



**OsloMet - Storbyuniversitetet**

**Institutt for Bygg- og energiteknikk - Bygg**

Postadresse: Postboks 4 St. Olavs plass, 0130 Oslo

Besøksadresse: Pilestredet 35, Oslo

Telefon: 67 23 50 00

[www.hioa.no](http://www.hioa.no)

GRUPPE NR. 31
------------------

TILGJENGELIGHET ÅPEN
-------------------------

# BACHELOROPPGAVE

BACHELOROPPGAVENS TITTEL  <b>Massivtre som bæresystem i prosjektet Bispevika B6A</b>	DATO 16.05.2018
	ANTALL SIDER / ANTALL VEDLEGG 96 / 27
FORFATTERE Anders Fjell Jan Erik Edvardsen Holm	VEILEDER Eivind Johnsen

UTFØRT I SAMMARBEID MED Dr. Techn. Olav Olsen AS	KONTAKTPERSON Anders Nybø
-----------------------------------------------------	------------------------------

<b>SAMMENDRAG</b> <p>Dr. Techn. Olav Olsen AS prosjekterer boligbyggene i prosjektet Bispevika B6A i Oslo, som består av 9 bygg i tre forskjellige størrelser. Oppgaven vurderer om det er hensiktsmessig å benytte massivtre i hovedbæresystemet og tar utgangspunkt i det største av bygningskonseptene. Det opprinnelige bæresystemet består av stål og betong. Vi har foretatt en ny dimensjonering av bygget i massivtre og limtre, og vurdert resultatene opp mot det opprinnelige prosjektet. Det er også vurdert om løsningene lar seg overføre til de andre byggene i dette prosjektet og påfølgende byggeprosjekt B6B.</p> <p>Opgaven legger vekt på funksjonalitet i vurderingen av de to bæresystemene. Derfor har vi forsøkt å ende opp med et bæresystem uten inngrep som går ut over funksjonaliteten av bygget. Konklusjonen endte til slutt på at det er hensiktsmessig å benytte massivtre i bærekonstruksjonen. Stor potensiell miljøgevinst og lav egenvekt er to sentrale faktorer som veide positivt for bruken av massivtre. Deler av løsningene er også generaliserbare.</p>
---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

<b>3 STIKKORD</b>
Massivtre
Bærekonstruksjon
Sammenligning



Kilde: <https://vannkunsten.no>

## Forord

Dette er en bacheloroppgave innen ingeniørfag – bygg ved OsloMet – storbyuniversitetet. Oppgaven inngår i det avsluttende arbeidet for bachelorstudium med studieretning konstruksjonsteknikk våren 2018. Arbeidet med oppgaven er utført av forfatterne i samarbeid med Dr. Techn. Olav Olsen AS. Temaet for oppgaven er valgt fordi vi ønsket å få bedre innsikt i dimensjoneringsprosessen, samt at Olav Olsen ønsket en vurdering rundt bruk av massivtre i bærekonstruksjonen til et spesifikt prosjekt.

Målgruppen for oppgaven er først og fremst Olav Olsen og samarbeidspartnere i prosjektet Bispevika B6A. Rapporten er også interessant og relevant for medstudenter som ønsker kunnskap om bruken av massivtre i høyhus. Innholdet er skrevet på grunnlag av kunnskapsnivået vi selv hadde da vi startet på oppgaven.

Arbeidet med denne oppgaven har vært veldig lærerikt, og har gitt oss mye kunnskap om egenskapene og mulighetene massivtre har som byggemateriale. Vi vil rette en stor takk til veilederen vår, Anders Nybø i Olav Olsen, for meget god veiledning gjennom hele dimensjoneringsprosessen. Vi vil også takke vår interne veileder Eivind Johnsen for god oppfølging og akademisk veiledning i forbindelse med rapporten.

Oslo, 16.05.2018



Anders Fjell



Jan Erik Edvardsen Holm

## Sammendrag

Dr. Techn. Olav Olsen AS prosjekterer boligbyggene i prosjektet Bispevika B6A i Oslo. Byggene er omtrent like i utforming og varierer i størrelse, der det største bygget er 8 etasjer. På bakgrunn av at massivtre er et byggemateriale i sterk vekst, ønsker Olav Olsen en vurdering av et alternativt bæresystem som består av tre i stedet for stål og betong. Det legges vekt på funksjonaliteten av bæresystemet, altså at alternativet tilfredsstillende de samme kravene uten store dimensjonsendringer og inngrep. Oppgaven vurderer om det er hensiktsmessig å benytte massivtre i bærekonstruksjonen til byggene, og i hvilken grad løsningene kan overføres til andre bygg. Samtidig blir oppgaven et vurderingsgrunnlag for eventuell bruk av massivtre i påfølgende byggeprosjekt Bispevika B6B.

Oppgaven er utført som en case-studie der vi har sett på den største og mest omfattende bygningstypen i prosjektet. Det gjorde at resultatene var lettere å generalisere. Dimensjoneringen av bygget ble utført i to faser: global- og lokaldimensjonering. «Autodesk Robot Structural Analysis 2018» har blitt benyttet i begge faser, men til ulike formål. Beregningsprogrammet «Calculatis» er brukt i dimensjoneringen av etasjeskillerne. Alle bestemte konstruksjonsdeler er kontrollert med håndberegninger.

Resultatene fra dimensjoneringen viste at etasjeskillerne, veggene og søylene kunne bygges i trematerialer. Massivtre viste seg å fungere godt som veggelementer. Det alternative bæresystemet ender opp med samme tykkelse på de avstivende veggene som det opprinnelige bæresystemet. Lydkrav og krav i bruksgrensetilstand gjorde at tre-betong komposittdække må benyttes som etasjeskillere. Det er foretatt en økonomisk sammenligning av de to bæresystemene, der forskjellen ble så liten at det ikke påvirker svaret på problemstillingen.

Oppgaven konkluderer med at det er hensiktsmessig å benytte massivtre i bærekonstruksjonen. I dette tilfellet medførte ikke massivtre uakseptable endringer i hverken dimensjoner eller bæresystem. Tre er et bærekraftig byggemateriale med store potensielle miljøgevinster som veier tungt i vurderingen av det alternative bæresystemet. Løsningene med avstivningssystemet og etasjeskillerne kan også overføres til de andre byggene i prosjektet.



## Abstract

Dr. Techn. Olav Olsen AS are projecting the residential buildings in the Bispevika B6A project in Oslo. The buildings are formed almost equally and their size varies, where the largest building consists of eight floors. Given that CLT (cross-laminated timber) is a construction material growing in popularity, Olav Olsen want to analyze an alternative wood based support system instead of a steel and concrete support system. The report emphasizes the functionality of the support system, that is, the option satisfies the same requirements without major dimension changes and engagements. The task will consider whether the CLT support system is beneficial, and the extent to which the solutions can be transferred to other buildings. At the same time, it will be an assessment basis for possible use of CLT in the following construction project Bispevika B6B.

The assignment is performed as a case study where the largest and most comprehensive building type is considered. This made the results easier to generalize. The dimensioning of the building was done in two phases: global and local dimensioning. “Autodesk Robot Structural Analysis 2018” has been used in both phases but for different purposes. The calculation program “Calculatis” is used in the dimensioning of the floor elements. All construction parts considered are controlled by hand calculations.

The results from the dimensioning showed that the floor elements, walls and pillars could be built in wooden materials. CLT appeared to function well as wall elements. The alternative support system ends up with the same thickness for the stiffening walls as the original support system. CLT-concrete composites must be used as floor elements due to sound requirements and the requirements for serviceability limit state (SLS). An economic comparison of the two support systems has been made, the difference being so small that it does not affect the conclusion.

The report concludes that use of CLT in the support structure would be beneficial. In this case, CLT did not cause unacceptable changes in neither dimensions nor system structure. Timber is a sustainable building material with potentially high environmental gains, which weighs heavily in the assessment of the alternative support system. The solutions of the stiffening system and floor elements can also be transferred to the other buildings in the project.

## Innholdsfortegnelse

<b>Forord</b> .....	<b>III</b>
<b>Sammendrag</b> .....	<b>IV</b>
<b>Abstract</b> .....	<b>V</b>
<b>Lister</b> .....	<b>IX</b>
<b>1 Innledning</b> .....	<b>1</b>
1.1 Bakgrunn .....	1
1.2 Formål .....	2
1.3 Problemstilling .....	3
1.4 Prosjektforutsetninger .....	3
1.5 Avgrensninger .....	4
<b>2 Teori</b> .....	<b>6</b>
2.1 Massivtre .....	6
2.1.1 Fordeler ved bruk av massivtre .....	9
2.1.2 Ulemper ved bruk av massivtre.....	11
2.1.2.1 <i>Lyd</i> .....	12
2.2 Dimensjonering med massivtre .....	13
2.2.1 Bruddgrensetilstand.....	15
2.2.2 Bruksgrensetilstand .....	17
2.2.3 Ulykkesgrensetilstand .....	18
<b>3. Metode</b> .....	<b>21</b>
3.1 Drøfting av metode.....	21
3.2 Valgt metode .....	23
<b>4 Dimensjonering</b> .....	<b>24</b>
4.1 Globalanalyse .....	25
4.1.1 Modellering massivtrebygg .....	26
4.1.2 Stabilitet .....	28
4.1.2.1 <i>Egenvekt</i> .....	30
4.1.2.2 <i>Vindlast</i> .....	31
4.1.2.3 <i>Skjevstilling</i> .....	31
4.1.2.4 <i>Skivestabilitet veggskiver</i> .....	32
4.1.3 Jordskjelv .....	35
4.2 Lokaldimensjonering.....	37
4.2.1 Etasjeskillere .....	37

4.2.1.1 Lydkrav.....	37
4.2.1.2 Massivtredekke med påstøp.....	39
4.2.1.3 Tre-betong komposittdেকে.....	40
4.2.2 Bærende vegger.....	47
4.2.3 Bjelker over boligetasjer.....	53
4.2.3.1 Bruddgrensetilstand.....	53
4.2.3.2 Bruksgrensetilstand.....	55
4.2.3.3 Ulykkesgrensetilstand.....	56
4.2.4 Bjelker over forretningslokaler.....	57
4.2.5 Søyler.....	60
4.2.5.1 Søyler i 1. etasje.....	60
4.2.5.2 Søyler ved innrykk i fasaden.....	61
4.2.5.3 Søyler i resten av bygget.....	63
4.2.5.4 Vurderinger.....	63
4.2.6 Takkonstruksjon.....	64
<b>5 Økonomi og miljø.....</b>	<b>65</b>
5.1 Økonomi.....	65
5.2 Miljø.....	68
<b>6 Resultater.....</b>	<b>70</b>
6.1 Avstivningssystem.....	70
6.2 Dimensjonering konstruksjonsdeler.....	70
6.2.1 Etasjeskiller.....	71
6.2.2 Bærende vegger.....	72
6.2.3 Bjelker.....	72
6.2.4 Søyler.....	73
6.3 Økonomi.....	74
<b>7 Diskusjon.....</b>	<b>75</b>
7.1 Avstivningssystem.....	75
7.2 Dekker.....	76
7.3 Yttervegger.....	77
7.4 Bjelker.....	78
7.5 Søyler.....	78
7.6 Økonomi og miljø.....	79
7.7 Generalisering.....	80
<b>8. Konklusjon.....</b>	<b>82</b>



<b>Kilder .....</b>	<b>84</b>
<b>Vedlegg .....</b>	<b>86</b>

## Lister

### Figurliste

Figur 2.1: Kantstilt element.....	7
Figur 2.2: CLT-element.....	7
Figur 2.3: Illustrasjon av komposittdekke.....	8
Figur 2.4: Spesialskrue til skjæroverføring.....	8
Figur 2.5: Illustrasjon karbonkretsløpet .....	10
Figur 2.6: Flanketransmisjon.....	12
Figur 2.7: Tverrgående spor i komposittdekke .....	14
Figur 2.8: Skjæranalogimetoden .....	15
Figur 2.9: Spenningsfordeling skjæranalogimetoden.....	16
Figur 4.1: Opprinnelig bærekonstruksjon, Revit.....	25
Figur 4.2: Akser for «linear releases», Robot .....	27
Figur 4.3: Dekkeskjøt og gaffellagring av bjelke, Robot.....	27
Figur 4.4: Søyleforbindelse, Robot .....	27
Figur 4.5: Dekke-skjærvegg forbindelse og vegghjørne, Robot .....	27
Figur 4.6: Globalmodell vertikale laster, Robot.....	28
Figur 4.7: Forenklet modell, Robot.....	28
Figur 4.8: Nummerering veggskiver i forenklet avstivningssystem .....	30
Figur 4.9: Lastpåføring forenklet globalmodell (x-retning), Robot.....	32
Figur 4.10: Skive 5 og skive 1, Robot.....	33
Figur 4.11: Forankring veggskive .....	35
Figur 4.12: Eksempel på løsning for horisontal flanketransmisjon .....	38
Figur 4.13: Maksimal nedbøyning i bruksgrensetilstand, Calculatis .....	39
Figur 4.14: Oppbygning av tre-betong komposittdekke .....	40
Figur 4.15: Forbindere tre-betong .....	40
Figur 4.16: Maksimal bøyepeninger ved belastning i bruddgrensetilstand, Calculatis .....	41
Figur 4.17: Illustrasjon av resttverrsnittet etter et fullstendig brannforløp på 90 min. ....	43
Figur 4.18: Maksimal bøyepeninger ved belastning i ulykkesgrensetilstand .....	43
Figur 4.19: Skjøt mellom massivtredekkene, skruer festes fra overside .....	44
Figur 4.20: Illustrasjon av krefter i elementbygg .....	45
Figur 4.21: Opplegg dekke – CLT dekke.....	45
Figur 4.22: Opplegg yttervegg – CLT dekke .....	45
Figur 4.23: Maksimal bøyepeninger ved belastning i bruddgrensetilstand, Calculatis .....	46
Figur 4.24: Skjøt mellom veggelementer av massivtre.....	48
Figur 4.25: Trykkspenninger i avstivende vegg, Robot.....	49
Figur 4.26: Trykkspenninger i yttervegg, Robot.....	50
Figur 4.27: Trykkspenninger i bærende vegg mot yttervegg, Robot .....	50
Figur 4.28: Trykkspenning fra drager på gavlvegg, Robot .....	51
Figur 4.29: Utkragning i opprinnelig bærekonstruksjon, Revit .....	52
Figur 4.30: Forbindelse mellom HEA-profil og massivtreelementer .....	53
Figur 4.31: Mest påkjente bjelke over boligetasjer, Robot .....	54
Figur 4.32: Reduksjonsfaktor/ståltemperatur .....	56

Figur 4.33: Bjelker ved utkragning, Robot .....	57
Figur 4.34: Moment-/skjæradiagram for utkraget bjelke 837 over 1. etasje, Robot.....	58
Figur 4.35: Skjæradiagram bjelke 15, Robot .....	59
Figur 4.36: Mest påkjente søyle, Robot .....	60
Figur 4.37: Søyle ved innrykk i fasade, Robot.....	62
Figur 4.38: Resterende søyler med dimensjonerende last, Robot .....	63
Figur 4.39: Utklipp av takkonstruksjon, Revit .....	64
Figur 5.1: Oversikt kostnader, hentet fra Excel-ark (vedlegg X.4).....	68
Figur 6.1: Oversikt kostnader, hentet fra excel-ark (vedlegg X.4).....	74
Figur 7.1: Ekstra bjelker (merket i blått) i alternativt bæresystem, Robot.....	78
Figur 7.2: Søyle delvis i sjakt, Revit .....	79

## **Tabelliste**

Tabell 4.1: Lastoversikt.....	24
Tabell 4.2: Egenvekt til veggskiver i avstivende kjerne .....	30
Tabell 4.3: Skjevstillingslaster .....	32
Tabell 4.4: Stivhet til avstivende veggskiver .....	34
Tabell 4.5: Oppsummering avstivende veggskiver .....	34
Tabell 4.6: Nyttelast i boliger.....	37
Tabell 4.7: Resultater spenninger CLT 240, håndberegninger .....	46
Tabell 4.8: Maksimale trykkspenninger, avstivende vegger.....	49
Tabell 4.9: Trykkspenning i yttervegger langs side av bygget, håndberegninger .....	51
Tabell 5.1: Priser etasjeskillere, hentet fra «Norsk Prisbok 2017».....	65
Tabell 5.2: Priser vegger, hentet fra «Norsk Prisbok 2017» .....	66
Tabell 5.3: Priser bjelker, hentet fra «Norsk Prisbok 2017».....	67
Tabell 5.4: Priser søyler, hentet fra «Norsk Prisbok 2017» .....	67
Tabell 6.1: Opprinnelig bærekonstruksjon.....	70
Tabell 6.2: Alternativt bæresystem .....	71
Tabell 6.3: Resultat etasjeskiller (utnyttelsesgrad i %) .....	71
Tabell 6.4: Resultater bærende vegger (utnyttelsesgrad i %).....	72
Tabell 6.5: Resultater bjelker (utnyttelsesgrad i %), se også figur 4.33 .....	73
Tabell 6.6: Resultater søyler (utnyttelsesgrad i %) .....	73



# 1 Innledning

## 1.1 Bakgrunn

Massivtre som byggemateriale har blitt mer og mer aktuelt i Norge de siste årene. Det har vært en stor utvikling der vi ser flere høyhus i massivtre som bygges, både i Norge og i resten av verden. Utviklingen begynte tidlig på 90-tallet ved de tekniske høyskolene i Lausanne og Zürich, og det har utover 2000-tallet blitt forsket mye på massivtre, samtidig som bevegelsen mot mer energieffektive bygg akselererer. I dag er bygging med massivtreelementer en utbredt og anerkjent byggemetode i Østerrike, Tyskland og Sveits (Norsk Treteknisk Institutt, 2006a). Som et land med en stor treindustri og stolte tradisjoner for bygging med tre, er det naturlig at vi ser på muligheten for å bygge flere høyhus i massivtre i Norge.

For at massivtre skal være et godt alternativ til de typiske bærekonstruksjonene av stål og betong, må byggematerialet kunne gi like god eller bedre funksjonalitet uten for store økonomiske forskjeller. Sammenlignet med stål og betong har massivtreelementer som byggemateriale noen klare fordeler. Byggetiden blir kort ved at elementene prefabrikeres og monteres raskt på byggeplass. Lav vekt bidrar også til å forenkle monteringsarbeidet og reduserer behovet for store kraner og tunge løft.

Tre er et «levende» materiale som hele tiden tilpasser seg omgivelsene ved å oppta og avgi fuktighet. Massivtre kan derfor utnyttes til å skape et godt inneklima samtidig som det er energiøkonomisk og kan bidra til lave oppvarmings- og vedlikeholdskostnader. I tillegg er treet en naturlig fornybar ressurs som fører til en klimagevinst i form av store besparelser i utslippene av CO<sub>2</sub>. Ved å for eksempel bytte ut betong med tre, unngås store utslipp i forbindelse med produksjonen av betong (Norsk Treteknisk Institutt, 2006a). Splitkon AS er en av få norske produsenter av massivtreelementer og de opplever en eksplosiv vekst i etterspørselen. De planlegger å seksdoble produksjonen sin fra høsten 2018 for å dekke den norske etterspørselen (Stensvold, 2017). Utviklingen mot økt innenlands produksjon av massivtre gjør at byggematerialet i større og større grad er et kortreist byggemateriale.

I Bispevika i Oslo prosjekterer Dr. Techn. Olav Olsen (heretter Olav Olsen) flere kombinerte høyhus med forretningslokaler i 1. etasje, og boliger fra 2. etasje og oppover. Prosjektet Bispevika B6A består av til sammen 9 bygg i 3 forskjellige størrelser. Blokkene skal bygges med bæresystem av stål og plattendecker. I tillegg skal det bygges et tilsvarende prosjekt,

Bispevika B6B, som er i forprosjektstadiet. Som en følge av den økende interessen for høyhus i tre, ønsker Olav Olsen en utredning om byggenes bærekonstruksjon i stål og betong kan byttes ut med massivtreelementer. Denne utredningen vil være interessant ved bestemmelsen av bæresystemet i byggene i B6B, da byggene er tilnærmet identiske med B6A. Av de tre ulike bygningsstørrelsene, er de tre største bygningene på 8 etasjer mest kompliserte. Ved å legge denne bygningen til grunn for dimensjoneringen er sjansene størst for å kunne generalisere ulike løsninger slik at de er overførbare til andre bygg i dette prosjektet, samt andre typer høyhus. Utredningen med alle tilhørende beregninger tar derfor utgangspunkt i det største bygget.

## 1.2 Formål

Denne oppgaven skal først og fremst utrede om det er et godt alternativ å bygge bærekonstruksjonen til den største bygningstypen i Bispevika B6A i massivtreelementer. Dette innebærer en dimensjonering av hele bygget med løpende vurderinger og sammenligninger mot opprinnelig bærekonstruksjon. Siden funksjonaliteten til bygget skal være den samme er det viktig å ikke øke dimensjonen på konstruksjonsdelene for mye.

Forfatterne har et klart mål om å lage en rapport som vil hjelpe Olav Olsen til videre beslutningstaking, om alternativet massivtre i bærekonstruksjonen til det påfølgende prosjektet. Kvaliteten på oppgaven som en akademisk oppgave er også en prioritet. Oppgaven vil til slutt prøve å generalisere de valgte løsningene for bærekonstruksjonen. Målet med generaliseringen er å gjøre en vurdering om løsningene er overførbare til andre typer bygg, og ikke bare gjeldende for dette prosjektet. Forfatterne ønsker også gjennom rapportskrivningen å få bedre innsikt i hvordan en rådgivende ingeniør jobber, og i dimensjoneringsprosessen generelt.

Oppdragsgiver Olav Olsen ønsker en faglig utredning om bruk av massivtre i bærekonstruksjonene i Bispevika. Målet med utredningen er at den skal være et bidrag til beslutningsprosessen rundt bærekonstruksjonene i påfølgende byggeprosjekt.

### 1.3 Problemstilling

Problemstillingen oppgaven skal gi svar på er:

«Er det hensiktsmessig å benytte massivtre som hovedbæresystem i boligbyggene i Bispevika B6A?»

Problemstillingen er i utgangspunktet avhengig av hvilke faktorer oppdragsgiver vektlegger mest. *Funksjonalitet* er et sentralt stikkord under begrepet hensiktsmessig. Det vil si at massivtrebygget tilfredsstillende de samme kravene som det opprinnelige bygget, både i brudd-, bruks- og ulykkesgrensetilstand. Dimensjonen på konstruksjonsdelene skal heller ikke økes så mye at det vil endre utformingen av leilighetene og forretningslokalene.

Basert på erfaringer fra byggebransjen innen trekonstruksjoner er det ofte kravene i bruks- og ulykkesgrensetilstand som er dimensjonerende for konstruksjonen, og ikke selve statikken (Norsk Treteknisk Institutt, 2006b). For å kunne legge ned mest mulig arbeid på riktig område stilles to delspørsmål under problemstillingen:

- Kan kravene til bruks- og ulykkesgrensetilstand oppfylles?
- Er resultatene eller deler av resultatene overførbare til andre typer konstruksjoner?

### 1.4 Prosjektforutsetninger

Før dimensjoneringsprosessen kan settes i gang må prosjektforutsetningene kartlegges. Det er viktig å ha et klart grunnlag og utgangspunkt for videre beregninger. Som grunnlag for modelleringen av selve bygget i massivtreelementer, legges RIB-modell fra Olav Olsen som er gjort i «Autodesk Revit». Siden prosjektet er fullstendig tegningsfritt er det ikke tegningsvedlegg til denne oppgaven, kun BIM-filer fra «Solibri» og «Revit» (vedlegg M.1 og M.2). Lastnedregningen i bygget utføres på grunnlag av gitte prosjektforutsetninger som Olav Olsen har utarbeidet (vedlegg A.1).

Følgende standarder blir lagt til grunn i dimensjoneringen (benevnes videre i oppgaven som i parentes):

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner («Eurokode»)

- NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger («Eurokode 1-1»)
- NS-EN 1991-1-2:2002+NA:2008: Laster på konstruksjoner - Del 1-2: Allmenne laster - Laster på konstruksjoner ved brann («Eurokode 1-2»)
- NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster – Snølaster («Eurokode 1-3»)
- NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster («Eurokode 1-4»)
- NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger («Eurokode 2»)
- NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger («Eurokode 3»)
- NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger («Eurokode 5-1»)
- NS-EN 1995-1-2:2004+NA:2010: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering («Eurokode 5-2»)

## 1.5 Avgrensninger

I et dimensjoneringsoppdrag av et høyhus på 8 etasjer er det veldig mange prosesser som kan beskrives og detaljeres. For å ikke gjøre oppgaven for stor må det gjøres visse avgrensninger. Basert på tidligere pensum, erfaringer fra veilederne og hva som er mindre aktuelt for dette prosjektet vil oppgaven ikke gå detaljert inn på følgende områder:

*Jordskjelv (ulykkeslaster)* – Det vil ikke bli foretatt en detaljert jordskjelvanalyse av bygget. Dette begrunnes med at vi har lite kunnskaper om jordskjelvdimensjonering, samtidig som det er mindre interessant for oppdragsgiver i denne omgang.

*Grensesnitt mot andre fagområder* – I prosjekteringsfasen må rådgivende byggingeniør ta hensyn til mange andre fagområder og samarbeide godt med andre rådgivende ingeniører. Grensesnitt mot RIV (VVS), RIE (elektro), RIG (geoteknikk) utelates i oppgaven. Denne prosessen er tidkrevende og mindre interessant for oppdragsgiver så lenge dimensjonen av konstruksjonsdelene er tilnærmet lik.

*Klimaforhold under bygging* – Oppgaven forutsetter at konstruksjonen får tørke tilstrekkelig mye før bygget lukkes.

*Fundamentering og kjeller* – Det er meget utfordrende grunnforhold i området. Byggene fundamenteres på pelar som bankes ned til fjell. Det er også prosjektert et garasjeanlegg i kjelleren som skal gå under flere av prosjektene. Bygget denne oppgaven dimensjonerer vil være lettere enn det fundamenteringen er beregnet for. Derfor utelukkes dette fra oppgaven.

*Energikrav TEK17* – Energikrav til bygninger er et omfattende tema. Fokuset til oppgaven ligger på bæresystemet, og derfor er det ikke interessant å gå inn på energikravene til bygningen.

*Takkonstruksjon* – Bygget er enda i prosjektfasen og det er ikke bestemt en endelig takkonstruksjon til bygget. Oppgaven forutsetter derfor at endelig takkonstruksjon er mulig å bygge i massivtre og ser bort fra denne konstruksjonsdelen.

*Forbindelser* – Oppgaven vil ikke gå detaljert inn på forbindelser mellom massivtreelementene og forbindelser generelt som har mindre betydning for besvarelse av problemstillingen.

*Balkonger* – For å avgrense omfanget til oppgaven antas det at balkongene kan bygges i massivtre og vi velger derfor å ikke gå inn på dette temaet.

## 2 Teori

### 2.1 Massivtre

Massivtre er en fellesbetegnelse som omfavner ulike produkter, hvor alle har til felles at de er bygd opp av konstruksjonsvirke. Massivtre deles hovedsakelig inn i tre ulike produkter: kantstilte elementer, limte krysslagte bord kjent som CLT (cross laminated timber) og hulromselementer (Norsk Treteknisk Institutt, 2006a).

Massivtre har eksistert i ulike former i lang tid. Helt tilbake i vikingtiden ble konseptet med å sette bjelker sammen til større tverrsnitt benyttet (Bell, 2017). En stor utvikling innenfor dette området fant sted i Canada rundt 1975. Det var et stort behov for rehabilitering av gamle broer, samt etablering av nye. Prinsippet med tverrspente brodekker ble tatt i bruk.

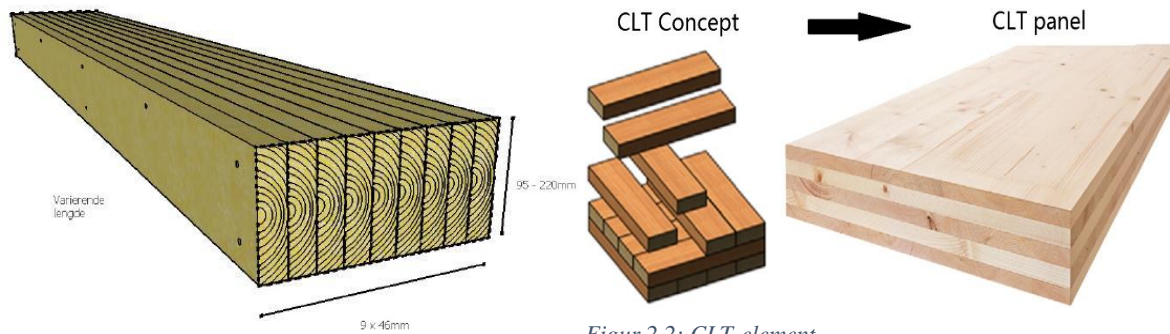
Tverrspente brodekker består av planker på høykant, som er føyd sammen ved hjelp av et gjennomgående stålstag. Hensikten med oppspenningen er å oppnå tilstrekkelig friksjon i skjøtene, slik at det blir samvirke mellom plankene (Norsk Treteknisk Institutt, 2006a).

Teknikken med å benytte tverrspente brodekker var så vellykket at den raskt spredte seg til USA og senere til Mellom-Europa rundt 1990. Her skjedde det en videreutvikling ved de tekniske høyskolene i Lausanne og Zürich, hvor det ble forsket på forskjellige metoder for å sette sammen planker til større elementer. Det er fra disse studiene de krysslimte elementene har sitt opphav. Bakgrunnen for disse studiene var at man ønsket å utvikle miljøeffektive og rasjonelle konstruksjonssystemer, som kunne konkurrere mot tradisjonelle byggematerialer (Norsk Treteknisk Institutt, 2006a).

**Krysslagte elementer (CLT)** er de mest benyttede elementene blant massivtreelementene til bruk i bærekonstruksjoner for boligbygg, fleretasjes hus og næringsbygg. Elementene kan bygges opp med så mange sjikt som nødvendig, men er som regel bygd opp av tre til ni sjikt avhengig av tykkelsen på elementene og ønskede tverrsnittsegenskaper. Sjiktene blir som regel sammenføyd med lim, men kan også føyes sammen med tredybler. Trevirke har store forskjeller i kapasitet parallelt og vinkelrett med fiberretningen. Ved å legge hvert sjikt med fiberretningen vinkelrett på hverandre oppnår man et materiale med gode styrkeegenskaper i begge retninger (Norsk Treteknisk Institutt, 2006b). I tillegg til gode styrkeegenskaper blir elementene svært stabile, slik at man ikke får et problem med svelling eller krymping under store fuktendringer. I henhold til Europeisk standard benyttes konstruksjonsvirke som er tørket ned til et fuktinnhold på 12 %. Dette fører til et godt inn klima og bidrar til at



elementene er fuktstabile (KLH Massivholz GmbH, 2018a).



Figur 2.1: Kantstilt element

Hentet fra *norskmassivtre.no*

Figur 2.2: CLT-element

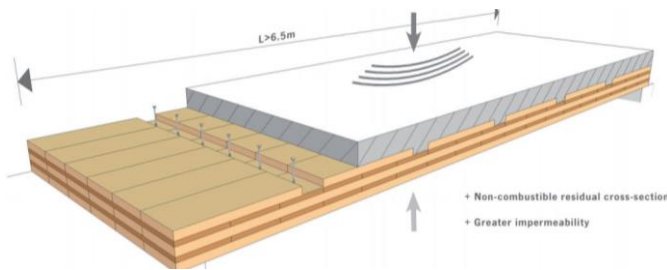
Hentet fra *Journal of Architectural Engineering*  
Vol 19, No 4.

Oppbygningen av CLT-elementene kan variere ut ifra prosjektforutsetningene. Hvis dekkene skal være enveisbærende, kan man øke kapasiteten til dekkene ved å legge de to øverste og nederste sjiktene med fibrene parallelt med spennretningen. Den karakteristiske strekk- og trykkapasiteten parallelt med fibrene  $f_{t,0}$  og  $f_{c,0}$ , samt stivheten (E-modul) er betydelig større enn kapasiteten vinkelrett på fibrene. Det er vanlig at fasthetsklassene til de ulike sjiktene er forskjellige. Normalt benyttes C24 i de ytterste sjiktene og C14 eller C18 i de indre. Dette fordi spenningene er lavere i midten av tverrsnittet. Hvis en av dekkets sider skal være synlig, kan man i tillegg benytte et annet tre i det ytterste sjiktet for å danne den ønskede overflaten (Norsk Treteknisk Institutt, 2006b).

**Hulromselementer** er utviklet for å kunne benyttes som bærende elementer i gulv, vegger og tak i boligbygg, fleretasjeshus og næringsbygg. Hensikten med hulrommene er å spare materiale, samt at man kan benytte hulrommene til føringer av tekniske installasjoner. Elementene blir ikke benyttet i like stor grad som krysslagte elementer, da den bærende kapasiteten ikke er like god (Norsk Treteknisk Institutt, 2006a).

**Tre-betong komposittdekker** kombinerer egenskapene fra massivtre og betong. Dekkene består av et krysslagt massivtreelement i bunn og et betongsjikt i toppen. Hensikten med denne løsningen er at massivtredekket skal ta strekket, mens betongen tar trykket som oppstår i overkant. Dekkene egner seg spesielt godt om man ønsker lengre spenn, og er utviklet for å benyttes i spennvidder fra 6,5 m til 9 m. Produksjonen av dekkene er relativ enkel da massivtredekket også fungerer som forskaling for betongen, som støpes oppå massivtreelementene. For å kunne danne et tverrsnitt som fungerer sammen, er det viktig at forbindelsen mellom de to byggematerialene blir utført med så høy stivhet som mulig. Forbindelsen blir utført ved at det freses spor i massivtredekket, hvor det blir festet spesialskruer i kryss. Avstanden mellom de freste sporene og skruene avgjør hvor stiv

forbindelsen mellom de to materialene blir, og kan justeres ut ifra det aktuelle last- og spennetilfellet (KLH Massivholz GmbH, 2018b). Elementene kan bestilles prefabrikkerte fra Mellom-Europa eller støpes på plassen. Om man velger å støpe elementene på plassen kan man bestille elementene med ferdig freste spor og montere spesialskrueene til skjæroverføringen på plassen.



Figur 2.3: Illustrasjon av komposittdekke  
Hentet fra KLH timber concrete composite



Figur 2.4: Spesialskruer til skjæroverføring,  
Hentet fra <https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:991048/FULLTEXT01.pdf>

### Aktører i Norge

Trebruk AS har foretatt en markedsanalyse av massivtre markedet i Norge i starten av 2017. Her kommer de frem til følgende aktører representert i Norge (Aasheim & Lier, 2017):

- Fra Norge
  - Nordisk Massivtre AS
  - Norsk Massivtre AS
  - Splitkon AS
- Øvrige
  - Meyer Melnhof Holz (Østerrike/Tyskland)
  - Binderholz (Østerrike)
  - Stora Enso (Finland/Sverige)
  - KLH (Østerrike)
  - Züblin Timber (Tyskland)
  - Cross Timber Systems (Latvia)

### 2.1.1 Fordeler ved bruk av massivtre

Det finnes mange fordeler ved å benytte massivtre i bærekonstruksjonen. I nyere tid har det blitt lagt mer og mer fokus på miljøvennlige og rasjonelle konstruksjonssystemer.

Egenskapene til trevirke gjør at det er et materiale som kan møte denne interessen, og bidra til å utvikle mer energieffektive, lønnsomme og miljøvennlige bygg (Norsk Treteknisk Institutt, 2006b). Hvis planlegging og prosjekteringsfasen utføres nøyaktig, kan man oppnå økonomisk fordel ved å benytte massivtreelementer. De viktigste fordelene ved å benytte massivtre i bærekonstruksjonen er beskrevet under.

#### Kort byggetid

Et konstruksjonssystem i massivtre består av elementer og kan enkelt settes sammen på byggeplass. Dette medfører en rask byggeprosess og lukking av bygget. Konsekvensene av en kort byggetid blir lavere total kostnader som følge av reduserte riggekostnader og kapitalkostnader. For at byggeprosessen skal være effektiv er det viktig at prosjekteringsfasen tidlig tar hensyn til at massivtreelementer skal benyttes. Da vil man kunne prosjektere slik at det blir mange like elementer, alle utskjæringer blir gjort på fabrikk og man unngår unødvendige tilpasninger på byggeplass (Aarstad, Glasø & Bunkholt, 2008).

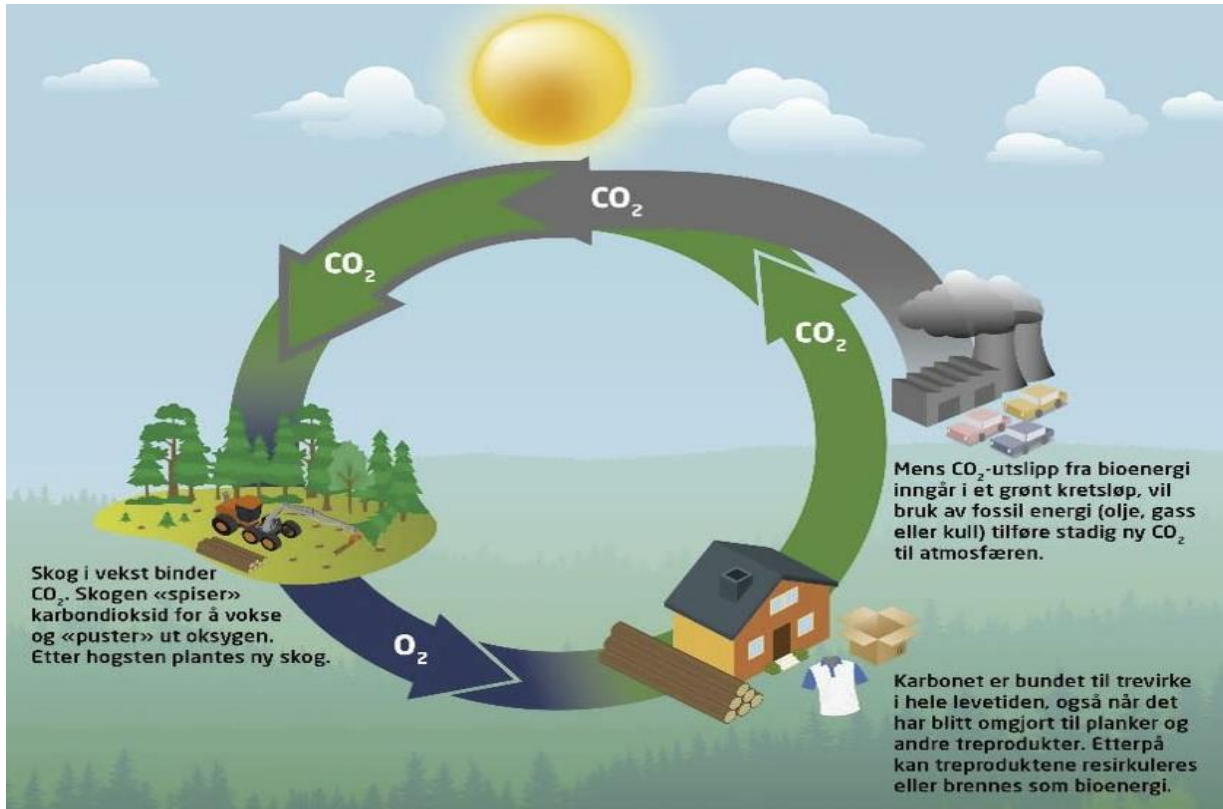
#### Lav vekt

Trevirke har en lav densitet sammenlignet med andre konstruksjonsmaterialer. Egenvekten til CLT-elementer er  $4,91 \text{ kN/m}^3$ . Til sammenligning er egenvekten til betong  $25 \text{ kN/m}^3$ , altså mer enn fem ganger så mye. Det er derfor et redusert behov for store kraner og fundamentering når det benyttes massivtre i bærekonstruksjonen. I områder med utfordrende byggegrunn vil det derfor være meget gunstig å benytte et slikt bæresystem. I tillegg til konstruksjonsmessige fordeler er den lave vekten også fordelaktig ved transport. Det medfører mildere krav til transportmiddelet, lavere drivstofforbruk og mindre løfteutstyr. Elementenes maksimale størrelse for transport i Norge, er en bredde på 2,95 m og en lengde på 16 m (Stora Enso, 2017).

#### Positive miljøegenskaper

Tre er et naturlig fornybart materiale, og det blir lite materialsvinn når man bygger i massivtre. Elementene kommer ferdig tilpasset og eventuelle kappsvinn blir kildesortert og omdannet til trespon eller varme. Produksjonen av massivtreelementer og andre trematerialer er en energieffektiv prosess. Mesteparten av energiforbruket kommer fra CO<sub>2</sub>-nøytralt

biobrensel (avkapp, spon, etc..), noe som medfører at produksjonen har meget lave utslipp av klimagasser. I tillegg til å ha lave utslipp i produksjonsfasen, kan massivtreelementene opptre som karbonlagre over lengre tid (Aarstad et al., 2008). Hvor miljøvennlig transporten blir avhenger av lokasjonen til bygget, men normalt sett blir trevirke sett på som et kortreist produkt. I takt med etterspørselen og satsningen på massivtre har produksjonen økt. Splitkon AS på Åmot har som følge av den eksplosive etterspørselen planlagt en seksdobling av produksjonen i 2018 fra 10000 m<sup>3</sup> til 60000 m<sup>3</sup> i året (Stensvold, 2017).



Figur 2.5: Illustrasjon karbonkretsløpet

Hentet fra Mjøsen Skog, «Den fantastiske fotosyntesen og karbonkretsløpet»

### Godt innemiljø

Om veggelementene er tykkere enn 80 mm kan man utelate dampsperre i konstruksjonen, forutsatt at skjøter tettes godt. Elementene kan i dette tilfellet være synlig på innsiden (Norsk Treteknisk Institutt, 2006b). Massivtreelementer har gode termiske egenskaper ved at de tar opp varme ved høye temperaturer, og avgir varme ved lavere temperaturer. Det bidrar til å holde en jevn og behagelig innetemperatur. Den samme reguleffekten har man også ved fuktighet fra luften, som bidrar til et godt innemiljø. Det er ikke bare de tekniske egenskapene til massivtreelementene som bidrar til et godt innemiljø, det er også det estetiske uttrykket de pene treoverflatene gir (Aarstad et al., 2008).

### 2.1.2 Ulemper ved bruk av massivtre

Ved å benytte massivtre i bærekonstruksjonen står man ovenfor noen utfordringer. De statiske egenskapene til CLT-elementene er gode, og innenfor rimelige spennvidder er det ikke store utfordringer forbundet med å oppfylle kravene i bruddgrensetilstand. Problemene oppstår når man kontrollerer kravene i bruks- og ulykkesgrensetilstand, og det er som regel disse som blir dimensjonerende. Spesielt er det utfordringene rundt deformasjon, brann og lyd man må se nærmere på.

#### Nedbøyning og vibrasjon

Massivtre har høy stivhet i forhold til egenvekt, men har begrensninger ved store spenn. For å oppnå større spennvidder som oppfyller kravene i bruksgrensetilstand, kan man kombinere dekke med limtrebjelker i underkant eller en armert påstøp i overkant (Norsk Treteknisk Institutt, 2006b). I etasjeskillere av tradisjonelt trebjelkelag, er det i praksis kravene til maks nedbøyning og sjenerende vibrasjoner som blir dimensjonerende. Det foreligger lite dokumentasjon om hva personer oppfatter som sjenerende vibrasjoner og deformasjoner i etasjeskiller av massivtre, siden materialet er relativt nytt. På grunnlag av dokumentasjon fra tradisjonelle trebjelkelag, har SINTEF Byggforsk utarbeidet et forslag til kriterier rundt vibrasjoner og deformasjon for etasjeskillere i massivtre «Kriterier for opplevde vibrasjoner i etasjeskillere» (SINTEF Byggforsk, 2009).

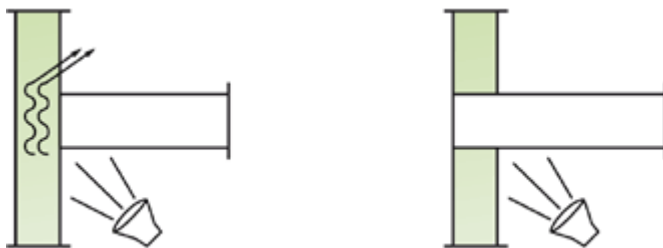
#### Brann

I følge teknisk forskrift står man fritt til å velge materiale og utførelse, så lenge funksjonskravene i forskriften oppfylles. Tre er per definisjon et brennbart materiale og det selvantenner ved en temperatur mellom 350-450 °C. Etter flere laboratorieforsøk har resultatene vist at tre har en tilnærmet konstant forkullingshastighet. Dette gjør det enkelt å vurdere resttverrsnittet og bæreevnen etter et fullstendig brannforløp, og beregningene utføres etter «Eurokode 5-2». Massivtrekonstruksjoner er mer robuste under et brannforløp enn tradisjonelle trekonstruksjoner, da det er større reserver i bæreevnen (SINTEF Byggforsk, 2009). Utfordringene rundt bruken av massivtreelementer ved en eventuell brann, er mengden av brennbart materiale i rommet som akselererer overtenningsfasen. Tiden fra antennelse til overtenning under et brannforløp er kritisk for redning og rømning (Norsk Treteknisk Institutt, 2006c). Massivtrekonstruksjoner kan bidra til en vesentlig økning i utviklingen av branngasser og forlenge brannforløpet (SINTEF Byggforsk, 2009).

### 2.1.2.1 Lyd

Ved bygging av nybygg skal lydkravene gitt i NS 8175 (Lydforhold i bygninger – Lydklasser for ulike bygningstyper) oppfylles. NS 8175 gir grenseverdier for lydtekniske egenskaper til rom i ulike bygningskategorier. Ved bruk av massivtreelementer i etasjeskiller må minimum en av sidene være utført med lydreduserende tiltak. Slike tiltak kan være påstøp med trinnlydsplate, kompakt mineralull under tilfarere eller himling av to lag gips festet med lydbøyer. Problematikken rundt lyd kommer av at massivtre transporterer lavfrekvente strukturlyder godt, som gangtrafikk og vibrasjoner fra vaskemaskin. NS 8175 stiller ikke krav til egenprodusert støy innenfor en boenhet, men det stilles krav til støy på tvers av boenheter. Det er derfor ønskelig å bryte elementene ved leilighetsskiller (Standard Norge, 2012a).

Direkte overførbare vibrasjoner og støy gjennom etasjeskiller og vegger finnes det mange gode løsninger for. SINTEF Byggforsk og produsenter av massivtre har forslag til løsninger som oppfyller kravene i Norsk Standard og i teknisk forskrift. Vertikal og horisontal flanketransmisjon, som oppstår i vegg-dekke-vegg forbindelser og mellom leilighetsskiller i samme plan er et større problem. Byggforskserien 522.891 pkt. 65 sier følgende om flanketransmisjon: «Generelt må man regne med at luftlydisolasjonen i ferdig bygg vil svekkes med 3 til 6 dB på grunn av flanketransmisjon i forhold til verdier i tabell 62 til 64». Disse tabellene beskriver lydisolerende tiltak for etasjeskiller og forventet dB krav som oppfylles (SINTEF Byggforsk, 2009). De fleste produsenter har godkjente tekniske løsninger på disse problemene. I tillegg har Norsk Treteknisk Institutt utarbeidet noen anbefalte løsninger, men det må kontrolleres at kravene i NS 8175 oppfylles (Norsk Treteknisk Institutt, 2006d).



