig at materialet har gode egenskaper mot både trykk og strekk for å ta opp momentet som blir påført ved belastning

Et dekke spenner i motsatt retning av bjelkene og spennet bestemmes dermed av avstand mellom bjelker. På samme måte som bjelker kan dekke bli sett på som kontinuerlig, fritt opplagt og utkragede. Dekker kan fremstilles som prefabrikkerte elementer som bidrar til

mindre avfall på byggeplass og kortere byggetid. I figuren under ser vi en illustrasjon som viser hvordan en typisk bjelke/søylekonstruksjon vil se ut under et dekke.



**Figur 1 Søyler, bjelker under et kontinuerlig dekkespenn (Fonselius et al., 2015)**

## **2.1.2 Materialer**

Valg av materialet i bærekonstruksjonen blir gjerne påvirket av miljø og kostnader, men også materialeegenskaper. Hvert materiale har forskjellige egenskaper som styrke, elastisitet og duktilitet. Styrke bestemmes av maksimal belastning før brudd, mer bestemt, toppen av et spennings/tøyningsdiagram. E-modul (elastisitet) bestemmes av stigningstallet til spenning og tøying i diagrammet ved lineær stigning før flyt oppstår (like etter  $f_{yk}$ ). Flytspenningen er spenning som blir påført materialet slik at varig deformasjon oppstår. Duktilitet er materialets egenskaper til å deformeres.

## **2.1.3 Betong som byggemateriale**

Betong er verdens mest brukte byggemateriale (Laanke, 2020) og består hovedsakelig av sement, vann og tilslag. Produksjon av betong har lenge medført høyt CO<sub>2</sub>-utslipp, hovedsakelig på grunn av den kjemiske prosessen kalt kalsinering. Prosessen går ut på oppvarming av kalkstein ved høy temperatur, der CO<sub>2</sub> brennes bort fra kalkstein og danner klinker (Norcem, 2016). Betongteknologien har også utviklet seg gjennom tidene og CO<sub>2</sub>-utslippet kan reduseres ved å erstatte store deler av klinkeren med tilsetningsstoffer som fly- aske, kalksteinpulver, slagg, silikastøv og naturlige pozzolaner (Norcem, 2016). Norcem, som er en av Norges største produsenter av betong, har en visjon om å danne lavkarbonbetong med null utslipp av CO<sub>2</sub> innen 2030 (Norcem, 2016). Betong har gode egenskaper for trykk, men dårligere egenskaper for strekk. Det benyttes derfor armering i betongen for å ta opp strekkreftene.

## 2.1.4 Tre som byggemateriale

Tre som byggemateriale har hatt en sterk tradisjon i Europa. Lafting er en gammel byggemåte og de eldste kjente eksemplene på lafting finner vi helt tilbake fra vikingetiden. Lafteteknikk ble den dominerende byggemetoden i Norge i middelalderen og har vært mye brukt helt frem til slutten av 1800-tallet. Dette i motsetning til resten av Europa, der utmurt bindingsverk var mest vanlig.

I nyere tid forekommer lafteteknikken nesten bare på hyttekonstruksjoner, og tre har i all hovedsak blitt benyttet i småhus og hytter. På grunn av fokus på bærekraftige alternativer, har tre som byggemateriale også aktualisert seg i andre typer bygg. Dette har blant annet medført at det har blitt konkurranse om å bygge høyt i tre. Mjøstårnet er et eksempel på dette (se Figur 2). Bygget består av 18 etasjer, med en totalhøyde på 85.4m og er et av verdens høyeste trehus. Byggherren for Mjøstårnet, Arthur Buchardt, forteller at visjonen til prosjektet var å vise hva som er mulig, forteller han på nettsiden bygg.no (Hindklev, 2019). I dag er det i hovedsak gran som er mest benyttet til konstruksjonsvirke.



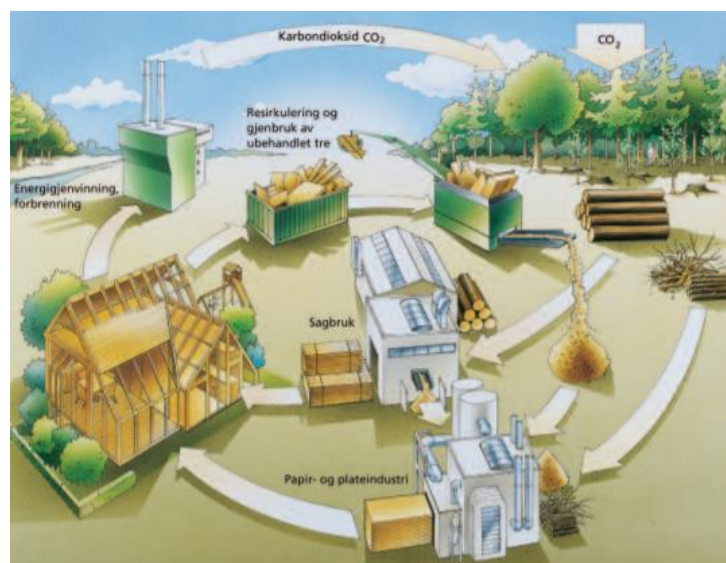
**Figur 2 Mjøstårnet (eget bilde)**

Tre er et materiale med veldig god holdbarhet. Et historisk eksempel på dette er norske stavkirker som fortsatt står selv om de ble bygget for opp imot 1000 år siden. Holdbarheten og tilgjengeligheten på materialet er en av mange grunner til at bruken av tre som

byggemateriale har vært populært over så mange år, selv om måten det brukes på har blitt modernisert.

Grunnen til at bruk av tre som byggemateriale generelt er mer miljøvennlig enn andre materialer, er at trær tar opp CO<sub>2</sub> ved hjelp av fotosyntesen og binder karbonet i konstruksjonen sin. Et eksempel på mengden som bindes finner vi i Limtreboka der det sies at «en kubikkmeter limtre lagrer ca. 750 kg med CO<sub>2</sub>» (Fonselius *et al.*, 2015). Det karbonet som er bundet frigjøres først når trevirket er i slutten av sitt livsløp og brukes til oppvarming etc. ved at det brennes. Når treet brennes frigjøres karbonet igjen som CO<sub>2</sub> sammen med energi i form av varme og kretsløpet kan starte på nytt ved at nye trær binder karbonet som ble frigjort. For at dette kretsløpet skal kunne gå evig og være bærekraftig må man se til at bruken av trevirke er mindre enn tilveksten av nye trær.

Mellom de to nevnte stegene med binding og frigjøring av CO<sub>2</sub> ligger hele bruksområdet til trevirket som materiale. For at treet skal kunne brukes som et byggemateriale må det bearbeides. Selve produksjonen forbruker lite energi hvis man sammenligner med produksjon av for eksempel betong eller stål. I tillegg til dette brukes biprodukter fra produksjonen som sagflis og spon til videre energiutvikling ved at det kan brennes etc. Dette hjelper til med å sørge for et redusert bruk av fossilt brensel under produksjonen (Fonselius *et al.*, 2015). Etter trevirket er bearbeidet er det klart til å brukes i konstruksjoner, og når treet er ferdig som byggemateriale kan det resirkuleres eller brukes til energigjenvinning. Bildet under viser kretsløpet til tre i sin helhet.



**Figur 3 Treets livsløp (Aarstad og Glasø, 2011)**



Tre er et materiale som har høy styrke i forhold til egenvekt. Eksempelvis vil konstruksjonsvirke med fasthetsklasse C30 ha en bøyefasthet på  $30 \text{ N/mm}^2$ , elastisitetsmodul på  $12 \text{ kN/mm}^2$  ( $12\,000 \text{ MPA}$ ) med en densitet på  $380 \text{ kg/m}^3$  (Norsk treteknisk og TreFokus, u.å.). Tre skiller seg fra andre materialer ved at det består av lange fibre som går i en bestemt retning. Egenskapene til materialet vil kunne ha varierende egenskaper ut ifra hvilken retning fibre er orientert i. Treet er anisotrop i den forstand at fastheten varierer ut fra vinkelen mellom retningen på belastningen og fiberretningen. Den høyeste fastheten får man ved belastning langs fiberretningen. Fastheten til treet er også avhengig av fuktighetsinnhold, hvor høyere fuktinnhold gir lavere fasthet. Tre er også et inhomogent materiale, som vil si at egenskapene kan variere over hele komponenter på grunn av at treet er usymmetrisk med defekter og ujevnheter som f.eks. kvister i konstruksjonen eller forskjellige typer ved (Fonselius *et al.*, 2015).

### **2.1.5 Forventninger til dekker**

Dekke går også under navnet etasjeskiller, og er som ordet sier, skillet mellom de ulike etasjene. Når vi belaster dekke med ofte forekommende laster, forventer vi at dekke ikke kollapser eller er ubehagelig å gå på. Vi skiller derfor mellom USL (ultimate limit state) og SLS (serviceability limit state) eller brudd- og bruksgrensetilstand for både langvarige laster og kortvarige laster. I bruddgrensetilstand tester vi for maks skjærkraft i forbindelsene, maks spenning i sjiktene sammenliknet med kapasiteten til materialet. I bruksgrensetilstand tar vi hensyn til vibrasjons- og nedbøyningskriterier. Disse temaene skal vi gå nærmere inn på i delkapittelet «grunnlag for beregninger».

### **2.1.6 CLT (Cross Laminated Timber)**

CLT er bygd opp av lameller normalt koblet sammen av 3, 5, 7 eller 9 sjikt slik at antall sjikt i et gitt element er oddetall. Dette er hovedsakelig på grunn av at det skal oppstå en lineær spenningsfordeling. I praksis kan det bli brukt bedre kvalitet på de ytterste sjiktene som får størst belastning og dårligere kvalitet på sjiktene nært midten. Tykkelsen på elementene varierer ut fra etterspørsel. Forbindelsen mellom sjiktene i et massivtreelement er ofte limt, men mekaniske forbindelser kan også benyttes. Massivtredekker kan fremstilles som blant annet krysslagte-, kantstilte- eller hulromselementer, deriblant krysslimte elementer er de mest kostnadseffektive og har høyest varighet (Buck *et al.*, 2015).

Elementet er prefabrikkerte, som betyr at det blir produsert og formet på fabrikker og kjørt til byggeplass. En effekt av en slik løsning er at byggeprosessen tar kortere tid fra start til slutt på byggeplass fordi mye av produksjonstidene benyttes på fabrikk.

### **2.1.7 Kompositt**

Komposittmaterialer er sammensatt av to eller flere forskjellige materialer i et samvirke, også kalt kompositter (Pedersen, 2017). Hensikten med et samvirke, at flere materialer virker sammen, er å utnytte de gode egenskapene til hver enkelt bestanddel. Kompositt er ingen ny metode for utvikling av byggematerialer, eksempler på tidligere utviklede kompositter er armert betong og glassfiberarmert plast. I dekker bestående av flere sjikt er det viktig at sjiktene har stor grad av samvirket for å minimere nedbøyningen og øke stivheten til dekke. Større grad av samvirke oppstår ved bruk av skjærforbindelser.

### **2.1.8 Timber Concrete Composite (TCC)**

TCC er et element som består av materialene tre og betong. De første forsøkene på å kombinere tre og betong ble gjort på 20 og 30-tallet. Men det var ikke før i 1939 at den tyske oppfinneren Otto Scahaub ble den første til å komme med et patent på TCC som element (Rijal *et al.*, 2015). Teknikkene rundt kombinasjonen av tre og betong ble originalt brukt for å renovere gamle trehus etter andre verdenskrig på grunn av mangel på stål.

TCC-systemer gjør at vi har mulighet til å benytte de gode egenskapene til hvert materiale, med å kombinere den høye trykkapasiteten til betong med treets egenskaper til å motstå strekk (Lukaszewska, 2009). Tradisjonelle byggemetoder av dekke i tre har ofte problemer med nedbøyning, mottagelighet for vibrasjon, akustiske egenskaper og lav brannmotstand (Yeoh *et al.*, 2011). Grunnet høy densitet og stivhet i betongen får TCC økende dynamisk respons, bøyestivhet, bærende kapasitet og lydisolasjon (Rijal *et al.*, 2015). Ved å bytte ut betong med tre i den nedre delen, har vi mulighet til å forminske strekkspenning i øvre betongsjikt. TCC-systemer gjør at vi har mulighet til å benytte de gode egenskapene til hvert materiale, med å kombinere den høye trykkapasiteten til betong med treets egenskaper til å motstå strekk (Lukaszewska, 2009). Tradisjonelle byggemetoder av dekke i tre har ofte problemer med nedbøyning, mottagelighet for vibrasjon, akustiske egenskaper og lav brannmotstand (Yeoh *et al.*, 2011). Grunnet høy densitet og stivhet i betongen får TCC økende dynamisk respons,

bøyestivhet, bærende kapasitet og lydisolasjon (Rijal *et al.*, 2015). Ved å bytte ut betong med tre i den nedre delen, har vi mulighet til å forminske strekkspenning i øvre betongsjikt.

For at TCC skal oppnå stor grad av samvirke er skjærforbindelser nødvendig for å spenne langt. Mekaniske forbindelser blir i stor grad brukt mellom betongen og massivtre. I tillegg er det viktig at forbindelsene er kostnadseffektive for at elementet skal være på linje med andre alternativ som tre, stål, betong og armerte betong dekker (Lukaszewska, 2009). For at TCC skal oppnå stor grad av samvirke er skjærforbindelser nødvendig for å spenne langt.

Mekaniske forbindelser blir i stor grad brukt mellom betongen og massivtre. I tillegg er det viktig at forbindelsene er kostnadseffektive for at elementet skal være på linje med andre alternativ som tre, stål, betong og armerte betong dekker (Lukaszewska, 2009).

## **2.2 Grunnlag for beregning**

### **2.2.1 Norsk standard**

Ved dimensjonering av bygninger må det tas hensyn til Norsk standard. Norsk standard, utgitt av Standard Norge er en felles oppskrift under konstant utbedring som bestemmer hvordan vi skal gå fram for blant annet å dimensjonere et bygg. Standarden er normalt i form av et dokument som fastsetter materialer, kvalitet, dimensjoner, prøvingsmetoder funksjons- og sikkerhetskrav, prosesser, systemer og termologi. (Hofstad, 2020)

«Standarden kan bare benyttes til prosjektering av bærekonstruksjoner sammen med de nasjonale bestemte parametere som gjelder i det land der en konstruksjon eller et produkt skal benyttes» (Standard Norge, 2010)

### **2.2.2 Metode for grad av samvirke $\gamma$ -metoden**

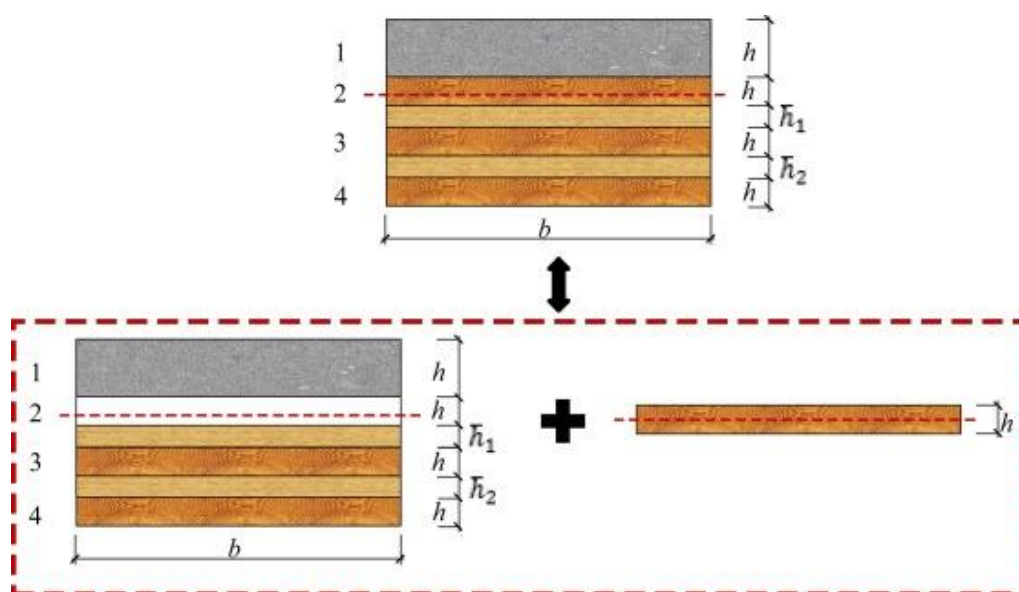
Det finnes flere metoder for å beregne samvirke mellom materialer (Dias, Schänzlin og Dietsch, 2018):

- Solution of the differential equation
- $\gamma$ -method
- Strut and tie model

- Shear analog method
- FE-modelling

Dias, Schänzlin og Dietsch (2018) har beskrevet og sammenliknet bruken av de forskjellige metodene i en tabell. Som et resultat av sammenlikningen ble « $\gamma$ -method» mest aktuell for spenn opp til tre sjikt og «strut and tie method» ble mest aktuell for antall sjikt over 3.  $\gamma$ -metoden er en metode som kan brukes ved beregning for hånd, og kan derfor tilpasses til programvarer som Excel. «Strut and tie» metoden er en metode som krever egen programvare, men kompenser med at det ikke begrenses av antall sjikt.

Siden  $\gamma$ -metoden opprinnelig er begrenset til å benytte maksimalt 3 sjikt kan det være vanskelig å benytte metoden for bruken av 5 sjikt CLT. Jiang og Crocetti (2019) gjør en anvendelse med bruk av  $\gamma$ -metoden til å betrakte langsgående sjikt som bærende, slik at vi ser på 5 sjikt CLT som 3 sjikt. I artikkelen «CLT-concrete composite floors with notched shear connectors» benyttes det 5 sjikt CLT med betongstøp ovenfor, slik at betongen sammen med langsgående sjikt ikke kan benytte  $\gamma$ -metoden direkte (3+1 sjikt). Artikkelen betrakter dermed sjikt nummer 2 for seg selv, og de andre sjiktene for seg selv. Denne betraktningen kan gjøres ved å plassere tyngdepunktssenteret nært sjikt 2, og se bort fra bidraget til Steiners tillegg slik som vist på bildet under.



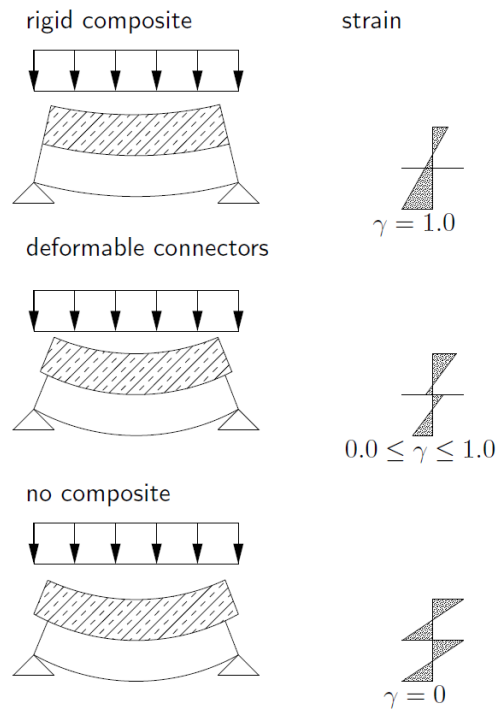
**Figur 4 Anvendning av  $\gamma$ -metoden (Jiang og Crocetti, 2019)**

### 2.2.3 Viktigheten av skjærforbindelser

For å danne et element med høy grad av samvirke krever det at skjærstrømmen (langsgående krefter mellom sjiktene) overføres mellom sjiktene gjennom skjærforbindelser. Grad av oppnåelse bestemmes av hvor godt materialene virker sammen. I følge Lukaszewska (2009) skiller vi mellom to grenser for samvirke:

- En nedre grense som innebærer **ingen** samvirke mellom sjiktene ( $\gamma=0$ ). Dette er situasjonen uten bruk av skjærforbindelser. Sjiktene virker individuelt og får egne nøytralakser. Dette vil teoretisk gi en mindre effektiv stivhet basert på likning B1 fra NS EN 1995-1-1 tillegg B og en individuell lineær spenningsfordeling. Det oppstår ingen horisontale krefter mellom lagene, annet enn friksjon som neglisjeres.
- En øvre grense som innebærer **fullt** samvirke mellom tre og betong ( $\gamma=1$ ). Dette oppnås med full utnyttelse av skjærforbindelser mellom lagene. Ved fullt samvirke får vi ingen indre forskyvninger mellom lagene i tillegg til en felles nøytralakse som skiller trykk og strekk. Ved fullstendig samvirke dannes det også størst skjærstrøm mellom materialene som betyr størst belastning av forbindelsene. Ved fullstendig samvirke får vi også økt effektiv stivhet og mindre nedbøyning.

