Høgskulen på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering av Damsgård Brygge 3 i massivtre.

Structural analysis of Damsgård Brygge 3 in solid wood.

Herman Kleiven Lyngvær og Maria Kråkenes

BYG150 Bacheloroppgave - Bygg
Høgskolen på Vestlandet/Institutt for byggingeniør/
20.05.2020

Vi bekrefter at arbeidet er selvstendig utarbeidet, og at referanser/kildehenvisninger til alle kilder som er brukt i arbeidet er oppgitt, *jf. Forskrift om studium og eksamen ved Høgskulen på Vestlandet, § 12-1.*

Forord

Bacheloroppgaven er en avsluttende oppgave på byggingeniørstudiet ved Høgskulen på Vestlandet avd. Bergen. Den er skrevet på våren 2020 av Herman Kleiven Lyngvær som går retningen konstruksjonsteknikk og Maria Kråkenes som går retningen prosjekt og ledelse konstruksjonsteknikk. På grunnlag av de valgte retningene, er det blitt valgt en oppgave som omhandler dimensjonering. Denne oppgaven er skrevet i samarbeid med Sweco Norge AS, og handler om å dimensjonere et byggverk i massivtre som allerede er blitt konstruert i betong. Videre er det å se på de ulike fordelene og ulempene massivtreelementer har, og nytten ved å bruke massivtre som byggemetode. Utbyttet en vil få av denne oppgaven er størst for lesere med kunnskap innen konstruksjonsteknikk.

I hovedsak vil oppgaven ta for seg konstruksjonsfag innen betong, stål og tre. Likevel har oppgaven krevd kunnskap innen massivtreelementer, stabilitet og jordskjelv. En har også måtte sette seg inn i en del nye beregningsprogram som OS-prog, Calculatis og CLT-Design.

Årsaken til valget av oppgave har med at vi begge hadde tatt faget trekonstruksjoner og hadde stor interesse for dette. En annen årsak er at samfunnet er opptatt av å skape gode klimaløsninger noe vi mener at byggverk med tre er med å forebygge. Med tanke på hvor stor klimapåvirkning byggebransjen har, ville vi sette et søkelys på en oppgave som var målrettet for vårt samfunn. Dette var med på å skape ekstra motivasjon til å finne en oppgave som kunne fokusere på de positive sidene til treverket i byggeprosessen.

Vi vil gjerne takke vår veileder Svein-Rune Kleppe for all den gode hjelpen vi har fått til denne oppgaven. Vi vil takke Jan Bernt Husebø for innsikt og råd innen massivtredimensjonering, og for hurtige tilbakemeldinger på spørsmål. Vi vil også takke Trond Einar Martinsen for hjelp inne jordskjelvberegning og andre gode tips og triks. Vi vil rette en takk til Sweco Norge AS som gav oss denne lærerike og spennende oppgaven, og for deres imøtekommenhet og hjelpsomhet.

Herman Kleiven Lyngvær

Maria Kråkenes

Sammendrag

Denne rapporten tar for seg prosjekteringen og dimensjoneringen av et bæresystem i massivtre for Damsgård brygge 3, og sammenligner resultatene med et allerede prosjektert bygg med et bæresystem i betong. Det prosjekterte bæresystemet i betong er utarbeidet av Sweco Norge AS, og oppgaven er basert seg på deres arkitekttegninger.

Første delen av oppgaven forklarer kortfattet bruken av tre som byggemateriale. Deretter retter den seg inn på egenskapene til massivtre, og selve oppbygningen av bæresystemet. Videre blir teorien på hvordan brann og lyd oppfører seg i en konstruksjon av massivtre beskrevet.

Før dimensjoneringen defineres lastene som påvirker bygget. Det er en gjennomgang av ingeniørmessige avgjørelser om hvordan lastene på bygget kan opptre etter retningslinjer fra standarden. Dimensjoneringer er gjort i beregningsprogram og som håndberegninger, hvor resultatene fremstilles og sammenlignes mot hverandre. Det har blitt gjort ulike kontroller for å sjekke at kapasiteten og bæreevnen ikke blir overskrevet.

Sammenligningen drøfter resultatene for dimensjoneringene opp mot tekniske rapporter og løsninger som er valgt for betongbygget. Videre blir det sett på ulemper og fordeler ved bruken av de to ulike materialene. En kommer fram til at for Damsgård brygge 3 vil et bæresystem i betong være den beste løsningen, men at massivtre er gjennomførbar, og en alternativ løsning.

Summary

This report deals with structural analysis of the load-bearing system in solid wood for Damsgård brygge 3, and comparing the results to an already constructed load-bearing system in concrete. The concrete load-bearing system is developed by Sweco Norge AS, and the analysis is based on their architectural drawings.

The first part of the thesis briefly explains the use of wood as a building material. It then focuses on the properties of cross laminated timber, and the structural elements of the load-bearing system itself. Furthermore, the theory around how fire and sound behave in a construction build in cross laminated timber is described.

Prior to structural analysis, the loads that affect the building are defined. It is a review of engineering decisions on how the loads on the building can behave according to guidelines from the European standards. The analyses are made in digital calculationprograms and as hand calculations, where the results are produced and compared against each other. Various checks have been made to check if the capacity is not overwritten.

The comparison discusses the results from the anlayses against technical reports and solutions chosen by Sweco Norge AS for the concrete building. Furthermore, the disadvantages and advantages of the use of the two different materials are considered. It is concluded that for Damsgård Brygge 3, a concrete load-bearing system will be the better solution, but that solid wood is a viable and alternative solution.

Figur liste

Figur 1: Bæresystem i massivtre 1
Figur 2: Situasjonsplan av byggeplassen 1
Figur 3: En oversikt over hvordan det nåværende bygget vil se ut. Hentet fra JM Bygg. 2
Figur 4: En oversikt over byggemetoden lafting. Hentet fra Trefokus. 7
Figur 5: En oversikt over byggemetoden reisverk. Hentet fra Byggforskserien. 8
Figur 6: Oversikt over byggemetoden Precut-system. Hentet fra Trefokus. 8
Figur 7: Tverrspent brodekke. Hentet fra Treteknisk. 9
Figur 8: En oversikt over byggemetoden Massivtreelementer. Hentet fra hunton.no 10
Figur 9: Kantstilte elementer, hentet fra Treteknisk. 10
Figur 10: Krysslagte elementer, hentet fra Treteknisk. 11
Figur 11: Hulromselementer, hentet fra Treteknisk. 11
Figur 12: Oppbygning av bærende innervegger, se vedlegg 2.2.2 12
Figur 13: Oppbygning av yttervegg, se vedlegg 2.2.2 13
Figur 14: Oppbygning av massivtredekke med tilfarersystem, se vedlegg 2.2.2 13
Figur 15: Oppbygning av tak bygg 72. Se vedlegg 2.2.2 13
Figur 16: Oppbygning av takterrasse bygg 74. Se vedlegg 2.2.2 14
Figur 17: Oversikt over et brannforløp, hentet fra Treteknisk 16
Figur 18: Temperaturpåvirkning på et massivtreelement, hentet fra Treteknisk. 16
Figur 19: Lydklasser 18
Figur 20: Oppbygningen av knutepunktet mellom dekke og bærende innervegger. Se vedlegg XX 20
Figur 21: Oversikt over plasseringen til Damsgård Brygge 3, hentet fra google maps. 21
Figur 22: Antall dager snø i Bergen ..... **Feil! Bokmerke er ikke definert.**
Figur 23: Høydeprofil fra byggeplass til Løvstakken 28
Figur 24: Situasjonsplan av bygget 30
Figur 25: Soner for bygg 72, vindretning nordvest 31
Figur 26: Soner for bygg 72, vindretning nordøst 31
Figur 27: Formfaktorer for tak, bygg 72, vindretning fra nordøst 31
Figur 28: Formfaktorer på tak, bygg 74, vindretning fra nordøst 31

Figur 29: Oppbygning av spenning (A-B) fører til bevegelse over en forkastning (C). Hentet fra jordskjelv.no. 32
Figur 30: De tre ulike kategoriene som deler inn en bevegelse på en forkastning. Hentet fra jordskjelv.no..... 33
Figur 31: Seismiske soner i det sørlige Norge. 35
Figur 32: En illustrasjon av oppriss av bæresystem og helningsvinkel. Hentet fra betongelementboken..... 37
Figur 33: Prinsippskisse av metoden med stiv forbindelse mellom bjelke A og bjelke B. Hentet fra Treteknisk 40
Figur 34: Snitt av det statiske systemet..... 41
Figur 35: Lastbilde for etasjeskiller..... 43
Figur 36: Lastbilde tak bygg 72. 45
Figur 37: Lastbilde av takterrasse bygg 74. 46
Figur 38: Lastbilde for bærende innervegg i andre etasje. 48
Figur 39: Lastbilde for bærende yttervegg i andre etasje..... 51
Figur 40: Illustrasjon av limtrebjelke over dimensjonerende utsparing 53
Figur 41: Illustrasjon av snittet detalje med innfrest kanalprofil i veggelement i massivtre . 54
Figur 42: Illustrasjon av innfrest kanalprofil på 1.4 meter over utsparing..... 54
Figur 43: En oversikt av hatteprofilet med torsjonslåser..... 55
Figur 44: Moment og skjær spenningene på hatteprofilet i ROBOT..... 57
Figur 45: Oversikt over hvordan lastene blir fordelt i avstivningsystem. Hentet fra betongelementboken..... 59
Figur 46: Ubestemt statisk system. Hentet fra betongelementboken..... 59
Figur 47: Ustabilt og stabilt system. Hentet fra betongelementboken. 60
Figur 48: Oversikt over avstivende vertikale skiver. 61
Figur 49: Virkemåte på vertikalskiver. Hentet fra betongelementboken. 62
Figur 50: Allerede prosjektert bæresystem av betong fra Sweco Norge AS. 68
Figur 51: Et snitt som viser oversikten av bæresystemet i massivtre. 68
Figur 52: Livssyklusen til treet. Hentet fra TreFokus. 75

Tabell liste

Tabell 1: Lastfaktorer i bruddgrense. 4
Tabell 2: Lydklasser for boliger - Feltmålt veid normalisert trinnlydnivå..... 18
Tabell 3: Lydklasser for boliger - Luftlydisolasjon 18
Tabell 4: Lydgulv – Tilleggslasten til massivtredekke med pukk og tilfarersystem. 22
Tabell 5: En oversikt over egenlasten til en takkonstruksjon med massivtreelementet 23
Tabell 6: Takterrassens tilleggslast 23
Tabell 7: Innervegger og yttervegger sin tilleggslast 24
Tabell 8: Oversikt egenlaster 25
Tabell 9: Karakteristiske nyttelaster 25
Tabell 10: Kategorier av tak..... 26
Tabell 11: Karakteristiske snølast på mark for kommuner og Svalbard..... 27
Tabell 12: Snølast for de ulike områdene 27
Tabell 13: C-faktorer for basisvindhastighet 29
Tabell 14: Oversikt over resultatet av de ulike utelatelsekriteriene..... 36
Tabell 15: Krefter fra geometriske avvik. 38
Tabell 16: Kontroller i Calculatis. 40
Tabell 17: Oversikt over lastfordelingen på de ulike delene som virker vertikalt..... 41
Tabell 18: Global utnyttelse for etasjeskiller. 43
Tabell 19: Global utnyttelse tak bygg 72. 45
Tabell 20: Global utnyttelse takterrasse bygg 74. 46
Tabell 21: Global utnyttelse og branntverrsnitt for bærende innervegg med tre lags. 49
Tabell 22: Global utnyttelse og branntverrsnitt for bærende innervegg med fem lags. 49
Tabell 23: Utnyttelse for knekking. 50
Tabell 24: Global utnyttelse og tverrsnitt for bærende yttervegg i andre etasje. 52
Tabell 25: Kraft inn i dekkeskivene. 60
Tabell 26: Moment over fundamentet. 61
Tabell 27: Risikoklasse 63
Tabell 28: Brannklasse 63
Tabell 29: Brannkrav 64
Tabell 30: Ulike forkullingshastigheter avhengig av materiale. Hentet fra Treteknisk. 64

Tabell 31: Etasjeskiller sin tversnittdata etter 90 min brann 65
Tabell 32: Innervegg sin tversnittdata etter 90 min brann 67
Tabell 33: Brannmotstand for betongdekke [41]. 71
Tabell 34: Brannmotstand for betongvegg [41]. 71

Innhold

1. Innledning 1

1.1 Prosjektbeskrivelse 1

1.2 Problemstilling 2

1.3 Oppgavebegrensinger 3

1.4 Metode 3

1.5 Prosjektgrunnlag 4

1.5.1 Prosjektering av konstruksjonen 4

1.5.2 Programvarer 4

2. Massivtre 7

2.1 Byggemetoder 7

2.2 Oppbyggingen av bæresystem 10

2.2.1 Bæresystem 11

2.4 Brann 14

2.4 Lyd 17

2.4.1 Valg av bæresystem 19

3. Laster 21

3.1 Egenlaster 21

3.2 Nyttelaster 25

3.3 Snølaster 26

3.4 Vindlaster 28

3.5 Seismiske laster: 32

3.6 Geometriske avvik: 37

4.Dimensjonering 38

4.1 Lastfordeling 41

4.2 Etasjeskiller 42

4.3 Tak bygg 72 44

4.4 Takterrasse 45

4.5 Bærende innervegger 46

4.6 Yttervegger 50

4.7 Spesielle beregninger 54

4.8 Stabilitet 58

4.9 Brann dimensjonering 63

5. Sammenligning 67

5.1 Bæresystemet 67

5.2 Brann 71

5.3 Lyd og vibrasjon 72

5.4 Materialet 73

5.5 Byggeprosessen 74

5.6 Lønnsomhet 74

5.7 Miljø 75

5.8 Videre arbeid 76

6. Konklusjon 77

7. Referanse liste 78

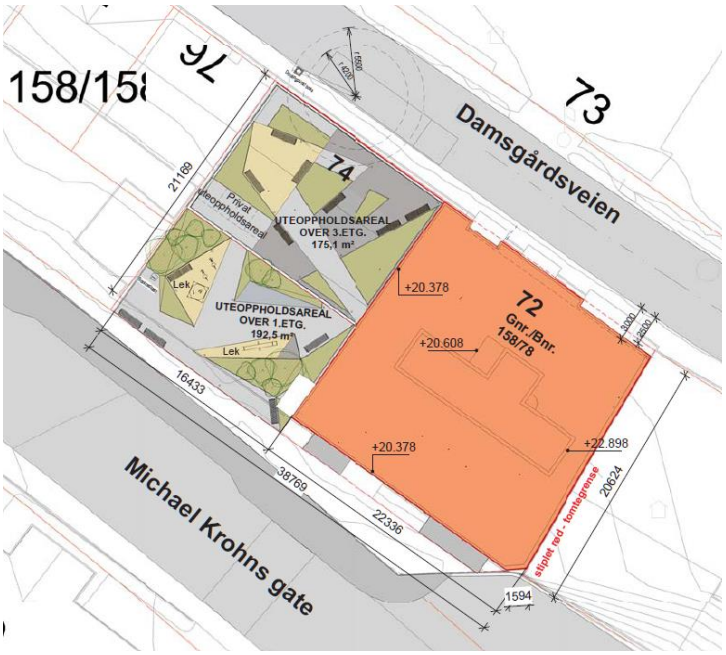
8. Vedlegg 80

1. Innledning

1.1 Prosjektbeskrivelse

Figur 1: Bæresystem i massivtre

Damsgård brygge 3 er et leilighetskompleks som er under bygging i Bergen ved Puddefjorden. Byggverket består av 37 leiligheter, som skal ferdigstilles i oktober-desember 2020 [1]. Byggverket har en parkeringskjeller i første etasje på hele tomten, mens resten av byggverket er delt inn i byggverk 72 og 74, som vist på figur 2. Byggverk 72 er et kvadratisk bygg med moderne leiligheter opp til fem etasjer som dekker halve tomten. Byggverk 74 er dermed et to etasjers byggverk med takterrasse som dekker ¼ av tomten. Den siste delen er et uteområde over parkeringskjelleren. På figur 1 og 3 er det vist en illustrasjon på oppbygningen av bygget.



Figur 2: Situasjonsplan av byggeplassen

Figur 3: En oversikt over hvordan det nåværende bygget vil se ut. Hentet fra JM Bygg.

Flere leiligheter har egne balkonger eller uteområder. I byggverk 72 er det plassert en heissjakt midt i bygget. På prosjekteringstegningene fra Sweco Norge AS er det illustrert et teknisk bygg på taket til bygg 72. Videre i oppgaven er det valgt å se vekk ifra dette bygget i beregningene.

1.2 Problemstilling

Ut ifra oppgaven som ble tildelt fra Sweco Norge AS vektlegges det å se verdien av å bruke massivtre i forhold til betong. Siden dagens samfunn er mer opptatt av å bevare naturen og ta hensyn til klima, kan løsningen av å bruke tre både være mer miljøvennlig, gi et bedre inneklima og gi et bedre tidsaspekt byggeteknisk. Dagens bæresystem er prosjektert i betong, og en stor del av oppgaven blir å dimensjonere et tilsvarende system i massivtre. I tillegg vil en se på de gode kvalitetene dette medfører, og med bakgrunn i dette har en kommet fram til følgende problemstilling:

"Konstruere et bæresystem i massivtre for leilighetsbygg mot et allerede prosjektert bæresystem i betong, og vurdere fordelene og ulempene til massivtre i forhold til betong."

1.3 Oppgavebegrensinger

Med tanke på at det er en ganske omfattende oppgave har en valgt å gjøre en del begrensninger.

1. Antar at fundamentering og grunnforhold har tilstrekkelig kapasitet.
2. Antar at alle knutepunkt og sammenføyinger har tilstrekkelig kapasitet.
3. Har ikke lagt vekt på dimensjonering av heissjakt, kjeller og balkonger.
4. Har valgt å se på byggverket som to byggverk innen beregninger av vindlaster og geometriske avvik.

1.4 Metode

Oppgaven tar utgangspunkt i bæresystemet som var gitt i form av arkitekttegninger og IFC-filer fra Sweco Norge AS. Tegningene var plantegninger av det allerede prosjekterte betongbygget ved Damsgård brygge 3. Ut ifra tegningene ble det vurdert preaksepterte løsninger fra Trefokus og Byggforskserien i form av lydvegger, yttervegger, knutepunkter, etasjeskillere og tak.

Teorien bygger på faglitteratur fra objektive kilder som Byggforskserien, betongelementboken og håndbøker om massivtre fra Treteknisk. Dimensjoneringene følger de norske standardene og regelverk, slik som TEK 17.

Beregningene er gjort både for hånd og i dimensjoneringsprogram. For lastberegninger av vind og snø er det brukt Ove-Sletten programmene. For dimensjonering av kapasitetsutnyttelse er et brukt Calculatis av Stora Enso, CLT-designer og Robot. For utarbeiding av tegninger og modeller er det brukt visualiseringsprogrammene Revit og SketchUp. Alle beregningene er lagt til som vedlegg. Relevante resultat, illustrasjoner eller fremgangsmåter er tatt bilde av, vist og forklart i rapporten.

Håndberegninger er gjennomført i regneprogrammet Mathcad. Resultatene er målt opp mot resultater fra dataprogrammene, med forbehold om forskjeller og feilmarginer. Det er også gjort sidemannskontroller av håndberegningene. Ved tyngre beregninger er det blitt rådført med veileder eller andre faglærere.

1.5 Prosjektgrunnlag

1.5.1 Prosjektering av konstruksjonen

Grunnlaget som har blitt brukt for prosjekteringen er gitt i NS-EN 1990: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner [2]. All prosjektering blir gjort i henhold til byggeteknisk forskrift 2017 (TEK17), og all dimensjonering blir gjort i henhold til Norsk Standard og nasjonalt tillegg. Den dimensjonerende brukstiden blir satt til 50 år siden det er en bygningskonstruksjon. Standarden oppgir de dimensjonerende verdier for ulike laster både i bruddgrense og bruksgrense, i tillegg til Ψ-faktorer for bygninger. I Tab NA.A2.4(A)+(B)+(C) er det oppgitt de ulike dimensjonerende verdiene for (EQU) og (STR/GEO), hvor en bruker ligning 6.10.a eller 6.10.b, utfra den som gir den mest ugunstig lasten.

Lastfaktorer	Permanente laster	Dominerende variabel last	Andre variable laster
Ligning 6.10.a	1.35	1.05	1.05
Ligning 6.10.b	1.2	1.5	1.05

Tabell 1: Lastfaktorer i bruddgrense.

Dimensjonerende verdier for laster i ulykkessituasjoner eller seismiske situasjoner er det brukt Tab NA.A1.3. Krav for maksimal nedbøyning i Tab NA.A1(904) oppgir at det skal fastsettes i det enkelte prosjekt, hvor dette prosjektet setter det til L/300.

1.5.2 Programvarer

1.5.2.1 PTC MathCad Express Prime (Mathcad)

Macthcad er et regneprogram utviklet for ingeniører for å gjøre beregninger raskt og oversiktlig. I programmet er det mulig å legge inn formler med variabler og konstanter med en rekke enheter. I oppgaven er det blitt brukt studentlisens av programmet som gir noen restriksjoner i hva som kan utnyttes. [3, 4]

Håndberegningen er i hovedsak gjort i Mathcad. Det er gjort for å effektivisere arbeidet, og for å få ryddige og oversiktlige beregninger. Hver enkel parameter blir definert, som gir muligheten til å endre på verdier uten å måtte starte beregningen på nytt. I tillegg er det mulig å kopiere slik at like beregninger med forskjellige tall er mindre tidkrevende å sette opp.

1.5.2.2 Ove-Sletten Program (OS-prog)

Ove-Sletten programmene er utviklet av Sletten Byggdata for dimensjonering av betong. I denne oppgaven er det brukt OS-prog Lastberegninger for å finne krefter på bygget fra snø og vind. [5]

Lastberegninger (versjon 6.2.6) regner ut snø- og vindlaster etter NS-EN 1991-1-3 og NS-EN 1991-1-4. [6]. Programmet har funksjonen til å danne rapporter med visuelle grafer og tabeller som fremviser resultatene av beregningene. Disse er brukt i rapporten for å skjematisk vise snø og vind, samt for å sammenligne og støtte håndberegninger.

1.5.2.3 CLT-designer (versjon 7.0.1)

CLT-designer er et østerisk beregningsprogram for krysslaminert tømmer (Cross laminated timber – CLT), tilsvarende massivtre. Programmet er laget av *holz.bau forschungs gmbh* i samarbeid med *Institute for Timber Engineering and Wood Technology of Graz University of Technology.* I tillegg er det en rekke andre aktører som står for oversettelsen. [7]

Programmet har flere moduler for å beregne et massivtretverrsnitt. Modulen som er brukt til utregning av dekker er *Plate – Continuous beam.* Valg av kalkulasjonsgrunnlag for beregning i denne modulen kan egendefineres av bruker. Utregningene er gjort etter EN 1995-1-1.

1.5.2.4 Calculatis by Stora Enso

Calculatis er et nettbasert beregningsprogram av svenske og finske Store Enso. Dimensjoneringsverktøyet er utviklet for å hjelpe ingeniører som arbeider med trekonstruksjoner. Den inneholder moduler for alle typer konstruksjoner og gir en visuelt enkel resultatside. Forskjellen på Calculatis og CLT-designer er at Calculatis er mer brukervennlig. Parameterne er enkle, og modulene er «ready-to-use» som Stora Enso selv skriver. En annen forskjell er at siden Calculatis er nettbasert, så filene lagres ikke lokalt, og det trengs ikke å lastes ned noe. [8]

Stora Enso regner på massivtretverrsnitt basert på de elementene de selv leverer. Funksjonen for å lage egendefinert tverrsnitt er dermed ikke mulig i Calculatis. Derimot har

programmet funksjoner slik som *wall & deep beam design (vegg og dyp bjelke) og continuous beam design (kontinuerlig bjelke og dekke)*. For vegger er det også mulig å legge inn utsparinger for vinduer og etc.

1.5.2.5 Autodesk Robot Structural Analysis Professional, Student version (Robot)

Robot er et analyseprogram for strukturelle moduler. Det kan brukes for stål, betong og tre. I programmet kan det påføres krefter på konstruksjonen, og automatiske eller manuelle lastkombinasjoner kan velges. Etter en kalkulasjon fremstilles spenningen for aksial, skjær og moment på modellen. [9]

I oppgaven er programmet brukt for å regne på stålprofiler. Det ble lagt inn egendefinerte tverrsnitt av THP profilet som er hentet fra tabellverdier utarbeidet av Norsk Stålforbund.

1.5.2.6 Revit

Bygningsdesignprogramvaren Revit brukes fra prekonstruksjonsfasen til prosjekteringsfasen og videre ut i byggets levetid. *Building information modeling*-programvaren, forkortet til BIM-programvaren, inneholder funksjoner for fagfeltene arkitektur, VVS og elektro, og konstruksjonsteknikk. [10]

I oppgaven brukes programvaren sin konstruksjonfunksjon for å modellere opp bygget i massivtre. Det har også blitt brukt til å lage prosjekttegninger i pdf-format.

1.5.2.6 SketchUp

SketchUp er et 3D-moduleringsprogramvare for visualisering av enkle former. Programvaren har et brukervennlig grensesnitt som gjør det enkelt å forme bygg og konstruksjoner. 3D modeller lages ved bruk av geometriske former.[11]

I oppgaven er det brukt SketchUp Free som limiterer funksjonene innad i programmet, men brukes som et visualiseringsmiddel av enkelte detaljepunkt.

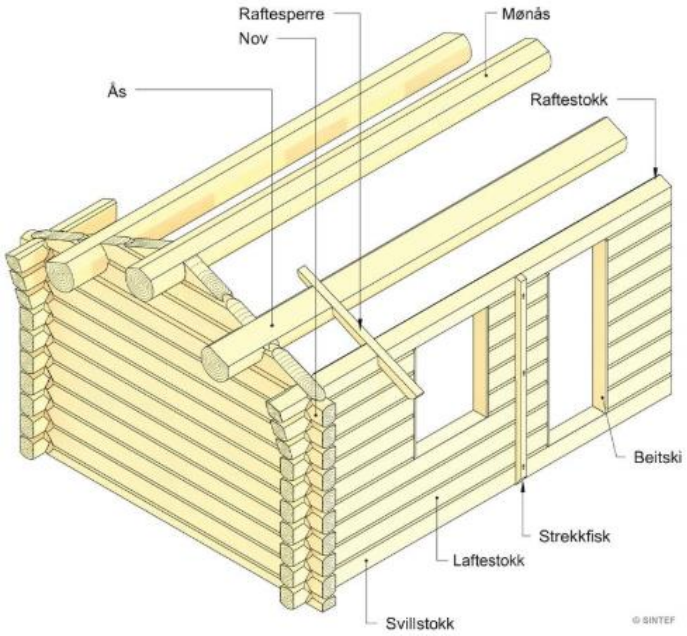
2. Massivtre

2.1 Byggemetoder

Treverk har lenge vært et kjent byggemateriale, med mange gode egenskaper som lav egenvekt, høy styrke, god isolering og god varmelagringskapasitet. Der er flere ulike former for byggemetoder med tre: lafting, reisverk, precut-system og massivtreelementer. Her vil en presentere de ulike byggemetodene.

