

## Bacheloroppgave

«Strukturell ytelse med bruk av krysslaminert tre i bæresystem»

Av

Lars Martin Hatlen 249183

Olav Boye Finnerud 248954

BYGKBAC-1 20H Bacheloroppgave

Konstruksjonsteknikk

Antall ord: 9549

Mai 2021

Universitetet i Stavanger

## Forord

Å skrive en bachelor er både spennende og utfordrende. Det er en læringsprosess med mye prøving og feiling før det endelige resultatet blir til. Begge studentene knyttet til denne oppgaven sitter igjen med et godt læringsutbytte. Uten særlige forkunnskaper om KLT ble den litterære oversikten vel så viktig for oss som for leseren. Prosjektet har vært utfordrende da forkunnskapen har vært liten og kalkulasjonsmetodene ukjente. Oppgaven innbar også nødvendig selvstudie av ulike dataprogrammer. Det har vært en bratt læringskurve, kombinert med god hjelp underveis.

En stor takk rettes til Mudiyan Nirosha Damayanthi Adasooriya, veilederen i denne oppgaven. Hun har vært lett tilgjengelig og bidratt med god konsultasjon gjennom hele oppgaven. Videre rettes en takk til Skien kommune og aktuelle aktører for bygg av Duestien barnehage, for inspirasjon i startfasen av prosjektet.

Stavanger, 2021-05-15

Lars Martin Hatlen og Olav Finnerud

## Sammendrag

Krysslaminert tre (KLT) har de siste årene blitt et populært byggemateriale i deler av den vestlige verden. Tre er vanligvis lite motstandsdyktig for laster vinkelrett på fiberretningen, men den krysslimte strukturen til KLT minimerer dette problemet og gjør at vi får et motstandsdyktig materiale for lastpåkjenning i flere retninger.

I denne oppgaven undersøkes den strukturelle bæreevnen til KLT og sammenlignes med bæreevnen til en tilsvarende struktur for armert betong. For å løse oppgaven har to innfallsvinkler blitt benyttet. Først gjøres det rede for sentrale egenskaper ved materialet gjennom en litterær oversikt. Her blir det gitt en oversikt over noen av de viktigste aspektene angående bruk av KLT som byggemateriale.

I den andre innfallsvinkelen designes bærekonstruksjonen til et egendefinert kontorbygg bestående av 2 etasjer. Dette gjøres ved bruk av dataprogram Calculatis fra Stora Enso, et program utformet spesifikt til design av KLT konstruksjoner. For å bekrefte resultatene fra Calculatis ble en av bæreveggene designet for hånd. Deretter ble utregningen for hånd sammenlignet med utregningene fra Calculatis, og det ble konkludert med at Calculatis er tilstrekkelig for design av de resterende bæreelementene. For å kunne sammenligne bærekonstruksjon av KLT med en tilsvarende bærekonstruksjon av et annet byggemateriale, ble bygget også designet i betong ved hjelp av SAP2000.

Mot slutten er det en diskusjonsdel som drøfter ulike aspekter ved oppgaven som resultater, sammenligninger og svakheter i metode. Etter arbeidet med problemstillingen sitter prosjektskriverne igjen med en god oversikt over KLT som byggemateriale og kan konkludere med at det er et konkurransedyktig materiale som kan revolusjonere byggebransjen i fremtiden.

## Innholdsfortegnelse

Forside.....	1
Forord.....	2
Sammendrag.....	3
Tabelliste.....	7
Figurliste.....	7
1. Innledning.....	10
1.1. Bakgrunn for valg av oppgave.....	10
1.2. Problemstilling.....	10
1.3. Forskningsspørsmål.....	10
1.4. Innledning.....	11
2. Teori.....	12
2.1. Historie.....	12
2.2. Hva er KLT og hvordan blir det laget?.....	13
2.3 Forbindelser.....	14
2.3.1. Vegg til vegg forbindelse.....	15
2.3.2. Vegg til gulv forbindelse.....	15
2.3.3. Vegg til fundament og vegg til tak forbindelser.....	16
2.4. Hvorfor bruke KLT?.....	17
2.4.1. Styrke/vekt forhold.....	17
2.4.2. Design fleksibilitet.....	17
2.4.3. Rask installering.....	18
2.4.4 Brannsikkerhet.....	18
2.4.5 Miljøaspekt.....	19
2.5. Bruksområde.....	21
2.6. Krysslimt tre som bæresystem.....	21

3. Metode.....	23
3.1.  Beskrivelse av prosjektet.....	23
3.2.  Avgrensing av prosjektet .....	24
3.3  Detaljberegning .....	24
3.3.1.  Beregning av ytre krefter og laster .....	24
3.3.2.  Design last .....	28
3.3.3.  Last distribusjon fra tak .....	29
3.4  Stabilitet av bygningsdel .....	31
3.4.1.  Detaljberegning for hånd.....	31
3.4.2.  Beregning fra Stora Enso.....	37
3.5.  Sammenligning av beregninger .....	38
3.6.  Dimensjonering av bygg med Calculatis.....	39
Bærende element 1.etasje, vegg langsida .....	39
Bærende element 1.etasje, vegg kortside. ....	41
Bærende innervegg 1. etasje .....	43
Etasjeskiller .....	45
3.7.  Dimensjonering av bygg med SAP2000 .....	46
3.8.  Beregning av materialmengde.....	49
3.8.1  Materialmengde KLT.....	49
3.8.2  Materialmengde betong .....	50
4.  Resultater og observasjoner.....	51
5.  Diskusjon .....	53
5.1.  Beregningene .....	53
5.2.  Samspill og forbindelser .....	54
5.3.  Sammenligning av bæresystem .....	55
5.3.1.  Materialmengde og vekt.....	55
5.3.2.  Montering.....	56

5.3.3. Byggekostnad .....	56
5.4. Svakheter i metode.....	56
6. Konklusjon.....	58
Kilder .....	59
Vedlegg .....	61
A. Plantegninger .....	61
A.1. 1. etasje .....	61
A.2. 2. etasje .....	62

## Tabelliste

Tabell 1 - Oppbygging av tak og vegger bestående av KLT 100 L5s .....	25
Tabell 2 - Laster på yttervegg før partial faktorer.....	29
Tabell 3 - Utregning av design last ved bruk av formel 6.10.....	30
Tabell 4 - Egenskaper til 5-lags symmetrisk KLT panel, stripe med tykkelse $b_x = 1000$ m. Panel tykkelse 100 mm (20/20/20/20/20) .....	34
Tabell 5 - Laster på kortside vegg, 1.etasje.....	41
Tabell 6 - Laster på innervegg, 1. etasje.....	43
Tabell 7 - Materialeegenskaper betong [20] .....	47
Tabell 8 - Materialmengde KLT .....	49
Tabell 9 - Materialmengde betong .....	50

## Figurliste

Figur 1 - (Venstre) Norsk tømmerbygg fra 1100-tallet [2]; (midten til venstre) Heddal stavkirke fra 1300-tallet [3]; (midten til høyre) Skipet i Bergen laget i KLT [4]; (høyre); Mjøstårnet i limtre [5] .....	13
Figur 2 - To ulike metoder for fingerskjøting [7] .....	13
Figur 3 - Oppbygningen av KLT [8].....	14
Figur 4 - Forbindelse med skruer [6]	
Figur 5 - Forbindelse med vinkel feste [6].....	15
Figur 6 - (Venstre) Forbindelse med skruer; (midten) Forbindelse med langsgående vinkelfeste og skruer; (høyre) forbindelse med vinkelfeste. [6].....	16

Figur 7 - Forbindelse med bunnsvill [6].	
Figur 8 - Forbindelse med spikerplate [6]. .....	16
Figur 9 - Sammenligning av klimagassutslipp ved bruk av ulike materialer for bærekonstruksjon og dekker i et 3-etasjes kontorbygg [12].....	19
Figur 10 - Energiforbruk og CO2 utslipp for et eksisterende bygg i stål sammenlignet med om materialvalget hadde vært KLT [14].....	20
Figur 11 - Gulv sammensatt av betong og KLT [6] .....	22
Figur 12 - Illustrasjon av et 2. etasjes kontorbygg i Stavanger .....	23
Figur 13 - Oppbygging av et 5 lags KLT panel [6]. .....	25
Figur 14 - Illustrasjon av last distribusjon på flatt tak. ....	29
Figur 15 - CLT vegg panel utsatt for .....	31
Figur 16 - En vertikalt lastet bærende yttervegg i 2.etasje av et toetasjes kontorbygg med laster der LC1 er egenvekt av veggen, LC2 er egenvekt fra tak, LC3 er snølast, LC4 er nyttelast og LC5 er vindlast.....	32
Figur 17 - Materialverdier for C24 gran [15].....	37
Figur 18 - Utrekning av desing last, $F_d$ [15]. ....	37
Figur 19 - Materialverdier for en vertikalt lastet bærende yttervegg i 2.etasje av et toetasjes kontorbygg [15].....	37
Figur 20 - ULS beregning av bøying på vegg kalkulert av Stora Enso [15]. ....	38
Figur 21 - Illustrasjoner av bærevegg langsida i 1. etasje [15].....	40
Figur 22 - Last distribusjon på flatt tak .....	41
Figur 23 - Illustrasjon av bærevegg kortside 1 etasje [15]. ....	42
Figur 24 - Lastdistribusjon på innervegg, 1. etasje .....	43
Figur 25 - Illustrasjoner av lastbærende innervegg i 1 etasje [15]. ....	44
Figur 26 - Illustrasjon av etasjeskille [15].....	45



Figur 27 - Illustrasjon av tak [15].....	46
Figur 28 - Illustrasjon av bærekonstruksjonen i betong [20]. ....	46
Figur 29 - Tverrsnitt søyler [20].....	48
Figur 30 - Tverrsnitt av bjelker [20]. ....	48
Figur 31 - Betong plate dimensjoner [20].....	49

# 1. Innledning

## 1.1. Bakgrunn for valg av oppgave

Vi valgte å skrive om KLT fordi vi ser på det som et fremtidsrettet materiale. Teknologien er i stadig utvikling og byggebransjen er ikke noe unntak. Tradisjonelle materialer som betong, stål og standard tre blir stadig utfordret av nye innovative materialer. Et av disse er KLT. KLT ble funnet opp på 90 tallet, men det er først i nyere i tid at det har fanget oppmerksomheten til byggebransjen som en erstatning for de tradisjonelle materialene nevnt over. Vi har lyst til å være med på denne utviklingen og valgte derfor å fordype oss i dette temaet. Det er flere aspekter ved KLT som fanget vår oppmerksomhet. Det var først og fremst materialets allsidighet og estetikken ved trekonstruksjoner som gjorde at vi falt på dette valget. I tillegg fikk vi kontakt med prosjekt og eiendomsavdelingen i Skien kommune som ga oss gode innspill til oppgaven og samtidig ga oss kontakter i byggebransjen.

## 1.2. Problemstilling

Hvordan utforme krysslaminert tre i bærekonstruksjoner for å oppnå tilstrekkelig strukturell ytelse?

## 1.3. Forskningsspørsmål

I starten bestemte vi oss for å avgrense oppgaven til det vi fant mest relevant. Innfallsvinkelen blir definert av følgende spørsmål:

1. Hva er historien til KLT?
2. Hva er KLT og hvordan blir det laget?
3. Hvordan forbindes de ulike KLT elementene?
4. Hvorfor bruke KLT?

5. Hva er bruksområdet til KLT?
6. Hvordan er KLT som bæresystem?

#### 1.4. Innledning

Oppgaven består av tre deler. Den første delen er en litterær oversikt av KLT, hvor vi har svart på forskningsspørsmålene og samlet informasjon relevant til KLT som byggemateriale. Del to er den praktiske delen av prosjektet som inneholder metode, utregninger og utforming av et bygg i KLT og betong, samt resultater og observasjoner. Den siste delen er avslutningen som inneholder diskusjon av resultater og andre relevante aspekter med oppgaven, samt en konklusjon.

## 2. Teori

### 2.1. Historie

Tre er et av verdens eldste byggematerialer, og i Norden finnes det eksempler på stavkirker og trehus datert mange hundre år tilbake. På starten av 1900-tallet ble limtre introdusert. Hundre år etterpå er limtre et anerkjent byggemateriale og har tatt opp kampen med mer tradisjonelle mineralbaserte materialer som betong og stål. Med utviklingen av tømmer som konstruksjonsmateriale har bruksområdet ekspandert mye de siste 15 – 20 årene. Det er ikke lenger et materiale hovedsakelig brukt i lettvekts konstruksjoner, men brukes nå også som bærende konstruksjonssystemer. Et resultat av dette har blitt at ulike byggefirmaer verden over konkurrerer om å bygge så høye og kompliserte trekonstruksjoner som mulig. I skrivende stund har Norge det høyeste trebygget i verden. Mjøstårnet som ligger i Brumunddal måles til 85,4 meter. [1]

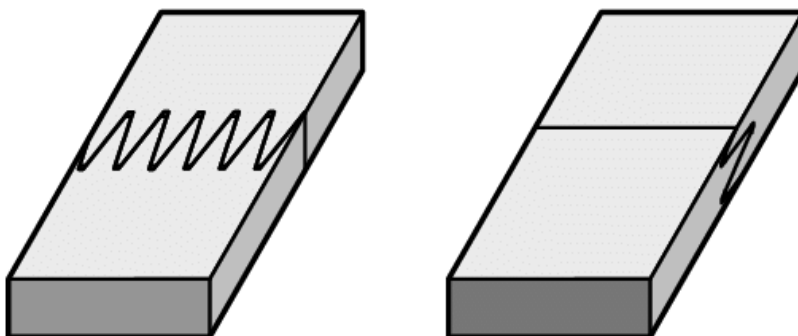
Den økende populariteten for tømmer i bærekonstruksjoner ble grunnlaget for et nytt materiale. KLT ble utviklet på starten av 1990-tallet. Siden den gang har bruken av materialet vokst markant og blir brukt i byggingen av blant annet boliger, bygg over flere etasjer, idrettshaller, skoler og veibroer (se figur 1). Underveis har det vært mye skepsis rundt utvidelsen av bruken av KLT, hvor brannfare har vært et gjengående tema. Selv om materialet har fått et solid fotfeste i dagens bygningsindustri er det fortsatt flere egenskaper som trenger videre testing og utbedring, der noen av de mest sentrale ansees for å være branndesign, trinnlyd og forbindelser mellom KLT komponenter.



Figur 1 - (Venstre) Norsk tømmerbygg fra 1100-tallet [2]; (midten til venstre) Heddal stavkirke fra 1300-tallet [3]; (midten til høyre) Skipet i Bergen laget i KLT [4]; (høyre); Mjøstårnet i limtre [5]

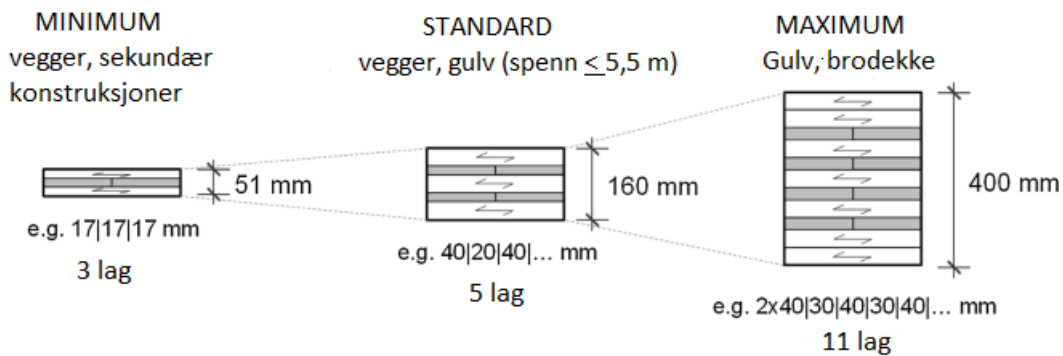
## 2.2. Hva er KLT og hvordan blir det laget?

