



## BACHELOROPPGAVE

Dimensjonering og sammenligning av to ulike bæresystem

Structural design and comparison of two support structures

Aleksander Skaatun

Crispin Tufft Torsvik

Nicklas Bjerknæs Mikkelsen

BYG350, bacheloroppgave

Fakultet for ingeniør- og naturvitenskap

Trond Einar Martinsen

27. mai 2022

Jeg 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 skrevet av Aleksander Skaatun, Crispin Tufft Torsvik og Nicklas Bjerknes Mikkelsen. Samtlige studerer byggingeniør med retning konstruksjonsteknikk ved HVL Kronstad. Oppgaven utgjør 20 studiepoeng av bachelorutdanningen og skrives avslutningsvis i graden.

Vår spesialisering i konstruksjonsteknikk gjorde det naturlig å skrive en konstruksjonsrettet oppgave. Med bakgrunn i bransjens fokus på bærekraftige byggeprosjekter og bruken av tre i nybygg, ønsket vi i å gjennomføre en dimensjonering og sammenligningsanalyse av to ulike bæresystem.

Bacheloroppgaven er gitt av Multiconsult, som er rådgivende ingeniør på prosjektet. Problemstillingen ble valgt med bakgrunn i vårt ønske om en tverrfaglig oppgave.

Vi ønsker å takke Multiconsult og Åse Lyslo Døssland for en spennende og faglig krevende oppgave, samt gode råd og veiledning. I tillegg vil vi takke vår interne veileder Trond Einar Martinsen for god oppfølging gjennom semesteret.

## Sammendrag

Midtbygda sykehjem skal fornyes og oppdragsgiver har bestilt et nybygg i tre. Ved bestemmelse av bygningsmateriale i bærekraftige byggeprosjekt blir det i mange tilfeller vurdert løsninger i tre fremfor stål og betong. Årsaken til dette er at tre blir ansett som et mer miljøvennlig bygningsmateriale. Vi har sett på om denne påstanden stemmer for Midtbygda sykehjem, eller om stål og betong bør få konkurrere med like vilkår i entreprisene. Dette er gjort ved å dimensjonere et bæresystem i stål og betong, og et i tre, for deretter å sammenligne bæresystemenes totale klimagassutslipp ved å gjennomføre en livssyklusanalyse. Denne tar høyde for det totale utslippet gjennom levetiden for begge konstruksjonsalternativene.

Bygningsmaterialene i de to bæresystemene har ulike egenskaper. Stål har høy strekk- og trykkfasthet, og skal benyttes sammen med hulldekker av betong. Dette gjør det mulig med store spennlengder og store, åpne areal. Tre har høy fasthet i forhold til egenvekt, men store spennlengder krever tykke elementer. Trebygget vil derfor være mer avgrenset av bærende vegger og søyler. Store trebygg har dårligere tilpasningsevne i forhold til tilsvarende bygg i stål og betong.

Dimensjoneringen er gjennomført ved manuelle beregninger og beregningsprogrammer. Prosjektet er i en tidlig fase av prosjekteringen, og grunnlaget for dimensjoneringen har derfor utelukkende vært arkitektfiler.

Bygget er dimensjonert for å tåle lastene det kan bli utsatt for i brukstiden. Lastene er beregnet etter bestemmelsene i Eurokode. Beregninger av de seismiske lastene har vært en sentral del av dimensjoneringen, da det har vært nødvendig med en modal responspektrumanalyse for begge bæresystemene. Denne har blitt gjort i beregningsprogrammet FEM-Design, som er et elementprogram.

Livsløpsvurderingen viser at bæresystemet av tre har 8.8% lavere CO<sub>2</sub>e utslipp enn bæresystemet av stål og betong. Dette følger av at stål- og betongbyggets materialer har større CO<sub>2</sub>e utslipp ved produksjon. Den dårligere tilpasningsevnen til tre gjør at totalt utslipp derimot kan bli høyere ved fremtidig fornying av bygget.

## Abstract

Midtbygda nursing home is to be renovated and the client has commissioned a new build in timber. When determining building materials in sustainable construction projects, timber is often considered first in preference to steel and concrete. The reason for this is that timber is considered a more environmentally friendly building material. We have looked at whether this claim is true for Midtbygda nursing home, or whether steel and concrete should be allowed to compete on equal terms in contracts. This is done by dimensioning a support system in steel and concrete, and one in timber, and then comparing the support systems' total climate emissions by carrying out a life cycle analysis. The life cycle analysis considers the total emissions over the lifetime of both construction alternatives.

The materials in the two support systems have different properties. Steel has a high tensile and compressive strength and will be used together with concrete hollow core slabs. This makes it possible with long span and large, open areas. Timber has high strength in relation to its own weight, but long spans require thick structural elements. A wooden building will therefore be more constrained by load-bearing walls and columns. Large wooden buildings have poorer adaptability compared to similar steel and concrete buildings.

Dimensioning is carried out by manual calculations and calculation programs. The project is in an early stage, and the basis for the dimensioning has therefore been exclusively architect files.

The building is dimensioned to withstand the loads it may be exposed to during its lifespan. The loads are calculated according to the standards of Eurocode. Calculations of the seismic loads have been a central part of the dimensioning, as a modal response spectrum analysis has been necessary for both support systems. The modal response spectrum analysis has been calculated in the software FEM-Design, which is an element program.

The life cycle assessment shows that a support system of timber has 8.8% lower CO<sub>2</sub>e emissions than a steel and concrete support system. This stems from the fact that steel and concrete building materials have greater CO<sub>2</sub>e emissions during production. The poorer adaptability to wood, however, means that total emissions can be higher in future renewal of the building.

# Innholdsfortegnelse

<b>FORORD</b> .....	<b>II</b>
<b>SAMMENDRAG</b> .....	<b>III</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>IV</b>
<b>FIGURLISTE</b> .....	<b>VIII</b>
<b>TABELLISTE</b> .....	<b>XIV</b>
<b>1. INNLEDNING</b> .....	<b>1</b>
1.1 PROSJEKT MIDTBYGDA SYKEHJEM.....	1
1.2 PROBLEMFORMLERING.....	1
1.3 BAKGRUNN .....	1
1.4 BESKRIVELSE .....	1
1.5 AVGRENSNINGER .....	2
1.6 METODE .....	2
1.6.1 PTC MathCAD Prime 7.0.0.0.....	2
1.6.2 FEM-Design 20 .....	3
1.6.3 Calculatis .....	3
1.6.4 OS-Prog .....	3
1.6.5 One Click LCA.....	4
1.6.6 Standarder.....	4
<b>2. FORNYING AV MIDTBYGDA SYKEHJEM</b> .....	<b>5</b>
2.1 EKSISTERENDE BÆRESYSTEM.....	5
2.2 NYE MIDTBYGDA .....	5
<b>3. LASTER</b> .....	<b>7</b>
3.1 EGENLAST.....	7
3.2 NYTTELAST.....	7
3.3 SNØLAST .....	8
3.4 VINDLAST .....	8
3.5 SKJEVSTILLINGSLASTER .....	11
3.6 SEISMISKE LASTER .....	11
3.6.1 Beregningsmetoder for jordskjelv .....	14
3.6.2 Utelatelseskriterier.....	14
3.6.3 Tverrkraftmetoden .....	19
3.6.4 Modal responsspektrumanalyse .....	21
3.7 LASTKOMBINASJONER .....	21

3.7.1 Brann.....	22
<b>4. BÆRESYSTEM I STÅL OG BETONG.....</b>	<b>23</b>
4.1 MATERIALER.....	23
4.1.1 Betong.....	23
4.1.2 Stål.....	23
4.2 BAKGRUNN FOR VALG.....	23
4.2.1 Dekkeløsninger.....	23
4.2.2 Bjelker.....	25
4.2.3 Søyler.....	26
4.2.4 Fundament.....	27
4.2.5 Avstivning.....	28
4.3 BEREGNINGER.....	29
4.3.1 Dekker.....	29
4.3.2 Søyler og fundament.....	29
4.3.3 Bjelker.....	34
4.3.4 Nedbøyning.....	38
4.3.5 Ulykkesituasjon – brann.....	38
4.4 TVERRKRAFTMETODEN.....	39
4.4.1 Fortsettelse utelatelseskriterier.....	39
4.4.2 Etasjelast.....	41
4.5 ANALYSE I FEM-DESIGN.....	41
4.5.1 Modellering.....	41
4.5.2 Elementnett.....	42
4.5.3 Laster.....	43
4.5.4 Statisk kontroll av modell.....	44
4.5.5 Bruksgrensekontroll.....	46
4.5.6 Egenfrekvens.....	47
4.5.7 Modal responsspektrumsanalyse i FEM-Design.....	48
4.5.8 Revidert avstivningssystem.....	54
4.5.9 Sammenligning mellom modal analyse og tverrkraftmetoden.....	55
4.6 DIMENSJONERING AV SIAKT.....	57
4.7 FUNDAMENT SIAKT.....	61
4.7.1 Fundamentplate.....	61
4.7.2 Skjærkraft under fundament.....	62
4.7.3 Strekkforankring.....	62
4.8 HORIZONTAL SKIVER.....	63
4.9 TVANGSKREFTER.....	66

<b>5. BÆRESYSTEM I TRE .....</b>	<b>67</b>
5.1 TRE .....	67
5.1.1 <i>Massivtre</i> .....	67
5.1.2 <i>Limtre</i> .....	68
5.2 DIMENSJONERING .....	68
5.2.1 <i>Etasjeskillere</i> .....	68
5.2.2 <i>Tak</i> .....	70
5.2.3 <i>Bjelker</i> .....	71
5.2.4 <i>Søyler</i> .....	73
5.2.5 <i>Vegger</i> .....	75
5.3 DIMENSJONERING AV SPESIALLØSNINGER .....	76
5.3.1 <i>Vegg som kommer inn på bjelke B.16.2</i> .....	76
5.3.2 <i>Bjelke B.16.2</i> .....	78
5.4 FUNDAMENTER.....	79
5.5 TVERRKRAFTMETODEN .....	80
5.5.1 <i>Fortsettelse utelatelseskriterier</i> .....	80
5.5.2 <i>Etasjelast</i> .....	81
5.6 ANALYSE I FEM-DESIGN .....	81
5.6.1 <i>Modellering</i> .....	81
5.6.2 <i>Elementnett</i> .....	84
5.6.3 <i>Laster</i> .....	86
5.6.4 <i>Statisk kontroll av modell</i> .....	87
5.6.5 <i>Bruksgrensekontroll</i> .....	87
5.6.6 <i>Eigenfrekvens</i> .....	88
5.6.7 <i>Modal responsspektrumsanalyse</i> .....	89
5.7 DIMENSJONERING AV AVSTIVNING .....	91
5.7.1 <i>Sjakt</i> .....	91
5.7.2 <i>Avstivende vegg</i> .....	95
5.8 HORIZONTAL SKIVE .....	98
<b>6. KLIMA .....</b>	<b>100</b>
6.1 <i>LIVSLØPSVURDERING (LIFE CYCLE ASSESSMENT)</i> .....	101
6.2 <i>GJENBRUK OG VEDLIKEHOLD</i> .....	103
<b>7. KONKLUSJON .....</b>	<b>105</b>
REFERANSER .....	106

## Figurliste

Figur 1. 3D-modell av Midtbygda sykehjem, hvor rød ring markerer fløyen som skal dimensjoneres.....	2
Figur 2. Oversikt over eksisterende bygningsmasse.....	5
Figur 3. Første etasje i nye Midtbygda. Inngangsparti til høyre.....	6
Figur 4. 2. – 4. Etg i nye Midtbygda. Oppholdsrom under trappene i figuren. ....	6
Figur 5. Formel for snølast.....	8
Figur 6. Avstand 2km til kategori 0 (Kartverket, 2022).....	9
Figur 7. Avstand til skråning på 1185m, høydeprofil til skråning med høyde på 85m og helning 45° (Kartverket, 2022).....	10
Figur 8. Vindsoner for taket.....	10
Figur 9. Vindsoner for vegger. ....	11
Figur 10. Ingeniørmessig betraktning av seismiske krefter.....	12
Figur 11. Formel for dimensjonerende grunnakselerasjon.....	12
Figur 12. Grunnforhold Midtbygda. Fargen tilsvare fast fjell, delvis dekket av jord.....	13
Figur 13. Beregningsmetoder for jordskjelv.....	14
Figur 14. Beskrivelse av grunntyper. Grunntype B er merket med gult.....	16
Figur 15. Forsterkningsfaktor for grunnforhold og knekkpunkter i responsspekter.....	17
Figur 16. Formel (3.15).....	18
Figur 17. Byggets seismiske respons representert etter tværkraftmetoden.....	19
Figur 18. Konstruksjonens regularitet og konsekvenser for beregningsmetode.....	20



Figur 19. Modal responsspektrumsanalyse, prinsipp. ....	21
Figur 20. Dimensjoneringstabell for hulldekker. ....	24
Figur 21. Hatteprofil med dimensjoner. ....	25
Figur 22. Flagg på hatteprofil. ....	25
Figur 23. Ulik belastning på bjelkene som skaper et eksentrisitetsmoment i søylen. ....	27
Figur 24. Eksempel på moment i søyle, fundament til venstre. ....	30
Figur 25. Oversikt over søyler og avstivende vegger. Søyler 11, 18 og 21 vil bli dimensjonert. ....	30
Figur 26. Oversikt over bjelker. Bjelke 10, 18 og 22 blir dimensjonert. ....	34
Figur 27. Hatteprofil. Spenning er kontrollert i punkt 1-5.      Figur 28. Sigma y. ....	34
Figur 29. Hylle på søylene som bærer dekkeelementene sett fra oversiden og undersiden..	35
Figur 30. Momentdiagram og opplagerreaksjoner i flagg.      Figur 31. Opplagerreaksjoner i flagg. ....	36
Figur 32. Sveis på flagg. ....	36
Figur 33. Formel for fordeling av skjærkrefter i etasjer, EC8 (4.11). ....	41
Figur 34. Elementnett for konstruksjonen i stål og betong. Antall noder i vindu til høyre. ....	42
Figur 35. Peak smoothing. ....	43
Figur 36. Lastfaktorer ved seismisk lasttilfelle. ....	43
Figur 37. Vertikale reaksjonskrefter ved vind i x-retning, kun horisontalkomponent. ....	46
Figur 38. Total utbøying for Midtbygda. ....	47
Figur 39. Beregning av egenfrekvens. ....	48

Figur 40. Egensvingeperioder. ....	48
Figur 41. Parameter for seismiske laster. ....	49
Figur 42. Det horisontale responspekteret. ....	49
Figur 43. Setup-fanen til seismisk analyse. Oransje viser dominerende svingeperiode, gul viser andre svingeperioder i beregningen og rød viser medregnet modal masse. ....	50
Figur 44. SRSS-metoden - formel. ....	50
Figur 45. Kombinasjon av seismiske krefter. ....	51
Figur 46. Skjærkrefter ved fundamentnivå fra medregnete svingemoder. ....	52
Figur 47. Etasjevis fordeling av summerte krefter i x-retning. ....	52
Figur 48. Førsteutkast, avstivning. ....	53
Figur 49. Egensvingetid og masse i svingemodene til førsteutkast avstivning. ....	53
Figur 50. Revidert avstivningssystem. ....	54
Figur 52. Svingemoden forskjøvet fra toppen av responspektreret merket med blått. ....	54
Figur 51. Modal masse i svingemoder. ....	54
Figur 53. Oversikt over sjakter og søyler. Sjakt 4 (V.4.1 – V.4.4) med tilhørende fundament blir dimensjonert. ....	58
Figur 54. Egenlast x 0,9. ....	59
Figur 55. Prinsippskisse for beregninger i BT-snitt. ....	60
Figur 56. Jordskjelv, LC10. ....	60
Figur 57. Jordskjelv LC10 om begge akser i BT-snitt. ....	60
Figur 58. Effektivt areal og last. ....	61

Figur 59. Oppriss av sjaktfundament. Strekkpelene er markert i rødt. ....	63
Figur 60. Maksimal strekkraft i bjelker. ....	64
Figur 61. Krefter på boltegruppe. ....	65
Figur 62. Horisontalsnitt, sett nedenfra og opp. ....	65
Figur 63. Innriss av stålplate. ....	65
Figur 64. Tverrsnitt av HD320. ....	66
Figur 65. Eksempel på massivtreelement. ....	67
Figur 66. Eksempel på oppbygning av limtre. ....	68
Figur 67. Oppbygning av CLT 220 L7s-2. ....	69
Figur 68. Prinsippskisse av metoden hvor bjelkene er forbundet med uendelig stive staver. ....	69
Figur 69. Spenning regnet ved bruk av skjæranalogimetoden. Fullstendig utregning i vedlegg 5.3. ....	70
Figur 70. Spenning beregnet i Calculatis med svenske lastfaktorer. ....	70
Figur 71. Ferdig skalerte laster i oppholdsrommet. ....	70
Figur 72. Utnyttelse av 180mm takelement. ....	71
Figur 73. Frekvens hentet fra Calculatis for 220 mm tykkelse. ....	71
Figur 74. Oversikt over bjelker i første etasje. Rød ring viser bjelken som er kontrollert. ....	72
Figur 75. Oversikt over bjelker i 2-4 etasje. Rød ring viser bjelken som er kontrollert. ....	72
Figur 76. Effektivt tverrsnitt i et brannforløp. ....	73
Figur 77. Resttverrsnittet for bjelke B.7.1 etter 60 minutters brannforløp. ....	73

Figur 78. Søylar i første etasje modellert i Revit. De røde ringene markerer søylar som har blitt plassert i åpne areal i bygget.....	73
Figur 79. Søylar i første etasje til venstre, og andre til fjerde etasje til høyre. Rød ring markerer søylen som er dimensjonert. ....	74
Figur 80. Vegg over bjelke B.6.1 sett fra side og forfra. ....	75
Figur 81. Innsnitt og bjelke B.16.2 merket med rød sirkel. ....	76
Figur 82. Sprekk ved konstruksjonstre-/limtreinnsnitt.....	77
Figur 83. Massivtreverrsnitt. De vertikale lamellene bærer spenningen forbi innsnittet. ....	78
Figur 84. Massivtrevegg som veksles ut. ....	82
Figur 85. Sekundære avstivningssystemet 1. etg, vegger i brunt og bjelker i blått. ....	83
Figur 86. Sekundære avstivningssystemet 2-4. etg, vegger i brunt og bjelker i blått. ....	83
Figur 87. Hovedavstivningssystemet, vegger i brunt og bjelker i blått. ....	83
Figur 88. Elementnett til horisontal modell.....	85
Figur 89. Elementnett til vertikal modell. ....	85
Figur 90. Forskyvning i bruksgrense.....	88
Figur 91. Egensvingeperioder og responspekter. ....	88
Figur 92. Modale masser og summeringsregler. ....	89
Figur 93. Skjærkrefter ved fundamentnivå fra medregnede svingemoder.....	90
Figur 94. Avstivende elementer som blir kontrollert. ....	92
Figur 95. Oppbygning av massivtreelementet i sjakten. Vertikale sjikt ytterst.....	92
Figur 96. Krefter, vind y-retning.....	93

Figur 97. Formel for beregning av dimensjonerende spenning. ....	94
Figur 98. Dimensjonerende spenninger i bruddgrense til venstre og ulykkessituasjon til høyre, C24-kvalitet. ....	95
Figur 99. Avstivende vegg med redusert areal i nederste etasje. Søylene ligger i punkt C. ....	95
Figur 100. Dimensjon av dekkeskivene. ....	98
Figur 101. Prinsipp ved beregning av dekkeskive. ....	98
Figur 102. Spenning hentet fra FEM-modell. ....	99
Figur 103. Produkters livsløp fra utvinning til avhending/gjenbruk. ....	101
Figur 104. CO <sub>2</sub> e utslipp for de ulike strukturene i stål- og betongbygget. Verdier fra vedlegg 6.1. ....	102
Figur 105. CO <sub>2</sub> e utslipp for de ulike strukturene i stål- og betongbygget. Verdier fra vedlegg 6.2. ....	102
Figur 106. Livssyklus-stadier for stål- og betongbygget. ....	103
Figur 107. Livssyklus-stadier for trebygget. ....	103

## Tabelliste

Tabell 1. Oversikt over standarder som er brukt.....	4
Tabell 2. Oversikt over nyttelastkategorier i Midtbygda.....	7
Tabell 3. Vindlast på tak.....	10
Tabell 4. Vindlast på vegger.....	11
Tabell 5. Første egensvingeperiode.....	18
Tabell 6. Dimensjonerende spekter.....	18
Tabell 7. Aksiallast fra FEM-Design mot manuelle håndberegninger.....	31
Tabell 8. Kapasitetskontroller av søyle 11. ....	31
Tabell 9. Kapasitetskontroller av søyle 18. ....	32
Tabell 10. Kapasitetskontroller av søyle 21. ....	33
Tabell 11. Kontroll av hatteprofil B.10.....	35
Tabell 12. Utnyttelse av bjelke B.21. ....	37
Tabell 13. Utnyttelse av bjelke B.21. ....	38
Tabell 14. Forslag til brannbeskyttelse av søyler og bjelker.....	39
Tabell 15. Skjærkrefter knyttet til utelatelseskriterium 4. Oransje viser at krav ikke er oppfylt, grønn viser oppfylt. ....	40
Tabell 16. Etasjelasten fra tverrkraftmetoden.....	41
Tabell 17. Lastkombinasjoner.....	44
Tabell 18. Sammenligning av lastene i FEM-Design mot manuell beregning.....	45
Tabell 19. Beregnet moment i bunn av sjakten i FEM-Design mot manuell beregning.....	45

Tabell 20. Korrelasjonen mellom svingeperiodene. Regnes som uavhengige etter EC8. ....	50
Tabell 21. Skjærkrefter ved fundamentnivå. ....	54
Tabell 22. Krefter fra den modale analysen mot tverrkraftmetoden i x-retning. ....	55
Tabell 23. Krefter fra den modale analysen mot tverrkraftmetoden i y-retning. ....	56
Tabell 24. Lastkombinasjoner for dimensjonering av sjakt. ....	59
Tabell 25. Lastkombinasjonen som gir størst grunntrykk. ....	62
Tabell 26. Utnyttelse av søyle S.15.1 for to ulike dimensjoner. ....	75
Tabell 27. Utnyttelse av begge dimensjonene som ble undersøkt for B.16.2. ....	79
Tabell 28. Skjærkrefter knyttet til utelatelseskriteriet 4. Oransje viser at krav ikke er oppfylt, grønn viser oppfylt. ....	80
Tabell 29. Etasjelast fra tverrkraftmetoden. ....	81
Tabell 30. Lastkombinasjoner for de horisontale lastene. ....	86
Tabell 31. Lastkombinasjoner for de vertikale lastene. ....	86
Tabell 32. Beregnede laster i FEM-Design mot manuell beregning. ....	87
Tabell 33. Beregnet moment i FEM-Design mot manuell beregning. ....	87
Tabell 34. Avhengige svingeperioder markert med rødt. ....	89
Tabell 35. Sammenligning av kreftene fra den modale analyse mot tverrkraftmetoden. ....	91
Tabell 36. Beregning av spenninger ved fullt samvirke i hjørnene av sjakten. ....	93
Tabell 37. Beregning av spenninger uten samvirke av hjørnene i sjakten. ....	94
Tabell 38. Oversikt over spenninger beregnet i avstivende vegg. ....	96
Tabell 39. Utnyttelse av søyle S.7.1. ....	97

# 1. Innledning

## 1.1 Prosjekt Midtbygda sykehjem

Midtbygda sykehjem (heretter Midtbygda) skal rives og erstattes med et nytt sykehjem. Nye Midtbygda skal i denne bacheloroppgaven dimensjoneres etter arkitekttegninger laget for prosjektet. På nabotomten pågår byggingen av Åsane sykehjem. Før rivningsarbeidet av sykehjemmet kan starte, må beboerne på eksisterende Midtbygda overføres til nyoppførte Åsane sykehjem (Bergen Kommune, 2019). Midtbygda vil så bygges opp igjen, og forbindes med Åsane sykehjem gjennom en korridor.

## 1.2 Problemformulering

Er bæresystem av tre den mest klimavennlige løsningen, eller bør stål og betong kunne konkurrere på like vilkår ved utlysning av entrepriser for bærekraftige bygg?

Det designes og dimensjoneres ett bæresystem av tre og ett bæresystem av stål og betong. Disse sammenlignes basert på egenskaper og klimaavtrykk. Dimensjoneringen blir gjennomført ved manuelle beregninger og beregningsprogrammer. For å sammenligne bæresystemene er det gjort en livsløpsvurdering av deres miljøbelastning.

## 1.3 Bakgrunn

Bergen kommune er byggherre, og har satt høye miljøambisjoner til prosjektet. Det er et relativt nytt bygg som skal rives for å lage plass til nybygget. Prosjekt Midtbygda er et pilotprosjekt i Bergen Kommune for utslippsfrie byggeplasser. Byggherren ønsker et bæresystem av tre for å nå målet om 40% CO<sub>2</sub>-reduksjon sammenlignet med referansebygg (Skanska Norge, 2021). Med bakgrunn i dette vil oppgaven gå nærmere inn på hvilket bæresystem som gir lavest totalt utslipp.

## 1.4 Beskrivelse

Midtbygda ligger ved Åsane Storsenter, 10 km nord for Bergen sentrum. Nye Midtbygda vil ha en kapasitet på 100 beboere, i tillegg til et dagsenter for 30 hjemmeboende.

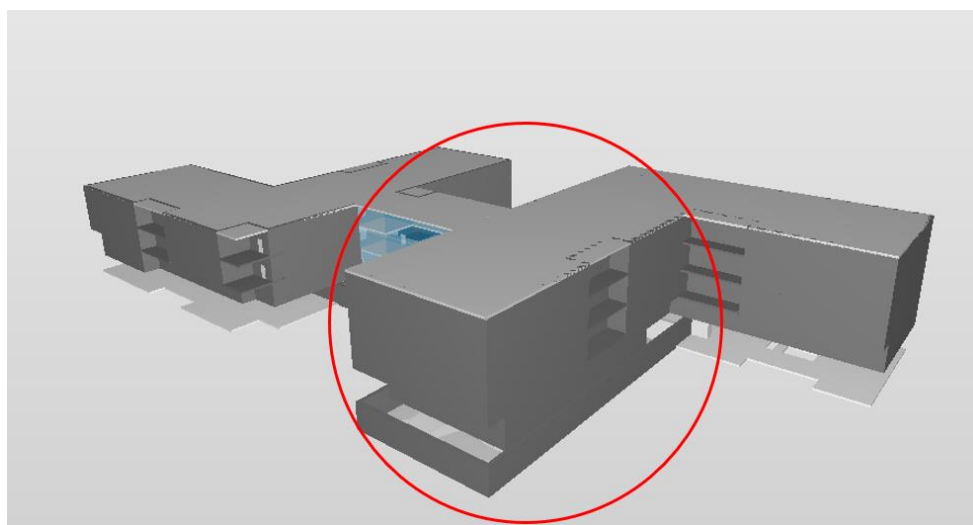
Sykehjemmet vil ha fire ulike fløyer som skal bestå av kantiner, oppholdsrom, beboerrom,



kontorarealer, etc. Det vil i tillegg komme en felles parkeringskjeller for begge sykehjemmene.

### 1.5 Avgrensninger

I oppgaven dimensjoneres bæresystem for én av de fire fløyene i nybygget, se figur 1. I fløyen er det planlagt en parkeringsetasje i kjelleren, som ble flyttet til valgte fløy i ettertid. Det er derfor sett bort fra problemstillingene denne medbringer.



Figur 1. 3D-modell av Midtbygda sykehjem, hvor rød ring markerer fløyen som skal dimensjoneres.

Dimensjonerings i denne oppgaven går ikke i detalj på alle elementer. De tøffest utnyttede elementene, samt enkelte spesielle detaljer vil dimensjoneres.

### 1.6 Metode

I startfasen var det nødvendig å danne et godt kunnskaps- og ferdighetsgrunnlag. Det ble derfor brukt mye tid på å studere de ulike modellerings- og beregningsprogrammene som er benyttet i prosjekteringen av Midtbygda.

#### 1.6.1 PTC MathCAD Prime 7.0.0.0

Regnearket PTC MathCAD Prime er brukt ved håndberegninger. Programmet har et tydelig brukergrensesnitt, og beregningene presenteres oversiktlig og enkelt. Variablene som defineres i beregningene kan enkelt endres. Dette gjør at beregningene kan gjenbrukes.

### 1.6.2 FEM-Design 20

FEM-Design er et modelleringsprogram for analyser med elementmetoden. I rapporten er FEM-Design i hovedsak brukt til å modellere og beregne de seismiske påkjenningene på konstruksjonene. I tillegg er programmet benyttet til å finne hvordan kreftene brer seg gjennom bæresystemene.

### 1.6.3 Calculatis

Calculatis er et beregningsprogram for massivtre og er levert av massivtreprodusenten Stora Enso. Programmet er benyttet ved bestemmelse av dekketykkelser. Det dimensjoneres for bruddgrense, bruksgrense og ulykkessituasjon.

### 1.6.4 OS-Prog

Sletten Byggdata utvikler og leverer dataprogrammer for dimensjonering av konstruksjoner. Programmene er utviklet av sivilingeniør Ove Sletten.

#### *OS-Prog V-Skive*

V-skive kan beregne hvordan horisontale krefter fordeler seg gjennom byggets avstivningssystem. I tillegg kan programmet benyttes til å finne forskyvning i toppen av bygget. I rapporten vil programmet benyttes til kontroll av moment i sjaktene, samt finne byggets første egensvingeperiode.

#### *OS-Prog BT-Snitt*

BT-Snitt kan kontrollere innlagt armering i et betongtverrsnitt. Programmet benyttes til å bestemme armering i betongsjaktene.

#### *OS-Lastberegning - Vindlast*

Programmet brukes til å kontrollere vindlasten funnet ved håndberegninger.

### 1.6.5 One Click LCA

Livsløpsanalyse av bæresystemene er gjort ved bruk av programvaren One Click LCA. En slik analyse tar høyde for alle utslipp gjennom livsløpet til konstruksjonen, fra råvareutvinning til avhending.

### 1.6.6 Standarder

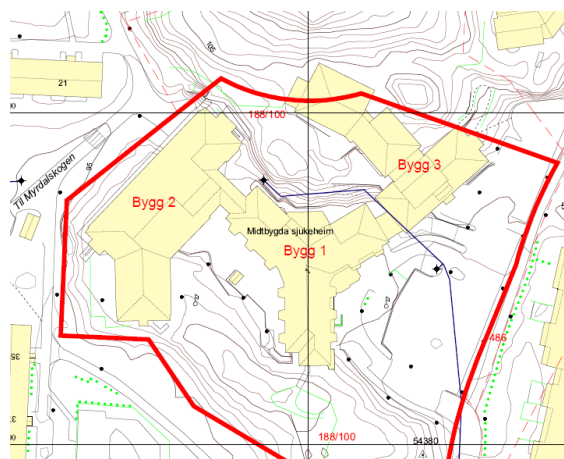
Formler, verdier, rettleiding og krav for beregningene er hentet fra Eurokoder og andre aktuelle standarder, se tabell 1.

Standard	Forkortelse
NS-EN 1990. Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner.	EC0
NS-EN 1991-1-1. Laster på konstruksjoner.	EC1-1
NS-EN 1991-1-3. Allmenne laster snølaster.	EC1-3
NS-EN 1991-1-4. Allmenne laster vindlaster.	EC1-4
NS-EN 1992-1-1. Prosjektering av betongkonstruksjoner.	EC2
NS-EN 1993-1-1. Prosjektering av stålkonstruksjoner.	EC3-1
NS-EN 1993-1-8. Stålkonstruksjoner. Knutepunkter og forbindelser.	EC3-8
NS-EN 1995-1-1. Prosjektering av trekonstruksjoner.	EC5-1
NS-EN 1995-1-2. Trekonstruksjoner. Brannteknisk dimensjonering.	EC5-2
NS-EN 1998-1. Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning.	EC8

Tabell 1. Oversikt over standarder som er brukt.

## 2. Fornyning av Midtbygda sykehjem

Eksisterende Midtbygda består av tre deler som er oppført mellom 1972 og 1994, se figur 2. Restlevetid for bærekonstruksjonene ble i 2013 vurdert til 50- og 60 år ved normalt vedlikehold (Multiconsult, 2013). Sykehjemmet har ikke gjennomgått større ombygging i senere tid, og har nå behov for omfattende oppgradering.



Figur 2. Oversikt over eksisterende bygningsmasse.

Sykehjem er avanserte bygg som stiller høye krav til flere ingeniørfag. For at en ombygging skal være hensiktsmessig bør derfor bygningen ha god tilpasningsevne. Flexibilitet er en parameter for tilpasningsevne, som gir frihet til planendring i samme funksjon (Søgnen, 2021). Det vil være en viktig egenskap for Midtbygda, da det skal fortsette å være et sykehjem etter en eventuell ombygging.

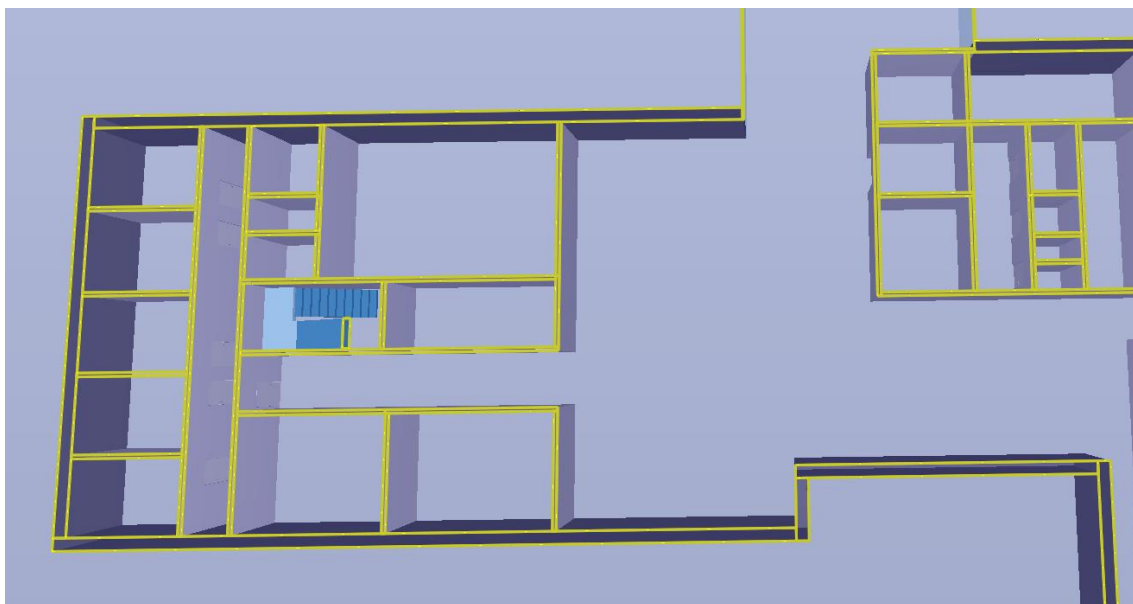
### 2.1 Eksisterende bæresystem

Eksisterende bæresystem i stål og betong er dimensjonert etter de gamle norske standardene, samt gamle tekniske forskrifter. I dag stilles det strengere krav til blant annet bæreevne, ventilasjon og isolasjon. For å få plass til nødvendige tekniske installasjoner, er god netto etasjehøyde viktig (Søgnen, 2021). Netto etasjehøyden til eksisterende Midtbygda er 2,68m i de laveste etasjene, se vedlegg 2.1. Lastkapasiteten til dekke er også under gjeldene krav i eurokode. Bæresystemene i eksisterende Midtbygda har dårlig fleksibilitet og egner seg ikke til ombygning, se vedlegg 2.2. På bakgrunn av dette er fornyingsformen for Midtbygda valgt til rivning og nybygg.

### 2.2 Nye Midtbygda

Fløyen som skal dimensjoneres består av fire etasjer. Dimensjoneringen tar utgangspunkt i IFC-fil fra arkitekt. Den nederste etasjen består primært av hovedinngang for sykehjemmet, samt rom for lagring, se figur 3. Det er ønske om at inngangspartiet skal være åpent med

færrest mulig avbrudd fra søyler. Ved dimensjonering av bæresystemene vil det bli tatt hensyn til dette.



Figur 3. Første etasje i nye Midtbygda. Inngangsparti til høyre.

De tre øverste etasjene har lik planløsning, og skal huse de ulike avdelingene i sykehjemmet. Hver etasje består av 10 beboerrom, et oppholdsrom, to sjakter, kontor og vaskerom. Etasjene vil i hovedsak bestå av små rom med korte spenn med unntak av oppholdsrommet, se figur 4. Første fase av prosjektet gikk ut på å bestemme utformingen av bæresystemene. En utfordring var å få bærende elementer i de tre øverste etasjene til å passe med planløsningen og bærende elementer i den nederste etasjen.



Figur 4. 2. – 4. Etg i nye Midtbygda. Oppholdsrom under trappene i figuren.

### 3. Laster

Enhver konstruksjon må være i stand til å tåle de påkjenninger den blir utsatt for gjennom brukstiden. Ved dimensjonering tas det høyde for ulik returperiode på lasten, avhengig av konsekvensene den medfører. Returperioden angir hvor ofte lasten forekommer i gjennomsnitt. Ved en returperiode på 50 år, vil det for eksempel være 2% sannsynlighet for at lasten forekommer hvert år.

#### 3.1 Egenlast

Egenlast må tas med i en dimensjonering på grunn av konstruksjonsdelenes egenvekt. Materialet som brukes og dimensjonen på konstruksjonsdelene er faktorer som avgjør størrelsen på egenlasten (SINTEF, 2013). Det vil komme en påført egenlast som følge av summing, himling, lettvegger og VVS. I dette prosjektet vil egenlasten være ulik basert på hvilke bæresystem det blir sett på.

Den påførte egenlasten vil være forskjellig for de to bæresystemene. For konstruksjonen i stål og betong vil det bli lagt til  $0,5\text{kN/m}^2$  fra hver av de fire påførte egenlastene, se vedlegg 3.1. Totalt utgjør dette  $2\text{kN/m}^2$  påført egenlast. For konstruksjonen i tre vil det bli en påført egenlast på  $2,5\text{kN/m}^2$ , se vedlegg 3.2. Største andelen vil komme fra 60 mm påstøp med fiberarmering, og utgjør  $1,5\text{kN/m}^2$ . Massivtreveggene i trebygget fungerer som bærende elementer, og vil dermed redusere antall lettvegger. Himling, lettvegger og VVS blir derfor redusert til totalt  $1\text{kN/m}^2$ .

#### 3.2 Nyttelast

Nyttelast er variable laster som varierer ut ifra bruken av konstruksjonen. EC1-1 gir en oversikt over de ulike kategoriene for nyttelast. Midtbygda er et multifunksjonelt bygg og har arealer i ulike nyttelastkategorier.

Beboerrommene settes til kategori A, mens resten av sykehjemmet konservativt settes til kategori C3, se tabell 2. Ved beregning av nyttelast er det gjort ulike vurderinger for bæresystemene.

Tabell for nyttelaster		
Kategori	Underkategori	$q_k$ [ $\text{kN/m}^2$ ]
A		2.0
C	C3	5.0

Tabell 2. Oversikt over nyttelastkategorier i Midtbygda.