Lafting:

Lafting kan spores tilbake til det 1. århundre f.Kr av den romerske arkitekten Vitruv. Lafting er en metode hvor tømmerene stables horisontalt og sammenføyes i laftet, vist på figur 4. Flatland (2008) defineres lafting som en sammenføyning av to stokker i et krysningspunkt [12].



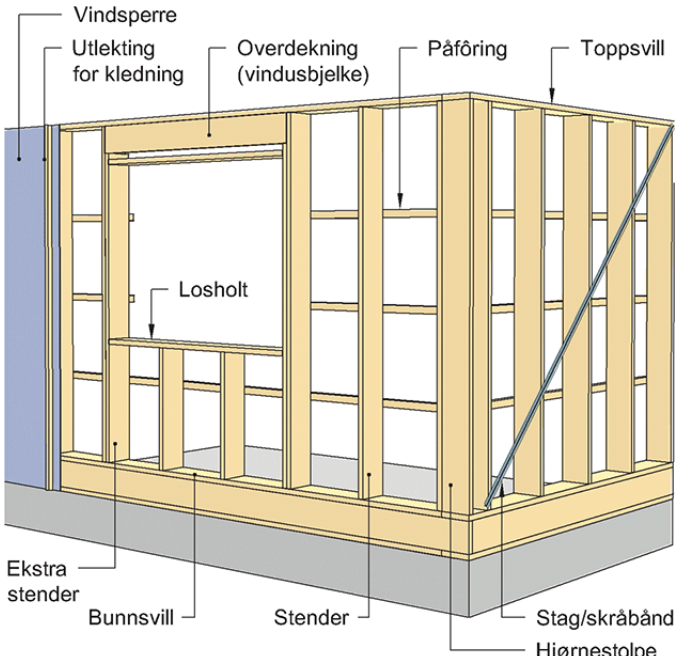
Figur 4: En oversikt over byggemetoden lafting. Hentet fra TreFokus.

I hovedsak er lafting i Norge bygget opp av tømmer i furu. Gran brukes også da begge treslagene er rettvokste. Gevinsten med furu ovenfor gran er at kjerneveden er naturlig impregnert. Impregneringen er viktig for at tømmerveggene skal opprettholde bestandigheten ved å ikke få for høy fuktighet i treverket. Gunstig gjennomsnittlig fuktighet ligger på rundt 20%. Ved for høy fuktighet vil treverket råtne og ved for lav er det fare for krymping. For laftebygg er det utarbeidet en kartlegger for bransjenormen som setter krav til utførelse og materialer for laftebygg. I seg selv er den ikke utdypende nok, så den brukes i sammen med andre byggstandarder. [13].

Reisverk:

Reisverk virket til dels som en avløser for lafting i fra 1700-tallet og ut til midten av 1900-tallet. Utførelsen av reisverk er forskjellig, avhengig av tidligere byggetradisjoner og materialressurser. Reisverk av tømmer består for eks. av horisontale tømmer hogget i firkanter, med vertikale tverrbånd og sviller. En annen utførelse er å bruke planker som utfylling i et bindingsverk.

Sammenlignet med lafting er reisverk mer ressurssparende, i tillegg til at det er lettere med tekniske løsninger som trapper og piper på grunn av krymping i langsgående retning. Derimot var det mindre ugunstig med reisverk mot et godt teknisk utført laftebygg, med tanke på at krymping kunne føre til glipper mellom plankene i et reisverk.[14]. Figur 5 viser en oversikt over byggemetoden reisverk.



Figur 5: En oversikt over byggemetoden reisverk. Hentet fra Byggforskserien.

Precut-system:

Precut-system er en konstruksjonspakke som er ferdig kappet med markerte materialer. De blir laget ut ifra målsatte beskrivelser, ferdigstilt og pakket på fabrikker. Konstruksjonspakkene kan være elementer eller hele bygg med lette og standardiserte stopler og bjelker, vist på figur 6. Prosjektet kommer med egne montasjeanvisninger og

Figur 6: Oversikt over byggemetoden Precut-system. Hentet fra TreFokus.

eventuelle detaljtegninger for en rask montering. 3D-modeller kan lages for å lettere visualisere tekniske føringer som forekommer. [15]

Massivtreelementer:

Massivtreelementer er produsert i fabrikk og leveres som elementer eller volummoduler. De kan levers med ulike tilpasninger som utsparinger eller innsnitt. I problemstillingen skal en se på et byggverk dimensjonert i massivtre som vil være fokuset videre. Før en går inn på selve oppbygningen av massivtreelementet som bygningsmateriale, vil en redegjøre for historien bak massivtreet.

Figur 7: Tverrspent brodekke. Hentet fra Treteknisk.

Massivtreelementer har sin utvikling og opphav fra Canada omkring 1975. Canada er et land med mye tømmer og det var et stort behov for etablering av nye og rehabiliterte bruer. Dermed kom ideen om å bruke tømmer til et tverrspent brodekke, se figur 7. Det ble plassert planker på høykant som ble lagt inntil hverandre med et stålstag igjennom på tvers for holde det sammen. Dette viste seg å være en god løsning som spredde seg videre til Mellom-Europa rundt 1990, og videre til Norden rundt 1995. Her har det blitt bygget en del bruer for gang-, bil- og togtrafikk. Likevel førte denne utviklingen av tverrspente bruer til nye ideer, som dannelsen av tverrspente elementer til bygningselementer i massivtre. Figur 8 viser en måte på hvordan oppbyggingen av massivtreelementer kan se ut. En av grunnene til denne utviklingen var behovet for miljøeffektive og rasjonelle konstruksjonssystemer. Det ble etter hvert en anerkjent bygningsmetode som er godt brukt i Sveits, Østerrike og Tyskland. Flere og flere land har tatt i bruk denne bygningsmetoden til prosjekt som boliger, næringsbygg, helsebygg, fleretasjes bolighus, barnehager, skoler, balkonger og svalganger. Selv om det har blitt en anerkjent metode er det fortsatt behov for veiledning og dokumentasjon for at det skal bli

en konkurransedyktig alternativ til de tradisjonelle byggemetodene og materialene. [16]

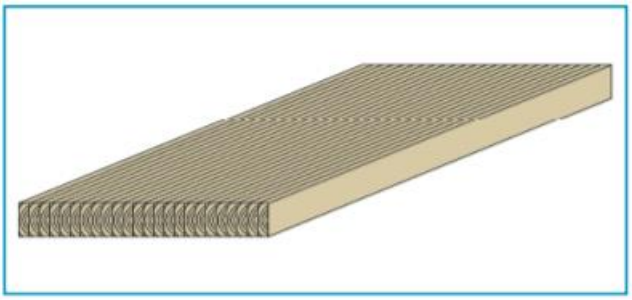
Figur 8: En oversikt over byggemetoden Massivtreelementer. Hentet fra hunton.no

2.2 Oppbyggingen av bæresystem

Før en kan se på selve oppbyggingen av bæresystemet må man bestemme seg for hvilken oppbygning av massivtreelementet en skal velge. Oppbyggingen av massivtreelementet er utført på forskjellige måter, og kan deles inn i tre kategorier. Likevel er hovedprinsippet at det er planker (lameller) som er satt sammen ved hjelp av enten spiker, skruer, tredybler, lim eller stålstag.

Kantstilte elementer

Kantstilte elementer er elementer som er satt sammen av kantstilte planker. Et eksempel på dette er tverrspent brodekke, hvor planker på høykant er lagt ved siden av hverandre. Det kan brukes stålstag som forbindelsemiddel

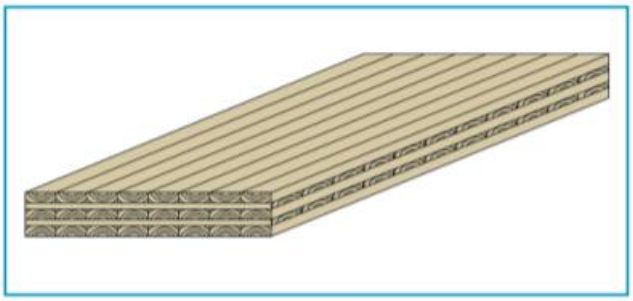


Figur 9: Kantstilte elementer, hentet fra Treteknisk.

men en kan også bruke spiker, skruer og tredybler.

Krysslagte elementer

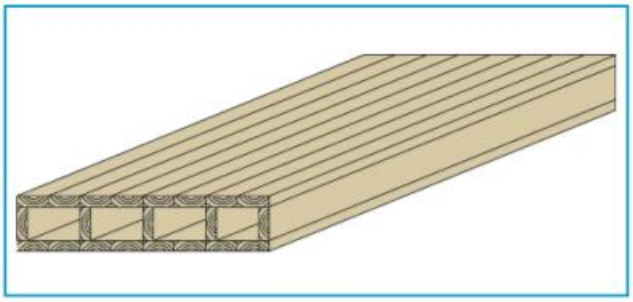
Krysslagte elementer er lameller som er lagt i flere sjikt i ulike retninger. Som regel er sjiktene lagt i 45°C eller 90°C i forhold til hverandre. I krysslagte elementer er forbindelsemiddelet lim eller tredybler.



Figur 10: Krysslagte elementer, hentet fra Treteknisk.

Hulromselementer

Den siste varianten for er hulromselementer, som kommer i flere ulike varianter. Det som er fellesbetegnelsen for dem er et hulrom mellom det øvre- og nedre massivtreelementet.



Figur 11: Hulromselementer, hentet fra Treteknisk.

I dette prosjektet er det valgt å bruke krysslagte elementer siden disse opptar krefter i begge retninger. Selv om kjelleren sitt bæresystem er i betong, skal det resterende bæresystemet være i massivtre, alt fra vegger til dekker.

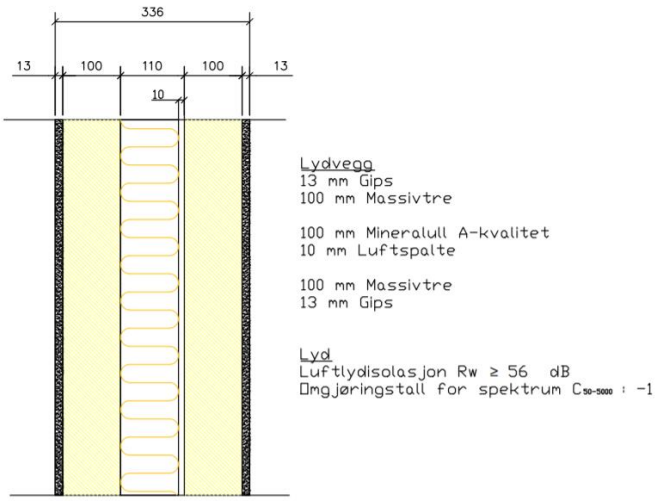
2.2.1 Bæresystem

Oppgaven går ut på å dimensjonere et nytt bæresystem i massivtre av et allerede prosjektert byggverk i betong. Som tidligere nevnt er massivtre en ganske ny byggemetode i Norge, og på grunn av dette er den blitt tatt lite i bruk. I tillegg er det for lite dokumentasjon og kunnskap om denne byggemetoden. Dette medfører at folk blir skeptisk til å bruke den uten at det vil de koste mer. [17].

Hele byggets bæresystem skal bestå av massivtre utenom parkeringskjelleren. Siden en kom fram til at kjelleren skal forbli i betong, mens resterende byggverk skal bli dimensjonert i massivtre, etter samtale med både Sweco Norge AS og veileder. Det vil si at alt over første etasje vil bli i krysslagte massivtreelementer. Likevel er det nødvendig med små endringer for at byggverket skal kunne tåle kreftene det blir utsatt for. I femte og sjette etasje er det en spennvidde på over 10 meter, som gjør at en må velge enn annen løsning enn bare et massivtredekke. Hvilken løsning som har blitt valgt, vil en komme tilbake til senere. Det er også store utsparinger i ytterveggene, som gjør at en må finne alternative løsninger her angående nedbøyning.

2.2.1.1 Bærende innervegger

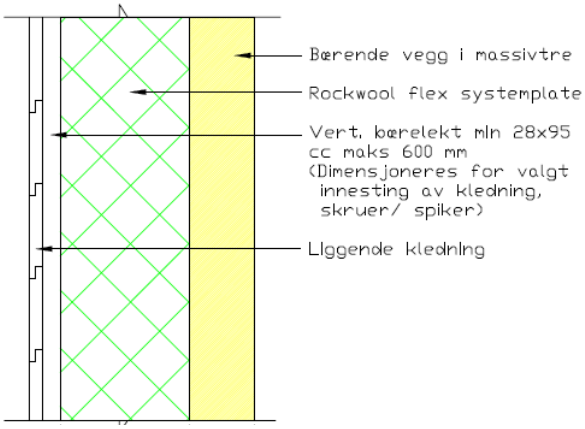
Byggets bærende innervegger er bygget opp av to krysslagte massivtreelementer med en tykkelse på $100\ mm$. Det midtre partiet består av $100\ mm$ med mineralull, og en luftspalte på $10\ mm$. I tillegg vil det være doble gipsplater på $25\ mm$ på hver side for å opprettholde brannkravet, se *4.9 Brann dimensjonering.* Figur 12 viser en oversikt over snittet i veggen. Dette medfører at dekkene ligger fritt opplagt på to vegger, og hver leilighet blir stabil for seg selv. Dette er valgt hovedsakelig på grunn av lyden, men det har også noen fordeler når det kommer til brann.



Figur 12: Oppbygning av bærende innervegger, se vedlegg 2.2.2

2.2.1.2 Bærende yttervegger

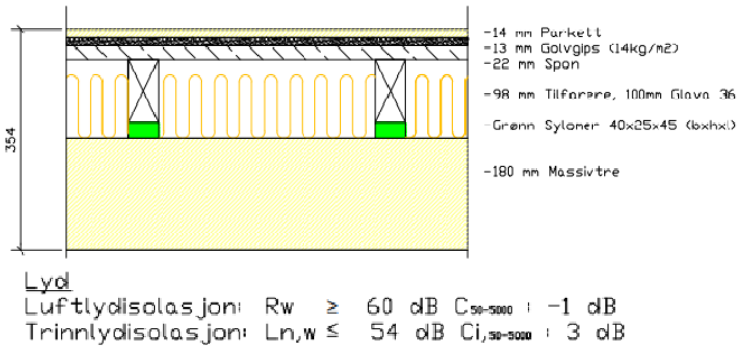
De bærende ytterveggene består av et 120 mm tykt massivtreelement, et 180 mm tykt lag med isolasjon og 19 mm kledning. Figur 13 viser en vegg snittet vertikalt for å vise de ulike sjiktene.



Figur 13: Oppbygning av yttervegg, se vedlegg 2.2.2

2.2.1.3 Etasjeskiller

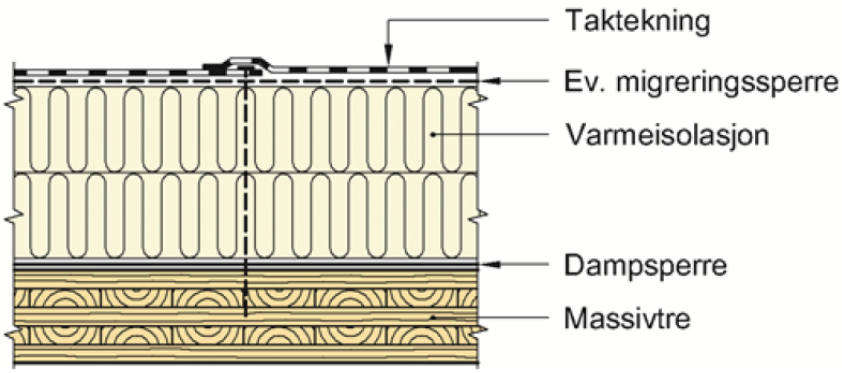
For etasjeskiller er massivtretykkelsen satt til 180 mm for å opprettholde de ulike kravene for dimensjoneringen. Etter å ha testet flere alternativer har en valgt å ha et tilfarersystem med oppbygning lik figur 14.



Figur 14: Oppbygning av massivtredekke med tilfarersystem, se vedlegg 2.2.2

Den viser oppbygningen som har blitt valgt for etasjeskillere i hele bygget.

2.2.1.4 Tak bygg 72

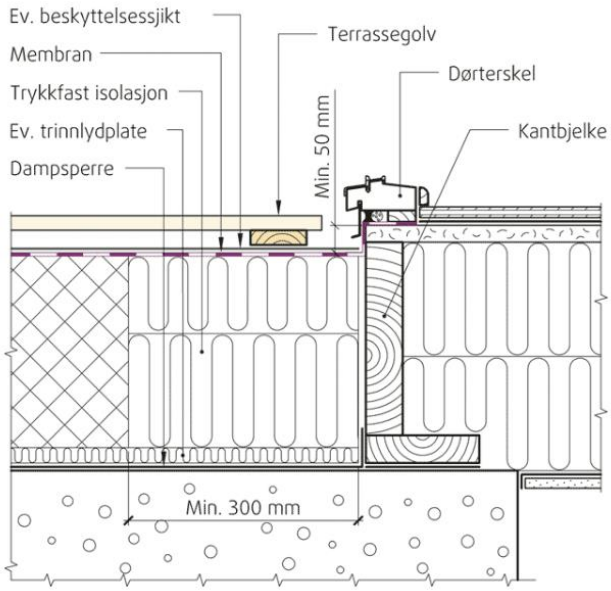


Figur 15: Oppbygning av tak bygg 72. Se vedlegg 2.2.2

For tak i bygg 72 er det valgt en oppbygning ganske lik som etasjeskiller, vist på figur 15. Med et massivtreelement på 180 mm, en dampsperre, to isolasjonslag på 250 mm og taktekning på toppen. Dette vil gi en total tykkelse på 435 mm.

2.2.1.5 Takterrasse bygg 74

For takterrasse er det valgt en oppbygning vist på figur 16. Med et massivtredekke på $240\ mm$, en dampsperre, $20\ mm$ tykk trinnlydsplate, 250 mm trykkfast isolasjon, membran og til slutt et terrassegulv. Dette vil gi en total tjukkelse på $560\ mm$.



Figur 16: Oppbygning av takterrasse bygg 74. Se vedlegg 2.2.2

Hvordan en kom fram til de ulike tykkelsene på massivtreelementene har blitt gjennomført i selve dimensjoneringen i *4.Dimensjonering.*

2.4 Brann

Innen brannhåndtering gjelder teknisk forskrift til plan og bygningsloven 1997, hvor den stiller en del krav mht. sikkerhet ved brann. Det er ulike funksjonskrav til enhver bygningsdel, men materialvalg og utførelse av delen kan gjennomføres fritt så lenge kravene er oppfylt. Funksjonskravene kan deles inn i tre grunnleggende funksjoner: bæreevne, integritet og isolering. Massivtreelementer er et brennbart materiale, men er likevel ganske solid på bæreevne. Dette forekommer av at innbrenningshastigheten er relativt lav, og treverket bak forkullingslaget har tilnærmet uendrede fasthets- og stivhetsegenskaper [18].

Selv om treverk er et godt brennbart materiale, brenner det likevel forutsigbart. Dette kommer av at forkullingen skjer i en tilnærmet konstant hastighet, som gjør det enklere å forutse hvor mye av treverket som gjenstår etter et tidsintervall. På grunnlag av dette kan man lett vurdere det resterende tverrsnittet, bæreevnen og tiden til det kollapser. Slik kan en dimensjonere byggverk til å bevare sin stabilitet og bæreevne i tilstrekkelig tid for rømning, redning og slokking. En positiv egenskap til massivtreelementer er den lave

varmeledningsevnen, som vil gi liten temperaturøkning på motsatt side av tverrsnittet, tatt i betraktning at byggverket er tett. Selv om massivtreelementer er et brennbart materiale, betrakter brann- og redningstjenesten det ofte som sikrere mot brann og uten risiko for uventet kollaps.

2.4.1 Termisk nedbrytning

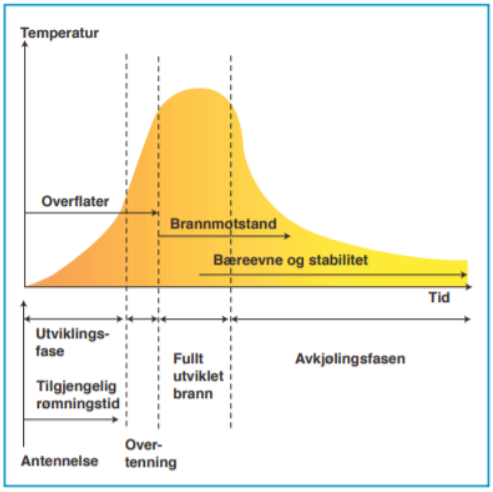
For at det skal oppstå en termisk nedbrytning av treverket må fuktigheten i treet reduseres. Temperaturen vil ligge rundt $100 - 105°C$ i den fasen hvor alt av vannet fordampes. Etter at alt vannet er fordampet vil temperaturen stige, og den termiske nedbrytningen starter. Det vil da oppstå en forkullingsoverflate, som vil beskytte og virke isolerende for det upåvirkede treverket. Når temperaturen har steget til ca. $110 - 230°C$ vil en del av treets bestanddeler omdannes til forskjellige gasser. Etter at temperaturen har nådd ca. $230 - 260°C$ vil en komme til et flammepunkt hvor de letteste gassene kommer i kontakt med luft. Videre når temperaturen når ca. $260 - 290°C$, vil gassene på ha fått en sammensetning og temperatur slik at de når brennpunktet. Temperaturen vil deretter stige suksessivt til ca. $1000°C$. Når temperaturen når ca. $350 - 450°C$ vil det selvantenne, hvor gassene i kontakt med luft vil antennes selv uten tilstedeværelse av flamme.

2.4.2 Brannforløp

Brannforløp kan det deles inn i fem stadier, med forbehold at det er et lukket rom. Figur 17 viser det en oversikt over brannutviklingen på de forskjellige stadiene.

1. Antennelse
    - Brannen oppstår.
2. Utviklingsfase
    - Her har egenskapene til overflatene spesielt i vegger og tak stor betydning.
3. Overtenning
    - I denne fasen vil alt av brennbare materialer og overflater involveres i brannen. Denne fasen er ofte bare noen sekunder og temperatur og varmeutvikling øker raskt i denne fasen.

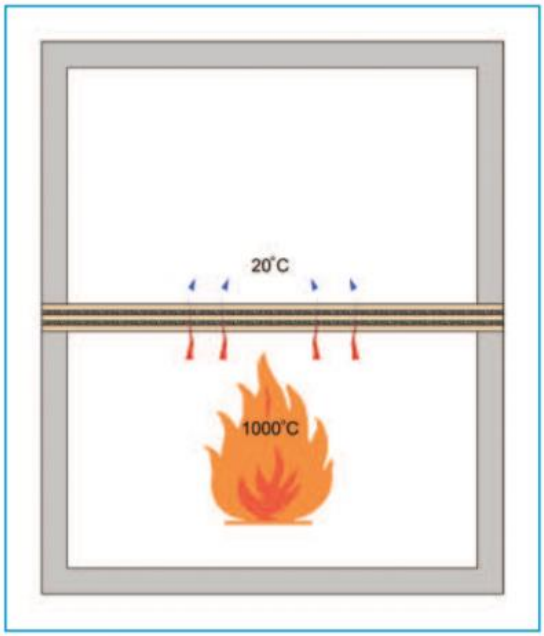
4. Fullt utviklet brann
    - Effekten og temperaturen i denne fasen blir styrt av hvor mye luft som strømmer inn. Likevel vil temperaturen i denne fasen være tilnærmet konstant. Det er i denne fasen bæreevnen og stabiliteten har stor betydning.
5. Avkjølingsfase
    - Når tilgangen på oksygen er liten eller alt brennbart materiale er brent opp, avtar brannen og vil dø ut.



Figur 17: Oversikt over et brannforløp, hentet fra Treteknisk.

2.4.3 Massivtreelementer i brann

Massivtreelementer er i utgangspunktet mindre utsatt for kollaps og sammenbrudd i forhold til lette trekonstruksjoner, siden de er mer robuste og har mer reserver angående bæreevne og stabilitet. Det er blitt gjort en rekke forsøker på massivtreelementer i brann, hvor de har kommet fram til at temperaturen i brannrommet hele tiden var under standard tid/temperaturkurve i henhold til NS-EN 1991-1-2: Laster på konstruksjoner[19]. En av de positive egenskapene med massivtreelementer er den lave varmegjennomgangen som gir gode egenskaper mht. isolasjon og integritet. Dette medfører at motsatt side av tverrsnittet som er eksponert for brann vil ha en liten temperaturøkning, som vist på figur 18. Likevel kan det oppstå feil ved montasje og utførelse på byggeplassen som vil føre til den totale brannmotstanden til bygningsdelen vil bli svekket. Limen i treverket vil også spille en rolle i brannforløpet. Innbrenningshatigheten vil



Figur 18: Temperaturpåvirkning på et massivtreelement, hentet fra Treteknisk.

øke dersom elementene bare er flatlimt kontra flatlimt og kantlimt. I tillegg er det en fare for at deler av forkullingslaget vil falle av dersom limen mykner opp lagene rundt [20].

2.4 Lyd

For menneskelige er lyd hurtige trykkforandringer som sprer seg ut som bølger i luften med svingninger på 20-20 000 per sekund (Hz). Svingninger utenfor ørets rekkevidde kan likevel påvirke mennesket. Spesielt de lavere frekvensene kan merkes gjennom konstruksjonsdeler og byggverk som rystelser eller vibrasjoner. For dimensjonering er det tre forhold som er kritiske. [21]

- **Luftlyd** er luftbåren lyd som setter svingninger i konstruksjonene som treffes av lydbølgene. Kilder for luftlyd er typisk tale fra mennesker, tv og høyttalere. Lydreduksjonstallet, R,er forskjellen mellom utstrålt lyd, og innfallende lyd på andre siden av pårørt konstruksjonsdel, målt i dB.
- **Trinnlydnivå** er strukturbåren lyd overført til konstruksjonsdeler, som blir utføres som lydsvingninger. Målingene gjøres i mottakerrommet og har benevnelsen L_n. Gangtrafikk og lavfrekvenskilder er største kilden til trinnlyd.
- **Lydoverføring** er enten direkte- eller flanketransmisjon. Forskjellen er at direktetransmisjon føres lyden gjennom skilleveggen. Ved flanketransmisjon går trinn- eller luftlyden gjennom flankerende konstruksjonsdeler.

Damsgård Brygge 3 er prosjektert til et fleretasjes massivtrehus med flere boenheter. Lyd spiller stor rolle for prosjekteringen av bæresystemet for at kravene fra Tek 17 skal overholdes. Bæresystem i massivere er tyngre enn mer tradisjonelle bæresystem i tre, slik som bindingsverk, men krever fortsatt supplering av materialer som forebygger flanketransmisjon mellom konstruksjonsdelene. I tillegg er det gunstig å velge et bæresystem i massivtre for det gir muligheten for strukturell atskillelse.[21]

For dimensjoneringene er det tatt hensyn til § 13-6 (1) Lyd og vibrasjoner fra TEK 17:[22]

«Lydforhold skal være tilfredsstillende for personer som oppholder seg i byggverk og på uteoppholdsareal avsatt for rekreasjon og lek. Krav til lydforhold gjelder ut fra forutsatt bruk, og kan oppfylles ved å tilfredsstille lydklasse C i Norsk Standard NS 8175:2012 Lydforhold i bygninger Lydklasser for ulike bygningstyper.»