KLT består av flere lag, som igjen består av et bestemt antall lameller. Hvert lag er limt vinkelrett i forhold til laget under. Minimum antall lag er 3, og maksimum antall lag er 11. Den mest brukte paneltykkelsen er 5 lags. Noe som er unikt med KLT er dets store dimensjoner i planet, men også tykkelsen som gjør det til et allsidig strukturelt materiale. Produksjonen starter med tømmer som blir kuttet til lameller med tykkelser på 20 – 60 mm. Disse blir videre skannet for fuktighets nivå, og tørket i en ovn for å oppnå et fuktighetsnivå mellom 8% og 15% [6]. Deretter blir lamellene sortert etter styrke og utseende. Lamellene går så gjennom en fingerskjøtingsprosess (se figur 2). Dette gjør at fabrikken kan produsere paneler på opptil 30 meter i lengde og 4,8 meter i bredde [6]. I denne prosessen blir siden av to lameller kuttet i et sikksakk mønster, som videre blir påført et lag med lim og presset sammen. Når det er gjort kan elementene bli kuttet til ønsket lengde.



Figur 2 – To ulike metoder for fingerskjøting [7]

Videre blir lamellene plassert tett inntil hverandre og påført lim på overflaten. Deretter blir et nytt lag plassert vinkelrett oppå det første laget. Denne prosessen fortsettes til ønsket antall lag og tykkelse oppnås (se figur 3). Antall sjikt skal være oddetall. Når ønsket lag er oppnådd, blir lagene presset sammen slik at du får et rektangulært panel.



Figur 3 - Oppbygningen av KLT [8]

### 2.3 Forbindelser

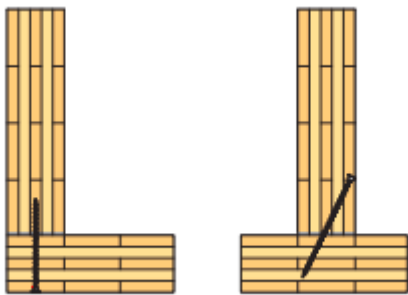
Bæreevnen til KLT bygg avhenger av hvilke forbindelser en bruker. Det er disse som vanligvis er konstruksjonens svake punkt. Det er derfor viktig å være nøye med utformingen av forbindelsene for å unngå farlige situasjoner. Uheldig utformede forbindelser kan føre til «sprøbrudd» [9]. Dette er brudd som inntreffer plutselig i form av merkbare deformasjoner. Det er derfor ikke bare forbindelsens styrke som er av interesse, men også dens fleksibilitet. Avhengig av posisjonen til konstruksjonen og hvilke laster som skal overføres, brukes vanligvis stålplater i kombinasjon med spiker, skruer, bolter etc. som forbindelse. Andre brukte forbindelser er innlimte bolter, selvborende skruer og gjengestenger.

Når man skal utforme forbindelser til en KLT konstruksjon er det noen spesielle hensyn som det må tas hensyn til. Det er viktig å ta høyde for svelling og krymping som følge av endring i relativ fuktighet. Trevirke har vanligvis lav styrke normalt på fiberretningen, det er derfor viktig å redusere belastningen i denne retningen så mye som mulig. Det kan oppstå korrosjon i metalleden og ved høye temperaturer vil stålet

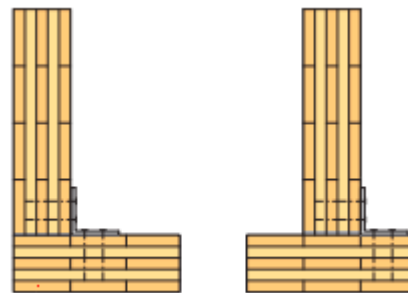
ha en lav bæreevne. Dette kan føre til at metaldelen blir et svakt ledd i forbindelsen. Det må også tas hensyn til forbindelsens geometri, fordi skruer og stålplatene kan redusere tre komponentens effektive tverrsnitt.

### 2.3.1. Vegg til vegg forbindelse

Veggene i en KLT konstruksjon kan festes i hjørnene ved bruk av treskruer, vinkelfeste eller andre spesialiserte løsninger. Skruer og vinkelfeste er det som blir mest brukt. Den enkleste og mest kostnadseffektive metoden er å bruke skruer (se *figur 4*). Her er det viktig at skruene ikke bare går inn i laget parallelt med fiberretningen. Dette kan løses ved å skru skruene skjevt. Vinkelfeste er også en enkel metode å bruke som er effektiv til å overføre skjærekraft, men mindre egnet for utsatte overflater (se *figur 5*).



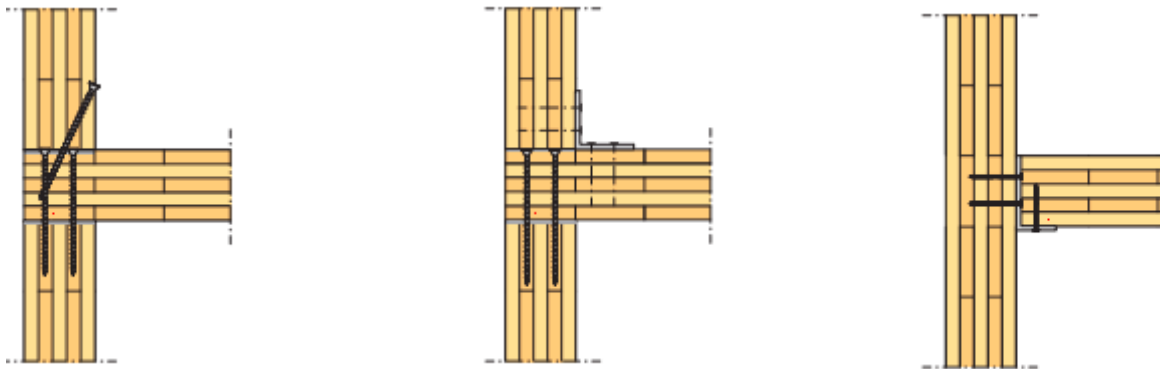
Figur 4 - Forbindelse med skruer [6]



Figur 5 - Forbindelse med vinkel feste [6]

### 2.3.2. Vegg til gulv forbindelse

Det er mange forskjellige måter å feste gulvplater med veggene på. Her kan man også bruke skruer og vinkelfeste. Dette er de to enkleste metodene å bruke (se *figur 6*). Vinkelfeste er som regel mer tolerant for skjærekraft. Hvis veggene er kontinuerlig over flere etasjer kan gulvplaten festes ved bruk av langsgående vinkelfeste (se *figur 6*).



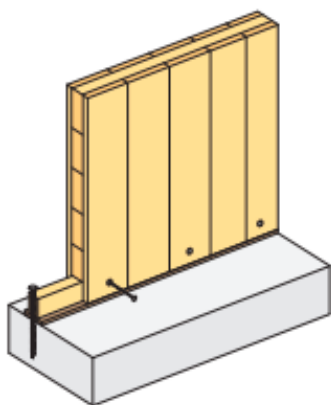
Figur 6 – (Venstre) Forbindelse med skruer; (midten) Forbindelse med langsgående vinkelfeste og skruer; (høyre) forbindelse med vinkelfeste. [6]

### 2.3.3. Vegg til fundament og vegg til tak forbindelser

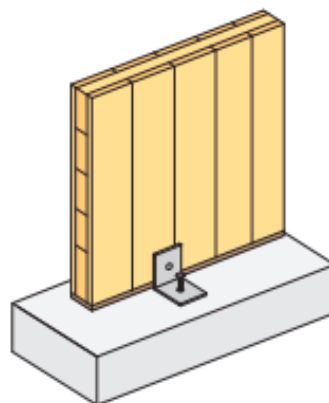
Etter at fundamentet er lagt monteres det bunnsviller i betongen som veggene skal festes til. Bunnsvillene kan festes til betongen ved bruk av ekspansjonsbolter.

Veggpanelene blir deretter festet til bunnsvill med konstruksjon-skruer (se figur 7).

Alternativt kan man støpe spikringsplater i betongen og feste veggpanelene til disse (se figur 8). For å feste taket til veggene brukes samme forbindelser som i 2.3.2.



Figur 7 - Forbindelse med bunnsvill [6].



Figur 8 - Forbindelse med spikerplate [6].



## 2.4. Hvorfor bruke KLT?

For å få en god forståelse av hvorfor det kan være fordelaktig å bruke KLT som byggemateriale er det lurt å se på noen fordeler og ulemper med KLT, samt sammenligne det med andre materialer. Vi skal derfor i dette avsnittet ta for oss noen viktige fordeler og ulemper, og sammenligne det med betong.

### 2.4.1. Styrke/vekt forhold

KLT har et styrke til vekt forhold som er bedre enn for mange andre byggematerialer. For norsk gran, som er ofte brukt i KLT elementer kan densiteten settes lik 500 kg/m<sup>3</sup> for strukturelle analyser [10]. Dette er 1/5 av densiteten til armert betong som er på 2500 kg/m<sup>3</sup>. Til tross for at KLT er betydelig lettere enn betong har det en konkurransedyktig bæreevne, noe som gjør at styrke/vekt forholdet til KLT er en god del bedre enn for betong. I tillegg konkurrer det godt med stål og aluminium som er kjent for sitt gode styrke til vekt forhold.

Fordelen med et godt styrke til vekt forhold er at man kan oppnå lettere konstruksjoner, men fortsatt opprettholde høy kapasitet. Dette gjør det mulig å bruke et mindre fundament, som fører til lavere kostnader. Det kan også være interessant å se på om valget av materialet kan reduserer materialmengden. Redusert mengde materialer kan virke økonomisk både når det kommer til prisantydning og brukelig areal i bygg. Selv om dette er fordelaktig for mindre bygninger, så bør det tas hensyn til at høyere bygninger laget av lettere materialer kan være mer utsatt for vindkrefter.

### 2.4.2. Design fleksibilitet

Det er relativt lett å modifisere dimensjonene til et KLT panel. Tykkelsen og lengden på panelet kan enkelt utvides for å tillatte lengre spenn uten å legge til støtte-

elementer. Produsentene bruker CNC teknologi (datamaskinbasert numerisk styring) for å kutte panelene med en nøyaktighet på få millimeter [6]. I tillegg trengs det kun enkle verktøy for å modifisere elementene på byggeplassen.

#### 2.4.3. Rask installering

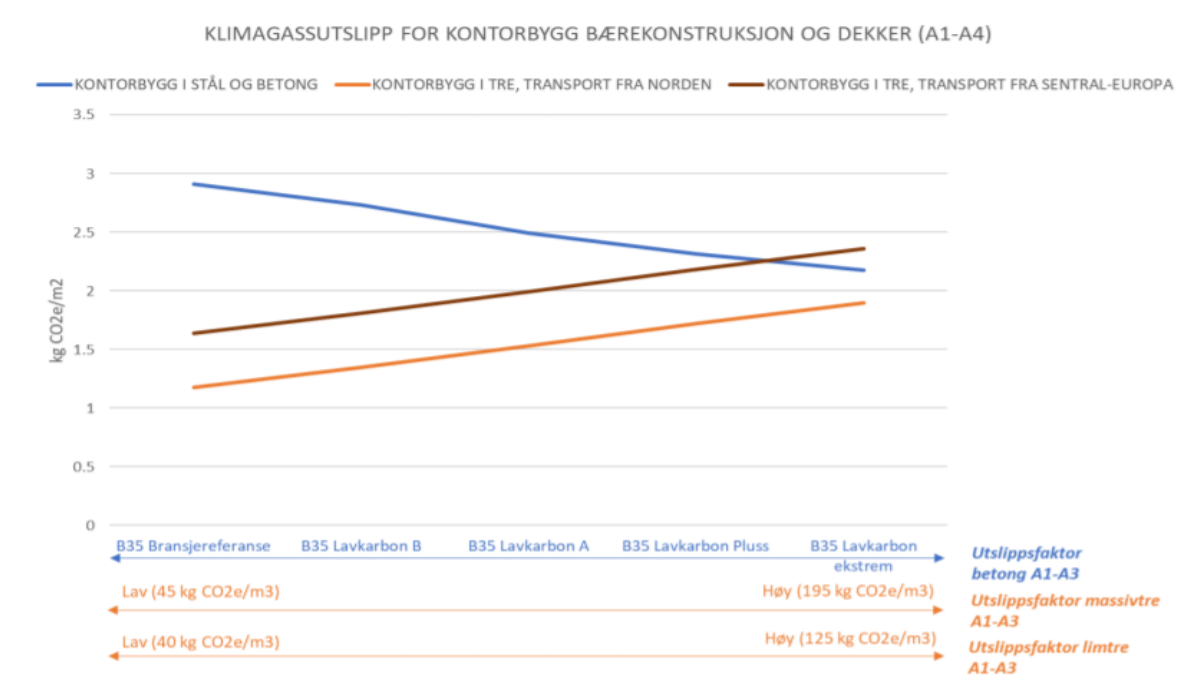
Panelene blir ferdigstilt hos leverandør før det fraktes til byggeplassen for montering. Den lave massetettheten fører til lette og håndterbare elementer som kan være med på å bedre sikkerheten til montørene, reduserer byggetiden betraktelig og øke effektiviteten på arbeidsplassen. CNC teknologien, som nevnt over, gjør det mulig å kutte ut åpninger til blant annet dører, vinduer, trapper og rør før panelene kommer til byggeplassen. Dette reduserer etterspørselen etter erfarne arbeidere og gjør jobben for elektrikere og rørleggere lettere.

#### 2.4.4 Brannsikkerhet

Unikt for KLT konstruksjoner er at de har god brannsikkerhet i forhold til tradisjonelle trebygninger som har en relativt dårlig brannsikkerhet sammenlignet med betong. På grunn av KLT panelets tykke tverrsnitt oppstår det et forkullet lag ytterst i panelet under påkjenning av brann. Dette forkullede laget beskytter underliggende materialer for videre nedbryting og bremser svekkelsen av bæreevne. I 2019 testet KLT produsenten Kattera KLT paneler i form av en 2 timers branntest under fullt trykk. Panelet klarte å motstå trykket i opptil 2 timer under en temperatur på 870 til 980 grader [11]. Til tross for disse testresultatene er materialet relativt nytt og det er derfor et stort behov for flere tester, utbedret branndesign og generelt større kunnskap må tilegnes for optimalisering av KLT og brannsikkerhet.