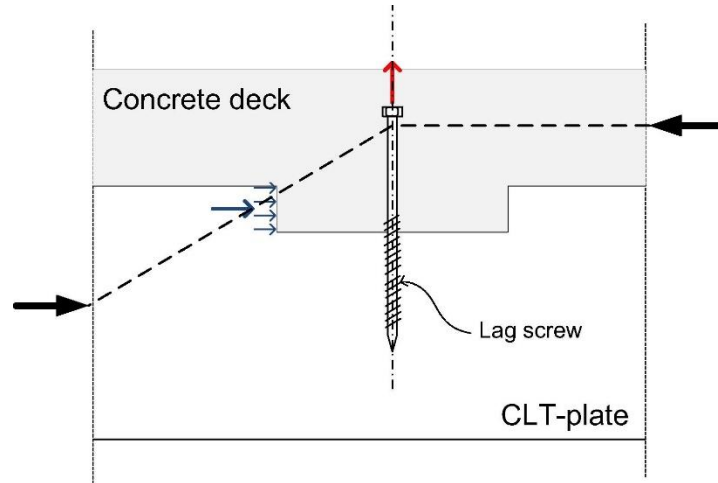
Figuren nedenfor viser et fritt opplagt dekke med kontinuerlig lastfordeling. Diagrammet til høyre viser spenningsfordeling og nøytralakse. I en TCC-konstruksjon vil det i de fleste tilfeller være skjærforbindelser mellom sjiktene. På grunn av horisontal bevegelse også kalt «slip» vil vi i realiteten ikke kunne oppnå  $\gamma = 1$ . Dette betyr at i de aller fleste tilfellene vil vi få en forbindelse med en grad av samvirke ( $0 < \gamma < 1$ ). På figuren nedenfor blir den beskrevet som «deformable connectors». På grunn av stivheten er det ønskelig å oppnå en  $\gamma$ -verdi så nært 1 som mulig. Vi kan da kalle det fullstendig samvirke, eller «rigid composite».



**Figur 5  $\gamma$ -faktor (Dias, Schänzlin og Dietsch, 2018)**

## 2.2.4 Mekaniske forbindelser mellom betong og tre

Flere typer av skjærforbindelser er utviklet for TCC-konstruksjon i de siste 30-40 årene i forskjellige deler av verden. Forbindelsene er ofte typisk metallforbindelser, men finnes også nå som «notched connectors». Forbindelsen etableres ved at det skjæres tversgående spor inn i treverket, for å støpe med betong over. For en slik type forbindelse blir skjærspenningen direkte tatt opp av materialet. Det benyttes også skruer for denne typen forbindelse, typisk må skruer dimensjoneres for skjærbrudd, blokkutrivning og uttrekkskapasitet. På grunn av den høye bøyestivheten som notchene bidrar med blir bidraget fra skruene neglisjerbart opp mot den vertikale skjærspenningen. Hensikten med skruen er dermed ikke å bidra på skjærkapasiteten, men den har en sentral funksjon i å ta oppløftkraften fra betongen. (Jiang og Crocetti, 2019) Skruene bidrar dermed til å holde sjiktene sammen og skruen dimensjoneres for uttrekkskapasitet. Ut fra Fragiacomio, Yeoh og Pahat (2010) er det påvist at dybden på notchen og lengden på skruen er de viktigste faktorene for å bestemme bidraget av forbindelsene. Illustrasjonen under viser hvordan skruer og notcher brukes i en TCC-konstruksjon.



**Figur 6 Notched forbindelse (Jiang og Crocetti, 2019)**

Ved bruk av  $\gamma$ -metoden beregner vi en effektiv bøyestivhet. Den effektive bøyestivheten bestemmes av virkningsgraden av forbindelsen mellom sjiktene. Generelt i mekaniske forbindelser varierer gamma med avstanden mellom forbindelsene  $S$  og stivhetsmodul  $K$ . Gammaverdien for forbindelsen tre/betong ( $\gamma$ ) kan beregnes ut fra følgende formel:

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * E_i * A_i * S_i}{K_i * L^2}} \quad (1)$$

NS EN 1995-1-1 Tillegg B Formel B.5 (Standard Norge, 2010)

Der:

- $E$  er elastisitetsmodul
- $A$  er tverrsnittareal av sjikt
- $S$  er avstand mellom forbindelser
- $K$  er slip modul
- $L$  er effektivt spenn

Virkingen av forbindelsene er bestemt av faktorene  $S_i$  og  $K_i$ . Faktorene går ut fra type forbindelser og avstanden mellom forbindelsene. Vi skiller gjerne mellom  $K_{ser}$  (bruksgrensetilstand) og  $K_{u}$  (bruddgrensetilstand). Dias, Schänzlin og Dietsch (2018) anbefaler ut fra «push-out» tester som er gjort i dokumentet å benytte  $K_{ser}=1000\text{kn/mm/m}$  for «notched connections» med dybde mellom 2 og 3 cm. Det anbefales også å benytte samme slip modul på bruddgrensetilstand som bruksgrensetilstand.

Den effektive avstanden mellom forbindelsene beregnes ut fra norsk standard for trekonstruksjoner.  $S_i$  beregnes ut fra likning (2).

$$S_{eff} = 0,75 * s_{min} + 0,25 * s_{max} \quad (2)$$

NS EN 1995-1-1 likning 9.17 (Standard Norge, 2010)

Der:

- $S_{eff}$  er effektiv avstand mellom forbindelsene
- $S_{min}$  er den minste avstanden mellom forbindelsene
- $S_{max}$  er den største avstanden mellom forbindelsene

### 2.2.5 Limte forbindelser

For CLT er sjiktene limt sammen og bidraget fra de tversgående sjiktene bidrar som rullekjær og erstatter faktorene K og S i likningen benyttet i mekaniske forbindelser. Ved å se for oss at de langsgående sjiktene som fullstendig bærende kan vi forestille oss at de tversgående sjiktene bidrar med imaginære forbindelser (Pereira og Calil Junior, 2019). Med dette kan vi legge til bidraget til de tversgående sjiktene på de langsgående.

$\gamma$ -verdien for limte forbindelser beregnes mellom CLT sjiktene og beregnes ut fra likningen:

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * E_i * A_i}{L^2} * \frac{h}{G90 * b}} \quad (3)$$

(Pereira og Calil Junior, 2019)

Der:

- E er elastisitetsmodul
- A er tversnittareal av langsgåendesjikt
- L er effektivt spenn
- H – tykkelse på tversgående sjikt
- G90 er rullekjærbidrag i tversgående sjikt
- B er bredde på tversgående sjikt



## 2.2.6 Effektiv forbindelse

Ut fra betraktningen som gjelder for bruk av  $\gamma$ -metoden på 4 sjikt ser vi bort fra sjikt 2, det vil si at det dannes en effektiv forbindelse mellom sjikt 1 (betongen) og sjikt 3 (det midterste CLT sjiktet). Denne forbindelsen er en mellomting mellom en limt forbindelse og en mekanisk forbindelse. For å regne ut det effektive bidraget fra forbindelsene går vi ut fra likning (4).

$$\left(\frac{k}{s}\right)_c = \frac{\frac{K1}{S_{eff}} \times \frac{Gr * b}{h1 -}}{\frac{K1}{S_{eff}} + \frac{Gr * b}{h1 -}} \quad (4)$$

(Jiang og Crocetti, 2019)

Der:

- $K1$  er slipmodul til forbindelsen
- $S_{eff}$  er effektiv avstand mellom forbindelsen
- $Gr$  er rulleskjærbidrag fra tversgående sjikt
- $B$  er bredde på tversgående sjikt
- $H1$  er høyde på tversgående sjikt

## 2.2.7 Beregning av effektiv bøyestivhet ( $EI_{eff}$ )

Den effektive bøyestivheten beregnes ut fra materialegenskapene, grad av samvirke og avstanden fra nøytralakse til midten av sjikt. Ut fra betraktningen gjort innledende av Jiang og Crocetti (2019) beregnes et sjikt 2 uten bidrag fra Steiners tillegg ved benyttelse av betongsjikt + 5 sjikts CLT. For CLT-dekke med samme tykkelse på sjiktene vil nøytralaksen ligge midt i det midterste sjiktet på grunn av symmetri. Det kan være hensiktsmessig å redusere kvaliteten på det midterste sjiktet fordi det bidrar i mindre grad på den effektive bøyestivheten enn de ytterste sjiktene.

Likning (5) i standarden beskriver beregningen av den effektive bøyestivheten:

$$EI_{eff} = \sum_{i=1,2,3,4}^4 E_i * I_i + \gamma_i * E_i * A_i * a_i^2 \quad (5)$$

Der:

- E er elastisitetsmodul
- I er andre arealmoment
- $\gamma$  er grad av samvirke
- A er tverrsnittarealet av langsgående sjikt
- a er avstand fra nøytralakse til sentrum av sjikt.

## 2.2.8 Bruddgrensetilstand

### Fordelt last (q)

I bruddgrensetilstand kontrolleres bygget for sammenbrudd eller store deformasjoner som kan føre til svikt. Det blir tatt hensyn til en større last enn det som er tenkt i bygget. Dette er for å være på den sikre siden. Vi beregner fordelt last (q) i bruddgrensetilstand ut fra likning (6) og (7)

$$(6.10 a) q = 1,35 * G_{k,j} + 1,5 * \Psi_{0,1} * Q_{k,1} + \sum_{i>1} 1,5 * \Psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (6)$$

$$(6.10 b) q = 1,2 * G_{k,j} + 1,5 * Q_{k,1} + \sum_{i>1} 1,5 * \Psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (7)$$

NS EN 1990 likning 6.10a og 6.10b (Standard Norge, 2016)

Der:

- $G_{k,j}$  er egenlast
- $Q_{k,i}$  er nyttelast
- Psi ( $\Psi$ ) er en verdi som benyttes for sannsynlighet for at flere nyttelaster oppstår samtidig og bestemmes fra NS EN 1990 Tabell A1.1. For kontorarealer settes  $\Psi$  til 0,7.

Ved belastning av brudd benytter vi den likningen som gir størst verdi. 6.10a kan benyttes hvis  $G_{k,j} > 3 * Q_{k,i}$  ellers benyttes 6.10b. For lette konstruksjoner vil sjeldent dette være tilfelle.

For rene betongdekker vil derimot egenlasten kunne innfri kriteriet, og ligning 6.10a kan benyttes.

## Kapasitet

Materialets egenskaper til å motstå strekk og trykk er individuelt. Betong har dårlig evne til å ta opp strekk, men har betydelig større kapasitet mot trykk (Standard Norge, 2016; 2018). Kapasiteten sammenliknes med påført spenning for å bestemme om konstruksjonen tåler lasten. Den karakteristiske kapasiteten av hvert materiale hentes fra tilhørende eurokoder. Tabellen under viser egenskaper for styrke, stivhet og densitet for konstruksjonsvirke i ulike kvalitetsklasser.

**Tabell 1 Fsthetsklasse for konstruksjonsvirke**

Table 1 — Strength classes for softwood based on edgewise bending tests – strength, stiffness and density values

	Class	C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
<b>Strength properties in N/mm<sup>2</sup></b>													
Bending	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Tension parallel	$f_{t,0,k}$	7,2	8,5	10	11,5	13	14,5	16,5	19	22,5	26	30	33,5
Tension perpendicular	$f_{t,90,k}$	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Compression parallel	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	24	25	27	29	30
Compression perpendicular	$f_{c,90,k}$	2,0	2,2	2,2	2,3	2,4	2,5	2,5	2,7	2,7	2,8	2,9	3,0
Shear	$f_{v,k}$	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
<b>Stiffness properties in kN/mm<sup>2</sup></b>													
Mean modulus of elasticity parallel bending	$E_{m,0,mean}$	7,0	8,0	9,0	9,5	10,0	11,0	11,5	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0
5 percentile modulus of elasticity parallel bending	$E_{m,0,k}$	4,7	5,4	6,0	6,4	6,7	7,4	7,7	8,0	8,7	9,4	10,1	10,7
Mean modulus of elasticity perpendicular	$E_{m,90,mean}$	0,23	0,27	0,30	0,32	0,33	0,37	0,38	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53
Mean shear modulus	$G_{mean}$	0,44	0,50	0,56	0,59	0,63	0,69	0,72	0,75	0,81	0,88	0,94	1,00
<b>Density in kg/m<sup>3</sup></b>													
5 percentile density	$\rho_k$	290	310	320	330	340	350	360	380	390	400	410	430
Mean density	$\rho_{mean}$	350	370	380	400	410	420	430	460	470	480	490	520
NOTE 1 Values given above for tension strength, compression strength, shear strength, char. modulus of elasticity in bending, mean modulus of elasticity perpendicular to grain and mean shear modulus have been calculated using the equations given in EN 384.													
NOTE 2 The tension strength values are conservatively estimated since grading is done for bending strength.													
NOTE 3 The tabulated properties are compatible with timber at moisture content consistent with a temperature of 20 °C and a relative humidity of 65 %, which corresponds to a moisture content of 12 % for most species.													
NOTE 4 Characteristic values for shear strength are given for timber without fissures, according to EN 408.													
NOTE 5 These classes may also be used for hardwoods with similar strength and density profiles such as e.g. poplar or chestnut.													
NOTE 6 The edgewise bending strength may also be used in the case of flatwise bending.													

Den dimensjonerende spenningen bestemmes ut fra likning (8)

$$F_{cd} = K_{mod} * (K_{sys}) * \frac{F_{ck}}{\gamma_m} \quad (8)$$

NS EN 1995-1-1 likning 2.17 (Standard Norge, 2010)

Der:

- $F_{cd}$  er dimensjonerende trykkapasitet
- $K_{mod}$  er en faktor som bestemmes av lastvarighet og klimaklasse
- $K_{sys}$  er en faktor som bestemmes av system i elementet
- $\gamma_m$  er en materialfaktor

På grunn av begrenset opplysning i Eurokode 5 om massivtre finner vi faktorene  $K_{mod}$  og  $\gamma_m$  i Svensk Massivtrehåndbok (Borgström og Fröbel, 2017).

Faktoren  $K_{mod}$  bestemmes ut fra klimaklassen og lastvarigheten til et gitt element. Tabellen under viser verdier for  $K_{mod}$  ved dimensjonering av massivtre.

**Tabell 2  $K_{mod}$**

Tabell 3.3 Værdien på  $k_{mod}$  ved dimensjonering av KL-træ.

Klimatklasse	Lastvaraktighetsklasse				
	Permanent (P)	Långtid (L)	Medellång (M)	Korttid (S)	Momentan (I)
1	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
2	0,6	0,7	0,8	0,9	1,1
3	–	–	–	–	–

Klimaklassen bestemmes av klimaforhold og relativ fuktighet. Om den relative fuktigheten er under 65% karakteriseres konstruksjonen som klimaklasse 1. Denne klassen beskriver et typisk oppvarmet innemiljø. Om den relative fuktigheten er mellom 65% og 85% karakteriserer konstruksjonen som klimaklasse 2. Klimaklasse 3 med over 85% relativ fuktighet, er konstruksjoner som ikke er beskyttet mot vann eller fukt (Standard Norge, 2010).

Lastvarighet bestemmes av tidsrommet lasten påvirker konstruksjonen. En permanent last defineres som last med varighet i over 10 år. Langtidslast har en varighet mellom 6 måneder og 10 år eksempelvis lagring. Mellomlangtidslast er typiske nyttelaster på en gulvkonstruksjon og begrenses i tidsrommet 1 uke til 6 måneder. Korttidslast er laster med varighet mindre enn en uke og øyeblikkelig last er laster mindre enn 10 sekunder typiske eksempler på slike laster er snø- og vindlast (Standard Norge, 2010).

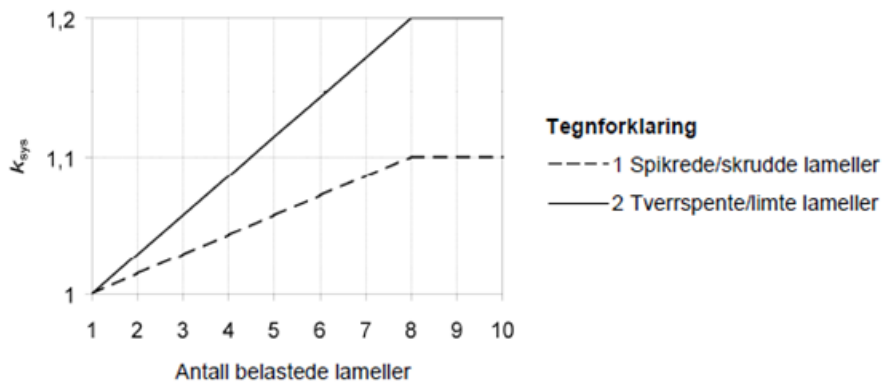
Materialfaktoren  $\gamma_m$  bestemmes av usikkerheten og variasjonen i materialene.

Materialfaktoren er en sikkerhetsfaktor som tar hensyn til disse forholdene. Tabellen under viser eksempler på verdier for materialfaktorer som brukes i ulike land.

**Tabell 3 Verdier for materialfaktor  $\gamma_m$  ved dimensjonering av massivtre**

Land	$\gamma_m$
Sverige	1,25
Norge	1,15
Østerrike	1,25
Tyskland	1,3

$K_{sys}$  er en faktor som benyttes ved et system i konstruksjonen slik at elementer/bjelker har mulighet til å avlaste hverandre. Faktoren  $K_{sys}$  kan benyttes på fasthetsegenskaper når flere like konstruksjonsdeler benyttes i et system med lik avstand og et kontinuerlig lastfordelingssystem (Standard Norge, 2010). Faktoren bestemmes fra NS EN 1995-1-1 tabell 6.12 (Standard Norge, 2010). Figuren under viser hvordan verdien for  $K_{sys}$  henger sammen med antall belastede lameller og hvordan de lamellene er bundet sammen.