4 Lydklasser

Dette dokumentet angir fire lydklasser for bygninger:

Klasse A: Tilsvarer spesielt gode lydforhold der berørte personer kun unntaksvis blir forstyrret av lyd og støy.

Klasse B: Tilsvarer meget gode lydforhold, men berørte personer kan bli forstyrret av lyd og støy til en viss grad.

MERKNAD 1 Undersøkelse om opplevelse av lydforhold i boliger ([30], [31]) viser at mellom boenheter der grenseverdier for luftlydisolasjon og trinnlydisolasjon i klasse B oppfylles, vil ca. 95 % *være lite eller ikke plaget* av lydoverføring. For trinnlyd vil tilsvarende andel være ca. 90 %.

Klasse C: Tilsvarer tilfredsstillende lydforhold for en stor andel av berørte personer.

MERKNAD 2 Undersøkelsen om opplevelse av lydforhold i boliger [[30], [31]) viser at mellom boenheter der grenseverdier for luftlydisolasjon i klasse C oppfylles, vil ca. 90 % være *lite eller ikke plaget* av luftlydoverføring. For trinnlyd vil tilsvarende andel være ca. 80 %.

Klasse D: Tilsvarer lydforhold der en stor andel av berørte personer kan forvente å bli forstyrret av lyd og støy.

Alle de ulike kriteriene for lydforhold som er angitt for en klasse, skal være oppfylt for at en bygning eller deler av en bygning kan klassifiseres i en lydklasse. Retningslinjer for vurdering av samsvar er gitt i Tillegg B (informativt).

Figur 19: Lydklasser

Det antas at Damsgård Brygge 3 ikke krever spesielt eller meget gode lydforhold, og dimensjoneres etter Klasse C (se figur 19). For lydkravene til bygningen ser en på mellom boenheter, mellom boenheter og fellesareal eller mellom rom internt i boenheten. Kravene som bæresystemet skal oppfølge er kravene mellom boenheter, og mellom boenheter og fellesareal. Her er det stilt krav til luftlydisolasjon $(R'_W) \geq 54$ og trinnlydnivå $(L'_{n,W}) \leq 54$, se tabell 2 og 3.

Type brukerområde	Målestørrelse	Klasse A dB	Klasse B dB	Klasse C dB	Klasse D dB
Mellom boenheter	$R'_w + C_{50-5000} \geq$	62	58	54	–
	$R'_w \geq$	–	–	–	50
Mellom boenhet og fellesareal/ kommunikasjonsvei, som felles-gang, trapperom, trapp o.l. [a]	$R'_w \geq$	62	58	54	50

Tabell 3: Lydklasser for boliger - Luftlydisolasjon

Type brukerområde	Målestørrelse	Klasse A dB	Klasse B dB	Klasse C dB	Klasse D dB
Mellom boenheter [a]	$L'_{n,w} + C_{I,50-2500} \leq$	46	50	54	–
I en boenhet fra fellesareal/ kommunikasjonsvei, som felles-gang, svalgang [b], trapperom, trapp o.l.	$L'_{n,w} \leq$	–	–	–	56

Tabell 2: Lydklasser for boliger - Feltmålt veid normalisert trinnlydnivå

2.4.1 Valg av bæresystem

2.4.1.1 Etasjeskillere

For etasjeskillerene har en valgt å bruke preaksepterte prisnipptegninger fra TreFokus [23]. Luftlyd- og trinnlydisolasjons verdier på dekket er målt fra tester i laboratorium. Disse ligger til grunnlag for hvilken type dekke en velger, hvor tykkelsen av selve massivtreelementet har blitt bestemt etter beregninger for angitt spennvidde.

For etasjeskillere er det valgt et dekke med tilfarersystem etter å ha sammenlignet flere alternativ som var innenfor lydkravene. En øking av massivtretykkelsen vil gi mer tyngde til elementet, som igjen forbedrer lydkvalitetene. For luftlydisolasjon er kravet $R_w \geq 54\ dB$ mens for trinnlydsisolasjon havner kravet på $L_{n,w} \leq 54\ dB$. Etasjeskilleren havner dermed innenfor kravene med $R_w \geq 60\ dB$ og $L_{n,w} \leq 54\ dB$.

2.4.1.2 Tak og takterrasse

For tak og takterrasse vil det bli stilt samme kriterier som for etasjeskillere. Eneste forskjellen på etasjeskillere og takene er oppbygningen av dekkene.

Taket i bygg 72 er massivtredekke like tykt som etasjeskiller, men en får en total tykkelse på $435\ mm$. Selve massivtredekke til takterrassen har en tykkelse på $240\ mm$ som gir en total tykkelse på $560\ mm$ for dekket. Som nevnt tidligere vil et tykkere lag med massivtre gi mer tyngde til elementet, som forbedrer lydkvalitetene. En kan dermed si at dekkene kommer innenfor lydkravene.

2.4.1.3 Innervegger

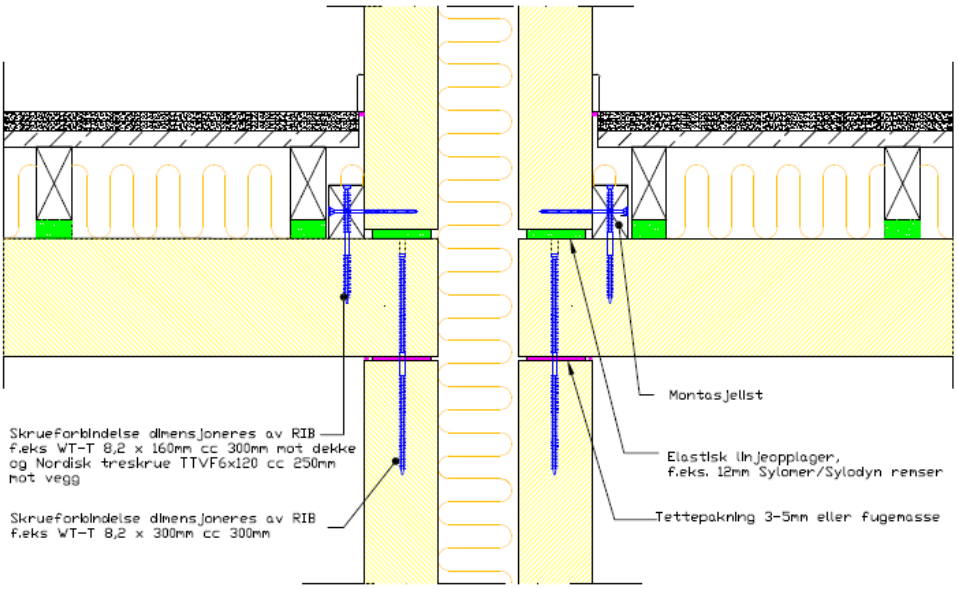
De bærende innerveggene blir preaksepterte lydvegger som vil avskille leilighetene. Ved bruk av doble vegger vil det hindre strukturell forbindelse mellom boenheter, og minke flanketransmisjonen. De bærende veggene vil ta utgangspunkt i preaksepterte prinsipptegning fra Trefokus [23]. Denne løsningen har en luftlydisolasjonsverdi på $R_w \geq 56\ dB$, som tilfredsstiller kravet om $54\ dB$ i klasse C.

2.4.1.4 Yttervegger

Siden det dimensjonerende bæresystemet skal bestå av veggelementer, har utformingen av ytterveggene stor betydning for om lydkravene står i henhold til TEK 17 (byggetekniske forskrifter). En gjennomgående yttervegg vil føre til større flanketransmisjon sammenlignet med etasjehøye yttervegger. Det er derfor valgt å bruke etasjehøye yttervegger i oppgaven[21]. Når en ser på lydisolasjon for utendørs støy vil ikke selve veggen være noen begrensning for lydisolasjon, men andre krav vil være med å forme veggen som varmeisolering. Veggen har en U-verdi på 0.15 W/m^2K (se vedlegg 2.2.2) som er innenfor kravet på 0.18 W/m^2K for yttervegger som er angitt i TEK 17 §14.2(2) [24].

2.4.1.5 Knutepunkter

Utformingen av bæresystemet og knutepunkter er meget viktig med tanke på lydkrav. Utforming av knutepunkt er viktig for å ha en tilfredsstillende lydisolasjon og minke flanketransmisjon. En har derfor, som nevnt tidligere, valgt å ikke ha gjennomgående vegger siden dette vil skape en økning i flanketransmisjonen. I tillegg må det lages en sperre for lydoverføringen, som blir gjort ved å tilpasse den mekaniske sammenkoblingen.



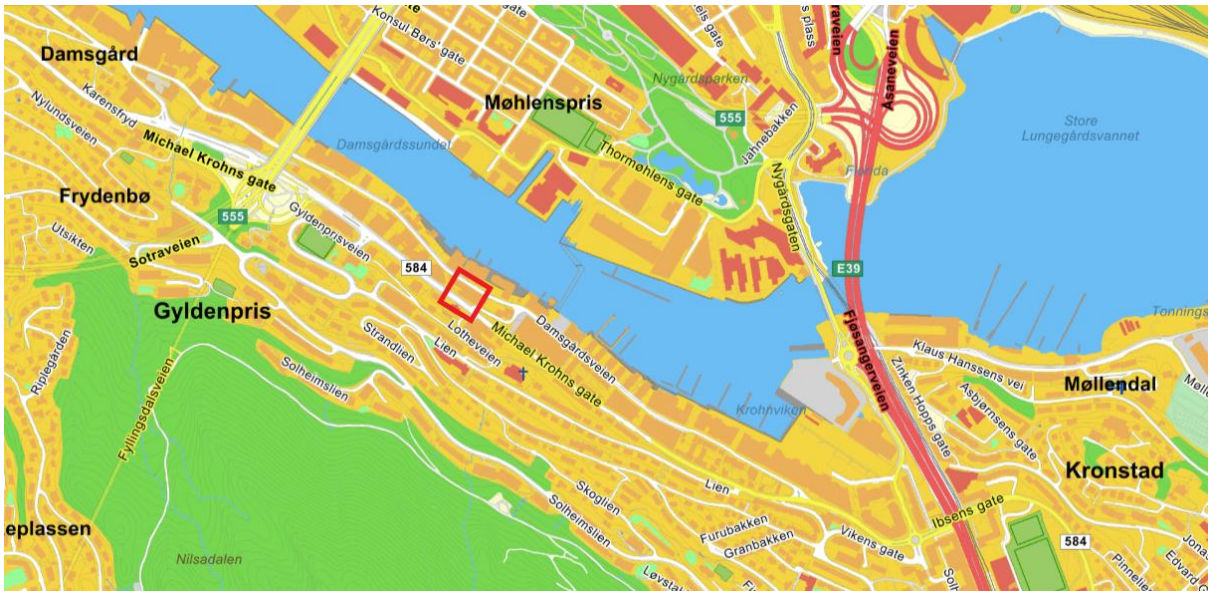
Figur 20: Oppbygningen av knutepunktet mellom dekke og bærende innervegger. Se vedlegg XX

Uten å gå innpå hvert enkelt knutepunkt har en valgt å se på knutepunktet mellom etasjeskiller og bærende innervegger (figur 20). For å unngå flanketransmisjon i bygget må en passe på at veggene ikke ligger rett opp på etasjeskillerene som igjen ligger opp på

veggene. Derfor legges det inn lydsperrer som for eksempel sylomer mellom veggene og etasjeskilleren, som begrenser lydoverføringen.

3. Laster

Når man dimensjonere et byggverk er det viktig å ta hensyn til de ulike lastene som inntreffer byggverket. Her er både byggets geografiske plassering og geometri avgjørende for størrelsene på lastene. Plasseringen til bygget ser en på figur 21 nedenfor, hvor bygget er markert i en rød firkant.



Figur 21: Oversikt over plasseringen til Damsgård Brygge 3, hentet fra google maps.

En skal nå se mer inn på de enkelte lastene som er egenlast, nyttelast, snølast, vindlast, seismiske laster og geometriske avvik.

3.1 Egenlaster

Utregning av egenlasten for de ulike delene til byggverket starter med å finne tyngdetettheten til materialene. Først må en finne fram til tyngdetettheten til massivtreelementene, hvor NS-EN 1991-1-1 [25] gir verdien $4.2\ kN/m^3$. Likevel gir beregningsprogrammet CLTdesign $5{,}5\ kN/m^3$ og Stora Enso Calculatis $5.0\ kN/m^3$, og det vil dermed være tss å bruke $5.0\ kN/m^3$ istedenfor $4.2\ kN/m^3$. For videre utregninger av

egenvekten til selve massivtreelementet se vedlegg 3.1.1 Egenlaster. Siden oppbygningen av tak, gulv og vegger ikke bare består av rent massivtre må en regne ut egenvekten til dette. Her har en valgt å bruke verdiene en finner i Byggforskserien 471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler [26].

3.1.1 Etasjeskiller

For valg av etasjeskiller har en sett på to løsninger, en med pukk og en med tilfarersystem. Etter å ha regnet ut egenvekten av de to, kommer en fram til at det egner seg best med gulv med tilfarersystem på grunn av den lave tilleggslasten. Tabell 4 gir en oversikt over utregningene av tilleggslasten på dekket ut fra de to ulike variantene.

Materiale	Tykkelse $[mm]$	Tyngdetetthet $[kN/m^3]$	Pukk last $[kN/m^2]$	Tilfarersystem Last $[kN/m^2]$
Parkett	14	-	0.08	0.08
Gulvgips	13	9.0	0.117	0.117
Sponplate	22	7.0	0.154	0.154
Glava, trinnlydplate	20	1.2	0.024	-
Pukk 8-11	80	12.75	1.02	-
Glava	100	0.2	-	0.02
Tilfarer	98	5.0	-	0.049
Gipsplate	13	9.0	-	0.117
			Sum = 1.4	Sum = 0.537

Tabell 4: Lydgulv – Tilleggslasten til massivtredekke med pukk og tilfarersystem.

Selv om tilleggslasten for gulv med tilfarersystem har en last på $0.54\ kN/m^2$ har en valgt å bruke $0.6\ kN/m^2$ som egenlast for tilleggskonstruksjon tss.

3.1.2 Tak

Tak har en ganske lik oppbygning som for etasjeskiller, annet enn at en må ta hensyn til hva taket skal bli brukt til. Byggverket har både et tak til vedlikehold av vaktmester, men også et tak som skal bli brukt som en takterrasse. For tak i 6. etasje har en valgt å bruke lignende verdier fra tabell 5, og setter tilleggslasten til $0.6\ kN/m^2$ istedenfor $0.4\ kN/m^2$ som de har brukt i tabellen for å inkludere et lag med gips.

Tabell 5: En oversikt over egenlasten til en takkonstruksjon med massivtreelementet

Konstruksjon	Isolasjon	Taktekning	Egenlast kN/m^2
160 mm massivtre-elementer (0,8 kN/m^2)	250 mm trykkfast mineralull	Asfalttakbelegg	1,2
	250 mm mineralull og trebjelker med senteravstand 0,6 m	Opplektet taktekning av takstein og undertak av rullprodukt	1,4
Tillegg for 200 mm massivtreelement: 0,2 kN/m^2			
Tillegg for 240 mm massivtreelement: 0,4 kN/m^2			

3.1.3 Takterrasse

For takterrassen er det blitt gjort en håndberegning på egenlasten (tabell 6), siden en ikke fant tabeller som oppgav egenlasten til takterrasser. Selv om en får en liten last på $0.34\ kN/m^2$ har en likevel valgt å bruke $0.5\ kN/m^2$ for å være på den sikre siden.

Tabell 6: Takterrassens tilleggslast

Materiale	Tykkelse [mm]	Tyngdetetthet [kN/m^3]	Last [kN/m^2]
Terrassegulv	28	5.0	0.14
Luftrom	20	0	0
Membran	1	-	Liten
Trykkfast isolasjon	250	0.3	0.075
Trinnlydsplate	20	1.2	0.024

Dampsperre	0.15	-	Liten
Gipsplate	13	9	0.117
			Sum = 0.357

3.1.4 Vegger

Innerveggene er to vegger i massivtre med et isolasjonssjikt imellom og gipsplater på utsiden. Siden etasjeskillerene hviler på hver sin vegg, regner en halve vekten til veggen når en skal dimensjonere for vegger. En har dermed valgt å dele vekten til isolasjonen på to. I tabell 7 under ser en på tilleggslasten til halve veggen. En har her valgt bruke $0.3\ kN/m^2$ tss. For yttervegger hviler etasjeskilleneren på massivtreelementet, og en kler igjen med isolasjon og kledning på utsiden, som vil skape en egenlast. Denne egenvekten blir $0.356\ kN/m^2$, men en velger å sette den lik $0.4\ kN/m^2$.

Tabell 7: Innervegger og yttervegger sin tilleggslast

Materiale	Tykkelse [mm]	Tyngdetetthet [kN/m^3]	Last [kN/m^2]
Innervegg:			
Gipsplater	25	9.0	0.225
Glava	50	0.2	0.01
			Sum = 0.235
Yttervegg:			
Kledning	19	5.0	0.095
Glava	180	0.2	0.036
Gipsplate	25	9.0	0.225
			Sum = 0.356

For en full oversikt over lastfordelingen av egenlaster kan en se tabell 8 under.

Tabell 8: Oversikt egenlaster

Egenlaster			
	Tilleggslast	Massivtre	Last kN/m^2
Etasjeskiller	0,6	0,9	1,5
Tak 6. Etasje	0,6	0,9	1,5
Takterrasse	0,5	1,2	1,7
Innervegger	0,3	0,5	0,8
Yttervegger	0,4	0,6	1

3.2 Nyttelaster

Nyttelaster er beskrevet etter NS-EN 1991-1-1: Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger. [25]

For å finne ut nyttelasten som skal brukes i dimensjoneringen må en først finne hvilke brukskategorier en skal bruke for bygget for de enkelte områdene. «Tabell NA 6.1 – Brukskategorier» henviser til 4 ulike bruksformål, der nyttelasten for Damsgård brygge 3 havner i kategori A for boligblokker.

I tabell NA.6.2 – Nyttelaster på gulv, balkonger og trapper i bygninger oppgir de den karakteristiske nyttelasten innenfor de ulike brukskategoriene. Her må en se på de ulike belastende områdene innenfor brukskategorien for å komme fram til den aktuelle nyttelasten. Boligblokken har både gulv, trapper og balkonger og det må brukes ulike karakteristiske verdier for de ulike områdene. I tabell 9 under ser en de ulike verdiene:

	q_k [kN/m^2]
Kategori A	
❖ Gulv	2.0
❖ Trapper	3.0
❖ Balkonger, verandaer og takterrasse.	4.0

Tabell 9: Karakteristiske nyttelaster

Etter å ha funnet ut nyttelasten for gulvet, trapper og balkonger må en se på tak. Der er ulike kategorier for tak som en ser i tabell 10 fra NS-EN 1991-1-1: Allmenne laster [25].

Tabell 10: Kategorier av tak

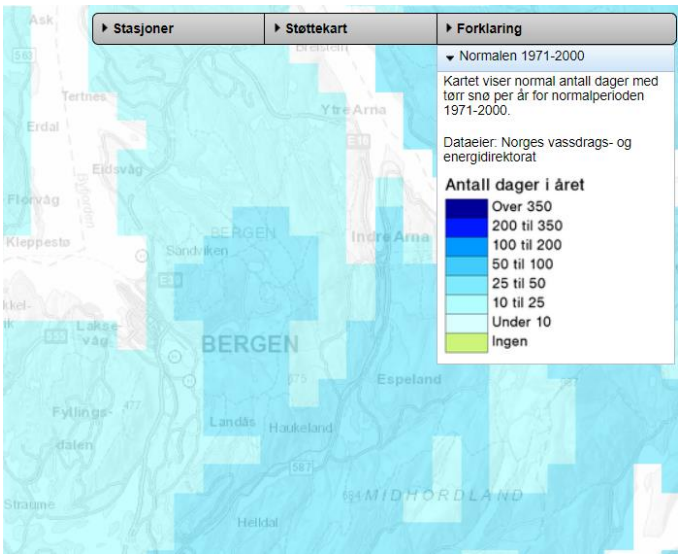
Kategorier for belastet område	Spesifikk bruk
H	Tak som det ikke er atkomst til annet enn for vedlikehold og reparasjon.
I	[AC⟩ Tak som det er atkomst til for brukerne, i henhold til kategori A til G. ⟨AC]
K	Tak som det er atkomst til for spesielle formål, f.eks. areal for helikopterlandinger.

Takterrassen havner i kategori I som har samme verdi som kategori A – balkonger. Taket i 6.etasje vil en havne i kategori H og det må brukes «Tabell 6.10 – Nyttelaster på tak for kategori H» for å finne nyttelasten. Nyttelasten ligger mellom $0.0\ kN/m^2$ til $1.0\ kN/m^2$, men har en anbefalt verdi på $0.4\ kN/m^2$ som en velger å bruke. Dette vil da ta hensyn til eventuelle tilfeller hvor det trengs befaring på taket.

3.3 Snølaster

Snølaster er dimensjonert etter NS-EN 1991-1-3: Snølaster. [27]

Damsgård brygge 3 ligger i Gyllenpris i Bergen og ifølge værdataen fra seNorge [28] som en ser på figur 22, viser den at i det området er det gjennomsnittlig under 10 dager med snø fra 1971-2000. Dette tilsier at snølasten ikke er en av de mest kritiske lastene på boligblokken, men en må likevel ta den med og ta hensyn til det mest kritiske tilfelle.



Figur 22: Antall dager snø i Bergen

Tyngdetettheten av snø settes lik $2\ kN/m^3$ tss selv om den kunne hatt en lavere verdi siden Bergen sjelden har mer enn bare nysnø.

Utregning av snølasten tar utgangspunkt i formel (5.1) fra NS-EN 1991-1-3 Snølaster: $S = \mu_i \times C_e \times C_t \times S_K$. Snølasten er avhengig av lokal topografi, bygningsform, tekkingsmaterialer og varmegjennomgang i takkonstruksjoner. Den karakteristiske snølasten vises i tabell 11, som er et utdrag fra Tabell NA.4.1.(901) som angir verdier for Bergen.

Hordaland	$S_{K,0}$ $[kN/m^2]$	H_g $[m]$	ΔS_K $[kN/m^2]$	$S_{K,maks}$ $[kN/m^2]$
Austrheim	1,5	150	0,5	-
Bergen	2,0	150	0,5	-
Bømlo	1,5	150	0,5	-

Tabell 11: Karakteristiske snølast på mark for kommuner og Svalbard

Høyden til bygget ligger på 2.1m, og er mindre enn høydegrensen. Den karakteristiske verdien for snølast på mark blir satt til grunnverdi for karakteristisk snølast på mark: $S_K = S_{K0} = 2.0\ kN/m^2$.

Ved utregning av snølasten på bygget må en dele det inn i tre ulike inndelinger: Takterrasse over 3.etg, teknisk tilbygg tak og tak 6.etg. Grunnen til at en valgte å dele det inn slik er fordi det var ulike faktorer som spilte inn på de respektive områdene. For Takterrasse over 3.etg er det viktig å ta hensyn til høyere nærliggende byggverk som vil være med å endre snølastens formfaktor, men for teknisk tilbygg vil denne formfaktoren være 0.8 grunnet flatt tak og ingen nærliggende høyere byggverk. Etter å ha tatt i betraktning til både snølastens formfaktor og snølastens karakteristiske last, defineres de ulike verdiene for eksponeringskoeffisienten og den termiske koeffisienten. Her har en valgt å anta normale forhold ved snølast og setter begge koeffisientene tss lik 1.0. Når en nå har funnet alle de ulike verdiene, kommer en fram til at snølasten er mest kritisk på taket over 6.etg. For å se fullstendige utregninger for snølasten se vedlegg 3.3.1-3.3.3.

Resultat:	Snølast [kN/m^2]
Takterrasse over 3.etg	4.34
Tak over 6.etg	1.6

Tabell 12: Snølast for de ulike områdene

3.4 Vindlaster

Beregninger av vindlasten har utgangspunkt NS-EN 19991-1-4: Vindlaster [29]. Damsgård Brygge 3 sin topografi fører til at flere faktorer for vindlast må undersøkes for å kunne bestemme stedsvindshastigheten. Resultatene kommer fra håndberegninger gjort i PTC Mathcad (Vedlegg 3.4.1), og er vurdert opp mot beregninger fra Ove Sletten Lastberegning (Vedlegg 3.4.2 og 3.4.3).

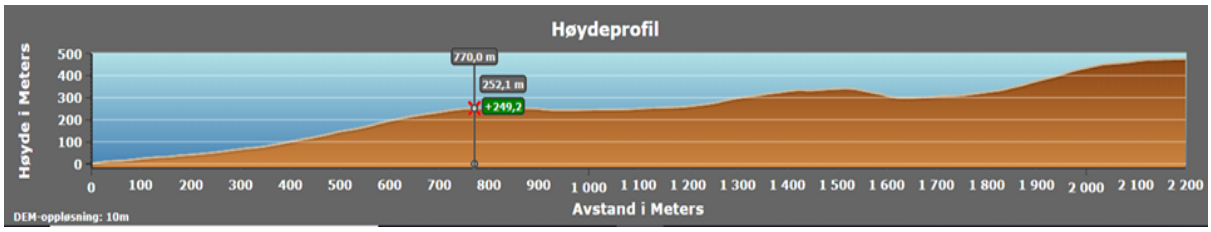
3.4.1 Topografibeskrivelse

Bygget er plassert kystnært med en høyde på $2.1\ m.o.h$. Nord for bygget ligger Damsgårdsundet, og Byfjorden under $4\ km$ i samme retning. Fjelltopper i nærheten som må undersøkes er Løvstakken ($477m$), som ligger sørvest for bygget. I området rundt bygget er det meste av areal brukt til bebyggelse av andre boligblokker og industrielle bygg. På sørvestlige side av byggeplassen ligger Michael Krohns gate med noen meters mellomrom fra byggene.

3.4.2 Beregningsgang vindlast

Påvirkning fra Løvstakken:

Jmf. NA.4.3.3(901.4) må det ta hensyn til topper som forårsaker til stedsvindhastighet på bygget med beliggenhet på le side av bratt terreng. Bratt terreng bestemmes av et fall som overstiger 30 grader i vindretningen. Figur 23 illustrerer høydeprofil fra byggeplassen til toppen av Løvstakken. Figuren er hentet fra kartverket sin høydedata [30], og fremstiller områder som undersøkes for fall-grad.



Figur 23: Høydeprofil fra byggeplass til Løvstakken

Beregningene fra vedlegg 3.4.4 gir et resultat på 17 grader, og dermed under 30 grader fall. Løvstakken har dermed ikke terrengform som vil ha innvirkning på faktorene C_O eller k_l

Stedsvindhastighet:

Referansevindhastighet er $V_{b,0} = 26\frac{m}{s}$ jmf. tabell NA.4(901.1) for Bergen kommune, og basisvindhastigheten (formel NA.4.1) styres av fire faktorer.