## 2.4.5 Miljøaspekt

En forutsetningene for å kalle krysslitt tre en kontinuerlig fornybar ressurs er at råmateriale utvinnes fra et hogstområde hvor mengden hogst tilsvarer mengden tilvekst. Slike skogsområder gjør KLT til et bærekraftig konstruksjonsmateriale. Dette er en av flere argumenter for at limtre er et mer miljøvennlig alternativ enn sine konkurrenter, de mer tradisjonelle byggematerialene som stål og betong. 16.10.2020 offentliggjorde Asplan Viak en rapport om klimavennlige byggematerialer. I denne rapporten presenterte de følgende funn:



Figur 9 - Sammenligning av klimagassutslipp ved bruk av ulike materialer for bærekonstruksjon og dekker i et 3-etasjes kontorbygg [12].

Figuren viser at massivtre generelt har lavere utslipp enn betong. Kun ved tilfelle hvor B35 lavkarbon ekstrem blir sammenlignet med langreist massivtre vil en kombinasjon av stål og betong gi mindre klimagassutslipp enn limtre ved bruk i bæresystem. Asplan Viak trekker følgende konklusjon. *For et komplett bygg (dvs. inkludert alle bygningsdeler, og ikke kun bæresystem) anslår vil potensialet for utslippsreduksjon som følge av å endre bærekonsept vil ligge i størrelsesorden 10-30 %.* [13]. Endringen av bærekonsept sitatet omtaler er fra betong til massivtre. En annen sammenligning av ulike materialer som bærekonsept presenterer tall som

hevder at om et eksisterende bygg i stål hadde blitt lagd i KLT ville CO<sub>2</sub> utslippet vært redusert med 16.7% (se figur 10).

Scenarioer	Totalt energi forbruk [kWh]	Utslipp av eq. CO <sub>2</sub> [ton]
Scenario 1 - Eksisterende bygg	153753,1	1188
Scenario 2 - Bygning med KLT-elementer	148606,1	990
Differanse (%)	-5147 (3.3%)	-198 (16.7%)
Bygning med KLT-elementer (med ståltak)	-	1027
Differanse (%)	-	-161 (13.6%)

Figur 10 - Energiforbruk og CO<sub>2</sub> utslipp for et eksisterende bygg i stål sammenlignet med om materialvalget hadde vært KLT [14].

Selv om KLT kan se ut til å være et mer miljøvennlig alternativ enn stål og betong, bør det vurderes om kombinasjoner av materialene kan brukes for å minimere klimagassutslippene. Det finnes flere prosjekter som utnytter de kombinerte tekniske egenskapene til slike hybridbygg.

Trær fungerer som CO<sub>2</sub> lagre og kan lagre karbondioksid i mange år (50-100). Ved økt bruk av tre som byggemateriale på bekostning av mer utslippsgivende materialer kan dette redusere utslippene på kort sikt. Dette kan bli sett på som en effektiv men midlertidig løsning som nødvendigvis må bli adressert i fremtiden. Kombinert limtre er en variant av limtre som er bygget opp av lameller med ulik strykeklasse. Bruken av denne typen tillater at en høyere andel av treet blir brukt. Andre miljøvennlige aspekter av KLT stammer fra de generelle egenskapene til tre, som har vist seg å være ekstremt fordelaktige. Dette er vist i utallige livssyklusmodeller.

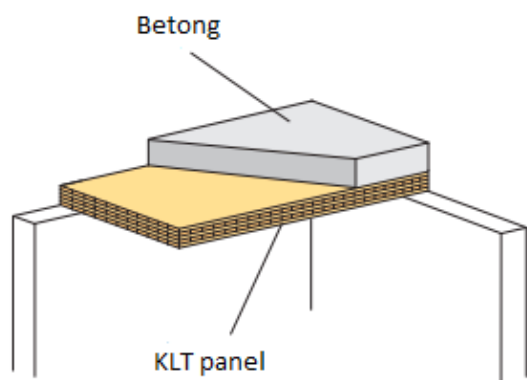
## 2.5. Bruksområde

Som nevnt tidligere er KLT et fleksibelt materiale og kan brukes i mange forskjellige konstruksjoner. Mesteparten av KLT i nordiske land blir brukt som strukturelle komponenter i bæresystemet til fleretasjes boenheter, skoler, barnehager, industrielle bygninger, hus og spesielle strukturer. I hovedsak blir KLT brukts som vegger og etasjeskillere, men kan også brukes som tak. Hvis brukt riktig er det et resirkulerbart materiale med lang levetid og kan derfor gjenbrukes i andre konstruksjoner eller bli brent for energigjenvinning [6].

Det som skiller KLT elementer som etasjeskillere og vegger fra andre materialer er at de vanligvis blir dimensjonert som store overflatepaneler. Dette gjør at elementene får en høy stivhet og lastbærende kapasitet og egner seg godt som lastbærende elementer og til stabilisering av bygninger. Bruk av KLT paneler i bæresystemer blir mer og mer vanlig. Med et positivt miljøstempel og som estetisk tilfredsstillende blir også flere framtredeende nybygg i større byer rundt om i Norge bygd i KLT.

## 2.6. Krysslimt tre som bæresystem

KLT blir i hovedsak brukt som lastbærende vegg-gulv system. Gulvet må ta opp vertikale laster som nyttelast og egenvekt og overføre disse til veggene. Veggene festes til gulvet med en av forbindelsene omtalt i punkt 2.3.2. Gulvplater kan designes med KLT som eneste bæreelement, men det er også vanlig å bruke en sammensetning av betong og KLT (se figur 11). Prinsippet med denne gulvkonstruksjonen er at det øverste laget i betong skal absorbere trykkpåkjenningen mens det underliggende KLT laget skal absorbere strekkpåkjenningen. Veggpaneler i KLT kjennetegnes ofte med et stort tverrsnittareal, noe som gjør at panelene får en høy lastbærende kapasitet. KLT kan også brukes som bjelker for å støtte opp tak og gulv.

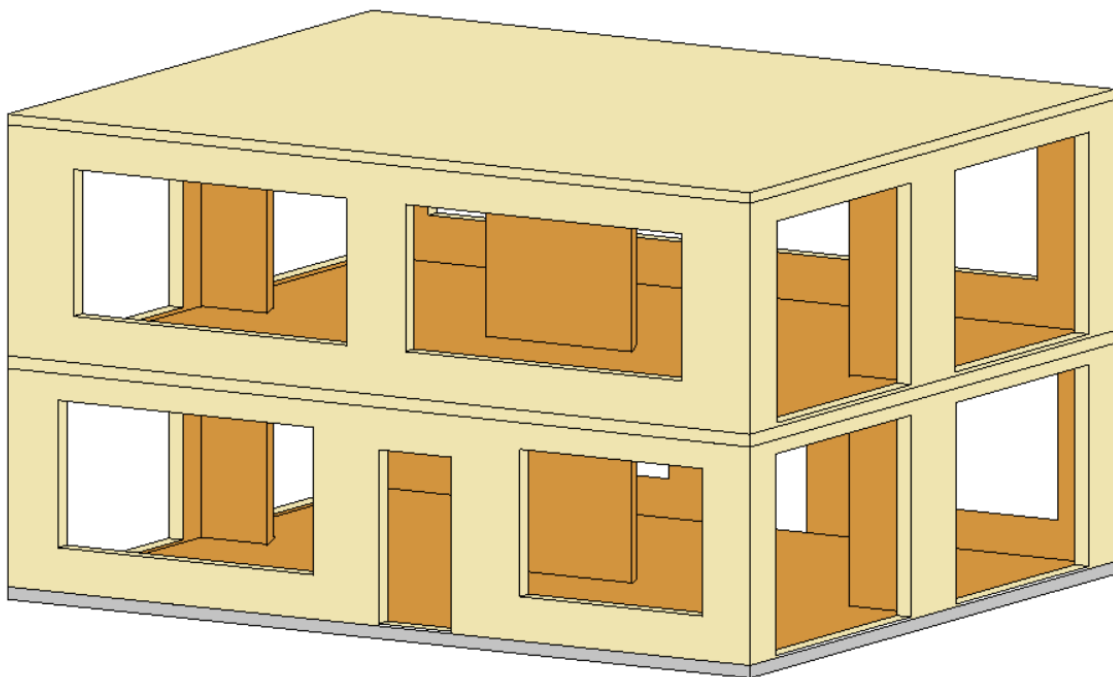


*Figur 11 - Gulv sammensatt av betong og KLT [6]*

## 3. Metode

### 3.1. Beskrivelse av prosjektet

For å se næyere på krysslimt tre som bæreelement i konstruksjoner skal bæresystemet til et 2. etasjers kontorbygg designes (se figur 12). Bæreveggene, etasjeskilleren og taket skal designes i KLT paneler da dette er mer vanlig enn et bæresystem i form av bjelker og søyler for denne typen limtre. Et bærende KLT panel vil bli regnet ut for hånd, deretter vil de mest utsatte bæreelementene bli sjekket for tilstrekkelig bæreevne ved hjelp av dataprogrammet Calculatis av Stora Enso [15]. Til sammenligning skal kontorbyggets bæresystem også designes i armert betong med SAP2000, et strukturelt ingeniørprogram. Bygget er fiktivt og er kun designet for oppgavens skyld. Det er plassert i Stavanger kommune.



Figur 12 – Illustrasjon av et 2. etasjers kontorbygg i Stavanger

### 3.2. Avgrensing av prosjektet

I denne oppgaven er bæresystemet av konstruksjonen i fokus. Det er derfor bestemt at prosjektet avgrenses til dimensjonering og egnethet av enkelte bærende elementer. I disse beregningene er alle ikke-bærende komponenter av vegger, etasjeskiller og tak neglisjert. Trebyggets bærende elementer er fire yttervegger og en innervegg i begge etasjene, etasjeskille og tak. Betongbyggets bærende elementer utformes som et bjelke-søyle system.

### 3.3. Detaljberegning

For beregninger av bygget vil det være fordelaktig og tidsbesparende å bruke Calculatis [15] som er et KLT kalkuleringsprogram distribuert av Stora Enso. For å gjøre oss kjent med programmet bestemte vi oss for å designe et veggpanel for hånd for å så sammenligne våre utregninger med de gjort av Stora Enso. Veggpanelet som er valgt til detaljberegning er det bærende elementet på langsiden med lengde 10 meter som befinner seg i 2. etasje av bygget.

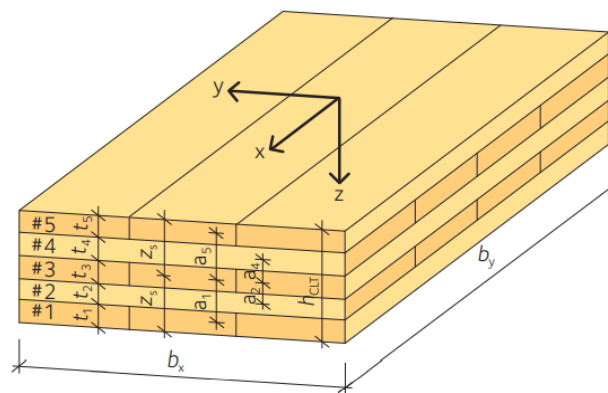
#### 3.3.1. Beregning av ytre krefter og laster

Lastene brukt i oppgaven er permanent last, nyttelast, vindlast og snølast. Den permanente lasten består av egenvekt til gjeldene element samt egenvekten tilført av andre elementer. Nyttelasten er den belastningen som kommer av bruk av konstruksjonen. Vindlasten og snølast bestemmes ut fra vind -og snø kreftene aktuelle for et bygg i Stavanger. Egenvekten avhenger av byggematerialets dimensjoner, som i dette tilfellet avgjøres av lamellsammensetningen av KLT panelet. Alle byggets bærende KLT paneler består av 5 lamellsjikt med lik tykkelse på 20 mm (se figur 13). Oppbyggingen av KLT panelet er vist i tabell 1.



Tabell 1 - Oppbygging av tak og vegger bestående av KLT 100 L5s

Sjikt	Lameller på langs/tvers	Tykkelse (mm)	Styrkeklasse	Senteravstand a [mm]
1	Langs	$t_1 = 20$	C24	$a_1 = 40$
2	Tvers	$t_2 = 20$	C24	$a_2 = 20$
3	Langs	$t_3 = 20$	C24	$a_3 = 0$
4	Tvers	$t_4 = 20$	C24	$a_4 = 20$
5	Langs	$t_5 = 20$	C24	$a_5 = 40$



Figur 13 - Oppbygging av et 5 lags KLT panel [6].

#### Egenvekt tak

KLT har en massetetthet på  $5,0 \text{ kN/m}^3$  [10]. Taket består av KLT 100 L5s med  $5 * 20$  mm lameller som gir tykkelse  $t = 100$  mm. Egenlasten blir regnet ut under.

$$g_{k,tak} = 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * 0,1 \text{ m} = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

#### Egenvekt yttervegg

Den bærende ytterveggen har i likhet med taket massetetthet på  $5,0 \text{ kN/m}^3$ . Tverrsnitt av veggen er høyden  $h = 2,75$  m og bredden  $t = 100$  mm. Veggens egenvekt blir regnet ut under.

$$g_{k,vegg} = 5,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * (2,75 * 0,1) \text{ m}^2 = 1,38 \text{ kN/m}$$

### Nyttelast

For nyttelasten velges kategori B for kontorarealer, tatt fra *Tabell NA 6.1*. Da gir *Tabell NA 6.2* en nyttelast  $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$ . Begge tabellavlesningene er gjort i Eurokode 1 [16].

### Snølast

Snølasten er regnet ut etter Eurokode 1 [17] med formel (5.1).

$$s = \mu_i * C_e * C_t * s_k.$$

$s_k$  Bygget er plassert 20 meter over havet,  $H = 20\text{m}$ . *Tabell NA.4.1(901)* for Stavanger gir  $H_g = 150 \text{ m}$  og  $S_{k,0} = 1,5 \text{ kN/m}^2$ . Ved å følge *NA.4.1(1)* for tilfeller hvor  $H < H_g$  så kan  $S_k$  settes lik  $S_{k,0}$ .

$C_e$  Eksponeringskoeffisienten  $C_e = 1,0$  for normalt utsatt topografi.

$C_t$  Den termiske koeffisienten  $C_t = 1,0$ .

$\mu_i$  For flatt tak med takvinkel 0 grader blir formfaktor  $\mu_i = 0,8$ .

Da blir snølasten,  $s$ :

$$s = 0,8 * 1,0 * 1,0 * 1,5 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

### Vindlast

Vindlasten er regnet ut etter Eurokode 1 [18]. Utregning av basisvindhastighet,  $V_b$  gjøres med formel (NA.4.1).

$$V_b = C_{dir} * C_{season} * C_{alt} * C_{prob} * V_{b,0}$$

hvor:

$C_{dir}$  Settes som 1 for alle vindretninger, se NA.4.1.

$C_{alt}$  Er en nivåfaktor som kan settes lik 1 da høyden over havet for byggestedet,  $H = 20\text{m} < H_0 = 900\text{m}$ , se tabell NA.4(901.2).

$C_{prob}$  Settes normalt lik 1, se NA.4.2(2)P.

$C_{season}$  Settes normalt lik 1, se NA.4.2(2)P.