### 3.3 Snølast

Snølast er en variabel last som beregnes etter bestemmelsene i EC1-3. Lasten er beregningsmessig avhengig av flere faktorer:

- Lokasjon
- Høyde over havet
- Geometrien på taket
- Nærliggende bygg

Midtbygda er plassert under høydegrensen i Bergen Kommune. Den karakteristiske snølasten ( $S_k = 2 \text{ kN/m}^2$ ) kan dermed benyttes uten høydefaktor, og gjelder for snølast på mark. Midtbygda vil få et tilnærmet flatt tak, som etter standarden er definert som pulttak. Faktoren for takform,  $\mu_i = 0,8$ , betyr at snølasten på taket regnes som 80 % av flat mark. Det antas at de resterende 20 % av snøen blåser av taket.

Eksponeringsfaktoren  $C_e$  beskriver topografien på byggestedet. Faktoren settes normalt lik 1,0. Det samme gjelder for den termiske koeffisienten  $C_t$ . Unntaket er dersom takflaten er dårlig isolert og det blir en betydelig smelting av snøen på taket. Midtbygda vil dimensjoneres med faktorene  $C_e = C_t = 1,0$ . Snølast på tak regnes til  $1,6 \text{ kN/m}^2$  etter formel i figur 5, se vedlegg 3.3.

$$S = \mu_i C_e C_t S_k$$

Figur 5. Formel for snølast.

Enkelte konstruksjoner har områder på taket hvor det må dimensjoneres for høyere snølast. Dette gjelder blant annet for tak med oppbygg, hvor det oppstår områder med snøfonning grunnet aerodynamisk skygge. Oppbygg består ofte av tekniske rom. Da det ikke er bestemt hvor disse skal ligge, vil snølasten regnes jevnt fordelt over hele taket.

### 3.4 Vindlast

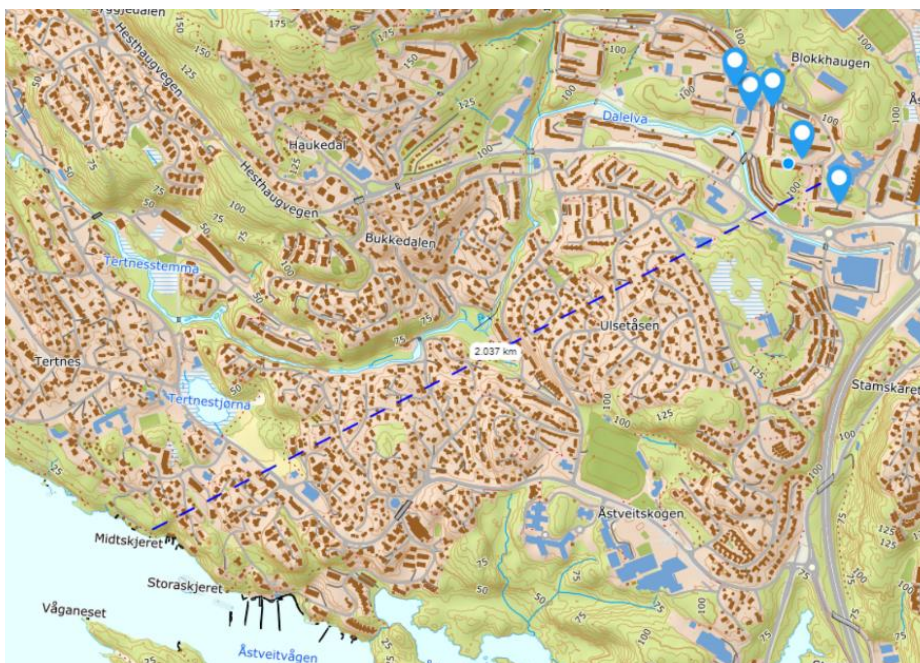
Vindlast er en variabel last med kort lastvirkning. Etter EC5-1 regnes vindlasten som en øyeblikkslast. Ved beregning av vindlast er det tatt utgangspunkt i EC1-4. Faktorene som avgjør vindlasten er:

- Lokale vind- og terrengforhold
- Geometrien til bygningen
- Plasseringen til bygget i forhold til terrenget

Byggestedet er plassert i et område med sammenhengende bebyggelse og skogsområder. Dette tilsvarer terrengruhetskategori III. På grunn av byfjorden i sørvest og nærliggende fjell, må det tas hensyn til vindlastøkning.

Vindpåvirkninger varierer med tiden, og virker som trykk eller sug direkte på de utvendige flatene av bygget. På grunn av utettheter i de ytre overflatene, kan vindkreftene i tillegg virke indirekte på de innvendige flatene (CEN, 2005). Referansevindhastighet for Bergen Kommune er 26m/s.

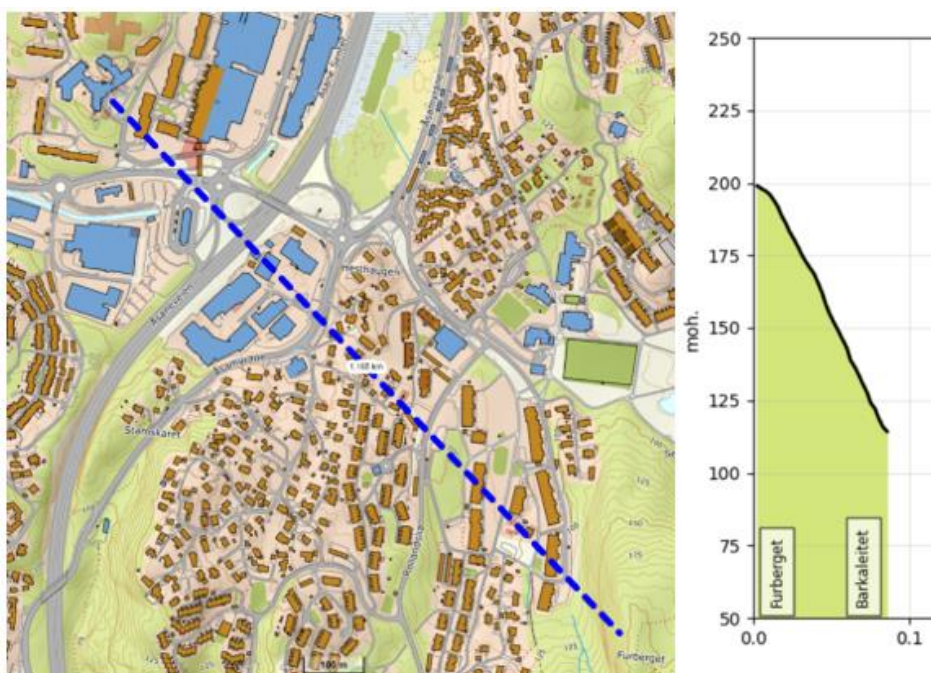
På grunn av byfjorden i sørvest må det tas hensyn til en sone med lavere terrengruhet. Det er ikke mulig å redusere denne virkningen ved å benytte retningsfaktor, da den blir lik 1,0 fra sørvest. Byfjorden regnes som sone 0, mens Midtbygda ligger i sone III. Avstanden er målt til 2km, se figur 6.



Figur 6. Avstand 2km til kategori 0 (Kartverket, 2022)

I tillegg til overgangssone fra byfjorden, er fallvind fra Furberget vurdert. Skråningen ligger en avstand på 14 x høyden på skråningen fra byggestedet, og har helning på 45°, se figur 7.





Figur 7. Avstand til skråning på 1185m, høydeprofil til skråning med høyde på 85m og helning 45° (Kartverket, 2022).

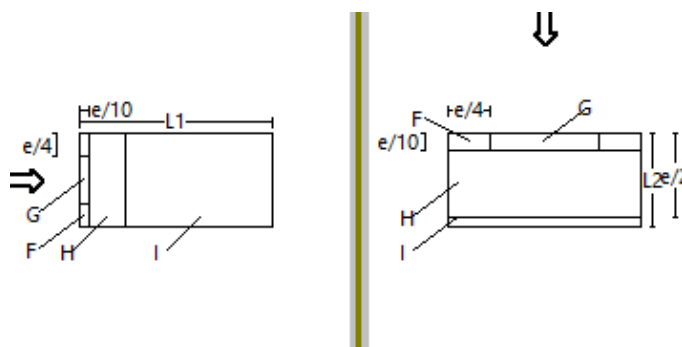
Beregningene viser at vindlasten med overgangssone mot åpent hav blir dimensjonerende. Vindkasthastighetstrykket er funnet til 1,125 kN/m<sup>2</sup>, se vedlegg 3.4.

Vindlasten på en konstruksjon er i konstant endring, og er følgelig en dynamisk last.

Størrelsen på vindlasten varierer i styrke og retning. Det er geometrien til konstruksjonen som avgjør hvor stor vindlast som opptrer. Det betyr at begge konstruksjonsalternativene vil oppleve like store vindlaster, uavhengig av bygningsmateriale. For å finne virkningene av vindlasten på de ulike delene av bygget deles bygget inn i soner etter EC1-4, se vedlegg 3.5.

På taket blir lasten i sonene lik for begge vindretninger, se tabell 3. Sonene har derimot ulik størrelse og plassering, se figur 8.

Sone	Last
P <sub>F</sub>	2,36 kN/m <sup>2</sup>
P <sub>G</sub>	1,69 kN/m <sup>2</sup>
P <sub>H</sub>	1,13 kN/m <sup>2</sup>
P <sub>I (sug)</sub>	0,56 kN/m <sup>2</sup>
P <sub>I (trykk)</sub>	0,54 kN/m <sup>2</sup>



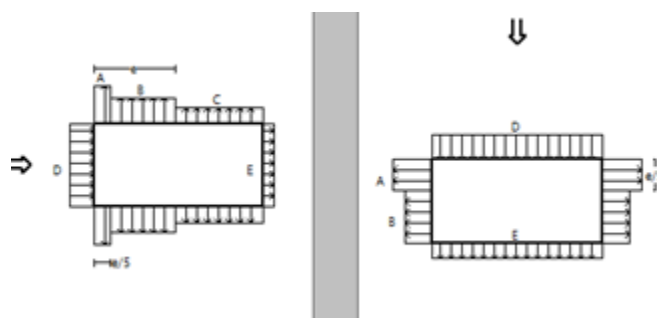
Tabell 3. Vindlast på tak.

Figur 8. Vindsoner for taket.

Veggene vil ha ulik størrelse på både last og soner, se tabell 4 og figur 9.

Sone	Last i x-retning (kortsiden)	Last i y-retning (langsidene)
P <sub>A</sub>	1,69 kN/m <sup>2</sup>	1,69 kN/m <sup>2</sup>
P <sub>B</sub>	1,24 kN/m <sup>2</sup>	1,24 kN/m <sup>2</sup>
P <sub>D</sub>	1,04 kN/m <sup>2</sup>	1,10 kN/m <sup>2</sup>
P <sub>E</sub>	0,73 kN/m <sup>2</sup>	0,84 kN/m <sup>2</sup>

Tabell 4. Vindlast på vegger.



Figur 9. Vindsoner for vegger.

### 3.5 Skjevstillingslaster

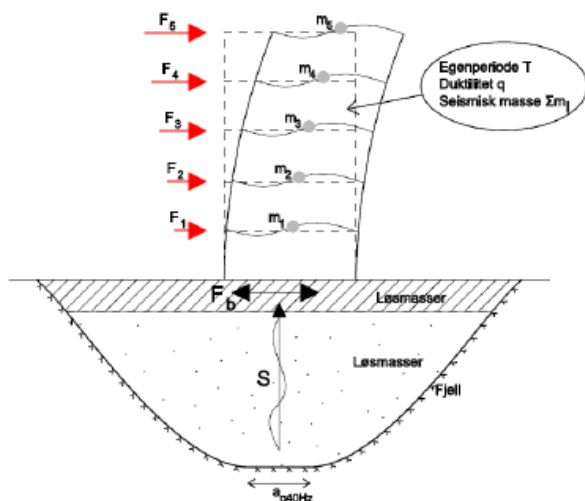
Geometrisk avvik skyldes helningsavvik (skjevstilling) og utilsiktede eksentrisiteter (Betongelementforeningen, 2016). Hensikten med skjevstillingslasten er at det skal tas hensyn til mulige avvik i konstruksjonens geometri. Det skal sees på hvordan plasseringen av lastene på konstruksjonsdelene og den samlede konstruksjonen er. De ugunstige virkningene av disse faktorene vil bidra til at det skapes en horisontalkraft, se vedlegg 3.6 for stål og betongbygget, og vedlegg 3.7 for trebygget. Kraften skal kunne tas opp av avstivningssystemet til konstruksjonen.

### 3.6 Seismiske laster

I 2004 ble NS3491 – *laster fra seismiske påvirkninger*, innført i Norge, før Eurokode 8 - *prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning*, ble gjeldende i 2005. Tidligere var det som regel horisontallaster fra vind og skjevstilling som ble dimensjonerende for bygningskonstruksjoner. Etter 2004 har derimot horisontalkreftene fra jordskjelvberegningene i mange tilfeller blitt dimensjonerende, spesielt for lave og tunge bygg. Dette har drevet prosjekterings- og byggekostnader oppover.

Seismiske laster påføres konstruksjonen ved at bakken settes i bevegelse ved jordskjelv, se figur 10. EC8 presenterer en ingeniørmessig betraktning av jordskjelv. Utgangspunktet for beregningene er berggrunnens største akselerasjon i form av horisontale vibrasjoner,  $a_{g40Hz}$  (RIF, 2010). Vibrasjonene i bakken vil forsøke å få konstruksjonen til å svinge. En ønsker at egensvingeperiodene (T) til konstruksjonen skal være ulik svingeperiodene i toppen av det seismiske responspekteret. Konstruksjonen vil svinge med perioden til egensvingningene

når den blir satt i frie svingninger. Generelt kan man si at et stivt bygg vil gi kortere egenperiode. Dette gir større akselerasjon og større krefter, da kraft er lik masse multiplisert med akselerasjon.



Figur 10. Ingeniørmessig betraktning av seismiske krefter.

Det er flere faktorer som er viktig for hvordan en konstruksjon oppfører seg ved jordskjelv. Konstruksjonsfaktoren ( $q$ ) beskriver byggets duktilitet, som er evnen byggets avstivningssystem har til å absorbere og fordele jordskjelvenergien (RIF, 2010). En annen viktig faktor er den seismiske klassen til konstruksjonen. Enkelte typer bygg, som for eksempel sykehus og redningssentraler, har behov for å være operativ i forbindelse med jordskjelv. Slike bygg vil derfor ha høy seismisk klasse og strengere krav til dimensjonering.

Spissverdien for berggrunnens akselerasjon ( $a_{g40Hz}$ ) hentes fra det nasjonale tillegget i standarden, og er stedsavhengig. Det legges inn en ekstra sikkerhet for bygg i høyere seismiske klasser ( $\gamma_1$ ). Dette gir høyere dimensjonerende grunnakselerasjon, se figur 11.

$$a_g = 0,8 * a_{g40Hz} * \gamma_1$$

Figur 11. Formel for dimensjonerende grunnakselerasjon.

Jordskjelv virker på bygg ved fundamentnivå eller på toppen av en stiv kjeller. Svingningene vil bli dratt oppover i bygget, primært gjennom konstruksjonens avstivningssystem. Det er massene nederst som først settes i bevegelse, mens massene oppover i konstruksjonen følger etter. Resultantkreftene i hver etasje vil virke i etasjens massesenter.

Momentbidraget fra lastene øker lineært oppover i konstruksjonen. Dette kommer av at massene lenger opp har større arm ned til bakken.

De lokale grunnforholdene er en viktig faktor for styrken på jordskjelvkreftene. I standarden gis det derfor en forsterkningsfaktor for grunnforholdene ( $S$ ). Generelt er det positivt med kort avstand ned til fast fjell. Av figur 12 kan man se grunnforholdene til Midtbygda.



Figur 12. Grunnforhold Midtbygda. Fargen tilsvarer fast fjell, delvis dekket av jord.

De seismiske kreftene øker lineært med konstruksjonens masse. En lett konstruksjon vil dermed dra på seg mindre seismiske krefter enn en tung konstruksjon. Stål og betong er tunge bygningsmaterialer, og vil dra på seg store seismiske laster. Tre er et lett bygningsmateriale og har det høyeste styrke/vekt -forholdet av nevnte materialer.

Vindkreftene er kun avhengig av geometri, og vil være lik for begge konstruksjonsalternativene. Det er derfor større sannsynlighet for at jordskjelv blir dimensjonerende for bæresystemet i stål og betong enn for bæresystemet i tre.

Begge konstruksjonene kan bli designet i DCL (ductility class low), se vedlegg 3.9 og 3.11. Dette gjelder for de fleste bygningskonstruksjoner i Norge. Når man dimensjonerer for jordskjelv i DCL, anvendes lavere lastfaktorer og materialfaktorer sammenlignet med bruddgrensetilstand (RIF, 2010). Dette innebærer at det tillates en høyere utnyttelse av konstruksjonsdelene. Når de seismiske kreftene kombineres i ulykkesgrense, skal langtidsvirkningene av de variable lastene medtas ( $\psi_2$  - faktor). Det angis deretter to ortogonale retninger normalt på hverandre. Retningene til skjelvenes rystelser er vilkårlig og er uavhengig av hvordan de ortogonale retningene i modellen er definert.

### 3.6.1 Beregningsmetoder for jordskjelv

Det er to metoder som er vanlig å benytte til beregning av seismiske laster.

Tverrkraftmetoden er en håndberegningmetode, mens en modal responspektrumsanalyse gjøres ved hjelp av et elementprogram. Beregning etter tverrkraftmetoden er ofte en kort prosess, men metoden har sine begrensninger. For Midtbygda vil programmet FEM-Design benyttes for å gjennomføre en modal responspektrumsanalyse for begge konstruksjonsalternativene. I tillegg til beregningsmetodene for jordskjelv, gir standarden anledning til å utelate jordskjelvberegninger i enkelte tilfeller.

Faktorene som påvirker om tverrkraftmetoden kan benyttes er hovedsakelig konstruksjonens regularitet i oppriss og i plan, se figur 13. Kriteriene for å oppnå regularitet kan være vanskelig å oppfylle, da de setter store begrensninger for den arkitektoniske utformingen av bygget.

Regularitet		Tillatt forenkling		Konstruksjonsfaktor
Plan	Oppriss	Modell	Lineær-elastisk analyse	(for lineær analyse)
Ja	Ja	Plan	Tverrkraft <sup>a</sup>	Referanseverdi
Ja	Nei	Plan	Modal	Redusert verdi
Nei	Ja	Romlig <sup>b</sup>	Tverrkraft <sup>a</sup>	Referanseverdi
Nei	Nei	Romlig	Modal	Redusert verdi

Figur 13. Beregningsmetoder for jordskjelv.

### 3.6.2 Utelatelseskriterier

Rådgivende ingeniørers forening viser til en fremgangsmåte bestående av 13 punkter for beregning av utelatelseskriterier. 11 av punktene er i stor grad lik for begge konstruksjonsalternativene og blir behandlet felles. For beregninger av stål- og betongkonstruksjonen, se vedlegg 3.9, og for trekonstruksjonen, se vedlegg 3.11.

#### 1. Spissverdi for berggrunnens akselerasjon, $a_{g40Hz}$

Spissverdien for berggrunnens akselerasjon hentes fra tabell NA.3.2(907) i EC8. I en ny utgave av det nasjonale tillegget har verdien blitt betydelig redusert.

For Midtbygda er berggrunnens akselerasjon  $a_{g40Hz} = 0,55m/s^2$ . Tidligere var den på  $0,85m/s^2$ , noe som tilsvarer en reduksjon på 35%. Den reduserte verdien legges til grunn for dimensjoneringen.

## 2. Seismisk faktor, $\gamma$ og utelatelseskriterium 1

Den seismiske klassen bestemmes etter tabell NA.4(902) i EC8. Midtbygda er å regne som et institusjonsbygg, og er følgelig i seismisk klasse 3a. Faktoren for seismisk klasse angis i tabell NA.4(901) og er  $\gamma_1 = 1,25$ . Faktoren har blitt lavere i den nye utgaven av nasjonalt tillegg. Tidligere hadde sykehjem (institusjonsbygg) en faktor lik 1,4.

Utelatelseskriterium 1 krever at konstruksjonen er i seismisk klasse 1. Midtbygda er i seismisk klasse 3, og kommer følgelig ikke inn under dette utelatelseskriteriet.

## 3. Dimensjonerende grunnakselerasjon, $a_g$

Den nylige reduksjonen av spissverdi for grunnakselerasjonen, samt reduksjonen av seismisk faktor for klasse 3, reduserer jordskjelvkreftene.

$$a_g = 0,8 \times a_{g40Hz} \times \gamma_1 = 0,55 \text{ m/s}^2$$

Etter tidligere utgave ville dimensjonerende grunnakselerasjon blitt lik  $0,95 \text{ m/s}^2$ .

## 4. Konstruksjonsfaktor, $q$

For at konstruksjonen skal kunne beregnes i ductility class low (DCL), må man benytte en konstruksjonsfaktor mindre eller lik 1,5. Prosjektering i DCL gir vesentlige forenklinger ved beregning av jordskjelvkrefter. DCL er i tillegg et krav for å kunne benytte utelatelseskriteriene. Følgende krav må oppfylles for å kunne prosjektere i DCL:

$$A_g \times S < 0,25 \times g = 2,45 \text{ m/s}^2$$

Verdien av  $S$  blir beskrevet under punkt 6, men det er svært sannsynlig at kravet oppnås.

Dersom en ikke tilfredsstillter kravene til DCL må man dimensjonere etter DCM (medium) eller DCH (high). I Norge benyttes ikke DCH, da den seismiske aktiviteten ikke er tilstrekkelig høy til at duktilitetsklassen er hensiktsmessig. Selv om krav til DCL oppfylles, kan dimensjonering i DCM i noen tilfeller være hensiktsmessig. I DCL er

konstruksjonsfaktoren lavere enn om man velger å dimensjonere i DCM, altså øker jordskjev påkjenningen. DCL er altså en konservativ tilnærming i forhold til DCM. Til gjengjeld slipper man å se på duktilitet i knutepunkt i henhold til kravene i kapittel 5-9 i EC8. I DCM kan man ofte redusere materialbruken, men kravene til prosjektering og utførelse blir strengere.

## 5. Grunntype

Grunntype gis i tabell NA.3.1 i EC8. Det er sannsynlig at Midtbygda skal bygges på grunntype A. Da standarden sier at man skal velge til sikker side dersom en er usikker, ble det valgt grunntype B, se figur 14. Valget baserer seg på at det foreløpig ikke er foretatt geotekniske undersøkelser. Selv om det antas at grunntype B er et konservativt valg, bør en geotekniker foreta en vurdering av grunnforholdene.

Grunntype	Beskrivelse av stratigrafisk profil
A	Fjell eller fjell-liknende geologisk formasjon, medregnet høyst 5 m svakere materiale på overflaten.
B	Avleiringer av svært fast sand eller grus eller svært stiv leire, med en tykkelse på flere titalls meter, kjennetegnet ved en gradvis økning av mekaniske egenskaper med dybden.
C	Dype avleiringer av fast eller middels fast sand eller grus eller stiv leire med en tykkelse fra et titalls meter til flere hundre meter.
D	Avleiringer av løs til middels fast kohesjonsløs jord (med eller uten enkelte myke kohesjonslag) eller av hovedsakelig myk til fast kohesjonsjord.
E	En grunnprofil som består av et alluviumlag i overflaten med $v_s$ -verdier av type C eller D og en tykkelse som varierer mellom ca. 5 m og 20 m, over et stivere materiale med $v_s > 800$ m/s.
$S_1$	Avleiringer som består av eller inneholder et lag med en tykkelse på minst 10 m av bløt leire/silt med høy plastisitetsindeks ( $PI > 40$ ) og høyt vanninnhold.
$S_2$	Avleiringer av jord som kan gå over i flytefase (liquefaction), sensitive leirer eller annen grunnprofil som ikke er med i typene A – E eller $S_1$ .

Figur 14. Beskrivelse av grunntyper. Grunntype B er merket med gult.

## 6. Forsterkningsfaktor for grunnforholdene

Verdiene for forsterkningsfaktor kommer frem av figur 15. For grunntype B blir

$$S = 1,35.$$

Grunntype	S	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Figur 15. Forsterkningsfaktor for grunnforhold og knekkpunkter i responsspekter.

## 7. Utelatelseskriterium 2 [NA.3.2.1(5)]

For konstruksjoner med grunntype A-E, og der grunnakselerasjon inklusiv grunnforsterkning tilfredsstillende formelen under, kan dimensjonering for jordskjelv unnlates:

$$A_g \times S < 0,05 \times g = 0,49 \text{ m/s}^2$$

For Midtbygda blir:

$$A_g \times S = 0,74 \text{ m/s}^2$$

Utelatelseskriterium 2 er ikke oppfylt.

## 8. Knekkpunkter i responsspekteret, $T_B$ , $T_C$ , $T_D$

Av figur 15 leses verdiene  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  for grunntype B.

## 9. Byggets første egensvingeperiode, T

For å beregne byggets første egensvingeperiode benyttes analogi fra tverrkraftmetoden. Det antas derfor at kravene til regularitet er oppfylt, noe som vil bli kontrollert i de individuelle delene om stål & betong og tre.

I punkt [4.3.3.2.2] vises det til to ulike metoder for påvisning av byggets første egenperiode. For Midtbygda benyttes formel (4.9):

$$T_1 = 2 \times \sqrt{d}$$

$d$  = Den elastiske forskyvningen til toppen av bygningen som følge av gravitasjonslastene som er påført i horisontalretningen, oppgitt i meter.



Formel (4.9) kan benyttes for bygninger med høyde over stiv kjeller på lavere enn 40m. Forskyvningen er funnet ved hjelp av programmet V-skive fra Ove Sletten, se vedlegg 3.8 og 3.10. Første egensvingeperiode er angitt i tabell 5.

Første egensvingeperiode	Stål og betong	Tre
x-retning	$T_{1x} = 0,415 \text{ s}$	$T_{1x} = 0,707 \text{ s}$
y-retning	$T_{1y} = 0,672 \text{ s}$	$T_{1y} = 0,735 \text{ s}$

Tabell 5. Første egensvingeperiode.

## 10. Dimensjonerende spekter, $S_d(T)$

Formel for bestemmelse av dimensjonerende spekter er avhengig av egensvingeperiodene som ble funnet i punkt 9. Punkt [3.2.2.5(4)p] i EC8 angir fire ulike formler for bestemmelse av det dimensjonerende horisontale spekteret,  $S_d(T)$ .

For begge konstruksjonene ligger egensvingeperiodene mellom  $T_C = 0,25\text{s}$  og

$T_D = 1,2\text{s}$ . Formel (3.15) skal derfor benyttes, se

figur 16. Det dimensjonerende spekteret er vist i

tabell 6.

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

Figur 16. Formel (3.15).

Dimensjonerende spekter	Stål og betong	Tre
x-retning	$S_d(T_x) = 0,746$	$S_d(T_x) = 0,438$
Y-retning	$S_d(T_y) = 0,46$	$S_d(T_y) = 0,421$

Tabell 6. Dimensjonerende spekter.

## 11. Utelatelseskriterium 3

Utelatelseskriterium 3 gir anledning til å unnlate jordskjelvdimensjonering dersom det dimensjonerende seismiske spekteret er mindre enn 5% av tyngdeakselerasjonen.

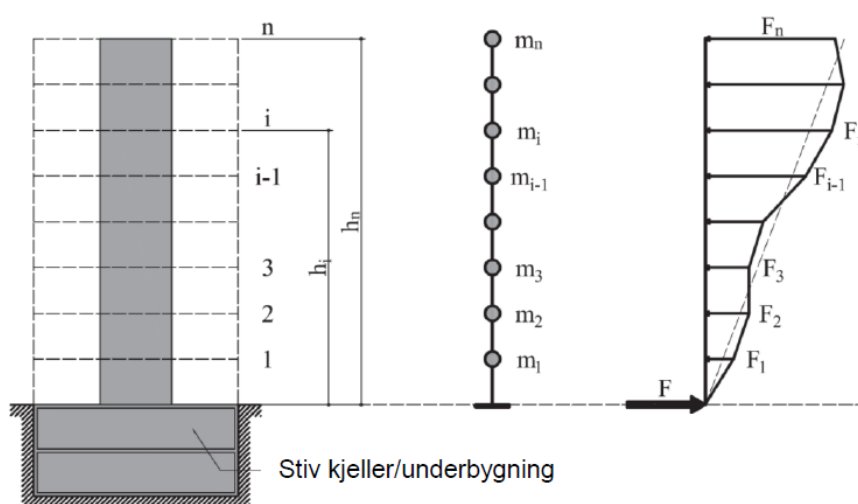
Krav:

$$S_d(T) < 0,05g = 0,49 \text{ m/s}^2$$

Utelatelseskriterium 3 er ikke oppfylt for konstruksjonsalternativet i stål. For konstruksjonsalternativet i tre er det derimot oppfylt, men kravene til regularitet må kontrolleres. Hvis disse ikke er oppfylt må det gjøres en modal analyse for å påvise utelatelseskriteriet.

### 3.6.3 Tverrkraftmetoden

Tverrkraftmetoden er en håndberegningmetode for å finne de seismiske lastene som virker på en konstruksjon (RIF, 2010). Beregningmetoden tar for seg byggets første egensvingeperiode, og baserer seg på at denne er dimensjonerende for de seismiske kreftene. Metoden forutsetter at byggets dynamiske oppførsel kan representeres som et en-frihetsgradsystem. Figur 17 viser hvordan den seismiske responsen til en konstruksjon er representert i tverrkraftmetoden. Massen i hver etasje regnes som konsentrert i tyngdepunktet av etasjen. Den seismiske skjærkraften ved fundamentnivå blir bestemt på grunnlag av konstruksjonens første egensvingeperiode, og konstruksjonens masse. Fordelingen av kreftene mellom etasjene er avhengig av den enkelte etasjes masse, samt avstanden ned til fundament eller topp av stiv kjeller. Ved beregning etter tverrkraftmetoden bestemmes de seismiske kreftene i to ortogonale retninger som står vinkelrett på hverandre.



Figur 17. Byggets seismiske respons representert etter tverrkraftmetoden.

Tverrkraftmetoden baserer seg på den første svingemoden i hver hovedretning. Det er derfor viktig at det ikke er høyere svingemoder som i kombinasjon kan gi større seismiske laster. Det er krav om regularitet i oppriss for benyttelse av tverrkraftmetoden.

Konstruksjoner med regularitet i oppriss er mindre påvirket av høye svingemoder.

Regularitet i oppriss kjennetegnes ved at konstruksjonens avstivningssystemer fortsetter tilnærmet uendret gjennom alle etasjene i konstruksjonen. Konstruksjonen i stål og betong tilfredsstillere kriteriene for regularitet i oppriss, gitt i EC8 punkt [4.2.3.3], se vedlegg 3.9.

Regularitet i plan er en god egenskap ved påvirkning av seismiske laster. Når en konstruksjon blir påsatt en horisontal last vil den rotere om stivhetssenteret. De seismiske lastene virker direkte på massen. Resultantkraften av de seismiske lastene virker derfor i tyngdepunktet til hver etasje. For at en konstruksjon skal ha gode egenskaper ved seismisk påvirkning er det en fordel at stivhetssenter og massesenter ligger nærme hverandre. Momentet som oppstår på grunn av eksentrisiteten på resultantkraften i forhold til stivhetssenteret, øker lineært med avstanden mellom tyngdepunkt og stivhetssenter. Ved regularitet i plan etter punkt [4.2.3.2] i EC8 er eksentrisiteten tilfredsstillende lav. Ingen av konstruksjonsalternativene for Midtbygda tilfredsstillere kravene til regularitet i plan, se vedlegg 3.9 og 3.11.

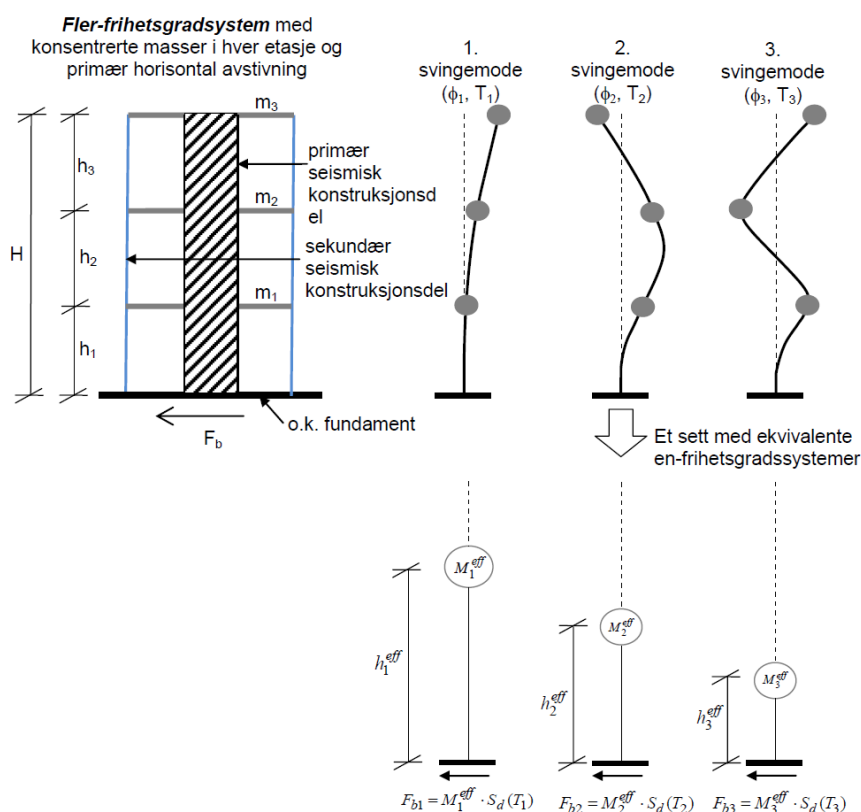
Tabell 4.1 i EC8 angir kriterier for valg av beregningsmetode, se figur 18. Ingen av konstruksjonsalternativene overholder krav til regularitet i plan. En plan modell kan derfor utelates for beregning med både tverrkraftmetoden og modal analyse. Begge konstruksjonsalternativene overholder derimot kravene til regularitet i oppriss. Bygningen er over 10 meter høy, og er i seismisk klasse 3. Den tilfredsstillere derfor ikke kravet gitt i punkt [4.3.3.1(8)b)], og en romlig modal analyse er nødvendig.

Regularitet		Tillatt forenkling		Konstruksjonsfaktor
Plan	Oppriss	Modell	Lineær-elastisk analyse	(for lineær analyse)
Ja	Ja	Plan	Tverrkraft <sup>a</sup>	Referanseverdi
Ja	Nei	Plan	Modal	Redusert verdi
Nei	Ja	Romlig <sup>b</sup>	Tverrkraft <sup>a</sup>	Referanseverdi
Nei	Nei	Romlig	Modal	Redusert verdi

Figur 18. Konstruksjonens regularitet og konsekvenser for beregningsmetode.

### 3.6.4 Modal responspektrumanalyse

Modal analyse kan benyttes for de fleste bygg. Analysen benyttes i de tilfeller hvor krav for å regne med tverrkraftmetoden ikke er oppfylt. Metoden gir maksimale krefter og forskyvninger for et sett egensvingeperioder, med tilhørende svingeform, se figur 19 (RIF, 2010). I likhet med tverrkraftmetoden er modal analyse en lineærelastisk analysemetode. Begge analysemetodene tar hensyn til konstruksjonens evne til å absorbere energi i det dimensjonerende spekteret,  $S_d(T)$ . Til dette benyttes konstruksjonsfaktoren,  $q$  (RIF, 2010).



Figur 19. Modal responspektrumanalyse, prinsipp.

### 3.7 Lastkombinasjoner

Dimensjonering av konstruksjonens laster er basert på EC0. Standarden gjør rede for de ulike lastfaktorene som lastene skal multipliseres med. Hensikten er å ivareta bygningens kapasitet, brukbarhet og bestandighet.

For Midtbygda er det tre ulike lastkombinasjoner. Kombinasjonene som er brukt er bruksgrense, bruddgrense og ulykkessituasjon. Ved bruksgrense kontrolleres det for

nedbøyning, vibrasjoner og riss. Når det skal dimensjoneres for de største lastene konstruksjonen utsettes for, beregnes det i bruddgrense. I en ulykkessituasjon vil det dimensjoneres for et eventuelt brannforløp, og kreftene som oppstår ved et jordskjelv. Når flere krefter virker samtidig, regnes det med lastfaktorer slik at den minst gunstige lastsituasjonen hensyntas. Ved å dimensjonere for de ulike lastkombinasjonene, samt ta hensyn til lastfaktorer, vil konstruksjonen tåle de påkjenningene den blir utsatt for.

### 3.7.1 Brann

I henhold til TEK17 skal en konstruksjon påvise tilfredsstillende sikkerhet under en brannsituasjon. Det stilles krav til at konstruksjonen har bæreevne i tilstrekkelig tid, slik at rømning, redning og slokking er mulig (Direktorat for byggkvalitet, 2017). Risikoklasse bestemmes utfra bruken av bygget, samt forutsetningene brukerne av bygget har til å evakuere. Personer som bor på sykehjem, har ofte nedsatt evne til å evakuere seg selv. Sykehjem er derfor i risikoklasse 6, som er den strengeste risikoklassen.

Basert på risikoklassen og bygningens størrelse og geometri, plasseres bygget i en brannklasse. Midtbygda har fire etasjer, og er i risikoklasse seks. Dette resulterer i brannklasse to. Brannklassen avgjør hvor lenge de ulike konstruksjonsdelene skal opprettholde bæreevne og stabilitet ved en brannsituasjon.

Ved brannklasse to, stilles det krav til at det bærende hovedsystemet skal ha tilstrekkelig bæreevne og stabilitet i et 60 minutters brannforløp (R60). Sekundære bærende bygningsdeler skal også oppfylle R60. Søyler, bjelker og avstivningssystem regnes som bærende hovedsystem. Søylene vil konservativt dimensjoneres til R90, slik at de ikke går til brudd før bjelkene i et brannforløp.

## 4. Bæresystem i stål og betong

### 4.1 Materialer

#### 4.1.1 Betong

Betong er et av de mest brukte byggematerialene, og består av vann, sement, tilsetningsstoffer og sand- og steinmateriale. Når sementpulveret blandes sammen med vann og de andre komponentene, startes det en kjemisk reaksjon som skaper et fast reaksjonsprodukt. Denne reaksjonen stivner massen og bidrar til at den får stor styrke under trykkbelastning. Avhengig av blandingsforholdet mellom komponentene får betongen ulike egenskaper. Betongen blir klassifisert ut ifra bestandighet og fasthet (Alvær, 2012).

Materialet er allsidig og kan støpes ut i ønsket form. Betong har gode trykkegenskaper, men må armeres for å ta opp strekkrefter. Under brannsituasjon er betongen motstandsdyktig da den har lav varmeledningsevne. En ulempe er at sementproduksjonen slipper ut store mengder miljøskadelig CO<sub>2</sub> (Norcem, u.å).

#### 4.1.2 Stål

Stål er et materiale med gode egenskaper ved både strekk- og trykkbelastning. Stål er en legering av jern og karbon, og er 100% resirkulerbart. Materialet har høy styrke i forhold til vekt, noe som gjør det egnet som byggemateriale (SINTEF, u.å). I et brannforløp egner stål seg dårlig da det har høy varmeledningsevne. Brannisolering av stålelementer vil hindre en ukontrollert temperaturstigning i stålet (Rockwool, u.å).