Benevnelse	Faktorbeskrivelse	(Grunnlag)	Verdi
C_{di}	Retningsfaktor for vindretningen	Settes konservativt til 1,0 pga. alle vindretninger blir vurdert	1,0
C_{season}	Årstidsfaktor	Settes konservativt til 1,0	1,0
C_{alt}	Nivåfaktor	Nivåfaktoren høyden (moh.) på byggeplass gjør at verdien kan settes til 1,0	1,0
C_{prob}	Faktor basert på returperiode	Returperioden for prosjekteringen er satt til 50 år, normalverdi 1,0	1,0

Tabell 13: C-faktorer for basisvindhastighet

Siden faktorene for basisvindhastigheten settes lik 1.0 blir basisvindhastigheten lik referansehastigheten: $V_b = V_{b,0} = 26\frac{m}{s}$. Videre regnes ruhetsfaktoren C_r som tar hensyn til variasjoner i vindhastigheten basert på byggeplassens plassering. Stedsvindhastigheten/middelvindhastighet V_m er produktet av V_b, C_r og C_O. V_m brukes til å finne vindhastighetstrykket q_p. Vindhastighetstrykket er en kortvarig toppverdi for vinden på bygget som kombineres med en faktor for overgangssoner k_3 for å få den endelige vindlasten.

Valg av overgangssoner:

For å bestemme overgangssoner må terrengkategori for sone-B og sone-A velges. Selve bygget ligger i sone-B. Etter topografibeskrivelsen i Tabell NA.4.1 havner sone-B i kategori IV som gjelder byområde der minst 15% av arealet er dekket med bygninger og deres gjennomsnittlige høyde overskrider $15\ m$ [29]. Etter topografibeskrivelsen får dermed sone-B terrengruhetskategori-nummer IV.

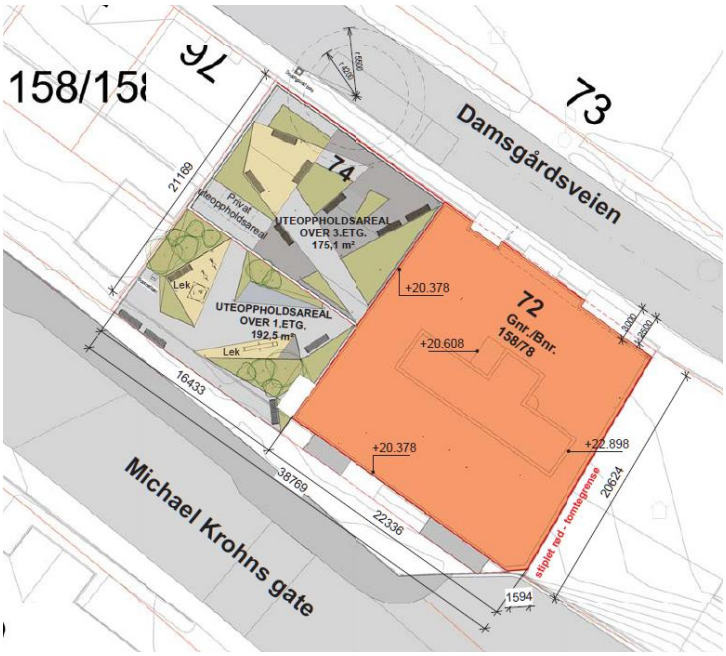
Sone-A er en nabosone med ruhetsendring i vindretningen. Byfjorden er en nærliggende sone med stor terrengruhetsendring. Terrengruhetskategorien for Byfjorden samstemmer med beskrivelsen for kategorinummer I som gjelder kystnær eller opprørt sjø.

Tabell V.1 regnes utifra forskjellen på kategorinumrene og distansen X_b mellom ruhetssonene. Distansen til Byfjorden ligger mellom to verdier i tabellen, dermed regnes k_3 ut med interpolering (se vedlegg 3.4.1).

3.4.3 Formfaktorer

Damsgård Brygge 3 består av to bygg illustrert på figur 24. Nordvest for bygg 74 ligger bygg 76, som er så tett at det ikke trengs å ta hensyn for at det blåser i denne retningen på bygg 74. Den østlige delen av byggeplassen består av bygg 72 med sine 6.etg.

Ved utregning av vindlasten på vegger og tak er det videre i oppgaven gjort en forenkling ved å dele selve bygget inn i byggene 72 og 74. I tillegg er det tatt en forenkling ved at bygg 72 sees på som kvadratisk.



Figur 24: Situasjonsplan av bygget

Utregning er gjort i vedlegg 3.4.1 for hånd. På grunn av at nabosonen ligger ved Byfjorden regnes vindretningen konservativt på vegg og tak fra nordvest og nordøst. Det gjelder både 72 og 74. Bygningene er også lagt inn i Ove Sletten Lastberegninger, og gir tilsvarende formfaktorer som håndberegningene.

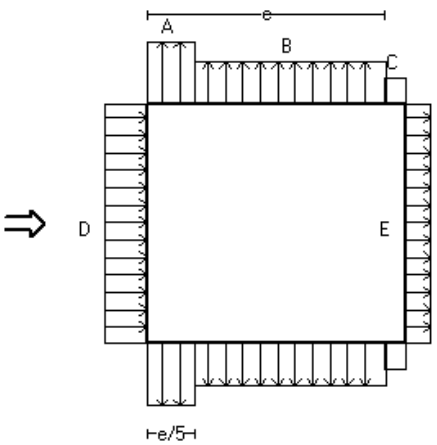
3.4.4 Resultater

Vegger

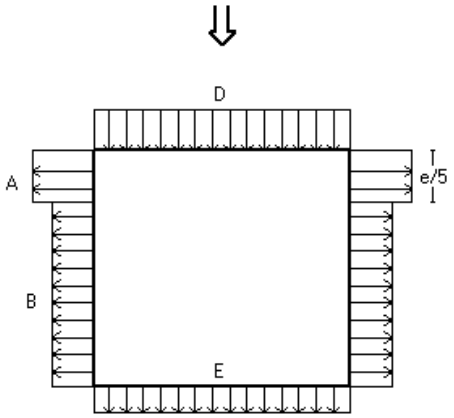
Vind på bygg 72 gir høyeste vindlasten på vegger. Inndelingen av soner er vist på figur 25 og 26. Sone D på den nordvestlige veggen er regnet ut ifra en frittstående bygning. I oppgaven antas det at det ikke skapes noe ekstra turbulens fra byggverk 74. Sone D går fra toppen på bygg 72, og ned til der veggen møter taket på bygg 74. Tilsvarende for sone A og B med en

vindretning fra nordøst. Det antas også at det ikke skapes ekstra turbulens mellom spuntveggen som holder oppe Michael Krohns gate og bygg 72.

Figur 25: Soner for bygg 72, vindretning nordvest

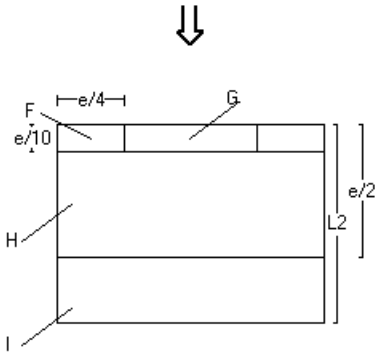


Figur 26: Soner for bygg 72, vindretning nordøst

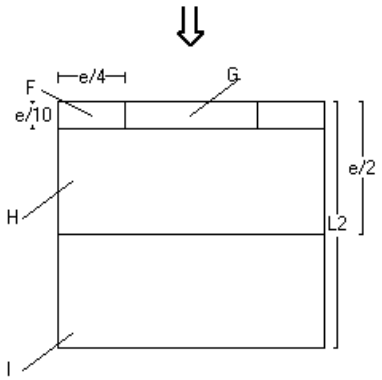


Tak

Bygg 72 er beregnet som et flatt tak med parapet rundt hele taket. Parapeten har høyde $620\ mm$, men er likevel for lav til å bli regnet som en parapet. Derfor er det blitt valgt å regne på tak 72 med skarp avslutning. Det er også antatt at taket har kvadratisk omriss. For bygg 74 er det regnet med flatt tak med skarp avslutning. På prosjekteringsbildene fra Sweco Norge AS er det illustrert et gelender. Dette er sett bort ifra med bakgrunn at oppbygning av gelenderet er uvisst. Vind fra nordøst vil gi verst tilfelle ved at sone F vil havne på siden hvor snø fonner, som gir størst last på takkonstruksjonen på bygg 74. For bygg 72 er begge vindretninger likt vektet. Figur 27 viser samme vindretning som figur 28.



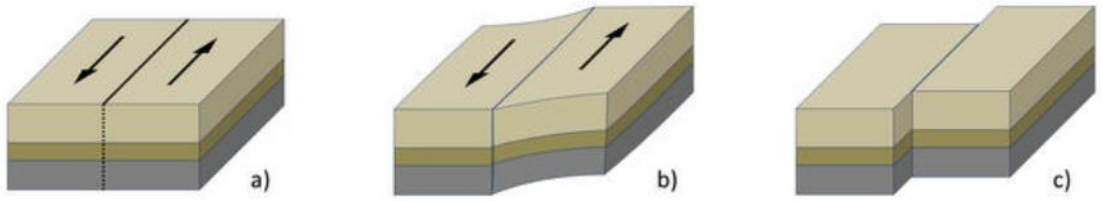
Figur 28: Formfaktorer på tak, bygg 74, vindretning fra nordøst



Figur 27: Formfaktorer for tak, bygg 72, vindretning fra nordøst

3.5 Seismiske laster:

Jordskjelvlaster kommer fra plutselige naturlig brudd i jordskorpen som fører til at bakken rister av at det har blitt sendt ut elastiske bølger [31]. Disse rystelsene måles med seismometer siden det er så stor forskjell på størrelsen av jordskjelvene. En har alt fra at en ikke merker det, til kraftige rystelser som fører til bygningskonstruksjoner som raser osv. Jordskjelv kan forekomme på ulike måter, men de fleste tilfeller er at det forekommer i en gammel forkastning. En forkastning er et uttrykk for sprekken mellom to jordskorper hvor det forekommer bevegelse. Jordskjelv oppstår når begge sidene av sprekken brått glipper i forhold til hverandre. Friksjonen bygger langsomt opp kraftige skjærspenninger i bergartene ved plategrensene, og når det har bygd seg opp slik at trykket i sprekken er sterkere enn det svakeste punktet, vil sprekken gi etter. Platene vil da flytte på seg til et punkt hvor trykket er mer eller mindre utløst. I tillegg vil en mengde energi bli frigjort til seismiske bølger som går gjennom jordskorpen og opp mot jordoverflaten som vil skape rystelser. Etter hvert vil det bygge seg opp på nye spenninger og etter en viss tid vil et nytt jordskjelv inntreffe. Det finnes mange gamle forkastninger med ulike størrelser, men likevel kan jordskjelv oppstå idet nye forkastninger dannes i jordskorpen. På figur 29 under er en liten demonstrasjon på hvordan et jordskjelv oppstår.



Figur 29: Oppbygning av spenning (A-B) fører til bevegelse over en forkastning (C). Hentet fra jordskjelv.no.

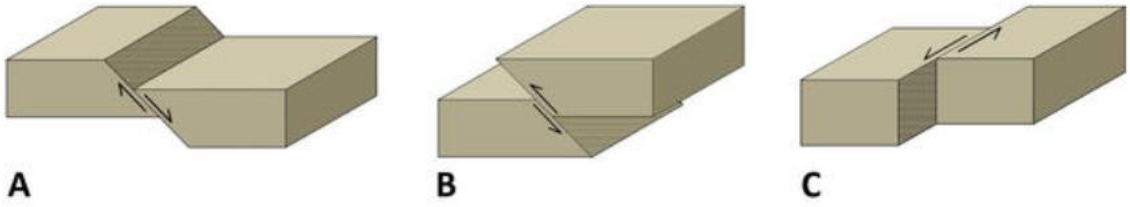
Der er tre ulike kategorier som deler inn et jordskjelv og bevegelse på en forkastning. Selv om det er ulike kategorier, kan likevel et jordskjelv på en forkastning også oppstå ved en kombinasjon av to kategorier.

A. Den første kategorien er normal forkastning og er hvor skorpen strekkes. Når denne strekningen forekommer, vil den ene siden synke ned langs et skråplan i forhold til den andre. Det vil etter hvert oppstå en åpning som blir fylt igjen med smelte som

stiger opp fra mantelen og en ny jordskorpe blir dannet. På denne måte kan land som Island vokse 2 cm/år. [31]

B. Den andre kategorien er reversforkasting, og skjer når skorpen blir kortere av en bevegelse på forkastningen. Typiske opphav til dette er ved destruktive grenser hvor jordskorpen trykkes sammen i et område.

C. Den siste kategorien er sidelengsforkastning eller strøk-slip forkastning. Denne kan igjen deles inn i venstrelangs og høyrelangs som tilsier hvilken retning den motsatte blokken flytter seg, siden bevegelsen foregår bortover i dette tilfelle.



Figur 30: De tre ulike kategoriene som deler inn en bevegelse på en forkastning. Hentet fra jordskjelv.no.

Siden jorden stadig er i bevegelse, og hver dag er det nye jordplater som støter bort i hverandre, er det viktig å se om en må ta hensyn til seismiske laster i beregningene. Likevel er Norge et land hvor det forekommer svært få og kritiske jordskjelv, men det er fortsatt stor sannsynlighet for at det kommer til å komme flere kraftige jordskjelv. Spørsmålet om når de største jordskjelvene som medfører stor skade kommer kan være snakk om 10 eller 1000 år, en vet ikke sikkert.

3.5.1 Dimensjoneringsgang

Dimensjoneringen for seismiske laster dimensjoneres etter NS-EN 1998-1: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning [32]. På grunnlag av at en ikke har verktøy til å foreta en global stabilitetskontroll av modellen, har en valgt å bruke en forenklet metode. Innen jordskjelvberegning er det snakk om to metoder, tverrkraftmetoden og modal respons-spektrum analyse. For å bruke tverrkraftmetoden må en kontrollere at krav til regularitet og symmetri av konstruksjonen er oppfylt. Denne metoden blir brukt for byggverk mindre enn $40\ m$ høye fra fundament eller stiv kjeller, har regularitet i plan eller mindre enn $10\ m$ høgt og i seismisk klasse II, har regularitet i oppriss og har mindre egensvingeperiode enn $2\ s$ eller

$4Tc$. Opprettholdes ikke kravene må en bruke modal respons-spektrum analyse, som kan gjennomføres i beregningsprogrammer som fem design for en mer korrekt utregning.

I den forenklete metoden er det fem utelatelsekriterier, og når et av de er oppfylt kan en se vekk fra å regne med seismiske laster. Likevel må det være lav duktilitet for å bruke denne metoden. Når en skal vurdere hvilken type duktilitet byggverket har, vet en at Norge er et område med lav til svært lav seismisitet. På grunn av dette kan de fleste konstruksjoner utføres med liten duktilitet. Dette er fordi den seismiske responslasten allikevel blir liten. Den seismiske aktivitet i Norge er definert med lav til svært lav seismisitet. Basert på det antar vi at bygget absorberer lite energi og får betegnelsen Ductility Class Low (DCL). På grunn av den lave duktiliteten får en verdi $q = 1{,}5$ utfra Tabell 8.1

1. Utelatelsekriteriet

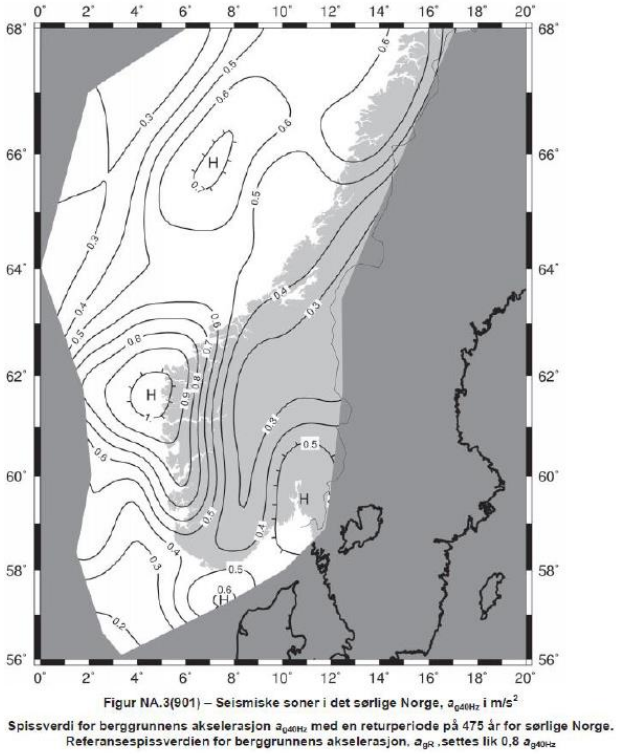
Det første utelatelsekriteriet er om byggverket befinner seg innen seismiske klasse 1. For valg av seismisk klasse brukes tabell NA.4(902). Damsgård Brygge 3 er et boligbygg, og havner da i seismisk klasse II. Dette medfører at en ikke kommer unna beregninger av seismiske laster og en må prøve de andre kriteriene.

2. Utelatelsekriteriet

Det andre utelatelsekriteriet handler om at det er en lett trekonstruksjon. Her kan det diskuteres hva som blir lagt i ordet «lett», men etter å ha pratet med flere fagfolk innen emnet kommer en fram til at dette ikke er en lett konstruksjon, spesielt med tanke på at det er hele seks etasjer. Ettersom en ikke kommer innenfor de to første kriteriene må en sjekke neste.

3. Utelatelsekriteriet

For fet neste utelatelsekriteriet sjekkes det om den dimensjonerende grunnakselerasjonen multiplisert med forsterkningsfaktor for grunnforholdene er mindre enn 0,49 $\frac{m}{s^2}$. Spissverdien for berggrunnens akselerasjon leses av figur NA.3(901), der avlest verdi er $a_{g40Hz} = 0{,}8\frac{m}{s^2}$. Dette er en figur over seismiske soner for det sørlige Norge som basert på en returperiode på 475 år. Etter å ha funnet ut at en ligger seismisk klasse II kan en lese av at den seismiske faktoren kan settes lik 1,0 jfr. NA.4.3.3.1(8). Deretter finner vi fram til den dimensjonerende grunnakselerasjon som blir lik 0,64 $\frac{m}{s^2}$. En velger konstruksjonsfaktoren til å bli lik q=1,5 og grunntype A fra tabell NA.3.1. Etter å ha funnet forsterkningsfaktor for grunnforholdene og multiplisert det med dimensjonerende grunnforhold, finner en ut at den er 0,64 $\frac{m}{s^2}$. Verdien er større en kravet, og må dermed sjekke de to andre kravene.



Figur 31: Seismiske soner i det sørlige Norge.

4. Utelatelsekriteriet

Det fjerde utelatelsekriteriet går ut på at om det dimensjonerende spektrum er mindre en 0,49 $\frac{m}{s^2}$. Der er to metoder en kan bruke som tidligere nevnt, den ene er tverrkraftmetoden og den andre er modal respons-spektrum analysen. En må først kontrollere om en kan bruke tverrkraftmetoden, hvor en må sjekke om egensvingsperioden er mindre enn to kriterier, og det i tillegg oppfyller kriteriene for regularitet i oppriss. Etter å ha kommet fram til at begge kriteriene er innenfor er likevel ikke kravet om regularitet i oppriss oppfylt, og en må dermed bruke modal respons-spektrum analysen. Siden modal respons-spektrum analysen er meget krevende metode å utføre har en komt fram til etter samtale med veileder og fagfolk at en skal bruke tverrkraftmetoden, selv om den ikke går innenfor kravene. Når en

regner videre med tverrkraftmetoden finner en fram til at T ligger mellom T_C og T_D og får dermed en verdi på $S_d(T) = 0.483\frac{m}{s^2}$ utfra formel (3.15). Denne verdien er mindre enn kravet 0.49 $\frac{m}{s^2}$, og oppfyller dermed utelatelsekriteriet 4, som igjen medfører at en ikke treng å regne ut det siste utelatelsekriteriet. Siden dette kriteriet er oppfylt kan en nå se vekk fra seismiske laster på byggverket.

3.5.2 Resultat

Etter å ha kommet fram til at en kommer inn under utelatelsekriteriet 4 og slepper å regne videre på seismiske laster kan en likevel anta at sannsynligvis hadde kommet fram til det samme med en analyse i FemDesign. Siden en kan anta at skjærkraften i bunn på grunn av jordskjelv hadde vært mindre enn skjærkraften fra vind, og hadde sluppet å regne med seismiske laster. Tabell 14 viser oversikten over utelatelsekriteriene og hvilken som var oppfylt.

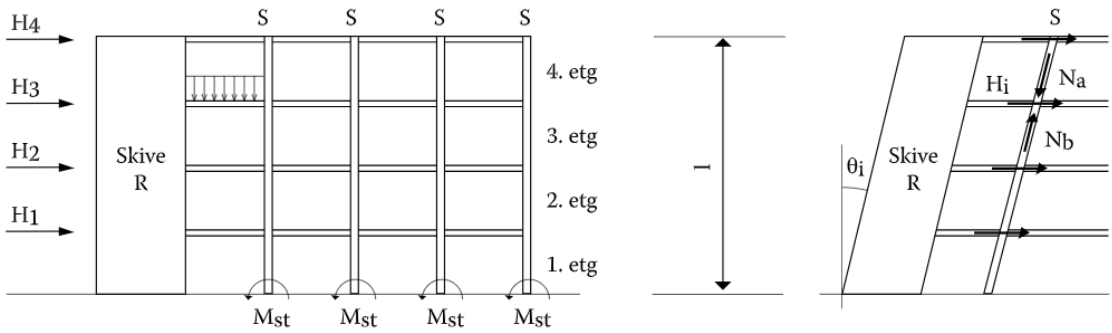
UTELATELSEKRITERIER			
Kriterier	Beskrivelse	Oppfylt?	Begrunnelse
1	Gjelder for lette bygg i tre	Nei	6 etasjers byggverk på stor størrelse i massivtre
2	Bygg som har seismisk klasse I	Nei	Har seismisk klasse II (boligbygg)
3	NA.3.2.1(5)P $a_g * S < 0{,}05 * g = 0{,}49 m/s^2$	Nei	$a_g * S = 0{,}64$ ergo større enn o,49 og utenfor kravet
4	NA.3.2.1(5)P $S_d(T) < 0{,}05 * g = 0{,}49 m/s^2$	JA	$S_d(T) = 0{,}483 < 0{,}49$ og innenfor kravet
5	Pkt 4.4.1(2) $F_b < (1{,}5 * vind + 1{,}05 * skjelv) * (\frac{\gamma_{cbrudd}}{\gamma_{cDCL}})$	Treng ikke videre utregninger	Treng ikke å regne videre siden utelatelse kriteriet 4 er innenfor

Tabell 14: Oversikt over resultatet av de ulike utelatelsekriteriene

3.6 Geometriske avvik:

Geometriske avvik i konstruksjonsdeler kontribuerer til ugunstige virkninger. Partialfaktor for materialegenskaper γ_m dekker eventuelle geometriske avvik i tverrsnittsdimensjonene. Derimot skal det tas hensyn til geometriske avvik i selve konstrukjsonen. Bestemmelsene er satt for bygg med aksialt trykk i konstruksjonsdeler og vertikal belastning, dermed må geometrisk avvik beregnes som en del av konstruksjonsanalysen for Damsgård Brygge 3. Det skal tas hensyn til avvikene i bruddgrenstetilstander for permanente dimensjonerende situasjoner og for dimensjonerende ulykkessituasjoner. Geometrisk avvik er ikke nødvendig i konstruksjonsanalysen for bruksgrensetilstander [4].

Ved valg av massivtreelementer som bæresystem vil bygget bestå av vertikale veggelementer og horisontale dekkeskiver, og ingen enkeltstående konstruksjonsdeler. Hadde en valgt å regnet på parkeringsdekket måtte en også ha sett på de enkeltstående konstruksjonsdelene. Helningsavvik/skjevstillingen vil skape krefter i tverretning, og gi tilleggskrefter i dekker, tak og vertikale bærekonstruksjoner. En regner først ut helningsvinkelen ved å bruke formelen i 9.1.1 gitt i betongelementboka bind B 9.1.1 [33]. Velger å sette antall vertikale konstruksjonsdeler som bidrar til den samlende virkningen til 1, siden dette vil være til sikker side. Helningsvinkel blir 0.0033, altså 0.33 %. For de fleste vanlige bygninger ligger helningsvinkelen i området 0.24 til 0.38, som gjør at den utregnende ligger innenfor området.



Figur 32: En illustrasjon av oppriss av bæresystem og helningsvinkel. Hentet fra betongelementboken.

Før utregningen av skjevstillingslasten på vertikalskivene og horisontalkreftene på dekkene, må det gjennomføres en masseberegning. Masseberegning går ut på å finne de karakteristiske lastene til bygget, som en kombinerer med verste lastfaktor. Da får en den

mest konservative kraften. Her er det valgt å multiplisere lastfaktorene for den samlende egenlasten, nyttelasten og snølasten. De ulike kreftene finner en ved å regne ut volumet til bærende innervegger, dekker, yttervegger, tak, lettvegger, heis osv multiplisert med tyngdetettheten til de ulike materialene. For en full oversikt over masseberegningene se vedlegg 3.6.1. Etter masseberegning beregnes de vertikale lastene for hver etasje, hvor en kan bruke en reduksjonsfaktor for bygninger over to etasjer. Dette brukes bare for første etasje opp til fjerde etasje. Til slutt finner en skjevstillingslastene på vertikalskivene og horisontalkreftene på dekkene ved bruk av formlene gitt i betongelementboken. En får en total skjærkraft på 87,77 kN vertikalskivene og en total skjærkraft på 234,33 kN på horisontalskivene. Disse kreftene vil bli brukt videre i beregninger av stabilitet og dimensjonering av dekker.

Krefter inndelt i etasjer	Horisontalkrefter på dekker	Skjevstillingslaster på vertikalskivene
H1	77,98 kN	27,66 kN
H2	55,56 kN	17,19 kN
H3	42,21 kN	9,5 kN
H4	32,76 kN	9,41 kN
H5	22,54 kN	11,02 kN
H6	17,03 kN	17,03 kN

Tabell 15: Krefter fra geometriske avvik.

4.Dimensjonering

Dimensjonering av massivtreelementer handler om å finne ut om det valgte elementet, tåler de ulike kreftene som blir påført. En må begynne med å anta et tverrsnitt som høres fornuftig ut, og derfra regne og kontrollere om det holder. Om tverrsnittet holder kan en sjekke om en kan redusere det, eller om det er passelig utnyttet. Dersom tverrsnittet ikke holder må en teste et nytt tverrsnitt, som er større eller har bedre kvalitet.