**Figur 7  $K_{sys}$  (Standard Norge, 2010)**

Den dimensjonerende kapasiteten ( $F_{cd}$  og  $F_{ctd}$ ) bestemmes av likning (9) og (10).

$$F_{cd} = a_{cc} * \frac{f_{ck}}{\gamma_m} \quad (9)$$

$$F_{ctd} = a_{ct} * \frac{f_{ctd}}{\gamma_m} \quad (10)$$

NS EN 1992-1-1 likning 3.15 og 3.16 (Standard Norge, 2018)

Der:

- $f_{cd}$  og  $F_{ctd}$  er dimensjonerende trykk- og strekkapasitet
- $f_{ck}$  og  $f_{ctd}$  er karakteristisk trykk- og strekkapasitet
- $\gamma_m$  er materialfaktor
- $a_{cc}$  og  $a_{ct}$  er faktorer som tar hensyn til virkning av langtidslast på trykk og strekkfastheten samt ugunstig virkning av måten lasten påføres

For betongkonstruksjoner tar vi hensyn til materialfaktor, karakteristisk stivhet og en  $a_{cc}$  faktor. Materialfaktor og karakteristisk stivhet virker på samme måte som for massivtre, men  $a_{cc}$  er et unntak ved dimensjonerende kapasitet. Faktoren beskriver levetid for betongen og settes alltid til 0,85 (Standard Norge, 2018)

Tabellene under er hentet fra NS EN 1992-1-1 (Standard Norge, 2018) og viser henholdsvis den karakteristiske kapasiteten og materialfaktor for betongkonstruksjoner.

**Tabell 4 Fasthetsklasse for betong**

Fasthetsklasser for betong														Analytisk sammenheng/ Forklaring	
$f_{tk}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{t,0.05}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{tk} + 8$ (MPa)
$f_{cm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{cm} = 0,30 \times f_{tk}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{cm} = 2,12 \ln[1 + (f_{tk}/10)]$ $> C50/60$
$f_{tk,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{tk,0.05} = 0,7 \times f_{cm}$ 5%-fraktill
$f_{tk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{tk,0.95} = 1,3 \times f_{cm}$ 95%-fraktill
$E_{cm}$ (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{tk}/10)]^{0,3}$ ( $f_{tk}$ in MPa)
$\alpha_{ct}$ (%)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	Se figur 3.2 $\alpha_{ct}(f_{tk}) = 0,7 f_{tk}^{0,21} \leq 2,8$
$\alpha_{ct}$ (%)	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	Se figur 3.2 for $f_{tk} \geq 50$ MPa $\alpha_{ct}(f_{tk}) = 2,8 + 27[(98 - f_{tk})/100]^4$
$\alpha_{ct}$ (%)	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Se figur 3.3 for $f_{tk} \geq 50$ MPa $\alpha_{ct}(f_{tk}) = 2,0 + 0,085(f_{tk} - 50)^{0,5}$
$\alpha_{ct}$ (%)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Se figur 3.3 for $f_{tk} \geq 50$ MPa $\alpha_{ct}(f_{tk}) = 2,6 + 35[(90 - f_{tk})/100]^4$
$n$	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	For $f_{tk} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{tk})/100]^4$
$\alpha_{ct}$ (%)	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	Se figur 3.4 for $f_{tk} \geq 50$ MPa $\alpha_{ct}(f_{tk}) = 1,75 + 0,55[(f_{tk} - 50)/40]$
$\alpha_{ct}$ (%)	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Se figur 3.4 for $f_{tk} \geq 50$ MPa $\alpha_{ct}(f_{tk}) = 2,6 + 35[(90 - f_{tk})/100]^4$

**Tabell 5 Materialfaktor for betong**

Dimensjonerende situasjoner	$\gamma_c$ for betong	$\gamma_s$ for armeringsstål	$\gamma_s$ for spennstål
Vedvarende og forbigående	1,5	1,15	1,15
Utmatting	1,5	1,15	1,15
Ulykkessituasjon	1,2	1,0	1,0

### Spenninger

Den oppstående spenningsfordelingen  $\sigma$  i sjiktene er regnet ut fra likning (11) og (12) vist i Figur 8.

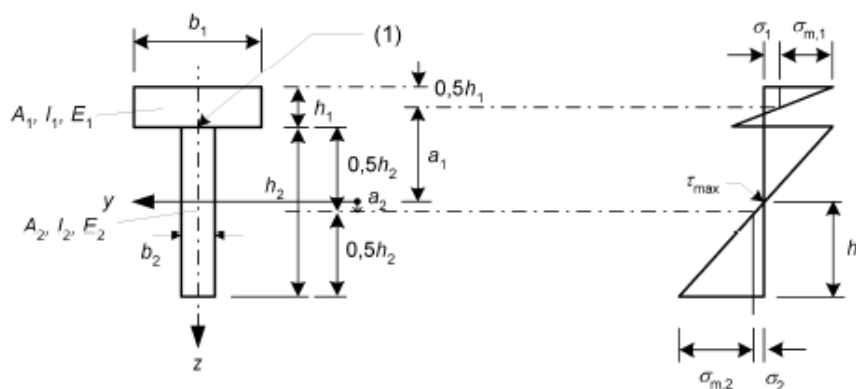
$$\sigma_i = \frac{\gamma E_i a_i}{EI_{eff}} M \quad (11)$$

$$\sigma_{m,i} = \frac{0.5 E_i h_i}{EI_{eff}} M \quad (12)$$

NS EN 1991-1 tillegg B likning B7 og B8 (Standard Norge, 2010)

Der:

- $\sigma$  er spenning
- $\gamma$  er grad av samvirke
- E er E-modul
- H er tykkelse på sjikt
- M er moment
- $EI_{eff}$  er effektiv stivhet



**Figur 8 Spenningsfordeling (Standard Norge, 2010)**

Skjærspenning har størst verdi ved nøytralaksen slik som vist på figuren.

Skjærspenningskapasiteten bestemmes med likning (13)

$$F_{vd} = k_{mod} * \frac{Fvk}{\gamma_m} \quad (13)$$

NS EN 1995-1-1 likning 2.14 (Standard Norge, 2010)

Der:

- $F_{vd}$  er dimensjonerende skjærkapasitet
- $K_{mod}$  er en faktor som tar hensyn til lastvarighet og klimaklasse
- $\gamma_m$  er materialfaktor

Beregninger av skjærspenning beregnes ut fra likning (14)

$$\tau = \frac{0,5 * E_2 * b_2 * h^2}{b_2 * EI_{eff}} * V \quad (14)$$

NS EN 1995-1-1 likning B (Standard Norge, 2010)

Der:

- E elastisitetsmodul
- b er bredden til elementet
- h er avstand til nøytralakse
- $EI_{eff}$  er effektiv bøyestivhet
- V er skjærkraft



For notched forbindelser må det tas hensyn til spenningen som oppstår i notchen og dimensjonere for knusing av massivtre. Kraften som blir påført i notchene fordeles dermed på et areal som bestemmes av dimensjonene på notchen.

Kraften påført hver forbindelse bestemmes ut fra likning (15)

$$F_i = \frac{\gamma_i E_i A_i a_i s_i}{EI_{eff}} V \quad (15)$$

NS EN 1995-1-1 tillegg B likning B10 (Standard Norge, 2010)

Der:

- $\gamma$  er grad av samvirke
- $E$  er elastisitetsmodul
- $A$  er flate-areal
- $a$  er eksentrisitet
- $S$  er første arealmoment
- $EI_{eff}$  er effektiv bøyestivhet
- $V$  er skjærkraft

## 2.2.9 Bruksgrensetilstand

Det skal påses at forventede laster som oppstår på en konstruksjonsdel, komponent eller konstruksjon, ikke skal forårsake vibrasjoner som kan svekke konstruksjonens funksjon, eller som kan gi ubehag for brukerne (Standard Norge, 2010).

Dimensjonering av lette etasjeskillere med lange spenn er ofte styrt av bruksgrensetilstand istenden for bruddgrensetilstand, der dynamisk respons er en av disse kravene. Den dynamiske responsen av et dekke bestemmes av dekkets masse, bøyestivhet og relativ demping. Generelt for etasjeskillere vil vi unngå en egenfrekvens under 8 Hz (Rijal *et al.*, 2015).

Egenfrekvensen til dekke beregnes ut fra likning (16)

$$F_1 = \frac{\pi}{2l^2} * \sqrt{\frac{(EI)l}{m}} \quad (16)$$

Der:

- $(EI)_l$  er stivhet i lengderetning, samme som  $EI_{\text{eff}}$  ved bruk av  $\gamma$ -metode.
- $L$  effektiv lengde
- $M$  er masse til dekke pr  $m^2$

### Anders Homb-kriteriet

Anders Homb-kriteriet er et todelt kriterium som tar for seg nedbøyning ved 1kn punktlast og kombinerer responsen av dekke med egenfrekvensen. For bjelkelag med høy tverrstivhet (påstøp, massivtre eller andre toveisdekker) gjelder prinsippet IKKE for frekvenser helt ned til 8 Hz, men det er i midlertid sikkert å benytte kriteriet for frekvenser ned til 12.5 Hz (Homb, 2007).

$$\Delta\left(\frac{ql^3}{48 * EI}\right) < 1,3 \text{ mm} \quad (17)$$

$$\frac{F_0}{\Delta^{0,44}} > 18,7 \quad (18)$$

(Homb, 2007)

Der:

- $F_0$  er egenfrekvensen til dekke
- $\Delta$  er nedbøyningen ved 1 kn punktlast
- $Q$  er 1kN punktlast
- $EI$  er stivheten til dekke

### Fordelt last i bruksgrensetilstand ( $q$ )

Den fordelte lasten for korttidsnedbøyning beregnes ut fra karakteristisk kombinasjon, likning (19).

$$q \text{ (karakteristisk kombinasjon)} = G_k + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{0,i} * Q_{k,i} \quad (19)$$

NS EN 1990 likning 6.14a (Standard Norge, 2016)

For å tilfredstille langtidsnedbøyning er det nødvendig å beregne nedbøyning ut fra kvasi-permanent last for hele egenlasten og en del av nyttelasten ( $\Psi_{2,i}$ ). Denne lasten skal beregnes med redusert effektiv stivhet med hensyn til kryp og deformasjon. Resten av nyttelasten ( $1 - \Psi_{2,i}$ ) beregnes med opprinnelig stivhet.

$$q \text{ (quasi permanent)} = G_k + \Psi_{2,i} * Q_{k,1} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} * Q_{k,i} \quad (20)$$

$$q \text{ (rest)} = (1 - \Psi_{2,i} * Q_{k,1}) + \sum_{i>1} (1 - \Psi_{2,i}) * Q_{k,i} \quad (21)$$

NS EN 1990 likning 6.16a (Standard Norge, 2016)

Langsiktig nedbøyning til dekket beregnes med redusert elastisitetsmodul, skjærmodul og glidemodul for trekonstruksjoner:

$$E_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{1 + k_{def}} \quad (22)$$

$$G_{mean,fin} = \frac{G_{mean}}{1 + k_{def}} \quad (23)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{1 + k_{def}} \quad (24)$$

NS EN 1995-1-1 likning 2.7, 2.8 og 2.9 (Standard Norge, 2010)

Der:

- $E_{mean,fin}$  er middelverdien av redusert elastisitetsmodul
- $G_{mean,fin}$  er middelverdien av redusert skjærmodul
- $K_{ser,fin}$  er middelverdien av redusert glidemodul
- $K_{def}$  er deformasjonsfaktor, bestemt av NS EN 1995-1-1 tabell 3.2

For betongkonstruksjoner tar vi hensyn til effektiv elastisitetsmodul beskrevet i likning (25).

Den tar hensyn til langtidsdeformasjon i betongen.

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \omega(\infty, t_0)} \quad (25)$$

NS EN 1992-1-1 likning 7.20 (Standard Norge, 2018)

Der:

- $E_{c,eff}$  er redusert elastisitetsmodul
- $\omega$  er krypfaktor

Vi henter deformasjonsfaktoren  $K_{def}$  for langtidsnedbøyning fra Tabell 6.

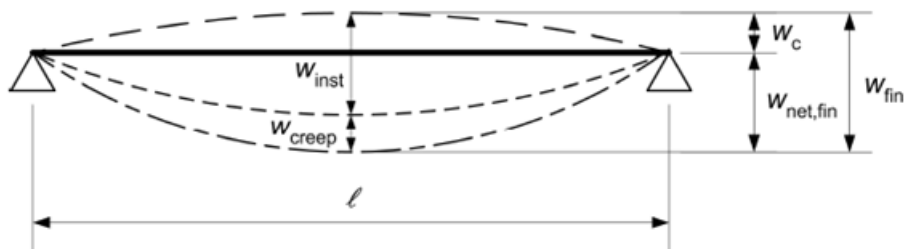
**Tabell 6  $K_{def}$**

*Table 2.1 – Values of  $k_{def}$  for timber, concrete and ASSY plus VG screws*

Material	Service class	
	1	2
Solid timber, EN 14081-1	0,6	2,0
Glued Laminated timber, EN 14080	0,6	2,0
LVL, EN 14374	0,6	2,0
Cross laminated timber, ETA	0,8	2,0
Concrete, EN 206-1	2,5	2,5
ASSY plus VG screw connection	0,6	4,0

Nedbøyningberegning for fritt opplagt dekke med fordelt last regnes ut i fra denne likningen:

$$w \text{ (fordelt last)} = \frac{5 * q * l^4}{384 * EI_{eff}} \quad (26)$$



**Figur 9 Nedbøyningskomponenter (Standard Norge, 2010)**

Figuren over illustrerer nedbøyning av dekke med momentan nedbøyning, nedbøyning med hensyn til kryp/deformasjon, og overhøyde.

- $W_C$  er overhøyde, som typisk benyttes for limtrebjelker for å begrense nedbøyningen.
- $W_{net,fin}$  er langsiktig deformasjon
- $W_{inst}$  er kortsiktig deformasjon
- $W_{fin}$  er langsiktig deformasjon tatt hensyn til overhøyde
- $W_{creep}$  er langtidsdeformasjon (krypnedbøyning)

Kravene til ofte forekommende og tilnærmet permanente lastsituasjoner varierer mellom Eurokodene. Eurokode 2 beskriver begrensningene for nedbøyning i punkt 7.4.1 (Standard Norge, 2018) som  $l/250$  for tilnærmet permanent last. Eurokode 5 beskriver nedbøyningskriteriene i tabellen nedenfor.

**Tabell 7 Nedbøyningskriterier i henhold til Eurokode 5 (Standard Norge, 2010)**

	$W_{inst}$	$W_{net,fin}$	$W_{fin}$
Bjelke på to opplegg	$l/300$ til $l/500$	$l/250$ til $l/350$	$l/150$ til $l/300$
Utkragede bjelker	$l/150$ til $l/250$	$l/125$ til $l/175$	$l/75$ til $l/150$

### 2.2.10 Euler-Bernoulli og Timoshenko Beam Theory

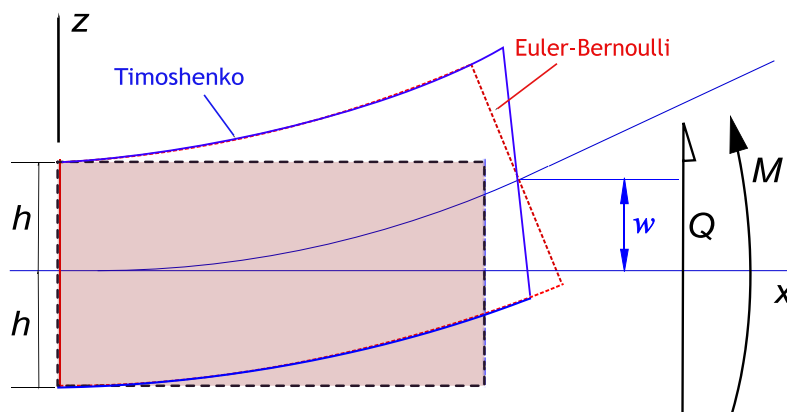
$\gamma$ -metoden baseres på bjelketeori fra Euler-Bernoulli og andre metoder slik som shear analog metod baseres på Timoshenko bjelketeori. Vi må ta hensyn til disse bjelketeoriene slik at vi skal kunne gjøre en vurdering på validiteten til resultatene.

Euler-Bernoulli beam theory er en bjelketeori som ble først beskrevet av Leonard Euler og Daniel Bernoulli. Teorien er en forenklet metode som kan brukes til å beregne hvordan bjelker vil oppføre seg under belastning med tanke på bøyning. Man velger å se bjelken som en lang rekke av kuber hvor to av sidene i hver kube kan antas å stå normalt på nøytralaksen. For at man skal få nøyaktige resultater ved denne forenklingen forutsettes det at bjelken man regner på har så høy stivhet eller et forholdstall mellom lengde og bredde/tykkelse som er så stort at skjærspenningen som virker på kubene er neglisjerbar.

En annen viktig forutsetning for denne teorien er at det ikke er noe deformasjon i tverrsnittsplanet (Bauchau og Craig, 2009). På grunn av disse forutsetningene er Euler-Bernoulli bjelketeori begrenset til beregning av bjelker med lange spenn eller høy stivhet og lite bøyning. Hvis derimot skal regne på bjelker med kortere spenn vil man måtte benytte seg av en annen bjelketeori for å oppnå mest mulig gyldige resultater. Når forholdet mellom spennvidde  $L$  og elementtykkelse  $t$  overskrider  $\frac{L}{t} > 30$  kan vi se bort fra skjær-deformasjoner (Aarstad og Glasø, 2011).

Timoshenko beam theory er en videreutvikling av Euler-Bernoulli beam theory som ble utviklet av Stephen Timoshenko. Teorien er en videreføring i den form at den inkluderer skjær-deformasjon i formlene for utregning. Konsekvensen av dette er at bjelketeorien ikke lenger er begrenset til bjelker med lange spenn, men kan også brukes til beregning av kortere bjelker hvor dybden av bjelken fører til at effekten av skjærspenning ikke er neglisjerbar (Karacabeyli og Gagnon, 2019). Denne videreutviklede bjelketeorien egner seg derfor godt til regning på CLT-bjelker, som generelt har relativt korte spennvidder.

Figuren under illustrerer måten man ser på deformasjonen av en bjelke på ved bruk av de to ulike bjelketeoriene.



**Figur 10 Timoshenko og Euler Bernoulli (Bbanerje, 2015)**

## 2.3 Grunnlag for kostnad- og miljøberegninger

For å svare på siste del av problemstillingen vår må vi vite noe om beregning av miljøbelastning og kostnader. Vi trenger også konkrete verdier å gå ut fra for at beregningene skal kunne brukes.

### 2.3.1 Miljøberegninger

#### LCA og EPD

Life Cycle Assessment, forkortet LCA, er en «*systematisk kartlegging og vurdering av miljø- og ressurspåvirkninger gjennom hele livsløpet til et produkt/produktssystem*» (LCA.no, u.å.). Det norske navnet for dette er «livsløpsvurdering». Hensikten med en LCA er å gi en grundig dokumentasjon av miljøbelastningen til et produkt i alle stadier, helt fra utvinning av råmaterialene til det ender opp som avfall eller gjenvinnes. Dette gjør det mulig å se den helhetlige miljøbelastningen til et enkelt produkt, samtidig som man kan se hvor i livsløpet de kritiske punktene ligger. Ut fra dette kan man jobbe videre med å forbedre de delene av livsløpet hvor de viktigste miljøproblemene oppstår, og ende opp med et mer bærekraftig produkt.

En EPD (Environmental Product Declaration) er en miljødeklarasjon for et enkelt produkt som inneholder informasjon om produktets miljøbelastning gjennom hele livsløpet (The Norwegian EPD Foundation, u.å.). EPDen utvikles på bakgrunn av en livsløpsanalyse (LCA) i henhold til standard ISO 14025 Miljømerker og deklarasjoner (Standard Norge, 2006). Miljødeklarasjonene er standardiserte med den hensikt at sammenlikning av ulike produkter skal være enkelt for kundene. Tredjeparts verifisering sørger for at informasjonen som blir oppgitt om et produkt er faktisk og objektiv.