## 4.2 Bakgrunn for valg

### 4.2.1 Dekkeløsninger

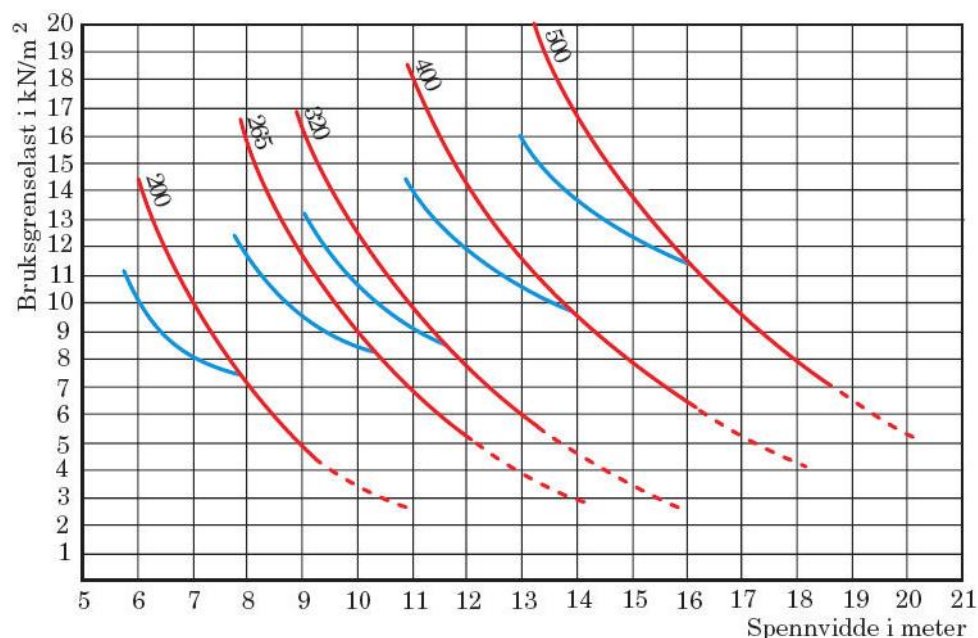
Areal av fri flater er viktig parameter for tilpasningsevnen til en bygning. Åpne areal med lite søyler og vegger gir større frihet til å endre planløsning og funksjon (Søgnen, 2021).

Slakkarmert betong blir armert og støpt på byggeplass, noe som gir lang byggetid. Når forskalingen fjernes fra et slakkarmert dekke, påføres en last. For at lasten skal kunne tas som trykk av betongen og strekk av armeringen må det skje en deformasjon. Det er vanskelig å utnytte hele tverrsnittet i slakkarmert betong, da det er en sone i midten med

lave spenninger. Fordelene med slakkarmert betong er formbarhet, samt god bæring i alle retninger. Slakkarmert betong er lite hensiktsmessig å benytte for spennvidder på mer enn 8m. Bredden på bygget er 20 meter, noe som betyr at det blir nødvendig med tre dekkespenn i bredden.

Ved å benytte hulldekker er to dekkespenn i bredden tilstrekkelig. Hulldekker er hul i midten, slik at egenlast blir lavere. Betong og armering har mer gunstig plassering i dekket, som bidrar til en bedre utnyttelse av tverrsnittet. Armeringen blir påført en spenning på forhånd. Hensikten med forspenning er å skape et spenningsbilde i betongen som er motsatt av spenningen som forekommer ved belastning. Deformasjonsegenskapene til hulldekker er derfor gode. Ulempen er at de kun har bæring i en retning. Dekkene produseres på fabrikk, og leveres til byggeplass med bredde på 1,2 meter. For at en plate av hulldekker skal kunne overføre horisontale skivekrefter, må det etableres strekkbånd.

Dekkene i Midtbygda har spennvidder på 9,55 og 10,45 meter. For valg av elementtykkelse har dimensjoneringstabell fra Spenncon blitt benyttet, se figur 20. HD265 ble vurdert da bæreevnen antakelig ville vært tilstrekkelig. Ved beregning av egenfrekvens ble HD320 vurdert som en bedre løsning. En økning til HD320 gir i tillegg større frihet til utsparinger.

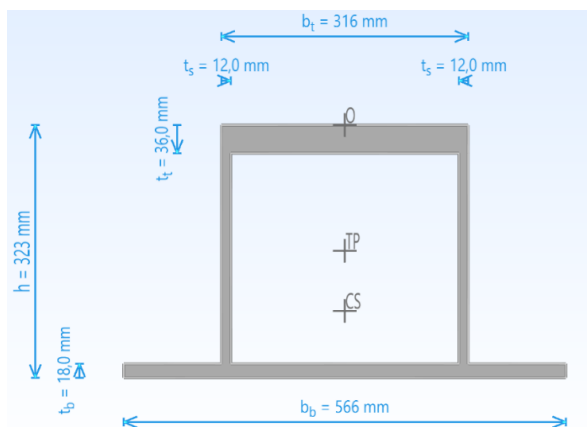


Figur 20. Dimensjoneringstabell for hulldekker.

#### 4.2.2 Bjelker

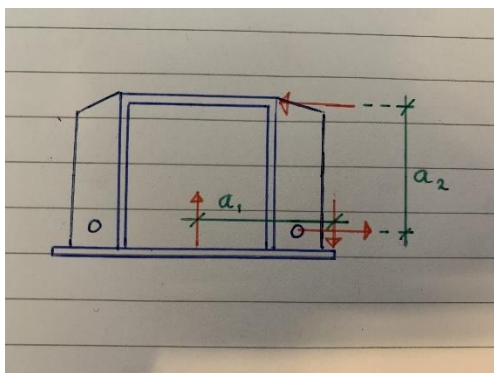
##### Hatteprofil

Hatteprofil er et oppsveiset profil, og er valgt som bjelker i det midterste spennet, se figur 21. Fordelen med hatteprofil (THP-profil) er at bjelken bygger lite ned på undersiden av dekket. Andre fag som VVS har dermed tilnærmet frie føringsveier på undersiden av bjelkene. Høyden på bjelken tilpasses tykkelsen til dekket. Toppflens og steg ligger mellom dekkelementene og bygger kun opp mellom dekkene. For å ivareta krav til brannbeskyttelse ligger oversiden av toppflensen 15mm lavere enn topp av hulldekke (Betongelementforeningen, 2022).



Figur 21. Hatteprofil med dimensjoner.

Lasten som kommer inn på bjelken fra de to dekkespennene er ulik. Det oppstår derfor torsjon i hatteprofilet. Flagg benyttes som torsjonslås sammen med armering i fuge. Låsen fungerer ved at et armeringsjern tres gjennom et hull i en påsveiset stålplate, se figur 22. Jernet støpes inn i en fuge i hulldekket og danner et kraftpar med en trykkraft i toppen av hulldekket. Kraftparet vil ha en arm  $a_2$ .



Figur 22. Flagg på hatteprofil.



Torsjonskreftene finner en ved å regne med redusert egenlast fra det korteste dekkespennet. Følgelig regnes bruddgrenselast fra det lengste spennet. Differansen mellom lastene antas å være den største kraften som kan gi torsjonsmoment. Lasten treffer konservativt langs kanten av underflensen. Et kraftpar med arm  $a_1$  skapes sammen med motkraften som virker i stivhetssenteret, se figur 22. Siden bjelken er symmetrisk, ligger stivhetssenter langs midten av underflensen. Armen  $a_1$  blir derfor halve bredden av underflensen. Da kraft og arm i kraftpar  $a_1$  er kjent, og armen i kraftpar  $a_2$  er kjent, kan kreftene i flagget finnes. Kapasitetskontroller for stål, betong og armering gjennomføres.

### *HEA-profiler*

Langs ytterkant av bygget benyttes HEA-profiler til bjelker. Ensidig hatteprofil ble vurdert, men dette ville blitt en kostnadsdriver uten betydelige fordeler. Langs ytterkant kan bjelkene ligge under dekkene, da tekniske føringsveier vanligvis ligger sentralt i bygget. Etasjehøyden er god, slik at det er plass til store vinduer i yttervegg, selv med HEA-bjelker.

Fasaden blir som oftest festet til bygget via bjelkene langs ytterkant. Disse vil derfor bli dimensjonert for å ta imot et moment om svak akse fra vindlasten. I tillegg til momentene, vil det bli strekkrefter i bjelken. Kraftene kommer ved at bjelken fungerer som strekkbånd for dekkeskiven. For å binde dekke og bjelke, monteres en pigg mellom bjelke- og dekkelementene. Denne sørger for sideveis fastholding av toppflensen, slik at vipping ikke blir dimensjonerende.

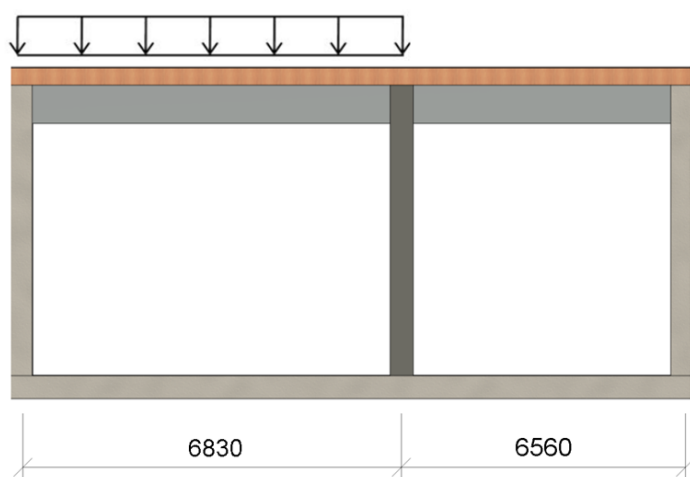
Langs kortsidene av bygget legges det også inn HEA-bjelker. Disse legges primært inn for å ta last fra fasaden. Det ytterste hulldekkeelementet ligger oppå bjelken, som betyr at last fra dekket vil kunne gå gjennom bjelken. Til sikker side blir det regnet med full last fra det ytterste dekkeelementet.

### 4.2.3 Søyler

Søylene som benyttes er av stål. Fordelen med stål fremfor betong, er at det gir mindre tverrsnitt. Søylene kan derfor ofte skjules i vegger. Ved plassering av søylene har det blitt lagt vekt på å ha tydelige bæreakser. Dette gir bedre oversikt over hvor kreftene går, og sannsynligheten for feilberegninger reduseres.

Det ble vurdert å ha kontinuerlige bjelker, som ville resultert i at søylene måtte skjøtes i knutepunktene mellom hver etasje. I slike overganger kan det lettere forekomme feil ved utførelse. Det ble derfor valgt kontinuerlige søyler. Dette gir mindre arbeidskrevende knutepunkter, og færre muligheter for feil. Bjelkene regnes som leddet til søylene og er fritt opplagt. Dermed føres det ikke moment direkte fra bjelkene og ned i søylene.

De vertikale lastene vil opptre som aksiallast i søylene. Det kan oppstå et moment dersom lasten ikke treffer sentrisk. To ulike tilfeller blir undersøkt, hvor det dimensjoneres for det minst gunstige. Tilfelle 1 er at lasten som kommer inn fra bjelkene er ulik på hver side, se figur 23. Det regnes med full bruddgrenselast fra den lengste bjelken, og redusert egenlast fra den korteste. Differansen mellom lastene, samt eksentrisk plassering, gjør at søylen får påført et moment. Tilfelle 2 er at aksiallasten multipliseres med en eksentrisitet på 20mm. Dette er et krav i betongstandarden, som til sikker side er brukt ved dimensjonering av stålsøylene.



Figur 23. Ulik belastning på bjelkene som skaper et eksentrisitetsmoment i søylen.

#### 4.2.4 Fundament

Det er ikke foretatt grunnundersøkelser da det står et bygg på tomten. Det er stor sannsynlighet for at det vil være enten fast fjell eller sprengstein. I beregninger av fundament blir sprengstein antatt. Ved økende størrelse på fundamentet stiger det dimensjonerende grunntrykket til sprengstein. Konservativt vil det regnes med dimensjonerende grunntrykk på  $500 \text{ kN/m}^2$  for alle fundamenter.

Moment vil forsøke å velte fundamentet, mens aksiallast stabiliserer. Det beregnes en eksentrisitet for begge retninger. På bakgrunn av eksentrisitetene beregnes det et effektivt areal under fundamentet. Spenningen under det effektive arealet bør ikke overstige det dimensjonerende grunntrykket.

Etter at fundamentet er støpt, vil det være vanskelig å gjøre endringer. Det er derfor god praksis å armere fundamentet utfra det dimensjonerende grunntrykket, og ikke det opptredende. Ved en senere ombygging kan den ekstra kapasiteten utnyttes.

I praksis er det lasten fra søylen som bres ut i fundamentet. Ved dimensjonering tenkes det at grunntrykket påføres fundamentet og føres til søylen. Det vil forekomme strekkrefter i underkant av fundamentet, som må tas av armering. I tillegg vil det opptre en skjærkraft. Effektene av skjærkraften kontrolleres ved en gjennomlukkingskontroll.

#### 4.2.5 Avstivning

Når bæresystemet for en bygning skal dimensjoneres er det viktig å ivareta bygningens totale stabilitet (Norske Limtreprodusenters Forening, 2015). En bygning vil være stabil når hver enkelt bygningsdel er i likevekt og kreftene som påføres kan motstås. De vertikale kreftene som oppstår vil tas av de bærende veggene og søylene, mens de horisontale kreftene vil tas opp av skivene som er i bygget (Betongelementforeningen, 2019).

Konstruksjonen vil ha to avstivende sjakter i betong. Sjaktene har rektangulær form, og er orientert i hver sin retning i planet. De strekker seg gjennom hele bygningen, og vil dimensjoneres for å føre horisontale laster ned til fundamentnivå. Kreftene ved jordskjelv vil vurderes opp mot bruddgrenselastene. Veggsnivåene dimensjoneres til å tåle lasttilfellet som gir størst utnyttelse i strekk og trykk.

De avstivende sjaktene kan betraktes som en utkragende bjelke. Sjaktene blir belastet med horisontale og vertikale krefter fra dekkessivene i hver etasje. Horisontale krefter som kommer inn fra de øverste etasjene har større arm ned til fundamentnivå. Momentbidraget fra laster høyt i bygget blir derfor større.

## 4.3 Beregninger

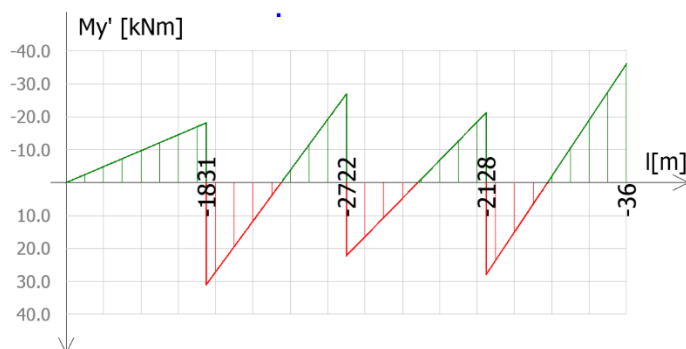
### 4.3.1 Dekker

Dekkene vil ikke bli dimensjonert, da det som regel gjøres av leverandør. Kontroll av egenfrekvens er likevel gjennomført. For HD320 ble denne funnet til 5,07 Hz, se vedlegg 4.2. Dette er høyere enn hva en kan forvente fra aktivitet og utstyr i bygningen, samt trafikklast utenfor. Det bør også påses at frekvensen er høyere enn det dobbelte av høyeste lastfrekvens, slik at en ikke får resonans med annenhver svingning. Gange med kontinuerlig gulvkontakt regnes å ha en frekvens på 1,4-2,6 Hz. Egenfrekvensen til dekket burde etter anbefalingen være høyere enn 5,2 Hz. Da gulvarealene i hovedsak skal utsettes for personbelastninger, anbefales likevel å benytte et minstekrav på 3 Hz (Betongelementforeningen, 2019). Dette kommer av at normal gange ikke tilfører tunge dekkelementer tilstrekkelig energi til at anbefalingen om 5,2 Hz er relevant. I tillegg vil dekkelementene støpes sammen, slik at stivheten i praksis vil være større enn stivheten til hvert enkelt dekkelement. Det antas derfor at en egenfrekvens på 5,07 Hz for dekkene gir tilstrekkelig gode egenskaper.

Det vil være nødvendig å dimensjonere for en nyttelast på  $5\text{ kN/m}^2$  for store deler av dekkelementene. Beboerrommene kan dimensjoneres for en nyttelast på  $2\text{ kN/m}^2$ . Nyttelast er likevel satt til  $5\text{ kN/m}^2$  for hele gulvarealet. Dette er til sikker side, og vil gi bedre fleksibilitet.

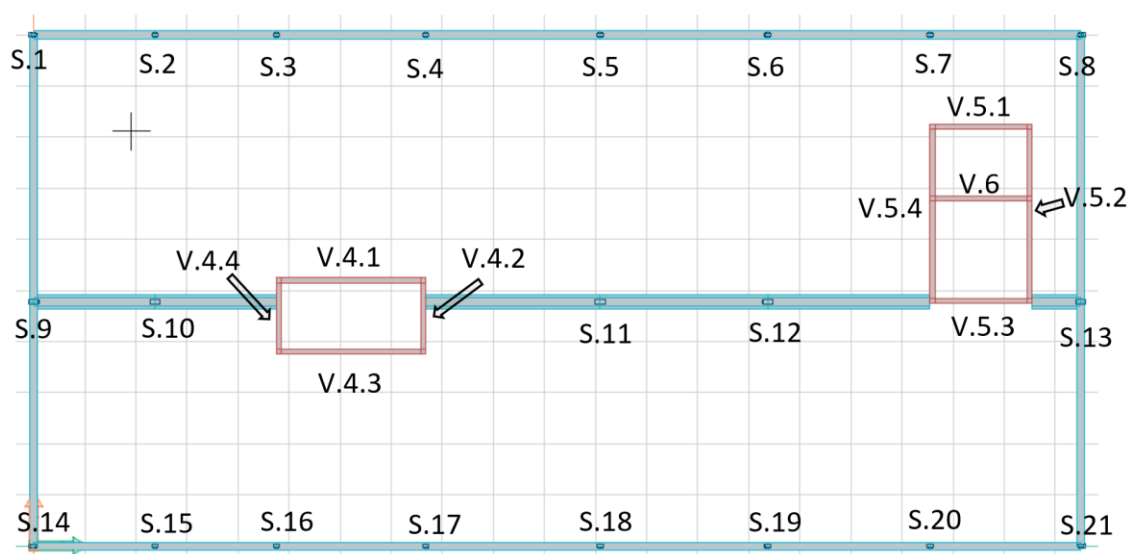
### 4.3.2 Søyler og fundament

Kvadratiske hulprofiler benyttes som søyler, og regnes kontinuerlig gjennom hele bygget. Skjøter utføres slik at stivheten til søylen ikke påvirkes betydelig. Aksiallasten vil være størst i nederste etasje, mens momentet vil være størst i øverste etasje, se figur 24. Momentet blir størst i øverste etasje da søylen ikke er kontinuerlig videre oppover. Toppen av søylen blir dermed fri til å endre vinkel. Det vil benyttes samme søyledimensjon i alle etasjene.



Figur 24. Eksempel på moment i søyle, fundament til venstre.

Det er foretatt beregninger for tre søyler. Søyle 11 er den tøffest utnyttede søylen i midtspennet, mens søyle 18 er den tøffest utnyttede søylen langs ytterkant av bygget, se figur 25. I tillegg vil søyle 21 som er den tøffest belastede hjørnesøylen dimensjoneres. Søyledimensjonene som foreslås kan benyttes for alle tilsvarende søyler i konstruksjonen. Det vil være opp til leverandørprosjekteringen å eventuelt redusere tverrsnitt på søyler som er lavere utnyttet.



Figur 25. Oversikt over søyler og avstivende vegger. Søyle 11, 18 og 21 vil bli dimensjonert.

Aksiallasten i søylene er hentet fra modellen i FEM-Design. Kontroller mot håndberegninger er foretatt, og lastene stemmer bra. Det største avviket er på 2,9 %, se tabell 7. De små avvikene skyldes trolig at egenlasten til søylene ikke er tatt med i håndberegningene. I tillegg er bidraget fra vindlasten større i FEM-modellen, da det ble benyttet kategori H for hele taket i håndberegningene. Forenklingene i de manuelle beregningene ble gjort da disse kun skal brukes til kontroll av FEM-Design. Det konkluderes med at søylelastene fra FEM-modellen stemmer bra.

Søyle nr.	Last fra FEM-Design	Last fra håndberegning	Forhold
S.11 ved fundament	3801 kN	3695 kN	102,9 %
S.11 ved 2. etg	1716 kN	1687 kN	101,7 %
S.18 ved fundament	1924 kN	1931 kN	99,6 %
S.18 ved 2. etg	880 kN	881 kN	99,9 %

Tabell 7. Aksiallast fra FEM-Design mot manuelle håndberegninger.

### Søyle 11

Søyle 11 ligger i midtspennet og får hatteprofilbjelker inn på seg i hver etasje. Aksiallasten og momentet som opptrer ved fundamentnivå av søylen er størst av samtlige søyler i bygget, se vedlegg 4.4. Det vil benyttes et RHS 300x300 til denne søylen. Profilet får en maksimal utnyttelse på 91%, se tabell 8. Søyledimensjonen vil passe bra for de fleste av søylene i midtspennet. Søyle 9 og 13 kan mulig reduseres, da disse får et mindre lastareal. Dette vil være opp til leverandørprosjekteringen. I så fall er det viktig å ta hensyn til at søyle 9 får et større moment da det er en endesøyle.

S.11, RHS 300x300/16, vedlegg 4.4			
Laster	$N_{Ed} = 3801 \text{ kN}$	$M_{Ed,y} = 76,9 \text{ kN/m}$	$M_{Ed,z} = 76,9 \text{ kNm}$
Kapasitet for fastholdt system	$N_{Rd} = 6052 \text{ kN}$	$M_{Rd,y} = 640,7 \text{ kNm}$	$M_{Rd,z} = 640,7 \text{ kNm}$
Knekkfaktor	0,94	Redusert kapasitet	$N_{bRd} = 5677 \text{ kN}$
Utnyttelse	$M_{Ed,y}/M_{Rd,y} + N_{Ed}/N_{bRd} + M_{Ed,z}/M_{Rd,z} = 0,907 < 1,0 \rightarrow \text{OK}$		

Tabell 8. Kapasitetskontroller av søyle 11.

### Fundament søyle 11

Søylene regnes som leddet til fundamentet. Momentet som skal kunne tas opp av fundamentet blir lik aksiallasten multiplisert med en eksentrisitet på 20mm. Eksentrisiteten til fundamentet blir da lik 0,02m. Ved totalt areal på 3x3 m<sup>2</sup>, blir opptredende grunntrykk på 434 kN/m<sup>2</sup>. Det legges inn armering k20 c 200 på kryss og tvers, begge sider.

Armeringsjernene bøyes rundt endene av fundamentet.

Ved beregning av gjennomlokking forutsettes det at søylen står på en stiv stålplate med areal 500x500 mm<sup>2</sup>. For at skjærtrykkspenningen ikke skal overskride dimensjonerende kapasitet, må fundamentet ha en tykkelse på 800 mm. Det er behov for skjærbøyler i hele fundamentplaten, se vedlegg 4.4.

### Søyle 18

Søylene langs ytterkant av bygget får mindre aksiallast enn søylene i den midterste raden. Søyle 18 ligger i samme bæreakse som søyle 11 i y-retning, se figur 25. Dette blir den tøffest belastede søylen langs kanten av bygget. Et rektangulært hulprofil av typen RHS 200x200/16 får en utnyttelse på 87%, se tabell 9.

S.18, RHS 200x200/16, vedlegg 4.5			
Laster	$N_{Ed} = 1924 \text{ kN}$	$M_{Ed,y} = 38,5 \text{ kN/m}$	$M_{Ed,z} = 38,5 \text{ kNm}$
Kapasitet for fastholdt system	$N_{Rd} = 3888 \text{ kN}$	$M_{Rd,y} = 265,6 \text{ kNm}$	$M_{Rd,z} = 265,6 \text{ kNm}$
Knekkfaktor	0,85	Redusert kapasitet	$N_{bRd} = 3293 \text{ kN}$
Utnyttelse	$M_{Ed,y}/M_{Rd,y} + N_{Ed}/N_{bRd} + M_{Ed,z}/M_{Rd,z} = 0,87 < 1,0 \rightarrow \text{OK}$		

Tabell 9. Kapasitetskontroller av søyle 18.

### Fundament søyle 18

Eksentrisiteten til fundamentet blir 0,02m. Ved en total bredde på 2,2x2,2 m<sup>2</sup> blir opptredende grunntrykk på 413 kN/m<sup>2</sup>. Det legges inn armering k16 c 200 på kryss og tvers, begge sider. Armeringsjernene bøyes også her rundt endene av fundamentet.

Ved beregning av gjennomlokking forutsettes det at søylen står på en stiv stålplate på 400x400 mm<sup>2</sup>. Fundamentet bør ha en tykkelse på 600 mm for å unngå skjærtrykkbrudd. Det er behov for skjærbøyler i hele fundamentplaten.

### Søyle 21 – hjørnesøyle

Søyle 21 er den tøffest utnyttede av hjørnesøylene. I motsetning til søyle 18, vil søyle 21 få moment om to akser. Den stabiliserende effekten fra bjelken på motsatt side av opplegget vil i tillegg forsvinne. Søylene vil derfor bli dimensjonert, selv om aksiallasten er under halvparten så stor som i søyle 18.

Hjørnesøylene som er dimensjonert, får et lavere moment enn søyle 18. Dette skyldes at lasttilfellet hvor aksiallasten multipliseres med 20mm eksentrisitet, blir dimensjonerende i begge tilfeller. Det er funnet at det er tilstrekkelig å benytte et RHS 150x150 profil, se vedlegg 4.6. Søylene får en maksimal utnyttelse på 82%, se tabell 10.

S.21, RHS 150x150/10, vedlegg 4.6			
Laster	$N_{Ed} = 703,2 \text{ kN}$	$M_{Ed,y} = 14,1 \text{ kNm}$	$M_{Ed,z} = 14,1 \text{ kNm}$
Kapasitet for fastholdt system	$N_{Rd} = 1857 \text{ kN}$	$M_{Rd,y} = 96,7 \text{ kNm}$	$M_{Rd,z} = 96,7 \text{ kNm}$
Knekkfaktor	0,72	Redusert kapasitet	$N_{bRd} = 1336 \text{ kN}$
Utnyttelse	$M_{Ed,y}/M_{Rd,y} + N_{Ed}/N_{bRd} + M_{Ed,z}/M_{Rd,z} = 0,817 < 1,0 \rightarrow \text{OK}$		

Tabell 10. Kapasitetskontroller av søyle 21.

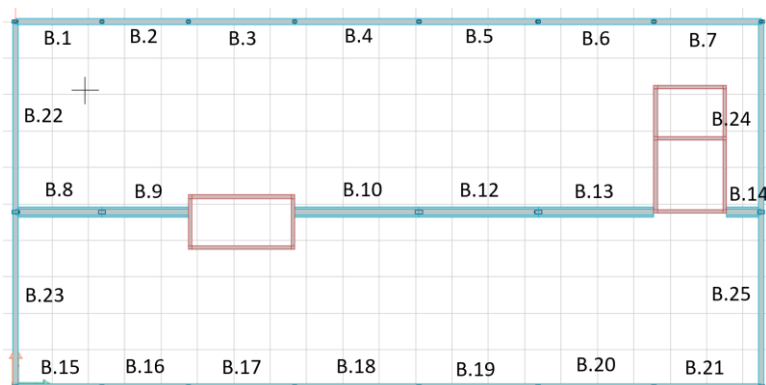
### Fundament søyle 21

Den lave aksiallasten gjør at fundamentet kan være betydelig mindre enn for søyle 11 og 18. Et fundament på  $1,3 \times 1,3 \text{ m}^2$  gir et opptredende grunntrykk på  $442 \text{ kN/m}^2$ , se vedlegg 4.6. Ved en tykkelse på 300mm unngås skjærtrykkbrudd. Videre vil det legges inn armering k16 c 200 på kryss og tvers på begge sider som bøyes rundt endene av fundamentet. Skjærbøyler legges i hele fundamentplaten.



### 4.3.3 Bjelker

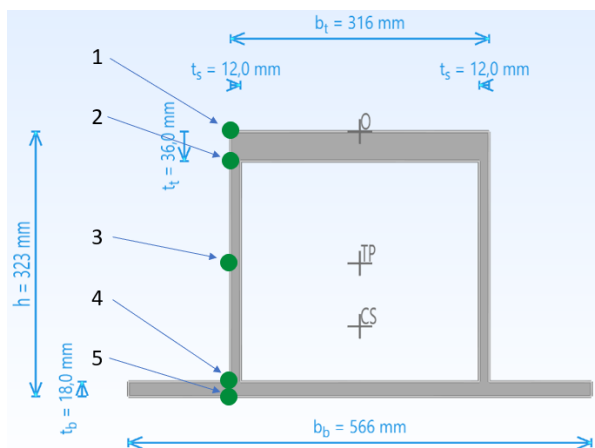
Det er 25 bjelker i hver etasje, se figur 26. Bjelke B.8 til B.14 ligger i midtspennet og vil være hatteprofiler, mens de resterende bjelkene vil være HEA-profiler. Bjelke B.10, B.18 og B.22 er tøffest utnyttet og blir dimensjonert.



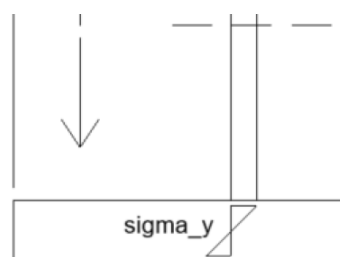
Figur 26. Oversikt over bjelker. Bjelke 10, 18 og 22 blir dimensjonert.

#### Hatteprofil

Hatteprofilene bør ikke bygge mer enn 305mm opp mellom dekkene. De største spenningene fra moment og skjærkraft oppstår i bjelke B.10, se figur 26. Hatteprofilet er dimensjonert etter Von Mises elastisitetsteori, se vedlegg 4.7. Spenningen er kontrollert på 5 ulike steder i tverrsnittet, se figur 27. I punkt 4 og 5 er det i tillegg til den globale bøyespenningen i bjelken, tatt høyde for bøyespenning i y-retning, se figur 28. Spenningen oppstår når lasten fra hulldekkene føres fra flensen og inn til steget. Det er regnet med at lasten fra hulldekket treffer ytterst på flensen, og får en arm på 125mm inn til steget. Dette er konservativt, da lasten i realiteten vil opptre lenger inn på underflensen.



Figur 27. Hatteprofil. Spenning er kontrollert i punkt 1-5.



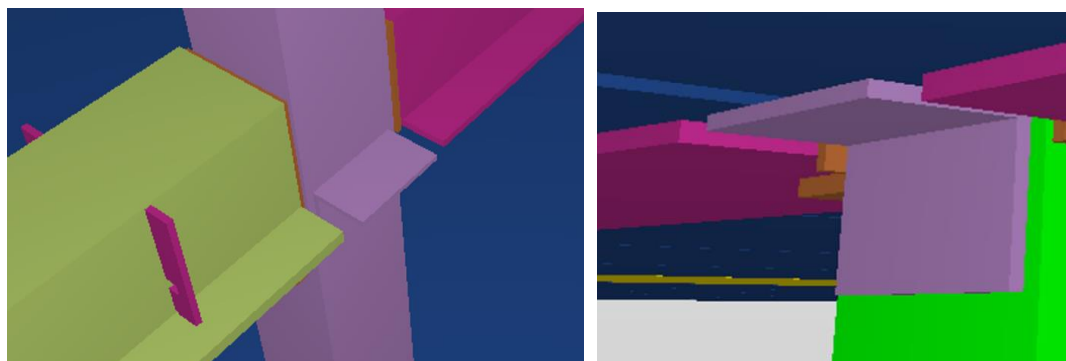
Figur 28. Sigma y.

Bjelken på figur 27 har tilstrekkelig kapasitet, se tabell 11. Ved plastisk beregning er det sannsynlig at tverrsnittsarealet til bjelken kan reduseres. På grunn av stor nedbøyning vil bruksgrensekravene slå inn, og bjelken må sveises med overhøyde. Bjelken er dimensjonert med maks moment og skjærkraft. Lastvirkningene opptrer ikke i samme snitt av bjelken. Det er opp til leverandørprosjekterende å bestemme om det er økonomisk gunstig å redusere stålmengden ved plastisk beregning.

B.10, hatteprofil, vedlegg 4.7				
L = 6,83 m	q = 150 kN/m	$M_{Ed} = qL^2/8 =$ 874,7 kNm	$V_{Ed} = qL/2 =$ 512,3 kN	
OK overflens	UK overflens	Steg	OK underflens	UK underflens
$\sigma_1 = 275 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_2 = 213$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_3 = 243$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_4 = 221$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_5 = 244$ N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_1/f_{yd} = 81 \%$	$\sigma_2/f_{yd} = 63 \%$	$\sigma_3/f_{yd} = 72 \%$	$\sigma_4/f_{yd} = 65 \%$	$\sigma_5/f_{yd} = 72 \%$
Nedbøyning: $\delta = 25,7 \text{ mm} \rightarrow L/250$				

Tabell 11. Kontroll av hatteprofil B.10.

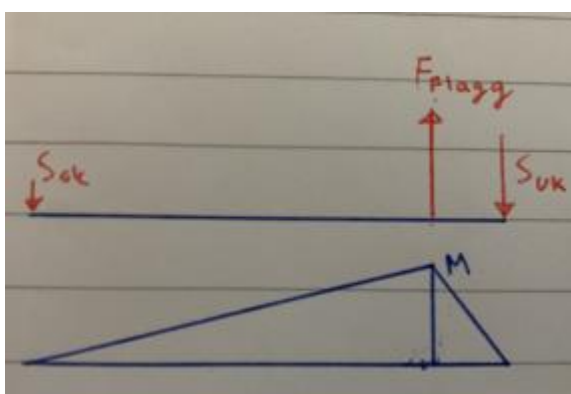
Søylene i midtspennet er 300mm bred, noe som utgjør ¼ av elementbredden til dekkene. For at bæringen av dekkelementene skal ivaretas ved søylene monteres det en hylle på søylen, se figur 29.



Figur 29. Hylle på søylene som bærer dekkeelementene sett fra oversiden og undersiden.

## Torsjonslås

Det er tilstrekkelig med et flagg per dekkelement, se vedlegg 4.7. Gjennom flagget tres det en  $\phi 12$ -bøyle som støpes i en dekkekanal på minst 60 cm. Det vil da være tilstrekkelig med heft mellom betongen og armeringen. Flagget sveises til underflensen og toppen av bjelken med en kilsveis med a-mål på 5mm. Underflensen vil ta imot størst kraft, se figur 30, men sveisen er lang og kapasiteten blir derfor tilstrekkelig. I overkant er det mindre plass til sveis, da det ikke er ønskelig å sveise nedover steget. På grunn av mindre kraft, se figur 31, vil sveisen likevel ha kapasitet.



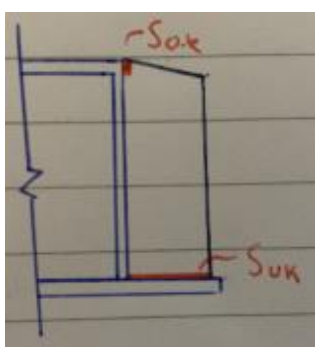
Figur 30. Momentdiagram og opplagerreaksjoner i flagg.

$$S_{uk} := \frac{F_{flagg} \cdot a_2}{a_{Suk}} = 46.874 \text{ kN}$$

$$S_{ok} := F_{flagg} - S_{uk} = 11.363 \text{ kN}$$

Figur 31. Opplagerreaksjoner i flagg.

Da det kun er sveis i overkant og underkant av flagget, vil det oppstå et moment i grunnmaterialet på 2,6 kNm, se figur 32. Ved å benytte en tykkelse på 10mm vil flagget være i stand til å bære kraften ut til sveisene.



Figur 32. Sveis på flagg.

Bjelkene skal sveises på fabrikk og det er stor sannsynlighet for at dimensjoner på bjelken vil endres av prosjekterende hos leverandøren. I tillegg er det mulig at det benyttes andre sveisemetoder enn kilsveis til å montere flagget. Bjelken som er dimensjonert kan likevel benyttes.

## HEA-bjelker

### Langsidene

Langsidene av bygget er dimensjonert med HEA340-bjelker. Bjelkene tilfredsstiller krav til tverrsnittsklasse 2, og er derfor regnet med plastisk kapasitet. Den tøffest utnyttede bjelken får en utnyttelse på 85% fra moment om sterk- og svak akse, se tabell 12. Det er da en restkapasitet til strekkrefter på 695 kN. Nedbøyningen blir på mindre enn  $L/250$ .

B.21, HEA340, vedlegg 4.8		
Moment	$M_{Ed,y} = 477,3 \text{ kNm}$	$M_{Ed,z} = 21,2 \text{ kNm}$
Skjær	$V_{Ed,y} = 273,5 \text{ kN}$	$V_{Ed,z} = 12,1 \text{ kN}$
Kapasitet for fastholdt system	$M_{Rd,y} = 625,4 \text{ kNm}$	$M_{Rd,z} = 255,6 \text{ kNm}$
Utnyttelse	$M_{Ed,y}/M_{Rd,y} + M_{Ed,z}/M_{Rd,z} = 0,85 < 1,0 \rightarrow \text{OK}$	
Restkapasitet til strekkraft	$N_{Rest} = 695 \text{ kN}$	
Nedbøyning	$\delta = 27,0 \text{ mm} \rightarrow L/250$	

Tabell 12. Utnyttelse av bjelke B.21.

### Kortsidene

Bjelkene langs kortsiden legges inn for å ta imot last fra fasaden. Da det ytterste hulldekkeelementet ligger delvis oppå bjelken, vil også last fra dekkeelementet gå gjennom bjelken. Ved å benytte HEA-300 bjelker blir beregningsmessig nedbøyning større enn  $L/250$ , se tabell 13. Reelt sett vil nedbøyningen bli lavere. Dekkene er dimensjonert til å være enveisdekker. Ved økende nedbøyning vil dekkelementene avlaste bjelkene og bære lasten selv. Full last fra det ytterste dekkelementet ned i bjelken er derfor veldig konservativt og nedbøyningen antas å være tilfredsstillende lav.

B22, HEA300, vedlegg 4.9		
Moment	$M_{Ed,y} = 245,7 \text{ kNm}$	$M_{Ed,z} = 47,5 \text{ kNm}$
Skjær	$V_{Ed,y} = 94,1 \text{ kN}$	$V_{Ed,z} = 18,1 \text{ kN}$
Kapasitet for fastholdt system	$M_{Rd,y} = 426 \text{ kNm}$	$M_{Rd,z} = 142,2 \text{ kNm}$
Utnyttelse	$M_{Ed,y}/M_{Rd,y} + M_{Ed,z}/M_{Rd,z} = 0,95 < 1,0 \rightarrow \text{OK}$	
Restkapasitet til strekkraft	$N_{Rest} = 339 \text{ kN}$	
Nedbøyning	$\delta = 47,4 \text{ mm} \rightarrow L/93$	

Tabell 13. Utnyttelse av bjelke B.21.