Når en skal regne selve dimensjoneringen kan en regne det både for hånd, og ved hjelp av ulike beregningsprogrammer. Her har en valgt å bruke «CLT-designer» og «Calculatis by

Stora Enso», hvor en sammenligner resultatene og bruker det minst gunstige tss. Etter en del beregninger, kom en fram til at Stora Enso Calculatis var det programmet som egnet seg best. Programmet har flere funksjoner, slik som *Wall and deep beam design,* som ikke er mulig i CLT-designer. I oppgaven er det derfor valgt å vektlegge dette programmet fremfor CLT-designer. CLT-designer ble mer brukt som et suppleringsprogram ved dimensjonering av etasjeskiller, som en sammenligning mot tilsvarende beregninger i Stora Enso Calculatis og egne håndberegninger.

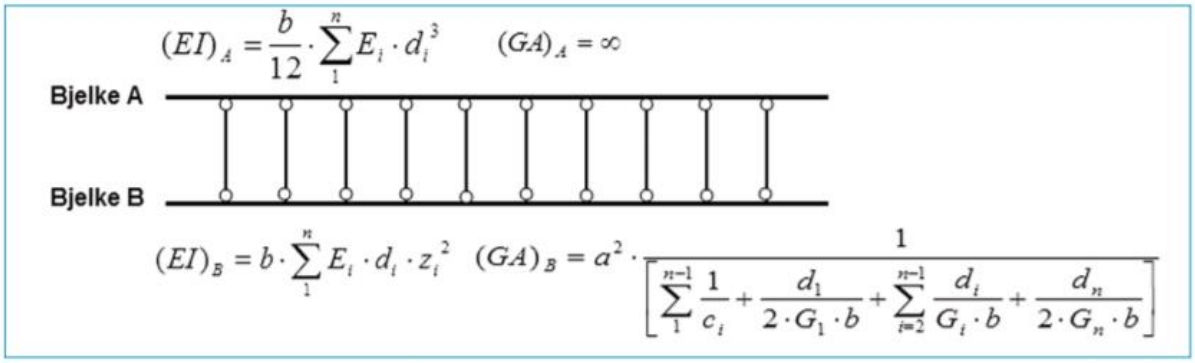
Beregningene i Calculatis av Stora Enso er gjort med svenske kombinasjonsfaktorer og $\Psi_{0,1,2}$ -faktorer. Ψ-faktorene tilsvarer samme Ψ-faktorer som i tabell NA.A1.1, som er brukt i håndberegningene. Kombinasjonsfaktorene 6.10a og 6.10b for bruddgrense er vurdert til ugunstig side i håndberegningene. For beregninger i Calculatis er «safety class» satt til tre. Det gjør at lastkombinasjonsfaktorene er satt til 1.35 og 1.5, hvor Ψ_0 brukes for ikke dominerende variable laster, Q. For dimensjoneringen er det valgt materialet C24 spruce ETA. Det er gran med materialverdiene etter European Technical Assessment. Materialverdiene er tilnærmet lik de som er brukt i håndberegningene for konstruksjonsvirke med kvaliteten C24. Likevel er der noen forskjeller, slik som e-modulen i Calculatis er $12\ 000\ N/mm^2$, mens i beregninger er det brukt tabell 1 fra NS-EN 338:2016, som har verdien $11\ 000\ N/mm^2$. Strekk har også minimalt større verdier i håndberegningene.

Kontrollene Calculatis utfører, og som er brukt i rapporten er vist i tabell 16. I bruksgrense analysen, *service limit state (SLS)*, er det brukt de mildeste kravene for nedbøyning i alle analysene i Calculatis. Dette samsvarer med kravet på $L/300$ som Sweco Norge AS har basert dimensjoneringene sine på. Faktoren k_{def} i håndberegningene er satt til 0.6 etter tabell 3.2 i Eurokode 5 [34]. Elementene antas å være tørre og i rom som vanligvis er oppvarmet, og havner dermed i klimaklasse 1. I Calculatis er faktoren k_{def} satt til 0.8. Dette gir en mer ugunstige nedbøyning. Likevel er håndberegningen mer ugunstige siden de har brukt det strengeste kravet. For bruddgrense analysen, *Ultimate limit state* (ULS) er det bare kontrollert for de spenningene som virker på konstruksjonsdelen.

Kontroller:	Dekker/ Continuous beam design	Vegger/ Wall and deep beam desgin
Bruddgrense *(ULS)*	Bøyning og skjær	Aksial, skjær og knekking
Bruddgrense-brann *(ULS-fire)*	Bøyning og skjær	Aksial og knekking
Bruksgrense *(SLS)*	Nedbøyning (milde krav)	Nedbøyning (milde krav)
Vibrasjon *(SLS vibration)*	Egenfrekvens og stivhetskriterier	Ingen kontroll
Opplager *(Support)*	Fritt opplagt	Kontinuerlig opplager

Tabell 16: Kontroller i Calculatis.

For håndberegningene ble det brukt en metode kalt Schubanalogieverfahren av Kreuzinger, ofte omtalt som «skjæranalogi-metoden» [35]. Skjæranalogi-metoden betrakter elementene som to bjelker med uendelig stive staver som er forbundet. Hvor bjelke A tilsvarer summen av bøyestivheten for hvert enkelt sjikt, mens bjelke B tilsvarer summen av samvirket mellom de ulike sjiktene (steinerandelen) og bidrar til skjærstivhet. Dette kan en se på figur 33.

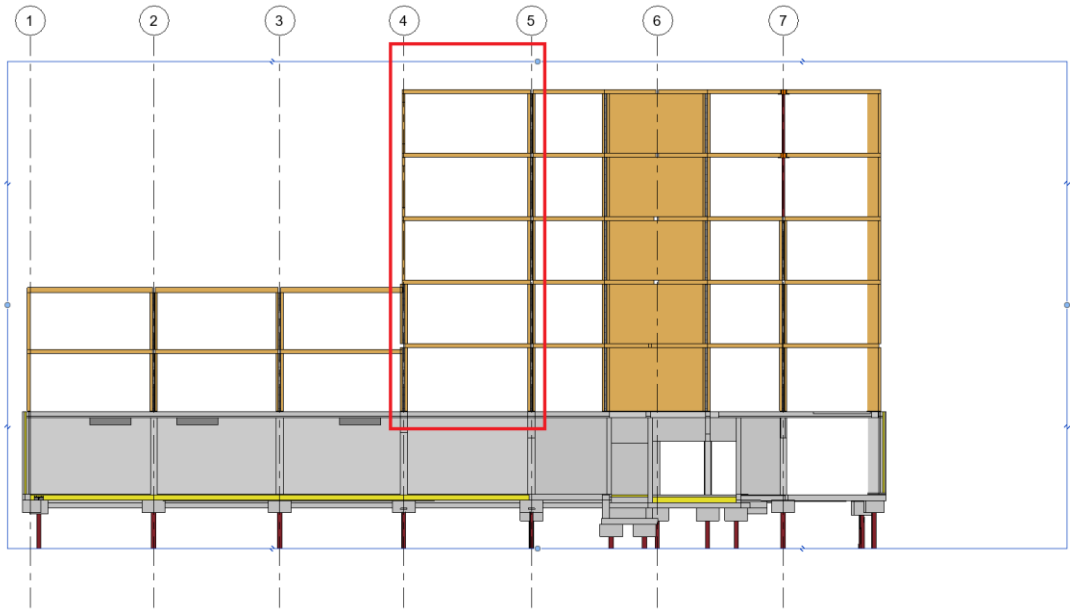


Figur 33: Prinsippskisse av metoden med stiv forbindelse mellom bjelke A og bjelke B. Hentet fra Treteknisk

Ved hjelp av skjæranalogi-metoden, ser en på spenningene i det sjiktet hvor spenningen er størst for så å kontrollere om sjiktet vil holde. Siden annethvert sjikt går i tverretningen vil en få en spenningsfordeling som ikke er linear, men varierende. En vil bruke denne metoden både for etasjeskillere, tak og takterrasse.

4.1 Lastfordeling

Når en skal dimensjonere et bygg er det viktig å ha oversikt over de ulike lastene som virker på bygget, og hvilket system det er. Siden bæresystemet er oppbygd med doble innervegger, vil en få et statisk system i hele byggverket ved å se på hver leilighet hver for seg. Dette kan en se på figur 34, hvor en velger å se på en rød firkant for seg selv.



Figur 34: Snitt av det statiske systemet.

Bygget blir utsatt både for horisontale og vertikale krefter som en har regnet på i kapittel *3. Laster*. For de vertikale påkjenningene er det de mest belastende elementene, som må dimensjoneres for, samt at en må kontrollere alle de ulike konstruksjonsdelene. Tabell 17 vil gi en oversikt over de vertikale lastene som virker på bygget.

	Egenlaster			Nyttelast	Snølast	Vindlast
	Tilleggslast	Massivtre	Last kN/m^2	Last kN/m^2	Last kN/m^2	Last kN/m^2
Etasjeskiller	0,6	0,9	1,5	2		
Tak 6. Etasje	0,6	0,9	1,5	0,4	1,6	0,147
Takterrasse	0,5	1,2	1,7	4	4,19	0,137
Innervegger	0,3	0,5	0,8			
Yttervegger	0,4	0,6	1			

Tabell 17: Oversikt over lastfordelingen på de ulike delene som virker vertikalt

For de horisontale lastene, gjelder det å sjekke om bygget opprettholder en stabilitet, og at veggen ikke knekker ut.

4.2 Etasjeskiller

Alle etasjeskillerene er utsatt for samme last uavhengig av plassering i bygget. Det som er den avgjørende faktoren, er spennvidden. En har her valgt å se på den etasjeskilleren med lengst spennvidde i bygget. Dersom den vil ha grei kapasitet med den lengst spennvidde, vil de andre også holde. Den lengste spennvidden er på nærmere $10\ meter$, men dette er veldig lite gunstig for et massivtreelement. En må derfor velge å løse dette med å dele dekke i to med en bæring i midten. Da vil den største spennvidden i den leiligheten bli rundt $5.5\ meter$. Dette er mindre enn en annen leilighet som har $5{,}575\ meter$, som befinner seg i bygg 72. En velger dermed å regne på etasjeskillere med en spennvidde på $5.575\ meter$. For etasjeskillere vil vibrasjon være den avgjørende faktoren for dimensjoneringen av dekket.

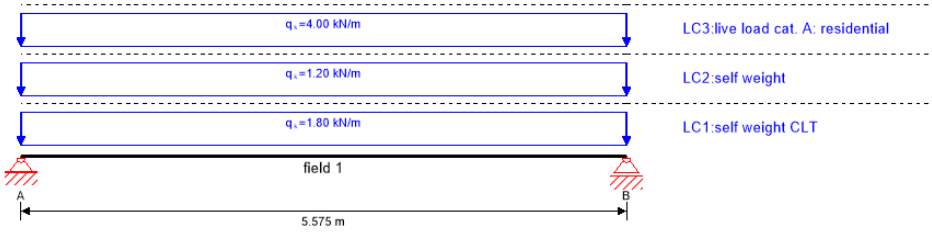
4.2.1 Håndberegninger

En har valgt å regne på etasjeskillere ved hjelp av «Skjæranalogi-metoden», som er en presis metode for beregning av krysslagte massivtreelementer. Først må en finne de dimensjonerende lastene som virker på dekket, og spenningene disse gir. Dette gjøres ved å regne ut moment-, trykk- og skjærspenningene for hvert sjikt. For krysslagte massivtreelementer får en størst trykk og moment i det ytterste sjiktet, mens den største skjærspenningen oppstår i det midterste sjiktet. Etter å ha kommet fram til de ulike spenningene som virker i dekket, må de kontrolleres i henhold til NS-EN 1995-1-1 [34]. Her vil SLS være den avgjørende faktoren for valg av etasjeskilleren, og ikke ULS. Derfor har en valgt å bruke en panelbredde på to meter istedenfor en meter for å bedre vibrasjonen. I tillegg vil tilfarersystemet og lettveggene hjelpe på vibrasjonen. Alle spenningene er innenfor kravet, og den største utnyttelsen for ULS er på 29 %. For nedbøyning har en valgt å stille de strengeste kravene selv om prosjektet stiller bare krav til L/300. Nedbøyning får en utnyttelse på 87 % for det strengeste kravet. Vibrasjonsberegninger er ikke gjort for hånd, men i Calculatis.

4.2.2 Stora Enso

Utberegninger av etasjeskiller er også gjort i Calculatis av Stora Enso, hvor en har muligheten til å velge hvilken type konstruksjonsdel en ser på, som dekke, vegger, bjelker

osv. For dekker er det brukt *continuous beam design.* Ved bruk av dette verktøyet kan det moduleres et statisk system av dekket med en spennvidde mellom to bærende vegger. I modulen vises de to veggene som vil opptre som kontinuerlige opplagere med et spenn på $5.575\ m$. For analyse av grensetilstandene regnes dekket som fritt opplagt. Deretter settes lastverdiene på som linjelaster over hele spennet, vist på figur 35.



Figur 35: Lastbilde for etasjeskiller.

Valg av tykkelse var en iterasjonsprosess, hvor prøving og feiling gjennom å se på resultatet i Calculatis avgjorde hvilken tykkelse som var innenfor. Ved tykkelse $180\ mm$ med fem lag var analysen av ULS og SLS innenfor, men ikke vibrasjon. Panelbredden ble derfor økt fra en meter til to meter, og tilsvarende dobles lastene.

Den globale utnyttelsen for etasjeskilleren vises på i tabell 18. Lastkombinasjonen «*LCO2*» vist i vedlegg 4.2.3 viser at alle egenlastene er ganget med 1.35, og nyttelasten med 1.5 for ULS analysen. I bruddgrense er det bøyespenningene som får en utnyttelse på 25%.

global utilization ratio									88 %
ULS	25 %	ULS fire	16 %	SLS	54 %	SLS vibration	88 %	support	-1 %

Tabell 18: Global utnyttelse for etasjeskiller.

Vibrasjon er den dimensjonerende faktoren for etasjeskilleren. Ved å øke panelbredden til to, vil stivheten i dekkeelementet øke med det dobbelte. Utnyttelsen synker fra 106% på stivhetskriteriet, ned til 53%. For stivhet i Calculatis er det valgt at bare lagene i tverrsnittet som ligger i tverretning, som vil kontribuerer med stivhet til elementet. Tilfarersystemet vil derimot gi ekstra stivhet, men det er regnet til sikker side ved å se på massivtreelementet egen evne til å motstå vibrasjoner.

Frekvens kriteriet er åtte Hz for klasse 1 på Calculatis, som samstemmer med 7.3 i NS-EN 1995-1-1. Calculatis regner egenfrekvensen til dekket til 9 Hz. Det gir en utnyttelse på 88 %

som blir den dimensjonerende for dekket. Lettveggene under dekket vil kunne forbedre utnyttelsen, ved at dekket ikke like lett kommer i svingninger. Frekvensen forandres ikke av at panelbredden økes, men den er avhengig av tykkelsen på elementene. Med to meter bredde vil både stivheten og frekvensen komme godt innenfor kravet.

4.3 Tak bygg 72

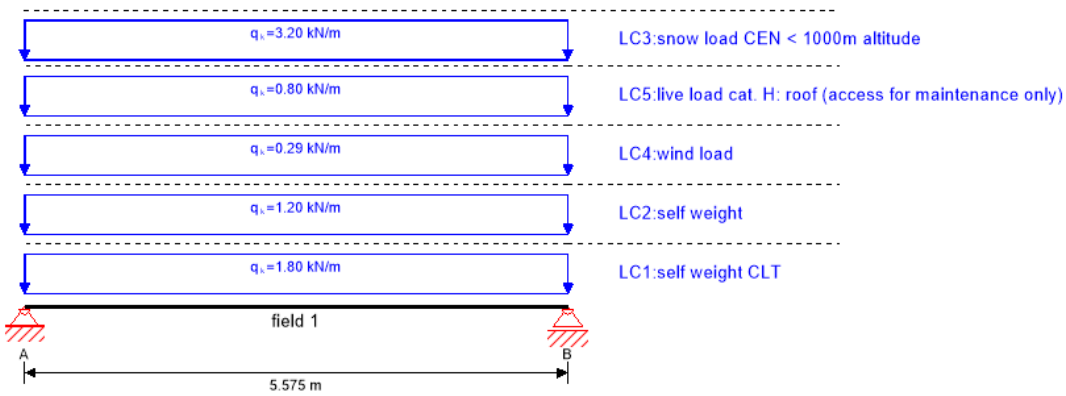
For taket i bygg 72 er det ingen takterrasse, og det vil bli begrenset avgang. En har valgt å se vekk fra det tekniske bygget på taket når beregninger av taket er gjort. Når en har regnet på taket, har en brukt samme metode som for etasjeskillere både for håndberegninger og i Calculatis.

4.3.1 Håndberegninger

Selve beregningsgangen for taket er helt likt som for etasjeskiller, og en har valgt et dekke med tykkelse på 180 mm. Det eneste som skiller de er den ulike oppbygningen av taket, og lastene som virker på det. For taket får en både egenlaster, nyttelast, snølast og vindlast. En velger her å se i den sonen en får mest vind, og mest ugunstig lastpåkjenning. Likevel er nyttelasten redusert kraftig fra 2 til $0.4\ kN/m^2$. Etter noen beregninger kommer en fram til at en får en utnyttelse på 25 % for ULS, og 47% for nedbøyning i SLS.

4.3.2 Stora Enso

Utregningen og det statiske systemet av taket blir likt som for etasjeskilleren, bare lastbildet er annerledes. Lastene blir lagt inn på et dekke med samme inputverdier som etasjeskilleren, vist på figur 36.



Figur 36: Lastbilde tak bygg 72.

Utnyttelsen for taket vist i tabell 19 har relativ lik utnyttelse som etasjeskillerene. Lastbildet gir en lavere total linjelast på dekket, som gjenspeiles med at utnyttelsen er prosentvis lavere i alle utnyttelsene. Unntaket er vibrasjon som er helt lik som etasjeskiller, grunnet i at det er et identisk dekke. Egenfrekvensen havner på 9 Hz.

global utilization ratio									88 %
ULS	21 %	ULS fire	11 %	SLS	49 %	SLS vibration	88 %	support	-1 %

Tabell 19: Global utnyttelse tak bygg 72.

4.4 Takterrasse

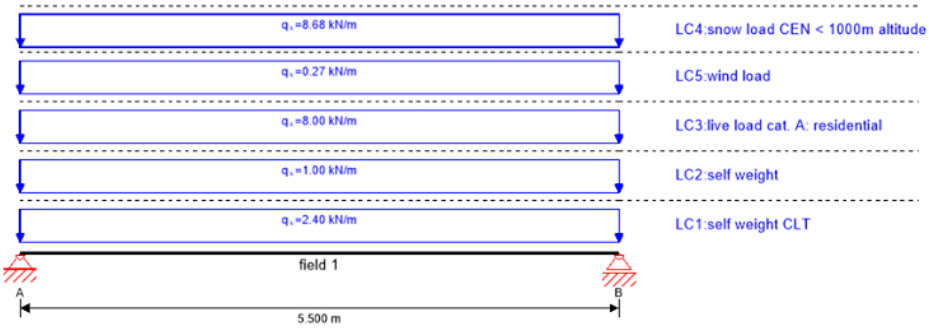
Dekket til takterrassen på bygg 74 vil ha den største lastpåkjenningen på grunn av at nyttelasten nå kommer på $4\ kN/m^2$. Maks spennvidde for bygg 74 er derimot $5.5\ m$. En må derfor prøve seg fram til en finner en passelig tykkelse som tåler kreftene.

4.4.1. Håndberegninger

For takterrassen er det brukt samme metode som er beskrevet for etasjeskiller. Etter å ha prøvd seg fram noen ganger, kommer en fram til at en kan bruke en dekketykkelse på $240\ mm$ med syv sjikt. En velger også her å bruke en panelbredde på $2\ meter$ for å bedre vibrasjon forholdene. Ved en dekketykkelse på $240\ mm$ blir utnyttelsen for ULS på 44%, og 111 % for det strengeste kravet for nedbøyning, men 73 % for prosjektkravet. Siden det kommer innenfor prosjektkravet, er dette godkjent. På grunn av et tykkere massivtredekke vil vibrasjonen bedres, og nedbøyning vil bli den dimensjonerende faktoren.

4.4.2 Stora Enso

Det nye statiske systemet må moduleres inn i Calculatis. Det er ikke store endringer, bare en ny spennvidde som minkes til $5.5\ meter$, og noen endringer i lasttilfellet. Figuren 37 viser systemet med de karakteristiske linjelastene.



Figur 37: Lastbilde av takterrasse bygg 74.

Systemet er fritt opplagt, likt som på de tidligere dekkene. En prøvde først et $180\ mm$ femlags dekke, men fant fort ut at en fikk alt for stor utnyttelse for SLS på grunn av økningen av lastene. Nedbøyningen kom på 125% for w_{inst} med middels krav på $L/300$. Valgte dermed å øke tykkelsen til massivtreelementet, for å minke utnyttelsen for nedbøyning. Ved et massivtredekke på $240\ mm$ med 7 lag kom nedbøyningens utnyttelse til 76%. Taket var nå innenfor kravet, og nedbøyningen vil være den dimensjonerende for taket. En oversikt over utnyttelsene kan en se i tabell 20.

global utilization ratio									77 %
ULS	42 %	ULS fire	12 %	SLS	77 %	SLS vibration	68 %	support	-1 %

Tabell 20: Global utnyttelse takterrasse bygg 74.

4.5 Bærende innervegger

Byggverket er bygd opp med et system hvor innerveggene er en del av hoved bæresystemet. Det er derfor viktig å kontrollere om disse vil tåle de ulike lastene de blir utsatt for. Det er gjort beregninger både for hånd, og i Calculatis.

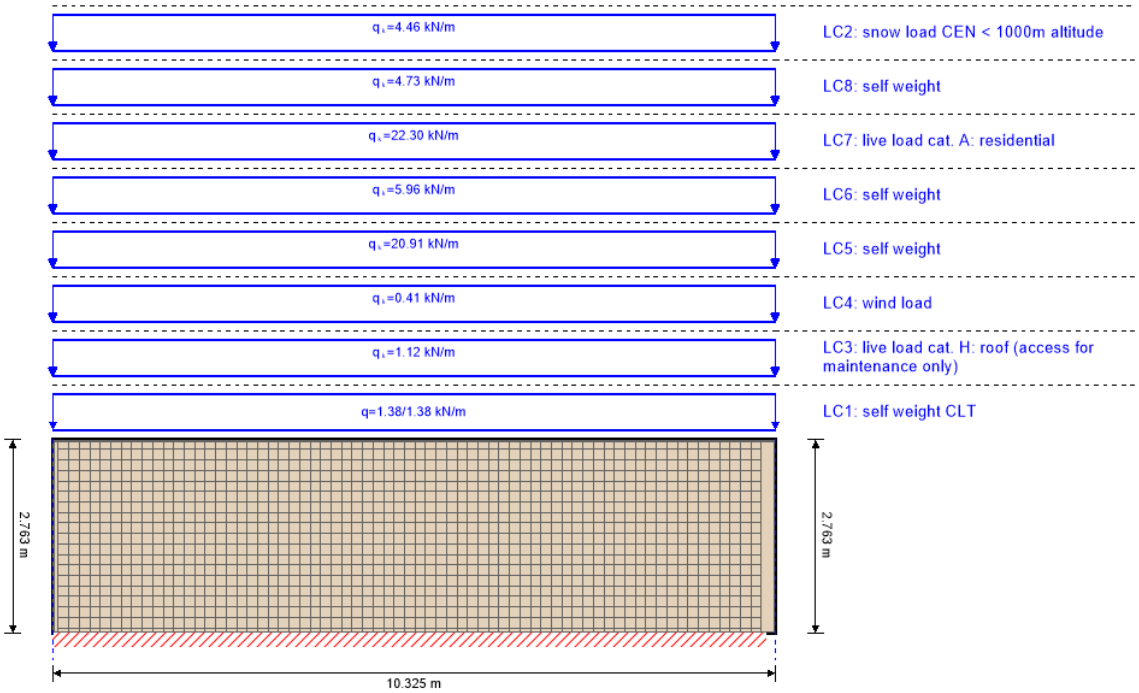
4.5.1. Håndberegninger

For bærende innervegger er det flere vegger som får store lastpåkjenninger. Det er derfor viktig å finne den veggen som blir utsatt for størst last, se vedlegg 4.5.2. Etter å ha funnet ut at veggen i andre etasje mellom bygg 72 og 74 vil få den mest kritiske lasten, må en kontrollere om denne veggen holder for antatt tykkelse på $100\ mm$. En velger å se på veggen som en søyle med bredde på en meter, og en tykkelse på $60\ mm$. Grunnen til at det er valgt en tykkelse på $60\ mm$, er fordi det er disse lamellene som vil ta trykk og strekk spenningene. En finner så trykkraften som virker på veggen, og kontrollerer den opp mot den dimensjonerende trykkraften funnet etter NS-EN 1995-1-1: Prosjektering av trekonstruksjoner[34]. En får da en utnyttelse på 10% for trykk som er veldig lite, men må likevel sjekke veggen for knekking.

Før en begynner å regne på knekking må en finne en ny nøytralakse siden en ser bare på de tre lamellene som går i fiberretningen til trykket. Likevel velger en å beholde mellomrommet mellom de lamellene som tar trykk, istedenfor å slå de sammen til et rektangulært tverrsnitt. En har nå et tverrsnitt som er sammensatt av flere areal som ikke har samme tyngdepunkt, og en bruker dermed Steiners teorem også kalt Steiners Sats til å beregne annet arealmoment. Deretter regner en ut utnyttelsen en får av en knekkingskontroll etter kapittel «6.3.2 Søyler utsatt for trykk eller en kombinasjon av trykk og bøyning». Utnyttelsen en får for ULS blir da 23.5%, og en har et godt nok tverrsnitt. Selv om utnyttelsen er lav, velger en å beholde tykkelsen på 100 mm med tanke på stabilitet, brann og utsparinger.

4.5.2 Stora Enso

Funksjonen *Wall & deep beem design* i dimensjoneringsprogrammet Calculatis by Stora Enso har blitt brukt til å dimensjonere de bærende veggelementene i bygget. Funksjonen gir muligheten til å dimensjonere et enkelt veggelement, og lastene som inntreffer. Opplager blir satt til et kontinuerlig opplegg, siden både ytterveggene og innerveggene er etasjehøye, og settes på dekkene i knutepunktene. Av innervegger er det den mest belastede veggen som har blitt sjekket i håndberegningene som moduleres i Calculatis. Figur 38 viser det statiske systemet, og linjelastene som virker på veggen.

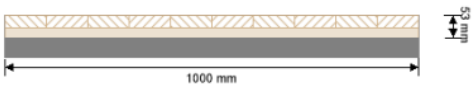


Figur 38: Lastbilde for bærende innervegg i andre etasje.

$100\ mm$ tykke innervegger var ønskelig for å beholde relativ lik veggtykkelse som det prosjekterte bæresystemet i betong fra Sweco Norge AS. Dermed var det gunstig å kunne ha $100mm$ tykkelse på veggene. Med lastbildet over, og brannkrav på R90 var det ikke mulig å gjennomføre en kontroll av veggen i Calculatis, selv med brann bare fra en side. Oppskalering av tverrsnittet til 120mm ga heller ikke et resttverrsnitt etter brann som ville holde. Det ble dermed valgt dobbel gipsplate type F, for brannbeskyttelse på eksponert side i Calculatis. Med to lag gipsplater var det mulig å kalkulere utnyttelsene.