Figur 2.6: Flanketransmisjon

Hentet fra [paroc.no/knowhow/lyd/lydisolering](http://paroc.no/knowhow/lyd/lydisolering)



## 2.2 Dimensjonering med massivtre

Det er pr. dags dato ingen dimensjoneringsstandard for massivtre, men det dimensjoneres etter «Eurokode 5» og europeiske tekniske godkjenninger (ETA) fra leverandører. Om man følger disse, oppfyller man kravene til plan og bygningsloven, men om det oppstår uforutsette problemer må løsningen dokumenteres spesielt og godkjennes av plan- og bygningsetaten (Direktoratet for byggkvalitet, 2017).

Massivtreprodusenten Stora Enso har utviklet beregningsprogrammet «Calculatis», som er skreddersydd for dimensjonering av massivtreelementer og tre-betong komposittdekker. Programmet er knyttet opp mot eurokodene og følger de samme retningslinjene rådgivere i Norge følger under dimensjoneringen, med unntak av endringer i nasjonalt tillegg. Endringen som utgjør det største avviket er sikkerhetsfaktorene, og da spesielt sikkerhetsfaktoren for egenlast. Ligning 6.10 i «Eurokode», er sikkerhetsfaktoren for egenlast bestemt til 1,35, men i henhold til ligning 6.10a og 6.10b i nasjonalt tillegg skal sikkerhetsfaktoren multipliseres med en faktor  $\zeta = 0,89$ . Dette medfører en sikkerhetsfaktor på 1,2 for egenlaster ( $1,35 \times 0,89 = 1,2$ ). Dette er viktig å merke seg, slik at man har kontroll på hvilket resultat man får. I bruksgrensetilstand benytter programmet i likhet med «Norsk Standard» 1,0 i sikkerhetsfaktor for egenlast og nyttelast.

Det finnes flere metoder for håndberegning av styrke- og stivhetsegenskaper i massivtreelementer. De mest benyttede metodene er:

- Kompositt-metoden
- Sammensatte tverrsnitts metode
- Skjæranalogimetoden

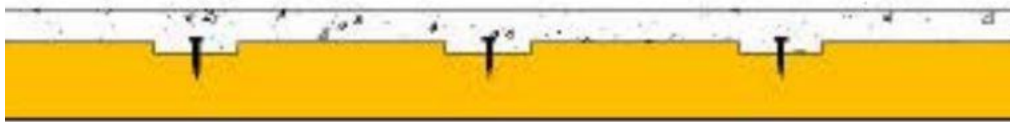
**Kompositt-metoden** er kjent fra beregning av kryssfinèr, og denne metoden er beskrevet i «Eurokode 5-1». Teorien bak denne metoden går ut på å ta hensyn til styrke- og stivhetsegenskapene til hvert enkelt sjikt. Metoden tar ikke hensyn til skjærdeformasjon ved bøyepåkjønning. Rent statisk sett kan det ses bort i fra skjærdeformasjon når spennvidden (L) er mye større enn elementtykkelsen (t), dvs. når  $L \gg t$ . Treteknisk Institutt henviser til forsøk som viser at denne metoden er egnet for forhold større enn 25, dvs.  $L/t > 25$ . Enkelte produsenter mener metoden er egnet for forhold større enn 30 (Norsk Treteknisk Institutt, 2006b).

**Sammensatte tverrsnitts metode**, også kjent som  $\gamma$ -metoden (gamma-metoden), ser på krysslagte elementer som mekanisk sammensatte lameller. Denne metoden er kjent fra

beregninger av I-bjelker. Metoden tar hensyn til skjærdeformasjon hos de krysslagte sjiktene ved å regne med en reduksjonsfaktor  $\gamma_i$ , i stedet for å se på glidning i forbindelsen. I «Eurokode 5-1 – Annex B» er denne metoden beskrevet, og den gir bare eksakt beregning for en fritt opplagt bjelke. Beregningsmetoden egner seg best for små forhold mellom spennvidde og elementtykkelse på grunn av skjærdeformasjon i tverrgående sjikt.

**Skjæranalogimetoden**, også kjent som «Schubanalogieverfahren», er en tysk beregningsmodell som er en mer presis metode for beregning av krysslagte massivtreelementer. Modellen er beskrevet i DIN 1052-1:2012 (tysk trestandard). Denne beregningsmetoden tar hensyn til E-modulen (elastisitetsmodul) og G-modulen (skjærmodulen) i de ulike sjiktene, og det finnes ingen begrensning på antall sjikt eller spennvidde for metoden (Stora Enso, 2017).

Ved dimensjonering av tre-betong komposittdekker kan de samme formlene som for massivtre benyttes, men det må regnes ut en egen stivhet for betong- og massivtrevrersnittet. Stivhetene summeres sammen slik at man får en total effektiv stivhet. I kapasitetsberegninger antas det stadium 1 i betongtverrsnittet, dvs. at det antas et uopprikket tverrsnitt. For at tverrsnittet skal fungere sammen er utførelsen av forbindelsen mellom tre og betongsjiktet ekstremt viktig. Løsninger på denne forbindelsen kan for eksempel være stålskinner som er felt ned i trevirket og støpes inn i betongen, eller freste spor som består av skruer for å danne samvirke. Om løsningen med freste spor benyttes vil avstanden mellom de tverrgående sporene i elementenes spennretning ha stor innvirkning på kapasiteten til elementet (figur 2.7). På samme måte vil også avstanden mellom forbindele ha stor innvirkning, da forbindelsen blir stivere i takt med økende antall forbindele. Beregningsprogrammet «Calculatis» har en egen beregningsmodell for tre-betong komposittdekker og forenkler arbeidet med å bestemme kapasiteten til dekkene. Det er viktig at tverrsnittet og avstanden mellom de freste sporene og forbindele blir definert riktig i programmet.

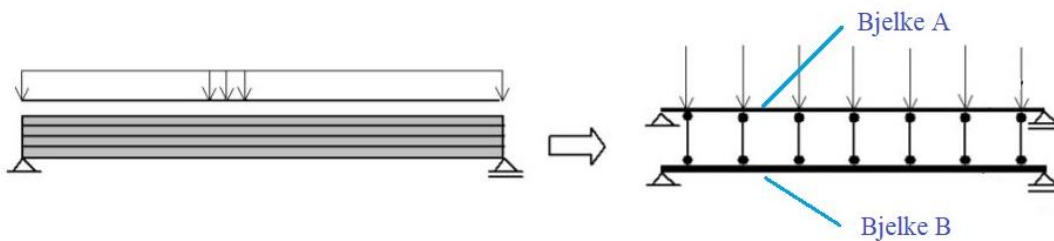


Figur 2.7: Tverrgående spor i komposittdekke  
Hentet fra [treeteknisk.no/resources/filer/aktuelt/1-Roberto-Crocetti.pdf](http://treeteknisk.no/resources/filer/aktuelt/1-Roberto-Crocetti.pdf)

Skjæranalogimetoden er den mest anerkjente beregningsmetoden. Det er derfor denne metoden som er benyttet i beregningseksemplene for å finne maksimale bøyespenninger.

### 2.2.1 Bruddgrensetilstand

Ved dimensjonering av etasjeskille og dekker i massivtre er det sjelden bruddgrensetilstand som blir dimensjonerende. Elementenes massive tverrsnitt samt materialegenskaper gjør at de kan fordele store punktlaster ut i elementet og ta opp store jevnt fordelte laster. Kravene til bruddgrensetilstand i standarden gjelder sikkerhet mot kollaps, slik at det ikke er fare for menneskers sikkerhet eller store materielle skader. Det er derfor viktig å dokumentere at elementene har tilstrekkelig statisk kapasitet. Tverrsnittsegenskapene blir beregnet etter modellene som tidligere er beskrevet. Flere produsenter har utviklet tabeller som viser hvilke dimensjoner som er nødvendig ved ulike spennvidder og lastpåkjenninger. Tabellene er utarbeidet ved hjelp av «Eurokode 5-1» og beregningsmodeller utviklet i Tyskland, Østerrike og Sveits, som skjæranalogimetoden.



Figur 2.8: Skjæranalogimetoden

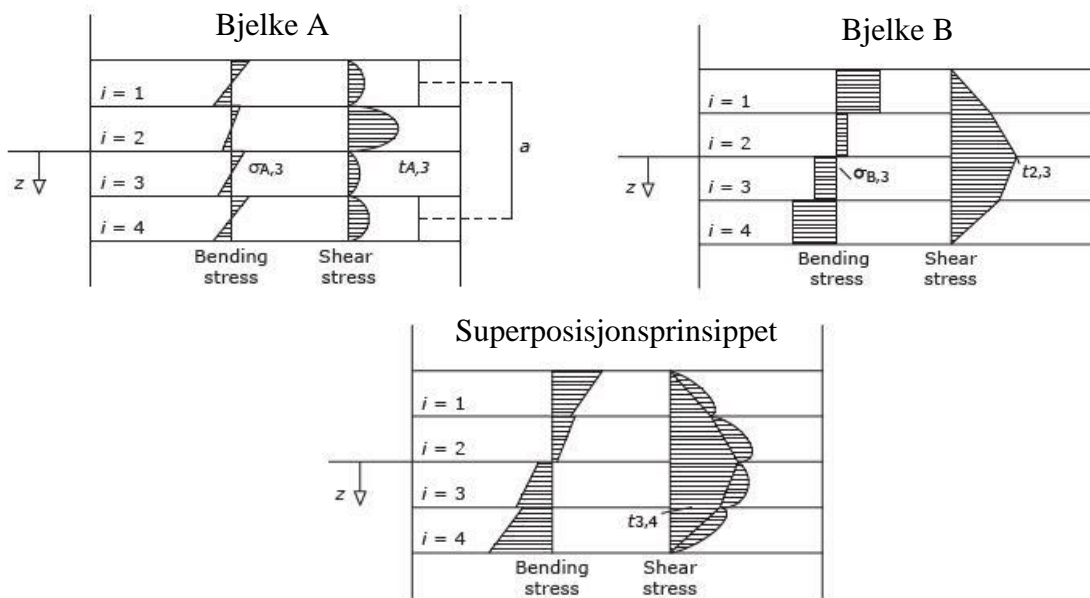
Hentet fra «Ecole Polytechnique Federale de Lausanne».

### Bøyespenninger

For å finne opptredende bøyespenninger i elementene kan prinsippet i skjæranalogimetoden benyttes. Elementet betraktes som to bjelker, bjelke A og bjelke B. I begge bjelkene vil deformasjon og nedbøyning som følge av ytre laster være lik. Bjelke A får summen av bøyestivheten til hvert enkelt sjikt, men det er ikke statisk samvirke mellom de ulike sjiktene og den har uendelig stor skjærstivhet. I bjelke B er det samvirke mellom de ulike sjiktene, dvs. den tildeles summen av *steinerandelen* til sjiktene. I tillegg bidrar bjelke B til skjærstivheten (Norsk Treteknisk Institutt, 2006b).

I et rent momentbelastet tverrsnitt vil momentet fordele seg til bjelke A og bjelke B,  $M=M_A+M_B$ . Den dimensjonerende bøyespenningen  $\sigma_d$ , kan finnes for det mest belastede sjiktet ut ifra momentfordelingen fra bjelke A og normalspenningen til hvert enkelt sjikt fra bjelke B, det vil si summen av  $\sigma_{Mi}$  og  $\sigma_{Ni}$  (figur 2.9). Ved ren bøyning er det som oftest yttersjiktene som har størst belastning. Den største opptredende spenningen  $\sigma_d$  blir da den største av  $\sigma_{di}$ :  $\sigma_{di} = \pm\sigma_{Ni} \pm\sigma_{Mi}$  (Norsk Treteknisk Institutt, 2006b). Kravet i bruddgrensetilstand gitt i «Eurokode 5-1» er at den dimensjonerende bøyespenningen ikke er større enn den

dimensjonerende bøyefastheten:  $\sigma_d \leq f_{md}$ . Den dimensjonerende bøyefastheten kan beregnes ut ifra tabell 1 i «NS 338: 2016 - konstruksjonstrevirke – fasthetsklasser», og bestemmes etter fasthetsklassen til treet i det mest belastede sjiktet,  $k_{mod}$  og partialfaktoren for materialegenskapene (Standard Norge, 2005). Fastheten kan i dekkene også multipliseres med en systemfasthetsfaktor ( $k_{sys}=1,1$ ), da dekkeelementene kan overføre skjærkrefter.



Figur 2.9: Spenningsfordeling skjæranalogimetoden

Hentet fra «CLT Handbook» av FPInnovations (2011) Kap.3 side 16/17 (Gagnon & Pirvu, 2011)

### Skjærspenninger

I tilfeller der det er korte spenn kan man ved svært store laster få store skjærspenninger. Ved ren bøyepåkjenning og et forhold mellom spennvidde og tykkelse på elementet rundt 2,5 ( $L/t = 2,5$ ), vil skjærdeformasjonen utgjøre ca. 90 %, mens bøyedeforrasjon kun utgjør ca. 10 %. Mekanisk testing utført etter «NS-EN 408 – Konstruksjonstre og limtre – Bestemmelse av noen fysiske og mekaniske egenskaper» viser at ved et forhold mellom spennvidde og tykkelse på elementet større enn ca. 30, vil skjærdeformasjonen utgjøre mindre enn 10 % (Standard Norge, 2012b).

Trevirke har veldig lav rulleskjærmodul, den utgjør ca. 10 % av skjærmodulen. Det betyr at de tverrgående sjiktene er av stor betydning for skjærkraftkapasiteten. Det er viktig at bredden til lamellene i tverrgående retning er minimum 4 ganger tykkelsen, for å unngå at rulleskjær svekker tverrsnittet (Norsk Treteknisk Institutt, 2006b).

Skjæranalogimetoden kan også benyttes til å beregne de maksimale skjærspenningene i tverrsnittet. På samme måte som momentet blir skjærkreftene fordelt til bjelke A og bjelke B ut ifra hver enkelt bjelke sin bøyestivhet, i forhold til total effektiv bøyestivhet. På grunnlag av skjærkreftene i bjelke A og bjelke B, kan skjærkraftbidraget til hvert enkelt sjikt beregnes. Summen av disse skjærspenningene vil gi den totale spenningsfordelingen over tverrsnittet (figur 2.9). I tillegg til å beregne skjærspenningene i trevirket i hvert sjikt, må også skjærstrømmen i limfugen mellom sjiktene beregnes. Den maksimale opptredende skjærspenningen vil være den største av disse to. Kravet i bruddgrensetilstand gitt i «Eurokode 5-1» er at den dimensjonerende skjærspenningen ikke er større enn den dimensjonerende skjærfastheten:  $\tau_d \leq f_{v,d}$

I likhet med den karakteristiske bøyefastheten, kan den karakteristiske skjærfastheten hentes ut ifra tabell 1 i NS 338: 2016, og bestemmes på samme grunnlag. Fremgangsmåte og utregningseksempler til tverrsnittsegenskaper finnes i Norsk Treteknisk Institutt sin håndbok «Bygge med massivtreelementer, hefte 3- dimensjonering».

### 2.2.2 Bruksgrensetilstand

I tilfeller der det benyttes massivtreelementer som etasjeskillere, er det vanligvis krav til nedbøyning, vibrasjoner og stivhet som blir dimensjonerende. Kravene som er angitt i «Eurokode 5-1» gjelder primært for trebjelkelag, men dette danner også grunnlaget for dimensjonering av massivtredekker siden det ikke finnes en standard for dimensjonering av massivtre. Krysslimt massivtre har forskjellige styrke- og stivhetsegenskaper i de to forskjellige fiberretningene og betraktes som et anisotropisk materiale. Oppbygningen av sjiktene i elementene har derfor mye å si på tverrsnittsegenskapene.

#### Nedbøyning

Massivtre er en relativt ny type etasjeskiller, og det foreligger derfor lite dokumentasjon om hvor stor nedbøyning som kan virke sjenerende. For lette etasjeskillere med trebjelkelag er det anbefalt at endelig nedbøyning  $W_{fin}$ , ikke overskrider  $l/150$  til  $l/300$  (Standard Norge, 2005). Grensene avhenger av nasjonale tillegg. «Eurokode» sier følgende: «Konstruksjoner med alminnelige brukskrav eller estetiske krav er anbefalte største tillatte nedbøyningsverdier  $l/200$ - $l/250$ » (Standard Norge, 2002). Nedbøyningen beregnes etter kjente formler, med tverrsnittsdata utregnet på lignende måte som i bruddgrenseberegningen tidligere beskrevet.

## Vibrasjoner

I likhet med nedbøyning blir «Eurokode 5-1» lagt til grunn for beregning av vibrasjoner i etasjeskillere av massivtre. Vibrasjonskravene i «Eurokode 5-1» er primært utviklet for trebjelkelag, men kravene danner et grunnlag for dimensjonering med massivtre. Eurokoden skiller etasjeskillere i to ulike kategorier:

- Gulv i boliger med laveste egenfrekvens mindre enn 8 Hz ( $f_1 \leq 8$  Hz), disse må vurderes spesielt.
- Gulv i boliger med laveste egenfrekvens større enn 8 Hz ( $f_1 \geq 8$  Hz)

Kravene til vibrasjoner i etasjeskillere kontrolleres i henhold til «7.3 Vibrasjoner» i «Eurokode 5-1».

Det vil som regel aldri være kriteriet til hastighetsrespons som blir dimensjonerende i massivtreelementer, og er som regel mer relevant iht. tradisjonelle trekonstruksjoner. Det betyr at det er utfordringene rundt laveste egenfrekvens, som blir problematiske når man øker spennvidden og lastpåføringen på massivtredekkene (Norsk Treteknisk Institutt, 2006b).

### 2.2.3 Ulykkesgrensetilstand

Ulykkesgrenseberegninger omfatter laster og konstruksjonspåkjenninger som er forårsaket av uheldige hendelser som kollisjon, fallende gjenstander, jordskjelv, skred, eksplosjon og brann. I ulykkesgrensetilstanden settes normalt lastfaktorer ( $\gamma_f$ ) og materialfaktorer ( $\gamma_m$ ) til 1,0. Kravet til ulykkesgrenseberegninger går på å sikre at en konstruksjon har tilstrekkelig kapasitet ved et uhell, slik at det ikke er fare for menneskers sikkerhet, dvs. at det er tilstrekkelig med rømningstid før en eventuell kollaps (Bell, 2017). Det foreligger ikke mye forskning på brann i høyhus av massivtre, og siden massivtre benyttes i flere og flere høyhus har det skapt diskusjoner rundt sikkerheten mot kollaps (Løken, 2018).

## Brann

Tre er et brennbart materiale og i et høyhus av massivtre vil det være store mengder trevirke. Da den nye funksjonsbaserte forskriften kom i 1997, ble forbudet mot å bygge trehus i mer enn to etasjer opphevet. Etter flere forskningsprosjekter har man funnet ut at tre brenner med en tilnærmet konstant hastighet. Under et brannforløp vil det dannes et forkullet lag som beskytter bakenforliggende trevirke. Kjernen vil derfor tilnærmet beholde sine mekaniske egenskaper (Bell, 2017).



Ved et brannforløp vil det være mulig å vurdere størrelsen på resttverrsnittet og følgende kapasitet fortløpende. Det betyr at man kan vurdere hvor lang tid det vil ta før en konstruksjon vil kunne kollapse. I teknisk forskrift angis det funksjonskrav ut ifra risikoklasse og brannklasse til bygget, som medfører krav til hvor lenge hovedbæresystemet skal kunne opprettholde bæreevnen før en eventuell kollaps (Bell, 2017).

Etasjeskillere og dekker av massivtre vil som regel ha en god kapasitet mot brann. Det massive tverrsnittet har en lav varmeledningsevne (forutsetter tette løsninger), og er overdimensjonert i forhold til brudd siden de skal oppfylle brukskravene. Beregning av etasjeskillernes resttverrsnitt ved et brannforløp kan utføres etter «Eurokode 5-2».

Tykkelsen av den effektive forkullingsdybden ( $d_{ef}$ ) er gitt ved:

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_0 \times d_0$$

$k_0$  koeffisient som varierer ut i fra brannforløpets varighet.  $t < 20 \rightarrow k_0 = t/20$ ,  $t > 20 \rightarrow k_0 = 1$

$d_0$  største forskjell mellom effektiv og nominell forkullingsdybde = 7 mm

$$d_{char,n} = \beta_n \times t$$

$\beta_n$  dimensjonerende forkullingshastighet, bestemmes ut ifra materiale (0,8 massivtre). Hentet fra dimensjonering av trekonstruksjoner tabell 18:1.

$t$  brannens eksponeringstid

Det resterende tverrsnittet finnes ved å ta tverrsnittshøyden minus den effektive forkullingsdybden. Deretter kan kapasiteten til det resterende tverrsnittet beregnes etter f.eks. skjæranalogimetoden som er beskrevet tidligere. Det er viktig å tenke på at for etasjeskillere som har én spennretning, vil normalt det ytterste sjiktet være det som bidrar mest til bøyekapasiteten. Kapasiteten kan derfor svekkes mye ved et brannforløp, og det kan være gunstig å bygge opp elementet slik at de to nederste sjiktene går i dekkets spennretning (Norsk Treteknisk Institutt, 2006c).

### Jordskjelv

Jordskjelvdimensjonering gjøres etter «Eurokode 8» (NS-EN 1998-1 – Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning). Byggene prosjekteres for å motstå akselerasjonene som oppstår i grunnen som følge av jordskjelv. Ved prosjektering av høyhus i massivtre, må det også tas hensyn til disse kreftene. Den mest sentrale parameteren ved påvirkning fra

jordskjelv, er den horisontale akselerasjonen i grunnen. Denne er svært avhengig av berggrunnen på stedet, og eurokoden angir et jordskjelvriskokart og akselerasjon for berggrunnen i hele Norge (unntatt Svalbard).

Kapittel 8 i «Eurokode 8», angir spesifikke bestemmelser for trebygninger. Det henvises til «Eurokode 5-1» for dimensjonering, med noen endringer i «Eurokode 8». Endringene avhenger av hvilken duktilitetsklasse bygningen vurderes til, som igjen henger sammen med vurderingen av om bygget regnes som energiabsorberende eller ikke.

Bestemmelsene om regularitet i planet og i oppriss avgjør hvilken modell og type analyse jordskjelvberegningene skal gjøres etter. Regulære bæresystemer kan gi forenklinger i beregningene, og er derfor å foretrekke ved jordskjelvdimensjonering. Avstivningssystemet er avgjørende for størrelsen på de horisontale kreftene ved et jordskjelv. Symmetriske avstivningssystemer, eller avstivningssystemer der massesenter og stivhetssenter sammenfaller, gir minst mulig påkjenning på skjærveggene.

Tidligere har jordskjelvstandarden inneholdt noen unnlateskriterier for lette trekonstruksjoner. Disse unnlateskriteriene er senere fjernet, noe som har gjort at det også må kontrolleres for sikkerhet mot jordskjelv for lette trekonstruksjoner.

### 3. Metode

En metode er et systematisk verktøy som kan benyttes til å undersøke virkeligheten på. Metoden beskriver hvordan man går til verks for å tilegne seg kunnskap og informasjon, slik at man best mulig kan gi svar på en gitt problemstilling. Det er viktig at valgt metode beskrives godt, slik at andre kan følge den samme fremgangsmåten under samme omstendigheter og teoretisk få det samme resultatet (Sander, 2017).

#### 3.1 Drøfting av metode

I en dimensjoneringsoppgave vil det sjelden være én enkelt metode som egner seg bedre enn de andre for å komme frem til et best mulig resultat. En kombinasjon av kvalitativ og kvantitativ metode vil ofte være hensiktsmessig for å kunne gi et fullverdig bilde av resultatet, med feste i både teori og praktiske erfaringer. I en slik oppgave vil man ofte ha behov for å ta avgjørelser underveis for å komme videre i prosessen.

En kvantitativ metode går ut på å samle inn informasjon som kan fremstilles i form av tall eller tabeller, og det benyttes en systematisk fremgangsmåte for å komme frem til dataene. Dataene hentes på bakgrunn av en eksakt fremgangsmåte, hvor formålet er å få et felles representativt resultat. Metoden er fordelaktig å benytte i en ren beregningsoppgave, da tallene gir muligheten til å foreta regneoperasjoner og enkelt fremstille resultatet i form av en tabell, et gjennomsnitt, maksimum- eller minimumsverdier (Dalland, 2015). I en dimensjoneringsoppgave vil den kvantitative metoden for eksempel være representert av resultatene, som typisk blir fremstilt i tabellform.

Kvalitativ metode har som hensikt å samle inn informasjon og meninger som ikke lar seg tallfeste eller måle. Informasjonen og meningene som samles inn, skal bidra til å få en bedre forståelse av et problem. Kunnskapen hentes på bakgrunn av fleksibilitet i fremgangsmåte, og har som hensikt å danne en sammenheng og helhet av det som blir undersøkt. Ved kvalitativ metode blir det redegjort for alle variablene som ligger bak dataene, slik at man best mulig kan forstå grunnlaget til dataene. Metoden benyttes for å analysere, tolke eller observere et problem, og dette gjøres ved datainnsamling, intervjuer, spørreundersøkelser eller observasjoner (Dalland, 2015). I en dimensjoneringsoppgave kan dette for eksempel være begrunnelsen for valg av resultatene som blir presentert i tabellen ved en kvantitativ metode.

«Research by design» er en metode som bygger på en arbeidsmetode der man er avhengig av å gjøre valg underveis i oppgaven, for å kunne komme et skritt videre. Metoden bygger på de samme prinsippene som «eksplorerende design», men er en mer spesifikk vei innenfor denne metoden. «Eksplorerende design» tar for seg et bredt område og er en arbeidsmetode som benyttes for å komme frem til svaret på en uklar problemstilling, ved å jobbe på mange ulike felter. Metoden benyttes ofte som en forundersøkelse hvor hensikten er å samle inn nødvendig informasjon, for å kunne komme videre i en forskningsprosess. Sammenhengen mellom «research by design» og «eksplorerende design» er at man benytter en kontinuerlig læringsprosess hvor man lærer og må ta valg underveis i prosessen. I tillegg benytter man ressurspersoner og kunnskapen de sitter på, ved å stille spørsmål som: «hva de ville lagt vekt på i en slik oppgave» (Sander, 2016).

Case-studie går ut på at man går i dybden på et enkelt tilfelle, og benytter resultatene for å beskrive lignende tilfeller. Styrken ved denne metoden er at man kan få et detaljert bilde av det enkelte tilfellet. Metodens svakhet er utfordringer knyttet til generalisering av resultater på bakgrunn av et enkelt tilfelle. For å kunne gjøre generelle betraktninger er man avhengig av at objektet som sammenlignes har relativt like forutsetninger (Wæhle & Dahlum, 2018).

Denne oppgavens problemstilling ønsker å se på funksjonaliteten ved å bytte ut bærekonstruksjonen fra betong og stål til massivtre (og limtre). I begrepet *funksjonalitet* ligger det mer enn det at bygget skal fungere statisk, det skal også være mulig å bygge, dvs. at det skal oppfylle krav til bruks- og ulykkesgrensetilstand. Tidligere dimensjoner skal heller ikke overskrides nevneverdig. Det betyr at det ikke kun er beregninger og tall som ligger til grunn, men også erfaringer rundt bruken av materialet, samt tidligere resultater. Da vil både kvantitativ og kvalitativ metode egne seg for å komme frem til en endelig løsning. For å kunne komme frem til et resultat, er man også avhengig av å ta valg underveis i dimensjoneringsprosessen, som medfører at man jobber etter «research by design».

Da det ikke finnes noen spesifikk standard for dimensjonering av massivtrekonstruksjoner, må det samles inn data fra andre lignende materialer (trevirke), erfaringer fra tidligere prosjekt og godkjente løsninger. Det må benyttes en kvalitativ metode for å kunne danne seg et bilde av hvilke løsninger som vil være best for resultatet.

### 3.2 Valgt metode

Ut ifra det som har blitt drøftet ovenfor, vil vi benytte en blandet metode sammen med case-studie og «research by design» til å besvare problemstilling oppgaven bygger på. Det vil gi oss data til beregninger ved hjelp av kvantitativ metode, og bredden samt forståelsen vi trenger til å gjøre de beste valgene ved hjelp av kvalitativ metode. I tillegg tar vi nødvendige avgjørelser underveis i prosessen, som er avgjørende for fremdriften. Case-studiet brukes avslutningsvis til å generalisere deler av resultatene til de andre byggene i prosjektet. Det kan gjøres fordi byggene har relativt lik bærekonstruksjon, og dermed er sammenlignbare.

Til beregningene av byggets stabilitet og lastfordeling vil beregningsprogrammet «Autodesk Robot Structural Analysis 2018» benyttes. I «Robot» vil alle laster og lastkombinasjoner med tilhørende lastfaktorer bli lagt inn, som vil gi oss tilgang til alle lastpåkjenninger som brukes videre i dimensjoneringsprosessen. Det vil bli gjort utvalgte håndberegninger for både stabilitetsberegninger og lokaldimensjonering. Hensikten med håndberegningene er å kontrollere at programmet regner riktig, slik at vi kan føle oss trygge på at resultatene vi får er korrekte. I tillegg benytter vi håndberegninger der vi mener det vil gi mindre usikkerhet rundt resultatet.

Den fullstendige modellen av bæresystemet i «Robot» vil ha mange faktorer som kan påvirke beregningene. Vi ønsker å lage en forenklet modell som kun skal se på stabilitet av bygget. Den vil inneholde dekkene og de avstivende veggskivene. Ved å gjøre dette vil vi forsikre oss om at bygget blir tilstrekkelig avstivet, og vi tar bort faktorer som kan gjøre resultatet unøyaktig.

Til lokaldimensjoneringen av etasjeskillerne, benyttes beregningsprogrammet «Calculatis» som er utviklet av massivtreprodusenten Stora Enso. Programmet følger de Europeiske standardene og europeiske tekniske godkjenninger.

Massivtre må dimensjoneres etter «Eurokode 5» og europeisk teknisk godkjenning. Det medfører at flere tilnærminger bør vurderes i forhold til materialet vi benytter. For å kunne gjøre dette så korrekt som mulig, må vi benytte oss av en kvalitativ tilnæringsmetode. Dette betyr at vi må samle inn store mengder informasjon og kontrollere hva som er bakenforliggende til denne informasjonen.

Ved hjelp av metodene og fremgangsmåten som er beskrevet, mener vi at vi har lagt et godt grunnlag for å besvare problemstillingen og utarbeide en korrekt og god konklusjon.

## 4 Dimensjonering

Første steg i dimensjoneringsprosessen er å foreta en globalanalyse av hele bygget. Lastpåkjenninger som egenlast, påført egenlast, nyttelaster og vindlaster fra alle fire retninger kombineres i henhold til prosjekteringsstandarden «Eurokode». Ut fra resultatene av globalanalysen konkluderer oppgaven om bygget er tilstrekkelig avstivet for translasjonskrefter og rotasjonskrefter fra horisontallastene, og hvor store vertikale krefter som virker i de forskjellige konstruksjonsdelene.

Resultatene fra globalanalysen føres deretter videre til lokal dimensjonering av dekker, veggskiver, bjelker og søyler. Veggskiver og dekkeelementer prosjekteres i massivtre, som det enda ikke finnes noen dimensjoneringsstandard for. Massivtreelementene prosjekteres ut ifra boken «Cross-Laminated Timber Structural Design, basic design and engineering principles according to Eurocode», sammen med «Eurokode 5», samt Treteknisk Institutt sitt hefte om dimensjonering, i serien «Bygge med massivtreelementer».

Følgende laster virker på konstruksjonen (vedlegg A.1):

Tabell 4.1: Lastoversikt

Lasttype	Lastverdi	Benevning
Egenvekt massivtre	4,91	kN/m <sup>3</sup>
Påført egenlast på dekke	2,00	kN/m <sup>2</sup>
Egenlast fra tak	2,50	kN/m <sup>2</sup>
Egenlast fra trapp	3,00	kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast kategori A	2,00	kN/m <sup>2</sup>
Dimensjonerende vindkasthastighetstrykk	1,05	kN/m <sup>2</sup>
Snølast (formfaktor 0,8)	2,80	kN/m <sup>2</sup>

## 4.1 Globalanalyse

Før denne analysen kan gjennomføres må byggets hovedbæresystem modelleres. Siden RIB-modellen oppgaven legger til grunn er laget i «Revit», faller det naturlig å bruke samme program for å illustrere bygget i massivtreelementer. Revitmodellen i massivtre benyttes kun til modellering for overføring av bygget til «Robot». Det gjøres fordi det er vanskeligere å modellere direkte i «Robot».

Revitmodellen er derfor kun et hjelpemiddel for å komme frem til en globalmodell, og gir ingen nyttig informasjon til selve oppgaven. Globalanalysen vil bruke to forskjellige modeller. Den ene tar for seg bygget som helhet med formål om å finne de vertikale kreftene som virker i konstruksjonen. Den andre modellen forenkles til kun kjernen av bygget sammen med dekkene (figur 4.7). Dette gjøres for å lettere få oversikt over avstivningssystemet uten forstyrrende elementer som søyler og yttervegger uten noe betydelig stivhetsbidrag. Forenklingen er konservativ og skal kun brukes til å påvise at konstruksjonen er tilstrekkelig avstivet.

Det opprinnelige bygget består av kvadratiske stålsøyler, hulprofil 200x200x16 mm, som utvendig vertikal bæring med en avstivende kjerne av 200 mm tykke veggskiver i betong. Dekkene består av 250 mm plattendecker med spennretning én vei fra yttervegg og inn mot kjernen, samme retning som taket. Dekkene fungerer som plater og skiver der horisontallaster tas opp og distribueres til de avstivende veggskivene i kjernen. Lastfordelingen fra taket er forenklet til de langsgående veggelementene i kjernen og til ytterveggene. Det forutsettes også to mønebjelker, én på hver side av kjernen i bygget, som fordeler noe av kreftene fra taket til gavlveggene (vedlegg B.1 og B.2). Forenklingen forsvarer med at endelig takløsning ikke er bestemt og at oppgaven ikke tar for seg takkonstruksjonen i dimensjoneringen.



Figur 4.1: Opprinnelig bærekonstruksjon, Revit



#### 4.1.1 Modellering massivtrebygg

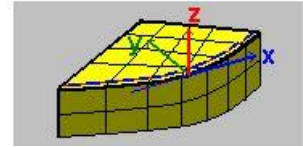
Ved modellering av bærekonstruksjonen i massivtre må det antas dimensjoner for både vegg- og dekkeelementer, samt bjelker og søyler. Det har ingen betydning for videre beregninger siden dimensjoner og materialegenskaper enkelt kan endres i «Robot» senere i prosessen.

Ytterveggene skal modelleres med massivtreelementer i stedet for stålsøyler. Det er usikkert hvor tykke elementer som er nødvendig for å oppnå tilstrekkelig stivhet i bygget på et så tidlig stadium. Bygget er tenkt et stort antall vinduer, spesielt i første etasje hvor forretningslokalene skal ha store glassflater som gir mye lys og godt innsyn. En grei forenkling er å modellere hele massivtreelementer som vegger der fasaden ikke har balkonger eller andre innrykk. Disse veggelementene vil ha mange utsparinger som reduserer stivhetsbidraget betydelig. Utsparingene er modellert etter mål tatt ut fra «Solibri-filen» av bygget, og ytterveggene settes med en tykkelse på 160 mm. I utkragningen over 1. etasje vil det oppstå strekkrefter i bjelkene som ligger langs akse 1-Fn og 1-Jn som følge av de vertikale kreftene over utkragningen (figur 4.1). Strekkreftene føres langs de to aksene og inn til veggskive 6 og 8. I stabilitetsberegningene tas det ikke hensyn til disse kreftene siden de vil være av liten betydning i forhold til ytre laster.

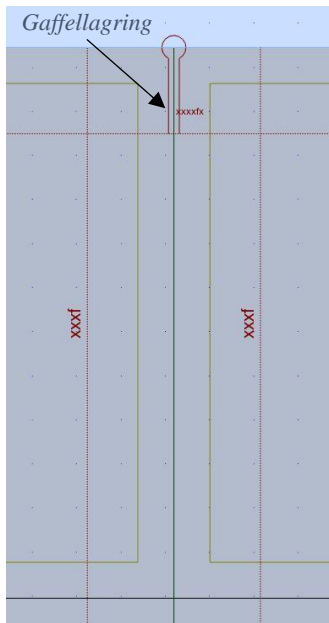
Dekkene legges etter hverandre som elementer med en bredde på ca. 2,5 m. Opprinnelig tykkelse på plattendekket er 250 mm. Det modelleres elementer med tykkelse på 220 mm som det finnes en stivhetsmatrise på fra Stora Enso (vedlegg B.4). Vertikale sjakter gjennom dekkene ses bort fra for å forenkle globalmodellen for vertikale laster. 8. etasje er opprinnelig prosjektert annerledes enn de øvrige etasjene på grunn av utformingen til taket. I modelleringen forenkles 8. etasje til å ha likt bæresystem som resten av etasjene siden taket ikke skal vurderes.

Etter overføring av bygget fra «Revit» til «Robot» er det viktig å kontrollere at alle knutepunkter har riktig lastoverføringer. Dette gjøres ved å definere «linear releases» for massivtreelementene langs forbindelsene og «releases» for søyler og bjelker. Søyelene ses på som leddet i begge ender for å ikke ta opp horisontale krefter. De defineres derfor som «pinned» (leddet) i begge ender. Bjelkene skal være fritt opplagte, og gaffellagret for å øke stabiliteten for vipping. For å få til dette løsnes kun rotasjon om y-aksen i alle endepunkter. Dekkeelementene skal være «pinned» seg imellom slik at forbindelsene kun overfører skjærkrefter uten å være momentstive (Norsk Treteknisk Institutt, 2006b). Ved forbindelsene

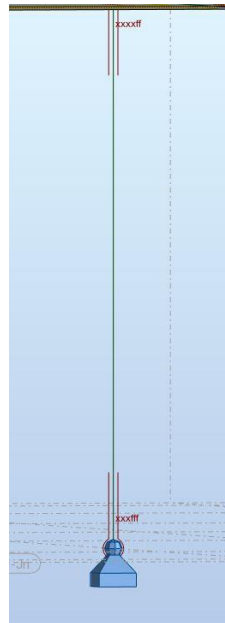
mellom dekke og veggskive skal dekkene kun overføre horisontalkrefter langs med skjærveggene, i tillegg til vertikale krefter. Med x-retning definert langs forbindelsen og y-retning på tvers, løsnes y-retningen (figur 4.2). På den måten vil dekkene kun overføre horisontalkrefter langs med skjærveggene. Hjørnene av veggskivene løsnes i alle retninger og om alle akser slik at hver vegg er frittstående. Det gjør at veggskivene ikke overfører krefter seg imellom. Figurene nedenfor viser eksempler på hvordan knutepunktene modelleres.



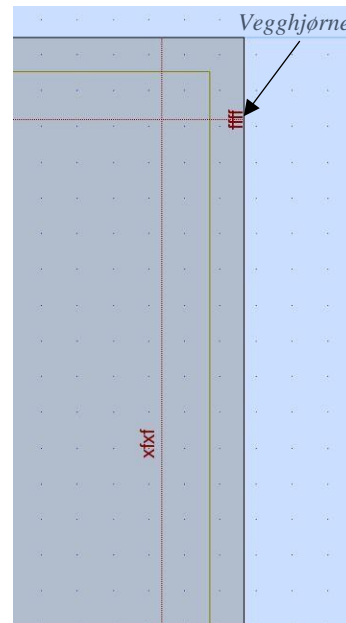
Figur 4.2: Akser for «linear releases», Robot



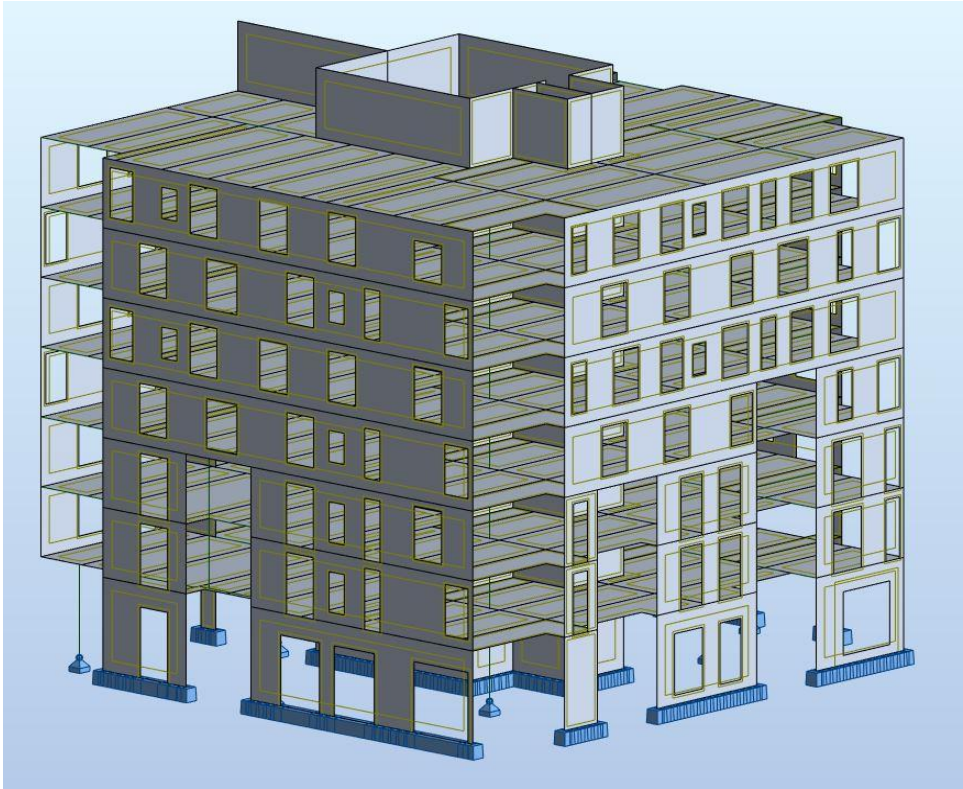
Figur 4.3: Dekkeskjøt og gaffellagring av bjelke, Robot



Figur 4.4: Søyleforbindelse, Robot



Figur 4.5: Dekke-skjærvegg forbindelse og vegghjørne, Robot



Figur 4.6: Globalmodell vertikale laster, Robot

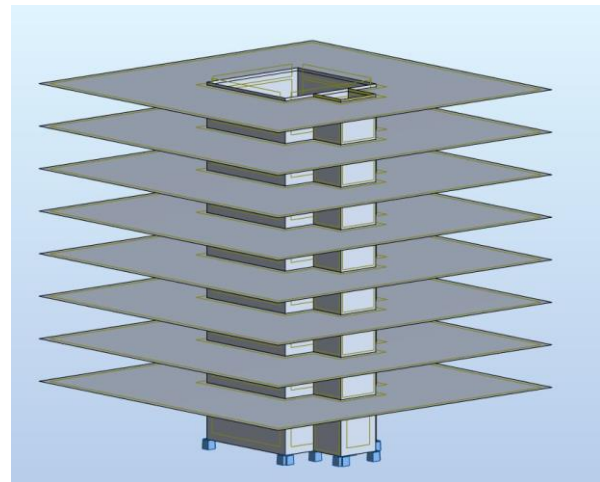
#### 4.1.2 Stabilitet

Stabilitetsberegninger gjøres for å kontrollere at bygget er tilstrekkelig avstivet til å ta opp horisontale krefter som virker på fasaden.

Kreftene tas i hovedsak opp av veggskiver som står med veggflatene parallelt med vindretningen. I det opprinnelige bygget blir mesteparten av de horisontale kreftene ført inn til kjernen der de avstivende veggskivene står. På grunn av flere avstivende

veggelementer i massivtrebygget vil ikke

kjernen ta opp alle horisontale krefter. De avstivende veggene i fasaden har mange utsparinger og vil være vanskelige å kontrollere for hånd. Derfor er det laget en forenklet modell for beregning av stabilitet i bygget der kjernen tar opp alle horisontale krefter, som i det opprinnelige bygget. Den forenklete modellen består kun av kjerneveggene uten utsparinger, og dekkene i alle etasjer. Kjerneveggene modelleres i CLT 200 C5s for å unngå dimensjonsendring mot opprinnelig avstivningssystem. Dekkene modelleres som vektløse for



Figur 4.7: Forenklet modell, Robot

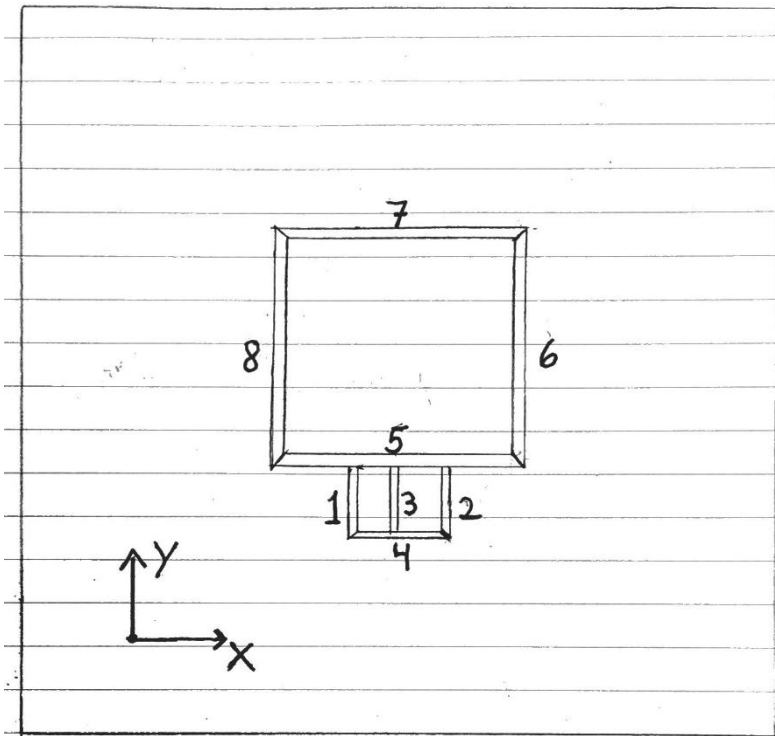
å få riktig lastfordeling. Resultatene fra en slik forenklet analyse vil vise kreftene som virker på kjernen uten bidrag fra ytterveggene.

Ved påføring av laster er det gjort håndberegninger som viser lastfordelingen fra egenlast (skiver, plater og tak) og påført egenlast (påstøp, gulvbelegg, himling) inn til avstivende kjerne (vedlegg B.1, B.3 og X.1). Egenvektberegningene som Robot gjør selv utelukkes siden lastfordelingen vil bli feil uten ytterveggene som opplegg for dekkene.