### 2.3.2 Kostnadsberegninger

Norsk prisbok, utgitt av Norconsult informasjonssystemer AS og Bygghanalyse AS er en oppdatert prisdatabase som inneholder oppslagsverk for norsk bygg- og anleggsbransje. Prisboka består av 1700 ferdig beregnede elementer og over 3500 prislinjer, reseptmengder,

tider og karbonfotavtrykkverdier, samt erfaringspriser pr. kvadratmeter BRA. Det utvikles økende antall bygningstyper i henhold til NS3457.

Vi har valgt å benytte prisboka på grunn av at den gir gode estimater for pris. Boka inneholder blant annet prefabrikkerte dekkeløsninger med kvadratmeterpris for forskjellige tykkelser. De nøyaktige tykkelsene vi ønsker å bruke finnes ikke nødvendigvis i prisboken. For å komme frem til en tilnærmet verdi velger vi å sammenligne miljøbelastningen og kostnaden for de produktene vi har tilgjengelige verdier for. En antatt verdi brukes for tykkelser som er mellom de tykkelsen vi har tilgjengelig. For tykkelser som er høyere vil vi benytte verdiene for de høyeste tykkelsene vi har tilgjengelig for å være konservative.

For begge løsningene vil vi benytte en kvadratmeterpris for betong og en kvadratmeterpris for CLT. Vi har ikke tilgang til konkrete verdier for TCC og vi velger derfor å bruke samme regnemetode for begge dekkeløsningene. Dette vil føre til at verdiene for miljøbelastning er nokså realistiske, mens kostnadene for TCC-dekker kun er en anslått verdi på grunn av usikkerhet rundt kostnadene ved produksjon av TCC-elementer.

### **2.3.3 Beregningsverdier**

For våre beregninger av kostnad og miljøbelastning har vi valgt å bruke verdier fra Norsk Prisbok (Norconsult Informasjonssystemer AS og Bygghanalyse AS, u.å.). Der finner vi verdier for kostnad for konkrete produkter i tillegg til verdier for miljøbelastning basert på EPD for de gitte produktene.

Tabellene under viser enhetspris og CO<sub>2</sub>-eq for de gitte produktene. Benevningen CO<sub>2</sub>-eq beskriver hvor mye CO<sub>2</sub> som skal til for å oppnå samme GWP som en gitt sammensetning av klimagasser.



**Tabell 8 Kostnad og miljøbelastning betong**

Produkt (tykkelse)	Enhetspris (m <sup>2</sup> )	kg CO <sub>2</sub> -eq (m <sup>2</sup> )	Enhetspris (m <sup>3</sup> )	kg CO <sub>2</sub> -eq (m <sup>3</sup> )
50 mm	615	18,70	12300	374,0
70 mm	676	24,61	9657	351,8
100 mm	737	32,63	7370	326,3

**Tabell 9 Kostnad og miljøbelastning CLT**

Produkt (tykkelse)	Enhetspris (m <sup>2</sup> )	kg CO <sub>2</sub> -eq (m <sup>2</sup> )	Enhetspris (m <sup>3</sup> )	kg CO <sub>2</sub> -eq (m <sup>3</sup> )
160 mm	1680	33,12	10500	207,0
210 mm	2168	42,47	10324	202,2

# 3 Case

## 3.1 Beskrivelse av O2-bygget

I Ogdalsvegen 2 i Steinkjer er et kontorbygg i 8 etasjer under bygging. Bygget blir på ca. 7300 m<sup>2</sup>, og skal i hovedsak inneholde kontorlokaler for NAV. Tomta ligger midt i Steinkjer sentrum, et stenkast fra jernbanestasjonen. Oppdragsgiver og byggherre er Steinkjerbygg KF og prosjektet er utviklet i tett samarbeid mellom Steinkjerbygg KF og NAV. Ca. 260 NAV-ansatte vil få sin arbeidsplass i bygget.



**Figur 11 O2-bygget under bygging (eget bilde)**

Prosjektet gjennomføres som en totalentreprise hvor prosjekteringen foregår i regi av totalentreprenøren FuglesangDahl AS. Norconsult AS er underleverandør til Fuglesang Dahl AS og har ansvar for prosjekteringen for de fleste fag, blant annet byggteknikk. NOKR (Norsk konstruksjonsrådgivning AS) er imidlertid ansvarlig prosjekterende for massivtre. Splitkon på Åmot produserer og leverer massivtre-elementene.

Prosjektet har høye ambisjoner for miljø- og bærekraft. Ambisjonene omfatter både byggeprosessen og selve driften. Materialene i prosjektet er valgt med tanke på bærekraft og klimagassutslipp.

Det er forutsatt at fundamenter, golv, vegger, søyler og dekker over kjeller, 1. og 2. etasje er i plass-støpt betong, det er prefabrikkerte betongdekker over kjeller i arealet under atrium (hvor spennvidden er stor). Bæresystemene ut over dette skal være i massivtredekker kombinert med bjelker og søyler i limtre. Bygget avstives med vertikale- og horisontale skiver i plass-støpt betong opp til og med dekke over 1. etasje. Videre opp i bygget er det avstivning med synlige stående fagverk i limtre i fasader og veggskiver i massivtre. Horisontalskivevirkningen fra og med plan 3 til tak ivaretas av massivtredekker.

Tykkelsen på dekke i bygget er 220mm på det tykkeste og består av 5-sjikts CLT. Sjiktene er like tykke (5\*44mm) og består av samme trekvalitet (C24). Lydkrav er ikke tilfredsstilt for rent CLT dekke, det er derfor benyttet 70mm betongstøp over dekke for å tilfredsstille disse kravene. Dette betongstøpet har ingen bærende effekt, men gir et bidrag til egenvekten.

# 4 Metode

*Å bruke en metode, av det greske ordet methodos, betyr å følge en bestemt vei mot et mål.*  
(Johannessen, Tufte og Christoffersen, 2016, s. 25).

Det skilles mellom to typer vitenskap: naturvitenskap og samfunnsvitenskap. Naturvitenskap forholder seg i hovedsak til fenomener uten språk og evne til å forstå sine omgivelser. Det er ikke mulig å diskutere med atomer, gener eller celler. Naturforskeren blir derfor en tilskuer til det som studeres. Samfunnsforskningens studiefelt derimot er mennesker, og de har meninger både om seg selv og andre. Meningene og oppfatningene til menneskene er ikke stabile, de er under stadig endring (Johannessen, Tufte og Christoffersen, 2016). Oppgaven vår er innenfor samfunnsvitenskapelig forskning.

Samfunnsvitenskapelig forskning dreier seg om å få fram informasjon om den sosiale virkeligheten, hvordan informasjonen skal analyseres og hva den forteller oss om samfunnsmessige forhold og prosesser. Innenfor samfunnsvitenskapen finnes det to ulike metode tilnærminger, henholdsvis kvalitativ- og kvantitative metoder (Johannessen, Tufte og Christoffersen, 2016).

## 4.1 Vårt vitenskapsteoretiske utgangspunkt – valg av perspektiv

Den vitenskapelige forankringen vi besitter har betydning for hva det er vi søker informasjon om. På den måten danner den et utgangspunkt for den forståelsen vi utvikler (Thagaard, 2018). Justesen og Mik-Mayer (2010) opererer med tre forskjellige perspektiver; et realistisk perspektiv, et fenomenologisk perspektiv og et konstruktivistisk perspektiv. Disse valgene av perspektiv har de valgt ut ifra at dette er perspektiver som opptrer hyppig i samfunnsvitenskapelig forskning. Våre valg av perspektiver er viktige da de har store konsekvenser for hvordan vi har gjennomført vårt forskningsarbeid i praksis.

Med bakgrunn i at vårt formål har vært å identifisere og forklare årsaksbestemte sammenhenger har vi i vår oppgave valgt et realistisk perspektiv. I et slikt perspektiv oppleves verden som statisk, det finnes kun en virkelighet, en form. Perspektivet bygger på en grunnleggende antakelse om at virkeligheten finnes i en bestemt form der ute, uavhengig av vår erkjennelse av den. Da blir oppgaven å innfange de fenomenene som interesserer oss, og beskrive dem så presist, entydig og nøytralt som mulig. Objektivitet er en viktig forutsetning i vitenskapelige undersøkelser innenfor realismen (Justesen og Mik-Mayer, 2010).

## 4.2 Valg av metode

*Svært forenklet kan vi si at kvantitativ forskning kartlegger at noe skjer, mens kvalitativ forskning avdekker hvorfor det skjer (Johannessen, Tufte og Christoffersen, 2016, s. 93).*

Kvantitativ og kvalitativ forskning er begreper som beskriver to ulike, men komplementære forskningsmetoder. De to metodene er nært knyttet i den forstand at begge handler om innhenting av informasjon, men fremgangsmåtene og de data man sitter igjen med skiller dem fra hverandre. Kvantitativ forskning handler om konkrete og målbare data i form av tall som går i bredden innenfor et gitt felt. For å oppnå dette er det hensiktsmessig å undersøke et større antall objekter, slik at man får belyst det brede perspektivet. For kvalitativ forskning ønsker man derimot å gå mer dypt inn på et bestemt tema. Her vil man gjerne hente data i form av tekstform og normalt sett fra et mindre antall objekter.

Vi ønsker å effektivisere dekkeløsningen i den hensikt å utvikle en dyp forståelse av temaet vi studerer. Ut ifra dette har vi valgt å benytte kvalitativ metode. Vi mener også at denne metoden best besvarer vår problemstilling. Ved kvalitative metoder har man flere måter å samle inn data på. De mest brukte er dokumentanalyser/ litteraturstudier, observasjon og kvalitative intervjuer og gruppesamtaler (Johannessen, Tufte og Christoffersen, 2016). Vi valgte å gjennomføre grundige dokumentanalyse/ litteraturstudier i vår oppgave, da vi anså dette som den beste måten for å få frem viktige sammenhenger sammen med relevant teori.

## 4.3 Forskningsdesign

I forskning er det særlig to kjennetegn ved en case: avgrenset oppmerksomhet mot den spesielle casen og en mest mulig detaljert beskrivelse. Forskeren henter inn mye informasjon fra noen få enheter eller cases over kortere eller lengre tid gjennom detaljert og omfattende datainnsamling (Johannessen, Tufte og Christoffersen, 2016).

Det er mange måter å organisere og gjennomføre undersøkelser på for å besvare problemstillingene. Ut fra vårt formål med studien var det naturlig å velge casestudie som design. Vår case, O2-bygget, er en reell case.

## 4.4 Datainnsamling

Ved innsamling av data og litteratursøk søker vi hovedsakelig etter vitenskapelig litteratur. For at kilder skal være relevant til forskningsspørsmål kreves det at det faglige innholdet i oppgaven samsvarer med informasjonen vi søker. Publiseringsdato har derfor noe å si for hvor relevant forskningen er. Samfunnet er under konstant utvikling og nye teorier og hypoteser blir realisert. Ved vurdering av en artikkel ser vi også på hvilket tidsskrift artikkelen er publisert i. Dette hjelper oss i å vurdere om artikkelen er fagfellevurdert. At en artikkel er fagfellevurdert betyr at den har gått igjennom vurdering av andre fagpersoner der de forsøker å motbevise teorien. Fordeler med dette er at kildene blir mere troverdig og vi får økt validitet.

### 4.4.1 Søkemonitorer og databaser

For å styrke validiteten ved valg av kilder har vi begrenset søket vårt i databaser vi finner pålitelig. Ved litteratursøk har vi benyttet oss av følgende fire databaser:

- Compendex
- Inspec
- Standard.no
- Byggforsk

## 4.5 Etiske utfordringer

Vi ser i utgangspunktet ingen store etiske utfordringer i forhold til oppgaven og problemstillingen. Vi kan likevel kunne se for oss noen mulige utfordringer:

- Firmahemmeligheter. I dialog med firmaer vil det være en viss risiko for at vi får tilgang til kalkulasjonsmetoder, maler eller andre firmahemmeligheter.
- Rekalkulering. Ved casestudier som dette er det en viss sannsynlighet for at en vil kunne benytte deler av de beregningene og fremgangsmåtene som allerede er benyttet.

Vi er bevisst på at vi skal behandle mulige firmahemmeligheter konfidensielt. Dersom vi kommer fram til et annet svar i en rekalkulering vil vi være forsiktige med å konkludere med hva som vil være riktig løsning.

## 4.6 Reliabilitet og validitet

Reliabilitet handler om påliteligheten av undersøkelsens data, hvilke data som brukes, hvordan de samles inn, og hvordan de bearbeides. En måte å sikre en viss reliabilitet på er å bruke faktorer for begrepene fra annen relevant forskning (Johannessen, Tufte og Christoffersen, 2016). Målet er å ha en høy reliabilitet og da er dataene i liten grad påvirket av måten innsamlingen har foregått på. I oppgaven vår har vi blant annet forsøkt å se på fagfelleverderte artikler for å øke reliabiliteten.

Validitet betyr gyldighet og den gir oss svar på om de dataene vi har samlet, bidrar til å besvare vår problemstilling eller ikke. Måler vi det vi sier at vi måler? Det kan være vanskelig å avgjøre om faktorer er valide, men hvis annen relevant forskning har brukt de samme begrepene, vil det styrke undersøkelsens validitet (Johannessen, Tufte og Christoffersen, 2016). Vi har forsøkt å øke validiteten med å se på fremgangsmåten til flere kilder for å gjøre en vurdering på hva det bør dimensjoneres for.

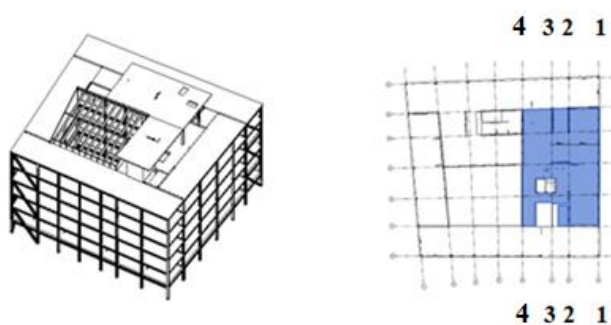
## 5 Resultat

I resultatkapittelet tar vi hensyn til kravene som er diskutert i teoridelen og som har betydning for dimensjonering av dekke. Vi vil mer konkret se på spenningen som oppstår i sjiktene/notches og sammenlikne disse med kapasiteten til materialet. I bruksgrensetilstand tar vi hensyn til egenfrekvens, Anders Homb-kriteriet og deformasjon av kort- og langtids nedbøyning.

Vår problemstilling er som følgende:

*«Hvordan kan vi øke spennvidden på dekke i O2-bygget med den hensikt å material-effektivisere dekkeløsningen uten store kostnader eller miljøpåvirkninger?»*

Figur 12 viser bilder som illustrerer hva vi skal undersøke. Vi har valgt et element som spenner over det markerte området fra akse 1 til akse 4 (ca. 15m) med støttende opplager i form av vegger/bjelker i alle aksene. Dekkets største spenn finner vi mellom akse 1 og 2 samt mellom akse 3 og 4, der er spennet på 6 m. Vi vil forsøke å øke spennet fra 6 til 9 (akse 1-3) for å kunne se bort fra opplager ved akse 2.



**Figur 12** Illustrasjon av O2-bygget

I beregningene våre forutsetter vi fritt opplagt dekke. Dette er et konservativt valg sammenlignet med kontinuerlig dekke i de fleste tilfeller. Ved denne tilnærmingen er vi fleksibel i den grad at vi kun trenger å ta hensyn til ett spenn og ikke to. Dette gjør moment, skjær og nedbøyings beregningene våre betydelig lettere, siden vi gjør beregninger for hånd og ved hjelp av Excel. Gjennom resultatet fant vi ut at dimensjonen på dekke ofte blir



begrenset av egenfrekvenskriteriet likning (16). Vi gjorde dermed en sammenlikning ved å bare se på egenfrekvensen som kontinuerlig.

Vi bruker B30 og C24 i alle beregningene og benytter materialfaktorer knyttet til tilsvarende Eurokoder. Materialeegenskapene er hentet i fra Tabell 1 Fasthetsklasse for konstruksjonsvirke og Tabell 4 Fasthetsklasse for betong. Egenvekt av betongen er anslått å være ( $2400\text{kg/m}^3$ ) og egenvekten til tre er anslått til å være ( $420\text{kg/m}^3$ ). Nyttelasten for kontorbygg er  $3\text{ kN/m}^2$  ifølge Standard Norge (2019). Vi betrakter bidraget fra rulleskjær som litt under 10% av skjærmodulen eller 50 MPa for C24 (Borgström og Fröbel, 2017).

Vi har ikke vurdert dimensjoner på skruer som benyttes for å ta oppløftkraften. Vi anslår at skruene har diameter og lengde nok til å ta opp denne kraften. Som nevnt i tidligere kapittel, dimensjoneres skruen kun for utrivning i en «notched connection». Som avstand mellom notchene benytter vi avstand  $a_1 = l/12$ ,  $a_2 = 1,3 \cdot a_1$ ,  $a_3 = 1,7 \cdot a_1$  og  $a_4 = 2 \cdot a_1$ . Vi benytter altså en mindre avstand mellom notchene nært enden, siden skjærstrømmen er størst der.

## 5.1 CLT

### 5.1.1 Undersøkning

Vi velger i vår oppgave å benytte de samme dimensjonene som er brukt på det største spennet i dekke på O2-bygget ( $5 \cdot 44\text{ mm}$ ) i tillegg til 70 mm betongstøp med ikke-bærende betraktning over 6 m. Det er brukt 70 mm betongstøp på den opprinnelige konstruksjonen for å tilfredsstille lydkrav, uten å gå noe nærmere inn på dette vil vi undersøke konsekvenser vi får på kapasiteten ved å betrakte betongstøpet som ekstra egenlast, slik som i den reelle casen.

### 5.1.2 Grad av samvirke ( $\gamma$ -verdier)

Graden av samvirke mellom sjiktene i massivtreet (limte forbindelser) blir beregnet ved bruk av likning (3) med bidrag fra rulleskjær i tversgående sjikt.

$$\gamma_{1,3} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * 11000 * 44 * 1000}{6000^2} * \frac{44}{50 * 1000}} = 0,90$$

### 5.1.3 Effektiv stivhet

Effektiv stivhet til elementet blir beregnet ut fra likning (5). Likningen beskriver stivhet til hvert sjikt, grad av samvirke og bidrag fra Steiners tillegg.

$$EI_{eff} = \sum_{i=1,2,3,4}^4 (11000 * 7098666,67 + 0,90 * 11000 * 44 * 1000 * 88^2) + (11000 * 7098666,67 + 11000 * 44 * 1000 * 0^2) + (11000 * 7098666,67 + 0,90 * 11000 * 44 * 1000 * 88^2)$$

$$EI_{eff} = 6,95 * 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

### 5.1.4 Egenfrekvens

Vi bruker likning (16) til å regne ut egenfrekvensen til dekke:

$$F_1 = \frac{\pi}{2 * 6^2} * \sqrt{\frac{6,95 * 10^{12} * 10^{-6}}{\frac{420kg}{m^3} * \frac{(44 * 5)}{1000} + \frac{2400kg}{m^3} * \frac{70}{1000}} * \frac{10}{9,81}} = 7,20 \text{ Hz}$$

$$F_{1,kont} = \frac{\pi}{2 * (0,8 * 6)^2} * \sqrt{\frac{6,95 * 10^{12} * 10^{-6}}{\frac{420kg}{m^3} * \frac{(44 * 5)}{1000} + \frac{2400kg}{m^3} * \frac{70}{1000}} * \frac{10}{9,81}} = 11,24 \text{ Hz}$$

Vi observerer at i tilfellet for fritt opplagt dekke ikke tilfredsstiller egenfrekvensen kravet på egenfrekvens >8,00 Hz (Standard Norge, 2010).

