



Noregs miljø- og
biovitenskapelige
universitet

Masteroppgåve 2023 30 stp
Fakultetet for realfag og teknologi (REALTEK)

Analyse av høge KL-trebygg med ulik grad og plassering av vertikal forspenning

Analysis of tall CLT-buildings with different degrees and locations of vertical
post-tensioning

Aina Hustveit
Byggeteknikk og Arkitektur

Forord

Denne oppgåva er sluttresultatet og enden på mi fem år lange reise gjennom studieprogrammet Byggeteknikk og Arkitektur (5.årig) ved RealTek på NMBU.

Takk til vegleiaren min Einar Nathan, amanuensis ved RealTek NMBU, for fagleg oppfølging og engasjement i oppgåva.

Takk til medstudentane mine, spesielt takk til Hedda Mejlænder-Larsen, Johannes Voll, Signe Aanes, Katrine Stensvik, Silje Røsbak Hanssen, Othelie C. Dahl Eliassen og Siril Bjørke, for latter og moro samt gode innspel i tida saman på masterlesesalen *StH Barnehage 204*.

Takk til dei tre sambuarane mine i *Kaos-kollektivet* de to siste åra som studentar på Ås, Siril Bjørke, Othelie C. Dahl Eliassen og Guro Emilie Aasen, for å gjere kvardagen til ein fest.

Takk til COWI Haugesund, spesielt takk til Kjartan Brekkå, Øystein Lønning, Jens Kristian Sandvik Vevatne og Oskar Thormodsen Stokvik for hjelp og støtte med blant anna lån av programvare og kontorplass slik at denne oppgåva vart mogeleg å fullføre.

Takk til familie og venner som har støtta opp og vore ekstra forståingsfulle under denne rare, hektiske og ukjente tida.

Ås, mai 2023
Hustveit, Aina

Samandrag

Med dagens utfordringar knytt til klima og miljøaspektet i verda er det viktigare enn nokon gong å tenke berekraftig, spesielt i byggebransjen, og å bruke tre som konstruksjonsmateriale er eit av tiltaka ein kan gjere. Noreg har lang tradisjon med å bruke tre som konstruksjonsmateriale, men utfordringa no er å bygge høge bygg i tre utan å hamne utanfor komfortkrava. Tre er eit veldig lett materiale og vil på grunn av dette lettare svinge ut i toppen av bygget. Dagens høge trebygg er derfor stort sett ein kombinasjon av massivtre og betong i dei øvste etasjane for å auke vekta og dermed stivleiken, men dagens måte å produsere sement på gjer betong til eit lite klimavenleg materiale.

Målet med denne oppgåva er derfor å sjå på korleis det er mogleg å bruke oppspent spennstål i kablar gjennom massivtreveggane for å oppnå betre stivleik i toppen av bygget utan at det blir for store spenningar i nedste del av bygget. I tillegg ser ein også på reaksjonskrefter og toppakselerasjon etter eigenfrekvensen, og samanlikna til slutt med funn i ei oppgåve om det same frå 2018; «Analyse av høye bygningar i krysslaminert massivtre med vertikal forspenning» (Rooth, 2018)

Måten dette blei gjennomført på var å bruke analyseprogrammet FEM-Design på ein litt forenkla modell av eit referansebygg i massivtre. Det blei laga ni ulike modellar, ein utan oppspenning og åtte med ulik plassering av spennstålkablar. Nyttelaster, snølast og vindlaster er like i alle modellane og kvar spennstålkabel har ei 150 kN oppspenningskraft knytt til seg. Det blei gjennomført både statisk og dynamisk analyse av modellane.

Resultat frå analysane gjort i FEM-Design viste at det var dei tre modellane som har spennstålkablar i ei rett linje frå fundamentet til toppen av modellen som hadde best resultat på reduksjon i horisontal translasjonsforskyving. Reduksjonen i forskyving i dei tre modellane er på over 50 % i både x og y-retning i forhold til horisontal forskyving i modellen utan oppspenning. Dei hadde omtrentleg same resultatverdier for platekrefter og moment, toppakselerasjon, globale moment og reaksjonskrefter i FX og FY. Det som skil dei tre modellane frå kvarandre er reaksjonskreftene i FZ, kor det er store ulikheitar på grunn av korleis spennstålkablane er delt opp gjennom bygget, og då viser det seg at modellen med spennstålkabelar som strekk seg frå fundamentet til toppen av bygget er den som gir best resultat.

Samanlikninga med oppgåva frå 2018 viser at det er store ulikheiter i resultatata. Noko ulikheiter var forventa då modellane og lastkombinasjonane ikkje blei heilt identiske, men ulikheitene i resultatata var mykje større enn forventa. Det er vanskeleg å seie for sikkert kva som kan vere årsaka til desse store ulikheitene i resultatata.

Abstract

With today's challenges linked to climate change and environmental aspects in the world, it is more important than ever to think sustainably, especially in the construction industry, and using wood as a construction material is one of the measures that can be taken. Norway has a long tradition of using wood as a construction material, but the challenge now is to build tall buildings in wood that fits within the comfort criteria. Wood is a very light material and, because of this, will fluctuate easier at the top of the building. Today's tall wooden buildings are therefore mostly a combination of solid wood and concrete on the upper floors to increase the weight and thus the rigidity, but the current way of producing cement makes concrete a material that is not very climate friendly.

The aim of this thesis is therefore to look at how it is possible to use post-tension steel cables through the solid wood walls to achieve better rigidity at the top of the building without causing excessive tension in the lower part of the building. In addition, it is also looked at reaction forces and peak acceleration according to the natural frequency, and then compared with findings in a thesis on the same topic from 2018; «Analysis on tall cross laminated timber buildings with vertical post-tensioning.» (Rooth, 2018)

The way this was carried out was to use the analysis program FEM-Design on a slightly simplified model of a reference building of solid wood. Nine different models were made, one without post-tension and eight with different positions of the post-tension steel cables. Payload, snow load and wind load are the same in all models and each post-tension steel cable has a 150 kN tensioning force attached to it. Both static and dynamic analysis of the models was carried out.

Results from the analyzes carried out in FEM-Design showed that it was the three models that have post-tension steel cables in a straight line from the foundation to the top of the model that had the best results in terms of reduction in horizontal translational displacement. The reduction in displacement in the three models is over 50% in both the x and y directions compared to horizontal displacement in the model without post-tension. They had approximately the same result values for plate forces and moment, peak acceleration, global moment and reaction forces in FX and FY. What separates the three models from each other are the reaction forces in FZ, as there are large differences due to how the post-tension steel cable is divided up through the building. That shows that the model with post-tension steel cables that stretch from the foundation to the top of the building is the one which gives the best results.

The comparison with the thesis from 2018 shows that there are large differences in the results. Some differences were expected as the models and load combinations were not completely identical, but the differences in the results were much greater than expected. It is difficult to say exactly what could be the cause of these large differences in the results.

Innholdsliste

FORORD	1
SAMANDRAG	3
ABSTRACT	5
FIGUROVERSIKT	9
TABELLOVERSIKT	11
1. INNLEIING	14
1.1 BAKGRUNN.....	14
1.2 PROBLEMSTILLING	16
1.3 PALISADEN	16
1.4 ANTAKINGAR OG JUSTERINGAR	16
1.5 ANALYSEPROGRAMMET FEM-DESIGN	17
2. TEORI	18
2.1 ENERGI OG RESSURSBRUK.....	18
2.2 TRE SOM MATERIALE	19
2.2.1 <i>Vedanatomy</i>	19
2.2.2 <i>Symmetriplan i treverke</i>	19
2.2.3 <i>Poissons tall</i>	21
2.2.4 <i>Elastisitet og plastisk deformasjon</i>	22
2.3 MASSIVTRE	23
2.3.1 <i>Massivtre</i>	23
2.3.2 <i>Egenskapar</i>	24
2.3.3 <i>Dimensjonering av trekonstruksjonar</i>	26
2.3.4 <i>Rapportar og tidlegare bygg</i>	30
2.4 OPPSPENNING MED STÅLWIRE	31
2.5 DYNAMISK ANALYSE AV KONSTRUKSJONAR	32
2.5.1 <i>Single-Degree of Freedom</i>	32
2.5.2 <i>Multiple-Degree of Freedom</i>	33
2.6 TEORI FOR UTRÆKNING.....	35
2.6.1 <i>Laster</i>	35
2.6.2 <i>Kapasitet</i>	40
2.6.3 <i>Gamma-metoden</i>	43
2.6.4 <i>Kontroll</i>	44
3. METODE	46
3.1 VEGG OG DEKKE ELEMENTA	46
3.2 EIGENVEKT	47
3.3 KAPASITET.....	47
3.3.1 <i>Vegg</i>	47
3.3.2 <i>Dekke</i>	48
3.4 FEM – DESIGN 21	50
3.4.1 <i>FEM-analyse</i>	50
4. RESULTAT	54
4.1 LASTER	54
4.1.1 <i>Ytre krefter</i>	54
4.1.2 <i>Vibrasjon</i>	55
4.1.3 <i>Eigenvekt</i>	56
4.1.4 <i>Nyttelast</i>	56
4.1.5 <i>Lastkombinasjonar</i>	57
4.2 KAPASITET.....	57
4.2.1 <i>Vegg</i>	57

4.2.2	Dekke	58
4.3	FEM-DESIGN	59
4.3.1	Forklaring av modellnamn.....	59
4.3.2	Vindlast generert av FEM-Design	60
4.3.3	Resultat frå FEM-Design analyse.....	60
4.3.4	Kontroll av kapasitet etter laster frå FEM-Design.....	70
5.	DISKUSJON	72
5.1	VIBRASJON	72
5.2	KAPASITET	73
5.3	FEM-DESIGN	73
5.4	SAMANLIKNING MED Rooth, 2018.....	78
6	KONKLUSJON	84
6.1	VIDARE ARBEID.....	87
6.2	KOMMENTARAR TIL UTFØRING	88
	REFERANSELISTE.....	89
	VEDLEGG A.....	91
	VEDLEGG B	94
	B1 MAKSIMALE OG MINIMALE REAKSJONSKREFTER OG MOMENT	94
	B2 EIGENFREKVENSAAR	100
	B3 LASTKOMBINASJONAR.....	103
	VEDLEGG C	104
	C1 - SNØ	104
	C2 – STATISK VIND	104
	C3 – DYNAMISK VIND	108
	C4 - GAMMA-METODEN OG ANDRE FAKTORAR BRUKT I KAPASITETSKONTROLL	115
	C5 – SPENNSTÅL.....	121
	C6 – KONTROLL AV KAPASITET	121

Figuroversikt

Figur 1 - Ortotrop spenningsfordeling, inspirert av figur 4 i (Sandaker, 2014).....	20
Figur 2 – Komplekse matriser	20
Figur 3 - Poissons tal illustrasjon	21
Figur 4 - Reologi (inspirert av figur s. 11 i Vestøl, 2022).....	22
Figur 5 - Deformasjon og fuktinnhald (inspirert av figur 3 side 5 i Martensson, 1994)	23
Figur 6 - Spenningsfordeling ved bøyebrot (inspirert av figur 7.6 s. 148 i Bell, 2017)	27
Figur 7 - Samanføying med varierende grad av gliding i komposittbjelke (inspirert av figur 15.9 s.442 i Bell, 2017). B - ingen festemidler, fri gliding, C - mekanisk festemidler, noko gliding, D - limt forbindelse, ingen gliding	27
Figur 8 – Global og lokal instabilitet (inspirert av figur 16.1 s. 456 i Bell, 2017)	28
Figur 9 -Avstiving i konstruksjonar (inspirert av figur 16.2 s. 456 i Bell, 2017). a) stag som tek trykk og strekk, b) stag i kryss som berre tek strekk, c) skive, d) momentstive rammehjørner, e) innspente søyler	29
Figur 10 – typisk og idealisert spenning-tøyingskurve for spennstål (inspirert av figur 3.1 s. 194 i Sørensen, 2017). a) typisk spenning-tøyingskurve, b) idealisert spenning-tøyingskurve	32
Figur 11 - Visualisering av eit Single Degree of Freedom-system. $p_1(t)$ er påført kraft, k_1 er stivleiken i systemet, m_1 er massen til systemet, c_1 er dempinga i systemet og u_1 er forskyvinga.....	33
Figur 12 – Visualisering av Multi Degree of Freedom-system (inspirert av figur 1.1 i (Tomas & Ussher)). $p_x(t)$ er påført kraft, k_x er stivleiken i systemet, m_x er massen til systemet, c_x er dempinga i systemet og u_x er forskyvinga.....	34
Figur 13 - Forenkla lastsoner pr vegg. Grøn - 90mm3s, grå - 120mm5s, blå - 140mm5s, beige - 160mm5s og gul - 180mm5s	38
Figur 14 - Aksestystem med avstandar og veggssystemet	52
Figur 15 - Aksestystem med lengder og markerte punkt der spennstålet er plassert ut.....	52
Figur 16 - Vibrasjonskrav (inspirert av figur D.1 i ISO 10137 (Internasjonal standard, 2007)). A er toppakselerasjon i m/s^2 , f_0 er eigenfrekvensen i Hz, linje 1 er for kontorbygg og linje 2 er for bustadbygg.....	55
Figur 17 – Translasjonsforskyving i mm frå vindkraft i Y+ retning	60
Figur 18 - Translasjonsforskyving i mm frå vindkraft i X+ retning	61
Figur 19 – Platekrefter i xz-planet for krefter i x-retning, [kN/m]	62
Figur 20 - Platekrefter i yz-planet for krefter i y-retning, [kN/m].....	63
Figur 21 – Momentet om y-aksen, [kNm/m].....	64
Figur 22 - Momentet om x-aksen, [kNm/m]	65
Figur 23 – Skjærkrefter i xz-planet, [kN/m]	66
Figur 24 – Skjærkrefter i yz-planet, [kN/m].....	67
Figur 25 - Opplagerlinje med tilhøyrande ID nummer	69
Figur 26 - Forslag til plassering av oppspenningskablar med meir enn ein kabel pr "vegg"	88
Figur 27 - Planteikning 1. etasje av Krona/Verket som modellen er basert på	91
Figur 28 - Snitt av Krona/Verke.....	91
Figur 29 - Oversikt over standard elementoppbygging av CLT frå teknisk godkjenning til Splitkon tabell 1	92
Figur 30 - Oversikt over materialfastleikar, stivleiksmodular og densitet etter teknisk godkjenning for Splitkon tabell 2.....	92
Figur 31 - Illustrasjon av dei ulike oppspenningane i eit utsnitt av bygget	93

Figur 32 - Maksimale og minimale reaksjonskrefter henta frå utan i FEM-Design	94
Figur 33 - Maksimale og minimale globale moment henta frå utan i FEM-Design.....	94
Figur 34 - Maksimale og minimale reaksjonskrefter henta frå t i FEM-Design	95
Figur 35 - Maksimale og minimale globale moment henta frå t i FEM-Design.....	95
Figur 36 - Maksimale og minimale reaksjonskrefter henta frå ht-and-t i FEM-Design	95
Figur 37 - Maksimale og minimale globale moment henta frå ht-and-t i FEM-Design	96
Figur 38 - Maksimale og minimale reaksjonskrefter henta frå ht i FEM-Design	96
Figur 39 - Maksimale og minimale globale moment henta frå ht i FEM-Design.....	96
Figur 40 - Maksimale og minimale reaksjonskrefter henta frå 3overlapp i FEM-Design	97
Figur 41 - Maksimale og minimale globale moment henta frå 3overlapp i FEM-Design.....	97
Figur 42 - Maksimale og minimale reaksjonskrefter henta frå ht-hb i FEM-Design.....	97
Figur 43 - Maksimale og minimale globale moment henta frå ht-hb i FEM-Design	98
Figur 44 - Maksimale og minimale reaksjonskrefter henta frå to-og-to i FEM-Design	98
Figur 45 - Maksimale og minimale globale moment henta frå to-og-to i FEM-Design.....	98
Figur 46 - Maksimale og minimale reaksjonskrefter henta frå h-and-h i FEM-Design.....	99
Figur 47 - Maksimale og minimale globale moment henta frå h-and-h i FEM-Design	99
Figur 48 - Maksimale og minimale reaksjonskrefter henta frå t-to-b i FEM-Design	99
Figur 49 - Maksimale og minimale globale moment henta frå t-to-b i FEM-Design.....	100
Figur 50 - Eigenfrekvens for utan frå FEM-Design.....	100
Figur 51 - Eigenfrekvens for t frå FEM-Design.....	100
Figur 52 - Eigenfrekvens for ht-and-t frå FEM-Design	100
Figur 53 - Eigenfrekvens for ht frå FEM-Design.....	101
Figur 54 - Eigenfrekvens for 3overlapp frå FEM-Design.....	101
Figur 55 - Eigenfrekvens for ht-hb frå FEM-Design	101
Figur 56 - Eigenfrekvens for to-og-to frå FEM-Design.....	101
Figur 57 - Eigenfrekvens for h-and-h frå FEM-Design	102
Figur 58 - Eigenfrekvens for t-to-b frå FEM-Design	102
Figur 59 - Samanfating av densitet pr del veggtype for å finne densiteten til ein etasje	112
Figur 60 - Verdier til veggeometrien og gamma-metoden for 90mm3s	115
Figur 62 - Verdier til veggeometrien og gamma-metoden for 120mm5s	116
Figur 64 - Verdier til veggeometrien og gamma-metoden for 140mm5s	117
Figur 66 - Verdier til veggeometrien og gamma-metoden for 160mm5s	118
Figur 68 - Verdier til veggeometrien og gamma-metoden for 180mm5s	119
Figur 70 - Verdier til dekkegeometrien og gamma-metoden for 180mm7s	120

Tabelloversikt

Tabell 1 - Oversikt over lamelletjuknad i dei ulike elementa	46
Tabell 2 - Oversikt over representative verdier for kvart veggelement.....	51
Tabell 3 - Ytre krefter rekna ut etter NS-EN 1991-1-3 og NS-EN 1991-1-4.....	54
Tabell 4 - Oversikt over eigenfrekvens og toppakselerasjon for langside og kortside for dei ulike modellane	55
Tabell 5 - Oversikt over parameter for kritisk span til eigenvekt.....	56
Tabell 6 - Oversikt eigenlast kritisk span	56
Tabell 7 - Utrekning av nyttelast på kritisk span for kvar elementtype	56
Tabell 8 - Lastkombinasjonar brukt i numerisk berekning	57
Tabell 9 - Oversikt over utnytting av kapasiteten til veggane.....	57
Tabell 10 - Oversikt over utnytting av momentkapasiteten til veggane.....	57
Tabell 11 – Resultat av ULS kapasitetssjekk av dekke	58
Tabell 12 - Resultat av SLS kapasitetssjekk av dekke	58
Tabell 13 - Vindkrefter generert av FEM-Design brukt i analysane	60
Tabell 14 - Oversikt over maksimal og minimalforskyving etter vindkraft i x og y-retning	61
Tabell 15 - Samanfating av maksimale og minimale verdier for platekrefter i xz-planet for x-retning	62
Tabell 16 - Samanfating av maksimale og minimale verdier for platekrefter i yz-planet for y-retning	63
Tabell 17 - Samanfating av maksimale og minimale verdier for momentet om y-aksen.....	64
Tabell 18 - Samanfating av maksimale og minimale verdier for momentet om x-aksen	65
Tabell 19 - Samanfating av maksimale og minimale verdier for skjærkrefter i xz-planet.....	66
Tabell 20 - Samanfating av maksimale og minimale verdier for skjærkrefter i y-planet.....	67
Tabell 21 - Maksimale reaksjonskrefter i x, y og z-retning med tilhøyrande lastkombinasjon og plassering.....	68
Tabell 22 - Minimale reaksjonskrefter i x, y og z-retning med tilhøyrande lastkombinasjon og plassering.....	68
Tabell 23 - Maksimale globale moment i x, y og z-retning med tilhøyrande lastkombinasjon og node-koordinat.....	69
Tabell 24 - Minimale globale moment i x, y og z-retning med tilhøyrande lastkombinasjon og node-koordinat.....	70
Tabell 25 - Utnyttingsgrad for kvar type vegg for maksimal last NXX.....	70
Tabell 26 - Utnyttingsgrad for kvar type vegg for maksimal last NYY.....	71
Tabell 27 - Utnyttingsgrad for element utsett for maksimalt moment MXX.....	71
Tabell 28 - Utnyttingsgrad for element utsett for maksimalt moment MYY	71
Tabell 29 - Utnyttingsgrad for dekke utsett for maksimal skjærkraft TXZ og TYZ.....	72
Tabell 30 - Oversikt over eigenfrekvens og toppakselerasjonsverdier med krav for maks toppakselerasjonsverdi etter f_0	72
Tabell 31 - Samanfating av vindkrefter brukt i analyse av modellane frå Tabell 5 i Rooth, 2018	78
Tabell 32 - Samanfating av toppakselerasjonsverdier og eigenfrekvens frå Rooth, 2018.....	79
Tabell 33 – Samanfating av utnytting av kapasitet i dekke etter Tabell 12 og Tabell 13 i Rooth, 2018.....	80
Tabell 34 - Samanfating av maksimale forskyvingar frå tabell 10 i Rooth, 2018.....	80

Tabell 35 - Samanfating av maksimale og minimale platekrefter i yz-planet for krefter i y-retning etter figur 22 og figur 23 i Rooth, 2018	81
Tabell 36 - Samanfating av maksimale og minimale platekrefter i xz-planet for krefter i x-retning etter figur 20 og figur 21 i Rooth, 2018	81
Tabell 37 - Samanfating av maksimale og minimale moment om x-aksen etter figur 28 og figur 29 i Rooth, 2018	81
Tabell 38 - Samanfating av maksimale og minimale moment om y-aksen etter figur 26 og figur 27 i Rooth, 2018	82
Tabell 39 - Samanfating av skjærkrefter i yz-planet etter figur 34 og figur 35 i Rooth, 2018 .	82
Tabell 40 - Samanfating av skjærkrefter i xz-planet etter figur 32 og figur 33 i Rooth, 2018 .	83
Tabell 41 - Samanfating av globale maksimale og minimale reaksjonskrefter frå Tabell 9 i Rooth, 2018	83
Tabell 42 - Samanfating av maksimale og minimale globale moment etter tabell 11 frå Rooth, 2018	84
Tabell 43 - Oversikt over lastkombinasjonane med kva laster som er med og tilhøyrande partialfaktor	103
Tabell 44 - Utrekning av snølast	104
Tabell 45 - Utrekning av basisvindhastigheit	104
Tabell 46 - Utrekning av basisvindhastigheitstrykket	104
Tabell 47 - Utrekning av terrengruheit	104
Tabell 48 - Utrekning av turbulensintensiteten	105
Tabell 49 - Utrekning av stedsvindhastigheita	105
Tabell 50 - Utrekning av vindhastigheitstrykket	105
Tabell 51 - Verdjar på mål brukt i kalkulasjonar for vind på langside	105
Tabell 52 - Cpe verdjar og soner brukt for vind på langside vegg	105
Tabell 53 - Cpe verdjar og soner brukt for vind på langside tak	106
Tabell 54 - Verdjar på mål brukt i kalkulasjonar for vind på kortside	106
Tabell 55 - Cpe verdjar og soner brukt for vind på kortside vegg	106
Tabell 56 - Cpe verdjar og soner brukt for vind på kortside tak	107
Tabell 57 - Vindrykk i sone D for langside og kortside vegg brukt i kontroll av momentkapasiteten i ytterveggane	107
Tabell 58 - Utrekning av referansehøgda	108
Tabell 59 - Utrekning av kraftfaktor	108
Tabell 60 - Utrekning av turbulenslengdeskalen	108
Tabell 61 - Utrekning av bakgrunnsfaktor	109
Tabell 62 - Utrekning av eigenfrekvens	109
Tabell 63 - Oversikt over vekt pr veggtype pr etasje og total vekt pr etasje	109
Tabell 64 - Utrekning av den ekvivalente massen per lengdeenhet	109
Tabell 65 - Utrekning av det logaritmiske dekrementet av aerodynamisk demping	110
Tabell 66 - Utrekning av det logaritmiske dekrementet av demping	110
Tabell 67 - Utrekning av dimensjonslaus frekvens	110
Tabell 68 - Utrekning av dimensjonslaus spektral tettleiksfunksjon	110
Tabell 69 - Utrekning av σ -variablane	111
Tabell 70 - Utrekning av storleiksreduksjonsfaktor	111
Tabell 71 - Utrekning av resonansfaktor for respons	111
Tabell 72 - Utrekning av oppkryssingsfrekvensen	111
Tabell 73 - Utrekning av toppfaktor	112

Tabell 74 - Utrekning av masse per arealeinheit	112
Tabell 75 - Utrekning av standardavviket	113
Tabell 76 - Utrekning av toppverdi for akselerasjon.....	113
Tabell 77 - Samanfating av verdier for utrekning av toppakselerasjon for bygga med oppspenning.....	114
Tabell 78 - Fortsetjing på tabell 76	114
Tabell 79 - Andre faktorar funne ut frå gamma-metoden som er brukt i kapasitetskontroll av 90mm3s.....	115
Tabell 80 - Andre faktorar funne ut frå gamma-metoden som er brukt i kapasitetskontroll av 120mm5s.....	116
Tabell 81 - Andre faktorar funne ut frå gamma-metoden som er brukt i kapasitetskontroll av 140mm5s.....	117
Tabell 82 - Andre faktorar funne ut frå gamma-metoden som er brukt i kapasitetskontroll av 160mm5s.....	118
Tabell 83 - Andre faktorar funne ut frå gamma-metoden som er brukt i kapasitetskontroll av 180mm5s.....	119
Tabell 84 - Andre faktorar funne ut frå gamma-metoden som er brukt i kapasitetskontroll av 180mm7s.....	120
Tabell 85 - Verdier knytt til spennstålet.....	121
Tabell 86 - Samanfating av spenningar frå NXX i FEM-Design på dei ulike veggtypane i dei ulike modellane	122
Tabell 87 - Samanfating av spenningar frå NYY i FEM-Design på dei ulike veggtypane i dei ulike modellane	122
Tabell 88 - Samanfating av spenningar frå MXX i FEM-Design på ytterveggane og dekke i dei ulike modellane	123
Tabell 89 - Samanfating av spenningar frå MYY i FEM-Design på ytterveggane og dekke i dei ulike modellane	123
Tabell 90 - Samanfating av spenningar frå TXZ i FEM-Design på dekke i dei ulike modellane	124
Tabell 91 - Samanfating av spenningar frå TYZ i FEM-Design på dekke i dei ulike modellane	124

1. Innleiing

1.1 Bakgrunn

Tradisjon

Den lange tradisjonen for å bruke tre i konstruksjonar i Noreg strekk seg tilbake til vikingtida, frå vikingskip og stavkyrkjer i mellomalderen, til massivtre bygg i det moderne samfunnet i dag med f.eks. Mjøstårnet og Palisaden. Tre er eit materiale som er enkelt å omarbeide og tilgangen på ressursen har stort sett alltid vore god. Både stavkyrkjer og vikingskip viser at kunnskapen om korleis ein utnyttar eigenskapane i tre i slike kompliserte konstruksjonar var god også då. Stavkyrkjer og lafteveggar blei bytta ut med «reisveggen» og bindingsverk som no dei siste åra ofte må vike for massivtreelement. Behovet for å rehabilitere gamle bruer i Canada i siste halvdel på 1970-tallet var opphavet til massivtreelementet, då i form av plankar på høgkant inntil kvarandre og samanføydd av gjennomgåande stålstag. Desse tverrspente brudekka spreidde seg først til Mellom-Europa og vidare til Norden på 1990-tallet. Herifrå byrja ein å vidareutvikla denne ideen til bruk av massivtreelement i bygningar på bakgrunn av eit behov for meir miljøeffektive konstruksjonssystem. (Norsk treteknisk, 2006a)

Parisavtalen om global oppvarming

I Parisavtalen Article 2, part 1 (a) s. 3 står det følgande;

«Holding the increase in the global average temperature to well below 2°C above pre-industrial levels and pursuing efforts to limit the temperature increase to 1.5°C above pre-industrial levels, recognizing that this would significantly reduce the risks and impacts of climate change»
(United Nations, 2015)

Kort samanfatta er dei viktigaste punkta frå Parisavtalen;

- Det er ikkje lenger berre dei rikaste landa som har forpliktingar, alle land er nå forplikta til å kutte i klimautslepp.
- Ein jobbar for å unngå at temperaturen stig meir enn 2 grader innan århundre og helst halde den under 1,5 grader varmare.
- Landa skal ha ein plan for korleis dei skal nå måla, og skal nå klimagassutsleppstoppen så fort som mogleg. Etter toppen skal utsleppa i atmosfæren søkka jamleg, slik at me i tidsrommet 2050 -2100 blir klimanøytrale.

- Rike land skal mens mindre rike land kan bidra økonomisk slik at dei fattige landa kan klare sine mål for reduksjon i klimagassutslepp.
- Kvart land skal lage ein plan på korleis ein kan tilpasse seg klimaendringar, samt dele og samarbeide om gode løysingar, erfaringar og kunnskap. (FN-Sambandet United Nations Association of Norway, 2020)

Sementproduksjon og CO₂

I norsk sementproduksjon kjem omlag 66% av CO₂ utsleppet frå framstilling av sementklinker gjennom spaltinga av kalkstein (CaCO₃). Norcems produserte 1,4 millionar tonn sementklinker i 2021 samt 0,2 millionar tonn kalk, som resulterte i blant anna 1,3 millionar tonn fossilt CO₂ utslepp. Treforedlingsindustrien i Noreg slapp ut i overkant av 190 000 tonn fossilt CO₂ frå dei elleve kvotepliktige anlegga, og omlag 535 000 tonn biogent CO₂ i 2021. Det biogene CO₂ utsleppet frå treforedlingsindustrien ligg på rundt 70% av det totale CO₂ utsleppet. (Laird et al., 2022)

Undersøking av materiale i bygg

Det er gjennomført ei undersøking på eit representativt null-energi bygg i Noreg med fire design og material alternativ for å nå null-utsleppsstatus. To alternativ med lågkarbon-betong og stål som beresystem og to med limtre. Alle alternativa hadde same fundament og trerammer og 300 mm tjukt lag med glasull i ytterveggane. Fasaden vart delt i aluminiumsplater med og utan PV panel og trefasade med og utan PV panel. Det blei sett på kumulativ energi (cumulative energy, CED), global oppvarmingspotensial (global warming potential, GWP) og ekvivalent årleg kostnad (equivalent annual cost, EAC) for livssyklusen. Bruken av PV panel utgjorde ein reduksjon på omlag 30 % i CED samanlikna med bygget slik det blei bygd. Størst GWP endring kom frå bruk av tre, med ein reduksjon på 30% samanlikna med bygget som bygd. Investeringskostnaden var så dominant at det var ubetydelege forskjellar i alternativa når det kom til EAC. Konklusjonen frå denne undersøkinga og samanlikninga er at ein full kompensasjon av livssyklus utslepp av drivhusgassar (greenhouse gas, GHG) er vanskeleg å oppnå sjølv gjennom fornybar energi. Det blir anbefalt at ein må fokusera meir på energi og utslepp til materiale, frå produksjon og transport til byggeplass, enn lågt energibehov i drift då dette allereie er godt regulert i dei fleste land på vegen frå nullenergistrategi til nullutsleppsstrategi. (Moschetti et al., 2019)

På grunn av den låge eigenvekta til tre er det ekstra viktig å ta omsyn til komforten når ein skal designe høge bygg, då spesielt med tanke på svinging frå vind og dynamiske krefter. Det er ofte brukt betong i dei øvste etasjane i tillegg til tre for å auke vekta. Ved å auke vekta vil ein senke både akselerasjonen og eigenfrekvensen til bygget. Ein kan også senke akselerasjonen ved å auke stivleiken, men då vil eigenfrekvensen også auke. (Edskar & Lidelow, 2019)

1.2 Problemstilling

Hovudmål

- Korleis spenne opp KL-treveggjar slik at ein får ynskja stivleik i dei øvste etasjane utan å få for store spenningar i dei nedste etasjane?

Delmål

- Samanlikne forskyving, reaksjonskrefter og platekrefter etter analyse av statiske krefter i dei ulike modellane med ulik oppspenningsplassering.
- Sjekke og samanlikne vibrasjonskrav for alle modellane frå dynamiske eigenskapar og dynamisk vindlast.
- Samanlikne resultat frå delmåla over med resultat frå «Analyse av høye bygningar i krysslaminert massivtre med vertikal forspenning.» oppgåve frå 2018. (Rooth, 2018)
- Vurdere forbetringstiltak og liste fleire aspekt som kan vera nytting å teste vidare.

1.3 Palisaden

Palisaden er fellesnamnet for SiÅs sine seks studentbustadblokker Krona, Verket, Barken, Saga, Høvleriet og Veden i Ås i massivtre. Dei to første bygga, Krona og Verket, vart bygd i 2013, og var då Noregs høgaste trebygg med sine omtrentlege 24 m og 8 etasjar. Kvar etasje er like i inndeling av rom, og er eit 16 manns-kollektiv med eit felles kjøkken og ei felles stove. I midten av bygget er det trappeoppgang og ein heis. Barken, Saga, Høvleriet og Veden er også massivtrebygg men i litt mindre skala enn Krona og Verket med kvar sine 5 etasjar. I denne oppgåva er det tatt utgangspunkt i Krona og Verket som er spegelbilette av kvarandre.

1.4 Antakingar og justeringar

Målgruppa for denne oppgåva er fagfolk innan konstruksjon og byggebransjen, derfor er det antatt at faguttrykk i denne oppgåva er kjente og det er derfor ikkje lagt vekt på å forklare dei

i særleg grad. Det er gjort eit par antakingar og justeringar frå planteikningane for Palisaden, Sjå Figur 27 og Figur 28 i Vedlegg A, som gjeld for alle modellane, og dei vil ikkje verke inn på forskjellane i resultatata frå modellane.

- Høgda på bygget er justert frå 24,099m til 22,88 m, då dette er høgda i modellen frå oppgåva til Rooth frå 2018.
- Heissjakta og alle innvendige veggjar er berande veggjar, og ein ser vekk frå vindauge, dører og røyrssystem i veggane.
- Heissjakt/oppgang er forenkla til ei enkel rektangulær form, og det er sett vekk frå tekniske installasjonar, balkongar og rømmingstrapp.
- Alle etasjane er like med tanke på tjuknad på veggelementa og planløyising, same som figur 11 i oppgåva til Rooth frå 2018
- Det blir sett vekk frå ventilasjonstilbygg og andre ventilar på taket, og taket blir sett på som heilt flatt.
- Det blir sett vekk frå friksjonskrefter, og referansehøgda for z_e og z_i er satt til same høgde i vindkalkulasjonar.

