

## BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering og sammenligning av boligbygg i  
massivtre og betong

Structural analysis and comparison of apartment  
building made of CLT and concrete

**Mia Skauge Hjelmeland**

**Ingrid Bøkevoll**

**Marit Mosevoll**

Bacheloroppgave Bygg

Avdeling for ingeniør- og økonomifag

Svein-Rune Kleppe

22. mai 2019

BACHELOROPPGAVE	STUDIERETING: Konstruksjon
FORELØPIG TITTEL: Dimensjonering og sammenligning av boligbygg i massivtre og betong	
GRUPPEDELTAGERE: Mia Skauge Hjelmeland, Marit Mosevoll og Ingrid Bøkevoll	
OPPGAVEN ER GITT I SAMARBEID MED:  BEDRIFT: NODE rådgivende ingeniører AS  ADRESSE: C. Sundts gate 37, 5004 Bergen  TELEFON: 95187546  KONTAKTPERSON: Even Høyland	
KORTFATTET FORMULERING AV OPPGAVEN (PROBLEMDEFINISJON):  I denne oppgaven skal to forskjellige bæresystem dimensjoneres og deretter sammenlignes med hverandre. Det ene bæresystemet er i plasstøpt betong og stål, og det andre er i hovedsakelig massivtre. Disse bæresystemene sammenlignes med hensyn på miljø og bærekraft, lønnsomhet, lyd, vibrasjoner og brann.	

## Forord

Denne bacheloroppgaven er avslutningen på byggingeniørstudiet ved Høgskulen på Vestlandet avd. Bergen. Oppgaven er skrevet av Mia Skauge Hjelmeland, Marit Mosevoll og Ingrid Bøkevoll, våren 2019. Alle tar studieretning konstruksjon, og det har dermed blitt valgt en oppgave som omhandler dimensjonering. Oppgaven er skrevet i samarbeid med NODE rådgivende ingeniører AS og dreier seg om å dimensjonere et leilighetsbygg i betong, og deretter massivtre. Når dette er gjort vil vi sammenligne disse to og analysere forskjellene dem imellom, med hovedvekt på klima.

Oppgaven tar hovedsakelig for seg konstruksjonsfagene betong, stål og tre. Utenom det har oppgaven krevd at vi har satt oss inn i nye tema som massivtre, avstivning og klimagassregnskap. Vi har satt oss inn i ulike beregningsprogram som Robot, OS-prog, Calculatis og One Click LCA student version.

Det som inspirerte oss til å skrive en oppgave med en slik sammenligning, er at vi fikk bruke kunnskapene vi har tilegnet oss fra de forskjellige konstruksjonsfagene vi har tatt disse tre årene på Høgskulen på Vestlandet. Vi tok alle valgfaget trekonstruksjoner, som vi var veldig interessert i. Det skapte en ekstra motivasjon for å prøve å få en bacheloroppgave som inneholdt trekonstruksjon, spesielt med tanke på at det er et klimavennlig materiale. Konsekvensene av klimaendringer som både nå og i fremtiden vil påvirke oss alle skaper en motivasjon for å bidra der vi kan, og det var spesielt engasjerende å sette søkelyset på dette aspektet også i vår bacheloroppgave.

Vi vil gjerne takke NODE rådgivende ingeniører AS for en lærerik og spennende oppgave, og at de har vært imøtekommende og hjelpsom. Vi vil takke vår interne veileder, Svein-Rune Kleppe, som har bidratt med mange lærerike veiledningstimer, støtte og oppmuntring. Vi vil også takke Jan Bernt Husebø og Trond Einar Martinsen som alltid stilte opp og hjalp oss med ulike utfordringer.



---

Mia Skauge Hjelmeland



---

Ingrid Bøkevoll



---

Marit Mosevoll

## Sammendrag

Denne oppgaven handler om å dimensjonere og deretter sammenligne to ulike bæresystem for ett og samme leilighetsbygg plassert i Myrkdalen på Vestlandet. Det første bæresystemet består av plasstøpt betong og stål. Det andre består hovedsakelig av massivtre, og litt stål. De skal sammenlignes med hensyn på klimagassutslipp, lønnsomhet, brann og lyd. Begge bæresystemene er basert på arkitekttegninger fra *MAD Bergen AS*. Dimensjoneringen er delt i tre deler. Den første delen er felles for begge, den andre inneholder dimensjonering av bæresystemet av betong og stål, og den tredje inneholder dimensjonering av bæresystem i massivtre. Til slutt kommer en sammenligningsdel.

Den første delen består av definisjoner av felles eksterne laster og komponenter som blant annet vindlast, lett-tak, seismiske laster, geometriske avvik, og snølast. Sistnevnte bar preg av ekstra arbeid for å komme frem til en fornuftig størrelse på lasten. Myrkdalen er et snørikt område som kan avvike fra snølaststandarder.

Delene for dimensjonering av betong/stål og massivtre er bygget opp nokså likt. Det blir definert egenlast, og beregninger for hver konstruksjonsdel i bruks- og bruddgrense følger. Det blir også utarbeidet løsninger for utsparinger og andre utfordringer for hvert bæresystem. Dimensjoneringen blir utført med en kombinasjon av manuelle beregninger og dimensjoneringsverktøy som Calculatis, Robot og OS-prog. Det blir også adressert tema som lyd og brann i disse delene.

Sammenligningsdelen vil bestå av klimagassregnskap fra begge løsningene. Det blir også presentert en grov lønnsomhetsanalyse, og sammenligning med tanke på brann og lyd/vibrasjoner.

## Summary

The aim of this thesis is to calculate and compare two different load-bearing systems for an apartment building located in Myrkdalen, west in Norway. The first load-bearing system consists of concrete and steel. The second consist mainly of cross-laminated timber, and some steel. Both load-bearing systems are being compared in regard to greenhouse gas emissions, profitability, fire and acoustics. Both load-bearing systems are based on drawings from *MAD Bergen AS*. The calculations are divided into three parts. The first part is common to both, the other contains calculation of the support system of concrete and steel, and the third contains calculation of the load-bearing system in cross-laminated timber. Finally, a section with comparison.

The first part consists of definitions of common external loads and components such as wind load, "lett-tak", seismic loads and snow load. The latter was required extra work to characterize a reasonable size of the load. Myrkdalen is an area rich in snow and may deviate from the snow load Eurocode.

The parts calculating concrete /steel and cross-laminated timber are structured in the same way. Dead loads are defined, and calculations in ultimate limit state and serviceability limit state proceed. Solutions for openings and other challenges are considered for each load-bearing system. The calculations are executed both manually and in programs for structural analysis, such as Calculatis, Robot and OS-prog. Other topics are addressed, such as acoustics and fire.

The comparison section will consist of greenhouse gas accounting for both load-bearing systems. A basic profitability analysis is also presented, as well as a comparison with regards to fire and acoustics/vibration.

# Innhold

<b>1. Innledning</b> .....	<b>1</b>
1.1 Bakgrunn .....	1
1.2 Prosjektbeskrivelse.....	1
1.3 Problemstilling.....	2
1.4 Eventuell oppgavebegrensning / forutsetninger for oppgaven.....	2
1.5 Metode.....	3
1.6 Prosjektgrunnlag .....	4
1.6.1 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.....	4
1.6.2 Programvare .....	5
<b>2. Hvorfor velge massivtre?</b> .....	<b>6</b>
<b>3. Oppbygging av bæresystem</b> .....	<b>7</b>
3.1 Bæresystem betong/stål .....	7
3.2 Bæresystem massivtre .....	8
3.3 Lett-tak .....	9
<b>4. Generelle laster</b> .....	<b>10</b>
4.1 Nyttelaster.....	10
4.2 Snølast .....	11
4.3 Vindlast.....	14
4.4 Geometriske avvik/skjevstilling.....	16
4.5 Seismiske laster .....	18
4.6 Påkjøringslast .....	19
<b>5. Betong og stål</b> .....	<b>20</b>
5.1 Materialer.....	20
5.2 Egenlaster.....	21
5.3 Brann .....	21
5.4 Lyd .....	22
<b>6. Dimensjonering betong og stål</b> .....	<b>25</b>
6.1 Lastfordeling.....	25
6.2 Etasjeskillere.....	27
6.2.1 Dekke over 1. og 2. etg .....	27
6.2.2 Dekke over 3. etg .....	28

6.3	Stålbjelker.....	37
6.4	Stålsøyler.....	38
6.5	Vegger.....	39
6.5.1	Avstivning.....	40
6.6	Brann.....	45
<b>7.</b>	<b>Massivtre.....</b>	<b>46</b>
7.1	Materialer.....	46
7.2	Brann.....	48
7.3	Lyd.....	49
7.4	Vibrasjoner.....	50
<b>8.</b>	<b>Dimensjonering massivtre.....</b>	<b>51</b>
8.1	Dimensjoneringsmetode og verktøy.....	51
8.2	Lastfordeling.....	52
8.3	Etasjeskillere.....	52
8.4	Vegger.....	60
8.4.1	Avstivning.....	61
8.5	Brann.....	63
<b>9.</b>	<b>Sammenligning.....</b>	<b>64</b>
9.1	Brann.....	64
9.2	Lyd og vibrasjoner.....	64
9.3	Klimagassregnskap.....	65
9.4	Lønnsomhet og bærekraft.....	74
<b>10.</b>	<b>Konklusjon.....</b>	<b>77</b>
<b>11.</b>	<b>Videre arbeid.....</b>	<b>78</b>
<b>12.</b>	<b>Kilder.....</b>	<b>79</b>
<b>13.</b>	<b>Vedlegg.....</b>	<b>84</b>

## Figurliste

Figur 1: Fasaden av bygget. Vedlegg 3.0.....	1
Figur 2: Bæresystem i betong .....	7
Figur 3: Bakken bæresystem massivtre med yttervegger .....	8
Figur 4: Bæresystem massivtre, uten yttervegger.....	8
Figur 5: Tverrsnitt av takelement [23] .....	9
Figur 6: Oppbygning av Lett-tak element. Figuren er inspirert av Lett-Tak Systemer AS sine figurer [80] .....	9
Figur 7: Snøens vannekvivalent (mm) for Bakken .....	11
Figur 8: Snøens vannekvivalent (mm) for Bavallen .....	12
Figur 9: Behandlet data fra senorge.no .....	12
Figur 10: Terreng med avgrensing på 10 km fra Myrkdalen [79] .....	14
Figur 11: Oversikt over vindsoner på vegg fra OS-prog.....	15
Figur 12: Horisontalkraft som virker på vertikale avstivningssystem. Betongelementboken B9, s70.....	17
Figur 13: Horisontalkraft som virker på horisontale skiver. Betongelementboken B9, s70 ...	17
Figur 14: Forkastningstyper [27] .....	18
Figur 15: Bærende elementer i leilighetsseksjonen .....	25
Figur 16: Lastareal for søyler og vegg .....	26
Figur 17: Aksesystem for bæring i betongbygget .....	27
Figur 18: Tapir 5 felt.....	27
Figur 19: Aksesystem dekke over 3. etg. ....	28
Figur 20: Leilighet 3, 4 og 5 .....	29
Figur 21: Leilighet 6.....	29
Figur 22: Moment, $M_{xx}$ , for leilighet 3, 4 og 5 .....	30
Figur 23: Nødvendig armering i hovedspennretning UK leilighet 3, 4 og 5.....	30
Figur 24: Nødvendig armering .....	30
Figur 25: Skjærkrefter leilighet 5 .....	31
Figur 26: Leilighet 1 .....	31
Figur 27: Leilighet 2.....	31
Figur 28: Nedbøyning av et 200 mm dekke med 6 m spenn [40].....	33
Figur 29: Nedbøyning leilighet 5 .....	34
Figur 30: Søyler i 3. etg .....	35
Figur 31: Krefter på søylene leilighet 2 .....	35
Figur 32: Kontrollsnitt hjørnesøyle [25].....	36
Figur 33: Kontrollsnitt kantsøyle [25] .....	36
Figur 34: Formel for $W_1$ kantsøyle .....	36
Figur 35: HE180A-bjelke under tak i ytterkantene av bygget.....	37
Figur 36: Stålsøyler på kortside av bygg og under hems. ....	38
Figur 37: Lenger søyle imellom tak og etasje 3, markert med oransje ring. ....	38
Figur 38: Modulnett i OS-prog .....	39
Figur 39: Skjær og moment i skive 1 (x-retning).....	41



Figur 40: Skjær og moment i skive 2, 3, 4, 5, og 6 (y-retning) .....	41
Figur 41: Slankhetsgrense for avstivende skiver, betongelementboken B.12 s.16.....	42
Figur 42: Spenningskontroll fra betongelementboken B.12 s.149 .....	43
Figur 43: Moment og aksialkraft og tøyninger i stadium 2. Betongelementboken B.12 s.150 .....	43
Figur 44: Dimensjonering av Conlit 150/300 for RHHS120. Fra vedlegg 6.6.1 .....	45
Figur 45: Massivtre [81] .....	46
Figur 46: Preakseptert løsning for lyd i etasjeskiller [48] .....	46
Figur 47: Lydvegg, vedlegg 7.1.2 .....	47
Figur 48: Massivtre yttervegg [47] .....	48
Figur 49: Prinsippskisse av metoden med stiv forbindelse mellom bjelke A og bjelke B, med tilhørende stivhetsverdier [55] .....	51
Figur 50: Leilighetene er delt i vertikale seksjoner .....	52
Figur 51: Last på dekke .....	53
Figur 52: Plateoppbygging CLT 240 L7s .....	53
Figur 53: Plateoppbygging CLT 240 L7s-2 .....	54
Figur 54: Vibrasjon i dekke, resultat fra Calculatis .....	54
Figur 55: Spenning fra moment .....	55
Figur 56: Spenning fra moment .....	55
Figur 57: Hems .....	56
Figur 58: Plateoppbygging CLT 220 L7s-2 .....	56
Figur 59: Vegg under hems .....	57
Figur 60: Plateoppbygging CLT 80 C3s .....	57
Figur 61: Lastpåføring fra vegg ned på dekke.....	58
Figur 62: 3D-visning av stålbjelker under trappehull.....	59
Figur 63: Bjelker under trappehull.....	59
Figur 64: Nummerering av massivtrevegger.....	60
Figur 65: Plateoppbygging CLT 100 C5s .....	60
Figur 66: Plateoppbygging CLT 140 C5s .....	61
Figur 67: Massivtrevegg før og etter brann .....	63
Figur 68: Sammenligning av plasstøpt betong og hulldekke .....	68
Figur 69: LCA av betong- og massivtrebygg .....	69
Figur 70: Primary energy massivtre .....	71
Figur 71: Klimagassutslipp fra betong- og massivtrebygg .....	72
Figur 72: Klimagassutslipp uten C1-C4.....	73

## Tabelliste

Tabell 1: Grunnlag for prosjektering [9] .....	4
Tabell 2: Programvare.....	5
Tabell 3: Elementtyper [16] .....	9
Tabell 4: karakteristiske nyttelaster .....	10
Tabell 5: Faktorer for basisvindhastighet .....	14
Tabell 6: Vindkrefter kortside .....	15
Tabell 7: Vindkrefter langsida .....	15
Tabell 8: Vindkrefter tak .....	16
Tabell 9: Dimensjonerende vindkraft for stabilitet .....	16
Tabell 10: Krefter i horisontalskiver betong .....	17
Tabell 11: Krefter i horisontalskiver tre .....	17
Tabell 12: Tabell for utelatelseskriterier for dimensjonering for seismiske laster. Grønn representerer godkjent og rød ikke godkjent.....	19
Tabell 13: Dekker over 1. - 3. etg .....	21
Tabell 14: Dimensjonering betong etter brannkrav [33].....	21
Tabell 15: Lydisolasjonskrav [35] .....	22
Tabell 16: Trinnlydsnivåkrav [35].....	22
Tabell 17: Betingelser for de ulike flankeoverføringsgradene [37] .....	23
Tabell 18: Beregning av lydisolering for dekke .....	24
Tabell 19: Største vertikale laster på vegger, søyler og bjelker.....	26
Tabell 20: Armering i dekker over 1. og 2. etg.....	28
Tabell 21: Dekke over 3. etg armering.....	32
Tabell 22: Nedbøyning i bruksgrense .....	33
Tabell 23: Minimums armering i innervegger per meter .....	39
Tabell 24: Egenvekt massivtredekke over 1. og 2. etg. Kilde for tyngdetetthet pukklag [49]	47
Tabell 25: Egenvekt massivtre innervegg .....	48
Tabell 26: Oppbygging av yttervegg .....	48
Tabell 27: Utnyttelse for etasjeskiller 240mm L7s .....	53
Tabell 28: Utnyttelse for etasjeskiller 240mm L7s-2 .....	54
Tabell 29: Utnyttelse for etasjeskiller 220mm L7s-2 .....	56
Tabell 30: Utnyttelse for vegg 80mm .....	57
Tabell 31: Utnyttelse for etasjeskiller 240mm L7s-2 .....	58
Tabell 32: Utnyttelse for vegg 100mm .....	60
Tabell 33: Utnyttelse for vegg 140mm .....	61
Tabell 34: Utnyttelse for vegg 180mm .....	62
Tabell 35: Utnyttelse for vegg 100mm .....	62
Tabell 36: Klimagassutslipp massivtre .....	68
Tabell 37: Klimagassutslipp betong .....	69
Tabell 38: Prisoverslag massivtre.....	74
Tabell 39: Prisoverslag betong og stål .....	74

# 1. Innledning

## 1.1 Bakgrunn

Norge tilsluttet seg i 2016 til Parisavtalen. Da Norge gjorde det ble vi forpliktet til å gjennomføre felles klimatiltak for å redusere utslipp av klimagasser med 40 % [1]. I Norge står bygg- og anleggssektoren for ca. 11 % av klimagassutslipp i 2017 [2] [3]. Betong er et viktig byggemateriale, og det anslås at det brukes dobbelt så mye betong som alle andre byggematerialer til sammen [4]. Totalt i verden står sementindustrien for ca. 5 % av totalt CO<sub>2</sub>-utslipp på tvers av alle industrier og sektorer [5]. Stålproduksjon står for 7 % av verdens CO<sub>2</sub>-utslipp [6]. Til sammenligning står flytrafikken for kun 2 % av globale CO<sub>2</sub>-utslipp i 2015 [7]. Betong og stål blir nok ikke mindre viktig i fremtiden, men det blir mer og mer viktig å finne bærekraftige måter å bygge på, hvor det lar seg gjøre. Et alternativt byggemateriale til betong og stål er tre. Tre er et mer miljøvennlig materiale, og ved å bruke dette kan man redusere CO<sub>2</sub>-utslipp til bygg- og anleggsektoren. Bare de norske skogene vokser med 25 millioner kubikkmeter hvert år, som betyr at vi har ressurser å benytte [8]. Derfor er det interessant å se på massivtre kontra betong i et normalt leilighetsbygg.

## 1.2 Prosjektbeskrivelse



Figur 1: Fasaden av bygget. Vedlegg 3.0

«Bakken» er et leilighetsbygg som skulle bygges i Myrkdalen. Etter at oppgaven vår ble påbegynt ble det avklart at dette ikke lenger skulle prosjekteres av NODE AS. De ønsket likevel at vi skulle bruke dette bygget i vår bacheloroppgave. Bygget skal oppføres i

forbindelse med Myrkdalen Fjellandsby og består av 4 etg med tilsammen 18 leiligheter som skal benyttes som fritidsboliger. Figur 1 viser bygget slik det ville sett ut.

De to første etasjene har seks like leiligheter, mens 3. og 4. etasje er slått sammen til seks toetasjesleiligheter. På utsiden av bygget er det balkonger til hver leilighet, og på motsatt side svalganger. Tilkomst til svalgangene er via en utvendig trappesjakt.

### 1.3 Problemstilling

I denne oppgaven skal to forskjellige bæresystem dimensjoneres og deretter sammenlignes med hverandre. Det ene bæresystemet er i plasstøpt betong og stål, og det andre består av massivtreelementer. Disse bæresystemene sammenlignes med hensyn på miljø og bærekraft, lønnsomhet, lyd, vibrasjoner og brann. På bakgrunn av dette har vi kommet frem til følgende problemstilling:

«Dimensjonering av bæresystem i betong kontra massivtre, som sammenlignes hovedsakelig med hensyn på klimagassutslipp og lønnsomhet»

### 1.4 Eventuell oppgavebegrensning / forutsetninger for oppgaven

- Antar at fundamentering og grunnforhold har tilstrekkelig kapasitet
- Takkonstruksjonen er preakseptert og det er brukt anbefalte dimensjoner for en lett-takløsning.
- Det er tatt utgangspunkt i at alle knutepunkter har tilstrekkelig kapasitet.
- Det er ikke lagt vekt på dimensjonering av heissjakt, svalganger og balkonger.

## 1.5 Metode

Utgangspunktet for oppgaven var arkitekttegninger vi fikk av NODE AS. Etter at vi hadde planlagt litt fikk vi også utlevert IFC-filer som innehold bygget i 3D, med mål. Med utgangspunkt i dette begynte vi å vurdere løsninger for bæresystem og hvilke materialer vi skulle bruke. Bæresystemet ble tegnet i Revit.

Vi har valgt å benytte forskjellige beregningsprogram. Dette er gode hjelpemidler til å raskt finne riktige krefter og dimensjoner, spesielt for konstruksjoner med utfordrende geometri. Beregninger for betong er gjort i beregningsprogram som Autodesk Robot Structure Analysis Professional 2019 (Robot) og Ove Sletten programmer (OS-prog). For massivtreberegninger har vi brukt Calculatis. Mer detaljert om programmene er skrevet i kapittel 1.6.2.

For håndberegninger bruker vi Mathcad prime 4.0 med sidemannskontroll. Mathcad er et godt hjelpemiddel fordi det er oversiktlig og det er enkelt å endre verdier.

Teoridelen og beregninger er basert på relevant faglitteratur som Betongelementboken, Betongkonstruksjoner, Byggforsk og andre relevante kilder. Dimensjoneringen er gjort etter Norsk Standard.

For å lage klimagassregnskap for byggene er det benyttet programmet One Click LCA student version som tydelig får frem hvor i livsløpet de to ulike bæresystemene forurenses.

Vi har vært i kontakt med ulike bedrifter for å finne prisoverslag på bæresystemene. Det gir oss et innblikk over hvilke materialer som er mest økonomisk å bruke.

## 1.6 Prosjektgrunnlag

### 1.6.1 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner

Tabell 1 inneholder grunnlag for prosjekteringen som gjelder uansett hvilket materiale og bæresystem man velger.

<b>Grunnlag for prosjektering</b>	
Bygget skal prosjekteres i henhold til Byggeteknisk forskrift 2017 (TEK17) I all hovedsak blir alt dimensjonert etter Eurokodene med nasjonalt tillegg (NS-EN).	
Dimensjonerende brukstid generelt [9] (EC1990, Tab 2.1)	50 år
Pålitelighetsklasse for boligbygg [9] (EC1990, Tab NA.A1 (901))	CC2/RC2 (Pålitelighetsklasse 2)
Prosjekteringskontroll klasse [9] (EC1990, Tab NA.A1 (902))	PKK2
Vedvarende dim. Situasjoner [9] (EC1990, 3.2)	Vertikal og horisontal belastning fra naturlaster og egenlast.
Forbigående dim. Situasjoner [9] (EC1990, 3.2)	Midlertidige laster under oppføring av bygget.
Dim. Verdier for laster EQU, STR og GEO [9]	EC1990, Tab NA.A2.4 (A) + (B)+(C)
Dim. Verdier for laster, ulykkessituasjoner og seismiske situasjoner [9]	Tab NA. A1.3
Dim. Verdier for laster i seismiske situasjoner	Tab NA. A1.3
Bruklarhetskriterier [9] (EC1990, Tab NA.A1 (904))	Hovedbæresystem: L/300 Sekundærbæresystem: L/250 Takkonstruksjoner: L/150
Lastkombinasjoner for bruddgrense (EC1990)	6.10a og 6.10b

Tabell 1: Grunnlag for prosjektering [9]

## 1.6.2 Programvare

I Tabell 2 er det en oversikt over hvilke programmer vi har benyttet oss av i denne oppgaven.

Programvare benyttet i denne oppgaven:		
Produsent	Program	Versjon
PTC	Mathcad Prime	5.0.0
Sletten byggdata AS	OS-prog: V-skive, K-bjelke, Lastberegning	
Autodesk	Revit	2018
Autodesk	Robot Structural Analysis	2019
Stora Enso	Calculatis	
Bionova	One Click LCA	Student version

Tabell 2: Programvare

Håndberegninger er gjennomført i programmet Mathcad prime 4.0. Mathcad er et program som har matematiske notasjoner, enheter, og store beregningsmuligheter [10]. Mathcad gjør det enkelt å endre størrelser underveis da alle parametere defineres og er avhengig av hverandre.

OS-prog består av flere programmer hvor vi benyttet oss av Lastberegning, V-skive og K-bjelke. Programmene brukes til å dimensjonere betongkonstruksjoner. Lastberegning er et program som kan brukes til å regne ut vindlast og snølast. Vi har benyttet oss av programmet når vi regnet vindlast, hvor den regner det ut i forhold til geometrien av bygget og plassering i terreng. V-skive er et program hvor man kan regne ut aksiallast, skjærkrefter og moment i skivene ved å legge inn geometri på bygg og skiver, og lastene som bygget blir utsatt for. K-bjelke kan regne ut tverrsnittskrefter og armering man trenger ved å legge inn geometri av dekke, opplagere og laster. Vi har valgt å bruke programmet til å regne i bruksgrense for å undersøke nedbøyning og riss.

Revit er et program hvor man modellerer konstruksjoner. Modellen kan inneholde arkitektdesign, VVS, elektro og byggeteknikk [11]. Vi benytter oss av programmet for å lage modeller av bæresystemene.

Autodesk Robot Structural Analysis er et program som brukes for modellering, analyse og utforming av ulike typer konstruksjoner. Programmet kan benyttes for å regne betong-, stål- og trematerialer. Programmet gjennomfører en strukturell analyse som kontrollerer

virkingen av krefter på konstruksjonen. Beregninger kan utføres i ulike 2D- og 3D-formater. Vi har benyttet oss av «plate design» og «shell design» for utregning av betongdekke. Ved bruk av programmet får vi ut tverrsnittskrefter, diagrammer og nødvendig armering.

Calculatis av Stora Enso er programvare for krysslaminert tre (CLT). Programmet blir brukt via en nettleser. Det kan beregne både dekker, vegger og søyler, og det kontrollerer konstruksjonen i bruddgrense og bruksgrense. Her regner det også vibrasjoner, brann og mer. Man kan legge inn utsparinger i vegger, men ikke i dekker. Siden programmet ikke har norsk nasjonalt tillegg, benyttet vi oss av det svenske. Materialfaktor for konstruksjonstre i programmet er på 1,25 som er det samme som norsk standard.

One Click LCA student version er brukt til å kalkulere utslipp av CO<sub>2</sub>-ekvivalenter forbundet med de to bæresystemene. Programmet gjør en livsløpsvurdering av de to byggene, og sammenligner disse. Det gjøres ved å velge materialer, mengde materialer, transporttype og -lengde.

## 2. Hvorfor velge massivtre?

Massivtre som byggemateriale er relativt nytt, og det ble for første gang brukt i Tyskland og Østerrike på begynnelsen av 1990-tallet. Det fikk etter hvert en utbredelse til Skandinavia, og nå ser vi at det blir mer og mer populært i resten av verden [12]. Montasjen av massivtreelementene går raskt siden de kommer til byggeplass prefabrikkerte og klare til å settes opp med en gang de ankommer. Dette kan bidra til en ryddig byggeplass med lite avfall [13].

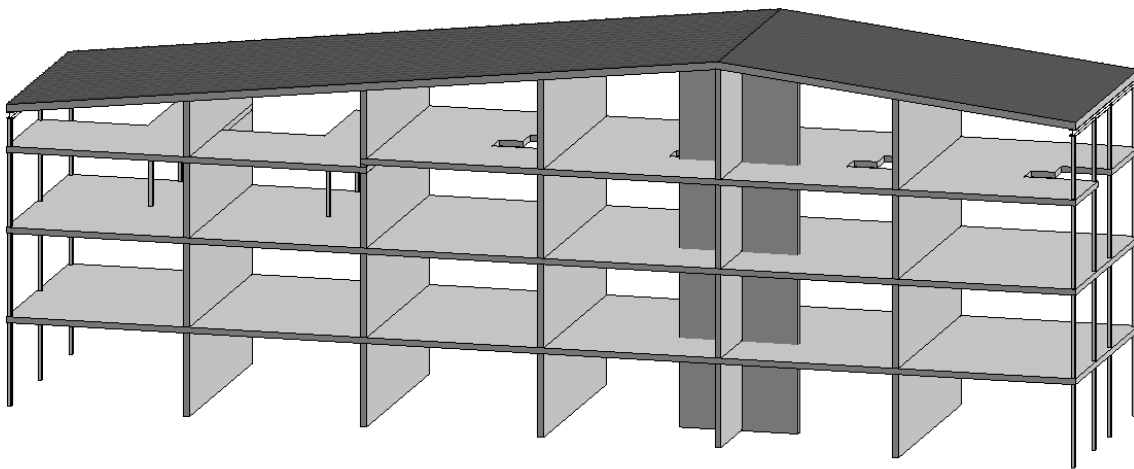
Miljøgevinstene ved å bygge med massivtre kan være veldig gode. Tre som materiale er 100% fornybart. Det vil si at byggematerialet tre med riktig anvendelse er et bærekraftig materiale. Råmaterialet kan bearbeides uten unødvendig bruk av kjemikalier og energi. Massivtre har god isolasjonsevne, det er fleksibelt, enkelt å bearbeide og lett å vedlikeholde [14]. Trematerialet binder også CO<sub>2</sub> når det blir brukt som byggemateriale. I 1 m<sup>3</sup> tre, bindes 731 kg CO<sub>2</sub>e ifølge One Click LCA student version sin tekniske spesifikasjon fra Stora Enso CLT, mer om dette i kapittel 9.3.