#### 4.3.4 Nedbøyning

Det er ikke satt spesielle nedbøyningskrav for prosjektet. Beregnet nedbøyning for bjelkene er vurdert som tilfredsstillende lav. Fasadeleverandør kan komme med strengere krav enn det er blitt kontrollert mot. Dersom nedbøyningen viser seg å være for stor for bjelkene, kan det isteden benyttes IPE-profiler langs kant og ende av bygget. Slike profiler er slankere, men mer ustabil enn HEA-profiler. Den høyere slankheten gjør at stivheten til bjelken blir større, selv om tverrsnittsarealet forblir det samme. Hatteprofilet kan som nevnt sveises med overhøyde for å få lavere nedbøyning.

#### 4.3.5 Ulykkessituasjon – brann

Søylene og bjelkene skal tilfredsstillende krav til R60, men det benyttes likevel krav til R90 for søylene. Hovedsakelig vil brannisolasjon benyttes for å gi stålelementene ønsket brannmotstand. Det er ikke foretatt fullstendig branndimensjonering av bygget. Ved brannsituasjon benyttes lavere lastfaktorer enn ved bruddgrense. Løsningene som er presentert i tabell 14 er forslag, og er beregnet ved hjelp av beregningsprogram fra Rockwool.

Konstruksjonsdel	Beskyttelse	Løsning	Brannmotstand	Ståltemperatur
Søyle RHS300x300	Nei	Conlit 300, 30mm	R90	420 ° c
Søyle RHS200x200	Nei	Conlit 300, 20mm	R90	408 ° c
Bjelke HEA-340	Toppflens	Conlit 150, 20mm	R60	349 ° c
Bjelke HEA-300	Toppflens	Conlit 150, 20mm	R60	363 ° c
Bjelke HSQ	Toppflens og steg	Conlit 150, 20mm	R60	

Tabell 14. Forslag til brannbeskyttelse av søyler og bjelker.

Stålsøylene med dimensjon på 300x300 mm<sup>2</sup> kan alternativt fylles med betong og armering. Dette vil sannsynligvis kunne gi søylen tilstrekkelig kapasitet ved brannsituasjon. En slik løsning reduserer søylens omfang.

Hatteprofilet vil være brannbeskyttet av betong over toppflens og rundt steget.

Underflensen brannbeskyttes av Rockwool Conlit eller tilsvarende.

#### 4.4 Tverrkraftmetoden

##### 4.4.1 Fortsettelse utelatelseskriterier

Delene av bæresystemet som primært skal ta opp vertikale laster er nå dimensjonert. Bæresystemet må i tillegg dimensjoneres for å ta opp de horisontale lastene. Før avstivningssystemet kan dimensjoneres, må de horisontale lastene finnes, samt at fordelingen av disse i avstivningssystemet må bestemmes.

## 12. Seismiske krefter ved fundamentnivå, $F_b$

For å finne skjærkrefter ved fundamentnivå benyttes foreløpig tverrkraftmetoden.

Kravene til regularitet i plan er ikke oppfylt, se vedlegg 3.9. Da det ikke er hjemmel til å benytte tverrkraftmetoden, vil resultatene av beregningene kun bli benyttet til å kontrollere den modale analysen.

Skjærkraften ved fundamentnivå vil forplante seg oppover i bygget. Ved jordskjelv virker kreftene direkte på massen. Dette er ulikt fra vindlasten som virker på fasaden. Masser som ligger høyt i bygget vil ha en lenger arm ned til fundamentnivå, og gi større momentbidrag.

Skjærkraften ved fundamentnivå finnes etter formel (4.5)

$$F_b = S_d(T_1) \times m \times \lambda$$

$S_d(T_1)$  = dimensjonerende spekter

$m$  = massen beregnet som angitt i [3.2.4]

$\lambda$  = korreksjonsfaktoren.

$$F_{bx} = 2053 \text{ kN} \quad (\text{Skjærkrefter fra jordskjelv i x-retning})$$

$$F_{by} = 1490 \text{ kN} \quad (\text{Skjærkrefter fra jordskjelv i y-retning})$$

### 13. Utelatelseskriterium 4

Utelatelseskriterium 4 baserer seg på at skjærkreftene ved fundamentnivå fra jordskjelv skal være mindre enn skjærkreftene fra vind- og skjevstillingslaster. Konstruksjonen oppfyller ikke kravene til å dimensjonere etter tverrkraftmetoden. For å benytte utelatelseskriterium 4 må det derfor gjennomføres en modal analyse. Utelatelseskriterium 4 er uansett ikke oppfylt for x-retning ved tverrkraftberegning, se tabell 15.

Utelatelseskriterium 4, vedlegg 3.9		
Krefter	x-retning	y-retning
Skjærkrefter fra jordskjelv	$F_{bx} = 2053 \text{ kN}$	$F_{by} = 1490 \text{ kN}$
Skjærkrefter fra vind	$F_{vx} = 482.4 \text{ kN}$	$F_{vy} = 991 \text{ kN}$
Skjevstillingslast	$F_H = 118,6 \text{ kN}$	$F_H = 118,6 \text{ kN}$
Kriterium		
Krav (vind og skjevstillingslast)	$F_{b.kriterium.x} = 1060 \text{ kN}$	$F_{b.kriterium.y} = 2245 \text{ kN}$
Opptredende skjærkraft fra jordskjelv	$F_{bx} = 2053 \text{ kN}$	$F_{by} = 1490 \text{ kN}$

Tabell 15. Skjærkrefter knyttet til utelatelseskriterium 4. Oransje viser at krav ikke er oppfylt, grønn viser oppfylt.

#### 4.4.2 Etasjelast

Skjærkreftene ved fundamentnivå er funnet for både x- og y-retning. Jordskjelvkreftene øker lineært med konstruksjonens masse. Standarden gir anledning til å fordele skjærkreftene til de ulike etasjene ved bruk av formelen i figur 33. Formelen er avhengig av forholdet mellom etasjenes masse og arm ned til fundamentnivå. Kraftene som er funnet i tabell 16, vil bli brukt til sammenligning med kreftene fra den modale analysen i FEM-Design.

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

Figur 33. Formel for fordeling av skjærkrefter i etasjer, EC8 (4.11).

Etasje	X-retning	Y-retning
1	227,7 kN	165,3 kN
2	455,3 kN	330,6 kN
3	683,0 kN	495,9 kN
4 (tak)	686,7 kN	498,6 kN
$\Sigma F_i$	2052,7 kN	1490,4 kN

Tabell 16. Etasjelasten fra tverkkraftmetoden.

### 4.5 Analyse i FEM-Design

#### 4.5.1 Modellering

For å kunne kjøre en modal analyse er bygget modellert i FEM-Design. FEM-modellen er hovedsakelig brukt til å identifisere hvordan de horisontale kreftene tas opp i konstruksjonen. I praksis er det ønskelig at de horisontale kreftene skal gå gjennom dekkesskivene i hver etasje, og fordele seg til de avstivende sjaktene. Sjaktene regnes derfor som primære seismiske konstruksjoner, og er kontinuerlig gjennom hele konstruksjonen. I bunn legges disse inn i modellen med et punktopplegg i hvert hjørne. Da kan man ved enkle beregninger finne kreftene som virker ved fundamentnivå i sjakten.

Søylene regnes som sekundære seismiske konstruksjonsdeler etter EC8, [4.2.2]. Disse regnes dermed ikke som en del av avstivningssystemet som skal motstå den seismiske påvirkningen. For å ta høyde for dette i FEM-modellen legges alle søyler inn med ledd i begge ender. I nederste etasje legges det inn punktopplegg for alle søyler. For at søylene

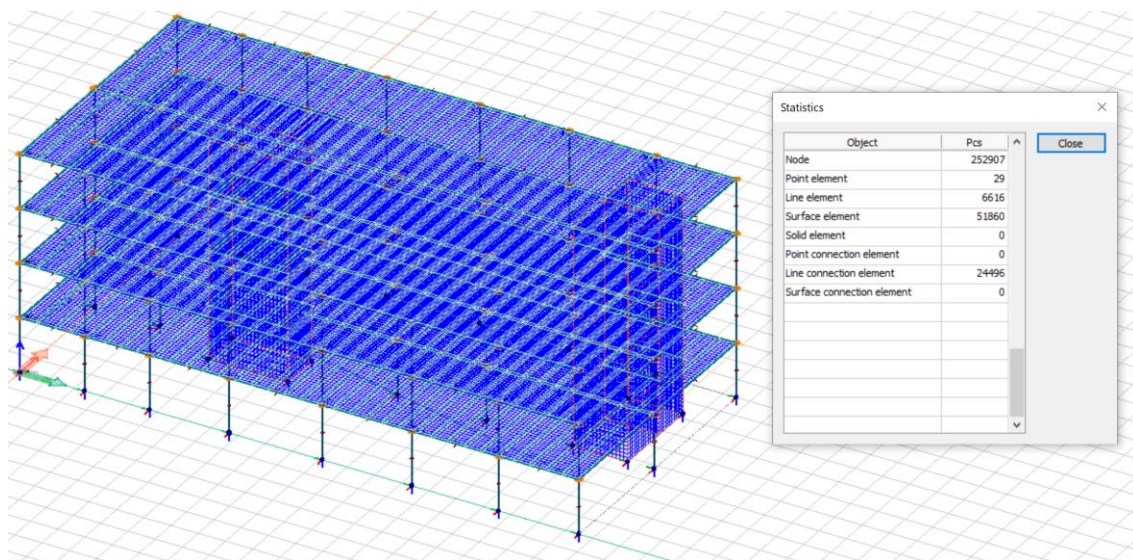


ikke skal pådra seg horisontale krefter i modellen, får punktoppleggene null momentstivhet. Bjelkene legges også inn med ledd i begge ender.

Huldekkene legges inn som enveisdekker, ved bruk av funksjonen *profiled panel* i FEM-Design. Hvert dekkeelement har en bredde på 1,2 meter. Mellom dekkeelementene er det ingen stivhet i vertikal retning. Det er derimot trykkstivhet mellom elementene i horisontalplanet. Dette er nødvendig for at dekket skal ha skivevirkning og kunne overføre horisontalkrefter til sjaktene.

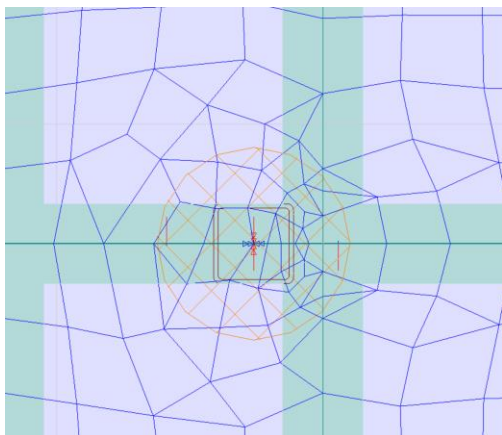
#### 4.5.2 Elementnett

Da bygget var ferdig modellert ble det generert et elementnett automatisk ved bruk av funksjonen *prepare*. Programmet skaper da et elementnett som tar høyde for størrelse og geometri til objektene. For konstruksjonen i stål og betong genererte programmet 253 000 noder, se figur 34. Dette er i utgangspunktet mange noder for en konstruksjon av denne størrelsen. Årsaken er at alle huldekkeelementene ligger inne som individuelle elementer. Mellom alle huldekkeelementene oppstår det derfor mange noder.



Figur 34. Elementnett for konstruksjonen i stål og betong. Antall noder i vindu til høyre.

I modellen kan det oppstå singulære områder med urealistisk store spenninger. For modellen som betraktes gjelder dette i hovedsak over søyler og rundt utsparinger. Ved bruk av peak smoothing kan programmet håndtere slike områder. Peak smoothing fungerer ved at programmet integrerer opp den totale kraften i den oransje skraverte sirkelen, se figur 35. Denne fordeles til en konstant verdi for hele området.



Figur 35. Peak smoothing.

#### 4.5.3 Laster

Alle laster som virker på konstruksjonen legges inn i FEM-Design. Programmet regner ut egenlast for elementene som er modellert. Fordelen ved at programmet regner egenlasten selv, er at massen virker direkte på nodene. Jordskjelvkraftene vil da bli mer presis. For å ta høyde for påførte egenlaster legges det inn 2kN/m<sup>2</sup>. Vindlastene er lagt inn manuelt, i henhold til metode for manuell beregning etter EC1-4. Programmet kunne beregnet vindlasten dynamisk. Fordelen med manuell beregning av vindlasten, er at det er enklere å kontrollere programmet mot håndberegninger.

Ved seismisk påvirkning fremgår det at de permanente lastene skal medtas i sin helhet. For de variable lastene er det kun langtidsandelen som skal medregnes ( $\psi_2$ ). Lastfaktorer er da som vist i figur 36. Lastfaktorene brukes til å finne massen som svinger ved et jordskjelv.

Faktorene legges inn i FEM-Design ved bruk av funksjonen *mass conversion*. Nodene i modellen vil bli tilegnet en masse som

svinger i den seismiske beregningen.

Massene benyttes i hovedsak til beregning av egensvingninger, som igjen brukes til beregning av de seismiske kreftene. Vindlasten har ingen langtidsandel, og kan følgelig sees bort fra i den seismiske beregningen.

Load case - mass conversion ×

Factor	Name
1.000	Påført egen
1.000	Auto egen
0.600	Nytte C3-5
--	Nytte H
0.200	Snølast
--	Vind y-
--	Vind x+
--	Vind y+
--	Vind x-
--	Vind x+ vegger
--	Vind y+ vegger

Figur 36. Lastfaktorer ved seismisk lasttilfelle.

Lastkombinasjoner for brudd-, bruks- og ulykkessituasjon blir automatisk beregnet av programmet. Dette gjøres ved at lastene kategoriseres i henhold til kravene i ECO og EC1. Etter automatisk generering ble det oppdaget at det manglet flere lastkombinasjoner som er nødvendig å hente ut. Blant annet ble de seismiske lastene i alle tilfeller kombinert med andre laster og tilhørende lastfaktorer. For å løse dette ble lastkombinasjonene i tabell 17, lagt inn manuelt. Til dimensjonering av sjaktvegger og fundament blir de to verste seismiske lasttilfellene kombinert med både seismisk- og minimum aksiallast.

Lastkombinasjon	Laster	Lastfaktor
Minimum aksiallast	Egenlast	0,9
Maks aksiallast	Egenlast	1,2
	Nyttelast	1,5
	Snølast	1,05
Seismisk aksiallast	Egenlast	1,0
	Nyttelast	0,6
	Snølast	0,2
Seismisk 10	Seismisk resultant, $F_x + M_x$	-1,0
	Seismisk resultant, $F_y - M_y$	0,3
Seismisk 32	Seismisk resultant, $F_x - M_x$	0,3
	Seismisk resultant, $F_y - M_y$	1,0
Vind y	Vind y-retning	1,5
	Skjevstilling y-retning	1,05
Vind x	Vind x-retning	1,5
	Skjevstilling x-retning	1,05

Tabell 17. Lastkombinasjoner.

Vindkreftene blir kontrollert mot både maks- og minimum aksiallast. Både vindlast og nyttelast er beregnet med lastfaktor 1,5 samtidig. Dette er til sikker side, da vindlasten i tillegg blir kombinert opp mot lastkombinasjonen med minimum aksiallast.

#### 4.5.4 Statisk kontroll av modell

For at beregningene som gjøres i programmet skal være til å stole på, bør modellen kontrolleres. Det vil bli gjort overslag over alle de vertikale lastene, samt horisontale laster fra vind. Disse vil bli kontrollert opp mot likevekten i FEM-Design. I tillegg vil momentene i bunnen av sjaktene fra vind kontrolleres mot manuelle beregninger av moment.

Etter å ha kontrollert likevekten kan en se at alle lastene som er lagt inn manuelt i FEM-Design stemmer bra med lastene som er beregnet manuelt. Den automatiske genererte

egenlasten er derimot mindre kontra den manuelle beregningen, se tabell 18. Den manuelle beregningen ble foretatt i forbindelse med beregning av jordskjelvkrefter ved tverrkraftmetoden. Vurderinger som ble gjort var til sikker side for den beregningen, noe som økte den totale massen av konstruksjonen.

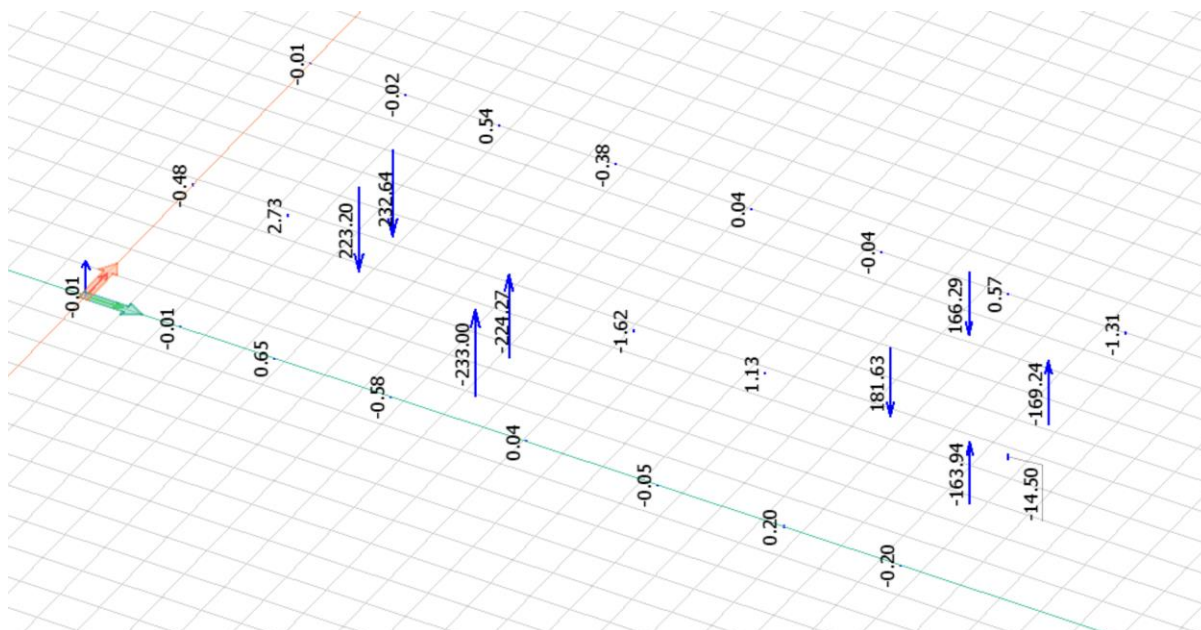
Last	FEM-Design	Manuell beregning	Avvik
Automatisk egenlast	16 657 kN	19 350 kN	16%
Påført egenlast	6382,7 kN	6382.7 kN	0%
Nyttelast	11 857 kN	11 857 kN	0%
Snølast	1312 kN	1312 kN	0%
Vind y-retning	991 kN	991 kN	0%
Vind x-retning	412,8 kN	412,8 kN	0%

Tabell 18. Sammenligning av lastene i FEM-Design mot manuell beregning.

Manuelt beregnet moment fra vind som opptrer i bunnen av sjaktene avviker noe, se tabell 19. Det ble i tillegg oppdaget at resultantkraften i den ene sjakten gir 14 kN med løft. Av figur 37 kan en se at det forekommer små vertikalkrefter i noen av søylene. Disse er leddet i topp og i bunn, og skal i teorien ikke pådra seg kreftene. Alle koblinger i modellen ble overgått, men det ble ikke funnet noen feil. Sannsynlig årsak til at det mangler noe moment i sjaktene i FEM-Design, er at det forekommer en rammevirkning mellom de to sjaktene og søylene. Det vil bli tatt høyde for konsekvensene av dette ved dimensjonering av sjaktene.

Last, vedlegg 4.11	Moment FEM-Design	Moment manuell beregning	Avvik
Vind y-retning	9905 kNm	9912 kNm	0,0%
Vind x-retning	4035 kNm	4128 kNm	2,3 %

Tabell 19. Beregnet moment i bunn av sjakten i FEM-Design mot manuell beregning.

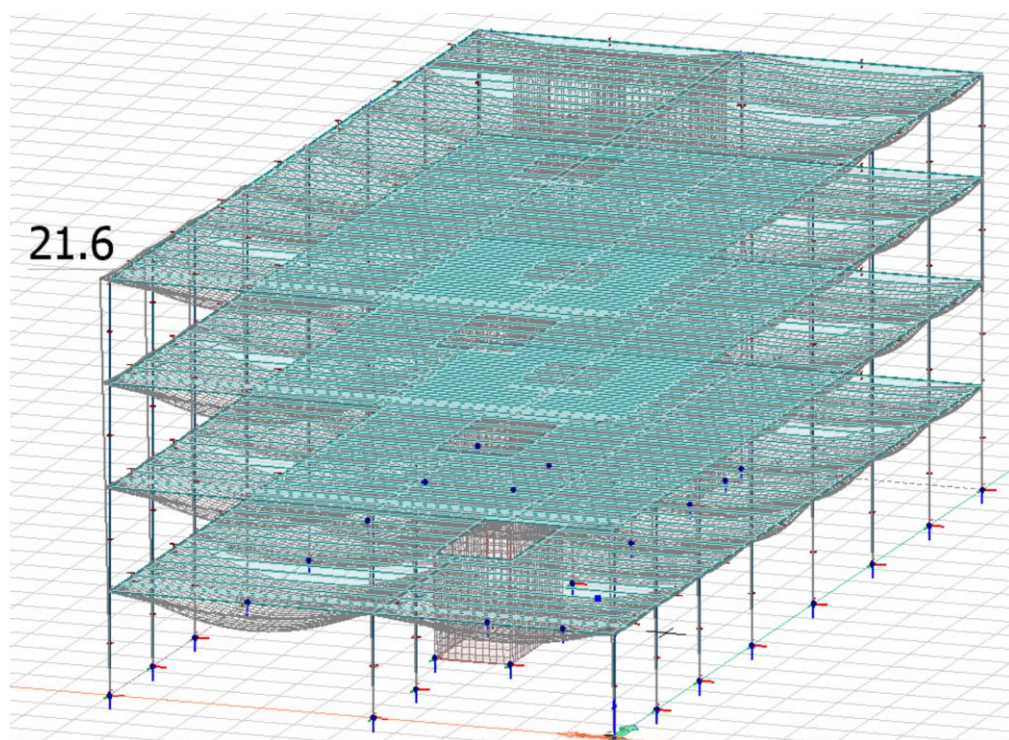


Figur 37. Vertikale reaksjonskrefter ved vind i x-retning, kun horisontalkomponent.

#### 4.5.5 Bruksgrensekontroll

Forskyvning av bygget i toppen kontrolleres. Stor forskyvning i forhold til høyde vitner om et mykt bygg. For å ha gode egenskaper ved vind er det en fordel med et stivt bygg, mens mykere bygg vil dra på seg mindre seismiske krefter. Det finnes ikke konkrete krav til utbøyning av toppen av en konstruksjon. Stor utbøyning kan derimot føre til ubehag for brukerne av bygget, samt at riss kan oppstå i avstivende konstruksjonsdeler (Betongelementforeningen, 2019). Utbøyingskrav ligger typisk mellom  $H/400$  til  $H/2000$ . For Midtbygda blir total utbøyning på 21,6 mm, som tilsvarer  $H/740$ , se figur 38. Det foreligger ikke krav fra oppdragsgiver om utbøyning. Hvis utbøyningen blir vurdert som for stor, kan det settes inn en avstivende vegg i y-retning på venstre side. Årsaken til at utbøyningen blir stor er at store deler av avstivningen i y-retning ligger i sjakten på motsatt side av bygget. Ved påvirkning av vind i y-retning vil bygget rotere.

$$H/\delta = 16\,000/21,6 = 740 \rightarrow H/740 = 21,6 \text{ mm}$$

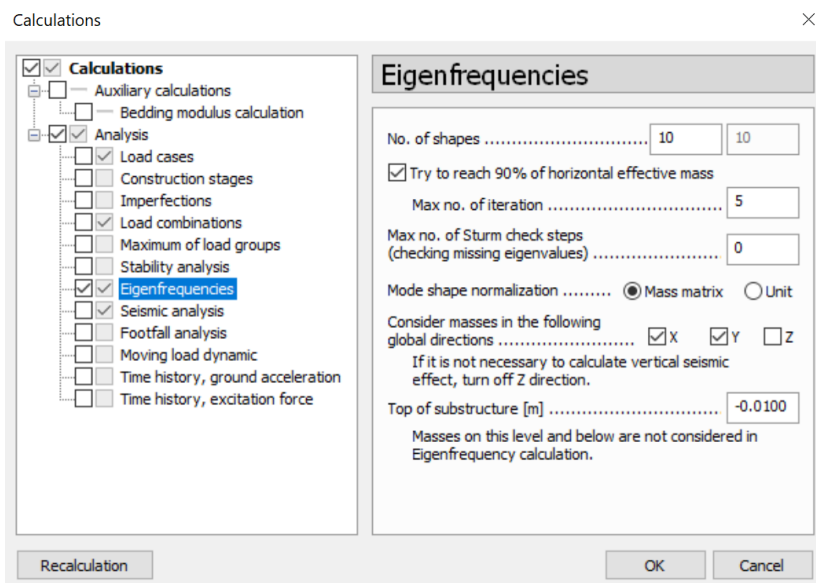


Figur 38. Total utbøyning for Midtbygda.

#### 4.5.6 Egenfrekvens

Som tidligere beskrevet er det nødvendig å vite byggets egenfrekvenser, da de skal benyttes til beregning av seismiske krefter. Egenfrekvens ( $f$ ) og egensvingeperioder ( $T$ ) er avhengig av hverandre, der  $f=1/T$ . I beregningen av egenfrekvenser, blir det bruk for de modale massene.

Analysen kjøres under fanen *analysis og calculations*. For beregning av egenfrekvens er det flere ulike innstillinger, se figur 39. Det første valget går på antall svingeformer, *number of shapes*. Det er ønskelig at summen av de modale massene som svinger, utgjør minst 90% av byggets totale masse. I FEM-Design velges det først 10 svingeformer. I tillegg hakes det av for at programmet skal forsøke å oppnå at 90% av byggets totale masse svinger. Funksjonen gjør at programmet vil fortsette å kjøre svingeformer utover valgte 10, dersom 90%-kravet ikke er oppnådd. Det velges også at det ikke skal tas høyde for masse i vertikal retning, da det kun er horisontalt spekter som benyttes til jordskjelvdimensjonering i Norge.



Figur 39. Beregning av egenfrekvens.

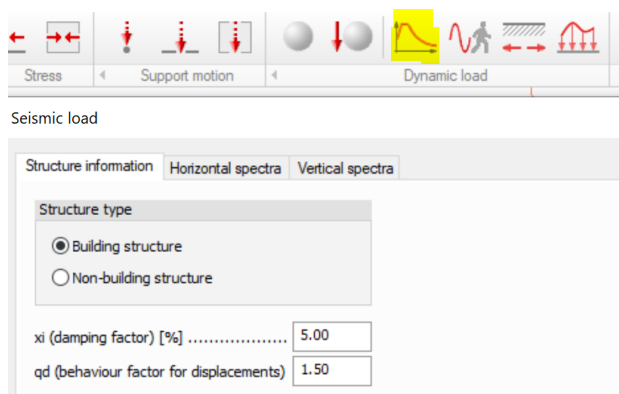
Etter å ha kjørt beregningene, kan en se av figur 40 at det ble kjørt 10 svingformer. Av samme figur kan man se egensvingeperiodene.

No.	Frequency [Hz]	Period [s]	Modal mass [t]
1.	1.686	0.593	1.000
2.	2.496	0.401	1.000
3.	4.058	0.246	1.000
4.	7.496	0.133	1.000
5.	10.867	9.202e-02	1.000
6.	11.245	8.893e-02	1.000
7.	12.096	8.267e-02	1.000
8.	12.306	8.126e-02	1.000
9.	14.919	6.703e-02	1.000
10.	16.020	6.242e-02	1.000

Figur 40. Egensvingeperioder.

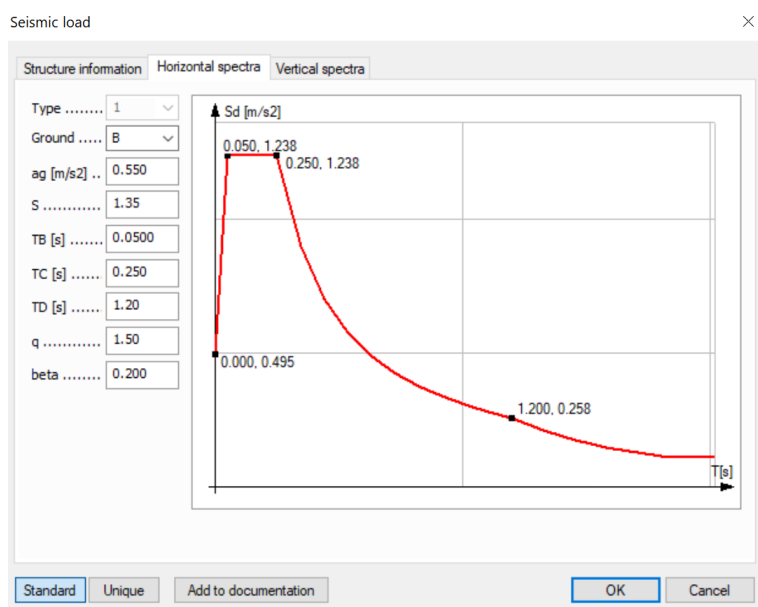
#### 4.5.7 Modal responspektrumsanalyse i FEM-Design

I FEM-Design velges *seismic load* i *loads*-menyen. Her blir det valgt en dempingsfaktor på 5% og konstruksjonsfaktoren på 1,5 blir lagt inn, se figur 41.



Figur 41. Parameter for seismiske laster.

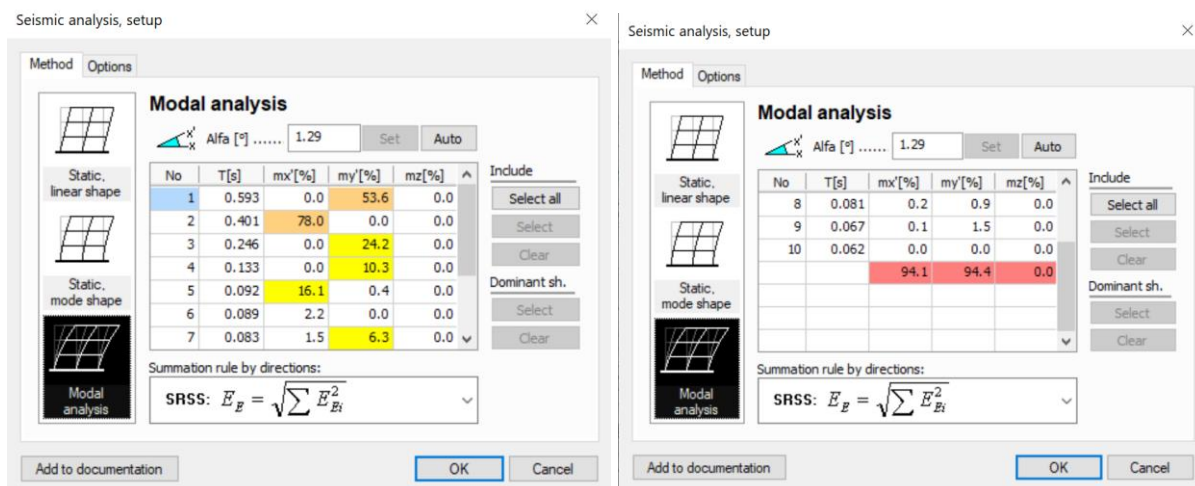
Videre er knekkpunktene for det horisontale spekteret ( $T_B$ ,  $T_C$  og  $T_D$ ) lagt inn. Etter å ha angitt parameterne vises grafen til det seismiske responspekteret, se figur 42. Det er ønskelig at egenperiodene med store masser ligger til høyre for toppen av grafen. Det betyr at svingningene fra jordskjelv er ulik egensvingetiden til konstruksjonen. Følgelig drar konstruksjonen på seg mindre seismiske krefter.



Figur 42. Det horisontale responspekteret.

Etter å ha lagt inn parameterne for det seismiske responspekteret kan den modale responspektrumanalysen kjøres. Under fanen *analysis* velges *calculations* og *seismic analysis*. Setup-menyen gir flere valg for hvordan analysen skal kjøres, se figur 43. Det velges modal analyse. Programmet velger minst gunstige retning som skal beregnes. Dette er retningen som moden med størst masse svinger i.





Figur 43. Setup-fanen til seismisk analyse. Oransje viser dominerende svingeperiode, gul viser andre svingeperioder i beregningen og rød viser medregnet modal masse.

Videre velges hvilke svingformer som skal tas med i beregningen. I listen over modale masser er det to retninger som det skal tas hensyn til, x- og y-retning, se figur 43. Den første egensvingeperioden er dominerende i y-retning, mens den andre egensvingeperioden er dominerende i x-retning. Disse velges derfor som dominerende og blir markert med oransje. De resterende svingformene som skal tas med i beregningene blir markert gul. Total modal masse som er med i beregningen utgjør 94%, og er dermed mer enn 90% av byggets totale masse. Kravet om at alle svingformer som bidrar betydelig til den globale responsen skal medtas, kan derfor anses som oppfylt etter EC8, [4.3.3.3.1(3)].

Kreftene som oppstår fra de ulike svingformene, skal summeres. I FEM-Design er det to ulike summeringsregler som kan velges. Ved bruk av SRSS-regelen (square root of sum of squares) stilles det krav til at svingformene kan ansees som uavhengig av hverandre. To svingeperioder kan regnes som uavhengig av hverandre dersom den andre perioden utgjør mindre enn 90% av den foregående. Tabell 20 viser at kravet oppfylles, og SRSS-metoden kan benyttes, se figur 44.

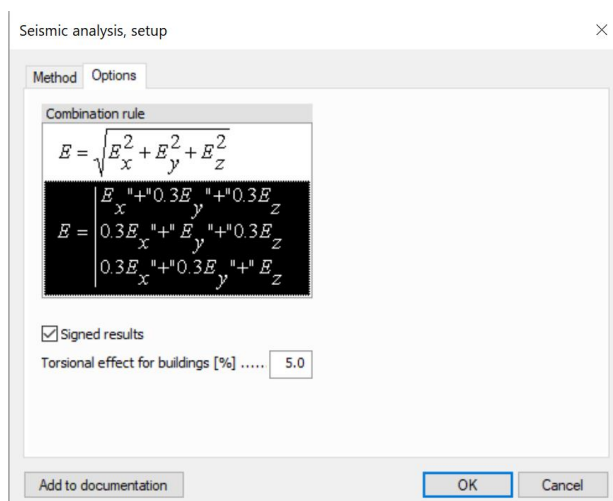
Nummer	Periode	Prosent av forrige svingning
1	0,593s	
2	0,401s	68%
3	0,246s	61%
4	0,133s	54%
5	0,092s	69%
6	0,083s	90%

Tabell 20. Korrelasjonen mellom svingeperiodene. Regnes som uavhengige etter EC8.

$$\text{SRSS: } E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}$$

Figur 44. SRSS-metoden - formel.

Etter at de seismiske kreftene i hver retning er summert skal de kombineres. Her gir EC8 [4.3.3.5.1] og FEM-Design to muligheter. De horisontale komponentene i hver retning skal forutsettes å kunne virke samtidig. Kombinasjonsregelen som er blitt benyttet er markert i svart på figur 45, og består av formel (4.18) og (4.19) i EC8. Denne kombinasjonsregelen baserer seg på at man for hver lastkomponent i en av hovedretningene, i tillegg legger til 30% av lasten i den andre hovedretningen. For at denne kombinasjonsregelen skulle kunne benyttes ble det valgt dominerende masser for hver av hovedretningene. Det stilles krav i EC8 [4.3.3.5.1(5)P] om at fortegnet for hver komponent skal forutsettes å være det minst gunstige. Kombinasjonsmetoden gir retningsdefinerte lastvirkninger. Totalt vil det bli 32 ulike lastkombinasjoner med retningsdefinerte jordskjelvkrefter.



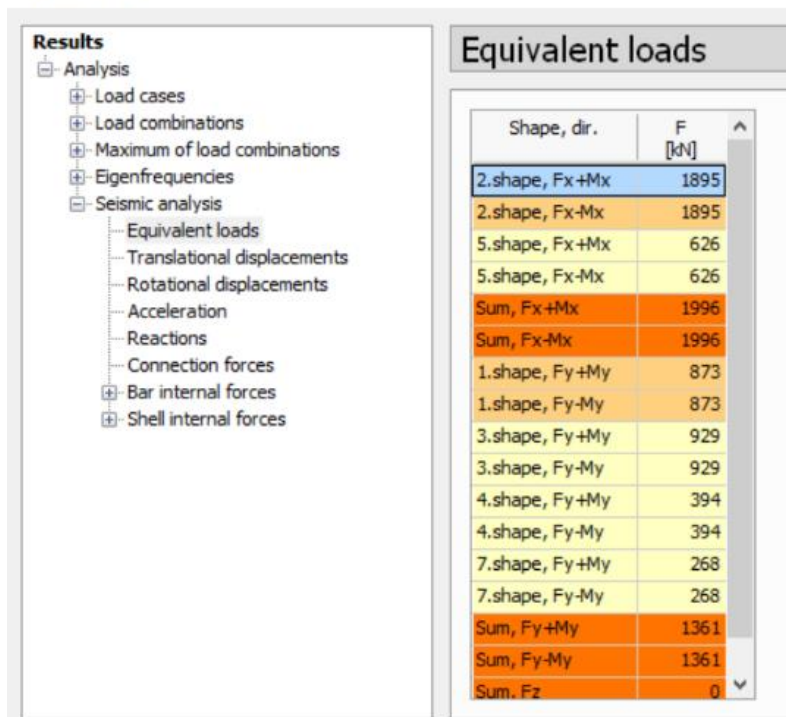
Figur 45. Kombinasjon av seismiske krefter.

Alternativt kunne en ikke-retningsdefinert metode blitt benyttet etter EC8 [4.3.3.5.1(2)]. Ved metoden finner man én resultant for de seismiske kreftene. Denne summeringsregelen er ofte til sikker side. Ved summeringsregelen finner man én resultantkraft fra jordskjelv, som gjør at kun én lastkombinasjon skal kontrolleres. Tidkrevende identifisering av dimensjonerende lasttilfelle unngås ved bruk av denne metoden.

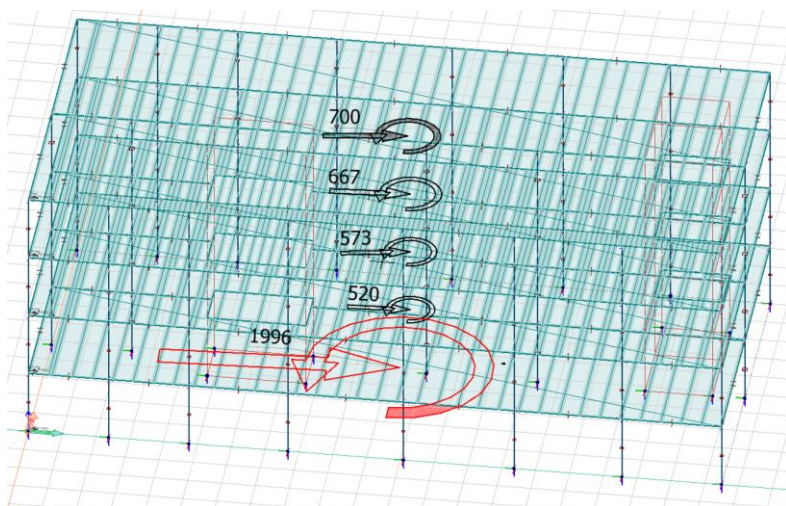
I den romlige modellen i FEM-Design har massene fått en teoretisk plassering i bygget. Det er en viss usikkerhet i plassering av massen. Spesielt vil plasseringen av nyttelasten i praksis variere. Ved jordskjelv vil det i tillegg oppstå romlige variasjoner som følge av svingningene i konstruksjonen. For å ta høyde for virkningene av dette stiller EC8 [4.3.2] krav til at det beregnede massesenteret skal forskyves 5% i forhold til teoretisk plassering. Forskyvningen på 5% beregnes av gulvmålet vinkelrett på den seismiske påvirkningen.