Nedbøyning ved 1kN punktlast på dekke:

$$w \text{ (punktlast 1kn)} = \frac{1000 * 6000^3}{48 * 6,95 * 10^{12}} = 0,65 \text{ mm}$$

$$\text{Anders Homb – kriteriet (fritt opplagt)} = \frac{\left(\frac{7,20}{18,7}\right)^{2,27}}{0,65} = 0,18$$

$$\text{Anders Homb – kriteriet (kontinuerlig)} = \frac{\left(\frac{11,24}{18,7}\right)^{2,27}}{0,65} = 0,49$$

Kravet for nedbøyning ved 1kN punktlast tilfredsstillt kravet som er på 1,3 mm (Homb, 2007). Anders Homb-kriteriet er ikke gjeldene, siden egenfrekvensen ikke er over 12.5 Hz for verken fritt opplagt eller kontinuerlig betraktning. Det gjør at vi ikke trenger å regne ut denne verdien i en slik sammenheng, men det er gjort for å vise fremgangsmåten.

### 5.1.5 Laster

Vi regner ut laster påført konstruksjonen i form av egenvekt og nyttelast for å finne fordelt last vi videre kan benytte for beregning av nedbøyning i bruksgrensetilstand og spenninger i bruddgrensetilstand. Det er tatt hensyn til vekten av dekke (vekt fra CLT og betong) uten tillegg fra ekstra installasjoner eller behov for avretting. Momentet i begge endene er 0 siden vi ser på dekke som fritt opplagt.

$$\text{Egenlast (EL)} = \frac{420kg}{m^3} * \frac{9,81}{1000} * \frac{(44*5)}{1000} + \frac{2400kg}{m^3} * \frac{9,81}{1000} * \frac{70}{1000} = 2,55 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelaster (NL)} = \frac{3kN}{m^2} * \frac{1000}{1000} = 3,00 \text{ kN/m}$$

$$Ma = Mb = 0$$

### 5.1.6 Bruksgrensekriterier

#### Korttids nedbøyning:

Den fordelte lasten er beregnet ut ifra likning (19) for karakteristisk kombinasjon:

$$q = 2,55 + 3,00 = 5,55 \text{ kN/m}$$

$$w \text{ (fordelt last)} = \frac{5 * 5,55 * 6000^4}{384 * 6,95 * 10^{12}} = 13,49 \text{ mm}$$

Nedbøyingskriteriet ut fra Tabell 7 kan vi bestemme til å være mellom 1/300 og 1/500. For å gjøre det lettere for oss har vi bestemt å benytte en konkret verdi på 1/350. I dette tilfellet er

nedbøyingskriteriet 17,15 mm, som er en større verdi større enn 13,49, altså kravet er tilfredsstilt.

### Langtids nedbøyning:

Vi legger til grunn fremgangsmåten vi har gjennomgått ved beregning av effektiv bøyestivhet med justerte verdier for E-modul og G-modul. Vi gjør dette for å finne en ny effektiv stivhet ( $EI_{\text{eff fin}}$ ).

$$E_{\text{inst}} = 11000 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{\text{fin}} = \frac{11000}{1 + 0,6} = 6875 \text{ N/mm}^2$$

$$EI_{\text{eff inst}} = 6,95 * 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

$$EI_{\text{eff fin}} = 4,34 * 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

For å tilfredsstille kravene i punkt 2.2.3 NS EN 1995-1-1, betrakter vi 30% av nyttelasten for beregninger for nedbøyning av kvasi-permanent last. Vi benytter da den reduserte bøyestivheten ( $EI_{\text{eff, fin}}$ ) for denne lasten. Vi ser da på resten av nyttelasten som momentan nedbøyning og benytter derfor ( $EI_{\text{eff}}$ ) for denne lasten.

$$F(\text{kvasi permanent}) = 2,55 + 3,00 * 0,3 = 3,45 \text{ kN/m}$$

$$F(\text{resten av nyttelast}) = 3 * (1 - 0,3) = 2,10 \text{ kN/m}$$

$$w(\text{kvasi permanent}) = \frac{5 * 3,45 * 6000^4}{384 * 4,34 * 10^{12}} = 13,43 \text{ mm}$$

$$w(\text{resten av nyttelast}) = \frac{5 * 2,10 * 6000^4}{384 * 6,95 * 10^{12}} = 5,10 \text{ mm}$$

$$w_{\text{fin}} = 13,43 + 5,10 = 18,53 \text{ mm}$$

Kravet for langtidsnedbøyning er hentet fra Tabell 7 og er etter denne tabellen mellom 1/250 og 1/350. Slik som kriteriet for korttidsnedbøyning bestemte vi oss for en verdi og sammenlikne med, denne verdien er 1/300 for langtidsnedbøyning. Kravet blir da 20 mm, som er mere enn 18,53 mm. Kravet er da tilfredsstilt.

### 5.1.7 Bruddgrensekriterier

Den fordelte lastpåkjenningen for bruddgrensetilstand er beregnet ut fra NS EN 1990 likning 6.10b (Standard Norge, 2016). Moment- og skjærspenning med fritt opplagt betraktning blir dermed som følger:

$$qd = 1,2 * 2,55 + 1,5 * 3 = 7,57 \text{ kN/m}$$

$$Med = \frac{7,57 * 6^2}{8} = 34,04 \text{ kNm}$$

$$Ved = \frac{7,57 * 6}{2} = 22,70 \text{ kN}$$

#### Trykk- og strekkspenningskapasitet

Den karakteristiske trykk og strekkapasitet for konstruksjonsvirke er hentet fra NS EN 1995-1-1 likning 2.14 (Standard Norge, 2010). Ved beregning av den dimensjonerende kapasiteten til dekke er det også tatt hensyn til  $K_{mod}$ ,  $K_{sys}$  og materialfaktor.  $K_{mod}$  er betraktet som mellomtidslast og det gir verdien 0.8 ifølge Tabell 2. Materialfaktoren er hentet fra Tabell 3 og gir verdi på 1,15 for CLT.  $K_{sys}$  er beregnet fra Figur 7 til å være 1,125. Dette gir følgende dimensjonerende trykk- og strekkapasitetsberegning:

$$Fcd (C24) = 0,8 * 1,125 * \frac{21}{1,15} = 16,43 \text{ N/mm}^2$$

$$Fctd (C24) = 0,8 * 1,125 * \frac{14,5}{1,15} = -11,35 \text{ N/mm}^2$$

#### Oppstående trykk- og strekkspenninger i sjikt

Vi regner ut oppstående spenninger i sjikt, for å sammenlikne med kapasiteten vi beregnet ovenfor. Spenningene i sjiktene er regnet ut fra  $\gamma$ -metoden, likning (11) og (12)

##### Sjikt 1

$$\sigma_1 = \frac{0,90 * 11000 * 88,00}{6,95 * 10^{12}} * 34,04 * 10^6 = 4,25 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,1} = \frac{0,5 * 11000 * 44}{6,95 * 10^{12}} * 34,04 * 10^6 = 1,19 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{topp} = 4,25 + 1,19 = 5,43 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bunn} = 4,25 - 1,19 = 3,06 \text{ N/mm}^2$$

### Sjikt 2

$$\sigma_2 = \frac{0,90 * 11000 * 0,00}{6,95 * 10^{12}} * 34,04 * 10^6 = 0,00 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,2} = \frac{0,5 * 11000 * 44}{6,95 * 10^{12}} * 34,04 * 10^6 = 1,19 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{topp} = 0,00 + 1,19 = 1,19 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bunn} = 0,00 - 1,19 = -1,19 \text{ N/mm}^2$$

### Sjikt 3

$$\sigma_3 = \frac{0,90 * 11000 * (-88,00)}{6,95 * 10^{12}} * 34,04 * 10^6 = -4,25 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,3} = \frac{0,5 * 11000 * 44}{6,95 * 10^{12}} * 34,04 * 10^6 = 1,19 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{topp} = -4,25 + 1,19 = -3,06 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bunn} = -4,25 - 1,19 = -5,43 \text{ N/mm}^2$$

**Tabell 10 Oppstående spenninger i CLT 6 meter**

Sjikt	$\sigma_i$	$\sigma_{m,i}$	Topp	Innenfor krav?	Bunn	Innenfor krav?
1 - tre	4.25	1.19	5.43	SANN	3.06	SANN
2 - tre	0.00	1.19	1.19	SANN	-1.19	SANN
3 - tre	-4.25	1.19	-3.06	SANN	-5.43	SANN

Ut fra spenningsberegningene våre ser vi at det er spenning på trykk og strekk i betongen i tillegg til strekkspenning i det nederste sjiktet som er dimensjonerende. Vi vil sjekke disse for videre beregninger og oppsummeringer.

## Skjærkapasitet

Skjærkapasitet blir beregnet ut fra likning (13). Det er tatt hensyn til en mellomtidslast, klimaklasse 1 og materialfaktor på 1,15 etter Tabell 3 og Tabell 2.

$$F_{vd} = \frac{4,0 * 0,8}{1,15} = 2,78 \text{ N/mm}^2$$

## Skjærspenning

Den største skjærspenningen oppstår der normalspenningen er 0, og nøytralaksen har en avstand på 110 mm fra bunnen. Den oppstående spenningen beregnes dermed fra likning (14). Sammenliknet med kapasiteten er skjærspenningen godt under kravet.

$$\tau_{Max} = \frac{0,5 * 11000 * 110,00^2}{6,95 * 10^{12}} * 22,70 * 10^3 = 0,22 \text{ N/mm}^2$$

## 5.1.8 Oppsummering

### Bruksgrensetilstand:

- |   |                            |
|---|----------------------------|
| • Egenfrekvens (fritt opplagt) = 7,20 Hz > 8 Hz                 | <b>Ikke tilfredsstillt</b> |
| • Egenfrekvens (kontinuerlig) = 11,24 Hz > 8 Hz                 | <b>Tilfredsstillt</b>      |
| • Anders Homb-Kriteriet (fritt opplagt over 12,5 Hz) = 0,18 > 1 | <b>Ikke gjeldende</b>      |
| • Anders Homb-Kriteriet (kontinuerlig over 12,5 Hz) = 0,49 > 1  | <b>Ikke gjeldende</b>      |
| • W (1 kN) = 0,65 mm < 1,30 mm                                  | <b>Tilfredsstillt</b>      |
| • Winst = 13,49 mm < 17,14 mm (1/350)                           | <b>Tilfredsstillt</b>      |
| • Wfin = 18,53 mm < 20 mm (1/300)                               | <b>Tilfredsstillt</b>      |

### Bruddgrensetilstand:

- |   |                       |
|---|-----------------------|
| • $\sigma_1$ (topp) = 5,43 MPA > 16,43 MPA (trykk)    | <b>Tilfredsstillt</b> |
| • $\sigma_3$ (bunn) = -5,43 MPA > -11,35 MPA (strekk) | <b>Tilfredsstillt</b> |
| • $\tau_{max}$ = 0,22 MPA < 2,78 MPA                  | <b>Tilfredsstillt</b> |

Ved konservativ tankegang og betraktning av fritt opplagt ser vi at dekkeløsningen ikke tilfredsstillt løsningen for egnefrekvens. Nedbøyningskriteriene ved momentan last og

langtidslast tilfredsstillter kravene, men ikke med så god sikkerhetsmargin som kravene setter. Utnyttelsen av korttids nedbøyning er 78,8% og utnyttelsen av langtids nedbøyning er 92,7%. Spenningen i hvert sjikt utnytter under halvparten av kapasiteten. Anders Homb-kriteriet er ikke gjeldende fordi egenfrekvensen er under 12,5 Hz.

## 5.2 Klarer vi å spenne CLT 9 meter?

Vi tester først for samme dimensjon som tidligere. Det vil si 5 stk. sjikt à 44 mm, totalt 220 mm. For dette alternativet får vi følgende resultat med samme fremgangsmåte som ved beregning av 6 m:

### Bruksgrensetilstand:

- |   |                            |
|---|----------------------------|
| • Egenfrekvens (fritt opplagt) = 3,29 Hz > 8 Hz                 | <b>Ikke tilfredsstillt</b> |
| • Egenfrekvens (kontinuerlig) = 5,14 Hz > 8 Hz                  | <b>Ikke tilfredsstillt</b> |
| • Anders Homb-Kriteriet (fritt opplagt over 12,5 Hz) = 0,01 > 1 | <b>Ikke gjeldende</b>      |
| • Anders Homb-Kriteriet (kontinuerlig over 12,5 Hz) = 0,03 > 1  | <b>Ikke gjeldende</b>      |
| • W (1 kN) = 2.06 mm < 1,30 mm                                  | <b>Ikke tilfredsstillt</b> |
| • Winst = 64,47 mm < 25,71 mm (1/350)                           | <b>Ikke tilfredsstillt</b> |
| • Wfin = 88,52 mm < 30,00 mm (1/300)                            | <b>Ikke tilfredsstillt</b> |

### Bruddgrensetilstand:

- |  |                            |
|--|----------------------------|
| • $\sigma_1$ (topp) = 12,10 MPA > 16,43 MPA (trykk)    | <b>Tilfredsstillt</b>      |
| • $\sigma_3$ (bunn) = -12,10 MPA > -11,35 MPA (strekk) | <b>Ikke tilfredsstillt</b> |
| • $\tau_{\max}$ = 0,31 MPA < 2,78 MPA                  | <b>Tilfredsstillt</b>      |

Vi ser at resultatet fra eksisterende dekkeløsning ikke tilfredsstillter kravene med lengde 9 m. Dette var forventet, siden dekke heller ikke tilfredsstillter kravene for 6 m med konservativ løsning. Det er kun skjærspenning og trykkapasitet som er innenfor kravene.



Hvis vi antar at våre beregninger er så konservative at egenfrekvensen i realiteten er dimensjonerende for dette dekke, ender vi opp med en maksimal spennvidde på litt under 6m. Dette forutsatt at vi ser på dekke som fritt opplagt ved beregning av egenfrekvensen.

I regnearket vårt har vi ingen begrensning for tykkelsen på hvert sjikt. Vi kan derfor gå over de typiske verdiene som er mellom 16 og 51 mm (Karacabeyli og Gagnon, 2019) for å se hvor langt vi må gå for å tilfredsstille kravene. Med litt testing kommer vi frem til at den minste tykkelsen vi kan ha er 94 mm, forutsatt at hvert sjikt skal ha samme tykkelse. Dette gir oss en total tykkelse på 470 mm for dekke. For denne dimensjonen og et spenn på 9 m får vi følgende resultat:

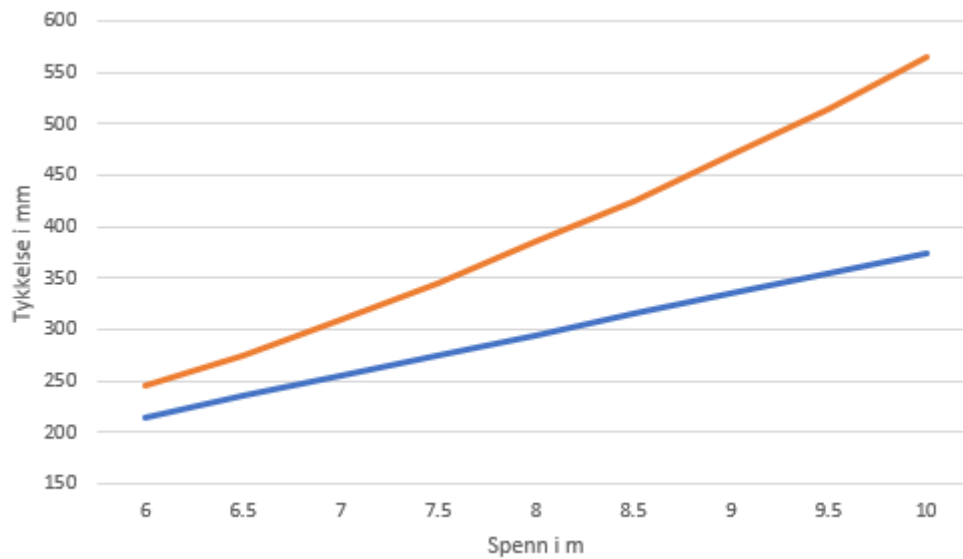
### **Brukgrensetilstand:**

- Egenfrekvens (fritt opplagt) = 8,02 Hz > 8 Hz **Tilfredsstilt**
- Egenfrekvens (kontinuerlig) = 12,54 Hz > 8 Hz **Tilfredsstilt**
- Anders Homb-Kriteriet (fritt opplagt over 12,5 Hz) = 0,59 > 1 **Ikke gjeldende**
- Anders Homb-Kriteriet (kontinuerlig over 12,5 Hz) = 1,63 > 1 **Tilfredsstilt**
- W (1 kN) = 0,25 mm < 1,30 mm **Tilfredsstilt**
- Winst = 9,16 mm < 25,71 mm (1/350) **Tilfredsstilt**
- Wfin = 12,91 mm < 30,00 mm (1/300) **Tilfredsstilt**

### **Bruddgrensetilstand:**

- $\sigma_1$  (topp) = 3,18 MPA > 16,43 MPA (trykk) **Tilfredsstilt**
- $\sigma_3$  (bunn) = -3,18 MPA > -11,35 MPA (strekk) **Tilfredsstilt**
- $\tau_{\max}$  = 0,20 MPA < 2,78 MPA **Tilfredsstilt**

Vi ser her at hvis vi skal tilfredsstille kravet for egenfrekvens for et fritt opplagt dekke må vi øke tykkelsen såpass mye at vi ender opp med en tykkelse som er urealistisk for et dekke av massivtre. Tykkelsen for hvert sjikt er også godt utenfor de typiske verdiene (Karacabeyli og Gagnon, 2019). Nedenfor er en graf som viser sammenhengen mellom dekketykkelse og spennvidde for fritt opplagt og kontinuerlig dekke, forutsatt lik tykkelse på hvert sjikt:



Spenn (m)	Tykkelse sjikt CLT (mm)	Total tykkelse fritt opplagt (mm)	Spenn (m)	Tykkelse sjikt CLT (mm)	Total tykkelse kontinuerlig (mm)
6	5*49	245	6	5*43	215
6.5	5*55	275	6.5	5*47	235
7	5*62	310	7	5*51	255
7.5	5*69	345	7.5	5*55	275
8	5*77	385	8	5*59	295
8.5	5*85	425	8.5	5*63	315
9	5*94	470	9	5*67	335
9.5	5*103	515	9.5	5*71	355
10	5*113	565	10	5*75	375

**Figur 13 Sammenheng mellom spenn og minste teoretiske dekke-tykkelse for CLT**

Grafen illustrerer forskjellen ved betraktning av egenfrekvens som fritt opplagt og som kontinuerlig dekke. Hvis vi ser på fritt opplagt kan vi se at utviklingen er eksponentiell på grunn av at egenfrekvensen er dimensjonerende. For kontinuerlig dekke blir derimot utviklingen lineær fordi langtids nedbøyning er dimensjonerende. Beregning av nedbøyning er i dette tilfelle betraktet som fritt opplagt, og ikke som kontinuerlig. Dette gjør at vi får en mindre nedbøyning enn oppgitt. Forholdet spenn/tykkelse er under 30 for alle løsninger, slik at skjærdeformasjon burde tas hensyn til.

### 5.2.1 Miljø og kostnadskonsekvenser av økt tykkelse

I Norsk Prisbok finner vi verdier for konkrete produkter, både for miljøbelastning og kostnad. De nøyaktige tykkelsene vi ønsker finnes ikke i prisboken. For å finne en tilnærmet verdi velger vi å sammenligne miljøbelastningen og kostnaden for flere liknende produkter. Tabellene under viser en oversikt over hvilke miljø og kostnadskonsekvenser de forskjellige materialene gir. Vi tar fram Tabell 8 og Tabell 9.

