

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 LUND

Department of Structural Engineering
Lund Institute of Technology
Box 118
S-221 00 LUND
Sweden

Robusthet och fortskridande ras av 22-våningshus med trästomme

Robustness and progressive collapse of a 22 – storey timber building

Mickael Malara & Ruben Gustafsson

2017

Rapport TVBK-5261
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-17/5261 (97)

Examensarbete
Handledare: Eva Frühwald Hansson & Marie Johansson
Juni 2017

Förord

Detta Examensarbete är en del av konceptstudien - Höga byggnader i trä, som drivs av Research Institutes of Sweden. Examensarbetet har som syfte att undersöka koncepthusets robusthet och genom att vara en del av denna studie så finns förhoppningar om att göra trä till ett mer attraktivt material att bygga högre hus med i Sverige.

Examensarbetet startades i januari 2017 tillsammans med universitetslektor Eva Frühwald Hansson på LTH och projektledare Marie Johansson på RISE och avslutades i juni 2017. Examensarbetet är skrivet på avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola och omfattar 30 högskolepoäng. Vi vill ge ett särskilt stort tack till vår handledare universitetslektor Eva Frühwald Hansson och vår externa handledare Marie Johansson på RISE för vägledning och det engagemang som de lagt ned genom arbetet. Vi vill även ge ett stort tack till Henrik Danielsson på Byggmekanikavdelningen på LTH samt Pierre Landel, forskare på RISE, vilka har väglett och hjälpt oss med finita elementmodellering.

Utöver de tidigare nämnda vill vi tacka de personer och företag som hjälpt oss under arbetets gång med stort engagemang och kreativa lösningar.

Lund, Juni 2017

Mickael Malara och Ruben Gustafsson

Sammanfattning

Intresset för att bygga fler och högre trähus i Sverige har senaste tiden ökat bland annat på grund av att trä är ett betydligt mer miljövänligt alternativ att bygga med än stål och betong. Stomsystem i trä har dock ingen naturlig sammanhållning likt en platsgjuten betongstomme och därför måste anslutningarna i en trästomme hanteras explicit.

RISE (Research Institutes of Sweden) driver en konceptstudie om höga bostadshus i trä. Studiens mål är att designa och konstruera en 20-30 våningsbyggnad i de förädlade trämaterialen limträ och korslimmat trä. Syftet med studien är att bygga kunskap om högt byggande i trä hos deltagande aktörer. I detta examensarbete undersöks rotationsstyvhets inverkan på koncepthusets robusthet i samband med olyckslast och lokalt brott.

Rotationsstyvhets inverkan på koncepthuset har analyserats i finita element program genom en global modell där simuleringar sker med metoderna fiktiv borttagning och reduktion av bärande element. En parameterstudie på rotationsstyvhets inverkan i olika kopplingar som kan tillämpas på koncepthuset har även genomförts.

Resultatet i denna rapport visar att rotationsstyvhets inverkan är viktigt att beakta i projektering för att skapa ett robust system som kan motstå fortskridande ras vid olyckslast. För att bärande träelement ska kunna fördela laster i högre grad mellan varandra så krävs det att kopplingar har rotationsstyvhets inverkan. Vid ökad rotationsstyvhets inverkan i vissa strategiska kopplingar så kunde en reducerad nedböjning erhållas. Vidare studier krävs för att konstatera olika kopplingars rotationsstyvhets inverkan samt undersöka rotationsstyvhets inverkan på övriga stomsystem.

Nyckelord: rotationsstyvhets inverkan, KL-trä, korslimmat trä, fortskridande ras, duktilitet, robusthet, olyckslast, Förädlade träprodukter.

Abstract

The interest in building more and higher timber buildings in Sweden has recently increased, for example, because wood is a much more environmentally friendly alternative to construct with than steel and concrete. Frame system in wood has no natural cohesion like a cast concrete frame and therefore the connection in a wooden frame must be managed explicitly.

RISE (Research Institutes of Sweden) runs a conceptual study of high-rise timber buildings. The aim of the study is to design and structurally analyse a 20-30 storey high building in the processed timber products glulam and cross-laminated timber. The purpose with the study is to increase the knowledge about constructing high-rise timber buildings at participating actors. This master thesis examines the rotational stiffness's impact on the concept building's robustness in the event of accidental actions and local failure.

The impact of rotational stiffness on the concept building has been analysed in a finite element program through a global model with simulations after fictitious removal and reduction of supporting elements. A parameter study has also been done for rotational stiffness that can be applied for the different connections in the concept building.

The result in the report shows that rotational stiffness is important to consider in designing to create a robust system that can withstand progressive collapse in case of accidental action. In order for load bearing wood elements to be able to distribute loads to a greater extent between each other, connections need a rotational stiffness. With increased rotational stiffness in some strategic connections, a reduced deflection could be obtained. Further studies are required to determine the rotational stiffness of different connections and to investigate the impact of rotational stiffness on other frame systems.

Keywords: rotational stiffness, CLT, cross laminated timber, progressive collapse, ductility, robustness, accidental actions, engineered wood.

Innehåll

Förord	i
Sammanfattning	iii
Abstract	v
Innehållsförteckning	ix
1 Introduktion	1
1.1 Inledning	1
1.2 Syfte	1
1.3 Metod	2
1.4 Avgränsningar	2
1.5 Disposition	2
1.6 Konceptstudie - Höga byggnader i trä	2
1.6.1 Geometri	3
1.6.2 Stomsystem	5
1.6.3 Materialegenskaper	5
2 Bakgrund	7
2.1 Robusthet & Fortskridande ras	7
2.1.1 Exempel på fortskridande ras	8
2.2 Höga trähusprojekt	9
2.2.1 Konceptstudier	13
2.3 Miljö	16
2.4 Ekonomi & Politik	17
3 Teori	19
3.1 Förädlade träprodukter	19
3.1.1 Korslimmat trä	19
3.1.2 Limträ	22
3.2 Rotationsstyvhet	24
3.3 Duktilitet	24
3.4 Brand	25
3.5 Laster	27
3.6 Konsekvensklasser	28
3.7 Olyckslast	30
3.7.1 Kända och okända olyckslaster	31
3.8 Exceptionella dimensioneringssituationer	32