Etter at parameterne for den seismiske analysen er satt, kjøres beregningene. Kraftene som oppstår kan hentes ut under *equivalent loads* i *display results* funksjonen, se figur 46. Det er mulig å se hvordan disse kreftene fordeler seg etasjevis, se figur 47.

Display result



Figur 46. Skjærkrefter ved fundamentnivå fra medregnete svingemoder.

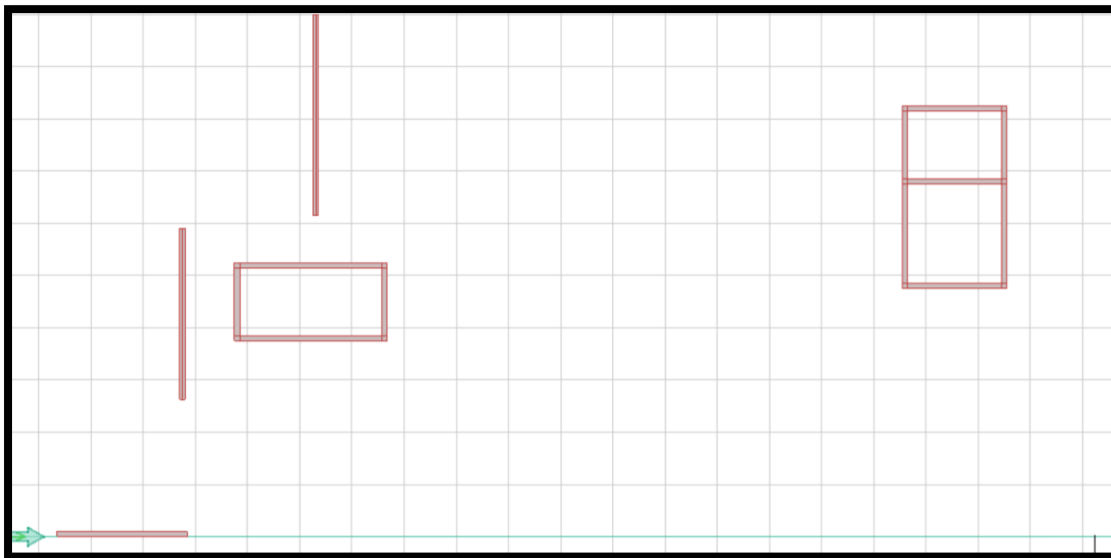


Figur 47. Etasjevis fordeling av summerte krefter i x-retning.

Responsspekteret har en topp ved svingeperiode mellom 0,05s og 0,25s. Det er som nevnt ønskelig at egensvingeperiodene til bygget ligger til side for toppen.

I startfasen ble avstivningssystemet som vist på figur 48 betraktet. I tillegg til de to avstivende sjaktene, var det to avstivende vegger i y-retning og en i x-retning. Veggene

bidro til et stivere bygg med betydelig mindre forskyvning av bygget i bruksgrense. Veggene pådro seg derimot store momenter og ville trenge mye armering. Ved jordskjelv ble også de totale lastene på bygget større, da egensvingeperiodene lå nærmere toppen av responsspekteret. De to veggene i y-retning fikk nesten ingen stabiliserende egenlast. Fundamentene til veggene ville derfor hatt behov for strekkpeler.



Figur 48. Førsteutkast, avstivning.

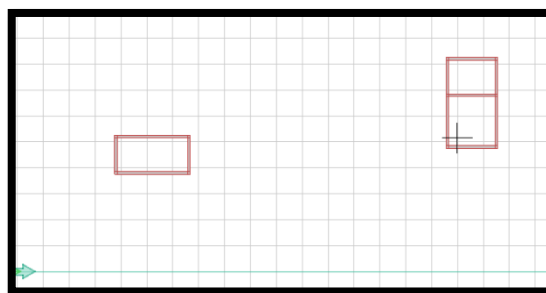
Av figur 49 kan man se at store deler av den modale massen svinger med perioder nærme, eller i toppen av responsspekteret. Bygget er stivere enn hva som er gunstig med tanke på jordskjelv. Dette gjør at konstruksjonen drar på seg store jordskjelvkrefter.

No	T[s]	mx'[%]	my'[%]
1	0.326	77.4	0.0
2	0.293	0.0	57.0
3	0.220	0.1	20.3
4	0.085	13.3	0.0
5	0.081	2.6	0.0
6	0.075	0.5	15.7
7	0.069	1.3	1.1

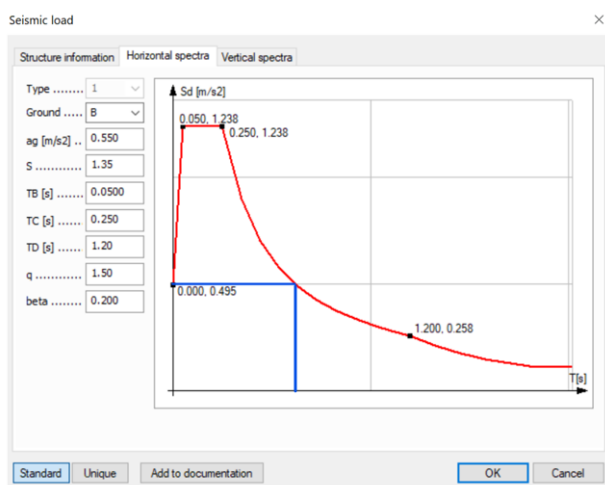
Figur 49. Egensvingetid og masse i svingemodene til førsteutkast avstivning.

#### 4.5.8 Revidert avstivningssystem

For at konstruksjonen skal få bedre egenskaper ved jordskjelv ble de tre veggene fjernet, se figur 50. Som en konsekvens av dette ble svingeperiodene betydelig forskjøvet i forhold til toppen av responspekteret, se figur 51 og 52.



Figur 50. Revidert avstivningssystem.



Figur 52. Svingemoden forskjøvet fra toppen av responspekteret merket med blått.

No	T[s]	mx'[%]	my'[%]
1	0.593	0.0	53.6
2	0.401	78.0	0.0
3	0.246	0.0	24.2
4	0.133	0.0	10.3
5	0.092	16.1	0.4
6	0.089	2.2	0.0
7	0.083	1.5	6.3

Figur 51. Modal masse i svingemoder.

De seismiske kreftene blir mindre som følge av at flere svingemoder er forskjøvet fra toppen av responspekteret, se tabell 21. Selv om bygningen får dårligere egenskaper i bruksgrense, er de vurdert som tilstrekkelig. Ved å benytte revidert avstivningssystem unngås mye bruk av betong, armeringsjern og fundamentering, i tillegg til at bygget får bedre fleksibilitet. Dette er gunstig med tanke på økonomi og klima.

Avstivningssystem	Sum $F_x$ – skjærkraft ved fundamentnivå	Sum $F_y$ – skjærkraft ved fundamentnivå
Førsteutkast	2472 kN	2245 kN
Revidert	1996 kN	1361 kN

Tabell 21. Skjærkrefter ved fundamentnivå.

#### 4.5.9 Sammenligning mellom modal analyse og tverrkraftmetoden

Lastene fra jordskjelv virker som beskrevet tidligere direkte på massen. I tabell 22 presenteres resultanterne fra hver etasje. Disse virker i tyngdepunktet av etasjene. Lastene er hentet direkte for hver retning, og er ikke kombinert med hverandre. I tabellen presenteres de seismiske lastene i x-retning fra de ulike svingemodene. Til høyre er i tillegg lastene fra tverrkraftmetoden presentert. Nederst i tabellen er de totale skjærkreftene og momentene som oppstår ved fundamentnivå.

Etasje	2. Svingeform x-retning	5. Svingeform x-retning	Sum x- retning	Tverrkraft- metoden
1	179 kN	489 kN	520 kN	227,7 kN
2	413 kN	397 kN	573 kN	455,3 kN
3	665 kN	48 kN	667 kN	683,0 kN
4 (tak)	637 kN	289 kN	700 kN	686,7 kN
$\Sigma F_i$	<u>1895 kN</u>	<u>626 kN</u>	<u>1996 kN</u>	<u>2052,7 kN</u>
M [kNm]	22 192	1084	25 868	23 740

Tabell 22. Krefter fra den modale analysen mot tverrkraftmetoden i x-retning.

#### X-retning

Tverrkraftmetoden kan som nevnt benyttes for konstruksjoner hvor den første svingemoden er dominerende. For x-retning er det «2. svingeform x-retning» som er den første svingeformen. FEM-Design har beregnet en egenperiode på 0,40s for denne. Tilsvarende svingeform har også blitt funnet ved hjelp av formelverk for tverrkraftmetoden til 0,44s. Tverrkraftmetoden gir større krefter enn den tilsvarende svingeformen fra den modale analysen i alle etasjer, som følgelig gir større moment i bunn. Dette til tross for at perioden som er funnet i beregningene med tverrkraftmetoden ligger lenger unna toppen i det seismiske spekteret. Trolig skyldes dette at massen som svinger i tverrkraftberegningene er større.

Tverrkraftmetoden gir større krefter i forhold til den første svingemoden fra den modale analysen, se tabell 22. På tross av dette, er det ikke lov å regne med tverrkraftmetoden for

konstruksjonen. Det er to svingemoder som medregnes i x-retning. Den andre svingemoden er «svingemode 5», som har en periode på 0,092s. I FEM-Design kan svingningene animeres. Ved animering av den 5. svingemoden ser en at de to nederste etasjene svinger inn og ut, mens de øverste etasjene i stor grad ligger i ro. Tendensen kan en også se på kreftene fra svingemoden, da de er større i de to nederste etasjene enn i de øverste. Perioden til svingemode 5 ligger i toppen av det seismiske responspekteret. Dette gjør at svingemoden får relativt stor betydning i forhold til at det kun er 16% av massen som svinger.

Etter summering av kreftene fra svingemode 2 og 5 ved SRSS-regelen, får en krefter som vist i kolonnen «sum x-retning». Kreftene fra svingemode 5 gjør at det summerte momentet i bunn blir 3600 kNm større enn momentet fra 2. svingeform. Konsekvensene av dette er at tverrkraftmetoden gir lavere moment enn den modale analysen.

#### *Y-retning*

Den første svingemoden i y-retning har en periode på 0,59s, mot tverrkraftmetodens 0,71s. Likevel blir kreftene fra den første svingemoden betydelig lavere enn kreftene beregnet med tverrkraftmetoden, se tabell 23. Årsaken er at kun 53,6% av massen er med i den første svingemoden i FEM-Design. De resterende delene av den modale massen er beregnet i lavere svingemoder. Ved lavere svingemoder, og følgelig kortere perioder, kommer man nærmere toppen i det seismiske spekteret.

Etasje	1. Svingeform y-retning	3. Svingeform y-retning	4. Svingeform y-retning	7. Svingeform y-retning	Sum y- retning	Tverrkraft- metoden
1	85 kN	80 kN	270 kN	262 kN	393 kN	165,3 kN
2	193 kN	196 kN	278 kN	93 kN	402 kN	330,6 kN
3	305 kN	330 kN	35 kN	19 kN	451 kN	495,9 kN
4 (tak)	290 kN	321 kN	-192 kN	-113 kN	487 kN	498,6 kN
$\Sigma F_i$	873 kN	929 kN	394 kN	268 kN	1361 kN	1490,4 kN
M [kNm]	10 184	10 984	6796	3828	17 992	17 244

Tabell 23. Krefter fra den modale analysen mot tverrkraftmetoden i y-retning.

Den andre svingemoden i y-retning gir større moment i bunn av konstruksjonen enn den første. Massen som svinger utgjør 24,2% av den modale massen, noe som er under halvparten av den første svingemoden. Egenperioden på 0,246s gjør at moden ligger i toppen av responsspekteret. Moden vil derfor svinge med samme frekvens som eventuelle jordskjelv.

Etter summering med SRSS-metoden for kreftene i y-retning gir den modale analysen større moment i bunn enn tverrkraftmetoden. Behovet for en modal analyse viser seg også for denne retningen.

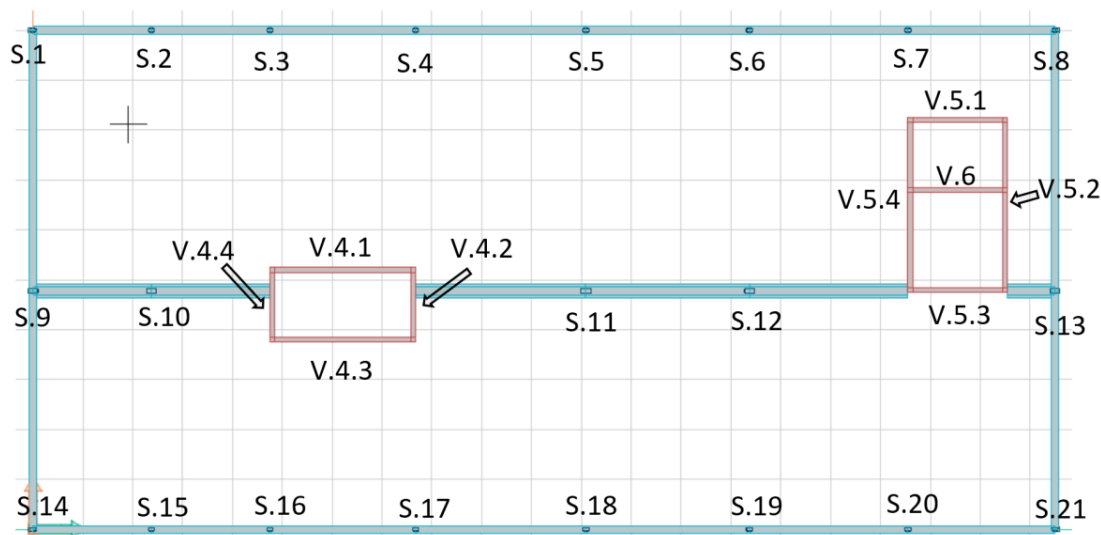
#### *Modal analyse og tverrkraftmetoden*

Etter å ha regnet med både tverrkraftmetoden og modal analyse i FEM-Design, ser det ut til at modellen stemmer bra. Kreftene fra den første svingemoden i den modale analysen og kreftene fra tverrkraftmetoden er i samme størrelsesorden. Ved nedskalering av kreftene fra tverrkraftmetoden i forhold til massen som svinger i første svingemode, ligger resultatene nærme hverandre. Dette kan ikke brukes til dimensjonering, men som en kontroll av FEM-modellen.

#### 4.6 Dimensjonering av sjakt

Det er to avstivende sjakter i bygget. Av disse er det valgt å dimensjonere sjakt 4, se figur 53. Den samme sjakten vil også bli dimensjonert for trebygget. Ved bruk av kombinasjonsregel, genererer programmet som nevnt 32 ulike lastkombinasjoner for jordskjelv. Av disse er det funnet to tilfeller som skiller seg ut, og kan være dimensjonerende for sjakten. Tilfellene er beskrevet under kapitlet om laster i FEM-Design. I tillegg til laster fra jordskjelv, vil sjaktene bli utsatt for vind- og skjevstillingslaster.





Figur 53. Oversikt over sjakter og søyler. Sjakt 4 (V.4.1 – V.4.4) med tilhørende fundament blir dimensjonert.

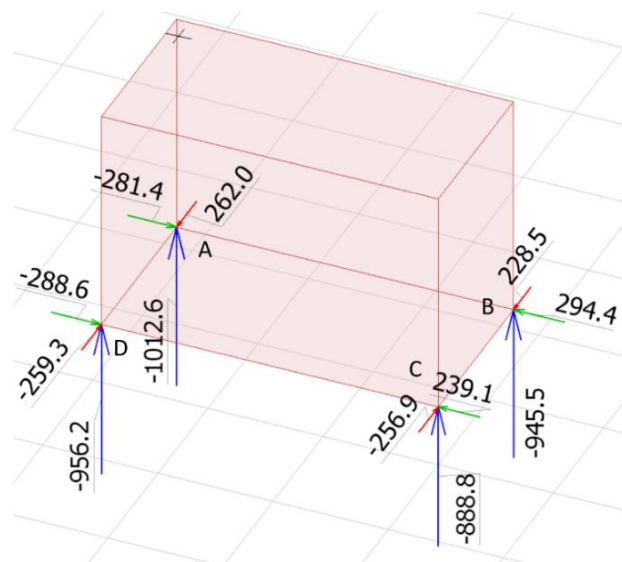
Lastkombinasjonene som blir vurdert er listet opp i tabell 24. Lasttilfellene med maksimal egenlast vil sammen med vind eller jordskjelv gi det største betongtrykket i sjaktene. Nyttelast med lastfaktor 1,5 og vind med lastfaktor på 1,5 er kombinert. Standarden stiller kun krav til at den minst gunstige variable lasten skal ha lastfaktor på 1,5, mens resten skal multipliseres med  $\psi_0$ -faktoren. Det er sannsynlig at jordskjelv blir dimensjonerende for sjakten.

Lastkombinasjon	Laster	Lastfaktor
Maks strekk vind y	Egenlast	0,9
	Vind y-retning	1,5
	Skjevstilling y-retning	1,05
Maks strekk vind x	Egenlast	0,9
	Vind y-retning	1,5
	Skjevstilling y-retning	1,05
Maks trykk vind y	Egenlast	1,2
	Nyttelast	1,5
	Snølast	1,05
	Vind y-retning	1,5
	Skjevstilling y-retning	1,05
Maks trykk vind x	Egenlast	1,2
	Nyttelast	1,5
	Snølast	1,05
	Vind x-retning	1,5
	Skjevstilling x-retning	1,05
Maks strekk seismisk LC10	Seismisk resultant, $F_x + M_x$	-1,0
	Seismisk resultant, $F_y - M_y$	0,3
	Egenlast	0,9

Maks strekk seismisk LC32	Seismisk resultant, $F_x - M_x$	0,3
	Seismisk resultant, $F_y - M_y$	1,0
	Egenlast	0,9
Maks trykk seismisk LC10	Seismisk resultant, $F_x + M_x$	-1,0
	Seismisk resultant, $F_y - M_y$	0,3
	Egenlast	1,0
	Nyttelast	0,6
	Snølast	0,2
Maks trykk seismisk LC32	Seismisk resultant, $F_x - M_x$	0,3
	Seismisk resultant, $F_y - M_y$	1,0
	Egenlast	1,0
	Nyttelast	0,6
	Snølast	0,2

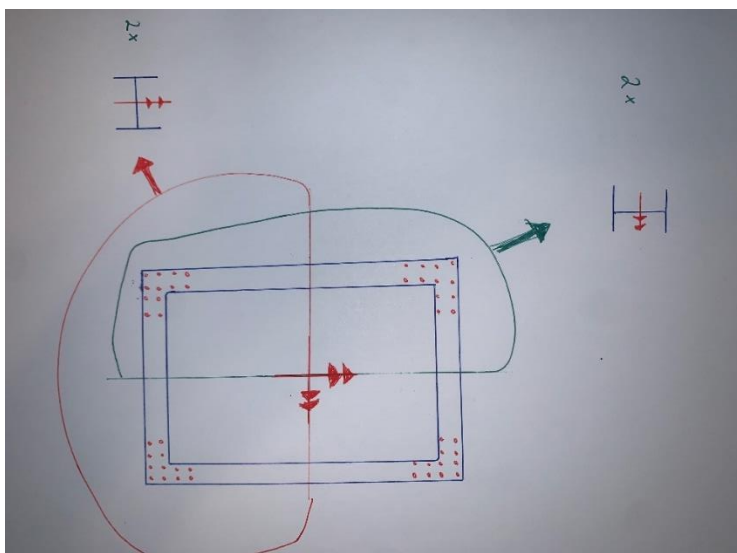
Tabell 24. Lastkombinasjoner for dimensjonering av sjakt.

Sjaktene er modellert med ett punktopplegg i hvert hjørne, se figur 54. Momentet og tilhørende krefter og spenninger har deretter blitt beregnet, se vedlegg 4.12. For å ha bedre kontroll på kreftene ble vertikale og horisontale krefter hentet ut hver for seg fra FEM-Design. Resultatene fra programmet kan da sammenlignes med håndberegninger og V-skive. Moment og spenninger fra de ulike lasttilfellene i tabell 24 ble summert.



Figur 54. Egenlast x 0,9.

Sjaktene har blitt armert ved bruk av BT-snitt fra Ove Sletten. Programmet gir hverken mulighet til å legge på moment om to akser, eller å regne på rektangulære hulprofiler. Sjakten blir derfor lagt inn i programmet som to H-profiler i begge retninger, se figur 55. Alle lasttilfellene vil gi moment om begge akser. Den totale utnyttelsen blir funnet ved å summere utnyttelsen fra aksene.

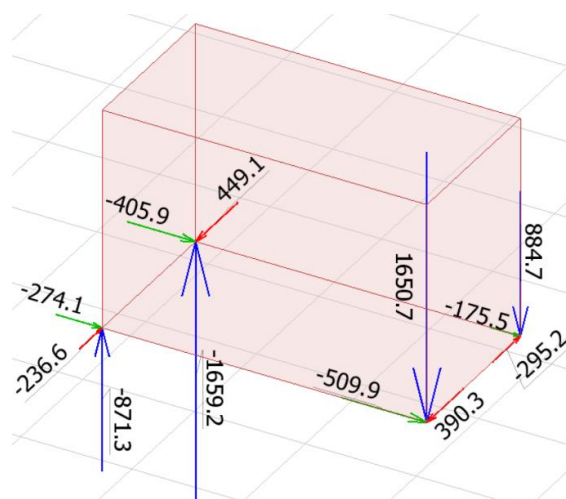


Figur 55. Prinsippskisse for beregninger i BT-snitt.

Seismisk LC10 gir størst strekk i sjakten, se figur 56. Innlagt armering er  $\phi 12$  c200 på begge sider av sjakten i kryss og tvers. Etter beregninger i BT-snitt, se figur 57, viser det seg at det ikke er beregningsmessig behov for tilleggsarmering i hjørnene, se vedlegg 4.13.

Det vil likevel bli lagt inn  $4\phi 20$  jern i hvert hjørne, noe som gir et ekstra armeringsareal på  $4 \times 804 \text{ mm}^2$ . Dette gjør at det enklere kan etableres nye utsparinger i fremtiden.

Armeringen er kontrollert mot armeringsregler i EC2. Total utnyttelse av momentkapasitet er 84% pluss ekstrakapasitet fra  $\phi 20$  i alle hjørner.



Figur 56. Jordskjelv, LC10.

Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1		Momentkontroll. Lasttilfelle nr 1	
N+Nsp+tap	-1901,6	N+Nsp+tap	-1901,6
M+Msp+tap	1566,8	M+Msp+tap	9457,7
M/Md	0,17	M/Md	0,67
tøyning i ok	-,00001	tøyning i ok	,00140
tøyning i uk	-,00008	tøyning i uk	-,00034
SigmaC i ok	-0,24	SigmaC i ok	0,00
SigmaC i uk	-2,08	SigmaC i uk	-7,19
SigmaS i ok		SigmaS i ok	

Figur 57. Jordskjelv LC10 om begge akser i BT-snitt.

Trykkapasiteten til betongen er utnyttet med 21% på det meste, se vedlegg 4.12.

Aksiallasten stabiliserer sjakten. Det er tatt høyde for at aksiallasten ikke treffer i tyngdepunktet ved å medregne momentbidraget til lasten.

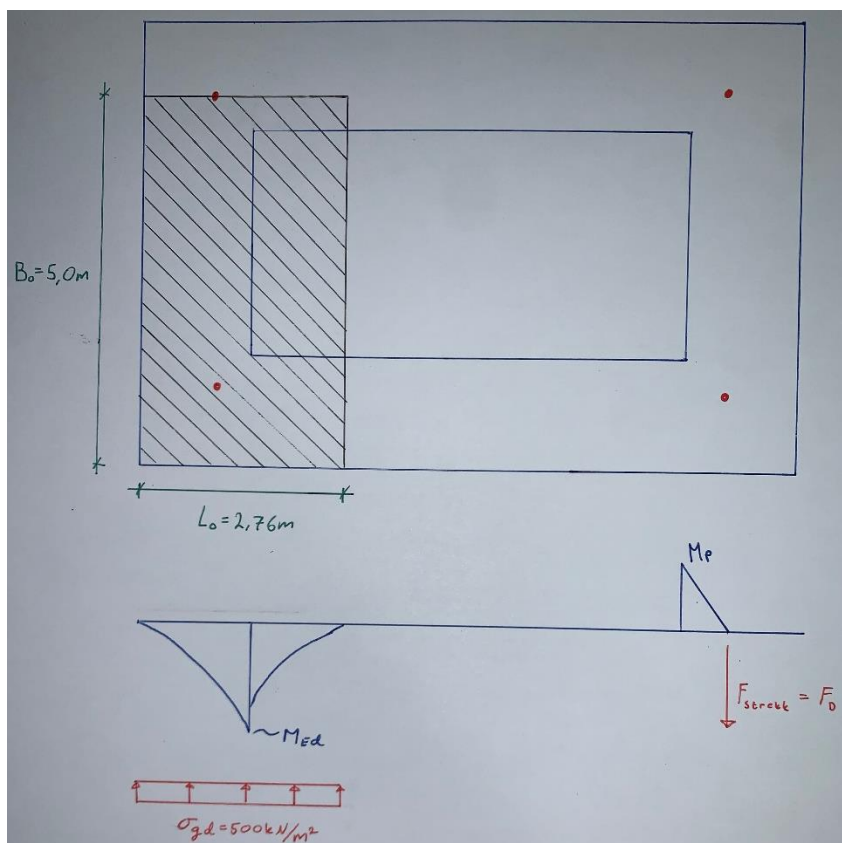
BT-snitt angir nødvendig skjærarmring. Skjærkapasiteten har også blitt beregnet manuelt.

Det viser seg at både skjærtrykkapasiteten til betongen og skjærkapasiteten til innlagt armering er god. I hjørnene av sjakten vil det bli lagt inn bøylor til skjærarmeringen. Det er i disse bøylerne det blir lagt inn vertikale  $\phi 20$  jern.

## 4.7 Fundament sjakt

### 4.7.1 Fundamentplate

Sjaktene drar på seg store momenter og laster som må fundamenteres. Momentene vil forsøke å velte sjakten, mens egenlasten holder igjen. Overføringen av trykkrefter mellom sjaktfundamentet og grunnen er beregnet på samme måte som søylefundamentene. På bakgrunn av forholdet mellom momentet og aksiallasten ble det beregnet en eksentrisitet til lasten. Denne ble brukt til å finne en effektiv bredde om begge akser, se figur 58.



Figur 58. Effektivt areal og last.

Det ble testet flere ulike lastkombinasjoner, hvor den som gir størst grunntrykk er vist i tabell 25. Redusert egenlast gir høyest grunntrykk, noe som kommer av at det effektive arealet blir redusert ved økende M/N-forhold. Lasttilfellet det dimensjoneres for, gir et maksimalt grunntrykk på 362 kN/m<sup>2</sup>. Ved bruddgrensetilstand vil tilfellet med maksimal aksiallast og vind i y-retning være dimensjonerende. Grunntrykket blir da på 232 kN/m<sup>2</sup>.

Lastkombinasjon	Laster	Lastfaktor
Maks strekk seismisk LC10	Seismisk resultant, $F_x + M_x$	-1,0
	Seismisk resultant, $F_y - M_y$	0,3
	Egenlast	0,9
Maks trykk vind y	Egenlast	1,2
	Nyttelast	1,5
	Snølast	1,05
	Vind y-retning	1,5
	Skjevstilling y-retning	1,05

Tabell 25. Lastkombinasjonen som gir størst grunntrykk.

På figur 58 kan en se momentdiagrammet om den ene akselen. Ved å regne med dimensjonerende grunntrykk istedenfor opptredende spenning, oppstår et moment på 563 kNm/m. Ved platetykkelse på 1000mm, er armeringsbehovet beregnet til 1480 mm<sup>2</sup>/m, se vedlegg 4.12. Det benyttes  $\phi 20$  c 200 på kryss og tvers, som gir totalt armeringsareal på 1571mm<sup>2</sup>/m.

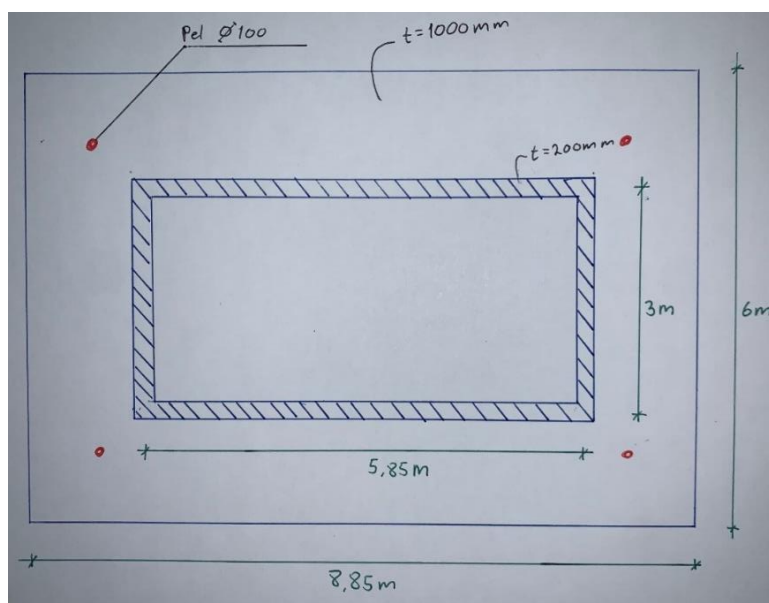
#### 4.7.2 Skjærkraft under fundament

På grunn av de horisontale kreftene som tas av fundamentet, oppstår det skjærspenninger mellom fundamentet og grunnen. Kreftene kan tas av friksjon, passivt jordtrykk og skråpeler. Ved redusert egenlast, har friksjon en kapasitet på over 3000 kN, se vedlegg 4.12. Dette er mer enn bygget blir utsatt for totalt sett, og det konkluderes derfor med at fundamentet vil ligge i ro.

#### 4.7.3 Strekkforankring

Det seismiske lasttilfellet som gir størst grunntrykk vil velte fundamentet. Strekkraften blir størst i motsatt hjørne av det effektive arealet. For å ta opp kraften legges det inn en strekkpel i hvert hjørne, se figur 59. Den største strekkraften som må forankres er på 1974

kN. Denne opptrer i hjørne D, mellom vegg 4,3 og 4,4. Alle de fire pelene dimensjoneres til å kunne ta opp en kraft på 2000 kN.



Figur 59. Oppriss av sjaktfundament. Strekkpelene er markert i rødt.

Massene under fundamentet er avgjørende for valg av forankring. I beregningene er det tatt utgangspunkt i at fundamentet står på sprengstein, med ukjent avstand til fjell. Dette utelater strekkstag, da de vil trekke fundamentet nedover i løsmassene ved oppstramming. Ved dimensjonering tas det utgangspunkt i ståljernepeler, uten vektbidrag fra løsmasser. Peledimensjon på 100mm gir strekkspenning i pel på 255 N/mm<sup>2</sup>. Nødvendig innboringslengde i fjell er 7,9 meter, hvor det konservativt benyttes 10 meter.

For å unngå å skjærmere betongen rundt pelene festes det en tykk stålplate på 300 x 300 mm<sup>2</sup> til toppen av pelene. Denne støpes inn i betongen og gir større skjærflate, se vedlegg 4.12.

#### 4.8 Horisontale skiver

De horisontale lastene tas opp av betongsjaktene. Vindkreftene treffer fasaden, mens jordskjelvkreftene virker direkte på massene og brer seg fra sjaktene og utover i konstruksjonen. Kraftene fra vind, skjevstilling og jordskjelv må derfor kunne føres gjennom dekkesskivene. Dekket skal kunne betraktes som en horisontal skive, men består av individuelle hulldekkeelementer. På tvers av hulldekkeelementene kan det overføres trykk-, men ikke strekkspenninger.

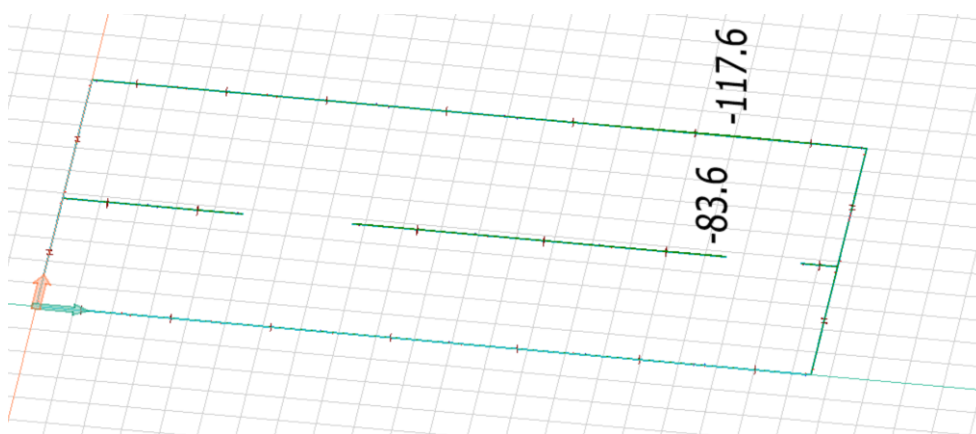
For at dekket skal kunne overføre horisontalkreftene til sjaktene, benyttes sidebjelkene til å ta strekk. Dekket vil da få tilsvarende egenskaper som en betongbjelke. Stålbjelkene langs kanten vil opptre som strekkarmering, mens hulldekkene tar trykkspenningene.

Betongsjaktene fungerer som oppleggene til dekkeskiven.

I standarden stilles det krav til at strekkbåndet skal ha kapasitet til å overføre en kraft på minst 70kN. I FEM-Design kan man hente ut maks strekkraft som opptre i bjelker.

Funksjonen *maximum of all load combinations* ble benyttet til å hente ut maks strekkraft.

For seismisk lasttilfelle blir kraften maksimalt på 96 kN. Maks last i bruddgrense er 117,6 kN langs ytterkant, og 83,6 kN i midtspennet, se figur 60. Bruddgrenselast blir dimensjonerende.

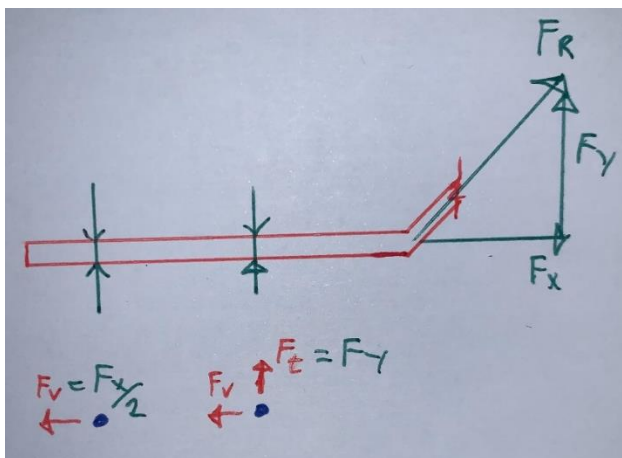


Figur 60. Maksimal strekkraft i bjelker.

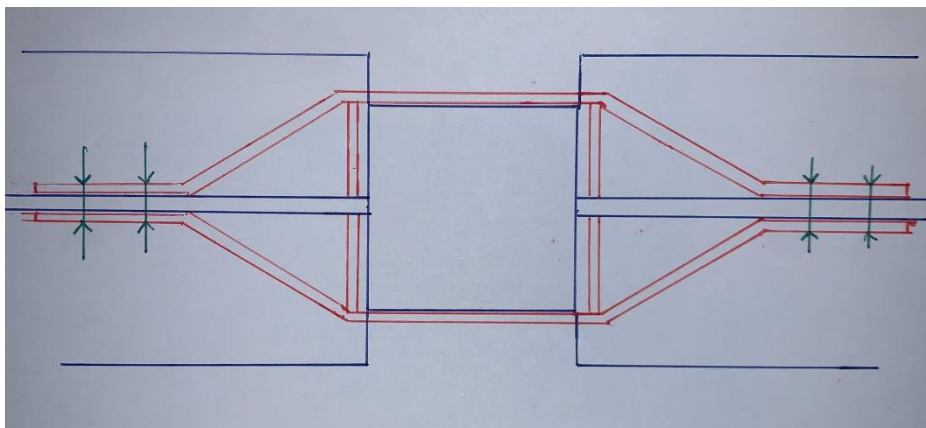
Den tøffest utnyttede HEA-340-bjelken vil ha en restkapasitet til strekkraft større enn 695 kN ved bruddgrenselast, se tabell 12. Bjelkene langs sidekant vil ha en restkapasitet på 339 kN, se tabell 13. Strekkapasiteten til hatteprofilene er ikke beregnet nøyaktig, men ansees som tilstrekkelig. Da bjelkene ikke er kontinuerlig, må det settes inn tiltak for å føre kraften forbi søylene.

Langs ytterkant vil det bli benyttet to stålplater med tykkelse 6mm og høyde 100mm, en på hver side. Ved å benytte to stålplater ivaretas likevekt i alle punkter. Stålplatene bøyes rundt stiveren til steget ved opplegg, se figur 62 og 63. Det oppstår en tilleggskraft i stiverne som det må tas høyde for ved dimensjonering. Stålplatene festes til steget ved bruk av to M16 bolter med 8,8 kvalitet. Den fremste bolten vil ta strekkraften, som er lik  $F_y$  pluss en tilleggskraft fra momentet som oppstår da  $F_y$  har en arm inn til bolten, se figur 61.

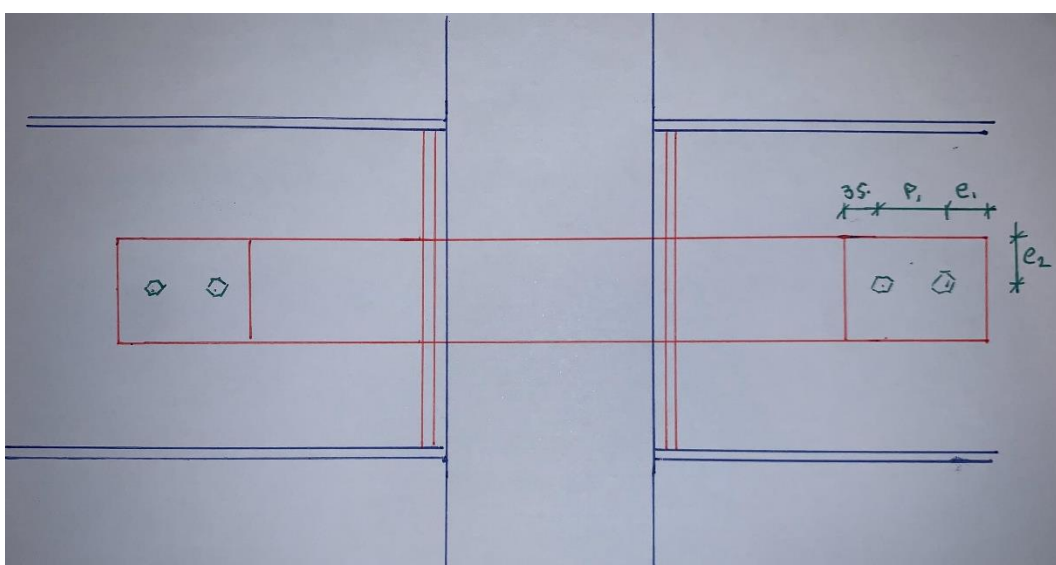
Avskjæring vil bli tatt av begge boltene. For boltegruppene er det kontrollert kantavstander, avskjæring, hullkantrykk og strekkapasitet, se vedlegg 4.14.