#### Betong

Produkt (tykkelse)	Enhetspris (m <sup>2</sup> )	kg CO <sub>2</sub> -eq (m <sup>2</sup> )	Enhetspris (m <sup>3</sup> )	kg CO <sub>2</sub> -eq (m <sup>3</sup> )
50 mm	615	18,70	12300	374,0
70 mm	676	24,61	9657	351,8
100 mm	737	32,63	7370	326,3

#### CLT

Produkt (tykkelse)	Enhetspris (m <sup>2</sup> )	kg CO <sub>2</sub> -eq (m <sup>2</sup> )	Enhetspris (m <sup>3</sup> )	kg CO <sub>2</sub> -eq (m <sup>3</sup> )
160 mm	1680	33,12	10500	207,0
210 mm	2168	42,47	10324	202,2

Vi ser at for disse produktene reduseres kostnaden og miljøbelastningen pr. m<sup>3</sup> noe etter hvert som tykkelsen øker. Vi bruker disse til å anta en omtrentlig verdi for våre tykkelser, som er mellom de eksemplene vi har tilgjengelig. For tykkelser som er høyere enn dette bruker vi verdi for det tykkeste produktet som ligger ute i Norsk Prisbok.

#### CLT 6 meter

- Dimensjoner: 5\*44 mm massivtre + 70 mm betong påstøp
- Miljøbelastning (per m<sup>2</sup>):  $351,8 * 0,070 + 202,2 * 0,220 = 69,11$  kg CO<sub>2</sub>-eq
- Kostnad (per m<sup>2</sup>):  $9657 * 0,070 + 10324 * 0,220 = 2947$  kr

### CLT 9 meter (fritt opplagt)

- Dimensjoner: 5\*94 mm massivtre + 70 mm betong påstøp
- Miljøbelastning (per m<sup>2</sup>): 351,8 \* 0,070 + 202,2 \* 0,470 = 119,66 kg CO<sub>2</sub>-eq
- Kostnad (per m<sup>2</sup>): 9657 \* 0,070 + 10324 \* 0,470 = 5528 kr

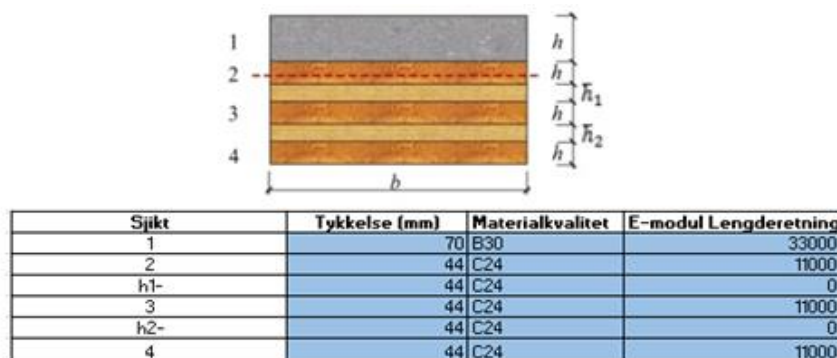
### CLT 9 meter (kontinuerlig)

- Dimensjoner: 5\*67 mm massivtre + 70 mm betong påstøp
- Miljøbelastning (per m<sup>2</sup>): 351,8 \* 0,070 + 202,2 \* 0,335 = 92,36 kg CO<sub>2</sub>-eq
- Kostnad (per m<sup>2</sup>): 9657 \* 0,070 + 10324 \* 0,335 = 4135 kr

Ut fra verdiene som er presentert ved oppsummeringen av miljø og kostnad er det CLT 9 meter med kontinuerlig betraktning som er å foretrekke, på grunn av reduksjon i tykkelsen av materialet. Dette bidrar til mindre materialbruk som fører til mindre kostnad og miljøbelastning. Ut fra den beregnede tykkelsen på sjiktene som vist ovenfor, blir imidlertid denne løsningen lite aktuell.

## 5.3 TCC

Vi ser nå på en TCC løsning, der vi skal betrakte betongdekke som bærende. Figuren under illustrerer dekke vi ønsker å undersøke.



Figur 14 Illustrasjon av sjikt

### 5.3.1 Undersøkning

Vi velger å se på de samme dimensjonene som er brukt på det største spennet i dekke på O2-bygget (5\*44 mm) i tillegg til 70 mm betongstøp for 6 m spenn. Det er brukt 70 mm betongstøp på den opprinnelige konstruksjonen for å tilfredsstille lydkrav, uten å gå noe nærmere inn på dette vil vi undersøke hvilke fordeler vi får på kapasiteten ved å betrakte betongstøpet som en del av den bærende dekkekonstruksjonen.

### 5.3.2 Grad av samvirke ( $\gamma$ -verdier)

Graden av samvirke mellom betongen og massivtreet (mekaniske forbindelser) blir beregnet ved bruk av denne likningen:

$$\gamma_i = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * E_i * A_i * S_i}{K_i * L^2}}$$

I oppgaven har vi beregnet med en dybde på 25 mm, dette gir en slipmodul lik 1000kn/mm/m (Dias, Schänzlin og Dietsch, 2018).  $S_{eff}$  blir beregnet ut fra likning (2) Vi har benyttet avstanden mellom notchene til å være:

- A1 = 500 mm
- A2 = 650 mm
- A3 = 850 mm
- A4 = 1000 mm

Den effektive avstanden mellom notchen blir da:

$$S_{eff} = 0,75 * 500 + 0,25 * 1000 = 625 \text{ mm}$$

Ved å sette inn verdiene for effektiv avstand mellom forbindelser, rulleskjærbidrag og slipmodul, samt høyde på tvergåendesjikt får vi en verdi ut fra likning (4)

$$\left(\frac{K}{S}\right)_c = 1597,75$$

Vi får dermed en  $\gamma$ -verdi ut fra likning (1) og (3)

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * 11000 * 70 * 1000}{6000^2 * 1597,75}} = 0,96$$

$$\gamma_{3,4} = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * 11000 * 44 * 1000}{6000^2} * \frac{44}{50 * 1000}} = 0,90$$

$\gamma_1$  beskriver samvirke mellom betongen og CLT, mens  $\gamma_{3,4}$  beskriver samvirke mellom sjiktene i CLT.

### 5.3.3 Nøytralaksen

A2 beskriver avstand fra midten av sjikt 2 til nøytralakse. For å regne ut eksentrisiteten ( $a_2$ ) går vi ut fra formelen hentet fra Standard Norge (2010):

$$a_2 = \frac{\gamma_1 * E_1 * A_1(h_1 + h_2) - \gamma_3 * E_3 * A_3 * (H_2 + h_3)}{2 * \sum_{i=1}^3 \gamma_i * E_i * A_i}$$

Basert på vurdering av formelen bestemmer vi avstand fra tyngdepunktaksen til  $a_2$  med denne formelen:

$a_2$

$$= \frac{\gamma_1 * E_1 * A_1(h_1 + h_2) - \gamma_3 * E_3 * A_3 * (H_2 + 2 * (h_1 -) + h_3) - \gamma_4 * E_4 * A_4 * (H_2 + 2 * (h_1 -) + 2 * h_3 + 2 * (h_2 -) + h_4)}{2 * (\gamma_1 * E_1 * A_1 + \gamma_3 * E_3 * A_3 + \gamma_3 * E_3 * A_3)}$$

Vi tar for oss midten av sjikt 2 som referansepunkt og beregner positiv retning oppover. Vi går ut fra denne formelen og regner videre ut  $a_1$ ,  $a_3$  og  $a_4$ :

$a_2$

$$= \frac{0,96 * 33000 * 70 * 1000 * (70 + 44) - 0,90 * 11000 * 44 * 1000 * (44 + 2 * 44 + 44) - 0,90 * 11000 * 44 * 1000 * (44 + 2 * 44 + 2 * 44 + 2 * 44 + 44)}{2 * (0,96 * 33000 * 70 * 1000 + 0,90 * 11000 * 44 * 1000 + 0,90 * 11000 * 44 * 1000)}$$

$$a_2 = 3,96 \text{ mm}$$

$$a_1 = \frac{70 + 44}{2} - 3,96 = 53,06 \text{ mm}$$

$$a_3 = \frac{44 + 2 * 44 + 44}{2} + 3,96 = 91,94 \text{ mm}$$

$$a_4 = \frac{44 + 2 * 44 + 2 * 44 + 2 * 44 + 44}{2} + 3,96 = 179,94 \text{ mm}$$

En oversikt i Excel viser vi avstander fra nøytralaksen i tabellform:

**Tabell 11 Eksentrisitet (a)**

ai	a(eksentrisitet)
a1	53,06 mm
a2	3,94 mm
a3	91,94 mm
a4	179,94 mm

Denne tabellen viser at nøytralaksen er 4 mm over midten av sjikt to. Hensikten med betraktningen var å få en nøytralakse så nært akse to som mulig. Vi anser 4 mm for veldig nært. For å styrke validiteten kan vi se at avstanden fra nøytralaksen til midten av sjikt en skal være halvparten av tykkelsen til sjikt en og sjikt to minus 3,94 mm. Dette stemmer, og vi går videre med beregning av effektiv stivhet.

### 5.3.4 Effektiv stivhet

Effektiv stivhet til elementet blir beregnet ut fra formelen i NS EN 1995-1-1 tillegg B (B.1) om  $\gamma$ -metoden (Standard Norge, 2010). Likningen beskriver stivhet til hvert sjikt med bidrag fra Steiners tillegg med en avstand  $a_i$  fra nøytralakse til sentrum av sjiktet.

$$\sum_{i=1,2,3,4}^4 E_i * I_i + \gamma_i * E_i * A_i * a_i^2$$

Ut fra teori og betraktning fra Jiang og Crocetti (2019) ser vi på sjikt 2 for seg selv. Dette gjør at vi kan betrakte avstanden  $a_2$  som 0, og vi kan se bort fra bidrag fra Steiners tillegg i sjikt 2.

I vårt tilfelle blir effektiv stivhet:

$$EI_{eff} = \sum_{i=1,2,3,4}^4 33000 * 28583333,33 + 0,96 * 33000 * 70 * 1000 * 53,06^2 + 11000 * 7098666,67 + 11000 * 7098666,67 + 11000 * 44 * 1000 * 91,94^2 + 11000 * 7098666,67 + 11000 * 44 * 1000 * 179,94^2$$

$$EI_{eff} = 2,51 * 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

### 5.3.5 Egenfrekvens

Likning (16) beskriver egenfrekvensen. Vi har gjort beregninger for både kontinuerlig og fritt opplagt betraktning av egenfrekvensen. Dette er beskrevet nærmere i innledende del av resultatet.

$$F1(\text{kontinuerlig}) = \frac{\pi}{2 * (0,8 * 6)^2} * \sqrt{\frac{2,51 * 10^{13} * 10^{-6}}{\frac{420kg}{m^3} * \frac{(44 * 5)}{1000} + \frac{2400kg}{m^3} * \frac{70}{1000}}} = 21,18 \text{ Hz}$$

$$F1(\text{fritt opplagt}) = \frac{\pi}{2 * 6^2} * \sqrt{\frac{2,51 * 10^{13} * 10^{-6}}{\frac{420kg}{m^3} * \frac{(44 * 5)}{1000} + \frac{2400kg}{m^3} * \frac{70}{1000}}} = 13,55 \text{ Hz}$$

Disse verdiene er innenfor kravet på 8 Hz. Siden egenfrekvensen overskrider 12.5 Hz må vi også ta hensyn til Anders Homb-kriteriet.

### 5.3.6 Laster

Vi regner ut laster påført konstruksjonen i form av egenvekt og nyttelast, ved å finne den fordelte lasten kan vi benytte videre beregning av nedbøyning i bruksgrensetilstand og spenninger i bruddgrensetilstand. Det er tatt hensyn til vekten av dekke (vekt fra CLT og betong) uten tillegg fra ekstra installasjoner eller behov for avretting. Momentet i begge endene er 0 siden vi ser på dekke som fritt opplagt. Vi ender opp med samme belastning som CLT dekke.

$$\text{Egenlast (EL)} = \frac{420kg}{m^3} * \frac{9,81}{1000} * \frac{(44*5)}{1000} + \frac{2400kg}{m^3} * \frac{9,81}{1000} * \frac{70}{1000} = 2,55 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelaster (NL)} = \frac{3kN}{m^2} * \frac{1000}{1000} = 3,00 \text{ kN/m}$$

$$Ma = Mb = 0$$



### 5.3.7 Bruksgrensekriterier

#### Korttids nedbøyning:

Ved korttidsnedbøyning beregner vi den fordelte lasten etter karakteristisk kombinasjon, likning (19):

$$q = 2,55 + 3 = 5,55 \text{ kN/m}$$

Ut fra denne lasten beregner vi nedbøyning for punktlast og fordeltlast med likning (17) og (26):

$$w \text{ (fordelt last)} = \frac{5 * 5,55 * 6000^4}{384 * 2,51 * 10^{13}} = 3,73 \text{ mm}$$

Nedbøyningen av fordelt last er relativt liten, og kan sammenliknes med nedbøyningskravene for trekonstruksjoner. L/350 tilsvarer en nedbøyning på 17,14 mm, som er mer enn 3,73 mm. Vi er da innenfor kravet.

$$w \text{ (punktlast 1kn)} = \frac{1000 * 6000^3}{48 * 2,51 * 10^{13}} = 0,18 \text{ mm}$$

Kravet for nedbøyning ved punktlast er 1,3 mm (Homb, 2007), som er mer enn 0,18 mm. Kravet er altså tilfredsstilt.

$$\text{Anders Homb – kriteriet (Fritt opplagt)} = \frac{\left(\frac{13,55}{18,7}\right)^{2,27}}{0,18} = 2,69$$

$$\text{Anders Homb – kriteriet (Kontinuelig)} = \frac{\left(\frac{21,18}{18,7}\right)^{2,27}}{0,18} = 7,41$$

Anders Homb-kriteriet må tilfredsstilles, fordi egenfrekvensen er over 12,5hz. Dette er en omskriving av likning (18) og kravet for tilfredsstillelse er over verdi 1. Vi har en verdi over 1 for både kontinuerlig og fritt opplagt betraktning og ser på kriteriet som oppfylt.

### Langtids nedbøyning:

Vi legger til grunn fremgangsmåten vi har gått igjennom for beregning av effektiv bøyestivhet med justerte verdier for E-modul, G-modul og glidemodul (k). Vi gjør dette for å finne en ny effektiv stivhet ( $EI_{eff\ fin}$ ).

$$E1_{fin} = \frac{33000}{1 + 2,5} = 9428,57 \text{ N/mm}^2$$

$$E2_{fin} = \frac{11000}{1 + 0,85} = 5945,95 \text{ N/mm}^2$$

$$EI_{eff\ inst} = 2,51 * 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

$$EI_{eff\ fin} = 1,13 * 10^{13} \text{ Nmm}^2$$

For å tilfredsstillere kravene i punkt 2.2.3 i NS EN 1995-1-1 betrakter vi 30% av nyttelasten til å beregne nedbøyning av kvasi-permanent last. Vi benytter da den reduserte bøyestivheten ( $EI_{eff, fin}$ ). Vi ser da på resten av nyttelasten som momentan nedbøyning og benytter derfor ( $EI_{eff, inst}$ ) for denne lasten.

$$F(\textit{kvasi permanent}) = 2,55 + 3 * 0,3 = 3,45 \text{ kN/m}$$

$$F(\textit{resten av nyttelast}) = 3 * (1 - 0,3) = 2,10 \text{ kN/m}$$

$$w(\textit{kvasi permanent}) = \frac{5 * 3,45 * 6000^4}{384 * 1,13 * 10^{13}} = 5,15 \text{ mm}$$

$$w(\textit{resten av nyttelast}) = \frac{5 * 2,10 * 6000^4}{384 * 2,51 * 10^{13}} = 1,41 \text{ mm}$$

$$w_{fin} = 5,15 + 1,41 = 6,56 \text{ mm}$$

Kravene for nedbøyning tilfredsstiller kravet for langtidsnedbøyning på 20 mm (l/350).

### 5.3.8 Bruddgrensekriterier

Den fordelte lasten for bruddgrensetilstand er beregnet ut fra likning (7), moment og skjær kraft regnes deretter med hensyn til fritt opplagt:

$$qd = 1,2 * 2,55 + 1,5 * 3 = 7,57 \text{ kN/m}$$

$$Med = \frac{7,57 * 6^2}{8} = 34,04 \text{ kNm}$$

$$Ved = \frac{7,57 * 6}{2} = 22,70 \text{ kN}$$

Den største opptredende skjærkraften oppstår ved opplager og den største moment belastningen oppstår ved midten av spennet.

### Trykk- og strekkspenningskapasitet

Dimensjonerende trykk og strekkapasitet for betong er hentet fra likning (9) og (10)

$$Fcd (B30) = 0,85 * \frac{30}{1,5} = 17 \text{ N/mm}^2$$

$$Fctd (B30) = 0,85 * \frac{-2}{1,5} = -1,13 \text{ N/mm}^2$$

Det er tatt hensyn til reduksjonsfaktor som alltid settes til 0,85 (Standard Norge, 2018), i tillegg til materialfaktor og karakteristisk verdi hentet fra Tabell 4 og Tabell 5.

$$Fcd (C24) = 0,8 * 1,125 * \frac{21}{1,15} = 16,43 \text{ N/mm}^2$$

$$Fctd (C24) = 0,8 * 1,125 * \frac{14,5}{1,5} = -11,35 \text{ N/mm}^2$$

Sammenliknet med kapasiteten til betongen er trykkapasiteten relativt lik, men strekkapasiteten for betong har mye å gå på sammenliknet med tre. De kritiske områdene blir da øvre og nedre betongsjikt i tillegg til strekkspenning for det nederste sjiktet i CLT.

### Oppstående trykk- og strekkspenninger i sjikt

Spenningsene i sjiktene er regnet ut fra likning (11) og (12). Vi går over en grundig fremgangsmåte som tar for seg spenninger i hvert sjikt. Dette er egentlig ikke nødvendig. Ved oppsummeringen senere sjekker vi bare for spenning i øvre og nedre betongsjikt i tillegg til strekk på nedre sjikt i elementet.

### Sjikt 1

$$\sigma_1 = \frac{0,96 * 33000 * 53,06}{2,51 * 10^{13}} * 34,04 * 10^6 = 2,28 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,1} = \frac{0,5 * 33000 * 70}{2,51 * 10^{13}} * 34,04 * 10^6 = 1,56 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{topp} = 2,28 + 1,56 = 3,85 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bunn} = 2,28 - 1,56 = 0,72 \text{ N/mm}^2$$

### Sjikt 2

$$\sigma_2 = \frac{0,90 * 11000 * 3,94}{2,51 * 10^{13}} * 34,04 * 10^6 = 0,06 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,2} = \frac{0,5 * 11000 * 44}{2,51 * 10^{13}} * 34,04 * 10^6 = 0,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{topp} = 0,06 + 0,33 = 0,39 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bunn} = 0,06 - 0,33 = -0,27 \text{ N/mm}^2$$

### Sjikt 3

$$\sigma_3 = \frac{0,90 * 11000 * (-91,94)}{2,51 * 10^{13}} * 34,04 * 10^6 = -1,23 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,3} = \frac{0,5 * 11000 * 44}{2,51 * 10^{13}} * 36,74 * 10^6 = 0,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{topp} = -1,23 + 0,33 = -0,90 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bunn} = -1,23 - 0,33 = -1,55 \text{ N/mm}^2$$

### Sjikt 4

$$\sigma_4 = \frac{0,90 * 11000 * (-179,94)}{2,51 * 10^{13}} * 34,04 * 10^6 = -2,40 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{m,4} = \frac{0,5 * 11000 * 44}{2,51 * 10^{13}} * 34,04 * 10^6 = 0,33 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{topp} = -2,40 + 0,33 = -2,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bunn} = -2,40 - 0,33 = -2,73 \text{ N/mm}^2$$

**Tabell 12 Spenningsfordeling i sjikt for TCC**

Sjikt	$\sigma_i$	$\sigma_{m,i}$	Topp	Innenfor krav?	Bunn	Innenfor krav?
1 - Betong	2,28	1,56	3,85	SANN	0,72	SANN
2 - tre	0,06	0,33	0,39	SANN	-0,27	SANN
3 - tre	-1,23	0,33	-0,90	SANN	-1,55	SANN
4 - tre	-2,40	0,33	-2,07	SANN	-2,73	SANN

Ut fra tabellen kan vi se at kapasiteten er over de oppstående spenningsene for trykk og strekk for både betong og tre. Spenningen nederst i betongsjiktet har ikke så stor sikkerhetsmargin i forhold til andre trykk og strekk spenningsene i sjiktene. Det er derfor kritisk å sjekke for strekk i betongen.