3.8.1	Metoder baserade på begränsning av lokalt brott	33
3.8.2	Metoder baserade på kända olyckslaster	33
3.9	Strategier för undersökning av robusthet	34
3.9.1	Fiktiv borttagning	35
3.9.2	Alternativa lastvägar	35
3.9.3	Väsentliga bärverkselement	38
3.9.4	Systematiska fel & Segmentering	39
3.10	Analysmetoder	39
3.10.1	Finita elementmetoden	39
3.10.2	Linjär analys	40
3.10.3	Olinjär analys	40
3.10.4	Statisk analys	40
3.10.5	Dynamisk analys	40
3.11	Programvara för FEM - RFEM	41
3.11.1	RF-Laminate	42
3.11.2	RF-Dynamo Pro	45
3.11.3	RF-Timber Pro	45
3.11.4	Beräkningsgång i RFEM	45
4	Metod	47
4.1	Riskanalys	47
4.2	Modellering	50
4.2.1	Indata till modellering	54
4.3	Modellvalidering	56
4.3.1	Lastvalidering	56
4.3.2	Frekvensvalidering	56
4.4	Parameterstudie	57
4.4.1	Test 1	58
4.4.2	Test 2	58
4.4.3	Test 3	59
4.5	Slutgiltiga analyser	59
4.5.1	Fiktiv borttagning av enskilda element	60
4.5.2	Brand	62
5	Resultat & Diskussion	65
5.1	Byggnaden med normala förutsättningar	65
5.2	Parameterstudie	65
5.2.1	Test 1	65
5.2.2	Test 2	67
5.2.3	Test 3	69
5.2.4	Diskussion av Test 1-3	71
5.3	Slutgiltiga analyser	72
5.3.1	Byggnadens beteende med rotationsstyvhet	73
5.3.2	Pelare	74
5.3.3	Balkar	75
5.3.4	Skivor i kärnan	76
5.3.5	Diskussion om fiktiv borttagning	77
5.3.6	Brand	78
5.3.7	Diskussion av brandfallen	79

5.3.8 Förenklad vindlast	79
5.4 Slutgiltig diskussion	79
6 Slutsats	83
Litterurförteckning	85
Bilaga A ETA	91
Bilaga B Indata för parameterstudie	94
Bilaga C Indata för Slutgiltiga analyser	96

Kapitel 1 - Introduktion

1.1 Inledning

I tider då urbaniseringen ökar och bostadsbristen är stor i Sveriges storstäder så behövs det nya lösningar för att bygga snabbt och miljövänligt. Enligt Boverket (2016) råder underskott på bostäder i 240 av 290 av Sveriges kommuner. Samtidigt har byggbranschen mer fokus på ekonomi och effektivisering vilket leder till sökandet efter nya byggnadstekniska lösningar. Intresset för att bygga miljövänligt och högre har ökat det senaste decenniet. Aktörer i byggbranschen planerar trähus på cirka 20-30 våningar men konstruktionstekniska svårigheter kvarstår. Fram tills idag har det byggts hus med träsystem upp till cirka åtta våningar dock finns högre hus där trä och betong skapar hybridlösningar i byggnadstommar. Högre hus i enbart trä tappar sin konkurrenskraft vad gäller ekonomi och konstruktiva lösningar gentemot andra byggnadssätt (Stehn et al., 2008).

Världens population beräknas öka från 7 miljarder till 9,7 miljarder samt att 70% av populationen beräknas bo i städer år 2050, en ökning på 2,5 miljarder människor (United Nations, 2015). En av lösningarna till denna utmaning kan vara att bygga högre och med ett miljövänligt material som trä (Erlandsson, 2016b). Idag byggs höghus med de konventionella materialen stål och betong då de klarar av kraven och lasterna som sker i högre konstruktioner. Dessa material bidrar starkt till utsläppet av växthusgaser runt om i världen. Green (2013) föreslår att en del av lösningen till en miljövänlig urbanisering är att bygga hus i trä. Ett byggnadsexempel som Green (2013) använder för att påvisa den positiva miljöeffekten är en byggnad med 20 våningar. Om byggnaden konstruerades i betong så skulle det leda till ett koldioxidutsläpp på cirka 1200 ton från transport och tillverkningsprocessen för betong. Om huset istället byggs med trä så kapslas det netto in cirka 3100 ton koldioxid vilket leder till en positiv realeffekt på cirka 4300 ton.

Robusthet är förmågan som en konstruktion har att motstå fortskridande ras vid händelse av ett lokalt brott. En robust byggnad har till exempel därför förmågan att omfördela laster ifall ett bärande element tas bort. Omfördelning av laster i byggnader med trästommar ställer höga krav på att anslutningar och kopplingar ska klara av laster och deformationer. Träelement i en konstruktion är därför bara så robusta som kopplingen mellan elementen (Gagnon & Pirvu, 2009). Bjälklag i trähus med förtillverkade skivor av korslimmat trä saknar en naturlig sammanhållning av stommen likt en platsgjuten stomme. Därför måste robusthet hos stommen beaktas explicit under projektering- och konstruktionskedet.

1.2 Syfte

Syftet med rapporten är att göra en robusthetsdimensionering av byggnaden i RISE:s konceptstudie för höga träbyggnader. Fokus i rapporten kommer att ligga på att analysera rotationsstyvheten i anslutningar mellan korslimmat trä och limträ som krävs för att byggnaden ska bli tillräckligt robust för att motstå fortskridande ras vid ett lokalt brott.

1.3 Metod

Till en början utförs en litteraturstudie för att undersöka och samla in tidigare kunskaper om robusthet och fortskridande ras i högre trähus. Byggsystem i träbyggnader som är aktuella inom ämnet studeras och problem kring robusthet och fortskridande ras identifieras. Vidare är målet att ta fram rotationsstyvhet som anslutningar i 22-våningshuset i konceptstudien kräver för att alternativa lastvägar ska uppstå och fortskridande ras inte ska ske. Detta görs genom att modellera huset i ett finita element program, hädanefter kallat FEM. Modelleringen sker i en global modell för att räkna fram laster. Sedan testas olika rotationsstyvheter för att se om lasterna kan finna alternativa vägar och om bärverkens utnyttjandegrad påverkas i stommen. Modellering i FEM program möjliggör smidiga och tidseffektiva simuleringar av olika styvheter och lastfall.

1.4 Avgränsningar

Examensarbetet begränsas till att studera byggnaden i konceptstudien som drivs av RISE. Vikten läggs på att förstå stommen i konceptstudien och hur den beter sig då en exceptionell last uppstår. Fortskridande ras och robusthet analyseras genom att ta bort nyckelelement samt att simulera olyckslaster som uppstår statistiskt. Det kvarstår ett flertal tekniska konstruktionssvårigheter vid projektering av högre trähus, exempelvis dynamiska svängningar. Examensarbetet avgränsar sig från andra typer av stommar samt andra konstruktionssvårigheter som kvarstår i projektering av trähus. Analysmetoden för att ta fram rotationsstyvheten begränsas till fiktiv borttagning i ett FE-program. Ingen dynamisk analys utförs vid fiktiv borttagning.