I tillegg gjeld avgrensingar frå Rooth si oppgåve (Rooth, 2018)

«

- *Det er ikke tatt i betraktning skjevstillingslaster. Noen skjevstillinger vil komme automatisk grunnet små unøyaktigheter ved modelleringen, men hovedårsaken til horisontal deformasjon er vindlastene.*
- *Det er sett bort fra effekter fra kryp og svinn fra forspenningslasten, og det er ikke regnet inn ekstra laster som skal gjøre opp for initial kryp og svinn ved oppspenning.*
- *I beregningene og analysen er det kun sett på dynamiske responser fra vind som dynamisk last. Under jordskjelv vil man forvente en annen respons, og resultatene kan ikke overføres til å gjelde for jordskjelvberegninger.* »

1.5 Analyseprogrammet FEM-Design

«Structural Analysis Software for any size and type of structure. In accordance to Eurocode.»
(StruSoft)

FEM-Design er eit avansert analyseprogram som støttar 3D-modellering og finite element analysis (FEA) etter Eurokode standardar og eit utval nasjonale tillegg. Ein kan bruke dei fleste material som tre, betong, stål og komposittar til å bygge opp modellen som skal analyserast. FEM-Design er eit enkelt program å bruke og kan analysere alt frå enkle enkeltkomponentar til komplekse modellar. (StruSoft)

2. Teori

2.1 Energi og ressursbruk

Gjennom fotosyntese tar trer opp CO₂ frå atmosfæren og bind det i treveden som karbon og funkar på den måten som ein brems av karbondioksidutsleppet i verda. Sjølv når ein hugg ned eit tre vil det meste av karbonet det har tatt til seg bli verande i trevirket gjennom livsløpet. Det gjer tre som byggemateriale til eit av dei mest miljøvenlege ein har tilgjengeleg i Noreg, og gjennom berekraftig skogdrift kan ein med dette klassifisere tre som ein fornybar ressurs. (Norsk treteknisk, 2006a)

Å framstille trematerialar er ein lite energikrevjande prosess. Det meste av energien som trengs i produksjonen av trevirke er det som blir brukt i tørkeprosessen, og er ofte klimanøytralt bioenergi. Ved korrekt bruk og behandling gjennom livssyklusen til treelementa er det lett å bruke dei om igjen eller sende det til gjenvinning. Etter ombruk og gjenvinning bruker ein i aukande grad trevirket til energigjenvinning ved brenning, som eit alternativ til å bruke fossilt brensel. (Norsk treteknisk, 2006a)

Byggebransjen er saman med anleggs- og eigendomsnæringa ofte referert til som 40%-næringa fordi dei står for 40 % av avfallsproduksjonen, materialbruken og energibruken i Noreg. Ved å bygge med massivtre vil ein få lite avfall, og det avfallet som eventuelt oppstår kan brukast om att i platematerial eller som bioenergi. I tillegg er trevirke med på å skape eit godt inneklima som er nødvendig med tanke på at eit vakse menneske oppheld seg 85 – 90 % av tida si innandørs. Dei gode isolasjonsegenskapane til trevirke kan bidra til å redusere oppvarmingsbehovet til eit bygg, og senke materialbruk. Trevirke isolera 15 gonger betre enn betong, og ei 2,5 cm tjukk treplate isolerer betre enn ein 11,4 cm tjukk mursteinsvegg. (Norsk treteknisk, 2006a)

2.2 Tre som materiale

2.2.1 Vedanatomi

Når trevirket har fuktinnhold under fibermettingspunktet aukar strekkfastleiken parallelt med fiberretninga, medan kvist og hakk reduserer strekkfastleiken på grunn av forstyrring i fiberretninga. Av bøyning, trykkfastleik og strekkfastleik er det sistnemnte som blir påverka mest av fiberretning i trevirket. (Kollmann & Côté, 2007)

Trykkfastleiken er den viktigaste faktoren for bruk av tre i konstruksjonar i bygg. Høg densitet i treverket aukar trykkfastleiken i fiberretning og styrken i treet aukar i takt med tørkinga av treet under fibermettingspunktet. Densiteten til trevirke avhenger mykje av fuktinnhaldet i treet og for å samanlikne densiteten til forskjellige tresortar må ein bruke same fuktinnhald, stort sett 12 % fuktinnhald. Høgare densitet i trevirke vil føre til større volumendring i krymping og svelling. Ein kan stort sett sjå vekk frå termisk endring i storleik då endringane er relativt små i forhold. (Kollmann & Côté, 2007)

Skjærstyrke i fiberretning er ein vanskeleg ting å teste for då det er stor samanheng med andre fenomen som torsjonskrefter og bøyning. Under testing av skjærstyrke må ein vere obs på om det blir testa i eit plan eller i to plan. Skjærstyrke normalt på fiberretning er 3 - 4 gonger høgare enn skjærstyrken parallelt med fiberretning, men det er veldig usannsynleg at den type skjær vil oppstå i praksis. (Kollmann & Côté, 2007)

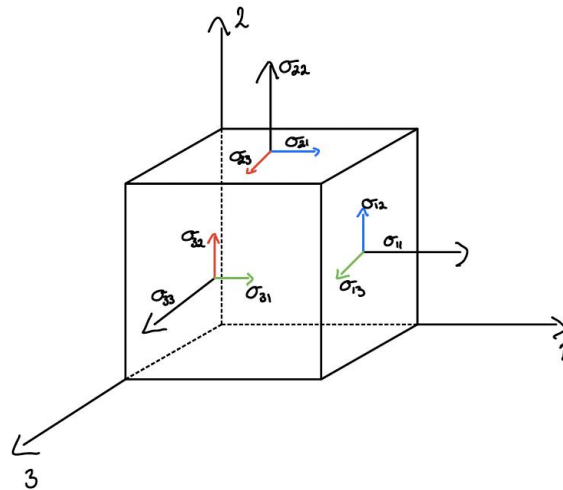
2.2.2 Symmetriplan i trevirke

Tre er eit anisotrop materiale, men dersom ein ser på ein liten, rektangulær kloss henta ut frå ein stamme med ein grei avstand frå margen vil klossen ha tre symmetriaksar. Den tangentiale retninga følg eigentleg krumminga på årringane, men med ei forenkling etter diverse testing lista i kapittel 7.1.2 (Kollmann & Côté, 2007), kan ein anta at dei tre aksane står normalt på kvarandre. Dermed kan den reknast som ein ortotrop modell og bygger på elastisk deformasjon med tre aksar normalt på kvarandre på kvart sitt symmetriplan, visualisert i Figur 1. (Kollmann & Côté, 2007)

Hooke's lov gir oss påstandane;

- Normalspenningane langs dei ortotrope aksane gir berre normaldeformasjon langs dei ortotropiske aksane
- Skjærspenningar langs dei ortotropiske aksane gir ingen normaldeformasjon langs dei ortotropiske aksane
- Skjærspenningane langs dei ortotropiske aksane gir ingen passive skjærdeformasjonar

(Kollmann & Côté, 2007)



Figur 1 - Ortotrop spenningsfordeling, inspirert av figur 4 i (Sandaker, 2014)

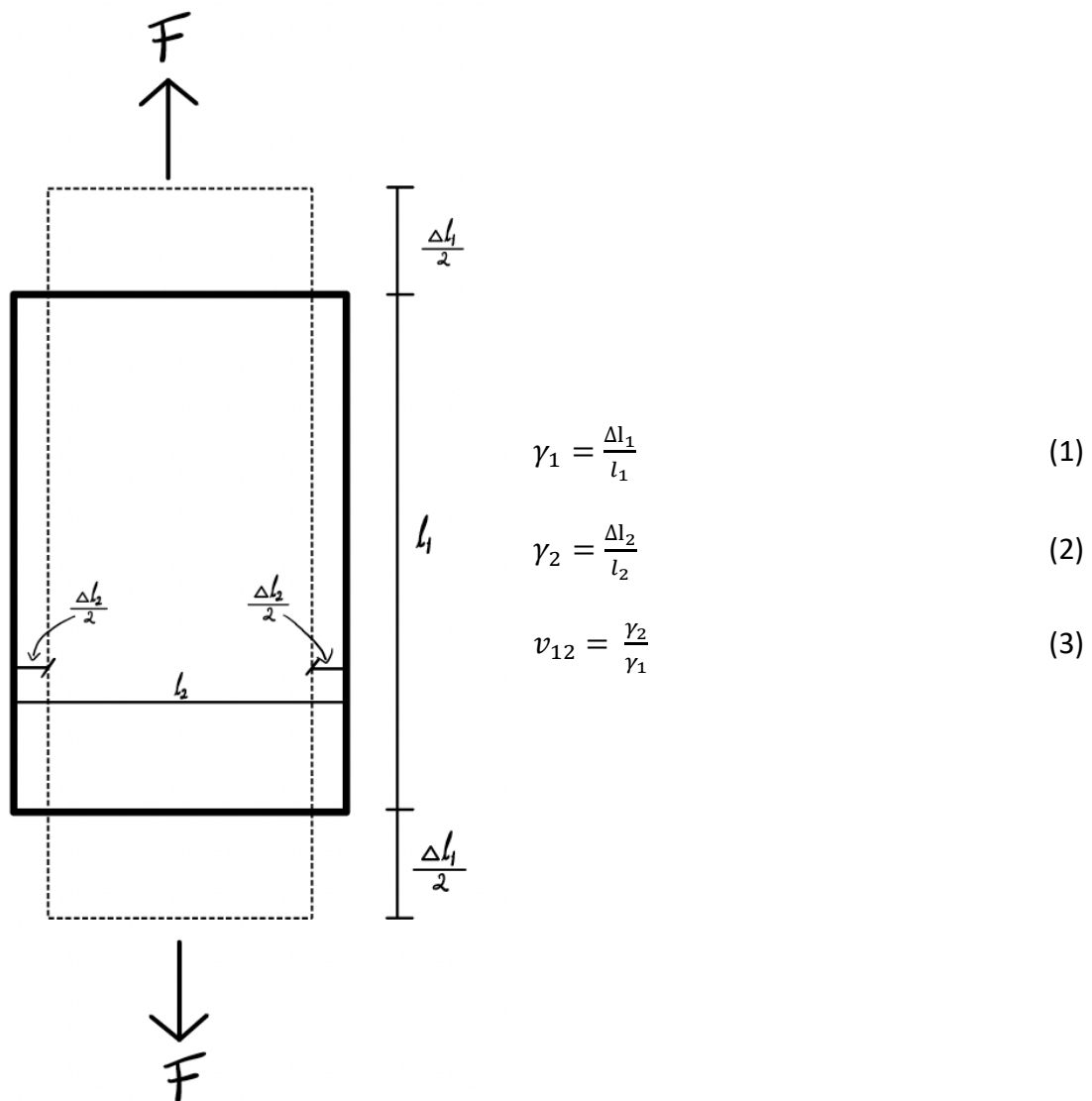
Med dette kan ein seie at normalspenningane som er motsett retta er like store, og ein kan derfor telle normalspenningane som tre stykk. Det same vil gjelde skjærspenningane, med at skjærspenningane $\sigma_{i,j} = \sigma_{j,i}$, og dermed blir det også telt tre stykk skjærspenningar. Dette gir kompleansematrisa vist i Figur 2 med $S_{i,j} = S_{j,i}$, og då 6 forskjellige konstantar. (Kollmann & Côté, 2007)

$$\begin{bmatrix} \delta_{11} \\ \delta_{22} \\ \delta_{33} \\ \delta_{23} \\ \delta_{13} \\ \delta_{12} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} S_{11} & S_{12} & S_{13} & & & \\ S_{21} & S_{22} & S_{23} & & & \\ S_{31} & S_{32} & S_{33} & & & \\ & & & S_{44} & & \\ & & & & S_{55} & \\ & & & & & S_{66} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{23} \\ \sigma_{13} \\ \sigma_{12} \end{bmatrix}$$

Figur 2 – Kompleansematrise

2.2.3 Poissons tall

Poissons tall, ν_{12} , er forholdstallet mellom passiv deformasjon på aktiv deformasjon når det blir påført strekkrefter i ei retning. Aktiv deformasjon er den totale lengdeendringa, Δl_1 , i strekkretninga delt på den opphavelige lengda, l_1 , og passiv deformasjon er den totale reduksjonen i breidde, Δl_2 , delt på den opphavelige breidda, l_2 . Dette er forklart med formlane (1) – (3).

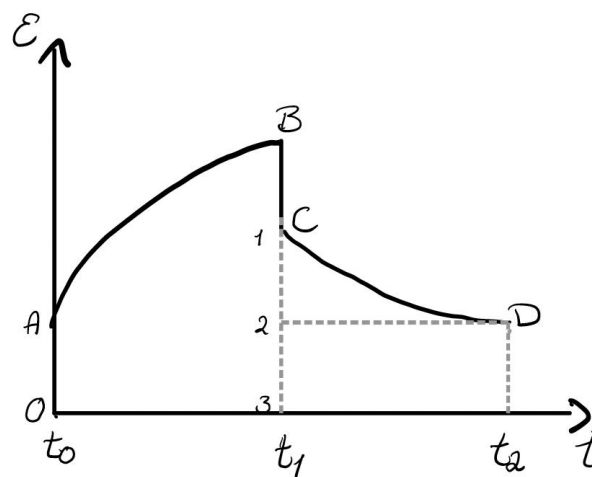


Figur 3 - Poissons tal illustrasjon

2.2.4 Elastisitet og plastisk deformasjon

Elastisitet i eit materiale er at det går heilt tilbake til normal tilstand etter deformasjon frå små spenningar når ytre krefter blir fjerna. I tre spelar også hygroskopisk fuktigheit ei viktig rolle, og små elastiske deformasjonar kan utvikle seg til plastiske deformasjonar om lasta verkar over lengre periodar. Dersom deformasjonane aukar vil tre få eit sprøtt brudd da tre har eit lite plastisk område i motsetting til f.eks. stål. Fritt vatn i cellene over fibermettingspunktet vil ikkje påverke styrken eller elastisiteten til treverket, men for fuktigheit under fibermettingspunktet vil krymping og svelling av celleveggane påverke stivleiken. Temperaturar under termisk nedbrytingstemperatur vil føre til termisk utviding i krystallgitteret i cellulosen og aukande temperatur fører til søkkande styrke og stivleik i treverket. Kvist og hakk påverkar elastisiteten i treverket betydeleg då det fører til store forstyrringar i fiberretning. (Kollmann & Côté, 2007)

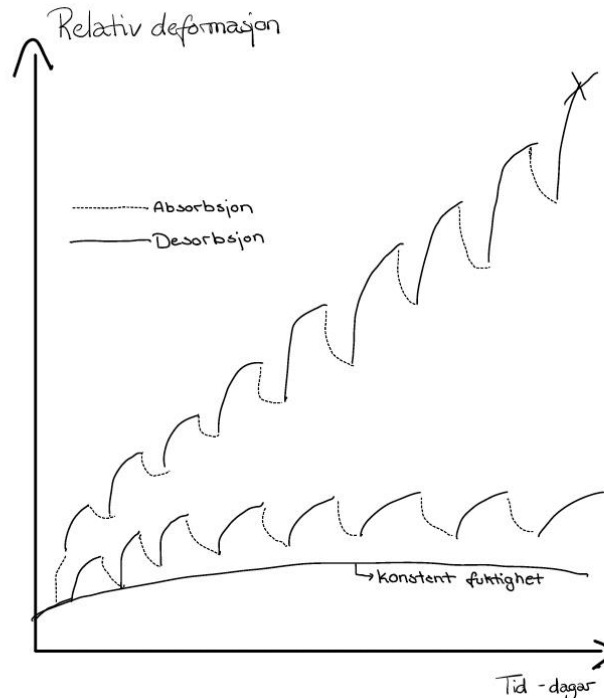
Reologi er tidsavhengig deformasjon, kryp, og ein ser det dersom treverket er utsett for laster av og på i syklusar. Ein har tre ulike krypingar; primær, sekundær og tertiær. Primær kryping vil ha mindre krymping for kvar syklus, og stivleiken vil auke med talet på syklusar. Ved tertiær kryping aukar krypinga for kvar syklus og stivleiken minkar. Mellom desse finn ein sekundær kryping, kor krypinga er lik i kvar syklus. (Vestøl, 2022)



Figur 4 - Reologi (inspirert av figur s. 11 i Vestøl, 2022)

I punkt t_0 blir det påført ei last og avstanden OA er den elastiske deformasjonen som skjer momentant. Frå A til B skjer det tidsavhengig deformasjon, kryp. Ved t_1 fjernes lasta og den elastiske deformasjonen blir reversert $BC = OA$. Ved t_2 har noko av krypdeformasjonen også reversert seg, $CD = 1-2$, men den plastiske deformasjonen $2-3$ er ikkje reverserbar.

Deformasjonar i trevirke som blir utsett for svingingar i fuktinnhald er mykje større enn deformasjonar i trevirke som er i eit meir konstant fuktinnhald. (Martensson, 1994)



Figur 5 - Deformaşjon og fuktinnhald (inspirert av figur 3 side 5 i Martensson, 1994)

2.3 Massivtre

2.3.1 Massivtre

«Massivtreelementer er planker (lameller) som er satt sammen til elementer ved bruk av spiker, skruer, tredybler, lim eller stålstag». s. 7, (Norsk treteknisk, 2006a)

Ein kan bruke massivtreelement i næringsbygg, bustader og fleiretasjehus som berande element i vegger, tak og golvdekke. Massivtreelement kan brukast aleine som beresystem eller i kombinasjon med andre materiale som f.eks. betong. Det som gjer massivtre til ein allsidig byggekomponent er at ein kan tilpasse og forme elementa som ein ynskjer. Ein kan lage kanalar for tekniske installasjonar og overflata kan ein velgje å lakke, olje eller male, dekke til med betong eller gipsplater eller bruke den ubehandla. I heftet Bygge med massivtreelementer H.1: Generelt er det lista opp 11 punkt med fordelar av å bygge med massivtreelement, frå produksjon til konstruksjon på arbeidsplass og økonomi. (Norsk treteknisk, 2006a)

Per dags dato er det tre kategoriar massivtreelement; holromelement, kantstilte element og krysslagt element.

«Krysslagte elementer er en fellesbetegnelse for elementer som er satt sammen av planker (lameller) i flere sjikt. Som regel er sjiktene lagt 90 eller 45 grader i forhold til hverandre.» s. 7, (Norsk treteknisk, 2006a)

Oppbygginga av eit krysslimt massivtreelement er symmetrisk om midtsnittet tilpassa tjuknaden, kor mange og orienteringa til sjikta samt fastleiksklassen til sjikta. Yttersjikta er stort sett orientert i lengderetninga til elementet, og innover vil sjikta ligge orientert 90 grader på kvarandre og blir limd saman (Norsk treteknisk, 2006c). Det er ofte høgkvalitets plank, og av og til ein anna tresort, i dei ytste sjikta for spennvidde og utsjånad medan kjernen er lågkvalitetsvirke. Det er også dei ytste sjikta som bidrar mest til bøyestivleiken i elementet, og reduksjon i bøyestivleik er derfor liten ved bruk av lågare fastleiksklasse i dei midtre lamellane. Samanføyinga av lamellane gjer det mogleg å bruke lågkvalitetsvirke i massivtreelement i større grad fordi sannsynet for at naboplanken har same svakheit i same punkt er låg, og dette gjer at råstoffbruket er stort. (Norsk treteknisk, 2006a)

Det er vanleg å dimensjonera massivtreelement ut frå brann og statiske krav og så nytte seg av tilleggsisolasjon for å oppnå ønska U-verdi. Bereevna til massivtreelement vil ved brann holde seg lenge då innbrenningstida typisk ikkje er større enn 0,7 - 0,8 mm/min. Det er også særskilt viktig å få tette skøytear for å unngå luftlekkasjar og hindre fuktskadar. (Norsk treteknisk, 2006a)

2.3.2 Eigenskapar

Massivtreveggar blir brukt som berande veggssystem og funkar også som stabiliserande element i konstruksjonen. Eit system med berande massivtreveggar i ytterveggane legg til rette for store spennvidder og flater innvendig. Etter behov kan ein supplere med berande innerveggar, men legg ein all bæring til ytterveggane får ein større fridom når det kjem til planløyningar (Norsk treteknisk, 2006b). Massivtreelement som blir brukt som berande veggelement vil ha stor stivleik og styrke for vertikale krefter i planet til elementet. Det vil også verke som ei avstivande skive i konstruksjonen mot horisontale krefter mot lengderetninga til veggane. Ein kan tenke på ein massivtrevegg som ei veldig brei søyle. (Norsk treteknisk, 2006c)

Eit massivtreelement er både sterkt og stivt og kan ta krefter i planet og vinkelrett på planet. Det blir bygd opp med ein viss mengde sjikt slikt at stivleiken og styrken blir optimalisert til bruken. Den lette vekta til tre saman med den store styrken gjer massivtreelement til eit godt egna produkt å bruke både i nybygg og i rehabiliteringsprosjekt. Desse elementa kan utgjere eit berande element samstundes som det kan nyttast som ei overflate. (Norsk treteknisk, 2006c)

Massivtreelement blir levert som ferdige modular slik at monteringa går raskt. Det trengs stort sett berre ein mobilkran til å løfte elementa på plass då dei veg lite. Elementa kan lett få skader og bør skjermast godt for fukt, derfor er det vanleg å ikkje oppbevare elementa på byggeplassen men heller å få dei levert «just in time» og heist på plass rett frå lastebilen. Det er vanleg at elementa kjem med ferdigfreste spor til samankopling slik at det blir ein mjuk skøyt. (Norsk treteknisk, 2006b)

Ved krysslagte sjikt i eit massivtreelement vil dimensjonsendingane på grunn av fuktigheit minske på grunn av sjikta som ligg vinkelrett på kvarandre og «låser» kvarandre. Dette gjer at massivtreelementa blir meir dimensjonsstabile plater. Dimensjonsendingar i tverretninga av elementet vil vere størst då det er fleire sjikt i lengderetninga med betre stivleik og meir styrke. Til forskjell på vanleg konstruksjonsvirke er treet i massivtreelement tørka mykje meir, som også gjer at dimensjonsendingar på grunn av fukt blir mindre. Krysslagte massivtreelement er også betre rusta for deformasjonar som kjem av trykklastar då det alltid er eit eller fleire sjikt med fiberretning parallelt med krafta. (Norsk treteknisk, 2006c)

Det er to typar belastning som sjåast på når det er snakk om bruken av massivtreelement, last vinkelrett på planet og last i planet. Last i planet blir delt opp i vinkelrett og parallelt med elementretninga. Stivleiks- og styrkeegenskapane vil variere ut frå kva lastsituasjon ein ser på. For å rekne ut styrke og stivleik kan ein bruke fleire ulike metodar, kor dei mest brukte er; kompositteori, Schubanalogiverfahren eller å sjå på dei krysslagte elementa som mekanisk samansette lamellar. Sistnemnte, også betre kjent som gamma-metoden, ser på skjærdefomasjonane i dei krysslagte sjikta ved å rekne med ein reduksjonsfaktor γ_i i staden for å sjå på gliding i forbindelsane. (Norsk treteknisk, 2006c)

Trevirke har låg rulleskjær modul på rundt 40 - 80 N/mm², ca. 10 % av skjærmodul. Dette gjer at dei tverrgåande sjikta i massivtreelementa spelar ei viktig rolle i spenningsfordeling og deformasjonar på grunn av skjærkrefter. Auka tjuknad på lamellane i dei tverrgåande sjikta vil føre til auke i skjærdeformasjon. Lamellane bør ikkje ha ei breidde mindre enn fire gonger tjuknaden. Kantlimte lamellar vil redusere skjærdeformasjonar då den effektive breidda blir mykje større enn tjuknaden. (Norsk treteknisk, 2006c)

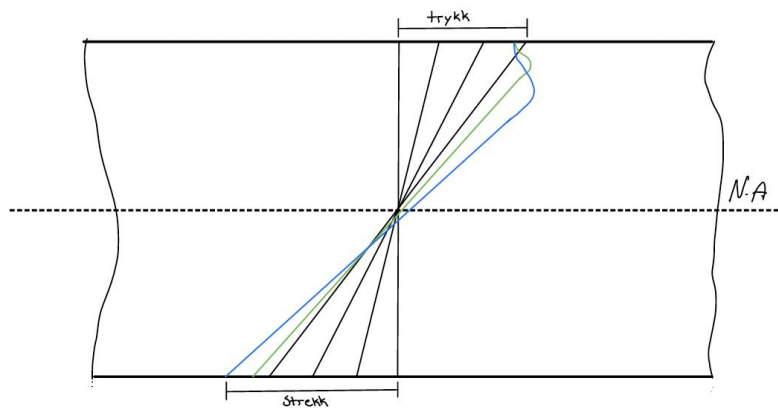
2.3.3 Dimensjonering av trekonstruksjonar

Eurokodene er grensetilstandskodar og definerer to grensetilstandar; bruddgrensetilstand (ULS – ultimate limited state) og bruksgrensetilstand (SLS – serviceability limit state). Her er krava for konstruksjonens pålitelegheit og spesifiserte kriterium knyta opp mot klart definerte tilstandar ein må holde seg innafor. For bruddgrensetilstand er det konstruksjonssvikt kriterium og bruksgrensetilstand er i hovudsak kriterium for deformasjonar og vibrasjonar. Eurokodane baserer seg på eit sikkerheitskonsept kor ein må vise at kapasiteten i materialet er større enn lastpåkjenninga. Ein ting alle konstruksjonar har til felles er at dei skal alle bere laster. Då må ein setje dei ulike lasttypane i gitte lastkombinasjonar. (Bell, 2017)

«Et lasttilfelle består av samtidig opptredde verdier av laster og deres plassering; normalt er også lastene i et lasttilfelle av samme type last.» s. 131, (Bell, 2017)

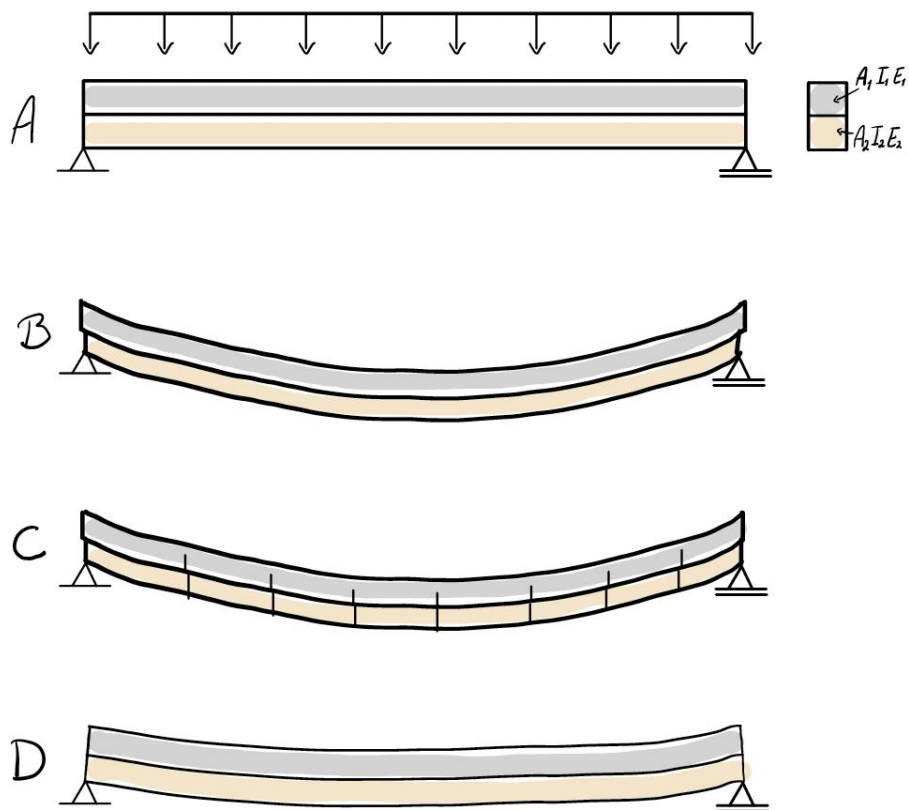
Ein skil mellom permanente, variable og ulykkeslaster ut frå tidsperspektiv på lastene. Eigenlast er både ei permanent og bunden last, medan snø er ei variabel og fri last. I frie laster skil ein også mellom dynamiske og statiske laster, kor dynamiske laster varierer og lagar akselerasjon i konstruksjonen på grunn av rask variasjon i lasta. I berekning av lasttilfeller brukar ein kombinasjonsfaktorar, ψ , i tillegg til lastfaktor, γ , for å ta omsyn til at alle lasttypane ikkje nødvendigvis opptre samstundes. (Bell, 2017)

Krefter langs med fiberretning vil føre til eit forskyvingsbrot medan krefter normalt på fiberretning vil føre til eit avskjeringsbrot. I eit teoretisk feilfritt trevirke vil ein fyrst få trykkbrot dersom ein bjelke blir utsett for bøyning fordi trykkfastleiken er mindre enn strekkfastleiken. Ein vil ikkje få eit lineært trykkbilde om nøytralaksen. (Bell, 2017)



Figur 6 - Spenningsfordeling ved bøyebrøt (inspirert av figur 7.6 s. 148 i Bell, 2017)

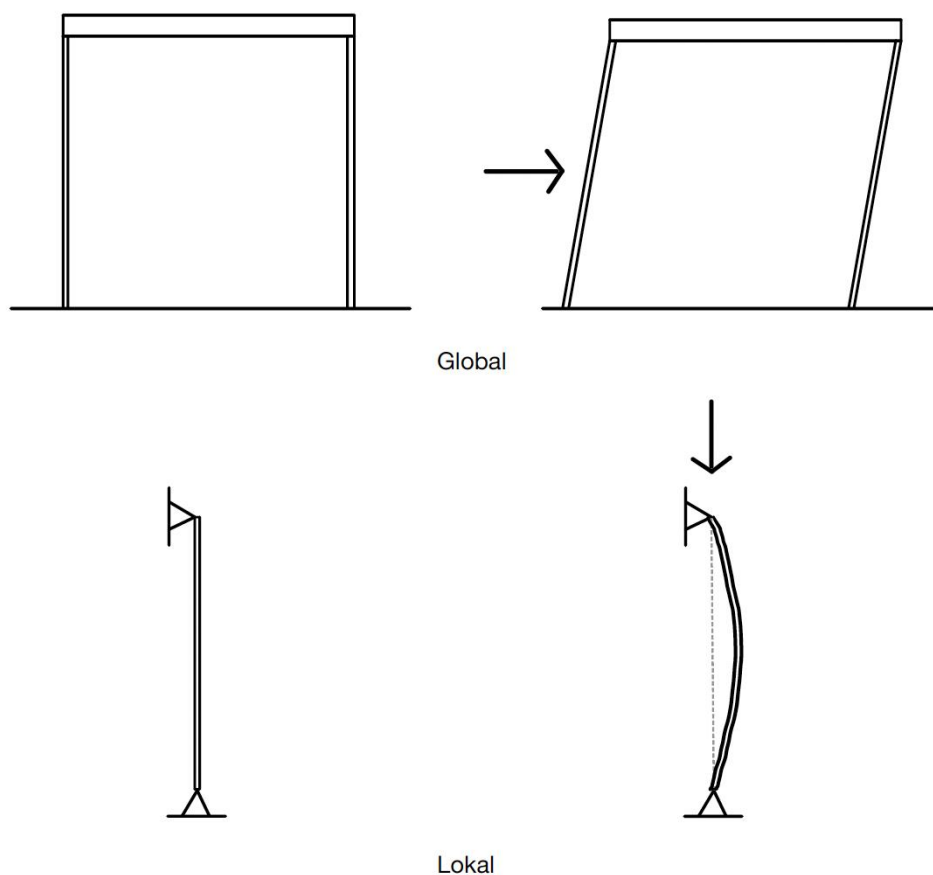
Ei utfordring med å sjå på nedbøying i trekonstruksjonar, og som gjer utrekning av dette svært krevjande, er det spesielle forholdet mellom tre, lastvarigheit og fukt. Den store forskjellen i E-modul og skjærmodul gjer at ein også bør ta omsyn til skjærdeformasjonar og gliding i forbindelsar. (Bell, 2017)



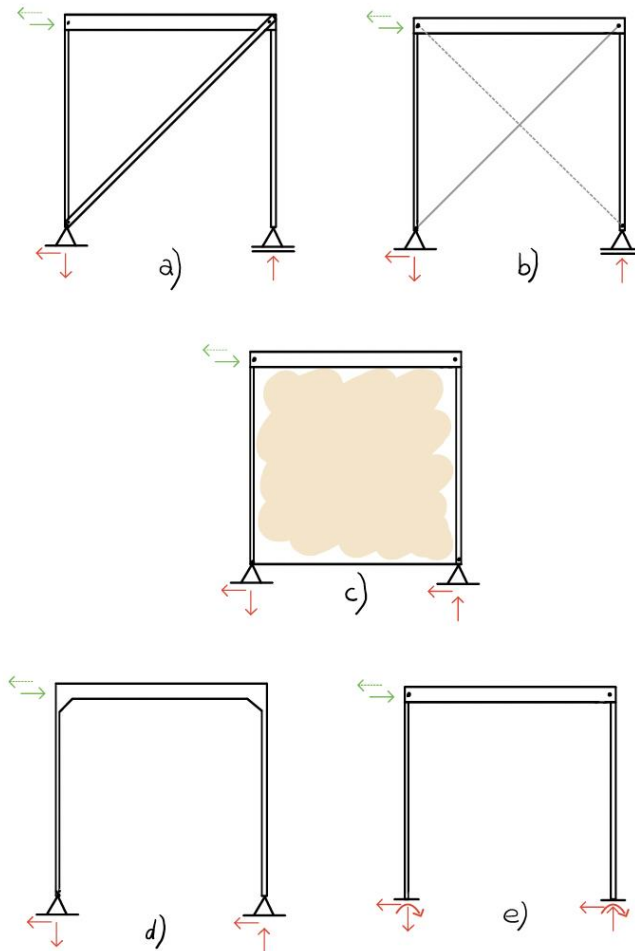
Figur 7 - Samanføyning med varierende grad av gliding i komposittbjelke (inspirert av figur 15.9 s.442 i Bell, 2017). B - ingen festemidlar, fri gliding, C - mekanisk festemidlar, noko gliding, D - limt forbindelse, ingen gliding

Limsambandet som mest truleg er den viktigaste i produksjon av limtrekomponentar er fingerskøyten. I ein fingerskøyt aukar ein limflata for sterkare samanføyning, og ein kan justere breidda på tuppen, fingerlengda og stigninga til ønska mål. Armeringsjern eller boltar som er limt inn i trekonstruksjonen er også ein metode ein kan bruke i forbindelsar. Dei er då skjult av konstruksjonsvirket og bidrar med stor stivleik og styrke, men ikkje i like stor grad som lim. (Bell, 2017)

Sannsynet er stort for at det er mangelfull avstiving som er årsaka til at ein konstruksjon sviktar. Avstiving i ein konstruksjon er både lokal stivleik og global stivleik. Lokal stivleik går ut på å hindre at enkeltkomponentar knekk ut under trykk, medan global stivleik handlar om å få horisontale krefter ned gjennom konstruksjonen til fundamentet utan for mykje sidevegs forskyving. (Bell, 2017)



Figur 8 – Global og lokal instabilitet (inspirert av figur 16.1 s. 456 i Bell, 2017)



Figur 9 -Avstiving i konstruksjonar (inspirert av figur 16.2 s. 456 i Bell, 2017). a) stag som tek trykk og strekk, b) stag i kryss som berre tek strekk, c) skive, d) momentstive rammehjørner, e) innspente søyler

Det er tre ulike måtar å stive av ein konstruksjon på; skråavstiving, skjærstive veggplater og hindre rotasjon i forbindelsar og opplegg med å mobilisera bøyestivleiken. Dei to fyrstnemnde er dei som i trekonstruksjonar er mest effektive, men ein kan også kombinera metodane. Her er det ofte utforming og plassering av opningar i konstruksjonen som avgjer kva metode som blir brukt. Ein skivekonstruksjon har si primære oppgåve i å virke som ein avstiving i konstruksjonen, som tek opp laster i sitt plan. (Bell, 2017)

«Det aller viktigste kriteriet som avstivningssystemet må tilfredstille er at det yter tilstrekkelig motstand mot alle mulige forskyvninger, inklusive rotasjoner.» s. 461, (Bell, 2017)

Ei skive eller ei plate blir ofte samla under namna «skalkonstruksjon» eller «skall». Det som er skilnaden på ei plate og ei skive er korleis belastning verkar på elementet, plater har belastning normalt på plateplanet medan skiver har belastning i skiveplanet. (Sandaker, 2024)

2.3.4 Rapportar og tidlegare bygg

SOFIE-prosjektet

Ved seismikk testing av bygg i CLT (Cross Laminated Timber) klarar dei seg stort sett bra, men ein vil oppleve store akselerasjonar i dei øvste etasjane og det går hardt ut over fester og hold-downs som får store skader som ikkje er mogleg å retta opp i. Tidlegare testing av seismiske krefter på CLT-veggar har vist at dei har kapasitet lik metall-festene og brotkrafta i treet. SOFIE-prosjektet er eit av dei største forsøka om seismiske krefter på CLT-bygg og blei utført av Trees and Timber Institute of Italy i samarbeid med japanske forskerar på både eit tre etasjars nygg og eit på sju etasjar. (Moroder et al., 2018)

«The three-storey and seven-storey CLT structures were able to withstand several strong earthquake records without significant structural damage.» (Moroder et al., 2018)

FPIInnovations testa eit fullskala to etasjars bygg av CLT for å sjå korleis det oppførte seg på eit tredimensjonalt plan, som resulterte i at innfestinga med spikrane i hold-downs og skjærplatene i første etasje røyk. Ved å trekke og spenne opp kablar gjennom CLT-elementa kan ein lage overgangar og samanføyingar som kan stå imot moment. Då kan ein lage knutepunkt med høgare kapasitet enn CLT-veggen. Forsøka viste at oppspente CLT-veggar er ei egna løysing både for einvegs og tovegs lastsituasjonar. (Moroder et al., 2018)

The Craypot

“The Craypot” i Kaikōura er det første bygget i berre tre i verden som tok i bruk skjærveggar av CLT og LVL (laminated veneer lumber). Bygget er rom til rådhuset til Kaikōura District Council, kontor, bibliotek og eit museum. Kaikōura District Council ville ha eit berekraftig bygg med stor styrke, som samstundes kunne vere ein turistattraksjon. Dei ville også fokusera på å støtta den lokale økonomien ved å hyre inn lokal arbeidskraft og bedrifter, sjølv om dei hadde eit stramt budsjett. Ved å involvera rådgivarar og produksjonsselskap tideleg i prosessen kom dei opp med skjærveggar. Veggane var primært i CLT men kombinert med LVL der det trongst ekstra styrke. I tillegg er det dratt etteroppspente stålkablar gjennom fleire av veggane. (Chapman, 2014)

NMIT Arts & Media Building

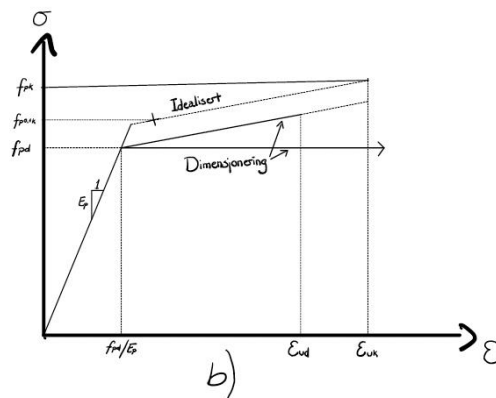
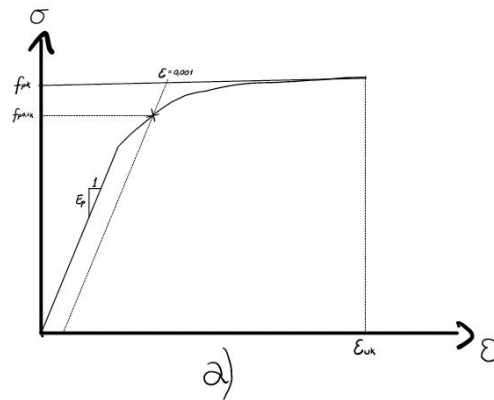
Med avansert skadeforebyggende design for jordskjelv er «NMIT Arts & Media Building» den fyrste fleiretasjesbygget i ein ny generasjon innan trekonstruksjonar. I dette bygget er det brukt parvise LVL veggjar som skjærveggjar med etteroppspente stålkablar gjennom. (Devereux et al., 2011)

«The success of the NMIT Arts & Media project has proven that with innovative design multi-storey timber construction is a viable option and can compete with traditional steel and concrete construction.» (Devereux et al., 2011)

2.4 Oppspenning med stålwire

Det er to hovudmåtar å spenne opp på stålwire; før oppspenning og etter oppspenning. I etter oppspenningsmetoden legg ein stålet i utsparingskanalar, og metoden har kallenamnet «kabelbetong» fordi det oftast er brukt i store plasstøypte konstruksjonar. I teorien kan ein bruke etter oppspenning med ønska krumming gjennom profilen for å oppnå eit ønska spenningsbilete med omsyn på ytre krefter og moment. I praksis set bøyelegeleiken til spennstålet grenser på kor store krummingar ein kan lage. (Sørensen, 2017)

For å unngå strekkspenningar i betongen i bruksgrensetilstanden er det viktig å bruke spennstål med høg fastleik. Slikt stål blir oftast laga med kaldarbeid i kombinasjon med legering. Spennstål er ofte eit tau av eit par ståltrådar som kvar har ein diameter på rundt 4 - 5 mm, kor kvar tråd har ei 0,01 % grense i strekkfastleiken mellom 1500 og 1800 N/mm². Desse trådane har tre gonger høgare fastleik enn vanleg armeringsstål. Ein spennkabel er fleire spenntau vikla saman. Relaksasjon er det som skjer når spennstålet har vore utsett for konstant tøyning over lengre tid og spenninga blir redusert. (Sørensen, 2017)



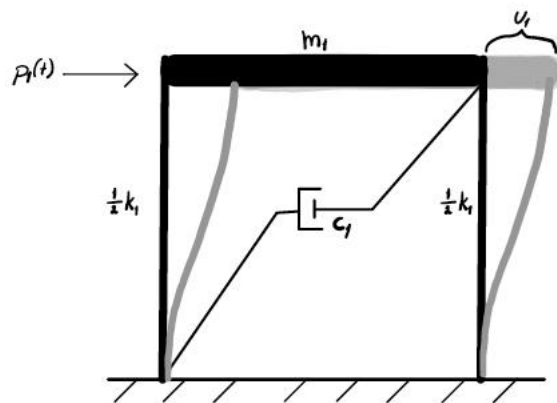
Figur 10 – typisk og idealisert spenning-tøyingskurve for spennstål (inspirert av figur 3.1 s. 194 i Sørensen, 2017). a) typisk spenning-tøyingskurve, b) idealisert spenning-tøyingskurve

Spennetau har ofte sju ståltrådar kor seks av dei blir vikla rundt den siste som dannar midten av tauet. Vanleg diameter på ståltråden er i 0,5, 0,6 eller 0,62 tommar som gir eit tverrsnittsareal på ståltauet på 100, 140 eller 150 mm². (Norsk betongforening, 2016)

2.5 Dynamisk analyse av konstruksjonar

2.5.1 Single-Degree of Freedom

Talet på dynamiske fridomsgrader blir set etter talet på komponentar som kan forskyvast, kor det simplaste eksempelet er eit enkelt fridomsgradsystem (SDoF – Single Degree of Freedom). Her antar ein at massen og dei elastiske eigenskapane er konsentrert i eitt fysisk element, og at det berre er mogeleg å bevege i ein retning. (Tomasi & Ussher)



Figur 11 - Visualisering av eit Single Degree of Freedom-system. $p_1(t)$ er påført kraft, k_1 er stivleiken i systemet, m_1 er massen til systemet, c_1 er dempinga i systemet og u_1 er forskyvinga.