$V_{b,0}$  for Stavanger er  $26 \frac{m}{s}$ , se tabell NA.4(901.1)

Da blir basisvindhastigheten:

$$V_b = 1 * 1 * 1 * 1 * 26 \frac{m}{s} = 26 \frac{m}{s}$$

Videre regnes vindkastshastighetstrykk,  $q_{p(z)}$  ut med forenklet beregning fra supplerende veiledning til del 1- 4 av Eurokode 1 [18].

$$q_{p(z)} = k_1 * k_2 * k_3 * C_{dir}^2 * C_{alt}^2 * C_{season}^2 * C_{prob}^2 * q_{p,0(z)}$$

hvor:

$k_1$  Ingen orografisk effekt så settes lik 1, se seksjon V.4

$k_2$  Ikke bratt terreng så settes lik 1, se seksjon V.5

$k_3$  Tar for seg forandringen i vindhastighet grunnet endring i terrengkategori. Vi bruker en terrengforandring fra kategori 2 til kategori 3 som gir  $\Delta n_{ba} = 1$ . Avstand fra overgang i terrengruhet til byggestedet,  $x_b = 10\text{km}$ . Med dette får vi  $K_3 = 1$ , se tabell V.1a).

$q_{p,0}$  Siden vi har  $V_{b,0} = 26 \text{ m/s}$  bruker vi figur V.1c) og leser av en verdi på  $950 \text{ N/m}^2$ .

Da blir vindkasthastighetstrykket:

$$q_{p(z)} = 1 * 1 * 1 * 1 * 1 * 1 * 1 * 1 * 950 \frac{N}{m^2} = \frac{950 N}{m^2} = 0,95 kN/m^2$$

### 3.3.2. Design last

Utrekning av design last blir gjort etter Eurokode 0 [19] med formell 6.10 hvor det vil bli sjekket for mest ugunstige lastkombinasjoner med formell 6.10a og 6.10b fra tabell NA.A1.2(B).

$$6.10 \quad \text{Design last} = \Sigma \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \Sigma \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$6.10(a) \quad 1,35 * G_k + 1,5 * 0,7 * Q_{k,1} + 1,5 * 0,7 * Q_{k,i}$$

$\gamma_G = 1,35$  og  $\gamma_{Q,1} = 1,5$  for ugunstig forhold for permanente laster.  $\psi_0 = 0,7$  fra tabell NA.A1.1.

$$6.10(b) \quad 1,2 * G_k + 1,5 * Q_{k,1} + 1,5 * 0,7 * Q_{k,i}$$

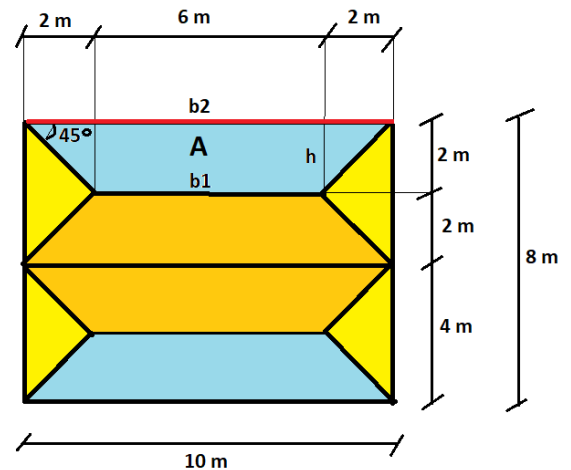
$\gamma_G = 1,2$  og  $\gamma_{Q,1} = 1,5$  for ugunstig forhold for permanente laster.  $\psi_0 = 0,7$  fra tabell NA.A1.1.

Laster	$g_{k,tak} = 0,5 kN/m^2$	$q_k = 3,0 kN/m^2$	$s_k = 1,2 kN/m^2$	$q_d = 0,95 kN/m^2$
--------	--------------------------	--------------------	--------------------	---------------------

### 3.3.3. Last distribusjon fra tak

For å beregne andel av laster fra taket som ytterveggen må bære, brukes en trapesfordelt tilnærming. Andel av egenvekten A fra taket (se figur 14) blir som følger:

$$A = h * \left( \frac{b1 + b2}{2} \right) = 2 * \left( \frac{6 + 10}{2} \right) = 16 \text{ m}^2$$



Figur 14: Illustrasjon av last distribusjon på flatt tak.

For å få kreftene på gjeldene yttervegg markert i rødt (se figur 14) må svaret divideres med lengden på veggen. Unntaket er vindlasten som multipliseres med lengden av veggen for å få last per meter på ytterveggen. Laster på ytterveggen beregnes i tabell 2.

Tabell 2: Laster på yttervegg før partial faktorer.

Typer last	Andel på yttervegg	Laster på yttervegg
Egenvekt tak	$0,5 \frac{kN}{m^2} * \frac{16 \text{ m}^2}{10 \text{ m}}$	0,80 kN/m
Nyttelast	$3 \frac{kN}{m^2} * \frac{16 \text{ m}^2}{10 \text{ m}}$	4,80 kN/m
Snølast	$1,2 \frac{kN}{m^2} * \frac{16 \text{ m}^2}{10 \text{ m}}$	1,92 kN/m
Vindlast	$0,95 \frac{kN}{m^2} * \frac{16 \text{ m}^2}{10 \text{ m}}$	1,52 kN/m
Egenvekt yttervegg		1,38 kN/m

Formelen som gir høyest design last er den mest ugunstige kombinasjonen av laster og bestemmer derfor partialfaktorene. Partialfaktorene multipliseres med sine respektive laster og gir designlasten som vil bli brukt videre i utregningen (se tabell 3).

Tabell 3: Utregning av design last ved bruk av formel 6.10

Laster	$g_{k,tak} = 0,8 \text{ kN/m}$	$g_{k,vegg} = 1,38 \text{ kN/m}$	$q_k = 4,8 \text{ kN/m}$	$s_k = 1,92 \text{ kN/m}$	$q_d = 1,52 \text{ kN/m}$
Formel	Utregning				Designlast [kN/m]
6.10a	$1,35 * (0,8 + 1,38) + 1,5 * 0,7 * 4,8 + 1,5 * 0,7 * (1,92 + 1,52)$				11,6
6.10b	$1,2 * (0,8 + 1,38) + 1,5 * 4,8 + 1,5 * 0,7 * (1,92 + 1,52)$				13,5
Partial faktorer	$\gamma_G = 1,2$	$\gamma_G = 1,2$	$\gamma_{Q,i} = 1,05$		

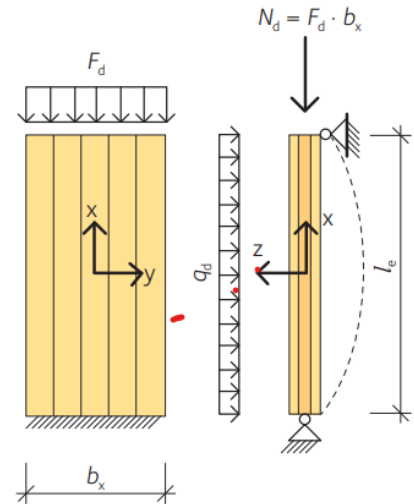
Av formel 6.10a og 6.10b er det sistnevnte som gir den mest ugunstige lastkombinasjonen og det er derfor den som blir brukt. Den høyeste designlasten kommer av lastkombinasjonen hvor egenvekt av tak og vegg utgjør permanent last, nyttelast utgjør dominerende variabel last og vindlast og snølast utgjør øvrige variable laster.

Total design last på bærende element, $F_d$	13,5 kN/m
---------------------------------------------	-----------

### 3.4. Stabilitet av bygningsdel

#### 3.4.1. Detaljberegning for hånd

Detaljberegning av veggpanel blir gjort etter et eksempel i punkt 6.8.1 på side 127 i den svenske KLT håndboken [6]. For visualisering av veggpanelet og laster (se figur 15). Alle formler, refererte tabeller og sider videre i beregningen er hentet fra håndboken. For å forsikre at bygningsdelen er stabil skal en bærende yttervegg sjekkes for bøyning i bruddgrensetilstanden ved å sjekke at følgende forhold er OK.



Figur 15 - CLT vegg panel utsatt for tverrgående last og vertikale laster [6]

$$\frac{N_d}{k_{c,y} * A_{x,net} * f_{c,0,d}} + \frac{M_{y,d}}{W_{x,net} * f_{m,d}} \leq 1$$

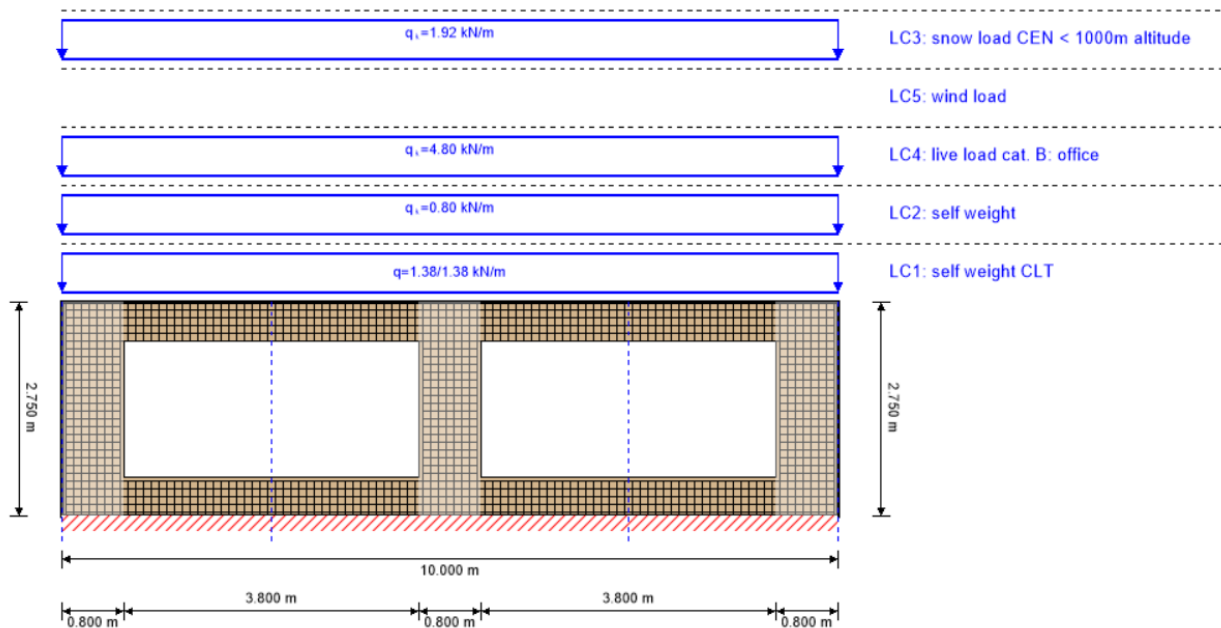
En vertikalt lastet bærende yttervegg i 2.etasje av bygget skal beregnes (se figur 16). Veggen utgjør langsiden av bygget og har en høyde  $l_e = 2,75$  m og en bredde  $b_0 = 10$  m. Veggen har to vinduer som gir effektiv bredde,  $b_{ef} = 2,4$  m. Det vil si bredden av veggen minus bredden av vinduene. Design lasten på veggen er  $F_d = 13,5$  kN/m. Det tverrgående vindtrykket på veggen er  $q_d = 0,95$  kN/m<sup>2</sup>. Veggen består av 5 sjikt, ref. tabell 1, med service klasse 1 fra side 33 og trygghetsfaktor 3 ( $\gamma_d = 1,0$ ) fra tabell 3.1 side 33. For KLT med lik styrkeklasse C24 på alle lamellene gjelder følgende verdier fra tabell 3.7 side 38.

$$E_{0,x,0,05} = 7400 \text{ MPa}$$

$$E_{0,x,mean} = 11000 \text{ MPa}$$

$$G_{9090, xlay, mean} = 50 \text{ MPa}$$

$$G_{090, xlay, mean} = 690 \text{ MPa}$$



Figur 16 - En vertikalt lastet bærende yttervegg i 2.etasje av et toetasjes kontorbygg med laster der LC1 er egenvekt av vegg, LC2 er egenvekt fra tak, LC3 er snølast, LC4 er nyttelast og LC5 er vindlast.

Fra tabell 3.6, side 38:

$$f_{m,k} = 24 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,k} = 21 \text{ MPa}$$

Det kommer frem noe variasjon i bruk av partialfaktor  $\gamma_M$  og  $k_{mod}$  i Norge og Sverige. Vi bruker det digitale hjelpemiddelet Calculatis av Stora Enso [15] til videre utregninger av bygget. Siden KLT kalkulatoren bruker svenske verdier framfor norske har vi valgt å bruke svenske verdier  $\gamma_M = 1,25$  fra tabell 3.2 side 35,  $k_{mod} = 0,6$  for permanente laster og  $k_{mod} = 0,8$  for den dominerende variable nyttelasten fra tabell 3.3 s.36. Da blir design styrkene:



$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} * f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{0,8 * 24}{1,25} = 15,36 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} * f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{0,6 * 21}{1,25} = 10,08 \text{ MPa}$$

Reduksjonsfaktor  $k_{c,y}$  kan regnes ut på følgende måte:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,63 + \sqrt{1,63^2 - 1,47^2}} = 0,43$$

hvor:

$$k_y = 0,5(1 + 0,1(\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2) = 0,5(1 + 0,1(1,47 - 0,3) + 1,47^2) = 1,63$$

hvor:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{87}{\pi} \sqrt{\frac{21}{7400}} = 1,47$$

$\lambda_y$  og andre nødvendige material egenskaper tilhørende vegg er å finne i tabell 4.

Tabell 4 - Egenskaper til 5-lags symmetrisk KLT panel, stripe med tykkelse  $b_x = 1000$  m. Panel tykkelse 100 mm (20/20/20/20/20)

Egenskaper	Formler	Bruk av formel
Tverrsnitt areal [mm <sup>2</sup> ]	$A_{x,net} = b_x * 3 * t_1$	$A_{x,net} = 1000 * 3 * 20 = 60000 \text{ mm}^2$
Gamma verdi	$\gamma_3 = 1$ $\gamma_1 = \gamma_5 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 E_{x,5} t_5}{l_{ref}^2} * \left(\frac{t_4}{G_{9090,4}}\right)}$	$\gamma_3 = 1$ $\gamma_1 = \gamma_5 = \frac{1}{1 + \frac{\pi^2 * 11000 * 20}{2750^2} * \left(\frac{20}{50}\right)} = 0,897$
Effektivt treghetsmoment [mm <sup>4</sup> ]	$I_{x,ef} = b_x * \left(\frac{3 * t_1^3}{12} + 2\gamma_1 t_1 a_1^2\right)$	$I_{x,ef} = 1000 * \left(\frac{3 * 20^3}{12} + 2 * 0,897 * 20 * 40^2\right)$ $= 5940,8 * 10^4 \text{ mm}^4$
Radius av gyration	$i_{x,ef} = \sqrt{\frac{I_{x,ef}}{A_{x,net}}}$	$i_{x,ef} = \sqrt{\frac{5940,8 * 10^4}{60000}} = 31,5 \text{ mm}$
Slankhetsfaktor	$\lambda_y = \frac{l_k}{i_{x,ef}}$	$\lambda_y = \frac{2750}{31,5} = 87$

KLT veggen kan sjekkes for bøyning i bruddgrensetilstanden på to forskjellige måter herfra:

1.