1.5 Disposition

- Kapitel 2: Bakgrunden till examensarbetet och ämnet robusthet/fortskridande ras.
- Kapitel 3: Den teoretiska studien där trä, robusthet, fortskridande ras, olyckslast alternativa lastvägar och dimensionering för robusthet i byggnader behandlas.
- Kapitel 4: Beskrivning av riskanalys samt modellering och beskrivning av studien som ska utföras.
- Kapitel 5: Resultat & Diskussion från FEM-simuleringar och vad resultaten kan innebära.
- Kapitel 6: Slutsatser för denna rapport.

1.6 Konceptstudie - Höga byggnader i trä

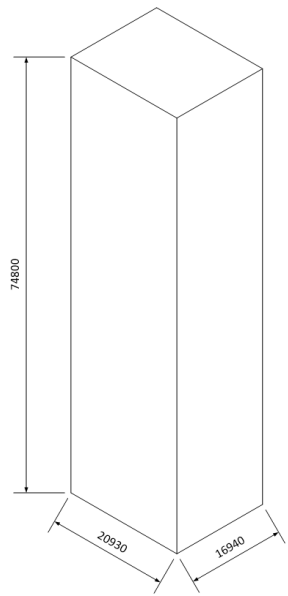
RISE (Research Institutes of Sweden) tidigare SP (Sveriges Tekniska Forskningsinstitut) driver en konceptstudie om höga bostadshus i trä. Studiens mål är att designa och konstruera en 20-30 våningsbyggnad i trä. Syftet med studien är att bygga kunskap om högt byggande i trä hos deltagande aktörer, se Tabell 1.1. De deltagande aktörerna är byggherrar, arkitekter, konstruktörer, brandkonsulter, akustiker, byggsystemsleverantörer och forskningsinstitut. Byggnaden har två teoretiska placeringar geografiskt, Växjö och Stockholm. I båda städerna så antas byggnaden vara placerad nära en korsning där trafik förekommer. Det finns därför risk för att fordon kolliderar med byggnadens fasad.

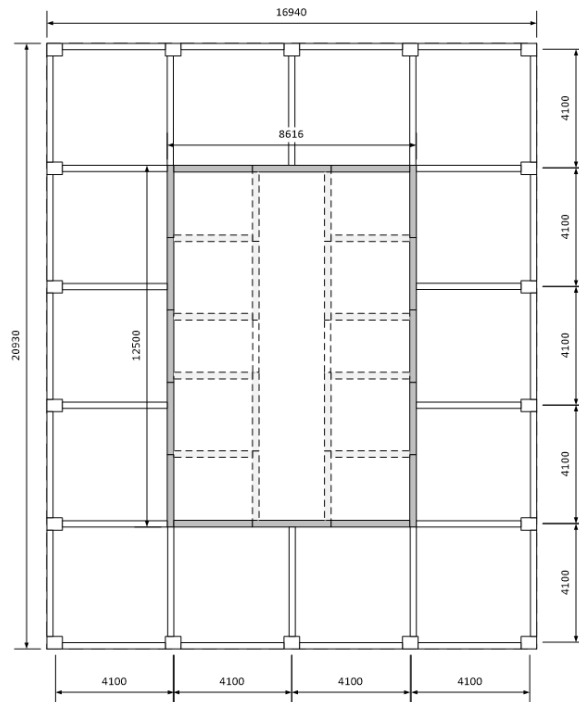
Tabell 1.1: Deltagande aktörer i RISE konceptstudie.

Byggherrar:	VKAB HSB
Arkitekter:	White Berg C.F Möller
Konstruktörer:	BTB Bjerking
Brandkonsulter:	Briab Brandskyddslaget
Byggsystemsleverantörer:	Moelven KLH Masonite beams
FoU:	Linnéuniversitetet RISE

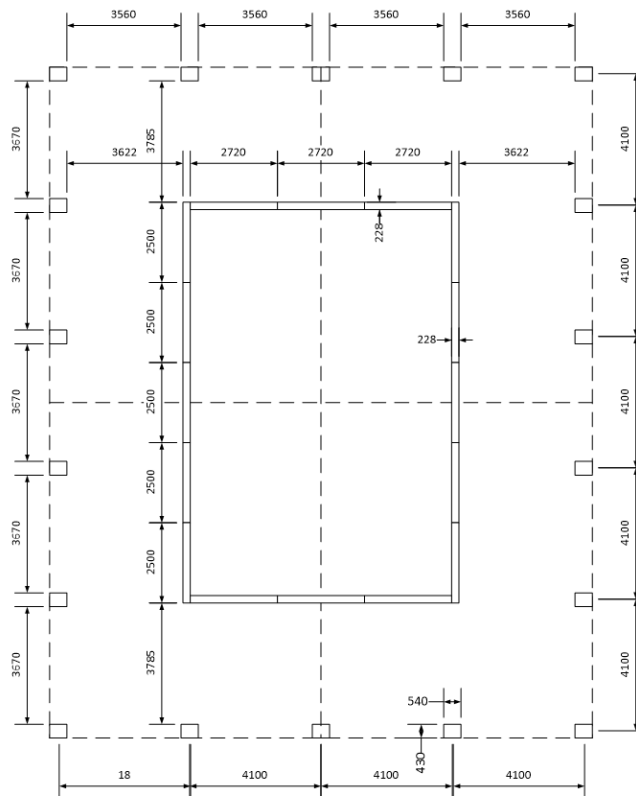
1.6.1 Geometri

Byggnaden som ska undersökas är 74,8 m hög med bredd- och längdmåtten 16,94 m och 20,93 m enligt Figur 1.1. I Figur 1.2 syns en ritning på våningsplanens bärande system. I Figur 1.3 kan förtydligande måttsättning beskådas.

**Figur 1.1:** Yttre geometri för byggnaden, mått i mm.



Figur 1.2: Inre geometri för typiskt våningsplan i byggnaden, mått i mm. De mörkgrå delarna är stabiliserade kärnor av korslimmat trä och resterande är pelare och balkar i limträ.



Figur 1.3: Inre måttsättning för våningsplan i byggnaden, mått i mm.

1.6.2 Stomsystem

Byggnadens kärna är tänkt att byggas av korslimmat trä (KL-trä), där kopplingar ska skapas som ger kärnan en kontinuerlig karaktär. På kortsidan av kärnan så används KL-skivor med bredden 2720 mm och på långsidan 2500 mm enligt Tabell 1.2. Bjälklaget består också av KL-skivor med samma tjocklek. Utöver KL-skivor kommer stommen även att innehålla ett pelar-balksystem av limträ. Pelarna ska stumkopplas så att även de får en kontinuerlig karaktär. Limträbalkarna är tänka att kopplas ledat och hängs in med balkskoliknade detaljanslutning. KL-bjälklaget är inhängt i balkarna och är också tänkt att bli ledat kopplat till balkar och kärnan.