### 3. Oppbygging av bæresystem

Arkitekttegningene var et utkast fra MAD Bergen AS. Dette har vi brukt som utgangspunkt da vi tegnet en 3D-modell av de to bæresystemene i Revit. Dette ble gjort tidlig for å hele tiden ha en visualisering og forståelse av hvor bæringen var. Det var også disse målene som ble brukt i utregningene. Det er ikke tatt hensyn til gulv mot grunn eller fundament. Vedlegg 3.0: «Bakken bygg 1» inneholder arkitekttegningene.

#### 3.1 Bæresystem betong/stål



Figur 2: Bæresystem i betong

Figur 2 viser bæresystemet i betong. Innervegger av betong og søyler av stål fører de vertikale lastene ned i fundamentet. Øverst mellom tak og stålsøyler ligger det stålbjelker. Det er ikke nødvendig med bjelker mellom søylene og dekkene i de resterende etasjene, da dekke bærer to veier, i motsetning til taket. For stabilisering for horisontallaster bidrar alle innerveggene, i tillegg til en skive på tvers.

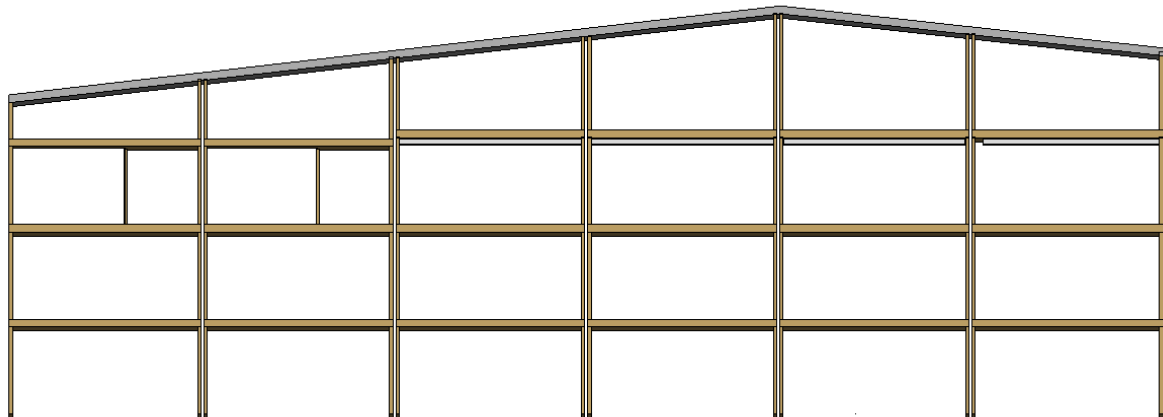
Oppbyggingen av svalganger og balkonger er tenkt til å være søyler og dekker av betong. Disse er tenkt forankret til hovedkonstruksjonen som vil gi avstivning for de horisontale lastene. Det er ikke regnet ut dimensjoner for disse.

I dekke over 3. etg er det utsparinger for hems og trappehull. Bæringen for hems ble løst ved bruk av søyler. Dekke rundt trappehullet løste vi i Robot, hvor det med tilstrekkelig armering ikke ble behov for ytterligere bæring. I de ytterste leilighetene er plassering av søyler tilpasset utsparingene.

### 3.2 Bæresystem massivtre



Figur 3: Bakken bæresystem massivtre med yttervegger



Figur 4: Bæresystem massivtre, uten yttervegger

Figur 3 og Figur 4 viser bæresystemet i massivtre, hvor yttervegger, innervegger og etasjeskillere er av massivtreelementer. Mellom leilighetene vil det være to vegger. Dette er hovedsakelig på grunn av lyd, men det gir også en fordel når det kommer til brann. Alle dekker er fritt opplagt på to vegger, og hver leilighet er stabil for seg selv.

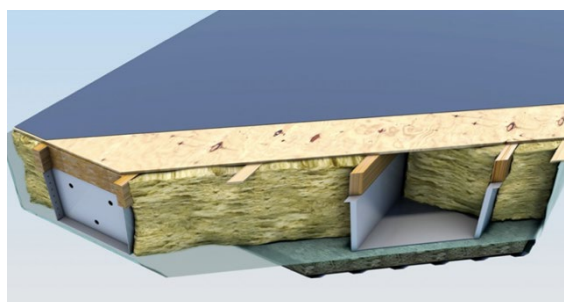
I svalganger og balkonger er søyler og bjelker tenkt å være i limtre med et massivtredekke. Dette vil bli en frittstående konstruksjon, som er gunstig for å oppnå kravet om lyd [15]. Svalgangene og balkongene vil bli festet til bæresystemet til leilighetskonstruksjonen ved tak og etasjeskillere for stabilitet.

### 3.3 Lett-tak

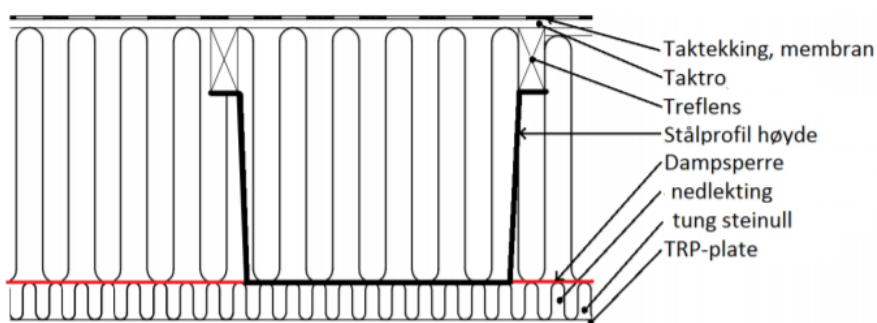
Lett-tak er bærende takelementer med en standard bredde på 2,4 m som kan leveres med lengder helt opp til 18,0 m.

Hovedbæresystemet i elementene er to parallelle U-formede tynnplatekassetter av varmforsinket stål. Disse stålplatene er igjen festet sammen med treflens

og taktropplater av kryssfiner, sammen blir de et statisk samvirketverrsnitt. Disse elementene blir fylt med mineralull og dampsperre på undersiden, og takbelegg/takmembran på oversiden. Oppbygging er vist på Figur 5 og Figur 6. Elementtykkelsen varierer etter krav om bæreevne, spennvidde og mineralulltykkelse [16].



Figur 5: Tverrsnitt av takelement [23]



Figur 6: Oppbygging av Lett-tak element. Figuren er inspirert av Lett-Tak Systemer AS sine figurer [80]

For å finne elementtypen vi trengte hadde Lett-Tak Systemer AS en nettside hvor de presenterer tabeller med spennvidder for de ulike elementene. Vi har deretter valgt i samsvar med Lett-Tak Systemer AS en elementtype 31/2,0 med egenvekt  $0,55 \text{ kN/m}^2$ , vist på Tabell 3. Da skal taket tåle en snølast opp til  $10,0 \text{ kN/m}^2$ .

Valget av Lett-tak skyldes ønske om et enkelt, sterkt og lite miljøfiendtlig tak som, man kan benytte på både massivtrebygget og

Elementbetegnelser, egenlast og tykkelser for standard elementtyper

Elementtype <sup>1)</sup>	Egenlast <sup>2)</sup> kN/m <sup>2</sup>	Elementtykkelse H <sup>3)</sup> mm		
		Høyde på treflens		
		71 mm	96 mm	121 mm
13/0,9	0,37 – 0,40	216	241	266
13/1,5	0,40 – 0,43			
16/0,9	0,38 – 0,41	246	271	296
16/1,5	0,41 – 0,44			
21/0,9	0,40 – 0,43	296	321	346
21/2,0	0,46 – 0,50			
31/0,9	0,44 – 0,47	396	421	446
31/2,0	0,52 – 0,55			
36/0,9	0,46 – 0,49	446	471	496
36/1,5	0,50 – 0,54			
36/2,0	0,55 – 0,58			
44/1,5	0,55 – 0,58	526	551	576
44/2,0	0,59 – 0,63			

Tabell 3: Elementtyper [16]

betongbygget. Lett-Tak Systemer AS reklamerer med sterke elementer som er raske å feste. Bedriften holder til i Norge, noe som gjør at det blir kort distanse i forhold til utslipp ved frakt. Ifølge bedriften benytter de seg av bærekraftige produserte delkomponenter, som ikke inneholder noen stoffer fra BREEAM NOR sin miljøgiftsliste A20 [17].

Lett-tak vil virke som en avstivende skive for å ta opp vindlasten. Fordelen med lett-tak i forhold til andre typer materialer til tak er at det er tynnere enn massivtretak, har mindre egenvekt enn betong, er veldig raskt å sette opp, gir besparelser på materialer og kan ha langt spenn.

## 4. Generelle laster

Bygningen vil bli belastet av flere ulike laster, som er egenlast, nyttelast, geometriske avvik, naturlaster og ulykkeslaster. Byggets geografiske plassering og geometri er avgjørende for størrelsene på lastene. I dette kapittelet blir det tatt for seg laster som virker uavhengig av type bæresystem.

### 4.1 Nyttelaster

Nyttelast beregnes ut ifra Eurokode 1: NS-EN 1991-1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger [18]. Bakken i Myrkdalen skal benyttes som leiligheter. Vi havner derfor innenfor kategori A i Tabell NA.6.1 – Brukskategorier.

I NA.6.3.1.2(11) er det en etasjereduksjonsfaktor for nyttelast som gjelder bygninger for mer enn to etasjer, hvor nyttelasten i overliggende etasjer reduseres. Bakgrunnen for dette er den lave sannsynligheten for å ha full nyttelast

Nyttelaster		
Lasttype	Kategori	$q_k$
Nyttelast i leilighet	A	2,0 kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast i svalgang	A	4,0 kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast balkonger	A	4,0 kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast tak	H	0,75 kN/m <sup>2</sup>
Nyttelast trapperom	A	3,0 kN/m <sup>2</sup>

Tabell 4: karakteristiske nyttelaster

i alle etasjene samtidig. Vi har valgt å ikke å ta hensyn til etasjereduksjonsfaktoren. I Tabell NA.6.2, 6.9 og 6.10 henter vi ut nyttelast på de forskjellige bygningsdelene vist i Tabell 4.

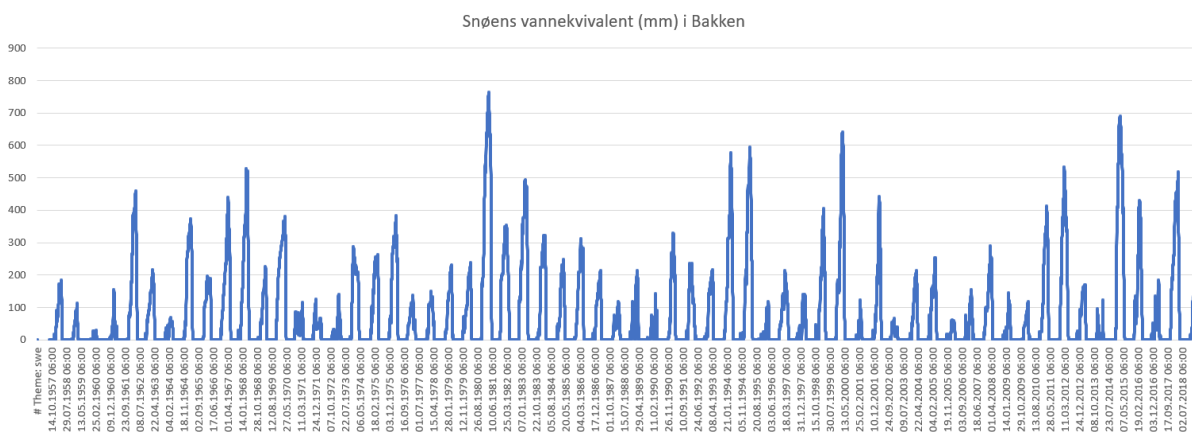
## 4.2 Snølast

Bygget ligger 453 moh. i Myrkdalen, Voss Kommune. Myrkdalen er kjent for å være et av de mest snørike områdene på Vestlandet. Det kan derfor være utfordrende å finne riktig og tilstrekkelig snølast. Snølast beregnes ut ifra Eurokode 1: NS-EN 1991-1-3: Allmenne laster – Snølast [19]. Ved beregninger av snølast må vi ta hensyn til område, høyde over havet, form på tak og eventuell fonning pga. geometrien til bygget og nærliggende bygg.

Snølast på mark er det første man skal finne. Vi gjorde en betraktning ut ifra standarden og fikk en snølast på mark lik:  $s_k = 7,0 \text{ kN/m}^2$ . Se vedlegg 4.2.1: «Snølast». Vi ble gjort oppmerksom på at man ikke oppnår en stor nok snølast ut ifra beregninger fra standarden iht. NODEs erfaringer fra andre bygg i Myrkdalen. Disse ble dimensjonert etter standarden, men krevde likevel tiltak mot store snømengder som snøsmelteanlegg og måking.

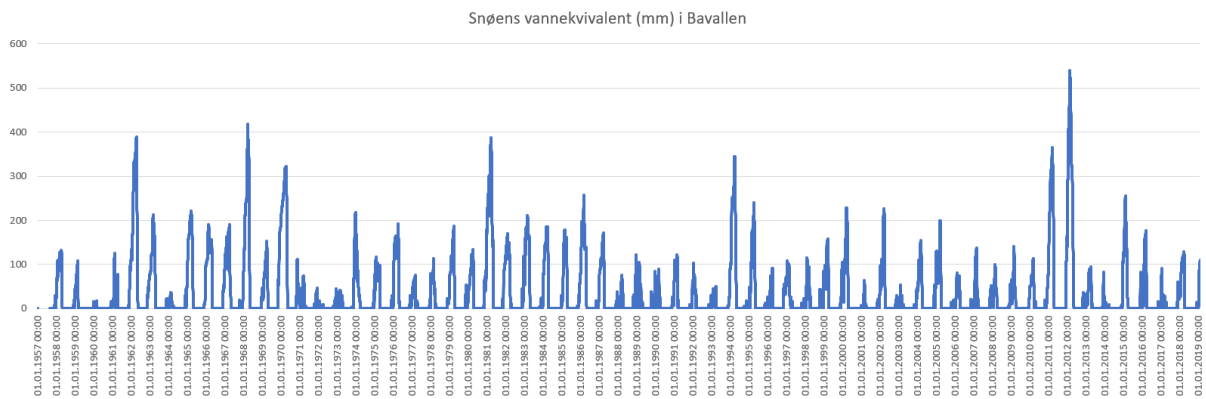
I et forsøk på å finne en grunn til å velge en høyere snølast brukte vi snødata fra SeNorge.no. Der kan man hente data fra snøens vannekvivalent i Myrkdalen. Vannekvivalenten til snøen kom i enheten [mm] og 100 mm utgjør  $1,0 \text{ kN/m}^2$ . Dataen er hentet ut fra plasseringen av bygget. Værdata beregnes ved romlig interpolasjon av punktobservasjoner [20].

I filen var det data fra så langt tilbake som 1957. Sammenlignet med data fra Bavallen, som ligger nærmere Voss, er snøens vannekvivalent betydelig større hvor bygget skal plasseres. Figur 7 og Figur 8 viser diagrammer fra behandlet data i Excel.



Figur 7: Snøens vannekvivalent (mm) for Bakken

For Bakken er snøens vannekvivalent opp mot 800 mm, som tilsvarer  $8,0 \text{ kN/m}^2$ .



Figur 8: Snøens vannekvivalent (mm) for Bavallen

For Bavallen er snøens vannekvivalent opp mot 600 mm, som tilsvarer  $6,0 \text{ kN/m}^2$ . Dette er betydelig mindre enn hva vårt bygg blir utsatt for. Likevel er det fra standarden Voss sin snølast som skal gjelde. Vi vurderer derfor at dette blir til usikker side for oss å regne med, og vi må derfor finne noe annet å legge til grunn enn standarden.

For å behandle dataene fra senorge.no måtte vi finne gjennomsnittet av alle de største årlige verdiene, og normalfordele disse. Da fant vi 5 %-kvantilen, som ga oss sannsynligheten for at vi ville ha stor snølast i en 20 års-periode. Siden vi dimensjonerer for 50 år minsket vi denne 5 %-kvantilen noe. Prognoser viser til at det kan bli mer nedbør på grunn av global oppvarming. Mye av denne nedbøren vil falle som regn på kysten, og komme som snø i indre strøk og fjellområder om vinteren [21] [22]. Dette kan være et godt argument for å minke 5 %-kvantilen. Snømålingene har en korreksjonsfaktor på 10 % [20], som gjør at vi igjen kan minke kvantilen ytterligere. Bruker vi z-verdi på 2,0 får vi  $s_k = 6,3 \text{ kN/m}^2$ , se utregning Figur 9.

Gjennomsnittlig snølast 50 år	$x := 294$	
Standardavvik	$\sigma := 170.3$	
	$z := 2$	
5%-kvantil over 50 år	$k := x + z \cdot \sigma = 634.6$	[ mm ]
Snølast	$s_k := \frac{k}{100} = 6.346$	[ $\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ ]

Figur 9: Behandlet data fra senorge.no

Tidligere har NODE AS prosjektert Kamben, et bygg som ligger ved siden av vårt. Under denne prosjekteringen la de målinger fra Meteorologisk institutt til grunn, men disse går kun tilbake til 2014. Vedlagt finnes deres grunnlag for å sette  $s_k = 8,5 \text{ kN/m}^2$  i dette prosjektet. Se vedlegg 4.2.2: «Snølast NODE AS».

For å bli klokere på hva standarden har lagt til grunn for  $s_k$ -verdiene sendte vi mail til Standard Norge. De videresendte oss til Meteorologisk institutt. Meteorologisk institutt viste oss videre til senorge.no, altså til den dataen vi allerede har behandlet. Standard Norge viste oss også til den gamle standarden som hadde flere snølaster innad i Voss kommune. Øvstedalen hadde den største snølasten med  $s_k = 8,0 \text{ kN/m}^2$ . Viser til vedlegg 4.2.3: «Gammel standard for snølast».

Vi må vurdere hva som blir mest kostnadseffektivt; å dimensjonere for en høyere snølast eller å betale senere for krisetiltak? Vi velger dermed å øke snølasten til sikker side til  $s_k = 8,5 \text{ kN/m}^2$ , som er maks snølast gitt i ny snølaststandard for Sogn og Fjordane/ Hordaland. Dette er grunnlaget vårt for videre utregning av snølasten. Se vedlegg 4.2.1: «Snølast».

$$s = \mu_2 \times C_e \times C_t \times S_k = 8,2 \text{ kN/m}^2$$

$\mu_2$  = Snølastens formfaktor. Tab 5.2 gir  $\mu_2 = 0,8$  da  $\alpha < 30^\circ$ .

$C_e$  = Eksponeringskoeffisient. Vi velger et skjermet område siden bygget vårt ligger i en dal og er ikke vindutsatt. Det vil derfor ikke forekomme at snøen blåser av taket. Velges til 1,2.

$C_t$  = Termisk koeffisient. U-verdien til taket er  $0,8 \text{ W/m}^2\text{K}$  [23], og siden denne er lavere enn  $1,0 \text{ W/m}^2\text{K}$  velges  $C_t$  til 1,0.

$$S_k = 8,5 \text{ kN/m}^2.$$

Dette vil med formfaktor for saltak gi oss en snølast på tak lik:  $s = 8,2 \text{ kN/m}^2$ .

### 4.3 Vindlast

Myrkdalen er en dal på indre Vestlandet. Den er omkranset av fjell og skråninger, og landskapet er preget av slalåmbakker, skog og bebyggelse med varierende spredning. Dette er parametere sammen med høyden på bygget som har innvirkning på hvilken stedsvindhastighet bygget skal dimensjoneres for. Vindlast beregnes ut ifra Eurokode 1: NS-EN 1991-1-4: Allmennlaster- Vindlast [24].

Vindlasten  $q_{kast}$  er funnet ved håndberegninger presentert i Mathcad vedlegg 4.3.1: «Vindlast». I OS-prog måtte det gjøres forenklinger, men dette gir oss likevel like formfaktorer og vindlaster for veggene.

Referansevindhastigheten  $v_{b0}$  for Voss er 24 m/s. Faktorene for å regne ut basisvindhastighet er gunstige, og vil eventuelt kunne gi en reduksjon. Disse ble alle vurdert til 1,0, og får dermed ingen reduksjon (Se Tabell 5). Basisvindhastigheten ble derfor lik som referansevindhastigheten: 24 m/s.

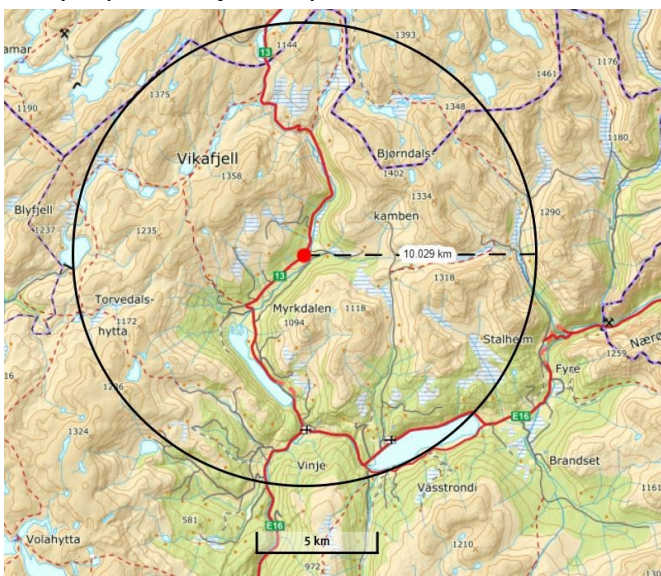
Faktorer for basisvindhastighet		
Faktor	Type	Verdi
$C_{alt}$	Nivåfaktor	1.0
$C_{dir}$	Retningsfaktor	1.0
$C_{season}$	Årstidsfaktor	1.0
$C_{prob}$	Returperiode	1.0

Tabell 5: Faktorer for basisvindhastighet

Når et bygg ligger nedenfor fjell og skråninger kan det forekomme en økning av stedsvindhastighet jf. NA.4.3.3

(901.4). Dette er tilfelle når vinkelen fra byggested til topp er større eller lik  $30^\circ$ . Det er tre fjelltopper innen 10 km avstand som må kontrolleres. De tre fjelltoppene hadde alle vinkler under  $20^\circ$ , og det ble derfor ingen økning av stedsvindhastigheten. Se vedlegg 4.3.2:

«Høydeprofiler fjell i Myrkdalen».

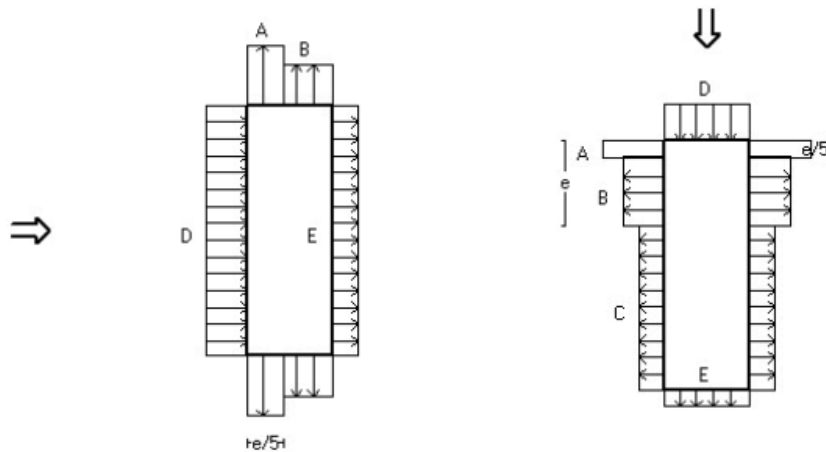


Figur 10: Terreng med avgrensning på 10 km fra Myrkdalen [79]

Det er ingen vesentlig endring i landskapet innen 10 km, det vil si at det ikke er nødvendig å ta hensyn til ruhetsendring jf. NA.4.3.2(2) (901.1). Dette er vist på Figur 10. Ut ifra dette får vi at stedsvindhastigheten er  $v_m = 25.4$  m/s. Da kan vi finne vindkasthastighetstrykket, som blir  $q_{kast} = 0,9$  kN/m<sup>2</sup>.



Vindkasthastighetstrykket er nå kjent, og vi kan finne vindtrykket på konstruksjonens overflate. Byggets kortside, langside og tak blir vurdert. Vegger og tak er delt i forskjellige soner, der noen soner blir utsatt for større krefter. Det kan forekomme både sug- og trykkrefter etter hvor vinden treffer, se Figur 11. Sonen som blir utsatt for størst kraft blir dimensjonerende.



Figur 11: Oversikt over vindsoner på vegg fra OS-prog

Tabell 6 og Tabell 7 viser henholdsvis formfaktorer og vindlast på langside og kortside. Negativ verdi for sugekrefter, og positiv verdi for trykkrefter. For full beregning se vedlegg 4.3.1: «Vindlast». Formfaktorene er også regnet i OS-prog, se vedlegg 4.3.3: «Vindlastberegning vegger». Det er soneinndelingen og geometrien til bygget som avgjør formfaktorene.

Vindkrefter kortside		
Sone	Formfaktor	Vindkraft [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-1.2	-1.1
B	-0.8	-0.7
C	-0.5	-0.5
D	0.7	0.7
E	-0.3	-0.3

Tabell 6: Vindkrefter kortside

Vindkrefter langside		
Sone	Formfaktor	Vindkraft [kN/m <sup>2</sup> ]
A	-1.2	-1.1
B	-0.8	-0.7
D	0.8	0.7
E	-0.5	-0.5

Tabell 7: Vindkrefter langside

Vindkrefter tak		
Sone	Formfaktorer	Vindkraft [kN/m <sup>2</sup> ]
H	0.7	-0.8
I	0	0.3

Tabell 8: Vindkrefter tak

Dimensjonerende vindkraft for stabilitet	
Samtidig virkning av lo- og leside	Vindkraft [kN/m <sup>2</sup> ]
Langside	1.0
Kortside	0.8

Tabell 9: Dimensjonerende vindkraft for stabilitet

For tak har vi valgt å gjøre en forenkling ved kun å bruke to forskjellige formfaktorer. Taket er egentlig delt inn i flere soner, men de to største sonene er I og H (Se Tabell 8). Det blir derfor lagt størst vekt på disse for å finne en generell vindlast for hele taket.

For å finne den dimensjonerende vindlasten for global stabilitet kombineres vind på lo- og le-siden. Reduksjonsfaktor kan brukes når man kombinerer sonene D og E, dette er på grunn av liten sannsynlighet for å få full last på begge sidene samtidig. Reduksjonsfaktoren benyttet er  $K_1 = 0,85$  når  $h/d < 1,0$ . Resultatet for vindlasten er vist i Tabell 9.

#### 4.4 Geometriske avvik/skjevstilling

Geometriske avvik er utilsiktede eksentrisiteter eller helningsavvik (skjevstilling). Ved geometriske avvik forekommer det ekstra krefter i horisontale og vertikale skiver. Skjevstilling blir beregnet ut ifra antall vertikale og horisontale skiver, og høyden på bygget. Ved dimensjonering av konstruksjoner skal det tas hensyn til geometriske avvik. Det skal gjøres i bruddgrensetilstander for permanente dimensjonerende situasjoner, og for dimensjonerende ulykkesituasjoner [25]. Det blir tatt hensyn til ugunstig avvik i geometri og hvordan lastene er plassert på konstruksjonen/konstruksjonsdelene. Beregningsgangen har utgangspunkt i Betongelementboka – Bind B - Avstivning og kraftoverføring og kapittel 5.2 i betongstandarden [26] [25].

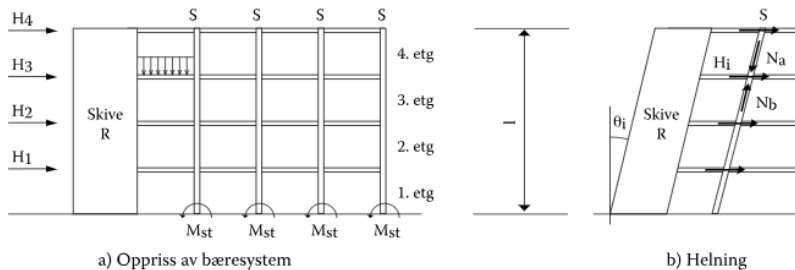
Dimensjoner og egenvekter som blir brukt i beregningene er hentet fra egenlaster kapittel 5.2 og 7.1. For svalganger og balkonger er det gjort kjerne overslagsberegninger av hvilke dimensjoner bygningsdelene skal ha. Dette er kun for å legge til vekten av dem, og regne en horisontallast som leilighetsseksjonen skal tåle.