2.5.2 Multiple-Degree of Freedom

I dei fleste tilfella vil ikkje ein SDoF-modell vere tilstrekkeleg for å skildre den dynamiske responsen i eit system då forskyvingsforma i systemet vil oppføre seg ulikt med tid og amplitude på forskyvinga gjennom systemet (Tomasi & Ussher). Eit multi fridomsgradsystem (MDoF – Multi Degree of Freedom) kan sjåast på som ei samling av SDoF (Tomasi & Ussher). I eit MDoF-system ser ein på ei samling punkt fordelt utover systemet, jo fleire punkt ein lagar dess meir nøyaktig blir resultata (Tomasi & Ussher). Total forskyving u i andre etasje i Figur 12 vil vere lik forskyvinga u_2 pluss forskyvinga u_1 , og er avhengig av massen og stivleiken til etasjen. Det er normalt i ein modal analyse å samle heile massen til ein etasje i dekke og seie at etasjeskiljet er «stivt» og «ubøyeleg» og så rekna stivleiken frå veggane/søylene i etasjen ut frå korleis dei er innfesta og setje dei som masselause objekt.

$$u(t) = \sum_{n=1}^N u_n(t) \quad (4)$$

Kor

N – totalt tal på etasjar/inndelingar

n – etasjen/inndelinga ein ser på

t – tid

Ei søyle som er spent inn i begge endar vil ha stivleikskoeffisient lik

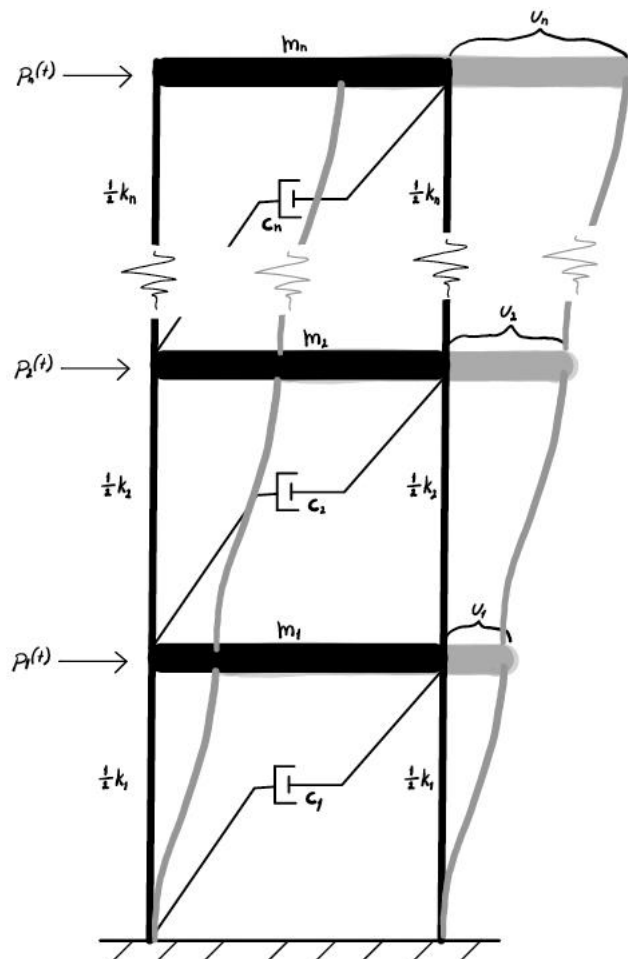
$$k = \frac{12EI}{h^3} \quad (5)$$

Kor

E – elastisitetsmodul

I – annet arealmoment

h – høgda på søyla



Figur 12 – Visualisering av Multi Degree of Freedom-system (inspirert av figur 1.1 i (Tomasi & Ussher)). $p_x(t)$ er påført kraft, k_x er stivleiken i systemet, m_x er massen til systemet, c_x er dempinga i systemet og u_x er forskyvinga.

2.6 Teori for utrekning

2.6.1 Laster

Snølast

Snølasta er rekna ut frå formel (5.1) i NS-EN 1991-1-3. Takvinkel satt til 0° , og det er antatt normal typografi etter tabell NA.5.1 i NS-EN 1991-1-3. Faktoren C_t bestemt frå kapittel 5.2.(8), og $s_{k,0}$ for Ås henta frå tabell NA.4.1(901). Formfaktoren μ for parapet tak bestemt ut frå tillegg B kapittel B.4.(4). (Standard Norge, 2003)

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k \quad (6)$$

Kor

- μ – formafaktor
- C_e – eksponeringskoeffisient
- C_t – termisk koeffisient
- s_k – karakteristisk verdi for snølast på mark

Statisk vind

Vindhastighetstrykket, $q_p(z)$, er rekna ut etter ein åtte trinns metode etter kapittel 4 i NS-EN 1991-1-4 med eventuelle suppleringar frå det nasjonale tillegget NA, og med terrengkategorien satt til III. Faktorar som er avhengig av referansehøgda z blir ulik for vind på langside og på kortside då z vil variere som forklart i figur 7.4 i NS-EN 1991-1-4. (Standard Norge, 2005a)

$$q_p(z) = [1 + 7 * I_v(z)] * \frac{1}{2} * \rho * v_m^2(z) \quad (7)$$

Kor

- $I_v(z)$ – turbulensintensiteten
- ρ – lufttettleik
- v_m – stedsvindhastigheit

For å definere soner for vertikale veggjar ser ein på figur 7.5 i NS-EN 1991-1-4 og vidare tabell 7.1 i NS-EN 1991-1-4 for å finne formfaktorane for kvar sone. Sidan bygget ikkje har ei kvadratisk grunnflate vil sonene for vind vinkelrett på langsida vera ulike frå sonene for vind vinkelrett på kortsida, medan høgda vil vere den same for begge tilfella. For taket ser ein på figur 7.6 i NS-EN 1991-1-4 for å definere soner for flate tak, og tabell 7.2 i NS-EN 1991-1-4 for å finne tilhøyrande formfaktorar for parapet tak. For h/d og h_p/h verdiar som ikkje var tilsvarande dei som er oppgitt i tabellane blei det brukt interpolasjon for å finne formfaktoren, og for soner med areal $1 \text{ m}^2 < A < 10 \text{ m}^2$ blei formel frå figur 7.2 i NS-EN 1991-1-4 brukt. (Standard Norge, 2005a)

Vindtrykket på utvendige flater, w_e , og vindtrykket på innvendige flater, w_i , blei rekna ut frå kapittel 5.2 i NS-EN 1991-1-4, med c_{pi} verdiar gitt i kapittel 7.2.9(6) og formel (7.3) – merknad 2 i NS-EN 1991-1-4 og det reknast på begge verdiane for c_{pi} . Det utvendige vindtrykket w_e for sone D blei summert med kvar av det innvendige vindtrykket w_i med tilhøyrande forteikn for å finne største trykket veggane vil kjenne på. (Standard Norge, 2005a)

$$W_x = q_p(z) * c_{p,x} \quad (8)$$

Kor

$q_p(z)$ – vindhastighetstrykket frå formel (7)

$c_{p,x}$ – formfaktorar

$$W_{tot} = W_e + W_i \quad (9)$$

Kor

W_e – utvendig trykk

W_i – innvendig trykk

Dynamisk vind

Ved å multiplisere toppfaktoren, k_p , for toppfarta til vinden med standardavviket, $\sigma_{a,x}(y,z)$, finn ein akselerasjonen til etasjane i bygget som skildra i NS-EN 1991-1-4 kapittel C.4.(3). Toppfaktoren, k_p , gitt med formel (B.4) i NS-EN 1991-1-4 og standardavviket, $\sigma_{a,x}(y,z)$, gitt med formel (C.4) i NS-EN 1991-1-4. Vedlegg B, C og F i NS-EN 1991-1-4 inneheld det av formel som trengs for å rekne ut toppakselerasjonen. (Standard Norge, 2005a)

Toppfaktor;

$$k_p = \sqrt{2 * \ln(v * T)} + \frac{0,6}{\sqrt{2 * \ln(v * T)}} \quad (10)$$

Kor

v – oppkryssingsfrekvensen

T – mildningstida for stedsvindhastigeita lik 600s etter kapitel B.2.(3) i NS-EN 1991-1-4

Standardavviket;

$$\sigma_{a,x}(y, z) = c_f * \rho * l_v(z) * v_m^2(z) * R * \frac{K_y * K_z * \Phi(y, z)}{\mu_{ref} * \Phi_{max}} \quad (11)$$

Kor

c_f – formfaktor

ρ – lufttettleik

l_v(z_s) – turbulensintensiteten ved referansehøgde z_s

v_m(z_s) – den karakteristiske stedsvindhastigeita ved referansehøgda z_s

R – kvadratrot av resonansfaktoren R²

K_y – konstant, henta frå merknad 1 i tabell C.1 i NS-EN 1991-1-4

K_z – konstant, henta frå merknad 1 i tabell C.1 i NS-EN 1991-1-4

μ – referansemasse per arealenhet

Φ(y,z) – svingeform

Φ_{max} – svingeformverdi ved størst amplitude

Toppakselerasjonen;

$$a = \sigma_{a,x}(y, z) * k_p \quad (12)$$

Kor

σ_{a,x}(y,z) – standardavviket, frå formel (11)

k_p – toppfaktor, frå formel (10)

Nyttelast

Etter kategoriene i tabell 6.1 i NS-EN 1991-1-1 og tabell NA.6.2 finn ein verdi for nyttelast q_k for golv, kategori A lik $2,0 \text{ kN/m}^2$. (Standard Norge, 2005b)

Etter kategoriene i tabell 6.8 i NS-EN 1991-1-1 og tabell NA.6.10 finn ein anbefalt verdi for nyttelast på tak for kategorien H og tak med takhelning $< 20^\circ$ på $0,75 \text{ kN/m}^2$. (Standard Norge, 2005b)

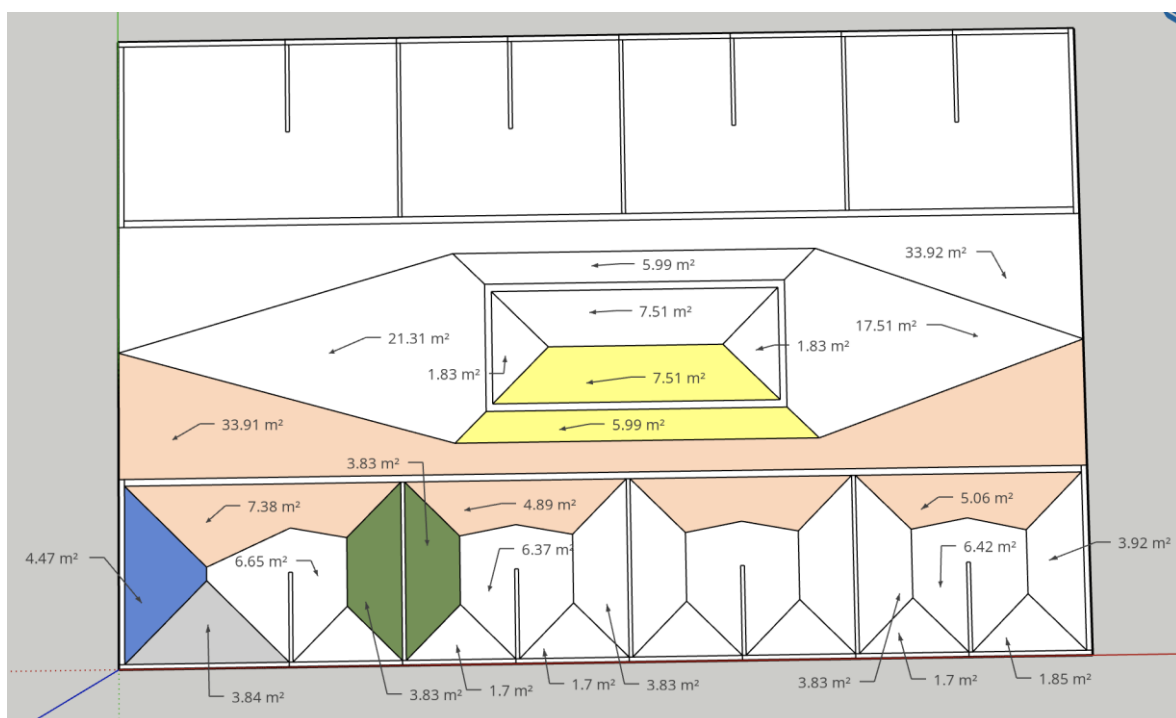
For å finne nyttelasta som verkar på kvar kritisk vegg blei dei forenkla lastsonene vist i Figur 13 brukt. Det er veggane i fyrste etasje som er sjekka opp mot ULS krav, og for nyttelasta er det brukt ein etasjereduksjonsfaktor α_n for overliggende etasjar etter formel (NA.6.2) i NS-EN 1991-1-1. (Standard Norge, 2005b)

$$\alpha_n = \frac{2+(n-2)\psi_0}{n} \quad (13)$$

Kor

n – tallet på etasjar (>2) over dei belasta berande delane frå same kategori

ψ_0 – faktor henta frå tabell 3.8 i ProHolz (Wallner-Novak et al., 2014)



Figur 13 - Forenkla lastsoner pr vegg. Grøn - 90mm3s, grå - 120mm5s, blå - 140mm5s, beige - 160mm5s og gul - 180mm5s

Moment på yttervegg frå vindkraft

For å finne momentet, M , i ytterveggane, 120mm5s og 140mm5s, frå vindkrafta blei følgande formel brukt

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} \quad (14)$$

Kor

q – vindkraft på flate, [N/m]

l – høgda på veggen (høgda på etasjen minus tjuknaden på dekket)

Vindkrafta, q , satt lik største resultatet av formel (9) for sone D.

Lastkombinasjonar

Det er tre variable laster, *vindlast*, *snølast* og *nyttelast*, som gir tre ulike dimensjonerande laster. Sidan vindkrafta er både i x og y-retning blir det derfor sett på seks ulike lastkombinasjonar, tre med vind i x- retning og tre med vind i y-retning. For å rekne ut dei ulike tilfella vart formel (6.10b) i NS-EN-1990 nytta. (Standard Norge, 2002)

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (15)$$

Kor

ξ_j – reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster

$\gamma_{G,j}$ – partialfaktor for permanent last

$G_{k,j}$ – karakteristisk verdi for permanent last

γ_P – partialfaktor for forspenningslast

P – relevant representativ verdi for forspenningslast

$\gamma_{Q,i}$ – partialfaktor for variabel last

$\psi_{0,i}$ – kombinasjonskoeffisientar gitt i tabell 3-8 i ProHolz (Wallner-Novak et al., 2014)

$Q_{k,i}$ – variable laster, med $Q_{k,1}$ som den dimensjonerande variable lasta.

2.6.2 Kapasitet

Vegg

For å kontrollere at veggane er innafør ULS krav må ein finne spenninga som blir påført kvar type vegg. Den dimensjonerande trykkspenninga i fiberretning, $\sigma_{c,0,d}$, modifisert frå standard formelen for spenning σ .

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (16)$$

Kor

F – kraft

A – areal

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{G+Q}{\sum b \cdot d_i} \quad (17)$$

Kor

G – eigenlast

Q – nyttelast

b – breidda på den kritiske veggen

d_i – tjuknaden på dei ståande lamellane

For ytterveggane som blir utsett for moment frå vindlasta treng ein også spenninga dette lagar.

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W_{eff}} \quad (18)$$

Kor

M – momentet, skildra i kapittel 2.6.1 under Moment på yttervegg frå vindkraft

W_{eff} – effektivt elastisk tverrsnittsmodul

Dekke

For å kontrollera at dekke er innafor ULS krav for moment, skjær, rulleskjær og trykk normalt på fiberretning må ein finne dei tilhøyrande spenningane som blir påført dekke. Momentspenninga finn ein på same måte som for vegg med formel (18).

Før ein finn skjærspenninga og rulleskjærspenninga treng ein skjærkrafta.

$$V = \frac{q \cdot l}{2} \quad (19)$$

Kor

q – linjelast

l – lengde på spennet

Dette gir skjærspenninga og rulleskjærspenninga etter formel (5.14) og (5.17) i ProHolz (Wallner-Novak et al., 2014)

$$\tau_{v,d} = \frac{V \cdot S_{eff}}{I_{eff} \cdot b} \quad (20)$$

$$\tau_{r,d} = \frac{V \cdot S_i}{I_{eff} \cdot b} \quad (21)$$

Kor

V – skjærkrafta gitt med formel (19)

S_{eff} – skjærstivleik for lamellane i kraftretning

I_{eff} – det effektive annet arealmoment for lamellane i kraftretning

b – breidda på veggen

S_i – skjærstivleik for lamellane på tvers av kraftretning

For å finne trykkspenninga normalt på fiberretninga treng ein både lastene frå vegg og lastene frå dekke, som skildra i kapittel 3.3.2.

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{vegg} + F_{dekke}}{l_{eff}} \quad (22)$$

Kor

l_{eff} – effektiv kontaktlengde av vegg på dekke

Frå SLS krav må ein sjekke nedbøyingsskrav. Sjekkar både for momentan (inst) nedbøying og for kryp (creep) frå linjelastene q_{inst} og q_{creep} .

$$q_{inst} = G + V_1 + V_{>1} * \psi_0 \quad (23)$$

Kor

G – eigenvekt

V_1 – dimensjonerande variabel last

$V_{>1}$ – variabel last

ψ_0 – kombinasjonskoeffisientar gitt i tabell 3-8 i ProHolz (Wallner-Novak et al., 2014)

$$q_{creep} = G * k_{def} + V_1 * \psi_2 * k_{def} + V_{>1} * \psi_2 * k_{def} \quad (24)$$

Kor

G – eigenvekt

V_1 – dimensjonerande variabel last

$V_{>1}$ – variabel last

ψ_2 – kombinasjonskoeffisientar gitt i tabell 3-8 i ProHolz (Wallner-Novak et al., 2014)

k_{def} – deformasjonsfaktor frå tabel 5.2 CEN/TC 250/SC 5 (Secretariat: BSI, 2020)

Momentan nedbøying, W_{inst} , og kryp, W_{creep} , blir etter formel (7.2ao) i CEN/TC 250/SC 5 (Secretariat: BSI, 2020)

$$W_{inst} = \frac{5}{384} * \frac{q_{inst} * l^4}{E_{mean} * I_{eff}} \quad (25)$$

$$W_{creep} = \frac{5}{384} * \frac{q_{creep} * l^4}{E_{mean} * I_{eff}} \quad (26)$$

Kor

l – kritisk lengde på spennet av dekke

E_{mean} – middel elastisitetsmodul

I_{eff} – effektivt annet arealmoment

Total nedbøying, $W_{net,fin}$, er summen av momentan nedbøying og kryp.

$$W_{net,fin} = W_{inst} + W_{creep} \quad (27)$$

2.6.3 Gamma-metoden

Ved å bruke gamma-metoden ser ein på dei fleksible eigenskapane til eit CLT-element ved å skildre skjærstivleiken i forbindelsane med γ_i . Er det ingen forbindelse mellom platene er $\gamma_i = 0$ og er forbindelsen heilt stiv er $\gamma_i = 1$. I gamma-metoden antar ein at det berre er sjikta i CLT-elementet med fiberretning i same retning som påført kraft som er berande, medan sjikta som ligg på tvers av kraftretninga er mekaniske fester. (Cheng, 2015)

Begynn med å rekne ut arealet, A_i , av kva lamell.

$$A_i = d_i * b \quad (28)$$

Kor

d_i – er tjuknaden på lamella

b – breidda på elementet

Vidare finn ein annet arealmoment, I_i , for kvar lamell med formel for rektangulære tversnitt.

$$I_i = \frac{b \cdot d_i^3}{12} \quad (29)$$

Så finn ein stivleiken i forbindelsen, γ_i , for dei to ytste lamellane og brukar γ_i lik 1 for dei midtarste lamellane for heilt stiv forbindelse.

$$\gamma_i = \left(1 + (\pi^2 * E_{0,mean} * A_i) / (G_r * (b/d_i) * L_{krit}^2)\right)^{-1} \quad (30)$$

Kor

$E_{0,mean}$ – middel elastisitetsmodul strekk

G_r – rulleskjærmodul frå tabell 5.2c punkt b, f og g i CEN/TC 250/SC 5 (Secretariat: BSI, 2020)

L_{krit} – den kritiske lengda av vegg

Til slutt finn ein I_{eff} modifisert med γ_i , der ein legg saman I_{lamell} for dei ståande lamellane for seg og I_{lamell} for dei liggande lamellane for seg.

$$I_{eff} = I_i + \gamma_i * A_i * a_i^2 \quad (31)$$

Kor

a_i – avstanden frå senter av elementet til senter av lamellen

2.6.4 Kontroll

Vegg

For å kunne kontrollera at lastene ikkje overgår kapasiteten i vegg rekna ein ut stresset i vegg etter formel (B.2) i CEN/TC 250/SC 5 (Secretariat: BSI, 2020)

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_{c,d}}{A_{tot}} \quad (32)$$

Kor

$F_{c,d}$ – dimensjonerande trykk-krefter

A_{tot} – det totale arealet av lamellane med fiberretning i last retning

For å kontrollere at momentkapasiteten i vegg er god nok for momentet som oppstår brukar ein formel (5.8) i ProHolz. (Wallner-Novak et al., 2014)

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} \quad (33)$$

Til kontroll av kapasitetane til golvet treng ein skjærkrafta og momentet som verkar på golvet. For å rekne ut skjærkrafta og momentet treng ein linjelasta, q .

$$q = \xi * \gamma_{gj,sup} * G + Q_{V1} * \gamma_{Q1} \quad (34)$$

Kor

ξ – reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster

$\gamma_{gj,sup}$ – partialfaktor for permanent påverknad

G – permanent last

Q_{V1} – dimensjonerande variabel last

γ_{Q1} – partialfaktor for variabel last

Sjølve kontrollen blir som formel (5.5) i ProHolz. (Wallner-Novak et al., 2014)

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} * k_c \quad (35)$$

Dekke

For å kontrollera dekke sjekkar ein momentkapasitet, skjærkapasitet, rulleskjærkapasitet og trykkfastleik normalt på fiberretning ved følgande formlar.

Moment

$$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (36)$$

Skjær

$$\frac{\tau_{v,d}}{f_{v,d}} \leq 1 \quad (37)$$

Rulleskjær

$$\frac{\tau_{r,d}}{f_{v,90,d}} \leq 1 \quad (38)$$

Trykk normalt på fiberretning

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d} \cdot k_{c,90}} \leq 1 \quad (39)$$

Kontroll av nedbøying sjekkast mot krav i tabell 7.2 i NS-EN 1995-1-1. (Standard Norge, 2004)

Momentan nedbøying

$$\frac{W_{inst}}{l/350} \leq 1 \quad (40)$$

Kryp deformasjon

$$\frac{W_{net,fin}}{l/250} \leq 1 \quad (41)$$

3. Metode

3.1 Vegg og dekke elementa

Tjuknaden på sjikta i elementa er henta frå eller inspirert av tabell 1 i den tekniske godkjenninga til Splitkon (SINTEF, 2019), som vist i Figur 29 i Vedlegg A. Elementa 120mm5s, 140mm5s, 160mm5s og 180mm5s er henta rett frå tabellen medan 90mm3s og 180mm7s er inspirert frå liknande element i den tekniske godkjenninga då det ikkje var lista element med same kriteria. Dette gir element med sjikttjuknad vist i Tabell 1.

Tabell 1 - Oversikt over lamelletjuknaden i dei ulike elementa

	Tjuknad i mm for kvart sjikt.						
	L	T	L	T	L	T	L
90mm3s	30	30	30				
120mm5s	30	20	20	20	30		
140mm5s	33	20	33	20	33		
160mm5s	32	32	32	32	32		
180mm5s	40	30	40	30	40		
180mm7s	30	20	30	20	30	20	30

Dei to ytste sjikta er i kvalitet T22 og lamellane i midten er i kvalitet T15. Dei karakteristiske eigenskapane er tatt etter tabell 2 i teknisk godkjenning (SINTEF, 2019) vist i Figur 30 i Vedlegg A.

3.2 Eigenvekt

Eigenvekt reknast som densitet gonge volum, men sidan det er to fastleikstypar i eitt element med kvar sin densitet vart volumet pr fastleiksklasse gonga med tilhøyrande karakteristisk densitet og gravitasjonskonstanten for å konvertere vekta til N. Volumet for kvar tjuknad er rekna ut med breidda frå den kritiske veggen, sjå Figur 13.

$$G = \rho * V_{T15} * g + \rho * V_{T22} * g \quad (42)$$

Kor

- G – permanent påverknad
- ρ – densitet
- V – volum (høgde * breidde * tjuknad)
- g – gravitasjonskonstanten

3.3 Kapasitet

3.3.1 Vegg

Sidan det er to ulike fastleiksklassar i same element blei kvar fastleik rekna ut for delen av elementet og lagt saman. Fastleiksklassen blei gonga med tjuknaden for lamellane med den fastleiksklassen delt på heile tjuknaden på elementet. Formelen som vart brukt for å rekna ut den dimensjonerande trykkfastleiken blei dermed;

$$f_{c,0,d} = \frac{(k_{mod} * k_{sys} * f_{c,0,k,15} * (t_{15}/t_h)) + (k_{mod} * k_{sys} * f_{c,0,k,22} * (t_{22}/t_h))}{\gamma_M} \quad (43)$$

Kor

- $f_{c,0,k,15}$ – karakteristisk trykkfastleik for T15
- t_{15} – tjuknaden på alle lamellane med T15
- t_h – tjuknaden på heile elementet
- $f_{c,0,k,22}$ – karakteristisk trykkfastleik for T22
- t_{22} – tjuknaden på alle lamellane med T22

For ytterveggane vart også dimensjonerande momentkapasitet, $f_{m,d}$, rekna ut med tanke på vindkrefter. Dette gjeld 120mm5s og 140mm5s veggane.

$$f_{m,d} = \frac{(k_{mod} * k_{sys} * f_{m,k,15} * (t_{15}/t_h)) + (k_{mod} * k_{sys} * f_{m,k,22} * (t_{22}/t_h))}{\gamma_M} \quad (44)$$

Kor

$f_{m,k,15}$ – karakteristisk bøyefastleik for T15

$f_{m,k,22}$ – karakteristisk bøyefastleik for T22

Dei dimensjonerande trykk-kreftene, $F_{c,d}$, er summen av eigenvekt og nyttelast, kor nyttelasta, Q , er rekna ut frå lastsonene vist i Figur 13. Nyttelast er summen av kvar nyttelast, Q_{golv} , Q_{tak} og Q_{vegg} .

$$Q = \sum(q_{k,x} * lastsone) \quad (45)$$

Kor

$q_{k,x}$ – anbefalt nyttelastverdi frå NS-EN 1991-1-1 kapittel 6, sjå kapittel 3.1.5.

Lastsone – forenkla last sone vist i Figur 13

3.3.2 Dekke

Framgangsmåten for å finne den dimensjonerande momentkapasiteten, $f_{m,d}$, er same som for vegg, skildra i formel (44).

I tillegg til dimensjonerande momentkapasitet treng ein dimensjonerande skjærfastleik, $f_{v,d}$, rulleskjærkapasitet, $f_{v,90,d}$, og trykkfastleiken normalt på fiberretning, $f_{c,90,d}$. Formlane er lik som for dimensjonerande momentkapasitet, det er berre f_k -verdiane som endrar seg, og dette gir dimensjonerande skjærfastleik lik;

$$f_{v,d} = \frac{(k_{mod} * k_{sys} * f_{v,k,15} * (t_{15}/t_h)) + (k_{mod} * k_{sys} * f_{v,k,22} * (t_{22}/t_h))}{\gamma_M} \quad (46)$$

Kor

$f_{v,k,15}$ – karakteristisk skjærfastleik for T15

$f_{v,k,22}$ – karakteristisk skjærfastleik for T22

og dimensjonerande rulleskjærkapasitet lik;

$$f_{v,90,d} = \frac{(k_{mod} * k_{sys} * f_{v,90,k,15} * (t_{15}/t_h)) + (k_{mod} * k_{sys} * f_{v,90,k,22} * (t_{22}/t_h))}{\gamma_M} \quad (47)$$

Kor

$f_{v,90,k,15}$ – karakteristisk rulleskjærfastleik for T15

$f_{v,90,k,22}$ – karakteristisk rulleskjærfastleik for T22

og dimensjonerande trykkfastleik normalt på fiberretning lik;

$$f_{c,90,d} = \frac{(k_{mod} * k_{sys} * f_{c,90,k,15} * (t_{15}/t_h)) + (k_{mod} * k_{sys} * f_{c,90,k,22} * (t_{22}/t_h))}{\gamma_M} \quad (48)$$

Kor

$f_{c,90,k,15}$ – karakteristisk trykkfastleik normalt på fiberretning for T15

$f_{c,90,k,22}$ – karakteristisk trykkfastleik normalt på fiberretning for T22

Då $f_{c,90,k}$ verdi verken er oppgitt for T15 eller T22 er denne antatt til å vere 2,5 N/mm. For å finne kreftene som verkar på dekket la ein krafta frå veggane saman med krafta frå dekke.

$$F_{vegg} = \gamma_{Q,1} * Q_{nytt.vegg} * n * h + \xi_j * \gamma_{G,j} * (G_{tak} + G_{dekke} * n * \alpha_n) \quad (49)$$

$$F_{dekke} = \xi_j * \gamma_{G,j} * (G_{tak} + G_{dekke} * n * \alpha_n) \quad (50)$$

Kor

$\gamma_{Q,1}$ – Lastfaktor for dimensjonerande last

$Q_{nytt.vegg}$ – nyttelast vegg

n – talet på etasjar

h – høgda på etasjen

ξ_j – reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster

$\gamma_{G,j}$ – partialfaktor for permanent last

G_{tak} – eigenvekt tak

G_{dekke} – eigenvekt dekke

α_n – reduksjonsfaktor for overliggende etasjar

For å finne middel elastisitetsmodul for heile elementet til å rekne nedbøying, som skildra i kapittel 2.6.2 Dekke med formlane (23) – (27), blei middel elastisitetsmodul for kvar fastleiksklasse rekna ut og summert. Det blei gjort ved å gonge middel elastisitetsmodul med tjuknaden for lamellane med den fastleiksklassen delt på heile tjuknaden på elementet.

$$E_{mean} = E_{mean,T15} * \frac{t_{T15}}{t_{tot}} + E_{mean,T22} * \frac{t_{T22}}{t_{tot}} \quad (51)$$

Kor

$E_{mean,T15}$ – middel elastisitetsmodul for fastleiksklassen T15

$E_{mean,T22}$ – middel elastisitetsmodul for fastleiksklassen T22

t_{T15} – tjuknaden på lamellane med fastleiksklasse T15

t_{T22} – tjuknaden på lamellane med fastleiksklasse T22

t_{tot} – total tjuknad på elementet

3.4 FEM – Design 21

3.4.1 FEM-analyse

Det blei valt «Eurokode (NA: Norwegian)» før programmet opna seg og modelleringa kunne begynne.

Vegg og dekke

Det blei oppretta seks nye «glued laminated» materiale med verdiane i Tabell 2. Faktorar som ikkje var oppgitt i tabell 2 i teknisk godkjenning (SINTEF, 2019), sjå Figur 30, vart ståande slik som det allereie låg inne i FEM-design. For å finne ein representativ verdi for heile elementet blei følgande formel brukt

$$Verdi_x = verdi_{T15} * \frac{t_{T15}}{t_{tot}} + verdi_{T22} * \frac{t_{T22}}{t_{tot}} \quad (52)$$

Kor

$Verdi_{T15}$ – verdi oppgitt for T15

$Verdi_{T22}$ – verdi oppgitt for T22

t_{T15} – tjuknaden på alle lag med T15

t_{T22} – tjuknaden på alle lag med T22

t_{tot} – den totale tjuknaden på elementet

Tabell 2 - Oversikt over representative verdier for kvart veggelement

Oversikt over representativ verdier for heile elementet												
	90mm3s		120mm5s		140mm5s		160mm5s		180mm5s		180mm7s	
	T15	T22	T15	T22	T15	T22	T15	T22	T15	T22	T15	T22
	0,33	0,67	0,5	0,5	0,52	0,48	0,6	0,4	0,55	0,45	0,67	0,33
$f_{m,k}$	27,2		26,3		25,9		25,4		25,8		24,8	
$f_{t,0,k}$	19,7		18,5		18,2		17,8		18,1		17,3	
$f_{c,0,k}$	24,3		23,5		23,2		23,0		23,2		22,7	
$f_{v,k}$	4,0		4,0		4,0		4,0		4,0		4,0	
$f_{v,90,k}$	0,7		0,7		0,7		0,7		0,7		0,7	
E_{mean}	12500		12250		12125		12100		12166,7		12000	
E_{90}	363,3		330		322,6		310		318,9		296,7	
$E_{0,05}$	10416,7		10208,3		10104,2		10083,3		10138,9		10000	
G_{mean}	780		765		757,3		756		760		750	
$G_{0,05}$	650		637,5		631,1		630		633,3		625	
ρ_k	380		375		371,6		372		373,3		370	
ρ_{mean}	456,7		450		445,8		446		447,8		443,3	

I tillegg blei γ_M endra frå 1,25 til 1,15, etter tabell 4.3a i CEN/TC 250/SC 5 (Secretariat: BSI, 2020), og det blei sjekka at «service class» var stilt til 1.

Første etasje blei teikna opp og etter ein rask sjekk på at den såg bra ut blei den så kopiert oppover til det var åtte etasjar. Midten av veggen ligg på akselinjene.

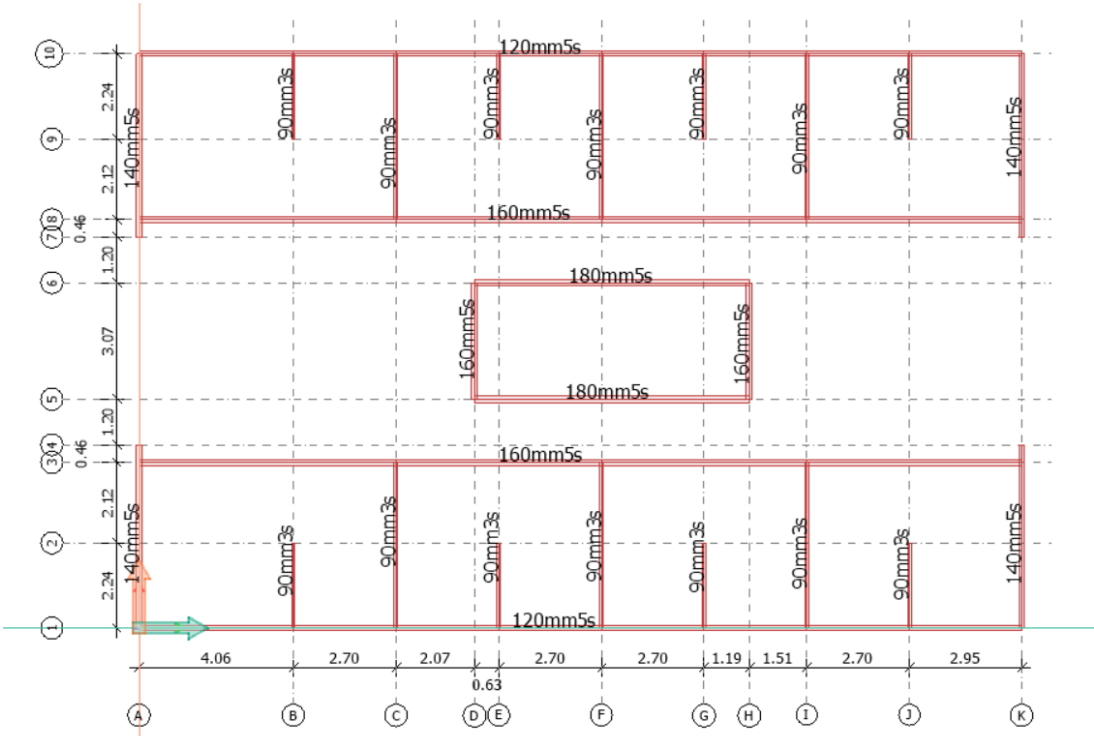
Stålwire

For å få ein stålprofil mest mogleg lik stålkabelen på både areal og kapasitet blei det oppretta ein ny materialtype under stålsøyler med utgangspunkt i kaldvalsa CHS-profil med areal og eigenskapar lista i Tabell 85 i Vedlegg C kapittel C5 – Spennstål. Som innfesting blei det valt alternativet «hinged», og med plasseringspunkt som ligg på aksane slik at spennkablane ligg i senteret av veggane.

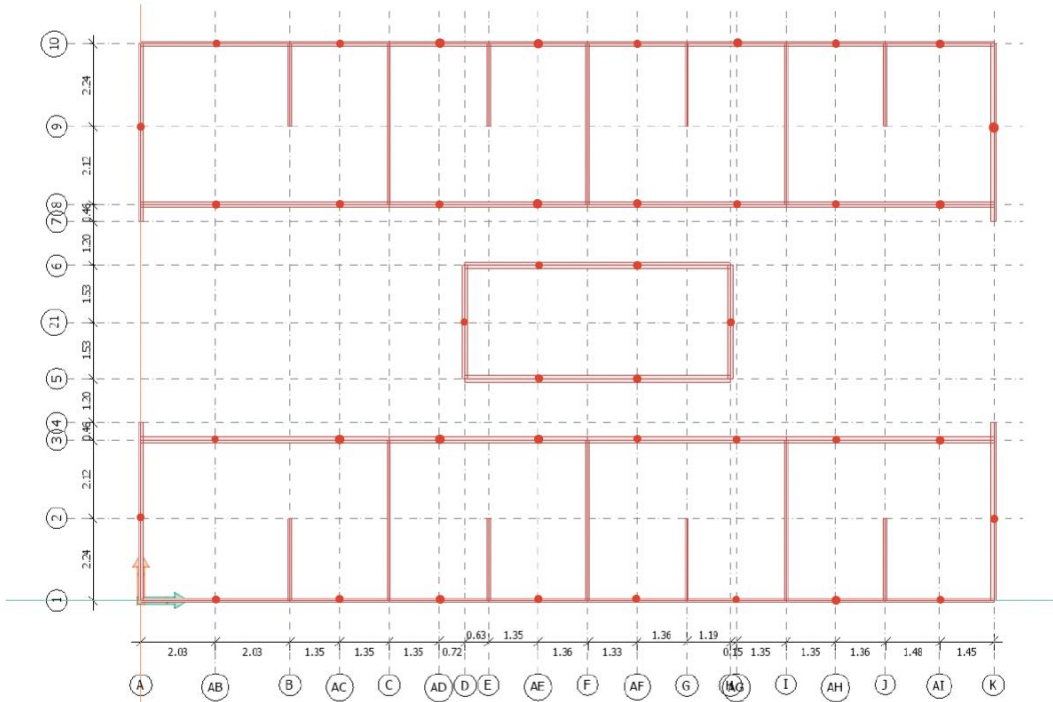
Aksesystem

Det blei laga eit etasjesystem med åtte etasjar med lik avstand som senteravstanden mellom dekker på 2,86 m og to set med aksesystem. Først eit aksesystem for å teikne opp sjølve bygget med veggar, sjå Figur 14, og seinare eit for å plassera ut punkt til å festa stålkablane.

Aksesystemet for stålkabelpunkta treff midt på veggane frå det første aksesystemet, sjå Figur 15. Plassering av spennstål er etterlikna plassering frå figur 17 i Rooth, 2018.



Figur 14 - Aksesystem med avstandar og veggssystemet



Figur 15 - Aksesystem med lengder og markerte punkt der spennstålet er plassert ut

Laster

Eigenvekta rekna programmet ut sjølv ved å setje den til «+Struc. Dead load» under type last, og til permanent for varigheitsklasse.

Nyttelast for tak og nyttelast for dekke blei lagt inn som «ordinary» under last type og blei begge lagt inn som langtidslast under varigheitsklasse. Dei blei plassert ut som flatelast med verdi som oppgitt i kapittel 2.6.1 Nyttelast og blei teikna opp for eit og eit tak/dekkeelement.

Snølast blei også lagt inn som «ordinary» under last type men halvtårslast under varigheitsklasse. Den blei på same måte som nyttelast plassert ut for kvart takelement med verdien rekna ut etter formel (6) og er oppgitt i Tabell 3.

FEM-Design rekna også ut vindlasta sjølv. Det blei oppgitt vindhastigheit på 22m/s, terrengtype III og område 1 for Sør-Noreg (ekskludert Nord-Trøndelag). Då blei det oppført fire ulike laster i oversikten, to for x-retning (+ og -) og to for y-retning (+ og -). Dei blei oppført som «ordinary» under last type og korttidslast under varigheitsklasse.

Oppspenninga av spennstålet blei lagt inn som «ordinary» under last type, og som permanent under varigheitsklasse. Kvar spennstål-søyle fekk ei last på 150 kN knytt til seg og festa i øvste punktet. Det er same lasta på spennstålet som blei brukt i analysar i oppgåva til Rooth. (Rooth, 2018)

Lastkombinasjonar

FEM-Design laga ut frå lastene som vart oppretta ei liste med lastkombinasjonar, og for ULS blei det tolv ulike kombinasjonar. I tillegg blei det oppretta ti kombinasjonar for «Characteristic», to kombinasjonar for «Quasi-permanent» og åtte kombinasjonar for «Frequent». Totalt blei det 32 lastkombinasjonar. Dei tolv ULS lastkombinasjonane med tilhøyrande patrialfaktorar er lista i Tabell 43 i kapittel B3 Lastkombinasjonar i Vedlegg B.

Meshing

Det einaste som blei gjort før meshinga blei påført modellen var å huke av for «peak smoothing», «line connections», «point loads» og «line loads» i *prepare* under *mesh* i *settings*. Dette for at punkta der stålkabelen og veggen møtes ikkje skulle bli eit problem. Elles blei standard innstillingar ståande.