Tabell 1.2: Givna dimensioner i koncepthuset.

Element	Dimension [mm]
KL-Bjälklag	230
KL-kärna	230 x 2500 alt. 2720 (djup x bredd)
Limträpelare	340 x 540 (djup x bredd)
Limträbalkar	405 x 215 (djup x bredd)

För att öka massan i huset appliceras fem cm grus alternativt betong på varje bjälklag. Detta betyder att varje bjälklag i den globala modellen har en extra verkande massa på $1,15 \text{ kN/m}^2$. Massan ökas för att byggnaden bättre ska hantera dynamiska svängningar som uppstår genom vind. Akustiken förbättras genom att massan ökar vilket motverkar transmission av ljudvågor enligt masslagen. För att skydda konstruktionen mot brand så kläs stommen in med två lager gips. Varje lager gips antas skydda träelement i 30 minuter mot brand. Totalt skyddas alltså stommen mot brand i 60 minuter.

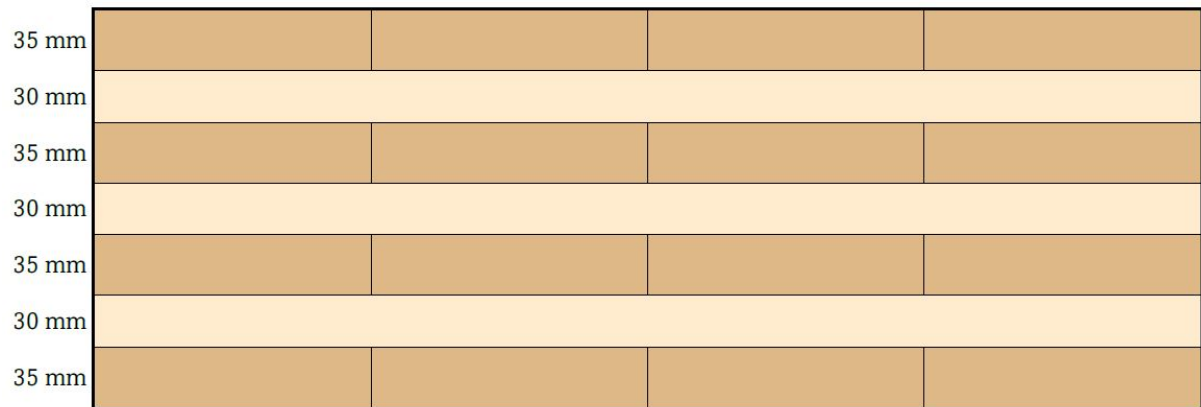
1.6.3 Materialegenskaper

KL-skivorna som ska används i koncepthuset tillverkas av företaget KLH och materialvärden kan ses i Tabell 1.3 och är hämtade ur ETA-06/0138 (2017) som finns i Bilaga A. Vid tillverkning så limmas inte lamellerna längs kortsidorna vilket resulterar i att E_y är lika med 0 MPa. Ett tvärsnitt ses i Figur 1.4

Tabell 1.3: Materialegenskaper för KL-skivor.

Parametrar	Värden [MPa]
E_x	12000
E_y	0
G_x	690
G_y	50

Poissons tal antas till 0 då inte lamellerna limmas längs sidorna.



Figur 1.4: Tvärsnitt av KL-element KLH 7s 230 TL. Bild: KLH

Kapitel 2 - Bakgrund

I kapitel 2 beskrivs uppkomsten av fortskridande ras samt fenomenen robusthet och duktilitet som är nyckelbegreppen vid förhindrandet av fortskridande ras. Vidare beskrivs tidigare projekt inom samma område. Slutligen beskrivs miljöaspekten samt politikens roll för byggande av träbyggnader.

2.1 Robusthet & Fortskridande ras

Vid dimensionering av stommen ska konstruktionen projekteras för att motstå de olyckslaster som är möjliga för byggnadens geografiska placering samt användning. Om exceptionell last uppstår och lokalt brott sker får inte skadan leda till oproportionella följder i förhållande till orsaken. En robust byggnad är en byggnad som på ett effektivt sätt kan motstå fortskridande ras då ett lokalt brott skett. Robusthet beskrivs i SS - EN 1991-1-7 (2006) som förmågan att begränsa skadan vid ett lokalt brott i konstruktionens stomme. För att tillämpa en byggnads robusthetsegenskaper så krävs det åtgärder för att sammanbinda de olika elementen i konstruktionen. En robust byggnad har oftast bärverk med hög strukturell integritet. Strukturell integritet innebär att projektering av element, anslutningar, stabilisering och sammanhållning görs utifrån ett globalt perspektiv. Detta bör resultera i att stommen erhåller en större motståndskraft då även bärverken är designade enligt en helhetssyn (fib, 2008).

Fortskridande ras uppstår i konstruktioner där omfördelning av laster ej är möjligt vid ett lokalt brott och då utnyttjandegraden överskrider. Duktilitet är en viktig egenskap att studera i konstruktioner då den är väsentlig för händelseförloppet vid ett brott. En koppling med hög duktilitet har förmågan att deformeras plastiskt i en långsam takt. Hög duktilitet möjliggör även att kopplingen bibehåller betydande lastupptagningsförmåga under deformation över flytspänning. En plasticering i stålfästet är att föredra så att ett sprött brott undviks. En koppling som har spröd karaktär i brottsgränstillståndet bör undvikas då ett sprött brott är betydligt mer oförutsägbart än ett segt brott. Spricktillväxt utvecklas även snabbare i spröda material. Det är önskvärt att erhålla långsam spricktillväxt för att ha möjlighet att upptäcka sprickor för att förhindra fortskridande ras (Segersäll, 2012).