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

2.

$$\frac{N_d}{k_{c,y} * A_{x,net} * f_{c,0,d}} + \frac{M_{y,d}}{W_{x,net} * f_{m,d}} \leq 1$$

Formlene kan settes lik hverandre, og skal gi samme svar. Begge er tatt fra den svenske KLT håndboken. Med tanke på tidligere utregninger og tilgjengelige verdier

benyttes metode 2 videre i utregningen. For å bruke metode 2 er det nødvendig å regne ut  $N_d$ ,  $M_{y,d}$  og  $W_{x,net}$ . Dette kan gjøres på følgende måte:

Vertikallast for en 1,0 meter bred KLT stripe:

$$N_d = b_x * f_b * F_d = 1 * 4,17 * 13,5 \frac{kN}{m} = 56,3 \frac{kN}{m}$$

Her er  $f_b$  en faktor som tar hensyn til vinduer i veggpanelet. Vinduer er åpninger som øker lasten på den resterende veggen. Det kan antas at lasten fordeles jevnt på veggen mellom vinduene.  $b_{ef}$  er den totale bredden på veggen  $b_0$ , minus den totale bredden på åpninger. Da kan faktoren regnes ut slik:

$$f_b = \frac{b_0}{b_{ef}} = \frac{10}{2,4} = 4,17$$

I formelen for moment fra vindlast er  $l_e$  = høyden på veggen og  $q_d$  er vindlasten som virker tverrgående på veggen. For å få denne vindkraften må  $q_d$  multipliseres med høyden av bygget for å få en vindlast per meter på veggen. Dette gir vindlast  $q_d$ :

$$q_d = 0,95 \frac{kN}{m^2} * 2,75 m = 2,62 \frac{kN}{m}$$

Videre kan momentet fra vindlasten regnes ut:

$$M_{y,d} = \frac{q_d * f_b * l_e^2}{8} = \frac{2,62 \frac{kN}{m} * 4,17 * 2,75^2 m^2}{8} = 10,33 kNm$$

Totalt motstandsmoment,  $W_{x,net}$  hvor  $h_{CLT}$  er tykkelsen på panelet og  $I_{x,net}$  er netto treghetsmoment blir:

$$W_{x,net} = \frac{2 * I_{x,net}}{h_{CLT}} = \frac{2 * 6600 * 10^4 \text{ mm}^4}{100 \text{ mm}} = 1320 * 10^3 \text{ mm}^3$$

hvor:

$$I_{x,net} = b_x \left( \frac{3 * t_1^3}{12} + 2 * t_1 a_1^2 \right) = 1000 \left( \frac{3 * 20^3}{12} + 2 * 20 * 40^2 \right) = 6600 * 10^4 \text{ mm}^4$$

Der  $b_x$  er tykkelsen på en 1 meter tykk KLT stripe. Ref. tabell 1 for resterende verdier.

Herfra kan metode 2 for kontroll av bøyning brukes:

$$\frac{N_d}{k_{c,y} * A_{x,net} * f_{c,0,d}} + \frac{M_{y,d}}{W_{x,net} * f_{m,d}}$$

$$\frac{56,3 * 10^3 \text{ N}}{0,43 * 60000 \text{ mm}^2 * 10,08 \text{ N/mm}^2} + \frac{10,33 * 10^6 \text{ Nmm}}{1320 * 10^3 \text{ mm}^3 * 15,36 \text{ N/mm}^2}$$

$$0,216 + 0,509 = 0,725 < 1 \quad \text{OK}$$

$$0,725 * 100\% = 72,5\%$$

Svaret betyr at veggens tåler påkjenningene fra kompresjon og moment og har tilstrekkelig stabilitet mot bøyning med en kapasitetsutnyttelse på 72,5 prosent.

### 3.4.2. Beregning fra Stora Enso

Materialverdiene for tresorten gran med styrkeklasse C24 brukt av Stora Enso er vist i figur 17.

material	$f_{m,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{v,k}$	$f_{r,k \min}$	$E_{0,mean}$	$G_{mean}$	$G_{r,mean}$
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
C24 spruce ETA (2019)	24.00	14.00	0.12	21.00	2.50	4.00	1.25	12,000.00	690.00	50.00

Figur 17: Materialverdier for C24 gran [15].

Stora Enso bruker den samme lastkombinasjonen som blir brukt i detaljberegningen over med nyttelast som dominerende variabel last. Partialfaktorene derimot viser det seg å være noe variasjon i (se figur 18).

1.35/1.00 \* LC1:self weight CLT + 1.35/1.00 \* LC2:self weight + 1.50/0.00 \* LC4:live load cat. B: office + 1.50/0.00 \* 0.50 \* LC3:snow load CEN < 1000m altitude + 1.50/0.00 \* 0.60 \* LC5:wind load

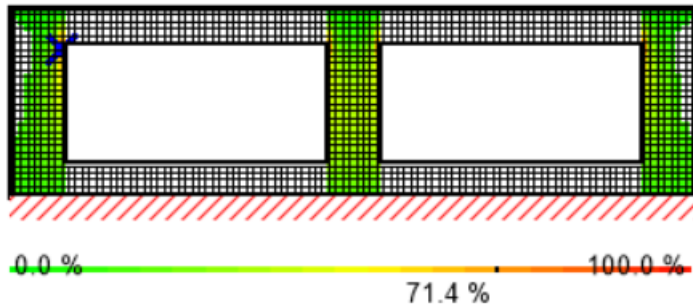
Figur 18: Utregning av desing last,  $F_d$  [15].

Utregningene gitt av Stora Enso resulterer i verdiene vist i figur 19. Kalkuleringsprogrammet gir en kapasitetsutnyttelse på 71 %.

Id	X	Z	$l_k$	$\lambda_y$	$\beta_c$	$k_{c,y}$	$f_{c,d}$	$\sigma_{c,0,d}$	$\sigma_{m,y,d}$	ratio
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]
2208	0.75	2.15	2.75	83	0.2	0.454	15.12	-4.34	1.41	71 %

Figur 19: Materialverdier for en vertikalt lastet bærende yttervegg i 2.etasje av et toetasjes kontorbygg [15].

Ifølge Stora Enso er det mest utsatte punket for bøyning i øvre høyre hjørne av vinduet til høyre. Dette punktet er markert med et blått kryss (se figur 20).



Figur 20: ULS beregning av bøyning på vegg kalkulert av Stora Enso [15].

### 3.5. Sammenligning av beregninger

Både KLT håndboken [6] og kalkuleringsprogrammet Calculatis [15] er svenske produkter som i all hovedsak bruker de samme materialegenskapene. Ved å følge formelen for effektivt treghetsmoment fra tabell 4 gir detaljberegningen en slankhetsfaktor på 0,87 og reduksjonsfaktor på 0,43. Reduksjonsfaktoren er dermed noe mindre enn den regnet ut av Stora Enso på 0,454 (se figur 19). I et forsøk på å redegjøre for denne forskjellen ble det gjort videre utregninger. Det viser seg at dersom netto treghetsmoment blir brukt framfor effektivt treghetsmoment i detaljberegningen gir begge fremgangsmåtene samme reduksjonsfaktor.

I utregningen av design lasten fra tabell 3 er alle verdier og formler tatt fra [18]. Stora Enso har brukt noe annerledes partialfaktorer i sine utregninger av design last. Last kombinasjonen derimot er den samme, med nyttelast som dominerende variabel last og snø -og vindlast som øvrige variable laster. En sammenligning av den mest ugunstige lastkombinasjonen fra Stora Enso med den gjort i punkt 2.42 gir tilnærmet like verdier for design last.

Reduksjonsfaktoren og designlasten påvirker kapasitetsutnyttelsen. Formelen brukt i metode 2 i detaljberegningen viser at en lavere reduksjonsfaktor øker kapasitetsutnyttelsen. Dette kan forklare hvorfor detaljberegningen fikk en litt høyere kapasitetsutnyttelse enn Stora Enso, 72,5% mot 71,4%. Etter en diskusjon innad i gruppen ble det enighet om at Stora Enso ga tilfredsstillende resultater. KLT kalkuleringsprogrammet distribuert av Stora Enso kommer derfor til å bli brukt videre i utregningen av kontorbygget.

### 3.6. Dimensjonering av bygg med Calculatis

Det vil ikke bli gjort utregninger på alle byggets vegger, men et utvalg av de mest utsatte bæreelementene for å sikre tilstrekkelig bæreevne. Alle beregninger og illustrasjoner under er gjort i og hentet fra Calculatis av Stora Enso [15].

Bærende element 1.etasje, vegg langside

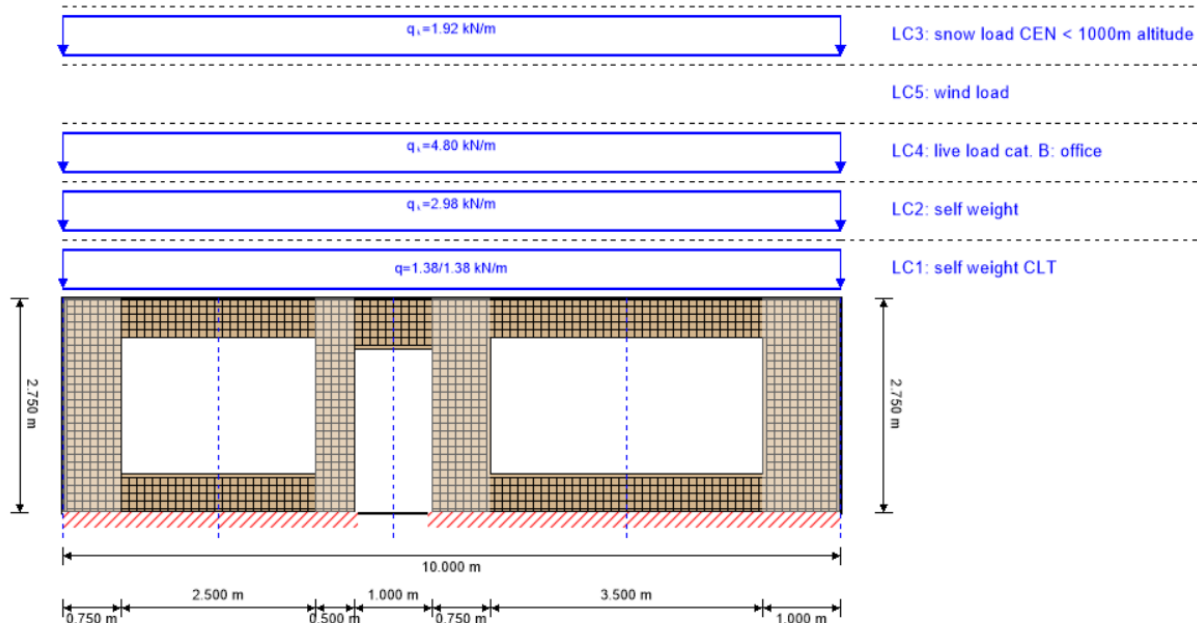
For designlast på langside vegg i 1. etasje er det nødvendig å ta hensyn til egenvekten til veggen samt etasjeskiller mellom første og andre etasje. Egenvekten til etasjeskiller og tak er likt og lasten distribueres på samme måte som i detaljberegningen, (se figur 14). Permanent last på veggen blir dermed egenvekten til selve veggen,  $g_{k,vegg} = 1,38 \frac{kN}{m}$ , i tillegg til egenvekt fra tak, gulv og vegg i 2.etasje som utgjør resterende permanent last,  $g_{k,rest}$ .

$$g_{k,rest} = \text{egenvekt tak og vegg} + \text{egenvekt vegg 2. etasje}$$

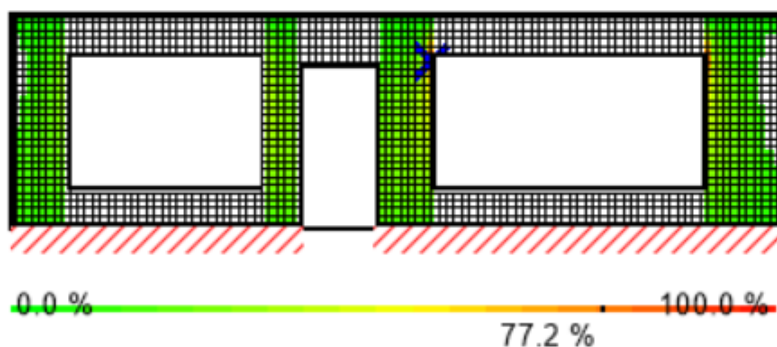
$$g_{k,rest} = 0,8 \frac{kN}{m} * 2 + 1,38 \frac{kN}{m} = 2,98 \frac{kN}{m}$$

Beregningene gjort av Stora Enso [15] er fremstilt i figur 21.

Langside vegg i 1.etasje med laster der LC1 er egenvekt av veggene, LC2 er resterende permanent last, LC3 er snølast, LC4 er nyttelast og LC5 er vindlast.



Bruddgrensetilstand beregning med bøyning på vegg som avgjørende faktor



Kapasitetsutnyttelse i bruddgrensetilstanden er 77,2 %

Figur 21 - Illustrasjoner av bærevegg langside i 1. etasje [15].

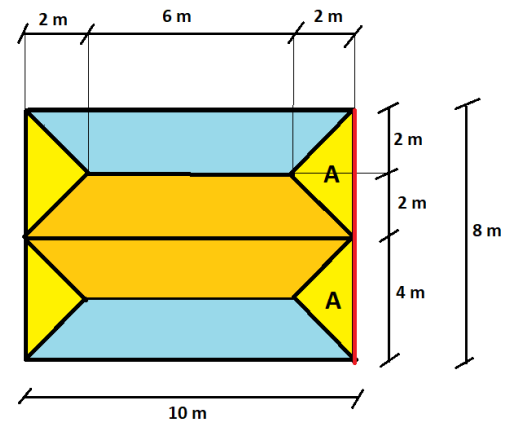
Veggen har godkjent bæreevne, og begge veggene på langsiden i 1. etasje vil ha denne utformingen.



Bærende element 1.etasje, vegg kortside.

For designlast på kortside vegg i 1.etasje vil lastdistribusjonen fra tak og gulv være annerledes enn for langveggen. Kortveggen bærer en mindre andel av lasten fra taket. Arealet A (se figur 22) av andelen er:

$$A = 2 * \left(\frac{h * b}{2}\right) = 2 * \left(\frac{2 * 4}{2}\right) = m^2$$



Figur 22: Last distribusjon på flatt tak

Utrekning av andel på yttervegg er forklart i detaljberegningen. For utregning se tabell 5.