Forutsetningene for lastpåføringen er som følger:

- Egenvekt massivtreelementer,  $g_k = 500 \text{ kg/m}^3 \times 9,81 \text{ m/s}^2 = 4,91 \text{ kN/m}^3$
- Påført egenlast (påstøp, gulvbelegg, himling osv.),  $q_{g,k} = 2 \text{ kN/m}^2$
- Last fra trappegang,  $q_{trapp,k} = 3,0 \text{ kN/m}^2$
- Vindkasthastighetstrykk fasade (høyeste punkt, dimensjonerende),  $q_p(Z_i) = 1,05 \text{ kN/m}^2$

Kjerneveggene modelleres som frittstående veggskiver uten forbindelser med hverandre. Det er viktig for at veggene ikke skal overføre krefter seg imellom. Dekkene leddes med veggskivene på en slik måte at horisontale krefter kun overføres til veggskiver som står parallelt med kraftretningen. De avstivende veggelementene får momentstive skjøter i etasjeskillene for å ha tilstrekkelig bøyekapasitet. Bøyekapasiteten avhenger av de horisontale lamellene.



Figur 4.8: Nummerering veggskiver i forenklet avstivningssystem

#### 4.1.2.1 Egenvekt

Veggskivene får en påført egenlast fra dekker, tak og trappegang i tillegg til sin egen vekt. Arealet som hver skive får bidrag fra er illustrert i vedlegg B.3. Deretter er det beregnet en samlet karakteristisk egenvekt som virker på hver skive, se tabell 4.2. Skive 3 er utelatt fra stabilitetsberegningene fordi den ikke har en påført egenvekt og dermed ikke bidrar til stabilitet av bygget.

Tabell 4.2: Egenvekt til veggskiver i avstivende kjerne

Skive	1	2	4	5	6	7	8
G skive	71	71	79	206	204	206	204
G dekke	53	53	146	0	265	97	265
G påført	98	98	270	0	490	180	490
G tak	52	52	96	0	182	130	182
G trapp	0	0	0	221	218	0	218
<b>Sum G (kN)</b>	<b>275</b>	<b>275</b>	<b>590</b>	<b>427</b>	<b>1 358</b>	<b>614</b>	<b>1 358</b>

#### 4.1.2.2 Vindlast

Det virker også et moment på skivene som kommer av horisontallaster fra vind og skjevstilling i bygget. Dimensjonerende vindlast beregnes ut ifra «Eurokode 1-4» med formfaktorer  $D = 0,8$  og  $E = 0,5$  ( $h/d = 1$ ) og en reduksjon som følge av korrelasjon mellom lo- og leside på 15 %.

$$\text{Vindlasten } q_{w,d} = (0,8 + 0,5) \times 1,05 \text{ kN/m}^2 \times 0,85 = \underline{1,16 \text{ kN/m}^2}$$

For at vindkreftene skal føres inn på veggskivene samles bidraget fra underliggende og overliggende etasje som en linjelast på dekkene. Med en etasjehøyde på 4 meter i 1. etasje og 3 meter i de øvrige blir linjelastene som følger:

$$\text{Dekke over 1. etasje: } q_{w,d} = 1,16 \text{ kN/m}^2 \times (2 \text{ m} + 1,5 \text{ m}) = \underline{4,06 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Dekke over 2. – 7. etasje: } q_{w,d} = 1,16 \text{ kN/m}^2 \times 3 \text{ m} = \underline{3,48 \text{ kN/m}}$$

$$\text{Tak: } q_{w,d} = 1,16 \text{ kN/m}^2 \times 1,5 \text{ m} = \underline{1,74 \text{ kN/m}}$$

#### 4.1.2.3 Skjevstilling

Skjevstillingslast er ugunstige virkninger av mulige geometriske avvik i konstruksjonsdelene. Virkningene beregnes i bruddgrensetilstand (Standard Norge, 2004). Det finnes ingen skreddersydd metode for beregning av skjevstilling i massivtrebygg. Oppgaven legger derfor til grunn bestemmelsene i «Eurokode 2» for utregning av skjevstillingslaster i skivebygg.

Beregningene av horisontale krefter som følge av skjevstilling tar utgangspunkt i en lastnedregning av egenlaster og nyttelaster for hele bygget. Lastene ganges opp med lastfaktorene 1,2 (egenlast) og 1,5 (nyttelast) siden beregningene gjøres i bruddgrensetilstand. Nyttelaster fra boligene er redusert med en arealreduksjonsfaktor som tar utgangspunkt i et gjennomsnittlig gulvareal som hvert bærepunkt tar opp. Bærekonstruksjonen består forenklet av 17 bærende punkter pr. etasje, herav 13 bærevegger og 4 søyler. Med et totalt gulvareal på 600 m<sup>2</sup> pr. etasje gir dette en reduksjonsfaktor på 0,93. Totale skjevstillingslaster er beregnet i «Excel» (vedlegg X.1) og vises i tabell 4.3 nedenfor.

Tabell 4.3: Skjevstillingslaster

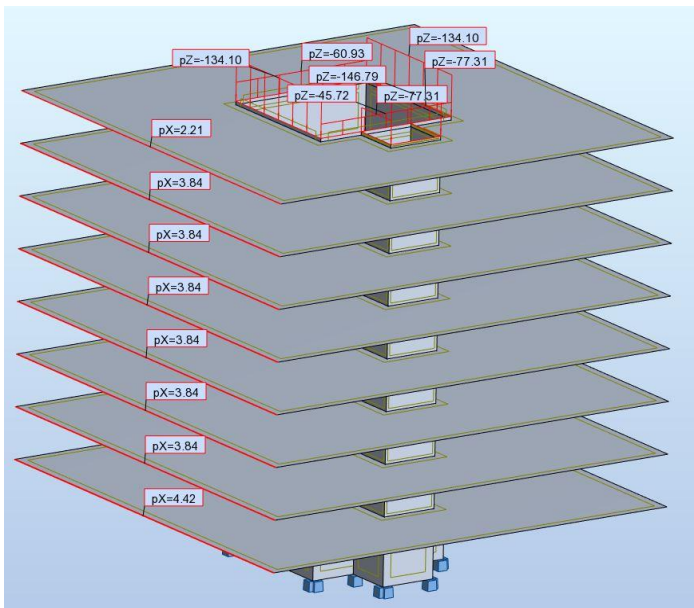
	$P_{Ed}$ (kN)	$H_{Ed}$ (kN)
Tak	4 746	12
D. o. 7. etg	3 913	9
D. o. 6. etg	3 913	9
D. o. 5. etg	3 913	9
D. o. 4. etg	3 913	9
D. o. 3. etg	3 913	9
D. o. 2. etg	3 913	9
D. o. 1. etg	3 960	9

#### 4.1.2.4 Skivestabilitet veggskiver

Kombinerte vind- og skjevstillingslaster gir følgende linjelaster på dekkene:

- Dekke over 1. etasje:  $q_{h,d} = 4,06 \text{ kN/m} + (9 \text{ kN} / 25,29 \text{ m}) = \underline{4,42 \text{ kN/m}}$
- Dekke over 2.-7. etasje:  $q_{h,d} = 3,48 \text{ kN/m} + (9 \text{ kN} / 25,29 \text{ m}) = \underline{3,84 \text{ kN/m}}$
- Tak:  $q_{h,d} = 1,74 \text{ kN/m} + (12 \text{ kN} / 25,29 \text{ m}) = \underline{2,21 \text{ kN/m}}$

Egenlaster for veggskivene og horisontallaster på dekkene modelleres som i figur 4.9 i både x- og y-retning. Siden egenlastene er gunstige for byggets stabilitet, multipliseres de med faktoren 0,9. Oppgitte vindlaster er dimensjonerende og inneholder allerede sikkerhetsfaktor.

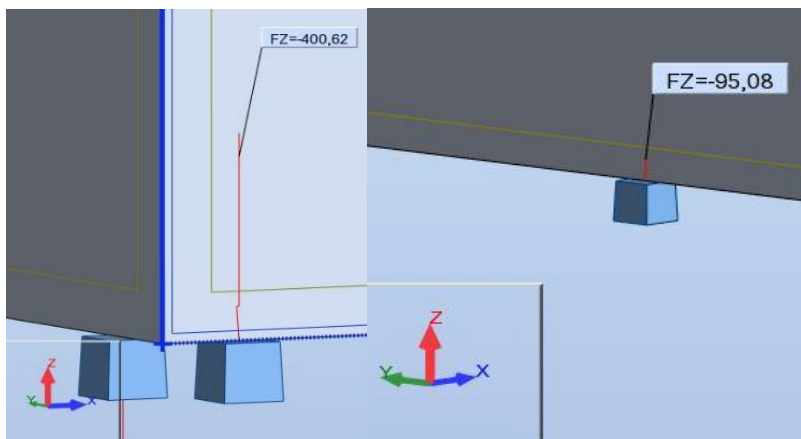


Figur 4.9: Lastpåføring forenklet globalmodell (x-retning), Robot



Oppleggene i globalmodellen for horisontallaster forenkles til to punktopplegg 200 mm inn på hver side av veggskivene. Dette gjøres ved å sette elementbredden på «meshingen» til 0,2 m i Robot, og derfra sette fast innspente punktopplegg i nodene 200 mm inn på skivene. Siden trykkresultanten står 2/3 inn på trykksonen i en trekantet spenningsfordeling, vil veggskivene i modellen ha en antatt trykksonelengde på 600 mm. Denne forutsetningen legges også til grunn ved utførte håndberegninger av skivestabilitet i «Excel», men er økt i noen av skivene med stort trykk.

Kalkulasjonen i «Robot» kommer frem til at noen av skivene i kjernen blir ustabile, samtidig er det også noen skiver som har tilstrekkelig tyngde til å ta opp de horisontale kreftene uten å måtte strekkforankres. Vind i x-retning fordeles kreftene til skive 4, 5 og 7. Ifølge «Robot» er det skive 5 som er mest ustabil og får et strekk på rundt 400 kN, mens skive 7 får strekk på nesten 350kN. I y-retning vil bygget være meget stabilt siden det er tilnærmet symmetrisk denne retningen. Kraftene i y-retning tas opp av skive 1, 2, 6 og 8. Her er det skive 1 og 2 som får det største strekket på 95 kN.



Figur 4.10: Skive 5 og skive 1, Robot

Som en kontroll av modellen er alle stabilitetsberegninger av skivene utført også i «Excel». For å finne lastene som hver veggskive tar opp, må først de relative stivhetene til veggskivene bestemmes. Ved å legge «proHolz Austria» sine dimensjoneringsprinsipper for massivtre til grunn for beregning av skivestivheter kan prosessen forenkles. Punkt 10.5.2 viser til undersøkelser der stivheten  $K$  til hver skive kan variere mellom  $L^{1,5}$  og  $L^2$  ( $L$  = lengde av veggskiven), avhengig av forbindelsene i veggskiven. Oppgaven forutsetter kontinuerlige forbindelser, som gir et tilnærmet stivhetstall for skivene på  $L^2$  (Dr. Markus Wallner-Novak, Josef Koppelhuber & Kurt Pock, 2014). Horisontalkreftene fordeles etter relative stivheter. Stivhetstallene og de relative stivhetene til alle veggskivene i kjernen er oppgitt i tabell 4.4.

Tabell 4.4: Stivhet til avstivende veggskiver

Skive	Stivhetstall ( $\times 10^7$ )	Relativ stivhet
1	0,85	1,00
2	0,85	1,00
3	0,85	1,00
4	1,02	1,21
5	7,06	8,33
6	6,87	8,12
7	7,06	8,33
8	6,87	8,12

Ved kontrollering av trykk i veggelementene må det tas hensyn til at kun de vertikale lamellene fører kreftene ned i fundamentet (Dr. Markus Wallner-Novak et al., 2014). Effektiv trykksonebredde blir derfor redusert med 80 mm (to horisontale lag i veggen) til 120 mm.

Trykksone lengden tilpasses for å komme innenfor kapasitetsgrensen til de vertikale lamellene. Resultatene fra kontrollberegningene er sammenfattet i tabell 4.5 nedenfor og stemmer bra med de resultatene «Robot» viser (vedlegg M.3 og X.1).

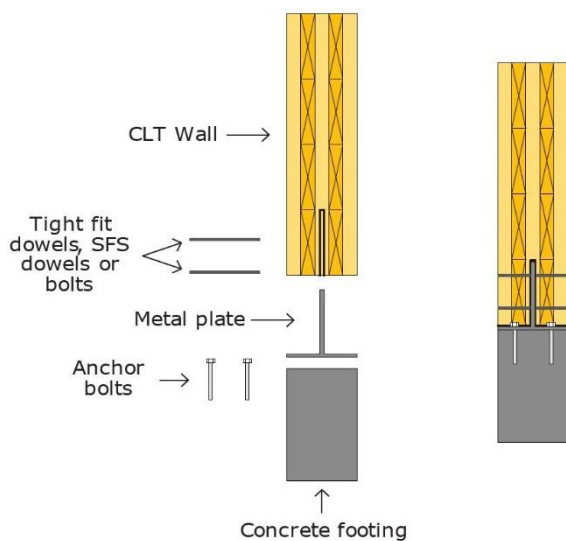
Tabell 4.5: Oppsummering avstivende veggskiver

Skive	1	2	4	5	6	7	8
Trykk (kN)	356	356	512	810	1 224	918	1 224
Trykkspenning (N/mm <sup>2</sup> )	9,90	9,90	14,23	18,00	17,01	12,75	17,01
Strekk (kN)	109	109	-19	426	2	365	2

For at avstivningssystemet skal fungere må de ustabile veggskivene forankres til fundamentet. Det største strekket oppstår i skive 5 med ca. 400 kN, og det er derfor gjort håndberegninger av denne skiven for å kontrollere at det kan forankres skikkelig. Det finnes lite litteratur som belyser forbindelseskapasitet i massivtreelementer. Håndberegningene legger derfor til grunn bestemmelsene i «Eurokode 5-1» ved utregningen av kapasiteten til forbindelsen (vedlegg C.1).

Hvis forankringen utføres på hver side av veggskiven vil de tykke stålplatene bli veldig dominerende. Det er derfor hensiktsmessig å slisse inn en forankringsplate i midten av

massivtreelementet, eller eventuelt å slisse inn to plater med tilstrekkelig mellomrom. Skjærkreftene fra veggelementet overføres via bolter som føres gjennom forankringsplaten. Forankring av stålet til fundament kan gjøres ved å støpe ned platen i fundamentet som vist i vedlegg C.1, eller boltes fast som vist i figur 4.11 nedenfor. Håndberegningene konkluderer med at 5 rader av 2 bolter i høyden, altså 10 bolter til sammen, gir tilstrekkelig kapasitet i forbindelsen. Denne løsningen kan benyttes på skive 5 og 7 som har høyest strekkpåkjenning. Antakelsen om en strekkresultant 200 mm fra kanten på veggskivene viser seg å være for lite med denne løsningen, men er av mindre betydning ifølge stabilitetsberegningene i «Excel». Resten av veggskivene har lavere strekkpåkjenninger der reduserte forbindelser kan benyttes.



Figur 4.11: Forankring veggskive

Hentet fra «CLT Handbook» av FPInnovations (2011) Kap.5 side 33

### 4.1.3 Jordskjelv

I det opprinnelige bygget er jordskjelvkreftene dimensjonerende for konstruksjonen. Det er ofte tilfelle for konstruksjoner av stål og betong med stor masse. Den samme konstruksjonen bygget i massivtre vil ha betydelig mindre masse, som i utgangspunktet vil gi lavere opptredende horisontalkrefter ved akselerasjoner i grunnen. Avstivningssystemets duktilitet har også innvirkning på opptredende jordskjelvkrefter. «Anbefalt praksis» hos Olav Olsen er å tilpasse avstivningssystemet slik at deformasjoner fra vind- og skjevstillingslaster er så store som mulig, men ikke større enn  $H/600$  der H er høyden til bygget. Deformasjonene i forenklet globalmodell fra vind og skjevstilling er 39 mm ved toppen ( $H = 25$  m), som er tett opptil anbefalingen. Riktignok gjelder anbefalingen for laster i bruksgrensetilstand, men det gir likevel en indikasjon på at bygget ikke er altfor stivt. Deformasjonene vil bli noe mindre som følge av stivhetsbidraget fra yttervegger og søyler.

Tidligere unnlateskrav for lette trekonstruksjoner er som nevnt i teoridelen fjernet fra jordskjelvstandarden. Selv om kreftene som følge av jordskjelv reduseres betydelig som følge av mindre masse, må det likevel utføres en forenklet jordskjelvanalyse av bygget. Denne oppgaven vil ikke ta for seg en slik analyse, men det understrekes at oppdragsgiver må gjøre en vurdering av jordskjelvkreftene før resultatene fra dimensjoneringen kan benyttes.

## 4.2 Lokaldimensjonering

### 4.2.1 Etasjeskillere

Etasjeskillere er det første lokaldimensjoneringen tar for seg. Det er ønskelig å gjøre så små endringer som mulig med høyden av etasjeskillerne for å opprettholde romhøyden i boligene. Siden massivtre er et mye lettere materiale med lavere stivhet enn betong, må det gjøres tilpasninger for å møte kravene i brudd-, bruks- og ulykkesgrensetilstand.

Olav Olsen har prosjektert etasjeskillere av plattendekker i alle de tre boligstørrelsene i prosjektet. De lengste spennene er 8,445 m i de største byggene, 7,1 m i byggene av medium størrelse og 6,9 m i de minste byggene. Lastforutsetningene for etasjeskillerne er bestemt etter «Eurokode 1-1». Den viser følgende:

Tabell 4.6: Nyttelast i boliger

Spesifikk bruk	Lastkategori	$q_k$	$Q_k$
Bolig	A	2,0 kN/m <sup>2</sup>	2,0 kN

Resultatene fra dimensjoneringen av etasjeskillerne utført av Olav Olsen, viser at plattendekker med tykkelse på 250 mm er tilstrekkelig for de lengste spennene. Alle dekkene er enveisbærende. Dekkene skal overføre vertikale krefter til oppleggene. De horisontale kreftene som virker på konstruksjonen, skal føres via dekkene til avstivende vegger i kjernen av bygget.

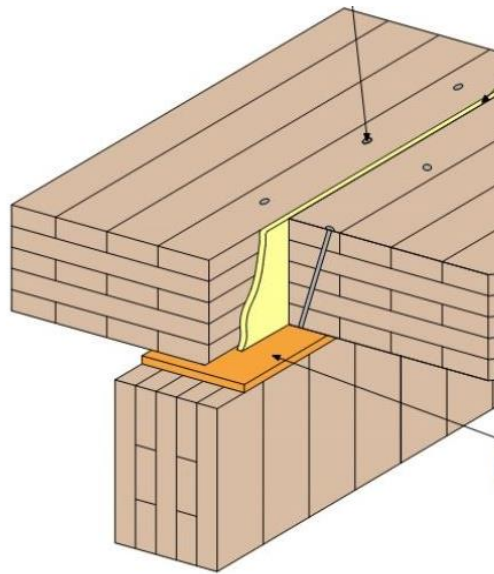
Lydkravene blir kritiske ved bruk av massivtredekker. Dimensjoneringen vil først gå inn på denne problematikken for å avgjøre om kravene kan tilfredsstilles, eller om det må gjøres tiltak for å møte lydkravene.

#### 4.2.1.1 Lydkrav

Som tidligere beskrevet er det ikke bruddgrensekravet som vil bli dimensjonerende. Dekkene må oppfylle alle krav for å være et aktuelt alternativ. Krav under områdene lyd, nedbøyning og vibrasjon vil ha konsekvenser for oppbygningen av dekket. For å kunne oppfylle lydkrav, både luftlydisolasjon og trinnlyd, sier Norsk Treteknisk Institutt og SINTEF Byggforsk at det minimum må gjøres tiltak på en av sidene til massivtredekkene (Norsk Treteknisk Institutt, 2006d; SINTEF Byggforsk, 2009).

I kapittel «2.1.2.3 Lyd», er problemene rundt flanketransmisjon ved opplegg av dekker og mellom leiligheter beskrevet (se figur 2.6). Norsk Treteknisk Institutt har utarbeidet noen

anbefalte løsninger på problemene med flanketransmisjon. For å håndtere den vertikale flanketransmisjonen, anbefaler de i opplegg å føre dekket helt ut til ytterkant av vegg og sette neste vegg oppå dekket. De horisontale flanketransmisjonene kan begrenses ved å legge en fuge eller drager i skjøten mellom elementene i en leilighetsskillevegg for å bryte transmisjonen (figur 4.12) (Norsk Treteknisk Institutt, 2006d). I det aktuelle bygget er leilighetsskilleene i spennretningen til etasjeskillerne og flere steder under dragere. Dette betyr at problemet med horisontal flanketransmisjon lar seg løse uten å måtte gjøre inngrep i bærekonstruksjonen.



Figur 4.12: Eksempel på løsning for horisontal flanketransmisjon

Hentet fra

[https://www.binderholz.com/fileadmin/user\\_upload/books/en/clt\\_hbs\\_processing\\_guideline/63/#room=7](https://www.binderholz.com/fileadmin/user_upload/books/en/clt_hbs_processing_guideline/63/#room=7)

Norconsult har utviklet en lydteknisk premissrapport for byggeprosjektet i Bispevika. Det har blitt konkludert med lydklasse C i henhold til NS 8175, som er preaksepterte krav for å tilfredsstillte TEK 17. I standarden er det følgende krav til lydklasse C:

Luftlydisolasjon  $R_w \geq 55$  dB og trinnlydisolasjon  $L_{n,w} \leq 53$  dB.

Byggforskserien har laget en anvisning for bruk av massivtre i etasjeskillere, som retter fokus på lydisolering og brann. For å tilfredsstillte kravet til både luft- og trinnlydisolasjon, viser Byggforskserien til flere preaksepterte løsninger. En løsning som oppfyller begge krav er å benytte en påstøp på 60 mm, samt overliggende trinnlydsplate  $R_w=55-58$  dB og  $L_{n,w}=53-50$  dB (SINTEF Byggforsk, 2009). Ved å benytte en påstøp på 60 mm, må tykkelsen av tverrsnittet til massivtredekket reduseres for å ikke bygge for mye høyde i etasjeskillerne. I

tillegg blir det en påført egenlast, som medfører større belastning på dekket. Et forslag til tverrsnitt kan være CLT 220 L7s-2 med 60 mm påstøp.

#### 4.2.1.2 Massivtredekke med påstøp

##### Bruksgrensetilstand

Kravene i bruksgrensetilstand gjelder nedbøyning og vibrasjon. Kravet til nedbøyning er beskrevet tidligere i kapittel «2.2.2 Bruksgrensetilstand», som er hentet ut ifra nasjonalt tillegg til «Eurokode» og anbefaler en endelig nedbøyning på  $l/250$ . Olav Olsen har i sine prosjektforutsetninger bestemt en tillatt endelig nedbøyning på  $l/300$ . «Calculatis» viser følgende nedbøyning:

final deflection [ $w_{char} + w_{q,p} \cdot k_{def}$ ]					
field	$K_{def}$	$L_{ref}$	limit	$w_{calc.}$	utilization
		[m]	[mm]	[mm]	
1	0.8	8.4	$L/300 = 28.2$	50.6	180 %

Figur 4.13: Maksimal nedbøyning i bruksgrensetilstand, Calculatis

Kravet til total endelig nedbøyning er:  $8\,445 / 300 = 28,2$  mm. Det vil si at dekket overskrider kravet til nedbøyning, og det må gjøres endringer i tverrsnittet eller for spennvidden.

Selv om kravet til nedbøyning overskrides, er det ikke dette som er mest kritisk. Det største problemet er kravet til vibrasjon, og spesielt laveste egenfrekvens. Kravet til laveste egenfrekvens er 8 Hz i henhold til «Eurokode 5-1». I tilfellet med et massivtredekke på 220 mm med 60 mm påstøp, blir laveste egenfrekvens 4,3 Hz og dekket kan derfor ikke benyttes (vedlegg D.2).

For å komme innenfor kravene i bruksgrensetilstand må enten spennvidden reduseres, dimensjonen til materialet økes eller kapasiteten forbedres. Spennvidden kan reduseres ved å legge inn 8 nye dragere, som reduserer spennet fra 8,445 m til 6,225 m, men dette innebærer større inngrep i bærekonstruksjonen som ikke er ønskelig.

Da fokuset i oppgaven ligger i funksjonaliteten til en massivtrekonstruksjon, er det ønskelig å finne en løsning som gir færrest mulig inngrep i utforming av bæresystem og av leilighetene. Dekketykkelsen kan økes med noen centimeter uten at det får konsekvenser for endelig romhøyde i leilighetene på 2 400 mm. Ved å øke tykkelsen på dekkene kan kravet til nedbøyning og laveste egenfrekvens innfris, men dette må kontrolleres.

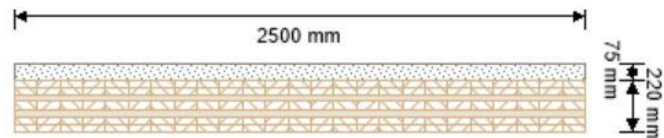


#### 4.2.1.3 Tre-betong komposittdekke

Etter analyse av de ulike dekkevariantene, må det benyttes et tre-betong komposittdekke for å tilfredsstille alle krav. Ved å benytte et komposittdekke er det ikke nødvendig å øke tykkelsen med for mye, slik at endelig romhøyde i leilighetene fortsatt vil være 2 400 mm. Tre-betong komposittdekker er beskrevet nærmere i kapittel «2.1 Massivtre».

Dekkene vil ha en lengste spennvidde på 8 445 mm. Etter teknisk data fra massivtreprodusenten KLH og «Calculatis» må følgende tverrsnitt benyttes (KLH Massivholz GmbH, 2018b):

- 75 mm B30
- 220 mm L7s–2
- Avstand mellom forbindere (tre-betong):
  - Spennretning: 600 mm
  - Tvers av spennretning: 100 mm
  - Dybde på forbindelse: 25 mm



Figur 4.14: Oppbygning av tre-betong komposittdekke



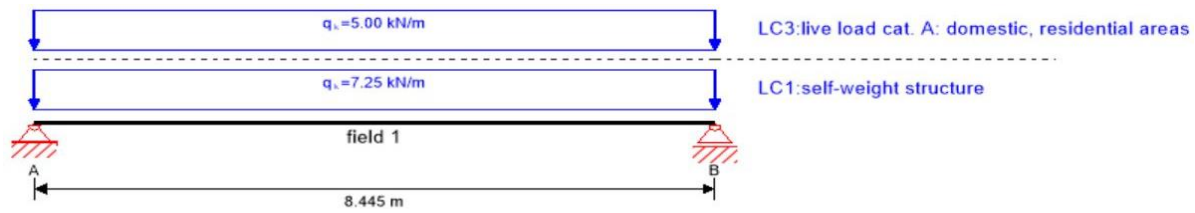
Figur 4.15: Forbindere tre-betong

Hentet fra «KLH Timber Concrete Composites»

Komposittdekket består av et massivtredekke i underkant, som utgjør den største andelen av tverrsnittet. Da det er et enveisbærende dekke, er det bygd opp slik at de to ytterste sjiktene i massivtredekket har fibrene i spennretningen. Dette fører til en større bøyekapasitet og lavere nedbøyning i bruks- og ulykkesgrensetilstand. Betongtverrsnittets hensikt er å ta opp trykket i overkant, samt at det blir en høyere egenfrekvens og bedre trinnlydisolasjon ved å legge på betongen.

#### Bruddgrensetilstand

Kapasiteten til komposittdekket er gitt etter 28 døgn, hvor betongen har herdet og forventet kapasitet er oppnådd. Utdraget viser opptrepende trykkspenning som følge av bøyning og dimensjonerende trykkfasthet i bruddgrensetilstand:



flexural design T=28

field	dist.	f <sub>k</sub>	γ <sub>m</sub>	k <sub>mod</sub>	k <sub>sys</sub>	f <sub>d</sub>	M <sub>d</sub>	σ <sub>m,d</sub>	utilization
	[m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kNm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
1	4.22	30.00	1.50	1.00	1.00	20.00	154.11	-8.16	41 %

Figur 4.16: Maksimale bøyespenninger ved belastning i bruddgrensetilstand, Calculatis

I bruddgrensetilstand er det trykkspenningene i betongtverrsnittet som blir dimensjonerende. De opptredende spenningene er godt innenfor kravet, og tverrsnittet blir kun utnyttet 41 % i bruddgrensetilstand. Skjær- og rulleskjærspenningene vil som beskrevet i kapittel «2.2.1 Bruddgrensetilstand» ha liten innvirkning i dette tilfelle, da forholdet mellom spennvidde og elementtykkelse er opp mot 30 ( $L/t \approx 29$ ). «Calculatis» viser at spenningene er vesentlig mindre enn kravet og detaljerte resultater samt verdier finnes i vedlegg D.3.

### Bruksgrensetilstand

**Nedbøyning:** Den opptredende nedbøyningen regnes ut etter tradisjonelle formler. For et fritt opplagt dekke med en jevnt fordelt last, kan nedbøyningen regnes ut etter følgende formel (Larsen, Clausen & Aalberg, 2014):

$$w = \frac{5qL^4}{384EI}$$

w = nedbøyning

EI = bøyestivheten

Tre-betong komposittdekket vil få en akseptabel maksimal nedbøyning og ikke overskride kravet til endelig nedbøyning på  $l/300$ . Utreignet nedbøyning som følge av egenvekt, påført egenlast og nyttelast kategori A, er 25,7 mm (vedlegg D.3). Kravet gir en tillatt nedbøyning på  $8\,445 / 300 = 28,2$  mm. Det presiseres at skjærbidraget i forbindelse med nedbøyningen er så lite at det neglisjeres.

**Baderomsmodulene** vil ha en innvirkning på kapasiteten til dekkene. «Probad» er leverandør av baderomsmodulene og har utarbeidet en veiledning til de ulike fagfeltene modulene påvirker. I veiledningen til RIB er det angitt en vekt av modulene på  $625 \text{ kg/m}^2$ , og en

tykkelse til ferdig gulv på 100 mm. For å få en terskelfri overgang må det freses en utsparring på 100 mm til modulene, og høyden justeres med klosser på plassen slik at ferdig høyde blir lik med høyden på ferdig gulv. Utsparringen i dekket medfører at betongen blir avbrutt og må avsluttes mot baderomsmodulen. Ved å legge inn en forbindelse mellom tre og betong i avslutningen mot baderomsmodulen, vil man ha godt samvirke helt opp til utsparringen. For at ikke betongen skal sprekke opp kan det legges inn armering i betongen rundt utsparringen, slik at eventuelle skjærkrefter og tilleggsspenninger i hjørner blir tatt opp. Nødvendig armeringsmengde må kontrolleres nærmere før produksjon av dekkene kan iverksettes.

Lasten har blitt påført som en jevnt fordelt last over det aktuelle området og kontrollert ved håndberegninger. Tidligere beregninger viser at dekkene har god kapasitet i bruddgrensetilstand, og tverrsnittet er kun utnyttet opp mot 40 % av kapasiteten. Modulene plasseres fra bærende vegger og 2,3 m inn på dekket. Da modulene plasseres tett opp mot opplegg, vil den største andelen av lasten gå rett i opplegget, og det blir lite nedbøyningsbidrag fra modulene. Bidraget til nedbøyning har blitt kontrollert ved håndberegninger til å være 2,5 mm, og det maksimale momentet øker med 13,5 %, fra 110 kNm til 127 kNm (vedlegg C.2).

Den totale nedbøyningen inkludert baderomsmodulen blir i verst tenkelig tilfelle  $25,7 + 2,5 = 28,2$  mm. Det betyr at dekket er akkurat innenfor kravet til endelig nedbøyning på 28,2 mm. Da det maksimale momentet kun øker med 13,5 %, vil ikke baderomsmodulene ha for stor innvirkning på kapasiteten i bruddgrensetilstand.

**Vibrasjon:** Laveste egenfrekvens er regnet ut for det aktuelle dekket til å være 15,187 Hz (vedlegg D.3), noe som er høyere enn laveste tillatte verdi på 8 Hz. I kapittel «2.2.2 *Bruksgrensetilstand*», er fremgangsmåten for vibrasjonsberegninger beskrevet. Når laveste egenfrekvens er høyere enn 8 Hz er det gitte krav som gjelder:

$$w/F \leq a \text{ [mm/kN]}$$

$$w/F = 0.2, a = 1.5 \Rightarrow \mathbf{0.2 < 1.5 \text{ OK!}}$$

$$v \leq b^{(f1\zeta-1)} \text{ [m/(Ns}^2\text{)]}$$

$$v = 0.001, b^{(f1\zeta-1)} = 0,02 \Rightarrow \mathbf{0.001 < 0.02 \text{ OK!}}$$

Nedbøynings- og vibrasjonskravene er kontrollert ved håndberegninger og finnes i vedlegg X.2. Detaljert analyse av tverrsnittet utarbeidet i beregningsprogrammet «Calculatis» finnes i vedlegg D.3. Her finnes også nedbøynings- og vibrasjonsresultatene.

### Ulykkesgrensetilstand

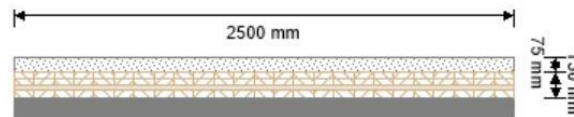
I prosjektforutsetningene er boligbyggene bestemt til å være i brannklasse 3. Funksjonskravet i TEK17 angir at byggverk i brannklasse 3 skal utføres slik at byggverket bevarer sin stabilitet og bæreevne i et fullstendig brannforløp. Dette medfører et krav til hovedbæresystem på R90, som vil si at det skal stå i 90 minutter før kollaps ved en fullverdig brann.

Branndimensjonering av massivtre er beskrevet i kapittel «2.2.3 Ulykkesgrensetilstand».

Dekkene er eksponert for brann på undersiden av dekket. Ved hjelp av den konstante forkullingshastigheten og «Eurokode 5-2», kan man bestemme etasjeskillerens resttverrsnitt ved et brannforløp etter følgende formel:

$$d_{ef} = (\beta_n \times t) + (k_0 \times d_0)$$

Den effektive forkullingsdybden ( $d_{ef}$ ) er beregnet til 79 mm, som betyr at det resterende massivtrevtverrsnittet etter et fullstendig brannforløp på 90 min er  $220 - 79 = 141$  mm (vedlegg C.3). Alle sjiktene i dekket er 30 mm tykke, bortsett fra det midterste som er 40 mm. Sjikt nr. 3 fra undersiden har fibre i svak retning og det gjenstår kun 11 mm av sjiktet etter et brannforløp på 90 min. Dette sjiktet tas derfor ikke med i beregningen av den resterende kapasiteten til dekket.



Figur 4.17: Illustrasjon av resttverrsnittet etter et fullstendig brannforløp på 90 min.

De maksimale bøyepeningene i det resterende tverrsnittet har blitt beregnet til  $9,74 \text{ N/mm}^2$ , som er godt innenfor kravet på  $30,36 \text{ N/mm}^2$  (figur 4.18). Den dimensjonerende fastheten ved brann er bestemt etter karakteristisk fasthet, multiplisert med  $k_{sys}$ ,  $k_{mod}$ , og  $k_{fi}$  (modifikasjonsfaktor = 1,15, tabell 18,2, (Bell, 2017)).

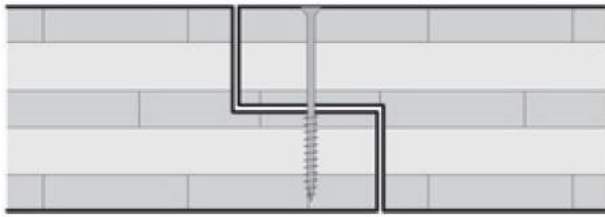
#### flexural design

field	dist.	$f_{m,k}$	$\gamma_m$	$k_{mod}$	$k_{sys}$	$K_{fi}$	$f_{m,d}$	$M_d$	$\sigma_{m,d}$	utilization
	[m]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kNm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
1	4.22	24.00	1.00	1.00	1.10	1.15	30.36	78.00	9.74	32 %

Figur 4.18: Maksimale bøyepeninger ved belastning i ulykkesgrensetilstand

## Skjøter

Mellom elementene skal skjøtene overføre skjærkrefter og samtidig være rotasjonsfrie. Elementene kan komme prefabrikerte med ferdig støpt betong eller ferdig tilpasset med nedfresinger til skjæroverføring og støpes på plassen. De prefabrikkerte elementene må bestilles fra Mellom-Europa, derfor har det blitt valgt elementer som støpes på plassen for å kunne redusere fraktkostnader og forbedre miljøregnskapet. Massivtreelementene vil bli festet sammen slik illustrasjonen under viser:

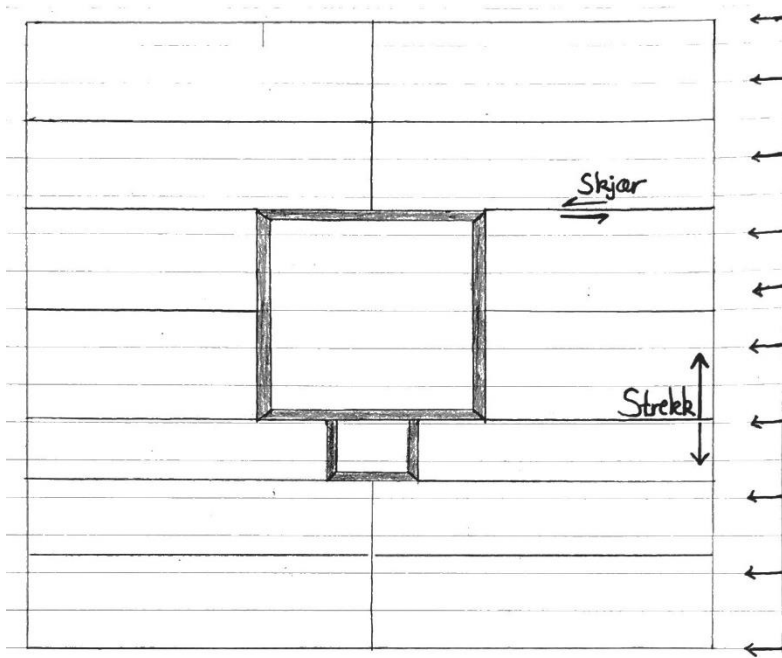


Figur 4.19: Skjøt mellom massivtredekkene, skrue festes fra overside

Hentet fra «proHolz Cross Laminated Timber Structural Design»

Da etasjeskillerne skal fungere som skiver og overføre horisontale laster til avstivende vegger, må skjøtene kontrolleres slik at det ikke oppstår splitting. De samme prinsippene som benyttes ved dimensjonering av hulldekker kan benyttes. Dekkene kan ses på som en fritt opplagt bjelke med to eller flere opplegg (avstivende vegger). Ved en jevnt fordelt vindlast vil det oppstå trykk og strekk mellom elementene. Skjærkreftene som opptrer langs elementskjøtene tas opp av festeskruene.

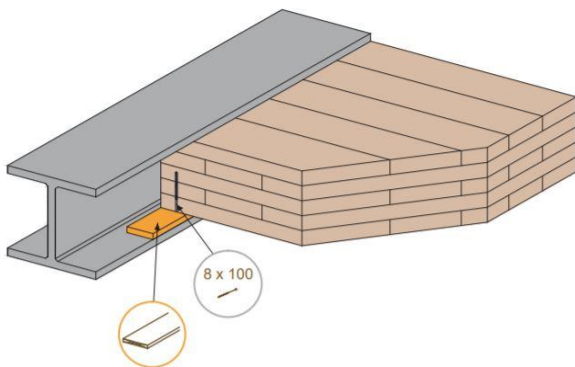
I dette tilfelle vil de største strekkspenningene bli mot yttervegg på linje med opplegg, der det oppstår støttemoment. Siden elementene ikke kan armeres mot yttervegg i likhet med hulldekker, kan en løsning være å benytte et flattstål som ligger i ytterkant av elementene på tvers av elementets spennretning. Flattstålet kan føres rundt hjørnet og festes, slik at den blir tilstrekkelig forankret. Det største opptredende støttemomentet er beregnet ved håndberegninger til å være 254 kNm. Etter samme prinsipper som beregning av nødvendig strekkarmering mot yttervegg, har strekket blitt funnet til å være 36 kN, og nødvendig flattståldimensjon har følgende blitt bestemt til 75x2 mm (vedlegg C.4).



Figur 4.20: Illustrasjon av krefter i elementbygg

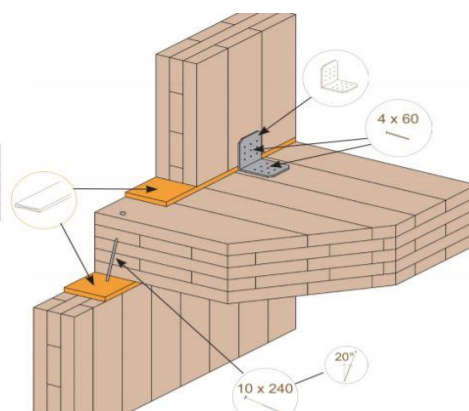
### Montering

Ved montering av dekkeelementene er utførelsen ekstremt viktig for å kunne oppnå ønsket resultat. Alle koblinger mellom elementene skal overføre skjærkrefter samtidig som de er rotasjonsfrie. Mot yttervegg blir det også en liten rotasjon i opplegg, slik at dekkene kan regnes fritt opplagt. Overgangen mellom dekke-vegg er spesielt viktig da flanketransmisjon kan være et problem (se kapittel «2.1.2.3 Lyd»). For å kunne oppfylle lydkrav og få ønsket statisk forbindelse, er det viktig at dekkene monteres etter godkjente løsninger. Slike løsninger kan være lik illustrasjonen under, men må kontrolleres spesielt sånn at man er sikker på at egenskapene til valgt løsning oppfyller kravene.



Figur 4.21: Opplegg dekke – CLT dekke

Hentet fra «Binderholz CLT BBS processing guideline»



Figur 4.22: Opplegg yttervegg – CLT dekke

Hentet fra «Binderholz CLT BBS processing guideline»

## Sjakter

Det vil bli utsparinger i dekkene for sjakter. Alle utsparinger vil svekke kapasiteten, men siden dekkene er overdimensjonert i bruddgrensetilstand for å oppfylle andre krav, vil det ikke ha stor betydning. Dette er ikke noe denne oppgaven vil gå inn på i detalj, men det må kontrolleres grundigere før dekkene kan benyttes. Om utsparingene for sjaktene medfører for store nedbøyninger, kan en løsning være å legge inn forsterkninger rundt sjaktene for å øke stivheten. I tilfeller der sjaktene blir av en betydelig størrelse, kan det settes opp sekundærøyer i hjørnene av sjaktene.

## Kontroll av «Calculatis»

For å kontrollere opptredende spenninger i tverrsnittet ved bruddgrensetilstand, har de representative dataene blitt lagt inn i beregningsprogrammet «Calculatis». Massivtredekket er beregnet for en spennvidde på 8 445 mm og med en elementbredde på 2 500 mm. Resultatene viser følgende spenninger for et CLT 240 L7s-2 dekke:

field	$f_{m,k}$	$\gamma_m$	$k_{mod}$	$k_{sys}$	$f_{m,d}$	$M_d$	$\sigma_{m,d}$	utilization
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kNm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
1	24.00	1.25	0.80	1.10	16.90	102.97	4.43	26 %

Figur 4.23: Maksimale bøyepeninger ved belastning i bruddgrensetilstand, Calculatis

Kravet i bruddgrensetilstand er følgende:  $\sigma_{m,d} \leq f_{m,d}$ . I dette tilfellet er konstruksjonen godt innenfor kravet og benytter kun 26 % av kapasiteten i forhold til brudd fra bøyemomenter. Siden kapasiteten er så god, går ikke denne oppgaven inn på kontroll av skjærspenninger eller rulleskjærbrudd. Resultatene i Calculatis viser at bøyepeningen er den mest kritiske spenningen (vedlegg D.1).

Håndberegninger har også blitt utført for å kontrollere at resultatene fra beregningsprogrammet er korrekte (vedlegg X.2). Beregningene er utført etter skjæranalogimetoden og resultatene viser følgende ( $\sigma_{tot} = \sigma_{m,d}$ ):

Tabell 4.7: Resultater spenninger CLT 240, håndberegninger

Sjikt	Bredde (mm)	Høyde (mm)	$M_i$ (Nmm)	$z_i$ (mm)	$N_i$ (N)	$\sigma_{M_i}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{N_i}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_{tot}$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	2 500	40	472 862	100	354 647	0,71	3,55	4,26



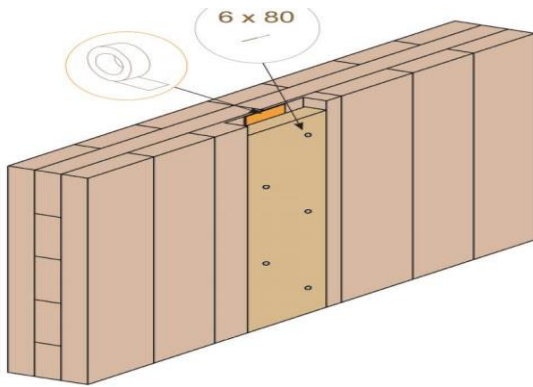
I begge tilfellene er det lagt til grunn en egenvekt på elementet på  $500 \text{ kg/m}^3$ , som vil utgjøre en jevnt fordelt last på  $1,2 \text{ kN/m}^2$ . I tillegg er nyttelasten på  $2,0 \text{ kN/m}^2$  lagt inn. Det er viktig å merke seg at «Calculatis» ikke benytter nasjonalt tillegg som sikkerhetsfaktor. Programmet benytter verst tenkelig tilfelle i lastkombinasjonen under bruddgrensetilstand, med lastfaktor 1,35 for egenvekt og 1,5 for nyttelast. Programmet regner derfor konservativt i forhold til de norske lastfaktorene.

#### 4.2.2 Bærende vegger

Olav Olsen har prosjektert de bærende og avstivende veggene i bygget med plasstøpt 200 mm armert betong, med kvalitet B30. Det er ønskelig at veggene i bygget blir utført med massivtreelementer av samme dimensjon som de opprinnelige veggene, og samtidig oppfyller alle krav. Veggelementer av massivtre vil vanligvis ha stor styrke og stivhet, både for laster som virker vertikalt, og som avstivende skiver ved horisontale krefter i veggens lengderetning. En massivtrevegg kan ses på som en bred søyle i dimensjoneringen. Ved håndberegninger betyr dette at det må benyttes de samme prinsippene som ved dimensjonering av søyler (Norsk Treteknisk Institutt, 2006b).

I dimensjoneringen skilles det mellom vegger som er sentrisk og eksentrisk belastet. I tråd med lydkrav blir dekket fritt opplagt på veggelementene, som medfører etasjehøye og sentrisk belastede vegger. Bærende veggelementer som er sentrisk belastet må kontrolleres for normalspenninger og utbøying av veggen (Norsk Treteknisk Institutt, 2006b).