### Skjærkapasitet

Skjærkapasitet blir beregnet ut fra likning (13) med bare bidrag fra treverket.

$$Fvd = \frac{4 * 0,8}{1,15} = 2,78 \text{ N/mm}^2$$

### Skjærspenning

Den største spenningsen oppstår der normalspenningen er 0, nøytralaksen har en avstand 201,94 mm fra bunnen. Den oppstående skjærspenningen er hentet fra likning (14).

$$\tau_{Max} = \frac{0,5 * 11000 * 201,94^2}{2,51 * 10^{13}} = 0,22 \text{ N/mm}^2$$

Skjærspenningen er relativt mye mindre enn kapasiteten. Utnyttelsesgraden er på 8% av skjærkapasiteten til dekke.

### Testing for knusning av konstruksjonsvirke ved notchene

Dimensjon på notchene:

- Dybde i notch = 25 mm
- Bredde på notch = 600 mm
- Areal lasten fordeler seg på =  $1000 * 25 = 25000 \text{ mm}^2$

Avstandene mellom notchene er som følger:  $a_1$  er avstand til første notch,  $a_2$  er avstand mellom første og andre notch,  $a_3$  er avstand mellom andre og tredje notch og  $a_4$  er avstand mellom fjerde notch og midten av dekke. Det er benyttet fire notcher. Disse avstandene er vist i tabellen under:

**Tabell 13 Avstand  $a_i$  på notcher**

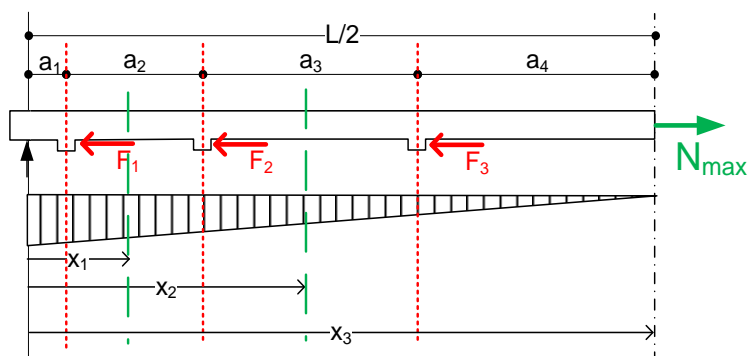
Avstander mellom notchene	
$a_1$	500
$a_2$	650
$a_3$	850
$a_4$	1000
Seff	625

Deretter beregner vi avstand fra enden av dekke til mellom notchene. Dette er vist i tabellen under:

**Tabell 14 Avstand  $x_i$  på notcher**

$x_1$	825
$x_2$	1575
$x_3$	3000

Beregningene som er gjort kan illustreres med denne figuren:



**Figur 15 Illustrasjon av beregninger for trykk i notchene**

Ut fra avstanden  $x_i$  kan vi finne kraften påført treverket i notchene med likning (15):

$$F1 = \frac{0,96 * 33000 * 70 * 1000 * 53,06}{2 * 2,51 * 10^{13}} * \frac{7,57}{2} * (6000 * (825 - 0) - (825^2 - 0^2))$$

$$F1 = 37,64 \text{ kN}$$

$$\sigma_{1,notch} \frac{37,64 * 10^3}{25000} = 1,51 \text{ N/mm}^2$$

$$F2 = \frac{0,96 * 33000 * 70 * 1000 * 53,06}{2 * 2,51 * 10^{13}} * \frac{7,57}{2} * (6000 * (1575 - 825) - (1575^2 - 825^2))$$

$$F2 = 23,80 \text{ kN}$$

$$\sigma_{2,notch} \frac{23,80 * 10^3}{25000} = 0,925 \text{ N/mm}^2$$

$$F3 = \frac{0,96 * 33000 * 70 * 1000 * 53,06}{2 * 2,51 * 10^{13}} * \frac{7,57}{2} * (6000 * (3000 - 1575) - (3000^2 - 1575^2))$$

$$F3 = 17,90 \text{ kN}$$

$$\sigma_{3,notch} \frac{17,90 * 10^3}{25000} = 0,716 \text{ N/mm}^2$$

Spenningene tilfredsstiller kravene for trykk i treverket. Ut fra disse resultatene ser vi at spenningen på notch 1 er mest kritisk, derfor tar vi videre bare hensyn til denne spenningen.

### 5.3.9 Oppsummering

#### Brukgrensetilstand:

- Egenfrekvens (fritt opplagt) = 13,55 Hz > 8 Hz **Tilfredsstilt**
- Egenfrekvens (kontinuerlig) = 21,18 Hz > 8 Hz **Tilfredsstilt**

- $W (1 \text{ kN}) = 0,18 \text{ mm} < 1,3 \text{ mm}$  **Tilfredsstilt**
- Anders Homb-Kriteriet (fritt opplagt over 12,5 Hz) = 2,69 > 1 **Tilfredsstilt**
- Anders Homb-Kriteriet (kontinuerlig over 12,5 Hz) = 7,41 > 1 **Tilfredsstilt**
- $W_{\text{inst}} = 4,07 \text{ mm} < 18,05 \text{ mm} (1/350)$  **Tilfredsstilt**
- $W_{\text{fin}} = 7,3 \text{ mm} < 20 \text{ mm} (1/300)$  **Tilfredsstilt**

#### **Bruddgrensetilstand:**

- $\sigma_1 (\text{Betong, topp}) = 4,15 \text{ MPA} < 17 \text{ MPA} (\text{trykk})$  **Tilfredsstilt**
- $\sigma_1 (\text{Betong, bunn}) = 0,77 \text{ MPA} > -1,13 \text{ MPA} (\text{strekk})$  **Tilfredsstilt**
- $\sigma_4 (\text{tre, bunn}) = -2,95 \text{ MPA} > -10,15 \text{ MPA} (\text{strekk})$  **Tilfredsstilt**
- $\tau_{\text{max}} = 0,22 \text{ MPA} < 2,78 \text{ MPA}$  **Tilfredsstilt**
- $\sigma_{1,\text{notch}} = 1,63 \text{ MPA} < 16,43 \text{ MPA}$  **Tilfredsstilt**

Vi tilfredsstiller alle kravene vi har tatt hensyn til ved beregning av dekke ved å betrakte betongsjiktet som bærende.

## **5.4 Klarer vi å spenne TCC 9 meter?**

Vi henviser til fremgangsmåten beskrevet over i TCC og oppsummerer med kriterier for brudd og bruksgrensetilstand. Uten å begrunne det nærmere, har vi valgt å benytte like mange notcher som ved 6 m. Forholdstallet på notchene er beskrevet innledende i resultatkapitlet.

#### **Bruksgrensetilstand:**

- Egenfrekvens (fritt opplagt) = 6,16 Hz > 8 Hz **Ikke tilfredsstilt**
- Egenfrekvens (kontinuerlig) = 9,63 Hz > 8 Hz **Tilfredsstilt**
- $W (1 \text{ kN}) = 0,58 \text{ mm} < 1,3 \text{ mm}$  **Tilfredsstilt**
- Anders Homb-kriteriet (fritt opplagt over 12,5 Hz) = 0,14 > 1 **Ikke gjeldende**
- Anders Homb-kriteriet (Kontinuerlig over 12,5 Hz) = 0,38 > 1 **Ikke gjeldende**
- $W_{\text{inst}} = 18,05 \text{ mm} < 25,71 \text{ mm} (1/350)$  **Tilfredsstilt**
- $W_{\text{fin}} = 32,26 \text{ mm} > 30 \text{ mm} (1/300)$  **Ikke tilfredsstilt**



### Bruddgrensetilstand:

- $\sigma_1$  (Betong, topp) = 8,50 MPA < 17 MPA (trykk) **Tilfredsstilt**
- $\sigma_1$  (Betong, bunn) = 1,77 MPA > -1,13 MPA (strekk) **Tilfredsstilt**
- $\sigma_4$  (tre, bunn) = -6,13 MPA > -10,15 MPA (strekk) **Tilfredsstilt**
- $\tau_{\max}$  = 0,29 MPA < 2,78 MPA **Tilfredsstilt**
- $\sigma_{1,\text{notch}}$  = 3,41 MPA < 16,43 MPA **Tilfredsstilt**

TCC konstruksjonen med originale dimensjoner (70mm betong og 5\*44mm CLT) klarer ikke spennet på 9 meter ved konservativ tankegang ifølge beregningene våre. Langtids nedbøyning overskrider kravene, og egenfrekvens ved fritt opplagt betraktning er under kravene.

Maksimal spennlengde for denne dimensjonen for betraktning som fritt opplagt blir 7,85 meter. Vi trenger ikke å ta hensyn til at verdiene ut ifra at Anders Homb-kriteriet ikke er tilfredsstilt, dette fordi egenfrekvensen er under 12,5 Hz.

Vi må da øke tykkelse på dekke. Når vi øker tykkelsen på dekke benytter vi forholdstallet mellom tre og betong som er brukt tidligere. Dette er en forenkling slik at vi skal kunne ha en kontinuerlig økning på tykkelse/spenn. Det trenger ikke å være den beste og mest gunstige løsningen for dekke.

For å tilfredsstille kravene til dekke må vi øke til totalt på 382,27 mm med hensyn til det som er nevnt over:

**Tabell 15 Tykkelse på dekke som klarer 9 m spenn fritt opplagt**

Sjikt	Tykkelse (mm)	Materialkvalitet	E-modul Lengderetning (MPa)
1	92,27	B30	33000
2	58,00	C24	11000
h1-	58,00	C24	0
3	58,00	C24	11000
h2-	58,00	C24	0
4	58,00	C24	11000

### Brukgrensetilstand:

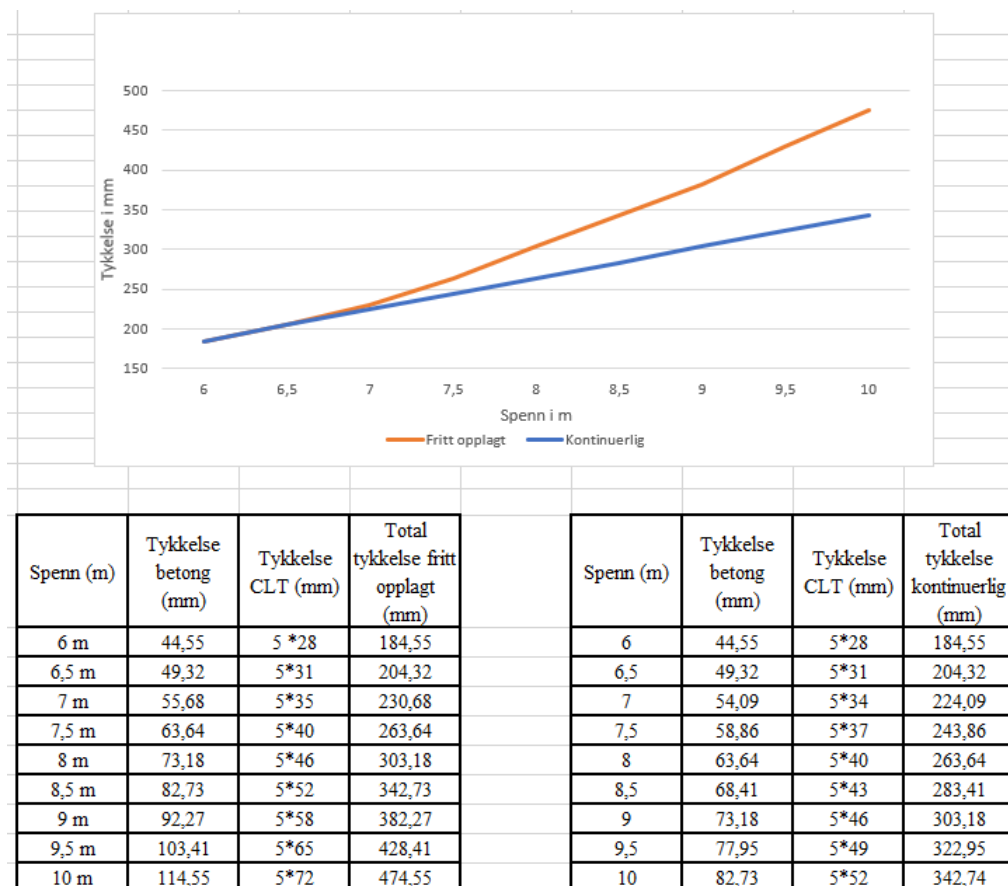
- Egenfrekvens (fritt opplagt) = 8,01 Hz > 8 Hz **Tilfredsstilt**
- Egenfrekvens (kontinuerlig) = 12,52 Hz > 8 Hz **Tilfredsstilt**
- W (1 kN) = 0,26 mm < 1,3 mm **Tilfredsstilt**

- Anders Homb-kriteriet (fritt opplagt over 12,5 Hz) =  $0,56 > 1$  **Ikke gjeldende**
- Anders Homb-kriteriet (Kontinuerlig over 12,5 Hz) =  $1,55 > 1$  **Tilfredsstilt**
- $W_{inst} = 9,28 \text{ mm} < 25,71 \text{ mm} (l/350)$  **Tilfredsstilt**
- $W_{fin} = 16,95 \text{ mm} > 30 \text{ mm} (l/300)$  **Tilfredsstilt**

### **Bruddgrensetilstand:**

- $\sigma_1$  (Betong, topp) =  $5,58 \text{ MPA} < 17 \text{ MPA}$  (trykk) **Tilfredsstilt**
- $\sigma_1$  (Betong, bunn) =  $1,09 \text{ MPA} > -1,13 \text{ MPA}$  (strekk) **Tilfredsstilt**
- $\sigma_4$  (tre, bunn) =  $-3,99 \text{ MPA} > -10,15 \text{ MPA}$  (strekk) **Tilfredsstilt**
- $\tau_{max} = 0,25 \text{ MPA} < 2,78 \text{ MPA}$  **Tilfredsstilt**
- $\sigma_{1,notch} = 2,92 \text{ MPA} < 16,43 \text{ MPA}$  **Tilfredsstilt**

Vi ser ut fra resultatet at vi har mye å gå på for både nedbøyning og spenninger, egenfrekvensen begrenser kapasiteten til dekke. Det er viktig at egenfrekvensen er over 8 Hz i med at vi ikke har noen beregningsmetoder for frekvenser lavere enn 8 Hz (Standard Norge, 2010) og anbefalinger om å unngå frekvenser lavere enn 8 Hz (Rijal *et al.*, 2015) (Homb, 2007). Vi vil derfor gjøre en vurdering av egenfrekvensen ved kontinuerlig betraktning av dekke. Ved å betrakte egenfrekvensen som kontinuerlig er vi ikke på sikker side, men beregningene har samsvar med den aktuelle lastsituasjonen. Det blir teoretisk feil å regne på kontinuitet ved egenfrekvens mens vi betrakter nedbøyning og spenninger som fritt opplagt, vi regner da i teorien på to ulike spenn. Et spenn på 1 og et spenn på  $0,8 \cdot 1$  (Standard Norge, 2010), men vi vil uansett se på forskjellene.



**Figur 16 Sammenheng mellom spenn og minste teoretiske dekke-tykkelse for TCC**

Figuren over illustrerer konsekvensene for betraktning av egenfrekvens som fritt opplagt og kontinuerlig. Vi ser at vi kan tilfredsstille 6 meter spenn med en totaltykkelse på 184,55 mm. Mellom spenn på 6 og 7 meter begrenses dekke av langtids nedbøyning, dekkene har derfor samme kapasitet ved korte spenn. Etter 7 m begrenses fritt opplagt betraktning av egenfrekvens slik som vist på Figur 16. Vi ser at den fritt opplagte grafen utvikler seg eksponentielt, mens den kontinuerlige grafen har jevn stigning (fram til et punkt). Ved 9 meter spenn er det en forskjell på over 75 mm.

Ut fra beregningene våre vil et dekke tilsvarende O2-bygget med 5 x 44 mm CLT og 70 mm betong påstøp kunne spenne 8,5 m beregnet som kontinuerlig dekke, og 7,5 m beregnet fritt opplagt.

## 5.4.1 Miljø og kostnadskonsekvenser av økt tykkelse

### TCC 9 meter (fritt opplagt)

- Dimensjoner: 5\*58 mm massivtre + 92,27 mm betong
- Miljøbelastning (per m<sup>2</sup>):  $325 * 0,09227 + 202,2 * 0,290 = 88,63$  kg CO<sub>2</sub>-eq
- Kostnad (per m<sup>2</sup>):  $7300 * 0,09227 + 10324 * 0,290 = 3668$  kr

### TCC 9 meter (kontinuerlig)

- Dimensjoner: 5\*46 mm massivtre + 73,18 mm betong påstøp
- Miljøbelastning (per m<sup>2</sup>):  $351 * 0,07318 + 202,2 * 0,230 = 72,19$  kg CO<sub>2</sub>-eq
- Kostnad (per m<sup>2</sup>):  $9600 * 0,07318 + 10324 * 0,230 = 3077$  kr

## 5.4.2 Oppsummering av miljø og kostnader

Tabell 16 Oppsummering av Miljø og kostnader

Dekke	Miljøbelastning (kg CO <sub>2</sub> -eq per m <sup>2</sup> )	Økning fra referanse (%)	Kostnad (kr per m <sup>2</sup> )	Økning fra referanse (%)
CLT 6m (referanse)	69,11 kg		2947	
CLT 9 meter (fritt opplagt)	119,66	73	5528	88
CLT 9 meter (kontinuerlig)	92,36	34	4135	40
TCC 9 meter (fritt opplagt)	88,63	28	3668	24
TCC 9 meter (kontinuerlig)	72,19	4	3077	4

Tabellen viser økt miljøbelastning og kostnad i forhold til opprinnelig dekkeløsning (6m CLT) ut fra resultatene fra beregningene ovenfor.