Analyse

For å redusera analysetida, sidan det blei køyrd fem forskjellige analysar for kvar av dei ni modellane, blei det bytta frå «Fine elements with 9/6/3 nodes» til «Standard elements with 4/3/2 nodes». Den første analysen var «load cases», som gav resultat for kvar enkel last. Så blei det køyrd analyse for «eigenfrequencies» etterfølgd av ein «seismic analysis» for dynamisk analyse. Til slutt blei det køyrd analyse for «Load combinations» og «Maximum of load groups».

4. Resultat

Berekingar bak resultatata i kapittel 4.1 og 4.2 er rekna ut etter kapittel 2.6 og ligg meir utfyllande i Vedlegg C.

4.1 Laster

4.1.1 Ytre krefter

Dei ytre kreftene rekna ut etter kapittel 2.6.1.

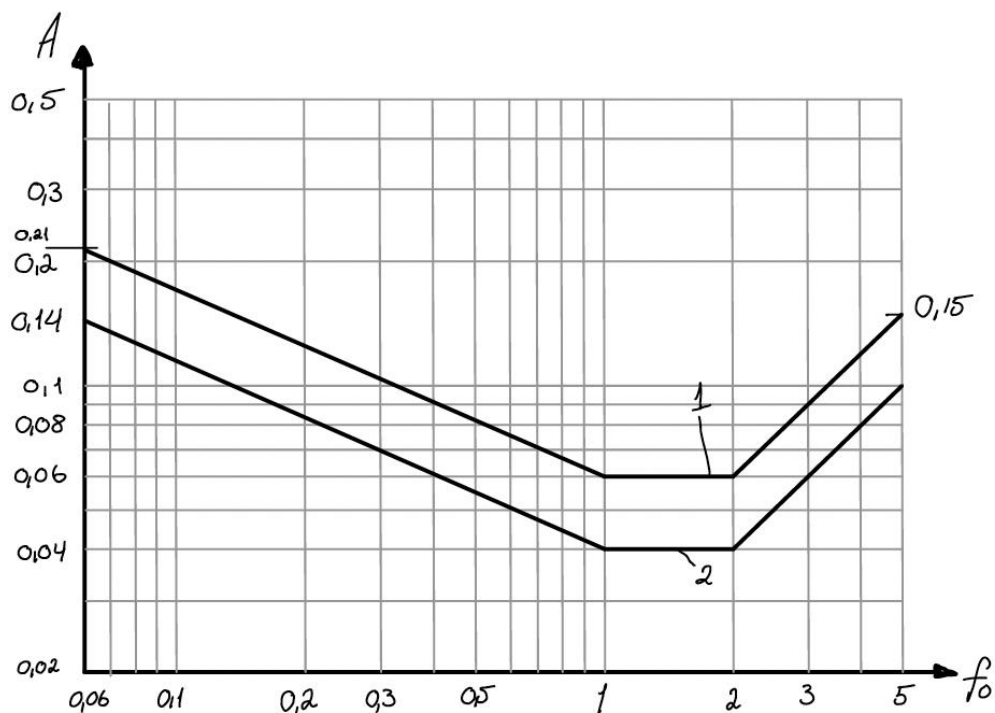
Tabell 3 - Ytre krefter rekna ut etter NS-EN 1991-1-3 og NS-EN 1991-1-4

Snølast	1,1 [kN/m ²]
Største vindtrykk på kortside vegg	626,53 [N/m ²]
Største vindtrykk på langside vegg	719,24 [N/m ²]

4.1.2 Vibrasjon

Tabell 4 - Oversikt over egenfrekvens og toppakselerasjon for langside og kortside for dei ulike modellane

	Eigenfrekvens [Hz]	Akselerasjon [m/s^2]	
		Langside	Kortside
Uten	0,874	0,0057	0,0083
t	0,867	0,0058	0,0083
ht-and-t	0,875	0,0057	0,0082
ht	0,875	0,0057	0,0082
3overlapp	0,961	0,0051	0,0074
ht-hb	1,128	0,0042	0,0061
to-og-to	1,301	0,0035	0,0051
h-and-h	1,309	0,0035	0,0051
t-to-b	1,309	0,0035	0,0051



Figur 16 - Vibrasjonskrav (inspirert av figur D.1 i ISO 10137 (Internasjonal standard, 2007)). A er toppakselerasjon i m/s^2 , f_0 er eigenfrekvensen i Hz, linje 1 er for kontorbygg og linje 2 er for bustadbygg.

4.1.3 Eigenvekt

Eigenvekt er rekna ut med karakteristisk densitet oppgitt i Figur 30 frå teknisk godkjenning (SINTEF, 2019) og kritisk span vist i Figur 13.

Tabell 5 - Oversikt over parameter for kritisk span til eigenvekt

Oversikt parameter kritisk span til eigenvekt						
Vegg	Høgde [m]	Tjuknad T22 [m]	Densitet T22 [kg/m ³]	Tjuknad T15 [m]	Densitet T15 [kg/m ³]	Vekt pr meter [kN/m]
90mm3s	2,68	0,060	390	0,030	360	0,899
120mm5s	2,68	0,060	390	0,060	360	1,183
140mm5s	2,68	0,066	390	0,073	360	1,368
160mm5s	2,68	0,064	390	0,096	360	1,565
180mm5s	2,68	0,080	390	0,100	360	1,767
Dekke	Lengde [m]	Tjuknad T22 [m]	Densitet T22 [kg/m ³]	Tjuknad T15 [m]	Densitet T15 [kg/m ³]	Vekt pr meter [kN/m]
180mm7s	4,06	0,060	390	0,120	360	2,651

Tabell 6 - Oversikt eigenlast kritisk span

	Span [m]	Eigenvekt [kN]
90mm3s	4,240	3,81
120mm5s	4,058	4,80
140mm5s	4,520	6,18
160mm5s	23,206	36,31
180mm5s	7,223	12,76
180mm7s (dekke)	6,066	16,08

4.1.4 Nyttelast

Nyttelast er rekna ut som summen av nyttelast frå vegg, golv og tak etter kapittel 2.6.1 Nyttelast, og lastsonene som er brukt per kritisk span for type vegg er vist i Figur 13.

Tabell 7 - Utrekning av nyttelast på kritisk span for kvar elementtype

Nyttelast på vegg for kritisk span					
	Lastsone [m ²]	Tak [kN]	Golv [kN]	Vegg [kN]	Total [kN]
90mm3s	7,66	5,75	84,26	209,88	299,89
120mm5s	3,84	2,88	42,24	267,83	312,95
140mm5s	4,47	3,35	49,17	348,04	400,56
160mm5s	56,13	42,10	617,43	2042,13	2701,66
180mm5s	13,50	10,13	148,50	715,08	873,70
180mm7s	24,62	18,46	270,77	401,74	690,98

4.1.5 Lastkombinasjonar

Lastkombinasjonar for kapasitetsjekk rekna ut etter kapittel 2.6.1 Lastkombinasjonar for heile bygget.

Tabell 8 - Lastkombinasjonar brukt i numerisk berekning

	Permanent	Dim. variabel	Rest. variabel	Last [kN]
Komb. 1	Eigenvekt	Nyttelast	Snø + vind langsida	2739,85
Komb. 2	Eigenvekt	Snø	Nyttelast + vind langsida	2855,72
Komb. 3	Eigenvekt	Vind langsida	Nyttelast + snø	2483,11
Komb. 4	Eigenvekt	Nyttelast	Snø + vind kortside	2954,90
Komb. 5	Eigenvekt	Snø	Nyttelast + vind kortside	3070,77
Komb. 6	Eigenvekt	Vind kortside	Nyttelast + snø	2841,52

4.2 Kapasitet

4.2.1 Vegg

Resultat av ULS kapasitetssjekk for kvar vegg med kritisk span, frå Figur 13, rekna ut etter kapittel 2.6.2 Vegg med verdiane frå Tabell 6 og Tabell 7.

Tabell 9 - Oversikt over utnytting av kapasiteten til veggane

	$f_{c,0,d}$ [N/mm ²]	k_c	$\sigma_{c,0,d}$ [N/mm ²]	Utnytting
90mm3s	10,38	1,41	1,19	16 %
120mm5s	9,77	1,20	0,98	12 %
140mm5s	9,61	1,19	0,91	11 %
160mm5s	9,40	1,39	1,23	18 %
180mm5s	9,56	1,49	1,02	16 %

I tillegg til ein momentsjekk for ytterveggane 120mm5s og 140mm5s etter kapittel 2.6.2 Vegg.

Tabell 10 - Oversikt over utnytting av momentkapasiteten til veggane

	$f_{m,d}$ [N/mm ²]	k_c	$\sigma_{m,d}$ [N/mm ²]	Utnytting
120mm5s	13,86	1,20	0,34	2 %
140mm5s	13,65	1,19	0,30	2 %

4.2.2 Dekke

Resultat av ULS kapasitetssjekk for dekke etter kapittel 2.6.2 Dekke.

Tabell 11 – Resultat av ULS kapasitetssjekk av dekke

	$f_{m,d}$ [N/mm ²]	$\sigma_{m,d}$ [N/mm ²]	Utnytting	
Moment	13,11	3,72	28 %	
	$f_{v,d}$ [N/mm ²]	$\tau_{v,d}$ [N/mm ²]	Utnytting	
Skjær	2,11	0,064	3 %	
	$f_{v,90,d}$ [N/mm ²]	$\tau_{v,90,d}$ [N/mm ²]	Utnytting	
Rulleskjær	0,49	0,061	12 %	
	$f_{c,90,d}$ [N/mm ²]	$k_{c,90}$	$\sigma_{c,90,d}$ [N/mm ²]	Utnytting
Trykk normalt på fiberretning	1,76	1	0,10	1 %

Resultat av SLS kapasitetssjekk for dekke etter kapittel 2.6.2 Dekke.

Tabell 12 - Resultat av SLS kapasitetssjekk av dekke

	W_{inst} [mm]	L/350 [mm]	Utnytting
Momentan nedbøying	13,20	17,33	76 %
	$W_{net,fin}$ [mm]	L/250 [mm]	Utnytting
Kryp nedbøying	16,28	24,26	67 %

4.3 FEM-Design

4.3.1 Forklaring av modellnamn

Alle stålkablar er plassert ut i bygget, med varierende lengde, i dei røde punkta vist på Figur 15, og har ein kraft på 150 kN festa til seg i toppen av kabelen i positiv z-retning. Sjå Figur 31 i Vedlegg A for visualisering av forklaring på forspenningane.

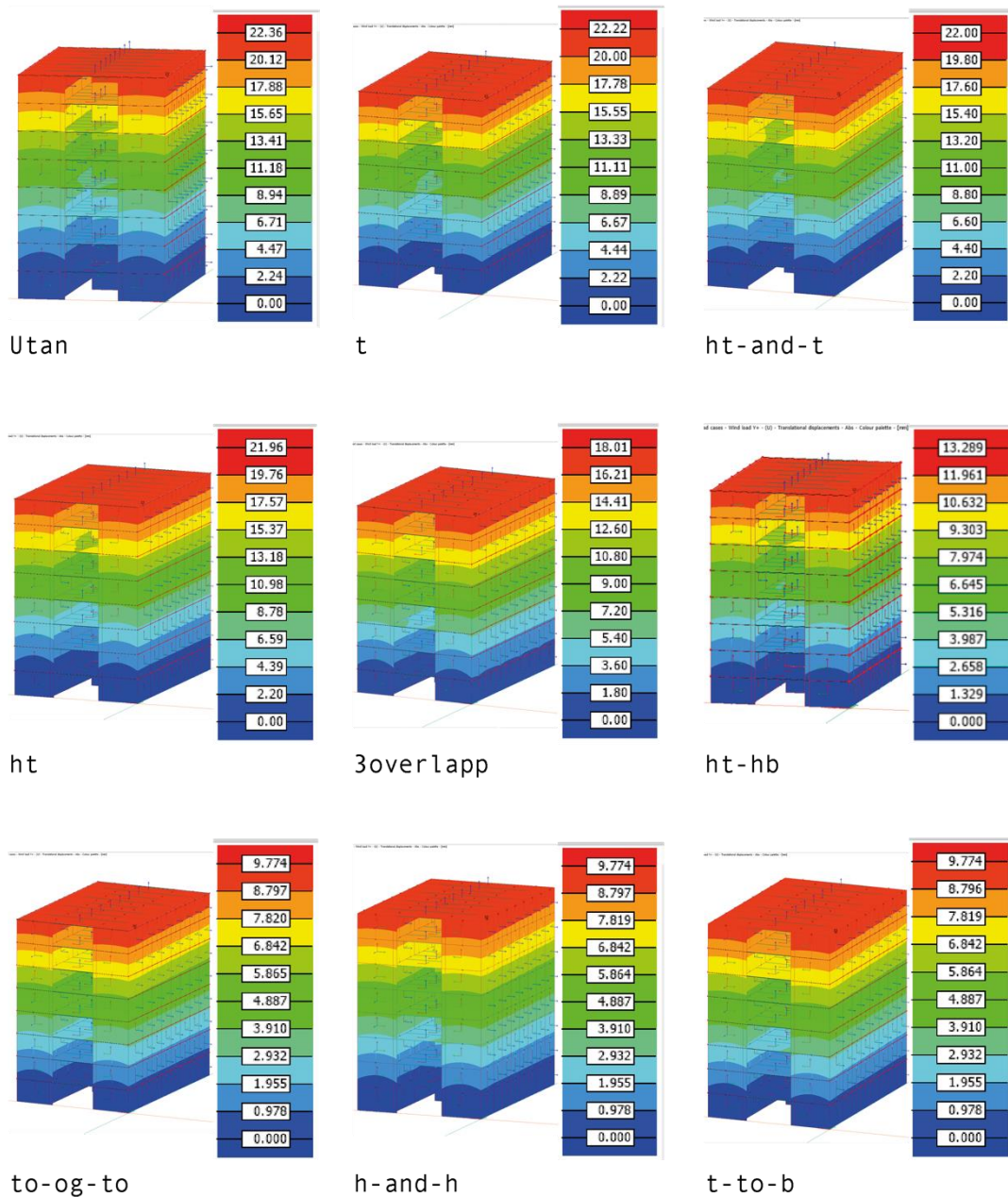
<i>Utan</i>	–	Modellen har ingen stålkablar med forspenning.
<i>t</i>	–	Modellen har forspenning som strekk seg over dei to øvste etasjane.
<i>ht - and - t</i>	–	Modellen har anna kvar forspenning frå midten av bygget til toppen og som for modell <i>t</i> i dei to øvste etasjane.
<i>ht</i>	–	Modellen har forspenning som strekk seg frå midten av bygget til toppen av bygget.
<i>3overlapp</i>	–	Modellen har forspenning i anna kvart punkt over 3 etasjar frå toppen, som overlappar ein etasje i dei resterande punkta med ein 3 etasjars kabel i etasje 6 til etasje 4. Den overlappar ein etasje igjen med ein ny 3 etasjars kabel i dei fyrste punkta i etasje 4 til etasje 2.
<i>ht - hb</i>	–	Modellen har forspenning anna kvar frå midten av bygget til toppen og midten av bygget til fundamentet.
<i>to - og - to</i>	–	Modellen har forspenning som strekk seg over to og to etasjar frå fundamentet til toppen.
<i>h - and - h</i>	–	Modellen har forspenning som strekk seg over halve og halve bygget frå fundamentet til toppen.
<i>t - to - b</i>	–	Modellen har forspenning som strekk seg frå fundamentet til toppen.

4.3.2 Vindlast generert av FEM-Design

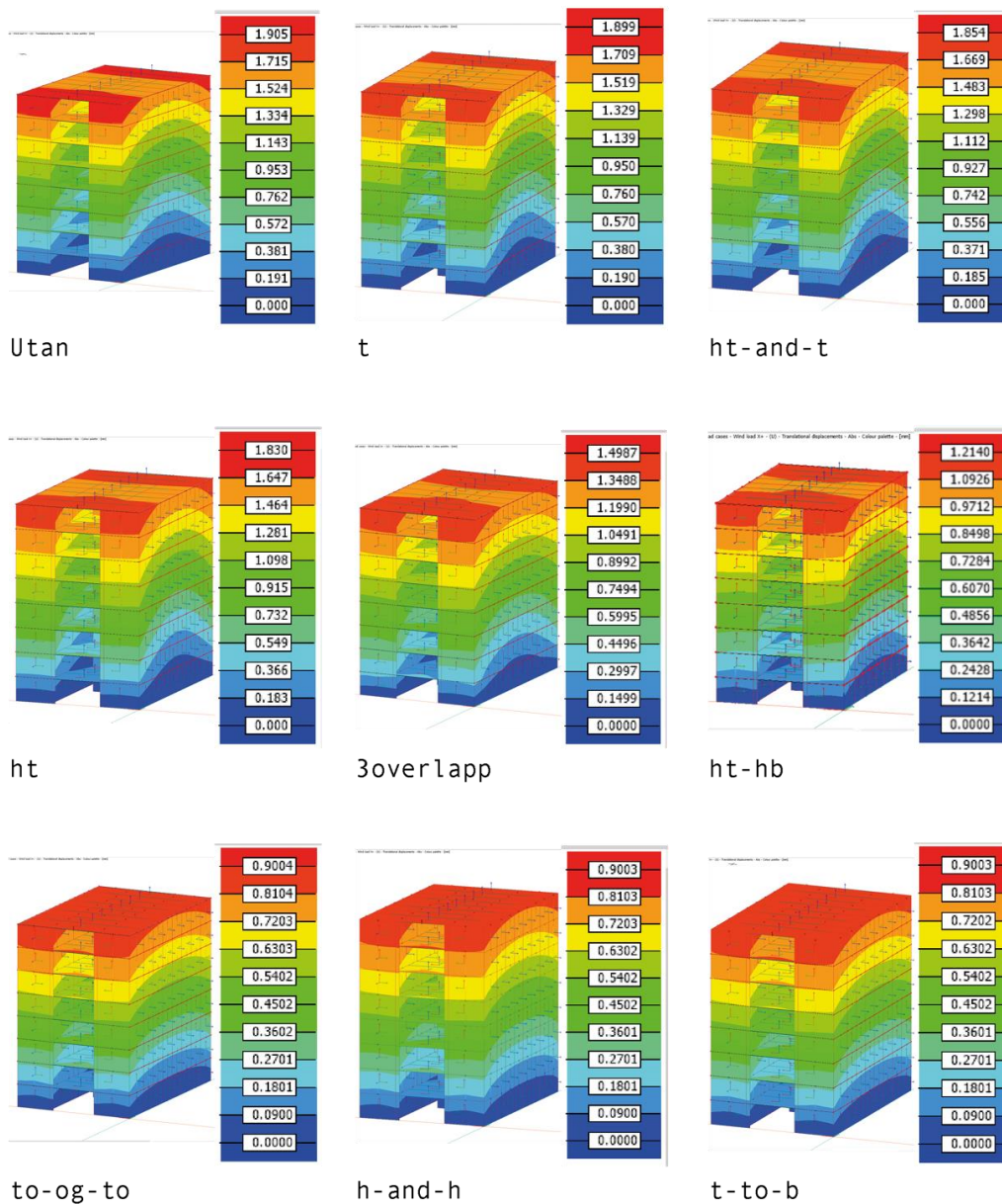
Tabell 13 - Vindkrefter generert av FEM-Design brukt i analysane

	Langside [kN/m]	Kortside [kN/m]
Toppen av bygget	1,28	1,31
6. og 7. etasje	2,55	2,61
Resten av etasjane	2,55	2,28

4.3.3 Resultat frå FEM-Design analyse



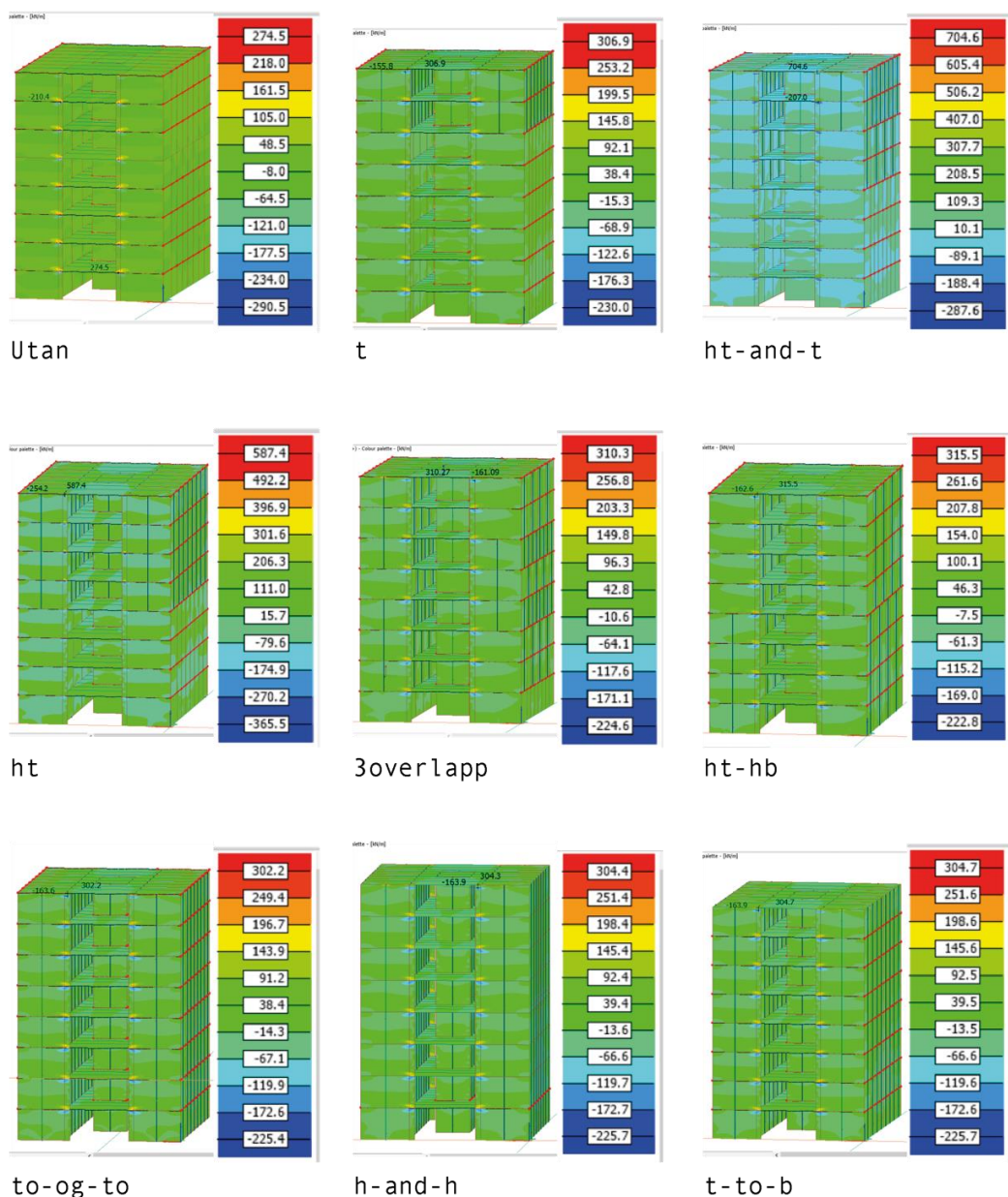
Figur 17 – Translasjonsforskyving i mm frå vindkraft i Y+ retning



Figur 18 - Translasjonsforskyving i mm frå vindkraft i X+ retning

Tabell 14 - Oversikt over maksimal og minimalforskyving etter vindkraft i x og y-retning

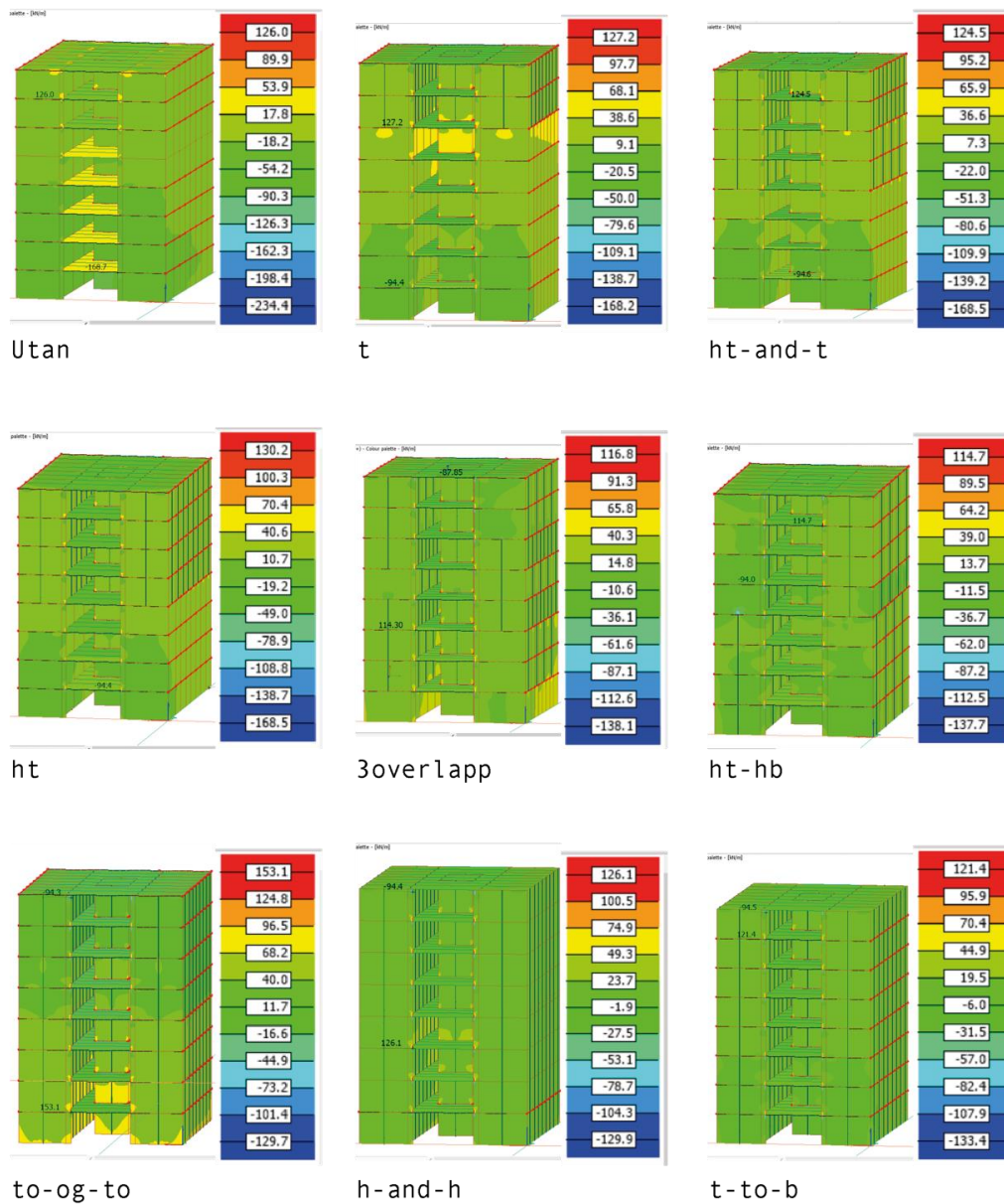
Maks forskyving frå vindkrefter i X- og Y-retning		
Versjon	Max Y [mm]	Max X [mm]
Utan	22,36	1,905
t	22,22	1,899
ht-and-t	22,00	1,854
ht	21,96	1,830
3overlapp	18,01	1,499
ht-hb	13,29	1,214
to-og-to	9,77	0,900
h-and-h	9,77	0,900
t-to-b	9,77	0,900



Figur 19 – Platekrefter i xz-planet for krefter i x-retning, [kN/m]

Tabell 15 - Samanfatting av maksimale og minimale verdier for platekrefter i xz-planet for x-retning

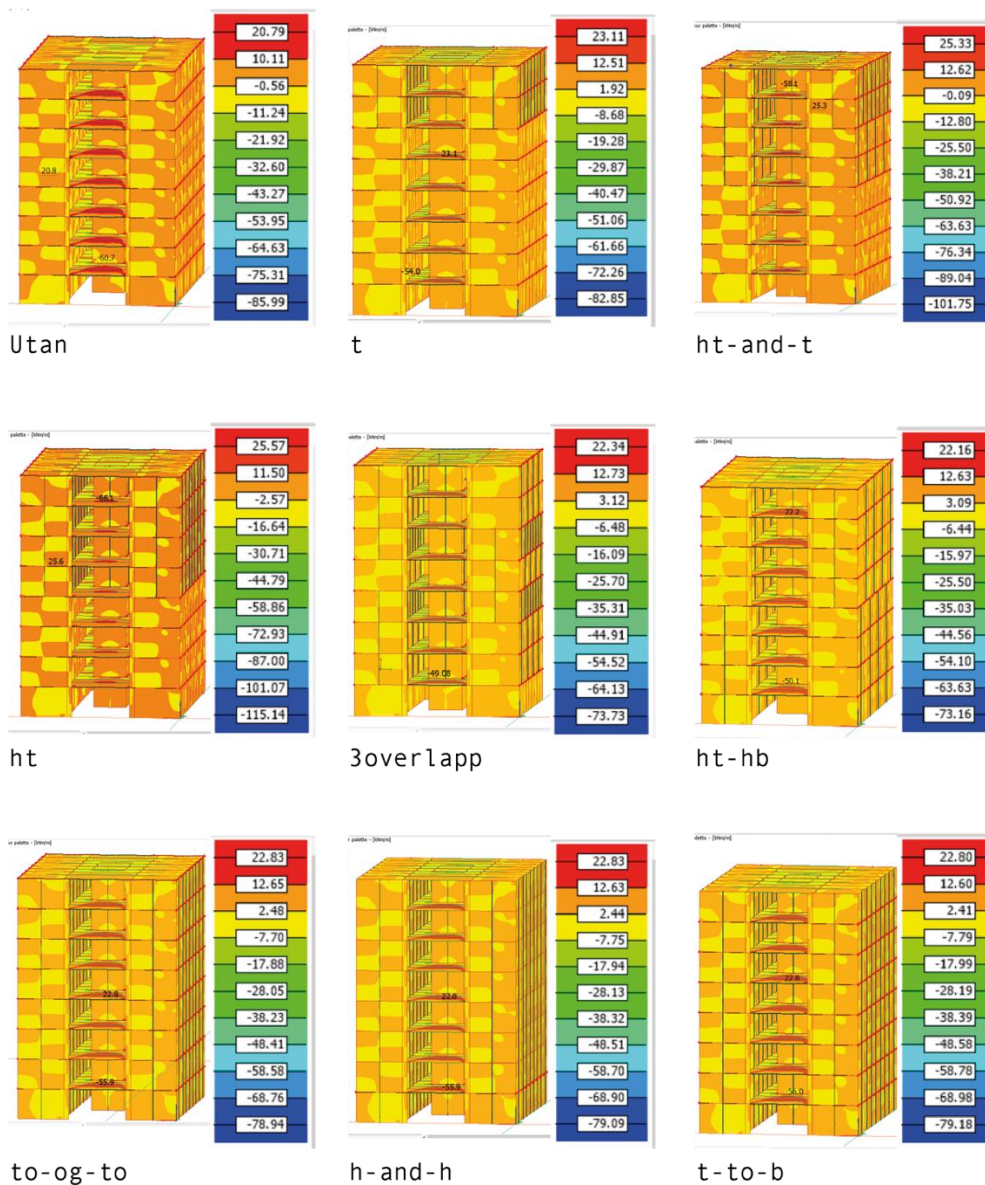
Maks og minimaleverdi for NXX		
Versjon	Max NXX [kN/m]	Min NXX [kN/m]
Utan	274,5	-210,4
t	306,9	-155,8
ht-and-t	704,6	-207,0
ht	587,4	-254,2
3overlapp	310,3	-161,1
ht-hb	315,5	-162,6
to-og-to	302,2	-163,6
h-and-h	304,3	-163,9
t-to-b	304,7	-163,9



Figur 20 - Platekrefter i yz-planet for krefter i y-retning, [kN/m]

Tabell 16 - Samanfating av maksimale og minimale verdiar for platekrefter i yz-planet for y-retning

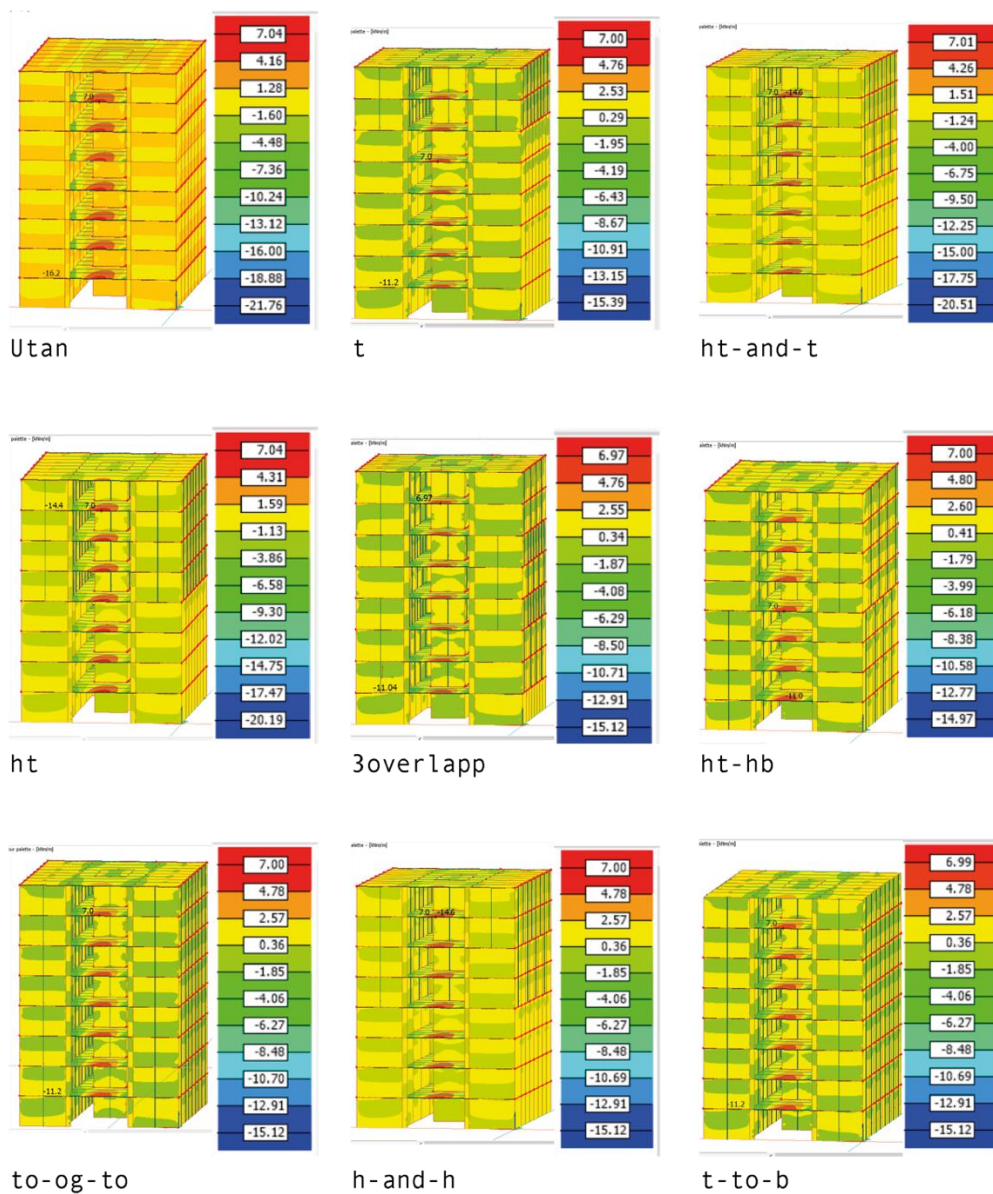
Maks og minialeverdi for NYY		
Versjon	Max NYY [kN/m]	Min NYY [kN/m]
Utan	126,0	-168,7
t	127,2	-94,4
ht-and-t	124,5	-94,6
ht	130,2	-94,4
3overlapp	114,3	-87,9
ht-hb	114,7	-94,0
to-og-to	153,1	-94,3
h-and-h	126,1	-94,4
t-to-b	121,4	-95,5



Figur 21 – Momentet om y-aksen, [kNm/m]

Tabell 17 - Samanfating av maksimale og minimale verdiar for momentet om y-aksen

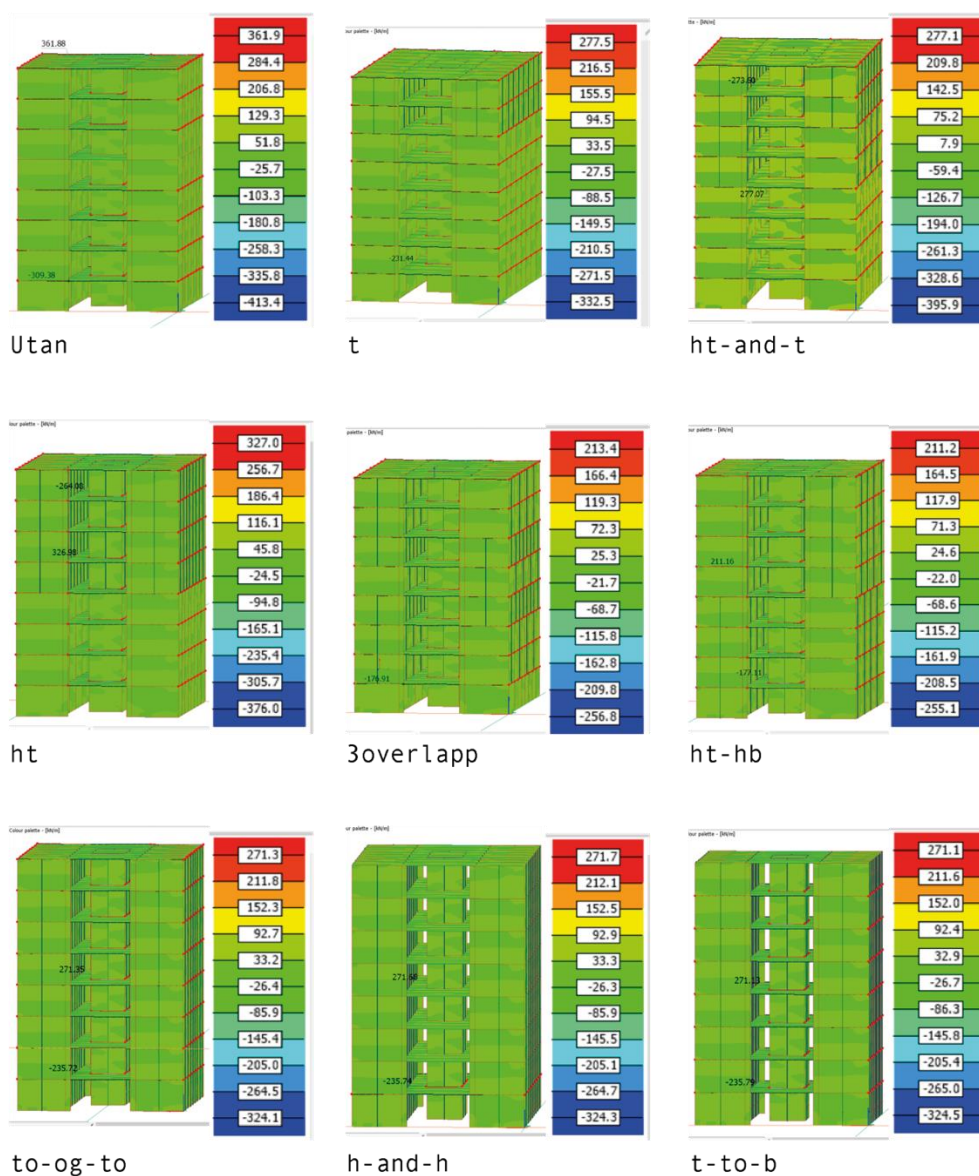
Maks og minialeverdi for MXX		
Versjon	Max MXX [kNm/m]	Min MXX [kNm/m]
Utan	20,8	-60,7
t	23,1	-54,0
ht-and-t	25,3	-58,1
ht	25,6	-66,1
3overlapp	22,3	-49,1
ht-hb	22,2	-50,1
to-og-to	22,8	-55,9
h-and-h	22,8	-55,9
t-to-b	22,8	-56,0