Transportkravene påvirker utformingen av massivtreelementene i bygget, da de ikke kan være mer enn 2,95 m brede og 16 m lange (Stora Enso, 2017). Fra 2 – 8. etasje, vil elementene være 2,78 m høye og lengden kan bli opp mot 16 m. Høyden på 2,78 m er et resultat av at dekkene blir lagt ut på veggene i etasjeskillene. I 1. etasje er veggene 3,78 m høye og veggelementene må derfor få vertikale skjøter med et mellomrom opp mot 2,95 m. Skjøtene utføres slik illustrasjonen under viser:



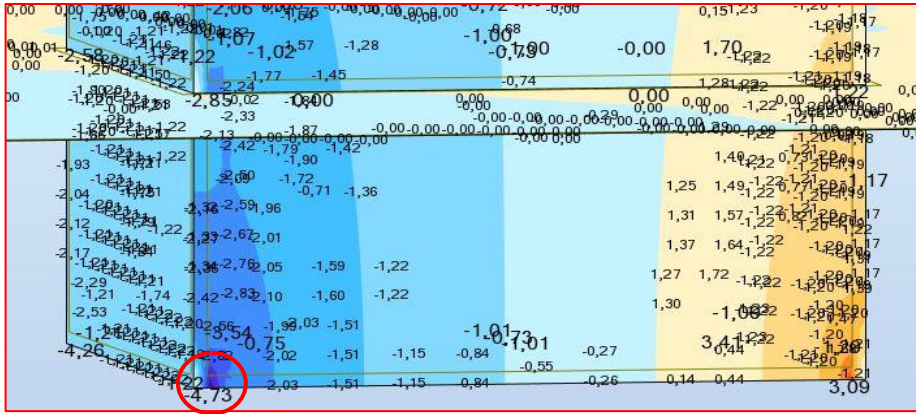
Figur 4.24: Skjøt mellom veggelementer av massivtre

Hentet fra «Binderholz CLT BBS  
processing guideline»

### Avstivende vegger

De mest belastede veggene vil befinne seg i 1.etasje. Det er det maksimale trykket som er interessant i dette tilfellet, da strekket har blitt kontrollert i kapittel «4.1.2.4 Skivestabilitet veggskiver». I de avstivende veggene i kjernen av bygget, samt de indre bærende veggene kan det forsøksvis benyttes 200 mm (CLT 200 C5s) tykke vegger. I ytterveggene kan det brukes 160 mm (CLT 160 C5s) tykke vegger. Det har i kapittel «4.1.2.4 Skivestabilitet veggskiver», blitt gjort en grundig kontroll av opptredende krefter i de avstivende veggene i bygget. Krefte har blitt funnet på bakgrunn av kontroll for det største opptredende strekket i konstruksjonen, og lastkombinasjonen benytter derfor kun egenvekt, påført egenlast og vindlast. Det maksimale trykket som kan oppstå i konstruksjonen vil være under en kombinasjon av nyttelaster, egenlaster, påført egenvekt og vindlast. Det har derfor blitt gjort en ny kontroll av det maksimale trykket som beregnes til 1 674 kN, og det oppstår i de avstivende veggskivene nr. 6 og 8 (vedlegg X.3).

Ved et trykk på 1 674 kN har «Robot» beregnet de maksimale trykkspenningene i veggen til  $4,73 \text{ N/mm}^2$ . Trykkspenningene i «Robot» er ikke helt korrekte siden de blir litt lavere enn hva de faktisk vil bli basert på tverrsnittet i veggen. Massivtreelementet består av fem lameller og kun tre av de har fibrene i kraftretningen. Det betyr at det effektive trykkspenningsarealet er mindre enn det «Robot» bruker i beregningene. I tillegg benytter «Robot» halve veggens lengde som trykksonelengde, noe som vil gi lavere spenninger enn det som faktisk kan oppstå.



Figur 4.25: Trykkspenninger i avstivende vegg, Robot

Etter håndberegninger har de maksimale trykkspenningene blitt funnet til  $13,95 \text{ N/mm}^2$ , og de er beregnet på bakgrunn av en trykksonelengde på 2 000 mm og effektiv bredde på 120 mm. Dette er noe konservativt, men ved å benytte en kort trykksonelengde sikres tilstrekkelig kapasitet i elementet. Resultatene fra håndberegningene er presentert i tabell 4.8, detaljerte resultater finnes i vedlegg X.3.

Tabell 4.8: Maksimale trykkspenninger, avstivende vegger

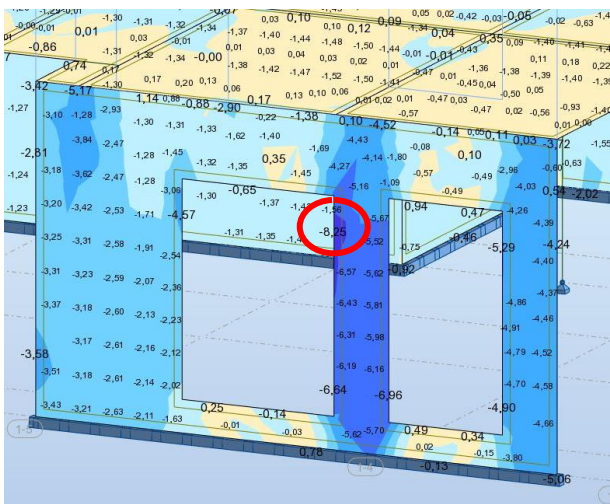
Skive	1	2	4	5	6	7	8
Antatt trykksone (m)	1,2	1,2	1,2	1,2	2	2	2
Indre momentarm (m)	2,15	2,15	2,44	7,64	7,26	7,37	7,26
T= (kN)	473	473	747	884	1674	1166	1674
<b><math>\sigma_c</math> = trykkspenning (<math>\text{N/mm}^2</math>)</b>	<b>6,56</b>	<b>6,56</b>	<b>10,38</b>	<b>12,28</b>	<b>13,95</b>	<b>9,72</b>	<b>13,95</b>
Kapasitet veggskiver( $f_{c,0,d} = \text{N/mm}^2$ )	14,78	14,78	14,78	14,78	14,78	14,78	14,78

$$\sum Ms = Med + Pd * \left( \frac{B}{2} - Bs \right) - T * Z$$

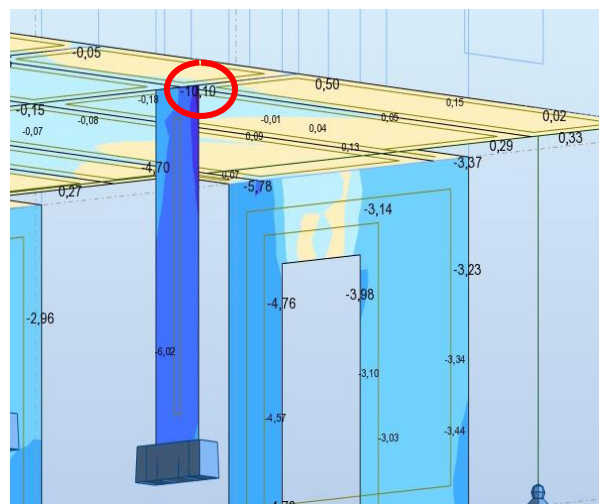
## Yttervegger

Ytterveggene vil få en sentrisk belastning fra etasjeskillerne, samt vekt fra overliggende vegger, tak og snølaste fra tak. I likhet med de avstivende veggene, vil de største trykkspenningene oppstå i 1. etasje. Det vil bli mange utsparinger for vinduer og dører i ytterveggene, og disse fører til svakheter i konstruksjonen. Denne oppgaven går ikke detaljert inn på kapasiteten ved utsparinger, men massivtreelementene er som regel overdimensjonert og har mye kapasitet å ta av. Total tykkelse på ytterveggene blir noe større enn i det opprinnelige bygget fordi isolasjonen må legges utenpå massivtreelementene.

I «Robot» har de maksimale trykkspenningene blitt beregnet til ca.  $10 \text{ N/mm}^2$ , som tidligere beskrevet er litt mindre enn de faktiske spenningene som vil oppstå. Ytterveggene består av CLT 160 C5s massivtreelementer, hvor den effektive trykkbredden til tverrsnittet er 120 mm. Figur 4.26 og 4.27 viser de største trykkspenningene som oppstår i veggenelementene.



Figur 4.26: Trykkspenninger i yttervegg, Robot



Figur 4.27: Trykkspenninger i bærende vegg mot yttervegg, Robot

Ytterveggene er belastet på ulik måte. Gavlveggene får kun punktlaster fra dragere, samt vekt av ovenstående vegger. De vil derfor ikke få de samme trykkspenningene som langveggene. I gavlveggene må det kontrolleres for at trykket under punktlaster fra dragere ikke er for stort. I «Robot» har trykket blitt kontrollert til  $5,5 \text{ N/mm}^2$ , noe som er resultatet av trykket fra drager samt ovenstående vegger.



Figur 4.28: Trykkspenning fra drager på gavlvegg, Robot

Trykkspenningene i ytterveggene har blitt kontrollert ved håndberegninger (vedlegg X.3) og de beregnede verdiene er presentert i tabell 4.9.

Tabell 4.9: Trykkspenning i yttervegger langs side av bygget, håndberegninger

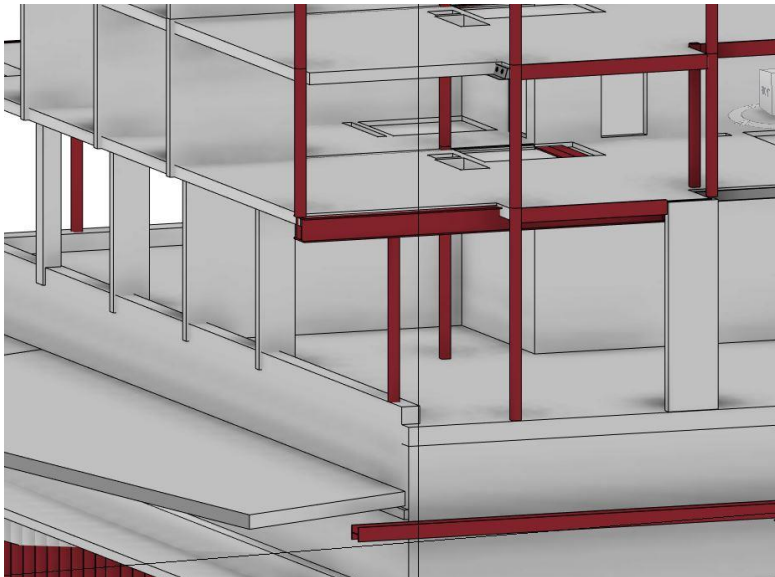
<b>Dim.last Qed (kN/m)</b>	<b>273,34</b>	<b>kN/m</b>
Opptredende trykkspenninger pr.m		
Trykkapasitet $f_{c,o,d}$	14,78	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{c,o,d}$ = trykkspenning	2,28	N/mm <sup>2</sup>

**Knekking:** Etter kontroll av trykkspenninger viser resultatene at veggene har god kapasitet og at det er mye å gå på i forhold til utsparinger. Det har i tillegg blitt gjort en kontroll for bøyning av veggen etter «proHolz standard» s. 60-61, med redusert kapasitet på grunn av knekk lengde til veggene i 1.etasje (Dr. Markus Wallner-Novak et al., 2014). Resultatet viser en utnyttelse på 84 % av kapasiteten, se vedlegg C.5 for detaljert utregning.

**Trykk vinkelrett på fiber:** Siden etasjeskillerne blir lagt ut på veggelementene, vil de få et trykk vinkelrett på fiber. En av svakhetene til trevirke er kapasiteten ved belastning i denne retningen. Det er derfor viktig å kontrollere at det er tilstrekkelig med kapasitet ved opplegg. Kapasiteten har blitt kontrollert etter standarden som er utviklet av proHolz s. 50, se detaljert utregning i vedlegg C.6 (Dr. Markus Wallner-Novak et al., 2014). Resultatene viser en utnyttelse av kapasiteten på 64 %.

### Yttervegg over utkragning

På fasaden over utkragningen vendt mot nord, anbefales det å benytte en klimavegg. Siden fasaden blir avbrutt av utkragningen vil man ikke få noe bidrag til global stivhet fra ytterveggen, som gir liten verdi av å benytte massivtre. Oppgaven går ikke inn på dimensjonering av bæringen i en slik vegg, da det ikke vil få noen direkte betydning for besvarelsen av problemstillingen. Bæresystemet vil bli uforandret og søylene vil få tilnærmet lik dimensjon med de største dimensjonene i 2.etasje, som har blitt dimensjonert i kapittel «4.2.5.3 Søyler». De utkragede dragerne over 1. etasje vil få mindre belastning ved å benytte en klimavegg i fasaden på grunn av lavere egenvekt. Mindre belastning på de utkragede dragerne får innvirkning på dimensjonen og kan medføre en høyere takhøyde under utkragningen.



Figur 4.29: Utkragning i opprinnelig bærekonstruksjon, Revit



### 4.2.3 Bjelker over boligetasjer

Bjelkene i bygget skal fungere som opplegg for etasjeskillerelementene. På grunn av presset etasjehøyde må det velges bjelker som bygger minimalt i forhold til tykkelsen på dekkeelementene. Det er derfor nødvendig at høyden på bjelkene blir mindre enn 300 mm. Hvis det skal benyttes limtrebjelker GL32h, kan det antas dimensjoner på  $150 \times 300$  mm som gir et motstandsmoment  $W = b \times h^2 / 6 = 2,25 \times 10^6 \text{ mm}^3$ . For nyttelast definert som langtidslast blir  $k_{\text{mod}} = 0,7$ . Dimensjonerende kapasitet for bøyespennning er  $k_{\text{mod}} \times f_{m,y,k} / \gamma_M = 19,48 \text{ N/mm}^2$  (Standard Norge, 2005). Maks moment for en slik bjelke kan finnes ved  $M \leq 22,26 \times 2,25 \times 10^6 = 43,8 \text{ kNm}$ . Tverrsnittshøyden må økes ytterligere, evt. bygges på med isolasjon, for å kunne tilfredsstille byggets krav til brannmotstand på 90 minutter. Med denne informasjonen blir det klart at limtrebjelker ikke vil egne seg uten å øke høyden til hele bygget, og det blir derfor dimensjonert ståldragere som opplegg for dekkeelementene.

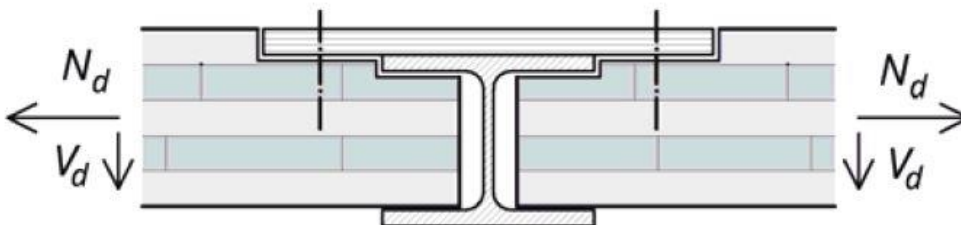
Følgende laster virker på bjelkene:

- Egenvekt stål (antatt HEA 220) = 0,50 kN/m
- Egenvekt massivtreelementer 220 mm =  $4,91 \text{ kN/m}^3 \times 0,22 \text{ m} = 1,10 \text{ kN/m}^2$
- Påstøp i komposittdekke 75 mm =  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0,075 \text{ m} = 2 \text{ kN/m}^2$  (avrundet opp)
- Nyttelast kategori A = 2 kN/m<sup>2</sup>

Alle stålprofildata som benyttes i dimensjoneringen av stålbjelkene hentes fra tabeller i boka «Stålkonstruksjoner» fra Fagbokforlaget (Larsen et al., 2014).

#### 4.2.3.1 Bruddgrensetilstand

Ståldragerne dimensjoneres etter stålstandarden «Eurokode 3». Dekkeelementene hviler på flensene til ståldragerne og gir en jevnt fordelt linjelast. Siden dekkeelementene er 220 mm tykke, tas det utgangspunkt i HEA 220 stålbjelker. Elementene må, på grunn av høyden, beskjæres for å kunne legges inn på flensene som vist i figuren nedenfor.



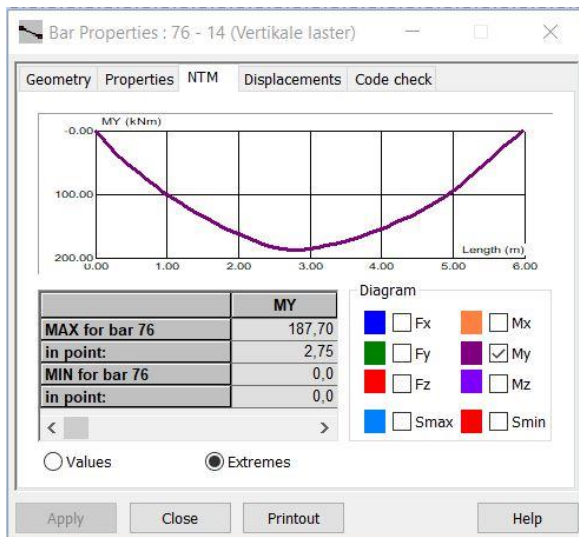
Figur 4.30: Forbindelse mellom HEA-profil og massivtreelementer

Hentet fra proHolz – Cross-laminated Timber  
Structural Design, side 102

Før dimensjoneringen må de mest belastede bjelkene i bygget defineres. Fra globalanalysemodellen, som tar for seg de vertikale lastene, fremgår det at bæresystemet er tilnærmet likt fra dekke over 2. etasje og oppover. Dekke over 1. etasje avviker noe med flere bjelker og utkragninger. Det dimensjoneres derfor en bjelke for det gjentakende bæresystemet fra dekke over 2. etasje og oppover, og en bjelke for den største påkjenningen i dekke over 1. etasje.

### Bøyemoment (EC3 6.2.5)

De mest påkjente bjelkene over boligetasjene er ifølge globalanalysemodellen bjelkene langs akse 1-H, for eksempel bjelke nr. 76 i dekke over 4. etasje. Det høyeste dimensjonerende momentet i bjelkene er ca. 188 kNm. Håndberegninger viser også at største moment blir 188 kNm etter arealreduksjon som legges til grunn for kapasitetskontrollen (vedlegg C.7).



Figur 4.31: Mest påkjente bjelke over boligetasjer, Robot

Dimensjonerende moment skal være mindre enn dimensjonerende kapasitet til tverrsnittet.

$$M_{pl,Rd} \geq M_{Ed}$$

Formelen gir følgende krav til plastisk motstandsmoment i bjelken:

$$W_{pl} \geq \frac{M_{Ed} * \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

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



Dette gir  $W_{pl} \geq 0,580 \times 10^6 \text{ mm}^3$ . Med  $W_{pl} = 2 \times S_y$  tilfredsstiller ikke HEA 220 kravet med  $S_y = 0,284 \times 10^6 \text{ mm}^3$ . Tverrsnittet oppjusteres derfor til HEA 240 som er godt innenfor kravet med  $S_y = 0,372 \times 10^6 \text{ mm}^3$ .

### Skjærkraft (EC3 6.2.6)

Opptredende dimensjonerende skjærkraft skal være mindre enn dimensjonerende skjærkapasitet:

$$V_{pl,Rd} \geq V_{Ed}, \text{ der}$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v * \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{M0}}$$

Dimensjonerende skjærkraft etter arealreduksjon er funnet i håndberegninger til å være 125 kN (vedlegg C.7).

$A_v$  er gitt med formelen i 3. ledd (a) og blir ved utregning  $2\,514 \text{ mm}^2$ . Resterende verdier er kjente, og dette gir en kapasitet  $V_{pl,Rd} = 491 \text{ kN} \gg 125 \text{ kN}$ . Kapasiteten er derfor tilstrekkelig.

### Vipping

Alle bjelkene som tar opp de større lastene har tre-betong komposittdekker plassert inntil steget på begge sider. Bjelkene regnes derfor som kontinuerlig fastholdt, og dermed blir det ingen reduksjon av momentkapasiteten som følge av vippefare.

### **4.2.3.2 Bruksgrensetilstand**

#### Nedbøyning

Det eneste kravet i bruksgrensetilstand er nedbøyning for bjelken. I prosjektforutsetningene er det gitt et krav om maks nedbøyning mindre enn  $l/300$ , for denne bjelken er kravet på  $6\,030 \text{ mm} / 300 = 20 \text{ mm}$ . I bruksgrensetilstand brukes kun lastfaktor 1,0 på alle lastene. Kravet vil ikke oppfylles med en HEA 240, derfor gjøres nedbøyningsberegninger med HEA 280. Karakteristisk lastpåvirkning etter arealreduksjon er  $q_k = 31,52 \text{ kN/m}$  (vedlegg C.7).

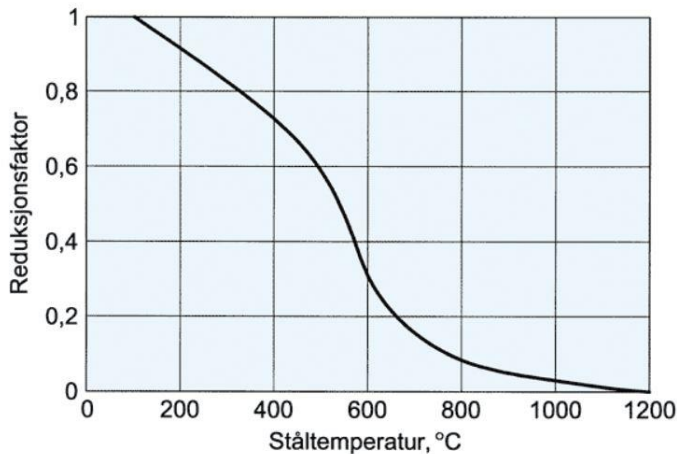
Benytter formelen for nedbøyning fra mekanikken med  $w = \frac{5ql^4}{384EI}$ .

Nedbøyningen blir 19 mm, som er akkurat innenfor kravet på 20 mm. Det betyr at bjelken utnyttes oppunder 100 % i bruksgrensetilstand.

### 4.2.3.3 Ulykkesgrensetilstand

#### Brannmotstand (Byggforsk 520.315)

I prosjektforutsetningene vises det til brannkonsept fra Fokus Rådgivning, der det står at hovedbæresystemet i bygningen skal ha en brannmotstand på 90 min (vedlegg A.1). Forholdet mellom karakteristiske og dimensjonerende lastverdier gir et estimat på kritisk reduksjonsfaktor ved oppvarming av stålet. Lastverdiene hentes fra håndberegningene og gir et forhold på  $32,78 \text{ kN/m} / 43,14 \text{ kN/m} = 0,76$ . Flytegrensen til stålet kan altså reduseres med 24 % før brudd i ulykkesgrensetilstand. Ved å lese av figuren fra Byggforsk nedenfor finner vi kritisk temperatur på stålet med ca. 350 grader (figuren gjelder kun for vanlig konstruksjonsstål).



Figur 4.32: Reduksjonsfaktor/ståltemperatur

Hentet fra SINTEF Byggforsk 520.315 Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner.

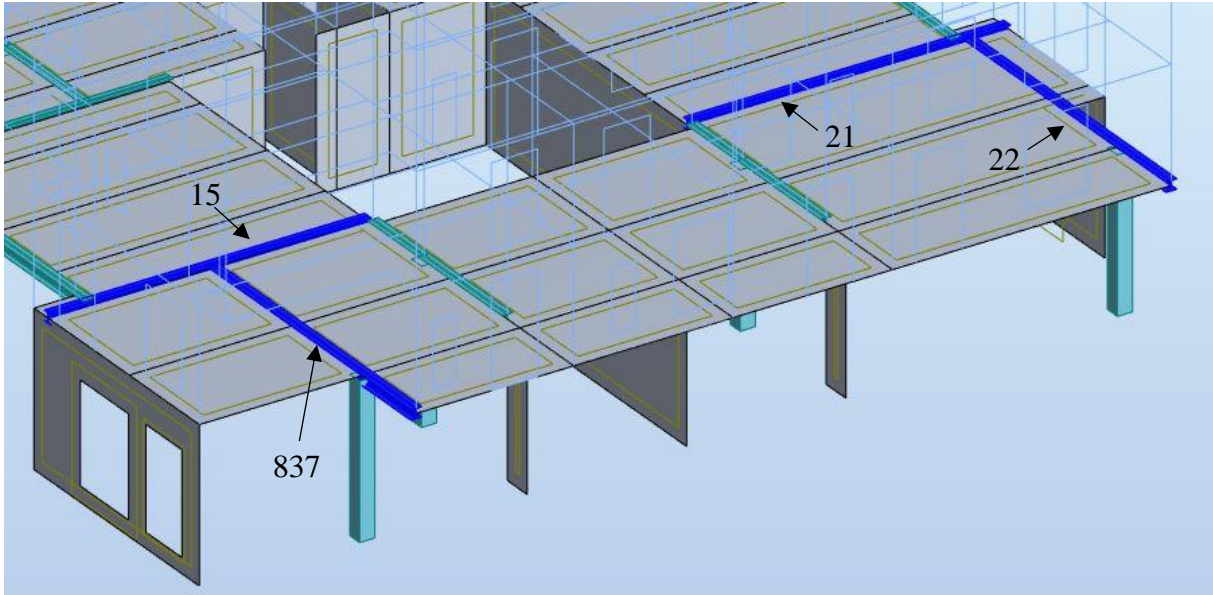
Det antas en standard tid-temperaturkurve etter «Eurokode 1-2» og det gir følgende formel for temperatur ved 90 min brannforløp (Larsen, 2015):

$$\theta_{a,90} = 324 * \left( \left( \frac{A_p}{V} * \frac{\lambda_p}{d_p} \right)^{0,2} - 2,15 \right)$$

Ved å sette  $\theta_{a,90} = 350 \text{ °C}$  og  $A_p/V = (b + 2*t) / (b*t)$  blir isolasjonsbehovet på ca. 10 mm ved bruk av en isolasjonsplate med  $\lambda_p = 0,037$ . Glava opererer med steinull ved brannisolering av stål med minimum tykkelse på 20 mm, som her kan benyttes (vedlegg E.1). Løsningen med å legge komposittdekkene inn på steget til stålbjelken på hver side, gjør at det kun er nederste flens som har eksponert overflate. Isolasjonen trenger altså kun å dekke denne overflaten.

#### 4.2.4 Bjelker over forretningslokaler

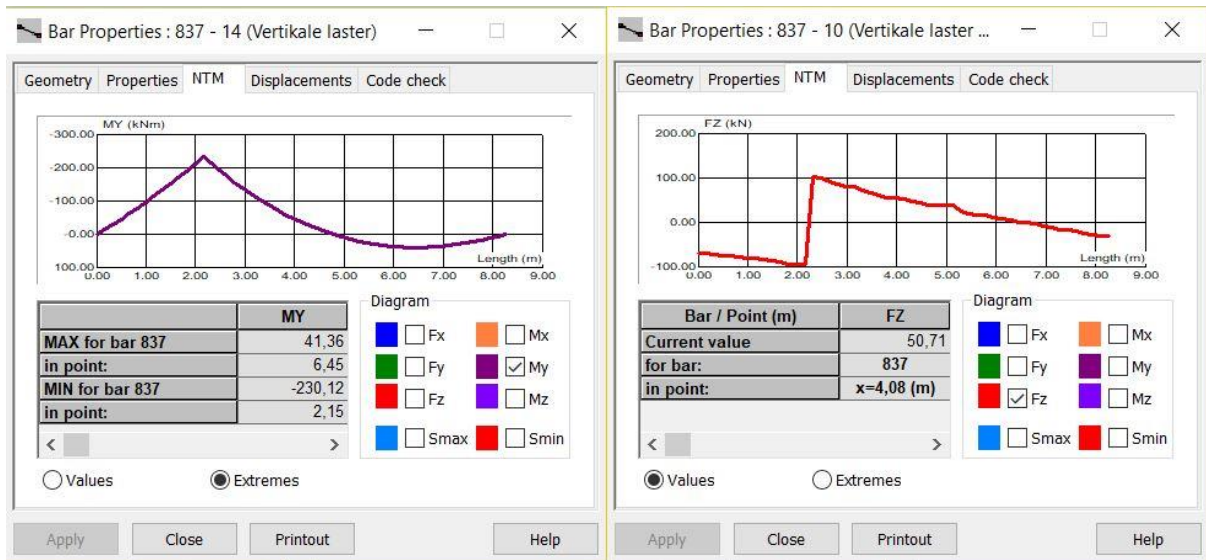
To av bjelkene over forretningslokalene i 1. etasje har en utkragning forbi søylen, som tar opp krefter fra fasade og tak over utkragningen til bygget. Dette gjelder bjelkenummer 22 og 837 i «Robot» (vedlegg M.4).



Figur 4.33: Bjelker ved utkragning, Robot

Belastningen på disse bjelkene vil være større enn for de mest belastede bjelkene over boligetasjene med et moment på 230 kNm (figur 4.34) i bruddgrensetilstand. Fra dimensjoneringen i «4.2.3 Bjelker over boligetasjene», er det rimelig å anta at det er nedbøyningen i bruksgrensetilstand som er dimensjonerende. Det gjøres derfor kontrollerende håndberegninger for nedbøyning av bjelkene. I dette spesielle tilfellet der laster fra ytterveggen føres inn på bjelkene, legges lastvirkningen på bjelkene i «Robot» til grunn for håndberegningene (vedlegg C.7). På grunn av stort spenn og betydelige punktlaster kontrolleres også bjelke 15 for nedbøyning. Denne bjelken må mest sannsynlig overdimensjoneres siden nedbøyningen på utkraget bjelke nr. 837 avhenger av nedbøyningen i feltmidte for denne bjelken (figur 4.33).

Bjelke nr. 21 settes med samme dimensjon som de utkragede bjelkene, siden nedbøyningen for denne ikke påvirker nedbøyningen for utkragerne.



Figur 4.34: Moment-/skjæringsdiagram for utkraget bjelke 837 over 1. etasje, Robot

### Bjelke nr. 22 og 837

Av figur 4.34 fremgår det på skjæringsdiagrammet at  $q_k = 12$  kN/m over utkragningen og  $q_k = 22$  kN/m i feltmidte. I tillegg kommer bidraget fra fasaden ned på bjelken og vi leser dette av til å være ca. 71 kN. Nedbøyningskravet gitt i prosjektforutsetningene er  $l/300$  som i dette tilfellet blir 7,2 mm ved utkragningen og 20,3 mm i feltmidte. Siden lastene på bjelken er uavhengige, kan de generelle uttrykkene for nedbøyning ved punktlast og linjelast kombineres for å finne endelig nedbøyning (uavhengighetsprinsippet).

Det legges til grunn en HEA 300 med treghetsmoment  $I_y = 182,6 \times 10^6$  mm<sup>4</sup>. Uttrykkene

$$w = \frac{PL^3}{3EI} \text{ og } w = \frac{qL^4}{8EI} \text{ (utkragning) og } w = \frac{2qL^4}{369EI} \text{ (feltmidte) kombineres, og gir følgende}$$

nedbøyninger:

- Feltmidte = 4,3 mm
- Utkragning = 7,17 mm < 7,2 mm

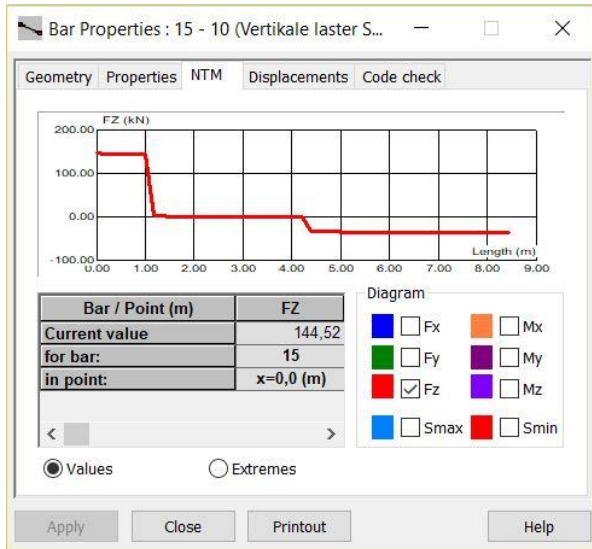
Bjelken tilfredsstiller derfor kravet i forutsetningene og kan benyttes. Vedlegg C.7 viser også en kapasitetskontroll for moment i bruddgrensetilstand der

$$M_{pl,Rd} = 468 \text{ kNm} \gg 230 \text{ kNm. Bjelkene isoleres for brann på samme måte som i «4.2.3.3}$$

*Ulykkesgrensetilstand».*

Bjelke nr. 15

Bjelken utsettes for 2 punktlaster, 33 kN i feltmidte og 143,5 kN en meter fra opplegget i ytterveggen. Siden bjelke nr. 837 har opplegg i feltmidte til denne bjelken, blir nedbøyningskravet: 20,3 mm (krav for bjelke nr. 837) minus 4,3 mm (nedbøyning i feltmidte for bjelke nr. 837). Dette gir et endelig nedbøyningskrav i feltmidte på 16 mm. Skjæradiagrammet for bjelken vises i figur 4.35.



Figur 4.35: Skjæradiagram bjelke 15, Robot

Lastene leses av til  $P_1 = 143,5$  kN (fra bjelke nr. 14) og  $P_2 = 33$  kN (fra bjelke nr. 837).

Nedbøyningskravet for denne bjelken med lengde 8,445 m er 28,2 mm. Justert for nedbøyning av tilstøtende bjelke blir kravet 16 mm som nevnt ovenfor. Håndberegningene

(vedlegg C.7) benytter uttrykket  $w = \frac{PL^3}{48EI} * (3\alpha - 4\alpha^3)$  for nedbøyning ved punktlast i felt.

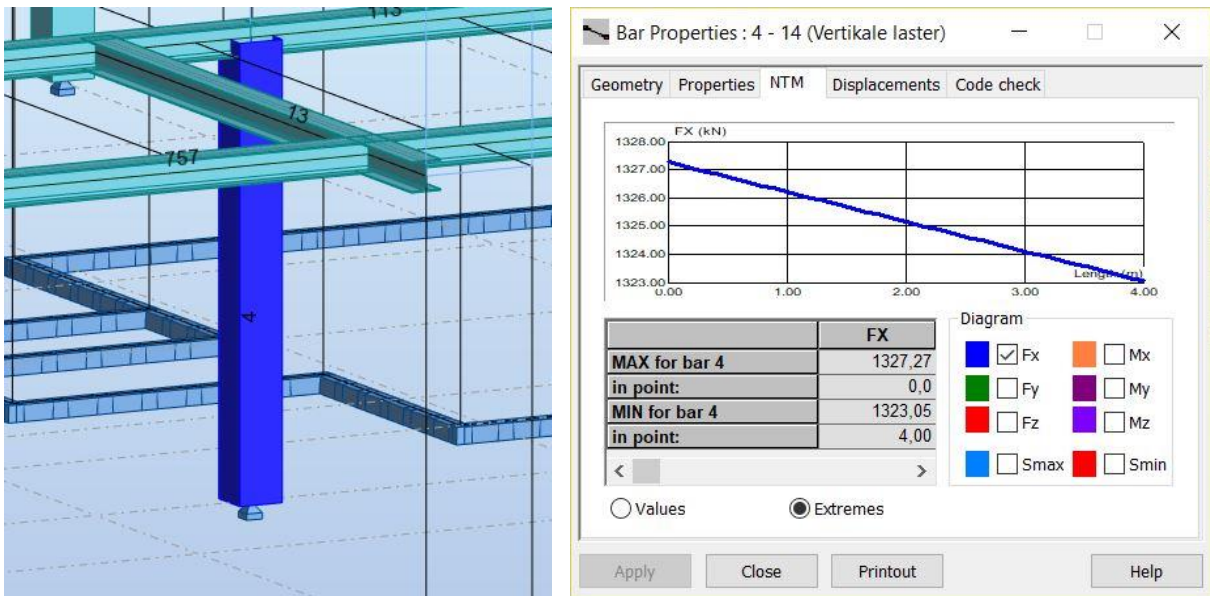
Med  $w = 16$  mm finner vi at  $I \geq 310 \times 10^6 \text{ mm}^4$ . Det betyr at en HEA 360 akkurat er innenfor nedbøyningskravet.

#### 4.2.5 Søyler

Alle søylene i bygget skal i utgangspunktet bygges i limtre og dimensjoneres etter trestandarden «Eurokode 5» (Standard Norge, 2005). Ingen søyler er tenkt å ta opp horisontale krefter og er derfor leddet i begge ender. Det forutsettes at søylene ikke har noen form for sideveis avstivning. Det vil derfor dimensjoneres kvadratiske søyler med lik styrke om begge akser. Det antas at eksentrisitet som følge av vind og skjevstilling er så liten at det ses bort fra ved knekkekontrollen. Siden søylene i 1. etasje er 4 meter høye og vil få mest trykk, er det naturlig å gjøre kapasitetskontroll i bruddgrensetilstand for trykkrefter og knekking på de mest belastede søylene i denne etasjen. Det gjøres også en kontroll for brannmotstand i ulykkesgrensetilstand der det antas at søylene er synlige konstruksjonsdeler med eksponering fra alle 4 sider. Til slutt gjør delkapittelet en vurdering av de øvrige etasjene for å se om mindre dimensjoner kan være aktuelle her.

##### 4.2.5.1 Søyler i 1. etasje

Mest belastet søyle i 1. etasje er søyle nr. 4. Denne søylen tar ned vertikale laster fra et større gulvareal fra hver etasje oppover.



Figur 4.36: Mest påkjente søyle, Robot

#### Trykkspenning (EC5 6.1.4)

Figuren ovenfor viser  $N_{Ed} = 1\,327$  kN. Kravet i standarden er at  $\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$  (Standard Norge, 2005). Håndberegningene (vedlegg C.8) viser at GL32h 300 x 300 mm gir et tilstrekkelig tverrsnitt for å ta trykkreftene med  $\sigma_{c,0,d} = 14,74$  N/mm<sup>2</sup>.



Knekking (EC5 6.3.2)

Det skal beregnes en relativ slankhet  $\lambda_{rel}$  for søylene som bestemmer reduksjonsfaktorene  $k_{c,y}$  og  $k_{c,z}$ . Reduksjonsfaktorene er like ved kvadratiske tverrsnitt benyttes i denne oppgaven.

Kravet i standarden er  $\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y(z)}f_{c,0,d}} \leq 1,0$  (Standard Norge, 2005). Søylene har en knekk lengde på 4 meter. Håndberegningene (vedlegg C.8) viser at  $k_{c,y} = k_{c,z} = 0,91$ . Med  $f_{c,0,d} = 19,48$  N/mm<sup>2</sup> utnyttes tverrsnittet med 83 %.

Branndimensjonering (EC5 1-2, section 4)

Søylene i bygget ønskes synlig og blir dermed eksponert for brann fra alle fire sider.

Håndberegningene (vedlegg C.8) benytter metode for branndimensjonering med effektivt tverrsnitt etter boka «Dimensjonering av trekonstruksjoner» (Bell, 2017). Denne metoden går ut ifra laster i bruddgrensetilstand samtidig som den justerer opp trykkfastheten til materialet med faktoren  $k_{fi}$ . Tverrsnittet til søylen reduseres med forkullingsdybden  $d_{ef} = d_{char,n} + k_0 d_0$  fra alle fire sider. Videre bestemmes:

$$f_{c,0,d,fi} = k_{mod,fi} * \frac{f_{c,0,k} k_{fi}}{\gamma_{M,fi}}, \text{ der}$$

$k_{mod,fi} = \gamma_{M,fi} = 1,0$  (ulykkesgrensetilstand) og

$$k_{fi} = 1,15$$

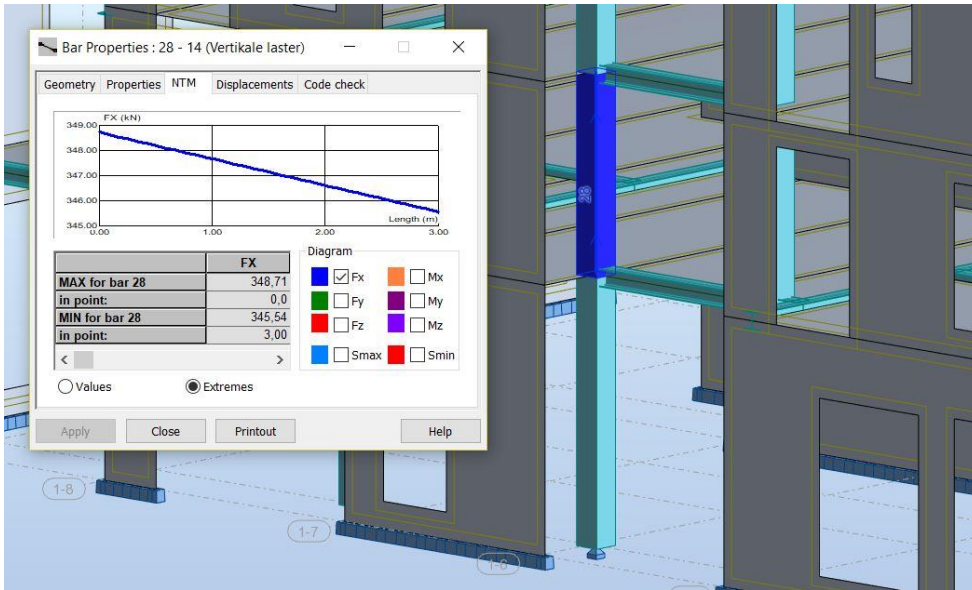
Dette gir  $f_{c,0,d,fi} = 36,8$  N/mm<sup>2</sup>. For å møte brannkravet økes dimensjonen på søylene til 375 x 375 mm. Videre beregnes  $d_{ef}$  til 70 mm forkulling for hver branneksponeerte side.  $A_{ef}$  etter 90 minutters brannforløp blir derfor  $(375 \text{ mm} - 2*70 \text{ mm})^2 = 55\,225 \text{ mm}^2$ . Det utføres en ny knekkekontroll av søylen med det nye effektive tverrsnittet der  $k_{c,y} = k_{c,z} = 0,787$ .

Kravet i metoden er  $N_{Ed} \leq N_{d,fi}$ .

$N_{d,fi} = k_{c,y} * f_{c,0,d,fi} * A_{ef} = 1\,599 \text{ kN} > N_{Ed}$ . Det kan derfor benyttes limtresøyler GL32h med tverrsnitt 375 x 375 mm.

**4.2.5.2 Søylar ved innrykk i fasaden**

Bygget har noen innrykk i fasaden som er ment for balkonger. Ved innrykkene benyttes søylar med mindre belastning enn søylene ellers i bygget. Fra og med 2. etasje og oppover gjøres derfor en kontroll om mindre tverrsnitt kan benyttes ved innrykkene. Det antas fortsatt synlige søylar med branneksponeering fra alle fire sider. Oppgaven foretar derfor en ny branndimensjonering for å bestemme tverrsnittet til disse søylene.



Figur 4.37: Søyلة ved innrykk i fasade, Robot

### Brann dimensjonering (EC5 1-2, section 4)

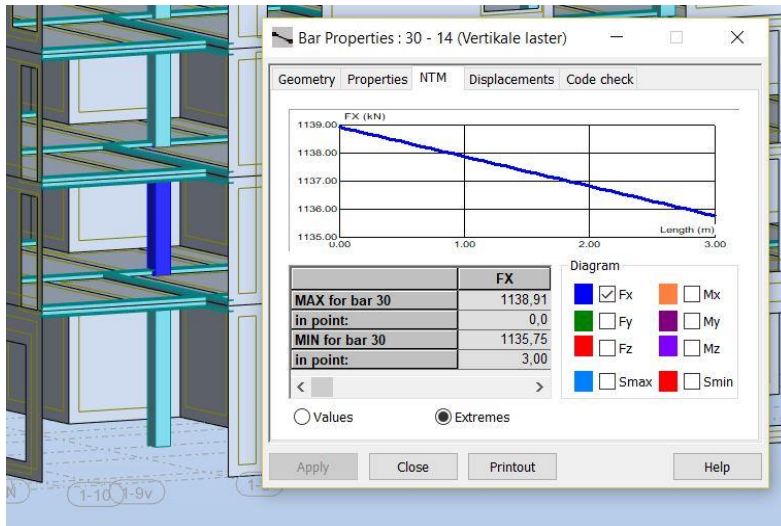
Dimensjonerende søylelast på den mest belastede søylen ved innrykkene er  $N_{ed} = 349 \text{ kN}$  (figur 4.37). Knekk lengden er 1 meter kortere enn i 1. etasje, altså  $l_k = 3 \text{ meter}$ . Det kontrolleres for et tverrsnitt på  $275 \times 275 \text{ mm}$ , som gir  $A_{ef} = 18\,225 \text{ mm}^2$ . Uttrykkene for knekking gir en  $k_{c,y} = 0,544$  (vedlegg C.8). Dermed blir:

$N_{d,fi} = 0,544 \times 36,8 \text{ N/mm}^2 \times 18\,225 \text{ mm}^2 = 365 \text{ kN} > N_{ed}$ . Tverrsnittet benyttes derfor ved alle innrykk i fasaden.



#### 4.2.5.3 Søyler i resten av bygget

Det gjøres en kapasitetskontroll for resten av søylene i bygget siden knekk lengden på disse er 3 meter i stedet for 4 meter. Søylene med den største belastningen i 2. etasje er søyle nr. 30 (figur 4.38).



Figur 4.38: Resterende søyler med dimensjonerende last, Robot

$N_{Ed} = 1\,139\text{ kN}$ . Med  $A_{ef} = 40\,000\text{ mm}^2$  blir  $k_{c,y} = 0,865$ .

$N_{d,fi} = 0,865 \times 36,8\text{ N/mm}^2 \times 40\,000\text{ mm}^2 = 1\,273\text{ kN} > N_{Ed}$  (vedlegg C.8). Limtresøyler G132h 340 x 340 mm benyttes derfor i resten av bygget.

#### 4.2.5.4 Vurderinger

Selv om søylene i bygget nå er dimensjonert i limtre, er det noen forhold som gjør at materiale og dimensjon til noen av søylene må ses nærmere på. Først og fremst tar dimensjoneringen ovenfor utgangspunkt i de verste tilfellene, noe som ikke representerer hele bygget. Oppover i etasjene kan det derfor gås ned på dimensjoner hvis det vil forenkle utføringen på byggeplass og redusere kostnadene. Tverrsnittene kan også reduseres ved å brannisolere søylene. Noen søyler står inne i lettvegger dekket med gips, som kan redusere tverrsnittet i ulykkesgrensetilstand.

De mest belastede søylene inne i bygget er plassert delvis i to sjakter som går ned gjennom hele bygget. Dimensjonsendringen på maksimalt 140 mm i både bredde og høyde fra stål til limtre, kan i praksis være vanskelig å løse. I verste fall kan det innebære å bruke de opprinnelige søylene i sjaktene, kanskje med noe mindre tverrsnitt på grunn av mindre laster. Øvrige søyler står enten fritt eller i lettvegger, noe som er enklere å løse på byggeplass.

#### 4.2.6 Takkonstruksjon

Som nevnt i kapittel «1.5 Avgrensninger», velges det å se bort fra takkonstruksjonen i dimensjoneringen fordi Olav Olsen ikke har bestemt en endelig løsning. Det danske arkitektfirmaet «Tegnestuen Vandkunsten» har tegnet prosjektet, og de ønsker å etterlate sitt særpreg i Bjørvika. Dette har ført til en uvanlig takkonstruksjon, som har medført en del utfordringer statisk sett.