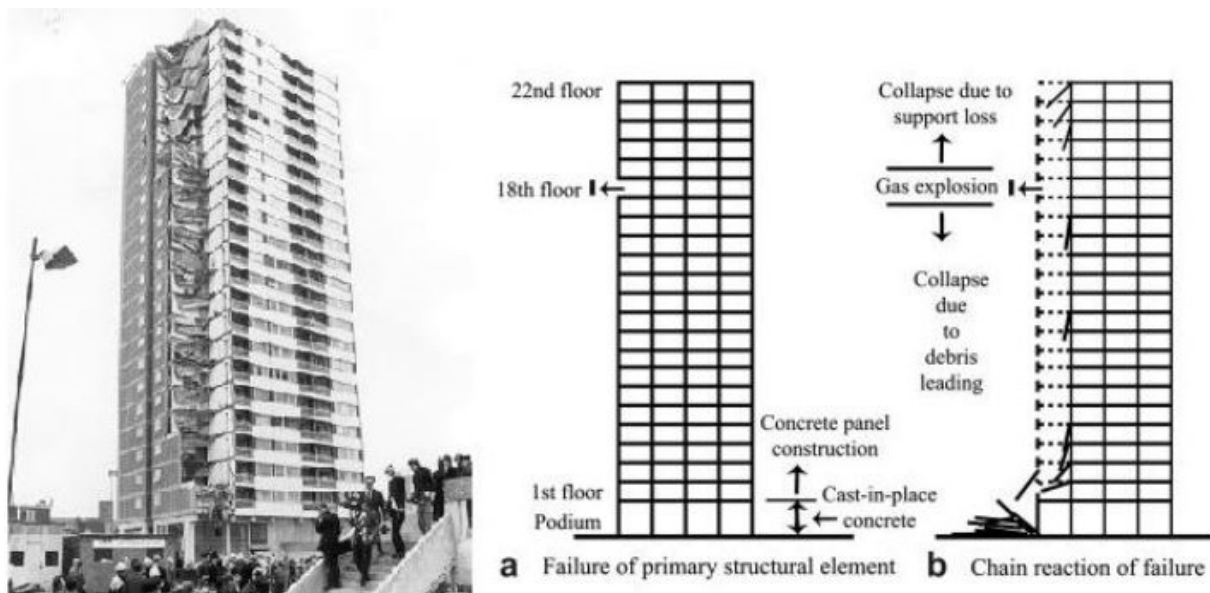
Enligt Engström (1992) så har en koppling med duktila egenskaper möjlighet att absorbera kinetisk energi. Då ett element går till brott i ett system så finns det behov av andra element i systemet att hantera den kinetiska energin som uppstår. Genom att konstruera ett system som kan hantera hög relativ töjningsenergi så möjliggörs absorbering av kinetisk energi. Ett sätt att förenklat betrakta energiupptagningsförmågan enligt fib (2012) och (Wells, 2011) är att införa ett dimensionslöst mått på duktilitet $\xi(w)$. Materialparametern används även av Engström (1992) för att studera duktilitet. Parametern definieras som kvoten mellan brott- och flytspänning.

För att vara på säkra sidan vid analys av robusthet och brott av bärande element så antas det att elementet som slås ut ej tillför något motstånd då systemet deformeras och ska hantera de laster som uppstår. Då systemet inte längre är i statisk jämvikt så sker troligtvis en acceleration och deformation i konstruktionen som resulterar i kinetisk energi

som måste hanteras för att återfå systemet i jämvikt.

2.1.1 Exempel på fortskridande ras

På morgonen den 16e maj 1968 uppstod en explosion i en 22 våningar hög bostadsbyggnad i stadsdelen Ronan Point i London. Explosionen uppstod på grund av en gasläcka på 18:e våningen och orsakade brott i konstruktionen. En yttre bärande vägg slogs ut på grund av att fogarna mellan de prefabricerade elementen inte klarade av de krafter som uppstod. Det resulterade i att 19:e våningen konsolade ut ovanför där väggen gått till brott. En utredning efter händelsen konstaterade att det saknades tillräcklig förankring mellan vägg och bjälklag (Institution of Structural Engineers, 2010). Vidare så blev följderna att bjälklaget rasade genom fortskridande ras, se Figur 2.1. Denna händelse visade på problemet och frågeställningen kring fortskridande ras och resulterade i nya regelverk och dimensioneringsåtgärder för att detta ska undvikas. År 1972 började de första normerna för fortskridande ras att gälla i Sverige (Danielsson & Malmgren, 2006).



Figur 2.1: Till vänster Ronan Point efter fortskridande ras. Till höger visas händelseförloppet. Bild: Choi & Chang (2009)

Den 11 september 2001 flög två fulltankade flygplan Boeing 767 in i World Trade Center tornen i New York. Kl 08:45 flög det första flygplanet in i det norra tornet och strax därefter kolliderade det andra flygplanet med det södra tornet. Tvillingtornen som byggdes 1966-1973 ansågs vara överdimensionerade för vertikalast och vid projektering togs det ingen hänsyn till fortskridande ras. En utvärdering ska dock ha gjorts efter Ronan Point händelsen som resulterade i slutsatsen att inga extra åtgärder behövs för att öka byggnadens robusthet (Johansson, 2001). Tvillingtornen klarade till en början att hantera de två flygplanen på vardera 150 ton och den efterföljande explosionen som orsakades på grund av flygbränslet. Efter en tids brand kollapsade tornen genom fortskridande ras, se Figur 2.2. Orsaken till att ett fortskridande ras sker är troligtvis en synergieffekt av kraschen, explosionen samt brandförloppet som uppstod och lär ha sänkt den lastbärande kapaciteten hos de bärande elementen. Den exakta orsaken till kollapsen debatteras flitigt än idag. Händelsen bidrog till att ämnet om byggnaders robusthet och fortskridande ras

ännu en gång blev aktuellt att diskutera (Lidberg, 2002).



Figur 2.2: Till vänster WTC tornen efter flygplanskrasch. Till höger visas ena byggnaden efter fortskridande ras. Bild: Choi & Chang (2009)

2.2 Höga trähusprojekt

Strandparken i Sundbyberg

Strandparken i Sundbyberg är två bostadshus med åtta våningar där stommen är konstruerad av KL-trä, se Figur 2.3. Byggnaden står på en betongplatta och sedan är alla väggar, bjälklag, tak och hisskärna av KL-trä. I fasaden finns det dragstag som är förankrade i betongplattan och sträcker sig upp till taket. Dragstagen bidrar till horisontalstabilisering vid vindlast. Alla KL-element var prefabricerade av Martinsons och byggnaderna stod klart på mindre än ett år från byggstart (Tjernberg, 2015).



Figur 2.3: Strandparken Sundbyberg. Bild: Wingårdhs Arkitektkontor

Treet

Bostadshuset Treet i Bergen (Norge), är med sina 45 meter och 14 våningar en av världens högsta träkonstruktioner. Byggstart skedde i april 2014 och huset var klart för inflyttning hösten 2015. Konstruktionssystemet i huset är uppbyggt med lastbärande limträfackverk på utsidan av huset som även stabiliserar byggnaden och ger den nödvändiga styvheten för att klara av dynamiska vindlaster. Grunden samt bjälklag på våning fem och tio består av betong för att öka byggnadens massa och delvis förstärka byggnadens styvhet. Betongbjälklagen är direkt anslutna till limträfackverket så att dessa system kan samarbeta i stabilisering, se Figur 2.4. KL-element används till innerväggar, kärnan (hisschakt och trappor) samt resterade bjälklag. Väggarna bidrar ej till stabilisering av systemet. Huset har projekterats för att vara tillräckligt robust mot olyckslaster som kan resultera i fortskridande ras. Ifall ett element skulle kollapsa så klarar systemet att fördela de extra lasterna till andra intilliggande bärande element (Abrahamsen & Malo, 2014).