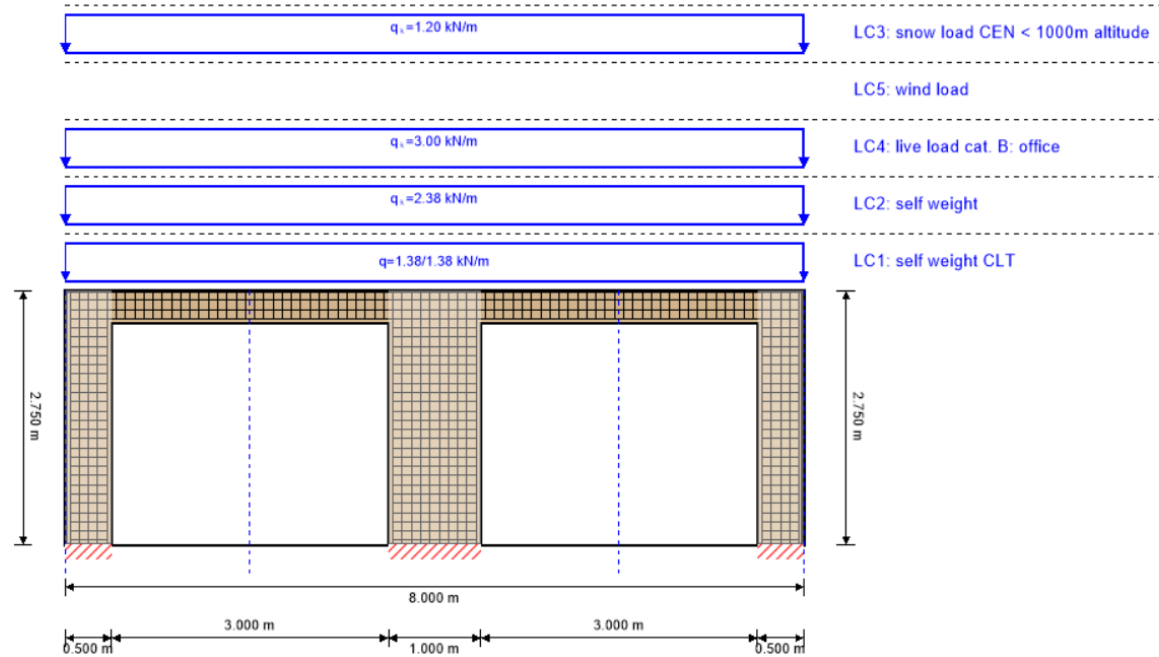
Tabell 5: Laster på kortside vegg, 1.etasje

Typer last	Andel på yttervegg	Laster på yttervegg
Egenvekt tak	$0,5 \frac{kN}{m^2} * \frac{8 m^2}{8 m}$	0,5 kN/m
Nyttelast	$3 \frac{kN}{m^2} * \frac{8 m^2}{8 m}$	3 kN/m
Snølast	$1,2 \frac{kN}{m^2} * \frac{8 m^2}{8 m}$	1,2 kN/m
Vindlast	$0,95 \frac{kN}{m^2} * \frac{8 m^2}{8 m}$	0,95 kN/m
Egenvekt vegg		1,38 kN/m

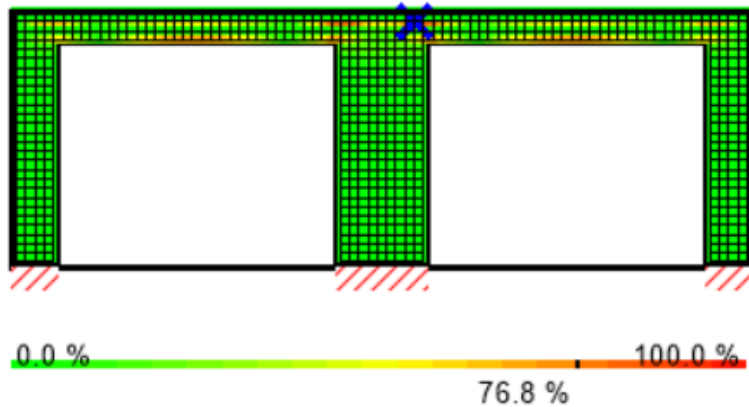
Videre blir resterende permanente laster  $g_{k,rest} = 0,5 \frac{kN}{m} * 2 + 1,38 \frac{kN}{m} = 2,38 \frac{kN}{m}$ .

Beregningene gjort av Stora Enso [15] er fremstilt i figur 23.

Kortsida vegg i 1.etasje med laster der LC1 er egenvekt av vegg, LC2 er resterende permanent last, LC3 er snølast, LC4 er nyttelast og LC5 er vindlast.



Bruddgrensetilstand beregning med bøyning på vegg som avgjørende faktor



Kapasitetsutnyttelse i bruddgrensetilstanden er 76,8 %

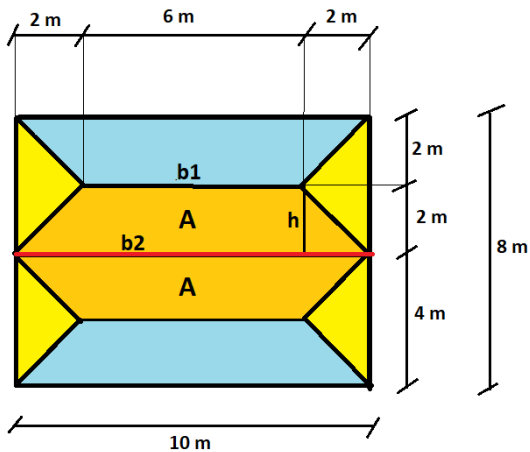
Figur 23 - Illustrasjon av bærevegg kortsida 1 etasje [15].

Veggen har godkjent bæreevne og tilsvarende utforming av kortsida vegger i 2. etasje vil bli brukt.

Bærende innervegg 1. etasje

Innerveggen er det bærende elementet som må dimensjoneres for størst andel last. Andelen last, A er dobbelt så stor som andelen på de bærende ytterveggene på langsiden. Det vil si at:

$$A_{\text{innervegg}} = 2 * A_{\text{yttervegg, langsideside}} = 2 * 16 \text{ m}^2 = 28 \text{ m}^2 \text{ (se figur 24).}$$



Figur 24: Lastfordistribusjon på innervegg, 1. etasje

Andelen laster på veggene regnes ut i tabellen under (se tabell 6).

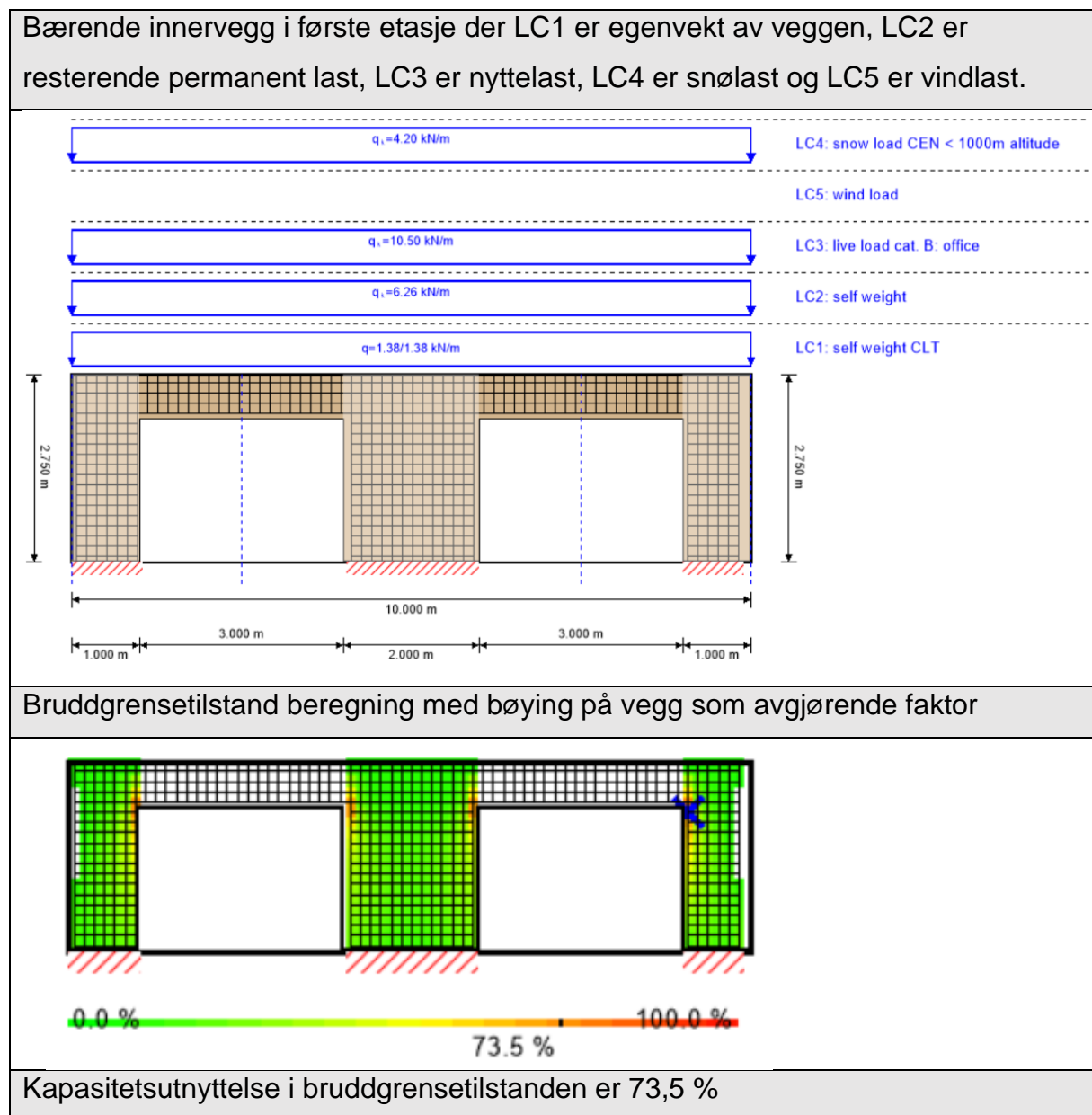
Tabell 6: Laster på innervegg, 1. etasje

Typer last	Andel på yttervegg	Laster på yttervegg
Egenvekt tak	$0,5 \frac{kN}{m^2} * \frac{28 \text{ m}^2}{8 \text{ m}}$	1,75 kN/m
Nyttelast	$3 \frac{kN}{m^2} * \frac{28 \text{ m}^2}{8 \text{ m}}$	10,5 kN/m
Snølast	$1,2 \frac{kN}{m^2} * \frac{28 \text{ m}^2}{8 \text{ m}}$	4,2 kN/m
Vindlast	$0,95 \frac{kN}{m^2} * \frac{28 \text{ m}^2}{8 \text{ m}}$	3,33 kN/m
Egenvekt vegg		1,38 kN/m

Beregningene dimensjonerer veggene til å tåle all last fra innerveggen i 2. etasje. Da blir resterende permanente laster  $g_{k,rest}$  = egenvekt fra tak og etasjeskiller + egenvekt fra begge innerveggene:

$$g_{k,rest} = 1,75 \frac{kN}{m} * 2 + 1,38 \frac{kN}{m} * 2 = 6,26 \frac{kN}{m}$$

Beregningene fra Stora Enso [15] er fremstilt i figur 25.

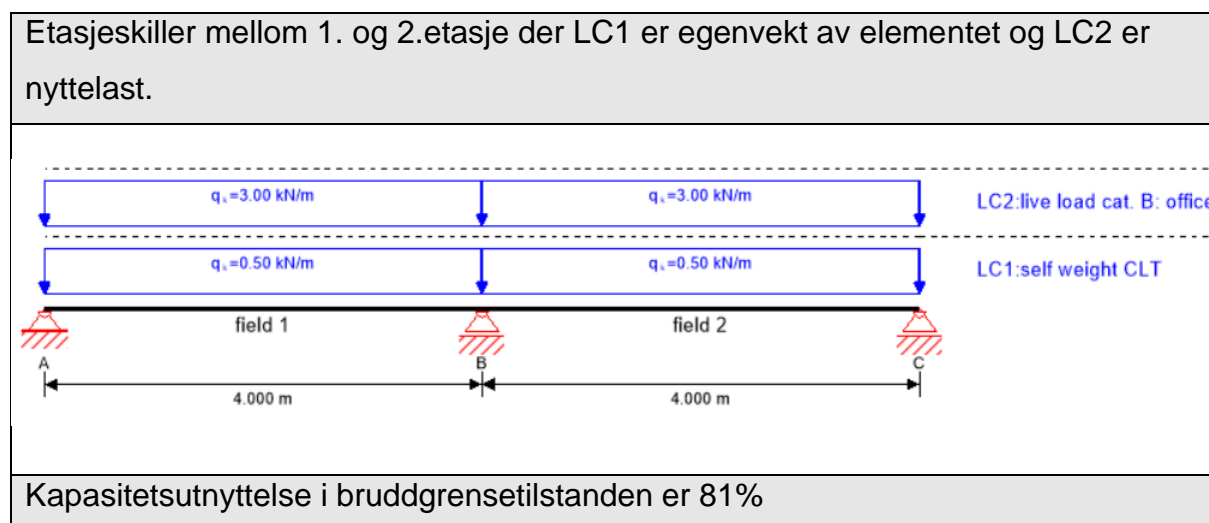


Figur 25 - Illustrasjoner av lastbærende innervegg i 1 etasje [15].

En tilsvarende bærende innervegg vil være tilstrekkelig i 2. etasjen for å oppnå akseptabel spennvidde på taket.

### Etasjeskiller

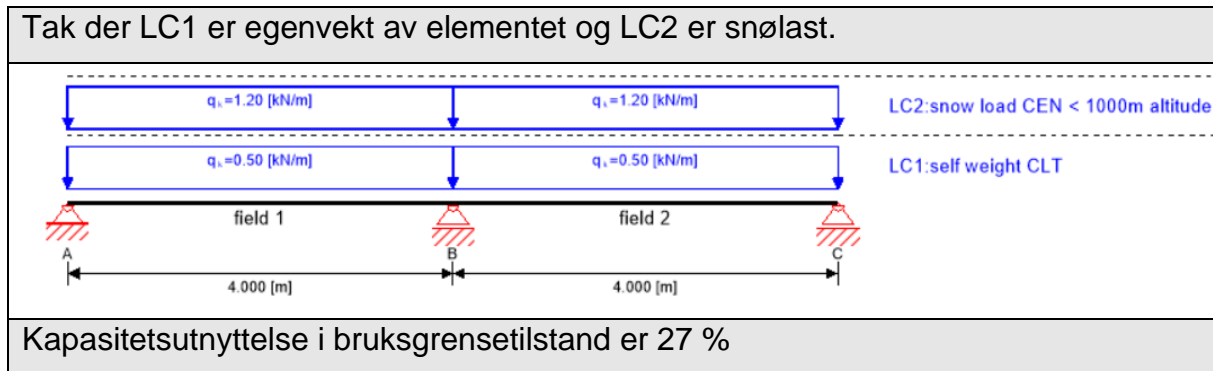
Etasjeskilleren er som nevnt tidligere bestående av 5 lag med uniform lamelltykkelse på 20 mm. Et 100 mm tykt KLT panel er ikke egnet til å tåle en spennvidde på 8 meter. For å løse dette problemet ble det sett på om et tykkere KLT panel kunne bli brukt. En annen mulighet som ble vurdert er en sammensetning av KLT og betong slik at elementet består av et KLT panel på undersiden og en betong plate på toppen. Begge alternative er med på å øke etasjeskillerens spennvidde, men for bygget i denne oppgaven ble det sett på som mest hensiktsmessig å dimensjonere en bærende innervegg. Innerveggen vil fungere som en støtte midtveis på etasjeskilleren og dermed halvere spennvidden slik at bruken av KLT 100 L5s er akseptabelt. Lastene på gjeldende element er nyttelast og egenvekt. Se figur 26 for beregninger gjort med Stora Enso [15].