## Betong

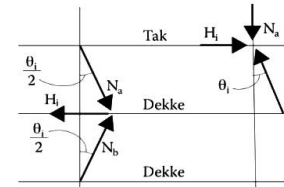
Helningsavviket er på  $\theta_i = 0,00239$ , utregning i vedlegg 4.4.1: «Geometriske avvik betong».

Dette vil si at den horisontale skjevstillingslasten er 0,24 % av den vertikale lasten.

Horisontalkraft som virker på vertikalt avstivningssystem er vist på Figur 12.



Figur 12: Horisontalkraft som virker på vertikale avstivningssystem. Betongelementboken B9, s70.



Figur 13: Horisontalkraft som virker på horisontale skiver. Betongelementboken B9, s70

Krefter i horisontalskiver	
Plassering	Last (kN)
Takskive	19,1
Dekke over 3. etg	24,8
Dekke over 2. etg	37,4
Dekke over 1. etg	53,6

Horisontalkraft som virker på horisontale skiver er vist på Figur 13. Vi har listet opp kreftene på horisontalskivene i Tabell 10. Vi vil benytte skjevstillingslasten for horisontalskivene på de vertikale skivene til sikker side i beregningene videre. De plasseres på konstruksjonen som vist i Figur 13.

Tabell 10: Krefter i horisontalskiver betong

## Tre

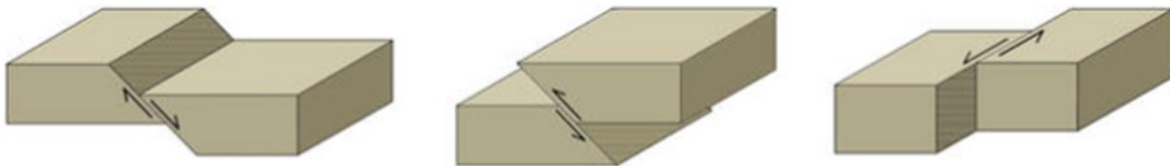
Trekonstruksjonen vil få mindre krefter enn den tunge betongkonstruksjonen. Vi velger å regne med en heissjakt av betong kun for enkelhets skyld, slik at den blir lik som for betongkonstruksjonen. Her får vi et helningsavvik  $\theta_i = 0,00239$  som er det samme som betong. Grunnen til det er at vi har nesten like mange vertikale konstruksjonsdeler, som skyldes at massivtre-innerveggene vil bestå av to bærende vegger. Kraftene i horisontalskivene vises i Tabell 11. For detaljert beregning se vedlegg 4.4.2: «Geometriske avvik tre».

Krefter i horisontalskiver	
Plassering	Last (kN)
Takskive	17,5
Dekke over 3. etg	21,3
Dekke over 2. etg	29,4
Dekke over 1. etg	39,3

Tabell 11: Krefter i horisontalskiver tre

## 4.5 Seismiske laster

Jordskjelv forekommer når det oppstår nye forkastninger (sprekk i jordskorpen) eller ved bevegelser i en gammel forkastning. Det bygges opp skjærspenninger i sprekken, og når denne bli større enn det svakeste punktet vil sprekken gi etter og «sprette» til en annen stilling. Deler av energien som frigjøres sendes ut som seismiske bølger, og disse forplanter seg i jordskorpen med høy hastighet i alle retninger. Når de treffer jordoverflaten vil det forekomme rystelser som kan forplante seg inn i konstruksjonen. Spenningen begynner å bygge seg opp på nytt i forkastningen (Se Figur 14), og det vil komme nye jordskjelv etter en uviss tid [27].



Figur 14: Forkastningstyper [27]

Jordskjelv blir beregnet ut ifra Eurokode 8: NS-EN 1998: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger. Konstruksjoner skal prosjekteres slik at menneskeliv beskyttes, skadeomfanget begrenses og viktige byggverk som kan beskytte mennesker forblir operative hvis det skulle forekomme jordskjelv [28].

Norge ligger i et område med lav seismisitet, og etter EC8 er det fem utelatelseskriterier. Hvis ett av kriteriene oppfylles er det ikke behov for å dimensjonere for seismiske påvirkninger [26]. Kriteriene er vist i Tabell 12. Grønn representerer at kriteriet er godkjent og rødt ikke godkjent. Utelatelseskriterie 5 er ikke regnet for massivtre siden man bare trenger ett punkt godkjent for å se bort ifra seismiske laster.

Utelatelseskriterier				
Kriterier	Beskrivelse	Godkjent massivtre	Godkjent betong	Begrunnelse
1	Ved svært lav seismisitet, der S er en forsterkningsfaktor avhengig av grunntype.			Grunntype A, seismisk klasse 2 og plassering.
2	Dersom konstruksjonen har seismisk klasse 1.			Vi har seismisk klasse 2 (boligbygg).
3	Gjelder for lette trekonstruksjoner			Massivtre regnes ikke som en lett trekonstruksjon.
4	Dersom dimensjonerende seismisk akselerasjon $S_d < 0,49m/s^2$			Avhenger av $C_t$ .
5	Hvis skjærkraften for dimensjonerende seismiske lastkombinasjoner på grunnivå er mindre enn de fra andre relevante lastkombinasjoner	Ikke beregnet		Avhenger av vekten på bygget.

Tabell 12: Tabell for utelatelseskriterier for dimensjonering for seismiske laster. Grønn representerer godkjent og rød ikke godkjent.

Krav 1 går ut på om grunnforholdene gir lav seismisitet. NGU har ikke grunnforholdsdata for dette området. Derfor bruker vi data fra geotekniske undersøkelser fra nabotomten som ble utarbeidet av NODE AS, som har prosjektert nabobygget Kamben. Se vedlegg 4.5.1: «Kamben». Grunnforholdene er relativt gode hvor bygget skal stå. Det er 1,0-2,0 m med morenemateriale, og under er det fast fjell av bergarten gneis. Dette gir grunntype A. Boligbygg vil gi seismisk klasse 2. På grunnlag av dette i tillegg til byggets plassering får vi kravet oppfylt med akselerasjon  $0,56 m/s^2 < 0,98 m/s^2$ . Bygget er godkjent for utelatelseskrav 1 som vil gjelde for bygget både i tre og betong. Vi ser derfor bort ifra seismiske laster under dimensjoneringen. For utregninger se vedlegg 4.5.2: «Seismiske laster.»

#### 4.6 Påkjøringslast

Ulykkeslaster regnes etter standard 1991 del 1-7 ulykkeslaster [29]. Bygget Bakken ligger ikke ved en trafikkert vei. Det er kun innkjørsel til tun, uten mulighet for å kjøre i høy fart antatt ut ifra kart og nærliggende veinett. Siden det er så liten fare for påkjørsel har vi valgt å ikke gjøre ekstra tiltak for å sikre søyler i fasade. Hvis det skal være parkeringskjeller under leilighetene, som er en mulighet, er dette noe som må vurderes nærmere.

## 5. Betong og stål

I denne delen tar vi for oss materialene betong og stål, og ser nærmere på deres egenskaper.

### 5.1 Materialer

Betong og stål er de to mest brukte byggematerialene i verden i dag. Betong som er et «naturmateriale», med lang levetid og lave driftskostnader. Det er et materiale med stor styrke og fleksibilitet, og tåler trykk svært godt. Betong må armeres for å kunne tåle strekk. Betong blir brukt i alle typer konstruksjoner fra bygninger til broer og oljeplattformer [30]. Stål med sin store styrke i forhold til vekt gjør det til et av de viktigste konstruksjonsmaterialene i verden. Stål er også svært prisgunstig og det er 100 % resirkulerbart. Stål gjorde det mulig å bygge verdens høyeste skyskrapere, og ellers blir det brukt som byggemateriale i konvensjonelle bygninger, plattformer, vindmøller, broer og mye mer [31].

I vegger og dekker bruker vi betong med bestandighetsklasse B30, eksponeringsklasse XC1 da det er beskyttet mot regn, og bestandighetsklasse M60. Armeringen har kvalitet B500NC. Søylene og bjelkene i stål har stål kvalitet S355.

## 5.2 Egenlaster

Egenlaster kommer fra lett-taket, dekker, vegger, søyler og bjelker. Egenlastene fra takelementene fant vi i SINTEF sin godkjenning av elementene til Lett-tak systemer AS og er på 0,55 kN/m<sup>2</sup>. Dette er vist i kapittel 3.3. Betongveggenes egenvekt blir regnet ut ifra betongens tyngdetetthet på 25 kN/m<sup>3</sup>.

Dekker over 1. – 3. etg:			
Lag	Tykkelse [mm]	Tyngdetetthet [kN/m <sup>3</sup> ]	Egenvekt [kN/m <sup>2</sup> ]
Betongdekke	200	25	5,0
Påstøp, avretning	40	19	0,76
Trinnlydsplate	36	4,0	0,144
Parkett	15	-	0,08
Teknisk himling	-	-	0,15
Diverse	-	-	0,50
Sum bruksgrense:			<b>6.634</b>

Tabell 13: Dekker over 1. - 3. etg

Dekkene over 1. – 3. etg vil påføre last på veggene og søylene. Oppbygningen av dekke blir vist i Tabell 13. Under «diverse» ligger den ekstra vekten man får fra lettvegger inne i leiligheten.

## 5.3 Brann

Hovedbærekonstruksjonen skal ha brannkrav R60. Det betyr at konstruksjonen skal kunne bære ulykkeslaster i 60 minutter.

Betong har gode egenskaper når det kommer til brann. Materialet i seg selv er ikke brennbart, og det slipper ikke ut noen giftige gasser når det blir påvirket av brann. Betong har lav varmeledningsevne, så den skjermer brannen fra andre rom, og den isolerer for armeringsjernene inni [32].

Plasstøpte etasjeskillere har

dimensjonerende brannmotstand etter Tabell 14 [33]. Brannmotstand R60 blir oppfylt da vi har et 200 mm tykt dekke og overdekning på 25 mm.

Brannmotstand	Dekke-tykkelse, d mm	Armeringsdybde, a (mm)		
		Enveis plater	Toveisplater	
			$l_y/l_x \leq 1,5$	$1,5 < l_y/l_x \leq 2$
REI 30 A2-s1,d0 (A 30)	60	10 <sup>1)</sup>	10 <sup>1)</sup>	10 <sup>1)</sup>
REI 60 A2-s1,d0 (A 60)	80	20	10 <sup>1)</sup>	15 <sup>1)</sup>
REI 90 A2-s1,d0 (A 90)	100	30	15 <sup>1)</sup>	20
REI 120 A2-s1,d0 (A 120)	120	40	20	25
REI 180 A2-s1,d0 (A 180)	150	55	30	40
REI 240 A2-s1,d0 (A 240)	175	65	40	50

<sup>1)</sup> Vil bli overstyrt av andre krav til overdekning (korrosjon, heft)

Tabell 14: Dimensjonering betong etter brannkrav [33]

Stål har derimot ikke så gode egenskaper når det kommer til brann, på grunn av at stålets høye varmeledningsevne. Derfor må alle stålbjelker og søyler brannisoleres. Ved 500 °C vil stålet ha mistet ca. 50 % av sin fasthet. En ubeskyttet stålkonstruksjon kan ikke ha høyere brannmotstand enn 10 til 15 minutter. Når konstruksjonen blir brannisolert forsinkes oppvarmingen av stålet, og dermed tar det lenger tid før stålet får varige deformasjoner eller brudd. De fleste sertifiserte brannisoleringssystemene kan oppnå brannkrav opptil R90 [34].

#### 5.4 Lyd

Betong har generelt gode egenskaper når det kommer til å begrense lydtransmisjon. Det er et tungt materiale, og dermed vanskelig å sette i svingninger. Det som vurderes er trinnlyd og luftlyd, hvor en må ta hensyn til flanketransmisjon. TEK 17 setter krav til lydklasse C mellom boenheter, som presenteres i Tabell 15 og Tabell 16 under.

Luftlydisolasjonskrav ( $R'_w$ )				
Utdrag av NS 8174 for boliger. Luftlydisolasjon. <u>Laveste grenseverdi</u> veid, feltmålt lydreduksjonstall $R'_w$ (inkl. omgjøringstall for spektrum $C_{50-5000}$ i klasse A og B)				
Type bruksrom	Klasse A [dB]	Klasse B [dB]	Klasse C [dB]	Klasse D [dB]
Mellom boenheter. I en boenhet fra fellesarealer/felles gang/trapperom.	63	58	55	50

Tabell 15: Lydisolasjonskrav [35]

Trinnlydsnivåkrav ( $L'_{n,w}$ )				
Utdrag av NS 8174 for boliger. Trinnlydsnivå. <u>Høyeste grenseverdi</u> for feltmålt veid normalisert trinnlydsnivå $L'_{n,w}$ (inkl. omgjøringstall for spektrum $C_{50-5000}$ i klasse A og B)				
Type bruksrom	Klasse A [dB]	Klasse B [dB]	Klasse C [dB]	Klasse D [dB]
Mellom boenheter. I en boenhet fra fellesarealer/felles gang/trapperom.	43	48	53	58

Tabell 16: Trinnlydsnivåkrav [35]

Luftlyd er lydbølger fra en lydkilde som sprer seg ut i rommet. Lydbølgene treffer da konstruksjonsdeler, og setter disse i svingninger. Når svingningene kommer igjennom konstruksjonsdelen vil lyden bli strålt ut på baksiden. Forskjellen i utstrålt effekt i rommet



med lydilden og baksiden på den eventuelle konstruksjonsdelen, kalles lydreduksjonstallet  $R$ . Det er ikke alle lydfrekvenser øret fanger opp, så når man trekker fra disse får vi et veid reduksjonstall,  $R_w$ . Det er denne som måles i laboratorium for å karakterisere luftlydisolasjonen for et konstruksjonselement.  $R'_w$  angir veid feltmålt reduksjonstall for en konstruksjon i et ferdig bygg [36].

Trinnlyd er svingninger som forekommer i etasjeskiller ved gange og andre bevegelser. Dette blir utstrålt som lyd fra taket i etasjen under. Med trinnlydsnivå vil man ha det faktiske lydtrykknivået man registrerer i mottakerrommet. Det er ønskelig med lavest mulig lydtrykknivå, og betegnes som  $L$ . Veid trinnlydsnivå  $L_w$ , og feltmålt veid normalisert trinnlydsnivå  $L'_{n,w}$  blir målt og funnet på samme måte som for luftlyd. At det er normalisert betyr at det blir gjort korreksjoner som gjør målingene uavhengige av rommets absorpsjonsevne [36].

Direktetransmisjon er lyd gjennomgang gjennom en skillekonstruksjon. Lydisolasjonsevnen til et materiale vil øke med tyngden på det. Betong er et tungt materiale og er derfor godt egnet med tanke på lydisolasjonsevne [36].

Flanketransmisjon er lyd som føres gjennom tilstøtende bygningsdeler. All lyd som ikke går direkte igjennom skillekonstruksjonen blir ofte betegnet som flanketransmisjon. Eksempler kan være: mekaniske sammenkoblinger, kanaler som VA og ventilasjonskanaler, og

Grad av flankeoverføring	Betingelser/kriterier
Liten	Store spenn (> 8 m) over flere enn to rom Opplegg på søyle/drager Lette, utfyllende skillevegger Yttervegger av bindingsverk, splittet ved dekkene
Middels	Middels spenn (5–7 m) over to rom Opplegg på massiv vegg eller søyle/drager Lette eller massive skillevegger Yttervegger av bindingsverk, delvis splittet ved dekkene
Stor	Små spenn (< 5 m) over ett rom Opplegg på massive veggskiver Massive skillevegger Yttervegger av bindingsverk, delvis gjennomgående

Tabell 17: Betingelser for de ulike flankeoverføringsgradene [37]

lignende [36]. For å ta ut riktige tall fra tabeller for å beregne trinnlyd og luftlyd måtte vi finne grad av flankeoverføring. En tabell fra Byggforsk viser kriteriene, hvor vi kom innenfor middels, se Tabell 17.

Byggforsk sitt byggdetaljblad 522.513 kalt «Lydisolerende, tunge etasjeskillere» presenterer lydisolasjonsevnen for hvert sjikt i dekke, med hvor mange desibel de stopper. Tar utgangspunkt i dekkeoppbyggingen presentert i kapittel 5.2 [37].

Beregning av trinnlyd og luftlyd i etasjeskiller		
Lag	Luftlyd $R'_w$ [dB] Laveste grense 55 dB	Trinnlyd $L'_{n,w}$ [dB] Høyeste grense 53 dB
200 mm betong	55	75 dB
40 mm avretningsmasse + 36 mm trinnlydsplate	+ (4) dB	- (25) dB
15 mm parkett	+ (-3) dB	- (10) dB
Total:	56 dB > 55 dB - OK	40 dB < 53 dB - OK

Tabell 18: Beregning av lydisolering for dekke

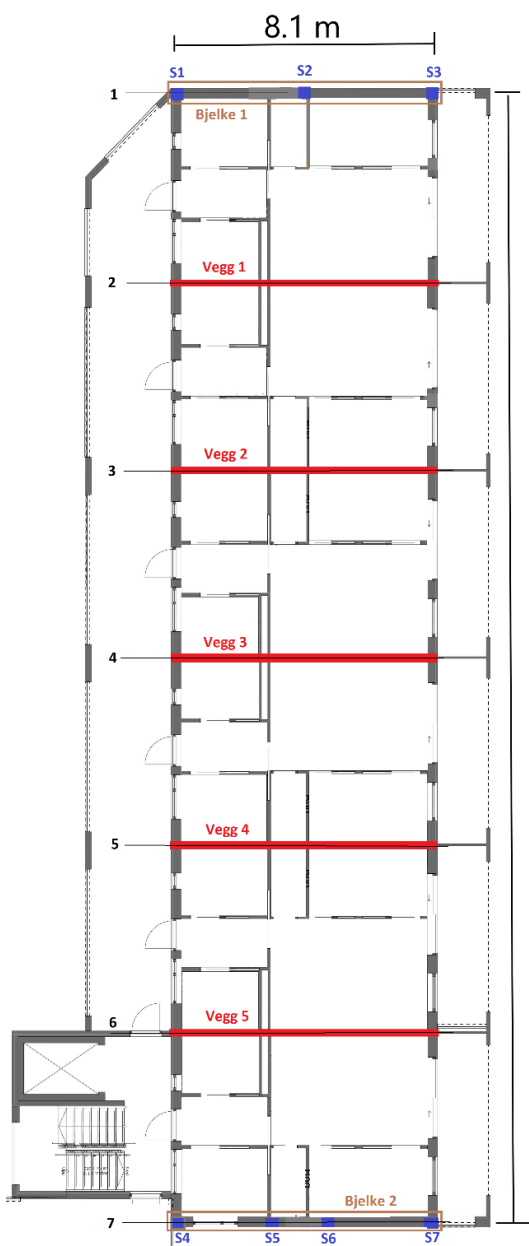
Tabell 18 viser beregning av lydisolering dekke. Luftlyd  $R'_w$  er over krav på 55 dB og er ok. Trinnlyd  $L'_{n,w}$  er under krav på 53 dB og er ok.

For lydisolasjon gjennom tunge vegger er det kun luftlydskravet som er anvist i Byggforsk byggedetaljblad 524.321 «Lydisolasjonsegenskaper til tunge innervegger». Det er ikke presentert en vegg på 200 mm, men for 180 mm. Den er 1,0 dB under kravet på 55 dB. Antar derfor at 200 mm tykk vegg holder, da det også vil komme gips på veggene [38].

## 6. Dimensjonering betong og stål

Beregningene er utført i henhold til Eurokode 3: NS-EN 1993-1-1 prosjektering av stålkonstruksjoner [39] og Eurokode 2: NS-EN 1992-1-1 Prosjektering av betongkonstruksjoner [25]. Dimensjonering er gjort ved håndberegninger og bruk av Robot og OS-prog.

### 6.1 Lastfordeling



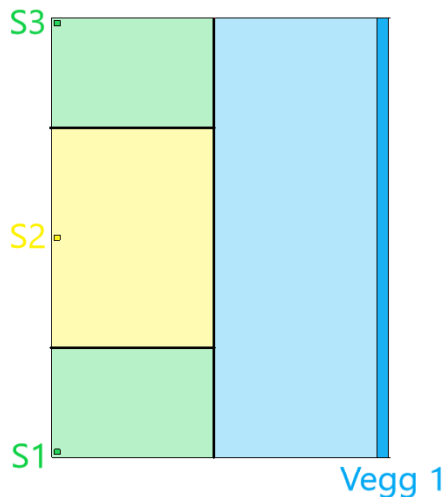
Figur 15: Bærende elementer i leilighetsseksjonen

Vi valgte å dele inn bygget i tre uavhengige deler når vi regnet lastene vertikalt i bygget: Balkonger, svalganger og leiligheter. I denne oppgaven dimensjonerer vi kun leilighetsdelen, som også skal kunne ta horisontallaster for hele konstruksjonen. Kraftene er regnet i Mathcad, vist i vedlegg 6.1: «Vertikale laster betong». I vedlegget er det presentert beregninger for maks krefter for innervegger i 1. etg, yttersøyler 1. etg i akse 1, og bjelker i 4. etg Figur 15 viser de bærende delene av leilighetsseksjonen.

Håndberegninger for dekke over 1. og 2. etg regnes som enveisdekke, mens dekke over 3. etg blir løst i robot som toveisdekker, da dette dekke har utsparinger.

Dekke/tak regnes kontinuerlig uten utsparinger i alle etasjene. For å finne maks linjelast langs tallaksen ble det benyttet bjelketabell med moment og opplagerreaksjoner for fem felt selv om det er seks felt.

Når man regner kontinuerlig dekke blir det antatt at det på byggeplass blir støpt vegger i 1. etasje, dekkene støpt oppå veggene, og deretter veggene støpt i neste etasje. Egentlig vil vegg 2 i 4. etg få større last, da dekke ikke er kontinuerlig i hele denne etasjen. Dette velger vi å se bort fra, da dekke har et redusert areal grunnet hems, men vi har regnet med full egenlast og nyttelast. I tillegg bruker vi tabell for fem felt og ikke seks felt, som også vil være på sikker side.



Bjelke i akse 1 hviler på tre søyler over to like felt, imens bjelken i akse 7 hviler på fire søyler over tre felt med ulike lengder. Vi regner kun last på midterste søyle i akse 1, søyle S2, og bruker denne på alle søylene. Denne vil få størst last på grunn av at den har størst lastareal.

Bjelketabell for to felt benyttes for å finne maks trykk i søylen. Figur 16 viser en skisse av lastareal for søyler i akse 1 og vegg i akse 2.

Figur 16: Lastareal for søyler og vegg

Resultatet av dimensjonerende vertikale laster finnes i Tabell 19 og detaljert beregning finnes i vedlegg 6.1: «Vertikale laster betong». Bygningsdelene er vist i Figur 15.

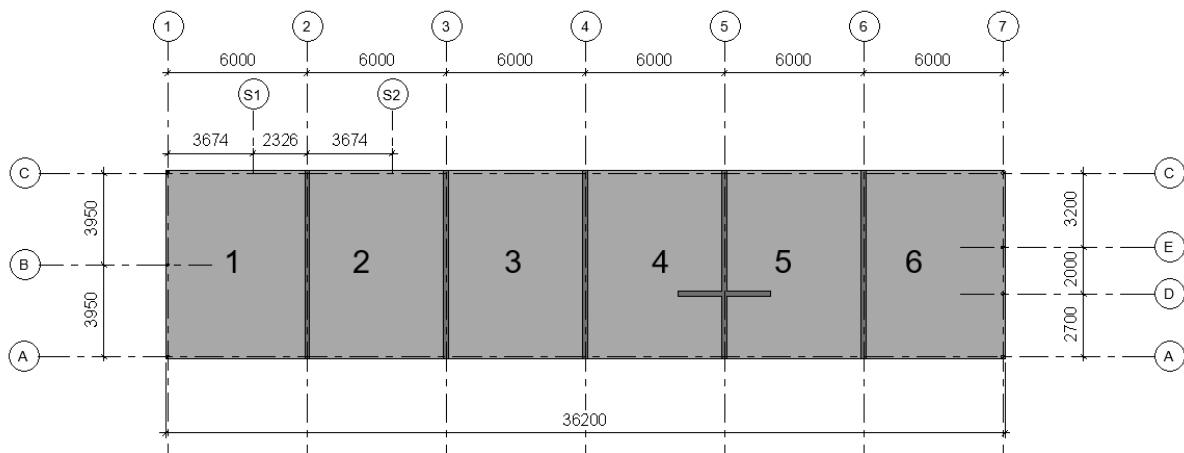
Dimensjonerende laster på vegger, søyler og bjelker			
Bygningsdel	Etasje	Dimensjonerende bygningsdel	Last
Vegger	1	Vegg 1	391.0 kN/m
Søyler	1	S2	547.3 kN
Bjelker	4	Bjelke 1	42.6 kN/m

Tabell 19: Største vertikale laster på vegger, søyler og bjelker

## 6.2 Etasjeskillere

For dekkene brukes plastøpt betong som bygningsmateriale. Nabobygget Kamben er et leilighetsbygg på samme størrelse som Bakken. I dette bygget ble det brukt hulldekker som etasjeskillere. Teorien var at det kunne være mulig at et plastøpt dekke var mer miljøvennlig enn hulldekker. I hulldekker blir det brukt høyere fasthetsklasse på betongen. Dette vil bli presentert i miljøsammenligningen senere i kapittel 9.3.

### 6.2.1 Dekke over 1. og 2. etg



Figur 17: Aksesystem for bæring i betongbygget

Figur 17 viser dekke over 1. og 2. etg. Dekkene blir belastet med egenlast og nyttelast, total last på 11 kN/m i bruddgrense.

Ekstremalverdier for momentet ble funnet ved å benytte  $M_1 = 0,078 \cdot q \cdot L^2$  for underkant i ytterfelt, og  $M_3 = 0,046 \cdot q \cdot L^2$  for underkant i innerfelt. For å finne maks moment i overkant ble det brukt  $M_b = 0,105 \cdot q \cdot L^2$ , som vist i Figur 18.

$M_1$	0,078
$M_2$	0,033
$M_3$	0,046
$M_b$	-0,105
$M_c$	-0,079
A	0,395
B	1,132
C	0,974
$V_{bl}$	-0,605
$V_{br}$	0,526
$V_{cl}$	-0,474
$V_{cr}$	0,500

Figur 18: Tapir 5 felt

Nødvendig hovedarmering i overkant og

underkant ble beregnet og deretter kontrollert opp mot minimumsarmering og maksimal

senteravstand. Tverrarmering er minimum 20 % av hovedarmeringen, med en maks

senteravstand på 400 mm. Skjærkapasiteten ble også kontrollert, hvor  $V_{Rd} > V_{Ed}$ , som tilsier

at det ikke er behov for skjærarmering i dekke. Se vedlegg 6.2.1: «Armering dekke over 1. og 2. etg» for full beregning.

Armeringen er dimensjonert så lik som mulig i alle dekker, for å gjøre det mer beleilig på byggeplass, og gi mindre risiko for feil. Armeringen er presentert i Tabell 20.

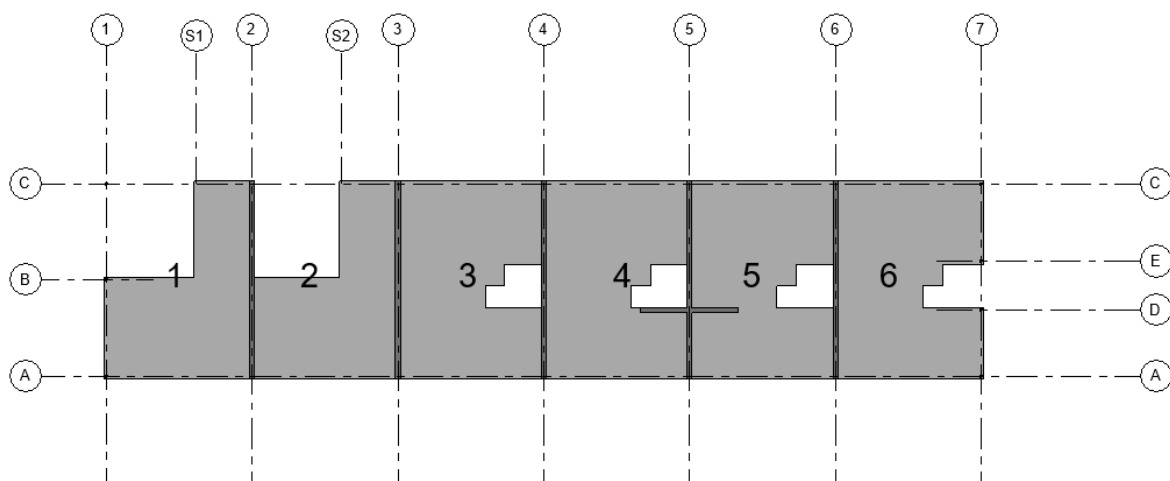
Armering i dekker over 1. og 2. etg	
Plassering	Leilighet 1 og 6
Hovedarmering UK	Ø12 c/c 250
Sekundærarmering UK	Ø10 c/c 400
Hovedarmering OK	Ø12 c/c 150
Sekundærarmering OK	Ø10 c/c 400
Bøylearmering hovedretning	Ø10 c/c 250
Bøylearmering sekundærretning	Ø10 c/c 400

Tabell 20: Armering i dekker over 1. og 2. etg.