Figur 61. Krefter på boltegruppe.



Figur 62. Horisontalsnitt, sett nedefra og opp.



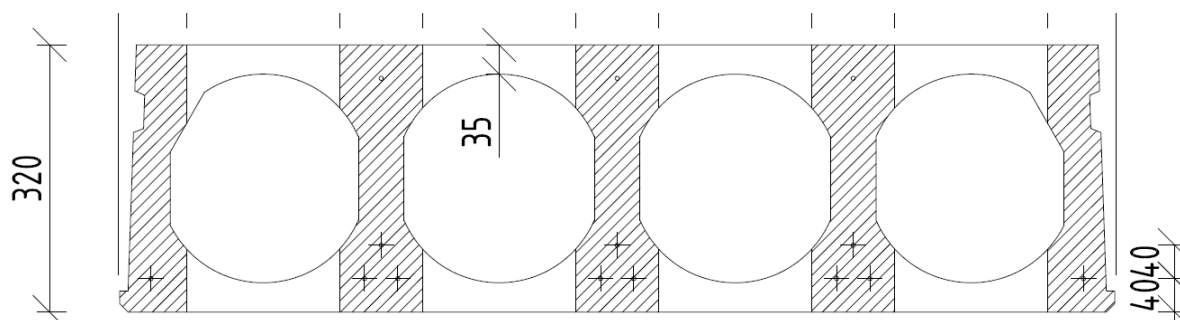
Figur 63. Innriss av stålplate.



Løsningen som er skissert vil ikke trenge sveising på byggeplass. En ulempe er at det blir omtrent 1mm slark ved hver søyle. En annen løsning er å sveise en stålplate på over- og underflensen på begge sider.

Hatteprofilene langs midtraden vil kunne oppleve en strekkraft på 84kN. Underflensen til hatteprofilene er 18mm tykk, og stikker mer enn 100mm ut forbi søylen på hver side. Ved søyleopplegg er underflensen lavt utnyttet. Strekkraften føres forbi søylene ved å bolte en stålplate til hver underflens. Ved å benytte en stålplate med tverrsnitt på 50x6mm<sup>2</sup>, og en M16 bolt i hver underflens vil kapasiteten være tilstrekkelig, se vedlegg 4.14.

Kraften i strekkbåndet vil danne et kraftpar med en tilsvarende trykkraft i hulldekkene. Trykkraften vil gi spenninger normalt på dekkenes spennretning. Det må være tilstrekkelig kapasitet i betongtverrsnittet på over- og undersiden av hullene. Dette utgjør 75mm med betongtverrsnitt, se figur 64.



Figur 64. Tverrsnitt av HD320.

Hulldekkene har ikke blitt detaljdimensjonert. Dersom det regnes med 75mm betonghøyde og 2m bredde i trykksone, vil spenningen bli 0,8 N/mm<sup>2</sup>. Leverandør får tilsendt spenning, slik at dette blir tatt høyde for ved dimensjonering.

#### 4.9 Tvangskrefter

Bygget har to sjakter som er svært stive. Ved temperaturvariasjoner kan det oppstå tvangskrefter i elementene mellom sjaktene. Kraftene kan føre til utrivning og riss. Størrelsen på kreftene øker med avstanden mellom sjaktene. Ved avstander på 50 meter og lenger, bør det legges inn fuge eller andre tiltak. Mellom sjaktene i Midtbygda er avstanden 19 meter, og ansees som uproblematisk.

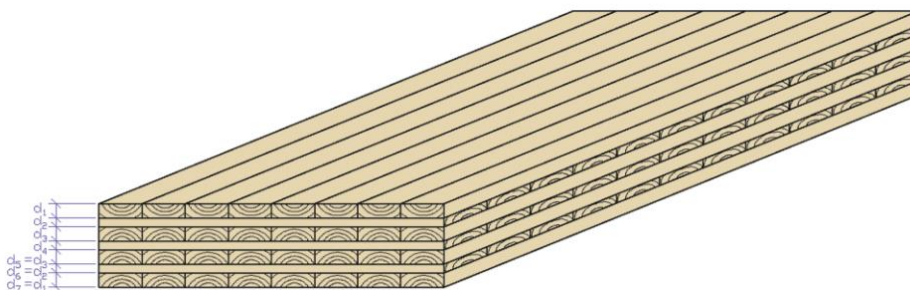
## 5. Bæresystem i tre

### 5.1 Tre

Tre er det eneste byggemateriale som virkelig er fornybart (Norske Limtreprodusenters Forening, 2015). Når tre vokser vil det ta opp og lagre CO<sub>2</sub>, som forblir i trevirket i hele sin brukstid. På denne måten vil trevirke fungere som et midlertidig karbonlager. Materialet er sterkt i forhold til sin egenvekt, og kan lett bearbeides. Det lages ulike typer treprodukter avhengig av konstruksjonens formål.

#### 5.1.1 Massivtre

Massivtre er eksempel på et bearbeidet treprodukt. Det består av lameller som ligger sammenkoblet oppå hverandre, hvor hvert lag er snudd vinkelrett i forhold til det underliggende, se figur 65. Lagene er festet sammen med enten lim, skruer eller tredybler. Bruksområdet og formålet til konstruksjonen er avgjørende for valg av antall sjikt og lamellenes tykkelse. Massivtre kan brukes til gulv, vegger og tak, hvor det kan fungere som bærende og ikke-bærende element (Norsk Treteknisk Institutt, 2006). Fordelen med å bruke massivtreelementer i en byggeprosess er at det har stor fleksibilitet ved formgivning, kort byggetid og lav egenvekt.

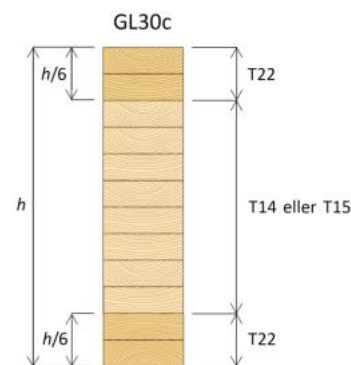


Figur 65. Eksempel på massivtreelement.

Ulempen med massivtre er at det ikke foreligger standardiserte regler og beregningsmetoder. Ved dimensjonering av massivtre vil det derfor gjøres konservative antakelser. Blant annet vil materialfaktoren for limtre ( $\gamma_m = 1.15$ ) benyttes ved kapasitetskontroller. Denne benyttes da der er liten sannsynlighet for at flere av lamellene i samme element er av dårlig kvalitet.

### 5.1.2 Limtre

Limtre er også et bearbejdet treprodukt, og består av minst to lameller som er limt sammen, se figur 66. Limet som brukes har egenskaper som skal tåle langtidsbelastning. Materialet kjennetegnes med at det har stor styrke og stivhet i forhold til egenvekt. I bærende konstruksjoner vil det ofte være hensiktsmessig å bruke, da det tåler store spennlengder og høye laster (Norske Limtreprodusenters Forening, 2015).



Figur 66. Eksempel på oppbygning av limtre.

## 5.2 Dimensjonering

Bæresystemet i tre vil hovedsakelig bestå av massivtre- og limtreelementer. Veggene vil i stor grad være bærende massivtrevegger, mens bjelkene og søylene vil være av limtre.

### 5.2.1 Etasjeskillere

Dimensjonering av etasjeskillere er gjort ved bruk av Calculatis, for så å kontrollere beregningene ved bruk av skjæranalogimetoden (Schubanalogieverfahren). For Midtbygda vil det være ulike nyttelastkategorier avhengig av bruken av arealene. Det er tatt utgangspunkt i dekkespennet som er tøffest belastet.

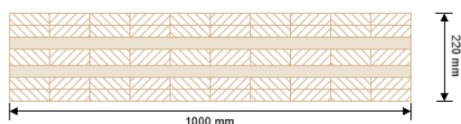
Beboerrommene går under kategori A, noe som tilsvarer en nyttelast på  $2 \text{ kN/m}^2$ . Denne ble økt til  $3 \text{ kN/m}^2$  for å ta hensyn til eventuelle tilleggslaster fra moderne sykehjemsutstyr.

Lastfaktorene ( $\psi$ ) for kategori A benyttes for den økte lasten. I oppholdsrommet dimensjoneres det etter kategori C3, noe som tilsvarer nyttelast på  $5 \text{ kN/m}^2$ . I

beboerrommene vil det være tilstrekkelig med en elementtykkelse på 200mm. Da nyttelasten i øvrige arealer er satt til kategori C3, vil de ha behov for tykkere elementer. Ved en elementtykkelse på 220mm, vil krav i brudd-, bruks- og ulykkessituasjon være ivaretatt, se vedlegg 5.2.

Det benyttes samme elementtykkelse i alle rom. Dette gjør at overgangene blir enklere å bygge i praksis, da man unngår vanskelige overganger mellom ulike elementtykkelser.

Elementer av typen CLT 220 L7s – 2 benyttes, se figur 67. Kvaliteten til treverket er beregnet som C24.



layer	thickness	type	material
1	30.0 mm	L	C24 spruce ETA (2019)
2	30.0 mm	L	C24 spruce ETA (2019)
3	30.0 mm	C	C24 spruce ETA (2019)
4	40.0 mm	L	C24 spruce ETA (2019)
5	30.0 mm	C	C24 spruce ETA (2019)
6	30.0 mm	L	C24 spruce ETA (2019)
7	30.0 mm	L	C24 spruce ETA (2019)

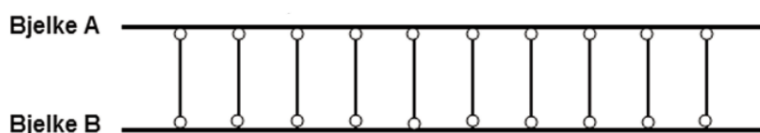
Figur 67. Oppbygning av CLT 220 L7s-2.

Massivtredekker fungerer best ved spennvidder på mindre enn 6 meter. Lengre spennvidder fører til store vibrasjoner, som gir behov for økende elementtykkelser. For Midtbygda vil den lengste spennlengden være i oppholdsrommet på 5.3 meter. Dette dekket er i tillegg dimensjonert med nyttelastkategori C3 og blir dermed tøffest belastet.

Bredden på massivtredekkene ble først satt til 1 meter. Ved beregninger i Calculatis førte dette til en overskridelse for vibrasjonen. Økning til en bredde på 2.4 meter gjorde at vibrasjonen i dekkene gikk ned, og dekketykkelsen kunne dermed reduseres. Større bredde på dekkene gir et økt treghetsmoment og masse, som resulterer i at det blir vanskeligere å sette i gang svingninger. En bredde på 2.4 meter passer bra ved transport av elementene.

### Skjæranalogimetoden

Skjæranalogimetoden (schubanalogieverfahren) vil benyttes til å finne spenninger i de krysslagte massivtreelementene. Massivtreelementet betraktes som to bjelker som er forbundet med uendelig stive staver, se figur 68. Bjelke A tar hensyn til treghetsmoment og bøyestivhet til hvert sjikt i elementet, mens bjelke B vil ta hensyn til arealdelen og bidraget til skjærstivheten. Momentet som oppstår fordeles mellom bjelkene basert på forholdet mellom bøyestivheten til den bestemte bjelken. Denne blir sett opp mot den totale effektive bøyestivheten (Norsk Treteknisk Institutt, 2006).



Figur 68. Prinsippskisse av metoden hvor bjelkene er forbundet med uendelig stive staver.

Skjæranalogimetoden tar hensyn til flere ulike faktorer ved massivtre. En styrke er at det blir tatt hensyn til de ulike elastisitetsmodulene i de forskjellige sjiktene. Sjiktene som ligger i spennretningen har stor styrke og stivhet i forhold til sjiktene som ligger på tvers. En annen

fordel med metoden er at det ikke er noen øvre grense for antall sjikt. Det er derimot en forutsetning at det er 100% statisk samvirke mellom de limte sjiktene.

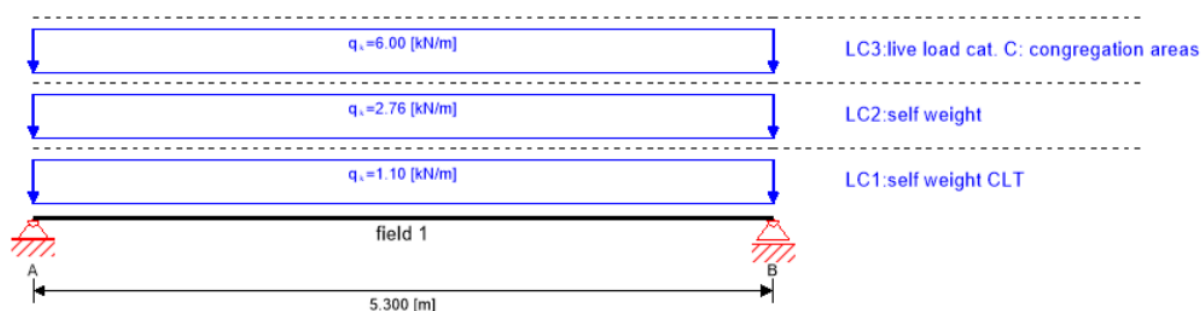
Resultatene mellom skjæranalogimetoden og Calculatis samsvarte ikke i startfasen. Ved bruk av skjæranalogimetoden ble det beregnet en spenning på 5.62 N/mm<sup>2</sup>, se figur 69, mot spenningen i Calculatis på 4.90 N/mm<sup>2</sup>, se figur 70. Differansen oppsto som følge av ulike lastfaktorer i bruddgrensetilstand, da Calculatis benytter det svenske nasjonale tillegget i EC. For å ta høyde for forskjellene, ble lastene på Calculatis skalert opp i samsvar med differansen til lastfaktorene. Dette resulterte blant annet i at nyttelasten ble skalert fra 5kN/m til 6kN/m i fellesarealene, og påført egenvekt ble skalert fra 2.5kN/m til 2.76kN/m, se figur 71.

$$\sigma_{max} := \sigma_{M1} + \sigma_{N1} = 5.623 \frac{N}{mm^2}$$

Figur 69. Spenning regnet ved bruk av skjæranalogimetoden. Fullstendig utregning i vedlegg 5.3.

flexural design								
field	f <sub>m,k</sub>	γ <sub>m</sub>	k <sub>mod</sub>	k <sub>sys,y</sub>	f <sub>m,y,d</sub>	M <sub>y,d</sub>	σ <sub>m,y,d</sub>	utilization
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[kNm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
1	24.00	1.25	0.90	1.10	19.01	36.02	-4.90	26 %

Figur 70. Spenning beregnet i Calculatis med svenske lastfaktorer.



Figur 71. Ferdig skalerte laster i oppholdsrommet.

### 5.2.2 Tak

Taket har ikke til hensikt å bli brukt som takterrasse. EC5-1 tar for seg *Gulv i boliger* hvor det nevnes krav på vibrasjoner. Det stilles ikke krav til vibrasjoner for tak, da det ikke skal brukes til varig opphold. Likevel er det viktig å påse at vind ikke setter taket i svingninger med egenfrekvensen. Vibrasjoner ble dimensjonerende for dekkene i beboeretasjene.

Nedbøyning er dimensjonerende for taket, da det ikke stilles samme krav til vibrasjoner, se figur 72. Det vil være tilstrekkelig med en elementtykkelse på 180mm, se vedlegg 5.4. Likevel vil det benyttes samme elementtype som for etasjeskillene, CLT 220 L7s – 2.

utilization ratios					
global utilization ratio					83 %
ULS	31 %	ULS fire	20 %	SLS	83 %
vibration	-	support	-		

Figur 72. Utnyttelse av 180mm takelement.

Egenvekten til taket er større enn vindkraften for løft, se vedlegg 3.2. Løft på taket vil dermed ikke tas hensyn til, og ekstra forankring vil ikke være nødvendig. Den økte elementtykkelsen gir en egenfrekvens på 9,9 Hz. Dette er en høy frekvens, og svingningsproblematikk unngås.

critereion	calc.
frequency criterion min	9.858 [Hz]

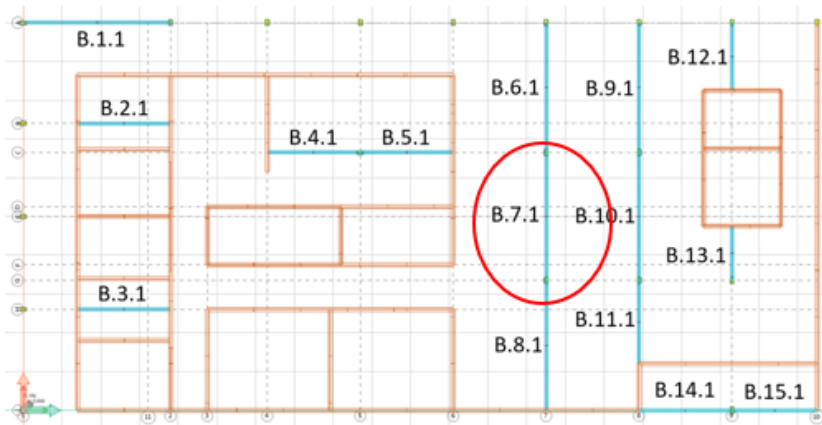
Figur 73. Frekvens hentet fra Calculatis for 220 mm tykkelse.

Ved å benytte samme elementtype på taket, blir det færre varianter og mindre sannsynlighet for feil. I tillegg blir fleksibilitet bedre ved eventuelle fremtidige forandringer. Dekket kan blant annet benyttes som etasjeskiller ved en fremtidig påbygging.

### 5.2.3 Bjelker

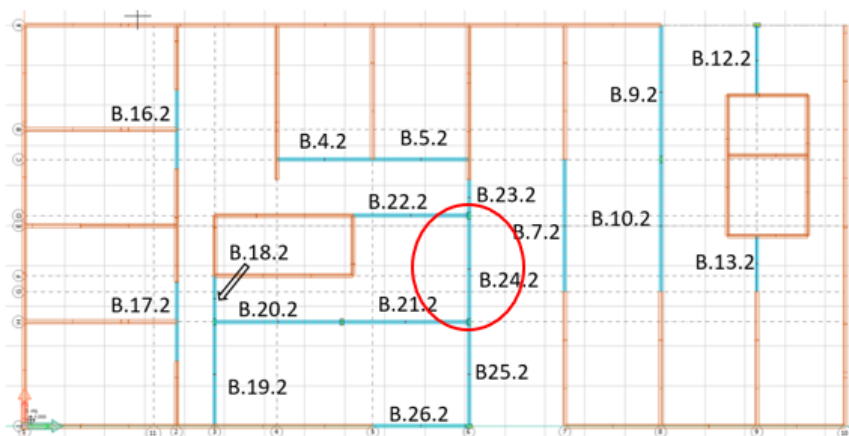
Limtre vil som nevnt benyttes til bjelker. Det vil benyttes to ulike bjelkedimensjoner, hvor de tøffest belastede får en stor dimensjon, mens de resterende bjelkene får en mindre. Her blir det sett på kombinasjonen av spennlengde og lastpåvirkning. Alle bjelkene dimensjoneres etter krav i bruddgrense, bruksgrense og ulykkessituasjon. Brannkravet for bjelkene er som nevnt R60. Vipping ble ikke kontrollert da bjelkene er sideveis fastholdt fra dekke over.

Det ble undersøkt hvilke dimensjoner som var lagerført hos limtreleverandøren Moelven. Det ble beregnet at bjelke B.7.1, se figur 74, er tøffest belastet. Denne må spesialbestilles for å tåle de påførte lastene, se vedlegg 5.5. Ved en dimensjon på 198x720 (bxh) vil bjelken ha god nok kapasitet. Bjelkedimensjonen blir brukt for alle bjelkene med spennlengde på over 6 meter, i tillegg til bjelke B.11.1, B.16.2 og B.17.2, se vedlegg 5.6.



Figur 74. Oversikt over bjelker i første etasje. Rød ring viser bjelken som er kontrollert.

De resterende bjelkene vil være av lagerførte dimensjoner. Som en forhåndsdimensjonering ble det foreslått en høyde på  $L/14$  fra Limtreboka. Bjelken som er tøffest utnyttet blant de som ikke må spesialbestilles, er B.24.2, se figur 75. Med en spennlengde på 5.3 meter ble det foreslått en høyde på 450mm. 140mm var den største bjelkebredden som var lagerført, og ble tatt i bruk. Kapasiteten ble overskredet for bøyemoment og nedbøyning. Det ble dermed valgt å øke dimensjonen til 140x495. Stivheten til bjelken økte, og kapasiteten ble tilfredsstillende. Denne dimensjonen benyttes for alle bjelkene som ikke skal spesialbestilles.



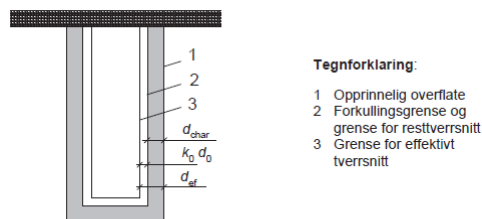
Figur 75. Oversikt over bjelker i 2-4 etasje. Rød ring viser bjelken som er kontrollert.

Bjelkene er fritt opplagt på søylene og vil dermed ikke være kontinuerlige. Dette fører til stort moment og forskyvning i felt. Lasten fra bjelkene treffer kanten av søylene, og får en eksentrisitet på samme måte som i stålsøylene. Dette gir et moment i søylene, som fører til en liten aksialkraft i bjelkene. Kraften er så liten at knekking ikke blir et problem. Bjelkene har god kapasitet til å ta denne lasten.

Branndimensjonering for trekonstruksjonen er utført i henhold til EC5-2. Metoden som blir brukt er «effektivt tverrsnitt». Her reduseres det opprinnelige tverrmålet på profilet med den effektive forkullingsdybden ( $d_{ef}$ ), se figur 76.

Tverrsnittet som ikke har fått redusert fasthet eller stivhet, vil være det effektive tverrsnittet.

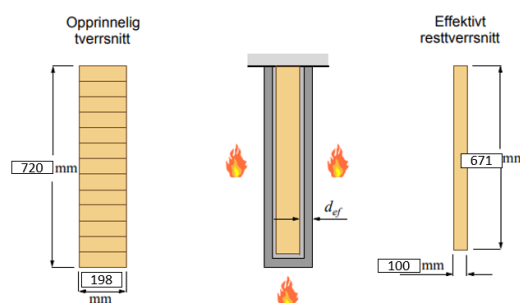
Dette brukes for å finne den resterende kapasiteten. Ved brannforløp benyttes lastkombinasjon i ulykkessituasjon.



Figur 6 — Resttverrsnitt og effektivt tverrsnitt

Figur 76. Effektivt tverrsnitt i et brannforløp.

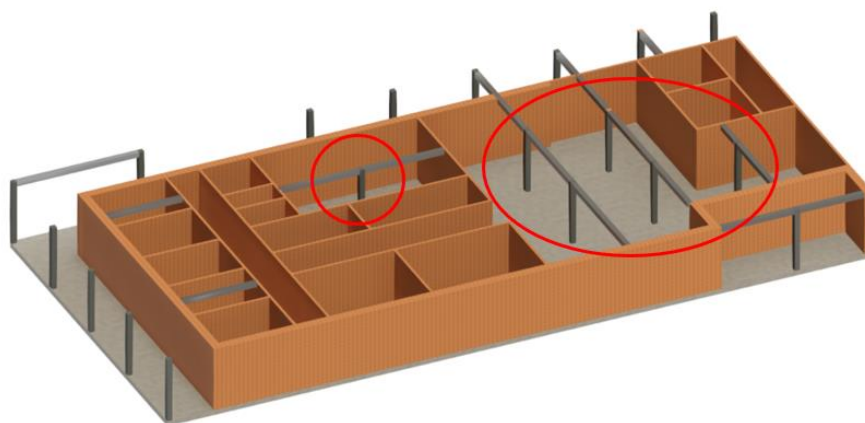
Det resterende tverrsnittet til bjelke B.7.1, kan sees av figur 77. Bjelken beregnes til å motstå et brannforløp på 60 minutter. Dette ga en effektiv forkullingsdybde på 49mm. Resttverrsnittet ble kontrollert med nødvendige kapasitetskontroller, se vedlegg 5.5. Dette ga en utnyttelse på 74%, som vil si at bjelken har tilstrekkelig bæreevne til å tåle brannkravet på R60. Det trengs derfor ikke brannbeskyttelse på overflaten.



Figur 77. Resttverrsnittet for bjelke B.7.1 etter 60 minutters brannforløp.

#### 5.2.4 Søyler

Bæresystem i tre vil ha utfordringer knyttet til plassering av søyler. Spennviddene bør som nevnt ikke overstige 6 meter, da dette bidrar til tykke elementer. Søylene må dermed plasseres hvor det er ønske om åpne arealer, se figur 78.

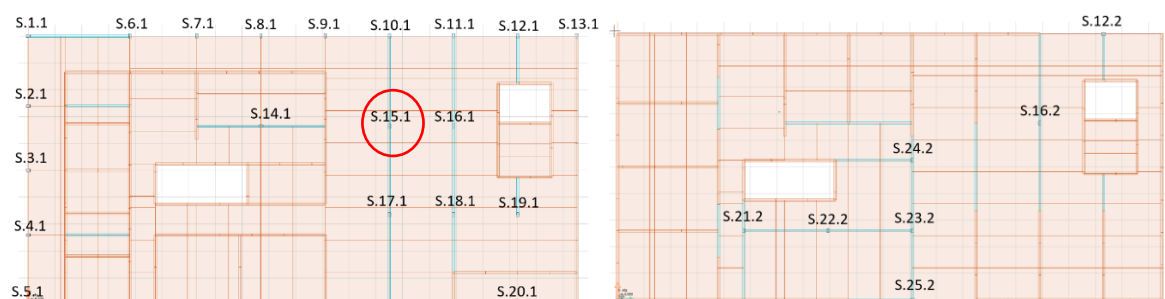


Figur 78. Søyler i første etasje modellert i Revit. De røde ringene markerer søyler som har blitt plassert i åpne areal i bygget.



Det benyttes to ulike søyledimensjoner, hvor de tøffest belastede søylene er større enn de mindre belastede. Det ble undersøkt lagerførte dimensjoner hos Moelven. Kvadratiske søyler var ikke i deres sortiment, og det ble dermed valgt spesialbestilte søyler. Kvaliteten på søylen som ble brukt var GL30c.

Den tøffest belastede søylen (S.15.1) ble dimensjonert, og er vist på figur 79. Ved dimensjonering ble det sett på hvilken lastkombinasjon som gir den høyeste utnyttelsen. Mellomlangtidslast (halvårslast) ble den dimensjonerende, og modifikasjonsfaktoren ble 0.8. For søylen ble det utført kontroll for aksiallast, knekking og bøyning, samt en kombinasjon av disse, se vedlegg 5.7.



Figur 79. Søyler i første etasje til venstre, og andre til fjerde etasje til høyre. Rød ring markerer søylen som er dimensjonert.

Søylen er ikke avstivet horisontalt. Den vil være leddet i topp og bunn, og det regnes med en knekk lengde lik søylens lengde. Ved bruk av en kvadratisk søyle vil den være like sterk om begge akser. For GL30c vil lamellene som ligger ytterst ha best kvalitet. Standarden tar derimot ikke hensyn til de ulike kvalitetene på lamellene når det kommer til knekking. Knekk lengden om svak og sterk akse blir dermed lik. Ved at søylen er leddet til dekkene og fundamentet, vil momentet som oppstår i søylen bli fordelt ut til en horisontal last i oppleggene. Denne lasten ble det tatt hensyn til i bjelke dimensjoneringen.

Lasten treffer sjeldent søylene sentrisk. På samme måte som stålsøylene, vil det dimensjoneres for to tilfeller ved moment. Tilfellet hvor aksiallasten gis en 20mm eksentrisitet er dimensjonerende for søyle S.15.1.

To ulike dimensjoner ble undersøkt ved dimensjonering av søylen. Dimensjon på 350x350 mm<sup>2</sup> ville vært tilstrekkelig for de påførte lastene, men brannkravet på R90 ble derimot overskredet, se tabell 26. For å unngå overflatebehandling ble søyledimensjonen økt til

400x400 mm<sup>2</sup>, hvor utnyttelse i ulykkessituasjon ble 71%, se vedlegg 5.8. Brannbeskyttelse ble dermed ikke nødvendig.

Utnyttelse søyle S.15.1		
Dimensjon	350x350	400x400
Bøyemoment	16%	11%
Aksialkraft	58%	44%
Kombinasjon bøyning og aksialkraft	87%	63%
Brannkrav R90	118%	71%

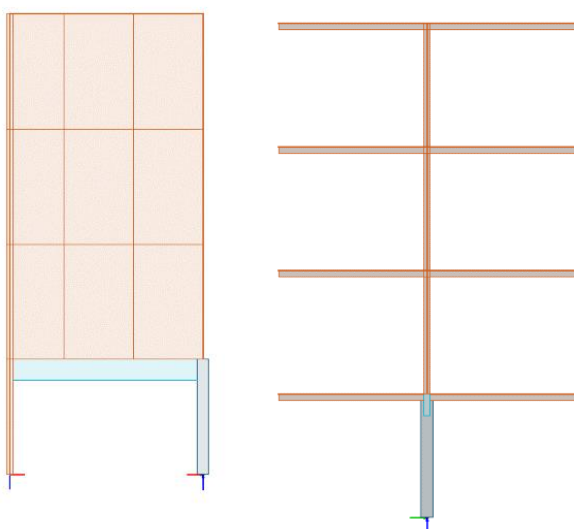
Tabell 26. Utnyttelse av søyle S.15.1 for to ulike dimensjoner.

### 5.2.5 Vegger

Bæresystemet i tre vil bestå av vegger som fungerer som bærende elementer.

Massivtreveggene vil bidra til å ta vertikale laster, samt fungere som stabiliserende skiver som tar opp de horisontale lastene (Norsk Treteknisk Institutt, 2006).

En av massivtreveggene som er kontrollert er veggen over bjelke B.6.1, se figur 80. Den vil fungere som en høy bjelke. Lasten som kommer fra dekket over lander på, og tas opp av veggen. Det er regnet med at hver vegg vil få dekkene i etasjen over inn på seg og bære lasten fra disse. Lastene føres ut til siden og ned i søylene.



Figur 80. Vegg over bjelke B.6.1 sett fra side og forfra.

Ved beregninger av veggen har det blitt gjort konservative antagelser. Veggen er beregnet som fritt opplagt med jevnt fordelte laster. Beregninger av motstandsmomentet er utført ved å redusere høyde og tykkelse på veggen, se vedlegg 5.9. Redusert tykkelse er gjort for å kun ta hensyn til lamellene i fiberretningen, samt være konservativ på grunn av manglende beregningsgrunnlag.

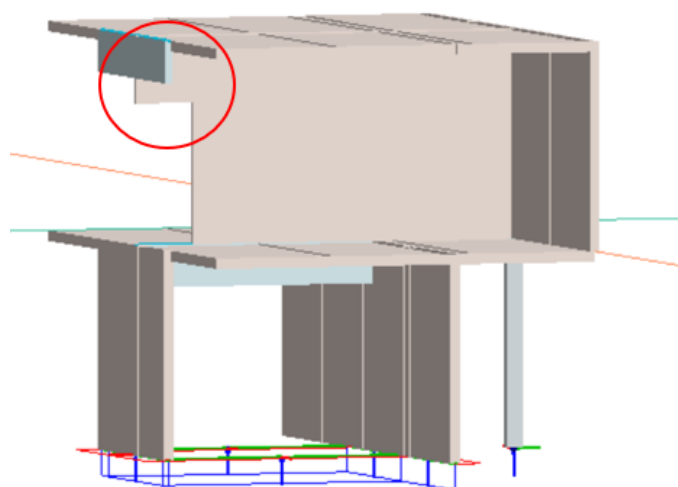
Bøyepeningene som oppstår i veggen er beregnet til  $2 \text{ N/mm}^2$ , se vedlegg 5.9. Dette er en relativt liten spenning, som gjør at den nederste veggen har mulighet til å bære flere etasjer ved fremtidige behov. Ved sammenligning av opptredende spenning og dimensjonerende bøyepening for C24, ser en at det er en utnyttelse på 12%. For skjær vil det også regnes med det reduserte tverrsnittet. Utnyttelsen for skjær blir på 41 %. Spenningene er beregnet ved antatt konservative beregningsmetoder.

Det kan i tillegg oppstå eksentrisitetsmoment i veggen. Eksentrisitetsmomentet blir ansett som små i forhold til de andre lastvirkningene, og blir dermed neglisjert. I tillegg til de globale spenningene i veggen, vil det forekomme spenningsopphopninger ned mot søylene i den nederste veggen. Det kan bli aktuelt med tiltak som for eksempel bruk av stålplater. Dette vil være opp til videre prosjektering. Konklusjonen blir at veggen har god nok kapasitet for lastene som påføres.

### 5.3 Dimensjonering av spesialløsninger

#### 5.3.1 Vegg som kommer inn på bjelke B.16.2

Veggen som kommer inn på bjelke B.16.2 fungerer som en bjelke. På enden av veggen vil det være et innsnitt som illustrert på figur 81. Her ble det undersøkt om resttverrsnittet har kapasitet til å håndtere lastene den blir påført.

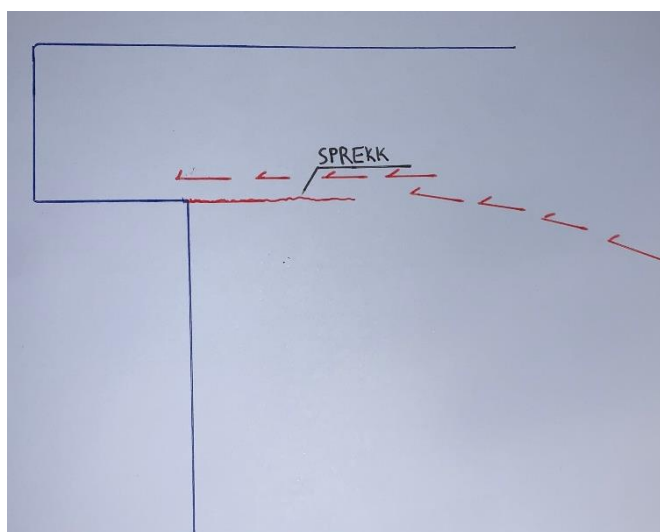


Figur 81. Innsnitt og bjelke B.16.2 merket med rød sirkel.

Ved kontroll av skjær og moment ble det regnet med den reduserte tverrsnittshøyden for hele veggen, se rød ring på figur 81. Motstandsmomentet ble da vesentlig redusert i forhold til veggen i avsnittet over. Bøyepeningen som oppsto på grunn av momentet er på  $2.3\text{N/mm}^2$ , se vedlegg 5.10. Sett opp mot dimensjonerende bøyepening for C24, er spenningen liten.

Som følge av det reduserte tverrsnittet er utnyttelsen for skjær høyere, og blir på 67%. Grunnet innsnittet i veggen vil det oppstå et område med spenningsopphopning i hjørnet av innsnittet. Det ble forsøkt å regne med regneregler for innsnitt i EC-5, noe som ga overskridelse. Ved beregning av innsnitt kontrolleres det at skjærflaten mellom fibrene er tilstrekkelig, slik at det ikke oppstår oppsprekking langs fibrene ved hjørnet, se figur 82.

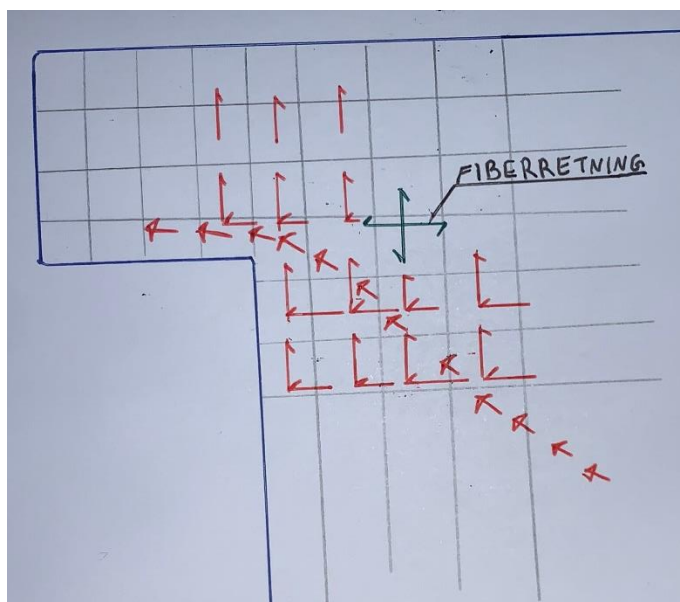
Limtre og konstruksjonstre har alle fibrene i samme retning. I delene av tverrsnittet som ikke er redusert, vil spenningene gå i hele tverrsnittet. På vei inn mot innsnittet, må spenningene løftes opp til den reduserte delen av tverrsnittet, og fører dermed til strekkspenninger normalt på fiberretningen. Dette gir en uheldig spenningsopphopning ved innsnitt. Spenningene kan lett føre til sprekker dersom resttverrsnittet er lite i forhold til fullt tverrsnitt. Et innsnitt kan utføres mer gunstig ved å sage med helning, da det gjør at spenningene ledes mer gunstig inn mot resttverrsnittet.



Figur 82. Sprekk ved konstruksjonstre-/limtreinnsnitt.

Sjiktene i massivtre ligger krysslimt. Ved innsnitt vil de vertikale lamellene løfte skjærspenningene opp til det reduserte arealet, se figur 83. Dette gjør at det blir strekk i fiberretningen i vertikale lameller, som er en gunstig spenningsvirkning. Effekten kan

sammenlignes med måten bøylearmering fungerer i en betongbjelke. Beregningsmetoden for innsnitt i EC-5 er derfor lite egnet til massivtre. Skjærspenningene i resttverrsnittet utgjør som nevnt 67% av kapasiteten. Det er da regnet med de horisontale lamellene, mens effekten fra de vertikale lamellene er utelukket. Det antas at skjærkapasiteten til veggen er tilstrekkelig og at veggen er dimensjonert til å ta lastene den blir utsatt for.



Figur 83. Massivtresttverrsnitt. De vertikale lamellene bærer spenningen forbi innsnittet.

Hjørnet ved innsnittet ble vurdert nøye, da det er et område med fare for høy spenning. I tillegg kan det oppstå lokalt høye spenninger over veggen i 1. etasje, og over søylen, se figur 81. Her kan det være aktuelt å forsterke med for eksempel stålplater. Forbindelser vil ikke dimensjoneres.