Figur 22 - Momentet om x-aksen, [kNm/m]

Tabell 18 - Samanfating av maksimale og minimale verdier for momentet om x-aksen

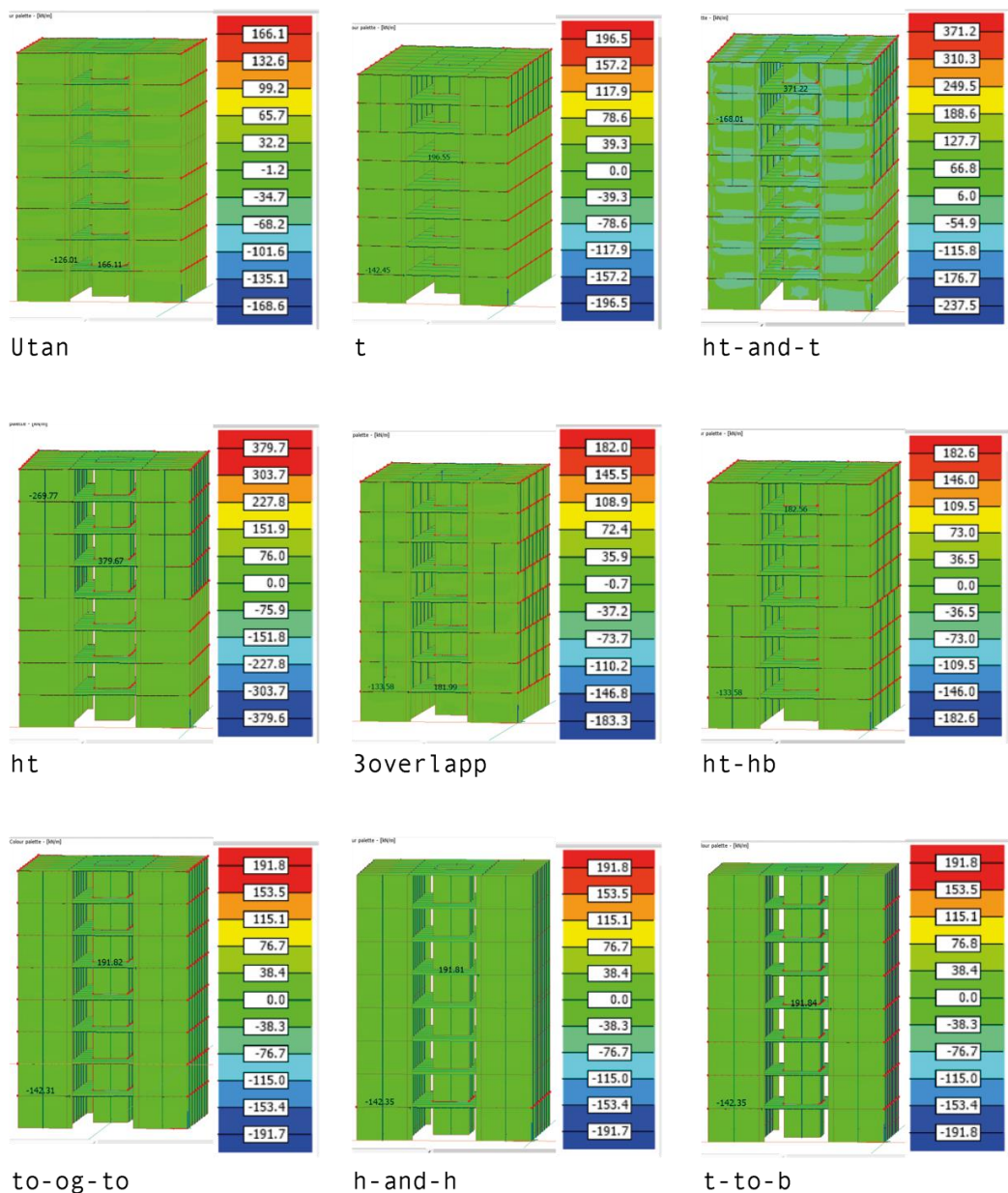
Maks og minialeverdi for MYX		
Versjon	Max MYX [kNm/m]	Min MYX [kNm/m]
Utan	7,0	-16,2
t	7,0	-11,2
ht-and-t	7,0	-14,6
ht	7,0	-14,1
3overlapp	7,0	-11,0
ht-hb	7,0	-11,0
to-og-to	7,0	-11,2
h-and-h	7,0	-11,2
t-to-b	7,0	-11,2



Figur 23 – Skjærkrefter i xz-planet, [kN/m]

Tabell 19 - Samanfatting av maksimale og minimale verdier for skjærkrefter i xz-planet

Maks og minialeverdi for TXZ		
Versjon	Max TXZ [kN/m]	Min TXZ [kN/m]
Utan	361,9	-309,4
t	277,5	-231,4
ht-and-t	277,1	-273,6
ht	327,0	-264,1
3overlapp	213,4	-176,9
ht-hb	211,2	-177,1
to-og-to	271,4	-235,7
h-and-h	271,7	-235,7
t-to-b	271,1	-235,8



Figur 24 – Skjærkrefter i yz-planet, [kN/m]

Tabell 20 - Samanfatting av maksimale og minimale verdier for skjærkrefter i y-planet

Maks og minimaleverdi for TYZ		
Versjon	Max TYZ [kN/m]	Min TYZ [kN/m]
Utan	166,1	-126,0
t	196,6	-142,5
ht-and-t	371,2	-168,0
ht	379,7	-269,8
3overlapp	182,0	-133,6
ht-hb	182,6	-133,6
to-og-to	191,8	-142,3
h-and-h	191,8	-142,4
t-to-b	191,8	-142,4

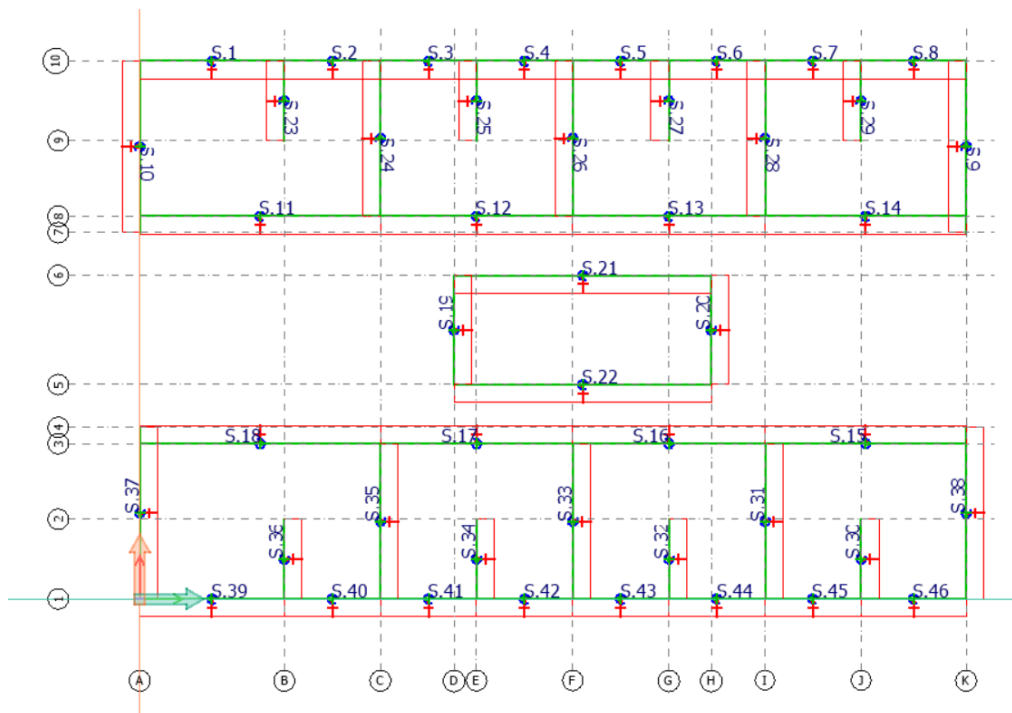
Tabell 21 - Maksimale reaksjonskrefter i x, y og z-retning med tilhørende lastkombinasjon og plassering

Maks global reaksjonskrefter og lastkombinasjon									
	Plassering	Fx [kN]	Load. comb	Plassering	Fy [kN]	Load. comb	Plassering	Fz [kN]	Load. comb
utan	s. 33	48,78	LC18	s. 11	3,75	LC18	s. 45	-89,71	LC18
t	s. 33	47,86	LC12	s. 18	4,46	LC11	s. 14	60,09	LC12
ht-and-t	s. 33	47,88	LC12	s. 11	4,49	LC12	s. 15	60,72	LC11
ht	s. 33	47,79	LC12	s. 18	4,47	LC11	s. 46	260,32	LC2
3overlapp	s. 9	52,09	LC11	s. 11	4,98	LC12	s. 15	251,87	LC11
ht-hb	s. 33	51,09	LC12	s. 18	4,55	LC11	s. 15	98,42	LC11
to-og-to	s. 33	48,52	LC12	s. 18	4,42	LC11	s. 22	1364,61	LC11
h-and-h	s. 33	49,20	LC12	s. 18	4,42	LC11	s. 14	462,68	LC2
t-to-b	s. 33	49,24	LC12	s. 18	4,43	LC11	s. 46	79,77	LC12

Dei globale maksimale og minimale reaksjonskreftene i Tabell 21 og Tabell 22 er kopla opp mot ei opplagerlinje med tilhørende nummer, sjå Figur 25. Krafta er gonga med halve lengda på linja og verkar i ytterpunktta på linja.

Tabell 22 - Minimale reaksjonskrefter i x, y og z-retning med tilhørende lastkombinasjon og plassering

Minimum global reaksjonskrefter og lastkombinasjon									
	Plassering	Fx [kN]	Load. comb	Plassering	Fy [kN]	Load. comb	Plassering	Fz [kN]	Load. comb
utan	s. 10	-74,02	LC18	s. 17	-2,88	LC18	s. 21	-874,93	LC10
t	s. 37	-71,01	LC11	s. 17	-3,66	LC12	s. 18	-143,67	LC6
ht-and-t	s. 10	-73,72	LC12	s. 17	-3,43	LC11	s. 18	-456,81	LC6
ht	s. 10	-74,57	LC11	s. 12	-3,94	LC12	s. 18	-479,65	LC6
3overlapp	s. 10	-73,28	LC11	s. 22	-3,37	LC12	s. 18	-454,38	LC6
ht-hb	s. 37	-70,63	LC11	s. 17	-3,55	LC12	s. 17	-527,94	LC6
to-og-to	s. 37	-72,54	LC11	s. 17	-3,83	LC12	s. 23	60,76	LC5
h-and-h	s. 37	-74,12	LC12	s. 17	-3,37	LC12	s. 18	-455,93	LC6
t-to-b	s. 37	-86,27	LC12	s. 17	-3,52	LC11	s. 18	-294,62	LC6



Figur 25 - Opplagerlinje med tilhørende ID nummer

Node-koordinata i Tabell 23 og Tabell 24 er gitt i meter og alle momenta, både maksimale og minimale, har z-koordinat 0,00.

Tabell 23 - Maksimale globale moment i x, y og z-retning med tilhørende lastkombinasjon og node-koordinat

Maks globalt moment og lastkombinasjon									
	Node koordinat	Mx [kNm/m]	Load. comb	Node koordinat	My [kNm/m]	Load. comb	Node koordinat	Mz [kNm/m]	Load. comb
utan	X: 12,158 Y: 4,360	0,44	LC18	X: 12,158 Y: 4,360	0,20	LC18	X: 16,048 Y: 9,086	0,09	LC18
t	X: 8,825 Y: 9,086	1,31	LC12	X: 8,825 Y: 9,086	2,54	LC12	X: 6,983 Y: 4,360	0,08	LC6
ht-and-t	X: 8,825 Y: 9,086	2,79	LC6	X: 8,825 Y: 9,086	2,79	LC6	X: 6,983 Y: 4,360	0,13	LC12
ht	X: 8,825 Y: 9,086	1,81	LC6	X: 8,825 Y: 9,086	1,81	LC6	X: 6,454 Y: 10,746	0,08	LC6
3overlapp	X: 0,00 Y: 0,00	2,78	LC6	X: 23,206 Y: 4,820	2,78	LC6	X: 7,028 Y: 4,360	0,07	LC11
ht-hb	X: 8,825 Y: 9,086	1,39	LC6	X: 8,825 Y: 9,086	1,39	LC6	X: 5,408 Y: 4,360	0,08	LC6
to-og-to	X: 16,048 Y: 6,020	3,13	LC2	X: 23,206 Y: 10,286	5,25	LC2	X: 5,408 Y: 4,360	0,08	LC6
h-and-h	X: 16,048 Y: 6,020	2,79	LC6	X: 23,206 Y: 10,286	2,79	LC6	X: 5,408 Y: 4,360	0,07	LC11
t-to-b	X: 8,825 Y: 9,086	2,05	LC5	X: 8,825 Y: 9,086	4,08	LC11	X: 5,408 Y: 4,360	0,07	LC11

Tabell 24 - Minimale globale moment i x, y og z-retning med tilhørende lastkombinasjon og node-koordinat

Minimum globalt moment og lastkombinasjon									
	Node koordinat	Mx [kNm/m]	Load. comb	Node koordinat	My [kNm/m]	Load. comb	Node koordinat	Mz [kNm/m]	Load. comb
utan	X: 6,758 Y: 10,746	-0,48	LC18	X: 6,758 Y: 10,746	-0,21	LC18	X: 8,825 Y: 9,086	-0,09	LC18
t	X: 0,00 Y: 15,106	-1,18	LC11	X: 0,00 Y: 10,286	-1,17	LC12	X: 6,983 Y: 10,746	-0,08	LC5
ht-and-t	X: 0,00 Y: 15,106	-2,65	LC6	X: 0,00 Y: 4,820	-4,79	LC5	X: 6,983 Y: 10,746	-0,62	LC5
ht	X: 0,00 Y: 15,106	-1,73	LC5	X: 0,00 Y: 10,286	-3,01	LC6	X: 5,408 Y: 10,746	-0,07	LC12
3overlapp	X: 0,00 Y: 15,106	-2,63	LC6	X: 0,00 Y: 4,820	-4,77	LC5	X: 7,028 Y: 10,746	-0,07	LC12
ht-hb	X: 16,048 Y: 6,020	-1,34	LC6	X: 0,00 Y: 4,820	-2,30	LC12	X: 7,028 Y: 10,746	-0,08	LC5
to-og-to	X: 8,825 Y: 6,020	-2,92	LC2	X: 8,825 Y: 6,020	-2,92	LC2	X: 5,408 Y: 10,746	-0,08	LC5
h-and-h	X: 23,206 Y: 15,106	-2,64	LC6	X: 8,825 Y: 6,020	-4,78	LC6	X: 5,408 Y: 10,746	-0,07	LC12
t-to-b	X: 0,00 Y: 15,106	-2,01	LC6	X: 0,00 Y: 4,820	-3,37	LC6	X: 5,408 Y: 10,746	-0,07	LC12

4.3.4 Kontroll av kapasitet etter laster frå FEM-Design

Sjå Vedlegg C kapittel C6 – Kontroll av kapasitet for meir detaljert utrekning av utnytingsgrad.

Tabell 25 - Utnyttingsgrad for kvar type vegg for maksimal last NXX

NXX	90mm3s	120mm3s	140mm5s	160mm5s	180mm5s
utan	13 %	7 %	5 %	2 %	4 %
t	15 %	8 %	6 %	3 %	5 %
ht-and-t	34 %	18 %	14 %	6 %	11 %
ht	28 %	15 %	11 %	5 %	9 %
3overlapp	15 %	8 %	6 %	3 %	5 %
ht-hb	15 %	8 %	6 %	3 %	5 %
to-og-to	15 %	8 %	6 %	3 %	5 %
h-and-h	15 %	8 %	6 %	3 %	5 %
t-to-b	15 %	8 %	6 %	3 %	5 %

Tabell 26 - Utnyttingsgrad for kvar type vegg for maksimal last NYY

NYY	90mm3s	120mm3s	140mm5s	160mm5s	180mm5s
utan	6 %	3 %	2 %	1 %	2 %
t	6 %	3 %	2 %	1 %	2 %
ht-and-t	6 %	3 %	2 %	1 %	2 %
ht	6 %	3 %	2 %	1 %	2 %
3overlapp	6 %	3 %	2 %	1 %	2 %
ht-hb	6 %	3 %	2 %	1 %	2 %
to-og-to	7 %	4 %	3 %	1 %	2 %
h-and-h	6 %	3 %	2 %	1 %	2 %
t-to-b	6 %	3 %	2 %	1 %	2 %

Tabell 27 - Utnyttingsgrad for element utsett for maksimalt moment MXX

MXX	120mm5s	140mm5s	180mm7s
utan	0,02 %	0,02 %	0,03 %
t	0,02 %	0,02 %	0,04 %
ht-and-t	0,02 %	0,02 %	0,04 %
ht	0,02 %	0,02 %	0,04 %
3overlapp	0,02 %	0,02 %	0,04 %
ht-hb	0,02 %	0,02 %	0,04 %
to-og-to	0,02 %	0,02 %	0,04 %
h-and-h	0,02 %	0,02 %	0,04 %
t-to-b	0,02 %	0,02 %	0,04 %

Tabell 28 - Utnyttingsgrad for element utsett for maksimalt moment MYX

MYX	120mm5s	140mm5s	180mm7s
utan	0,01 %	0,01 %	0,01 %
t	0,01 %	0,01 %	0,01 %
ht-and-t	0,01 %	0,01 %	0,01 %
ht	0,01 %	0,01 %	0,01 %
3overlapp	0,01 %	0,01 %	0,01 %
ht-hb	0,01 %	0,01 %	0,01 %
to-og-to	0,01 %	0,01 %	0,01 %
h-and-h	0,01 %	0,01 %	0,01 %
t-to-b	0,01 %	0,01 %	0,01 %

Tabell 29 - Utnyttingsgrad for dekke utsett for maksimal skjærkraft TXZ og TYZ

180mm7s	TXZ		TYZ	
	Skjær	Rulleskjær	Skjær	Rulleskjær
utan	48 %	195 %	22 %	90 %
t	73 %	299 %	52 %	212 %
ht-and-t	73 %	299 %	98 %	400 %
ht	86 %	353 %	100 %	409 %
3overlapp	56 %	230 %	48 %	196 %
ht-hb	56 %	228 %	48 %	196 %
to-og-to	72 %	293 %	51 %	207 %
h-and-h	72 %	293 %	51 %	207 %
t-to-b	72 %	292 %	51 %	207 %

5. Diskusjon

5.1 Vibrasjon

Resultata i Tabell 4 samsvarar godt med skildringa i kapittel 1.1 Undersøking av materiale i bygg om forholdet mellom stivleik, akselerasjon og eigenfrekvens. Meir oppspenning i bygget fører til redusert toppakselerasjon og ein aukande eigenfrekvens. Frå Figur 16 ser ein likevel at alle modellane er godt innafør krav satt til bustadbygg. Toppakselerasjonsverdiane for både langside og kortside er alle under den maksimal verdi for A i Figur 16, som vist i Tabell 30. Sjølv om verdiane for den maksimale A-verdi er tatt på augnemål, er det ingen tvil om at numerisk rekna toppakselerasjonsverdier er under kravet.

Tabell 30 - Oversikt over eigenfrekvens og toppakselerasjonsverdier med krav for maks toppakselerasjonsverdi etter f_0

	Eigenfrekvens [Hz]	Akselerasjon [m/s^2]		Maksverdi for A etter f_0
		Langside	Kortside	
Uten	0,874	0,0057	0,0083	0,043
t	0,867	0,0058	0,0083	0,045
ht-and-t	0,875	0,0057	0,0082	0,044
ht	0,875	0,0057	0,0082	0,044
3overlapp	0,961	0,0051	0,0074	0,041
ht-hb	1,128	0,0042	0,0061	0,040
to-og-to	1,301	0,0035	0,0051	0,040
h-and-h	1,309	0,0035	0,0051	0,040
t-to-b	1,309	0,0035	0,0051	0,040

5.2 Kapasitet

Det er sett på veggane i nedste etasje for kontrollen av kapasitet. Frå Tabell 9 og Tabell 10 ser ein at utnyttingsgrada av veggane for ULS både i trykk og moment ikkje overstig 20% av kapasiteten. I tillegg er det verdt å nemne at i denne oppgåva er det sett vekk frå alle vindaug og dørøpningar i vegg, så kapasitetsbilete for vegg vil nok være litt annleis i det faktiske bygget. Det er heller ikkje tatt høgde for eigenvekt til forspenning i desse numeriske berekningane, eller sjekka mot knekking.

Når det kjem til kapasitet av dekke viser ULS-sjekkane i Tabell 11 veldig sprik i utnyttingsgrad med 1% utnytting på det minste og 28% på det meste. Her er det gått ut frå at dekkeelementa har spenn i x-retning lik avstanden frå 4,24m lang 90mm3s vegg til neste 4,24m lang 90mm3s vegg som gir det kritiske elementet ei breidde lik 4,06m.

Kontrollane etter krefter henta frå FEM-Design, gitt i Tabell 25, Tabell 26, Tabell 27 og Tabell 28 viser at alt er innafor kapasiteten med god margin for veggane og dekket i alle modellane. Tabell 29 viser at skjærkreftene er innafor krav i alle modellar for begge tilfella, men ligg høgt oppe på prosentskalaen i dei fleste modellane. Rulleskjæret derimot er av dei 18 ulike tilfella berre innafor kravet i eitt tilfelle, «utan» i TYZ. Utanom det eine tilfelle er rulleskjæret langt over kravet. Kraftene som er brukt i kontrollane er dei maksimale kreftene lista i Tabell 15 til Tabell 20, og er ikkje nødvendigvis representative krefter for bygget då dei er det maksimale og er henta frå eit punkt.

5.3 FEM-Design

Forskyving ved vindpåkjenning

Dei maksimale forskyvingane er alle i toppen av bygget og er eit resultat av vindlasta i Tabell 13 på fasaden i x og y-retning. Frå Tabell 14 ser ein tydeleg at forspenning frå fundament til taket gir minst forskyving ved vindpåkjenning, med ein 56,3 % reduksjon frå den største maksimale forskyvinga i y-retning til den minste maksimale forskyvinga. I x-retning er det 52,8 % reduksjon frå den største maksimale forskyvinga til den minste maksimale forskyvinga. Ein ser også at dei tre modellane, «to-og-to», «h-and-h» og «t-to-b», som har forspenning frå fundament til taket får lik maksimal forskyving i y-retning og i x-retning. I modellane t, ht-and-

t og ht, som berre har forspenning i øvste del av bygget, har forspenninga nesten ikkje noko effekt på å redusera forskyving.

Ser ein på teorien i kapittel 2.5 er desse resultata som forventta med tanke på at forspenninga gjer veggane meir stive, og stivare veggjar gir mindre forskyving. Dei modellane som har forspenning frå fundamentet vil få størst reduksjon då forskyving oppover i bygget bygger på forskyvinga i underliggende etasjar, som skildra med formel (4). I tillegg vil modellar med meir oppspenningskablar i ein etasje få ein høgare E-modul som fører til større samla k-verdi etter formel (5) som vil redusera forskyvinga.

Platekrefter i xz-planet for krefter i x-retning

I Tabell 15 ser ein at dei fleste modellane får ei litt større maksimalverdi når det blir påført oppspenningskrefter. Modellane «ht-and-t» og «ht» får veldig stor auke i maksimale platekrefter, på høvesvis 2,6 og 2,1 gonger meir enn i modellen «utan». Det kan komme av skeivstillingar i modellen, at stålkablane er satt skeivt i modellen eller at det er feil i påsetjing av laster på stålkablane. Det er også tydeleg at dei tre modellane med oppspenning frå fundament til taket har same platekrefter både maksimalverdi og minimalverdi. For minimalverdiar ser ein at dei fleste modellane med oppspenning får ein reduksjon frå modellen «utan». Minimalverdiane i modellane «ht-and-t» og «ht» aukar derimot frå platelasta i modell «utan». Det heng nok saman med dei store maksimale kreftene.

Frå Figur 19 ser ein at både dei maksimale og minimale verdiane er i toppen av modellen for alle modellane med oppspenning, medan den maksimale verdien i modellen utan oppspenning er i botn av modellen. Modellen «utan» er meir gul-grøn enn dei andre modellane som er mest grøn-blå. Dette er på grunn av ulike maksimalverdiar på skalaen, og det å samanlikne modellane basert på fargen er derfor ikkje ideelt.

Platekrefter i yz-planet for krefter i y-retning

Frå Tabell 16 ser ein at dei fleste modellane ligg på omlag same verdi når det kjem til maksimale platekrefter. Det er ein litt større skilnad på «to-og-to» som aukar, medan «3overlapp» har den største reduksjonen på 9 %. Ser ein på minimalverdiane ligg alle modellane på omlag 44 % reduksjon i platekrefter frå modell «utan», medan «3overlapp» har ein reduksjon på 48 % i

platekrefter frå «utan». Det kan komme av at «3overlapp» har overlappende oppspenningar i fleire etasjar, men også korleis kortsidene vart oppspent. Om ei kortside berre har oppspenning i midten eller om den fekk oppspenning oppe og nede vil påverke kreftene.

I Figur 20 ser ein at dei maksimale og minimale verdiane i modellane er litt over alt. I nokon modellar er maksimalverdien i toppen av bygget og minimalverdien i botn. Andre modellar har minimalverdien i toppen og maksimalverdien i botn. Nokon modellar har stor avstand mellom dei maksimale og minimale verdiane, medan andre modellar har dei meir samla.

Moment om y-aksen

I Tabell 17 aukar det maksimale momentet i alle modellane, og på det meste med 23 % i «ht». Forutan «ht» som aukar er det ein reduksjon i det minimale momentet i modellane frå «utan». Ein ser også her at dei tre modellane som har forspenning frå fundamentet til taket får same moment, både maksimalt og minimalt moment. Momentverdiane er også oppgitt i kNm/m som er ei uvanleg nemning.

Frå Figur 21 ser ein at dei tre nedste modellane har ganske lik plassering og same storleik på dei maksimale og minimale verdiane, men det er ingen store likskapar mellom dei resterande modellane med plassering av verdiane. Det er gjennomgåande at det er i dekke den største påkjeninga er, som vist med dei røde felta. I det faktiske bygget er det eit par søyler lags opninga på kortsida, som avgrensingar til vindauge og dører, som i verkelegheita ville støtta opp lags dekke. Dette ville mest sannsynleg minska momentet i dekke og flytta litt på det mest kritiske punktet.

Moment om x-aksen

Frå Tabell 18 ser ein at maksimalverdien er same for alle modellane. For dei minimale momentverdiane er det reduksjon i alle modellane frå «utan», med størst reduksjon på 32 % i både «3overlapp» og «ht-hb». Igjen har dei tre modellane med oppspenning frå fundamentet til taket same verdiar for både maksimale momentverdiar og minimale momentverdiar.

Frå Figur 22 ser ein at alle dei maksimale momentverdiane er i midten av spennet på dekke, men variera litt i kva etasje det ligg i. Minimalverdiane finn ein enten i midten av spennet i dekke eller der dekke møter vegg.

Skjær i xz-planet

Frå Tabell 19 ser ein at både maksimalverdiane og minimalverdiane for skjær blir redusert med forspenning. Den største reduksjonen i maksimalverdiane er «ht-hb» på 42 %, og «3overlapp» med 43 % er største reduksjon i minimalverdiane. Forutan litt forskjell på desimaltal har dei tre modellane som har oppspenning frå fundamentet til taket like verdiar for maksimale og minimale verdiar.

I Figur 23 ser ein at maksimalverdiane i modellane med oppspenning er å finne i dei midtarste etasjane, medan det i modellen «utan» er på toppen av modellen. Minimalverdiane er å finne enten i toppen eller i botn av modellane, kor det er flest resultat med minimalverdien i botn av modellen. Dei tre nedste modellane har same storleik og plassering av både maksimale og minimale verdiar.

Skjær i yz-planet

Frå Tabell 20 ser ein at det i alle modellane, både for maksimale og minimale verdiar, er ein auke i skjærkraft. Det er «ht» som har største auke med 2,3 gonger maksimalverdien til «utan», medan minimalverdien er 2,1 gonger større enn «utan». Dei tre bygga som har oppspenning frå fundamentet til taket har også her same verdiar for maksimal og minimal skjærkraft.

I Figur 24 er det lite samanheng frå modell til modell kor dei maksimale og minimale verdiane oppstår, men dei tre nedste modellane har omtrentleg same plassering og storleik på kreftene.

Reaksjonskrefter

I Tabell 20 ser ein at det er liten forskjell på reaksjonskreftene i dei ulike modellane i FX og FY. Plasseringa av maksimal reaksjonskraft i FX er, med unntak av «3overlapp», lokalisert i same opplagerlinje, og det er i dei fleste modellane frå lastkombinasjonen LC12. For FY er det fordelt på to linjer kor den største reaksjonskrafta er, men dei fleste kjem av lastkombinasjon LC11. Ser ein på FZ er det eit enormt sprik frå minste til største verdi, og det er spreidd på fleire ulike

opplagerlinjer. Det kan komme av at det i «to-og-to» er fire laster på 150 kN pr kabel i «t-to-b», og at det i analysane då blir gonga opp på feil måte. I «h-and-h» vil det vere to laster på 150 kN pr kabel i «t-to-b».

Frå Tabell 22 ser ein at i FX i dei ulike modellane ligg på omtrentleg det same, med eit lite unntak i «t-to-b» som er litt større enn dei andre kreftene. For FY er det eit lite auke i modellane med oppspenning frå «utan». Ser ein på FZ kreftene er det eit veldig stort spenn frå krafta i «utan» som er heile 15,4 gonger større enn den minste krafta i modellane med oppspenning, «to-og-to». Det er nok same grunn her for minimalreaksjonskreftene i «to-og-to» som for maksimalreaksjonskreftene som gjer at den skil seg veldig ut.

Maksimale globale moment

I Tabell 23 ser ein at dei største momenta i MX og MY er i modellen «to-og-to», medan modellen «ht-and-t» har størst moment i MZ. Dei maksimale globale momenta i modellane med oppspenning aukar frå «utan» i både MX og MY, medan dei, forutan i «ht-and-t», blir redusert i MZ. Den største forskjellen i MX er 7 gonger større enn i «utan», i MY er den 26 gonger større enn i «utan» og i MZ er den 1,4 gonger større enn i «utan».

Frå Tabell 24 ser ein at dei største minimale globale momenta i MY og MZ oppstår i modellen «ht-and-t», medan det er modellen «to-og-to» som har det største minimale globale momentet i MX. Alle minimale globale moment i modellane med oppspenning aukar frå «utan» i både MX og MY, medan det, forutan i «ht-and-t», blir redusert i MZ. Dette er likt med dei maksimale globale momenta. I MX er den største verdien 6 gonger større enn verdien i «utan», i MY er den største verdien 22 gonger større enn i «utan», og i MZ er den største verdien 7 gonger større enn i «utan».

5.4 Samanlikning med Rooth, 2018

I denne delen vil det for enkelheitsskyld bli brukt *kursiv* når det blir vist til og samanlikna med oppgåva «Analyse av høye bygninger i krysslaminert massivtre med vertikal forspenning» (Rooth, 2018). Analyseverktøyet brukt i *Rooth, 2018* er *Autodesk Robot*, medan det i denne oppgåva er brukt programmet «FEM-Design». Det er gjort analyse av to modellar i *Rooth, 2018* ein utan forspenning og ein med forspenning frå fundamentet til toppen av bygget. Derfor vil det i hovudsak sjåast på modellane «utan» og «t-to-b» i samanlikning med *Rooth, 2018* då dei i prinsippet er like. I *Rooth, 2018* ligg bygget med langsida langs y-aksen og kortsida langs x-aksen, og dette er motsett av korleis bygget ligg langs aksane i denne oppgåva. Derfor vil x-retning i denne oppgåva samanliknast med y-retning frå *Rooth, 2018* og y-retning i denne oppgåva med x-retning i *Rooth, 2018*.

Ytre krefter

Det er litt usemje mellom snø og vindlastene i denne oppgåva og i *Rooth, 2018*. For snølasta er det faktoren μ som utgjer forskjellen, medan det for vindlasta mest truleg er skilnaden på vindhastighetstrykket og referansehøgda brukt for utrekning. *Tabell 2* i *Rooth, 2018* gir høgda både for bygget og for modellen, og det blir brukt høgda for bygget i vindkalkulasjonane. I denne oppgåva er det brukt høgda på modellen i vindkalkulasjonane. I *Rooth, 2018* er det ikkje tatt høgde for at det på kortside vegg etter figur 7.4 i NS-EN 1991-1-4 vil vere to ulike referansehøgder (Standard Norge, 2005a). I denne oppgåva er det i *Tabell 3* oppgitt største vindtrykk på vegg ut frå kombinasjonane $w_e + w_i$ med både positiv og negativ w_i for sone D, medan det i *Rooth, 2018 Tabell 5* er oppgitt vindtrykk w_e for alle soner.

Ulik verdi på snølasta har nok litt å seie for analyseresultata av modellane i denne oppgåva og *Rooth, 2018*, då den er lagt inn manuelt i FEM-Design. Vindlasta blei generert av FEM-Design, og i etterpåklokskap skulle nok vindlasta også blitt lagt inn manuelt som flatelast på modellane i FEM-Design. Den numerisk kalkulerte vindlasta i denne oppgåva er berre brukt til kontroll av moment for ytterveggane.

Tabell 31 - Samanfating av vindkrefter brukt i analyse av modellane frå Tabell 5 i Rooth, 2018

	sone D kortside	sone D langsida
Vindtrykk [kN/m ²]	0,36	0,55

Verdiane i Tabell 31 brukt i analysane i *Rooth, 2018* er gjeldande for heile høgda av modellane, medan vindkrafta generert av FEM-Design i Tabell 13 er forskjellig ut frå høgda på veggen. Vindkreftene generert i FEM-Design er også mykje større enn både vindkrefter rekna ut i *Rooth, 2018* og i denne oppgåva gitt i Tabell 3.

Vibrasjon

Frå *Rooth, 2018 kapittel 6.4* ser ein både at eigenfrekvensen og toppakselerasjonsverdiane blir redusert når bygget blir oppspent og stivare, samanfatta i Tabell 32.

Tabell 32 - Samanfatta av toppakselerasjonsverdier og eigenfrekvens frå *Rooth, 2018*

	Akselerasjon [m/s^2]		Eigenfrekvens [Hz]	
	Langside	Kortside	Langside	Kortside
Utan forspenning	0,0385	0,0167	5,396	2,720
Med forspenning	0,0200	0,0085	2,634	1,256

I tillegg har *Rooth, 2018* fått ut ulike eigenfrekvensverdier for langside og kortside, medan det etter analyse i FEM-Design berre blei lista opp ein eigenfrekvensverdi per modell som gjer samanlikning litt vanskelegare. Det kan også sjå ut som at toppakselerasjonsverdiane brukt i *Rooth, 2018 kapittel 6.4* er henta frå modalanalysen, sjølv om det i *Rooth, 2018 vedlegg C tabell C.18* er rekna ut verdier numerisk. Verdier for toppakselerasjon i Tabell 30 er rekna ut numerisk, som vist i Vedlegg C kapittel C3 – Dynamisk vind. Toppakselerasjonsverdier i *Rooth, 2018* og i denne oppgåva er alle innafor krav for bustadbygg.

Sjølv framgangsmåten for numerisk utrekning av dynamisk vindlast i Vedlegg C kapittel C3 – Dynamisk vind er same som i *Rooth, 2018* men nokon av variablane er rekna ut eller henta frå litt andre kriterium og måtar enn det ser ut som *Rooth, 2018* har brukt. Dette gjeld spesielt verdiane c_f vist i Tabell 59, m_e vist i Tabell 64 og μ_e vist i Tabell 74, men det er nok den store forskjellen i eigenfrekvensar som likevel har mest å seie på toppakselerasjonsverdien.

Lastkombinasjonar

Teorien skildra i kapittel 2.6.1 Lastkombinasjonar er lik for begge oppgåvene, med tre ulike variable laster for både langside og kortside, men formel for utrekning og koeffisientar brukt for å rekne ut lastkombinasjonane er ulike. *Rooth, 2018* har brukt kombinasjonskoeffisientar,

ψ , etter NS-EN 1990 (Standard Norge, 2002) og formelen som er brukt tek ikkje med partialfaktorar, γ , eller reduksjonsfaktor, ξ . Lastkombinasjonane rekna ut i denne oppgåva brukar kombinasjonskoeffisientar og partialfaktorar frå ProHolz (Wallner-Novak et al., 2014) og formel og reduksjonsfaktor gitt i NS-EN 1990 (Standard Norge, 2002).

Tabell 6 i Rooth, 2018 viser at det er brukt same partialfaktor for alle typar variabel last, medan det i ProHolz tabell 3-8 (Wallner-Novak et al., 2014) er lista opp forskjellige partialfaktorar for ulik type variabel last. Dette gjer at lastkombinasjon 5, gitt i Tabell 8, blir den kritiske lastkombinasjonen i denne oppgåva.

Kapasitet

Rooth, 2018 har ikkje kontrollert kapasiteten i veggane og i kontrollen for dekke er alle kreftene henta frå Autodesk Robot, samanfatta i Tabell 33. Verdiane for med forspenning er høgare enn verdiane for utan forspenning. Frå Tabell 27 og Tabell 28 er verdiane for «180mm7s» mykje mindre enn resultatane frå Rooth, 2018. Frå Tabell 29 ser ein at det er motsett, her er resultatane frå Rooth, 2018 mindre. Dette kan ha noko å gjere med at spenningane i kontrollane i kapittel 4.3.4 er rekna frå krefter henta frå modellane i FEM-Design, det er ikkje henta ut faktiske spenningar som det ser ut som det er gjort i Rooth, 2018.

Tabell 33 – Samanfating av utnytting av kapasitet i dekke etter Tabell 12 og Tabell 13 i Rooth, 2018

	σ_{MXX}	$\sigma_{MY Y}$	τ_{QXX}	τ_{QYY}
Utan forspenning	2 %	18 %	9 %	8 %
Med forspenning	27 %	33 %	50 %	58 %

Forskyving

Resultata i Rooth, 2018 Tabell 10 for forskyving, samanfatta i Tabell 34, visar eit lite auke i forskyving i modellen med forspenning. Det kan komme av at forskyvinga i Rooth, 2018 er henta ut etter analyse med lastkombinasjonar og ikkje berre vindkraft. Ein ser at det er samsvar i at det er meir forskyving på langsida enn på kortsida.

Tabell 34 - Samanfating av maksimale forskyvingar frå tabell 10 i Rooth, 2018

	Utan forespenning	Med forspenning
Ux [mm]	4,82	4,92
Uy [mm]	0,27	0,30

Platekrefter i xz-planet for krefter i x-retning

Frå Tabell 35 er det tydeleg at det er ei enorm auke i både maksimale og minimale verdiar frå modellen *utan forspenning* til modellen *med forspenning*. Den er mykje meir ekstrem enn resultat frå analyse i FEM-Design, og ulikt frå Tabell 15 kor minimalverdien blir redusert frå «utan» til «t-to-b» aukar den betrakteleg frå *utan forspenning* til *med forspenning*.

Tabell 35 - Samanfating av maksimale og minimale platekrefter i yz-planet for krefter i y-retning etter figur 22 og figur 23 i Rooth, 2018

	Utan forspenning	Med forspenning
Maks NYY [kN/m]	37,03	908,67
Min NYY [kN/m]	-117,80	-2013,63

Platekrefter i yz-planet for krefter i y-retning

I Tabell 36 ser ein også at det er ein enorm auke i platekrefter frå *utan forspenning* til *med forspenning* i både dei maksimale og minimale verdiane. Her er ikkje platekreftene i *utan forspenning* så langt unna verdiane for «utan» og «t-to-b» i Tabell 16, men dei er litt større.