Figur 2.4: Stommen i byggnaden Treet. Bild: Abrahamsen & Malo (2014)

Brock Common

Brock Common är ett 53 meter högt 18-vånings studenthus i Vancouver, Kanada, se Figur 2.5. Stommen i byggnaden består av KL-skivor som bjälklag samt limträ i pelar- och balkelement. Trapp- och hisschaktet samt grunden och första bjälklaget består av platsgjuten betong. Betongkärnorna är projekterade att klara de horisontella laster som husets utsätts för. Då betong och trä samarbetar så fungerar huset som ett hybrid-system. För att förstärka byggnadens nedre del mot stötar från exempelvis fordon så är första våningen i betong där bjälklaget har tjockleken 600 mm. Nedersta bjälklaget beräknas klara av att hantera en omfördelning av lasten ovanifrån ifall en nedre pelare slås ut. Limträpelarna är ledat anslutna i varandra med en speciellt utformad anslutning för att vertikal last inte ska verka vinkelrätt mot KL-skivornas träfibrer, det vill säga så att vertikal last ej belastar bjälklaget och därför finns ingen risk för kompressioner i materialet (Poirier et al., 2016).



Figur 2.5: Till vänster Brock Commons i Vancouver under byggnadsskede och till höger anslutningsdetalj pelare-pelare. Bild: Structurlam (2016)

Limnologen

Limnologen i Växjö ligger intill sjön Trummen där grundläggningsförhållanden i området är mycket dåliga vilket resulterat i att alla hus har pålats. Bostadshusen har 7-8 våningar med bottenplan i betong och resterande våningar i massiv-träelement i form av KL-skivor. KL-skivorna tillsammans med dragstag av stål förankrade i betongen på första våningen ger byggnaden dess stabilitet (Gustafsson et al., 2012).

Portvakten

Portvakten är ett annat bostadshus i Växjö där första våningen är byggd i betong och ovanförliggande våningar i KL-skivor, se Figur 2.6. Vid bygget användes så kallade ”andra generationens” väggelement och bjälklag. Elementen hade hög precision och hög prefabriceringsgrad jämfört med till exempel Limnologen. Alla träelement i projektet monterades av en kran och fyra byggnadsarbetare på elva månader. Byggnaden är förutom ett högt trähus även ett passivhus (Gustafsson et al., 2012).



Figur 2.6: Portvakten i Växjö. Bild: Kurkinen et al. (2015)

Stadthaus

Stadthaus apartment i London är en av de första högre träkonstruktionerna i modern tid, se Figur 2.7. Huset är nio våningar, 29 meter högt och stod klart 2009 och var vid den tidpunkten det högsta träbostadshuset i världen. KL-skivor är lastbärande och stabiliserande i konstruktionen och utformas som väggar och bjälklag. Inga pelare eller balkar finns i systemet. Den nedersta våningen består av platsgjuten betong för att göra konstruktionen mer robust mot olyckor samt agera som en fuktspärr mot grunden. Anslutningar mellan KL-skivorna är projekterade av företaget KLH och består av stål-vinkelbeslag samt långa skruvar. Byggnaden är tillräckligt robust mot fortskridande ras genom att systemet klarar att hantera de extra laster som uppstår ifall ett element tas bort (Trada Technology, 2009), se även avsnitt 2.2.1.



Figur 2.7: Stadthaus i London. Fotograf: Will Pryce (2009)

2.2.1 Konceptstudier

Eftersom det har funnits och fortfarande finns svårigheter i att konstruera högre träbyggnader så har forskning bedrivits flitigt inom området under det senaste åren.

University of Canterbury

The University of Canterbury i Nya Zeeland har drivit en studie om ett högre trähus på tio våningar och mer. I studien så testades ett stomsystem med trärelement och förspända stålkablar (Buchanan et al., 2011).

LifeCycle Tower

I Österrike har Creative Renewable Energy and Efficiency (2012) drivit en annan konceptstudie som heter LifeCycle Tower. Studien analyserar en hybridstomme där limträbalkar är stöd för betongbjälklag. Detta system har sedan använts vid projektering av LCT ONE i Dornbirn, Österrike.

Timber Tower – The Barbican

Timber Tower – The Barbican är ett förslag på att bygga en skyskrapa av trä i London som är 300 meter hög. Studien drivs av Cambridge University tillsammans med Smith and Wallwork Engineers. Syftet med studien är att analysera olika stomsystem som är möjliga att utforma för att stabilisera mot dimensionerande vindlast (Smith and Wallwork Engineers, 2016).

TF2000

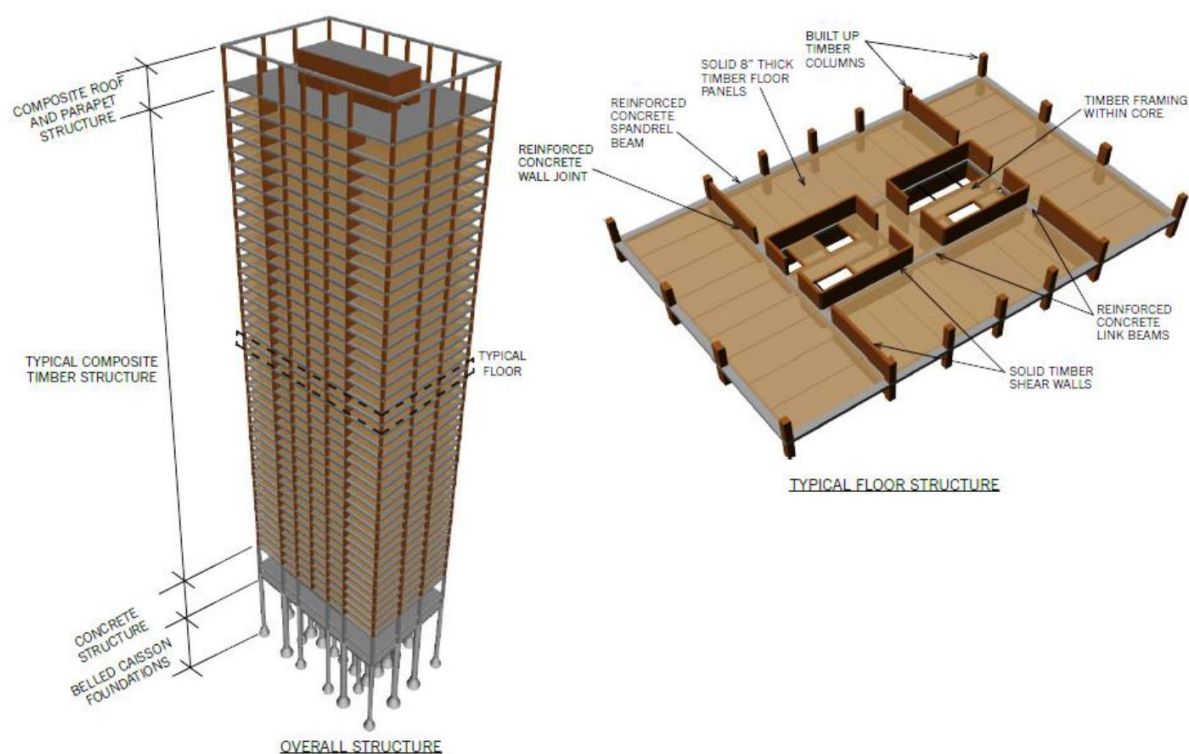
I London har en tidigare experimentell studie, TF2000, kring fortskridande ras i trähus med regelstomme utförts. Delar av en bärande trävägg togs försiktigt bort för att kontrollera storleken av krafterna i anslutningarna. Resultatet av testerna blev föreskrifter utvecklade av Building Research Establishment (BRE) för fortskridande ras i hus med maximalt sex våningar och det är oklart om det går att extrapolera resultat ur studien på högre eller lägre byggnader med liknade stomsystem. Idag finns det därför inga föreskrifter på fortskridande ras på trästommar över sex våningar i Storbritannien (Techniker, 2010).