### 5.3.2 Bjelke B.16.2

Veggen som er kontrollert over, kommer som nevnt inn på midten av bjelke B.16.2, se figur 81. Bjelken blir utsatt for en jevnt fordelt last fra dekket på ene siden, samt en punktlast fra veggen. Veggen ble modellert opp i FEM-Design med lastene den utsettes for, og skjærkraftdiagrammene ble brukt for å finne punktlasten.

Det ble først kontrollert om lagerførte dimensjoner fra Moelven kunne benyttes.

Dimensjonen 140x495 ble først kontrollert, men kapasiteten for både bøyemoment og skjær ble overskredet, se tabell 27. Ved å øke bjelke dimensjonen til 198x720, får bjelken tilstrekkelig kapasitet, se vedlegg 5.11.

Utnyttelse bjelke B.16.2		
Dimensjon	140x495	198x720
Bøyemoment	138%	46%
Skjær	109%	49%
Øyeblikksnedbøying	8.5mm	2.0mm
Langtidsnedbøying	12.7mm	2.9mm

Tabell 27. Utnyttelse av begge dimensjonene som ble undersøkt for B.16.2.

## 5.4 Fundamenter

Det er ikke foretatt dimensjonering av fundamenter for konstruksjonen i tre. Forbindelsene mellom søylene og fundamentene i tre vil være leddet, slik som i stål- og betongbygget. Lastene ned i hver enkelt søyle er lavere i trebygget, som skyldes at konstruksjonen er lettere, samt at søylene har mindre lastareal. Søylefundamentene vil være mindre enn i stål- og betongbygget, men beregningsmetoden vil være lik.

Sjaktfundamentene vil også ha samme beregningsmetode som bygget i stål og betong. Det er ikke foretatt fullstendig beregning av disse fundamentene for trebygget.

Sjaktfundamentet i stålbygget har stor tykkelse, da det trenger styrken til betongen.

Aksiallasten i tresjakten vil være mindre, som fører til lavere stabiliserende last.

Fundamentet i dette bygget vil derfor ha behov for stor egenvekt eller mye strekkforankring. Dersom det blir valgt å benytte et større antall strekkpeler, vil dette øke tykkelsen på fundamentet, da stålhattene på pelene trenger tilstrekkelig forankring i betongen.

Trebygget har i tillegg flere bærende vegger. Disse har behov for fundamenter i form av veggbanketter. Hvert enkelt fundament i trebygget vil være mindre enn fundamentene i stålbygget. Det vil derimot være behov for flere fundamenter. I klimaregnskapet antas det at materialmengdene er lik for begge konstruksjonene.

## 5.5 Tverrkraftmetoden

### 5.5.1 Fortsettelse utelatelseskriterier

Det har til nå blitt dimensjonert for vertikale laster. Før avstivningssystemet kan dimensjoneres, må de horisontale lastene beregnes.

#### 12. Seismiske krefter ved fundamentnivå, $F_b$

Kravene til regularitet er ikke oppfylt for hverken plan eller oppriss.

Tverrkraftmetoden kan på samme måte som for bygget i stål og betong ikke benyttes til dimensjonering. Resultatene vil derfor kun benyttes til forhåndsdimensjonering og sammenligning.  $\lambda = 1.0$

$$F_{bx} = 1625 \text{ kN}$$

$$F_{by} = 1564 \text{ kN}$$

Skjærkreftene ved fundamentnivå er mindre for trebygget enn stålbygget. Siden vindkreftene forblir lik, er det større sannsynlighet for å komme innunder utelatelseskriterium 4 ved modal analyse.

#### 13. Utelatelseskriterium 4

Utelatelseskriterium 4 er ikke oppfylt for x-retning, se tabell 28. Ved modal analyse er det mulig at bygget kommer innenfor.

Utelatelseskriteriet 4, vedlegg 3.11		
Krefter	x-retning	y-retning
Skjærkrefter fra jordskjelv	$F_{bx} = 1625 \text{ kN}$	$F_{by} = 1564 \text{ kN}$
Skjærkrefter fra vind	$F_{vx} = 482.4 \text{ kN}$	$F_{vy} = 991 \text{ kN}$
Skjevstillingslast	$F_H = 73,4 \text{ kN}$	$F_H = 73,4 \text{ kN}$
Kriterium		
Krav (vind og skjevstillingslast)	$F_{b.kriterium.x} = 921 \text{ kN}$	$F_{b.kriterium.y} = 1798 \text{ kN}$
Opptredende skjærkraft fra jordskjelv	$F_{bx} = 1625 \text{ kN}$	$F_{by} = 1564 \text{ kN}$

Tabell 28. Skjærkrefter knyttet til utelatelseskriteriet 4. Oransje viser at krav ikke er oppfylt, grønn viser oppfylt.

### 5.5.2 Etasjelast

Etasjelasten fra beregningene ved tverrkraftmetoden finnes på samme måte som for konstruksjonen i stål og betong, se tabell 29.

Etasje	X-retning	Y-retning
1	227,5 kN	219,2 kN
2	455,2 kN	438,0 kN
3	682,8 kN	657,0 kN
4 (tak)	258,9 kN	249,1 kN
$\Sigma F_i$	1625 kN	1564 kN

Tabell 29. Etasjelast fra tverrkraftmetoden.

## 5.6 Analyse i FEM-Design

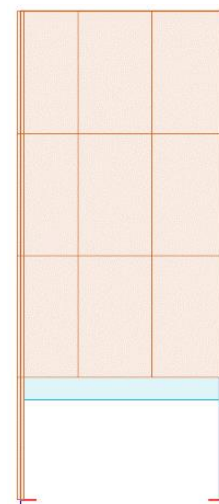
### 5.6.1 Modellering

For å kjøre en modal analyse for trekonstruksjonen modelleres bygget i FEM-Design. Fremgangsmåten for modelleringen av konstruksjonen i tre har mange likhetstrekk med konstruksjonen i stål og betong. Bærende vegger og dekker er lagt inn ved bruk av funksjonen *timber plate*. Alle dekkene er regnet som enveis-dekker, slik at det blir lettere å holde kontroll på krefter og utnyttelser.

Konstruksjonen i stål og betong har kontinuerlig avstivningssystem fra bunn til topp av bygningen. Både moment og skjærkraft kan da gå kontinuerlig gjennom de samme avstivende konstruksjonselementene hele veien ned til fundamentene. For konstruksjonen i tre er situasjonen mer innviklet. Massivtre består av krysslimte lameller, som gir gode egenskaper om flere akser. Alle veggene i massivtre gir skivevirkning, og vil derfor ha avstivende egenskaper.



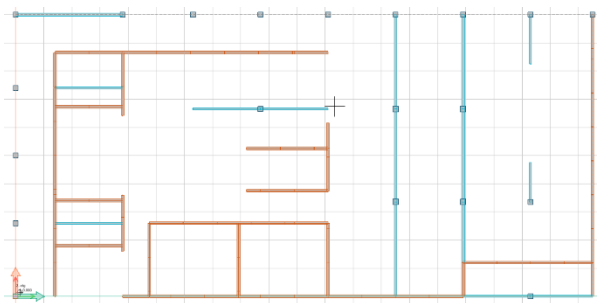
Fra arkitekt sin side er det ønske om at ankomstområdet i nederste etasje skal være åpent. I den ene halvdel av konstruksjonen vil derfor en stor andel vegger bli vekslet ut med søyler og limtrebjelker. Figur 84 viser et eksempel på en massivtrevegg som veksles ut i nederste etasje. På grunn av de avstivende egenskapene til veggen vil den dra på seg horisontale krefter. Momentet gir normalspenninger i form av strekk og trykk. I tillegg vil det oppstå skjærspenninger i veggen fra skjærkraften. Spenningene fra momentet kan overføres til søylene i nederste etasje som et kraftpar. Søylene regnes som leddet, og vil ikke kunne overføre skjærspenningene. For å føre skjærkreftene ned til fundament må kreftene gå gjennom et annet veggelement i nederste etasje. Dette vil gi spenninger i dekkeskiven, da denne benyttes til å overføre skjærkreftene mellom veggelementene. Dette er referert til som *soft story* i EC8.



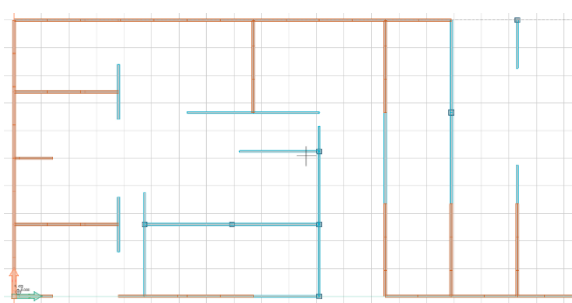
Figur 84. Massivtrevegg som veksles ut.

Ved modellering i FEM-Design har det vært nødvendig å ta hensyn til at nederste etasje er en soft story. Veggene som stopper over 1. etasje, gjør bygget stivere. Et stivere bygg gjør at de ulike egenperiodene vil ligge nærmere toppen av det seismiske responspekteret. De seismiske kreftene vil følgelig bli større.

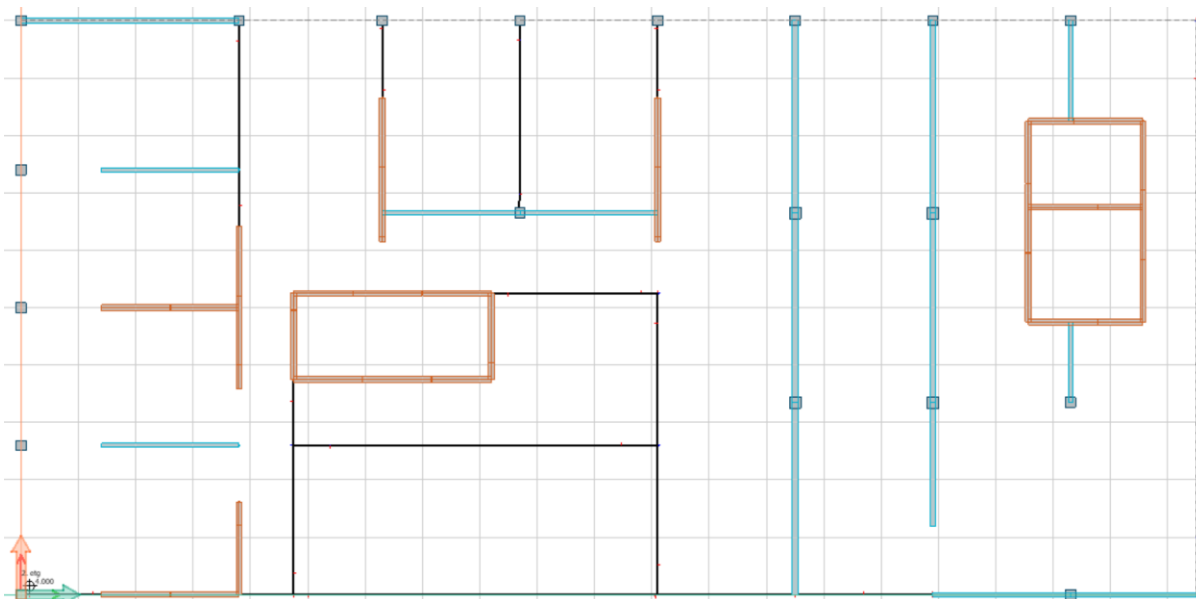
Den avstivende effekten til veggene som veksles ut (heretter det sekundære avstivningssystemet), se figur 85 og 86, er ikke ønsket ved dimensjonering av veggene som går kontinuerlig gjennom hele bygget (heretter hoved-avstivningssystemet), se figur 87. Virkningene fra det sekundære avstivningssystemet er det vanskelig å ha kontroll på. I tillegg er det ugunstig dersom alle vegger i bygget er kritiske for avstivningen. Ofte oppstår det et ønske om å rive enkelte vegger i løpet av levetiden til et bygg.



Figur 85. Sekundære avstivningssystemet 1. etg, vegger i brunt og bjelker i blått.



Figur 86. Sekundære avstivningssystemet 2-4. etg, vegger i brunt og bjelker i blått.



Figur 87. Hovedavstivningssystemet, vegger i brunt og bjelker i blått.

Bygget blir dimensjonert slik at hoved-avstivningssystemet kan ta opp alle horisontale krefter. Som beskrevet bidrar veggene i det sekundære avstivningssystemet til et stivere bygg. Det vil derfor ikke være til sikker side å se bort fra veggene i det sekundære avstivningssystemet.

For å ta høyde for at den nederste etasjen er en soft-story vil det bli laget to modeller i FEM-Design. Den ene modellen vil inkludere alle vegger, dekker, bjelker og søyler. Denne modellen vil bli brukt til å identifisere hvordan de vertikale lastene fordeler seg (heretter vertikal modell). Modellen inkluderer kun vertikale laster.

En annen FEM-modell vil bli benyttet til å identifisere hvordan de horisontale lastene brer seg (heretter horisontal modell). Modellen vil bestå av søyler, bjelker, dekker og vegger i hoved-avstivningssystemet. For at modellen ikke skal bryte sammen er de sekundære

veggene byttet ut med *fictitious bar* som søyler og bjelker. Denne typen elementer har stivhet, men ikke masse eller volum.

Den horisontale modellen vil bli brukt til den modale analysen. Massen til de sekundære veggene må legges inn manuelt i modellen. Dette har blitt gjort ved å gi et tillegg til den påførte egenlasten i hver etasje. Tyngdepunktet av den ekstra massen virker da en halv etasje lenger opp enn fysisk plassering. Dette er til sikker side med tanke på jordskjelvberegningen.

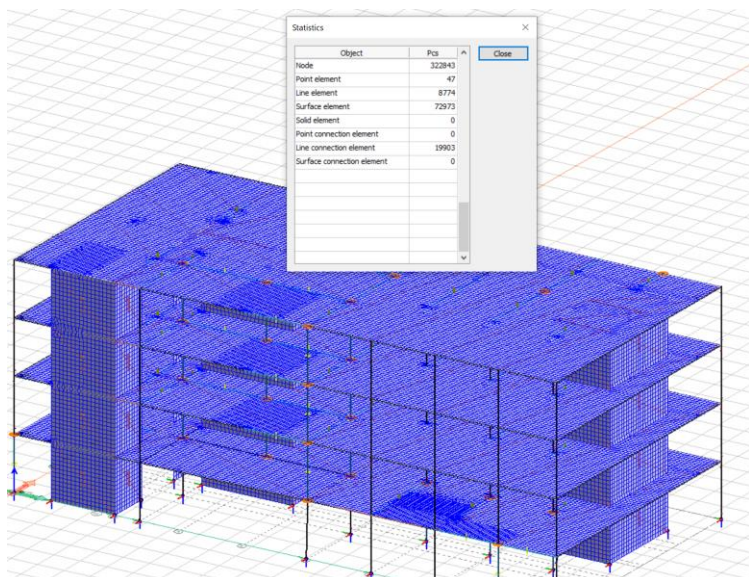
Den horisontale FEM-modellen gir betydelig høyere momenter i de delene som omtales som hoved-avstivningssystemet. En utfordring er likevel at modellen ikke direkte tar høyde for den ekstra stivheten som det sekundære avstivningssystemet gir. På tross av at den nederste etasjen er regnet som en soft-story, har den et betydelig antall vegger i det sekundære avstivningssystemet. Disse veggene vil bidra til å ta opp den ekstra skjærkraften på grunn av stivhet fra det sekundære avstivningssystemet.

Den ekstra stivheten til de sekundære veggene kommer ikke med i den modale analysen. Ved å benytte den horisontale modellen til modal analyse vil jordskjelvkraftene derfor bli mindre enn i virkeligheten. Det antas likevel at hoved-avstivningssystemet blir overdimensjonert, da det må ta alle de horisontale lastene i modellen alene. Videre antas det at sekundær-avstivningssystemet har større kapasitet enn forskjellen mellom virkelige og beregnede jordskjelvkrefter. På grunn av soft-story i den nederste etasjen, må dekkeskiven ha kapasitet til å overføre de horisontale kreftene mellom de avstivende veggene. Ved dimensjonering av veggene i det sekundære avstivningssystemet er det viktig å påse at disse har kapasitet til å alle laster de drar på seg. Dette kan gjøres ved å legge til horisontale laster i den vertikale modellen. En vil da kunne se hvordan horisontale krefter brer seg gjennom det sekundære avstivningssystemet.

### 5.6.2 Elementnett

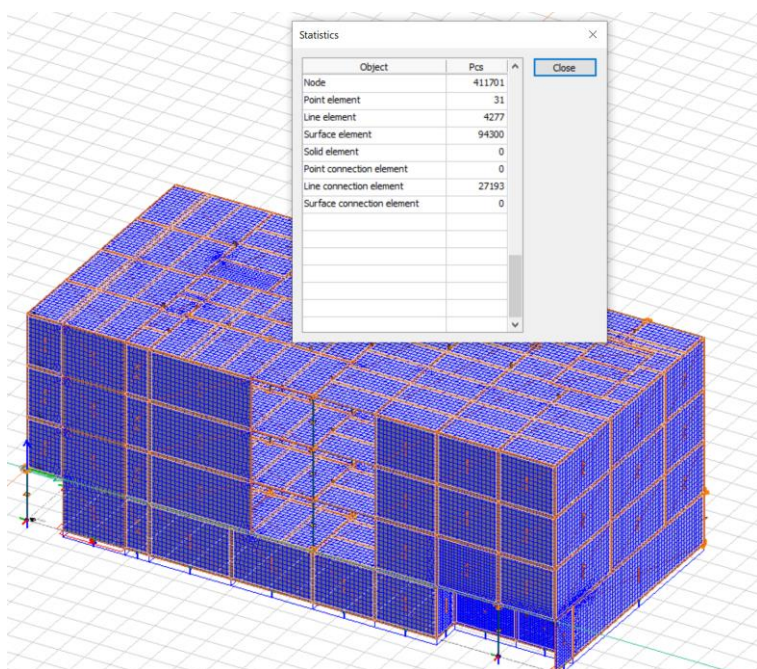
Elementnett blir generert på samme måte som for konstruksjonen i stål og betong. Den horisontale modellen består av 323 000 noder. Enkelte steder i modellen ligger nodene tett, se figur 88. Dette skyldes trolig at det er en høyere tetthet av fiktive elementer i disse områdene. De fiktive elementene har høy stivhet i forhold til tre. Det kan derfor oppstå

store spenninger i overgangen til elementer i limtre og massivtre. FEM-Design blir ikke brukt til dimensjonering. Tettere noder og spenningsopphopninger vil ikke ha betydelige konsekvenser for fordelingen av de horisontale lastene. Konsekvensen av den høyere nodetettheten er at beregningstiden øker.



Figur 88. Elementnett til horisontal modell.

Den vertikale modellen består av 412 000 noder, se figur 89. Modellen består av massivtre- og limtreelementer, og en kan se at tette noder ikke er et problem. Veggene i det sekundære avstivningssystemet gjør at modellen får flere noder.



Figur 89. Elementnett til vertikal modell.

### 5.6.3 Laster

Den horisontale modellen består utelukkende av horisontale laster. Dette inkluderer horisontalkomponenter fra vind, skjevstilling og seismiske laster, se tabell 30.

Lastkombinasjon	Laster	Lastfaktor
Seismisk 14	Seismisk resultant, $F_x + M_x$	1,0
	Seismisk resultant, $F_y - M_y$	-0,3
Seismisk 15	Seismisk resultant, $F_x + M_x$	0,3
	Seismisk resultant, $F_y - M_y$	-1,0
Seismisk 28	Seismisk resultant, $F_x - M_x$	1,0
	Seismisk resultant, $F_y - M_y$	0,3
Vind y	Vind y-retning	1,5
	Skjevstilling y-retning	1,05
Vind x	Vind x-retning	1,5
	Skjevstilling x-retning	1,05

Tabell 30. Lastkombinasjoner for de horisontale lastene.

Den vertikale modellen inkluderer nyttelast, snølast, egenlast og vertikalkomponent fra vindlast, se tabell 31.

Lastkombinasjon	Laster	Lastfaktor
Minimum aksiallast	Egenlast	0,9
Maks aksiallast vegg	Egenlast	1,2
	Nyttelast C	1,5
	Nyttelast A	1,05
	Vind y-	0,9
Maks aksiallast sjakt	Snølast	1,05
	Egenlast	1,2
	Nyttelast C	1,5
	Nyttelast A	1,05
Seismisk aksiallast	Vind y+	0,9
	Snølast	1,05
	Egenlast	1,0
	Nyttelast C	0,6
	Nyttelast A	0,3
	Snølast	0,2

Tabell 31. Lastkombinasjoner for de vertikale lastene.

Lastene som står under seismisk aksiallast i tabellen over, inngår som modale masser.

Nyttelast kategori A har lavere langtidsandel ( $\psi_2$ ) enn nyttelast kategori C.

#### 5.6.4 Statisk kontroll av modell

Under kontroll av kreftene ble det oppdaget at FEM-modellen har en betydelig større beregnet egenlast enn den manuelle beregningen, se tabell 32. Dette skyldes at de sekundære veggene ikke er medberegnet i den manuelle beregningen. I tillegg ble beregningen foretatt før dimensjoner på konstruksjonselementene var kjent. Avviket var derfor forventet. Avviket på nyttelasten skyldes at det til sikker side ble brukt et større areal på kategori C i de manuelle beregningene.

Last	FEM-Design	Manuell beregning	Avvik
Automatisk egenlast	6183 kN	3376 kN	83%
Påført egenlast	7955 kN	8200 kN	-3%
Nyttelast	8998 kN	11 808 kN	-14%
Snølast	1312 kN	1312 kN	0%
Vind y-retning	991 kN	991 kN	0%
Vind x-retning	412,8 kN	412,8 kN	0%

Tabell 32. Beregnede laster i FEM-Design mot manuell beregning.

Totalt moment som blir tatt opp av avstivningssystemet samsvarer med manuelt beregnet moment i bruksgrense, se tabell 33.

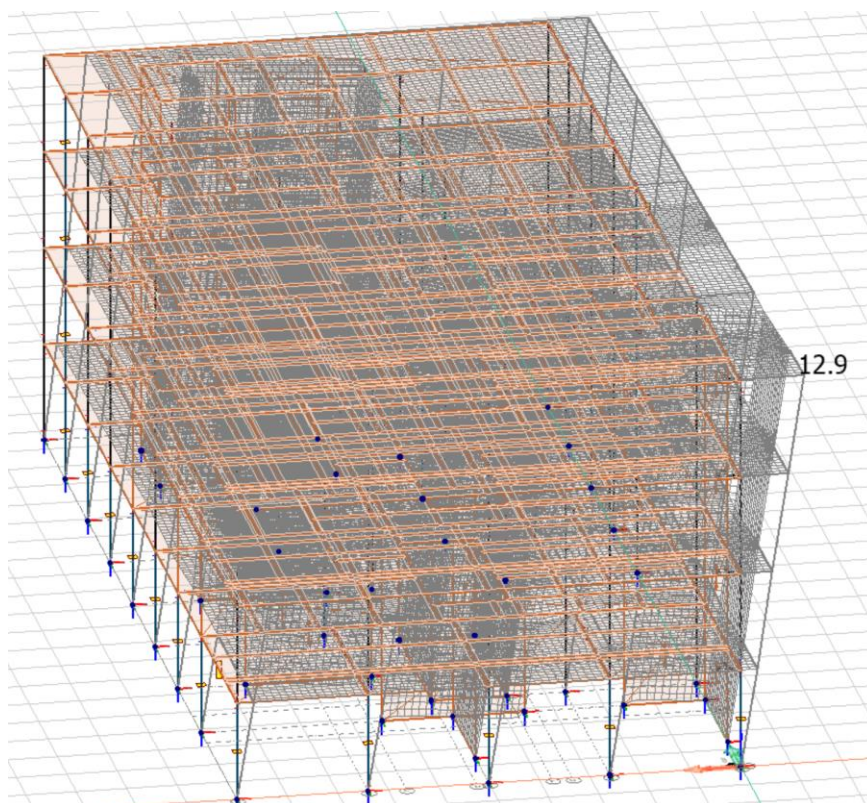
Last	Moment FEM-Design	Moment manuell beregning	Avvik
Vind y-retning	9905 kNm	9912 kNm	0,0%
Vind x-retning	4035 kNm	4128 kNm	2,3 %

Tabell 33. Beregnet moment i FEM-Design mot manuell beregning.

#### 5.6.5 Bruksgrensekontroll

Bygget får maksimal forskyvning i bruksgrense ved vind inn mot langsiden. Forskyvningen på 12,9mm er betydelig lavere enn for konstruksjonen i stål og betong, se figur 90. Dette til tross for at det kun er hoved-avstivningssystemet som er medregnet i forskyvningsberegningen.

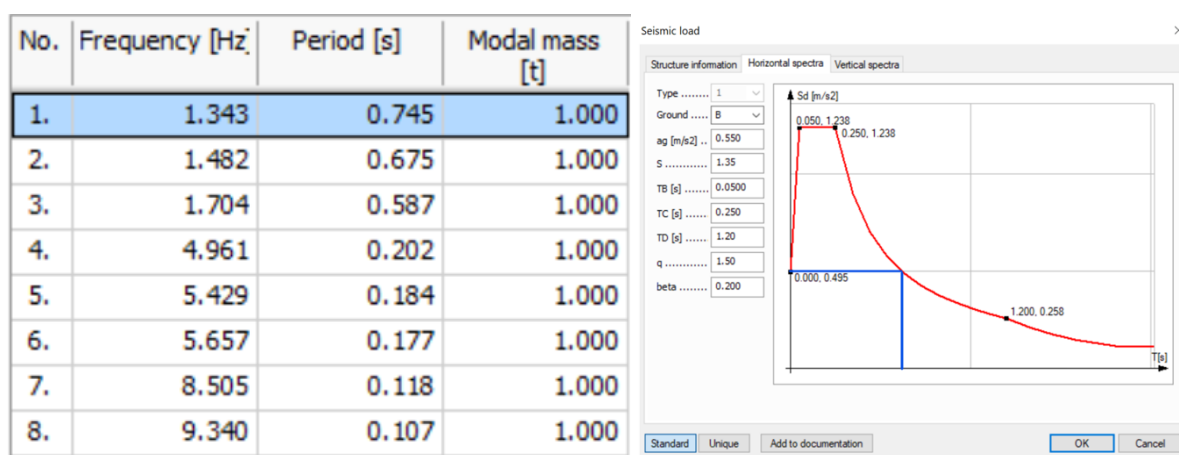
$$H/\delta = 16\,000/12,9 = 1240 \rightarrow H/1240 = 12,9 \text{ mm}$$



Figur 90. Forskyvning i bruksgrense.

### 5.6.6 Egenfrekvens

Egensvingeperiodene til bygget ble beregnet ved hjelp av den horisontale modellen. Det ble kun kjørt 8 svingeformer for konstruksjonen. De tre første svingeformene ligger gunstig plassert, til side for toppen i responsspekteret, se figur 91.



Figur 91. Egensvingeperioder og responspekter.

### 5.6.7 Modal responspektrumsanalyse

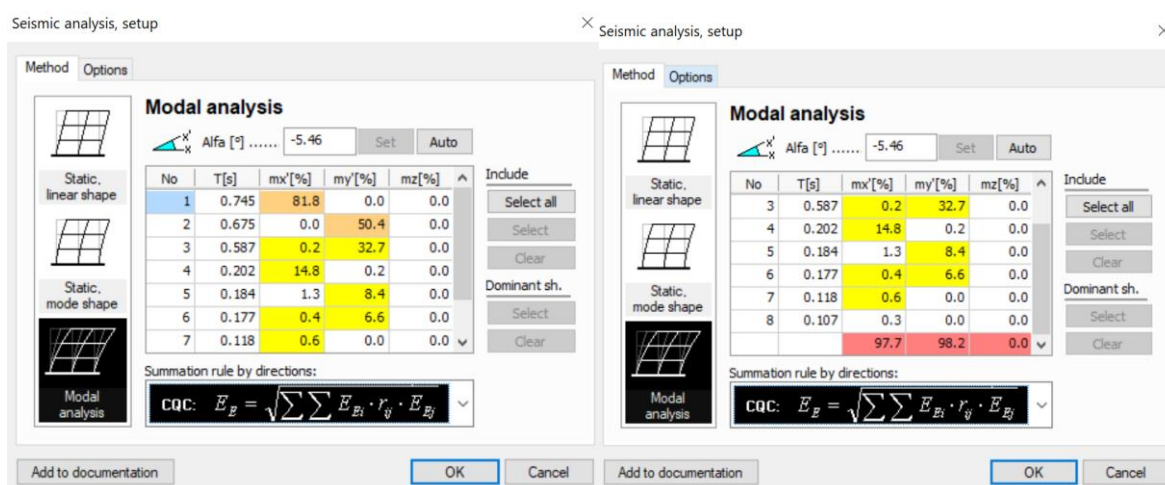
Parameterne som bestemmer responspekteret, er lik som for bygget i stål og betong. Dette skyldes at begge konstruksjonene er dimensjonert på samme tomt, og at konstruksjonsfaktoren er lik.

Første og andre svingeform er dominerende svingeformer for hver sin ortogonale retning, se figur 92. Videre er alle svingemodene som skal med i beregningen merket med gul.

Kreftene som oppstår fra de ulike svingeformene, skal så summeres. For å kunne benytte SRSS-regelen er det krav til at svingeformene kan regnes som uavhengige av hverandre. Av tabell 34 kan en se at flere svingeformer regnes som avhengig av hverandre. CQC-metoden må derfor benyttes (complete quadrfrtd|atic combination). Metoden er mer nøyaktig, da den tar høyde for korrelasjonen mellom de modale maksimumsverdiene med en korrelasjonskoeffisient. SRSS-metoden er en forenkling av CQC, da den utelater korrelasjonskoeffisienten.

Nummer	Periode	Prosent av forrige svingning
1	0,745s	
2	0,675s	91%
3	0,587s	87%
4	0,202s	34%
5	0,184s	91%
6	0,177s	96%
7	0,118s	67%

Tabell 34. Avhengige svingeperioder markert med rødt.



Figur 92. Modale masser og summeringsregler.



Etter å ha kjørt analysen, hentes skjærkreftene fra de ulike svingemodene fra *equivalent loads* i FEM-Design. Lastene i mørk oransje viser summerte skjærkrefter, se figur 93. De summerte skjærkreftene ved fundamentnivå er på henholdsvis 801 kN i x-retning og 666 kN i y-retning. Begge lastene kommer innunder kravene til utelatelseskriterium 4. Vind- og skjevstillingslast kan anses som dimensjonerende. Ved dimensjonering av avstivningssystemet vil det likevel kontrolleres om jordskjelv gir større utnyttelse for de enkelte avstivende elementene.

Equivalent loads		Equivalent loads	
Shape, dir.	F [kN]	Shape, dir.	F [kN]
1.shape, Fx+Mx	703	2.shape, Fy+My	480
1.shape, Fx-Mx	703	2.shape, Fy-My	480
3.shape, Fx+Mx	25	3.shape, Fy+My	359
3.shape, Fx-Mx	25	3.shape, Fy-My	359
4.shape, Fx+Mx	381	5.shape, Fy+My	231
4.shape, Fx-Mx	381	5.shape, Fy-My	231
6.shape, Fx+Mx	41	6.shape, Fy+My	175
6.shape, Fx-Mx	41	6.shape, Fy-My	175
7.shape, Fx+Mx	15	Sum, Fy+My	666
7.shape, Fx-Mx	15	Sum, Fy-My	666
Sum, Fx+Mx	801	Sum, Fz	0
Sum, Fx-Mx	801		

Figur 93. Skjærkrefter ved fundamentnivå fra medregnede svingemoder.

Ved sammenligning mot tverrkraftmetoden blir kreftene fra den modale analysen betydelig lavere, se tabell 35. Begge beregningene ble kontrollert, men det ble ikke funnet feil.

Parameterne for beregningene er lik for både tverrkraftmetoden og den modale analysen. Første egensvingeperiode i tverrkraftberegningene er i tilnærmet lik som første egenperiode i den modale analysen. Da den totale massen i den seismiske analysen er større i FEM-Design, i tillegg til at denne tar høyde for lavere svingemoder, var resultatet overraskende.

Ulikhetene fra de to beregningsmetodene kan skyldes feilkilder. Det er større masse i den modale analysen, som tilsier at kreftene fra denne øker. I tverrkraftmetoden er det benyttet en korreksjonsfaktor ( $\lambda$ ) som er generell og til sikker side. Dette gir høyere resultater fra tverrkraftberegningene. Det ble i tillegg vurdert om den sekundære modellen ikke gir et representativt bilde av kreftene som kan oppstå ved jordskjelv. Alle svingeperiodene i den

sekundære modellen er derimot i samme størrelsesorden eller lavere enn i tverrkraftmetoden. Stivheten til bygget i begge beregningene er dermed tilnærmet lik.

Det er ikke hjemmel i standarden til å benytte tverrkraftmetoden for bygget. Dette er fordi at beregningsmetoden har store feilkilder for bygg uten regularitet. I dimensjoneringen blir resultatene fra den modale analysen benyttet.

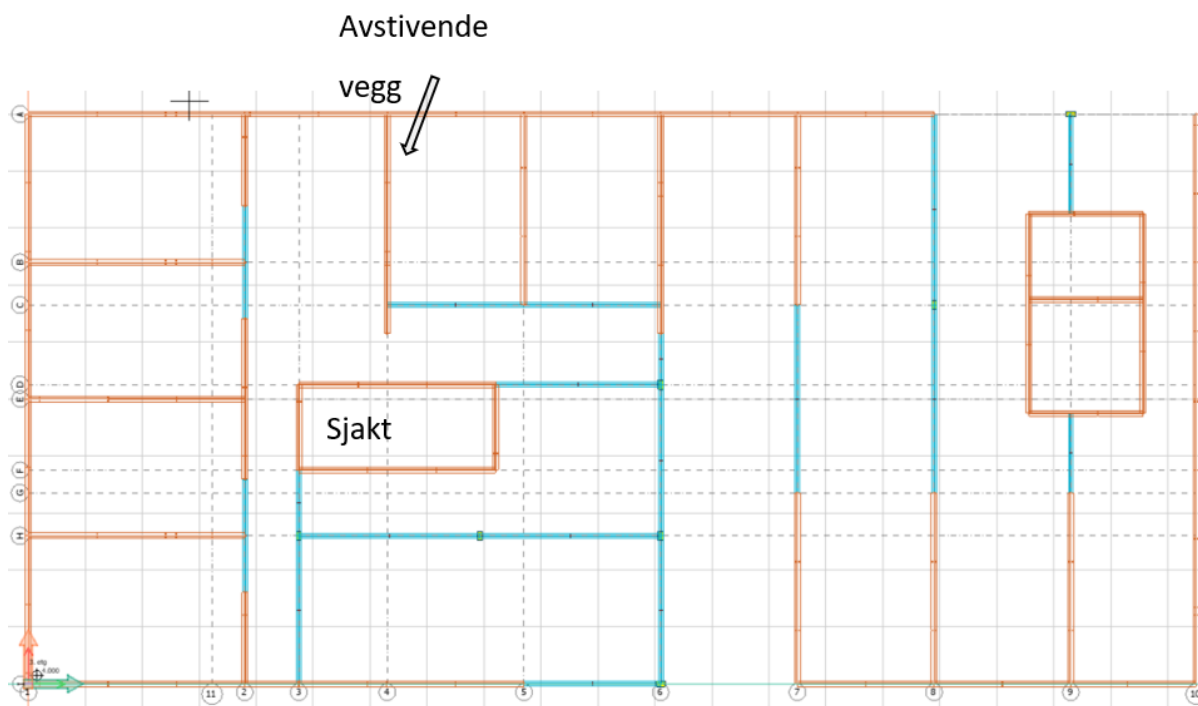
Etasje	x-retning		y-retning	
	Sum $F_x + M_x$	Tverrkraft- metoden	Sum $F_y + M_y$	Tverrkraft- metoden
1	340,8 kN	227,5 kN	257,6 kN	219,2 kN
2	304,3 kN	455,2 kN	242,5 kN	438,0 kN
3	240,6 kN	682,8 kN	200,8 kN	657,0 kN
4 (tak)	317,4 kN	258,9 kN	260,1 kN	249,1 kN
$\Sigma F_i$	801,5 kN	1625 kN	665,8 kN	1564 kN
M [kNm]	11 763	16888	9 678	16250

Tabell 35. Sammenligning av kreftene fra den modale analyse mot tverrkraftmetoden.

## 5.7 Dimensjonering av avstivning

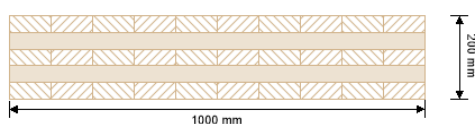
### 5.7.1 Sjakt

Ved beregning av krefter og dimensjonering av avstivende elementer, har det blitt sett på én av sjaktene og én avstivende vegg, se figur 94. Det foreligger ikke noen standard eller preaksepterte løsninger for massivtre. Dimensjoneringen har i stor grad gått ut på å kontrollere at spenningene som oppstår antas å være tilstrekkelig lav.



Figur 94. Avstivende elementer som blir kontrollert.

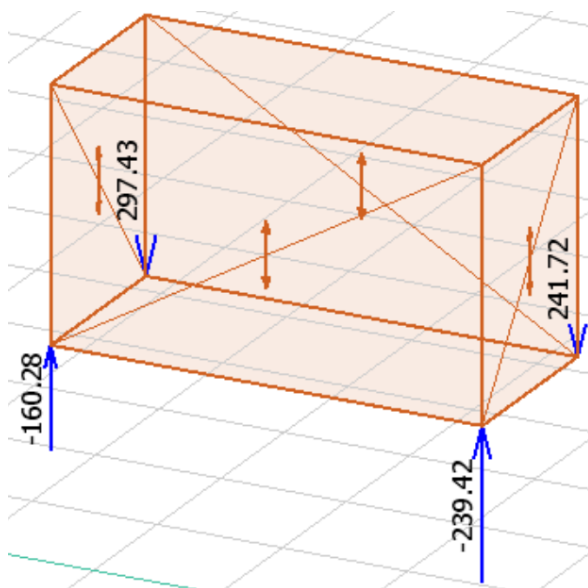
Kreftene som virker på sjakten er funnet på samme måte som for konstruksjonen i stål og betong, hvor det er lagt inn ett punktopplegg i hvert hjørne. Veggene i sjakten er 200mm tykk, og det vil her benyttes elementer med 5 lameller med tykkelse på 40mm, se figur 95. Tre av lamellene vil stå vertikalt, mens to vil ligge horisontalt. Til sikker side er det kun regnet med 100mm lamelltykkelse i vertikal retning.



layer	thickness	type	material
1	40.0 mm	L	C24 spruce ETA (2019)
2	40.0 mm	C	C24 spruce ETA (2019)
3	40.0 mm	L	C24 spruce ETA (2019)
4	40.0 mm	C	C24 spruce ETA (2019)
5	40.0 mm	L	C24 spruce ETA (2019)

Figur 95. Oppbygning av massivtrelementet i sjakten. Vertikale sjikt ytterst.

Spenningen i sjakten ble først funnet ved å regne med fullt samvirke mellom hjørnene, og full virkning av flensen, se vedlegg 5.12. Ved vind i y-retning som vist på figur 96, vil flensen være 5,85m. Det er til usikker side å regne med en så stor andel av flensen. Spenningene er i tillegg funnet uten samvirke mellom hjørnene i sjakten. I praksis vil sannsynligvis en mellomting av variantene opptre.