Armeringen leveres med lengder på 12 m. Skjøtingen av lengdearmeringen må foregå hvor det er trykk, der armeringen ikke utnyttes. Armeringen ved fritt opplegg må ha en forankringslengde på 50 x kam (Ø).

### 6.2.2 Dekke over 3. etg

**Bruddgrense:**



Figur 19: Aksesystem dekke over 3. etg.

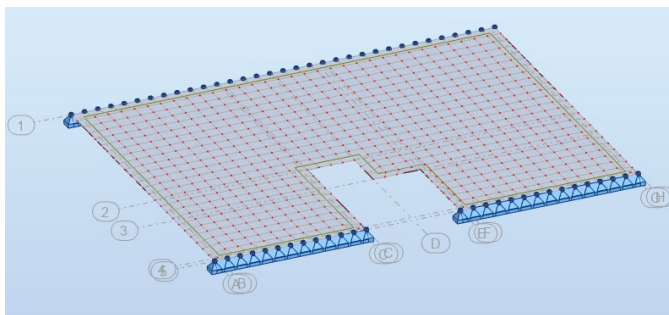
Figur 19 viser dekke over 3. etg. Dette dekke har utfordringer med tanke på utsparinger og redusert dekke.

## Autodesk Robot Structural Analysis

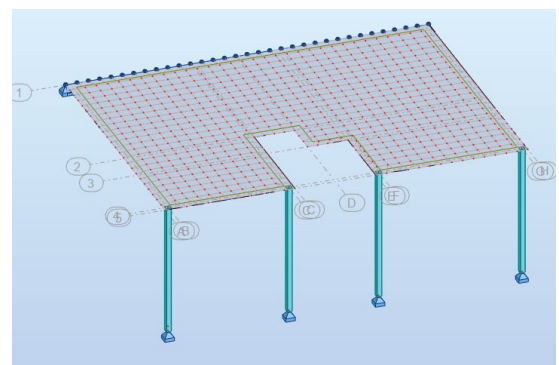
Vi har benyttet oss av programmet Robot Structural Analysis for å beregne dekket. I programmet har vi brukt «Plate Design» for å tegne dekke i 2D. Dette gjøres ved å tegne omrisset av hele dekket og tilegne dekke de egenskapene vi har, som tykkelse, eksponeringsklasse og overdekning. Dette overføres til «Shell Design» i 3D for å legge til søyler med riktig høyde. Videre blir det lagt på last på dekket og generert «mesh». «Mesh» er et rutenett som sier noe om hvor nøyaktig beregningene skal gjøres. Er rutenettet tett blir det regnet krefter i flere punkt. Fra kalkulering finner vi tverrsnittskreftene og legger armering etter hva Robot selv regner ut som nødvendig armering. Mer detaljert beskrivelse fra Robot finnes i vedlegg 6.2.2: «Robot dekke».

### Dekke med utsparing til trapp

For dekke over 3. etg har leilighet 3-6 en utsparing til trapp. Siden vi har forskjellige opplagersituasjoner for leilighetene med trappehull, blir det beregnet to situasjoner. Leilighet 3, 4 og 5 har opplegg på to vegger, hvor den ikke er kontinuerlig opplagt på ene siden. Dekke regnes fritt opplagt selv om det vil ha noe innfesting i veggene, se Figur 20. Leilighet 6 er opplagt på en vegg og fire søyler, se Figur 21. Dekke i leilighet 3, 4 og 5 vil ha størst tverrsnittskrefter og vi vil derfor fokusere på dette i utregningene.

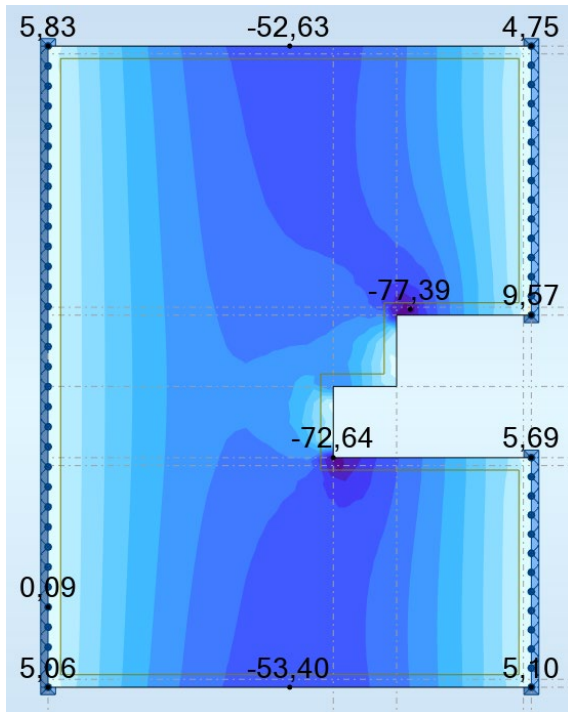


Figur 20: Leilighet 3, 4 og 5

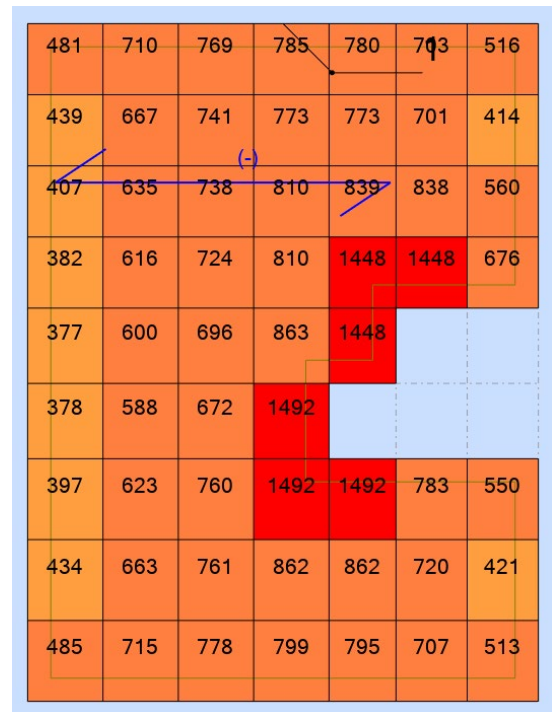


Figur 21: Leilighet 6

For leilighet 3, 4 og 5 har vi regnet moment (Figur 22) og nødvendig armering i underkant i hovedspennretningen (Figur 23). Vi ser at momentet er størst rundt utsparing til trapp, noe som gjør at vi trenger ekstra armering her.



Figur 22: Moment,  $M_{xx}$ , for leilighet 3, 4 og 5



Figur 23: Nødvendig armering i hovedspennretning UK leilighet 3, 4 og 5

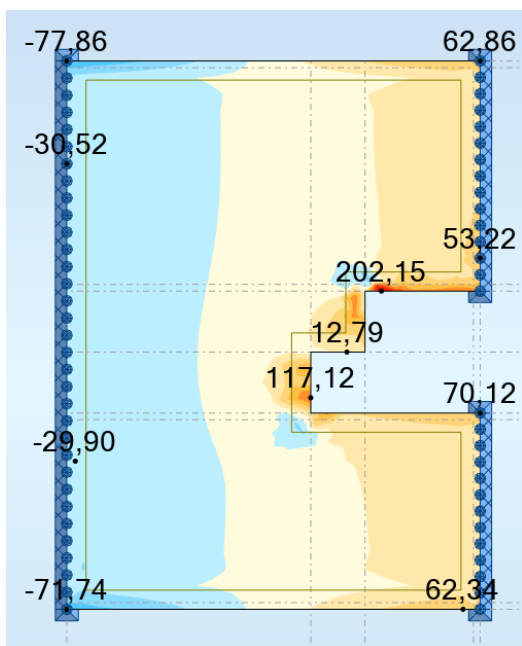
I Figur 24 har vi tatt en overslagsberegning av nødvendig armering i underkant hovedspennretning felt. Overslaget viser at Robot regner noe annerledes, men dette er nok på grunn av at vi forenklet har brukt  $z = 0,8 \cdot d$ .

$$M_{Ed} := 53.4 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm} \quad d := 169 \text{ mm} \quad f_{yd} := 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$A_s := \frac{M_{Ed}}{0.8 \cdot d \cdot f_{yd}} = 908 \text{ mm}^2$$

Figur 24: Nødvendig armering





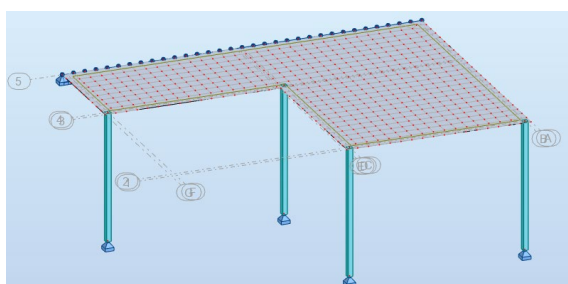
Figur 25: Skjærkrefter leilighet 5

Når det gjelder skjærarmering for dekke over 3. etg ser vi av Figur 25 at det ikke er store skjærkrefter ved unntak av rundt søylepunkt og langs utsparinger. Utenom ved de punktene er det mindre skjærkrefter enn det betongen tåler som er regnet for dekke over 1. og 2. etg. Sier forenklet at vi ikke trenger skjærarmering. Skjærkreftene ved søylene kan sjekkes ved gjennomlokking. Langs utsparingene er dette noe som må ses nærmere på i videre arbeid.

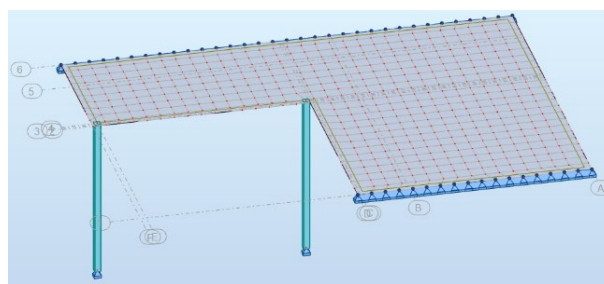
## Hems

Leilighet 1 og 2 har redusert dekke. Det er ulike måter å løse dette på. Vi har valgt å plassere søyler i punkt S1-B og S1-C, vist på Figur 19, og støpe hems i betong. Fordelen med å legge betong er at den tåler store spennlengder og har stor stivhet. Ved å legge opp dekke over vegg og søyler får vi et dekke som bærer i begge retninger, et toveisdekke. Å regne på et toveisdekke er noe mer komplisert enn å regne på et enveisdekke og derfor velger vi å gjøre dette i Robot.

Siden vi har forskjellige opplagerssituasjoner for leilighetene med hems blir det beregnet to situasjoner. Leilighet 1 har opplegg på én vegg og fire søyler, mens leilighet 2 har opplegg på to vegger og to søyler, som man ser i Figur 26 og Figur 27.



Figur 26: Leilighet 1



Figur 27: Leilighet 2

Tabell 21 viser armering i dekke for alle leilighetene over 3. etg, se vedlegg 6.2.2: «Robot dekke» for bilder av nødvendig armering i alle dekker.

<b>Dekke over 3. etg armering</b>				
<b>Plassering</b>	<b>Leilighet 1</b>	<b>Leilighet 2</b>	<b>Leilighet 3, 4 og 5</b>	<b>Leilighet 6</b>
<b>X+</b> Hovedspennregning overkant	Ø12 c250 + ekstra Ø12 c250 på område over søylen	Ø12 c250 + ekstra Ø12 c100 på område over søylen	Ø12 c250	Ø12 c250 + Ø12 c250 over utsparing
<b>Y+</b> Sekundærretning overkant	Ø12 c250 + ekstra Ø12 c250 på område over søylen	Ø12 c250 + Ø12 c100 på område over søylen	Ø12 c200	Ø12 c250 + Ø12 c250 over utsparing
<b>X-</b> Hovedspennregning underkant	Ø12 c250	Ø12 c200	Ø12 c100 + Ø12 c200 over utsparing	Ø12 c100 + Ø12 c250 over utsparing
<b>Y-</b> Sekundærretning underkant	Ø12 c250	Ø12 c250	Ø12 c250 + Ø12 c250 over utsparing	Ø12 c200

Tabell 21: Dekke over 3. etg armering

## Bruksgrense

Betongstandarden setter krav til bruksgrensekontroller som nedbøyningsbegrensning og rissviddebegrensning. Deformasjonen av konstruksjonsdeler skal ikke påvirke funksjonen eller utseendet på ugunstig måte. Konstruksjonen skal ikke ha skadet funksjon eller bestandighet, eller ugunstig utseende som skyldes opprissing [25].

Beregninger i bruksgrense blir utført i OS-prog, K-bjelke. Dekke ble lagt inn i programmet kontinuerlig over syv opplagere. Disse er lagt inn som frie opplegg med en tykkelse på 200 mm, og bredde på 1000 mm. Vi ser forenklet vekk fra at vi har søyler i endeoppleggene. Hovedarmeringen ble lagt inn for felt og støtte som er vist i Tabell 20. Programmet har beregnet ca. samme moment som resultatet fra håndberegningene.

Riss oppstår når betongens strekkfasthet ( $f_{ctm}$ ) overskrides. Kravet for riss regnes ut ifra punkt NA.7.3.1 hvor det er avhengig av eksponeringsklassen. For eksponeringsklasse XC1 får vi rissviddekrav på 0,39 mm. Risskontrollen gir en maks utnyttelse på 50 %.

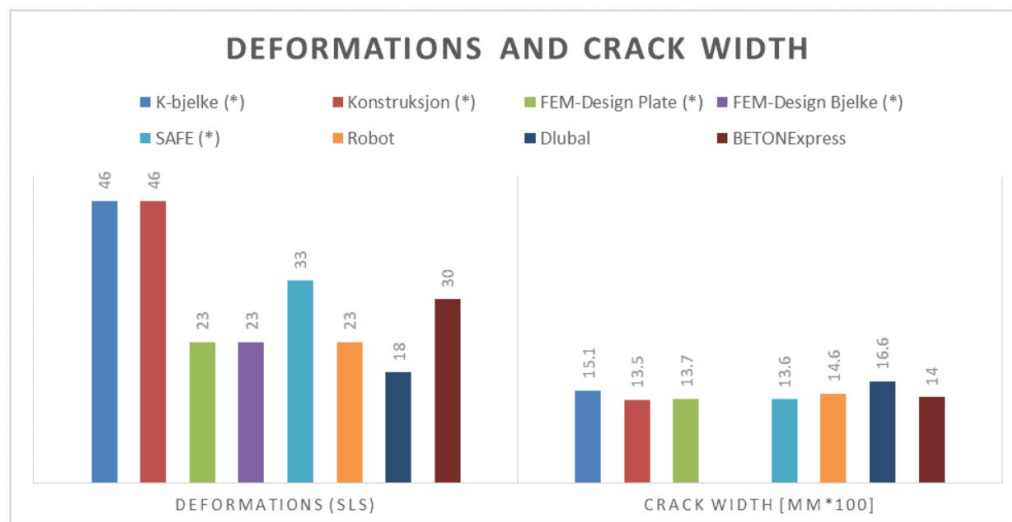
Nedbøyning som beregnes i OS-prog, K-bjelke, er vist i Tabell 22. For tilnærmet permanente laster er kravet  $L/250 = 24$  mm, som blir overholdt i alle felt utenom ytterfeltene som får en

nedbøyning på 36mm. Her må det støpes med overhøyde. Overhøyden må ikke overstige  $L/250 = 24$  mm etter punkt 7.4.1(4). Dermed velges en overhøyde på 24 mm og vi får en nedbøyning på 12 mm for permanente laster. Den maksimale nedbøyningen ender derfor på 17 mm istedenfor 41 mm, som tilfredsstiller kravet. Se vedlegg 6.2.3: «Dekkeberegning» for utregninger fra OS-prog.

Nedbøyning fra beregning av K-bjelke [mm]				
Felt	Permanent last		Permanent + variabel last (lang tid)	
	Kort tid	Lang tid	Nyttelast i alle felt	Nyttelast i betraktet felt
1	22	36	40	41
2	-1	2	2	2
3	1	13	14	15
4	1	13	14	15
5	-1	2	2	2
6	22	36	40	41

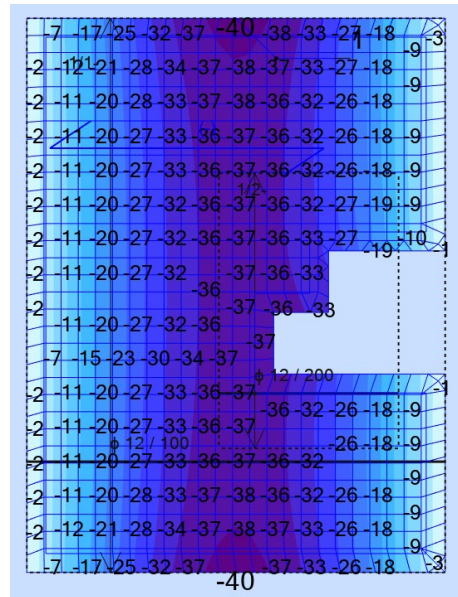
Tabell 22: Nedbøyning i bruksgrense

I utregningen i K-bjelke får vi stor nedbøyning. Beregninger som NODE rådgivende ingeniører AS har gjort viser at K-bjelke gir en ufordelaktig stor nedbøyning i forhold til andre program. Figur 28 viser forskjellen i nedbøyning av et 200 mm dekke med 6 m spenn regnet i åtte forskjellige programmer [40]. Beregningen vår kunne heller blitt gjort i Robot for å ta en ny vurdering av hvor stor overhøyden må være.



Figur 28: Nedbøyning av et 200 mm dekke med 6 m spenn [40]

For dekke med utsparinger over 3. etg er det regnet nedbøyning og riss i Robot. Opplegg på vegg er i Robot regnet som leddet (pinned). I realiteten vil dekkene være noe fastholdt og nedbøyningen bli mindre enn kontrollen viser. Siden nedbøyningen blir veldig stor, hele 40 mm (Se Figur 29) er vi nødt til å støpe med overhøyde. Det er viktig at man ikke støper med for stor overhøyde, da dekke vil bule. Nedbøyningen er totalt 40 mm for dekke i leilighet 5. Når maks overhøyde er på 24 mm vil vi velge en litt mindre til sikker side, og vi velger 22 mm. Da blir total nedbøyning  $40 - 22 = 18$  mm. Kravet på  $L/250 = 24$  mm er dermed overholdt. Rissvidden i Robot er på 0,1 som er lavere enn kravet på 0,39.

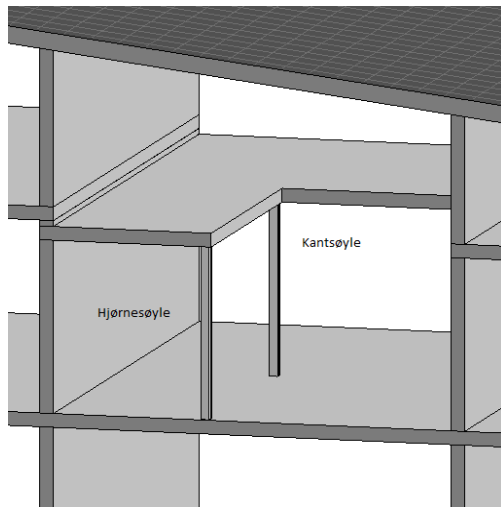


Figur 29: Nedbøyning leilighet 5

## Gjennomlokking dekke

Per lengdeenhet rundt en søyle er det lokal skjærkraft, og når denne skjærkraften blir stor kan det føre til lokalt gjennomlokkingsbrudd. Bruddet vil få en tredimensjonal kjegleform. For å forhindre gjennomlokkingsbrudd kan skjærkapasiteten økes med lokal skjærarmering, eller øke dimensjonen og/eller øke oppleggsflaten med forsterkningsplate [41].

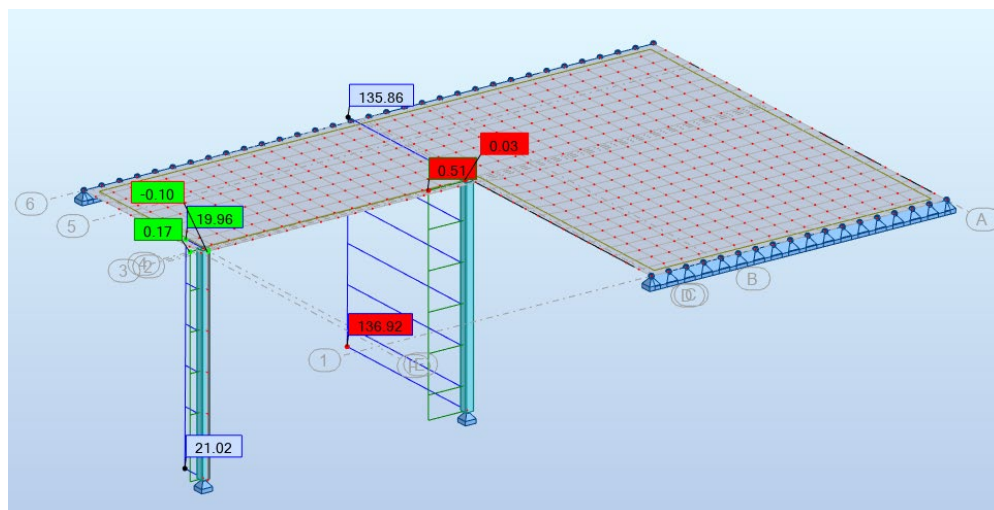
Beregningsregler for kontroll av skjærkraftkapasitet ved konsentrerte laster på plater blir gitt i EC2, punkt 6.4.



Figur 30: Søylar i 3. etg

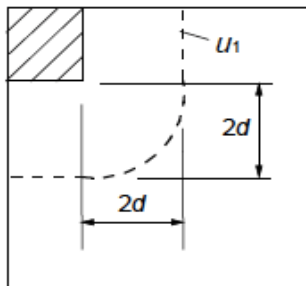
Vi ser i Robot på skjærdiagrammene at det er i leilighet 2 ved søylene det er størst skjærkrefter. Disse søylene er i 3. etg som er vist på Figur 30. Her må kraften bli tatt opp i dekke over og under søylen. Vi kontrollerer gjennomlokking for å undersøke om det trengs skjærarmering i dekke. Vi finner lastene fra Robotmodellen, og kontrollerer om dekke tåler punktlasten og momentet. Henter ut størst  $M_{Ed}$  og  $N_{Ed}$  i søylene, både for innersøylen og kantsøyle, se

Figur 31.

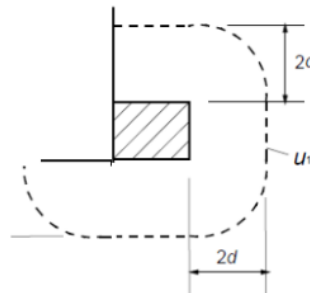


Figur 31: Krefter på søylene leilighet 2

Over søylene er det reduserte areal, som er ugunstig. Vi kontrollerer dermed gjennomlokking for hjørnesøyle og kantsøyle i dekke over 3. etg. Dekke kontrolleres for gjennomlokking med innlagt armering fra Robot. Det er en kvadratisk søyle, og det kritiske kontrollsnittet rundt den belastede søylen har en omkrets  $u_1$  og ligger i en avstand  $2 \times d$  fra belastet flate. Se Figur 32 og Figur 33.



Figur 32: Kontrollsnitt hjørnesøyle [25]



Figur 33: Kontrollsnitt kantsøyle [25]

$W_1$  beregnes for en fordeling av skjærspenningene og er en funksjon av det kritiske kontrollsnittets omkrets  $u_1$ . På grunn av standardens manglende formel for  $W_1$  som tilhørte det kritiske kontrollsnittet, utledet vi formlene for  $W_1$  for hjørnesøyle og kantsøyle, se Figur 34 for formel kantsøyle.

Formel  $W_1$  er utledet selv.

$$r := 2 \cdot d$$

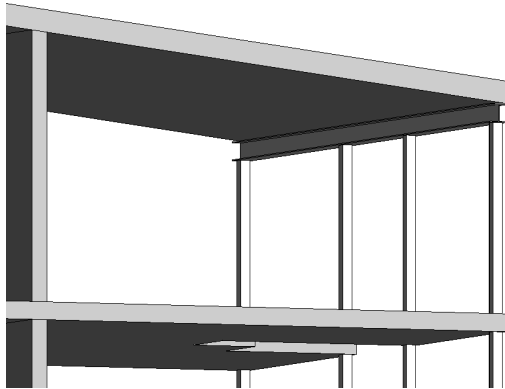
$$W_1 := c_2 \left( \frac{c_1}{2} + 2d \right) + \frac{c_1}{2} \cdot \frac{c_1}{4} \cdot 4 + \frac{1}{4} \cdot 2 \pi \cdot r \cdot 3 \left( \frac{c_1}{2} + 2d \cdot \frac{2}{\pi} \right)$$

$$W_1 := \frac{c^2}{2} + \frac{c^2}{2} + 2 \cdot c \cdot d + 12 \cdot d^2 + 1.5 \pi \cdot d \cdot c = 464522.3 \text{ mm}^2$$

Figur 34: Formel for  $W_1$  kantsøyle

Den største utnyttelsen for gjennomlokking blir på 84 %, så det vil ikke oppstå problem med tanke på gjennomlokking. Detaljert beregning ser man i vedlegg 6.2.4: «Gjennomlokking kantsøyle» og 6.2.5: «Gjennomlokking hjørnesøyle».

### 6.3 Stålbjelker



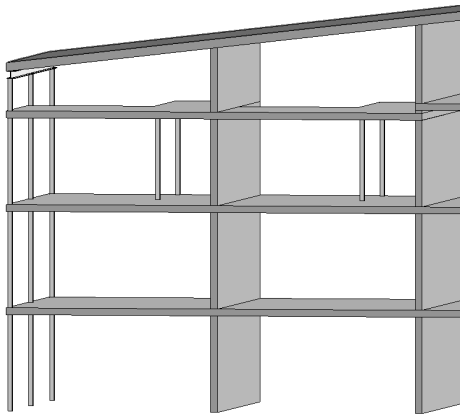
Figur 35: HE180A-bjelke under tak i ytterkantene av bygget

Figur 35 viser stålbjelken i ytterkant av bygget. To stålbjelker støtter opp under taket i hver sin ende, og disse spenner kontinuerlig på søylene. Det er valgt stålbjelke HE180A profil. I bruksgrense blir de kontrollert for moment og skjær ved håndberegninger, og får en utnyttelse på 85 %, se vedlegg 6.3: «Dimensjonering HEA-bjelke 4. etg».

For å anta at bjelken er fastholdt mot vipping, må knutepunktene mellom stålsøyle og stålbjelke være gode nok. Det skal brukes en 10 mm stiverplate i bjelken som ligger på linje med søylene. Boltegruppen som forbinder søylen og bjelken må være sterk nok til å ta moment og skjærkraft.

I bruksgrense blir nedbøyning kontrollert med formel fra Byggforsk – «Statikkformler for bjelker» med formel for kontinuerlig bjelke med to like spenn [42]. Vi får en nedbøyning på 7 mm som er mindre enn kravet på  $L/300 = 13$  mm. Se vedlegg 6.3: «Dimensjonering HEA-bjelke 4. etg» for full beregning.

## 6.4 Stålsøyler



Figur 36: Stålsøyler på kortsida av bygg og under hems.

På kortsidene av bygget og under hems er det stålsøyler, vist på Figur 36. Vi valgte først RHSS 100x100x10, men disse ble overutnyttet og vi måtte bytte til RHSS 120x120x8. Vi velger samme dimensjon på alle søylene i leilighetsseksjonen. Hulprofiler er velegnede som søyler da de ikke er utsatt for vipping og torsjonsknekking. Stål er valgt fremfor betong på grunn av dets smalere design, og de kan bygges inn i vegger.

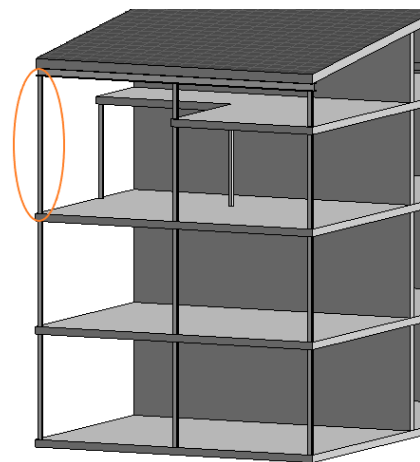
Mellom søylene og etasjeskillerne kan det benyttes stålplater. Disse platene er antatt innfestet i dekke. Grunnen til at vi trenger en slik stålplate er at den skal hindre trykkbrudd og gjennomlokking.

Søylene som skal stå langs de korte ytterveggene er tenkt bygget inn i fasaden. Fasaden skal ikke festes til søylene, men til dekke. Søylene får derfor ingen horisontal last.