# 6 Diskusjon

## 6.1 Kontinuerlig betraktning

Beregningene våre har tatt hensyn til fritt opplagt som er på sikker side for nedbøyning, egenfrekvens og moment, men ikke for skjær. Vi ser nå etter beregninger at skjærspenningen har så god sikkerhetsmargin at vi ser det som lite sannsynlig at skjærspenningen overskrider kravet for kontinuerlige dekker. Vi ser nærmere på formelen på egenfrekvens likning (16):

$$F_1 = \frac{\pi}{2l^2} * \sqrt{\frac{(EI)l}{m}}$$

Det første leddet  $2l^2$  har stor betydning for egenfrekvensen. Vanligvis når vi øker spennet, må vi også øke tykkelsen og dermed massen. Dette fører til dobbel virkning med reduksjon av egenfrekvens. Muligheten for å redusere effektivt spenn uten å øke tykkelse oppstår når vi velger å se på egenfrekvensen som kontinuerlig. Dette gjør at vi kan redusere den verdien som har mest å si for egenfrekvensen. I beregningene våre har vi benyttet konservativ tankegang, og i sammenlikningsdiagrammene våre ser vi utfallene av valget vårt ved lineær stigning av tykkelsen/spenn, og samme forholdstall mellom betong og tre. Vi får en forskjell i dekketykkelse på 135 mm på CLT og 79mm på TCC (9-meter spenn). Problemstillingen vår er:

*«Hvordan kan vi øke spennvidden på dekke i O2-bygget med den hensikt å material-effektivisere dekkeløsningen uten store kostnader eller miljøpåvirkninger?»*

Hvorfor har vi da ikke gått ut fra fullstendig beregning av kontinuerlig spenn? Vi har tenkt mye på dette spørsmålet, og har fremdeles ingen klare svar. Fremgangsmåten og erfaringen vi har tatt med oss fra konstruksjonsfagene sier vi skal regne på sikker side. Vi mener fremdeles det er tilfellet for de aller fleste konservative beregningene, slik som moment og nedbøyning, men hvor går grensen fra å regne på sikker side til å overdimensjonere? Ut fra de verdiene vi har fått fra beregningen ville vi ha benyttet en fullstendig beregning basert på kontinuerlige dekker for å få mer nøyaktige verdier og økt validiteten. Dette er fordi at den reelle casen er

kontinuerlig. Vi kan ikke utelukke at det er mulig å spenne dekke 9 meter med samme dimensjoner som er benyttet på den originale konstruksjonen med fullstendig kontinuerlig beregning for brudd- og bruksgrensetilstand.

## 6.2 Miljø og kostnad

Hensikten med oppgaven var å finne en løsning hvor vi kan material-effektivisere dekkeløsningen uten store kostnader og miljøpåvirkninger. Resultatene våre fra beregning av miljøbelastning og kostnader for ulike dekker med ulikt spenn antyder at dette vil være mulig ved bruk av TCC-dekker. Vi ser at den nokså konservative beregningen vår for et TCC-dekke med 50 prosent økning i spennvidde fra referansen kun vil ha en økning i miljøbelastning på 28 prosent, og en økning i kostnad på 24 prosent. Verdien for kostnader her er en antagelse basert på de produktene vi har informasjon om via Norsk Prisbok. Prisen for et prefabrikkert TCC-dekke vil kunne avvike betydelig fra våre beregninger. Verdiene gjelder også kun for det tverrsnittet vi har valgt å beregne for, og verdiene vil endre seg for alternative tverrsnitt.

Balansen mellom miljøbelastning og kostnad avhenger av hvilke tykkelser vi velger å bruke for betong- og tredelen av dekke. Ut fra de tallene vi har hentet fra Norsk Prisbok ser vi at betong, per kubikkmeter, er betydelig billigere enn massivtre ved større tykkelser. Samtidig ser vi at miljøbelastningen for betong er høyere enn for massivtre. Av disse grunnene vil det ofte være økonomisk gunstig å bygge med betong. Samtidig vil det være vanskelig å rettferdiggjøre bygging med betong for økonomiens del med tanke på FN's bærekraftsmål. For at disse målene skal kunne nås innen 2030 må man gjøre en innsats i byggenæringen ved å benytte mer bærekraftige materialer, selv om det kan bety en økning i kostnader. Et annet poeng fra FN's bærekraftsmål er at vi må bruke mindre ressurser til å oppnå mer (De forente nasjoner, 2015). Dette er noe som kan oppnås ved å bruke materialene på en mer gunstig måte, som for eksempel å bruke en løsning med TCC når det uansett må brukes en betydelig mengde betong i tillegg til et CLT-dekke. Det tverrsnittet vi har regnet på oppnår dette, men det kunne trolig ha blitt gjort på en enda gunstigere måte.

Det tverrsnittet vi har valgt å regne på er nok ikke det mest optimale for å oppnå material-effektivitet eller minimal miljøpåvirkning. Grunnen til at vi har valgt å regne på dette tverrsnittet er at vi ønsket å forenkle beregningene ved å unngå forskyvning av nøytralakse og

på grunn av usikkerhet rundt skjærdeformasjon for alternative tykkelser ved valgt beregningsmetode. For et mer optimalt tverrsnitt ville det ha vært hensiktsmessig å unngå økning av tykkelsen på betongdelen av dekket for å minimere økningen av miljøpåvirkningen. Økt antall sjikt for tykkere elementer og ulike tykkelser på langs- og tversgående sjikt i CLT-delen er også noe som kunne ha gitt oss et mer material-effektivt dekke. På typiske massivtre-elementer benyttes det typisk sjikt med tykkelse mellom 16 og 51 mm (Karacabeyli og Gagnon, 2019) og det er ikke uvanlig at man har redusert tykkelse på de tversgående sjiktene.

### **6.3 Usikkerhet i forbindelser**

Vi har benyttet «notched connections» som forbindelse i beregningene, dette er en løsning som generelt gir god grad samvirke og dette er hovedgrunnen til at vi valgte å bruke den. Vi har ikke grunnlag til å bestemme avstanden mellom notchene ut fra det som står i teorikapittelet, men har grunnlag til å bestemme kortere avstand på notchene langs enden. Forholdstallet mellom avstanden på notchene er kanskje ikke den best mulige løsningen, men tilfredsstillende kravene vi har satt for «notched connections». Vi dimensjonerer notchene basert på knusning av treverk og dette tar hensyn til avstand mellom forbindelsene og areal kraften fordeles seg på. Det vil si at desto flere utskjæringer vi har i treverket, desto sterkere blir forbindelsen. Det er nok ikke den reelle situasjonen. Det kan godt være at notchene bestemmes av bredden på støpet i utskjæringen for å hindre skjærbrudd i den øvre betongdelen og en større avstand mellom betongstøpene for å forhindre skjærbrudd i nedre del av treverket. Vi har imidlertid ikke pålitelige kilder nok kilder til å dimensjonere ut ifra dette.

### **6.4 Kunne løsningen med TCC vært benyttet i O2-bygget?**

Grunnen til at vi valgte å se på en TCC-løsning med massivtre og betongstøp var at løsningen ble vurdert under prosjekteringen av bygget, men ble vurdert som mindre aktuelt på grunn av lite erfaring med en slik samvirkelsesløsning.

Tykkelsesforholdene i TCC systemet gjorde at vi oppnådde nøytralakse nært sjikt 2, dette var med å øke validiteten til resultatet, siden fremgangsmåten baserte seg på en betraktning av Jiang og Crocetti (2019). Ut fra Euler-Bernoulli bjelke teori er det ikke tatt hensyn til skjærdeformasjon ved bruk av  $\gamma$ -metoden. Vi ser i beregningen av tykkelse på CLT at alle spenn/tykkelse forholdene er under 30 for kontinuerlig og fritt opplagt betraktning, som betyr at det egentlig bør bli tatt hensyn skjærdeformasjon. For TCC dekke med fritt opplagt betraktning er forholdstallet (spenn/tykkelse) under 30 for spenn som spenner 7.5 m og lengre. Ved kontinuerlig betraktning får vi verdier over 30 for alle spenn. Ved denne situasjonen er dermed tykkelsen ikke stor nok til å måtte regne med skjærdeformasjon, mens ved fritt opplagt må det tas hensyn til skjærdeformasjon med spenn over 7.5 m. Det vil si at metoden vi har valgt å benytte gir mest nøyaktighet for TCC ved kontinuerlig betraktning med hensyn til Euler-Bernoulli og Timoshenko bjelketeori.

## 6.5 Videre forskning

Vi ser at det kunne vært mulighet for å utvide oppgaven på flere måter. Vi har imidlertid måtte begrense oppgaven, og derfor valgt å prioritere dimensjonering og miljø- og kostnadsforhold. Flere forhold kunne vært interessant å forske videre på:

Det hadde vært interessant å vite hvilke konsekvenser et annet valg av metode hadde fått for resultatene. Shear analog metoden er en metode som ofte er brukt til å regne på dekker, det ville vært interessant å finne ut hvilken tykkelse vi hadde endt opp med ved bruk av denne metoden. Shear analog metoden tar hensyn til skjærdeformasjon, men krever også tilgang på programvare.

Vi hadde også likt å finne ut hvilke konsekvenser et annet valg av forbindelse ville hatt for elementet.

For en fremtidig konstruksjon hadde det også vært interessant å vite om TCC elementet hadde tilfredsstillt akustikk-kravene uten ekstra tiltak.

For det konkrete bygget ville det vært interessant å vite om den samme tykkelsen på dekke ville klart et spenn på 9 meter med fullstendig kontinuerlig betraktning, med beregninger gjennomført ved bruk av programvare.



# 7 Konklusjon

Som en del av vår avslutning ønsker vi å gi en kort konklusjon og oppsummering av de viktigste temaene vi har drøftet. Vi vil inkludere feilkilder, begrensninger og forsøke å svare på problemstillingen.

Vår problemstilling har vært som følger: «*Hvordan kan vi øke spennvidden på dekke i O2-bygget med den hensikt å material-effektivisere dekkeløsningen uten store kostnader eller miljøpåvirkninger?*»

For å besvare problemstillingen vår ønsker vi minst mulig økning i miljøpåvirkning og kostnader. Vi har sett fra resultatene våre at vi kan øke spennet ved å bruke samme mengde materiale ved å benytte oss av et TCC-dekke, og vi kan øke det fra 6 m til omtrent 7,85 meter ut fra våre beregninger. For å øke spennet på dekket fra 6 til 9 meter er vi nødt til å øke tykkelsen på dekket, selv med en TCC-løsning. Dette vil naturligvis øke miljøbelastningen og kostnaden av dekke. Optimale dimensjoner for et TCC-dekke er noe som krever mer forskning og testing enn det vi har tid og ressurser til i denne oppgaven. Vi ser på Tabell 16:

Dekke	Miljøbelastning (kg CO <sub>2</sub> -eq per m <sup>2</sup> )	Økning fra referanse (%)	Kostnad (kr per m <sup>2</sup> )	Økning fra referanse (%)
CLT 6m (referanse)	69,11 kg		2947	
CLT 9 meter (fritt opplagt)	119,66	73	5528	88
CLT 9 meter (kontinuerlig)	92,36	34	4135	40
TCC 9 meter (fritt opplagt)	88,63	28	3668	24
TCC 9 meter (kontinuerlig)	72,19	4	3077	4

For økt tykkelse på CLT øker kostnader og miljøbelastninger med henholdsvis 88% og 73% i forhold til referansetykkelsen. Ved å se på betongsjiktet som bærende øker kostnader og miljøbelastninger kun til henholdsvis 24% og 28% i forhold til referansetykkelsen. Ut fra disse verdiene kan vi konkludere med at TCC vil være mer gunstig enn CLT for lengre spenn.

# Litteraturliste

- Aarstad, J. og Glasø, G. (2011) Fokus på tre Massivtre, s. 1-8. Tilgjengelig fra: <http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/20-Massivtre.pdf> (Hentet: 26.02.2020).
- Bauchau, O. A. og Craig, J. I. (2009) Euler-Bernoulli beam theory, i Bauchau, O. A. og Craig, J. I. (red.) *Structural Analysis*. Dordrecht: Springer Netherlands, s. 173-221.
- Bbanerje (2015) *Timoshenko Beam*. Tilgjengelig fra: <https://commons.wikimedia.org/wiki/File:TimoshenkoBeam.svg> (Hentet: 15.03.2020).
- Borgström, E. og Fröbel, J. (2017) *svt-kl-trahandbok*. Stockholm: Svenskt Trä.
- Buck, D. *et al.* (2015) Comparison of Different Assembling Techniques Regarding Cost, Durability, and Ecology - A Survey of Multi-layer Wooden Panel Assembly Load-Bearing Construction Elements, *2015*, 10(4), s. 19. Tilgjengelig fra: [https://ojs.cnr.ncsu.edu/index.php/BioRes/article/view/BioRes\\_10\\_4\\_8378\\_Buck\\_Comparison\\_Different\\_Assembling\\_Techniques/3957](https://ojs.cnr.ncsu.edu/index.php/BioRes/article/view/BioRes_10_4_8378_Buck_Comparison_Different_Assembling_Techniques/3957) (Hentet: 12.03.2020).
- De forente nasjoner (2015) *FNs bærekraftsmål*. Tilgjengelig fra: <https://www.fn.no/Om-FN/FNs-baerekraftsmaal> (Hentet: 09.03.2020).
- Dias, A., Schänzlin, J. og Dietsch, P. (2018) *Design of timber-concrete composite structures*.
- Difi (2018) *Kva er innovasjon?* Tilgjengelig fra: <https://www.difi.no/fagomrader-og-tjenester/innovasjon/hvordan-jobbe-med-innovasjon/hva-er-innovasjon> (Hentet: 12.04.2020).
- Dragland, Å. (2015) *Bygg står for 40% av verdens utslipp - slik skal det reduseres*. Tilgjengelig fra: [https://www.tu.no/artikler/bygg-star-for-40-av-verdens-utslipp-slik-skal-det-reduseres/223922?fbclid=IwAR3creZ-p1Mmv7NCzQHbg7\\_qj9ffEF42ii42mJQqYiQrzmOLeC-nXly3viI](https://www.tu.no/artikler/bygg-star-for-40-av-verdens-utslipp-slik-skal-det-reduseres/223922?fbclid=IwAR3creZ-p1Mmv7NCzQHbg7_qj9ffEF42ii42mJQqYiQrzmOLeC-nXly3viI) (Hentet: 16.04.2020).
- Fonselius, M. *et al.* (2015) *Limtreboka*. Norske Limtreprodusenters Forening.

- Fragiacomo, M., Yeoh, D. og Pahat, B. (2010) Design of timber-concrete composite beams with notched connections. Tilgjengelig fra: <https://core.ac.uk/download/pdf/20558307.pdf>.
- Hindklev, J. (2019) *Mjøstårnet*. Tilgjengelig fra: <http://www.bygg.no/article/1388256> (Hentet: 03.04.2020).
- Hofstad, K. (2020) *Teknisk standard*. Tilgjengelig fra: [https://snl.no/teknisk\\_standard](https://snl.no/teknisk_standard) (Hentet: 14.03.2020).
- Homb, A. (2007) *Kriterier for opplevde vibrasjoner i etasjeskillere : delrapport fra prosjektet "Comfort Properties of Timber Floor Constructions"*. Oslo: SINTEF byggforsk.
- Jiang, Y. og Crocetti, R. (2019) CLT-concrete composit floors with notched shear connectors, *Construction and Building Materials*, 195, s. Pages 127-139. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.11.066>.
- Johannessen, A., Tufte, P. A. og Christoffersen, L. (2016) *Introduksjon til samfunnsvitenskaplig metode*. Oslo: Abstrakt forlag.
- Justesen, L. og Mik-Mayer, N. (2010) *Kvalitative metoder*. Hans Reitzels forlag.
- Karacabeyli, K. og Gagnon, S. (2019) *Canadian CLT Handbook*. fpinnovations.ca: FPIinnovations.
- Laanke, B. (2020) *Betong*. Tilgjengelig fra: <https://www.sintef.no/betong/> (Hentet: 15.04.2020).
- LCA.no (u.å.) *Skybaserte løsninger for miljødokumentasjon*. Tilgjengelig fra: <https://lca.no/> (Hentet: 02.04.2020).
- Lukaszewska, E. (2009) *Development of prefabricated timber-concrete composite floors*. doctoral thesis, Luleå University of Technology. Tilgjengelig fra: [http://ltu.diva-portal.org/smash/record.jsf?aq2=%5B%5B%5D%5D&c=1&af=%5B%5D&searchType=SIMPLE&sortOrder2=title\\_sort\\_asc&query=Development+of+prefabricated+timber+concrete+composite+floors&language=no&pid=diva2%3A991048&aq=%5B%5B%5D%5D](http://ltu.diva-portal.org/smash/record.jsf?aq2=%5B%5B%5D%5D&c=1&af=%5B%5D&searchType=SIMPLE&sortOrder2=title_sort_asc&query=Development+of+prefabricated+timber+concrete+composite+floors&language=no&pid=diva2%3A991048&aq=%5B%5B%5D%5D)

[D%5D&sf=all&aqe=%5B%5D&sortOrder=author\\_sort\\_asc&onlyFullText=false&noOfRows=50&dswid=-607](#) (Hentet: 25.02.2020).

Mosland, T. B. (2017) *Hvordan redusere CO2-utslipp*. Tilgjengelig fra: <https://bygg.tekna.no/hvordan-reducere-co2-utslipp/> (Hentet: 05.03.2020).

Norcem (2016) *Sementproduksjon og CO2*. Tilgjengelig fra: <https://www.norcem.no/no/sementproduksjon-co2> (Hentet: 03.04.2020).

Norconsult Informasjonssystemer AS og Bygganalyse AS (u.å.) *Norsk Prisbok*. Tilgjengelig fra: <https://www.norskprisbok.no/Home.aspx> (Hentet: 06.02.2020).

Norsk treteknisk, i. og TreFokus (u.å.) *Fokus på tre*. Oslo: TreFokus Treteknisk.

Pedersen, B. (2017) *Komposittmaterialer*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/komposittmaterialer> (Hentet: 21.02.2020).

Pereira, M. C. d. M. og Calil Junior, C. (2019) Strength and Stiffness of Cross Laminated Timber (CLT) panels produced with Pinus and Eucalyptus: experimental and analytical comparisons, *Matéria (Rio de Janeiro)*, 24. Tilgjengelig fra: [http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1517-70762019000200329&nrm=iso](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1517-70762019000200329&nrm=iso) (Hentet: 15.02.2020).

Regjeringen (2020) *Norge forsterker klimamålet for 2030 til minst 50 prosent og opp mot 55 prosent*. Tilgjengelig fra: <https://www.regjeringen.no/no/aktuelt/norge-forsterker-klimamalet-for-2030-til-minst-50-prosent-og-opp-mot-55-prosent/id2689679/> (Hentet: 01.04.2020).

Rijal, R. *et al.* (2015) Experimental and analytical study on dynamic performance of timber-concrete composite beams, *Construction and Building Materials*, 75, s. 46-53. doi: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.10.020>.

Standard Norge (2006) *Miljømerker og deklarasjoner - Miljødeklarasjoner type III - Prinsipper og prosedyrer (ISO 14025:2006)*. Tilgjengelig fra: <https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=474248> (Hentet: 18.03.2020).

Standard Norge (2010) *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger* (b. 2020). Tilgjengelig fra:  
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=436137>.

Standard Norge (2016) Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. Tilgjengelig fra:  
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=814847> (Hentet: 12.03.2020).

Standard Norge (2018) Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Almenne regler og regler for bygninger. Tilgjengelig fra:  
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=997269> (Hentet: 03.05.2020).

Standard Norge (2019) Eurokode 1: Last på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger. Tilgjengelig fra:  
<https://www.standard.no/no/Nettbutikk/produktkatalogen/Produktpresentasjon/?ProductID=1015211> (Hentet: 12.04.2020).

Thagaard, T. (2018) *Systematikk og innlevelse en innføring i kvalitative metoder*. Bergen: Fagbokforlaget.

The Norwegian EPD Foundation (u.å.) *EPD-Norge*. Tilgjengelig fra: <https://www.epd-norge.no/> (Hentet: 02.04.2020).

Yeoh, D. *et al.* (2011) State of the Art on Timber-Concrete Composite Structures: Literature Review, *Journal of Structural Engineering*, 137(10), s. 1085-1095. doi:  
doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000353.