Valg av tykkelse og antall lag var også avgjørende for utnyttelsen for brann. Ved et trelags sjikt blir det resterende sjiktet som tar den opptredende aksialkraft for liten. I tabell 21 vises

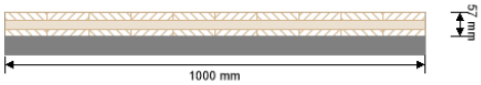
resttverrsnittet og lagtykkelsene som er igjen, i tillegg til utnyttelsen i de ulike grensene.

section fire: CLT 100 L3s			
	layer	thickness	orientation
	1	30.0 mm	0°
	2	23.0 mm	90°
	t_{CLT}	**53.0 mm**	
fire resistance class:R 90	time	**90 min**	

global utilization ratio					
ULS	19 %	ULS fire	155 %	SLS	0 %

Tabell 21: Global utnyttelse og branntverrsnitt for bærende innervegg med tre lags.

Veggen ble satt med fem lags tykkelse, $20\ mm\ x\ 5$. Tabell 22 viser resttverrsnittet som har en mer gunstig plassering av resterende lag med fiberretning i vertikal retning. Selv om størrelsen bare er $7\ mm$ forskjell, så er det stor økning i kapasitet. Økningen av kapasitet kommer av Steinars teorem, som gir bedre arealmoment, vist i håndberegningene.

section fire: CLT 100 L5s			
	layer	thickness	orientation
	1	20.0 mm	0°
	2	20.0 mm	90°
	3	17.0 mm	0°
	t_{CLT}	**57.0 mm**	
fire resistance class:R 90	time	**90 min**	

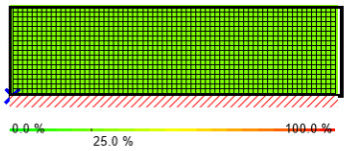
global utilization ratio					
ULS	22 %	ULS fire	25 %	SLS	0 %

Tabell 22: Global utnyttelse og branntverrsnitt for bærende innervegg med fem lags.

For utnyttelsen i USL og USL-fire er det knekkingskapasiteten som er den dimensjonerende. Tabell 23 under viser maks trykkspenning som brukes i kalkulasjonen for utnyttelsen av knekking. Spenningene for moment ut av planet er satt til null siden det er ikke påført noe moment langs veggen i det statiske systemet. «LCO5» er lastkombinasjonen en har regnet på i Calculatis som gir mest ugunstig utnyttelse for tverrsnittet etter brann. Tilsvarende utregning er gjort for knekking i bruddgrense. Tabell 23 illustrer at hele veggen har en

utnyttelse på 25% for knekking ut av planet.

utilization rate for buckling



LCO5

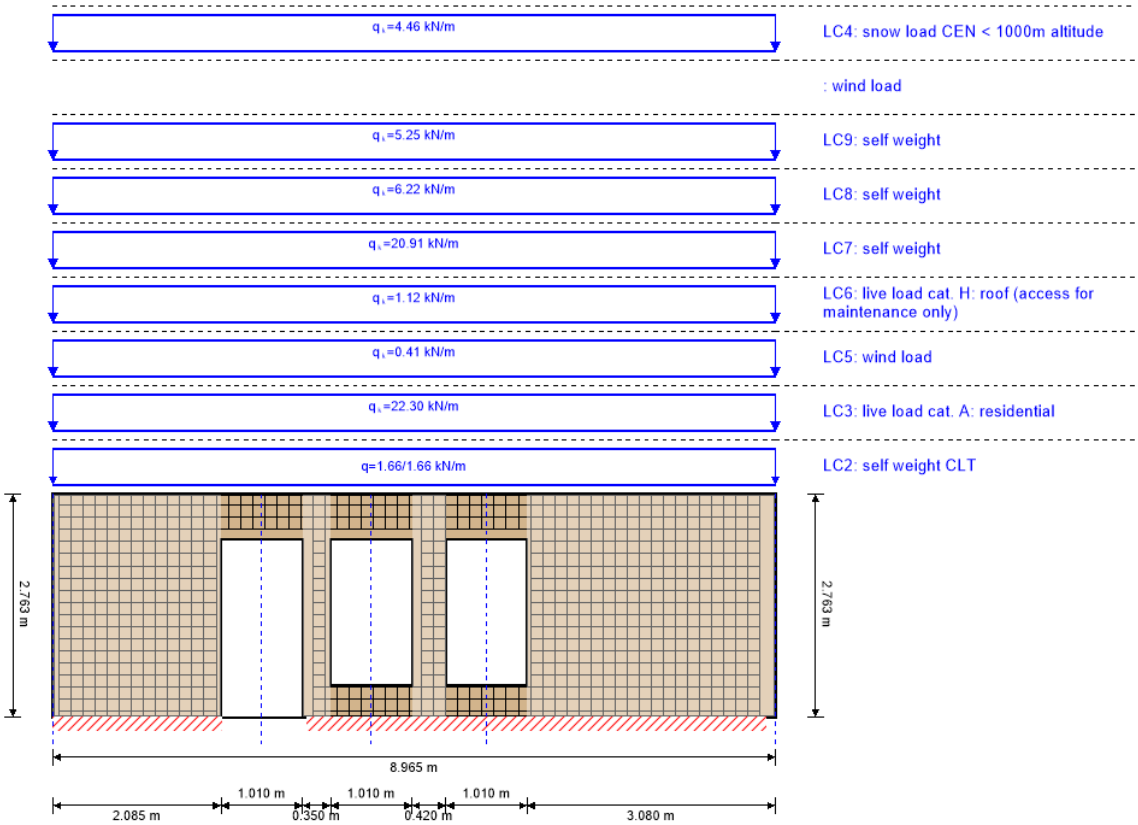
Id	X	Z	l_k	λ_y	β_c	$k_{c,y}$	$f_{c,d}$	$\sigma_{c,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[%]
1	0.075	0	2.763	139	0.2	0.18	24.15	1.09	0.00	25 %

Tabell 23: Utnyttelse for knekking.

4.6 Yttervegger

Beregninger for yttervegger er gjennomført i Calculatis, og ikke for hånd siden en har tidligere fått tilsvarende like beregninger. Forskjellen på ytterveggene og de bærende innerveggene, er at de inneholder flere utsparinger for dører og vinduer. Den sørøstlige veggen på bygg 72, og den nordvestlige veggen på bygg 74 har ingen utsparinger. Den sørøstlige veggen får samme lastbilde som for den mest belasta innerveggen, som er dimensjonert i *4.5.2 Stora Enso.* Den vil derfor være innenfor kravene spesielt med tanke på at veggen er tykkere enn innerveggen.

For den nordvestlige siden av bygg 72 er det flere vegger som er blitt modulert, og beregnet i Calculatis. Utsparingene varierer både i størrelse, og byggehøyde. Dimensjonene på vinduene varierer fra $1210x1810\ mm$ til $410x1210\ mm$, med ulike byggehøyder. I Calculatis kan dimensjonene brukes som inputverdier for funksjonen *void details.* Denne funksjonen fjerner deler av massivtreet i veggen for å konstruere utsparinger for dører, vinduer eller tekniske løsninger.

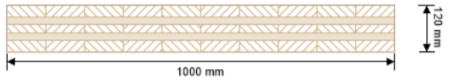


Figur 39: Lastbilde for bærende yttervegg i andre etasje.

Figuren 39 viser den mest belastede ytterveggen på nordvestlige side av bygg 72. Denne veggen har tre utsparinger, en for dør og to for vinduer. Først ble det prøvd med lik oppbyggelse som på innervegg, med en tykkelse på $100\ mm$ inndelt i fem lag på $20\ mm$. Resultatet for knekking i branntilstand ble da 120%. En valgte derfor å endre veggtykkelsen til $120mm$ med 5 lag, hvor oppbygningen er vist i tabell 24. Bøyeknekkingen i branntilsand er fortsatt dimensjonerende, men utnyttelsen blir nå 67%. For å minske mulighet for feil av montasje på byggeplass velges tverrsnittsdata med $120mm$ og 5 lag for alle yttervegger.

global utilization ratio						67 %
ULS	59 %	ULS fire	67 %	SLS	12 %	

section: CLT 120 L5s



layer	thickness	orientation	material
1	30.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2019)
2	20.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2019)
3	20.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2019)
4	20.0 mm	90°	C24 spruce ETA (2019)
5	30.0 mm	0°	C24 spruce ETA (2019)
t_{CLT}	**120.0 mm**		

Tabell 24: Global utnyttelse og tverrsnitt for bærende yttervegg i andre etasje.

Ytterveggen i andre etasje er veggen med størst last påkjenning, med en høyde på 2.763 meter, som visst på figur 39. Den resterende høyden over utsparingene vil gi en nedbøyning på 12%. Ytterveggen i fjerde etasje på samme side blir mindre belastet. Likevel vil den få en større nedbøyning over vinduet pga. et mindre resterende tverrsnitt over utsparingen med en etasjehøyde på 2.59 meter. Det resterende tverrsnittet over utsparingene er avhengig av byggehøyden på vinduene og dørene. Plantegningene en har fått fra Sweco Norge AS har oppgitt de enkelte byggehøydene som går utfra et bæresystem av betong. Det planlagte bæresystemet for massivtre inkluderer $174mm$ tilfarersystem som vil minke den innvendige etasjehøyden på veggene. Dette vil være med å påvirke høyden for utsparingene. Beholdes byggehøyde fra tegningene med forbehold at det starter over tilfarersystemet, får veggen i fjerde etasje en høyde over utsparingen på ca. $205\ mm$. Denne veggen har størst bredde på vinduet, og ut ifra kalkulasjoner fra Calculatis er det tydelig at nedbøyning for tverrsnittet på $205\ mm$ ikke er nok. Det er derfor vurdert alternative løsninger for å løse dette.

4.6.1 Løsning for utsparing

Limtrebjelke

Et alternativ er å legge inn en limtrebjelke over utsparingen. Materialkvaliteten på limtrebjelken velges til GL 30h. GL 30h står for *glulam strenght* hvor tallet 30 angir styrkeklassen til treverket som limes sammen. Bokstaven h for *homogeneous*, tilsier at tverrsnittet er homogent limtre. Lamellene er av lik kvalitet gjennom hele tverrsnittet. Valgt bjelke har derfor karakteristisk bøyefasthet på $30\ N/mm^2$ i alle lamellene. [36]

Standard tabelltverrsnitt for limtre i denne typen har ikke samme mål som passer inn med ytterveggen, hvor det mest gunstige målene hadde vært $120mm\ x\ 205mm$. En velger derfor å bruke treprodusenten Moelven sine standardiserte limtrebjelker av gran med mål $115mm\ x\ 225\ mm$. Dette blir det nærmeste alternativet, men det vil overstige høyden. En må derfor ha en spesialbestilt bjelke, noe Moelven også tilbyr.

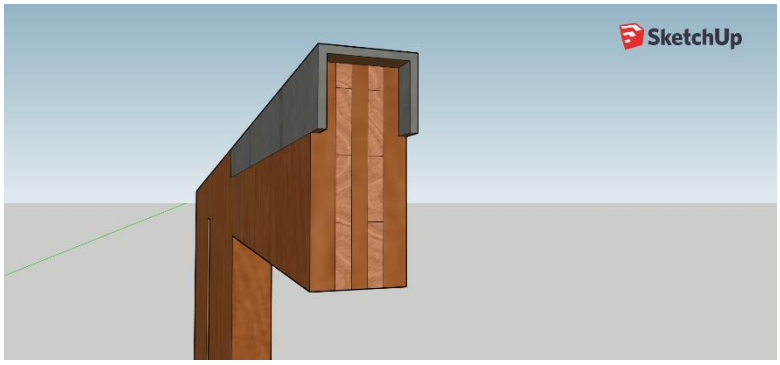
Det er tenkt at bjelken skal ligge som vist i figur 40. Bjelken hviler på massivtreelementet sin bredde, og har $100mm$ inn i profilet på hver side, som gir en kontaktflate på $120mm\ x\ 100\ mm$. I vedlegg 4.6.3 er det gjennomført en håndberegning i Mathcad av en limtrebjelke GL 30h med tverrsnitt $120mm\ x\ 205mm$. Her er lengden tss satt til 1.4 meter. Det er sett bort ifra vipping grunnet at veggelementet over ansees til å holde fast trykksonen til limtrebjelken. Den største utnyttelsen kommer på 90% for skjær, og nedbøyningen får en utnyttelse på 66.5% med krav $\frac{L}{500}$. Verdiene fra Calculatis får en utnyttelse på ULS på 80% og nedbøyning på 30%. Løsningen er dermed gunstig for nedbøyningen som massivtre veggelementet alene ikke håndterer.

Figur 40: Illustrasjon av limtrebjelke over dimensjonerende utsparing

Kanalprofil

Et annet alternativ er å bruke et annet materiale enn tre for å gi massivtreelementet mer styrke. Stål har elastisitetsmodul på $210\ 000\ N/mm^2$, mens konstruksjonstre har rundt $11\ 000\ N/mm^2$. Supplering av stål vil dermed være gunstig for å hjelpe nedbøyningen over utsparingen. Det kan enten festes en stålplate på hver side av massivtreet over utsparingen. Da vil den mekaniske forbindelsen mellom stålet og treet ta en del areal, noe som er ugunstig med tanke på at det skal festes gipsplater over hele veggelementet.

For å unngå løsning som vil ta ekstra plass er det mulig å frese plass til et liggende kanalprofil som er illustrert på figur 41 og 42. Norsk Stål har standardiserte UPE og UNP profiler med bredde $120\ mm$. En har i tillegg gjennomført håndberegninger i vedlegg 4.6.5 og 4.6.6 på UNP og UPE. Begge får en nedbøyning større enn kravet, i tillegg til at utnyttelsen for momentbøyning er over dobbelt så høyt som kravet. I vedlegg 4.6.7 er det gjort beregninger på et sveist profil med større tverrsnitt enn de standardiserte. Her havner utnyttelse for momentkapasitet på 75.9 %, i tillegg vil forskyvningen havne på 80.3% som er innenfor kravene. I vedlegget er det regnet på et statisk system der det ikke er noe massivtre under stålet, tilsvarende som ved limtrebjelken. Siden i denne løsningen vil det være et resterende tverrsnitt i massivtre, vil det være konservativt å regne uten, slik det er gjort i vedlegget. Selv om det sveiste profilet klarer kravet, vil det resterende tverrsnittet i massivtre etter fresing gjøre at i kombinasjon med stålprofilet, vil nedbøyningen være godt innenfor kravet.



Figur 41: Illustrasjon av snittet detalje med innfrest kanalprofil i veggelement i massivtre

Figur 42: Illustrasjon av innfrest kanalprofil på 1.4 meter over utsparing

4.7 Spesielle beregninger

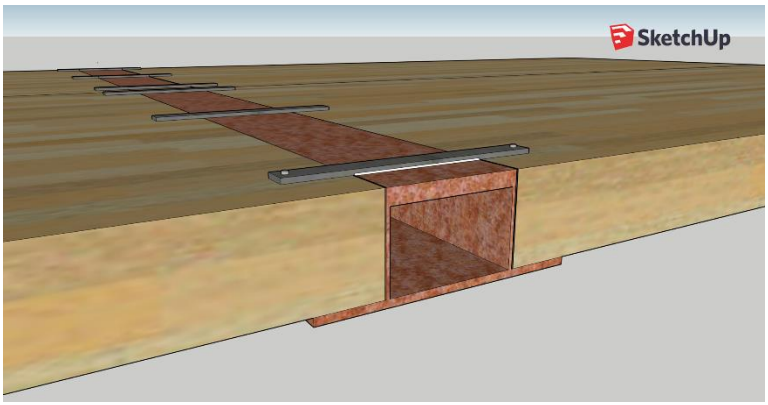
I bygg 72 er det to boenheter i femte og sjette etasje som er større enn de andre i bygget. Som tidligere nevnt var her en spennvidde på nærmere 10 m, som gjør at en vil få for stor nedbøyning med bare et krysslagt massivtreelement. Etasjeskillere av massivtre vil på grunn av begrensinger i dynamisk og statisk stivhet for et fritt opplagt klare en spennvidde opptil 7.0 til 7.5 $meter$[37]. En er derfor nødt til å løse det med å ha en bæring på midten av

rommet eller kombinere massivtreelementet med betong eller limtre. Løsningene som er vurdert er en bæring av limtrebjelke, eller et hatteprofil. Ved bruk av limtrebjelke vil den være eksponert og synlig midt i leiligheten som gjør at en mister en del av arealet. En har dermed kommet fram til at en skal ha et hatteprofil i stål som ligger opp på to vegger og en stålsøyle. Dette gjør at hatteprofilet ligger i plan med dekket og en vil ikke miste så masse av arealet. Søylen vil også bli plassert i en lettvegg som holder den skjult, og en får utnyttet mest areal.

4.7.1 Hatteprofil

Etasjeskillerene som skal hvile på underkantflens av hatteprofilet har en tykkelse på 180 mm som gjør at en er nødt til å velge et profil med en lik høyde. Etter leting på nett og i standarder har en kommet fram til at en må ha et egetdefinert ståltversnitt. Profilet en har valgt tar utgangspunkt i hatteprofilet THP som er utviklet av Norsk Stålforbund, (2.2.2). Beregningsdata i tabellen for stålprofilet er benyttet med unntak at høyden H er modifisert fra $185mm$ til $180mm$ for å samsvare med høyden til etasjeskillerene, og en har økt tykkelsen på seget fra $5\ mm$ til $7\ mm$ for å få bedre skjærkapasitet.

Siden spennene på etasjeskillerene på hver side av bjelken blir ulike, vil det oppstå torsjon i hatteprofilet. For å løse problemet må det utarbeides en torsjonslås mellom hatteprofilet og massivtredekkene. Løsningen blir å sveise fast en plate i overkant av hatteprofilet som vil ha to gjennomgående bolter fra platen ned til bunnflensen. Denne platen vil ha en størrelse på $10x50x510\ mm$, som gjør at en vil ha tre plater per etasjeskiller med en panelbredde på to meter.



Figur 43: En oversikt av hatteprofilet med torsjonslåser.

En har regnet og kontrollert spenningene både for hånd og i robot. Siden en har to hatteprofil, må en kontrollere først det i sjette etasje deretter det i femte etasje.

6.etasje:

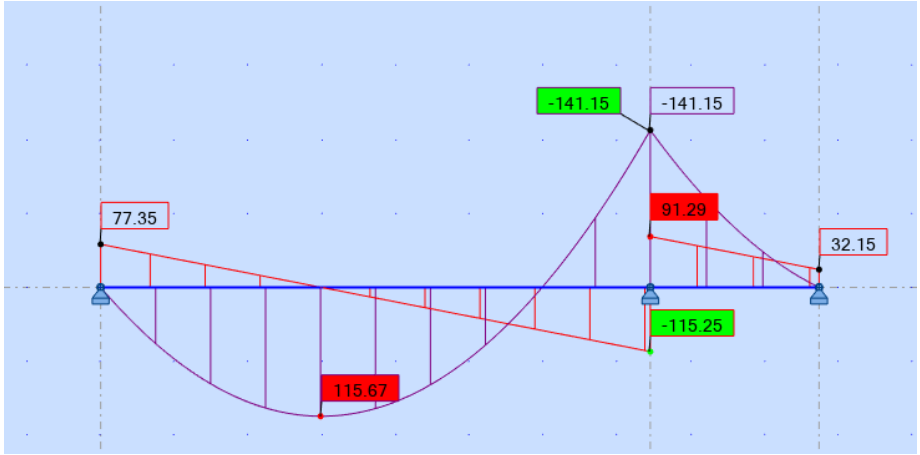
Først velger en å regne på selve hatteprofilet om det tåler de ulike lastene som virker på det. En velger då å sentrere lastene og ser vekk ifra torsjon siden en har valgt å bruke bolter som vil holde igjen for torsjon, såkalte torsjonslåser. Etter å funnet en opptredende skjærlast over søyle på $203.36\ kN$ og opptredende moment på $138.98\ kNm$, må de kontrolleres etter NS-EN 1993-1-1: Prosjektering av stålkonstruksjoner [38]. For profilet havner en i tverrsnittklasse tre pga. utstikkende flens og en velger å regne elastisk tss. Utnyttelsen blir da 37,8 % med hensyn til boltehull for moment og 43 % for skjær. En får ingen skjærknekking og siden utnyttelsen for skjær er mindre enn 50% slipper en å ta hensyn til en kombinasjon av bøyning og skjær.

Når en skal regne på om boltene tåler kreftene som opptrer, bruker en reglene gitt i NS-EN 1993-1-8: Knutepunkter og forbindelser [39]. En finner først trykk og strekk kraften som virker på boltene og finner den opptredenen kraften per bolt. Deretter kontrollerer en avstandene både for treverket og for stålet, hvor alle avstandene kom innenfor kravene. Etter at avstandene er sjekket, vil en kontrollere for avskjæringskapasiteten og kapasiteten til hullkanttrykk. En må også ta hensyn til at det er en lang forbindelse i avskjæringskapasiteten. Den største utnyttelsen for kapasiteten blir da 34,7 %, likevel må en sjekke for utrivning, hvor utnyttelsen havner på 48,3 %. Da kommer en fram til at hatteprofilet og boltene vil holde for de ulike påkjente lastene.

5.etasje:

For femte etasje er framgangsmåten ganske lik som for sjette etasje. Den største forskjellen er at en får en linjelast av etasjeskiller og nyttelast i tillegg til tre punktlaster fra søylen og veggene. En har valgt å se lasten fra veggene ned i hatteprofilet som en punktlast, selv om denne vil spre seg utover og ikke virke som en punktlast. Likevel er dette gjort for å være mer til sikker side. Figur 44 viser moment- og skjærdiagram utregnet i Robot. Utnyttelse for

skjærspenningen i håndberegningene er på 86,3% og vil dermed få en kombinasjon av skjær og moment hvor utnyttelsen havner på 80,5%. Selv om en har kontrollert boltene for sjette etasje må de også kontrolleres i femte etasje siden lasttilfelle er endret. Den høyeste utnyttelsen for bolter blir utrivningen som er på 49,4%.



Figur 44: Moment og skjær spenningene på hatteprofilet i ROBOT

Begge hatteprofilene kommer innenfor kravene gitt i standardene, og vil tåle de påkjente lastene. En må deretter sjekke om søylene mellom vil holde.

4.7.2 Søyle HUP-profil

Søyleprofilet som skal stå i lettveggen er valgt til et varmformede hulprofil med dimensjonene $150x100x8mm$. I 4.7.2 er det gjennomført to beregninger for gitt dimensjon med påført aksialkraft fra opplagerreaksjonen som kommer fra lastene som skaper skjær i hatteprofilet. Skjær er betydelig størst for midtopplegget, hvor den valgte stålsøylen skal stå. Det vil være to søyler som skal videreføre lasten fra hatteprofilet ned i veggen i fjerde etasje. Søylene skal ikke være gjennomgående, og vil derfor bli plassert slik at den første går mellom hatteprofilet i taket og ned til hatteprofilet i femte etasje, mens den andre går mellom hatteprofilet i femte etasje ned til massivtredekket i fjerde etasje.

Profilet har en stor kapasitet for aksialt trykk hvor utnyttelsen for den mest belastede søylen ble 16.2%. For bøyeknekking var det en reduksjonsfaktor på 0.89, som ga en utnyttelse på 36.4%. Dette er godt innenfor kravene.

Utfordringen med valg av løsningen hatteprofil og stålsøyler er punktlastene som inntreffer på veggene under. Søylen vil treffe massivtredekkene som vil føre kraften ned i to $100\ mm$ tykke massivtre veggelementer. Den ene veggen er modulert i Calculatis, og gir en utnyttelse på bøyeknekking som er over 100%. For å løse dette må det vurderes en stålplate under søylen som vil gi en større anleggsflate, som vil fordele kreftene i veggens lengderetning. Et annet alternativ er å øke tykkelse på massivtreelement, eller å supplere med andre materialer. En stålplate mellom veggene med isolasjonen, ville gitt en bedre utnyttelse for knekking. Her er det derimot viktig å vurdere flanketransmisjon ved innføring av elementer mellom veggene.

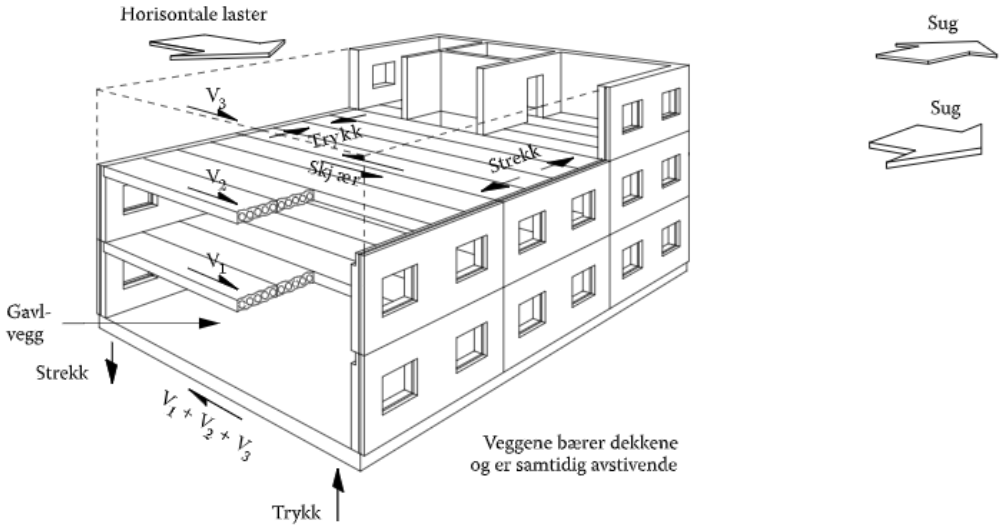
4.8 Stabilitet

Byggverket vil bli utsatt for en del vertikale laster, men også horisontale laster. Når en skal ta hensyn til de horisontale lastene må en se på stabiliteten til bygget. Stabilitet handler om bygningen sin evne til å være i likevekt under belastning av ytre horisontale krefter som vind, geometriske avvik, seismiske laster osv. Etter beregninger gjort i *3.5 Seismiske laster*: kom en fram til at det ikke var nødvendig å ta hensyn til dette i videre beregninger. Resterende kraft som en må ta hensyn til er geometriske avvik og vindlaster. Beregningsgangen til stabilitet er gjort ut i fra Betongelementboken bind B [33].

Når en skal regne på stabilitet er selve oppbygningen av avstivningssystemet viktig. Massivtreelementer er i seg selv stive skiver som egner seg godt til å føre horisontalkreftene nedover i bygget. Konstruksjonen av massivtreelementer består av mange stive veggelementer som vil hjelpe godt på avstivningen. Likevel er bæresystemet av massivtre oppbygd med luftrom mellom de ulike boenhetene for å unngå flanketransmisjon. Dette medfører at en må se på hver boenhet for seg, og ikke globalt på konstruksjonen. En har valgt å se på stabilitet i den østlige hjørneboenheten i bygg 72, hvor en har antydet at stabilitet kan være mest utfordrende. Denne boenheten er også inndelt i to boenheter ifra fjerde etasje og ned. Boenheten har to vegger med mange utsparinger for vinduer og dører i

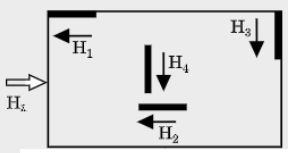
tillegg til at veggene i lengderetning ikke er så lange. Selv med mange utsparinger vil kraften fordele seg nedover i elementet, og ikke gå igjennom selve utsparingen. Det er derfor mer gunstig med en lengre vegg med utsparinger enn en kortere vegg uten.