Som vist i kapittel 6.1 er det den midterste søylen i akse 1 som får størst last. Denne søylen kontrolleres for knekking med trykkraften som er dimensjonerende i den nederste etasje, i tillegg til et moment. Da dekke over 3. etasje ble kontrollert i Robot viste det seg at det kom moment i søylene, pga. innfestingen. Til sikker side ble det største momentet på 7,0 kNm brukt i videre beregninger av knekking. Utnyttelsen for den mest belastede søylen ble 88 %. For detaljerte beregninger se vedlegg 6.4: «Dimensjonering av hulprofil 1. etg».

En av søylene mellom tak og 3. etasje i akse 1 er lenger enn de andre søylene (Se Figur 37), og får dermed en knekk lengde på 3,6 m. Denne vil ha en mindre last enn de nederste søylene. Vi tok en kontroll av denne med samme moment, men mindre trykkraft, og den holdt.

Vi velger de samme søylene for å bære hemsene. Disse søylene får mye mindre last på seg, da de kun får last fra dekke. Vi antar dermed at de er OK.

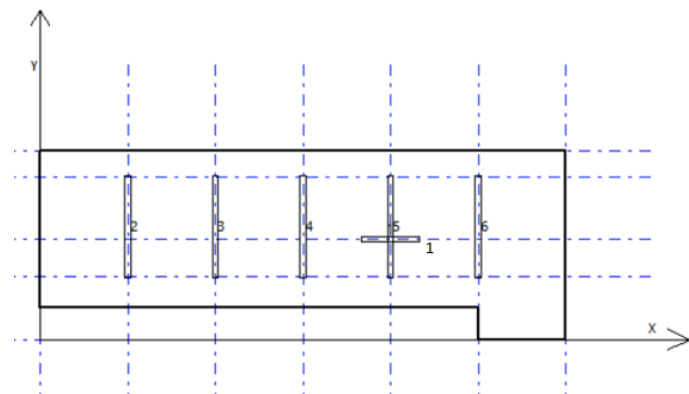


Figur 37: Lenger søyle imellom tak og etasje 3, markert med oransje ring.



## 6.5 Vegger

For armering i betongvegger gjelder punkt 9.6 i EC2. Vi har 5 identiske vegger på 8,1 m og en vegg på 4,0 m som ligger i motsatt retning, se Figur 38. Vegg 2-6 blir dimensjonert for linjelasten vi regnet ut i kapittel 6.1, og er på 391 kN/m. Linjelast på vegg 1 er regnet ut i vedlegg 6.5.2: «Fordeling



Figur 38: Modulnett i OS-prog

av krefter vertikalskiver betong», og er på 428,3 kN/m. Regner for en meter bred vegg. Spenningene blir på henholdsvis 1,8 N/mm<sup>2</sup> og 2,1 N/mm<sup>2</sup> for veggene. Dette er lite i forhold til betongen som har en kapasitet på 17 N/mm<sup>2</sup>. Det trengs ikke armering for å ta opp spenning, men det må legges inn minimumsarmering for innerveggene på hver side, som er vist i Tabell 23. Det blir lagt inn minimum vertikalarmering og horisontalarmering etter punkt 9.6.2 og 9.6.3 i EC2. For detaljert beregning se vedlegg 6.5: «Armering vertikalskiver».

Minimums armering i innervegger per meter:			
Plassering	Minimumsarmering (mm <sup>2</sup> )	Velger	Innlagt armering (mm <sup>2</sup> )
Vertikalarmering	400	ø12 c/c 400	565,5
Horisontalarmering	400	ø12 c/c 400	565,5

Tabell 23: Minimums armering i innervegger per meter

### 6.5.1 Avstivning

Konstruksjonen må i tillegg til de vertikale lastene også tåle horisontale laster som vind og skjevstillingslast. Det er vanlig å bruke vegger i trappehus eller heissjakt som avstivning, men siden vi ikke skal fokusere på trappehus/heissjakt ønsker vi at leilighetene skal være stabile i seg selv. Vi velger å bruke gjennomgående enkeltskiver for å avstive konstruksjonen. Det er plassert en gjennomgående skive i x-retning, slik at den passer inn i leilighetene uten å forstyrre planløsningen. I y-retning vil alle innervegger være med på å ta avstivning. Dermed har vi flere enn tre enkeltskiver som er nødvendig for avstivning, og er plassert slik at de er stabilt fastholdt. De tar skivene opp krefter i x-retning, y-retning og rotasjonsmoment. Se Figur 38 for plassering av vertikalskivene.

For horisontallast på kortsiden får vi et statisk ubestemt system, da lastens tyngdepunkt ikke treffer avstivningssystemets tyngdepunkt. Det vil si at kraftfordelingen er avhengig av vertikalskivens stivhet. Horisontallast på langsiden blir statisk bestemt siden tyngdepunktet til lasten treffer skivenes tyngdepunkt. Følgende forenkling fra Betongelementboken B12.3.1.3 er nødvendig når man regner statisk ubestemt [26]:

- *Bygningen består teoretisk av en etasje (lik i alle etasjene)*
- *Taket er en horisontal og uendelig stiv skive, forbundet med fundamentet med et antall vertikale deler (søyler og vertikalskiver)*
- *Alle vertikale deler er fullkomment innspenne i et horisontalplan og leddlagret til takskiven*
- *Alle vertikale deler er orientert slik at hovedaksene er parallelle med x- og y-akse. Det regnes bare med stivhet i skiveplanet, det vil si ingen plateeffekt*
- *Alle vertikale deler har samme stivhet i hele høyden*
- *Horisontallastene angriper i takskiven*

#### **Krefter på vertikalskivene:**

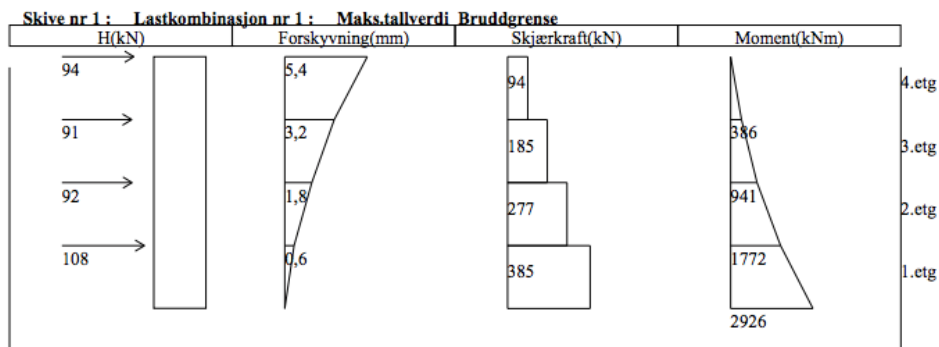
Bygget har et bærende veggssystem. Horisontalkreftene fordeles etasjevis inn i horisontalskiver, og blir deretter ført videre nedover til vertikalskivene, som videre fører kreftene ned i fundament.

OS-prog V-skive blir brukt for å finne skjærkrefter og moment i skivene som kommer av de horisontale kreftene. I OS-prog legges formen på konstruksjonen inn i et modulnett, og

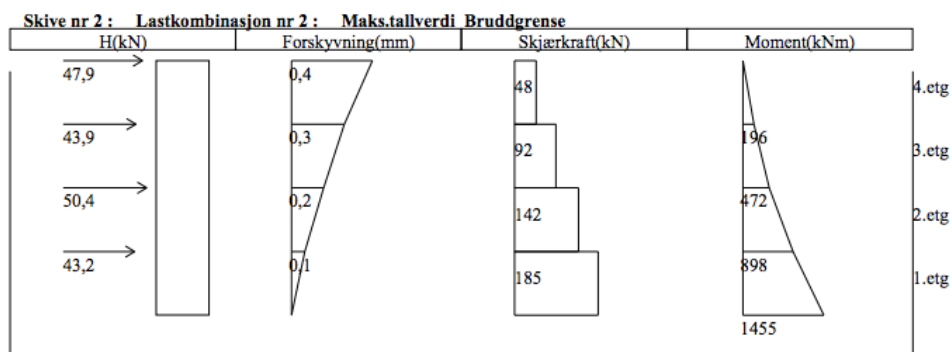
definerer høydene på hver etasje. Skivene som skal ta kreftene legges inn. Deretter defineres lasttilfellene for linjelast fra vind- og skjevstillingslasten i x- og y-retning som er hentet fra vedlegg 4.3.1: «Vindlast» og vedlegg 4.4.1: «Geometriske avvik betong».

Når vinden treffer langsiden vil det forekomme moment og skjær i skivene i y-retning, som igjen vil fordele seg likt mellom disse fem skivene.

Når vinden treffer kortsiden vil skiven i x-retning bli utsatt for moment og skjær. Siden vi har en liten avstand mellom tyngdepunktet til skivene og tyngdepunktet til kraften vil det oppstå moment i skivene i y-retning. Dette momentet er mye mindre enn momentet vi får i skivene i y-retning når vinden treffer på langsiden, så det blir ikke dimensjonerende. De dimensjonerende kreftene for skivene ser du i Figur 39 og Figur 40.



Figur 39: Skjær og moment i skive 1 (x-retning)



Figur 40: Skjær og moment i skive 2, 3, 4, 5, og 6 (y-retning)

I tillegg til beregninger i OS-prog ble det gjennomført håndberegning for å kontrollere om programmet gjør riktig, i tillegg til å forstå hva programmet gjør. Skivene regnes som fast innspent i fundament og fri i topp. Momentet regnes ut ved at kraften ganges med armen ned til fundament. Resultatet av håndberegningene ga samme resultat som programmet med et avvik på ca. 1 %, vises i vedlegg 6.5.1: «V-skive krefter».

De vertikale kreftene er kun beregnet for hånd hvor det ble brukt den lastkombinasjonen som gav maks trykk og strekk i skivene.

$$N_{\max} = 1.2 \times G + 1.5 \times S_k + 1.05 \times P_k + 1.05 \times V_k, \text{ for maks trykk.}$$

$$N_{\min} = 0.9 \times G - 1.5 \times V_k, \text{ for maks strekk.}$$

Håndberegningene for kreftene til de vertikalskivene ser du i vedlegg 6.5.2: «Fordeling av krefter vertikalskiver betong».

### **Utbøying:**

Når man dimensjonerer vertikale skiver må det undersøkes om det skal tas hensyn til 2. ordens effekter. Det finnes en forenklet kontroll som går ut på å se om man har nok skivebredde. Hvis dette er oppfylt vil deformasjonen være tilfredsstillt og 2. ordens effekter kan sløyfes. Denne kontrollen er hentet fra betongelementboken [26] og er vist i Figur 41.

Anbefalte begrensninger kan dermed sammenfattes som følger:

$$h \geq 0,45 \times l \times \sqrt{n}$$

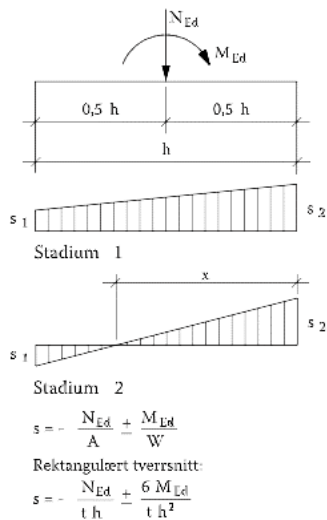
$$l / h \leq 2,2 / \sqrt{n} = 2,2 / \sqrt{[N_{Ed} / (A_c \times f_{ct})]}$$

$$1 / 1000 \leq \delta \leq 1 / 500$$

*Figur 41: Slankhetsgrense for avstivende skiver, betongelementboken B.12 s.16*

Formelen inneholder «h» og «l» som henholdsvis er bredde og høyde. Vi velger å bruke bruddgrenselastene til sikker side da vi har disse fra tidligere beregninger. Med dem får vi utnyttelse på 50 % på skive 1 og 20 % på de resterende skivene. Vi kan dermed sløyfe 2. ordens effekter. Detaljerte beregninger finnes nederst i vedlegg 6.5.2: «Fordeling av krefter vertikalskiver betong».

## Dimensjonering vertikalskiver:

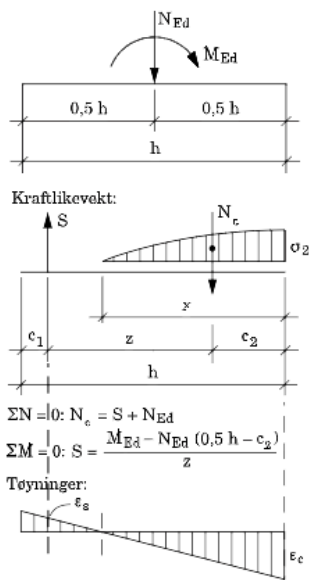


Figur 42: Spenningskontroll fra betongelementboken B.12 s.149

Vi begynte med å finne ut om skivene var i stadium 1 (urisset) eller 2 (risset). Ved bruk av formlene i Figur 42 kan man se at skive 1 ligger i stadium 2, mens de resterende skivene ligger i stadium 1. Da stadium 1 forekommer, som er trykkspenning over hele tverrsnittet, trengs det ikke strekkarmering. Det holder dermed med minimumsarmeringen som er beregnet over for skive 2 til 6. Grunnen til dette er at egenvekten på skivene er så stor at det ikke vil kunne oppstå strekk.

For trykktøyning er det ofte knekking som kan være dimensjonerende. Da det ikke var behov for å ta hensyn til 2. ordens effekter vil det si at det ikke er en «slank søyle». I tillegg ble det beregnet under kapittel 6.5 at trykkspenningen er 2,0 N/mm<sup>2</sup>, som er mye mindre enn spenningen til betongen på 17 N/mm<sup>2</sup>. På grunnlag av dette antar vi at veggene ikke vil knekke.

## Strekkarmering i skive 1:



Figur 43: Moment og aksialkraft og tøyninger i stadium 2. Betongelementboken B.12 s.150

Strekkarmeringen blir beregnet etter prøve- og feilemetoden til Betongelementboken kapittel 12.5.3 [26]. Prinsippet er vist i Figur 43. Aksiallasten ( $N_{ED}$ ), Momentet ( $M_{ED}$ ), bredden av tverrsnittet ( $h$ ) er verdier som var kjente. Det ble deretter antatt en strekkresultant ( $S$ ), armeringens tyngdepunkt ( $c_1$ ) og betongtøyningen ( $\epsilon_c$ ). Ved hjelp av antakelsene var det mulig å regne trykksonens størrelse, indre momentarm og en ny strekkresultant. For at beregningene skulle være akseptable måtte man oppfylle kravene om at ståltøyningen skulle ligge mellom 2,2 – 5,0 ‰, og beregnet strekkresultant var mindre enn antatt strekkresultant.

Nødvendig strekkarmering for skive 1 ble: 1072.9 mm<sup>2</sup>. Det ble dermed lagt inn 4 x  $\emptyset 12$ . Tyngdepunktet til denne strekkarmeringen ligger 300 mm fra kant,  $c_1 = 300$  mm.

### **Skjærarmering:**

De avstivende skivene må armeres for skjærkraften som ble beregnet i OS-prog.

Skjærkraften som virker på skive 1 er 385 kN, og 185 kN for de resterende. Det er ikke nødvendig med skjærarmering av betydning, siden trykkbrudd er ok for alle skivene. Skive 1 kan etter punkt 5.3.1(3) regnes som en bjelke, mens de andre vertikalskivene regnes som høy bjelke/skive. Punkt 9.7(2) i EC2 gir en maks senteravstand på 300 mm for vegger. På bakgrunn av dette legger vi inn  $\varnothing 12$  c300 som horisontal og vertikalarmering i alle skiver i stedet for det som er gitt i Tabell 23. Legger inn bøyler  $\varnothing 10$  c300 for å forbinde horisontalarmeringen. For beregning henvises det til vedlegg 6.5: «Armering vertikalskiver».

### **Horisontale skiver**

De horisontale skivene er dekkekonstruksjonene i bygget. Det må kontrolleres at de har kapasitet til å ta opp og videreføre de horisontale kreftene de blir utsatt for. Dekke må være stivt og lavt utnyttet for å kunne fungere som en horisontalskive. Beregning av horisontalskiven gjennomføres ved å betrakte den som en bjelke/høy bjelke, som er opplagt på de vertikale skivene som kraften skal føres inn på. Vertikalskivene fungerer som elastisk forskyvbare oppleggspunkter for bjelken. Disse vertikalskivene fører horisontallastene ned i fundament [26]. Da vi fant kreftene som de vertikale skivene var utsatt for i OS-prog fant vi også reaksjonskreftene fra vertikalskiven. Vi har valgt å ikke gå videre med beregning og armering for horisontale krefter på dekkene. Plasstøpte dekker har generelt mye kapasitet i sitt eget plan.

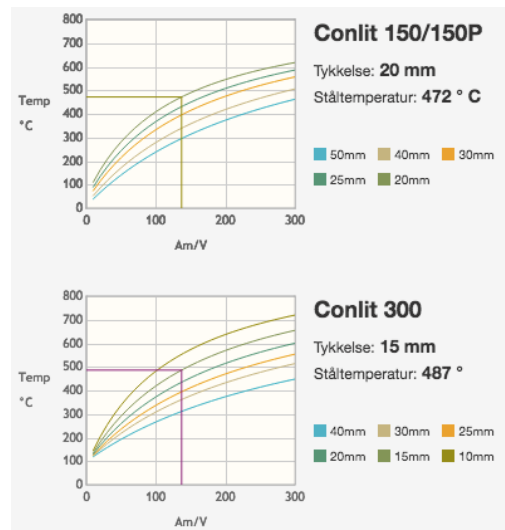
## 6.6 Brann

Betong og stål er to motsetninger når det kommer til brann. Betong er som nevnt i kapittel 5.3 ikke noe problem med hensyn på brann. Stål må derimot ha brannbeskyttelse. For en enkel dimensjonering av nødvendig brannbeskyttelse av stålelementer brukes beregningsprogrammet på nettsiden til Rockwool [43]. Conlit 150 og Conlit 300 er hardpressede plater av ubrennbar fukt- og vannavisende ROCKWOOL steinull [44]. For brannklassen R60 vil søylen RHHS 120 trenge brannbeskyttelse Conlit 300 med en tykkelse på

15mm, eller Conlit 150 med tykkelse 20mm som vises i Figur 44, se vedlegg 6.6.1:

«Branndimensjonering stålsøyle». Bjelken HE180A vil trenge den samme brannbeskyttelsen.

For beregning se vedlegg 6.6.2: «Branndimensjonering HEA-bjelke».



Figur 44: Dimensjonering av Conlit 150/300 for RHHS120. Fra vedlegg 6.6.1

## 7. Massivtre

I denne delen tar vi for massivtre og ser nærmere på dette materialets egenskaper.

### 7.1 Materialer



Figur 45: Massivtre [81]

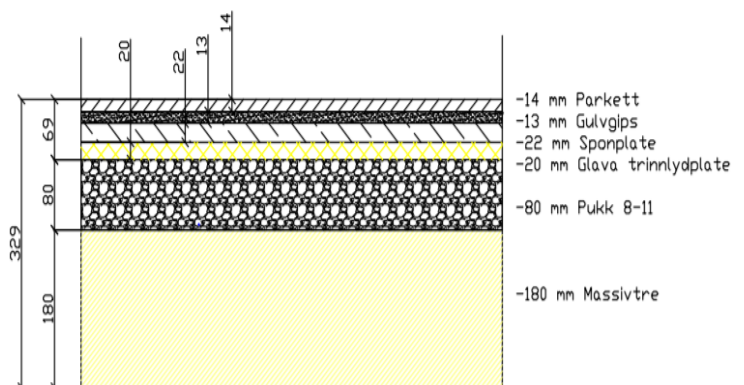
Massivtreelementer er krysslagte elementer satt sammen av flere planker (lameller) med 90 graders vinkel mellom hvert sjikt. Det blir brukt lim eller tredybler til å binde krysslagte elementer sammen. Det får derfor gode egenskaper med tanke på styrke og stivhet. Et massivtreelement vil bestå av to eller flere lamellsjikt som ligger i spennretningen/bærerretningen (hovedretningen) til elementet, og ett eller flere sjikt som ligger på tvers av hovedretningen [45]. Stora Enso benytter klasse C24 i alle lag på alle sine elementer [46].

Massivtreelementene kan brukes som bærende elementer i etasjeskillere, vegger og tak. De kan brukes i alle fasonger, med utsparinger og kanaler for tekniske installasjoner.

### Egenlaster

Egenlasten er funnet ut ifra byggdetaljblad «Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler» [47]. Siden beregningene blir gjort i Calculatis, et program fra massivtreprodusenten Stora Enso, har vi valgt massivtreelementer fra denne leverandøren.

Etasjeskilleren, vist på Figur 46, er en testet preakseptert løsning funnet på Treteknisk AS sine nettsider [48]. Den tilfredsstillende krav for både lyd og spenn, se vedlegg 7.1.1: «Lydgulv». Vi har valgt et massivtreelement med tykkelse 240 mm, som er kontrollert i Calculatis. Dette vil antakeligvis bedre



Figur 46: Preakseptert løsning for lyd i etasjeskiller [48]

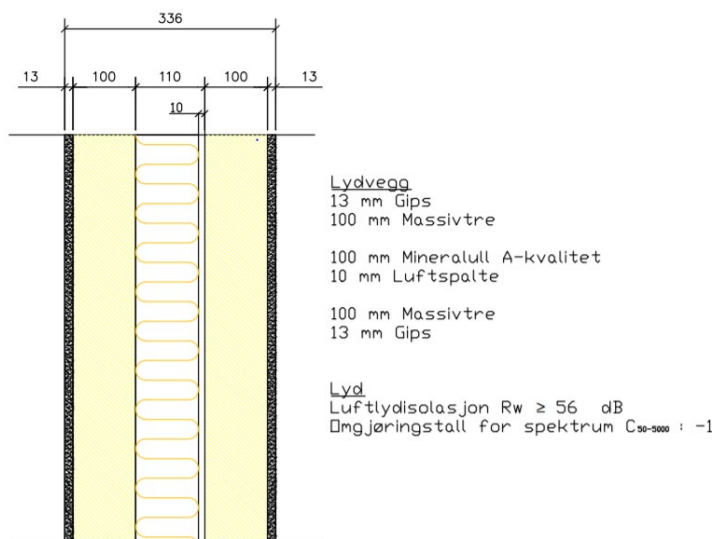
lydisolasjonen i forhold til den preaksepterte løsningen med et dekke på kun 180 mm. Det vil også bli lagt en gipsplate på undersiden av dekke for å tilfredsstille brannkrav.



Egenvekt massivtredekke over 1. og 2. etg.			
Materialer dekke:	Tykkelse	Tyngdetetthet	Egenvekt
Gips (Himling)	0.01	9.00	0.12
Massivtreelement	0.24	5.00	1.20
Pukklag 8-11	0.08	12.70	1.02
Sponplate	0.02	7.00	0.15
Trinnlydsplate	0.02	1.60	0.03
Gips	0.01	9.00	0.12
Gulvbelegg/parkett	14.00		0.08
Diverse			0.50
		<b>Total:</b>	<b>3.22</b>

Tabell 24 viser oppbygging av dekkene over 1. og 2. etg som er basert på Figur 46. Dette dekke brukes også over 3. etg hvor det er utsparinger til trapp. For hemsene velger vi å avvike fra dette dekke, og velger et tynnere dekke på 220 mm, i tillegg til at pukken fjernes. Egenvekten på hemsene i 4. etg er beregnet til 2,0 kN/m<sup>2</sup>.

Tabell 24: Egenvekt massivtredekke over 1. og 2. etg. Kilde for tyngdetetthet pukklag [49]



Figur 47: Lydvegg, vedlegg 7.1.2

Denne doble veggen blir kalt en «lydvegg», og skal settes opp mellom boenhetene, vist på Figur 47. Se vedlegg 7.1.2: «Lydvegg». Det at det er et mellomrom med isolasjon mellom de to bærende delene gjør det mye vanskeligere både for flanketransmisjon og luftlyd å trenge gjennom til naboileilighetene.

Tabell 25 viser oppbygning og egenvekt for innervegg.

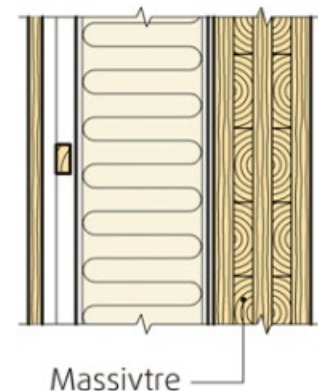
Egenvekt massivtre innervegg			
Materialer innervegg:	Tykkelse	Tyngdetetthet	Egenvekt
Dobbelvegg massivtre	2 x 100 mm	4.9 kN/m <sup>3</sup>	0.98 kN/m <sup>2</sup>
Isolasjon, glassull	100 mm	0.2 kN/m <sup>3</sup>	0.02 kN/m <sup>2</sup>
Gipsplater	2 x 13 mm	9.0 kN/m <sup>3</sup>	0.234 kN/m <sup>2</sup>
<b>Total:</b>			<b>1.23 kN/m<sup>2</sup></b>

Tabell 25: Egenvekt massivtre innervegg

Tabell 26 og Figur 48 viser oppbygging av yttervegg. Tykkelsen på ytterveggene varierer ettersom alle har forskjellige typer utsparinger og trenger ulik tykkelse.

Egenvekt massivtre-yttervegg	
Materialer yttervegg:	Egenvekt
140 mm Massivtre	0.7 kN/m <sup>2</sup>
<b>Fra Byggforsk:</b> 200mm isolasjon + utlektet kledning med vindsperre. [47]	0.3 kN/m <sup>2</sup>
Gipsplate	0.117 kN/m <sup>2</sup>
<b>Total:</b>	<b>1.1 kN/m<sup>2</sup></b>

Tabell 26: Oppbygging av yttervegg



Figur 48: Massivtre yttervegg [47]

## 7.2 Brann

Massivtre har gode egenskaper når det kommer til brann fordi den har en massiv og tett oppbygning. I en brann vil massivtreelementene gradvis danne et forkullingslag som vil beskytte bakenforliggende sjikt. Disse sjiktene som ligger bak forkullingslaget får ikke en stor temperaturøkning, og fasthets- og stivhetsegenskapene reduseres nesten ikke. Vi regner altså med at det gjenværende effektive tverrsnittet har full kapasitet. For limt massivtre brukes en nominell innbrenningshastighet lik 0,7 mm/min [13]. Det er i all hovedsak forbindelser, beslag, og andre metalldele som har en bærende funksjon som må beskyttes for brann [50]. For å gjøre hver leilighet, eventuelt rom, om til en branncelle vil vi kle vegger og tak med gips [51]. I programmet Calculatis kan vi legge inn hvilken brannklasse og brannbeskyttelse bygget har, og det vil derifra regne ut kapasiteter i bruddgrense ved brann.

Det er en usikkerhet i hvordan limet mellom lagene blir påvirket av brann. Ifølge Stora Enso vil brann føre til at limet mellom sjiktene vil oppmyke lagene. En konsekvens av dette er at små deler av forkullingslaget kan falle av, slik at det som tidligere har beskyttet treet fra brann ikke lenger dekker elementet. En skal derfor gjøre en matematisk beregning av forkullingen med det sjiktet som blir ubeskyttet [52]. Vi regner kun brann i Calculatis. Beregningen som Stora Enso bør gjøres i videre arbeid.

### 7.3 Lyd

Tre er et lett materiale sammenlignet med betong og stål. Lettere materialer kan lettere settes i svingninger, spesielt svingninger med lavere frekvenser. Det er altså tettheten til konstruksjonen i knutepunkter og gjennomføringer, som ofte blir avgjørende når det kommer til lydisolasjonen. For å klare lydkravet som vi tidligere presenterte i kapittel 5.4 i Tabell 15 og Tabell 16 må massivtreelementene kombineres med andre materialer for å tilfredsstille kravene for lydisolering. Som sagt er de lydforholdene vi må forholde oss til luftlyd og trinnlyd med hensyn på flanketransmisjon og direktetransmisjon [36].

For å tilfredsstille kravene for horisontal flanketransmisjon vil vi bruke doble vegger med et luftsjikt på 100 mm mellom veggene, som tidligere vist i kapittel 7.1. Dette gjør vi for å bryte flanketransmisjonsveien. Det blir et like stort luftsjikt mellom dekkene til hver boenhet også. For å begrense lydoverføringen mellom overkant vegg og etasjeskillere er det anbefalt å bruke en lydspærre, som for eksempel en gummilist [53].

I forhold til direktetransmisjon har massivtreelementer bedre lydisolasjonsevne enn trebjelkelag og stendervegger på grunn av at massivtre er tyngre [36].

Vi har valgt et preakseptert dekke vist i kapittel 7.1, som tilfredsstiller krav for luftlyd og trinnlyd. Det spesielle med dette dekket er pukklaget. Dette laget er der for å øke tyngden for å minske direkteransmisjon.

## 7.4 Vibrasjoner

Når vi bruker begrepet vibrasjoner på en etasjeskiller tenker vi på svingninger som forekommer av selve bygget og beboerne. Denne svingningen er en bevegelse i vertikal retning om en likevektsstilling. Disse vibrasjonene kan skape ulemper for beboere og deres inventar, og i ekstreme tilfeller på bygningsstrukturen. Konsekvensene av vibrasjon varierer i alvorlighetsgrad, det er avhengig av kilden til bevegelsen, varigheten og utformingen av bygget. Det kan være vanskelig å modifisere eksisterende gulv for å redusere dets følsomhet for vibrasjoner. Det er bare store endringer i masse, stivhet eller demping av gulvsystemet som vil gi en merkbar reduksjon i vibrasjonsamplituder. Det er derfor viktig å ta hensyn til dette i prosjekteringsfasen med spesielt hensyn på forventet bruk [54].