Figur 26 - Illustrasjon av etasjeskille [15].

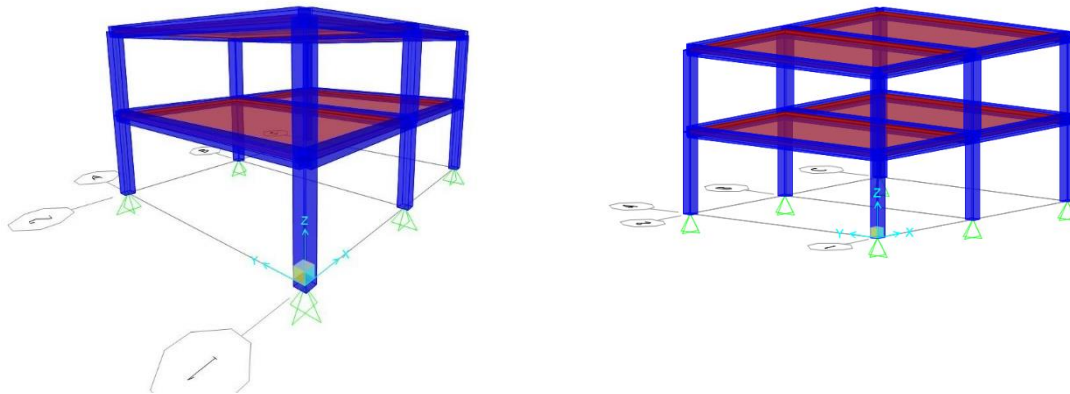
## Tak

Taket får, i likhet med etasjeskilleren, delt opp spennvidden sin ved hjelp av en bærende innervegg som støtte. Lastene på gjeldene element er egenvekt og snølast. Se figur 27 for beregninger gjort med Stora Enso [15].



Figur 27 - Illustrasjon av tak [15].

### 3.7. Dimensjonering av bygg med SAP2000



Figur 28 - Illustrasjon av bærekonstruksjonen i betong [20].

For å kunne sammenligne bruken av KLT og armert betong som bærekonstruksjon valgte vi å designe det samme bygget i betong. Dette ble gjort i SAP2000 [20]. Betong konstruksjonen er kun designet for sammenligning. Det ble derfor konstruert en enkel bærekonstruksjon bestående av bjelker, søyler og plater i betong ved utforming av kontorbygget (se figur 28).

### *Fremgangsmåte*

Først definerte vi et koordinatsystem hvor vi bestemte dimensjonene på bygget og avstanden mellom søylene. Deretter definerte vi materialet, søylene, bjelkene og betong platen. Når det var gjort startet vi med å tegne bærekonstruksjonen. Etter at konstruksjonen var tegnet, måtte vi definere kreftene som skulle påføres konstruksjonen. Da la vi inn snølasten, vindlasten og nyttelasten. Vi definerte også egenlasten, men trengte ikke å legge inn noen verdi for denne da SAP2000 regner ut egenlasten automatisk. Da lastene var definert og lagt til konstruksjonen, kjørte vi en designtest. Da fikk vi en tilbakemelding fra programmet om hvilke elementer som ble godkjent og ikke. De to midterste søylene på langsiden og de to bjelkene mellom disse ble ikke godkjent. Det er disse søylene og bjelkene som bærer mest av lastene og vi måtte derfor gjøre de større. Vi økte derfor tverrsnittet på disse søylene fra 350 x 350 mm til 400 x 400 mm og bjelkene fra 340 x 340 mm til 375 x 375 mm. Når dette var gjort kjørte vi testen på nytt og alle elementene ble godkjent.

### *Dimensjonerende laster*

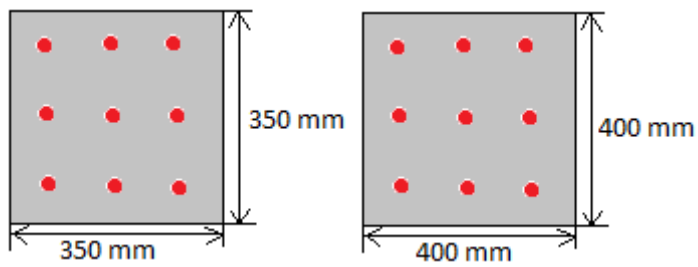
Vi har brukt den samme snølasten, vindlasten og nyttelasten på betongkonstruksjonen som vi brukte på KLT bygget. SAP 2000 regnet automatisk ut egenlasten og inkluderte den i utregningene.

### *Material egenskaper*

Tabell 7 - Materialeegenskaper betong [20]

Styrkeklasse, Betong	C25/30
Elastisitetsmodul, E	$31 \times 10^6$ KN/m <sup>2</sup>
Densitet	25 KN/m <sup>3</sup>
Skjærmodul, G	$12,9 \times 10^6$ KN/m <sup>2</sup>
Termisk ekspansjon koeffisient, A	$1 \times 10^{-5}$ /°C
Poisson, U	0,2
Karakteristisk trykkfasthet, F <sub>ck</sub>	25 N/mm <sup>2</sup>
Armeringsjern	A615Gr60

### Tverrsnitt søyler

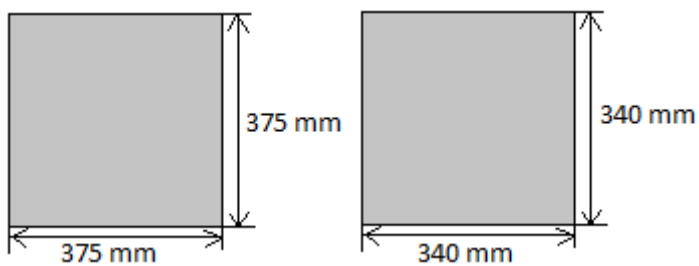


Figur 29 - Tverrsnitt søyler [20].

$$C_{\text{nom}} = 40 \text{ mm}$$

Det blir brukt 350x350 mm søyler i første etasje og i hjørnene i andre etasje. De to resterende søylene i andre etasje som er plassert i midten av 10 meter spennet, er 400x400 mm. Disse søylene bærer mesteparten av lasten fra taket og trenger derfor et større tverrsnitt enn de andre søylene (Se figur 29).

### Tverrsnitt bjelker



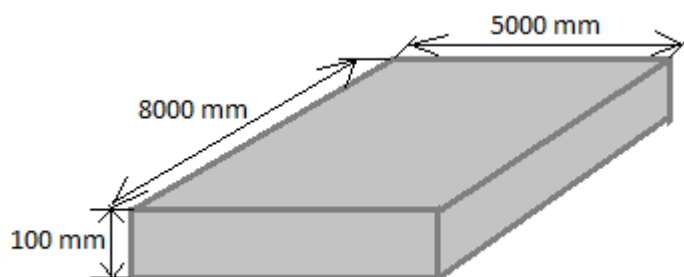
Figur 30 - Tverrsnitt av bjelker [20].

$$C_{\text{nom}} = 60 \text{ mm}$$

Det blir brukt 340x340 mm bjelker i alle spennene utenom i midten av andre etasje og i midten av taket, hvor det blir brukt 375x375 mm (se figur 30). SAP2000 oppgir ikke mengde armering for bjelker, og vi har derfor ikke mulighet til å få med dette i tverrsnittet.



### Betong plate



Figur 31 - Betong plate dimensjoner [20].

Det blir brukt fire betong plater med like dimensjoner (se figur 31), to i andre etasje og to som tak.

### 3.8. Beregning av materialmengde

Et sentralt aspekt ved valg av byggemateriale for et prosjekt er den nødvendige materialmengden som trengs for å realisere en konstruksjon. For å sammenligne mengden krysslimt tre med mengden betong brukt i kontorbygget blir det totale volumet av begge materialene gjort rede for.

#### 3.8.1 Materialmengde KLT

Tabell 8 - Materialmengde KLT

Element	Antall	Areal av elementer uten vindu (m <sup>2</sup> ) (Total areal – sum av vindu areal)	Volum (m <sup>3</sup> ) (Areal u/vindu * tykkelse * antall)	
Kortside vegg	4	$8 * 2,75 - 2(3 * 2,4)$ = 7,6	$7,6 * 0,1 * 4$	3,04
Langside vegg 1 etasje	2	$10 * 2,75 - (3,5 * 1,75 + 1 * 2,1 + 2,5 * 1,75)$ = 14,9	$14,9 * 0,1 * 2$	2,98
Langside vegg 2 etasje	2	$10 * 2,75 - 2(3,8 * 1,75)$ = 14,2	$14,2 * 0,1 * 2$	2,84

Tak	1	$10 * 8$ $= 80$	$80 * 0,1 * 1$	8
Etasjeskiller	1	$10 * 8$ $= 80$	$80 * 0,1 * 1$	8
Innervegg	2	$10 * 2,75 - 2(3 * 2,1)$ $= 14,9$	$14,9 * 0,1 * 2$	2,98
Total				27.84

Den totale mengden KLT paneler brukt i konstruksjonen av bygget er 27,84 m<sup>3</sup>.

### 3.8.2 Materialmengde betong

Tabell 9 - Materialmengde betong

	Bjelke (mm)			Søyle (mm)		Plate (m)
	340x340	8	375x375	350x350	400x400	0,100x5x8
Spenn (m)	5	8	8	2,75	2,75	-
Antall	8	4	2	10	2	4
Volum (m <sup>3</sup> ) (armert betong)	4,63	3,67	2,25	3,37	0,88	16,00
Totalt volum (m <sup>3</sup> )	30,80					

Den totale mengden betong brukt i konstruksjonen av bygget er 30,80 m<sup>3</sup>.

## 4. Resultater og observasjoner

### *2.etasjers kontorbygg i KLT*

Bruk av KLT 100L5s med samtlige lamelltykkelser på 20 mm både som bærevegger, etasjeskiller og tak er tilstrekkelig for å motstå gjeldene laster. Den gode bæreevnen tillater store åpninger i form av vinduer, dører og portaler.

Dimensjonerende krav:

Detaljberegning av bærevegg	
Krav til stabilitet av bygningsdel i bruddgrensetilstand	OK
Krav til brannsikkerhet i bruddgrensetilstand	Ikke beregnet i denne oppgaven

Beregninger fra Stora Enso for stående bæreelementer	
Krav til skjærspenning i panel på nettotverrsnitt	OK
Krav til skjærspenning i panel på brutto tverrsnitt	OK
Krav til torsjonsskjærspenning	OK
Krav til horisontal normal kraft	OK
Krav til vertikal normal kraft	OK
Krav til bøyning	OK
Kapasitetsutnyttelse	Godkjent

Beregninger fra Stora Enso for liggende bæreelementer	
Sjekk i bruddgrensetilstanden (ULS)	OK
Sjekk i bruksgrensetilstanden (SLS)	OK
Kapasitetsutnyttelse	Godkjent

For stående bæreelementer er det bøyning i bruddgrensetilstanden som utgjør avgjørende dimensjonerende faktor, mens for liggende bæreelementer er den avgjørende dimensjonerende faktoren nedbøyning i bruksgrensetilstanden. Det er her snakk om den øyeblikkelige nedbøyningen etter tilførsel av laster.

### *2.etasjers kontorbygg i armert betong*

Bæresystemet i armert betong som utgjør et 2.etasjer kontorbygg har gjennomgått en strukturanalyse i SAP2000. Analysen viser at gjeldene design av bjelker og søyler som bærende elementer har tilstrekkelig bæreevne til å motstå gjeldene laster.

## 5. Diskusjon

### 5.1. Beregningene

Krysslimt tre og armert betong har ulike egenskaper som må tas hensyn til ved dimensjonering. Dette vil komme til å påvirke ulike faktorer, som bæreevne, stabilitet mot bøyning, vekt og materialmengde. Både for design av bærende KLT veggpaneler eller bæresøyler i betong vil bøyning være en avgjørende dimensjonerende faktor i bruddgrensetilstanden. For liggende KLT paneler, for eksempel etasjeskillere, eller bærebjelker i betong vil nedbøyning være en avgjørende dimensjonerende faktor i bruksgrensetilstanden. Som et relativt lett materiale vil lyd og vibrasjoner også kunne være avgjørende dimensjonerende faktorer i bruksgrensetilstanden for KLT elementene, i motsetning til betong grunnet dets markant høyere massetetthet og stivhet.

Bygget har blitt designet i to ulike materialer av to forskjellige dataprogrammer. Beregningene av bygget i betong ble gjort i SAP2000 etter anbefaling fra faglærer. Programmet har ikke KLT som valgmulighet for materiale, men det er mulig å definere materialet selv. Det var ønskelig å konstruere bærekonstruksjonen med begge materialene i dette programmet for å sikre høyest mulig integritet i sammenligningen, men da lite erfaring med programmet førte til usikkerheten rundt egendefinering av trematerialet ble dette sett på som lite hensiktsmessig. Vi prøvde å opprette kontakt med utgiveren av programmet uten hell, derfor begynte vi å se etter andre alternativer.

I forbindelse med design av KLT ble det opprettet kontakt med Skien kommune og relevante aktører knyttet til konstruksjonen av Duestien barnehage. Barnehagen i Skien har blitt dimensjonert i Calculatis av Stora Enso for å regne ut bærende KLT elementer. Dialogen førte til tilsendelsen av utregninger av et utvalg bæreelementer fra barnehagen som ble utformet i Calculatis. Disse ble brukt til å tilegne seg kunnskap om programmet. I tillegg ble en detaljberegning av et bærende KLT

veggpanel utført både for hånd etter den svenske KLT håndboken og i Calculatis. En sammenligning ga tilstrekkelig samsvarende resultat, derfor ble Calculatis brukt videre i prosjektet for utregninger av bærekonstruksjonen i KLT. Det antas at utregningene gjort av dataprogrammene representerer den faktiske bæreevnen til begge bæresystemene.

Vi finner det nevneverdig at Calculatis ikke inkluderer vibrasjoner eller lyd i utregningene for de horisontale eller vertikale panelene. Vi har derfor ikke muligheten til å fastslå vektpåleggelsen dette bør ha for utforming av elementene. Likevel antas det at hverken lyd eller vibrasjon fører til strengere begrensende dimensjonerings enn de oppgitt i resultater.

## 5.2. Samspill og forbindelser

Ved bruk av to ulike byggematerialer er det interessant å se på samspillet mellom dem. Både KLT og armert betong kan brukes til konstruksjon av bæresystemer. Her med forbehold om at KLT har visse begrensninger i høyere bygg. Krysslimt tre kan fungere som bærende element i konstruksjoner uten sammensetning med andre materialer. Det er likevel nødvendig at massivtre kan samhandle. Utformingen av skruer, bolter, vinkelfester etc. brukt i forbindelser mellom KLT krever ekstra fokus for å unngå farlige situasjoner. For betongbygg er samspillet mellom betongen og armeringsstålet i hovedsak det mest nødvendige å se på.