Ved stabilitetsberegninger vil de horisontale lastene bli fordelt for hver etasje inn i horisontaldekkene, som igjen blir ført videre ned i vertikale skiver. De vertikale skivene vil føre kraften videre nedover i bygget og ta med seg de nye horisontale lastene for hver etasje. Kreftene vil skape et moment nederst i veggen, som en gjør om til et kraftpar av strekk og trykk. Her vil den nederste vertikale skiven få størst påkjenning, og det vil være denne veggen en må dimensjonere. På figur 45 under er det vist en illustrasjon over hvordan de ulike kreftene virker i de horisontale og vertikale skivene. Dette er en illustrasjon for betongdekke, men det er samme type avstivningsystem for massivtreelementer.



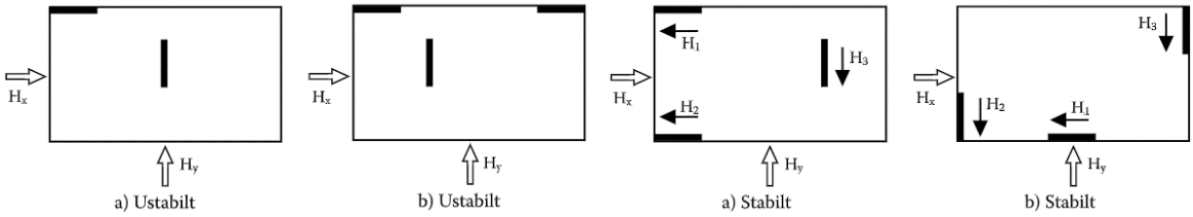
Figur 45: Oversikt over hvordan lastene blir fordelt i avstivningsystem. Hentet fra betongelementboken.

Et avstivningsystem kan både være stabilt eller ustabilt avhengig av eksisterende vertikale skiver. For å oppnå et stabilt system må det være mer en to vertikale skiver som greier å ta opp lastene ved translasjon og rotasjon. Ved fire eller flere avstivende skiver kan en få et statisk



Figur 46: Ubestemt statisk system. Hentet fra betongelementboken.

bestemt eller ubestemt system avhengig av tyngdepunktet til avstivningsystem er lik tyngdepunktet til lasten eller ikke.



Figur 47: Ustabilt og stabilt system. Hentet fra betongelementboken.

Før selve beregningsgangen av stabilitet ble det gjort noen forenklinger og antagelser. Kjelleren i betong ble sett på som en stiv kjeller og en har derfor valgt å regne på stabilitet fra overkant av betongdekket. En ser på alle vertikale skiver orientert slik at de er parallelle med aksesystemet til bygget. Alle vertikale skiver har samme stivhet i hele høgden.

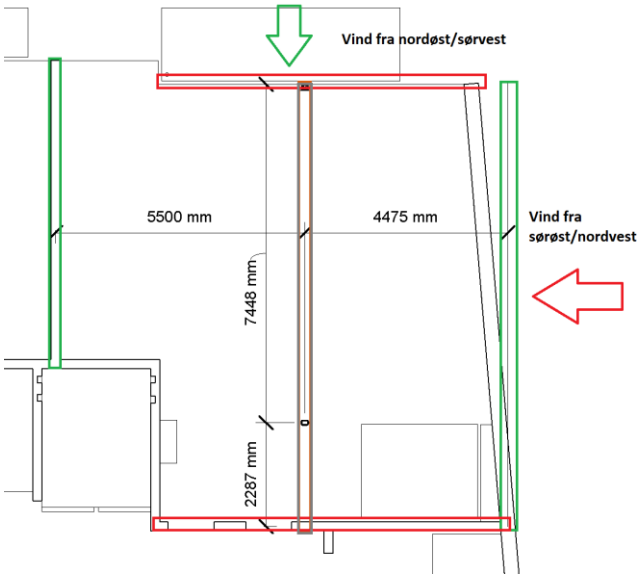
4.8.1 Beregninger av horisontalkrefter

For beregningen av horisontalkreftene til de ulike dekkene regner en ut vindlasten som virker inn i dekkene og horisontalkraften på dekkene fra geometriske avvik. En har tidligere funnet ut horisontalkraften som har tatt i betraktning massen til hele bygg 72. En velger derfor å dele kraften på fire, siden boenheten er nesten ¼ av bygg 72. Kraften som virker inn i dekkeskivene kan en se i tabell 25, og fullstendige utregninger er gjort i vedlegg 4.8.1.

Plassering	Kraft inn i dekkeskivene
Dekke over 1.etg	$61.84\ kN$
Dekke over 2.etg	$51.41\ kN$
Dekke over 3.etg	$46.71\ kN$
Dekke over 4.etg	$44.35\ kN$
Dekke over 5.etg	$41.80\ kN$
Takskive	$31.61\ kN$
Totalkraft	$277.72\ kN$

Tabell 25: Kraft inn i dekkeskivene.

4.8.2 Beregninger av vertikalskivene



Figur 48: Oversikt over avstivende vertikale skiver.

Boenheten en har valgt å se på består av 4 avstivende veggskiver. Selv om avstanden til angrepspunktet fra kraften ikke er sentrisk i forhold til veggene, har en valgt å gjøre en forenkling ved å se på det som et statisk bestemt system. Egentlig ville distanseforskjellen skape torsjon i veggene som går på tvers av vindretningen, men har valgt å se bort fra dette. En fordeler dermed lasten jevnt mellom de to veggskivene som tar kraften. Ved utregning av momentet er dette gjort i overkant av første etasje med hensyn til at en ser på kjelleren som en stiv kjeller. Figur 48 viser hvordan det avstivende systemet ser ut i boenheten.

Moment over fundament:	
Moment 2.etg	$76.55\ kNm$
Moment 3.etg	$134.26\ kNm$
Moment 4.etg	$188.89\ kNm$
Moment 5.etg	$235.90\ kNm$
Moment 6.etg	$222.17\ kNm$
Totalt moment	$857.76\ kNm$

Tabell 26: Moment over fundamentet.

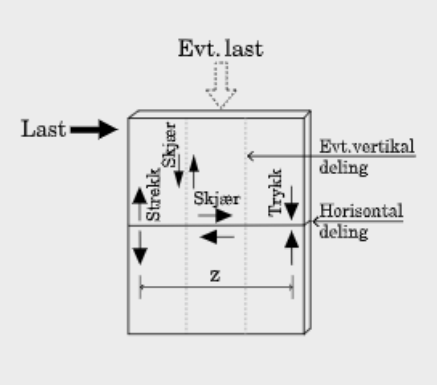
4.8.3 Dimensjonering av horisontalskiver

Når en skal se på dimensjoneringen av dekket har en delt opp dekket i to stive dekker, hvor hatteprofilet er skillet. En antar at forbindelsen mellom dekkene er så gode at en kan se på hele dekket som et stivt dekke. Dekke en har valgt å se på har en spennvidde på $4.475\ meter$. Ved utregning av trykk og strekk kontroll ser en på dekket som en høg bjelke, hvor flensen på hatteprofilet vil ta strekk og den andre flensen vil være en $36x148\ mm$ som er festet langs dekke som tar trykk. Det er tss lagt slike $36x148\ mm$ på tvers av alle element

ved opplegg med forbehold at det er skrudd godt fast til elementene. Deretter er det regnet ut det opptredende momentet og skjærkraften. Her er dekke fritt opplagt siden det er to vertikalskiver som bærer dekke. Etter utregninger gjort i vedlegg 4.8.1 kommer en fram til at en har veldig god utnyttelse både for trykk, strekk og skjærkreftene mellom dekkene.

4.8.4 Dimensjonering av vertikalskiver

Vertikalskivene som er mest belastet er vertikalskiven i andre etasje, hvor en ser på skiven som en fritt opplagt bjelke. Kreftene inn i dekket velger en å dele på to, da kraften går i to vertikalskiver. Momentet en får i skiven velger en å se på som et kraftpar av trykk og strekk, se figur 49. For å finne nødvendig oppleggsareal er det brukt en iterasjonsprosess for å komme frem til en gunstig løsning med en effektiv bredde. Etter flere iterasjoner med å øke og minke armen til momentet, kom en fram til en effektiv bredd på $300\ mm$. For trykkraften har en valgt å ta med egenlasten fra veggene i snittet, for å få mest kritisk spenning. Derimot på strekk har en sett vekk fra egenlasten hvor denne ville ha blitt bedre om en hadde tatt den med. Etter å ha funnet nødvendig bredde innenfor kravene har en gjort en skjærkontroll hvor utnyttelsen havnet på 35.2 %. En har også valgt å gjennomføre en knekkingskontroll av veggen for de påkjente kreftene. Ved en knekkingskontroll ser en kun på de lamellene som tar strekk og trykk krefter og sjekker om disse vil holde for knekking. Etter en beregning kommer en fram til en utnyttelse på 37.8%.



Figur 49: Virkemåte på vertikalskiver. Hentet fra betongelementboken.

For denne boenheten vil skivene ha god kapasitet til å ta opp de påkjente lastene. Med forbehold at det er gjort en del forenklinger og overslag er stabilitetskontrollen for boenheten innenfor kravene.

4.9 Brann dimensjonering

En brann dimensjonering går ut på å sjekke om det resterende tverrsnittet etter et tidsintervall har tilstrekkelig bæreevne. For å finne fram til de ulike kravene til byggverket må en se i Tek 17 §11. [40]. Først må en finne ut hvilken risikoklasse byggverket utgjør. Risikoklassen en bruker gir en indikasjon på risikoen for skader på liv og helse, og hvilke nødvendige tiltak som gjøres for sikre rømning ved brann. I § 11-2 Risikoklasser tabell 27 finner en at Damsgård brygge 3 havner i risikoklasse 4.

Risikoklasser	Byggverk kun beregnet for sporadisk personopphold	Personer i byggverk kjenner rømningsforhold, herunder rømningsveier, og kan bringe seg selv i sikkerhet	Byggverk beregnet for overnatting	Forutsatt bruk av byggverk medfører liten brannfare
1	ja	ja	nei	ja
2	ja/nei	ja	nei	nei
3	nei	ja	nei	ja
4	nei	ja	ja	ja
5	nei	nei	nei	ja
6	nei	nei	ja	ja

Tabell 27: Risikoklasse

Etter å ha funnet ut hvilken risikoklasse en bruker kan en gå videre for å finne hvilken brannklasse en får. Brannklassene deles opp i 4 ulike klasser som bestemmer konsekvensene av en brann i byggverket. Her spiller flere faktorer inn som planløsning, størrelse og risikoklasse. For det gjeldende byggverket havner en i brannklasse 3 utfra verdier funnet i tabell 28 i §11-3 Brannklasse.

Risikoklasse	Antall etasjer			
	1	*2*	*3 og 4*	*5 eller flere*
1	-	BKL 1	BKL 2	BKL 2
2	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
3	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
4	BKL 1	BKL 1	BKL 2	BKL 3
5	BKL 1	BKL 2	BKL 3	BKL 3
6	BKL 1	BKL 2	BKL 2	BKL 3

Tabell 28: Brannklasse

Etter å ha funnet ut risikoklasse og brannklasse må en finne de ulike kravene som gjelder bygningen. I §11-4 Bæreevne og stabilitet tabell 29 er det oppgitt de ulike kravene som gjelder de ulike bygningsdelene. I brannklasse tre er det krav om brannmotstand R 90 som tilsvarer evnen til å motstå den dimensjonerende brannpåkjenning i 90 min. Likevel i §11-4.(4) sier forskriften at en kan bruke brannmotstand R 60 for etasjeskillere for byggverk under 8 etasjer. En har valgt å bruke brannmotstand R 90 på hele bygningen for å være tss. I tillegg oppgir tabell 29 ulike verdier for brennbarhet (A2), røykproduksjon (s1) og fallende partikler/dråpesmitte (d0), som igjen stiller ulike krav som skal tilfredsstilles ved branneksponering.

	Brannklasse		
Bygningsdel	**1**	**2**	**3**
Bærende hovedsystem	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 90 A2-s1,d0 [A 90]
Sekundære, bærende bygningsdeler, etasjeskillere og takkonstruksjoner som ikke er del av hovedbæresystem eller stabiliserende	R 30 [B 30]	R 60 [B 60]	R 60 A2-s1,d0 [A 60]
Trappeløp	-	R 30 [B 30]	R 30 A2-s1,d0 [A 30]
Bærende bygningsdeler under øverste kjeller	R 60 A2-s1,d0 [A 60]	R 90 A2-s1,d0 [A 90]	R 120 A2-s1,d0 [A 120]
Utvendig trappeløp, beskyttet mot flammepåvirkning og strålevarme	-	R 30 [B 30] eller A2-s1,d0 [ubrennbart]	A2-s1,d0 [ubrennbart]

Tabell 29: Brannkrav

Når en nå har kommet fram til branneksponeringstiden kan en regne ut den effektive forkullingsdybden så en kan finne det resterende tverrsnittet etter angitt tid. Først må en finne den nominelle forkullingshastigheten for treverket. I tabell 30 er det oppgitt de ulike verdiene for nominell forkulingshastighet basert på materialet.

Materiale Type produkt	Karakteristisk densitet, ρ_k (kg/m³)	Forkullingshastighetens grunnverdi, β_0 (mm/min)	Nominell forkullingshastighet, β_n (mm/min)
a) Konstruksjonsvirke (minste tverrsnittsmål 35 mm)			
Gran, furu og bøk	≥ 290	0,65	0,80
Hardere tresorter	≥ 450	0,50	0,55
b) Limtre generelt og lettere harde tresorter	≥ 290	0,65	0,70

Tabell 30: Ulike forkullingshastigheter avhengig av materiale. Hentet fra Treteknisk.

For massivtreelementer i C24 har en valgt materialet konstruksjonsvirke gran, furu og bøk, og får en verdi på $0.8\ mm/min$. Likevel kunne en ha brukt $0.7\ mm/min$ siden limte

krysslagte elementer som både er flatlimt og kantlimt (hellimt) kan bli sett på som limtre. En har valgt å gjennomføre dimensjoneringen konservativ med en nominell forkullingshastighet på $0.8\ mm/min$. Selv om en kun har endimensjonal innbrenning β_0 velger en å ta hensyn til hjørneeffekten, altså todimensjonal innbrenning β_n.

4.9.1 Etasjeskiller

Når en begynner å se på selve brann dimensjoneringen, er det valgt å bruke en forenklet metode hvor resttverrsnittet har full fasthet og kapasitet etter en brann. En begynner med å regner ut den effektive forkullingsdybden ved å bruke formelen (4.1) i NS-EN 1995-1-2: Del 1-2: brannteknisk dimensjonering [34]. For etasjeskillere velger en å se på dekke nedenfra. Selv om det er en gipsplate under dekke, er det valgt å regne på brann på etasjeskiller uten gipsplaten. En kan da følge formelen stegvis og kommer fram til en effektiv forkullingsdybde på $79\ mm$. Da sitter en igjen med et resttverrsnitt på $101\ mm$. For å finne ut om det resterende tverrsnittet holder for bæreevne og stabilitet må en finne en ny nøytralakse og de andre tverrsnittsdataene. Når en nå ikke har et symmetrisk tverrsnitt, må en vekte breddene med E-modulen for hvert resterende sjikt. En får da en ekvivalent bredde på $33.6\ mm$ for lag nummer to, og $1000\ mm$ for topplaget og lag nummer tre. En regner så videre med et litt vanskeligere tverrsnitt som har en fiktiv E=11000 N/mm^2 for hele. Da kan en finne de ulike tversnittdataene for etasjeskilleren som er vist i tabell 31.

Etasjeskiller, t=180mm									
Tverrsnittdata (resttverrsnitt etter 90 min brannbelastning):									
L	T	L	T	L	Tykkelse	n.a.	I_{eff}	EI_{eff}	S_{eff}
C24	C24	C24	C24	C24	C24				
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	$E + 7\ mm^4$	$E + 11\ Nmm^2$	$E + 6\ mm^3$
0	0	31	30	40	101	48,69	8,29	9,12	1,15

Tabell 31: Etasjeskiller sin tversnittdata etter 90 min brann

For branndimensjonering må en regne ut de ulike lastene som virker på elementet. For å finne den opptredende lastvirkingen må en sammenligne lasten av ligning 6.10.a og 6.10.b. multiplisert med faktoren $n_{fi} = 0{,}65$ og bruke den største. Etter å ha kommet fram til en dimensjonerende lastpåkjenning ved brannbelastning regner en ut opptredende moment-, skjær- og trykkbelastning, og kontrollerer det med dimensjonerende kapasitet. Etter å ha

kontrollert at kapasiteten til massivtreelementet er større enn lastpåvirkningen ser en at etasjeskilleren har opprettholdt bæreevnen ved en 90 minutters brannbelasting. Hadde en valgt å regne på det med en gipsplate i underkant ville dette gitt bedre verdier. En ser på den måten på den sikre siden ved å regne uten gips. Etasjeskilleren befinner seg i en branncelle, som gjør at den kun vil få brann på den ene siden. Om det hadde brent på oversiden vil det ta en del lengre tid før brannen når inn til treverket enn fra undersiden. Derfor velger en å regne på det fra undersiden hvor brannen når fortere inn på massivelementet. For en mer nøyaktig utregning ville en ha diskutert tilfellet med en RiBr (Rådgivende Ingeniør Brann). Likevel er utregningen til sikker side, og etasjeskilleren vil opprettholde kravene for brann.

4.9.2 Bærende Innervegg

Ettersom at etasjeskillerene holdt for brannbelastningen, må vi sjekke for bærende innervegger. Siden tjukkelsen av veggene er relative små har en valgt å legge to gipsplater (type F, tjukkelse 12,5 per stykk) på utsiden av veggen. Disse vil begynne å brenne en stund før massivtreveggen og en må derfor regne ut tiden det tar før massivtreelementet begynner å forkulle. Starttiden for forkullingen bak gipsplatene beregnes etter formel (3.11), hvor $t_{char} = 49min$. Deretter må en finne den effektive innbrenningsdybden til massivtreet med et starttidspunkt på 49min. Vanligvis ville forkullingen på elementet begynt før sammenbruddet av gipsplatene, og en ville fått en reduksjon som forsinket innbrenningen fram til sammenbruddet av platene. Etter platene har brutt sammen vil en få en økning fram til innbrenningsdybden er $25\ mm$, og deretter ville det ha vanlig innbrenningshastighet. For å regne ut innbrenningsdybden i den reduserte fasen trenger en å finne tiden fram til beskyttelsen bryter sammen (t_f), men standarden gir ikke ut noe informasjon om dette for gipsplater type F. I formel (3.15) setter de $t_f = t_{char}$ for gipsplater type A og H, dette gjelder dermed ikke for type F, men en har valgt å bruke dette siden det er tss. Videre må en regne ut tidspunktet da akselerert forkulling antas avsluttet (t_a). Siden innbrenningsdybden er større enn $25\ mm$ med en økningsfaktor bruker en formel (4.1): $d_{char.n} = 25\ mm + \beta_n * (t - t_a) = 45.3\ mm$. En sitter da igjen med et resttverrsnitt på $47.7\ mm$. Videre utregninger er gjort likt som for etasjeskilleren, og tversnittdataene kan en

lese av i tabell 32.

Innervegg, t=100mm									
Tverrsnittdata (resttverrsnitt etter 90 min brannbelastning):									
L	T	L	T	L	Tykkelse	n.a.	I_{eff}	EI_{eff}	S_{eff}
C24	C24	C24	C24	C24	C24				
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	$E + 6\ mm^4$	$E + 10\ Nmm^2$	$E + 5\ mm^3$
0	0	7,7	20	20	47,7	19,66	7,17	7,89	1,93

Tabell 32: Innervegg sin tversnittdata etter 90 min brann

Etter en branndimensjonering kommer en fram til at det bærende hovedsystemet i bygget opprettholdere kravene gitt i teknisk forskrift §11-4.(4). Branndimensjoneringen er altså kontrollert for den mest utsatte innerveggen og etasjeskilleren, mens for andre vegger er det blitt gjort branndimensjoneringer i Calculatis. For en fullstendig oversikt over branndimensjonering kan en se i 4.9.1

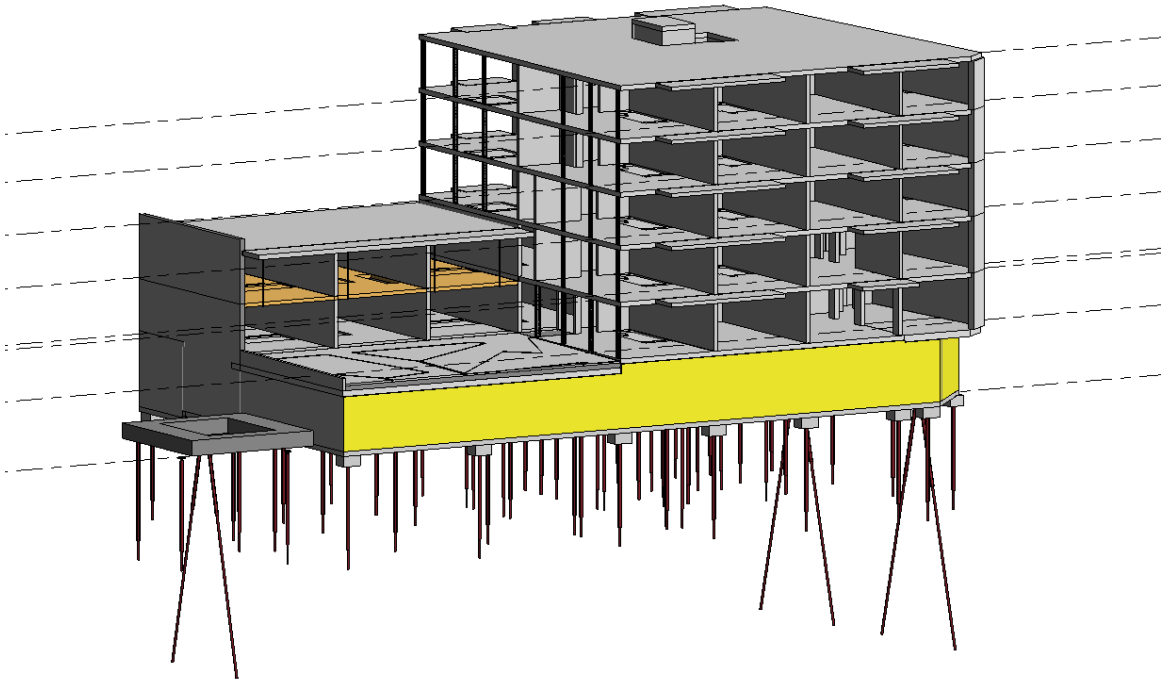
5. Sammenligning

Etter å ha regnet på selve dimensjoneringen vil vi diskutere om dette er en gunstig byggemetode i forhold til det allerede prosjekterte byggverket i betong. Når en skal sammenligne to materialer kan en se på egenskapene materialene har i forhold til bæresystemet, brann, vibrasjoner, lyd, miljø og lønnsomhet.

5.1 Bæresystemet

Bæresystemet til betong er ganske ulikt sammenlignet med bæresystemet til massivtre. Den største forskjellen er nok luftrommet mellom veggene og dekkene, som gjør at en kan se på bæresystemet i massivtre som statisk bestemt. Massivtreveggen bærer kun lasten til halve spennvidden til det ene etasjeskilleren, men for betong får de bærende veggene lasten til halve spennvidden til etasjeskillerene på begge sider av veggen. Selve betongveggen er lik $200\ mm$. Innerveggen av massivtre vil få en tykkelse på $310\ mm$ på grunn av isolasjonslaget i midten, men selve tykkelsen av massivtreelementet blir totalt på $200\ mm$. Likevel vil en miste litt volum i rommet for betongveggen, siden en skal gipse og muligens ha plass til tekniske løsninger. Massivtreveggen vil ta større volum selv om de bærende lagene er like store. Figur 50 viser Sweco Norge AS sin plantegning av det allerede prosjekterte

bæresystemet, mens 51 viser en mulig løsning for prosjektering av bæresystemet i massivtreelementer.



Figur 50: Allerede prosjektert bæresystem av betong fra Sweco Norge AS.

Figur 51: Et snitt som viser oversikten av bæresystemet i massivtre.

For dekket har en derimot kommet fram til at en bruker en mindre tykkelse på selve massivtreelementet enn for betongdekket. Betongdekke er et toveis plaststøptdekke som har en tykkelse på $250\ mm$, mens massivtreelementet havner på $180\ mm$. Likevel må en kle til dekket med gips under og ha et tilfarersystem over for å tilfredsstille de ulike kravene, som gjør at en havner på en tykkelse på $366\ mm$. Oppbygningen av betongdekket er et lag parkett, en $5\ mm$ trinnlydsplate og $250\ mm$ plaststøptdekke. Dette medfører at tykkelse på massivtre er en del større, og vil ta en del mer volum av rommet enn for betong. Forskjellen påvirker høyden av utsparinger, som kan bli dimensjonerende for massivtreelementene.

I femte og sjette etasje er det valgt en løsning med et hatteprofil for bæresystemet i massivtre. Dette er blitt gjort siden massivtredekkene ikke tåler den lange spennvidden. En har valgt løsningen med et hatteprofil opp på en stålsøyle og to bærende vegger for å få bevare volumet i rommet. Her vil det vært en bedre løsning med å dele leiligheten i to og hatt en bærende vegg for å opprettholde renheten av tre i bygget. For bæresystemet i betong er det valgt å legge det plaststøpte dekke over to stålsøyler og en bærende innervegg. Ved å forholde seg til angitt utforming vil det være en mer gunstig byggemetode å bruke betong.

Ikke alle ytterveggene er beregnet som bærende vegger for bæresystemet i betong, mens i massivtre har en brukt alle ytterveggene som blir utsatt for lastene fra dekker som bærende. Ytterveggen mot nordvest og sørøst er de bærende ytterveggene for betong og har en tykkelse på $320\ mm$ med et lag på $110\ mm$ av plaststøpt betong. For massivtre vil ytterveggene ha en tykkelse på omtrent $320\ mm$, men selve massivtreelementet vil bli på $120\ mm$. Dermed vil også ytterveggene bli ganske like som for betong.

For yttervegger på nordvestlige side av bygg 72 er det vurdert flere løsninger for å håndtere nedbøyning over utsparinger. Hvilken som er riktig å velge er litt opp til hva en ønsker å oppnå. Vil en ha et byggverk i rent treverk, vil limtrebjelken være den beste løsningen.

Dersom man har mulighet til å minke på byggehøyden tidlig i prosjektet vil denne løsningen være den minst kostbare. Likevel vil løsningen med et sveist kanalprofil fjerne lite av arealet av veggen og en kan få akkurat den dimensjonen en ønsker. Uansett vil veggen være kledd med gips og kledning, som fører til at valgt metode ikke er synlig. Etter oppgavens beskrivelse vil en helst ha hele byggverket i massivtre og en har derfor valgt å gå for løsningen med limtrebjelken. Når man har valgt denne løsningen er det viktig at en sikrer ytterveggen med den åpne utsparingen ved transport. Det kan gjøres ved at limtrebjelken er ferdig montert i elementet og at det ikke skjer på byggeplassen.