Tabell 36 - Samanfating av maksimale og minimale platekrefter i xz-planet for krefter i x-retning etter figur 20 og figur 21 i Rooth, 2018

	Utan forspenning	Med forspenning
Maks NXX [kN/m]	236,86	1190,87
Min NXX [kN/m]	-193,45	-2600,97

Moment om y-aksen

Frå Tabell 37 ser ein at det maksimale momentet aukar frå *utan forspenning* til *med forspenning* med 40 %. Ser ein på dei maksimale momenta frå Tabell 17 for modellane «utan» og «t-to-b» er det berre 10 % auke. Auken i maksimalt moment om x-aksen i resultatet frå Rooth, 2018 er 4 gonger større. Det er også ei stor auke i minimal momentverdi frå resultatata i Rooth, 2018 kor momentverdien i *med forspenning* er over 4,3 gonger større enn momentverdien i *utan forspenning*. Det er ulikt resultatata i denne oppgåva kor det minimale momentet blir redusert med 8 % frå «utan» til «t-to-b», og største reduksjon frå «utan» er «3overlapp» med 19 %.

Tabell 37 - Samanfating av maksimale og minimale moment om x-aksen etter figur 28 og figur 29 i Rooth, 2018

	Utan forspenning	Med forspenning
Maks MXX [kNm/m]	2,64	3,70
Min MXX [kNm/m]	-1,56	-6,73

Moment om x-aksen

Frå Tabell 38 ser ein at maksimalt moment aukar med 29 % frå *utan forspenning* til *med forspenning*, til forskjell frå resultatata i denne oppgåva kor det verken er reduksjon eller auke i maksimalverdiane. Minimalverdien i *med forspenning* er 5 gonger større enn i *utan forspenning*. Ser ein på minimalverdiane i «utan» og «t-to-b» i Tabell 18 er det ingen auke men ein reduksjon på 31 %.

Tabell 38 - Samanfating av maksimale og minimale moment om y-aksen etter figur 26 og figur 27 i Rooth, 2018

	Utan forspenning	Med forspenning
Maks MYY [kNm/m]	3,85	4,97
Min MYY [kNm/m]	-2,87	-14,34

Skjær i xz-planet

I Tabell 39 er det eit tydeleg auke i både maksimale og minimale verdiar frå *utan forspenning* til *med forspenning*. Maksimalverdien er 8 gonger større og minimalverdien 7 gonger større i *med forspenning* enn i *utan forspenning*. Igjen er det auke frå ingen oppspenning til oppspenning i resultat frå Rooth, 2018 medan i resultat i Tabell 19 blir dei redusert frå ingen oppspenning til oppspenning. Resultata i denne oppgåva ligg på 200-300 kN/m medan det i Rooth, 2018 ligg på under 10 og omlag 55 kN/m, som er eit veldig stort sprik.

Tabell 39 - Samanfating av skjærkrefter i yz-planet etter figur 34 og figur 35 i Rooth, 2018

	Utan forspenning	Med forspenning
Maks QYY [kN/m]	6,78	55,96
Min QYY [kN/m]	-7,78	-56,97

Skjær i yz-planet

I Tabell 40 ser ein at maksimal skjærkraft i *med forspenning* er 10 gonger større enn maksimal skjærkraft i *utan forspenning*, og for minimalverdiane er *med forspenning* 11 gonger større enn *utan forspenning*. Auken frå «utan» til «t-to-b» ligg på 15 % for maksimal skjærkraft og 13 % for minimal skjærkraft. Resultata frå denne oppgåva og Rooth, 2018 viser begge ei auke i skjærkrefter frå ingen oppspenning til oppspenning. Auken er størst i resultatata frå Rooth, 2018, medan sjølve kreftene er større i denne oppgåva.

Tabell 40 - Samanfating av skjærkrefter i xz-planet etter figur 32 og figur 33 i Rooth, 2018

	Utan forspenning	Med forspenning
Maks QXX [kN/m]	7,64	79,23
Min QXX [kN/m]	-10,79	-119,52

Reaksjonskrefter

Då reaksjonskreftene i *Rooth, 2018* gitt i Tabell 41 og reaksjonskreftene henta frå FEM-Design ikkje kom ut i same format er det litt vanskeleg å samanlikne dei. Reaksjonskreftene i *Rooth, 2018* er kopla til ei enkelt node, med tilhøyrande nodekoordinat, medan reaksjonskreftene i denne oppgåva er kopla til ei linje. Det ein kan seie noko på er at *FY* og «*FX*» i modellane utan oppspenning er på omtrentleg same storleik, og at kreftene *FX* og «*FY*» er tydeleg mindre enn *FY* og «*FX*». I *Rooth, 2018* er *FY* 3,5 gonger større enn *FX*, medan i denne oppgåva er «*FX*» 13 gonger større enn «*FY*». Den største skilnaden på modellane utan oppspenning er utan tvil reaksjonskreftene i *FZ*. Sjølve storleiken på krafta er ikkje så ulik, men i *Rooth, 2018* er denne krafta positiv, medan den i denne oppgåva er negativ.

Ser ein så på forskjellane frå modellane utan oppspenning og med oppspenning ser ein at kreftene *FX* og *FY* frå *Rooth, 2018* aukar meir enn i denne oppgåva. *FY* er i med forspenning 2,6 gonger større enn i utan forspenning, og i *FX* er med forspenning 2,2 gonger større enn i utan forspenning. For «*FX*» har krafta i «t-to-b» under 1 % auke frå krafta i «utan», medan i «*FY*» er «t-to-b» 1,2 gonger større enn «utan».

Tabell 41 - Samanfating av globale maksimale og minimale reaksjonskrefter frå Tabell 9 i Rooth, 2018

	Utan forspenning			Med forspenning		
	<i>FY</i>	<i>FX</i>	<i>FZ</i>	<i>FY</i>	<i>FX</i>	<i>FZ</i>
Maks [kN]	42,29	11,96	94,69	108,80	26,77	153,58
Min [kN]	-48,16	-22,43	-5,82	-97,50	-29,98	-169,59

Resultata i Tabell 22 skil seg frå resultata i Tabell 41 på dei fleste punkt. «*FX*» har ikkje like stor auke frå utan oppspenning til med oppspenning som *FY* har, men begge verdiane av «*FX*» ligg nærare *FY* for med forspenning. Kreftene i *FX* er mykje større enn i «*FY*», og skilnaden frå utan oppspenning til med oppspenning er litt større i *Rooth, 2018* med 34 % og 22 % i denne oppgåva. Når det kjem til *FZ* krefter ser ein frå Tabell 22 at det er ein reduksjon frå «utan» til «t-to-b», medan det i Tabell 41 viser ei kraftig auke i reaksjonskrefter frå utan forspenning til

med forspenning. Reduksjonen frå «utan» til «t-to-b» er på 66 %, medan FZ i med forspenning er 29 gonger større enn FZ i utan forspenning.

Maksimale globale moment

Dei maksimale globale momenta i «utan» er mykje mindre enn momenta i *utan forspenning*, samanfatta i Tabell 42, medan dei maksimale globale momenta i «t-to-b» og *med forspenning* er relativt like. Den største forskjellen er *MXX* på 4,92 kNm/m og «My» på 2,05 kNm/m.

Tabell 42 - Samanfating av maksimale og minimale globale moment etter tabell 11 frå Rooth, 2018

	Utan forspenning			Med forspenning		
	MYX	MYZ	MYT	MYX	MYZ	MYT
Maks [kNm/m]	2,62	3,81	0,51	3,70	4,92	0,70
Min [kNm/m]	-1,56	-286	-0,37	-6,73	-14,34	-0,70

Samanliknar ein minimalverdiane i Tabell 24 og Tabell 42 ser ein at alle verdiane for både *utan forspenning* og *med forspenning* er større enn «utan» og «t-to-b». Det er likevel større auke i verdiane i x og y-retning frå «utan» til «t-to-b» enn frå *utan forspenning* til *med forspenning*. Det minimale globale momentet i «MZ» reduserast frå «utan» til «t-to-b», medan det aukar frå *utan forspenning* til *med forspenning*.

6 Konklusjon

Korleis spenne opp KL-treveggjar slik at ein får ynskja stivleik i dei øvste etasjane utan å få for store spenningar i dei nedste etasjane?

Gjennom analyse av åtte ulike oppspenningsmåtar i referansebygget er det dei tre modellane med oppspenning gjennom heile bygget, «to-og-to», «h-and-h» og «t-to-b», som har størst påverknad i reduksjon av horisontal translasjonsforskyving og toppakselerasjon. Dei har også stort sett same verdiar på dei største og minste aksiale platekrefter, momenta og skjærkreftene. Den største forskjellen på dei tre modellane med oppspenning i ei rett linje frå fundamentet til taket er dei globale maksimale og minimale reaksjonskreftene og momenta. Her er det modellen «t-to-b» som har dei minst ekstreme endringane av dei tre modellane samanlikna med verdiane i «utan». Alle elementa er godt innafor ULS-krav når det kjem til maksimale aksiale laster og moment henta frå FEM-Design, men stryk hardt på rulleskjærkapasiteten i dekka ved maksimal skjærkraft. På bakgrunn av resultat i Tabell 29, kor heller ikkje modellen «utan» er innafor rulleskjærkapasiteten etter kontroll med maksimal

skjærkraft henta frå FEM-Design, blir det sett vekk frå rulleskjær vidare i denne konklusjonen. Rulleskjæret kan bli redusert dersom ein for eksempel i staden for platformdekke deler det opp og festar dekka på innsida av veggane.

Den beste måten å spenne opp KL-treveggjar på for å oppnå ønska stivleik i dei øvste etasjane utan å få for store spenningar i dei nedste etasjane er å dra spennstålet i ei rett linje frå fundamentet til toppen av bygget. Ser ein i tillegg på reaksjonskrefter og vibrasjonskrav og ikkje berre på horisontal translasjonsforskyving og platekrefter, er det modellen «t-to-b» som alt i alt gir best resultat. Modellen får liten maksimal horisontal translasjonsforskyving, dei maksimale platekreftene er godt innafor kapasiteten til elementa, sett vekk frå rulleskjær, toppakselerasjonen for vibrasjon er godt innafor kravet og det er ikkje heilt ekstreme endringar i reaksjonskreftene eller dei globale momenta.

Samanlikning av forskyving, platekrefter og reaksjonskrefter i modellane

Med tanke på horisontal translasjonsforskyving er det størst verknad med oppspenning frå fundamentet til toppen av bygget. Modellane «to-og-to», «h-and-h» og «t-to-b» har over 50 % reduksjon i forskyvinga i både x og y-retning frå modellen «utan» som ikkje har noko oppspenning. Modellen «t» har den meste reduksjonen i forskyving på berre 0,6 % i y-retning og 0,3 % i x-retning. Det er tydeleg at å berre ha oppspenning i toppen av bygget har minimal påverknad.

Ser ein på platekrefter og moment aukar dei maksimale verdiane i dei fleste tilfella med oppspenning, medan det for dei minimale verdiane stort sett er ein reduksjon i modellane med oppspenning. Dei maksimale og minimale skjærkreftene i modellane med oppspenning blir redusert i x-retning og aukar i y-retning. For akkurat dette bygget har det lite å seie for kapasiteten til elementa at fleire av kreftene aukar litt med oppspenning då det på det meste er 34 % utnyttingsgrad, sett vekk frå skjær og rulleskjær i dekke. Det vil ikkje seie at det ikkje kan bli eit problem i andre bygg, så ein må vere oppmerksom på at dei maksimale kreftene mest truleg vil bli litt større med oppspenning.

Reaksjonskreftene i FX variera litt frå modell til modell om dei aukar eller blir redusert samanlikna med reaksjonskreftene i «utan», men dei er omtrentleg like store. I FY aukar både

dei maksimale og dei minimale reaksjonskreftene litt frå modellen «utan». I FZ er det eit stort sprik både frå modellen «utan» til modellane med oppspenning og i modellane med oppspenning seg imellom. Det er eit unormalt stort sprik i modellane med oppspenning og det kjem nok av korleis oppspenningskrafta er lagt inn i modellane då det er i z-retninga dei verkar. Tross unormalt sprik er det tydeleg at bygg med oppspenning vil ha større maksimale og minimale reaksjonskrefter i FZ retning enn eit bygg utan oppspenning. Dette må tas omsyn til når ein skal prosjektera og dimensjonera opplager og «hold-downs».

Sjekke og samanlikne vibrasjonskrav for alle modellane

Modellane med berre oppspenning i øvre halvdel av bygget, «t», «ht-and-t» og «ht» har omtrentleg same eigenfrekvens som modellen «utan», og har liten innverknad på toppakselerasjonen bygget får. Då det er lite spennstål i konstruksjonen i desse modellane vil stivleiken spennstålet tilfører bygget vere liten og dermed påverke den totale stivleiken til heile bygget minimalt. Modellane som har oppspenning frå fundamentet til toppen av bygget får ein auka eigenfrekvens på grunn av stivleiken spennstålet tilfører heile bygget og får også då ein redusert toppakselerasjon. Toppakselerasjonen i alle modellane er liten og godt under kravet til maksimal toppakselerasjon i eit bustadbygg, så oppspenning eller ikkje har lite å seie om ein berre ser på å oppfylle krav. Likevel er det sjeldan uønskt å auke eigenfrekvensen og senke toppakselerasjonen.

Samanlikning av resultat frå denne oppgåva og Rooth, 2018.

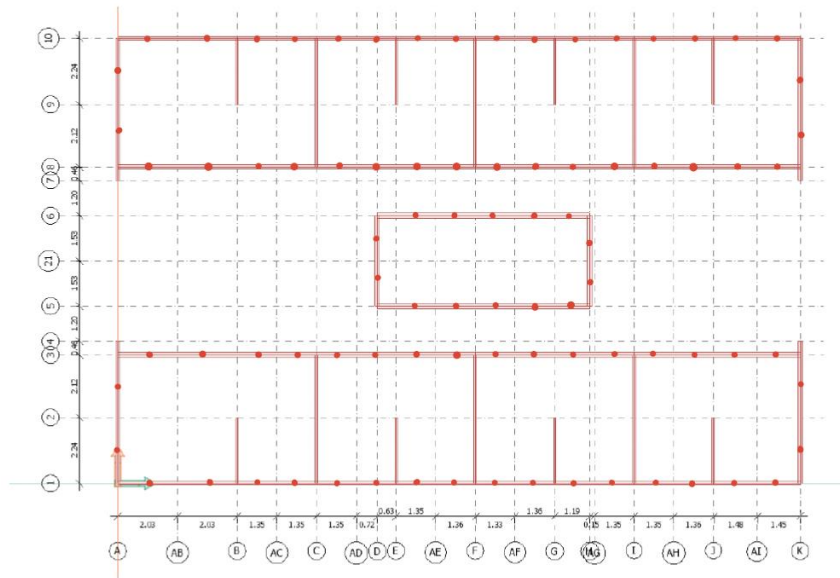
Det kjem tydeleg fram i diskusjonen at det er store forskjellar i funn i denne oppgåva og i Rooth, 2018. I Rooth, 2018 aukar forskyvinga i x og y-retning i modellen med forspenning, medan modellane med oppspenning i denne oppgåva får redusert forskyving. Platekreftene etter statisk analyse i Rooth, 2018 har ei enorm endring i krefter frå utan forspenning til med forspenning, og dei maksimale platekreftene i med forspenning er mykje større enn dei maksimale platekreftene i «t-to-b». Både det maksimale og det minimale momentet aukar i Rooth, 2018 frå utan forspenning til med forspenning, spesielt i det minimale momentet. I denne oppgåva er det eit lite auke i maksimalt moment, men ein reduksjon i minimalt moment frå «utan» til «t-to-b». I Rooth, 2018 er det eit stort auke i både dei maksimale og minimale skjærkraftverdiane i begge retningar frå utan forspenning til med forspenning, medan det i denne oppgåva er ein reduksjon i skjærkrefter frå «utan» til modellane med oppspenning i

eine retninga og ei auke i den andre retninga. Begge oppgåvene får ein reduksjon i toppakselerasjonsverdiar i modellar med oppspenning, men der eigenfrekvensen i denne oppgåva aukar i takt med grad av oppspenning er det i *Rooth, 2018* ein reduksjon i eigenfrekvens frå *utan forspenning* til *med forspenning*. Alt dette kan skyldast litt ulikheiter i metode rundt spennstålet og lastkombinasjonar i modelleringa og analysen, likevel er det uventa å få så store forskjellar på enkelte punkt. Det er vanskeleg å peike på ein spesifikk ting som gir desse store forskjellane, og dermed vanskeleg å fatte ein konklusjon. Det ein kan konkludere med er at det er vanskeleg å få modellar i to ulike programvare heilt like, og det vil dermed vere naturleg å få litt ulike resultat, men kanskje ikkje så store som her.

6.1 Vidare arbeid

Då resultata i denne oppgåva og *Rooth, 2018* er så ulike på fleire punkt er det mykje som burde sjåast på ein gong til. Det same gjeld dei store forskjellane i dei globale reaksjonskreftene i dei tre modellane «to-og-to», «h-and-h» og «t-to-b». I tillegg er det fleire andre punkt, lista under, som hadde vore interessant å sjekke ut.

- Korleis spenningsbilete endrar seg dersom ein tilpassar krafta i spennstålet til lengda av kvar kabel? Vil dette endre dei globale reaksjonskreftene slik at det ikkje blir så store forskjellar som i «to-og-to», «h-and-h» og «t-to-b».
- Sjekke om ein får andre resultat med å setje inn fleire stålkablar per «vegg». Korleis går det å plassere to eller fleire stålkablar i same veggen, som illustrert i Figur 26.
- Korleis ser spenningsbilete ut om ein analysera det på bygget slik det er, med ulike tjuknadar på veggane oppover i etasjane?
- Korleis påverkar oppspenning med stålkablar dette med dører, vindauge og andre tekniske installasjonar? Må ein flytte langt på kor ein kan feste stålwiren? Er det meir hensiktsmessig å tilpasse vindauge, dører og tekniske installasjonar etter plassering av stålkablane?
- Korleis påverkar stålkablane branneigenskapane til massivtreelementa, og korleis blir stålkablane påverka av brann når dei er inni massivtreet?
- Analysere referansebygget i denne oppgåva med og utan oppspenning med tanke på jordskjelv.



Figur 26 - Forslag til plassering av oppspenningskabler med meir enn ein kabel pr "vegg"

6.2 Kommenterar til utføring

Det er eit par ting som kan seiast om utføringa i denne oppgåva, som slags feilkilder

- FEM-design har ingen funksjon for å legge inn spennwire i veggelement. Dette er prøvd løyst på best mogleg måte med tilgjengelege funksjonar i programmet for å få eit mest mogleg realistisk resultat.
- I analysane gjort i FEM-Design har det ikkje blitt sjekka med andre laster enn 150 kN på spennwire, då det var dette som blei brukt i analysane av modellane i *Rooth, 2018*.
- Det var litt vanskeleg å tolke korleis *Rooth, 2018* hadde gjort det med kreftene på spennwire så har antatt at lasta er i positiv z-retning ut frå *Tabell 5* i *Rooth, 2018*.
- Det blei oppdaga for seint at faktoren k_{cr} er feil i FEM-Design for alle tre-materiala som blei oppretta. Den står på 0,8 og skulle vore på 0,67 i følge s. 115 CEN/TC 250/SC 5 kapittel 8.2.2.1(2) (Secretariat: BSI, 2020). Dette har tvilsamt stor innverknad på resultatata.
- Det kan også ha oppstått feil ved endring av lengder og plassering av spennwire, slik at det er nokon krefter som er der dei ikkje skal vere, eller nokon spennwire som ikkje har fått krafta dei skal ha.
- Lastkombinasjonane blei feil i FEM-Design då det skulle vore seks stykk men det blei oppretta tolv.

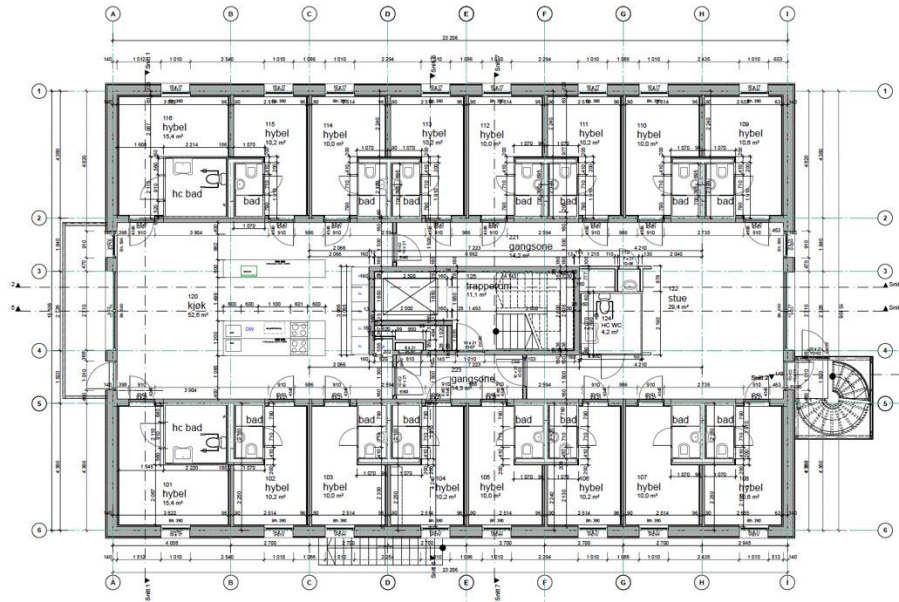
Referanseliste

- Bell, K. (2017). *Dimensjonering av trekonstruksjoner*. Bergen: Fagbokforl.
- Cheng, A. A. H. (2015). *Parametric design of timber shell structures*: University of British Columbia.
- Devereux, C. P., Holden, T. J., Buchanan, A. H. & Pampanin, S. (2011). NMIT Arts & Media Building - Damage Mitigation Using Post-tension Timber Walls. Tilgjengelig fra: https://ir.canterbury.ac.nz/bitstream/handle/10092/5425/12632001_Buchanan.pdf?sequence=1&isAllowed=y.
- Edskar, I. & Lidelow, H. (2019). Dynamic properties of cross-laminated timber and timber truss building systems. *Engineering structures*, 186: 525-535. doi: 10.1016/j.engstruct.2019.01.136.
- FN-Sambandet United Nations Association of Norway. (2020). *Parisavtalen*. Tilgjengelig fra: <https://www.fn.no/om-fn/avtaler/miljoe-og-klima/parisavtalen> (lest 26.01.23).
- Internasjonal standard. (2007). *Bases for design of structures - Serviceability of buildings and walkways agains vibrations*, ISO 10137:2007.
- Kollmann, F. F. P. & Côté, W. A. (2007). *Principles of Wood Science and Technology (ch. 2, 6, & 7)*: Kopinor.
- Laird, B., Gade, H., Pettersen, T. S., Synsfjell, K., Sandgrind, S., Norgaard, H. & Færevåg, Å. (2022). *Grønn omstilling - klimatiltaksanalyse for petroleum, industri og energiforsyning*: Miljødirektoratet.
- Martensson, A. (1994). Mechano-sorptive effects in wooden material. *Wood science and technology*, 28 (6): 437-449. doi: 10.1007/BF00225463.
- Moroder, D., Smith, T., Dunbar, A., Pampanin, S. & Buchanan, A. (2018). Seismic testing of post-tensioned Pres-Lam core walls using cross laminated timber. *Engineering structures*, 167: 639-654. doi: 10.1016/j.engstruct.2018.02.075.
- Moschetti, R., Brattebø, H. & Sparrevik, M. (2019). Exploring the pathway from zero-energy to zero-emission building solutions: A case study of a Norwegian office building. *Energy and buildings*, 188-189: 84-97. doi: 10.1016/j.enbuild.2019.01.047.
- Norsk betongforening. (2016). *Spennarmeringsarbeider*. Publikasjon nr. 14. Oslo: Norsk betongforening.
- Norsk treteknisk, i. (2006a). *Bygge med massivtreelementer : H. 1 : Generelt*, b. H. 1. Oslo: Norsk treteknisk institutt.
- Norsk treteknisk, i. (2006b). *Bygge med massivtreelementer : H. 2 : Byggeteknikk*, b. H. 2. Oslo: Norsk treteknisk institutt.
- Norsk treteknisk, i. (2006c). *Bygge med massivtreelementer : H. 3 : Dimensjonering*, b. H. 3. Oslo: Norsk treteknisk institutt.
- Rooth, S. L. (2018). *Analyse av høye bygninger i krysslaminert massivtre med vertikal forspenning*: Norwegian University of Life Sciences, Ås.
- Sandaker, T. K. (2024). *TBA320 Konstruksjonsteori 3 Bygg; Plater og Skiver*. Canvas.
- Secretariat: BSI. (2020). *Consolidated Version prEN 1995-1-1 20xx v2 short*. Eurocode 5: Design of timber structures, CEN/TC 250/SC 5 N1299.
- SINTEF. (2019). *Splitkon krysslimt tre*. Teknisk Godkjenning (Nr. 20712). Tilgjengelig fra: <https://splitkon.no/wp-content/uploads/2022/02/20712g.pdf> (lest 07.02).
- Standard Norge. (2002). *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*, NS-EN 1990:2002+NA:2008.

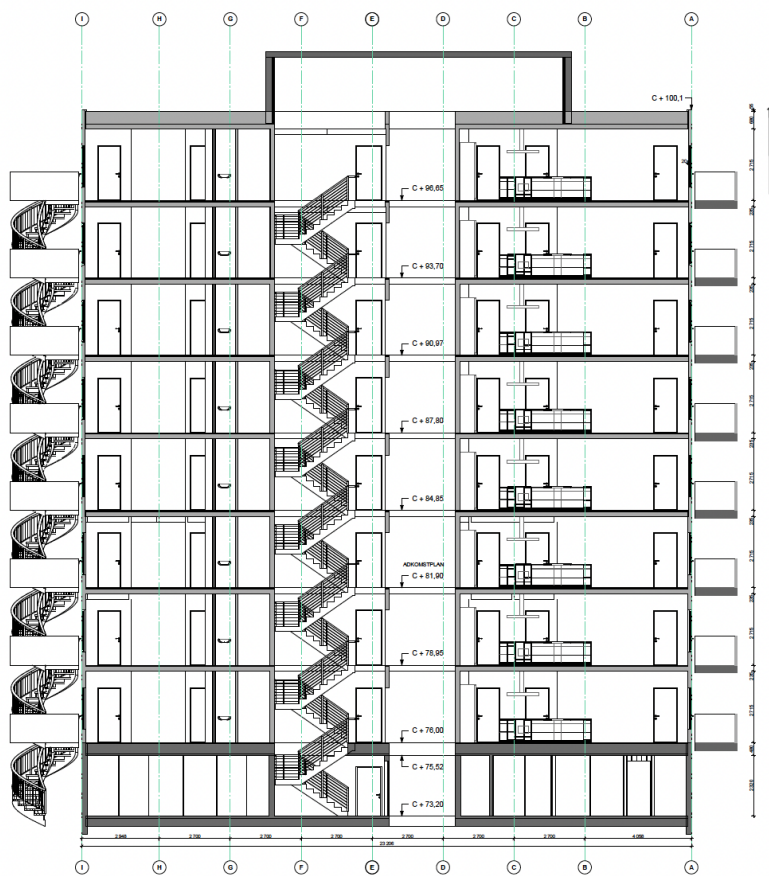
- Standard Norge. (2003). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner*. Del 1-3: Almenne laster, Snølaster, NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008.
- Standard Norge. (2004). *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner*. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger, NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010.
- Standard Norge. (2005a). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner*. Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster, NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.
- Standard Norge. (2005b). *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner*. Del 1-1: Allmenne laster, Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008.
- StruSoft. *Structural Analysis Software, FEM-Design*. StruSoft. Tilgjengelig fra: <https://strusoft.com/software/3d-structural-analysis-software-fem-design/> (lest 10.04).
- Sørensen, S. I. (2017). *Betongkonstruksjoner : beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. 2. utg., 3. oppl. utg. Bergen: Fagbokforl.
- Tomasi, R. & Ussher, E. *Structural Dynamics; Multy degree of Freedom system*. canvas.
- Tomasi, R. & Ussher, E. *Structural Dynamics; Single Degree of Freedom System*. canvas.
- United Nations. (2015, 12.des). *Paris Agreement*. United Nations Framework Convention on Climate Change, UNFCCC, Paris.
- Vestøl, G. I. (2022). *Forelesning: Reologi - Tidsavhengig deformasjon og mekanosortiv deformasjon, TRE300*. Canvas.
- Wallner-Novak, M., Koppelhuber, J. & Pock, K. (2014). *Basic design and engineering principles according to Eurocode*. Cross-Laminated Timber Structural Design. Wien: proHolz Austria.
- Wikipedia. *Ås (kommune)*. Tilgjengelig fra: [https://no.wikipedia.org/wiki/%C3%85s_\(kommune\)](https://no.wikipedia.org/wiki/%C3%85s_(kommune)) (lest 27.03.2023).

Vedlegg A

Her er det eit par oppklarande figurar.



Figur 27 - Planteikning 1. etasje av Krona/Verket som modellen er basert på



Figur 28 - Snitt av Krona/Verke

Tabell 1
Standard elementoppbygninger for Splitkon krysslåst tre

Elementbetegnelse Tykkelse i mm og antall sjikt	Tykkelse i mm til hvert lamellsjikt ¹⁾						
	L	T	L	T	L	T	L
Standardelementer							
60 (3s)	20	20	20				
80 (3s)	30	20	30				
100 (3s)	33	33	33				
120 (3s)	40	40	40				
100 (5s)	20	20	20	20	20		
120 (5s)	30	20	20	20	30		
140 (5s)	33	20	33	20	33		
160 (5s)	32	32	32	32	32		
180 (5s)	40	30	40	30	40		
200 (5s)	45	32	45	32	45		
220 (5s)	44	44	44	44	44		
240 (7s)	45	20	45	20	45	20	45
260 (7s)	45	34	34	34	34	34	45
280 (7s)	45	33	45	33	45	33	45
300 (7s)	45	40	45	40	45	40	45
Elementer med doble langsgående yttersjikt ²⁾							
	L	L	T	L	L/T	L	L
160 (5ss)	32	32	32	32	32		
200 (5ss)	45	32	45	32	45		
220 (7ss)	33	33	33	20	33	33	33
240 (7ss)	32	32	40	32	40	32	32
260 (7ss)	45	34	34	34	34	34	45
280 (7ss)	45	45	33	33	33	45	45
300 (7ss)	45	45	40	40	40	45	45

¹⁾ L = lameller lagt i elementets lengderetning
T = lameller lagt på tvers av elementets lengderetning
Elementer leveres også med tverrgående lameller i yttersjikt
Ytterlameller er i kvalitet T22, innerlameller i T15.

²⁾ Doble langsgående ytterlameller er begge i kvalitet T22

Figur 29 - Oversikt over standard elementoppbygging av CLT frå teknisk godkjenning til Splitkon tabell 1

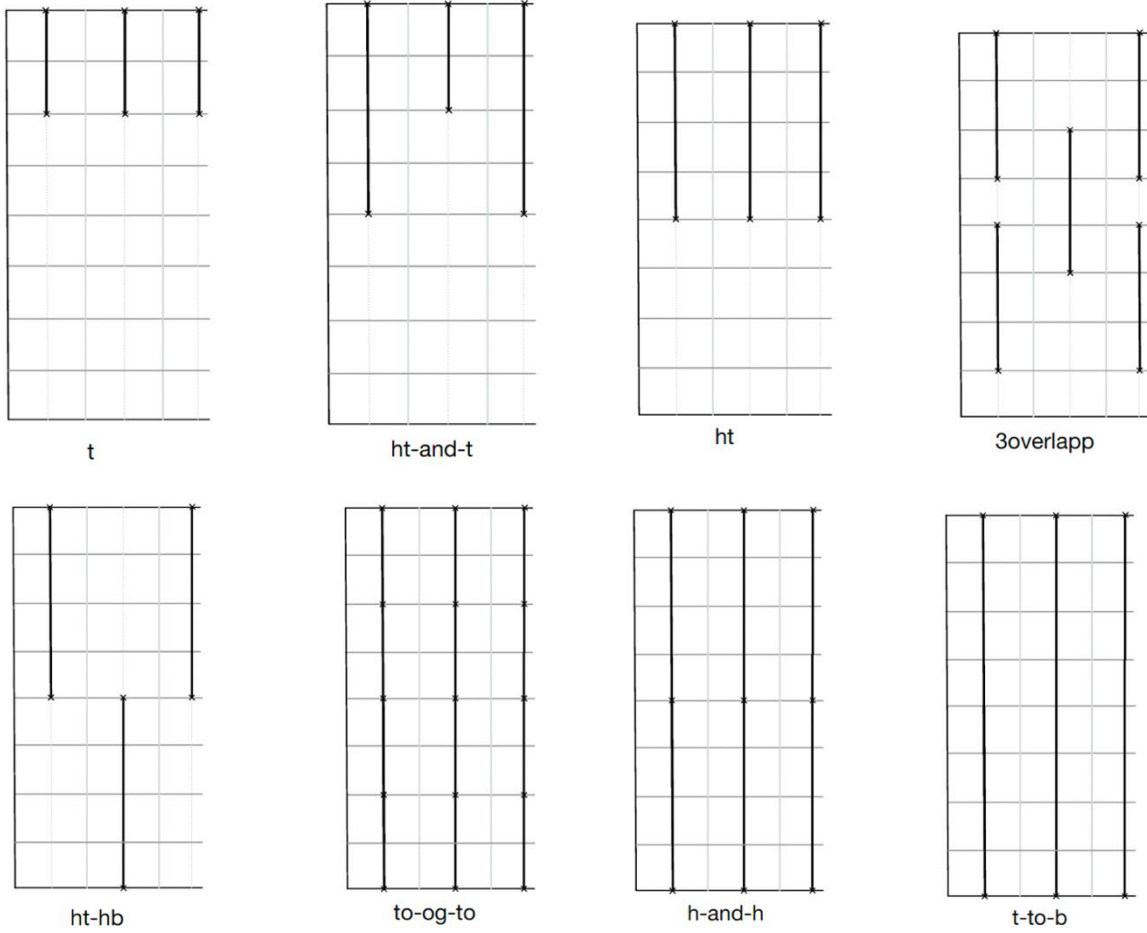
Tabell 2
Materialfastheter, stivhetsmoduler og densitet for lameller til Splitkon krysslåst tre ¹⁾

Egenskap	Fasthetsklasse		Egenskap	Fasthetsklasse			
	T15	T22		T15	T22		
<i>Karakteristiske fastheter</i>		<i>N/mm²</i>	<i>N/mm²</i>	<i>Stivheter for deformasjonsberegninger</i>			
Bøyefasthet	$f_{m,k}$	22,0	30,5	Elastisitetsmodul strekk	$E_{0,mean}$	11500	13000
Strekkfasthet	$f_{t,0,k}$	15,0	22,0		$E_{90,mean}$	230	430
Trykkfasthet	$f_{c,0,k}$	21,0	26,0	Skjærmodul	$G_{0,mean}$	720	810
Skjærfasthet	$f_{v,k}$	4,0	4,0		$G_{90,mean}$	72	81
Rulleskjærfasthet	$f_{v,90,k}$	0,7	0,7	<i>Densitet</i>		<i>kg/m³</i>	<i>kg/m³</i>
				Midlere densitet	ρ_m	430	470
				Karakteristisk densitet	ρ_k	360	390

¹⁾ I henhold til EN 338, NS EN 14080 og EN 16351

Figur 30 - Oversikt over materialfastleikar, stivleiksmodular og densitet etter teknisk godkjenning for Splitkon tabell 2

- / — Spennstål
- / — Kant på bygget
- / — Etasjeskille
- / — Aksestystem for vegg
- / — Aksestystem for oppspenning
- x — Innfestingspunkt



Figur 31 - Illustrasjon av dei ulike oppspenningane i eit utsnitt av bygget

Vedlegg B

Her kjem meir utfyllande rundt diverse verdiar henta frå FEM-Design analysane som er brukt i oppgåva.

B1 Maksimale og minimale reaksjonskrefter og moment

Dei maksimale og minimale verdiane er markert i gult.