Kravene man bruker for vibrasjon er gitt i EC5 og det gjelder hovedsakelig trebjelkelag, men brukes foreløpig også for massivtredekker. Massivtreelementer spenner i to retninger og har større vekt enn trebjelkelag [55]. Disse kravene er ikke faste, men et komfortkriterium. Mennesker vil oppleve ubehag av vibrasjoner ved svingninger på 8,0 Hz og lavere. Når vibrasjonene går under 8,0 Hz kan den sammenfalle med for eksempel gange, og kan føles ubehagelig. Derfor er kravet satt til 8,0 Hz.

## 8. Dimensjonering massivtre

Dimensjonering blir gjort etter Eurokode 0: NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [9], Eurokode 5: NS-EN 1995-1-1 prosjektering av trekonstruksjoner – allmenne regler og regler for bygninger [56] og Eurokode 3: NS-EN 1993-1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner – allmenne regler og regler for bygninger [39].

### 8.1 Dimensjoneringsmetode og verktøy

Vi har som sagt benyttet oss av dimensjoneringsprogram fra massivtreprodusenten Stora Enso kalt Calculatis. Calculatis bruker skjæranalogimetoden for å beregne kapasiteten til massivtreelementer, som er samme metode som blir benyttet når vi regner manuelt.

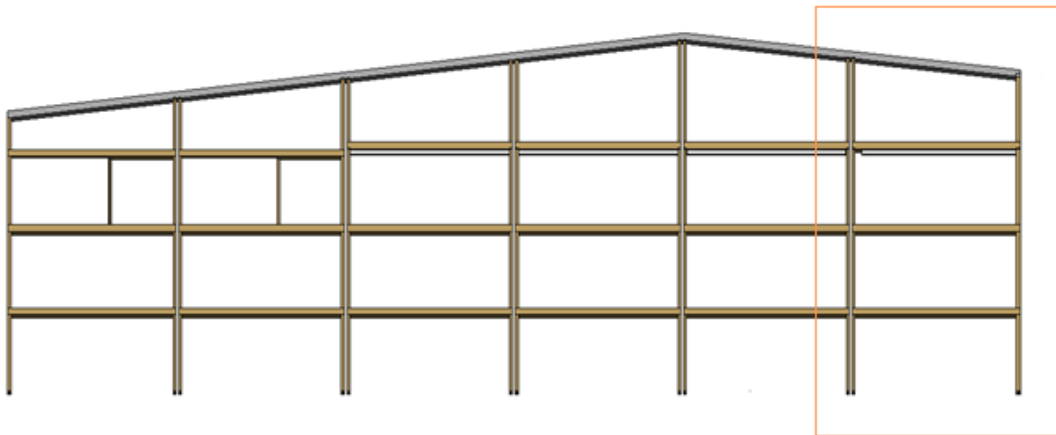
«Schubanalogieverfahren» (skjæranalogimetoden) er en tysk metode for å beregne tverrsnittsdata, hvor det blir tatt hensyn til ulik E-modul i sjiktene. Det blir forutsatt at mellom sjiktene, som er limt sammen, er det 100 % statisk samvirke.

Schubanalogieverfahren går ut på å betrakte massivtreelement som to bjelker, «bjelke A» og «bjelke B». Disse er forbundet med uendelig stive staver. «Bjelke A» representerer bøyestivheten til hvert element, og «Bjelke B» representerer «steinerandelen» og bidrar til skjærstivhet [55], se Figur 49 for prinsippskisse for metoden.

$$\begin{array}{l}
 (EI)_A = \frac{b}{12} \cdot \sum_1^n E_i \cdot d_i^3 \quad (GA)_A = \infty \\
 \text{Bjelke A} \\
 \text{Bjelke B} \\
 (EI)_B = b \cdot \sum_1^n E_i \cdot d_i \cdot z_i^2 \quad (GA)_B = a^2 \cdot \frac{1}{\left[ \sum_1^{n-1} \frac{1}{c_i} + \frac{d_1}{2 \cdot G_1 \cdot b} + \sum_{i=2}^{n-1} \frac{d_i}{G_i \cdot b} + \frac{d_n}{2 \cdot G_n \cdot b} \right]}
 \end{array}$$

Figur 49: Prinsippskisse av metoden med stiv forbindelse mellom bjelke A og bjelke B, med tilhørende stivhetsverdier [55]

## 8.2 Lastfordeling



Figur 50: Leilighetene er delt i vertikale seksjoner

Leilighetene er bygget med et luftsjikt mellom hver leilighet. Det betyr at alle leilighetene er så å si uavhengige av hverandre. Konstruksjonen blir beregnet som fritt opplagt. Hver vertikalseksjon, vist på Figur 50, har sitt eget statiske system, og vi regner at den vertikale lasten fordeles likt mellom to vegger.

Resultatene fra lastfordelingen ligger i vedlegg 8.2: «Vertikale laster tre». Disse legges direkte inn i Calculatis, der vi dimensjonerer hver enkelt konstruksjonsdel.

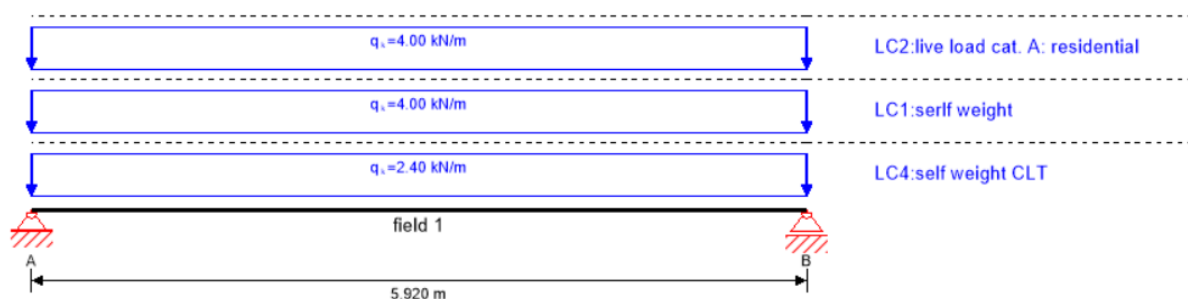
## 8.3 Etasjeskillere

Dekkene over 1. og 2. etg er like og ble beregnet i Calculatis, og deretter ved håndberegninger. Dekke over 3. etg har utsparinger til hems og trappehull. Dette dekke krever løsninger for bæring rundt utsparingene. Calculatis har en vibrasjonsanalyse for dekker. Ved beregninger av massivtredekker er det ofte vibrasjoner som vil være dimensjonerende, og dermed definere dekketykkelsen. Det dekke vi har planer om å bruke, presentert i kapittel 7.1, har flere lag enn det som er mulig å legge inn i Calculatis. I teorien får dekke større masse og treghet, men det er kun tatt hensyn til den ekstra egenvekten disse gir. Calculatis beregner egenvekt for dekke selv, som også benyttes i utregningene.

## Beregning i Calculatis:

Figur 51 viser lastene på dekkene. Elementene har spenn på 5,92 m og er belastet med nyttelast på 2,0 kN/m<sup>2</sup> og egenvekt på 1,2 kN/m<sup>2</sup> fra massivtreelementene, og en egenvekt på 2,0 kN/m<sup>2</sup> fra lydisolasjonslagene.


I Calculatis ble det først gjort en beregning med elementbredde på 1,0 m. Resultatet fra denne viste en utnyttelse på 135 % for vibrasjon. For å få lavere utnyttelse av dekke valgte vi en elementtykkelse på 2,0 m. Dette er fordi større elementbredde gir et stivere dekke som gjør det vanskeligere å sette det i svingninger. Lastene er dermed doblet for å stemme overens med en større elementbredde.



Figur 51: Last på dekke

Nødvendig tykkelse på dekke er 240 mm som består av syv sjikt, derav L7s, oppbygningen er vist på Figur 52.

Tykkelse [mm]	Platetype [-]	Sjikt [-]	Plateoppbygning [mm]						
			L	C	L	C	L	C	
240	L7s	7	30	40	30	40	30	40	30



Figur 52: Plateoppbygging CLT 240 L7s


Utnyttelser for etasjeskillere over 1. og 2. etg er vist i Tabell 27. Vi ser at momentkapasitet, skjærkapasitet og nedbøyning er nokså lavt utnyttet. Vibrasjon derimot er fortsatt for høyt utnyttet. Hadde det ikke vært for de store vibrasjonene ville man nok valgt et tynnere dekke.

Utnyttelser for dekker over 1. og 2. etg gitt i prosent (%)				
	ULS	ULS fire	SLS	Vibrasjon
Etasjeskiller 240 mm L7s	25 %	15 %	58 %	106 %

Tabell 27: Utnyttelse for etasjeskiller 240mm L7s

Siden dekke er fortsatt for høyt utnyttet for vibrasjon velger vi en annen oppbygging av dekke, da vi ikke ønsker å gå opp i tykkelse. Ved å legge de to ytterste lamellene i samme retning får man et enda stivere dekke. Vi velger derfor dekke med navnet CLT 240 L7s-2, som vist i Figur 53. Da får vi utnyttelsene som er gitt i Tabell 28. Detaljert utregning fra Calculatis i vedlegg 8.3.1: «Dekke».

Thickness [mm]	Panel type [-]	Layers [-]	Panel design [mm]							
			L	C	L	C	L	C	L	
240	L7s-2*	7	80	20	40	20	80			



\* cover layers consisting of two lengthwise layers

Figur 53: Plateoppbygging CLT 240 L7s-2

Utnyttelser for dekker over 1. og 2. etg gitt i prosent (%)				
	ULS	ULS fire	SLS	Vibrasjon
Etasjeskiller 240 mm L7s-2	17 %	10 %	38 %	86 %

Tabell 28: Utnyttelse for etasjeskiller 240mm L7s-2

I Figur 54 er resultatet for vibrasjon. Vi forholder oss til klasse 1, siden det er det som er anbefalt i standarden. Kravet blir dermed 8,0 Hz, som vist i raden «frequency criterion». Resultatet ligger på 86% utnyttelse med 9,3 Hz når vi regner på 2,0 m elementbredde og de to ytterste lamellene er i samme retning.

vibration analysis (86 %)						general	
analysis	calc.	class I	class II	class I	class II		
frequency criterion min	9.266 [Hz]	4.500 [Hz]	4.500 [Hz]	49 %	49 %	total mass	15.642 [t]
frequency criterion	9.266 [Hz]	8.000 [Hz]	6.000 [Hz]	86 %	65 %	tributary width	2.302 [m]
acceleration criterion	0.039 [m/s <sup>2</sup> ]	0.050 [m/s <sup>2</sup> ]	0.100 [m/s <sup>2</sup> ]	77 %	39 %	stiffness longitudinal direction	27866.660 [kNm <sup>2</sup> ]
stiffness criterion	0.067 [mm]	0.250 [mm]	0.500 [mm]	27 %	13 %	stiffness cross direction	933.333 [kNm <sup>2</sup> ]
						modal damping	4.00 %
						α	0.025
						man weight	700 [N]
						modal mass	2220.688 [kg]

Figur 54: Vibrasjon i dekke, resultat fra Calculatis



## Skjæranalogimetoden

Når vi regner på skjæranalogimetoden manuelt blir det beregnet styrke og stivhet på grunnlag av en elementbredde på 1000 mm. Utregningen er vist i vedlegg 8.3.2:

«Beregninger av spenninger i massivtredekke».

I Calculatis fikk vi spenningene vist på Figur 55.

flexural design								
field	$f_{m,k}$	$\gamma_m$	$k_{mod}$	$k_{sys,y}$	$f_{m,y,d}$	$M_{y,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	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	53.23	-2.87	17 %

Figur 55: Spenning fra moment

Utregningsresultat i Mathcad vises i Figur 56. Vi ser at denne spenningen stemmer overens med beregningen i Calculatis. Dette betyr at programmet samsvarer med beregninger utført manuelt. Bruker dermed Calculatis for resten av dimensjoneringsberegningene.

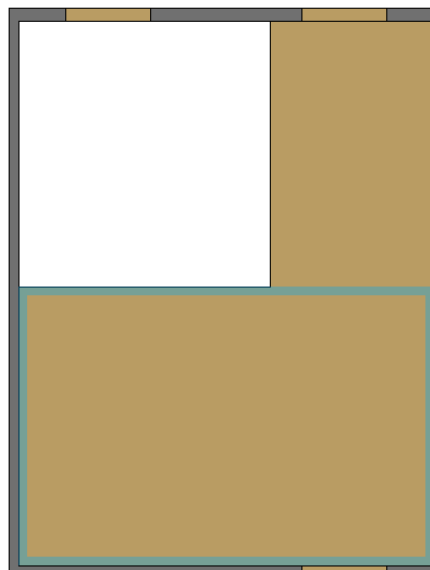
$$\sigma_{1max} := \sigma_{M1} + \sigma_{N1} = 2.89 \frac{N}{mm^2}$$

Figur 56: Spenning fra moment

## Hems:

To av leilighetene inneholder hems hvor det er en utsparring i dekke som vist i Figur 57. Med tanke på dette måtte det utarbeides en løsning som kunne bære den lille delen av dekke uten omriss. Det resterende dekke skal bæres på veggene likt som de andre dekkene. Utnyttelsen til dekke med omriss er vist i Tabell 29.

Dette dekke måtte være 220mm tykt av kvalitet L7s-2 som er vist i Figur 58. Det er uten puk, men med trinnlydsplate. Vi valgte å utelate puk fordi vi antar at en hems ikke trenger samme lydisolerende kvalitet som et dekke mellom leiligheter. Resultatene er presentert i Tabell 29. Detaljert utregning fra Calculatis er i vedlegg 8.3.3: «Dekke hems».




Figur 57: Hems

Utnyttelser for dekke hems gitt i prosent (%)				
	ULS	ULS fire	SLS	Vibrasjon
Etasjeskiller 220 mm L7s-2	17 %	15 %	38 %	82 %

Tabell 29: Utnyttelse for etasjeskiller 220mm L7s-2

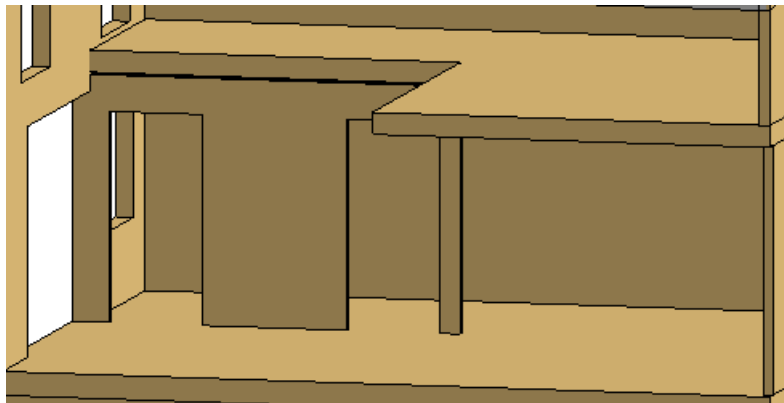
Tykkelse [mm]	Platetype [-]	Sjikt [-]	Plateoppbygning [mm]							
			L	C	L	C	L	C	L	
220	L7s-2*	7	60	30	40	30	60			

\* Yttersjiktene består av to langsgående sjikt.



Figur 58: Plateoppbygging CLT 220 L7s-2

For lasten fra det resterende dekke ble løsningen å bruke skilleveggen som står under hemsen som opplegg for den lille delen av dekke som er vist i Figur 59. Ulempen med å bruke en vegg inne i leiligheten som bæring, er at denne ikke kan fjernes uten annen løsning for bæring.



Figur 59: Vegg under hems

Oppbygningen av skilleveggen som skal bære tilhørende last fra dekke er vist i Figur 60 og vil få utnyttelse som vist Tabell 30. Detaljert utregning fra Calculatis er vist i vedlegg 8.3.4: «Vegg under hems». Lasten vegg skal ta er linjelaster på  $P_k = 2,4 \text{ kN/m}$  og  $G_k = 2,5 \text{ kN/m}$ .

Tykkelse [mm]	Platetype [-]	Sjikt [-]	Plateoppbygning [mm]							
			C***	L	C***	L	C***	L	C***	
80	C3s	3	20	40	20					

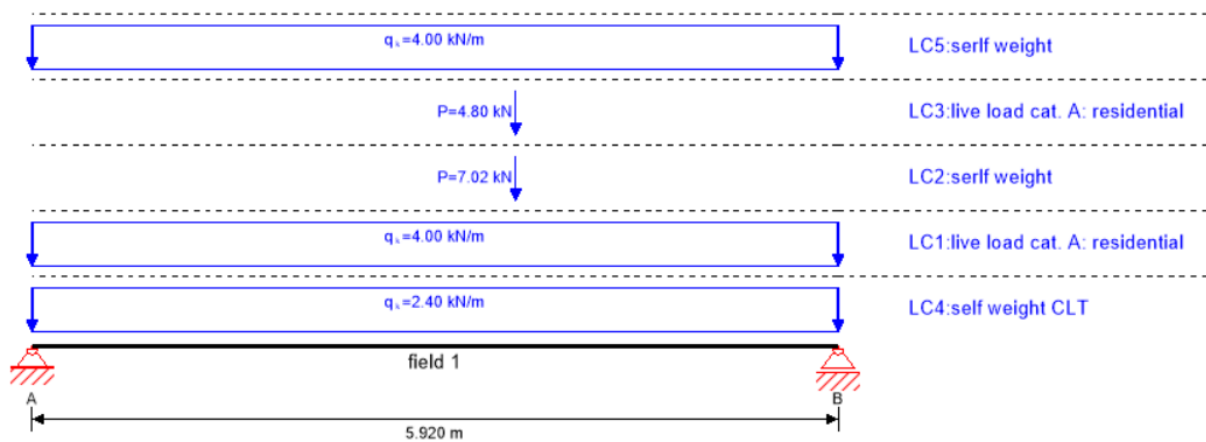
\*\*\* På C-plater går sliperetningen på tvers av fibrene.

Figur 60: Plateoppbygging CLT 80 C3s

Utnyttelser for vegg under hems, gitt i prosent (%)			
	ULS	ULS fire	SLS
Vegg 80 mm	12 %	14 %	2 %

Tabell 30: Utnyttelse for vegg 80mm

Videre er spørsmålet om dekke under tåler en slik last påført midt på dekke. Vi legger inn punktlast for dekke under, og ser om det tåler den bærende vegg, se Figur 61.



Figur 61: Lastpåføring fra vegg ned på dekke

Tabell 31 viser utnyttelser for dekke under hemsvegg, og dekke har kapasitet til å ta lasten. Detaljert utregning i Calculatis er vist i vedlegg 8.3.5: «Dekke under hemsvegg».

Utnyttelser for dekke under hemsvegg gitt i prosent (%)				
	ULS	ULS fire	SLS	Vibrasjon
Etasjeskiller 240 mm L7s-2	22 %	13 %	49 %	94 %

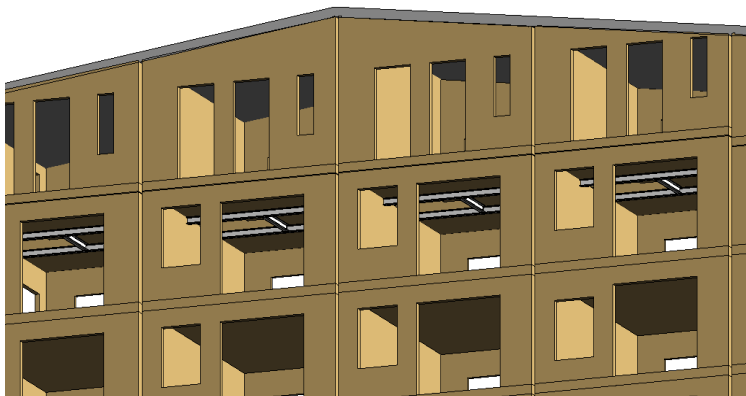
Tabell 31: Utnyttelse for etasjeskiller 240mm L7s-2

### Trappehull:

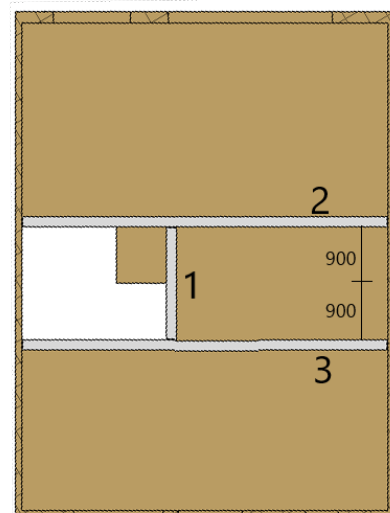
I fire av de øverste dekkene er det utsparring til trapp som vist i Figur 63. På grunn av utfordringer med å regne på dekke med utsparring i Calculatis, og fordi det er vanskelig å regne for hånd, har vi valgt å løse dette dekke som om det ikke kan bære seg selv.

Vi vil helst unngå å bruke søyler, da disse fører til en punktlast som dekke kanskje ikke tåler. I tillegg er det dumt å ha søyler i veien inne i leiligheten.

Velger å bruke tre stålbjelker av type HE160B-profil, som vist på Figur 62 og Figur 63. Ulempen med stålbjelker er at de vil ta plass i høyden, men siden det antakeligvis skal ligge rør og ventilasjon i himlingen antar vi at de ikke vil bli synlig, og at ikke de kolliderer. Om de kolliderer må det vurderes om en kan lage hull i steget av bjelken for å gi plass til rør. Bjelkene vil bli boltet eller sveist sammen og vi regner dermed leddet mellom bjelkene. Bjelkene som skal inn i skilleveggene må enten skrues fast i veggen med en endeplate eller legges i en utsparring i veggen.



Figur 62: 3D-visning av stålbjelker under trappehull

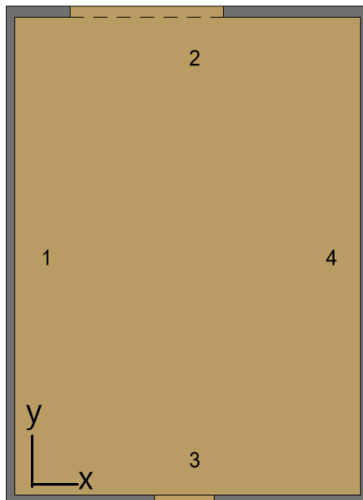


Figur 63: Bjelker under trappehull

Det som ble avgjørende for valg av dimensjon på stålet var nedbøyningen. Stålbjelkens nedbøyning må være lavere enn nedbøyningen til dekke for at stålbjelken skal bære den lille delen av dekket, istedenfor at dekke skal gjøre det selv. Bjelker av HE260B profil, får en nedbøyning på 9,0 mm i motsetning til dekke som får 11 mm. I bruddgrense var kapasiteten mer en god nok. Detaljert beregning av bjelke er vist i vedlegg 8.3.6: «Dimensjonering HEB-bjelke trappehull massivtre».

I virkeligheten vil det muligens stabilisere seg litt annerledes enn slik vi har regnet. I tillegg er det egentlig det statiske systemet bestående av to opplager med en utkrager. Med det systemet vil bjelken få mer enn halve lasten, men vi kompenserer med å regne lastflate over en lengde på 2,0 x 90 cm, se Figur 63. Utnyttelsen for dekke er likt som dekke over 1. og 2. etg, som vist i Tabell 27.

## 8.4 Vegger



Figur 64: Nummerering av massivtrevegger

Massivtrevegger bærer all last i vertikal retning. Horisontallasten fra vind på kortsiden vil bli tatt opp av ytterveggene på langsiden. Man kan betrakte en massivtrevegg som en bred søyle, og regner deretter. En bærende yttervegg vil få en jevnt fordelt last fra vindtrykk som virker vinkelrett på veggens plan [55]. Figur 64 viser nummerering av massivtreveggene i en leilighet.

### Innervegger mellom leiligheter:

Veggene er 100 mm med platetype C5s, vist på Figur 65. Utnyttelsen for veggen blir beregnet i Calculatis og er vist i Tabell 32, der man ser at den er ikke er utnyttet mye. Tykkelsen på 100 mm er likevel nødvendig, da lydkrav må overholdes. Se vedlegg 8.4.1: «Innervegg 4» for detaljer.

Utnyttelser for innervegg, gitt i prosent (%)			
	ULS	ULS fire	SLS
Innervegg 100mm	58 %	40 %	9 %

Tykkelse [mm]	Platetype [-]	Sjikt [-]	Plateoppbygging [mm]						
			C***	L	C***	L	C***	L	C***
100	C5s	5	20	20	20	20	20		

\*\*\* På C-plater går sliperetningen på tvers av fibre.



Figur 65: Plateoppbygging CLT 100 C5s


## Yttervegg 1 med utsparing:

Den ene ytterveggen har en utsparing som legges inn i Calculatis. Punktlasten som vil komme fra stålbjelken i vegg i 3. etg blir forenklet ikke tatt med. Det er gjort en vurdering på at veggen vil tåle opplagerkraften som er på under 10 kN, som er hentet fra vedlegg 8.3.6: «Dimensjonering HEB-bjelke trappehull massivtre» siden veggen ikke er fullt utnyttet. Utnyttelsen er vist i Tabell 33. Oppbygningen er vist i Figur 66, der det var nødvendig med tykkelse på 140 mm. Se vedlegg 8.4.2: «Yttervegg 1» for detaljer. Resten av veggene er presentert under kapittel 8.4.1 om avstivning.

Utnyttelser for yttervegg 1 med utsparing (kortsida), gitt i prosent (%)			
	ULS	ULS fire	SLS
Yttervegg 140mm	75 %	75 %	19 %

Tabell 33: Utnyttelse for vegg 140mm

Tykkelse [mm]	Platetype [-]	Sjikt [-]	Plateoppbygning [mm]							
			C***	L	C***	L	C***	L	C***	
140	C5s	5	40	20	20	20	40			



\*\*\* På C-plater går sliperetningen på tvers av fibrene.

Figur 66: Plateoppbygging CLT 140 C5s

### 8.4.1 Avstivning

Ved horisontale krefter i veggens lengderetning vil veggene virke som avstivende skiver [55]. Massivtrevegger er stive skiver godt egnet for å føre laster ned i bygget. Siden et massivtrebygg består av mange veggelementer, har konstruksjonen mange avstivende vertikalskiver. Vi må velge et avstivningssystem som opprettholder likevekt når konstruksjonen belastes med horisontale krefter.

Dekkeskivene spenner fra vegg til vegg, og kreftene må føres ned i vertikalskivene til hver enkelt leilighet. Ytterveggene på langsiden vil ikke være kontinuerlig, men vil festes i etasjeskillere og i takkonstruksjonen. Vi ser dermed på konstruksjonen som seks seksjoner, tidligere vist i Figur 50, og kontrollerer dermed leilighet 1. Vi antar de at andre leilighetene

blir ok hvis leilighet 1 har nok kapasitet til å bære all horisontallast i form av vind- og skjevstillingslast.

### Krefter på vertikalskivene:

Avstivningssystemet for en leilighet vil bestå av to skiver i x-retning og to skiver i y-retning, se Figur 64 under kapittel 8.4. Både når vinden treffer i x-retning og y-retning vil den dele seg på de to veggene i retningen vinden treffer. Lastene har vi regnet ut i vedlegg 4.3.1: «Vindlast» og vedlegg 4.4.2: «Geometriske avvik tre». Disse lastene er kontrollert i Calculatis sammen med resten av lastene som veggen blir utsatt for. Veggene langs y-retning ser man utnyttelsen tidligere i Tabell 32 og Tabell 33. Veggene i x-retning vises utnyttelsen under i Tabell 34 og Tabell 35. Se vedlegg 8.4.3: «Yttervegg 2» og vedlegg 8.4.4: «Yttervegg 3» for detaljer.

Utnyttelser for yttervegg 2 med utsparing (langside), gitt i prosent (%)			
	ULS	ULS fire	SLS
Yttervegg 180mm L5s	75 %	49 %	56 %

Tabell 34: Utnyttelse for vegg 180mm

Utnyttelser for yttervegg 3 med utsparing (langside), gitt i prosent (%)			
	ULS	ULS fire	SLS
Yttervegg 100mm C5s	63 %	89 %	20 %

Tabell 35: Utnyttelse for vegg 100mm

### Horisontalskivene:

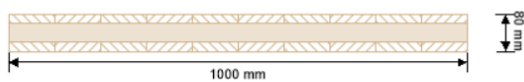
Horisontalskivene i massivtre beregnes med samme prinsipp som betong der dekke blir sett på som en bjelke eller høy bjelke. Siden det ikke gikk an å legge inn horisontlaster på dekke i Calculatis, har vi ikke kontrollert kapasiteten til dekke med hensyn på de horisontale lastene.