Figur 4.39: Utklipp av takkonstruksjon, Revit

Massivtreelementer kan fint benyttes som takelementer, og egner seg på spenn opp mot 7 m. Elementene kan spenne fra yttervegg til møne, eller legges på dragere der det skulle være aktuelt (Norsk Treteknisk Institutt, 2006b). En kombinasjon av ståldragere og massivtreelementer kan være en god løsning da dragerne kan bli delvis eller fullstendig skjult i konstruksjonen.

## 5 Økonomi og miljø

### 5.1 Økonomi

Oppgaven vektlegger funksjonalitet ved vurderingen av massivtre i bærekonstruksjonen. Likevel er det interessant med en enkel økonomisk vurdering av de ulike konstruksjonsdelene for å få et estimat på kostnadsforskjellene mellom de to konstruksjonene. Da en grundig økonomisk analyse krever mye ressurser og tid, velger vi å gjøre en enkel økonomisk sammenligning med grove anslag. Antakelser og beregninger er gjort i eget Excel-ark (vedlegg X.4).

Enhetsprisene som legges til grunn i analysen er hentet fra «Norsk Prisbok 2017» (Jensen & Rudén, 2017). Herfra hentes ferdige «elementpriser» som inneholder alle materialer som trengs for et ferdig element pr. enhet, inkl. kostnad for arbeidstiden. Alle priser er oppgitt eksklusiv merverdiavgift. Likevel må merverdiavgiften påregnes som en kostnad siden oppføring av bolig er unntatt avgiftsplikt (mval. §3-11). For forretningslokalene i 1. etasje kan deler av mva-beløpet justeres og tilbakeføres (fradragsføres), avhengig av om leietakerne driver mva-pliktig virksomhet eller ikke (mval. §9-1).

#### Etasjeskillere

Mengdeberegningen i m<sup>2</sup> av etasjeskillere vil være lik for de to bæresystemene med 3 458 m<sup>2</sup>. I direkte henførbare material- og byggekostnader er det enkelt å sammenligne et ordinært 250 mm betongdekke med massivtredekker. For det alternative komposittdekket er det hentet betongpriser + frakt fra Betong Øst sine nettsider (Betong Øst, 2017).

Tabell 5.1: Priser etasjeskillere, hentet fra «Norsk Prisbok 2017».

Etasjeskiller	Mengde (m <sup>2</sup> )	Enhetspris	Total kostnad
Betongdekke B35 250 mm	3 458	Kr 1 755	Kr 6 069 375
Massivtre 210 mm	3 458	Kr 2 231	Kr 7 715 542
Påstøp betong 75 mm	3 458	Kr 106	Kr 365 719
<b>SUM</b>			<b>Kr 8 081 261</b>

Av tabellen over fremkommer det at etasjeskillere i komposittdekke vil koste anslagsvis 2 mill. kroner mer enn et ordinært betongdekke. Siden det benyttes plattendekker i den opprinnelige konstruksjonen, og på grunn av usikkerhet ved kostnaden for festemidler i komposittdekker, er dette et grovt overslag basert på materialkostnad. I tillegg kan det komme en betydelig kostnad for frakt av materialer ved bestilling fra Sør-Europa. Frakt av dekkeelementer fra KLH i Østerrike vil ligge på ca. 4 500 EUR pr. bil, der én bil tar maks 50 m<sup>3</sup> (O. Hamar, Massivtre AS, mailkorrespondanse 16.04.18).

### Vegger

Kostnaden for vegger i det opprinnelige bæresystemet må ses i sammenheng med kostnaden for søylene, siden flesteparten av søylene står i ytterveggene. I det alternative bæresystemet er nesten alle søylene byttet ut med massivtreelementer, som øker mengden veggflate i trekonstruksjonen.

Tabell 5.2: Priser vegger, hentet fra «Norsk Prisbok 2017»

Vegg	Mengde (m <sup>2</sup> )	Enhetspris	Total kostnad
Betongvegg B30 200 mm	1 454	Kr 2 000	Kr 2 908 000
CLT 160 C5s	764	Kr 1 885	Kr 1 440 140
CLT 200 C5s	1 454	Kr 1 885	Kr 2 740 790
<b>SUM</b>			<b>Kr 4 180 930</b>

Enhetsprisen for massivtreelementene gjelder en tykkelse på 185 mm. På grunn av byggets veggtykkelser på 160 mm og 200 mm er det rimelig å sette veggelementer på 185 mm som et gjennomsnitt og benytte denne prisen for begge veggtyper. Prisforskjellen vil være rundt 1,3 mill. kroner med massivtrevegger kontra betongvegger.

### Bjelker

Prissettingen av bjelkene i det opprinnelige bæresystemet kan virke uoversiktlig i vedlegget (vedlegg X.4). Ved uttak av materialmengder gjort av Olav Olsen, har mange bjelker blitt endret sammenlignet med Revit-filen denne oppgaven legger til grunn. Oppgaven velger likevel å bruke oversikten fra Olav Olsen for å beregne mengder av bjelker siden den gir det mest riktige bildet av det opprinnelige bjelkesystemet (vedlegg A.2).

Tabell 5.3: Priser bjelker, hentet fra «Norsk Prisbok 2017»

Bjelker	Mengde (kg)	Enhetspris	Total kostnad
Opprinnelig bjelkesystem	Se vedlegg X.4	Se vedlegg X.4	Kr 2 677 213
Alternativt bjelkesystem	45 991	Kr 41	Kr 1 885 647

Tabell 5.3 viser en besparelse på ca. 800 000 kr for massivtrekonstruksjonen. Selv om begge bjelkesystemene består av stål, kan massivtrebygget i hovedsak benytte standard HEA-profiler i alle bjelker.

### Søyler

Siden antallet søyler i bygget reduseres kraftig i massivtrekonstruksjonen vil også kostnadsforskjellen være betraktelig. Det er viktig å se kostnaden i sammenheng med kostnaden for ytterveggene da disse erstatter de fleste av søylene i ytterkant av bygget. Limtresøylene som benyttes i bygget må spesialbestilles for å oppnå ønsket dimensjon. Kvaliteten G132h er ikke tilgjengelig innenfor Skandinavia og må bestilles fra annen produsent i Europa. Prisen for limtresøylene i denne oppgavens alternative bærekonstruksjon tar utgangspunkt i G130h fra Moelven Limtre AS (R. Evensen, Moelven Limtre AS, mailkorrespondanse 13.04.18).

Tabell 5.4: Priser søyler, hentet fra «Norsk Prisbok 2017»

Søyler	Mengde (kg)	Enhetspris	Total kostnad
Stålsøyler	51 561	Kr 47	Kr 2 423 381
Limtresøyler	Se vedlegg X.4	Se vedlegg X.4	Kr 536 518

Tabellen over viser en kostnadsdifferanse på ca. 1,9 mill. kroner. Denne er egentlig mye mindre hvis man ser kostnaden for ytterveggene i sammenheng med dette.

### Totalt

Totale kostnader med differanser mellom opprinnelig og alternativ bærekonstruksjon er vist i figuren nedenfor. Tallene er ikke nøyaktige og støtter seg på antakelser. Kostnadene er derfor ment som en indikasjon på hvordan kostnadsbildet vil se ut. Analysen avdekker at det generelt

vil være liten forskjell på materialprisene for de to alternativene. En større usikkerhet vil være kostnaden tilknyttet arbeidstid på byggeplass, som avhenger av byggetekniske løsninger.

Konstruksjonsdel	Opprinnelig bærekonstruksjon			Alternativ bærekonstruksjon			Differanse kostnad
	Mengde	Enhetspris	Kostnad	Mengde	Enhetspris	Kostnad	
Dekker (m2)	3 458	kr 1 755	kr 6 069 375	3 458	kr 2 437	kr 8 427 094	-kr 2 357 719
Vegger (m2)	1 454	kr 2 000	kr 2 908 000	2 218	kr 1 885	kr 4 180 930	-kr 1 272 930
Bjelker (m og kg)			kr 2 677 213	45 991	kr 41	kr 1 885 647	kr 791 567
Søyler (kg og m3)	51 561	kr 47	kr 2 423 381			kr 536 518	kr 1 886 863
<b>SUM</b>			<b>kr 14 077 969</b>			<b>kr 15 030 188</b>	<b>-kr 952 219</b>

Figur 5.1: Oversikt kostnader, hentet fra Excel-ark (vedlegg X.4)

## 5.2 Miljø

Hovedhensikten ved å se på massivtre som et alternativ til stål og betong er miljøgevinsten i form av å bruke et bærekraftig byggemateriale. I et 8-etasjers høyhus kan miljøgevinsten ved å redusere bruken av stål og betong potensielt bli stor. CO<sub>2</sub>-regnskapet for bygget vil i stor grad avhenge av transportveien til materialene, siden produksjonen av massivtre i hovedsak er klimanøytral.

Bygget blir ikke et trehus tvers gjennom. Som tidligere beskrevet og dimensjonert er det nødvendig med stålbjelker for å møte høydekrav til bygningen, og betong for å kunne ha samme spennvidde på etasjeskillerne. Dette bidrar negativt til CO<sub>2</sub>-regnskapet, selv om det er små mengder i forhold til den opprinnelige bærekonstruksjonen. Det store spørsmålet er hvor lang reisevei som er nødvendig for å skaffe bearbeidede massivtreelementer som innehar de kravene som stilles for dette bygget. Det er kjent at KLH Massivholz GmbH, som holder til i Østerrike, leverer slike prefabrikkerte elementer (KLH Massivholz GmbH, 2018b). Det kreves mange lastebiler for å få fraktet elementene til Norge, noe som reduserer miljøgevinsten. En mulighet kan være å bestille elementer med ferdig nedfelling og skru inn skjærskruene på byggeplass. På denne måten kan byggematerialet produseres og kjøpes i Norge, for eksempel fra Splitkon AS. Alle veggelementer kan også bestilles i Norge, mens limtresøyler med kvalitet Gl32h må importeres.

Innemiljøet i bygget vil i liten grad bli påvirket av det nye bæresystemet i massivtre. Selv om det kan unnlates å bruke dampsperre på veggene som består av massivtreelementer, skal elementene dekkes til på innsiden med gips. Treets egenskaper til å regulere temperatur og fuktinnhold i rommet blir derfor betraktelig svekket. Ved å gå for synlig vegger på innsiden

blir effekten av treverket mer fremtredende, men dette innebærer også at det må dimensjoneres for branneksponeering på én side av veggen.

## 6 Resultater

Følgende delkapitler beskriver funn og resultater fra tidligere i oppgaven. Dette kapittelet har som mål å presentere dimensjoneringen og vurderinger rundt det alternative bæresystemet i et oversiktlig system. Det skal samtidig legge grunnlaget for sammenligning av bæresystemene som gjennomføres i kapittel 7.

### 6.1 Avstivningssystem

Det forenklete avstivningssystemet består av totalt 8 vegger, som utgjør kjernen i bygget. Fasadeveggene og veggen langs akse 1-H er tatt bort og fører til et konservativt avstivningssystem sett i forhold til hvordan kreftene fordeler seg i virkeligheten. Av de 8 veggene er det 2 av dem som får et betydelig strekk som må forankres godt. Skivenummer 5 får det største strekket på 400 kN (vedlegg M.3). Skivenummer 7 kan forankres på samme måte som nummer 5, mens resten av veggskivene kan benytte redusert forankring da strekkreftene ikke blir like store.

Forankringen av strekkreftene kan gjøres ved å slisse inn en 24 mm tykk stålplate i senter av veggskiven med høyde på ca. 600 mm. Stålplaten har 10 hull med  $d_{\text{stål}} = 26$  mm der M24 8.8 føres gjennom. Stålplaten boltes fast eller støpes inn i fundamentet (vedlegg C.1).

### 6.2 Dimensjonering konstruksjonsdeler

Kapittel 4 dimensjonerer alternative løsninger til det opprinnelige bæresystemet i stål og betong. Nedenfor er en tabelloversikt for den opprinnelige bærekonstruksjonen som skal sammenlignes med alternativet.

Tabell 6.1: Opprinnelig bærekonstruksjon

Konstruksjonsdel	Materiale	Dimensjon
Etasjeskiller	Betong B35	250 mm
Avstivende vegger	Betong B30	200 mm
Yttervegger	N/A	N/A
4 bjelker 1. etasje	Stål S355	HHEB 500 (hatteprofil)
Randbjelker	Stål S355	UPE 300
Skillebjelker	Stål S355	D22-400 (deltabelke)
Bjelker generelt	Stål S355	ISQ 230x12-200x40-450x30
Søyler	Stål S355	RHSS 200x200x16



Etter dimensjoneringen av det alternative bæresystemet har mesteparten av det opprinnelige bæresystemet blitt erstattet av trematerialer. Resultatene fra dimensjoneringen av det alternative bæresystemet vises i tabellen nedenfor og utgjør, sammen med tabell 6.1, grunnlaget for sammenligningen av de to bæresystemene i kapittel 7.

Tabell 6.2: Alternativt bæresystem

Konstruksjonsdel	Materiale	Dimensjon
Etasjeskiller	CLT C24 + betong B30	220 mm L7s-2 (CLT) + 75 mm (B30)
Avstivende vegger	CLT C24	200 mm C5s
Yttervegger	CLT C24	160 mm C5s
4 bjelker 1. etasje (utkraging)	Stål S355	3xHEA 300 1xHEA 360
Bjelker generelt	Stål S355	HEA 280
Søylar 1. etasje	Limtre G132h	375x375 mm
Søylar fasadeinnrykk	Limtre G132h	275x275 mm
Søylar generelt	Limtre G132h	340x340 mm

### 6.2.1 Etasjeskiller

Alternativet til de prosjekterte plattendekkerne med tykkelse 250 mm er elementer av tre-betong komposittdেকে, som består av et massivtreelement CLT 220 L7s-2 i bunn med en 75 mm B30 påstøp over. Massivtreelementet har nedfellingar med skjærskruer, som overfører skjærkrefter fra betongen til massivtreelementet. Komposittdekkerne er det eneste alternativet som muliggjør et spenn på 8,445 meter uten å overstige kravene til vibrasjon og nedbøyning. Som ventet er dekkene overdimensjonerte i bruddgrensetilstand (tabell 6.3).

Tabell 6.3: Resultat etasjeskiller (utnyttelsesgrad i %)

Dekketype	Dimensjons endring	Bøyespennning (N/mm <sup>2</sup> )	Nedbøyning (mm)	Vibrasjon (Hz)
Komposittdেকে (prefab. elementer)	45 mm	8,16 (41 %)	25,7 (91 %)	15,2

### 6.2.2 Bærende vegger

Resultatene for de bærende veggene tar utgangspunkt i to forskjellige lastkombinasjoner. De avstivende veggene tar opp horisontalkrefter som gir et stort trykk ved den ene enden av veggene. Derfor er trykkspenningene som følge av vind dimensjonerende for disse veggene. Ytterveggene tar opp minimalt med horisontalkrefter grunnet store utsparinger. Derimot tar ytterveggene som står i y-retning opp laster fra taket og etasjeskillere nedover som gir forskjellige linjelaster. Kapasitet for knekking er beregnet for én meter vegg med verste tilfelle av linjelast, og ble derfor dimensjonerende for ytterveggene. Dimensjonsendringen for yttervegger i tabellen nedenfor sammenligner mot opprinnelige søyler som er prosjektert i fasaden. Total tykkelse på veggen vil bli noe større i det alternative bæresystemet, på grunn av isolasjon som må legges utenpå veggelementene.

Tabell 6.4: Resultater bærende vegger (utnyttelsesgrad i %)

Veggtype	Dimensjon sendring	Trykkspenning (N/mm <sup>2</sup> )	Kapasitet knekking	Trykk mot dekke (N/mm <sup>2</sup> )
Avstivende vegger	0 mm	13,95 (94,4 %)	73 %	0,88 (55,0 %)
Yttervegger	-40 mm	2,28 (15,4 %)	84 %	1,03 (64,4 %)

### 6.2.3 Bjelker

Det må benyttes ståldragere i hele bygget for å tilfredsstille kravene til minimum romhøyde i boligetasjene. Dekkeelementene legges inn på nederste flens som gjør at bjelkene bygger minimalt i høyden. Kapittel «4.2.3 Bjelker over boligetasjer» og «4.2.4 Bjelker over forretningslokaler» viser at det er nedbøyningskravene som blir dimensjonerende for bjelkene og bestemmer tverrsnittet.

Fra tabell 6.5 fremkommer det at HEA 280 kan brukes generelt i bygget med et par unntak. Ved utkragingen over 1. etasje er det nødvendig med større dimensjoner for å møte nedbøyningskravene. Beregninger viser at HEA 300 er tilstrekkelig. Et spesielt tilfelle er bjelke nr. 15 som utkraget bjelke nr. 837 har som opplegg (vedlegg C.7). På grunn av nedbøyningskrav midt i felt for utkraget bjelke nr. 837, må bjelke nr. 15 gis et større tverrsnitt på HEA 360. Spesifikasjon og beregninger for tabellen under finnes i vedlegg C.9.

Tabell 6.5: Resultater bjelker (utnyttelsesgrad i %), se også figur 4.33

Plassering	Dimensjon	Bøyemoment (kNm)	Skjær (kN)	Nedbøyning	Brannisolering
Ved utkraging (3 stk.)	HEA 300	230 (49,1 %)	133 (18,5 %)	7,2 mm (100 %)	20 mm steinull
Bjelke 15	HEA 360	203 (28,9 %)	186 (19,4 %)	15,0 mm (53,2 %)	20 mm steinull
Generelt	HEA 280	188 (50,0 %)	125 (20,2 %)	19 mm (95,0 %)	20 mm steinull

### 6.2.4 Søyler

Limtresøylene i bygget er estetiske, og gir bygget et godt utseende innvendig hvis de bygges som en synlig del av bærekonstruksjonen. Det innebærer at søyler utenfor skillevegger og sjakter blir eksponert fra alle fire sider ved et eventuelt brannforløp, noe som gjør knekking i ulykkesgrensetilstand dimensjonerende. De fleste stålsøylene som opprinnelig står i ytterveggene er skiftet ut med massivtrevegger. Likevel gjenstår det noen søyler ved innrykkene i fasaden, samt inne i selve bygget. Fasaden mot nord, ved utkragingen, skal også bestå av søyler siden en massivtrevegg ikke vil tilføre noe annet enn mer vekt på bærekonstruksjonen i 1. etasje. Spesifikasjon og beregninger for tabellen under finnes i vedlegg C.9.

Tabell 6.6: Resultater søyler (utnyttelsesgrad i %)

Plassering	Dimensjon	Trykkspenning (N/mm <sup>2</sup> )	Knekkning ulykkesgrensetilstand
1. etasje	GI32h 375x375 mm	9,44 (48,5 %)	83,0 %
Ved fasadeinnrykk	GI32h 275x275 mm	4,61 (23,7 %)	95,6 %
Generelt	GI32h 340x340 mm	9,85 (50,6 %)	89,5 %

### 6.3 Økonomi

Den økonomiske analysen presentert i kapittel «5.1 Økonomi» viser at forskjellen i pris for de to bæresystemene ikke er urimelig stor. Usikkerheten rundt materialpriser og arbeidstimer gjør at kostnadsforskjellen på ca. 1 mill. kroner er så å si uvesentlig. Derfor vil ikke kostnadene være et vurderingskriterie ved besvarelse av problemstillingen.

Konstruksjonsdel	Opprinnelig bærekonstruksjon			Alternativ bærekonstruksjon			Differanse kostnad
	Mengde	Enhetspris	Kostnad	Mengde	Enhetspris	Kostnad	
Dekker (m2)	3 458	kr 1 755	kr 6 069 375	3 458	kr 2 437	kr 8 427 094	-kr 2 357 719
Vegger (m2)	1 454	kr 2 000	kr 2 908 000	2 218	kr 1 885	kr 4 180 930	-kr 1 272 930
Bjelker (m og kg)			kr 2 677 213	45 991	kr 41	kr 1 885 647	kr 791 567
Søyler (kg og m3)	51 561	kr 47	kr 2 423 381			kr 536 518	kr 1 886 863
<b>SUM</b>			<b>kr 14 077 969</b>			<b>kr 15 030 188</b>	<b>-kr 952 219</b>

Figur 6.1: Oversikt kostnader, hentet fra excel-ark (vedlegg X.4)

## 7 Diskusjon

Formålet med oppgaven er å bestemme om det er hensiktsmessig å benytte massivtre og limtre i bærekonstruksjonen til boligbyggene i Bispevika B6A, med vekt på funksjonalitet. I dette kapitlet vil resultater fra dimensjoneringen bli diskutert i tråd med informasjonen som er oppgitt i teorikapitlet. Det er ønskelig å få frem de positive effektene massivtre som byggemateriale kan gi, i tillegg til de utfordringene som vil oppstå ved å benytte nye materialer med helt ulike egenskaper sammenlignet med de opprinnelige.

### 7.1 Avstivningssystem

I dimensjoneringen av avstivningssystemet er det ønskelig å gjøre så lite endringer som mulig. Det er interessant å vurdere muligheten for å bytte ut materialet uten å endre dimensjoner, og fremdeles avstive bygget tilstrekkelig. Resultatene fra dimensjoneringen viser at massivtreelementene egner seg godt, og det maksimale strekket som oppstår lar seg forankre uten store utfordringer. Resultatene bygger på en forenklet modell, hvor kun de avstivende veggskivene og etasjeskillerne er inkludert. Dette gjør beregningene konservative, da ytterveggene og en bærende innervegg av massivtreelementer gir et lite bidrag til stivheten i bygget. Oppgaven velger å se på avstivningssystemet isolert for å forsikre at bygget er tilstrekkelig avstivet og redusere feilmarginen.

Oppgaven viser at et avstivningssystem av massivtreelementer kan fungere på samme måte som betong, selv om det benyttes samme dimensjoner og lastforutsetninger. De ytre lastene er de samme, men bygget blir adskillig lettere som følge av tyngden til byggematerialene. Massivtreelementene i de avstivende veggene og i komposittdekkene gir en mye lavere egenvekt i hver skive, som øker eksentrisiteten ved stabilitetsberegningene i forhold til en vanlig betongskive. Som en direkte konsekvens av et lettere bygg vil strekkraftene i skivene på grunn av vind- og skjevstillingslaster bli større enn i den opprinnelige bærekonstruksjonen. Det er likevel ikke et problem da strekkraftene fint kan tas opp med en bolteforbindelse slisset inn i veggskivene.

Usikkerheten ved det alternative avstivningssystemet ligger i hvor mye stivheten reduseres av at skivene i 1. etasje må deles opp i elementer på ca. 3 meter bredde, på grunn av høyden til etasjen. Skjøtene mellom elementene må være stive nok til å ikke gi for store forskyvninger i veggen.

## 7.2 Dekker

Komposittdekkene i tre og betong blir en halvfabrikata løsning, som medfører at det er behov for å utføre arbeid på byggeplassen. Støpingen av betongen i komposittdekkene vil gå raskere enn støpearbeidet med plattendekkene da det kun må støpes 75 mm, sammenlignet med 200 mm som kreves for plattendekkene.

For at komposittdekkene skal kunne benyttes på lik linje med plattendekkene, er det viktig at de kan bære baderomsmodulene uten å overskride dimensjoneringskravene. Modulene settes i nedfelling på 100 mm, som svekker kapasiteten til dekkene, men da modulene er plassert så nærme opplegg får det liten innvirkning på den totale nedbøyningen. Tillegget i nedbøyning har blitt kontrollert og beregnet til 2,5 mm, som medfører en endelig nedbøyning på 28,2 mm og er akkurat innenfor kravet.

Komposittdekket vil ha betydelig lavere vekt enn et ordinært plattendekke, som gir reduserte vertikale krefter gjennom hele konstruksjonen. Dette får positive effekter for fundamenter og peler. Det fører også til lavere jordskjelvlaster, selv om dette må ses i sammenheng med kapasiteten til avstivningssystemet. De tidligere kapitlene viser at komposittdekket tilfredsstiller de samme kravene som betong, noe som gjør denne løsningen veldig interessant. En lignende løsning blir i disse dager benyttet i prosjektet «Valle Wood» på Valle i Oslo. Erfaringer fra dette prosjektet kan være interessante hvis komposittdekke skal benyttes i neste byggetrinn i Bispevika.

Det er også noen negative konsekvenser ved å benytte komposittdekke. Først og fremst må høyden på dekket økes med 45 mm sammenlignet med opprinnelig dekke. Til tross for gode teoretiske egenskaper, har det valgte komposittdekket mange usikkerhetsmomenter.

Løsningen er blant annet lite forsket på ved belastning over lenger tid. Samtidig finnes det ingen godkjent standard for dimensjonering av massivtreelementer. Det kan føre til strengere dokumentasjonskrav sett i forhold til et regulært bygg dimensjonert etter Norsk Standard. Til slutt viser den økonomiske analysen at komposittdekket antakeligvis vil være dyrere enn plattendekket. Kostnaden er imidlertid svært usikker siden vi ikke har erfaringer med besparelse av tid i monteringsarbeidet for elementene.

### 7.3 Yttervegger

Ytterveggene i den opprinnelige bærekonstruksjonen blir utført som klimavegger, hvor de bærende søylene er integrert i veggen. Det alternative bæresystemet utføres med 160 mm tykke massivtreelementer som bæring i ytterveggene. Den mest fremtredende forskjellen mellom løsningene er at massivtreveggene gir et større bidrag til stivheten i bygget sammenlignet med stålsøyler. Veggelementene bærer komposittdekket som legges i ytterkant av veggen. Den alternative løsningen eliminerer derfor behovet for randbjelker i bærekonstruksjonen.

Som beskrevet i kapittel «2.1.1 Fordeler ved bruk av massivtre», kan man unnlate å benytte dampsperre i ytterveggen forutsatt at skjøtene tettes godt. Om en flate skal være synlig må det bestilles spesielt og prisen vil dermed øke. Synlige massivtrevegger er veldig estetiske og gir en god følelse hos de som bruker rommet. Det er også kjent at trematerialer gir et bedre innemiljø ved å være temperatur- og fuktregulerende. Om elementene skal være synlig er det viktig å være bevist på at veggene må branndimensjoneres, og det kan resultere i økt tverrsnitt. Denne oppgaven bygger på opprinnelige forutsetninger med gips på innerveggene, og er derfor ikke dimensjonert for å være eksponert for brann.

Forskjellen i total tykkelse på ytterveggene i de to bæresystemene blir vanskelig å bestemme, siden denne oppgaven ikke går inn på isolasjonsbehovet til bygget. Likevel antas det at isolasjonen som kreves utenpå massivtreelementene bygger ut veggen med noen millimeter i forhold til opprinnelig tykkelse.

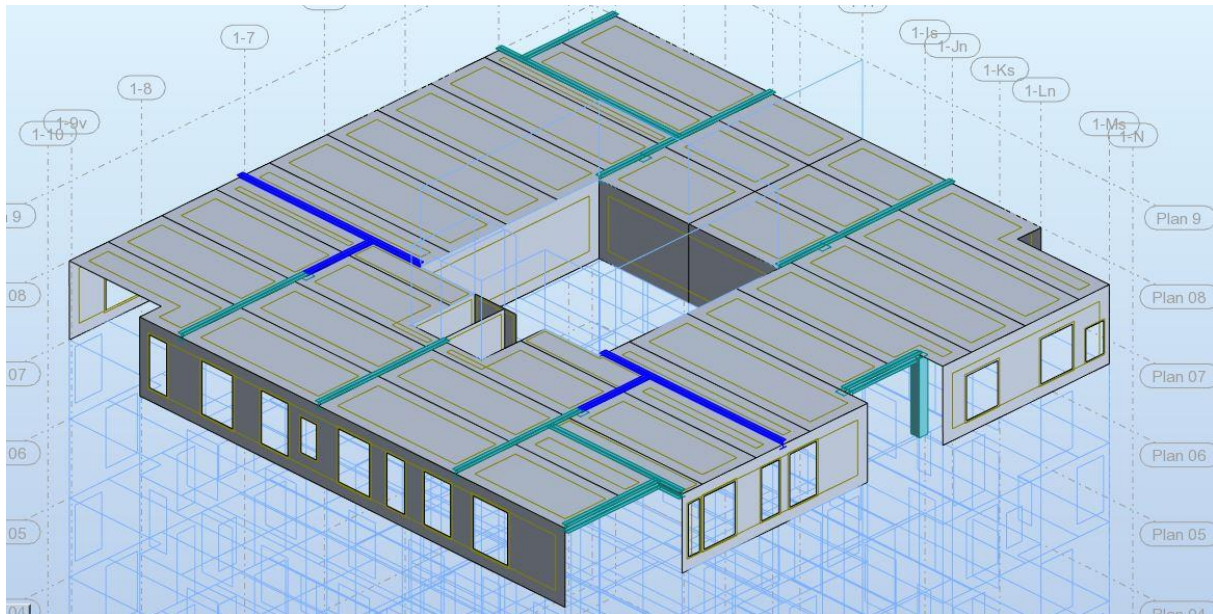
#### Utkragningen

I den opprinnelige bærekonstruksjonen får de utkragede bjelkene store laster ved at de bærer litt av plattendekkerne i hver etasje, samt at de får en punktlast fra stålsøyler i hver etasje oppover. Ved å bytte ut dekkene til tre-betong komposittdekker får disse søylene mye mindre påført egenvekt, som medfører mindre laster på de utkragede dragerne over 1.etasje. Selve oppbygningen av veggen vil være helt lik med de to bæresystemene. Mindre vekt på dragerne som bærer mye av utkragningen medfører at dimensjonene kan reduseres, noe som igjen gir økt gesimshøyde under utkragningen.



## 7.4 Bjelker

Bjelkene i det alternative bæresystemet bør være HEA-profiler. Grunnen til å avvike fra bruken av trevirke er at HEA-profiler gir optimale opplegg for dekkeelementene, samtidig som det ikke bygger noen ekstra høyde for etasjeskillerne. Hvis funksjonskravene for leilighetene og kravene til total høyde av bygget forsvinner, kan limtre benyttes. Forskjellen fra det opprinnelige bjelkesystemet er at det er lagt inn 4 nye bjelker for hver etasje, som reduserer spennvidden til komposittdekket (figur 7.1).



Figur 7.1: Ekstra bjelker (merket i blått) i alternativt bæresystem, Robot

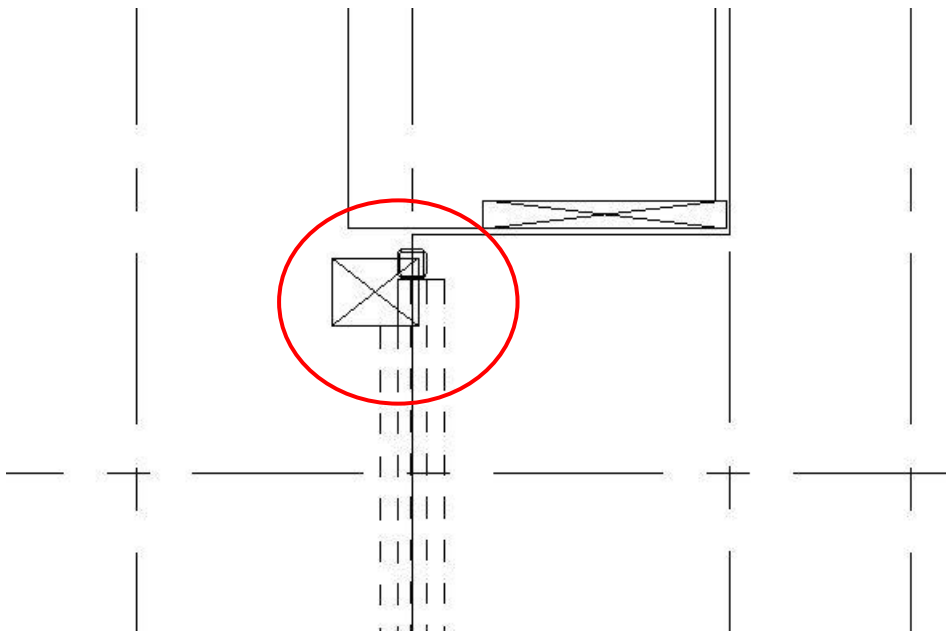
En annen viktig endring mot opprinnelig bæresystem er dimensjonen av tverrsnittet på de utkragede bjelkene over 1. etasje. Som følge av redusert egenvekt kan høyden på bjelkene reduseres med 200 mm. Bjelke nr. 15, som fungerer som opplegg for den ene utkragede bjelken, reduseres med 140 mm.

## 7.5 Søyler

Det er ikke gjort noen endringer i forhold til søyleplasseringen i bygget. Forskjellen mellom de to bæresystemene ligger først og fremst i at stålsøylene i ytterveggene er byttet ut med massivtreelementer. Dette gjelder riktignok kun ytterveggene på øst, sør og vestsiden av bygget. Over utkragingen vil det fortsatt være en klimavegg siden massivtreelementer ikke har noen funksjon om de ikke går helt ned til fundamentet. Bærepunktene for denne siden av bygget forblir uendret.

Alle gjenværende søyler i det alternative bæresystemet er dimensjonert i limtre med kvalitet G132h for å få minst mulig tverrsnitt i de mest trykkpåkjennte søylene. En negativ side ved dette er at denne kvaliteten ikke er å oppdrive i Skandinavia. Hvis miljøregnskapet skal vektlegges bør det derfor vurderes kvalitet G130h som kan bestilles i Norge. En løsning kan være å benytte lavere kvaliteter der trykkpåkjenningene er lavere.

To av søylene havner delvis i en sjakt, der opprinnelig søyle er RHSS 200x200x16 mm (figur 7.2). Med ubeskyttet limtre er dimensjonene 340x340 mm, altså 140 mm økning. Det kan medføre problemer i utførelsen av sjakten hvis søylene blir så store at rørføringene ikke får nok plass. Som en konsekvens av dette kan det være nødvendig å benytte stålsøyler i disse konstruksjonsdelene. Siden søyledimensjoneringen tilfeldigvis baserer seg på lasttilfellene for akkurat disse søylene, kan ny dimensjonering av limtresøylene lønne seg for å redusere tverrsnittene på resten av søylene i denne kategorien.



Figur 7.2: Søyle delvis i sjakt, Revit

## 7.6 Økonomi og miljø

Selv om denne oppgaven skal vurdere det alternative bæresystemet ut fra funksjonalitet, er det interessant å diskutere de økonomiske virkningene av å benytte massivtre. I tillegg er miljøgevinsten av å benytte et bærekraftig materiale en viktig driver og en av hovedgrunnene til at massivtre har blitt så populært.

Den økonomiske analysen viser at total kostnadsforskjell på de to bærekonstruksjonene er nesten 1 million kroner i favør stål og betong. Dette er basert på antakelser og må ses på som

et veldig grovt overslag. Arbeidstid og fraktkostnader er to variabler som kan styre kostnadsbildet i begge retninger. Siden de miljømessige fordelene potensielt er store bør villigheten til å betale litt ekstra være til stede. Ved å hive seg på bølgen av aktører som benytter seg av massivtre i Norge, bidrar man til økt etterspørsel og dermed etter hvert økt produksjon av massivtre. Det vil på sikt resultere i lavere priser på massivtre i takt med at produsentene effektiviserer produksjonsprosessene og konkurranse mellom produsenter etableres.

## 7.7 Generalisering

Som beskrevet i innledningen til oppgaven er Olav Olsen interessert i muligheten til å benytte massivtre i bærekonstruksjonen i påfølgende byggeprosjekt. Etter gjennomgangen av egenskapene til massivtre og dimensjoneringsprosessen, har det blitt lagt et godt grunnlag for å kunne benytte materialet, helt eller delvis, videre i neste prosjekt og i andre høyhus.

Bygget som er lagt til grunn i dimensjoneringen, er det største av de tre konseptene boligbygg i prosjektet og det påfølgende byggetrinnet. Det er derfor tatt hensyn til de lengste spennene for etasjeskillere og dragere i dimensjoneringen, slik at et lignende system kan benyttes i de mindre byggene, samt påfølgende prosjekt. Der spennene i etasjeskillerne ligger mellom 6,5 m og 9 m, anbefales det å benytte et tre-betong komposittdekke. I tilfeller der man kan benytte dekker med en tykkelse opp mot 250 mm, og spennene er kortere enn 6,5 m, kan vanlige massivtredekker benyttes forutsatt at det gjøres tiltak som ivaretar lydkravene. Andre boligprosjekter har i de fleste tilfeller lik lastforutsetning som bygget i denne oppgaven. Løsningen kan derfor generaliseres til å gjelde alle boligbygg og høyhus med boligetasjer, der spennvidde på dekkene er større enn 6,5 m og mindre enn 9,0 m.

Resultatene fra stabilitetsberegningene viser at massivtrevegger fungerer utmerket som avstivende veggskiver i et bygg der skivene er gunstig plassert i forhold til hverandre. Det er ikke nødvendig med dimensjonsendring i overgangen fra betong til massivtre i avstivningssystemet, forutsatt at etasjeskillerne endres fra betong til massivtre eller komposittdekker. Massivtreveggene har god trykkapasitet og fungerer utmerket som yttervegger i et bygg. Det burde derfor være uproblematisk å benytte et slikt system i det påfølgende byggeprosjektet, samt lignende høyhus i tre.

Bjelkesystemet med bruk av HEA-profiler vil være gunstig i alle prosjekter der massivtreelementer skal brukes som etasjeskillere. Brede flenser gir gode opplegg for elementene og høyden på profilet kan tilpasses tykkelse på elementene og størrelse på lastene.

I bygninger der etasjehøyden er presset, vil ståldragere være nødvendig siden det bygger mye mindre høyde enn limtredragere vil gjøre.

Selv om massivtre har høy kapasitet i forhold til egenvekt, har materialet noen begrensninger. Som etasjeskiller egner det seg godt så lenge kravene til maks tykkelse ikke er strenge. I tilfeller der total tykkelse på etasjeskillerne er avgjørende, kan det bli problematisk å benytte massivtre på grunn av materialets lyd- og vibrasjonsegenskaper.

## 8. Konklusjon

Oppgavens funn beskrevet og drøftet i *kapittel 6 og 7* legger grunnlaget for besvarelsen av problemstillingen. Formålet er å konkludere med om det er hensiktsmessig å benytte massivtre (og limtre) i bæresystemet til høyhusene i prosjektet Bispevika B6A.

Dimensjoneringen og vurderingene tar utgangspunkt i den største og mest kompliserte bygningstypen, slik at resultatene i størst mulig grad er overførbare til de andre bygningstypene. Funksjonalitet, at bygget kan fungere og tilfredsstillende gjeldende krav, er et nøkkelord som vektlegges høyt i oppgavens konklusjon.

Alle konstruksjonsdeler er forsøkt byttet ut med tre og dimensjonert. Resultatene viser at det kun er bjelkene som ikke lar seg erstatte i tre på grunn av den ekstra høyden limtrebjelkene gir. En god løsning tilpasset massivtredekker er standard HEA-profiler i stål. Dekker, vegger og søyler kan erstattes i massivtre og limtre, med rimelige forskjeller i dimensjonene i forhold til det opprinnelige bæresystemet.

Dekkene lar seg også erstatte med tre, men her må det benyttes en kombinasjon av tre og betong, i form av tre-betong komposittdekker. Tykkelsen på dekket øker med noen få centimeter, men dette er ikke kritisk for prosjektet da det ikke får noen store konsekvenser.

I samsvar med de fremlagte resultatene konkluderer oppgaven med at det er hensiktsmessig å benytte massivtre i hovedbæresystemet i prosjektet Bispevika B6A. Konklusjonen gjøres på bakgrunn av at bygget fungerer statisk og oppfyller dimensjoneringskravene, samtidig som de nye dimensjonene ikke er urimelige i forhold til det opprinnelige bæresystemet. Den baserer seg hovedsakelig på vurderingskriterier innenfor funksjonalitet, altså statisk egnethet og utformingen til den alternative bærekonstruksjonen. Løsningene presentert i kapittel 6 er gjennomførbare, med de usikkerhetene som er beskrevet i kapittel 7.

Problemstillingen, om det er hensiktsmessig å benytte massivtre i bærekonstruksjonen, er besvart basert på forfatterens egne vurderinger rundt resultatet av dimensjoneringen. Den underliggende faktoren at massivtre og trematerialer generelt er bærekraftige byggematerialer, ligger implisitt bak spørsmålet i problemstillingen. Det gjør massivtre generelt til et foretrukket materiale fremfor stål og betong.

Resultatene fra oppgaven kan bidra til at aktører i byggenæringen, som vurderer massivtre i bærekonstruksjonen, kan få et eksempel på dimensjoneringsprosessen og utfordringene rundt

bruken av materialet. Det anbefales at det forskes mer rundt tre-betong komposittdykker, da den potensielle verdien til produktet er stor og det finnes et stort utviklingspotensial.

## Kilder

- Aarstad, J., Glasø, G. & Bunkholt, A. (2008). *Massivtre Fokus på tre*. Oslo: Treteknisk Trefokus.
- Aasheim, P. A. & Lier, B. (2017). *Markedsanalyse massivtre markedet i Norge 2017-2024* (28.02.2017 utg.): Trebruk AS.
- Bell, K. (2017). *Dimensjonering av trekonstruksjoner*: Fagbokforlaget.
- Betong Øst. (2017). Prislister betong pr. 01.03.2017. Hentet 16.04.2018 fra <https://betongost.no/wp-content/uploads/2017/02/2017-Prisliste-Betong.pdf>
- Dalland, O. (2015). *Metode og oppgaveskriving* (Vol. 5). Oslo: Gyldendal Akademisk.
- Direktoratet for byggkvalitet. (2017). *Veiledning om tekniske krav til byggverk*.
- Dr. Markus Wallner-Novak, Josef Koppelhuber & Kurt Pock. (2014). *Cross-Laminated timber Structural Design* proHolz Austria (Red.).
- Gagnon, S. & Pirvu, C. (2011). *CLT Handbook - Cross laminated timber*.
- Jensen, Ø. N. & Rudén, O. (2017). *Norsk Prisbok 2017*: Norconsult Informasjonssystemer AS.
- KLH Massivholz GmbH. (2018a). *Cross-laminated timber*: KLH Massivholz GmbH.
- KLH Massivholz GmbH. (2018b). *Timber concrete composites*: KLH Massivholz GmbH.
- Larsen, P. K. (2015). *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*: Fagbokforlaget Vigmostad & Bjørke AS.
- Larsen, P. K., Clausen, A. H. & Aalberg, A. (2014). *Stålkonstruksjoner - Profiler og formler*: Fagbokforlaget.
- Løken, E. (2018). Hvor brannfarlig er egentlig høye trehus? Hentet fra <https://www.tu.no/artikler/hvor-brannfarlige-er-egentlige-hoye-trehus/427159>.
- Norsk Treteknisk Institutt. (2006a). *Håndbok - Bygge med massivtreelementer, Hefte 1 - Generelt*.
- Norsk Treteknisk Institutt. (2006b). *Håndbok - Bygge med massivtreelementer, Hefte 3 - Dimensjonering*.
- Norsk Treteknisk Institutt. (2006c). *Håndbok - Bygge med massivtreelementer, Hefte 4 - Brann*.
- Norsk Treteknisk Institutt. (2006d). *Håndbok - Bygge med massivtreelementer, Hefte 5: Lyd*. Oslo.

- Sander, K. (2016, 05.05.16). Eksplorerende design. *Forskningsdesign*. Hentet 12.04.2018 fra <https://estudie.no/eksplorerende-design/>
- Sander, K. (2017). Metode. Hentet 22.03.18 fra <https://estudie.no/hva-er-en-metode/>
- SINTEF Byggforsk. (2009). 522.891 Etasjeskillere i massivtre.
- Standard Norge. (2002). Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (NS-EN 1990:2002+NA:2008): Den europeiske standardiseringsorganisasjonen.
- Standard Norge. (2004). Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner Del 1-1: Almenne regler og regler for bygninger (NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008): Den Europeiske Standardiseringsorganisasjonen.
- Standard Norge. (2005). Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner (NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010) *Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*: Den Europeiske standardiseringsorganisasjonen.
- Standard Norge. (2012a). NS 8175:2012 Lydforhold i bygninger - Lydklasser for ulike bygningstyper.
- Standard Norge. (2012b). Trekonstruksjoner, konstruksjonstre og limtre: Bestemmelse av noen fysiske og mekaniske egenskaper (NS-EN 408:2010+A1:2012): Den europeiske standardiseringsorganisasjonen.
- Stensvold, T. (2017). Etterspørselen etter massivtre er eksplosiv - her seksdobler de produksjonen. Hentet fra <https://www.tu.no/artikler/ettersporselen-etter-massivtre-er-eksplosiv-na-seksdobler-de-produksjonen/404400>.
- Stora Enso. (2017). *Teknisk Brosjyre*. Hentet fra <http://www.clt.info/wp-content/uploads/2017/09/Technical-brochure-CLT-NO.pdf>
- Wæhle, E. & Dahlum, S. (2018). Case-studie. I *Store Norske Leksikon*. Hentet fra <https://snl.no/case-studie>



## Vedlegg

### Vedlegg A – Prosjektforutsetninger

- A.1 – Prosjektforutsetninger fra Olav Olsen
- A.2 – Mengdeberegning, mail fra Olav Olsen

### Vedlegg B – Lastfordelinger

- B.1 – Egenlaster fra tak
- B.2 – Snølast fra tak
- B.3 – Lastfordeling på veggskiver
- B.4 – Stivhetsmatriser CLT, Stora Enso

### Vedlegg C – Håndberegninger

- C.1 – Forankring veggskive nr. 5
- C.2 – Nedbøyning baderomsmodul
- C.3 – Branndimensjonering etasjeskiller
- C.4 – Kontroll splitting av dekkeelementer
- C.5 – Kontroll knekking vegger
- C.6 – Kontroll trykk vinkelrett på fiber
- C.7 – Bjelke dimensjonering
- C.8 – Søyledimensjonering
- C.9 – Oppsummering bjelker og søyler

### Vedlegg D – Beregninger fra Calculatis

- D.1 – CLT 240 L7s-2
- D.2 – CLT 220 L7s-2 + påstøp
- D.3 – Tre-betong komposittdেকে

### Vedlegg E – Tekniske data

- E.1 – Brannisolasjon stål Glava

### Vedlegg M/X – Elektroniske vedlegg

- M.1 – Opprinnelig bærekonstruksjon (Revit)
- M.2 – Prosjektmodell (Solibri)
- M.3 – Globalanalyse – Forenklet modell (Robot)
- M.4 – Globalanalyse (Robot)
- X.1 – Stabilitetsberegninger veggskiver (Excel)
- X.2 – Beregninger etasjeskiller (Excel)
- X.3 – Trykkberegninger vegger (Excel)
- X.4 – Økonomisk analyse (Excel)



## RAPPORT

# BISPEVIKA FELT B6A DETALJPROSJEKT PROSJEKTERINGS- OG LASTFORUTSETNINGER

# RAPPORT

**Prosjektnavn:**

## BISPEVIKA FELT B6A DETALJPROSJEKT

**Dokumentnavn:**

## PROSJEKTERINGS- OG LASTFORUTSETNINGER

**Prosjektnr.:** 12602  
**Dokumentnr.:** 12602-OO-R-003

**Dato:** 28.11.2017  
**Revisjon:** 02  
**Antall sider:** 17

**Utarbeidet av:** Ove Kirkhorn, Eivind Sinding-Larsen  
**Kontrollert av:** Anders Nybø  
**Godkjent av:** Anders Nybø

**Henvisninger (tegn./dok.)**

128644-RIG-NOT-004 Dimensjonerende vannivåer

128644-RIG-NOT-002 Grunntype og responspektrum 24.08.16

2016-008 Brannkonsept Rev. 1 13.10.16

Lydteknisk premissnotat AKU02 Ver. 02 2017-11-15

Veiledning, tilrettelegging for rednings og slökkemannskap 4. utgave 2014, Oslo

02	20.12.17	Prosjektbeskrivelse. Islast	ESL,OKi	ANy	ANy
01	28.11.17	1. versjon	ESL,OKi	ANy	ANy

# INNHOOLD

<b>10</b>	<b>INTRODUKSJON .....</b>	<b>6</b>
<b>11</b>	<b>PROSJEKTBEKRIVELSE.....</b>	<b>6</b>
11.1	Konstruksjonsløsninger .....	6
<b>10</b>	<b>PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER .....</b>	<b>7</b>
10.1	Offentlige lover, forskrifter og standarder .....	7
10.2	Pålitelighetsklasser .....	8
10.3	Brannkrav.....	9
10.4	Lydkrav .....	10
10.5	Miljøklasser.....	10
10.6	Høydesystem og koordinatsystem.....	12
<b>20</b>	<b>LASTSPESIFIKASJONER .....</b>	<b>13</b>
20.1	Egenlaster .....	13
20.2	Nyttelaster.....	13
20.3	Lastkombinasjoner.....	15

# SJEKKLISTE FOR KONTROLL AV RAPPORT

Kontrollen skal utføres iht. prosjektets kvalitetsplan. Spørsmål besvares med X (Ja), N (Nei) eller - (ikke aktuelt).