TF200

Studien TF200 gjordes inför byggandet av ett åttavåningshus, The Stadthaus apartment i London. The Stadthaus är en KL-byggnad med plattformskonstruktion (väggar placeras på bjälklaget på varje våning). För att lösa fortskridande ras så har överdimensionering skett tillsammans med projektering för att bärande element ska kunna transportera last med alternativa vägar. Bjälklaget i modellen är upplagt på alla sidor. För att kontrollera att kraven för fortskridande ras uppfylls så tas en vägg i taget bort i beräkningar (Wells, 2011).

Timber Tower Research Project

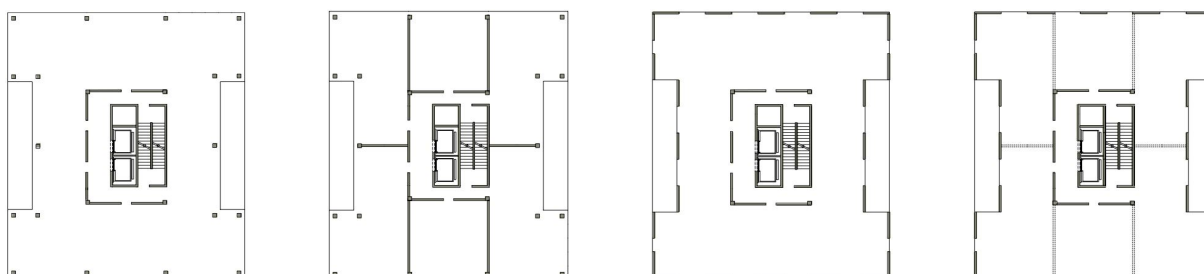
Timber Tower Research Project är ett projekt som är utfört av Skidmore, Owings & Merrill LLP (SOM). Syftet med projektet var att projektera ett höghus där trä är huvudmaterialet i stommen. Byggnaden är 42 våningar hög och har sedan tidigare projekterats av SOM i Chicago på 60-talet fast då med betong som stommaterial. SOM (2013) anser att lösningen för knutpunkter med höga spänningar är att utforma dem i betong för att använda materialen där de är bäst lämpade i stommen utifrån egenskaperna. Bjälklaget utformas som KL-träskivor som vilar på KL-väggar i kärnan och betongbalkar i resten av planlösningen som i sin tur vilar på limträpelare, se Figur 2.8. Betongbalkar används för att skapa en momentstyv ram runt planlösningen.



Figur 2.8: Timber Tower Research Project. Bild: SOM (2013)

FFTT

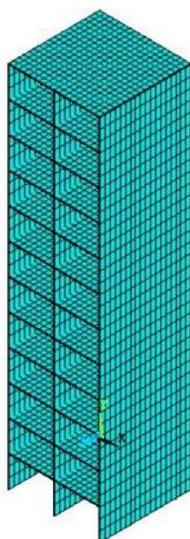
Michael Green Architecture driver en konceptstudie "FFTT" (Finding the Forest Through the Trees) i Kanada och hoppas på att revolutionera byggnadsindustrin. Studien vill lyfta fram ett nytt och ekonomiskt sätt att bygga trähus upp till 30 våningar genom att resa upp väggar och andra sektioner som är ihopmonterade i delar upp till fem våningar höga. Studien är uppdelad i fyra alternativ på stomlösningar, se Figur 2.9. Alternativ ett beskriver byggnader upp till tolv våningar som byggs med massiva träskivor i kärnan och pelare i limträ. Alternativ två och tre kan byggas upp till 20 våningar och har därför konstruerats styvare. Alternativ två använder massiva träskivor som inre bärande väggar i byggnaden utöver kärnan medan alternativ tre använder skivor i fasaden. Alternativ fyra kan byggas upp till 30 våningar och har massiva träskivor i både kärnan, inre väggar och fasad.



Figur 2.9: Fyra olika alternativ på planlösning ur konceptstudien, från vänster alternativ 1, 2, 3, 4. Bild: Michael Green Architecture (2012)

Assessment of disproportionate collapse for multi-storey cross-laminated timber buildings

Mpidi Bita (2014) har utfört en studie på en byggnad av KL-skivor. KL-skivor används som ytter- och innerväggar samt bjälklag, se Figur 2.10. Syftet med studien är att studera händelsen av olyckslast i en 12-vånings byggnad. Detta görs genom fiktiv borttagning av element statistiskt likt i denna rapport samt dynamiskt. Fokus ligger på att analysera rotationsstyvheten i anslutningarna mellan KL-skivorna för att konstatera hur motståndskraftigt en KL-stomme är mot att förhindra fortskridande ras. Mpidi Bita har valt att modellera en global modell av huset i FEM-programmet ANSYS 12 för att studera hur byggnaden beter sig. En 3D-modell över olyckslastområdet valdes sedan för att ta fram rotationsstyvheten. Rotationsstyvheten var sedan indata i lokala 2D-modeller över samma område. 2D-modeller skapades för att spara simuleringstid och undvika misstag samt att de är enklare att modellera och verifiera. 2D- och 3D-modellerna är uppbyggda med god noggrannhet så att beteendet på moment mot rotationen är överensstämmande. Mpidi Bita konstaterar i sin rapport att rotationskapaciteten måste vara väldigt stor för att motverka fortskridande ras vid olyckslast. Slutligen konstateras att ordinarie kopplingar som används i trästommar inte skapar en tillräcklig robust konstruktion.