## 8.5 Brann

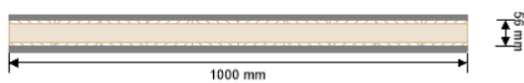
Likt som betongbygget skal hovedbærekonstruksjonen i massivtre ha brannkrav R60. For at treet, som er et brennbart materiale, skal holde så lenge spiller både tykkelsen og overflaten en viktig rolle. Vi har valgt å ikke ha synlige treoverflater i leilighetene, men å dekke dem med gips. Dette er viktig både for lyd og brann. Alle vegger dekkes med 12,5 mm gipsplater. For at veggen under hemsen skal kunne være så tynn som mulig er vi nødt til å ha dobbelt gipslag her. Figur 67 viser massivtrevegg under hems før og etter brann som er regnet i Calculatis. Dersom vi hadde brukt et enkelt lag med gips, ville massivtreveggen ha brent opp før det hadde gått 60 minutter.

### Før brann



layer	thickness	type	material
1	20.0 mm	C	C24 spruce
2	40.0 mm	L	C24 spruce
3	20.0 mm	C	C24 spruce

### Etter brann



layer	thickness	type	material
1	7.8 mm	C	C24 spruce
2	40.0 mm	L	C24 spruce
3	7.8 mm	C	C24 spruce

Figur 67: Massivtrevegg før og etter brann

For stålbjelkene HE160B brukte vi nettsiden til ROCKWOOL slik som stålbjelkene i betongbygget. Her trengs det brannbeskyttelse Conlit 300 med tykkelse 10 mm eller Conlit 150 med en tykkelse på 20 mm for holde brannklasse R60. Se vedlegg 8.5: «Branndimensjonering HEB-bjelke» for beregning.

## 9. Sammenligning

I denne oppgaven sammenlignes to bæresystem. For å få frem alle aspekter ved bygging er vi interessert i å se for oss hele livsløpet til bygningen. Fra prosjektering til rivning er disse to byggene svært forskjellige med hensyn på klimagassutslipp. I klimagassberegningen og prisoverslaget inngår kun de bærende delene av leilighetsseksjonen. Det vil si at verken balkonger, svalganger eller heissjakter er vurdert. Tak er heller ikke tatt med da dette er likt for betongbygget og massivtrebygget.

### 9.1 Brann

De tre bygningsmaterialene vi bruker oppfører seg ulikt i et branntilfelle. Det har ikke mye å si hvilket materiale man velger så lenge man dimensjonerer for branntilfeller. Av kapittel 5.3 fremkommer det at betongkonstruksjonen oppfyller kravet for R60 uten å måtte gjøre endringer eller legge på brannbeskyttelse. I motsetning til betong er tre et brennbart materiale, og her må tverrsnittet til treet være stort nok og overflaten bli dekket med gips, for å komme innenfor kravet. Det er som sagt i kapittel 7.2 litt usikkerhet rundt hvordan limet i massivtreet blir påvirket under brann. Stål trenger, i likhet med tre, også overflatebeskyttelse for å ikke gå til brudd.

### 9.2 Lyd og vibrasjoner

Lyd og vibrasjoner er trematerialets svakeste sider, men ikke et stort problem for betong. Tre er et lett materiale og blir derfor lett satt i svingninger både av lyd og bevegelser. Parameterne som spiller inn på dekkets svakhet for vibrasjoner er store spenn, last, stivhet, masse og tykkelse. Med nesten 6 m spenn endte massivtredekkene i dette bygget opp med å bli veldig tykke. I tillegg er det behov for store lyddempende sjikt. Hvis man skal bruke massivtredekker er det nødvendig å tegne bygget med tanke på at det skal bygges med massivtre. Da kan man ta høyde for de eventuelle tykke dekkene, så det ikke går på bekostning av takhøyden. Det er da også mulig å dimensjonere bygget med kortere spenn.

Betongdekker og vegger trenger ikke særlig store tiltak for å opprettholde lydkravene. Luftlyd er ikke et tema, og trinnlyd trengte noen tynne ekstra plater. Vibrasjon er heller ikke et problem for tunge etasjeskillere.

Vi ser derfor at det er betong som er klart mest gunstig å bruke som etasjeskiller når det kommer til lyd og vibrasjoner, med få ekstra tiltak og lite dimensjoneringsbehov.

### 9.3 Klimagassregnskap

For å vurdere klimagassutslipp av begge bæresystemene er det gjort en livsløpsvurdering; LCA (Life Cycle Assessment). Vurderingen går ut på å finne alle utslipp knyttet til en bygning gjennom hele livsløpet. For å gjøre denne vurderingen har vi brukt One Click LCA student version. I programmet legges all informasjon som har en effekt på klimagassutslipp inn. Det blir lagt inn materialtype, volum av materialer, transportlengde og transporttype. Ved hjelp av programmet regner vi ut klimagassutslipp og sammenligner de to byggene med hverandre.

#### **Massivtre**

Treindustrien i Norge blir sett på som en *ren* industri fordi produksjonen krever lite energi. Prosessen består av at tømmer blir hugget og lagret på sagbruket i friluft. Stokkene blir tatt vare på og vannet i sommermånedene for at de ikke skal bli uttørret. Deretter blir tømmeret barket og saget. Det neste steget er det som krever mest energi; tørkeprosessen.

Materialene må tørkes på riktig måte for å unngå skader. Denne tørkeprosessen skjer ved at biprodukter fra produksjonen blir brent som biovarme. Ettersom bioenergi inngår i den naturlige karbonsyklusen, blir den regnet som betinget CO<sub>2</sub>-nøytral. Denne betingelsen er begrunnet med at tilveksten er like stor eller større enn avvirkningen. Det kan også sies at treindustrien utnytter råvarene godt. Ca. 55% av tømmerstokken blir til trelast, mens resten, for eksempel bark og flis, blir brukt til biobrensel, plateproduksjon og papirproduksjon [57].

Det er ingen storskala massivtreprodusenter i Norge. Det betyr at mesteparten av massivtreelementene må kjøpes og fraktes fra utlandet. For enkelhets skyld valgte vi å bruke Stora Enso som leverandør av massivtre, da vi bruker deres elementer i beregningene. Stora Enso åpner en ny massivtrefabrikk i Karlstad i Sverige i 2019 [58]. Ved å bruke denne

massivtrefabrikken reduseres transportlengden betraktelig. Stora Enso's andre massivtrefabriker ligger i Finland og Østerrike, og ligger begge omtrent 1500 km unna. Ved å benytte fabrikken i Karlstad får vi en transportavstand på 556 km. Dette gir et kutt på ca. 10 tonn i CO<sub>2</sub>-utslipp ved transport. Om massivtreet skal handles fra en norsk produsent blir det mest sannsynlig fraktet fra Østlandet, ikke langt fra grensen til Sverige. På tross av at det finnes norske produsenter lokalisert på Østlandet, vil den korte avstanden til Karlstad gjøre fabrikken til et konkurransedyktig alternativ med tanke på klimagassutslipp. Dette når det foretas en avveining mellom klimagassutslipp og lønnsomhet grunnet forskjellig pris.

## **Betong**

Betong består av sement, tilslag, vann og tilsetningsstoffer. Sementen lages ved å brenne en blanding av kalkstein, og eksempelvis kvarts eller skifer. Blandingen knuses og varmes på 1450°C, og danner klinker. Klinker males opp sammen med gips og blir til sement. Klinker er altså forsteinede og sammenpressede koraller og bløtdyr som levde i havet for flere millioner år siden, som består av blant annet karbon. Når kalksteinen varmes opp blir CO<sub>2</sub> brent bort fra den, og det er i hovedsak dette som gjør sementproduksjon så klimafiendtlig. Noe av disse utslippene blir tatt opp igjen i den ferdige betongen, kalt karbonatisering, men hvor mye avhenger av om betongen er eksponert for luft [59]. Om luften trenger inn i betongen er dette derimot svært ugunstig for armeringen da denne kan korrodere. For at man skal ha stor effekt av karbonatisering bør betongen knuses til små fraksjoner, men dette er en energikrevende prosess.

Norcem tester ut ulike teknologier av karbonfangst som skal gjøre at alle utslipp fra selve danningen av klinker samles og kan lagres. Fullskala anlegg er likevel ikke utarbeidet, da regjeringen på nytt skal vurdere om en slik investering skal gjøres [60].

## Stål

For å produsere stål er det hovedsakelig to metoder. Masovn og oksygenkonverteren der det blir brukt malm, kalk og kull, eller elektrisk lysbueovn som er basert på skrap og elektrisitet. I dag er det den malmbaserte metoden som er mest benyttet, men utviklingen viser at det blir brukt mer og mer skrapbasert produksjon. Skrapstål kan gjenvinnes i en elektrisk lysbueovn der stålet kan få en helt ny form og formål. På bakgrunn av dette er stål et fullstendig resirkulerbart materiale. Det er under produksjon av stål det er utfordrende å få ned CO<sub>2</sub>-utslippet [6].

### One Click LCA student version

Programmet vi skal bruke for å gjøre livssyklusanalysen er One Click LCA student version. LCA er en livssyklusanalyse som tar for seg den totale miljøpåvirkningen fra produkter knyttet til alle stadier av produktets liv. Altså fra råvareutvinning, gjennom materialbehandling, via produksjon og distribusjon, bruk, reparasjon og vedlikehold, og til slutt avfallshåndtering og gjenvinning. Transport og alt av energibruk blir tatt med der det er aktuelt.

Ved å gjøre slike analyser av alle steg i produksjonskjeden kan man se i hvilken del miljøpåvirkningen er størst. Dermed får man et bilde på hvor i kjeden det er nødvendig å gjøre tiltak for å bedre miljøet og skape et effektivt miljøsystem [61] [62].

EPD (Environmental Product Declaration) er en miljødeklarasjon som kort oppsummerer miljøprofilen til et produkt, komponent eller tjeneste på en standardisert og objektiv måte [63]. EPD-en ligger til grunn for materialene i LCA og gjør at man kan sammenligne dem.

I vår sammenligning er det den bærende delen av konstruksjonen som legges til grunn. Det er for å gi en så lik forutsetning som mulig for byggene. Likevel er det slik at de to bærende konstruksjonene er nokså ulike, og vil stille ulike krav for resten av bygningsmaterialene. For eksempel er alle ytterveggene i massivtrebygget bærende, og i en videre sammenligning krever massivtrebygget mindre tilleggsmaterialer til fasade enn det betongbygget gjør. På grunn av disse forenklingene vil ikke dette gi en total differanse for de to bæresystemene, men være en pekepinn.

Tabell 36 viser totalt CO<sub>2</sub>e-utslipp fra massivtrebygget. CO<sub>2</sub>e betyr klimagasser tilsvarende for 1 tonn CO<sub>2</sub>. Disse beregningene inkluderer alle vegger og dekker, bjelker under trappehull og pukklaget på dekke. Det er sett bort fra gipsplater, dører, vinduer og tak siden dette blir likt for begge byggene.

Klimagassutslipp: Massivtre				
	Volum (m <sup>3</sup> )	Transportlengde (km)	Kjøretøy	CO <sub>2</sub> e-utslipp (tonn)
Massivtrevegger	175.19	556	Semi-trailer, 20-26 tonn	15
Massivtredekker	196.95	556	Semi-trailer, 20-26 tonn	16
Stålprofiler HEB	0.2943	134	Trailer, 40 tonn	1.6
Pukk	3.8	35.4	Dumper, 19 tonn	0.58
Totalt klimagassutslipp fra materialer med transport				34

Tabell 36: Klimagassutslipp massivtre

I Figur 68 er det en sammenligning mellom plasstøpt betong fra NOBI Voss og hulldekk-elementer fra NOBI Voss. Sammenligningen viser at disse har et noe ulikt CO<sub>2</sub>e-utslipp med en differanse på 37 – 33 = 4 t CO<sub>2</sub>e, noe som viser at hulldekkene som har mindre mengde betong og høyere betongkvalitet likevel er mer miljøvennlig. På grunn av dette bør hulldekker velges fremfor plasstøpt betong når det kommer til CO<sub>2</sub>-ekvivalenter, dersom det lar seg gjøre med tanke på utforming. Plasstøpt betong er derimot lettere å forme slik man ønsker.

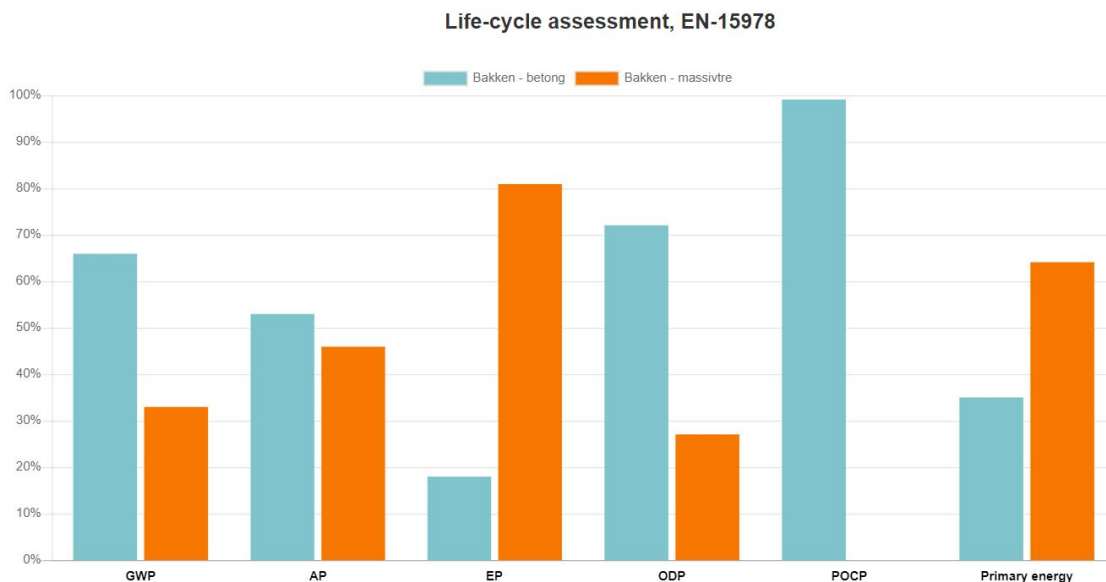
Ressurs	Mengde	CO <sub>2</sub> e	Kommentar	Transport, kilometer
Ferdigbetong, B30/M60, (C30-37), consist	402369.6 kg	37t	Gulv 200mm	31.2 Betongbil, omtrent 8m3
Hulldekke-element 265, 265 mm, 370 kg/m2	213758.85 kg	33t	Hulldekke Voss	31.2 Trailer, 40 tonns

Figur 68: Sammenligning av plasstøpt betong og hulldekke

Tabell 37 viser totalt CO<sub>2</sub>e-utslipp fra betongbygget. Beregningene inkluderer alle vertikale skiver, plasstøpte dekker, stålsøyler og armeringsjern.

Klimagassutslipp: Betong				
	Volum (m <sup>3</sup> )/ Vekt (kg)	Transportlengde (km)	Kjøretøy	CO <sub>2</sub> e-utslipp (tonn)
Betongvegger	99.29 m <sup>3</sup>	31.2	Betongbil, 8 m <sup>3</sup>	21
Stålsøyler HUP120x120x8	0.2852 m <sup>3</sup>	134	Trailer, 40 tonn	1.6
Betongdekke	226.30 m <sup>3</sup>	31.2	Betongbil, 8 m <sup>3</sup>	36
Armering	18 142 kg	134	Trailer, 40 tonn	6
Totalt klimagassutslipp fra materialer med transport				67

Tabell 37: Klimagassutslipp betong



Figur 69: LCA av betong- og massivtrebygg

Figur 69 viser sammenligningen av LCA for betong og massivtre. Diagrammet angir prosentvis fordeling av utslipp mellom byggene. For å kunne tolke sammenligningene må vi vite hva disse verdiene viser.

### Global Warming Potential (GWP)

GWP-verdien er et mål på effekten av ulike drivhusgasser på global oppvarming, og det sammenlignes med den akkumulerte påvirkningen på drivhuseffekten ett tonn har, i forhold til ett tonn CO<sub>2</sub> [64]. Tallene oppgis derfor i CO<sub>2</sub>-ekvivalenter (CO<sub>2</sub>e). I Figur 69 er det en stor

forskjell på betong og massivtre. Tabell 36 og Tabell 37 viser detaljert forskjell i klimagassutslipp på massivtre- og betongbygget. Massivtrebygget gir et utslipp på totalt 34 tonn CO<sub>2</sub>e, mens betong slipper ut hele 67 tonn CO<sub>2</sub>e. Her er det viktig å understreke at over halvparten av CO<sub>2</sub>e-utslippet fra massivtreet skyldes utslipp ved brenning av treet. Det er GWP-verdien vi særlig legger vekt på videre i sammenligningen, fordi denne viser bidrag til global oppvarming.

### **Acidification Potential (AP)**

Forsuring skjer når svoveldioksid (SO<sub>2</sub>) og nitrogenoksider (NO<sub>x</sub>), som blir dannet ved forbrenning av for eksempel olje og kull, reagerer med vandrdåper i atmosfæren. Svovel vil danne svovelsyre, og nitrogenoksidene danne salpetersyre. Disse sterke syrene spalter av H<sup>+</sup>-ioner. Høy konsentrasjon av H<sup>+</sup> gir surt vann, altså vann med lav pH, og forsuring av jordsmonn [65]. Betong og massivtre gir nokså lik forsuring.

### **Eutrophication Potential (EP)**

Eutrofiering er økt tilførsel av plantenæringsstoffer til jord og vann. Dette påføres ofte av jordbruksområder, utslipp av kloakk og industriutslipp. Fosfor og nitrogen bidrar sterkest til dette, og fører ofte til økt algeproduksjon. Moderat gjødsling gir et rikt plante- og fugleliv, men ved stor tilførsel kan vannet bli giftig for fisk og andre dyr på grunn av den store mengden alger som dør. På grunn av eutrofiering endres biomangfoldet, da få arter er tilpasset høy grad av eutrofiering og derfor vil forsvinne [66]. I Figur 69 ser man at massivtre er dominerende ved eutrofiering, og det skyldes at det ved skogsdrift gjødsles. Dette går utover miljøet rundt [67].

### **Ozone Depletion Potential (ODP)**

ODP-verdier er et mål på evnen til å bryte ned ozonlaget. KFK, HKFK og haloner er blant stoffene som ikke brytes ned i troposfæren, på grunn av sin manglende evne til å reagere med andre stoffer. I stratosfæren blir de brutt ned av UV-strålingen i 30-40 km høyde. Når stoffene brytes ned frigjøres brom og klor, og disse kan skade ozonlaget [68]. Betong har størst tendens til å bryte ned ozonlaget.



## Photochemical Ozone Creation Potential (POCP)/ Smog Formation

Smog, fotooksidanter, er en form for luftforurensning som består av en blanding av ozon, nitrogendioksider, svevestøv og flyktige organiske forbindelser. Når disse reagerer med sollys blir nitrogendioksid brutt ned til nitrogenmonoksid og reaktive oksygenatomer. Dette ligner en brungul tåke som oftest legger seg over storbyer [69]. Tre har ingen slik effekt, altså har betong 100 % av POCP-utslippet for de to byggene.

## Primary Energy

*Primary energy* er en energiform som finnes i naturen, og som ikke har blitt utsatt for noen menneskelig påvirkning [70]. Primærenergi kan være både fornybar og ikke-fornybar.

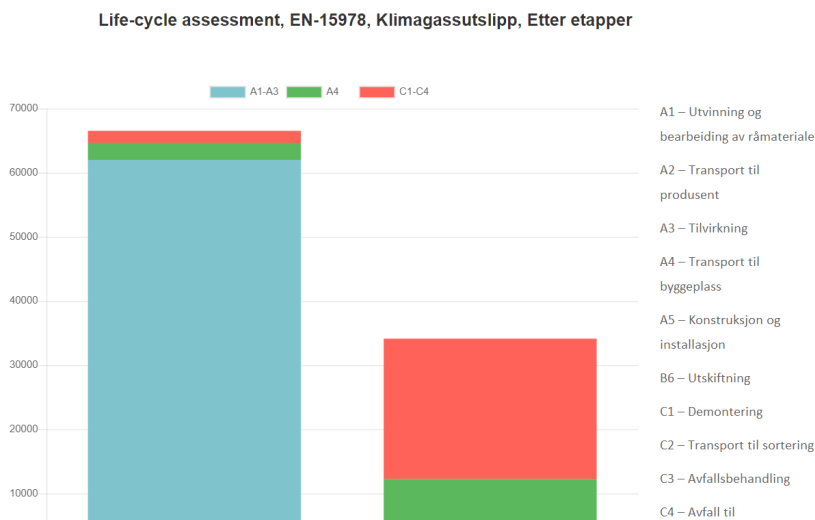
Figur 69 viser at bruk av *primary energy* er større hos massivtre enn hos betong. Figur 70 viser massivtrebygget og hvilken påvirkning de ulike sektorene har på *primary energy*. Vi ser at det først og fremst er «Byggematerialer» som bruker *primary energy*. Det betyr altså at man bruker en energiressurs som råmateriale og at man ikke bruker treverket til energiproduksjon, altså som biobrensel, men at det heller videreføres til byggematerialer [71].

### Life-cycle assessment results

Sektor	Primary energy MJ
A1-A3 Byggematerialer	8,78E5
A4 Transport til byggeplassen	9,76E4
A5 Byggeplass	
B1-B5 Maintenance and material replacement	
B6 Energibruk i drift	2,22E2
B7 Water use	
C1-C4 Livsløpets slutt	7,97E4
D Utover livsløp (ikke inkludert i totalen)	-2,33E6
<b>Total</b>	<b>1,06E6</b>

Figur 70: Primary energy massivtre

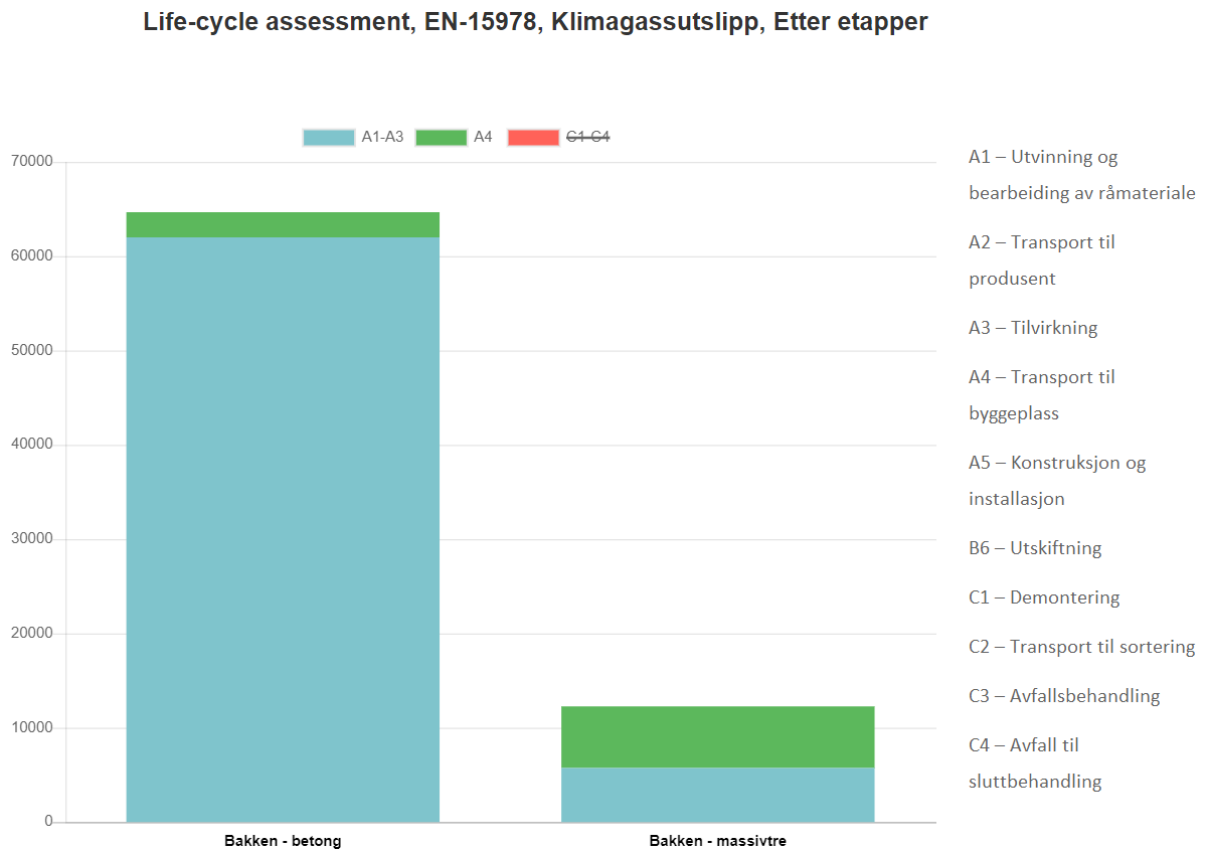
Som vist på Figur 71 slipper betongbygget ut 66501 kg CO<sub>2</sub>-ekvivalenter, hvor tre bare slipper ut 34198 kg. Dette er på bakgrunn av hele prosessen til bygningen der det begynner med utvinning og bearbeiding av råmaterialer og ender med avfall. Det er startfasen til betong som er det «store problemet», og hvor det er potensial å få ned CO<sub>2</sub>-utslippet. Til kontrast er det sluttfasen som er det mest forurensende for massivtrebygget, for da frigjøres CO<sub>2</sub>. Totalt er det nesten dobbelt CO<sub>2</sub>-utslipp for betong som for tre, som videre viser at det er mulig å få et lavere CO<sub>2</sub> utslipp ved å bygge med massivtre fremfor betong.



Figur 71: Klimagassutslipp fra betong- og massivtrebygg

Man kan argumentere for at den røde delen av søylediagrammet kan reduseres eller nesten tas helt bort. Denne delen inneholder utslipp ved demontering, transport til sortering, avfallsbehandling, og avfall til sluttbehandling. Det som ikke tas med i regnskapet i One Click LCA student version er karbonlagring. Noe annet som ikke er inkludert er at man kan tenke seg at det vil vokse opp nye trær på samme sted som det ble hugget, som igjen vil ta opp mer CO<sub>2</sub>. Tanken bak dette er at det vil bli en slags likevekt over tid. Hvis man ser på vekstraten til trærne i Norge vil det i løpet av en time ha vokst ut kubikk tilsvarende 5 ganger vårt bygg [72].

Dersom man tar bort de store utslippene som massivtreet har ved fase C1-C4 får vi en stor differanse mellom byggene, se Figur 72. Dette er dersom man tar i betraktning at CO<sub>2</sub>-utslippet frigjort ved avfallsbehandlingen er tatt opp igjen av ny skog. Se vedlegg 9.3: «One Click LCA student version» for dokumentasjon fra programmet.



Figur 72: Klimagassutslipp uten C1-C4

## 9.4 Lønnsomhet og bærekraft

Det er sentralt å undersøke om det er lønnsomt å bygge i massivtre. Vi foretar derfor en avveining om fordelene med å bygge i massivtre vekter tyngre enn merkostnaden i forhold til å bygge med betong og stål. Dette vil bli gjort ved å se på inntekter, og deretter trekke fra særkostnader, alternativkostnader [73], og til slutt justere for eksterne virkninger [74].

Tabell 38 viser prisoverslag for massivtre, og Tabell 39 viser prisoverslag for betong og stål. Prisoverslaget for massivtre er mottatt på e-mail fra Woodcon AS, et firma som selger massivtre for Stora Enso. Betong- og stålprisene er gitt fra H-L Bygg AS. Prisoverslagene inkluderer ikke pris for stålbjelker. Disse prisene er veiledende, og vil ikke være nøyaktige. De gir derimot en god pekepinn på hvilke kostnader man kan forvente.

Prisoverslag for massivtre	
Kl-tre [m <sup>2</sup> ] ikke synlig kvalitet	
Mengder lagt til grunn for prosjekt: 2950 m <sup>2</sup>	
Leveranse:	Pris:
Kl-tre inkl. transport og festemidler.	kr 3 800 000
Montasje og byggeplassoppfølging.	kr 1 050 000
Prosjektering/statikk inkl. konstruksjonstegninger for egen leveranse.	kr 245 000
<b>Sum NOK ekskl. mva.</b>	<b>kr 5 095 000</b>

Tabell 38: Prisoverslag massivtre

Prisoppsett for betong og stål			
Materiale og montasje:	Pris:	Mengde:	Sum
Vegger	1390 kr/m <sup>2</sup>	528 m <sup>2</sup>	kr 733 920
Dekke	1490 kr/m <sup>2</sup>	869 m <sup>2</sup>	kr 1 294 810
Stålsøyler	4000 kr/antall	31 stk	kr 124 000
Sum:			kr 2 152 730
Transport:			
Stål [75]	3000 kg	0,66 kr/kg	kr 1 980
Betong [76]	267m <sup>3</sup>		kr 21 200
Sum			kr 23 180
<b>Sum NOK ekskl. mva.</b>			<b>kr 2 175 910</b>

Tabell 39: Prisoverslag betong og stål

I diskusjon av lønnsomhet antar vi at salgsinntekter er likt for leiligheter i massivtre og leiligheter i betong og stål. Vi antar at inntekten for de to ulike byggene er lik ettersom det hovedsakelig ikke er byggematerialet som bestemmer kundenes betalingsvilje, men beliggenhet og størrelse på leiligheten. Ettersom vi antar at inntekten er lik vil ikke inntekt påvirke lønnsomhetsvurderingen.