Utan

Max. of load combinations, Line support group, Resultants, MinMax, Ultimate										
Max.	ID	l/2	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Comb	
[-]		[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]	
Fx' (-)	S.10	2.410	-74,02	-0,5	-355,79	0,153	-136,59	-2,15	LC18ULS	
Fx' (+)	S.33	2.180	48,783	0,023	-210,82	-0	67,276	-0,03	LC18ULS	
Fy' (-)	S.17	2.700	-2,842	-2,88	-548,69	0,888	6,219	0,084	LC18ULS	
Fy' (+)	S.11	3.379	-8,727	3,753	-388,07	-1,61	0,732	0,424	LC18ULS	
Fz' (-)	S.21	3.611	1,288	1,377	-874,93	-0,53	-17,815	-0,09	LC10ULS	
Fz' (+)	S.45	1.350	0,03	0,776	-89,71	-0,15	1,618	-0,93	LC18ULS	
Mx' (-)	S.11	3.379	-4,825	3,377	-573,78	-1,62	-4,796	-0,08	LC10ULS	
Mx' (+)	S.17	2.700	-2,842	-2,88	-548,69	0,888	6,219	0,084	LC18ULS	
My' (-)	S.10	2.410	-74,02	-0,5	-355,79	0,153	-136,59	-2,15	LC18ULS	
My' (+)	S.37	2.410	39,281	0,01	-354,36	-0,09	135,347	-1,59	LC18ULS	
Mz' (-)	S.10	2.410	-74,02	-0,5	-355,79	0,153	-136,59	-2,15	LC18ULS	
Mz' (+)	S.9	2.410	-65,6	0,372	-322,23	-0,09	-134,14	1,78	LC18ULS	

Figur 32 - Maksimale og minimale reaksjonskrefter henta frå utan i FEM-Design

Max. of load combinations, Line support group, Reactions, MinMax, Ultimate												
Max.	ID	Elem	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr	Comb
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[-]
Fx' (-)	S.10	6163	9834	-17,55	-0,092	-75,295	0,046	0	-0,002	77,314	0,046	LC18ULS
Fx' (+)	S.19	6334	114914	12,778	0,008	-80,449	0	0	0,001	81,457	0,001	LC18ULS
Fy' (-)	S.16	6287	163262	-0,252	-5,665	-100,62	0,442	0	-0,023	100,78	0,442	LC18ULS
Fy' (+)	S.11	6173	7697	-3,776	7,701	-50,897	-0,332	-0,043	-0,05	51,615	0,338	LC18ULS
Fz' (-)	S.21	6351	119857	4,153	0,086	-127,14	-0,153	-0,005	-0,037	127,21	0,158	LC10ULS
Fz' (+)	S.9	6155	309790	-5,156	0,058	-16,099	-0,028	0,007	-0,006	16,905	0,03	LC18ULS
Mx' (-)	S.11	6195	88797	0,925	6,622	-46,293	-0,476	0,001	0,015	46,774	0,476	LC18ULS
Mx' (+)	S.16	6287	163262	-0,252	-5,665	-100,62	0,442	0	-0,023	100,78	0,442	LC18ULS
My' (-)	S.24	6423	88797	-8,404	0,218	-38,349	-0,004	-0,214	-0,005	39,26	0,214	LC18ULS
My' (+)	S.33	6523	163262	6,783	0,031	-84,686	-0,001	0,2	0	84,958	0,2	LC18ULS
Mz' (-)	S.21	6351	116556	5,514	6,544	-119,55	-0,359	0,03	-0,09	119,86	0,371	LC18ULS
Mz' (+)	S.21	6375	218945	-5,184	6,291	-116,28	-0,347	-0,028	0,086	116,57	0,359	LC18ULS

Figur 33 - Maksimale og minimale globale moment henta frå utan i FEM-Design

t

Max. of load combinations, Line support group, Resultants, MinMax, Ultimate										
Max.	ID	I/2	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Comb	
[-]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]		
Fx' (-)	S.37	2.410	-73,28	1,144	-156,71	-0,04	-136,34	3,437	LC11ULS	
Fx' (+)	S.33	2.180	47,864	0,602	-51,159	-0,04	67,551	0,088	LC12ULS	
Fy' (-)	S.17	2.700	15,453	-3,37	-259,08	0,79	15,148	0,159	LC12ULS	
Fy' (+)	S.18	3.379	27,498	4,459	-60,154	-1,61	23,518	0,165	LC11ULS	
Fz' (-)	S.18	3.379	11,095	0,009	-454,38	-0,7	40,791	1,811	LC6ULS	
Fz' (+)	S.14	2.824	-9,102	3,354	60,09	-0,93	-26,354	-0,22	LC12ULS	
Mx' (-)	S.18	3.379	24,528	4,186	-229,43	-1,71	28,298	0,62	LC5ULS	
Mx' (+)	S.21	3.611	-13,65	-2,99	-14,461	0,878	-58,978	0,367	LC11ULS	
My' (-)	S.10	2.410	-73,28	-1,14	-156,71	0,037	-136,34	-3,44	LC12ULS	
My' (+)	S.37	2.410	38,405	0,606	-155,17	0,056	134,98	-1,9	LC12ULS	
Mz' (-)	S.10	2.410	-73,28	-1,14	-156,71	0,037	-136,34	-3,44	LC12ULS	
Mz' (+)	S.37	2.410	-73,28	1,144	-156,71	-0,04	-136,34	3,437	LC11ULS	

Figur 34 - Maksimale og minimale reaksjonskrefter henta frå t i FEM-Design

Max. of load combinations, Line support group, Reactions, MinMax, Ultimate												
Max.	ID	Elem	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr	Comb
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[-]
Fx' (-)	S.37	9474	5651	-17,41	0,094	-31,78	-0,051	-0,05	0,002	36,23	0,072	LC11ULS
Fx' (+)	S.19	9208	165261	12,479	0,006	-29,65	-0,007	0,117	0,001	32,17	0,117	LC12ULS
Fy' (-)	S.39	9505	1723	4,579	-14,07	-70,79	-1,817	2,461	0,038	72,32	3,059	LC11ULS
Fy' (+)	S.1	8867	17016	4,578	14,07	-70,79	1,817	2,461	-0,038	72,32	3,059	LC12ULS
Fz' (-)	S.1	8867	17016	3,5	12,338	-76,89	2,154	2,631	-0,034	77,95	3,401	LC6ULS
Fz' (+)	S.9	8986	451149	-9,067	0,077	41,712	-0,074	1,872	-0,006	42,69	1,873	LC12ULS
Mx' (-)	S.10	8987	17016	-12,34	3,5	-76,89	-2,631	2,154	-0,034	77,95	3,401	LC6ULS
Mx' (+)	S.19	9214	167660	8,171	-2,935	-72,82	2,781	-1,971	-0,031	73,34	3,409	LC6ULS
My' (-)	S.10	9006	9655	2,025	0,847	-75,54	-0,343	-4,767	0,035	75,57	4,78	LC5ULS
My' (+)	S.21	9227	167660	2,935	8,171	-72,82	1,971	2,781	-0,031	73,34	3,409	LC6ULS
Mz' (-)	S.12	9035	135113	-4,308	0,145	-2,068	-0,176	-0,001	-0,07	4,781	0,189	LC12ULS
Mz' (+)	S.17	9173	135105	4,308	0,146	-2,068	-0,176	0,002	0,07	4,781	0,189	LC11ULS

Figur 35 - Maksimale og minimale globale moment henta frå t i FEM-Design

ht-and-t

Max. of load combinations, Line support group, Resultants, MinMax, Ultimate										
Max.	ID	I/2	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Comb	
[-]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]		
Fx' (-)	S.10	2.410	-74,12	-1,16	-156,4	0,04	-137,31	-3,52	LC12ULS	
Fx' (+)	S.33	2.180	47,875	0,589	-51,523	-0,04	67,591	0,085	LC12ULS	
Fy' (-)	S.17	2.700	15,045	-3,37	-260,11	0,79	15,372	0,166	LC12ULS	
Fy' (+)	S.11	3.379	-28,45	4,488	-59,039	-1,61	-22,975	-0,2	LC12ULS	
Fz' (-)	S.18	3.379	10,838	0,014	-455,93	-0,7	40,937	1,816	LC6ULS	
Fz' (+)	S.15	2.824	8,726	3,348	60,723	-0,93	26,488	0,225	LC11ULS	
Mx' (-)	S.11	3.379	-25,21	4,208	-228,87	-1,72	-27,922	-0,64	LC6ULS	
Mx' (+)	S.21	3.611	-14,01	-2,99	-15,972	0,879	-59,949	0,328	LC11ULS	
My' (-)	S.10	2.410	-74,12	-1,16	-156,4	0,04	-137,31	-3,52	LC12ULS	
My' (+)	S.37	2.410	38,19	0,591	-156,5	0,059	134,916	-1,89	LC12ULS	
Mz' (-)	S.10	2.410	-74,12	-1,16	-156,4	0,04	-137,31	-3,52	LC12ULS	
Mz' (+)	S.37	2.410	-73,46	1,127	-157,95	-0,03	-136,72	3,44	LC11ULS	

Figur 36 - Maksimale og minimale reaksjonskrefter henta frå ht-and-t i FEM-Design

Max. of load combinations, Line support group, Reactions, MinMax, Ultimate												
Max.	ID	Elem	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr	Comb
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[-]
Fx' (-)	S.10	8996	14358	-17,6	-0,094	-31,7	0,052	-0,051	-0,002	36,26	0,073	LC12ULS
Fx' (+)	S.19	9208	166757	12,525	0,006	-29,89	-0,007	0,117	0,001	32,41	0,117	LC12ULS
Fy' (-)	S.39	9505	2857	4,652	-14,12	-71,1	-1,827	2,475	0,038	72,64	3,076	LC11ULS
Fy' (+)	S.1	8867	17812	4,689	14,24	-71,02	1,816	2,472	-0,039	72,58	3,068	LC12ULS
Fz' (-)	S.37	9465	2857	-12,38	-3,552	-77,13	2,643	2,162	0,034	78,2	3,414	LC5ULS
Fz' (+)	S.38	9504	455053	-9,043	-0,079	41,79	0,074	1,879	0,006	42,76	1,88	LC11ULS
Mx' (-)	S.10	8987	17812	-12,47	3,584	-77,08	-2,641	2,155	-0,034	78,16	3,409	LC6ULS
Mx' (+)	S.19	9214	169157	8,192	-2,911	-73,18	2,792	-1,982	-0,031	73,69	3,424	LC6ULS
My' (-)	S.37	9484	10505	2,003	-0,847	-75,71	0,344	-4,781	-0,035	75,74	4,793	LC6ULS
My' (+)	S.21	9227	169157	2,911	8,192	-73,18	1,982	2,792	-0,031	73,69	3,424	LC6ULS
Mz' (-)	S.12	9035	136727	-4,447	0,146	-1,962	-0,177	-0,001	-0,071	4,863	0,191	LC12ULS
Mz' (+)	S.17	9173	136716	4,225	0,146	-2,199	-0,175	0,002	0,07	4,766	0,189	LC11ULS

Figur 37 - Maksimale og minimale globale moment henta frå ht-and-t i FEM-Design

ht

Max. of load combinations, Line support group, Resultants, MinMax, Ultimate									
Max.	ID	l/2	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Comb
[-]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]	
Fx' (-)	S.10	2.410	-73,72	-1,07	-157,52	0,063	-137,28	-3,31	LC12ULS
Fx' (+)	S.33	2.180	47,792	0,602	-52,058	-0,04	67,711	0,087	LC12ULS
Fy' (-)	S.12	2.700	-15,46	-3,43	-260,52	0,785	-14,308	0,019	LC11ULS
Fy' (+)	S.18	3.379	27,615	4,465	-60,617	-1,61	23,44	0,171	LC11ULS
Fz' (-)	S.18	3.379	11,169	0,017	-456,81	-0,7	40,746	1,813	LC6ULS
Fz' (+)	S.46	1.474	-0,732	0,168	260,322	-0,01	-6,156	0,603	LC2ULS
Mx' (-)	S.18	3.379	24,638	4,195	-230,37	-1,72	28,225	0,624	LC5ULS
Mx' (+)	S.21	3.611	-13,73	-2,98	-15,39	0,879	-58,991	0,371	LC11ULS
My' (-)	S.11	3.379	-11,54	-0,32	-96,686	-0,41	-491,47	-1,61	LC1ULS
My' (+)	S.37	2.410	38,249	0,607	-156,57	0,058	135,199	-1,89	LC12ULS
Mz' (-)	S.10	2.410	-73,72	-1,07	-157,52	0,063	-137,28	-3,31	LC12ULS
Mz' (+)	S.37	2.410	-73,45	1,146	-157,64	-0,04	-137,07	3,45	LC11ULS

Figur 38 - Maksimale og minimale reaksjonskrefter henta frå ht i FEM-Design

Max. of load combinations, Line support group, Reactions, MinMax, Ultimate												
Max.	ID	Elem	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr	Comb
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[-]
Fx' (-)	S.11	9135	111228	-366,42	0,143	-105,586	-0,114	1,111	0,01	381,331	1,117	LC2ULS
Fx' (+)	S.11	9133	109073	364,799	0,132	-109,151	-0,12	-1,069	0,002	380,779	1,076	LC2ULS
Fy' (-)	S.46	9723	483112	-5,984	-14,44	-46,565	-1,397	-0,85	-0,011	49,118	1,636	LC11ULS
Fy' (+)	S.1	8969	20572	4,609	14,119	-71,187	1,829	2,475	-0,038	72,72	3,078	LC12ULS
Fz' (-)	S.46	9714	459704	-178,09	-0,08	-497,86	0,023	-0,661	0,003	528,755	0,661	LC1ULS
Fz' (+)	S.11	9134	110164	-2,502	0,31	5663,85	-0,262	0,016	-0,079	5663,85	0,274	LC2ULS
Mx' (-)	S.10	9089	20572	-12,392	3,532	-77,268	-2,646	2,165	-0,034	78,335	3,419	LC6ULS
Mx' (+)	S.19	9325	183981	8,186	-2,934	-73,026	2,788	-1,977	-0,031	73,542	3,418	LC6ULS
My' (-)	S.10	9108	12483	2,033	0,849	-75,701	-0,17	-4,791	0,033	75,733	4,795	LC5ULS
My' (+)	S.21	9338	183981	2,934	8,186	-73,026	1,977	2,788	-0,031	73,542	3,418	LC6ULS
Mz' (-)	S.11	9134	110164	-2,388	0,12	4910,43	-0,096	0,013	-0,161	4910,43	0,188	LC5ULS
Mz' (+)	S.11	9143	126716	-1,51	3,078	-1,454	-0,624	-0,012	0,132	3,723	0,638	LC12ULS

Figur 39 - Maksimale og minimale globale moment henta frå ht i FEM-Design

3overlapp

Max. of load combinations, Line support group, Resultants, MinMax, Ultimate										
Max.	ID	l/2	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Comb	
[-]		[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]	
Fx' (-)	S.10	2.410	-86,27	-1,3	-28,987	0,211	-145,99	-3,93	LC12ULS	
Fx' (+)	S.9	2.410	52,086	-1,36	70,365	0,032	136,845	-2,9	LC11ULS	
Fy' (-)	S.22	3.611	-20,95	-3,52	-158,1	0,834	-56,399	-0,18	LC11ULS	
Fy' (+)	S.11	3.379	-29	4,98	141,509	-1,63	-24,673	-1,01	LC12ULS	
Fz' (-)	S.18	3.379	9,567	-0,02	-294,62	-0,69	39,116	1,464	LC6ULS	
Fz' (+)	S.15	2.824	-2,007	3,472	251,871	-0,87	38,603	0,188	LC11ULS	
Mx' (-)	S.11	3.379	-31,25	4,644	-28,558	-1,75	-26,516	-1	LC6ULS	
Mx' (+)	S.22	3.611	-20,95	-3,52	-158,1	0,834	-56,399	-0,18	LC11ULS	
My' (-)	S.10	2.410	-86,27	-1,3	-28,987	0,211	-145,99	-3,93	LC12ULS	
My' (+)	S.37	2.410	38,331	0,451	-52,354	-0,05	139,014	-2,13	LC12ULS	
Mz' (-)	S.10	2.410	-86,27	-1,3	-28,987	0,211	-145,99	-3,93	LC12ULS	
Mz' (+)	S.37	2.410	-77,39	0,855	-57,077	-0,13	-140	2,991	LC11ULS	

Figur 40 - Maksimale og minimale reaksjonskrefter henta frå 3overlapp i FEM-Design

Max. of load combinations, Line support group, Reactions, MinMax, Ultimate												
Max.	ID	Elem	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr	Comb
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[-]
Fx' (-)	S.10	7403	11499	-20,55	-0,091	-5,52	0,051	-0,124	-0,002	21,27	0,134	LC12ULS
Fx' (+)	S.19	7590	138295	14,347	0,007	-3,749	-0,009	0,127	0,003	14,83	0,127	LC12ULS
Fy' (-)	S.39	7867	1590	4,58	-15,09	-52,44	-1,188	1,913	0,04	54,76	2,253	LC11ULS
Fy' (+)	S.1	7291	14659	4,842	16,585	-49,54	0,962	1,798	-0,043	52,46	2,039	LC12ULS
Fz' (-)	S.37	7831	1590	-12,54	-3,211	-57,57	2,052	1,57	0,034	59,01	2,584	LC5ULS
Fz' (+)	S.38	7866	372727	-9,057	-0,193	75,407	0,238	4,08	0,007	75,95	4,087	LC11ULS
Mx' (-)	S.10	7395	14659	-14,33	4,075	-55,73	-2,011	1,381	-0,039	57,69	2,439	LC6ULS
Mx' (+)	S.37	7831	1590	-12,54	-3,211	-57,57	2,052	1,57	0,034	59,01	2,584	LC5ULS
My' (-)	S.37	7848	8173	2,4	-0,849	-54,38	0,267	-3,367	-0,036	54,44	3,378	LC6ULS
My' (+)	S.38	7866	372727	-9,057	-0,193	75,407	0,238	4,08	0,007	75,95	4,087	LC11ULS
Mz' (-)	S.12	7438	113915	-4,845	-0,286	28,53	-0,281	-0,003	-0,072	28,94	0,29	LC12ULS
Mz' (+)	S.17	7558	113887	2,506	-0,269	25,212	-0,261	0,005	0,07	25,34	0,27	LC11ULS

Figur 41 - Maksimale og minimale globale momenthenta frå 3overlapp i FEM-Design

ht-hb

Max. of load combinations, Line support group, Resultants, MinMax, Ultimate										
Max.	ID	l/2	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Comb	
[-]		[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]	
Fx' (-)	S.37	2.410	-74,57	0,869	-83,548	-0,09	-95,021	3,238	LC11ULS	
Fx' (+)	S.33	2.180	51,085	0,795	-24,884	-0,05	41,028	0,033	LC12ULS	
Fy' (-)	S.17	2.700	14,701	-3,94	-388,82	0,905	25,118	0,008	LC12ULS	
Fy' (+)	S.18	3.379	18,077	4,548	-31,057	-1,58	-8,54	0,31	LC11ULS	
Fz' (-)	S.17	2.700	12,038	-2,7	-479,65	0,656	30,715	0,054	LC6ULS	
Fz' (+)	S.15	2.824	6,588	3,395	98,417	-0,92	87,588	0,393	LC11ULS	
Mx' (-)	S.11	3.379	-31,72	4,136	-226,95	-1,73	-157,44	-0,26	LC6ULS	
Mx' (+)	S.17	2.700	14,701	-3,94	-388,82	0,905	25,118	0,008	LC12ULS	
My' (-)	S.18	3.379	-7,177	-0,16	-462,83	-0,75	-359,25	2,736	LC6ULS	
My' (+)	S.9	2.410	36,796	-1,14	-40,703	0,157	91,076	-3,1	LC11ULS	
Mz' (-)	S.10	2.410	-66,32	-1,32	-191,81	0,141	-111,05	-3,74	LC12ULS	
Mz' (+)	S.37	2.410	-74,57	0,869	-83,548	-0,09	-95,021	3,238	LC11ULS	

Figur 42 - Maksimale og minimale reaksjonskrefter henta frå ht-hb i FEM-Design

Max. of load combinations, Line support group, Reactions, MinMax, Ultimate												
Max.	ID	Elem	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr	Comb
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[-]
Fx' (-)	S.10	7372	11833	-28,68	-0,373	182,257	0,046	0,052	-0,005	184,501	0,069	LC6ULS
Fx' (+)	S.22	7618	173852	21,968	-0,189	192	0,049	-0,413	0,001	193,253	0,416	LC5ULS
Fy' (-)	S.39	7834	1530	5,011	-14,95	-46,27	-1,022	1,584	0,041	48,883	1,886	LC11ULS
Fy' (+)	S.8	7347	376316	-6,599	13,84	-29,568	0,426	-1,135	0,041	33,307	1,213	LC12ULS
Fz' (-)	S.39	7841	37401	-0,45	0,346	-1327,73	0,093	-0,014	-0,004	1327,73	0,094	LC5ULS
Fz' (+)	S.8	7341	345095	0,595	0,315	404,663	0,069	0	-0,009	404,664	0,07	LC11ULS
Mx' (-)	S.20	7570	256259	-9,078	5,926	-36,515	-1,726	0,637	-0,04	38,091	1,84	LC5ULS
Mx' (+)	S.19	7569	139155	8,902	-3,316	-46,622	1,811	-0,996	-0,033	47,58	2,067	LC6ULS
My' (-)	S.37	7815	7947	1,476	-0,995	-47,536	0,275	-3,008	-0,035	47,569	3,021	LC6ULS
My' (+)	S.21	7582	139155	3,316	8,902	-46,622	0,996	1,811	-0,033	47,58	2,067	LC6ULS
Mz' (-)	S.12	7410	112542	-5,075	-0,3	0,158	-0,132	-0,004	-0,069	5,086	0,149	LC12ULS
Mz' (+)	S.18	7537	82948	-0,465	-0,463	-1159,93	-0,129	0,008	0,078	1159,93	0,151	LC6ULS

Figur 43 - Maksimale og minimale globale moment henta frå ht-hb i FEM-Design

to-og-to

Max. of load combinations, Line support group, Resultants, MinMax, Ultimate									
Max.	ID	l/2	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Comb
[-]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]	
Fx' (-)	S.37	2.410	-72,54	0,785	485,379	-0,47	-31,513	3,28	LC11ULS
Fx' (+)	S.33	2.180	48,523	0,584	154,543	-0,04	32,163	0,071	LC12ULS
Fy' (-)	S.17	2.700	14,458	-3,85	754,601	1,002	24,759	0,155	LC12ULS
Fy' (+)	S.18	3.379	24,453	4,418	1085,68	-1,54	264,047	0,988	LC11ULS
Fz' (-)	S.23	1.120	-9,292	-0,24	60,761	0,002	3,415	0,249	LC5ULS
Fz' (+)	S.22	3.611	-20,83	2,275	1365,61	-0,14	176,812	-0,47	LC2ULS
Mx' (-)	S.18	3.379	20,902	4,195	893,152	-1,69	231,823	1,45	LC5ULS
Mx' (+)	S.17	2.700	14,458	-3,85	754,601	1,002	24,759	0,155	LC12ULS
My' (-)	S.11	3.379	-21,03	3,694	1186,11	-1,39	-293,84	-1,42	LC2ULS
My' (+)	S.18	3.379	21,039	3,695	1186,1	-1,39	293,835	1,42	LC1ULS
Mz' (-)	S.10	2.410	-72,54	-0,79	485,376	0,47	-31,515	-3,28	LC12ULS
Mz' (+)	S.37	2.410	-72,54	0,785	485,379	-0,47	-31,513	3,28	LC11ULS

Figur 44 - Maksimale og minimale reaksjonskrefter henta frå to-og-to i FEM-Design

Max. of load combinations, Line support group, Reactions, MinMax, Ultimate												
Max.	ID	Elem	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr	Comb
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[-]
Fx' (-)	S.9	8976	455334	-60,81	0,159	-498,274	-0,018	0,468	0,001	501,971	0,468	LC2ULS
Fx' (+)	S.15	9121	377484	59,801	0,639	-509,571	-0,102	-0,906	-0,009	513,069	0,912	LC1ULS
Fy' (-)	S.39	9505	1724	5,693	-12,97	14,566	1,319	-0,389	0,038	20,314	1,376	LC11ULS
Fy' (+)	S.18	9202	8822	5,002	13,879	56,976	-0,399	1,868	0,003	58,855	1,91	LC11ULS
Fz' (-)	S.45	9587	376778	-55,58	0,133	-602,293	-0,007	0,647	-0,003	604,852	0,647	LC2ULS
Fz' (+)	S.45	9586	373588	-3,009	-0,228	3055,5	-0,047	-0,041	-0,016	3055,51	0,064	LC2ULS
Mx' (-)	S.19	9203	162862	9,354	3,842	75,14	-2,916	-2,001	-0,036	75,817	3,537	LC2ULS
Mx' (+)	S.20	9215	313542	7,854	0,094	84,397	3,13	-2,308	0,023	84,761	3,889	LC2ULS
My' (-)	S.22	9256	162862	-3,842	9,354	75,14	2,001	-2,916	-0,036	75,817	3,537	LC2ULS
My' (+)	S.9	8986	451149	-7,982	-0,152	90,703	-0,267	5,25	-0,006	91,054	5,257	LC2ULS
Mz' (-)	S.11	9028	99326	-2,482	-0,691	1371,38	-0,156	0,14	-0,079	1371,38	0,224	LC5ULS
Mz' (+)	S.18	9180	99033	2,441	-0,692	1371,43	-0,156	-0,145	0,079	1371,43	0,227	LC6ULS

Figur 45 - Maksimale og minimale globale moment henta frå to-og-to i FEM-Design

h-and-h

Max. of load combinations, Line support group, Resultants, MinMax, Ultimate										
Max.	ID	l/2	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Comb	
[-]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]		
Fx' (-)	S.37	2.410	-71,01	0,981	64,225	-0,26	-72,15	3,389	LC11ULS	
Fx' (+)	S.33	2.180	49,204	0,586	35,319	-0,04	33,309	0,067	LC12ULS	
Fy' (-)	S.17	2.700	14,661	-3,66	29,727	0,9	21,532	0,144	LC12ULS	
Fy' (+)	S.18	3.379	26,091	4,415	318,282	-1,6	90,992	0,375	LC11ULS	
Fz' (-)	S.18	3.379	7,243	0,083	-143,67	-0,82	28,579	2,356	LC6ULS	
Fz' (+)	S.14	2.824	-12,03	2,596	462,681	-0,75	-14,68	0,29	LC2ULS	
Mx' (-)	S.18	3.379	22,541	4,192	125,755	-1,74	58,769	0,837	LC5ULS	
Mx' (+)	S.17	2.700	14,661	-3,66	29,727	0,9	21,532	0,144	LC12ULS	
My' (-)	S.11	3.379	-22,87	3,691	323,867	-1,44	-99,39	-0,73	LC2ULS	
My' (+)	S.18	3.379	22,88	3,692	323,851	-1,45	99,391	0,731	LC1ULS	
Mz' (-)	S.10	2.410	-71,01	-0,98	64,224	0,257	-72,16	-3,39	LC12ULS	
Mz' (+)	S.37	2.410	-71,01	0,981	64,225	-0,26	-72,15	3,389	LC11ULS	

Figur 46 - Maksimale og minimale reaksjonskrefter henta frå h-and-h i FEM-Design

Max. of load combinations, Line support group, Reactions, MinMax, Ultimate												
Max.	ID	Elem	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr	Comb
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[-]
Fx' (-)	S.38	9494	446300	-26,79	-0,15	-125,562	0,017	0,007	-0,001	128,388	0,018	LC11ULS
Fx' (+)	S.15	9121	377486	22,683	0,637	-175,286	-0,101	-0,294	-0,008	176,749	0,311	LC1ULS
Fy' (-)	S.39	9505	1716	5,137	-13,23	-20,035	0,03	0,763	0,038	24,552	0,765	LC11ULS
Fy' (+)	S.1	8867	17019	5,137	13,229	-20,035	-0,03	0,763	-0,038	24,552	0,765	LC12ULS
Fz' (-)	S.18	9194	43827	0,569	-1,104	-323,976	-0,391	0,046	-0,05	323,978	0,396	LC6ULS
Fz' (+)	S.46	9598	421630	-0,355	-0,171	1160,3	-0,029	-0,013	0,009	1160,3	0,033	LC2ULS
Mx' (-)	S.9	8967	459216	7,482	1,693	37,122	-1,18	-0,944	-0,016	37,907	1,511	LC11ULS
Mx' (+)	S.20	9215	313515	9,462	-1,617	35,818	1,312	-0,565	0,032	37,082	1,429	LC12ULS
My' (-)	S.22	9256	162862	-5,582	11,245	26,956	0,233	-1,174	-0,046	29,736	1,198	LC12ULS
My' (+)	S.9	8986	451176	-9,129	0,038	51,51	-0,121	2,542	-0,006	52,313	2,545	LC12ULS
Mz' (-)	S.11	9028	99323	-2,306	-0,684	-215,628	-0,156	-0,058	-0,079	215,641	0,184	LC5ULS
Mz' (+)	S.18	9180	99030	2,315	-0,684	-215,687	-0,156	0,059	0,079	215,701	0,185	LC6ULS

Figur 47 - Maksimale og minimale globale moment henta frå h-and-h i FEM-Design

t-to-b

Max. of load combinations, Line support group, Resultants, MinMax, Ultimate										
Max.	ID	l/2	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Comb	
[-]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]		
Fx' (-)	S.37	2.410	-70,63	1,067	-146,46	-0,15	-92,603	3,433	LC11ULS	
Fx' (+)	S.33	2.180	49,236	0,586	-24,362	-0,04	33,818	0,064	LC12ULS	
Fy' (-)	S.17	2.700	14,566	-3,55	-332,35	0,845	20,005	0,138	LC12ULS	
Fy' (+)	S.18	3.379	26,411	4,431	-65,988	-1,63	4,719	0,071	LC11ULS	
Fz' (-)	S.18	3.379	7,563	0,099	-527,94	-0,85	-57,693	2,052	LC6ULS	
Fz' (+)	S.46	1.474	1,37	0,688	79,772	-0,05	-6,622	1,163	LC12ULS	
Mx' (-)	S.18	3.379	22,86	4,208	-258,52	-1,77	-27,504	0,533	LC5ULS	
Mx' (+)	S.17	2.700	14,566	-3,55	-332,35	0,845	20,005	0,138	LC12ULS	
My' (-)	S.21	3.611	-16,92	2,161	-436,34	-0,37	-121,01	0,096	LC6ULS	
My' (+)	S.38	2.410	39,709	0,857	-28,929	-0,08	68,767	2,63	LC12ULS	
Mz' (-)	S.10	2.410	-70,63	-1,07	-146,46	0,148	-92,606	-3,43	LC12ULS	
Mz' (+)	S.37	2.410	-70,63	1,067	-146,46	-0,15	-92,603	3,433	LC11ULS	

Figur 48 - Maksimale og minimale reaksjonskrefter henta frå t-to-b i FEM-Design

Max.	ID	Elem	Node	Fx'	Fy'	Fz'	Mx'	My'	Mz'	Fr	Mr	Comb
[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[-]
Fx' (-)	S.37	9472	4963	-28,66	0,442	154,266	-0,047	0,055	0,004	156,906	0,072	LC5ULS
Fx' (+)	S.19	9209	165659	21,818	0,041	130,874	-0,008	-0,081	0,001	132,68	0,081	LC6ULS
Fy' (-)	S.39	9505	1703	4,884	-13,44	-37,395	-0,612	1,342	0,038	40,035	1,475	LC11ULS
Fy' (+)	S.1	8867	16996	4,883	13,439	-37,395	0,612	1,342	-0,037	40,036	1,475	LC12ULS
Fz' (-)	S.18	9194	43777	0,497	-1,103	-1079,97	-0,391	0,122	-0,05	1079,97	0,412	LC6ULS
Fz' (+)	S.46	9598	421596	0,523	-0,29	348,966	-0,062	-0,004	0,01	348,967	0,063	LC12ULS
Mx' (-)	S.10	8987	16996	-11,9	3,739	-38,816	-1,344	0,752	-0,033	40,771	1,54	LC6ULS
Mx' (+)	S.19	9214	167659	8,033	-2,588	-36,715	1,386	-0,739	-0,03	37,673	1,571	LC6ULS
My' (-)	S.37	9484	9463	5,311	-0,95	-42,644	0,205	-2,301	-0,03	42,984	2,31	LC12ULS
My' (+)	S.21	9227	167659	2,588	8,033	-36,715	0,739	1,386	-0,03	37,673	1,571	LC6ULS
Mz' (-)	S.11	9028	99327	-2,12	-0,682	-1009,77	-0,157	-0,156	-0,078	1009,77	0,235	LC5ULS
Mz' (+)	S.18	9180	99034	2,154	-0,683	-1009,88	-0,157	0,16	0,078	1009,88	0,237	LC6ULS

Figur 49 - Maksimale og minimale globale moment henta frå t-to-b i FEM-Desing

B2 Eigenfrekvensar

utan

Eigenfrequencies						
Shape	Frequency	Period	Modal mass	mx'	my'	mz'
[-]	[Hz]	[s]	[t]	[%]	[%]	[%]
1	0.874	1.145	1.000	0.000	67.042	0.000
2	2.514	0.398	1.000	69.688	0.000	0.000
3	3.132	0.319	1.000	0.000	0.000	0.000
4	4.154	0.241	1.000	0.000	20.220	0.000

Figur 50 - Eigenfrekvens for utan frå FEM-Design

t

Eigenfrequencies						
Shape	Frequency	Period	Modal mass	mx'	my'	mz'
[-]	[Hz]	[s]	[t]	[%]	[%]	[%]
1	0.867	1.154	1.000	0.000	66.054	0.000
2	2.055	0.487	1.000	23.196	0.000	2.192
3	2.240	0.447	1.000	0.000	0.000	0.104
4	2.242	0.446	1.000	0.000	0.000	0.000

Figur 51 - Eigenfrekvens for t frå FEM-Design

ht-and-t

Eigenfrequencies						
Shape	Frequency	Period	Modal mass	mx'	my'	mz'
[-]	[Hz]	[s]	[t]	[%]	[%]	[%]
1	0.875	1.142	1.000	0.000	67.503	0.000
2	2.519	0.397	1.000	70.215	0.000	0.000
3	3.124	0.320	1.000	0.000	0.000	0.000
4	4.413	0.227	1.000	0.000	21.174	0.000

Figur 52 - Eigenfrekvens for ht-and-t frå FEM-Design

ht

Eigenfrequencies						
Shape	Frequency	Period	Modal mass	mx'	my'	mz'
[-]	[Hz]	[s]	[t]	[%]	[%]	[%]
1	0.875	1.143	1.000	0.000	67.688	0.000
2	2.526	0.396	1.000	70.484	0.000	0.000
3	3.123	0.320	1.000	0.000	0.000	0.000
4	4.531	0.221	1.000	0.000	21.586	0.000

Figur 53 - Eigenfrekvens for ht frå FEM-Design

3overlapp

Eigenfrequencies						
Shape	Frequency	Period	Modal mass	mx'	my'	mz'
[-]	[Hz]	[s]	[t]	[%]	[%]	[%]
1	0.961	1.041	1.000	0.000	69.052	0.000
2	2.162	0.463	1.000	8.901	0.000	5.056
3	2.245	0.445	1.000	0.000	0.000	0.167
4	2.247	0.445	1.000	0.000	0.000	0.000

Figur 54 - Eigenfrekvens for 3overlapp frå FEM-Design

ht-hb

Eigenfrequencies						
Shape	Frequency	Period	Modal mass	mx'	my'	mz'
[-]	[Hz]	[s]	[t]	[%]	[%]	[%]
1	1.128	0.886	1.000	0.000	67.671	0.000
2	3.082	0.325	1.000	72.155	0.000	0.000
3	3.286	0.304	1.000	0.000	0.000	0.000
4	4.854	0.206	1.000	0.000	20.854	0.000

Figur 55 - Eigenfrekvens for ht-hb frå FEM-Design

to-og-to

Eigenfrequencies						
Shape	Frequency	Period	Modal mass	mx'	my'	mz'
[-]	[Hz]	[s]	[t]	[%]	[%]	[%]
1	1.301	0.769	1.000	0.000	68.260	0.000
2	2.221	0.450	1.000	0.647	0.000	6.340
3	2.246	0.445	1.000	0.000	0.000	0.216
4	2.246	0.445	1.000	0.000	0.000	0.000

Figur 56 - Eigenfrekvens for to-og-to frå FEM-Design

h-and-h

Eigenfrequencies						
Shape	Frequency	Period	Modal mass	mx'	my'	mz'
[-]	[Hz]	[s]	[t]	[%]	[%]	[%]
1	1.309	0.764	1.000	0.000	69.178	0.000
2	3.398	0.294	1.000	0.000	0.000	0.000
3	3.459	0.289	1.000	74.591	0.000	0.000
4	5.464	0.183	1.000	0.000	20.525	0.000

Figur 57 - Eigenfrekvens for h-and-h frå FEM-Design

t-to-b

Eigenfrequencies						
Shape	Frequency	Period	Modal mass	mx'	my'	mz'
[-]	[Hz]	[s]	[t]	[%]	[%]	[%]
1	1.309	0.764	1.000	0.000	69.178	0.000
2	3.398	0.294	1.000	0.000	0.000	0.000
3	3.459	0.289	1.000	74.592	0.000	0.000
4	5.464	0.183	1.000	0.000	20.525	0.000

Figur 58 - Eigenfrekvens for t-to-b frå FEM-Design

B3 Lastkombinasjonar

Tabell 43 - Oversikt over lastkombinasjonane med kva laster som er med og tilhøyrande partialfaktor

LC1		LC2		LC3	
1,35	Eigenvekt	1,35	Eigenvekt	1,202	Eigenvekt
1,50	Spennstål	1,50	Spennstål	1,335	Spennstål
1,05	Nyttelast golv	1,05	Nyttelast golv	1,50	Nyttelast tak
1,05	Snø	1,05	Snø	1,05	Nyttelast golv
1,05	Vind X-	1,05	Vind X-	1,05	Snø
1,05	Vind Y-	1,05	Vind Y+	1,05	Vind X-
				1,05	Vind Y-
LC4		LC5		LC6	
1,202	Eigenvekt	1,202	Eigenvekt	1,202	Eigenvekt
1,335	Spennstål	1,335	Spennstål	1,335	Spennstål
1,50	Nyttelast tak	1,50	Nyttelast golv	1,50	Nyttelast golv
1,05	Nyttelast golv	1,05	Snø	1,05	Snø
1,05	Snø	1,05	Vind X-	1,05	Vind X-
1,05	Vind X-	1,05	Vind Y-	1,05	Vind Y+
1,05	Vind Y+				
LC7		LC8		LC9	
1,202	Eigenvekt	1,202	Eigenvekt	1,202	Eigenvekt
1,335	Spennstål	1,335	Spennstål	1,335	Spennstål
1,50	Snø	1,50	Snø	1,50	Vind X-
1,05	Nyttelast golv	1,05	Nyttelast golv	1,05	Nyttelast golv
1,05	Vind X-	1,05	Vind X-	1,05	Snø
1,05	Vind Y-	1,05	Vind Y+	1,05	Vind Y-
LC10		LC11		LC12	
1,202	Eigenvekt	1,202	Eigenvekt	1,202	Eigenvekt
1,335	Spennstål	1,335	Spennstål	1,335	Spennstål
1,50	Vind X-	1,50	Vind Y-	1,50	Vind Y+
1,05	Nyttelast golv	1,05	Nyttelast golv	1,05	Nyttelast golv
1,05	Snø	1,05	Snø	1,05	Snø
1,05	Vind Y+	1,05	Vind X-	1,05	Vind X-

Vedlegg C

Her er det litt meir utfyllande korleis diverse laster og faktorar er rekna ut eller henta frå.

C1- Snø

Tabell 44 - Utrekning av snølast

Snølast, s , på taket, etter NS-EN-19911-3			
μ_1, μ_2	Formfaktor etter B(4)	0,31	
C_e	Eksponeringskoeffisient, tabell NA.5.1	1	
C_t	Termisk koeffisient, 5.2.(8)	1	
H (Ås)	m.o.h for Ås, (Wikipedia)	95	m
H_g	Høgdegrensa, tabell NA.4.1(901)	150	m
$S_{k,0}$	Karakteristisk snølast, tabell NA.4.1(901)	3,5	kN/m ²
S	Formel (5.1)	1,1	kN/m²

C2 – Statisk vind

Tabell 45 - Utrekning av basisvindhastigheit

Basisvindhastigheit, v_b , etter NS-EN 1991-1-4			
C_{dir}	Retningsfaktor, formel (NA.4.1)	1	
C_{season}	Årstidfaktor, formel (NA.4.1)	1	
C_{alt}	Nivåfaktor, formel (NA.4.1)	1	
C_{prob}	returperiode dersom returperiode ikkje er 50 år, formel (NA.4.1)	1	
$v_{b,0}$	Referansevindhastigheita, tabell NA.4(901.1)	22	m/s
v_b	Basisvindhastigheita, formel (NA.4.1)	22	m/s

Tabell 46 - Utrekning av basisvindhastigheitstrykket

Basisvindhastigheitstrykket, q_p , etter NS-EN 1991-1-4			
ρ	Lufttettleik, formel (4.19) merknad 2	1,25	kg/m ³
v_b	Basisvindhastigheita	22	m/s
q_p	Basisvindhastigheitstrykket, formel (4.10)	302,5	kg/m²s

Tabell 47 - Utrekning av terrengruheit

Terrengruheit, $c_r(z)$, etter NS-EN 1991-1-4					
k_r	Terrengruheitsfaktor, tabell NA.4.1	0,22			
z	Referansehøgde	B	H	z_s	m
		15,106	22,88	13,73	
z_0	Ruheitslengda, tabell NA.4.1	0,3			m
z_{min}	Minimalehøgde, tabell NA.4.1	8			m
z_{max}	Maksimaleshøgde, under formel (4.5)	200			m
$c_r(z)$	Terrengruheit, formel (4.4)	0,86	0,95	0,84	

Tabell 48 - Utrekning av turbulensintensiteten

Turbulensintensiteten, $I_v(z)$, etter NS-EN 1991-1-4					
k_1	Turbulensfaktor, formel (4.7)	1			
$I_v(z)$	Turbulensintensitet, formel (4.7)	B	H	Z_s	
		0,26	0,23	0,26	

Tabell 49 - Utrekning av stedsvindhastigheita

Stedsvindhastigheita, $v_m(z)$, etter NS-EN 1991-1-4					
$v_m(z)$	Stedsvindhastigheita, formel (4.3)	B	H	Z_s	
		18,97	20,98	18,51	m/s

Tabell 50 - Utrekning av vindhastighetstrykket

Vindhastighetstrykket, $q_p(z)$, etter NS-EN 1991-1-4					
$q_p(z)$	Vindhastighetstrykket, formel (4.8)	B	H	Z_s	
		627	719	606	N/m²

Vind på langside

C_{pe} vediar er henta frå tabell 7.1 i NS-EN 1991-1-4 for soner på vegg, og frå tabell 7.2 for tak (parapet).

Tabell 51 - Verdier på mål brukt i kalkulasjonar for vind på langside

Høgde, h [m]	2 * høgde, 2h [m]	Breidde, b [m]	Dybde, d [m]
22,88	45,76	23,206	15,106

Her blir $e = \text{MIN}(b, 2h)$ lik $b = 23,206$ m, og soner blir bestemt frå figur 7.5 i NS-EN 1991-1-4 lik $e \geq d$.

Tabell 52 - C_{pe} verdier og soner brukt for vind på langside vegg

	A	B	D	E
	$e/5$	$d - e/5$		
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}^*$
1,5	-1,2	-0,8	0,8	-0,53

*interpolasjon for å finne verdi.

Tak

Frå figur 7.6 i NS-EN 1991-1-4 får ein $e = b = 23,206$ m. $h_p/h = 0,0236$ som er mindre enn miste oppgitt verdi av $h_p/h = 0,025$ i tabell 7.2 i NS-EN 1991-1-4 så bruker c_{pe} verdier tilhøyrande $h_p/h = 0,025$

Tabell 53 - c_{pe} verdier og soner brukt for vind på langside tak

	F	G	H	I
	$e/4 * e/10$	$b * e/10 - 2 * F$	$b * (e/2 - e/10)$	$b * (d - e/2)$
h_p/h	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
0,025	-1,6	-1,1	-0,7	0,2
				-0,2

Vind på korside

c_{pe} verdier er henta frå tabell 7.1 i NS-EN 1991-1-4 for soner på vegg, og frå tabell 7.2 for tak (parapet).