Figur 96. Krefter, vind y-retning.

Ved beregning av spenninger ved fullt samvirke, ble det beregnet et elastisk motstandsmoment for hver retning av sjakten. Spenningene ble deretter funnet ved å dele momentet på motstandsmomentet, se tabell 36. Det stabiliserende bidraget fra vertikale laster er medregnet. Ved beregning av trykkspenning ble det brukt full bruddlast, mens det ble brukt redusert egenlast ved beregning av strekkspenning. Egenlasten virker eksentrisk på sjakten. Dette ble det tatt høyde for ved å legge til spenningene fra egenlastens eksentrisitetsmoment.

Fullt samvirke i hjørner	Bruddgrense	Jordskjelv
Trykk	1,85 N/mm <sup>2</sup>	1,89 N/mm <sup>2</sup>
Strekk	-0,827 N/mm <sup>2</sup>	-1,21 N/mm <sup>2</sup>

Tabell 36. Beregning av spenninger ved fullt samvirke i hjørnene av sjakten.

Det er som nevnt vanskelig å oppnå fullt samvirke mellom veggene i sjakten. I tillegg vil spenningene avta inn mot midten av flensen, da elementene vil bøye seg unna ved belastning. For å ha bedre kontroll blir det derfor forsøkt å regne med fastheten til veggskivene i sjakten, uten samvirke. Veggtykkelsen vil i dette tilfellet også settes til 100mm. I tillegg er hjørnene sett bort fra ved beregning av tverrsnittshøyden.

Spenningene blir høyest ved vind i y-retning. Materialfaktor for massivtre er som nevnt 1,15 ved bruddgrense. Spenningene fra vind i y-retning blir dermed størst både for strekk og trykk, se tabell 37.

Uten samvirke i hjørnene	Bruddgrense		Jordskjelv	
	Vegger y-retning (vind y-retning)	Vegger x-retning (vind x-retning)	Vegger y-retning (LC15)	Vegger x-retning (LC28)
Trykk	5,8 N/mm <sup>2</sup>	3,3 N/mm <sup>2</sup>	5,5 N/mm <sup>2</sup>	4,3 N/mm <sup>2</sup>
Strekk	5,0 N/mm <sup>2</sup>	2,3 N/mm <sup>2</sup>	3,7 N/mm <sup>2</sup>	3,1 N/mm <sup>2</sup>
Skjær	1,1 N/mm <sup>2</sup>	0,6 N/mm <sup>2</sup>	0,7 N/mm <sup>2</sup>	0,8 N/mm <sup>2</sup>

Tabell 37. Beregning av spenninger uten samvirke av hjørnene i sjakten.

Spenningene som er beregnet kommer fra laster med ulik lastvarighet. Spenninger som følge av vindlasten utgjør 86% av spenningene ved vind i y-retning. Vindlast regnes etter EC5 som en øyeblikkslast. Veggelementene skal stå i innendørs oppvarmet miljø. Faktoren  $k_{mod}$  kan derfor settes til 1,1 ved beregning av dimensjonerende kapasitet. Da vindlasten utgjør nesten hele lasten, vil det ikke finnes kombinasjoner med lavere lastvarighet som gir dårligere kapasitet. Det er likevel ikke ønskelig å utnytte hele kapasiteten til massivtreelementene. Ved beregning av kapasitet settes  $k_{mod}$  derfor konservativt til 0,8, se figur 97.

$$R_d = k_{mod} \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (2.17)$$

Figur 97. Formel for beregning av dimensjonerende spenning.

Trykk- og strekkspenningene i elementene kommer fra både bøyemoment og aksiallast. Det totale spenningsbildet er derfor en kombinasjon av både bøyning og trykk. For en slik situasjon foreligger det ikke regler for massivtre. Trykkspenningene vil derfor sammenlignes med dimensjonerende trykkspenning ( $f_{cod}$ ), mens strekkspenningene sammenlignes med dimensjonerende strekkspenning ( $f_{tod}$ ). De ytterste lamellene har ingen nøytralakse som det bøyes om, men et spenningsbilde som er mer likt på strekk og trykk. Dermed kan det argumenteres for at sammenligning mot dimensjonerende strekk- og trykkspenninger er mer riktig og konservativt.

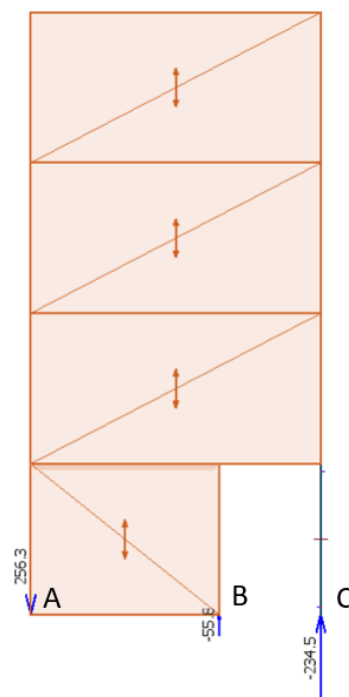
Ved sammenligning av spenningene i tabell 37, og dimensjonerende spenninger i figur 98, ser man at elementene har lav utnyttelse. Dette til tross for flere konservative valg ved beregninger. Tykkelsen til sjakten vil ikke bli redusert, da spenningene i sjakten ikke er beregnet med hensyn på utsparinger. Det vil komme en åpning til dør som trolig vil ligge på langsiden av sjakten. På grunn av god restkapasitet, ser det ut til at en døråpning blir lite problematisk.

$f_{md} := f_{mk} \cdot \frac{0.8}{1.15} = 16.696 \frac{N}{mm^2}$	$f_{mj} := f_{mk} \cdot \frac{0.8}{1.0} = 19.2 \frac{N}{mm^2}$
$f_{c0d} := f_{c0k} \cdot \frac{0.8}{1.15} = 14.609 \frac{N}{mm^2}$	$f_{c0j} := f_{c0k} \cdot \frac{0.8}{1.0} = 16.8 \frac{N}{mm^2}$
$f_{t0d} := f_{t0k} \cdot \frac{0.8}{1.15} = 10.087 \frac{N}{mm^2}$	$f_{t0j} := f_{t0k} \cdot \frac{0.8}{1.0} = 11.6 \frac{N}{mm^2}$
$\tau_d := f_{vgk} \cdot \frac{0.8}{1.15} = 2.783 \frac{N}{mm^2}$	$\tau_j := f_{vgk} \cdot \frac{0.8}{1.0} = 3.2 \frac{N}{mm^2}$

Figur 98. Dimensjonerende spenninger i bruddgrense til venstre og ulykkessituasjon til høyre, C24-kvalitet.

### 5.7.2 Avstivende vegg

Den avstivende veggen på figur 99, regnes som en del av hoved-avstivningssystemet. Veggen er 7,7 meter bred i de øverste etasjene. I den nederste etasjen blir bredden redusert til 5 meter, da det skal være en utendørs korridor på 2,7 meter. For å overføre aksiallaster legges det inn en søyle i nederste etasje. Skiven vil kunne ta opp momenter, da søylen kan overføre aksialkrefter. Søylen regnes som leddet i topp og i bunn, og vil derfor ikke overføre skjærkrefter ned til fundamentet. Skjærkreftene må derfor utelukkende tas av det reduserte veggarealet i nederste etasje.



Figur 99. Avstivende vegg med redusert areal i nederste etasje. Søylen ligger i punkt C.

Strekk- og trykkspenningene i veggen er mindre enn i sjakten, se tabell 38.

Skjærspenningene i veggen er likevel større, noe som kan skyldes flere årsaker.

Hovedgrunnen er sannsynligvis det reduserte veggarealet i den nederste etasjen. Ved sammenligning av spenningene i veggen og de dimensjonerende spenningene fra figur 98, ser kapasiteten ut til å være god, se vedlegg 5.13.

Det kan oppstå lokalt høy spenning mellom veggelementene i 1.- og 2. etasje over punkt B. I dette punktet vil store spenninger overføres mellom veggelementene, og det er behov for en sterk kobling. En fordel er at punktet ligger nærme nøytralaksen til veggen. Forbindelsen mellom søylen og veggen har behov for spesiell utførelse, da den kan bli utsatt for både strekk og trykk.

	Bruddgrense			Jordskjelv		
	Vegg punkt A	Vegg punkt B	Søyle	Vegg punkt A	Vegg punkt B	Søyle
Trykk	4,8 N/mm <sup>2</sup>	2,8 N/mm <sup>2</sup>	740 kN	2,9 N/mm <sup>2</sup>	0,0 N/mm <sup>2</sup>	459,5 kN
Strekk	2,2 N/mm <sup>2</sup>	1,9 N/mm <sup>2</sup>	98,9 kN	1,1 N/mm <sup>2</sup>	0,4 N/mm <sup>2</sup>	-1,1 kN
Skjær	1,3 N/mm <sup>2</sup>		0 N/mm <sup>2</sup>	0,8 N/mm <sup>2</sup>		0 N/mm <sup>2</sup>

Tabell 38. Oversikt over spenninger beregnet i avstivende vegg.

Bæring og avstivning ser ikke ut til å være et problem for de kontrollerte veggskivene. På tross av god kapasitet i veggen, blir tykkelsen beholdt. Veggen skiller beboerrom i de tre øverste etasjene, som gjør at tilstrekkelig lyddemping er viktig.

Søylen vil på det meste kunne få en trykkraft på 740 kN, og en strekkraft på 98,9 kN i bruddgrense, se tabell 38. Den ligger på utsiden av bygget, og blir utsatt for høy fuktighet. Det vil derfor bli regnet med klimaklasse 3 for søylen.

#### Søyle S.7.1

Søyle S.7.1 vil som nevnt kunne bli utsatt for både strekk og trykk. Søylen har blitt dimensjonert med en dimensjon på 350x350 mm<sup>2</sup>, se vedlegg 5.14. Det er gjort tilsvarende

kontroller ved dimensjonering som for de tidligere dimensjonerte søylene. Ved trykkbelastning var det den permanente lasten som ga størst utnyttelse, med  $k_{mod}$  lik 0.5. Bøyning og aksialkraft i kombinasjon gir en maksimal utnyttelse på 52%, se tabell 39. Lasttilfellet som gir strekk har ikke blitt kontrollert da strekkraften er vesentlig mindre enn trykkraften, samt at søylen ikke vil knekke ved strekkbelastning.

Utnyttelse søyle S.7.1 i trykk, vedlegg 5.14	
Dimensjon	350x350
Bøyemoment	10%
Aksialkraft	35%
Kombinasjon bøyning og aksialkraft	52%

Tabell 39. Utnyttelse av søyle S.7.1.

#### Fundament søyle S.7.1

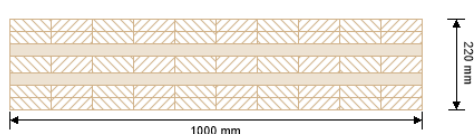
Søylen må fundamenteres for å overføre trykkraften til bakken. Eksentrisiteten til fundamentet blir 0,02m. Ved en total bredde på 1,5x1,5 m<sup>2</sup> blir opptredende grunntrykk på 403 kN/m<sup>2</sup>, se vedlegg 5.15. Det legges inn armering k16 c 200 på kryss og tvers, begge sider. Armeringsjernene bøyes også her rundt endene av fundamentet. Ved beregning av gjennomlokking forutsettes det at søylen står på en stiv stålplate på 450x450 mm<sup>2</sup>. Fundamentet bør ha en tykkelse på 400 mm for å unngå skjærtrykkbrudd. Det er behov for skjærbøyler i hele fundamentplaten.

I tillegg til å overføre trykkraften, må det påses at fundamentet ikke løftes ved strekkraft i søylen. Strekkraften på 98,9 kN er relativt liten. Det vil derfor være tilstrekkelig å legge fundamentet 2,3 meter under overflaten av sprengsteinfyllingene. Egenvekten av fundamentplaten og sprengsteinlaget over vil da være større enn strekkraften i søylen, og løft unngås. Overgangene mellom fundament og søyle, samt vegg og søyle, må være i stand til å overføre strekkraften.



## 5.8 Horizontal skive

Horisontale krefter som virker på bygget, må føres gjennom dekkeskivene til de vertikalt avstivende veggelementene. For konstruksjonen i stål og betong var det nødvendig å etablere strekkbånd for å oppnå skivevirkning i konstruksjonen. Massivtreelementene har egenskaper til å ta både strekk- og trykkrefter. Dekkeskivene har en tykkelse på 160mm i den sterke retningen, og en tykkelse på 60mm i den svake retningen, se figur 100. Orienteringen på dekkelementene veksler gjennom bygget. Det er derfor blitt regnet med 60mm tykkelse ved beregning av spenninger i dekkeskivene fra skivevirkning.

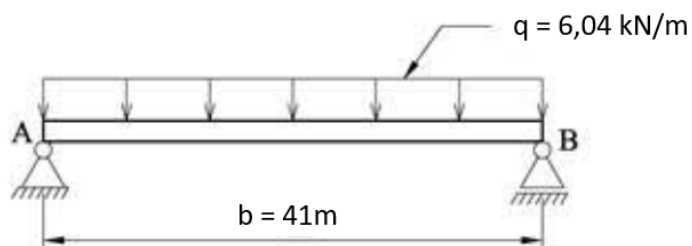


layer	thickness	type	material
1	30.0 mm	L	C24 spruce ETA (2019)
2	30.0 mm	L	C24 spruce ETA (2019)
3	30.0 mm	C	C24 spruce ETA (2019)
4	40.0 mm	L	C24 spruce ETA (2019)
5	30.0 mm	C	C24 spruce ETA (2019)
6	30.0 mm	L	C24 spruce ETA (2019)
7	30.0 mm	L	C24 spruce ETA (2019)

Figur 100. Dimensjon av dekkeskivene.

Dekkeskiven kan betraktes som en bjelke med opplegg på de avstivende veggene. Veggene har ulik stivhet, og vil derfor dra på seg krefter av ulik størrelse. Vibrasjoner er den dimensjonerende faktoren for dekkeelementene. De har derfor god restkapasitet i begge retninger ved bruddgrense og ulykkesituasjon

Lastsituasjon i bruddgrense har vist seg å være dimensjonerende. Vindlasten treffer fasaden og vil virke som en jevnt fordelt last på dekkeskiven. Forenklet er dekkeskiven regnet som en fritt opplagt bjelke med ett opplegg i hver ende, se figur 101. Momentet som blir beregnet i dekkeskiven vil være større enn i praksis, da dekket i realiteten har flere opplegg.

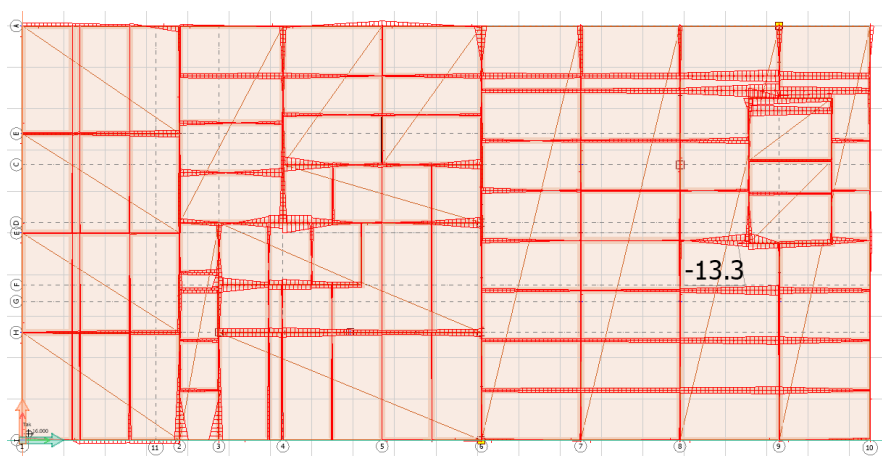


Figur 101. Prinsipp ved beregning av dekkeskive.

Dekkeelementene leveres med en bredde på 2,4 meter. Stivheten til dekkeskiven er regnet som summen av stivhet til dekkelementene over skivens høyde, se vedlegg 5.16. I praksis vil dekkeskivene ha noe samvirke, men for å kunne regne med dette bør forbindelsene være spesielt utført.

Ved beregningsmetoden som er forklart over, blir spenningen  $2,6 \text{ N/mm}^2$  i elementene orientert med svak retning, og  $1,0 \text{ N/mm}^2$  i elementene orientert med sterk retning. I praksis vil spenningene trolig bli mindre. Dekkeelementene er utnyttet 30% i bruddgrense, som er en uproblematisk utnyttelse.

Kreftene mellom elementene kan hentes ut i FEM-Design. Ved tilsvarende lasttilfelle som kontrollert over, er største strekkraft mellom elementene  $13,3 \text{ kN/m}$ , se figur 102. Dersom en regner med at de indre kreftene i elementene er lik, gir dette en spenning på  $0,2 \text{ N/mm}^2$ . Denne spenningen er sannsynligvis nærmere opptredende spenning, enn spenningen funnet ved manuell beregning.



Figur 102. Spenning hentet fra FEM-modell.

Det vil oppstå strekk vinkelrett i lagene som ligger på tvers av skivekreftene. Tøyningene i lagene har ikke blitt beregnet. Det bør stilles krav til at leverandør kontrollerer at det ikke forekommer sprekker i lamellene.

Forbindelsene mellom elementene er ikke dimensjonert. Da elementene har god kapasitet, vil det være forbindelsene som er dimensjonerende. Ulike produsenter har forskjellige preferanser på hvordan koblingene utføres. Dimensjonering av forbindelser inngår derfor ofte i leverandørprosjekteringen.

## 6. Klima

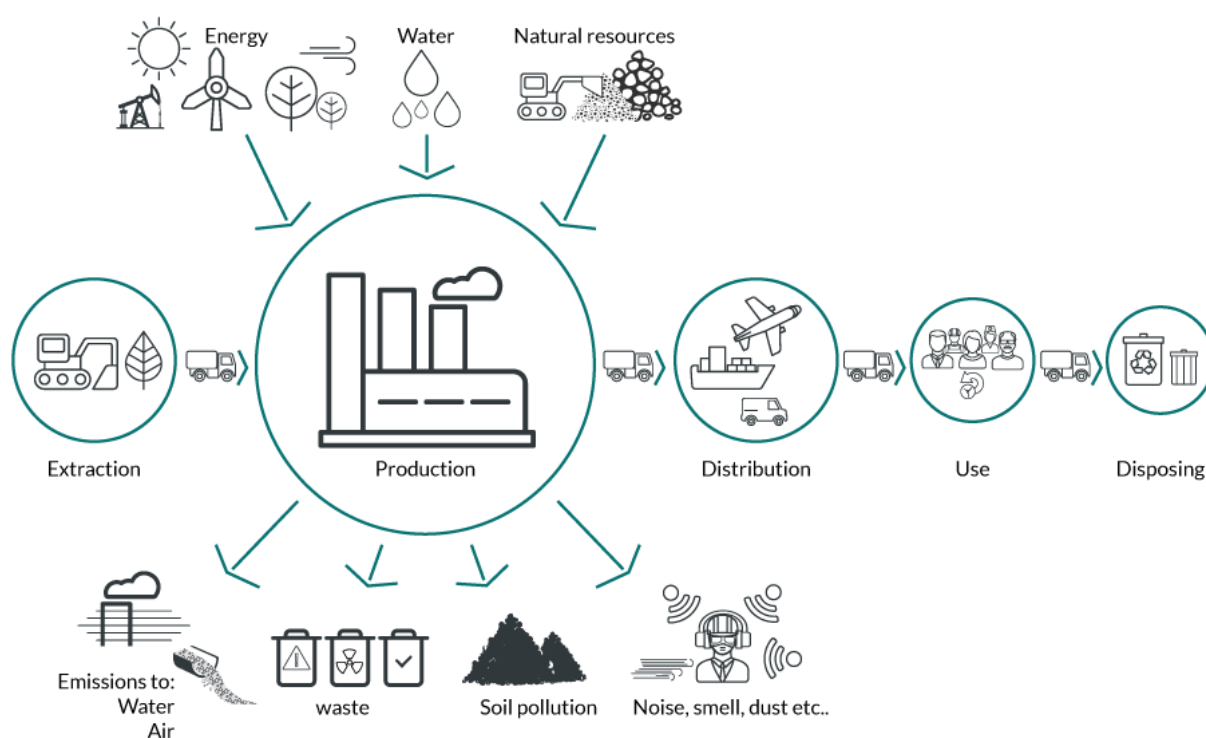
De siste årene har det vært større fokus på byggebransjens forbedringspotensial innen bærekraftig bygging. Forbedringspotensialet ligger blant annet i bruken av byggematerialer som gir lavere klimagassutslipp. Tre har langt lavere klimagassutslipp enn stål og betong, men mengdeforskjeller, transportavstander og bruk av spesialløsninger gjør at valg av byggemateriale bør vurderes individuelt for hvert prosjekt. Korsnes og Falbach sammenlignet bæresystemer av tre og betong i sin prosjektering av Askøy VGS. Konklusjonen var at tre som byggemateriale ikke alltid er mer miljøvennlig enn betong. «Vesentlige mengdeforskjeller sammen med stor transportavstand for trevirket, vil medføre en direkte konsekvens for treets klimavennlighet. Dette vil være årsak til likestilte resultater for tre og betong.» (Korsnes & Falbach, 2020).

Massivtre egner seg godt til bruk i sykehjem, da slike bygg i hovedsak består av små rom med korte spennlengder. Det har ikke vist seg nødvendig med mange spesialløsninger for å kunne bruke tre som byggemateriale i Midtbygda. Det er derfor forventet at bæresystemet av tre vil komme bedre ut i klimaregnskapet enn bæresystemet av stål & betong.

CO<sub>2</sub>-utslipp er en indikator på menneskeskapt utslipp, men det er også andre klimagasser enn karbondioksid som forurensrer miljøet i byggeprosessen. Metan, lystgass og halokarboner er eksempler på slike gasser. For å sammenligne de ulike materialenes innvirkning på miljøet, brukes enheten CO<sub>2</sub>-ekvivalent (CO<sub>2</sub>e) utslipp (Presthus, 2017). Enheten «CO<sub>2</sub>e» sammenligner de ulike klimagassenes innvirkning på klimaet, med CO<sub>2</sub>-gass sin innvirkning, og gir et mål på det samlede utslippet. Det CO<sub>2</sub>-ekvivalente utslippet for de ulike elementene er avhengig av tre faktorer: Mengde, densitet og utslippsfaktor. Mengde måles i volum, og viser hvor mye av materialet som brukes i bygget. Densitet er et mål på hvor tungt materialet er per volum. Utslippsfaktoren tar hensyn til forskjellen på de ulike klimagassene. Det gjøres ved å sammenligne strålingspådrivet til gassen over 100 år, med strålingspådrivet til CO<sub>2</sub>-gass i samme tidsperiode (Presthus, 2017).

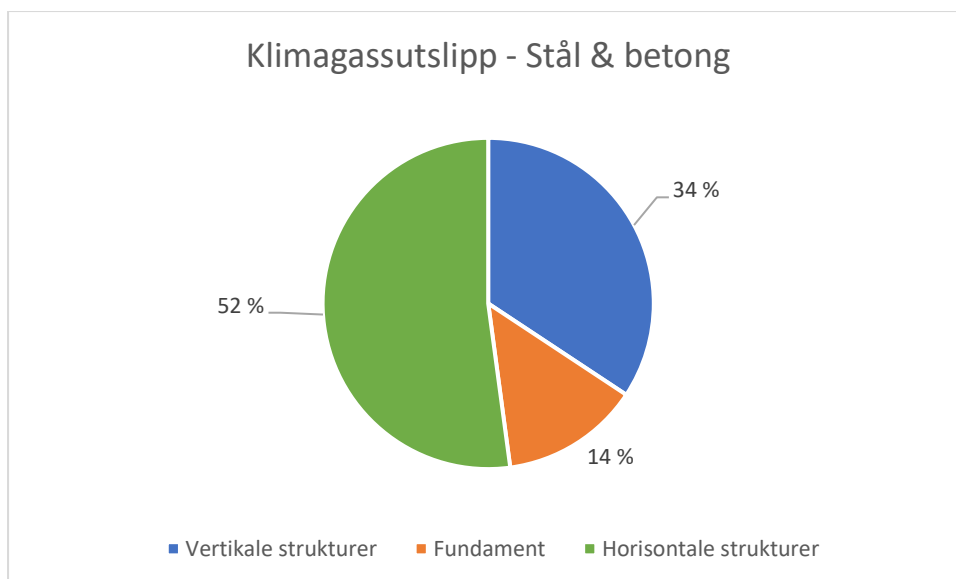
## 6.1 Livsløpsvurdering (Life Cycle Assessment)

Livsløpsvurdering (LCA) gir en oversikt over livsløpet til ulike materialer og kartlegger den totale miljøbelastningen (LCA.no, u.å). Det er flere faktorer som påvirker et materials totale utslipp, se figur 103. Utvinning og produksjon av trelementer forurensere mindre enn utvinning og produksjon av stålelementer. Lang transportavstand og kortere levetid kan derimot føre til at den totale miljøbelastningen blir større for trebygg. En livsløpsvurdering tar hensyn til alle relevante faktorer, og bidrar til at prosjekter kan finne løsningene med minst total miljøbelastning.



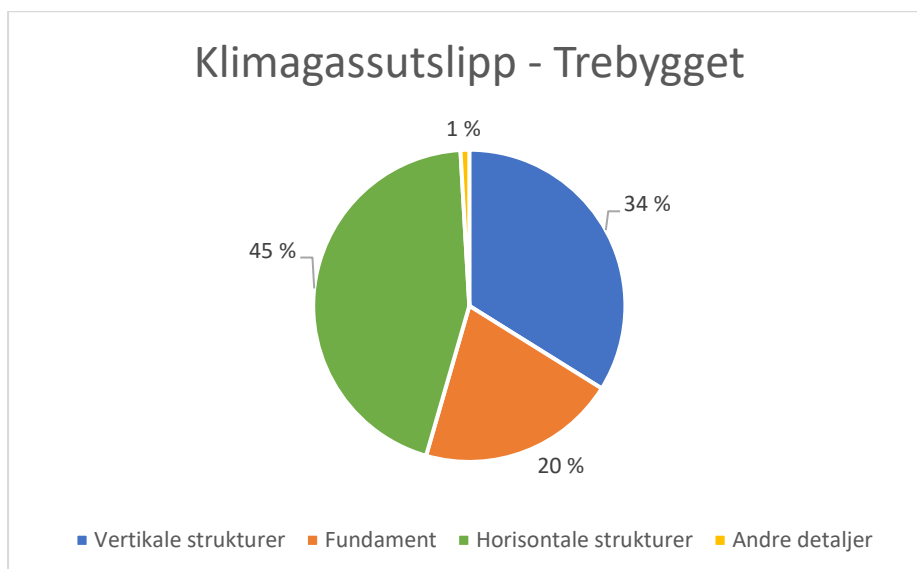
Figur 103. Produkters livsløp fra utvinning til avhending/gjenbruk.

Bæresystemet av stål og betong har et totalt klimagassutslipp på 408 tonn CO<sub>2</sub>e. Den største andelen av utslippet kommer fra horisontale bæreelementer som dekker og bjelker, se figur 104. Bærende vertikale strukturer står for ca. 34% av utslippet, mens fundamentet utgjør 14% av materialenes CO<sub>2</sub>e utslipp. Skillevegger er ikke inkludert i LCA rapporten da de ikke er en del av bæresystemet.



Figur 104. CO<sub>2</sub>e utslipp for de ulike strukturene i stål- og betongbygget. Verdier fra vedlegg 6.1.

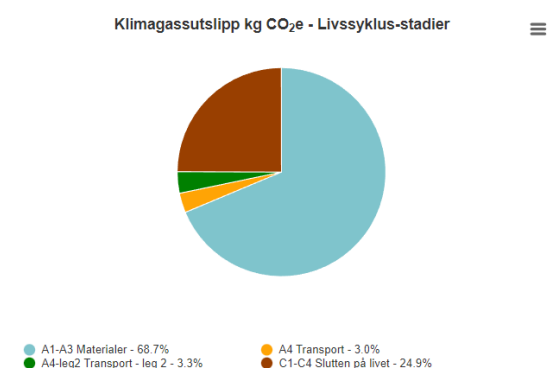
Bæresystemet av tre har et totalt klimagassutslipp på 372 tonn CO<sub>2</sub>e. Figur 105 viser fordelingen av klimagassutslippene fra de ulike strukturene i bæresystemet. I den horisontale strukturen inngår det et 60-80mm påstøp oppå massivtredekket for å dempe støy. Denne påstøpen utgjør ca. 15% av CO<sub>2</sub>e utslippet til bæresystemet av tre. Alternative løsninger for å dempe støy kan vurderes for å redusere byggets klimagassutslipp.



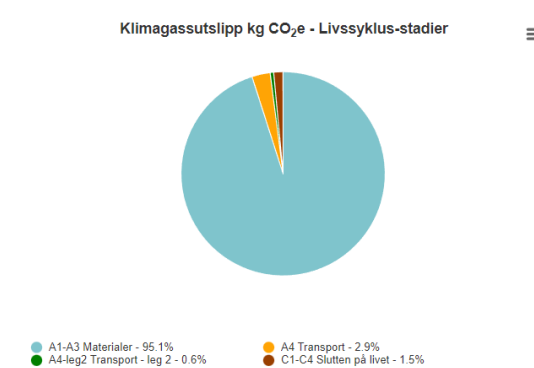
Figur 105. CO<sub>2</sub>e utslipp for de ulike strukturene i stål- og betongbygget. Verdier fra vedlegg 6.2.

Trebygget har lavere CO<sub>2</sub>e utslipp fra produksjon av materialer enn stål- og betongbygget, men har til gjengjeld større utslipp fra transport. Materialutslippene er 34% mindre, mens transportsutslippene er 69% større enn bygget av stål og betong, se vedlegg 6.3. Trebygget

har også et langt større klimagassutslipp på slutten av sin levetid enn stål- og betongbygget, se figur 106 og 107. Hovedårsaken til dette er at treverk frigjør CO<sub>2</sub> ved nedbryting eller rivning. Stål og betong lagrer ikke CO<sub>2</sub> på samme måte som tre, og vil derfor ikke frigi CO<sub>2</sub> ved dekonstruksjon. Mye av trevirket fra rivning blir imidlertid brukt til bioenergi, som sparer miljøet for ytterligere forurensning (Treindustrien, 2009). Trebyggets frigjøring av CO<sub>2</sub> ved slutten av sin levetid blir derfor ikke ansett som et stort miljøproblem i byggebransjen.



Figur 107. Livssyklus-stadier for trebygget.



Figur 106. Livssyklus-stadier for stål- og betongbygget.

I livsløpsvurderingen kommer bæresystem av tre best ut med et 8.8% lavere CO<sub>2</sub>e utslipp enn stål og betong, se vedlegg 6.3. Dette kan dog være noe misvisende da det ikke tar hensyn til langsiktige faktorer. Massivtrekonstruksjonen er mindre fleksibel og vil by på flere utfordringer dersom en ønsker å endre planløsningen i fremtiden. Skilleveggene mellom de ulike bruksrommene i bygget er sentrale bærevegger i byggets bæresystem.

Betongkonstruksjonen har derimot skillevegger som enkelt kan rives og ombygges om det skulle være ønskelig. Ombyggingsprosessen for massivtrekonstruksjonen vil være en omfattende og miljøskadende prosess sammenlignet med betongalternativet. Det er derfor viktig å planlegge godt og gjøre nøye vurderinger når en skal bygge bærekraftig.

## 6.2 Gjenbruk og vedlikehold

I tillegg til materialvalg er også gjenbruk og vedlikehold sentrale elementer i bærekraftig bygging. Gamle Midtbygdas nyeste tilbygg er 28 år gammelt, og hadde ifølge en rapport gjort av Multiconsult i 2016 en resterende levetid på 50 år (Multiconsult, 2013). Selv med sin lange resterende levetid rives dette bygget for å lage plass til nye Midtbygda. Det er viktig å

stille spørsmål ved om det er bærekraftig å rive gamle bygg for å bygge nye bærekraftige bygg, eller om en heller burde bygget om og gjenbrukt det gamle.

Gjenbrukte bæreelementer fra gamle Midtbygda har potensialet til å spare miljøet for ytterligere utslipp. Byggeplassen skal være utslippsfri, som gir muligheten til å gjenbruke materialer uten at det går på bekostning av miljøet i prosessen.

## 7. Konklusjon

Livsløpsvurderingen viser at utslippsforskjellene mellom de to bæresystemene er små. Bæresystemet av tre gir en total miljøbelastning som er 8,8% lavere enn alternativet i stål og betong. Resultatet baserer seg på forventede utslipp gjennom brukstiden til byggene. Rivningen av eksisterende Midtbygda ble akseptert dersom bærekraft og gjenbruk er i fokus ved byggingen av nye Midtbygda (Skanska Norge, 2021). På bakgrunn av dette ønsket byggherren et nybygg i tre. Bærekraftig bygging handler ikke bare om det lavest mulig utslipp ved bygging. Byggets fleksibilitet er avgjørende for byggets totale utslipp. Stål- og betongbygget har langt bedre fleksibilitet enn trebygget. Eksisterende Midtbygda skal rives da byggets dårlige fleksibilitet gjør bygget lite egnet for ombygging. Når nye Midtbygda skal fornyes i fremtiden, er det ønskelig at rivning og nybygg ikke skal være nødvendig. Den dårligere tilpasningsevnen til trebygget kan gjøre at bygget totalt sett får større utslipp enn bygget i stål og betong.

Med bakgrunn i små forskjeller i utslipp og bedre tilpasningsevne for konstruksjonen i stål og betong, konkluderes det med at de ulike byggematerialene bør konkurrere på like vilkår ved utlysning av entrepriser. Dette gjelder også ved prosjektering av bærekraftige bygg.



## Referanser

Alvær, R. M., 2012. *Betongteknologi*, Bergen : HiB.

Bergen Kommune, 2019. *Byggeprosjektet Åsaheimen sykehjem*, Bergen: Bergen Kommune.

Betongelementforeningen , 2016. *Bind B: Helningsavvik (skjevstilling)*. Oslo :  
Betongelementforeningen.

Betongelementforeningen, 2019. *Betongelementhåndboka BIND B, Avstivning*.  
s.l.:Betongelementforeningen.

Betongelementforeningen, 2019. Vibrasjonskilder. I: *Betongelementhåndboka*. s.l.:s.n., p.  
22.

Betongelementforeningen, 2022. *Betongelementhåndboka*. s.l.:s.n.

CEN, D. e. s., 2005. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster -  
Vindlaster*, s.l.: Den europeiske standardiseringsorganisasjonen CEN.

Dibk, 2017. *Tek 17*. [Internett]

Available at: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/>

[Funnet 1 Februar 2022].

Direktorat for byggkvalitet , 2017. *Byggteknisk forskrift (TEK17) med veiledning*. [Internett]

Available at: <https://dibk.no/regelverk/byggteknisk-forskrift-tek17/11/ii/11-4/>

[Funnet 25 Mai 2022].

FN-sambandet, 2021. *Bærekraftig utvikling*. [Internett]

Available at: <https://www.fn.no/tema/fattigdom/baerekraftig-utvikling>

[Funnet 28 04 2022].

Fremtidens Byggnæring, 2021. Skanska har signert samspillskontrakt om Midtbygda  
sykehjem. 01 12, p. 1.

Homb, A. & Hveem, S., 2011. *Lydoverføring i byggesystemer*, s.l.: SINTEF Byggforsk.

Kartverket, 2022. *Norgeskart*. [Internett]

Available at:

<https://norgeskart.no/#!?project=norgeskart&layers=1002&zoom=13&lat=6741491.70&lon=-30516.27&markerLat=6741533.924419381&markerLon=-30224.131152720518&p=searchOptionsPanel&sok=Barkaleitet>

[Funnet 25 Januar 2022].

Korsnes, O. & Falbach, E., 2020. *Dimensjonering og sammenligning av bæresystem*, Bergen: Høgskulen på Vestlandet.

LCA.no, u.å. *LCA*. [Internett]

Available at: <https://lca.no/hva-er-lca/>

[Funnet 2 Mai 2022].

Multiconsult, 2013. *Tilstandsrapport Midtbygda sjukeheim*, Bergen: Multiconsult.

Norcem, u.å. *Sementproduksjon og CO2*. [Internett]

Available at: <https://www.norcem.no/no/sementproduksjon-co2>

[Funnet 29 April 2022].

Norsk Treteknisk Institutt, 2006. *Bygge med massivtreelementer, Hefte 2*. [Internett]

Available at: <https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-2-Byggeteknikk.pdf>

[Funnet 25 April 2022].

Norsk Treteknisk Institutt, 2006. *Bygge med massivtreelementer, Hefte 3*. [Internett]

Available at: <https://www.treteknisk.no/resources/filer/publikasjoner/teknisk-handbok/Hefte-3-Dimensjonering.pdf>

[Funnet 28 April 2022].

Norske Limtreprodusenters Forening, 2015. *Limtreboka*, s.l.: Norske Limtreprodusenters Forening.

Presthus, M., 2017. *Sammenligning av klimagassutslipp fra passivhus og TEK10-bygg*, Trondheim: Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet, Institutt for bygg- og miljøteknikk.

RIF, 2010. *Dimensjonering av jordskjelv*, s.l.: Rådgivene ingeniørers forening.

Rockwool, u.å. *Brannsikring av stål*. [Internett]

Available at: <https://www.rockwool.com/no/produkter-og-konstruksjoner/passiv-brannbeskyttelse/stal/?selectedCat=brosjyrer>

[Funnet 29 April 2022].

Selvig, E. et al., 2020. *Lavutslippsmaterialer i bygg. Barrierer og muligheter*, Ås: Civitas og NIBIO, Divisjon for skog og utmark, avdeling treteknologi.

SINTEF, 2013. *Byggforskserien*. [Internett]

Available at:

[https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster for bygningsmaterialer byggevarer og bygningsdeler](https://www.byggforsk.no/dokument/215/egenlaster%20for%20bygningsmaterialer%20byggevarer%20og%20bygningsdeler)

[Funnet 25 April 2022].

SINTEF, u.å. *Jern og stål*. [Internett]

Available at: <https://www.sintef.no/ekspertise/sintef-industri/materialer-og-nanoteknologi/jern-og-stal/>

[Funnet 29 April 2022].

Skanska Norge, 2021. *Skanska*. [Internett]

Available at: <https://www.skanska.no/hvem-vi-er/media/for-presse/pressemeldinger/259378/Skanska-har-signert-samspillskontrakt-om-Midtbygda-sykehjem>

[Funnet 28 April 2022].

Spenncon, 2011. *Spenncon.no*. [Internett]

Available at: <chrome-extension://efaidnbmnnnibpcajpcglclefindmkaj/viewer.html?pdfurl=http%3A%2F%2Fwpp.cobuilder.com%2FDocumentHandler%3Fparams%3D24D1BE5C627FA1A23C38A15BA68C09F>

[87FA60D1633D64CD1B0BE6CE83A0D6AC4&clen=129931](#)

[Funnet 09 Februar 2022].

standardiseringsorganisasjonen, D. e., 2005. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, del 1-4: Almene laster, Vindlaster*, s.l.: CEN.

Sweco, 2015. *Midtbygda byggetrinn 3*, Bergen: Sweco.

Søgnen, O. G., 2021. *Funksjonalitet og tilpasningsevne* [Intervju] 2021.

Treindustrien, 2009. *Treindustriens lille grønne*, s.l.: Treindustrien.