Sammensetninger av krysslimt tre og betong kan vurderes i tilfeller som krever større bæreevne. Det bør vurderes ved dimensjoneringen av horisontale KLT paneler med lengre spennvidder eller vertikale paneler utsatt for store laster og krefter. Fundamenteringsmaterialet kan være likt for begge materialene, men bør dimensjoneres med hensyn til om KLT eller betong er blitt brukt til bæresystemet.

### 5.3. Sammenligning av bæresystem

#### 5.3.1. Materialmengde og vekt

En viktig faktor ved sammenligning av bæresystemene er å se på forskjellen mellom mengden materiale av KLT og betong som trengs for å oppnå tilstrekkelig strukturell ytelse. For å konstruere bærekonstruksjonen til kontorbygget trengs 30,80 m<sup>3</sup> betong (se *tabell 8*) eller 27,84 m<sup>3</sup> for KLT (se *tabell 7*). Ut ifra dette ser vi at det er behov for 2,96 m<sup>3</sup> mer betong enn KLT for å oppnå en konstruksjon med samme strukturell ytelse. I starten av prosjektet forventet vi at tre panelene skulle utgjøre et større volum enn betong elementene noe som viste seg å ikke stemme i dette tilfellet. Dette kan skyldes gode dimensjonerings av KLT panelene som gir en høy kapasitetsutnyttelse.

En stor fordel med KLT konstruksjonen er at vegg panelene utgjør de bærende elementene. I betong konstruksjonen er det søyler og bjelker som er de bærende elementene og det må derfor legges til vegger for å få et ferdig produkt. Dette gjør at forskjellen på materialmengden vil stige. Det er selvfølgelig mulig å konstruere bærende vegger av betong, men dette vil også føre til at mengde betong nødvendigvis blir større.

Materialmengden er viktig å se på fordi den påvirker kostnadene og vekten av bygningen i en stor grad. Hvis vi multipliserer materialmengden med massetettheten får vi at vekten av KLT bygningen og betong bygningen blir 13 920 kg og 77 000 kg respektivt. Denne forskjellen i vekt vil ha en stor innvirkning på størrelsen på fundamentet hvor betong konstruksjonen vil trenge et betydelig større fundament.

### 5.3.2. Montering

KLT strukturer er karakterisert med rask og enkel montering av pre fabrikkerte elementer. Den lave vekten til KLT, kombinert med at KLT elementene ankommer bygningsplassen ferdig fabrikkert som store legeklosser, gjør monteringen av KLT konstruksjoner mye raskere enn konstruksjoner i betong. Den lave vekten gjør også at KLT elementene blir enklere å håndtere og man trenger mindre arbeidskraft for å montere konstruksjonen. KLT elementene kan festes sammen med enkle forbindelser bestående av skruer og metallplater, noe som også bidrar til rask montering.

### 5.3.3. Byggekostnad

KLT er i utgangspunktet et dyrere materiale enn betong, men det er flere områder hvor man spare penger ved å bruke KLT i forhold til betong. På grunn av lettere elementer er kostnadene til transport lavere med KLT. Byggetiden og arbeidskraften er også lavere for konstruksjoner i KLT, noe som videre reduserer kostnadene. Historisk sett har total kostnadene for bygninger i KLT likevel vært dyrere enn for bygninger i betong, men denne forskjellen er i ferd med å reduseres. KLT som byggemateriale øker i popularitet, noe som fører til flere KLT produsenter. Dette fører til en mer konkurransedyktig pris på materialet. Det kan derfor se ut til at det blir billigere å bygge med KLT enn betong i fremtiden.

### 5.4. Svakheter i metode

At bæresystemene er bygget i to forskjellige materialer med ulike egenskaper fører ofte til variasjon i utførelsen av konstruksjonene. En direkte sammenligning av byggene kan derfor ikke antas å være hundre prosent presis. Ulike materialer kan føre til ulike materialmengder og dimensjonering av elementer, som igjen kan føre til ulike planløsninger. For kontorbygget kommer dette tydelig fram i forskjellen mellom dimensjoneringen av bæresystemene, hvor foretrukket bæreelement i KLT er i form



av paneler mens det i betong brukes bjelker og søyler. Et annet eksempel er at spennvidden som er mest økonomisk å bruke oppnås ved forskjellige lengder for paneler i krysslimt tre og bjelker i betong.

Ved utregning av materialmengde og vekt for betong ble det gjort en forenkling der armeringsjern ble neglisjert. Dette ble gjort grunnet manglende erfaring med SAP2000 som gjorde at vi ikke klarte å finne nøyaktig mengde armering. Siden stål har en høyere massetetthet enn betong vil totalvekten øke, og det må derfor antas at forskjellen i vekt er enda større enn oppgitt i denne oppgaven.

For KLT blir panelene ferdigstilt hos leverandør før det fraktes til byggeplassen for montering. Om betongen prefabrikeres eller plasstøpes varierer fra prosjekt til prosjekt. Det kan i dette tilfellet være en fordel å velge prefabrikering av betong for en mer likestilt sammenligning.

At alle ikke – bærende elementer er neglisjert forenkler oppgaven slik at sammenligningen av bæresystemene kommer bedre fram. Det bør her være forbehold om at ved bygging av et fullstendig bygg kan flere andre faktorer spille inn. Denne oppgaven tar ikke for seg om noen av disse faktorene kan virke ufordelaktig for bruken av KLT som bærekonstruksjon.

## 6. Konklusjon

Denne bachelor oppgaven er basert på problemstillingen: Hvordan utforme krysslaminert tre i bærekonstruksjoner for å oppnå tilstrekkelig strukturell ytelse? For å svare på problemet best mulig valgte vi å angripe oppgaven både teoretisk og praktisk. Underveis i oppgaven har vi lært viktigheten av utforming og dimensjonering av KLT elementer i bæresystemer. Teoridelen gir en grunnleggende forståelse for byggematerialet. Selv om den praktiske delen i hovedsak tar for seg KLT sin funksjon som bæremateriale gjøres det også en sammenligning med bruk av armert betong.

For et bæresystem i KLT er de dimensjonerende begrensningene i all hovedsak bøyning i bruddgrensetilstanden for vertikale paneler og nedbøyning i bruksgrensetilstanden for horisontale paneler. De samme begrensningene gjelder for betong både i bruks – og bruddgrensetilstanden. Lyd og vibrasjoner sin påvirkning på tre elementene er ikke avgjørende for bæreevnen, men bør tas hensyn til ved utforming av KLT paneler.

De siste årene har gode standarder for KLT blitt utarbeidet. Materialeegenskapene til mange ulike styrkeklasser er definert og lett tilgjengelig. Videre er standardiseringer av dimensjoner og oversikt over bruksområde for ulike styrkeklasser i ulike settinger med på å forenkle utformingen av panelene. Siden KLT prefabrikeres er det nødvendig å ferdigstille prosjekteringsfasen før byggingen kan påbegynnes. Fremskaffet på riktig måte er dette materialet bærekraftig og grunnet sin gode styrke til vekt forhold og lave massetetthet kan både materialmengde og bygge -og transport kostnader bli mindre enn for betong.

Bruk av KLT i bæresystem fungerer godt, gir god strukturell ytelse, er konkurransedyktig, og i noen tilfeller fordelaktig å bruke sammenlignet med andre mer tradisjonelle byggematerialer som betong.

## Kilder

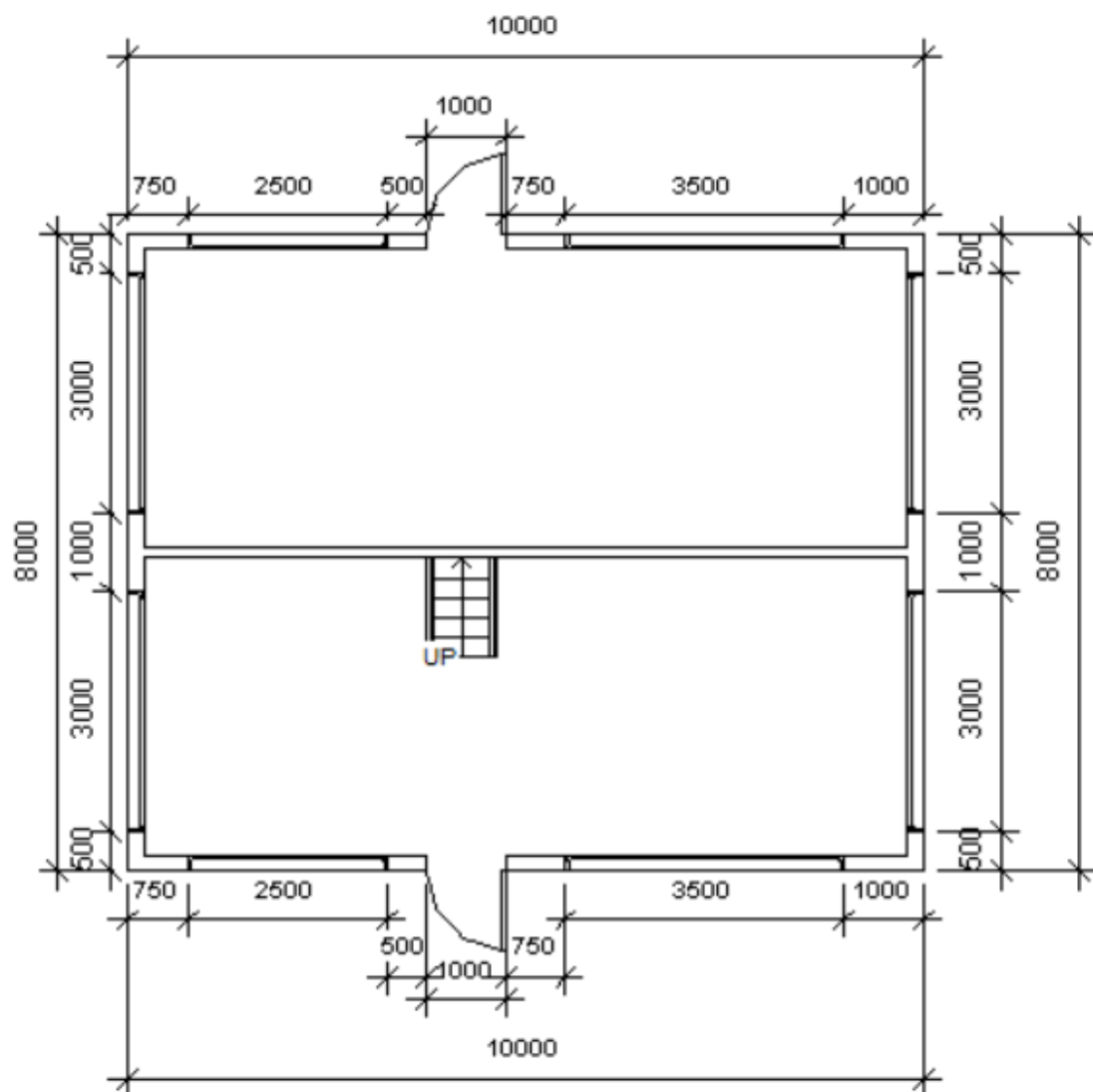
- [1] Jørn Hindklev, «Mjøstårnet», *Bygg.no*, mar. 2019, [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.bygg.no/article/1388256>.
- [2] Sjur Fedje, *Vindlausloftet*. Fotografi. Tilgjengelig på: <https://no.wikipedia.org/wiki/Vindlausloftet#/media/Fil:Vindlausloftet.jpg>
- [3] Micha L. Reiser, *Heddal stavkirke*. Fotografi. Tilgjengelig på: [https://en.wikipedia.org/wiki/Heddal\\_Stave\\_Church#/media/File:Stavechurch-heddal.jpg](https://en.wikipedia.org/wiki/Heddal_Stave_Church#/media/File:Stavechurch-heddal.jpg)
- [4] GCRIEBER, *Skipet i Bergen*. Fotografi. Tilgjengelig på: <https://skipet.gcrieber-eiendom.no/>
- [5] Nina Rundsveen, *Mjøstårnet*. Fotografi. Tilgjengelig på: <https://no.wikipedia.org/wiki/Mj%C3%B8st%C3%A5rnet#/media/Fil:Mj%C3%B8st%C3%A5rnet.jpg>
- [6] E. Borgström og J. Fröbel, *The CLT Handbook*. svensktra.no: Swedish wood, 2019.
- [7] Reinhard Brandner, «Production and Technology of Cross Laminated Timber (CLT): A state-of-the-art report», *Graz University of Technology*, bd. 1, mai 2013, [Online]. Tilgjengelig på: [https://www.researchgate.net/publication/261884030\\_Production\\_and\\_Technology\\_of\\_Cross\\_Laminated\\_Timber\\_CLT\\_A\\_state-of-the-art\\_Report](https://www.researchgate.net/publication/261884030_Production_and_Technology_of_Cross_Laminated_Timber_CLT_A_state-of-the-art_Report).
- [8] R. Brandner, G. Flatscher, A. Ringhofer, G. Schickhofer, og A. Thiel, «Cross laminated timber (CLT): overview and development», *Eur. J. Wood Prod.*, bd. 74, nr. 3, s. 331–351, mai 2016, doi: 10.1007/s00107-015-0999-5.
- [9] *Limtreboka*. Norske Limtreprodusenters Forening, 2015.
- [10] Stora Enso, «CLT by Stora Enso - Technical brochure», 2021.
- [11] «Kattera-CLT-Performance-Testing-1.pdf». Kattera. Okt 2019. Tilgjengelig på [kattera.com/masstimber](http://kattera.com/masstimber)

- [12] Asplan Viak, «Klimavennlige byggematerialer», okt. 16, 2020, [Online]. Tilgjengelig på: <https://www.enova.no/bedrift/bygg-og-eiendom/tema/klimavennlige-byggematerialer/>.
- [13] M. Fuglseth, H. Haanes, O. Dahlstrøm Andvik, og A. S. Nordby, «Klimavennlige byggematerialer: Potensial for utslippsskutt og barrierer mot bruk», 629292–01, okt. 2020.
- [14] V. J. Svortevik, M. B. Engevik, og D. Kraniotis, «Use of cross laminated timber (CLT) in industrial buildings in Nordic climate – A case study», *IOP Conf. Ser.: Earth Environ. Sci.*, bd. 410, nr. pg.10, s. 012082, jan. 2020, doi: 10.1088/1755-1315/410/1/012082.
- [15] Mursoft, *Calculatis*. Stora Enso, 2021.
- [16] Norsk Standard, «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-1: Allmenne laster. Tetthet, egenvekt, nyttelaster i bygninger», *NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008*. Standard Norge, 1991.
- [17] Norsk Standard, «Eurokode 1: Laster på konstruksjone. Del 1-3: Almenne laster. Snølaster», *NS-EN 1991-1-3:2003+NA:2008*. Standard Norge, 1991.
- [18] Norsk standard, «Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 1-4: Allmenne laster. Vindlaster», *NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009*. Standard Norge, jan. 04, 1991.
- [19] Norsk Standard, «Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner», *NS-EN 1990:2002+NA:2008*. Standard Norge, 1990.
- [20] Computers and Structures, *SAP2000*. .

# Vedlegg

## A. Plantegninger

### A.1. 1. etasje



A.2. 2. etasje