Tabell 54 - Verdier på mål brukt i kalkulasjonar for vind på kortside

Høgde, h [m]	2* høgde, 2h [m]	Breidde, b [m]	Dybde, d [m]
22,88	45,76	15,106	23,206

Her blir $e = \text{MIN}(b, 2h)$ lik $b = 15,106$ m, og soner blir bestemt frå figur 7.5 i NS-EN 1991-1-4 lik $e < d$.

Tabell 55 - c_{pe} verdier og soner brukt for vind på kortside vegg

	A	B	C	D	E
	$e/5$	$4/5 * e$	$d - e$		
h/d	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
1	-1,2	-0,8	-0,5	0,8	-0,5

Frå figur 7.6 i NS-EN 1991-1-4 får ein $e = b = 15,106$ m. $h_p/h = 0,0236$ som er mindre enn miste oppgitt verdi av $h_p/h = 0,025$ i tabell 7.2 i NS-EN 1991-1-4 så bruker c_{pe} verdier tilhøyrande $h_p/h = 0,025$

Tabell 56 - C_{pe} verdier og soner brukt for vind på kortside tak

	F	G	H	I
	$e/4 * e/10$	$b * e/10 - 2 * F$	$b * (e/2 - e/10)$	$b * (d - e/2)$
hp/h	C _{pe,5,7} **	C _{pe,10}	C _{pe,10}	C _{pe,10}
0,025	-1,75	-1,1	-0,7	0,2
				-0,2

**brukar formel frå figur 7.2 i NS-EN 1991-1-4 då arealet av sona er mindre enn 10 m² og større enn 1 m².

Vindtrykk

C_{pi} er henta frå NS-EN 1991-1-4 kapittel 7.2.9.(6) merknad 2, og er same for alle vindretningar, det blir sjekka for begge verdiane; 0,2 og -0,3.

W_e er rekna ut etter formel (5.1) i NS-EN 1991-1-4 og W_i rekna ut etter formel (5.2) i NS-EN 1991-1-4. W_{tot} rekna ut etter kapittel 5.2.(3) i NS-EN 1991-1-4. W_{tot} verdiane som er utheva er dei verdiane som er brukt i numerisk analyse av momentkapasitet i veggane då det blei sett på veggane i 1. etasje.

Tabell 57 - Vindtrykk i sone D for langside og kortside vegg brukt i kontroll av momentkapasiteten i ytterveggane

Langside vegg	W _e [N/m ²]	W _i [N/m ²]		W _{tot} [N/m ²]	
		Positiv	Negativ	Positiv	negativ
D	575,4	143,9	-215,8	719,2	359,6
Kortside vegg					
D for q _p (b)	501,2	125,3	-188,0	626,5	313,2
D for q _p (h)	575,4	143,9	-215,8	719,3	359,6

C3 – Dynamisk vind

For langside og kortside i Tabell 58 til Tabell 76 er det verdier for «utan» som er lista opp. Det er brukt same formlar og framgangsmåte for alle modellane, og ei samanfatting av resultatane for modellane med oppspenning finn ein i Tabell 77 og Tabell 78.

Tabell 58 - Utrekning av referansehøgda

Referansehøgda z_s , etter NS-EN 1991-1-4			
z_s	referansehøgde	langside	kortside
		13,73	13,73

Tabell 59 - Utrekning av kraftfaktor

Kraftfaktor c_f , etter NS-EN 1991-1-4 formel (7.9)			
		Langside	korstide
ψ_λ	endeeffektfaktor	1	1
ψ_r	Reduksjonsfaktor for kvadratiske tverrsnitt med runde hjørner	1	1
d	Side av bygget parallelt med vindretning	15,106 m	23,206 m
b	Side av bygget vinden treffet vinkelrett på	23,206 m	15,206 m
d/b	For å finne $c_{f,0}$, etter forklaring i figur 7.23 i NS-EN 1991-1-4	1,5	0,7
$c_{f,0}$	Kraftfaktor for rektangulære tverrsnitt med skarpe hjørner	2,4	1,9
c_f	Kraftfaktor for konstruksjonsdeler med rektangulært tverrsnitt med vind vinkelrett på ei flate	2,4	1,9

Tabell 60 - Utrekning av turbulenslengdeskalaen

Turbulenslengdeskalaen $L(z_s)$ for $z_s \geq z_{min}$, etter NS-EN 1991-1-4 formel (B.1)			
		Langside	Kortside
z_{min}	minimalehøgda	8 m	8 m
z_s	referansehøgda på bygget	13,73 m	13,73 m
z_0	ruheitslengda	0,3 m	0,3 m
z_t	referansehøgde	200 m	200 m
α		0,61	0,61
L_t	referanselengdeskala	300 m	300 m
$L(z_s)$	turbulenslengdeskala	58,57 m	58,57 m

Tabell 61 - Utrekning av bakgrunnsfaktor

Bakgrunnsfaktor B^2 , etter NS-EN 1991-1-4 formel (C.1)			
		Langside	Kortside
b	breidda på bygget vinkelrett på vindretning	23,206 m	15,106 m
h	høgda av bygget	22,88 m	22,88 m
$L(z_s)$	turbulenslengdeskalaen	58,57 m	58,57 m
B^2	bagrunnsfaktoren	0,54	0,58

Tabell 62 - Utrekning av eigenfrekvens

Eigenfrekvens $n_{1,x}$, henta frå FEM-Design			
		Langside	Kortside
$n_{1,x}$	eigenfrekvens	0,874 /s	0,874 /s

Vekt pr etasje er rekna ut ved å summere vekta til kvar veggtype pr etasje. Vekta til ein veggtype er rekna ut ved å gonge densiteten til veggtypen, lista i Tabell 2, med høgde, breidde og den totale lengda av alle veggane av den type veggelement.

Tabell 63 - Oversikt over vekt pr veggtype pr etasje og total vekt pr etasje

90mm3s	120mm5s	140mm5s	160mm5s	180mm5s	180mm7s	Totalt [kg/etasje]
3893,55	5597,29	2687,89	8292,15	2601,67	23342,63	46415,18

Den ekvivalente massen er frå kapittel F.4.(2) lik massen av den øvste tredjedelen av bygget. Høgda av ein etasje er 2,86 m, og $h_3 = 7,63$ m er dermed lik 2,67 etasjar. Den totale massen pr etasje er då gonga med 2,67 for å finna massen til den øvste tredjedelen og ikkje med 7,63 m.

Tabell 64 - Utrekning av den ekvivalente massen per lengdeenh

Den ekvivalente massen per lengdeenh m_e frå F.4.(2) i NS-EN 1991-1-4		
H1	Frå figur F.1 i NS-EN 1991-1-4	22,88 m
H3	Frå figur F.1 i NS-EN 1991-1-4	7,63 m
m_e	den ekvivalente massen per lengdeenh	132087 kg/m

Tabell 65 - Utrekning av det logaritmiske dekrementet av aerodynamisk demping

Det logaritmiske dekrementet av aerodynamisk demping δ_a , NS-EN 1991-1-4 formel (F.18)			
		Langside	Kortside
c_f	formfaktor	2,4	1,9
ρ	lufttettleiken	1,25 kg/m ³	
b	breidda på bygget	23,206 m	15,106 m
$v_m(z_s)$	stedsvindhastigheita	18,51 m/s	
$n_{1,x}$	eigenfrekvensen	0,874 /s	
m_e	den ekvivalente massen per lengdeeinhet	132087 kg/m	
δ_a	logaritmiske dekrement av aerodynamisk demping	0,069	0,026

Det logaritmiske dekrement av konstruksjonen si demping er henta frå tabell F.2 i NS-EN 1991-1-4, og verdien for armerte betongbygningar er brukt i denne oppgåva.

Tabell 66 - Utrekning av det logaritmiske dekrementet av demping

Det logaritmiske dekrementet av demping δ , etter formel (F.15) i NS-EN 1991-1-4			
		Langside	Kortside
δ_a	logaritmiske dekrement av aerodynamisk demping	0,069	0,026
δ_s	Logaritmisk dekrement av konstruksjonen si demping	0,1	
δ_d	Logaritmisk dekrement som følge av spesielle innretningar	-	-
δ	Logaritmisk dekrement av demping	0,106	0,103

Tabell 67 - Utrekning av dimensjonslaus frekvens

Dimensjonslaus frekvens $f_L(z_s, n_{1,x})$, etter etter B.1.(2) formel (B.2) i NS-EN 1991-1-4			
		Langside	Kortside
$n_{1,x}$	eigenfrekvens	0,874 /s	
$L(z_s)$	turbulenslengdeskalaen	58,57 m	
$v_m(z_s)$	stedsvindhastigheita	18,51 m/S	
$f_L(z_s, n_{1,x})$	dimensjonslaus frekvens	2,77	

Tabell 68 - Utrekning av dimensjonslaus spektral tettleiksfunksjon

Dimensjonslaus spektral tettleiksfunksjon $S_L(z_s, n_{1,x})$, etter formel (B.2) i NS-EN 1991-1-4			
		Langside	Kortside
$f_L(z_s, n_{1,x})$	dimensjonslaus frekvens	2,77	
$S_L(z_s, n_{1,x})$	dimensjonslaus spektral tettleiksfunksjon	0,0679	

Tabell 69 - Utrekning av ϕ -variablane

Variablane ϕ_y og ϕ_z , etter formel (C.3) i NS-EN 1991-1-4			
		Langside	Kortside
c_y	konstant	11,5	
c_z	konstant	11,5	
b	breidda på bygget	23,206 m	15,106 m
h	høgda på bygget	22,88 m	
$n_{1,x}$	eigenfrekvens	0,874 /s	
$v_m(z_s)$	stedsvindhastighet	18,51 m/	
ϕ_y		12,6	8,2
ϕ_z		12,43	

Tabell 70 - Utrekning av storleiksreduksjonsfaktor

Storleiksreduksjonsfaktoren $K_s(n_{1,x})$, etter formel (C.3) i NS-EN 1991-1-4			
		Langside	Kortside
ϕ_y	konstant	12,6	8,2
ϕ_z	konstant	12,43	
G_y	konstant avhengig av svingeform	1/2	1/2
G_z	konstant avhengig av svingeform	3/8	3/8
$K_s(n_{1,x})$	storleiksreduksjonsfaktoren	0,0047	0,00682

Tabell 71 - Utrekning av resonansfaktor for respons

Resonansfaktor for respons R^2 , etter formel (C.2) i NS-EN 1991-1-4			
		Langside	Kortside
δ	logaritmisk dekrement av demping	0,106	0,103
$S_L(z_s, n_{1,x})$	dimensjonslaus spektral tettleiksfunksjon	0,0679	
$K_s(n_{1,x})$	storleiksreduksjonsfaktoren	0,0047	0,00682
R^2	Resonansfaktor	0,0001662	0,000235

Tabell 72 - Utrekning av oppkryssingsfrekvensen

Oppkryssingsfrekvensen v , etter formel (B.5) i NS-EN 1991-1-4			
		Langside	Kortside
$n_{1,x}$	eigenfrekvens	0,874 /s	
R^2	Resonansfaktor	0,0001662	0,000235
B^2	bakgrunnsfaktor	0,54	0,58
v	oppkryssingsfrekvens	0,00603 Hz	0,00604 Hz
v	oppkryssingsfrekvens	0,08 Hz	0,08 Hz

Tabell 73 - Utrekning av toppfaktor

Toppfaktor k_p , etter formel (B.4) i NS-EN 1991-1-4			
		Langside	Kortside
v	oppkryssingsfrekvensen	0,08 Hz	0,08 Hz
T	mildningstid for stedsvindsfart	600 s	600 s
k_p	toppfaktor	2,9981	2,9981
k_p	toppfaktor	3	3

For massen per arealeinheit for konstruksjonen er det frå kapittel F.5.(3) og under formel (F.17) vanlegvis ei god tilnærming å bruke massen per arealeinheit i punktet med største amplitude. I staden for å bruke formel (F.17), fann eg densiteten for alt treverk i ein etasje [kg/m^3] og gonga med breidda på retninga ein ser på for å få masse per arealeinheit. For å finne densiteten til alt treverket i ein etasje gonga eg densiteten lista i Tabell 2 med delen volum av typen vegg og summerte dei opp. Delen av type vegg fann eg ved å rekne ut volumet av typen vegg i ein etasje og dele på det totale volumet av treverk i etasjen, sjå Figur 59. Ein kunne også gått for gjennomsnittet av densitet, $373,7 \text{ kg}/\text{m}^3$, det er ikkje så langt unna resultatet i Figur 59.

	rho	volum pr etasje		andel rho pr etasje
90mm3s	380,0	10,25	0,085	32,24
120mm5s	375,0	14,93	0,124	46,34
140mm5s	371,6	7,23	0,060	22,25
160mm5s	372,0	22,29	0,185	68,66
180mm5s	373,3	6,97	0,058	21,54
180mm7s	370,0	59,11	0,489	181,09
		120,78		372,12

Figur 59 - Samanfating av densitet pr del veggtype for å finne densiteten til ein etasje

Tabell 74 - Utrekning av masse per arealeinheit

Masse per arealeinheit, μ_e , etter kapittel F.5.(3) under formel (F.17)			
		Langside	Korside
b	Breidda av bygget etter retning ein ser på	23,206 m	15,106 m
μ_e	Masse per arealeinheit i punktet med størst amplitude	$8635,46 \text{ kg}/\text{m}^2$	$5621,27 \text{ kg}/\text{m}^2$

Tabell 75 - Utrekning av standardavviket

Standardavviket $\sigma_{a,x}(y,z)$, etter formel (C.4) i NS-EN 1991-1-4			
		Langside	Kortside
C_f	kraftfaktor	2,4	1,9
ρ	lufttettleik	1,25 kg/m ³	
$I_v(z_s)$	turbulensintensitet ved referansehøgda z_s , frå statisk vindkraft	0,26	
$v_m^2(z_s)$	stedsvindshastigheita ved referansehøgda z_s	18,51 m/s	
R	kvadratrota av resonansfaktoren R^2	0,04077	0,04848
K_y	konstant avhengig av svingeform	1	
K_z	konstant avhengig av svingeform	1,5	
$\Phi(y,z)$	svingeforma	1	
Φ_{\max}	svingeformverdien ved punktet med størst amplitude, normalisert til å vere lik 1	1	
μ_{ref}	referansemasse per arealeiher	8635,56	56621,27
$\sigma_{a,x}(y,z)$	standardavviket	0,00190	0,00275

Tabell 76 - Utrekning av toppverdi for akselerasjon

Toppverdi for akselerasjon a, etter kapittel C.4.(3) i NS-EN 1991-1-4			
		Langside	Kortside
$\sigma_{a,x}(y,z)$	standardavviket	0,00190	0,00275
k_p	toppfaktor	3	3
a	toppverdi for akselerasjon	0,00571	0,00826

Tabell 77 - Samanfating av verdiar for utrekning av toppakselerasjon for bygga med oppspenning

	t		ht-and-t		ht		3overlapp	
	L.side	K.side	L.side	K.side	L.side	K.side	L.side	k:side
Z _s	13,73		13,73		13,73		13,73	
C _f	2,4	1,9	2,4	1,9	2,4	1,9	2,4	1,9
L(z _s)	58,57		58,57		58,57		58,57	
B ²	0,54	0,58	0,54	0,58	0,54	0,58	0,54	0,58
n _{1,x}	0,867		0,875		0,875		0,961	
m _e	132087		132087		132087		132087	
δ _a	0,006	0,003	0,006	0,003	0,006	0,003	0,005	0,003
δ	0,106	0,103	0,106	0,103	0,106	0,103	0,105	0,103
f _{L(z_s, n_{1,x})}	2,74		2,77		2,77		3,04	
S _{L(z_s, n_{1,x})}	0,06821		0,06783		0,06783		0,06404	
φ _y	12,50	8,14	12,62	8,21	12,62	8,21	13,86	9,02
φ _z	12,33		12,44		12,44		13,66	
K _{S(n_{1,x})}	0,00477	0,00691	0,00469	0,00681	0,00469	0,00681	0,00397	0,00581
R ²	0,00017	0,00024	0,00017	0,00023	0,00017	0,00023	0,00013	0,00019
v	0,08		0,08		0,08		0,08	
k _p	3		3		3		3	
μ _{ref}	8635,46	5621,27	8635,46	5621,27	8635,46	5621,27	8635,46	5621,27
σ _{a,x(y,z)}	0,00192	0,00278	0,00190	0,00275	0,00190	0,00275	0,00170	0,00246
a	0,00577	0,00833	0,00570	0,00824	0,00570	0,00824	0,00508	0,00740

Tabell 78 - Fortsetjing på tabell 76

	ht-hb		to-og-to		h-and-h		t-to-b	
	L.side	K.side	L.side	K.side	L.side	K.side	L.side	k:side
Z _s	13,73		13,73		13,73		13,73	
C _f	2,4	1,9	2,4	1,9	2,4	1,9	2,4	1,9
L(z _s)	58,57		58,57		58,57		58,57	
B ²	0,54	0,58	0,54	0,58	0,54	0,58	0,54	0,58
n _{1,x}	1,128		1,301		1,309		1,309	
m _e	132087		132087		132087		132087	
δ _a	0,004	0,002	0,004	0,002	0,004	0,002	0,004	0,002
δ	0,104	0,102	0,104	0,102	0,104	0,102	0,104	0,102
f _{L(z_s, n_{1,x})}	3,57		4,12		4,14		4,14	
S _{L(z_s, n_{1,x})}	0,0580		0,0531		0,0529		0,0529	
φ _y	16,27	10,59	18,76	12,21	18,88	12,29	18,88	12,29
φ _z	16,04		18,50		18,61		18,61	
K _{S(n_{1,x})}	0,00296	0,00439	0,00227	0,00339	0,00224	0,00335	0,00224	0,00335
R ²	0,00009	0,00013	0,00006	0,00009	0,00006	0,00009	0,00006	0,00009
v	0,08		0,08		0,08		0,08	
k _p	3		3		3		3	
μ _{ref}	8635,46	5621,27	8635,46	5621,27	8635,46	5621,27	8635,46	5621,27
σ _{a,x(y,z)}	0,00139	0,00203	0,00116	0,00171	0,00115	0,00169	0,00115	0,00169
a	0,00417	0,00610	0,00348	0,00512	0,00345	0,00508	0,00345	0,00508

C4- Gamma-metoden og andre faktorar brukt i kapasitetskontroll

Forklaring på variablane er gitt i kapittel 2.6.3.

90mm3s

Vegg geometri		Gamma metoden				
		sjikt	1	1-2	2	Enhet
h_v	2680 mm	d_i	30	30	30	mm
b_v	4240 mm	a_i	30	0	30	mm
t_v	90 mm	A_i	127200	127200	127200	mm ²
n	3	I_i	9540000	9540000	9540000	mm ⁴
		Y_i	0,69855467	1	0,69855467	
		I_sum	89510538,8	9540000	89510538,8	

Figur 60 - Verdier til vegggeometrien og gamma-metoden for 90mm3s

Tabell 79 - Andre faktorar funne ut frå gamma-metoden som er brukt i kapasitetskontroll av 90mm3s

Andre faktorar		Verdi	Kommentar
I _{eff}	Det effektive annet arealmoment for lamellane i kraftretning	179021078 mm ⁴	Summen av I _{sum} for 1 og 2
I _{eff,trans}	Det effektive annet arealmoment for lamellane på tvers av kraftretning	9540000 mm ⁴	I _{sum} for 1-2
S _{eff}	Skjærstivleik for lamellane i kraftretning	3142685 mm ³	$d_i * b_v * a_i * Y_i + 0,5 * b_v * (d_i / 2)^2$
S _i	Skjærstivleik for lamellane på tvers av kraftretning	2665685 mm ³	$d_i * b_v * a_i * Y_i$
W _{eff}	Den effektive modulen til seksjonen	3978246 mm ³	Etter formel (4.4) i ProHolz
I _{cr}	Kritisk knekkleingde	2680 mm	Lik høgda på elementet
A _{eff}	Det effektive arealet av lamellane i kraftretning	254400 mm ²	Breidda på elementet * summen av tjuknaden på lamellane i kraftretning
λ	Det effektive slankheitsforhold til bøyning om ein akse	101	$I_{cr} * ROT(I_{eff} / A_{eff})$
E _{0,05}	5 % fraktilen av elastisitetsmodulen	10417	Etter tabell 5.2c punkt g i CEN-TC250
λ _{rel}	Den relative slankheita	1,554	Etter (8.14c) i CEN-TC250
β _c	Ufullkommen faktor for komprimerte element	0,1	Frå tabell 8.0b i CEN-TC250
φ	Rotasjon av eit element ved opplager/festet	1,771	Etter (8.14g) i CEN-TC150
k _c	Faktor for å ta omsyn til stabilitetssvikt	1,413	Etter (8.14f) i CEN-TC250

120mm5s

		Gamma metoden						
		sjikt	1	1-2	2	2-3	3	Enhet
Vegg geometri		d _i	30	20	20	20	30	mm
		a _i	50	20	0	20	50	mm
h _v	2680 mm	A _i	121740	81160	81160	81160	121740	mm ²
b _v	4058 mm	I _i	9130500	2705333	2705333	2705333	9130500	mm ⁴
t _v	120 mm	Y _i	0,727898887	1	1	1	0,727898887	
n	5	I _{sum}	230666526,2	35169333,3	2705333,33	35169333,3	230666526,2	

Figur 61 - Verdier til vegggeometrien og gamma-metoden for 120mm5s

Tabell 80 - Andre faktorar funne ut frå gamma-metoden som er brukt i kapasitetskontroll av 120mm5s

Andre faktorar		Verdi	Kommentar
I _{eff}	Det effektive annet arealmoment for lamellane i kraftretning	464038386 mm ⁴	Summen av I _{sum} for 1 og 2
I _{eff,trans}	Det effektive annet arealmoment for lamellane på tvers av kraftretning	70338667 mm ⁴	I _{sum} for 1-2
S _{eff}	Skjærstivleik for lamellane i kraftretning	4887246 mm ³	d _i * b _v * a _i * Y _i + 0,5 * b _v * (d _i / 2) ²
S _i	Skjærstivleik for lamellane på tvers av kraftretning	4430721 mm ³	d _i * b _v * a _i * Y _i
W _{eff}	Den effektive modulen til seksjonen	7733973 mm ³	Etter formel (4.4) i ProHolz
I _{cr}	Kritisk knekkleingde	2680 mm	Lik høgda på elementet
A _{eff}	Det effektive arealet av lamellane i kraftretning	324640 mm ²	Breidda på elementet * summen av tjuknaden på lamellane i kraftretning
λ	Det effektive slankheitsforhold til bøyning om ein akse	71	I _{cr} * ROT(I _{eff} / A _{eff})
E _{0,05}	5 % fraktilen av elastisitetsmodulen	10208	Etter tabell 5.2c punkt g i CEN-TC250
λ _{rel}	Den relative slankheita	1,083	Etter (8.14c) i CEN-TC250
β _c	Ufullkommen faktor for komprimerte element	0,1	Frå tabell 8.0b i CEN-TC250
φ	Rotasjon av eit element ved opplager/festet	1,125	Etter (8.14g) i CEN-TC150
k _c	Faktor for å ta omsyn til stabilitetssvikt	1,195	Etter (8.14f) i CEN-TC250

140mm5s

		Gamma metoden						
		sjikt	1	1-2	2	2-3	3	Enhet
Vegg geometri		d _i	33	20	33	20	33	mm
		a _i	53	20	0	20	53	mm
h _v	2680 mm	A _i	149160	90400	149160	90400	149160	mm ²
b _v	4520 mm	I _i	13536270	3013333	13536270	3013333	13536270	mm ⁴
t _v	140 mm	Y _i	0,65696639	1	1	1	0,65696639	
n	5	I _{sum}	288798906	39173333,3	13536270	39173333,3	288798906	

Figur 62 - Verdier til vegggeometrien og gamma-metoden for 140mm5s

Tabell 81 - Andre faktorar funne ut frå gamma-metoden som er brukt i kapasitetskontroll av 140mm5s

Andre faktorar		Verdi	Kommentar
I _{eff}	Det effektive annet arealmoment for lamellane i kraftretning	591134082 mm ⁴	Summen av I _{sum} for 1 og 2
I _{eff,trans}	Det effektive annet arealmoment for lamellane på tvers av kraftretning	78346667 mm ⁴	I _{sum} for 1-2
S _{eff}	Skjærstivleik for lamellane i kraftretning	5808920 mm ³	d _i * b _v * a _i * Y _i + 0,5 * b _v * (d _i / 2) ²
S _i	Skjærstivleik for lamellane på tvers av kraftretning	5193635 mm ³	d _i * b _v * a _i * Y _i
W _{eff}	Den effektive modulen til seksjonen	8444773 mm ³	Etter formel (4.4) i ProHolz
I _{cr}	Kritisk knekk lengde	2680 mm	Lik høgda på elementet
A _{eff}	Det effektive arealet av lamellane i kraftretning	447480 mm ²	Breidda på elementet * summen av tjuknaden på lamellane i kraftretning
λ	Det effektive slankheitsforhold til bøying om ein akse	74	I _{cr} * ROT(I _{eff} / A _{eff})
E _{0,05}	5 % fraktilen av elastisitetmodulen	10104	Etter tabell 5.2c punkt g i CEN-TC250
λ _{rel}	Den relative slankheita	1,125	Etter (8.14c) i CEN-TC250
β _c	Ufullkommen faktor for komprimerte element	0,1	Frå tabell 8.0b i CEN-TC250
φ	Rotasjon av eit element ved opplager/festet	1,174	Etter (8.14g) i CEN-TC150
k _c	Faktor for å ta omsyn til stabilitetssvikt	1,188	Etter (8.14f) i CEN-TC250

160mm5s

		Gamma metoden						
		sjikt	1	1-2	2	2-3	3	Enhet
Vegg geometri		d _i	32	32	32	32	32	mm
		a _i	64	32	0	32	64	mm
h _v	2680 mm	A _i	742592	742592	742592	742592	742592	mm ²
b _v	23206 mm	I _i	63367851	63367851	63367851	63367851	63367851	mm ⁴
t _v	160 mm	Y _i	0,819855097	1	1	1	0,8198551	
n	5	I _{sum}	2557085708	823782058,7	63367850,7	823782059	2557085708	

Figur 63 - Verdier til vegggeometrien og gamma-metoden for 160mm5s

Tabell 82 - Andre faktorar funne ut frå gamma-metoden som er brukt i kapasitetskontroll av 160mm5s

Andre faktorar		Verdi	Kommentar
I _{eff}	Det effektive annet arealmoment for lamellane i kraftretning	5177539267 mm ⁴	Summen av I _{sum} for 1 og 2
I _{eff,trans}	Det effektive annet arealmoment for lamellane på tvers av kraftretning	1647564117 mm ⁴	I _{sum} for 1-2
S _{eff}	Skjærstivleik for lamellane i kraftretning	41934710 mm ³	d _i * b _v * a _i * Y _i + 0,5 * b _v * (d _i / 2) ²
S _i	Skjærstivleik for lamellane på tvers av kraftretning	38964342 mm ³	d _i * b _v * a _i * Y _i
W _{eff}	Den effektive modulen til seksjonen	64719241 mm ³	Etter formel (4.4) i ProHolz
I _{cr}	Kritisk knekk lengde	2680 mm	Lik høgda på elementet
A _{eff}	Det effektive arealet av lamellane i kraftretning	2227776 mm ²	Breidda på elementet * summen av tjuknaden på lamellane i kraftretning
λ	Det effektive slankheitsforhold til bøyning om ein akse	56	I _{cr} * ROT(I _{eff} / A _{eff})
E _{0,05}	5 % fraktilen av elastisitetsmodulen	10083	Etter tabell 5.2c punkt g i CEN-TC250
λ _{rel}	Den relative slankheita	0,845	Etter (8.14c) i CEN-TC250
β _c	Ufullkommen faktor for komprimerte element	0,1	Frå tabell 8.0b i CEN-TC250
φ	Rotasjon av eit element ved opplager/festet	0,884	Etter (8.14g) i CEN-TC150
k _c	Faktor for å ta omsyn til stabilitetssvikt	1,391	Etter (8.14f) i CEN-TC250

180mm5s

		Gamma metoden						
		sjikt	1	1-2	2	2-3	3	Enhet
Vegg geometri		d _i	40	30	40	30	40	mm
		a _i	70	30	0	30	70	mm
h _v	2680 mm	A _i	288920	216690	288920	216690	288920	mm ²
b _v	7223 mm	I _i	38522667	16251750	38522667	16251750	38522667	mm ⁴
t _v	180 mm	Y _i	0,15117825	1	1	1	0,15117825	
n	5	I _{sum}	252546920	211272750	38522666,7	211272750	252546920	

Figur 64 - Verdier til vegggeometrien og gamma-metoden for 180mm5s

Tabell 83 - Andre faktorar funne ut frå gamma-metoden som er brukt i kapasitetskontroll av 180mm5s

Andre faktorar		Verdi	Kommentar
I _{eff}	Det effektive annet arealmoment for lamellane i kraftretning	543616506 mm ⁴	Summen av I _{sum} for 1 og 2
I _{eff,trans}	Det effektive annet arealmoment for lamellane på tvers av kraftretning	422545500 mm ⁴	I _{sum} for 1-2
S _{eff}	Skjærstivleik for lamellane i kraftretning	4502089 mm ³	$d_i * b_v * a_i * Y_i + 0,5 * b_v * (d_i / 2)^2$
S _i	Skjærstivleik for lamellane på tvers av kraftretning	3057489 mm ³	$d_i * b_v * a_i * Y_i$
W _{eff}	Den effektive modulen til seksjonen	6040183 mm ³	Etter formel (4.4) i ProHolz
I _{cr}	Kritisk knekk lengde	2680 mm	Lik høgda på elementet
A _{eff}	Det effektive arealet av lamellane i kraftretning	866760 mm ²	Breidda på elementet * summen av tjuknaden på lamellane i kraftretning
λ	Det effektive slankheitsforhold til bøyning om ein akse	107	$I_{cr} * ROT(I_{eff} / A_{eff})$
E _{0,05}	5 % fraktilen av elastisitetmodulen	10139	Etter tabell 5.2c punkt g i CEN-TC250
λ _{rel}	Den relative slankheita	1,630	Etter (8.14c) i CEN-TC250
β _c	Ufullkommen faktor for komprimerte element	0,1	Frå tabell 8.0b i CEN-TC250
φ	Rotasjon av eit element ved opplager/festet	1,895	Etter (8.14g) i CEN-TC150
k _c	Faktor for å ta omsyn til stabilitetssvikt	1,494	Etter (8.14f) i CEN-TC250

180mm7s

		Gamma metoden								
		sjikt	1	1-2	2	2-3	3	3-4	4	Enhet
Golv geometri		d _i	30	20	30	20	30	20	30	mm
		a _i	80	50	30	0	30	50	80	mm
h _v	180 mm	A _i	121740	81160	121740	81160	121740	81160	121740	mm ²
b _v	4058 mm	I _i	9130500	2705333	9130500	2705333	9130500	2705333	9130500	mm ⁴
n	7	Y _i	0,93268775	1	1	1	1	1	0,93268775	
I _{eff}	4058 mm	I _{sum}	735821107	205605333	118696500	2705333,33	118696500	205605333	735821107	

Figur 65 - Verdier til dekkegeometrien og gamma-metoden for 180mm7s

Tabell 84 - Andre faktorar funne ut frå gamma-metoden som er brukt i kapasitetskontroll av 180mm7s

Andre faktorar		Verdi	Kommentar
I _{eff}	Det effektive annet arealmoment for lamellane i kraftretning	1709035213 mm ⁴	Summen av I _{sum} for 1 og 2
I _{eff,trans}	Det effektive annet arealmoment for lamellane på tvers av kraftretning	413916000 mm ⁴	I _{sum} for 1-2
S _{eff}	Skjærstivleik for lamellane i kraftretning	9540158 mm ³	$d_i * b_v * a_i * Y_i + 0,5 * b_v * (d_i / 2)^2$
S _i	Skjærstivleik for lamellane på tvers av kraftretning	9083633 mm ³	$d_i * b_v * a_i * Y_i$
W _{eff}	Den effektive modulen til seksjonen	18989280 mm ³	Etter formel (4.4) i ProHolz
I _{cr}	Kritisk kneklengde	180 mm	Lik høgda på elementet
A _{eff}	Det effektive arealet av lamellane i kraftretning	365220 mm ²	Breidda på elementet * summen av tjuknaden på lamellane i kraftretning
λ	Det effektive slankheitsforhold til bøyning om ein akse	2,6	$I_{cr} * ROT(I_{eff} / A_{eff})$
E _{0,05}	5 % fraktilen av elastisitetsmodulen	10000	Etter tabell 5.2c punkt g i CEN-TC250
λ _{rel}	Den relative slankheita	0,040	Etter (8.14c) i CEN-TC250
β _c	Ufullkommen faktor for komprimerte element	0,1	Frå tabell 8.0b i CEN-TC250
φ	Rotasjon av eit element ved opplager/festet	0,488	Etter (8.14g) i CEN-TC150
k _c	Faktor for å ta omsyn til stabilitetssvikt	2,536	Etter (8.14f) i CEN-TC250

C5 – Spennstål

Tabell 85 - Verdier knytt til spennstålet

P_{maks}	Etter formel (5.41) NS-EN 1992-1-1	2656800 N
A_p	Tversnittareal på spennstålkabelen	1800 mm ²
$\sigma_{p,maks}$	Maksimale spenninga	1476 N/mm ²
K1	NA.5.10.2.1 (1)	0,8
K2	NA.5.10.2.1 (1)	0,9
K3	NA.5.10.2.1 (2)	0,95
f_{pk}	Den karakteristiske strekkfastleiken til spennstålet	1860 N/mm ²
$F_{p0,1k}$	Den karakteristiske 0,1 % - strekkfastleiken til spennstålet	1640 N/mm ²

C6 – Kontroll av kapasitet

Kontroll av kapasitet av dei ulike elementa er gjort på følgende måte. Dei maksimale platekreftene for kvar modell, lista i Tabell 15 - Tabell 20, blei gonga med lengda på lastsona. Lengda på lastsona for veggane er rekna ut ved å ta arealet på kritisk lastsone, sjå Figur 13, for kvar veggtype og dele på lengda av veggen i kritisk sone for å få ein gjennomsnittleg lengde på lastsona. For kontroll er det brukt same framgangsmåte som i kapittel 2.6.4 og kapasiteten etter kapittel 2.6.2.

Krefter og faktorar brukt er lista i tabellane nedanfor, utnyttingsgrad er lista i Tabell 25 - Tabell 27. For å finne spenninga blei krafta delt på det effektive arealet, arealet til sjikta i kraftretning, for kvar vegg. I kontrollen av NXX og NYY blei faktoren k_c som vist i formel (35) brukt.

Tabell 86 - Samanfating av spenningar frå NXX i FEM-Design på dei ulike veggtypane i dei ulike modellane

NXX	90mm3s	120mm5s	140mm5s	160mm5s	180mm5s
Kapasitet [N/mm ²]	10,38	9,77	9,61	9,40	9,56
k _c	1,413	1,195	1,188	1,391	1,494
Lengde på lastsone [m]	1,81	0,95	0,99	2,42	1,87
Verdiane under er spenninga i [N/mm ²]					
Utan	1,95	0,80	0,61	0,30	0,59
t	2,18	0,89	0,68	0,33	0,66
ht-and-t	5,00	2,05	1,56	0,77	1,52
ht	4,17	1,71	1,30	0,64	1,27
3overlapp	2,20	0,90	0,69	0,34	0,67
ht-hb	2,24	0,92	0,70	0,34	0,68
to-og-to	2,15	0,88	0,67	0,33	0,65
h-and-h	2,16	0,89	0,67	0,33	0,66
t-to-b	2,16	0,89	0,67	0,33	0,66

Tabell 87 - Samanfating av spenningar frå NYY i FEM-Design på dei ulike veggtypane i dei ulike modellane

NYY	90mm3s	120mm5s	140mm5s	160mm5s	180mm5s
Kapasitet [N/mm ²]	10,38	9,77	9,61	9,40	9,56
k _c	1,413	1,195	1,188	1,391	1,494
Lengde på lastsone [m]	1,81	0,95	0,99	2,42	1,87
Verdiane under er spenninga i [N/mm ²]					
Utan	0,89	0,37	0,28	0,14	0,27
t	0,90	0,37	0,28	0,14	0,27
ht-and-t	0,88	0,36	0,28	0,14	0,27
ht	0,92	0,38	0,29	0,14	0,28
3overlapp	0,81	0,33	0,25	0,12	0,25
ht-hb	0,81	0,33	0,25	0,12	0,25
to-og-to	1,09	0,4	0,34	0,17	0,33
h-and-h	0,90	0,37	0,28	0,14	0,27
t-to-b	0,86	0,35	0,27	0,13	0,26

For å finne spenningane for moment blei dei maksimale kreftene i Tabell 17 og Tabell 18 gonga med lenga på lastsona. Vidare er kontrollen gjennomført som skildra i kapittel 2.6.4.

Tabell 88 - Samanfating av spenningar frå MXX i FEM-Design på ytterveggane og dekke i dei ulike modellane

MXX	120mm5s	140mm5s		180mm7s
Kapasitet [N/mm ²]	13,86	13,65		13,11
Lengde på lastsone [m]	0,95	0,99		4,058
Verdiane under er spenninga i [N/mm ²]				
Utan	0,0025	0,0024		0,0044
t	0,0028	0,0027		0,0049
ht-and-t	0,0031	0,0030		0,0054
ht	0,0031	0,0030		0,0055
3overlapp	0,0027	0,0026		0,0048
ht-hb	0,0027	0,0026		0,0047
to-og-to	0,0028	0,0027		0,0049
h-and-h	0,0028	0,0027		0,0049
t-to-b	0,0028	0,0027		0,0049

Tabell 89 - Samanfating av spenningar frå MYY i FEM-Design på ytterveggane og dekke i dei ulike modellane

MYY	120mm5s	140mm5s		180mm7s
Kapasitet [N/mm ²]	13,86	13,65		13,11
Lengde på lastsone [m]	0,95	0,99		4,058
Verdiane under er spenninga i [N/mm ²]				
Utan	0,0009	0,0008		0,0015
t	0,0009	0,0008		0,0015
ht-and-t	0,0009	0,0008		0,0015
ht	0,0009	0,0008		0,0015
3overlapp	0,0009	0,0008		0,0015
ht-hb	0,0009	0,0008		0,0015
to-og-to	0,0009	0,0008		0,0015
h-and-h	0,0009	0,0008		0,0015
t-to-b	0,0009	0,0008		0,0015

Skjærspenningane henta frå Tabell 19 og Tabell 20 og blei gonga med lenga på lastsona, før formlane (37) og (38) blei brukt til å utføre kontrollane på både skjærkapasitet og rulleskjærkapasitet.

Tabell 90 - Samanfating av spenningar frå TXZ i FEM-Design på dekke i dei ulike modellane

TXZ	180mm7s	
	Skjær	Rulleskjær
Kapasitet [N/mm ²]	2,11	0,49
Lengde på lastsona [m]	4,058	4,058
Verdiane under er spenninga i [N/mm ²]		
Utan	1,01	0,96
t	1,55	1,47
ht-and-t	1,55	1,47
ht	1,83	1,74
3overlapp	1,19	1,13
ht-hb	1,18	1,12
to-og-to	1,51	1,44
h-and-h	1,52	1,44
t-to-b	1,51	1,44

Tabell 91 - Samanfating av spenningar frå TYZ i FEM-Design på dekke i dei ulike modellane

TXZ	180mm7s	
	Skjær	Rulleskjær
Kapasitet [N/mm ²]	2,11	0,49
Lengde på lastsona [m]	4,058	4,058
Verdiane under er spenninga i [N/mm ²]		
Utan	0,46	0,44
t	1,10	1,04
ht-and-t	2,07	1,97
ht	2,12	2,02
3overlapp	1,02	0,97
ht-hb	1,02	0,97
to-og-to	1,07	1,02
h-and-h	1,07	1,02
t-to-b	1,07	1,02



Norges miljø- og biovitenskapelige universitet
Noregs miljø- og biovitenskapelige universitet
Norwegian University of Life Sciences

Postboks 5003
NO-1432 Ås
Norway