Særkostnadene er vist ved Tabell 38 og Tabell 39 over, og er kostnadene som kun påløper grunnet valg av et alternativ. Prisoverslag massivtre er totalt kr 5 095 000, og prisoverslag betong og stål er totalt kr 2 175 910. Dette gir en forskjell i prisoverslag for de to alternativene på  $kr\ 5\ 095\ 000 - kr\ 2\ 175\ 910 = \mathbf{kr\ 2\ 919\ 090}$ .

Alternativkostnad er det vi ofrer ved å velge ett alternativ til fordel for et annet [77]. Ved bruk av massivtre er alternativkostnaden at man går glipp av kompetansen og erfaringen som prosjekterende har med betong. Det ville gitt en enklere prosjekteringsfase, noe som er naturlig å anta medfører en billigere prosjekteringsfase for betong. Alternativkostnaden beskrevet vil være individuelt for hvert prosjekt. Om det fører til en billigere prosjekteringsfase vil være avhengig av hvilke betongprosjekt man sammenligner med.

Ved en antatt lik inntekt, vil det være mer lønnsomt å gjennomføre bygg av leiligheter i betong og stål. Dette skyldes hovedsakelig en forskjell i særkostnad som er ufordelaktig for massivtre på kr 2 919 090, samt en alternativkostnad som taler for at erfaring fører til billigere prosjekteringsfase ved betong og stål, enn ved massivtre. Om det virkelig er mer lønnsomt å bygge leiligheter i betong og stål enn i massivtre, kommer an på eksterne virkninger. Eksterne virkninger er positive eller negative virkninger som en bedrift påfører andre aktører, og som ikke blir tatt med i prisen [78].

Figur 72 viser at betong og stål gir mer utslipp enn massivtre i fase A1-A3, altså fasen for behandling av materialene, og er mindre klimavennlig. I fase C1-C4, avfallsbehandlingsfasen, er det derimot massivtre som er mindre miljøvennlig. Som nevnt tidligere kommer dette av at CO<sub>2</sub>-en som treet har lagret blir sluppet ut igjen. Om vi tar med i beregningen at dette utslippet vil tas opp igjen ved vekst av ny skog, viser dette at vårt bygg totalt sett vil være mer bærekraftig å bygge i massivtre.

En annen ekstern virkning er at å bygge i massivtre kan bidra til å gjøre at norske bedrifter som selger massivtre får større etterspørsel, blir mer konkurransedyktige på pris, og derav

kan bli mer lønnsomme. Dette vil også føre til et kortreist produkt og derfor en mer bærekraftig produksjon. Samtidig vil hvert eneste nye prosjekt som lages i massivtre bidra til å forbedre kunnskaper innenfor området, og dermed redusere alternativkostnaden nevnt over.

Totalt sett gir de eksterne virkningene store fordeler ved bruk av massivtre fremfor betong og stål. Om bedriften anser prosjektet med massivtre som mer lønnsomt enn prosjektet med betong og stål, vil i stor grad være avhengig av bedriftens verdsettelse av miljø. Eksterne virkninger på miljøet vil for en bedrift som verdsetter miljøet høyt, kunne vekke mer enn merkostnadene som fremkommer av særkostnadene og alternativkostnadene med massivtre i forhold til betong og stål. En bedrift som ikke verdsetter miljøet i like stor grad, vil vurdere de eksterne virkningene til å ikke veie opp for merkostnadene nevnt over. I tillegg vil en påvirkning på norske salgsbedrifter av massivtre sin lønnsomhet, samt reduisering av alternativkostnaden over tid, virke positivt.

## 10. Konklusjon

Oppgaven tar for seg dimensjonering av et boligbygg med to ulike bæresystem som skal sammenlignes hovedsakelig med hensyn på klima, bærekraft og økonomi. Vi har definert laster og dimensjonert konstruksjonen etter Eurokodene. Vi har likevel tatt ingeniørmessige vurderinger når vi har sett at realiteten avviker fra standarden. Dette ble gjort under beregning av snølast, da snølasten beregnet ut ifra standarden ikke var tilstrekkelig for reell snømengde i Myrkdalen.

Bæresystemene ble dimensjonert for å ta opp kreftene som ble påført. Betongbygget har et bæresystem bestående av en kombinasjon av betong og stål, og massivtrebygget består hovedsakelig av massivtreelementer. utfordringer med utsparinger ble løst med ekstra armering og søyler i betongbygget, og ved en ekstra bærende vegg og stålbjelker i massivtrebygget. Bæresystemene har da kapasitet til å ta opp kreftene.

Resultatene fra denne oppgaven tilsier at det er fullt mulig å sette opp dette bygget både i betong og massivtre. I sammenligningen av materialene med hensyn på brann, lyd og vibrasjoner sier resultatene at betong er det beste valget, men at det er mulig å gjøre ekstra tiltak for at massivtre skal tilfredsstille krav.

Det er ved sammenligning av bæresystemet interessant å se på klima, bærekraft og økonomi. I forhold til klima er det tydelig at det å bygge med massivtre er mer miljøvennlig og bærekraftig enn betong og stål, da betongbygget slipper ut fem ganger flere tonn CO<sub>2</sub>-ekvivalenter enn massivtrebygget når man regner med CO<sub>2</sub>-lagring.

Økonomiaspektet peker i favør av betong og stål da det er billigere. Betongbygget endte på en total kostnad på 2,2 MNOK, som er mindre enn massivtrebygget med en total kostnad på 5,1 MNOK. Hvis vi tar med eksterne virkninger der vi tenker på klima og bærekraft, må det vurderes om differansen på 2,9 MNOK veier opp for klimagassutslippene som blir spart ved bruk av massivtre som hovedbæresystem.

Med dette konkluderer vi med at vi har kommet et godt stykke med å gi betongindustrien et bærekraftig alternativ i massivtrebebyggelse, men at samfunnet har en vei å gå med å la de bli konkurransedyktige også på pris. Dermed blir det fortsatt den dag i dag opp til utbyggere å velge retning i klimadebatten, så lenge politikerne ikke legger strengere føringer.

## 11. Videre arbeid

Det er i denne oppgaven gjort vurderinger på mange ulike tema. På grunn av tidsbegrensning er det noen ting vi har måttet se bort fra under dimensjonering av bygget.

Følgende punkter må vurderes i en grundigere gjennomgang:

- Dimensjonere balkonger, svalganger og trapperom/heissjakt
- Dimensjonere gulv på grunn og fundament
- Dimensjonere knutepunkt både i betong/stål og massivtre/stål
- Dimensjonere lyd i knutepunkt
- Dimensjonere horisontalskiver
- Innfesting av balkonger og svalganger
- Gjennomlokking for søyler i ytterkant av bygg må kontrolleres nærmere



## 12. Kilder

- [1] Klima- og miljødepartementet, «Norge har ratifisert Parisavtalen,» Regjeringen, 21 Juni 2016. [Internett]. Available: <https://www.regjeringen.no/no/aktuelt/norge-har-ratifisert-parisavtalen/id2505365/>. [Funnet 6 Mai 2019].
- [2] Statistisk Sentralbyrå, «Utslipp til luft,» Statistisk sentralbyrå, 11 Desember 2018. [Internett]. Available: <https://www.ssb.no/klimagassn/>. [Funnet 7 Mai 2019].
- [3] Statistisk sentralbyrå, «Utslippsintensitet for klimagasser, etter næring, komponent, statistikkvariabel og år,» Statistisk sentralbyrå, [Internett]. Available: <https://www.ssb.no/statbank/table/09298/tableViewLayout1/>. [Funnet 7 Mai 2019].
- [4] Kontrollrådet, «Betongens historie,» Kontrollrådet, [Internett]. Available: <http://kontrollbetong.no/betongens-historie/>. [Funnet 7 Mai 2019].
- [5] NORCEM, HEIDELBERG CEMENT group, «Sementproduksjon og CO2,» NORCEM, [Internett]. Available: <https://www.norcem.no/no/sementproduksjon-co2/>. [Funnet 6 Mai 2019].
- [6] Norsk stål, «Grønnere - Stålproduksjonen i dag,» Norsk Stål, 02 April 2019. [Internett]. Available: <https://norskstaal.no/gronnere-stalproduksjon-i-dag/>. [Funnet 10 Mai 2019].
- [7] Avinor, «Klima,» Avinor, [Internett]. Available: <https://avinor.no/konsern/miljo-og-samfunn/klima/>. [Funnet 10 Mai 2019].
- [8] Norsk landbruksamvirke, «Skogen- undernyttet ressurs,» Norsk andbruksamvirke, 23 Oktober 2017. [Internett]. Available: <https://www.landbruk.no/bioekonomi/skogen-en-underutnyttet-ressurs/>. [Funnet Mai 18 2019].
- [9] Standard Norge, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, 2016.
- [10] ptc, «PTC Mahcad,» ptc, [Internett]. Available: <https://www.ptc.com/en/products/mathcad>. [Funnet 15 mai 2019].
- [11] Autodesk, «Revit,» Autodesk, [Internett]. Available: [https://www.autodesk.no/products/revit/overview?mktvar002=afc\\_no\\_nmpi\\_ppc&AID=11087035&PID=8227014&SID=jkp\\_CjwKCAjw8e7mBRBsEiwAPVxxiD5yJ6fasfPhHbNlvSyiesDIzxBiT3Ft2Sc-BYmfE9ddFIJnTp4P1RoCw8lQAvD\\_BwE&click\\_id=CjwKCAjw8e7mBRBsEiwAPVxxiD5yJ6fasfPhHbNlvSyiesDI](https://www.autodesk.no/products/revit/overview?mktvar002=afc_no_nmpi_ppc&AID=11087035&PID=8227014&SID=jkp_CjwKCAjw8e7mBRBsEiwAPVxxiD5yJ6fasfPhHbNlvSyiesDIzxBiT3Ft2Sc-BYmfE9ddFIJnTp4P1RoCw8lQAvD_BwE&click_id=CjwKCAjw8e7mBRBsEiwAPVxxiD5yJ6fasfPhHbNlvSyiesDI). [Funnet 15 mai 2019].
- [12] R. Løvaas, «Store Norske Leksikon, Massivtrebygging,» Store Norske Leksikon, 14 Februar 2009. [Internett]. Available: <https://snl.no/massivtrebygging>. [Funnet 15 Mars 2019].
- [13] G. G. A. B. Jarle Aarstad, «Massivtre,» [Internett]. Available: <http://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/fokus-pa-tre/Fokus-nr-20.pdf>. [Funnet 15 Mars 2019].
- [14] T. o. Trefokus, «Tre og miljø,» 2004. [Internett]. Available: <http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/8-Tre-og-miljo.pdf>. [Funnet 15 Februar 2019].
- [15] SINTEF byggforsk, «Byggforsk: Svalganger og altanganger i boligbygninger,» SINTEF byggforsk, [Internett]. Available: [https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/3217/svalganger\\_og\\_altanganger\\_iboligbygninger](https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/3217/svalganger_og_altanganger_iboligbygninger). [Funnet 07 Mai 2019].
- [16] J. Lundersgaard, «Sintef Certification,» 28 Februar 2017. [Internett]. Available: [https://www.sintefcertification.no/no/product/index/208/tg\\_2215](https://www.sintefcertification.no/no/product/index/208/tg_2215). [Funnet 19 Februar 2019].

- [17] Lett-tak systemer AS, «Lett-tak,» Lett-tak systemer AS, [Internett]. Available: <https://lett-tak.no/om-oss/>. [Funnet 07 februar 2019].
- [18] Standard Norge, Eurocode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-1: Allmenne laster. Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger., Standard Norge, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008.
- [19] Standard Norge, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-3: Allmenne laster. Snølaster, Standard Norge, 2008.
- [20] R. Engeset, «NVE.no: Hvordan lages vær- og snødata for senorge.no og xego.no?», 29 September 2016. [Internett]. Available: [https://www.nve.no/Media/4813/weatherandsnowdata\\_v2\\_no.pdf](https://www.nve.no/Media/4813/weatherandsnowdata_v2_no.pdf). [Funnet 5 Februar 2019].
- [21] A. V. A. K. I. DYRRDAL, «CICERO, Senter for klimaforskning,» 14 Oktober 2011. [Internett]. Available: <https://www.cicero.oslo.no/no/posts/klima/vatt-er-blitt-vatere>. [Funnet 5 Februar 2019].
- [22] Norges vassdrags- og energidirektorat, «NVE,» 24 August 2016. [Internett]. Available: <https://www.nve.no/klima/klima-na-og-i-framtiden/?ref=mainmenu>. [Funnet 05 Februar 2019].
- [23] Lett-Tak systemer AS, «Lett-tak,» Lett-tak system AS, [Internett]. Available: <https://lett-tak.no/taksystem/>. [Funnet 07 Februar 2019].
- [24] Standard Norge, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4 Allmenne laster vindlast, Standard Norge, 2009.
- [25] Standard Norge, Eurocode 2: prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1 Allmenne regler og regler for bygningen, Standard Norge, NS-EN 1992-1-1:2004+A12004:+NA2018.
- [26] Betongelementforeningen, «betongelementboka.betongelement.no,» Betongelementforeningen, [Internett]. Available: <http://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/default.html>. [Funnet 15 Mars 2018].
- [27] Norsar, «Hva er et jordskjelv,» Norsar, [Internett]. Available: <https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/hva-er-et-jordskjelv/>. [Funnet 12 April 2019].
- [28] Standard Norge, Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning: Del1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger, Standard Norge, 2014.
- [29] Standard Norge, Eurokode 1: Laster på konstruksjonen - Del 1-7: Almenne laster - ulykkeslaster, Standard Norge, NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008.
- [30] SINTEF, «Betong,» SINTEF, [Internett]. Available: <https://www.sintef.no/betong/>. [Funnet 9 April 2019].
- [31] SINTEF, «Jern og stål,» SINTEF, [Internett]. Available: <https://www.sintef.no/jern-og-stal/>. [Funnet 9 April 09].
- [32] mpa, The concrete Center, «Fire resistance,» mpa, The Concrete Centre, [Internett]. Available: [https://www.concretecentre.com/Performance-Sustainability-\(1\)/Fire-Resistance.aspx](https://www.concretecentre.com/Performance-Sustainability-(1)/Fire-Resistance.aspx). [Funnet 17 Mars 2019].
- [33] SINTEF byggforsk, «Brannmotstand for etasjeskillere,» August 2008. [Internett]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/1538/brannmotstand\\_for\\_etasjeskillere](https://www.byggforsk.no/dokument/1538/brannmotstand_for_etasjeskillere). [Funnet 13 Mai 2019].
- [34] J. C. K. Vidar Stenstad, «520.315 Brannbeskyttelse av stålkonstruksjoner,» Sintef Byggforsk, Mars 2004. [Internett]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/314/brannbeskyttelse\\_av\\_staalkonstruksjoner](https://www.byggforsk.no/dokument/314/brannbeskyttelse_av_staalkonstruksjoner). [Funnet 17 Mars 2019].

- [35] S. Hveem, «Unngå byggskader - Lydisolasjonskvalitet i boliger,» [Internett]. Available: <https://www.sintef.no/globalassets/upload/artikkel-05-10-byggaktuelt.pdf>. [Funnet 8 April 2019].
- [36] G. Glasø, «Nr.36 Fokus på tre, Tre og lyd,» Trefokus, Treteknisk, Januar 2011. [Internett]. Available: <http://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/fokus-pa-tre/Fokus-nr-36.pdf>. [Funnet 25 Mars 2019].
- [37] S. Hveem, «Byggforsk 522.513 Lydisolerende, tunge etasjeskillere,» Sintef Byggforsk, 2015. [Internett]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/340/lydisolerende\\_tunge\\_etasjeskillere](https://www.byggforsk.no/dokument/340/lydisolerende_tunge_etasjeskillere). [Funnet 8 April 2019].
- [38] SINTEF Byggforsk, «524.321: Lydisolasjonsegenskaper til tunge innervegger,» SINTEF Byggforsk, 2000. [Internett]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/378/lydisolasjonsegenskaper\\_til\\_tunge\\_innervegger](https://www.byggforsk.no/dokument/378/lydisolasjonsegenskaper_til_tunge_innervegger). [Funnet 1 Mai 2019].
- [39] Standard Norge, Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Almenne regler for og regler for bygninger, Standard Norge, 2015.
- [40] N. r. i. AS, «NODE Structural Design,» NODE rådgivende ingeniører AS, [Internett]. Available: <https://sites.google.com/a/node.no/structural-design/example-1-single-span-slab-deformation>. [Funnet 14 Mai 2019].
- [41] S. I. Sørensen, «Gjennomlokking,» i *Betongkonstruksjoner*, Trondheim, Fagbokforlaget, 2010, pp. 403-416.
- [42] Sintef, «Statikkformler for bjelke,» Sinter, August 2013. [Internett]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/183/statikkformler\\_for\\_bjelker](https://www.byggforsk.no/dokument/183/statikkformler_for_bjelker). [Funnet 18 Mai 2019].
- [43] ROCKWOOL, «CONLIT Brannsikring,» ROCKWOOL, [Internett]. Available: <https://www.rockwool.no/teknisk-service/beregningsprogram/conlit-brannsikring/>. [Funnet 9 mai 2019].
- [44] ROCKWOOL, «Conlit 300,» Rockwool, [Internett]. Available: [https://www.rockwool.no/produkter/passiv-brannsikring/conlit-300-1/?selectedCat\\_8e7a1980-ae51-4b1b-a42e-0697cd6720d9=brosjyrer](https://www.rockwool.no/produkter/passiv-brannsikring/conlit-300-1/?selectedCat_8e7a1980-ae51-4b1b-a42e-0697cd6720d9=brosjyrer). [Funnet 9 Mai 2019].
- [45] E. Aasheim, Håndbok - bygge med Massivtreelementer - Hefte 1- Generelt, Oslo: Norsk treteknisk Institutt, 2006.
- [46] Stora Enso, «Stora Enso CLT Teknisk brosjyre,» [Internett]. Available: [http://woodcon.no/wp-content/uploads/2018/03/Stora-Enso\\_CLT-Teknisk-brosjyre.pdf](http://woodcon.no/wp-content/uploads/2018/03/Stora-Enso_CLT-Teknisk-brosjyre.pdf). [Funnet 1 april 2019].
- [47] SINTEF Byggforsk, «471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsvarer,» SINTEF Byggforsk, August 2013. [Internett]. Available: <http://tinyurl.com/yca47oog>. [Funnet 22 Januar 2019].
- [48] Norsk Treteknisk Institutt, «Lydgulv, Massivtredekke med pukk,» 1 Juli 2011. [Internett]. Available: [http://www.trefokus.no/resources/filer/massivtre-byggesystemer/263-Lydgulv\\_-Massivtredekke-med-pukk\\_-trr-II-A4\\_aNICp.pdf](http://www.trefokus.no/resources/filer/massivtre-byggesystemer/263-Lydgulv_-Massivtredekke-med-pukk_-trr-II-A4_aNICp.pdf). [Funnet 19 Mai 2019].
- [49] Hamar Pukk og Grus AS, «Prisliste,» 1 Februar 2010. [Internett]. Available: <http://www.hamparpukkoggrus.no/admin/common/getImg2.asp?FileID=1412>. [Funnet 29 Mars 2019].
- [50] SINTEF Byggforsk, «Brannmotstand for bjelker og søyler av betong, mur og tre,» SINTEF Byggforsk, April 2009. [Internett]. Available: [https://www.byggforsk.no/dokument/1540/brannmotstand\\_for\\_bjelker\\_og\\_soyler\\_av\\_betong\\_mur\\_og\\_tre](https://www.byggforsk.no/dokument/1540/brannmotstand_for_bjelker_og_soyler_av_betong_mur_og_tre). [Funnet 15 Mars 2019].

- [51] Norgips, «Generelt om brann i bygninger,» Norgips, [Internett]. Available: <https://norgips.no/prosjektering/lydkrav/brannteori>. [Funnet 26 Mars 2019].
- [52] Stora Enso, «CLT - Cross laminated timber,» 2016. [Internett]. Available: <https://www.clt.info/wp-content/uploads/2015/10/CLT-Documentation-on-fire-protection-EN.pdf>. [Funnet 20 Mai 2019].
- [53] E. Aasheim, Håndbok- bygge med massivtreelementer, Hefte 5 - Lyd, Oslo: Norsk Treteknisk Institutt, 2006.
- [54] The free encyclopedia for UK steel construction information, «Steel Construction, Floor vibrations,» The free encyclopedia for UK steel construction information, [Internett]. Available: [https://www.steelconstruction.info/Floor\\_vibrations](https://www.steelconstruction.info/Floor_vibrations). [Funnet 4 April 2019].
- [55] E. Aasheim, Håndbok - Bygge med Massivtreelementer - Hefte 3- Dimensjonering, Oslo: Norsk Treteknisk Institutt, 2006.
- [56] Standard Norge, Eurokode 5: prosjektering av trekonstruksjoner-Del1-1: Almenne regler og regler for bygninger, Standard Norge, 2010.
- [57] J. Svanes, «Treteknisk: Fokus på tre: Tre og miljø,» 2004. [Internett]. Available: <http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/8-Tre-og-miljo.pdf>. [Funnet 19 Mai 2019].
- [58] Enso, Stora, «CLT-fabriken tar form,» Stora Enso, [Internett]. Available: <https://storaensoskog.se/skogsvara/2018/11/clt-fabriken-tar-form/>. [Funnet 15 Mai 2019].
- [59] L. Biørnstad, «Kan vi bruke betong med god klimasamvittighet?,» Forskning.no, 8 Desember 2016. [Internett]. Available: <https://forskning.no/bygningsmaterialer-klima/kan-vi-bruke-betong-med-god-klimasamvittighet/379248>. [Funnet 6 Mai 2019].
- [60] E. Martiniussen, «Norsk CO2 fangst kan bli utsatt igjen,» TU, Energi, 1 Februar 2019. [Internett]. Available: <https://www.tu.no/artikler/norsk-co2-fangst-kan-bli-utsatt-igjen/456957>. [Funnet 6 Mai 2019].
- [61] Wikipedia, «Livssyklusanalyse,» Wikipedia, 25 April 2019. [Internett]. Available: <https://no.wikipedia.org/wiki/Livssyklusanalyse>. [Funnet 13 Mai 2019].
- [62] Wikipedia, «Life-cycle assessment,» Wikipedia, 2 Mai 2019. [Internett]. Available: [https://en.wikipedia.org/wiki/Life-cycle\\_assessment](https://en.wikipedia.org/wiki/Life-cycle_assessment). [Funnet 13 Mai 2019].
- [63] The Norwegian EDP Foundation, «Hva er EDP?,» The Norwegian EDP Foundation, [Internett]. Available: <https://www.epd-norge.no/hva-er-en-epd/>. [Funnet 13 Mai 2019].
- [64] Wikipedia, «GVP-verdi,» Wikipedia, 29 Desember 2015. [Internett]. Available: <https://no.wikipedia.org/wiki/GWP-verdi>. [Funnet 6 Mai 2019].
- [65] Nettverk for miljølære, «Miljolare,» [Internett]. Available: <https://www.miljolare.no/tema/vannressurser/artikler/forsuring.php>. [Funnet 15 Mai 2019].
- [66] Sabima, «Kursagenten,» 4 April 2007. [Internett]. Available: <https://www.kursagenten.no/artikkel/Klima-og-natur-Naringsstoffer-og-eutrofiering-203>. [Funnet 15 Mai 2019].
- [67] NIVA, «NIVA,» 13 Juni 2017. [Internett]. Available: <https://www.niva.no/nyheter/nitrogengjodsling-og-konsekvenser-for-vannmiljoet>. [Funnet 19 Mai 2019].
- [68] Returgass, «Returgass,» [Internett]. Available: <https://www.returgass.no/regelverk-miljo/ozonlaget/odp/>. [Funnet 15 Mai 2019].

- [69] I. Nestaas, «Store norske leksikon,» 17 Januar 2019. [Internett]. Available: <https://snl.no/smog>. [Funnet 15 Mai 2019].
- [70] Wikipedia, «Primary Energy,» Wikipedia, 6 April 2019. [Internett]. Available: [https://en.wikipedia.org/wiki/Primary\\_energy](https://en.wikipedia.org/wiki/Primary_energy). [Funnet 19 Mai 2019].
- [71] «Impact assessment categories,» ONE Click LCA, [Internett]. Available: [https://desk.zoho.eu/portal/oneclicklca/kb/articles/impact-assessment-categories?fbclid=IwAR2JXMwfrbB\\_5EW6NVQ9u-1qgw\\_OD-WbIWfIP1kkUpHdGctmaYYVpBCt9aM](https://desk.zoho.eu/portal/oneclicklca/kb/articles/impact-assessment-categories?fbclid=IwAR2JXMwfrbB_5EW6NVQ9u-1qgw_OD-WbIWfIP1kkUpHdGctmaYYVpBCt9aM). [Funnet 19 Mai 2019].
- [72] S. M. TOMTER og L. S. DALEN, «TILVEKST OG SKOGAVVIRKNING,» NORSK INSTITUTT FOR BIOØKONOMI, 2018. [Internett]. Available: [http://www.skogbruk.nibio.no/tilvekst-og-skogavvirkning?fbclid=IwAR16exm8DUb3tnPLfp1YSOpZcP0MBt3k\\_06wLlli7DcKz85vknzXvj4LwuE](http://www.skogbruk.nibio.no/tilvekst-og-skogavvirkning?fbclid=IwAR16exm8DUb3tnPLfp1YSOpZcP0MBt3k_06wLlli7DcKz85vknzXvj4LwuE). [Funnet 21 Mai 2019].
- [73] H. C. T, S. M. Datar og M. V. Rajan, «Chapter 11, Decision Making and Relevant Information,» i *Cost Accounting, A Managerial Emphasis, 15th edition*, Pearson Education, Inc, 2014, pp. 424-515.
- [74] G. & S. E. Stoltz, «Store norske leksikon,» 2 Oktober 2017. [Internett]. Available: [https://snl.no/kostnad-nytte-analyse?fbclid=IwAR1aEiPham0WBwyaIxwTVc3r\\_1QQ2uH64Nqhfj-Fw2YPuZF2\\_A2PFAC41hE](https://snl.no/kostnad-nytte-analyse?fbclid=IwAR1aEiPham0WBwyaIxwTVc3r_1QQ2uH64Nqhfj-Fw2YPuZF2_A2PFAC41hE). [Funnet 18 Mai 2019].
- [75] Norsk stål, «Fraktkalkulator,» [Internett]. Available: <https://norskstaal.no/tjenester/pris-tjenester-og-frakt/>. [Funnet 21 Mai 2019].
- [76] Nobi Voss, «Prisliste betong NOBI Voss AS,» [Internett]. Available: <https://www.nobi.no/wp/wp-content/uploads/2018/03/Prisliste-Betong-fr%C3%A5-1.4.2018.pdf>. [Funnet 21 Mai 2019].
- [77] Store norske leksikon, «Store norske leksikon,» 30 Juni 2014. [Internett]. Available: <https://snl.no/alternativkostnad>. [Funnet 17 Mai 2019].
- [78] J. Idsø, «Store norske leksikon,» 23 Mai 2017. [Internett]. Available: [https://snl.no/eksterne\\_virkninger](https://snl.no/eksterne_virkninger). [Funnet 18 Mai 2019].
- [79] Norgeskart, «Norgeskart, Myrkadalens Fjellandsby,» 22 Januar 2019. [Internett]. Available: <http://tinyurl.com/y737ljdr>. [Funnet 22 Januar 2019].
- [80] M. Røstadli, «Hva koster mest, å gjennomføre klimareduksjoner ellet ikke?,» Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Institutt for bygg, anlegg og transport, Trondheim, 2014.
- [81] Nordic Structures, «NORDIC X-LAM cross laminated timber (CLT),» Nordic Structures, [Internett]. Available: <https://www.nordic.ca/en/products/nordic-x-lam-cross-laminated-timber-clt>. [Funnet 20 Mai 2019].

## 13. Vedlegg

3.0 Bakken

4.2.1 Snølast

4.2.2 Snølast NODE AS

4.2.3 Gammel standard for snølast

4.3.1 Vindlast

4.3.2 Høydeprofiler fjell i Myrkdalen

4.3.3 Vindlastberegning vegger

4.4.1 Geometriske avvik betong

4.4.2 Geometriske avvik tre

4.5.1 Kamben

4.5.2 Seismiske laster

6.1 Vertikale laster betong

6.2.1 Armering dekke over 1. og 2. etg

6.2.2 Robot dekke

6.2.3 Dekkeberegning

6.2.4 Gjennomlokking kantsøyle

6.2.5 Gjennomlokking hjørnesøyle

6.3 Dimensjonering HEA-bjelke 4. etg

6.4 Dimensjonering av hulprofil 1. etg

6.5 Armering vertikalskiver

6.5.1 V-skive krefter

6.5.2 Fordeling av krefter vertikalskiver

6.6.1 Branndimensjonering stålsøyle

6.6.2 Branndimensjonering HEA-bjelke

7.1.1 Lydgulv

7.1.2 Lydvegg

8.2 Vertikale laster tre

8.3.1 Dekke

8.3.2 Beregning av spenninger i massivtredekke

8.3.3 Dekke hems

8.3.4 Vegg under hems

8.3.5 Dekke under hemsvegg

8.3.6 Dimensjoner HEB-bjelke trappehull massivtre

8.4.1 Innervegg 4

8.4.2 Yttervegg 1

8.4.3 Yttervegg 2

9.3 One Click LCA student version