Kontrolltype utført:

Egenkontroll

Intern systematisk kontroll

NR	SPØRSMÅL		01	02	03	04	05	ANMERKNING
GENERELT								
1	Har dokumentet riktig format ihht OO-dokumentmal eller krav fra oppdragsgiver?	EK	X					
		ISK	X					
2	Er forside/revisjonsside korrekt utfylt?	EK	X					
		ISK	X	X				
3	Er dokumentoversikt/innholdsfortegnelsen fullstendig og eventuelle vedlegg inkludert?	EK	X					
		ISK	X	X				
4	Er alle tabeller og figurer nummerert?	EK	X					
		ISK	X					
5	Er automatiske referanser oppdatert (" <i>error, reference source not found</i> ")?	EK	-					
		ISK	-	X				
6	Er dokumentet oversiktlig?	EK	X					
		ISK	X	X				
7	Er figurer og grafer lesbare?	EK	X					
		ISK	X					
8	Er revisjoner utført og merket?	EK	X					
		ISK	X	X				
INNLEDNING / OPPSUMMERING								
9	Er hensikten med dokumentet gitt?	EK	X					
		ISK	X	X				
10	Er forutsetninger og begrensninger som er vesentlig for bruk av resultatene presentert?	EK	X					
		ISK	X					
11	Er symboler, betegnelser og enheter klart definert?	EK	X					
		ISK	X					
12	Er de viktigste resultatene presentert?	EK	X					
		ISK	x					
13	Kommer de viktigste konklusjonene fra arbeidet beskrevet i dokumentet tydelig frem?	EK	X					
		ISK	X					

INNHold							
14	Er prosjekteringsgrunnlaget klart definert?	EK	-				
		ISK	X	X			Henvisning til eksterne premissdokumenter
15	Er referanser til dokumenter, forskrifter etc. tilstrekkelig og referanselisten fullstendig?	EK	X				
		ISK	X	X			
16	Er alle grensesnitt mot andre disipliner/-konstruksjonsdeler definert?	EK	-				
		ISK	X	X			Henvisning til eksterne premissdokumenter
17	Er beregningene basert på riktig geometri, ref. tegninger?	EK	-				
		ISK	-				
18	Er laster, lastkombinasjoner og design faser korrekte?	EK	X				
		ISK	X				
19	Er konstruksjonstoleranser inkludert/vurdert/spesifisert?	EK	-				
		ISK	-				
20	Tilfredsstiller beregningsmetode, inkl. statiske modeller krav til nøyaktighet av resultatene?	EK	-				
		ISK	X				Bruk av beregningsverktøy spesifisert
21	Er overordnet likevekt kontrollert?	EK	-				
		ISK	-				
22	Er snittkrefter for lastkombinasjoner kontrollert mot håndregning?	EK	-				
		ISK	-				
23	Fremgår det klart hvilke av beregningsresultatene som ligger til grunn for dimensjonering og konklusjoner?	EK	-				
		ISK	-				
24	Er materialspesifikasjonene korrekte?	EK	X				Definert
		ISK	X				
25	Er endelig valg av dimensjoner, armeringsmengder, detaljer osv. klart vist?	EK	-				
		ISK	-				
26	Er detaljeringsnivået tilstrekkelig for en entydig forståelse?	EK	X				
		ISK	X				
TILLEGGSSPØRSMÅL FOR DETTE DOKUMENTET							
		EK					
		ISK	X				

## 10 INTRODUKSJON

Dokumentet angir prosjekteringsforutsetningene som skal benyttes i detaljprosjekteringen for Bispevika B6a.

Eventuelle avvik fra forutsetningene i dette dokumentet skal identifiseres og begrunnes i hvert enkelt tilfelle.

Rev. 02:

## 11 PROSJEKTBEKRIVELSE

Dr. Techn Olav Olsen AS (OO) skal utføre detaljprosjektering av bærende konstruksjoner for fundamentering kjeller og bygninger over bakken, for AF. For peler, kjeller og kaiplate har OO ansvar for full RIB prosjektering.

Prosjektet består under terrengnivået av vanntett kjeller i én etasje, og frittstående kaiplate sammenkoblet mot kjelleren. I tillegg skal det prosjekteres en internbro over kanalen samt bærestruktur for nedtrappinger mot sjøen.

For bygningene over bakken har OO ansvar for globalstabilitet, utforming av bæresystem og lastberegning som underlag for prefab. leverandør.

### 11.1 Konstruksjonsløsninger

Følgende konstruksjonsløsninger skal legges til grunn for detaljprosjekteringen. Det henvises generelt til dimensjoner i BIM. Dimensjonene er så langt de er vist overordnet verifisert ved oppstart detaljprosjekt, og skal benyttes for prosjektering av arbeidsunderlag.

For bakgrunn og dokumentasjon for valg av løsninger henvises til forprosjekt og senere optimaliseringsprosesser ledet av AF.

Kap. 11.1.1 tom. 11.4. gjelder også for kjellere under kaiplaten (hus 8 og 9).

#### 11.1.1 Bunnplate med gruber:

Bunnplaten dimensjoneres som en 600mm tykk vanntett, plasstøpt plate med integrerte pelehoder. Pelehodene skal ta strekk. Løsning fra B2 skal brukes som referanse. Grubene bygges med massivelementer som underforskaling. Elementene prosjekteres frem til underlag for leverandørens egen detaljering.

#### 11.1.2 Yttervegger

Ytterveggene dimensjoneres som vanntette, plasstøpte, 400mm tykke vegger som belastes av sidekrefter fra jordtrykk og vanntrykk

#### 11.1.3 Innervegger

Innerveggene dimensjoneres iht. viste dimensjoner i BIM. Merk spesielt 150mm tykke vegger rundt heissjakter. Disse armeres sentrisk.

#### 11.1.4 Dekke over kjeller

Generell tykkelse 400mm. Flatdekke eller Conform elementer. Løsning avklares før detaljering. Dekketykkelsen er ved oppstart detaljprosjekt verifisert som flatdekke, med behov for bjelker i enkelte av de lengste spennene. Merk overliggende bjelker/sokler for fasader i boligbyggene (FBK-arealer i 1. etg.), og diverse nedsenk for plantekasser mm.



### 11.1.5 Kaiplate

Kaiplaten bygges med prefabrikkerte, selvbærende samvirkeelementer. OO har ansvar for og prosjekterer form av ferdig konstruksjon, og konstruktiv påstøp på elementene. OO angir laster og armeringsintensitet til leverandør. Leverandøren prosjekterer selv produksjons –og montasjeunderlag.

Kaiplaten bæres av bjelker opplagt på søyler/pilarer som forlengelse av pelene over arbeidsdekket. Bjelkene plasstøpes eller leveres som prefabrikkerte samvirkebjelker. OO angir, dersom prefab. løsning, velges laster og armeringsintensitet til leverandør. Leverandøren prosjekterer selv produksjons –og montasjeunderlag.

### 11.1.6 Global stabilitet kjeller og kaiplate

Kjeller og kaiplate skal fastholdes mot horisontal glidning mot sjøen med «skjørtløsning» som stikker ned i løsmassene langs kjelleren mot B2. Skjørtløsningen etableres med støpte, innspente pilarvegger under en integrert betongbjelke i bunnplaten. Kaiplaten fastholdes i bakkant mot kjelleren. Det etableres ikke skråpeler under prosjektet.

### 11.1.7 Havnepromenade/nedtrapping mot sjø

Nedtrappingene prosjekteres med stålrammer innfestet mot bakenforliggende kaiplate, og på peler i front. Dekke av bjelkelag av tre. OO detaljprosjekterer tom. bjelkelag

### 11.1.8 Bygg over kjeller

Bygg over kjeller prosjekteres med dekker av Plattendekke-elementer og konstruktiv påstøp, stålsøyler i fasadene og avstivende vegger av prefabrikkerte sandwich elementer rundt trappe -og heissjakter. Dekkene virker som stive skiver som fører horisontallaster inn til de avstivende veggene.

Grensesnitt mot prefab/stålleverandør:

Det henvises til egen grensesnittmatrise for detaljert angivelse av grensesnitt og input fra OO til leverandør.

## 10 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER

### 10.1 Offentlige lover, forskrifter og standarder

1. Plan og bygningsloven, byggeforskrifter med veiledning
  - Plan og bygningslov av 27. juni 2008 nr. 71, endret 1.januar 2017.
  - Byggteknisk forskrift – TEK 10. (FOR-2010-03-26-489)
  - Veiledning til forskrift om tekniske krav til byggverk (byggteknisk forskrift) (TEK 10)
  - **FOR 2009-08-03 nr 1028: Forskrift om sikkerhet, helse og arbeidsmiljø på bygge- eller anleggsplasser (Byggherreforskriften)**
2. NS-EN 1990 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
3. NS-EN 1991-1-1 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
4. NS-EN 1991-1-2 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-2: Allmenne laster - Laster på konstruksjoner ved brann

5. NS-EN 1991-1-3 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster
6. NS-EN 1991-1-4 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster
7. NS-EN 1991-1-5 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger
8. NS-1991-1-7 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-7: Allmenne laster - Ulykkeslaster
9. NS-EN 1992-1-1 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner: Allmenne regler og regler for bygninger
10. NS-EN 1992-1-2 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering
11. NS-EN 206-1 Betong Del 1: Spesifikasjon, egenskaper, fremstilling og samsvar
12. NS-EN 13670 Utførelse av betongkonstruksjoner
13. NS-EN 1993-1-1 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
14. NS-EN 1993-1-2 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-2: Brannteknisk dimensjonering
15. NS-EN 1993-1-5 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet
16. NS-EN 1993-1-8: Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser
17. NS-EN 1090-2 Utførelse av stålkonstruksjoner og aluminiumskonstruksjoner. Del 2: Tekniske krav til stålkonstruksjoner
18. NS-EN 1998-1 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger

## 10.2 Pålitelighetsklasser

Bygget skal prosjekteres etter *NS-EN 1990 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. I henhold til NS-EN 1990 kapittel B3 og NA.A1.3.1 (901) faller boligbygg under konsekvensklasse CC2 og dermed pålitelighetsklasse RC2. Dette svarer til middels store konsekvenser ved brudd. Dette medfører at prosjektering skal ha et kontrollomfang som beskrevet i kontrollklassen betegnet «normal kontroll» i henhold til NS-EN 1990.

Bygget under bakken og kaiplaten plasseres i pålitelighetsklasse 3 grunnet komplekse og utfordrende grunnforhold. Prosjekteringen skal følge kravene til "utvidet kontroll" iht. NS-EN 1990.

Betongkonstruksjoner over kaiplata faller inn under utførelsesklasse 2 og tilhørende kontrollomfang beskrevet i NS-EN 13670 kapittel 4.3. Betongkonstruksjoner under bakken samt kaiplata faller inn under utførelsesklasse 3.

I henhold til 1993-1-1 Tabell C.1 er utførelsesklasse for stålkonstruksjoner over bakken EXC2. Stålkonstruksjoner under bakken skal utføres iht. krav til utførelsesklasse EXC3.

## 10.3 Brannkrav

Brannklassifisering slik de fremkommer i brannkonsept, rev.1 13.10.2016, fra RIBr Fokus Rådgivning er gjengitt i Figur 1.

### 5.2 § 11-4 Bæreevne og stabilitet

Funksjonskravet i TEK angir at byggverk i Bkl 3 skal utføres slik at byggverket bevarer sin stabilitet og bæreevne gjennom et fullstendig brannforløp.

Konstruksjonsdel	Brannklassifisering
Bærende hovedsystem	R 90 A2-s1,d0 [A 90]
Sekundære bærende bygningsdeler	R 60 A2-s1,d0 [A 60]
Trappeløp	R 30 A2-s1,d0 [A 30]

Takkonstruksjon er å anse som sekundært bærende bygningsdel, når den ikke er en del av byggets hovedbæresystem eller medvirker til å stabilisere dette.

Branncellebegrensende konstruksjoner skal understøttes av konstruksjoner med tilsvarende eller høyere brannmotstand.

Utkragede bygningsdeler o.l. må ha forsvarlig innfesting for å hindre nedfall. Tyngre bygningsdeler, som for eksempel balkonger, må forankres i byggverkets hovedbæresystem.

> *Figur 1: Utsnitt fra Brannkonsept, Fokus Rådgivning*

## 10.4 Lydkrav

Lydkrav iht. lydteknisk premissnotat, Ver. 02 15.11.2017, fra RIA Norconsult er gjengitt i Figur 2.

Dekkene med en tykkelse på 250 mm vil gi tilstrekkelig luftlydisolasjon mellom etasjene. Dekkene har også tilstrekkelig tykkelse med tanke på trinnlyd forutsatt at det gjøres tiltak mot trinnlyd i overgulvet.

For å ivareta kravet til trinnlyd må overgulvet gi en trinnlydforbedring på  $\Delta L_{n,w} \geq 17$  dB.

For leilighetene vil dette ivaretas ved bruk av parkett lagt på 3 mm etafoam parkettunderlag eller et tilsvarende produkt.

Kravet til lydisolasjon mellom næringsarealene i boliger er minimum 5 dB strengere enn mellom boligetasjene. Dette gjelder i hovedsak for dekket mellom 1. og 2. etasje, men det også for noen begrensede arealer mellom 2. og 3. etasje der næringslokalene går over to plan. Løsningen med 250 mm betong er ikke tilstrekkelig for å oppnå dette. Vi anbefaler derfor at tykkelsen på dekket mellom næringsaraler og boliger økes til minimum 300 mm. Dette anbefales også å gjelde mellom felleslokalene i blokk 6M og overliggende leilighet.

> *Figur 2: Utsnitt fra Lydteknisk premissnotat, Norconsult.*

## 10.5 Miljøklasser

### 10.5.1 Betongkonstruksjoner

Betongkonstruksjoner skal tilfredsstillere krav til pålitelighet, brukstid, bestandighet og kvalitetsstyring gitt i NS-EN 1992-1-1 Eurokode 2 med henvisninger til NS-EN 1990. Det forutsettes 50 års brukstid for nye konstruksjoner over bakkenivå og 100 års brukstid for kjeller og fundament, ref. NS-EN 1990 tabell 2.1.

Eksponeringsklasser, bestandighetsklasser og nominell overdekning iht. NS-EN 1992-1-1 Tabell NA.4.4N, for de ulike konstruksjonsdelene, er oppsummert i Tabell 1.

> Tabell 1: Eksponeringsklasser, bestandighetsklasser og nominell overdekning

Aktuell bygningsdel	Eksponeringsklasse	Bestandighetsklasse	Betongkvalitet, minimumskrav	Minste overdekn.	Nominell overdekn. hovedarm	Tillat avvik nominell overdekn.
Innvendig betong i kjeller	XC3	M60	B30	25+10	45	10
Innvendig betong over kjeller	XC1	M60	B30	15	25	10
Betong mot P-hus	XC3/ XD3	M40	B35	40+10	60	10
Yttervegger under terreng	XC2/ XS2	M40	B35	40+10	60	10
Utvendig eksponert betong i gateplan	XC4/ XD3/ XS1/ XF4	MF40	B35	40	50	10
Utvendig eksponert betong over gateplan	XC4/XD1/ XS1	M45	B35	40	50	10
UK bunnplate	XC2/ XS2	M40	B35	40+10	60	10
kaiplate/ kaibjelker	XS3/ XF4	MF40	B35	50+10	70	10

Av hensyn til konstruksjonskomponentenes bestandighet skal beregningsmessige rissvidder ikke overskride grensene gitt i NS-EN 1992-1-1 Tabell NA.7.1N. Noen eksempler er gitt Tabell 2.

> Tabell 2: Eksempel på grenseverdier for rissvidder for en gitt konstruksjonsdel

Konstruksjonsdel	Lastkombinasjon	$k_c$	$W_{max} (0,30 k_c)$
Kaiplate og kaibjelker	Ofte forekommende	1,167	0,35 mm
Innvendige konstruksjoner (ikke parkeringskjeller)	Tilnærmet permanent	1,3	0,39 mm

### 10.5.2 Stålkonstruksjoner

Alle konstruksjonskomponenter av stål innvendig i oppvarmet sone skal påføres korrosjonshindrende maling i samsvar med korrosivitetsklasse C1 i henholdt til NS-EN ISO

12944-2. Holdbarhetsklasse for konstruksjonskomponentene defineres som høy i henhold til NS-EN ISO 12944-1.

Alle konstruksjonskomponenter av stål i yttervegger skal påføres korrosjonshindrende maling i samsvar med korrosivitetsklasse C2 i henhold til NS-EN ISO 12944-2. Holdbarheten for konstruksjonskomponentene er definert som høy iht. NS-EN ISO 12944-1. En oppsummering av korrosivitetskategorier for de ulike stålkonstruksjonene er gitt i Tabell 3.

> *Tabell 3: Korrosivitetskategorier for stålkonstruksjoner*

Aktuell bygningsdel	Korrosivitetskategori
Innendørs stål over kjeller	C1
Stål i fasade over kjeller	C2
Stål innvendig i kjeller	C2
Utvendig stål	C4

## 10.6 Høydesystem og koordinatsystem

Kotenivåer brukt i prosjektet er gitt i høydesystemet NN2000. Lokalt nullpunkt for informasjonsmodeller, gitt i koordinatsystem NTM Euref sone 10, er satt til:

N/S = 1212150 (Y)

E/W = 114350 (X)

Ref. BIM-manual Rev. D 08.11.2017.

## 20 LASTSPESIFIKASJONER

Egen- og nyttelaster er generelt fastsatt etter NS-EN 1991-1 tom -7. NS-EN 1998-1 angir seismiske laster.

Horisontallaster fra skjevstillingslaster/geometriske avvik medtas i globalanalysene iht. NS-EN 1992-1 Prosjektering av betongkonstruksjoner, kap. 5.2.

### 20.1 Egenlaster

Tyngdetettheter benyttet ved beregning av egenlaster er gitt nedefor:

Egenvekt armert normalbetong	= 25 kN/m <sup>3</sup>
Egenvekt stål	= 78,5 kN/m <sup>3</sup>
Egenvekt sprengstein (forutsatt til tilbakefylling)	= 19 kN/m <sup>3</sup>
Egenvekt glasopor (hvis benyttes til tilbakefylling)	= 4 kN/m <sup>3</sup>
Egenvekt fasade (30mm granitt, glass etc)	= 1,5kN/m <sup>2</sup>

#### 20.1.1 Jordtrykk

Jordtrykk og vanntrykk mot bunnplate og vegger er dokumentert dokumenter fra RIG. For jordtrykk mot vegger (inkl. vanntrykk) er det notat i 129209-RIG-NOT-002 vist grafer for de enkelte veggene. Dette gjengis ikke i denne rapporten.

#### 20.1.2 Vanntrykk

Dimensjonerende havnivåer for beregning av vanntrykk er definert av Multiconsult og fremkommer i dokumentet 128644 RIG-NOT-004 Dimensjonerende vannnivåer. De dimensjonerende verdiene er gjengitt i Tabell 4.

> *Tabell 4: Dimensjonerende verdier for havnivå*

Grensetilstand	Maks havnivå
Bruksgrensetilstand	+2,00
Bruddgrensetilstand	+2,30
Ulykkestilstand (dimensjonering for jordskjelv)	+0,60

Minste dimensjonerende vanntrykk er 0 kPa for alle grensetilstander.

### 20.2 Nyttelaster

Utgangspunkt for bestemmelse av laster er NS-EN 1991-1-1 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger. I tillegg til jevnt fordelte laster skal det også kontrolleres for punktlaster i henhold til samme standard. Tabell 5 oppsummerer de relevante nyttelastene for prosjektet.



> *Tabell 5: Nyttelaster*

Spesifikk bruk	Lastkategori	$q_k$	$Q_k$
Balkonger	A	4,0 kN/m <sup>2</sup>	2,0 kN
Trapper	A	3,0 kN/m <sup>2</sup>	2,0 kN
Bolig	A	2,0 kN/m <sup>2</sup>	2,0 kN
FBK (Forretning, bevertning, kultur)	C5/D1	5,0 kN/m <sup>2</sup>	4,0 kN
Parkering <sup>1</sup>	F	2,5 kN/m <sup>2</sup>	20,0 kN
Tekniske rom <sup>2</sup>	Vurderes	5,0 kN/ m <sup>2</sup>	4,0 kN

<sup>1</sup> Automatisert parkering må vurderes særskilt. Vurdert til 5kN/m<sup>2</sup>.

<sup>2</sup> Tekniske installasjoner vurderes særskilt.

### 20.2.1 Vindlast

Utgangspunkt for bestemmelse av vindlaster er NS-EN 1991-1-4 Laster på konstruksjoner – Vindlaster.

Referansevindhastighet,  $v_{b,0}$ , for Oslo kommune er 22 m/s. Terrengruhetskategorien for prosjektet defineres til kategori I (strandsoner). Dimensjonerende vindkasthastighetstrykk ved konstruksjonens høyeste punkt (+29,6m) er 1,05kN/m<sup>2</sup>. Vindkasthastighetstrykket varierer med høyden. Vindlast beregnes spesifikt for hvert bygg og hver etasje.

### 20.2.2 Snølast

Utgangspunkt for bestemmelse av snølaster er NS-EN 1991-1-3 Allmenne laster – Snølaster.

Karakteristisk snølast på mark for Oslo er 3,5 kN/m<sup>2</sup>, i henhold til NS-EN 1991-1-3. Høyde over havet for byggested gir ingen tillegg i snølast. Formfaktor for flatt tak er 0,8, som gir snølast på tak  $S_1 = 2,8$  kN/m<sup>2</sup>. Det tas hensyn til fonnvirkninger der det er aktuelt.

### 20.2.3 Laster fra redningsbil

I gårdsrom må dekket dimensjoneres for tilkomst og oppstilling av brannbil. Iht. «Veiledning, tilrettelegging for rednings og slokkemannskap» 4. utgave 2014 av Brann- og redningsetaten i Oslo skal følgende last legges til grunn. Last fra redningsbil klassifiseres som et ulykkestilfelle. Kjørevei bør dimensjoneres i bruddgrensetilstand.

> *Tabell 6: Laster fra redningsbil*

Situasjon	Last
Kjørevei, Akseltrykk, minimum	10 tonn
Kjørevei, Boggitrykk, minimum	16 tonn
Oppstillingsplass, støtteben	19 tonn, 60x60cm

### 20.2.4 Jordskjelv

Bærekonstruksjonene skal kontrolleres for jordskjelvbelastning i henhold til

NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger.

I henhold til tabell 4.3 velges seismisk klasse II for boligbygg. Dette gir en seismisk faktor (tabell NA.4.(901))  $\gamma_I = 1,0$ .

Konstruksjonen dimensjoneres i henhold til duktilitetsklasse DCL, lav duktilitet. Dette gir konstruksjonsfaktor (Tabell NA.6.1)  $q = 1,5$ .

Iht. Figur NA.3.2.1 (1)P settes spissverdi for berggrunnens akselerasjon i Oslo-området med en returperiode på 475 år:

$$a_{g40Hz} = 0,55 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

Dimensjonerende grunnakselerasjon bestemmes dermed ved:

$$a_g = 0,8 * a_{g40Hz} * \gamma_I = 0,44 \text{ (m/s}^2\text{)}$$

Iht. RIG-notat 128644-RIG-NOT-002 klassifiseres grunntypen til D:

#### 4.4 Grunntype

Basert på beregnet skjærbølgehastighet  $v_{s,30}$  og dybder til berg er det bestemt grunntype. Resultatene er vist i Tabell 4-5:

Tabell 4-5: Oppsummering av grunntyper.

Resultat	Land	Sjø
$v_{s,30}$ [m/s]	178	166
Grunntype [-]	D	D

> Figur 3: Utsnitt fra notat 128644-RIG-NOT-002 fra Multiconsult

Rev. 02:

#### 20.2.5 Islaster

Nedtrapping mot sjø skal kontrolleres /dimensjoneres for aktuell isbelastning. OO bistår ARK med vurdering og valg av fasadeløsning for fasader som står i sjø. Rev 02 slutt.

## 20.3 Lastkombinasjoner

### 20.3.1 Bruddgrensetilstand

NS-EN 1990 NA.A1.3.1 gir følgende partialfaktorer for bygninger i bruddgrensetilstanden (inkludert  $\xi$ -faktorer).

> Tabell 7: Lastkombinering i bruddgrensetilstanden

Lastkombinasjon	Permanente laster	Dominerende variabel last	Øvrige variable laster
A (EQU)	1,20/0,90*	1,50	$1,50\psi_{0,i}$
B1 (STR/GEO)	1,35/1,00*	$1,50\psi_{0,1}$	$1,50\psi_{0,i}$

B2 (STR/GEO)	1,20/1,00*	1,50	1,50 $\psi_{0,i}$
C (STR/GEO)	1,00/1,00*	1,30	1,30 $\psi_{0,i}$

(\* mest ugunstige skal benyttes)

Aktuelle  $\psi$ -faktorer er gitt i NS-EN 1990 Tabell NA.A1.1 og vist i tabellen under.

> *Tabell 8:  $\psi$ -faktorer*

Lastkategori	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Kategori A	0,7	0,5	0,3
Kategori B	0,7	0,5	0,3
Kategori C5	0,7	0,7	0,6
Kategori D1	0,7	0,7	0,6
Kategori F	0,7	0,7	0,6
Kategori H (tak)	0,0	0,0	0,0
Snølast	0,7	0,5	0,2
Vindlast	0,6	0,2	0,0

Nyttelast kan for horisontale konstruksjonsdeler reduseres med arealreduksjonsfaktoren  $\alpha_A$  (i henhold til NS-EN 1991-1-1 6.2.1). Arealreduksjonsfaktoren er gitt på formen

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \cdot \psi_0 + \frac{A_0}{A}$$
 , der  $A_0 = 10 \text{ m}^2$  og  $A$  er arealet som belaster den aktuelle konstruksjonsdelen.

Nyttelast kan for vertikale konstruksjonsdeler reduseres med etasjereduksjonsfaktoren  $\alpha_n$  (i henhold til NS-EN 1990-1-1 6.2.2) Etasjereduksjonsfaktoren er gitt på formen

$$\alpha_n = \frac{2 + (n-2) \cdot \psi_0}{n}$$
 , med  $\psi_0$  i henhold til NS-EN 1990 Tabell NA.A1.1

For beregning av global likevekt medtas kun nyttelaster som virker destabiliserende.

For kombinasjon av laster gjelder at kombinasjonsfaktoren kun kan benyttes én gang.

### 20.3.2 Bruksgrensetilstand

Det skal kontrolleres for deformasjoner, svingninger og riss i betongkonstruksjoner. Alle bygningsdeler skal tilfredsstillende de angitte funksjonskrav.

Generelt skal alle dekker og bjelker dimensjoneres slik at de får en beregningsmessig nedbøyning mindre enn  $L/300$ . Overskridelse kan kompenseres ved prefabrikkert overhøyde. I enkelte tilfeller kan det være nødvendig med strengere nedbøyningskrav, spesielt i forhold til felt som bærer og/eller kan komme i konflikt med større glassfelt. Nedbøyningskrav skal i slike tilfeller avklares mot oppdragsgiver/arkitekt/leverandør etc.

For kombinasjon av laster i bruksgrensetilstanden skal lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer i henhold til NS-EN 1990 A1.4.1 benyttes. Disse er vist i tabellen under.

> *Tabell 9: Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstanden*

Lastkombinasjon	Permanente laster	Dominerende variable last	Øvrige variable laster
Karakteristisk	1,0	1,0	$1,0\psi_{0,i}$
Hyppig forekommende	1,0	$1,0\psi_{1,i}$	$1,0\psi_{2,i}$
Tilnærmet permanent	1,0	$1,0\psi_{2,i}$	$1,0\psi_{2,i}$

### 20.3.3 Ulykkesituasjon

For kombinasjon av laster i ulykkesituasjoner og brannsituasjoner skal lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer i henhold til NS-EN 1990 A1.3.2 benyttes. Disse er vist i tabellen under. Veiledning til forskjellige ulykkesituasjoner er gitt i relevante delene av NS-EN 1991 til NS-EN 1999.

> *Tabell 10: Lastkombinering i ulykkestilstand*

Lastkombinasjon	Permanente laster	Dominerende ulykkeslast	Hoved variable last	Øvrige variable laster
Ulykke	1,0	1,0	$1,0\psi_{1,i}$	$1,0\psi_{2,i}$
Brann	1,0	-	$1,0\psi_{2,i}$	$1,0\psi_{2,i}$

### 20.3.4 Seismisk situasjon

For kombinasjon av laster i ulykkesituasjoner og dimensjonerende seismiske situasjoner skal lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer i henhold til NS-EN 1990 A1.3.2 benyttes. Disse er vist i tabellen under.

> *Tabell 11: Lastkombinasjon ved dimensjonering for jordskjelv*

Lastkombinasjon	Permanente laster	Seismiske laster	Øvrige variable laster
Karakteristisk	1,0	1,0	$1,0\psi_{2,i}$

**Vedlegg A.2**

Jan Erik Edvardsen Holm &lt;edvardsen.holm@gmail.com&gt;

---

**Fwd: b6a mengder**

---

**Anders Fjell** <andersfjell93@gmail.com>  
Til: Jan Erik Edvardsen Holm <edvardsen.holm@gmail.com>

10. april 2018 kl. 11:00

----- Forwarded message -----

From: **Torgeir Steen** <tos@olavolsen.no>  
Date: 2018-04-10 10:58 GMT+02:00  
Subject: b6a mengder  
To: "andersfjell93@gmail.com" <andersfjell93@gmail.com>

**Dekker**

Do1	300mm tykkelse	150,7m3
Do2-Tak	250mm tykkelse	739m3
Tak	-	45m3

Armering 120kg/m3

**Vegger**

200mm tykkelse	250m3
250mm tykkelse	51m3

Armering 80kg/m3

**Søyler**

4 stk	CFRS 80x80x6,3
7stk	CFRS 120x120x10
101stk	CFRS 180x180x10
50stk	CFRS 200x200x16
22stk	RHSS 250x250x16

**Bjelker**

A	B	C	D	E	F	G
Bygningsdel	Family	Type	Reference Level	Volume	Count	Length
Bygg 1	Bjelke HEB	HEB 160		0.17 m <sup>3</sup>	8	32.9 m
Bygg 1	Bjelke HEB	HEB 260		0.34 m <sup>3</sup>	7	30.0 m
Bygg 1	Bjelke HHEB	HHEB 500	Plan 02	1.51 m <sup>3</sup>	4	33.4 m
Bygg 1	Bjelke HSQ Ensidig	230x350		0.41 m <sup>3</sup>	4	19.7 m
Bygg 1	Bjelke IPE	IPE 200	Plan 02	0.01 m <sup>3</sup>	1	4.0 m
Bygg 1	Bjelke ISQ	ISQ 230x12-200x40-450x		3.49 m <sup>3</sup>	37	158.4 m
Bygg 1	Bjelke ISQ	ISQ 270x16-225x40-450x		3.13 m <sup>3</sup>	22	130.6 m
Bygg 1	Bjelke Prefab Beto	250x600		10.00 m <sup>3</sup>	16	66.7 m
Bygg 1	Bjelke Prefab Beto	300x600	Plan 02	0.78 m <sup>3</sup>	1	4.3 m
Bygg 1	Bjelke UPE	UPE 270		0.62 m <sup>3</sup>	35	133.2 m
Bygg 1	Bjelke UPE	UPE 300		0.43 m <sup>3</sup>	18	80.2 m
Bygg 1	Edge beam (DR)	DR22-250		0.12 m <sup>3</sup>	4	18.8 m
Bygg 1	Intermediate beam	D22-400		1.01 m <sup>3</sup>	17	114.5 m

Med vennlig hilsen

**Torgeir Steen**

SIVILINGENIØR KONSTRUKSJONSTEKNIKK

Telefon: +47 67 82 80 00 Mobil: +47 92 84 16 31

[www.olavolsen.no](http://www.olavolsen.no)



CONFIDENTIALITY NOTICE:

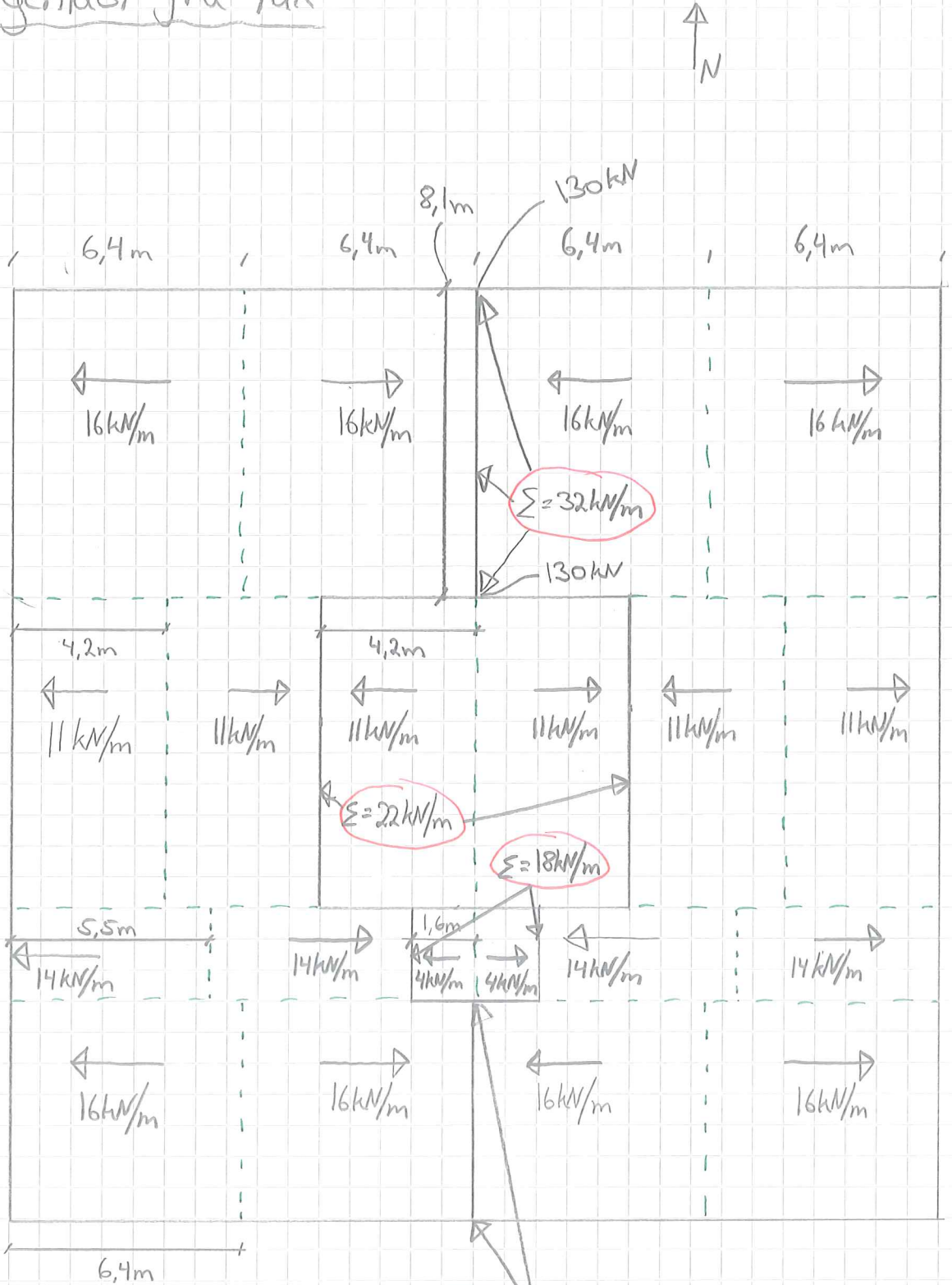
This e-mail may contain confidential, privileged information and is intended only for the individual named herein. If you are not the correct addressee you should not disseminate, distribute copy or otherwise make use of this message. Please notify the sender immediately if you have received this e-mail by mistake and delete it from your system.



Virusfri. [www.avg.com](http://www.avg.com)

**Vedlegg B.1**

Egenlast fra tak



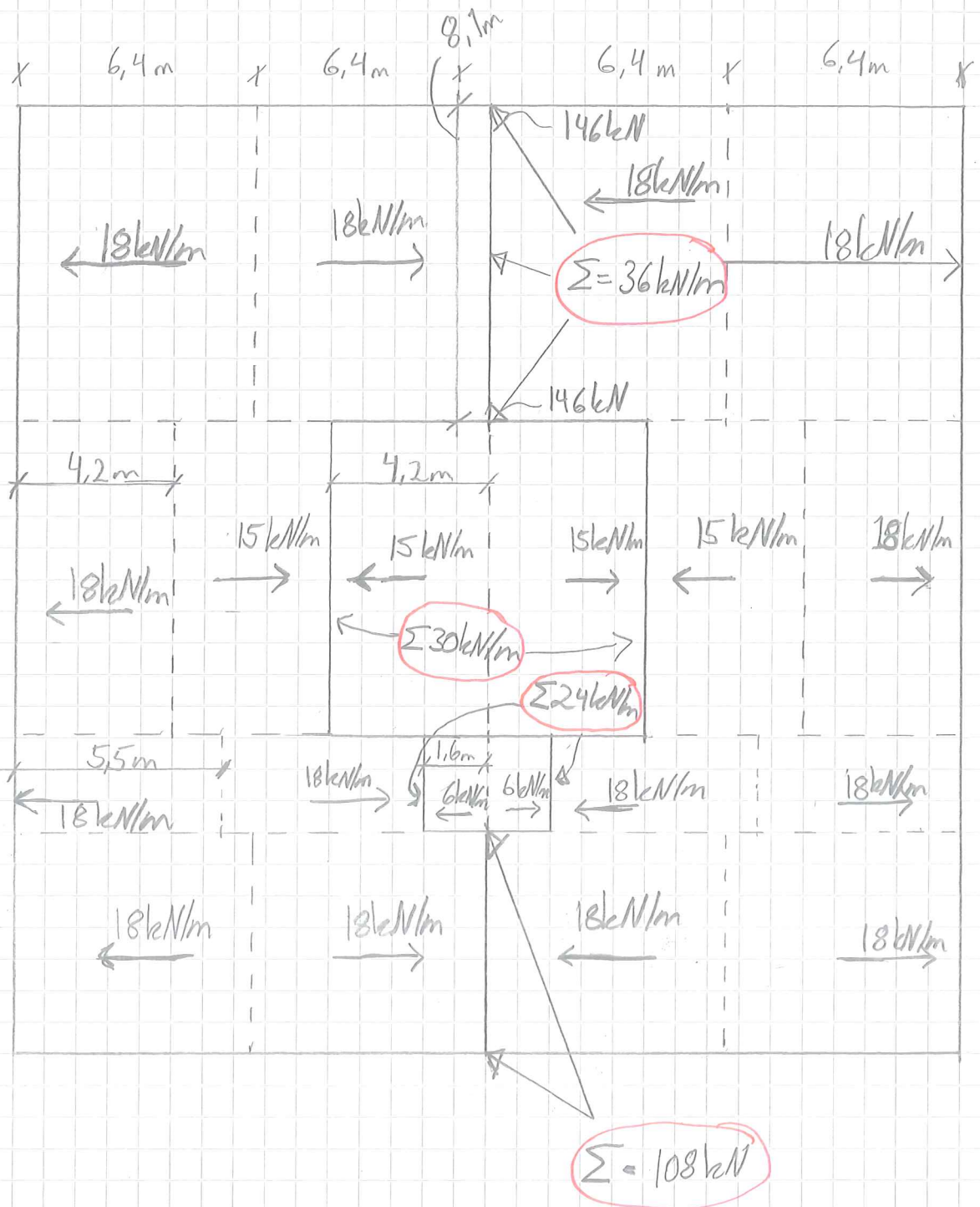
EL Tak = 2,5 kN/m<sup>2</sup>

$\Sigma = 96 \text{ kN}$



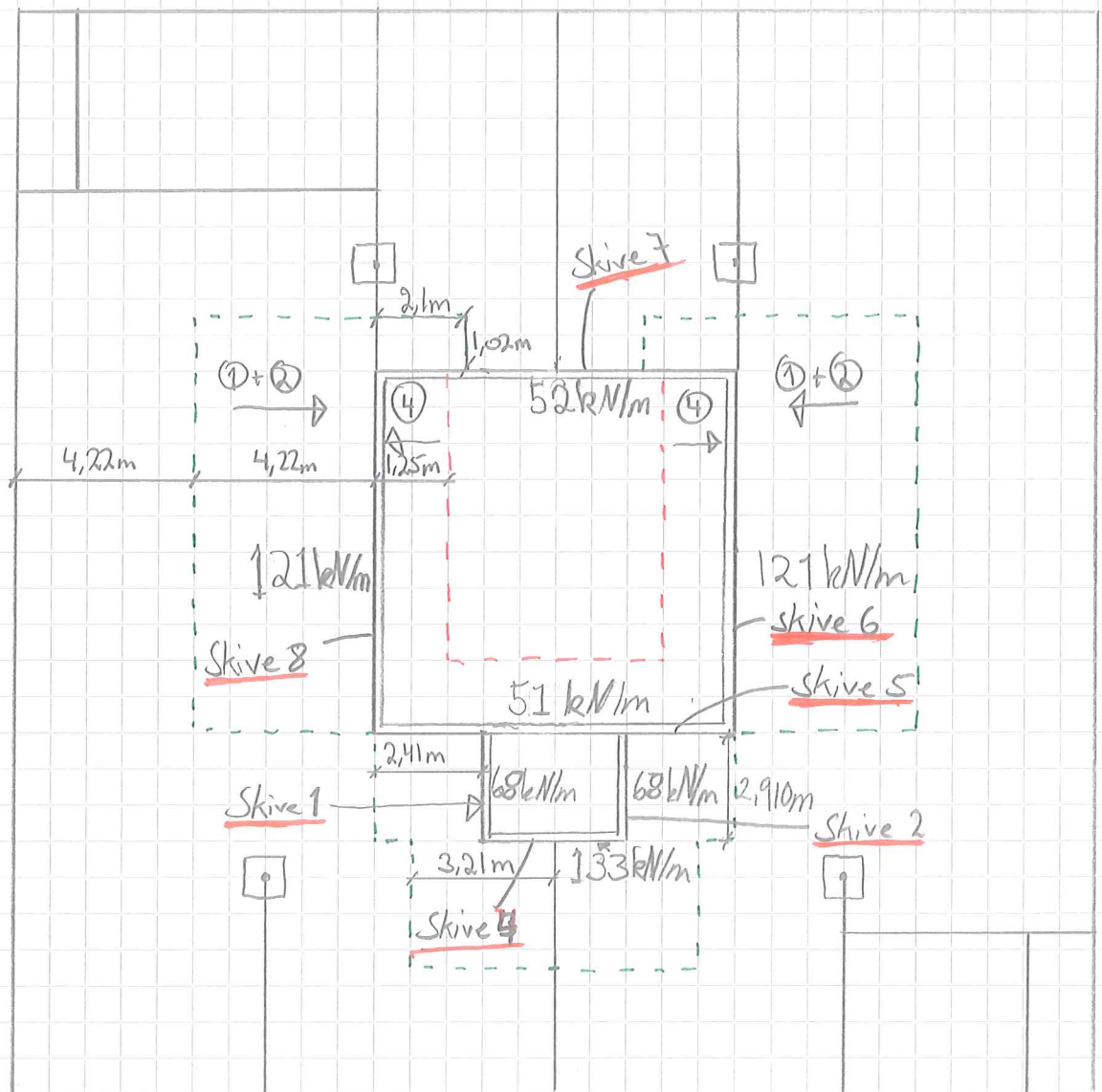
# Snølaster fra tak

$S_k = 2,8 \text{ kN/m}^2$



**Vedlegg B.3**

Lastfordeling dekke over feteq. ned til d.o. 2 etg.

Laster:

- ① Egenlast dekke (220mm) =  $4,91 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,22 \text{ m} = 1,1 \text{ kN/m}^2$
- ② Påført egenlast (påstøp 50mm + trinlydsplate)  
=  $25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,05 + 1,17 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,02 \approx 1,5 \text{ kN/m}^2$
- ③ Egenlast vegg (200mm) =  $4,91 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,2 \cdot 3 \text{ m} = 3 \text{ kN/m}$
- ④ Last fra trapp =  $3 \text{ kN/m}^2$

I: Dragere

II: Vegger (Avstüende)

$$\begin{bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_{xy} \\ m_x \\ m_y \\ m_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} A_{11} & A_{12} & A_{16} & B_{11} & B_{12} & B_{16} \\ A_{12} & A_{22} & A_{26} & B_{12} & B_{22} & B_{26} \\ A_{16} & A_{26} & A_{66} & B_{16} & B_{26} & B_{66} \\ B_{11} & B_{12} & B_{16} & D_{11} & D_{12} & D_{16} \\ B_{12} & B_{22} & B_{66} & D_{12} & D_{22} & D_{26} \\ B_{16} & B_{26} & & D_{16} & D_{26} & D_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \\ \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

# Stiffness matrix for Stora Enso CLT

# Stiffness matrix

## Disclaimer

The below presented documentation and structural analysis is an exemplified calculation. This calculation is solely a proposal for a design approach. This structural design proposal must be verified and approved regarding completeness and correctness by the project structural engineer in charge. Stora Enso Wood Products GmbH excludes all liability for the completeness or correctness of the analysis below. The project structural engineer is not allowed to use the calculation towards third parties. For further use in the project he has to produce his independent calculation. The below calculation does not constitute any warranty or representation for the product Cross-Laminated-Timber.