Etter å ha sett på både dekke og vegger kommer en fram til at nødvendig tykkelse for å holde for de ulike lastpåkjenningene er litt større for massivtre enn for betong. Selv om bæreevnen til betong og massivtre er ganske ulik har en her i oppgaven kommet fram til at byggverket vil bli ganske likt med tanke på oppbygningen av bæresystemet. Likevel er oppbygningen av stabilitet for de to byggemetodene ganske ulike. For betong vil en kunne se på byggverket globalt mens for massivtre blir det internt hver leilighet for seg. Dette skaper en utfordring når det kommer til oppbygningen av massivtre, som gjør at en egentlig bør ha dette i tankene ganske tidlig i prosjekteringsfasen. For betongbygg vil heissjakten være med å hjelpe på avstivningen, mens for massivtre er der nødt til å være lengre vegger med ikke så store utsparinger som kan ta kreftene ned. Dette kan bli utfordrende når en må se på hver leilighet for seg selv. Etter en del beregninger kommer en fram til at en må bruke to vegger med ganske mange utsparinger istedenfor veggen inn mot heissjakten siden den var for kort og oversteg knekkingskapasiteten. En har derfor valgte at de to ytterste veggene skal ta lasten. Lasten som treffer veggene vil treffe ulikt, men en har valgt å gjøre et overslag å dele lasten på de to siden de har tilnærmet likt angrepspunkt til vinden.

Ved at en tidlig velger å ta hensyn til stabilitet i prosjektering av massivtre vil dette stille seg på lik linje med betong, men med allerede prosjekterte eller eksisterende bygg kan stabilitet bli en utfordring for massivtre med tanke på lyd. En vil komme tilbake til dette.

5.2 Brann

De to ulike bygningsmaterialene oppfører seg ulikt i et branntilfelle. For betongkonstruksjoner treng en ikke å gjøre endringer eller legge brannbeskyttelse for å komme innenfor kravene, en må bare ha stor nok dekketykkelse og armeringsdybde. Her er kravet for dekke etter 90 min en tykkelse på $100\ mm$ som er godt innenfor når det er brukt $250\ mm$.

BRANNMOTSTAND, DEKKETYKKELSE OG ARMERINGSDYBDE

Brannmotstand	Dekketykkelse *[mm]*	Armeringsdybde *[mm]*		
		A	B	C
REI 30	60	(10)	(10)	(10)
REI 60	80	20	(10)	(15)
REI 90	100	30	(15)	20
REI 120	120	40	20	25
REI 180	150	55	30	40
REI 240	175	65	40	5

A = enveisplate, B= toveisplate l/b ≤ 1,5 og C = toveisplate 1,5 ≤ l/b ≤ 2

Tabell 33: Brannmotstand for betongdekke [41].

For vegger stiller det krav til de samme som for dekke og her havner kravet på $140\ mm$ som igjen er innenfor når det har blitt brukt $200\ mm$.

BRANNMOTSTAND, VEGGTYKKELSE OG ARMERINGSDYBDE

Brannmotstand	Veggtykkelse / Armeringsdybde *[mm]*	
	$\sigma_c \leq 0{,}15\ f_{ck}$	$\sigma_c \leq 0{,}30\ f_{ck}$
REI 30	120 / (10)	120 /(10)
REI 60	120 / (15)	140 / 25
REI 90	140 / 25	170 / 35
REI 120	160 / 35	160 / 35
REI 180	200 / 55	300 / 65
REI 240	240 / 75	400 / 85

σ_c = betongspenning, f_{ck} = betongens karakteristiske fasthet

Tabell 34: Brannmotstand for betongvegg [41].

Massivtreelementene er i motsetning til betong et brennbart materiale som gjør at en er nødt til å dekke til materialet for å komme innenfor brannkravet. Er derfor nødt til å legge to lag gips på de bærende veggene i tillegg til et lag gips på under side av dekke. Likevel er tykkelsen på laget til massivtreelementet meget avgjørende. Samtidig spiller antall sjikt en rolle, hvor tykkelsen på resterende lag som tar trykk betyr mye. Som tidligere nevnt vart det

prøvd et sjikt på trelags og et femlags. Hvor trelags hadde et resterende tverrsnitt som tar trykk på $30\ mm$, men femlags hadde et på $37\ mm$. Dette hadde en stor påvirkning for ULS-fire. Selv om begge materialene tåler en brann på 90 min med lik tykkelse, er det stilt mer krav til materiale av tre på grunn av at det er lett brennbart.

5.3 Lyd og vibrasjon

Oppbygningen av trematerialе gjør at det er mer ømfintlig for lyd enn betong. Det er tatt hensyn i oppgaven i form av at oppbygning av bæresystem blir slik at boenhetene blir egne statiske system. Utfordringen i sjette og femte etasje med hatteprofil og søyler gir et system som vil gi uønskede flanketransmisjoner. Opplegg av hatteprofilet på hele tykkelsen av innerveggene vil føre til flanketransmisjon mellom boenheter og oppholdsareal. I et dimensjonerings perspektiv er det gjennomførbart, men for å opprettholde lydkrav fra TEK17 burde det utføres tester i laboratoriet eller på byggeplassen. Ved bruk limtresøyle istedenfor stålsøyle som alternativ ville det sannsynligvis skapt samme problem med transmisjon.

For å unngå flanketransmisjon er dekkene ikke gjennomgående. Konsekvensene av det er at beregningen av stabilitet blir mer isolert og man kan ikke se på det som et globalt fenomen på bygget.

Løsninger for lydisolasjon av betong er basert på lydteknisk premissrapport av Sweco Norge AS, som var rådgivende ingeniør med ansvarsrett for lyd og vibrasjoner. I betongbygget er dekket gjennomgående, og vegger er støpt på dekket. En avgjørende faktor for lydisolasjonen er flatemassen, hvor den i betong er større enn for massivtre. De flest innvendige skilleveggene i betong er derfor bare $200\ mm$ plasstøpt betong. Derimot er det gjort løsninger for enkelt konstruksjoner slik at sjaktvegger isoleres med $2x13\ mm$ gips og $50\ mm$ mineralull. Mellom leiligheter i andre til sjette etasje i bygg 72 er dekkene bygd opp av et lag parkett, $5\ mm$ trinnlydplate og $250\ mm$ betong. Denne oppbygningen tilfredsstiller kravet for lydisolasjon dersom trinnlydplaten hadde trinnlydforbedringstall på $\Delta L_w \geq 17db$.

Massivtre har lavere densitet sammenlignet med betong. Ulempen med lav vekt i konstruksjonsdelene er at det lettere settes i svingninger. Dette gjelder spesielt for frekvenser med lav Hz. Ser man på massivtredekket alene med 180mm tykkelse er det vibrasjon som er dimensjonerende. Her er det likevel brukt verdier tss for beregninger i Calculatis. I tillegg vil et tilfarersystem og lettvegger bedre konstruksjonens evne til å motstå svingninger. [42] En valgte likevel å øke panelbredden fra en til to meter for å bedre vibrasjonen.

Å opprettholde kravene for lyd og vibrasjon i bæresystem av massivtre er mer utfordrende enn for det statiske systemet bæresystemet i betong. Det er basert på at treverket har en lavere flatevekt og er lettere å ta opp svingninger.

5.4 Materialet

Begge materialene er lett å kombineres med andre materialer, og begge er enkle å formes etter geometrisk ønske så lenge kapasiteten er god nok. En kan skape fleksibilitet ved planløsninger og hjelpe brukarene å få den rominndeling man ønsker. For overflatene er det litt opp til hva kunden ønsker, men mange opplever at synlige treoverflater er behagelige og gir gode akustiske egenskaper. Likevel er det avhengig av brannkrav om en kan ha synlige flater i massivtre. Om det ikke er krav om å dekke til treverket kan en spare både på flere sjikt og arbeidsoperasjoner en normalt ville hatt.

Vekten på selve materialene er veldig forskjellige, hvor vekten på betong vil hjelpe til for vibrasjoner, lyd. Likevel vil den store vekten på betongkonstruksjonen føre til ulemper med dårlige grunnforhold. Her vil massivtreelementer være en god metode å bruke pga. den lave vekten. Massivtreelementer sin vekt vil også kreve mindre kostnadskrevende utstyr under montering og vil gi mindre transportkostnader ved mindre vekt.

5.5 Byggeprosessen

Når en ser på selve byggeprosessen til de to ulike materialene, er det flere avgjørende faktorer. For selve prosjekteringen er viktig å legge tidlig til grunne hvilken byggemetode en velger. Ved prosjektering av massivtre er dette en ganske krevende prosess siden det er en del mangel på erfaring og dokumentasjon, mens for betong er dette en tradisjonell og godt brukt byggemetode. Det vil dermed være litt utfordringer i prosjekteringen av massivtreelementer [17]. For montasje vil massivtreelementer gi et gunstig tidsperspektiv i forhold til betong. Byggetiden likevel avhengig av at detaljtegninger og pakkelister for elementer er kvalitetssikret, men selve byggetiden blir kortere.

En faktor som spiller en stor rolle i byggeprosessen, er været i byggeperioden. Selv om massivtreelementene er produsert innendørs og levers med et fuktighetsnivå på 8-14%, er det viktig å planlegge det slik at bygget ikke settes opp slik at fuktigheten vil øke. Det vil føre til at byggetiden øker for elementene trenger en uttørkingstid. Det er ofte brukt værbeskyttelsesystemer over byggeplassen for mindre prosjekter for at været ikke skal være en avgjørende faktor. For betong er ikke været en avgjørende faktor siden en kan bygge med betong hele året. Likevel vil massivtreelementene medføre til en mer ryddig arbeidsplass i forhold til betong hvor det forkommer mer støv og søl.

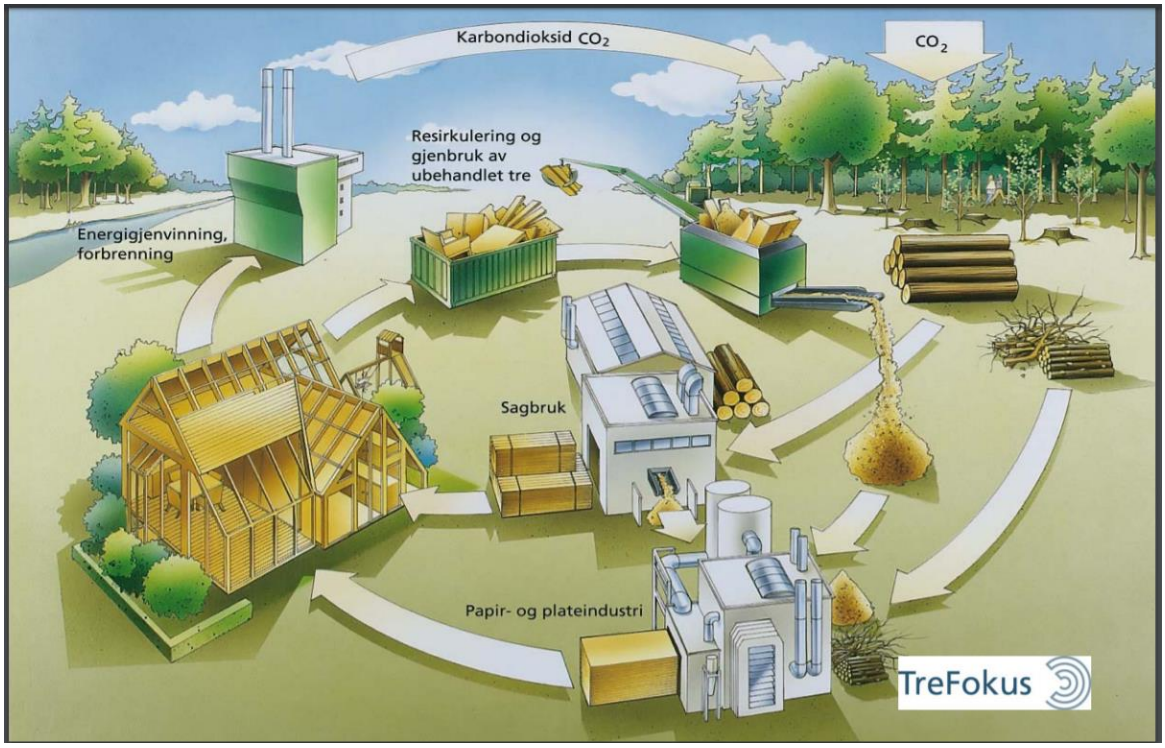
5.6 Lønnsomhet

Den korte byggetiden til massivtreelementer vil redusere rigg- og kapitalkostnader, som har stor effekt på totalkostnadene, og vil samtidig skape bedre likviditet for utbygger. Et bygg med lav byggetid vil også få inn leieinntekter raskere. I Norge er massivtre et relativt nytt produkt i forhold til land som Sveits, Østerrike og Tyskland. Det er begrenset erfaring, kalkulasjoner og dokumentasjon, som gjør at massivtre ikke enda er konkurransedyktige i forhold til alternativer slik som betong. Det ligger derimot et godt grunnlag for at massivtre kan være billigere. I tillegg er det kommet fram til at det er store muligheter for å redusere kostnader og pris på montering og tekniske installasjoner. Et prosjekt med fem boliger med fem etasjer av Rolf Jonsson CPM AB viser tall som konkluderer med at massivtre var 7-10% rimeligere enn bæresystem i andre materialer. Med mer erfaring og en standard vil

massivtre kunne være konkurransedyktig som bæresystem mot mer tradisjonelle bæresystem som betong [18].

5.7 Miljø

Treverkets hygroskopiske egenskap gjør at materialet tilpasser seg omgivelsene. Reguleringen av fuktighet og varme føre til et behagelig inneklima, i tillegg til at det senker kostnaden for oppvarming og vedlikehold.



Figur 52: Livssyklusen til treet. Hentet fra TreFokus.

Et hovedargument for bruk av massivtre er at materialet er en naturlig fornybar ressurs, som har muligheten til både gjenbruk og gjenvinning av materialet. Figuren 52 over viser livssyklusen til treet. Elementene er med å skape bærekraftige og miljøeffektive bygninger og er i tillegg energieffektive innen produksjon, montering og transport. Bygget vil også fungere som et CO_2 lager ved at karbonet binder seg til treverket gjennom fotosyntesen. Ved nedbryting av materialet vil det slippe ut samme mengde CO_2 som det tok opp, som gjør det klimanøytralt. Her vil massivtreelementene minke på CO_2 utslippet til atmosfæren i forhold til materialet betong både i byggeprosessen og produksjonen. Treverket kan også brukes som en ressurs i for eksempel i biobrensel. Det vil kunne erstatte fossilt brensel, og

vil minke CO_2 nivået i atmosfæren. En fordel med massivtre kontra tradisjonelt bindeverk er at de innerste lamellene ikke trenger å være av samme kvalitet, og derfor kan gjenbruk av treverk med lavere kvalitet brukes i de indre sjiktene. I tillegg kommer elementene ferdig produsert som vil skape mindre avfall på byggeplassen som er et godt miljøtiltak. En byggemetode av treverk vil være en mer miljøvennlig metode enn en byggemetode av betong, siden treverk er klimanøytralt.

5.8 Videre arbeid

Tidsbegrensninger har ført til at enkelte dimensjoneringer er blitt sett bort ifra. For videre arbeid ville en ha gjennomført en grundigere gjennomgang av følgende punkter:

- Dimensjonering av balkonger
- Dimensjonering og vurdering av heissjakt i massivtre
- Dimensjonering av mekaniske forbindelser i knutepunkt mellom massivtreelementer, og mellom massivtre og betong
- Modellering av bæresystem i FEM-design for en grundigere analyse av seismiske laster
- Lydteknisk premissrapport av bæresystem i massivtre
- En undersøkelse av grunnforhold og beregninger.
- Flere stabilitetskontroller for andre boenheter.

6. Konklusjon

Ved bruk av massivtreelementer som bæresystemet istedenfor betong for Damsgård brygge 3, kommer en fram til som utfordrende men gjennomførbar. For å opprettholde tilsvarende like dimensjoner som arkitekturtegningene fra Sweco Norge AS er det gjort løsninger som krever kombinasjoner av stål. Enkelte løsninger er det benyttet andre treelementer som limtre for å beholde bruken av tre som materiale. For leilighetene i sjette og femte etasje med store spenn er det vurdert at hatteprofil er den beste løsningen.

For en optimal utnyttelse av massivtre som bæresystem burde det ligge til grunne allerede i prosjekteringsfasen av bygget. Dersom det tidlig blir tatt til betraktning vil bæresystem i massivtre være konkurransedyktig ovenfor betong. Lønnsomheten av den korte byggetiden ved montering og at det er et miljøvennlig tiltak er et hovedargument for å bygge i massivtre. Siden oppgaven er gitt i form av et allerede prosjektert bygg, og det er mangel på dokumentasjon og erfaring generelt i Norge, vil betong være et bedre og mer utbredt alternativ.

7. Referanse liste

[1] J. Norge, «Damsgård brygge trinn 3,» 2020. [Online]. Tilgjengelig: https://www.jm.no/vestland-fylke/bergen-kommune/damsgard/damsgard-brygge-trinn-3/

[2] *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016, 2016. Tilgjengelig: https://www.standard.no/, Hentet: 04.02.2020.

[3] P. INC., «PTC Mathcad,» 2020. [Online]. Tilgjengelig: https://www.mathcad.com/en

[4] *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner*, NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018, 2018. Tilgjengelig, Hentet: xx.xx.xxxx.

[5] S. Byggdata, «Dimensjonering av betongkonstruksjoner - programutvikling,» 2020. [Online]. Tilgjengelig: http://www.ove-sletten.no/index.htm

[6] S. Byggdata, «Beregningsprogrammer for betongkonstruksjoner,» 2020. [Online]. Tilgjengelig: http://www.ove-sletten.no/programmer.htm

[7] h. b. f. gmbh, «Team,» 2020. [Online]. Tilgjengelig: https://www.cltdesigner.at/index.php?id=123&L=2

[8] S. Enso, «Calculatis,» 2020. [Online]. Tilgjengelig: https://www.storaenso.com/en/products/wood-products/calculatis?fbclid=IwAR3ywF1Lf5tmPGq7rHRZEOxWMKxZ_Kz-0UCSsr6UyZBnV0MXnkC-fitNba8

[9] Autodesk, «Robot Structural Analysis Professional,» 2020. [Online]. Tilgjengelig: https://www.autodesk.com/products/robot-structural-analysis/overview

[10] Autodesk, «Revit,» 2020. [Online]. Tilgjengelig: https://www.autodesk.no/products/revit/overview

[11] SketchUp, «The best way to 3D for free,» 2020. [Online]. Tilgjengelig: https://www.sketchup.com/plans-and-pricing/sketchup-free

[12] C. A. C. o. R. Flatland, «Laft og lafting,» i *FOKUS på tre*, N. T. I.-. Trefokus, Red., Opplag 5000 utg. Oslo: Trefokus, 2008, s. 2. Tilgjengelig: http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/44-Laft-og-lafting.pdf

[13] P. Skogstad, Red., *Treteknisk håndbok nr.4*. Oslo: M-Sats & Strandberg Grafisk AS, 2009.

[14] B. Roald, «Eldre vegger av reisverk. Metoder og materialer,» 2017. [Online]. Tilgjengelig: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/676/eldre_vegger_av_reisverk_metoder_og_materialer, Hentet: 19.03.

[15] TreFokus, «PreCut - kontruksjonspakke,» 2020. [Online]. Tilgjengelig: http://trefokus.no/treveilederen/temaer/byggesystemer/precut, Hentet: 20.03.

[16] J. A.-. Treteknisk, «Håndbok,» i *-bygge med massivtreelementer*, N. t. institutt, Red., Opplag 4000 utg. Oslo, 2009.

[17] S. Faanes, «BYGGING MED MASSIVTRE - FORTSATT EN NY BYGGEMETODE,» Norsk Bygningsfysikkdag 2019 2019. Tilgjengelig: http://bygningsfysikk.no/NorskBygningsfysikkdag2019/01_FAANES-Erfaringer_med_massivtre_fra_entreprenoer.pdf, Hentet:

[18] J. Aarstad og -. Treteknisk, «Håndbok,» i *-bygge med massivtreelementer* vol. Hefte 1: Generelt, N. t. institutt, Red., Opplag 4000 utg. Oslo, 2009.

[19] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner*, NS-EN 1991-1-2:2002+NA:2008, 2008. Tilgjengelig: https://www.standard.no/, Hentet: 05.05.2020.

[20] J. Aarstad og -Treteknisk, «Håndbok,» i *-bygge med massivtreelementer* vol. Hefte 4: Brann, N. t. institutt, Red., Opplag 4000 utg. Oslo, 2009.

[21] J.-T. Aarstad, «Håndbok,» i *-bygge med massivtreelementer* vol. Hefte 5: Lyd, N. t. institutt, Red., Opplag 4000 utg. Oslo, 2009.

[22] D. f. byggkvalitet. Byggteknisk forskrift (TEK 17) med veiledning.

[23] Trefokus, «Byggesystemer for massivtre,» [Online]. Tilgjengelig: http://www.trefokus.no/proff/artikler/a-bygge-med-tre/byggesystemer-for-massivtre, Hentet: 14.04.
[24] D. f. byggkvalitet. Byggteknisk forskrift (TEK 17) med veiledning.
[25] *Eurokode 1: Laster på Konstruksjoner*, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019, 2019. Tilgjengelig: https://www.standard.no/, Hentet: 04.02.2020.
[26] SINTEF. 471.031 Egenlaster for bygningsmaterialer, byggevarer og bygningsdeler [Online]. Tilgjengelig: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/215/egenlaster_for_bygningsmaterialer_byggevarer_og_bygningsdeler#
[27] *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner*, NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2018, 2018. Tilgjengelig: https://www.standard.no/, Hentet: 11.02.2020.
[28] N. v.-o. e. (NVE). Klima [Online]. Tilgjengelig: http://www.senorge.no/?p=klima
[29] *Eurokode 1: Laster på kontruksjoner*, NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009, 2009. Tilgjengelig: https://www.standard.no/, Hentet: 18.02.20.
[30] Kartverket. Høydedata [Online]. Tilgjengelig: https://hoydedata.no/LaserInnsyn/
[31] NORSAR, «Hva er et jordskjelv,» [Online]. Tilgjengelig: https://www.jordskjelv.no/om-jordskjelv/hva-er-et-jordskjelv/
[32] *Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning*, NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014, 2014. Tilgjengelig: https://www.standard.no/, Hentet: 16.03.20.
[33] B. foreningen, *Betongelementboken på nett*, 2016. [Online]. Tilgjengelig: https://betongelementboka.betongelement.no/betongapp/BookB.asp?isSearch=0&liID=911&DocumentId=BindB/Del_2/B9/9_1_1.pdf&BookId=B, Hentet: Access Date.
[34] *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner*, NS-EN 1995-1-2:2004+NA:2010, 2010. Tilgjengelig: https://www.standard.no/, Hentet: 03.05.2020.
[35] J. Aarstad og -Treteknisk, «Håndbok,» i *-bygge med massivtreelementer* vol. Hefte 3: Dimensjonering, N. t. institutt, Red., Opplag 4000 utg. Oslo, 2009.
[36] K. Bell og H. Liven, *Limtreboka - Beregningseksempler*. Trondheim/Moelv: Norske Limtreprodusenters Forening, 2018.
[37] J. Aarstad, G. Glasø og A. Bunkholt, Red., *Fokus på tre - Massivtre*. TreFokus As og Treteknisk, 2011.
[38] *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner* NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015, 2015. Tilgjengelig: https://www.standard.no/, Hentet: 05.05.2020.
[38] *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner* NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015, 2015. Tilgjengelig: https://www.standard.no/, Hentet: 05.05.2020.
[39] *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner*, NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009 2009. Tilgjengelig: http://www.standard.no/, Hentet: 11.05.2020.
[40] D. f. byggkvalitet. Byggteknisk forskrift (TEK 17) med veiledning.
[41] SINTEF. 520.321 Brannmotstand for etasjeskillere [Online]. Tilgjengelig: https://www-byggforsk-no.galanga.hvl.no/dokument/1538/brannmotstand_for_etasjeskillere
[42] G. Glasø, «Tre og lyd,» i *FOKUS på tre* vol. ISSN 1501-7427: TreFokus AS, Treteknisk, 2011. Tilgjengelig: http://www.trefokus.no/resources/filer/fokus-pa-tre/36-Tre-og-lyd.pdf

8. Vedlegg

Vedlegg 2.2.1 - Bæresystem i betong

Vedlegg 2.2.2 - Bæresystem i massivtre

Vedlegg 3.1.1 - Egenlaster

Vedlegg 3.2.1 - Nyttelaster

Vedlegg 3.3.1 - Snølaster

Vedlegg 3.3.2 - Snølaster tak, bygg 72, Ove-Sletten

Vedlegg 3.3.3 - Snølaster takterrasse, bygg 74, Ove-Sletten

Vedlegg 3.4.1 - Vindlaster

Vedlegg 3.4.2 - Vindlaster bygg 72, Ove-Sletten

Vedlegg 3.4.3 - Vindlaster bygg 74, Ove-Sletten

Vedlegg 3.4.4 - Skråning

Vedlegg 3.5.1 - Seismiske laster

Vedlegg 3.6.1 - Geometriske avvik

Vedlegg 4.1.1 - Lastfordeling

Vedlegg 4.2.1 - Etasjeskiller

Vedlegg 4.2.2 - Etasjeskiller 1m panelbredde, Calculatis

Vedlegg 4.2.3 - Etasjeskiller 2m panelbredde, Calculatis

Vedlegg 4.2.4 - Etasjeskiller 2m panelbredde, CLT-Design

Vedlegg 4.3.1 - Tak bygg 72

Vedlegg 4.3.2 - Tak bygg 72, Calculatis

Vedlegg 4.4.1 - Takterrasse bygg 74

Vedlegg 4.4.2 - Takterrasse bygg 74, Calculatis

Vedlegg 4.5.1 - Bærende innervegg

Vedlegg 4.5.2 - Bærende innervegg 5 lags, bygg 72, Calculatis

Vedlegg 4.5.3 - Bærende innervegg 3 lags, bygg 72, Calculatis

Vedlegg 4.6.1 - Yttervegg bygg 72, 2 etasje, Calculatis

Vedlegg 4.6.2 - Yttervegg bygg 72, 4 etasje, Calculatis

Vedlegg 4.6.3 - Limtrebjelke

Vedlegg 4.6.4 - Limtrebjelke, Calculatis

Vedlegg 4.6.5 - Kanalprofil UPE

Vedlegg 4.6.6 - Kanalprofil UNP

Vedlegg 4.6.7 - Sveist kanalprofil

Vedlegg 4.7.1 - Hatteprofil

Vedlegg 4.7.2 - Stålsøyle HUP

Vedlegg 4.8.1 - Stabilitet

Vedlegg 4.9.1 - Brann dimensjonering