# Stiffness matrix

## 1. General

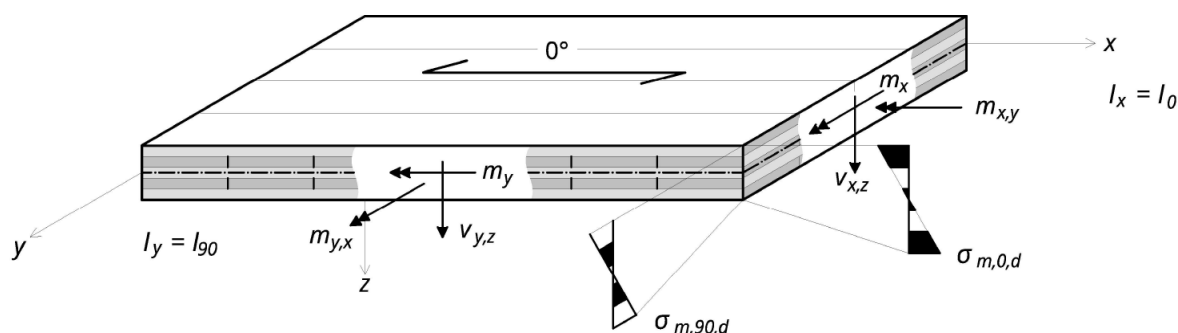
When analyzing a building structure from the structural point of view, the complexity of structures require/justify more and more the use of finite element models (FEM). For a numeric modeling of a structure, the building material with all its properties needs to be defined. For isotropic materials this can be rather simple. For orthotropic materials it can be a bit more challenging, even more when using a laminated surface. For laminated surfaces, the stiffness matrix also depends on the geometry of the laminate (thickness, orientation and location of layers).

Since Cross Laminated Timber (CLT) is a laminate and orthotropic at the same time, the stiffness matrix is different for each single type of CLT.

This document shall explain the stiffness matrix for CLT and provide the stiffness matrix for each individual type of CLT, produced by Stora Enso.

### 1.1. Definitions and nomenclature

It is assumed that the CLT panel (surface) has not edge gluing. This means that there is no force transfer perpendicular to the grain, in the CLT-plane. Therefore the principal direction of a CLT panel shall be parallel to the grain of the top and bottom layer (usually the grain in top and bottom layer are oriented in the same direction). The wood grade for each layer shall be the same.



$E_{0,mean}$	Mean value of modulus of elasticity parallel to grain
$E_{90,mean}$	Mean value of modulus of elasticity perpendicular to grain
$\nu$	Poisson ratio
$I_{0,net}$	Net value of moment of inertia parallel to grain (only layers in principal direction are taken into account)
$K_{twist}$	Reduction factor to reduce twisting rigidity According to Silly (2010): For cracked wood: $K_{twist} = 0,65$
$i$	The index $i$ refers to the lamination layers of the net section (grain parallel to principal direction or span direction)
$jj$	The index $jj$ refers to the lamination layers of the net section (grain perpendicular to principal direction or span direction)

# Stiffness matrix

## 2. Stiffness matrix for orthotropic elements

$$\begin{Bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ v_x \\ v_y \\ n_x \\ n_y \\ n_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & D_{22} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \text{sym} & & D_{33} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & D_{44} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & D_{55} & 0 & 0 & 0 & 0 \\ & & \text{sym} & 0 & 0 & D_{66} & 0 & 0 & 0 \\ & & & 0 & 0 & & D_{77} & 0 & 0 \\ & & & 0 & 0 & \text{sym} & & D_{88} & 0 \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \\ \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

The matrix above shows the applicable matrix for an orthotropic material, such as CLT.

The stiffness matrix is arranged as follows:

- $D_{11}, \dots, D_{33}$  are related to the flexural stiffness.
- $D_{44}$  and  $D_{55}$  are related to the shear stiffness.
- $D_{66}, \dots, D_{88}$  are related to the axial stiffness (in plane).

Actually all values outside the diagonal  $D_{11} - D_{88}$  are partially related to the stiffness out of plane which can be neglected, others are by default 0 and the rest of the values are so small that they can be neglected and therefore set 0.

$D_{12}$  and  $D_{67}$  (and their symmetrical values) are 0, because it was chosen to assume the Poisson ratio  $\nu = 0$ . This assumption was taken to account for cracking parallel to the grain in a lamination layer or to account for the dry joints, when no edge gluing is being applied. Stora Enso CLT is actually edge glued, but the glue has no technical approval for load bearing purposes. Therefore the joint has to be assumed dry, as if there was no glue. The individual components of the stiffness matrix will be described in the following chapters.



# Stiffness matrix

## 2.1. Flexural stiffness components

$D_{11} = E_{0,mean} \cdot I_{0,net}$	[kNm <sup>2</sup> /m]	
$D_{22} = E_{0,mean} \cdot I_{90,net}$	[kNm <sup>2</sup> /m]	
$D_{33} = K_{twist} \cdot G_{0,mean} \cdot \frac{b \cdot d^3}{12}$	[kNm <sup>2</sup> /m]	In most literature and software the reduction factor for twisting stiffness is neglected. We do recommend to apply it. $K_{twist} = 0,65$ (constant)

## 2.2. Shear stiffness

$D_{44} = \kappa_x \cdot \sum G_{i,x} \cdot t_i$	[kN/m]	The corrective shear coefficient $\kappa_x$ can be found in chapter 5.
$D_{55} = \kappa_y \cdot \sum G_{i,y} \cdot t_i$	[kN/m]	The corrective shear coefficient $\kappa_y$ can be found in chapter 5.

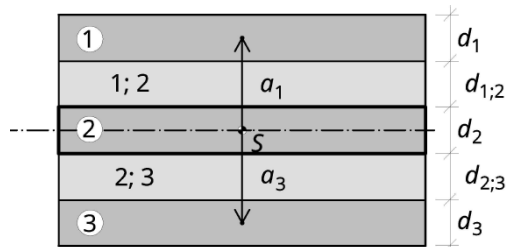
## 2.3. Axial stiffness in plane

$D_{66} = \sum_{i=1}^n h_{i,0,net} \cdot E_{0,mean}$	[kN/m]	
$D_{77} = \sum_{i=1}^n h_{i,90,net} \cdot E_{90,mean}$	[kN/m]	
$D_{88} = G_{0,mean} \cdot d \cdot K_{shear}$	[kN/m]	In most literature and software the reduction factor for shear rigidity is neglected. We do recommend to apply it. $K_{shear} = 0,70$ (constant)

## 3. Demonstrative example

In this chapter it will be demonstrated, how to obtain the values for the stiffness matrix for a given Stora Enso CLT section.

For demonstration a 1m<sup>2</sup> sample of CLT 100 L5s shall be chosen. All lamination layers are wood grade C24 (according to EN338). This is a CLT panel with 5 lamination layers – each layer has a thickness of 20 mm.





# Stiffness matrix

## 3.1. Flexural stiffness components

$D_{11} = E_{0,mean} \cdot I_{0,net} = 12.500 \text{ N/mm}^2 \cdot (6,6 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$ $= 826.136.363.636 \text{ Nmm}^2/\text{m}$	$I_{0,net} = 3 \cdot \frac{1.000 \text{ mm} \cdot (20 \text{ mm})^3}{12} +$ $2 \cdot \left[ (20 \text{ mm} \cdot 1.000 \text{ mm}) \cdot \left( \frac{20 \text{ mm}}{2} + 20 \text{ mm} + \frac{20 \text{ mm}}{2} \right)^2 \right]$ $= 66.000.000 \text{ mm}^4 = 6,6 \cdot 10^7$
$D_{22} = E_{0,mean} \cdot I_{90,net}$ $= 12.500 \text{ N/mm}^2 \cdot (1,73 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$ $= 216.666.666.666 \text{ Nmm}^2/\text{m}$	$I_{90,net} = 2 \cdot \frac{1.000 \text{ mm} \cdot (20 \text{ mm})^3}{12} +$ $2 \cdot \left[ (20 \text{ mm} \cdot 1.000 \text{ mm}) \cdot \left( \frac{20 \text{ mm}}{2} + \frac{20 \text{ mm}}{2} \right)^2 \right] = 17.333.333 \text{ mm}^4$ $= 1,73 \cdot 10^7$
$D_{33} = K_{twist} \cdot G_{0,mean} \cdot \frac{b \cdot d^3}{12}$ $= 0,65$ $\cdot 690 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{1000 \text{ mm} \cdot (100 \text{ mm})^3}{12} = 37.375.000.000$ <p style="text-align: center; margin-top: -10px;"><small>57.500.000.000</small></p>	<p>In most literature and software the reduction factor for twisting stiffness is neglected. We do recommend to apply it. <math>K_{twist} = 0,65</math> (constant)</p>

## 3.2. Shear stiffness

$D_{44} = \kappa_x \cdot \sum G_{i,x} \cdot t_i$ $= 0,184 \cdot (690 \text{ N/mm}^2 \cdot 3 \cdot 20 \text{ mm} + 50 \text{ N/mm}^2 \cdot 2 \cdot 20 \text{ mm}) = 7.985,6 \text{ N/m}$	<p>The corrective shear coefficient <math>\kappa_x</math> can be found in chapter 5.</p>
$D_{55} = \kappa_y \cdot \sum G_{i,y} \cdot t_i$ $= 0,145 \cdot (50 \text{ N/mm}^2 \cdot 3 \cdot 20 \text{ mm} + 690 \text{ N/mm}^2 \cdot 2 \cdot 20 \text{ mm}) = 4.437 \text{ N/m}$	<p>The corrective shear coefficient <math>\kappa_y</math> can be found in chapter 5.</p>

## 3.3. Axial stiffness in plane

$D_{66} = \sum_{i=1}^n h_{i,0,net} \cdot E_{0,mean}$ $= 3 \cdot (20 \text{ mm} \cdot 12.500 \text{ N/mm}^2) = 750.000 \text{ N/m}$	
$D_{77} = \sum_{jj=1}^{mm} h_{jj,90,net} \cdot E_{90,mean}$ $= 2 \cdot (20 \text{ mm} \cdot 12.500 \text{ N/mm}^2) = 500.000 \text{ N/m}$	
$D_{88} = G_{0,mean} \cdot d \cdot K_{shear} = 690 \text{ N/mm}^2 \cdot 100 \text{ mm} \cdot 0,7$ $= 48.300 \text{ N/m}$	<p>In most literature and software the reduction factor for shear rigidity is neglected. We do recommend to apply it. <math>K_{shear} = 0,70</math> (constant)</p>





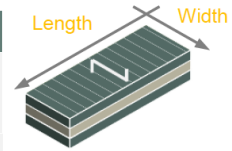
# Stiffness matrix

STIFFNESS MATRIX FOR CLT

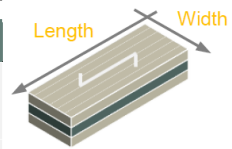
02/2015

## 4. Stora Enso standard CLT elements

C panels									
Nominal thickness [mm]	Designation [—]	Layers [—]	Lamella structure [mm]						
			C	L	C	L	C		
60	C3s	3	20	20	20				
80	C3s	3	30	20	30				
90	C3s	3	30	30	30				
100	C3s	3	30	40	30				
120	C3s	3	40	40	40				
100	C5s	5	20	20	20	20	20		
120	C5s	5	30	20	20	20	30		
140	C5s	5	40	20	20	20	40		
160	C5s	5	40	20	40	20	40		



L panels									
Nominal thickness [mm]	Designation [—]	Layers [—]	Lamella structure [mm]						
			L	C	L	C	L		
60	L3s	3	20	20	20				
80	L3s	3	30	20	30				
90	L3s	3	30	30	30				
100	L3s	3	30	40	30				
120	L3s	3	40	40	40				
100	L5s	5	20	20	20	20	20		
120	L5s	5	30	20	20	20	30		
140	L5s	5	40	20	20	20	40		
160	L5s	5	40	20	40	20	40		
180	L5s	5	40	30	40	30	40		
200	L5s	5	40	40	40	40	40		
160	L5s-2*	5	60	40	60				
180	L7s	7	30	20	30	20	30	20	30
200	L7s	7	20	40	20	40	20	40	20
240	L7s	7	30	40	30	40	30	40	30
220	L7s-2*	7	60	30	40	30	60		
240	L7s-2*	7	80	20	40	20	80		
260	L7s-2*	7	80	30	40	30	80		
280	L7s-2*	7	80	40	40	40	80		
300	L8s-2**	8	80	30	80	30	80		
320	L8s-2**	8	80	40	80	40	80		



\* Cover layers consisting of 2 lengthwise layers  
 \*\* Cover layers and inner layer consisting of 2 lengthwise layers

Status: 04/2012

Width (Charged widths): 245 cm, 275 cm, 295 cm  
 Length (Production lengths): From minimum production length of 8.00 m per charged width up to max. 16.00 m (in 10 cm increments).



storaenso

# Stiffness matrix

## 5. Corrective shear coefficients

The corrective shear coefficient  $\kappa$  is dependent on the orientation of the lamination, geometrical layout of the CLT (number and thickness of layers) and mechanical properties (shear modulus and rolling shear modulus) of the base material (C24 timber). The derivation of the coefficient can be found in various literature, among others also in the Brettsperrholz (BSP) Handbuch, TU Graz (Schickhofer, Bogensperger, Moosbrugger), Nov. 2009.

CLT-Type	Shear coeff.	
	$K_0$	$K_{90}$
CLT 60 L3s	0,156	0,728
CLT 80 L3s	0,172	0,685
CLT 90 L3s	0,156	0,728
CLT 100 L3s	0,153	0,752
CLT 120 L3s	0,156	0,728
CLT 160 L5s	0,172	0,685
CLT 100 L5s	0,184	0,145
CLT 120 L5s	0,178	0,156
CLT 140 L5s	0,179	0,136
CLT 160 L5s	0,208	0,140
CLT 180 L5s	0,189	0,139
CLT 200 L5s	0,184	0,145
CLT 180 L7s	0,203	0,175
CLT 200 L7s	0,212	0,289
CLT 240 L7s	0,198	0,608
CLT 220 L7s	0,188	0,152
CLT 240 L7s	0,226	0,125
CLT 260 L7s	0,194	0,128
CLT 280 L7s	0,179	0,136
CLT 300 L8s	0,229	0,146
CLT 320 L8s	0,208	0,140
CLT 60 C3s	0,155	0,728
CLT 80 C3s	0,172	0,685
CLT 90 C3s	0,156	0,728
CLT 100 C3s	0,153	0,752
CLT 120 C3s	0,156	0,728
CLT 100 C5s	0,184	0,145
CLT 120 C5s	0,178	0,156
CLT 140 C5s	0,179	0,136
CLT 160 C5s	0,208	0,140



# Stiffness matrix

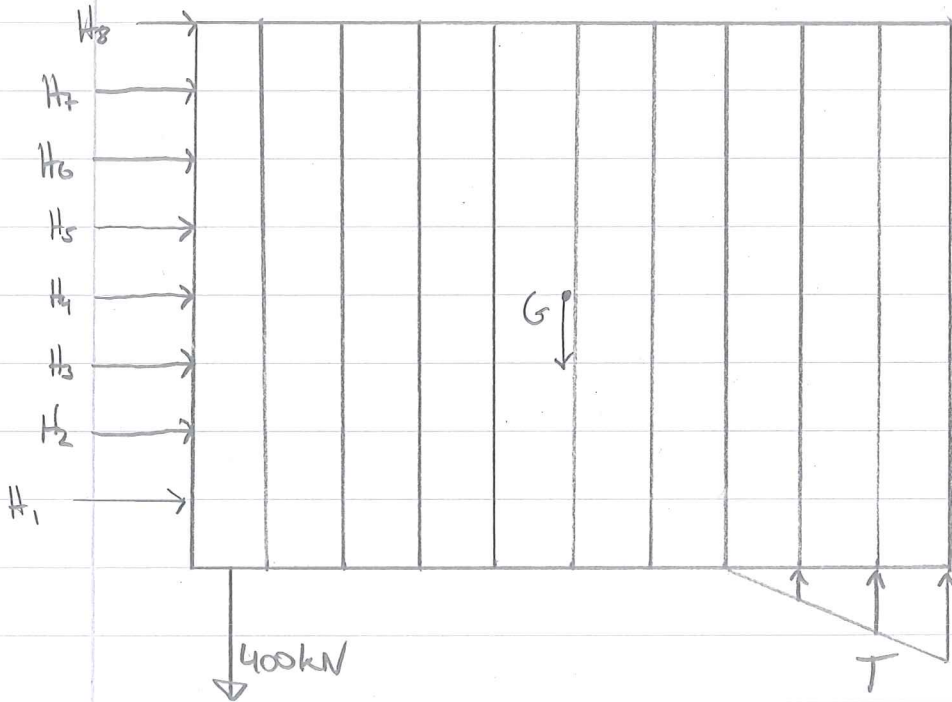
## 6. Stiffness Matrix for Stora Enso CLT

CLT-Type		Stiffness matrix							
		D <sub>11</sub>	D <sub>22</sub>	D <sub>33</sub>	D <sub>44</sub>	D <sub>55</sub>	D <sub>66</sub>	D <sub>77</sub>	D <sub>88</sub>
		kNm <sup>2</sup> /m	kNm <sup>2</sup> /m	kNm <sup>2</sup> /m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
Cover layers in longitudinal direction (typ. for floor elements)	CLT 60 L3s	216,7	8,3	8,1	4.462	11.502	500.000	250.000	28.980
	CLT 80 L3s	525,0	8,3	19,1	7.293	11.508	750.000	250.000	38.640
	CLT 90 L3s	731,3	28,1	27,2	6.692	17.254	750.000	375.000	43.470
	CLT 100 L3s	975,7	66,7	37,4	6.640	23.011	750.525	500.000	48.300
	CLT 120 L3s	1.733,0	66,7	64,6	8.923	23.005	1.000.000	500.000	57.960
	CLT 160 L5s-2	4.200,0	66,7	153,1	14.586	23.016	1.500.000	500.000	77.280
	CLT 100 L5s	825,0	216,7	37,4	7.986	4.437	750.000	500.000	48.300
	CLT 120 L5s	1.583,0	216,7	64,6	10.182	4.930	1.000.000	500.000	57.960
	CLT 140 L5s	2.640,9	216,7	102,6	12.709	4.434	1.250.000	500.000	67.620
	CLT 160 L5s	3.800,0	466,7	153,1	17.638	4.704	1.500.000	500.000	77.280
	CLT 180 L5s	5.100,0	975,0	217,9	16.216	6.589	1.500.000	750.000	86.940
	CLT 200 L5s	6.600,0	1.733,0	299,0	15.971	8.874	1.500.000	1.000.000	96.600
	CLT 180 L7s	4.800,0	1.275,0	217,9	17.417	8.295	1.500.000	750.000	86.940
	CLT 200 L7s	4.533,0	3.800,0	299,0	12.974	25.085	1.000.000	1.500.000	96.600
	CLT 240 L7s	9.300,0	5.100,0	516,7	17.582	53.990	1.500.000	1.500.000	115.920
	CLT 220 L7s-2	10.115,9	975,0	398,0	21.319	7.509	2.000.000	750.000	106.260
	CLT 240 L7s-2	13.933,0	466,7	516,7	31.640	4.700	2.500.000	500.000	115.920
	CLT 260 L7s-2	17.333,0	975,0	656,5	27.354	6.579	2.500.000	750.000	125.580
	CLT 280 L7s-2	21.133,0	1.733,0	820,3	25.418	8.867	2.500.000	1.000.000	135.240
CLT 300 L8s-2	25.800,0	2.325,0	1.008,8	38.609	7.796	3.000.000	750.000	144.900	
CLT 320 L8s-2	30.400,0	3.733,0	1.224,6	35.277	9.408	3.000.000	1.000.000	154.560	
Cover layers in cross direction (typ. for wall elements)	CLT 60 C3s	8,3	216,7	8,1	2.449	20.821	250.000	500.000	28.980
	CLT 80 C3s	8,3	525,0	19,1	2.890	29.044	250.000	750.000	38.640
	CLT 90 C3s	28,1	731,3	27,2	3.697	31.231	375.000	750.000	43.470
	CLT 100 C3s	66,7	975,0	37,4	4.682	32.637	500.000	750.000	48.300
	CLT 120 C3s	66,7	1.733,0	64,6	4.930	41.642	500.000	1.000.000	57.960
	CLT 100 C5s	216,7	825,0	37,4	5.630	6.293	500.000	750.000	48.300
	CLT 120 C5s	216,7	1.583,0	64,6	5.625	8.923	500.000	1.000.000	57.960
	CLT 140 C5s	216,7	2.640,9	102,6	5.835	9.656	500.000	1.250.000	67.620
	CLT 160 C5s	466,7	3.800,0	153,1	6.989	11.872	500.000	1.500.000	77.280

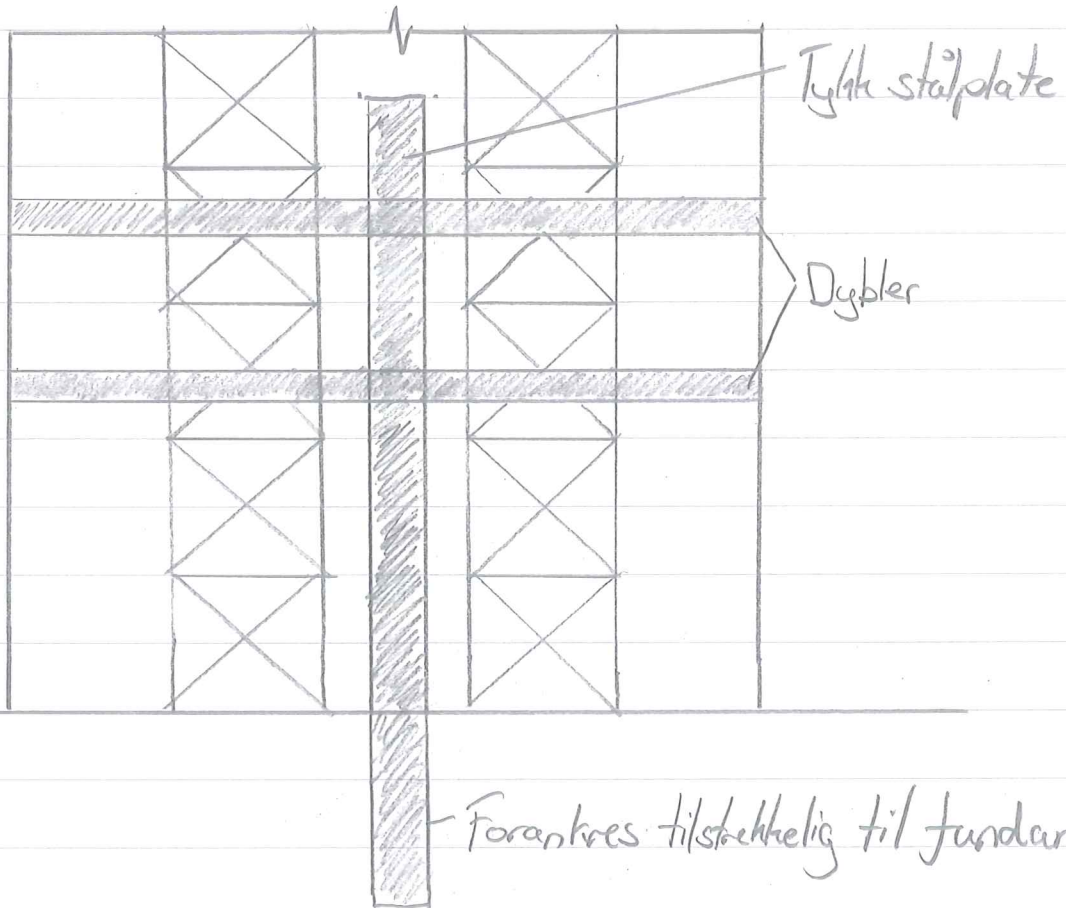
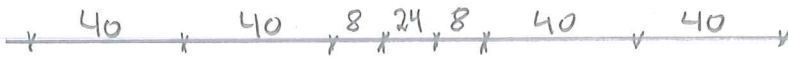


# Forankring skjærvegg

## Veggskive nr 5



Tverrsnitt: CLT 200 CSS, Kvalitet C24 i alle sjikt



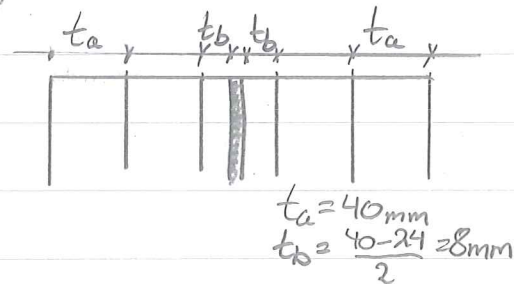
## Beregning av kapasitet i forbindelse, skive 5:

- Antakelser:
- $k_{mod} = 1,1 \Rightarrow$  Klimaklasse, øyeblikkslast (vind)
  - Tykk stålplate, f.eks 24 mm ( $t \geq d$ )
  - Dybler 24 mm, 8.8 kvalitet ( $f_{yk} = 800 \text{ N/mm}^2$ )
  - Tilstrekkelig kvalitet på stålet og god nok forankring ned i betongfundament.
  - Dobbeltsnittet forbindelse (formel f, g og h)

$$f_{h,1,k} = 0,082 \cdot (1 - 0,01d) \cdot p_k \quad (8.5.1.1(2))$$
$$= 0,082 \cdot (1 - 0,01 \cdot 24) \cdot 350 = 21,81 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{y,Rk} = 0,3 \cdot f_{yk} \cdot d^{3,6} \quad (8.5.1.1(1))$$
$$= 0,3 \cdot 800 \cdot 24^{3,6} = 930594 \text{ Nmm}$$

$$t_s = t_a + t_b = 40 + 8 = 48 \text{ mm}$$



$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} \cdot t_s \cdot d \\ f_{h,1,k} \cdot t_s \cdot d \left( \sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} \cdot d \cdot t_s^2}} - 1 \right) \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d} \end{cases}$$

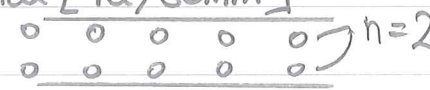
$$= \min \begin{cases} 21,81 \cdot 48 \cdot 24 & = 25,1 \text{ kN} = F_{v,Rk} \\ 21,81 \cdot 48 \cdot 24 \left( \sqrt{2 + \frac{4 \cdot 930594}{21,81 \cdot 24 \cdot 48^2}} - 1 \right) & = 31,5 \text{ kN} \\ 2,3 \cdot \sqrt{930594 \cdot 21,81 \cdot 24} & = 50,7 \text{ kN} \end{cases}$$

$$F_{v,red} = 1,1 \cdot \frac{25,1}{1,3} \cdot 2 \text{ snitt} = 42,5 \text{ kN pr dybel}$$

$$\text{Antall dybler ved } n = n_{eff} \Rightarrow \frac{400 \text{ kN}}{42,5 \text{ kN}} = 9,41 \approx 10 \text{ dybler}$$

## Minsteavstander for dybler (Tabell 8.5)

$$\underline{a_1} = \text{avstand mellom dybler i fiberretning, } \alpha = 0^\circ \\ = (3 + 2|\cos \alpha|)d = 5 \cdot 24 = \underline{120 \text{ mm}}$$

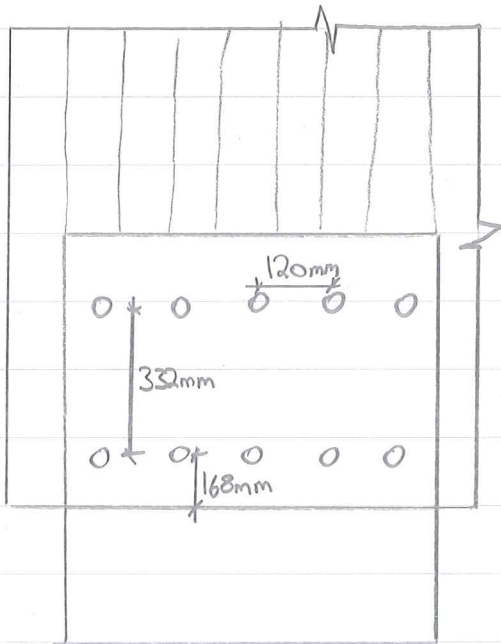
$$\underline{a_{3,t}} = \text{avstand til belastet ende, } \max[7d, 80 \text{ mm}] \\ = 7 \cdot 24 = \underline{168 \text{ mm}}$$


Antar øverste dybel 500 mm opp i veggen som gir:

$$a_1 = 500 - 168 = 332 \text{ mm}$$

$$n_{\text{eff}} = 2^{0,9} \cdot \sqrt[4]{\frac{332}{13 \cdot 24}} = 1,9$$

$$\text{Antall effektive dybler} = 1,9 \cdot 5 = 9,5 > 9,41 \Rightarrow \text{OK!}$$





# Kontroll av nedbøyning med baderomsmodul.

$$\text{Elementbredde} = 2500 \text{ mm}$$

$$\text{Spennvidde} = 8445 \text{ mm}$$

$$\text{Modulstørrelse} = 2305 \times 2045 \text{ mm}$$

$$\text{Velut modul} = 625 \text{ leg/m}^2$$

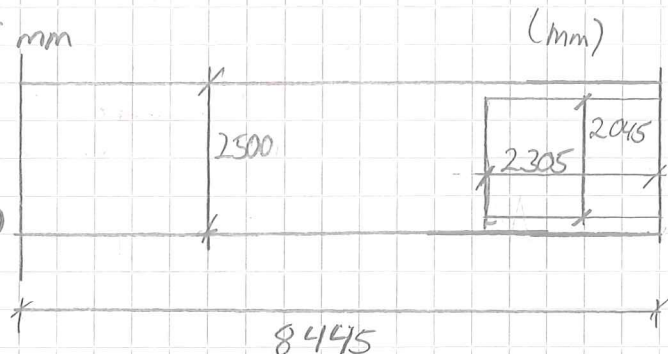
$$\text{Dekke CLT 220 L75-2 + 75B30}$$

$$\text{Egenvekt dekke} = 7,35 \text{ kN/m}$$

$$\text{Nyttelast} = 5,0 \text{ kN/m}$$

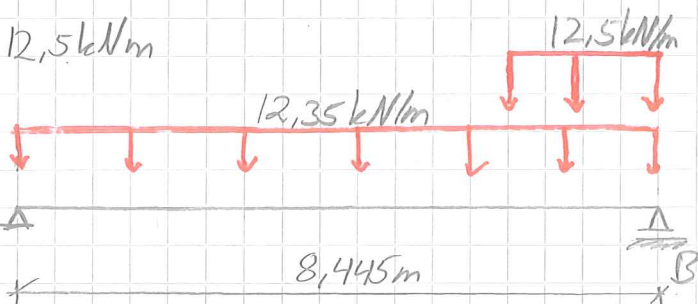
$$\Sigma \text{ jevnt fordelt last} = 12,35 \text{ kN/m}$$

$$\text{Baderomsmodul} = 625 \cdot 9,81 \cdot 10^{-3} \cdot 2,045 = 12,5 \text{ kN/m}$$



Opplagerkraft uten modul:

$$A = B = \frac{qL}{2} = \frac{12,35 \cdot 8,445}{2} = 52 \text{ kN}$$



Opplagerkraft med modul:

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow B = \frac{12,35 \cdot 8,445 \cdot 4,223 + 12,5 \cdot 2,305 \cdot 7,293}{8,445} = 77 \text{ kN}$$

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow A = 12,35 \cdot 8,445 + 12,5 \cdot 2,305 - 77 = 56 \text{ kN}$$

Nedbøyning midt i felt uten modul

$$W = \frac{5qL^4}{384EI} = \frac{5 \cdot 12,35 \cdot 8445^4}{384 \cdot 5,328 \cdot 10^{13}} \approx 15,5 \text{ mm}$$

Nedbøyningsbidrag midt i felt fra modul

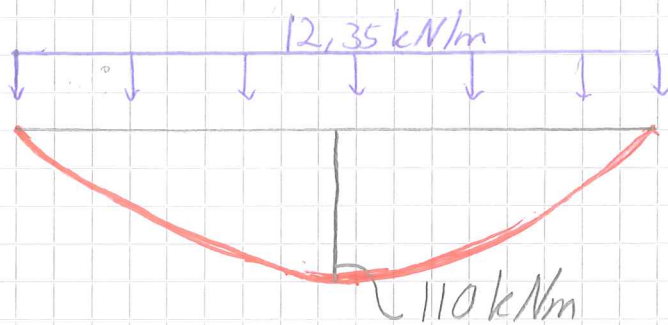
$$W = \frac{qa^2 \cdot l^2}{48EI} (1,5 - \alpha^2) \quad a = 2305 \text{ mm} \quad \alpha = \frac{2305}{8445} = 0,273$$

$$W = \frac{12,5 \cdot 2305^2 \cdot 8445^2}{48 \cdot 5,328 \cdot 10^{13}} (1,5 - 0,273^2) \approx 2,5 \text{ mm}$$

# Maksimalt moment fra jevnt fordelt last

Uten baderomsmodul:

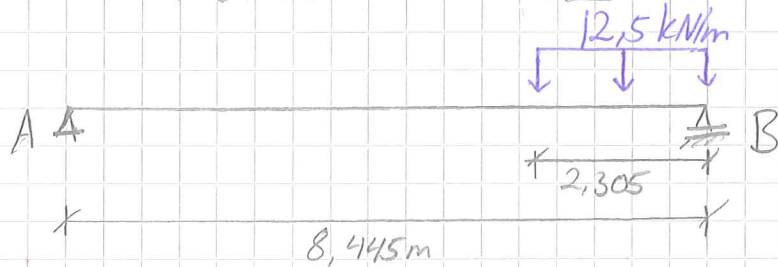
M-dia:



$$M_{\max} = \frac{ql^2}{8}$$

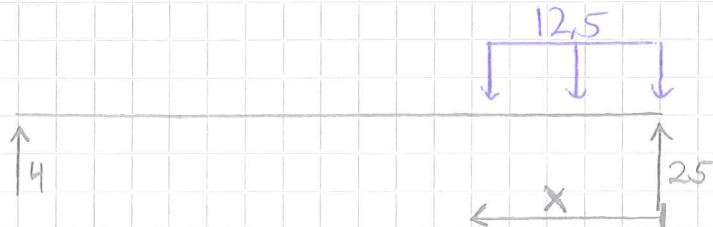
$$M_{\max} = \frac{12,35 \cdot 8,445^2}{8} = 110 \text{ kNm}$$

# Maksimalt moment fra baderomslast



$$\sum M_A = 0 \Rightarrow F_B = \frac{12,5 \cdot 2,305 \cdot (8,445 - \frac{2,305}{2})}{8,445} \approx 25 \text{ kN}$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow F_A = 12,5 \cdot 2,305 - 25 \approx 4 \text{ kN}$$



Maks moment i snitt x.  $x = B/9$

$$M_{\max} = \frac{B^2}{27} \Rightarrow x = \frac{25}{12,5} = 2 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{25^2}{2 \cdot 12,5} = 25 \text{ kNm}$$

Mdia



Momentet fra baderomsmodulen gir et moment som er 22% av det tidligere momentet.

Kombinert maksimalt moment blir 127 kNm



# Beregning av resttvernsnitt ved et brannforløp på 90 min. Etasjeskille

Tykkelsen av effektiv brukningsdybde ( $d_{ef}$ ):

$$d_{ef} = d_{char,n} + k_{e0} \cdot d_0$$

$$k_{e0} = 1 \quad d_0 = 7 \text{ mm}$$

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t \quad \beta_n = 0,8 \text{ massvitre}$$

$$d_{ef} = 0,8 \cdot 90 + 1 \cdot 7 = 79 \text{ mm}$$

$$\text{Resterende tvernsnitt} = 220 - 79 = 141 \text{ mm}$$

## Vedlegg C.4

Beregner dim. horisontalbelastning på den mest påkjennte dekkeskiva. Finnes største moment og støtkekraft i skiva.

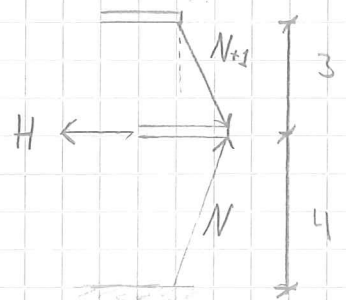
Dekke over 1. etg er mest påkjent. Finnes maks skjevstilling mot enkelt dekkeskive.

$$L = 4m/3m \quad m = 35 \quad \alpha_m = \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{35}\right)} = 0,72$$

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{L}} \quad \frac{2}{3} \leq \alpha_h \leq 1 \quad \alpha_h = \frac{2}{\sqrt{4}} = 1 \quad \alpha_h' = \frac{2}{\sqrt{3}} = 1,15$$

$$\alpha_h = 1,0 \quad \theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad \theta_0 = \frac{1}{200}$$

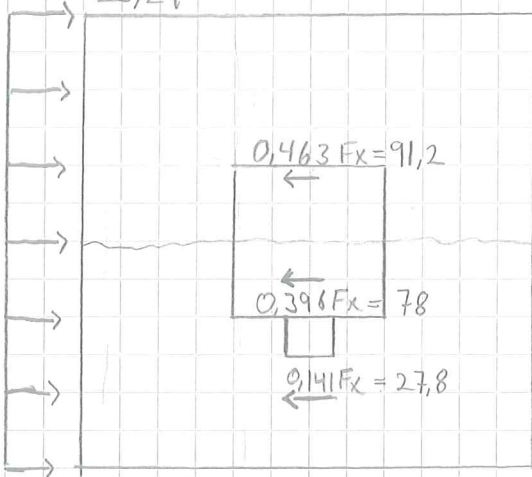
$$\theta_i = \frac{1}{200} \cdot 1 \cdot 0,72 = 0,0036$$



$$H_i = \frac{\theta_i (N_i + N_{i+1})}{2} \Rightarrow H_1 = \frac{0,0036 (27889 + 24540)}{2} = \underline{94 \text{ kN}}$$

Vind + skjevstilling mot dekke over 1. etg:  $103 + 94 = \underline{197 \text{ kN}}$

$$q = \frac{197}{25,29} = 7,79 \text{ kN/m}$$



Beregner moment midt i felt.

Snittmetoden:

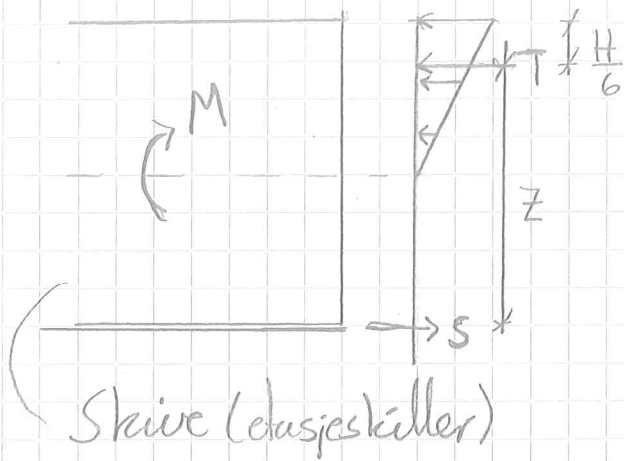
$$M_{ED, \text{ felt}} = 91,2 \cdot 4,57 - 7,79 \cdot \frac{25,29}{2} \cdot \frac{25,29}{4}$$

$$M_{ED, \text{ felt}} = -206 \text{ kNm} = 206 \text{ kNm pga støttemoment}$$

Max støttemoment er ved skive 7°

$$M_{\text{støtte}} = 7,79 \cdot 8,075 \cdot \frac{8,075}{2} = \underline{254 \text{ kNm}}$$

$$M_{ED} = 254 \text{ kNm} \quad V_{ED} = 91,2 \text{ kN}$$



$$S = \frac{M_{ED}}{z}$$

$$M_{ED} = 254 \text{ kNm}$$

$$z = 8,445 - \frac{8,445}{6} = 7,0375 \text{ m}$$

$$S = \frac{254 \cdot 10^6}{7,0375} = 36,1 \text{ kN i stredele}$$

$$\text{Nødvendig stålareal} = \frac{S}{f_{yd}} \Rightarrow \frac{36100}{355} = 102 \text{ mm}^2$$

Benytter stalplåte med dimensjon 75 x 2 mm

# Yttervegg Kontroll av bøyning og aksialtrykk

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1,0 \Leftrightarrow \frac{N_d}{A_{net}} + \frac{M_d}{W_{net}} \leq 1$$

$$N_d = q_{ED} \cdot l_m = 273 \cdot 1m = 273kN$$

$M_d = 0$  pga ingen vindlast som tas av veggene i dette tilfellet.

$$A_{net} = b \cdot d_{int} = 1000 \cdot (40 + 40 + 40) = 120000 \text{ mm}^2$$

$k_{c,y} = k_{\alpha} = 0,20$  (fig 16 hefte 3, dimensjonering massivtre)

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,ok}}{\gamma_m} = \frac{0,8 \cdot 21}{1,25} = 13,44 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{N_d}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}} + 0 \leq 1,0 \Rightarrow \frac{273 \cdot 10^3}{120000} + 0 \approx 0,84 < 1 \text{ Ok!}$$

Austående vegg kontroll mot knekkning (bøyning)

$$\frac{N_d}{k_{c,y} \cdot f_{c,0,d}}$$

$$N_d = \frac{1998}{8,4} \cdot 1m = 234kN$$

$$A_{net} = 120000 \text{ mm}^2$$

$$k_{c,y} = 0,20$$

$$f_{c,0,d} = 13,44$$

$$\frac{234 \cdot 10^3}{120000} + 0 \approx 0,73 < 1 \text{ Ok!}$$



# Kontroll av trykk vinkelrett på fiber ved opplegg av massivt dekker.

$$\text{Krav } \sigma_{c,90d} \leq f_{c,90,d}$$

$$\frac{N_{90,d}}{K_{c,90} \cdot A_{ef}} \leq \frac{k_{red} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_M} \quad \text{Hvervegg mot dekke}$$

$$A_{ef} = (160 + 30) \cdot 1000 = 190000 \text{ mm}^2$$

$K_{c,90} = 1,4$  for belastning på kant av element

$$N_{90,d} = 273 \text{ kN/m} \cdot 1 \text{ m} = 273 \text{ kN}$$

Kontroll:  $\frac{273 \cdot 10^3}{1,4 \cdot 190000} \approx 1,026 \text{ N/mm}^2$

$$f_{c,90,d} = \frac{0,8 \cdot 2,5}{1,25} = 1,6 \text{ N/mm}^2$$

$$\underline{\underline{1,026 < 1,6 \text{ Ok!}}}$$

## Austående vegger mot dekke

$$\frac{N_{90,d}}{K_{c,90} \cdot A_{ef}} \leq \frac{k_{red} \cdot f_{c,90,k}}{\gamma_M}$$

$$A_{ef} = (160 + 30) \cdot 1000 = 190000 \text{ mm}^2$$

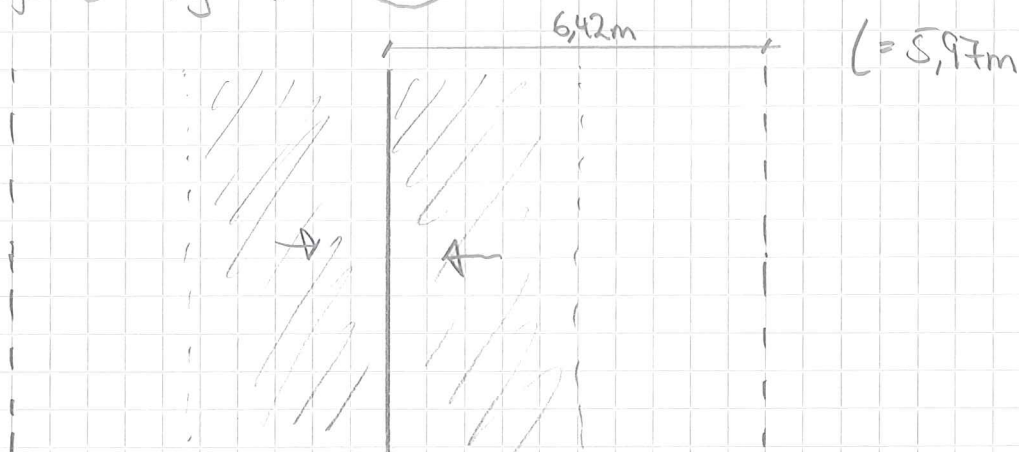
$K_{c,90} = 1,4$  for belastning på kant av element

$$N_{90,d} = \frac{1998 \text{ kN}}{8,4 \text{ m}} \cdot 1 \text{ m} = 234 \text{ kN}$$

Kontroll:  $\frac{234 \cdot 10^3}{1,4 \cdot 190000} \approx \underline{\underline{0,88 < 1,6 \text{ Ok!}}}$

## Dimensjonering stålbjelker over boliger

Bjelke langs akse (1-H):



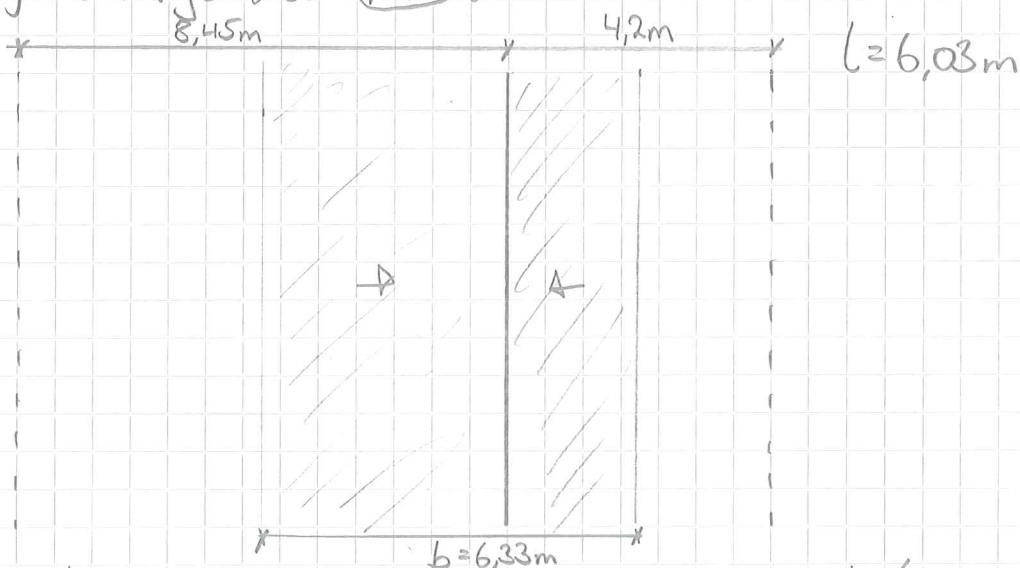
$$q_{Ed} = (0,5 \text{ kN/m} + 1,1 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,42 \text{ m} + 2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,42 \text{ m}) \cdot 1,2 + 2,0 \text{ kN/m}^2 \cdot 1,5 \cdot 6,42 \text{ m}$$

$$= 43,74 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{qL^2}{8} = \frac{43,74 \cdot 5,97^2}{8} = 195 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = \frac{qL}{2} = \frac{43,74 \cdot 5,97}{2} = 131 \text{ kN (Maks)}$$

Bjelke langs akse (1-Fn):



$$q_{Ed} = (0,5 + 1,1 \cdot 6,33 + 2 \cdot 6,33) \cdot 1,2 + 2 \cdot 1,5 \cdot 6,33 = 43,14 \text{ kN/m}$$

$$M_{Ed} = \frac{43,14 \cdot 6,03^2}{8} = 196 \text{ kNm (Maks) Arealreduksjon:}$$

$$V_{Ed} = \frac{43,14 \cdot 6,03}{2} = 130 \text{ kN}$$

$$\frac{5}{7} \cdot 0,7 + \frac{15}{6,33 \cdot 6,03} = 0,9 \quad (\psi_0 = 0,7, A_b = 15 \text{ m}^2)$$

$$M_{Ed} = \frac{(43,14 - 0,1 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 6,33) \cdot 6,03^2}{8} = 188 \text{ kNm (etter arealreduksjon)}$$

$$V_{Ed} = \frac{(43,14 - 0,1 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 6,33) \cdot 6,03}{2} = 125 \text{ kN (etter arealreduksjon)}$$

$$M_{pl,rd} (HE 220 A) = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{Tverrsnittsklasse 1})$$

$$W_{pl} = 2 \cdot S_y = 2 \cdot 0,284 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 = 568 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

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

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$M_{pl,rd} = \frac{568 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,05} = 192 \text{ kNm} < 196 \text{ kNm} \Rightarrow \text{Ikke OK!}$$

Øker tverrsnittet til HE 240 A som gir tilstrekkelig kapasitet.

Skjærkraft:

$$V_{pl,rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (\text{HE 240})$$

$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \quad (6.2.6 (3a))$$

$$t_w = 7,5 \text{ mm} \quad t_f = 12 \text{ mm}, \quad r = 21 \text{ mm}, \quad A = 7,68 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$$

$$A_v = 7,68 \cdot 10^3 - 2 \cdot 240 \cdot 12 + (7,5 + 2 \cdot 21)12 = 2514 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,rd} = \frac{2514 \cdot (355 / \sqrt{3})}{1,05} = 491 \text{ kN} > 125 \text{ kN} \Rightarrow \text{OK!}$$

Vipping: Siden elementene ligger inntil steget på begge sider anses avstanden mellom fastholdte punkter lik 0. Det gir en reduksjonsfaktor på 1,0 og dermed ingen vippefare.

Nedbøyning: Krev i prosjektforutsetningene er  $\frac{1}{300} = \frac{6030}{300} = \underline{20 \text{ mm}}$

$$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2, \quad I_y = 136,7 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \quad (\text{HE 280 A})$$

$$W = \frac{5qL^4}{384EI}$$

$$q_k = 0,5 \text{ kN/m} + 1,1 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,33 \text{ m} + 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 6,33 \text{ m} + 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,9 \cdot 6,33 \text{ m} = 31,52 \text{ kN/m}$$

$$W = \frac{5 \cdot 31,52 \cdot 6030^4}{384 \cdot 210\,000 \cdot 136,7 \cdot 10^6} = 19 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \Rightarrow \underline{\text{OK!}}$$



## Brannisolering: R90

Antar standard tid-temp. kurve etter NS3491-2,

$$\Theta_{a,90} = 324 \left( \left( \frac{A_p}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} \right)^{0,2} - 2,15 \right)$$

Reduksjonsfaktor fra dimensjonerende til karakteristiske laster er  $\frac{32,78}{43,14} = 0,76$ . Flytegrensen kan derfor reduseres med 24% uten at konstruksjonsdelen går i brudd.

Fra fig. 21 (Byggeforsk S20.315) kan ståltemperaturen maks bli ca.  $350^\circ\text{C}$ , som gir

$$350 = 324 \left( \left( \frac{A_p}{V} \cdot \frac{\lambda_p}{d_p} \right)^{0,2} - 2,15 \right)$$

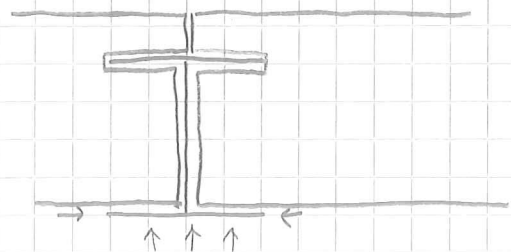
$$\frac{A_p}{V} = \frac{b+2t}{bt} = \frac{0,28+2 \cdot 0,013}{0,28 \cdot 0,013} = 84,07$$

$$\left( 84,07 \frac{\lambda_p}{d_p} \right)^{0,2} = 1,08 + 2,15 = 3,23$$

$$\left( 84,07 \frac{\lambda_p}{d_p} \right) = 3,23^5 \Rightarrow \frac{\lambda_p}{d_p} = \frac{3,23^5}{84,07} = 4,182$$

Med  $\lambda_p$  på ca. 0,038 blir isolasjonstykkelsen

$$\frac{0,038}{4,182} \approx 10\text{mm isolasjon}$$



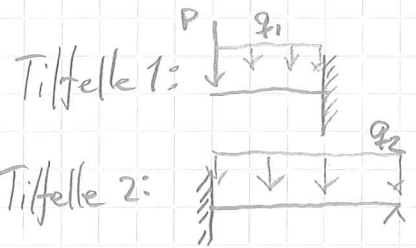


# Dimensjonering bjelker over 1. etg.

Bjelke langs akse (1-Ln) ved uttøring (bjelkenr. 837 og 22)



Bjelke HEA 300



Laster iflg. Robot: (Bruksgrense)

P som følge av last fra yttervegg = 71 kN

$q_1$  fra dekke ved uttøring =  $\frac{97 \text{ kN} - 71 \text{ kN}}{2,17 \text{ m}} = 12 \text{ kN/m}$

$q_2$  fra dekke i felt =  $\frac{101 \text{ kN} + 33 \text{ kN}}{6,1 \text{ m}} = 22 \text{ kN/m}$

( $M_{\text{Ed(Robot)}} = 230 \text{ kNm}$ )

$$I_y = 182,6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

Nedbøyingskrav:  $\frac{L}{300} = \frac{2,17}{300} = 7,2 \text{ mm}$  og  $\frac{6100}{300} = 20,3 \text{ mm}$

Uttøring:  $w = \frac{Pl^3}{3EI} + \frac{ql^4}{8EI} = \frac{71 \cdot 10^3 \cdot 2,17^3}{3 \cdot 210000 \cdot 182,6 \cdot 10^6} + \frac{12 \cdot 2,17^4}{8 \cdot 210000 \cdot 182,6 \cdot 10^6} = 7,17 \text{ mm} \Rightarrow \text{Ok}$

Feltmidte:  $w = \frac{2ql^4}{369EI} = \frac{2 \cdot 22 \cdot 6100^4}{369 \cdot 210000 \cdot 182,6 \cdot 10^6} = 4,3 \text{ mm} \Rightarrow \text{Overdimensjonert}$   
Ok

Momentkapasitet i bruksgrense =  $\frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$

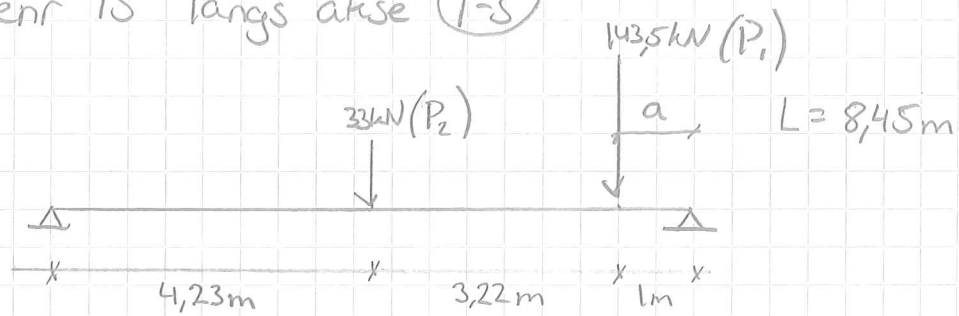
$$W_{pl} = 2S_y = 2 \cdot 692 \cdot 10^3 = 1384 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2, \gamma_{m0} = 1,05$$

$$M_{pl, \text{red}} = \frac{1384 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,05} = 468 \text{ kNm} > 230 \Rightarrow \text{Ok}$$

$$V_{\text{red}} \gg V_{\text{ed}}$$

Bjelkenr 15 langs akse (1-5)



Benytter formel for punktlast i felt:  $\alpha = \frac{a}{L} = \frac{1}{8,45} = 0,118$

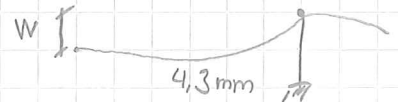
$$w = \frac{PL^3}{48EI} (3\alpha - 4\alpha^3)$$

Laster iflg. Robot: (Brugsgrænsetilstand)

$P_1$  fra bjelkenr 14 =  $143,5\text{ kN}$

$P_2$  fra bjelkenr 837 =  $33\text{ kN}$

Nedbøjningskrav sættes ud fra bjelke 837:

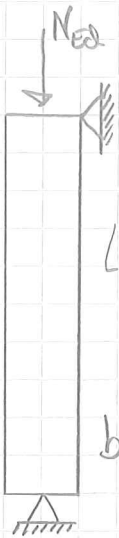


Setter  $w = 20,3 - 4,3 = 16\text{ mm}$  og får

$$16 \geq \frac{P_2 L^3}{48EI} + \frac{P_1 L^3}{48EI} (3 \cdot 0,118 - 4 \cdot 0,118^3)$$

$$I_y \geq \frac{P_2 L^3}{48 \cdot 16 \cdot E} + \frac{P_1 \cdot L^3}{48 \cdot 16 \cdot E} (3 \cdot 0,118 - 4 \cdot 0,118^3) = \underline{310 \cdot 10^6 \text{ mm}^4}$$

HEA 360:  $I_y = 330,9 \cdot 10^6 \text{ mm}^4 \Rightarrow \text{OK!}$

Dimensjonering søylerSøyle  
nr 4

$$N_{Ed} = 1327 \text{ kN}$$

Velger kvalitet GL32h

$$\gamma_m = 1,15 \quad f_{c,0,k} = 32 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{0,05} = 11800 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_c = 0,1 \text{ (limtre)}$$

Trykkapasitet: (6.1.4)Nyttelast = langsidslast  $\Rightarrow k_{mod} = 0,7$ 

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{b^2}, \quad f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_m} = 0,7 \cdot \frac{32}{1,15} = 19,48 \text{ N/mm}^2$$

$$L \Rightarrow \frac{N_{Ed}}{b^2} \leq 19,48 \Rightarrow b \geq \sqrt{\frac{1327 \cdot 10^3}{19,48}} = 261 \text{ mm} \Rightarrow \underline{\text{Velger } 300 \times 300 \text{ mm}}$$

Knekkning (6.3.2):

$$\lambda_{rel,y} = \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_{y,z}}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}, \quad \lambda_{y,z} = \frac{L_{ky,z}}{i_{y,z}}, \quad i_{y,z} = \sqrt{\frac{I_{y,z}}{A}} \approx 0,289 h$$

$$i = 0,289 \cdot h = 0,289 \cdot 300 = 86,7 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = \frac{4000}{86,7} = 46,14$$

$$\lambda_{rel} = \frac{46,14}{\pi} \sqrt{\frac{32}{11800}} = 0,765$$

$$k_y = k_z = 0,5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2] = 0,5 [1 + 0,1(0,765 - 0,3) + 0,765^2] = 0,816$$

$$k_{c,y} = k_{c,z} = \frac{1}{k_{y,z} + \sqrt{k_{y,z}^2 - \lambda_{rel}^2}} = 0,91$$

$$\text{Kraav: } \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c \cdot f_{c,0,d}} \leq 1,0 \text{ (Ingen bryggespenninger)}$$



$$\sigma_{c,0,d} = \frac{1327 \cdot 10^3}{300^2} = 14,74 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Kontroll: } \frac{14,74}{0,91 \cdot 19,48} = 0,83 < 1,0 \Rightarrow \underline{\text{OK!}}$$

Branndimensjonerings: (1-2, section 4)

$$t = 90 \text{ min}$$

$$\beta_n = 0,7 \text{ mm/min}$$

$$d_{char,n} = \beta_n \cdot t = 0,7 \cdot 90 = 63 \text{ mm} \Rightarrow d_{ef} = 63 + 7 \text{ mm} = \underline{70 \text{ mm}}$$

$$\text{Kapacitet: } f_{c,0,d,fi} = k_{red,fi} \cdot \frac{f_{c,0,k} \cdot k_{fi}}{\gamma_{M,fi}}$$

$$k_{fi} = 1,15$$

$$k_{red,fi} = \gamma_{M,fi} = 1,0$$

$$f_{c,0,d,fi} = 1,0 \cdot \frac{32 \cdot 1,15}{1,0} = \underline{36,8 \text{ N/mm}^2}$$

Øker til tverrsnitt  $375 \times 375 \text{ mm}^2$ !

Sjelder for knekking med nytt effektivt areal

$$\hookrightarrow A_{ef} = (375 - 2 \cdot 70)^2 = 55\,225 \text{ mm}^2 \quad (h_{ef} = 375 - 2 \cdot 70 = 235 \text{ mm})$$

$$i = 0,289 \cdot 235 = 67,915 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{4000}{67,915} = 58,897$$

$$\chi_{rel} = \frac{58,897}{\pi} \sqrt{\frac{32}{11800}} = 0,976$$

$$k_y = k_z = 0,5 [1 + 0,1(0,976 - 0,3) + 0,976^2] = 1,01$$

$$k_{c,y} = k_{c,z} = \frac{1}{1,01 + \sqrt{1,01^2 - 0,976^2}} = 0,787$$

$$N_{Ed} < N_{d,fi} \Rightarrow N_{d,fi} = k_{c,y} \cdot f_{c,0,d,fi} \cdot A_{ef} = 0,787 \cdot 36,8 \cdot 55\,225 = 1\,599 \text{ kN}$$

$$N_{Ed} = 1\,327 \text{ kN} < N_{d,fi} \Rightarrow \underline{\text{OK!}}$$

## Søylor ved innrykk i fasade (balkonger) (Fra og med 2. etg)

$$N_{ed} = 349 \text{ kN (Søyle nr 28)}$$

Kontrollerer for knekking ved brann:

Velger tverrsnitt  $275 \times 275 \text{ mm}$

$$\hookrightarrow A_{ef} = (275 - 2 \cdot 70)^2 = 18225 \text{ mm}^2 \quad (h_{ef} = 135 \text{ mm})$$

$$i = 0,289 \cdot 135 = 39,015 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{3000}{39,015} = 76,894$$

$$\lambda_{rel} = \frac{76,894}{\pi} \sqrt{\frac{32}{11800}} = 1,275$$

$$k_y = k_z = 0,5 \left[ 1 + 0,1(1,275 - 0,3) + 1,275^2 \right] = 1,361$$

$$k_{c,y} = k_{c,z} = \frac{1}{1,361 + \sqrt{1,361^2 - 1,275^2}} = 0,544$$

$$N_{d,fi} = 0,544 \cdot 36,8 \cdot 18225 = 365 \text{ kN} > N_{ed} \Rightarrow \text{OK!}$$

## Resterende søyler

$$N_{ed} = 1139 \text{ kN (søyle nr 30)}$$

Knekkning ved brann: Tverrsnitt  $340 \times 340 \text{ mm}$

$$h_{ef} = 340 - 140 = 200 \text{ mm}$$

$$i = 0,289 \cdot 200 = 57,8 \text{ mm}$$

$$\lambda = \frac{3000}{57,8} = 51,903$$

$$\lambda_{rel} = \frac{51,903}{\pi} \sqrt{\frac{32}{11800}} = 0,860$$

$$k_y = k_z = 0,5 \left[ 1 + 0,1(0,86 - 0,3) + 0,86^2 \right] = 0,898$$

$$k_{c,y} = k_{c,z} = \frac{1}{0,898 + \sqrt{0,898^2 - 0,86^2}} = 0,865$$

$$N_{d,fi} = 0,865 \cdot 36,8 \cdot (340 - 140)^2 = 1273 \text{ kN} > N_{ed} \Rightarrow \text{OK!}$$

# Oppsummering bjelker og søyler

Ved uttøring (4 bjelker):  $M_{ed} = 230 \text{ kNm}$  (Bjelke 837)

$M_{pl,red} = 468 \text{ kNm}$  (fra dimensjoneringsvedlegget)

$$\frac{M_{ed}}{M_{pl,red}} = \underline{49,1\%} \quad \text{Bjelke 15: } \frac{203 \text{ kNm}}{2 \cdot 1040 \cdot 10^3 \cdot 355 / 1,05} = \underline{28,9\%}$$

$V_{ed} = 186 \text{ kN}$  (Bjelke 15)     $V_{ed} = 133 \text{ kN}$  (resten)

$$V_{pl,red} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

$\gamma_{m0} = 1,05$ ,  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ ,  $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) t_f$

$$A_v = 11,2 \cdot 10^3 - 2 \cdot 300 \cdot 14 + (8,5 + 2 \cdot 27) \cdot 14 = 3675 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl,red} = \frac{3675 (355 / \sqrt{3})}{1,05} = \underline{717,4 \text{ kN}} \quad \text{Bjelke 15: } V_{pl,red} = \frac{4920 (355 / \sqrt{3})}{1,05} = \underline{960,4 \text{ kN}}$$

$$\frac{V_{ed}}{V_{pl,red}} = \underline{18,5\%} \text{ (resten)} \quad \frac{V_{ed}}{V_{pl,red}} = \underline{19,4\%} \text{ (bjelke 15)}$$

Nedbrytningsstrav:

$$\text{Bjelke 15: } \sqrt[4]{300} = 7,2 \text{ mm}, \quad W = \frac{33 \cdot 10^3 \cdot 8450^3}{48 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 330,9 \cdot 10^6} + \frac{143,5 \cdot 10^3 \cdot 8450^3}{48 \cdot 210 \cdot 10^3 \cdot 330,9 \cdot 10^6} (3 \cdot 0,118 - 4 \cdot 0,118^2)$$

$$\frac{15}{7,2} = \underline{53,2\%}$$

$$= 15 \text{ mm}$$

$$\text{Resten uttøring: } \frac{7,2 \text{ mm}}{7,2 \text{ mm}} = \underline{100\%}$$

$$\text{Bjelker generelt (HEA280): } M_{ed} = 188 \text{ kNm} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \frac{M_{ed}}{M_{pl,red}} = \underline{50\%}$$

$$M_{pl,red} = \frac{2 \cdot 556 \cdot 10^3 \cdot 355}{1,05} = 376 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,red} = \frac{3178 (355 / \sqrt{3})}{1,05} = 620,3 \text{ kN} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \frac{V_{ed}}{V_{pl,red}} = \underline{20,2\%}$$

$$V_{ed} = 125 \text{ kN}$$



## Søyler 1. etasje

~~Trykkspenning~~ Trykkspenning:  $\sigma_{c,0,d} = \frac{1327 \cdot 10^3}{375^2} = \underline{9,44 \text{ N/mm}^2}$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} = \frac{9,44}{19,48} = \underline{48,5\%}$$

Knektning (brann):  $\frac{N_{ed}}{N_{d,fi}} = \frac{1327}{1599} = \underline{83,0\%}$

## Søyler ved innrytke:

Trykkspenning:  $\sigma_{c,0,d} = \frac{349 \cdot 10^3}{275^2} = \underline{4,61 \text{ N/mm}^2}$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} = \frac{4,61}{19,48} = \underline{23,7\%}$$

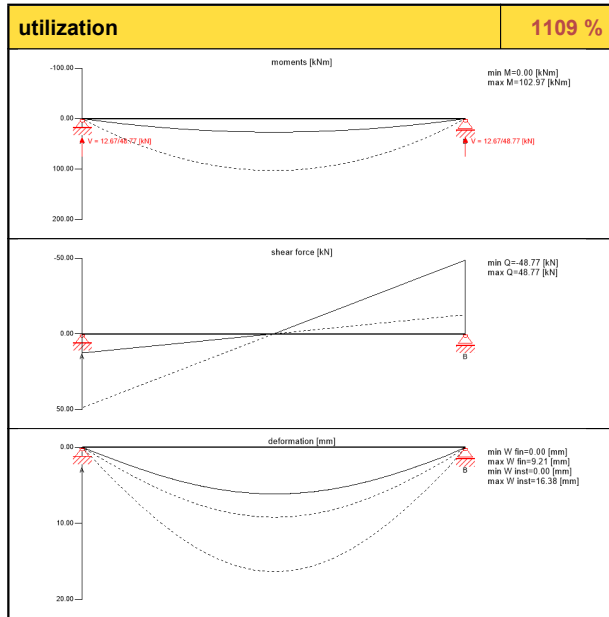
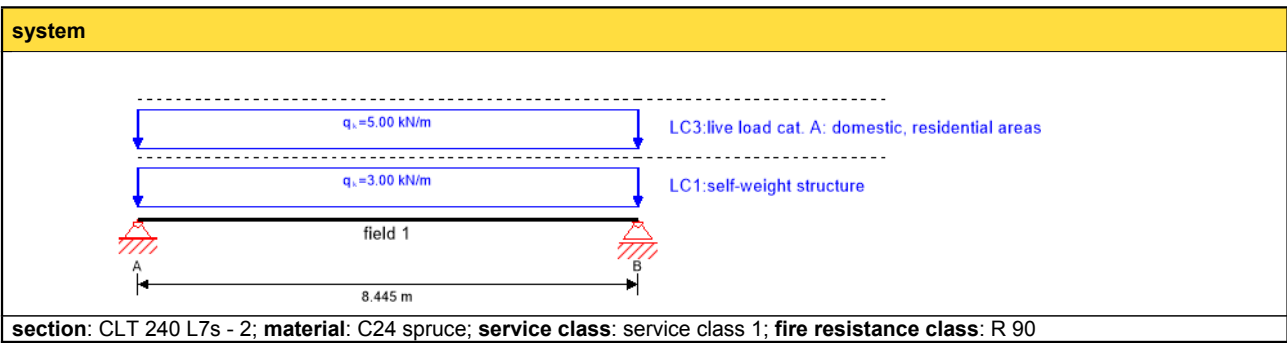
Knektning (brann):  $\frac{N_{ed}}{N_{d,fi}} = \frac{349}{365} = \underline{95,6\%}$

## Generelt:

Trykkspenning:  $\sigma_{c,0,d} = \frac{1139 \cdot 10^3}{340^2} = \underline{9,85 \text{ N/mm}^2}$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} = \frac{9,85}{19,48} = \underline{50,6\%}$$

Knektning (brann):  $\frac{N_{ed}}{N_{d,fi}} = \frac{1139}{1273} = \underline{89,5\%}$



<b>flexural stress analysis</b>		<b>26 %</b>			
$M_d = 102.97$ kNm	$f_{m,k} = 24.00$ N/mm <sup>2</sup>				
$\sigma_{m,d} = 4.43$ N/mm <sup>2</sup> <	$f_{m,d} = 16.90$ N/mm <sup>2</sup>	✓			
<b>shear stress analysis</b>		<b>5 %</b>			
$V_d = 48.77$ kN	$f_{v,k} = 4.00$ N/mm <sup>2</sup>				
$\tau_{v,d} = 0.12$ N/mm <sup>2</sup> <	$f_{v,d} = 2.56$ N/mm <sup>2</sup>	✓			
<b>rolling shear analysis</b>		<b>14 %</b>			
$V_d = 48.77$ kN	$f_{r,k} = 1.25$ N/mm <sup>2</sup>				
$\tau_{r,d} = 0.11$ N/mm <sup>2</sup> <	$f_{r,d} = 0.80$ N/mm <sup>2</sup>	✓			
<b>flexural stress analysis fire</b>		<b>17 %</b>			
$M_d = 40.12$ kNm	$f_{m,k} = 24.00$ N/mm <sup>2</sup>				
$\sigma_{m,d} = 5.14$ N/mm <sup>2</sup> <	$f_{m,d} = 30.36$ N/mm <sup>2</sup>	✓			
<b>shear stress analysis fire</b>		<b>2 %</b>			
$V_d = 19.00$ kN	$f_{v,k} = 4.00$ N/mm <sup>2</sup>				
$\tau_{v,d} = 0.08$ N/mm <sup>2</sup> <	$f_{v,d} = 4.60$ N/mm <sup>2</sup>	✓			
<b>rolling shear analysis fire</b>		<b>5 %</b>			
$V_d = 19.00$ kN	$f_{r,k} = 1.25$ N/mm <sup>2</sup>				
$\tau_{r,d} = 0.07$ N/mm <sup>2</sup> <	$f_{r,d} = 1.44$ N/mm <sup>2</sup>	✓			
<b>initial deflection [w<sub>char</sub>]</b>					
field	dist. [m]	limit [-]	W <sub>limit</sub> [mm]	W <sub>calc.</sub> [mm]	ratio
1	4.22	1/300	28.2	16.4	58 %
<b>final deflection [w<sub>char</sub>+w<sub>q.p.</sub>*k<sub>def</sub>]</b>					
field	dist. [m]	limit [-]	W <sub>limit</sub> [mm]	W <sub>calc.</sub> [mm]	ratio
1	4.22	1/300	28.2	23.7	84 %
<b>net final deflection [w<sub>q.p.</sub>*(1+k<sub>def</sub>)]</b>					
field	dist. [m]	limit [-]	W <sub>limit</sub> [mm]	W <sub>calc.</sub> [mm]	ratio
1	4.22	1/250	33.8	16.6	49 %
<b>vibration analysis</b>					
criteria	calc.	cl. I	cl. II	cl. I	cl. II
frequency min	7.435	4.5	4.5	✓	✓
frequency	7.435	8.0	6.0	✗	✓
acceleration	0.554	0.05	0.1	✗	✗
stiffness	0.144	0.25	0.5	✓	✓

**support reaction**

load case category	k <sub>mod</sub>	A <sub>v</sub>	B <sub>v</sub>
		[kN]	
self-weight structure	0.6	12.67	12.67
dead load	0.6	0.00	0.00
live load cat. A: domestic, residential areas	0.8	21.11	21.11
		0.00	0.00



**Disclaimer**

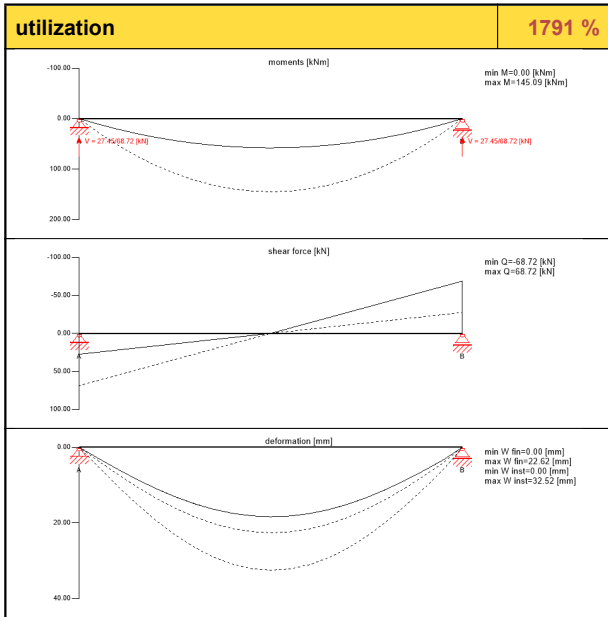
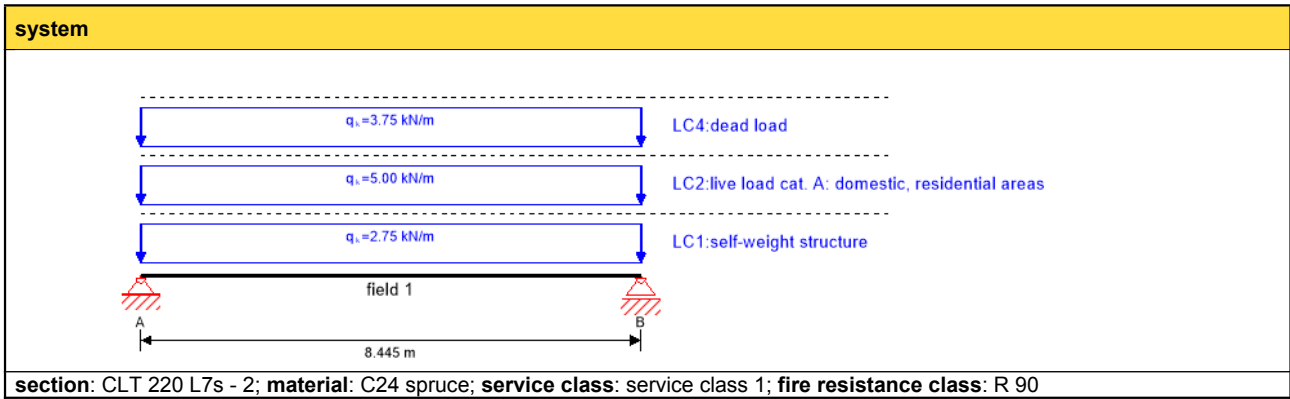
The software was created to assist engineers in their daily business. The software is an engineering software that is dealing with a very complex matter of structural analysis and building physics analysis. Therefore, this software shall only be operated by skilled, experienced engineers, with a deep understanding of structural engineering and building physics related to timber structures. The user of the software is obliged to check all input values, no matter if they were given by the user or given by default by the software and all results for plausibility.

The use of the results of the software should not be relied upon as the basis for any decision or action. Any use of results of the software is only allowed, if the results have been verified and approved regarding completeness and correctness by a project structural/building physics engineer. The user has the possibility to make print-outs from the software. Any modification of those are not allowed.

Stora Enso Wood Products GmbH does not assume any warranty regarding the software. The software has been developed with utmost diligence, nevertheless Stora Enso Wood Products GmbH, neither expressly nor implicitly, provides any warranty in terms of accuracy, validity, timeliness and completeness of information and data created by the software. Stora Enso Wood Products GmbH does also not assume any warranty for the general usability of the software, its suitability for a special purpose or for the compatibility of the software with the ones of third party producers or providers.

Stora Enso Wood Products GmbH is only liable for damages caused by gross negligence or intent through Stora Enso Wood Products GmbH; the liability for slight negligence is excluded. This does not apply to personal injury. Under the aforementioned conditions Stora Enso Wood Products GmbH is as well not liable for operational failures or the loss of programs and/or data of the user's data processing system.

Applicable Law: These terms of use shall be governed by the laws of Austria excluding however any conflict of laws rules and any laws regarding the Convention of the International Sale of Goods (CISG).



flexural stress analysis		47 %			
$M_d = 145.09 \text{ kNm}$	$f_{m,k} = 24.00 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{m,d} = 7.89 \text{ N/mm}^2 <$	$f_{m,d} = 16.90 \text{ N/mm}^2$ ✓		
shear stress analysis		7 %			
$V_d = 68.72 \text{ kN}$	$f_{v,k} = 4.00 \text{ N/mm}^2$	$T_{v,d} = 0.17 \text{ N/mm}^2 <$	$f_{v,d} = 2.56 \text{ N/mm}^2$ ✓		
rolling shear analysis		22 %			
$V_d = 68.72 \text{ kN}$	$f_{r,k} = 1.15 \text{ N/mm}^2$	$T_{r,d} = 0.16 \text{ N/mm}^2 <$	$f_{r,d} = 0.74 \text{ N/mm}^2$ ✓		
flexural stress analysis fire		35 %			
$M_d = 71.32 \text{ kNm}$	$f_{m,k} = 24.00 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{m,d} = 10.48 \text{ N/mm}^2 <$	$f_{m,d} = 30.36 \text{ N/mm}^2$ ✓		
shear stress analysis fire		3 %			
$V_d = 33.78 \text{ kN}$	$f_{v,k} = 4.00 \text{ N/mm}^2$	$T_{v,d} = 0.15 \text{ N/mm}^2 <$	$f_{v,d} = 4.60 \text{ N/mm}^2$ ✓		
rolling shear analysis fire		11 %			
$V_d = 33.78 \text{ kN}$	$f_{r,k} = 1.15 \text{ N/mm}^2$	$T_{r,d} = 0.15 \text{ N/mm}^2 <$	$f_{r,d} = 1.32 \text{ N/mm}^2$ ✓		
<b>initial deflection [<math>w_{char}</math>]</b>					
field	dist. [m]	limit [-]	$W_{limit}$ [mm]	$W_{calc.}$ [mm]	ratio
1	4.22	1/300	28.2	32.5	116 %
<b>final deflection [<math>w_{char} + w_{q.p.} * k_{def}</math>]</b>					
field	dist. [m]	limit [-]	$W_{limit}$ [mm]	$W_{calc.}$ [mm]	ratio
1	4.22	1/300	28.2	50.6	180 %
<b>net final deflection [<math>w_{q.p.} * (1 + k_{def})</math>]</b>					
field	dist. [m]	limit [-]	$W_{limit}$ [mm]	$W_{calc.}$ [mm]	ratio
1	4.22	1/250	33.8	40.7	121 %
<b>vibration analysis</b>					
critereon	calc.	cl. I	cl. II	cl. I	cl. II
frequency min	4.304	4.5	4.5	✗	✗
frequency	4.304	8.0	6.0	✗	✗
acceleration	0.895	0.05	0.1	✗	✗
stiffness	0.198	0.25	0.5	✓	✓

**support reaction**

load case category	$k_{mod}$	$A_v$	$B_v$
		[kN]	
self-weight structure	0.6	11.61	11.61
live load cat. A: domestic, residential areas	0.8	21.11	21.11
dead load	0.6	0.00	0.00
		0.00	0.00

support reaction			
load case category	$k_{mod}$	$A_v$	$B_v$
		[kN]	
dead load	0.6	15.83	15.83
		15.83	15.83

## Disclaimer

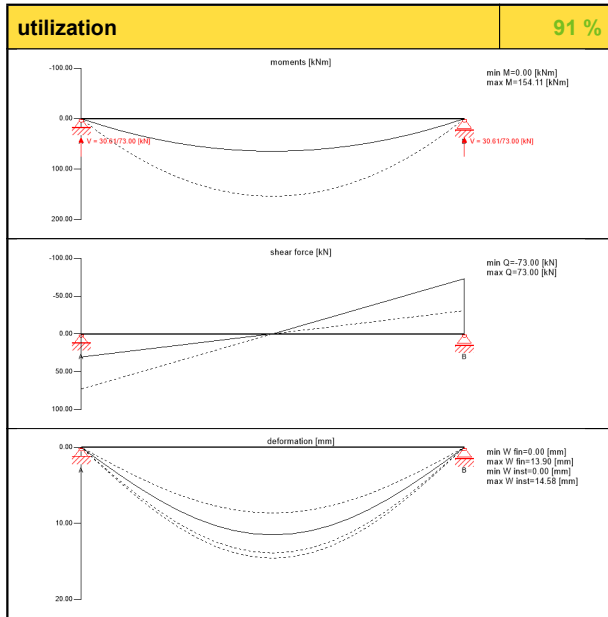
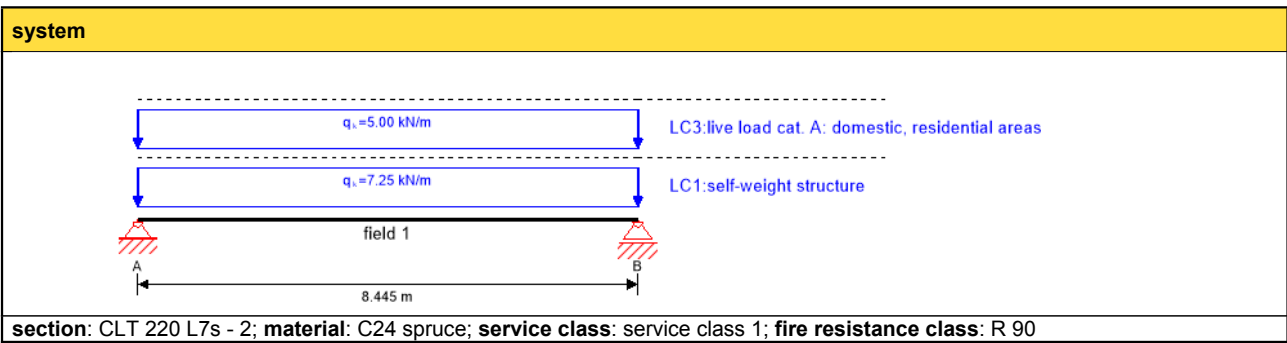
The software was created to assist engineers in their daily business. The software is an engineering software that is dealing with a very complex matter of structural analysis and building physics analysis. Therefore, this software shall only be operated by skilled, experienced engineers, with a deep understanding of structural engineering and building physics related to timber structures. The user of the software is obliged to check all input values, no matter if they were given by the user or given by default by the software and all results for plausibility.

The use of the results of the software should not be relied upon as the basis for any decision or action. Any use of results of the software is only allowed, if the results have been verified and approved regarding completeness and correctness by a project structural/building physics engineer. The user has the possibility to make print-outs from the software. Any modification of those are not allowed.

Stora Enso Wood Products GmbH does not assume any warranty regarding the software. The software has been developed with utmost diligence, nevertheless Stora Enso Wood Products GmbH, neither expressly nor implicitly, provides any warranty in terms of accuracy, validity, timeliness and completeness of information and data created by the software. Stora Enso Wood Products GmbH does also not assume any warranty for the general usability of the software, its suitability for a special purpose or for the compatibility of the software with the ones of third party producers or providers.

Stora Enso Wood Products GmbH is only liable for damages caused by gross negligence or intent through Stora Enso Wood Products GmbH; the liability for slight negligence is excluded. This does not apply to personal injury. Under the aforementioned conditions Stora Enso Wood Products GmbH is as well not liable for operational failures or the loss of programs and/or data of the user's data processing system.

Applicable Law: These terms of use shall be governed by the laws of Austria excluding however any conflict of laws rules and any laws regarding the Convention of the International Sale of Goods (CISG).



<b>flexural stress analysis 41 %</b>					
$M_d = 154.11$ kNm	$f_{m,k} = 30.00$ N/mm <sup>2</sup>				
$\sigma_{m,d} = -8.16$ N/mm <sup>2</sup> <	$f_{m,d} = 20.00$ N/mm <sup>2</sup> ✓				
<b>shear stress analysis 6 %</b>					
$V_d = 73.00$ kN	$f_{v,k} = 4.00$ N/mm <sup>2</sup>				
$\tau_{v,d} = 0.14$ N/mm <sup>2</sup> <	$f_{v,d} = 2.56$ N/mm <sup>2</sup> ✓				
<b>rolling shear analysis 18 %</b>					
$V_d = 73.00$ kN	$f_{r,k} = 1.15$ N/mm <sup>2</sup>				
$\tau_{r,d} = 0.13$ N/mm <sup>2</sup> <	$f_{r,d} = 0.74$ N/mm <sup>2</sup> ✓				
<b>flexural stress analysis fire 32 %</b>					
$M_d = 78.00$ kNm	$f_{m,k} = 24.00$ N/mm <sup>2</sup>				
$\sigma_{m,d} = 9.74$ N/mm <sup>2</sup> <	$f_{m,d} = 30.36$ N/mm <sup>2</sup> ✓				
<b>shear stress analysis fire 2 %</b>					
$V_d = 36.95$ kN	$f_{v,k} = 4.00$ N/mm <sup>2</sup>				
$\tau_{v,d} = 0.11$ N/mm <sup>2</sup> <	$f_{v,d} = 4.60$ N/mm <sup>2</sup> ✓				
<b>rolling shear analysis fire 7 %</b>					
$V_d = 36.95$ kN	$f_{r,k} = 1.25$ N/mm <sup>2</sup>				
$\tau_{r,d} = 0.10$ N/mm <sup>2</sup> <	$f_{r,d} = 1.44$ N/mm <sup>2</sup> ✓				
<b>initial deflection [<math>w_{char}</math>]</b>					
field	dist.	limit	$W_{limit}$	$W_{calc.}$	ratio
	[m]	[-]	[mm]	[mm]	
1	4.22	1/300	28.2	14.6	52 %
<b>final deflection [<math>w_{char} + w_{q.p.} \cdot k_{def}</math>]</b>					
field	dist.	limit	$W_{limit}$	$W_{calc.}$	ratio
	[m]	[-]	[mm]	[mm]	
1	4.22	1/300	28.2	25.7	91 %
<b>net final deflection [<math>w_{q.p.} \cdot (1 + k_{def})</math>]</b>					
field	dist.	limit	$W_{limit}$	$W_{calc.}$	ratio
	[m]	[-]	[mm]	[mm]	
1	4.22	1/250	33.8	25.0	74 %
<b>vibration analysis</b>					
criteria	calc.	cl. I	cl. II	cl. I	cl. II
frequency min	15.187	4.5	4.5	✓	✓
frequency	15.187	8.0	6.0	✓	✓
acceleration	0.001	0.05	0.1	✓	✓
stiffness	0.1	0.25	0.5	✓	✓

**support reaction**

load case category	$k_{mod}$	$A_v$	$B_v$
		[kN]	
self-weight structure	0.6	30.61	30.61
		30.61	30.61
dead load	0.6	0.00	0.00
		0.00	0.00
live load cat. A: domestic, residential areas	0.8	21.11	21.11
		0.00	0.00

**Disclaimer**

The software was created to assist engineers in their daily business. The software is an engineering software that is dealing with a very complex matter of structural analysis and building physics analysis. Therefore, this software shall only be operated by skilled, experienced engineers, with a deep understanding of structural engineering and building physics related to timber structures. The user of the software is obliged to check all input values, no matter if they were given by the user or given by default by the software and all results for plausibility.

The use of the results of the software should not be relied upon as the basis for any decision or action. Any use of results of the software is only allowed, if the results have been verified and approved regarding completeness and correctness by a project structural/building physics engineer. The user has the possibility to make print-outs from the software. Any modification of those are not allowed.

Stora Enso Wood Products GmbH does not assume any warranty regarding the software. The software has been developed with utmost diligence, nevertheless Stora Enso Wood Products GmbH, neither expressly nor implicitly, provides any warranty in terms of accuracy, validity, timeliness and completeness of information and data created by the software. Stora Enso Wood Products GmbH does also not assume any warranty for the general usability of the software, its suitability for a special purpose or for the compatibility of the software with the ones of third party producers or providers.

Stora Enso Wood Products GmbH is only liable for damages caused by gross negligence or intent through Stora Enso Wood Products GmbH; the liability for slight negligence is excluded. This does not apply to personal injury. Under the aforementioned conditions Stora Enso Wood Products GmbH is as well not liable for operational failures or the loss of programs and/or data of the user's data processing system.

Applicable Law: These terms of use shall be governed by the laws of Austria excluding however any conflict of laws rules and any laws regarding the Convention of the International Sale of Goods (CISG).

## ISOVER FIREPROTECT 150

Hardpressede plater av steinull med jevn overflate. Produktet gir en høyeffektiv brannbeskyttelse av bærende stålkonstruksjoner og oppgradering av korrugerte stålplatetak. Tykkelse avhenger av stålprofilens A/V-forhold og brannmotstand. Max. anvendelsestemp.: +700°C

Produktdokumentasjon: SINTEF 010-0202.



Dimensjon/ beskrivelse	INNHold PR. PALL			NOBB-nr	Varenr	
	stk		m <sup>2</sup>			m <sup>3</sup>
20 x 1000 x 1200 mm	60		72.00	1.44	44037140	592121
25 x 1000 x 1200 mm	48		57.60	1.44	44037166	592126
30 x 1000 x 1200 mm	40		48.00	1.44	44037155	592131
35 x 1000 x 1200 mm	33	*	39.60	1.39	44037174	592136
40 x 1000 x 1200 mm	30		36.00	1.44	44037185	592141
50 x 1000 x 1200 mm	24		28.80	1.44	44037193	592151
60 x 1000 x 1200 mm	20	*	24.00	1.44	44037204	592161

\* Ikke lagerført, leveres på bestilling, minstekvantum kan forekomme.

## MONTERING / UTFØRELSE

Produktet monteres på en ny og enklere måte med skruer, Isover Fireprotect Screw. Tradisjonell montering med sveisepinner er også tillatt.

### Montering, Isover FireProtect Screw

Festeskruen Isover FireProtect Screw er konstruert spesielt for denne type brannisolering. Den enkle festeskruen og en batteridrevet skrutrekker er alt man behøver for å gjøre en hurtig, kostnadseffektiv og korrekt montering.

Isover FireProtect Screw fas i forskjellige lengder som angitt i tabellen nedenfor. Skruen skal være minst dobbelt så lang som isolasjonstykkelsen.

### Montering, tradisjonell metode

Montering med Isover FireProtect Screw anbefales men også andre festemetoder kan benyttes som for eksempel sveisepinne og låseskive eller sveisestift/Cuphead pinne.

Dimensjon på skive minimum Ø30 mm og tykkelse pinne minimum 2,8 mm. Pinne/stiftavstand skal da være maks  $c/c \leq 300$  mm. Lengden på stiften/pinnen skal være 2-3 mm større enn isolasjonstykkelsen. Antall stifter/pinner er ca. 10 stk/m<sup>2</sup>. Ved denne monteringsmetode er det ikke nødvendig med passbit eller tverrplate. Maksimum avstand stift/pinne til plateskjøt og platehjørner er 75 mm. For profilhøyde > 1000 mm skal isolasjonen følge profilen.

## ANVISNINGER FOR DRIFT OG VEDLIKEHOLD

### Fukt

Ingen kapillærsugende egenskaper

### Holdbarhet

Steinull endrer seg ikke ved normal anvendelse

### Kvalitetssikring

Glavas kvalitetssystem tilfredsstiller kravene i NS-EN ISO 9001, NS-EN ISO 14001 og Internkontrollforskriften, og er sertifisert i.h.t. disse av NCS (Nemko Certification System)



## DRIFTSTEKNISKE OPPLYSNINGER

Tekniske data:

Materiale: Steinull

Varmeledn.evne:  $\lambda(10^{\circ}\text{C}) = 0,037 \text{ W/mK}$

Brannklasse: A1

Maks.brukstemp.:  $+700^{\circ}\text{C}$

Densitet < 30mm: ca.  $165 \text{ kg/m}^3$

Densitet => 30mm: ca.  $150 \text{ kg/m}^3$

Vannabsorpsjon  $W_p$ :  $\ll 1 \text{ kg/m}^2$

Diff.motstands faktor: 1,3

Trykkfasthet =>  $6 \text{ kPa}$

Spesifikk varmekapasitet:  $800 \text{ J/kgK}$

Tykkelsestoleranser:  $-1/+1 \text{ mm}$

Brannmotstand: R30-R240

## MILJØPÅVIRKNING

Radon

Isolasjonsull er blant de byggematerialer med minst utstråling av radon; enhver risiko kan utelukkes

Formaldehyd

Isolasjonsull er tilnærmet fri for formaldehyd

## HMS - REFERANSER

Allergier

Det er ikke sannsynlig at det kan utvikle seg allergier ved arbeide med isolasjonsull

Glava har også utarbeidet et generelt Sikkerhetsdatblad for mineralull, som kan fåes på forespørsel.

## BEHANDLINGSMÅTE FOR AVFALL IHHT. NS 9431

Deponiforskriften klassifiserer glassull i kategori 2; Ordinært avfall. Dvs kan leveres på alle godkjente deponi.

## TEKNISK SERVICE

Produsent/  
leverandør: GLAVA AS  
Organisasjonsnr: NO 912 008 754 MVA  
Postadresse: Postboks F, 1801 Askim  
Telefon: +47 69 81 84 00  
Faks: +47 69 81 84 78  
E- post: post@glava.no  
Internett: glava.no