Figur 2.10: Global finita element modell. Bild: Mpidi Bita (2014)

2.3 Miljö

Att bygga hus med trä istället för stål och betong har positiva miljöfördelar, då bland annat trä är ett förnybart material. Processen för att tillverka element är energisnål och har minimal miljöpåverkan (Martinsons, 2014). Trä ingår även i det naturliga koldioxidkretsloppet och att använda KL-element som byggnadsmaterial ger en positiv inkapslingseffekt i kretsloppet på ca $700 \text{ kg CO}_2/\text{m}^3_{\text{trä}}$ under hela sin livslängd. Vid rivning kan sedan trämaterialen återvinnas eller bli bioenergi (Erlandsson, 2016a).

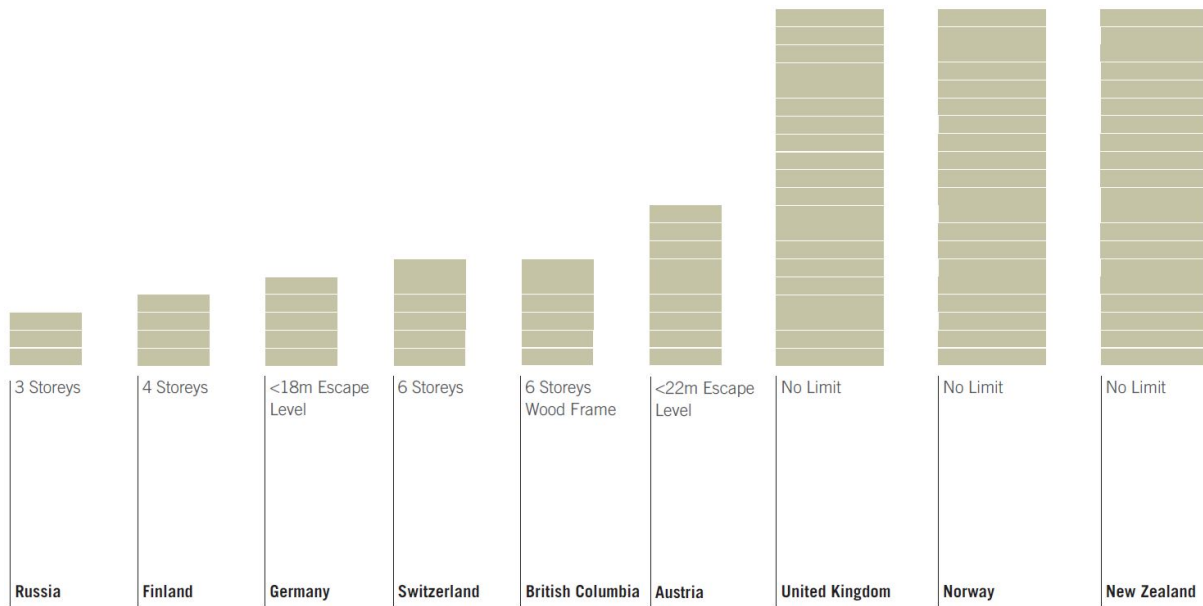
Betong utgör en väldigt stor del vid nybyggnation av flervåningshus. För att bidra till att miljömålen i världen uppnås och koldioxidutsläppen minskar så bör en större del av byggandet istället ske i trä (CTBUH, 2011).

2.4 Ekonomi & Politik

Vid nybyggnation av flervåningsträhus med full prefabricering i Sverige så används väderskydd för att säkerställa att inga fukt- och mögelskador uppstår. Väderskydd i form av heltäckande tält är dock en stor extra kostnad vid produktion. Stora besparingar finns dock att hämta i form av kortare produktionstid, tidigare hyresintäkter, mindre risk för förlängda byggtider på grund av väder och bättre arbetsmiljö för samtliga yrkesgrupper som kan leda till färre arbetsolyckor. Byggtiden idag för ett höghus i trä är betydligt kortare än byggnader med konventionella byggnadsmaterial. Enligt Kihlberg (2017) kan byggnadstiden på plats förkortas till en tredjedel jämfört med om byggnaden skulle byggas med konventionella byggnadsmaterial som exempelvis betong. Transporten av trämaterial är även effektivare då trä har en betydligt lägre densitet än stål och betong vilket möjliggör större leveranser och lägre fraktkostnader. Användandet av mindre kranar är även möjligt då vikten på träelementen oftast inte uppgår till gränsen där större avancerande kranar krävs. Den lägre vikten av byggnaden kan resultera i minskade kostnader för grundarbetet då grunden inte behöver förstärkas i samma grad som vid användandet av tyngre material som betong. Vid byggnation med KL-trä så involveras ofta leverantörer tidigt och hög grad av förtillverkning i fabrik kan leda till högre kvalitet, mindre spill och svinn samt tids- och miljövinster (Gustafsson et al., 2012).

Bostadsminister Peter Eriksson (Miljöpartiet) tillsammans med den Svenska regeringen vill se fler byggnadsprojekt i trä ur klimatsynpunkt då trä har väldiga fördelar. De vill främja utvecklingen av hållbart byggande och stödja forskning kring ämnet. Enligt Miljöinstitutet (2015) finns det forskning som påvisar att 80 % av det totala klimatutsläppet från en byggnad sker i byggprocessen. Sverige beräknas behöva bygga 710 000 nya bostäder på tio år enligt Boverket (2016). Enligt Bostadsministern så kan en del av lösningen på bostadskrisen vara att bygga flerbostadshus i trä för att få upp byggtakten ytterligare. Att bygga större trähus kan bli kostnadseffektivt då industriell tillverkning av moduler är en viktig egenskap samt att lätta transporter är möjliga. Det saknas dock kompetent personal inom området och en satsning på träbyggande kan leda till att arbetskraftsbasen i byggnadsbranschen breddas (Östberg, 2016).

Enligt Mpidi Bitu (2014) ökar höjden på de högsta höghusen globalt samtidigt som medelhöjden på byggnader också ökar. Genom att bygga högre byggnader i storstäder så används ofta den dyra marken på ett mer effektivt sätt vid urbaniseringen. Det beräknas att 70% av världens population bor i städer år 2050, en ökning på 2,5 miljarder människor. Ingenjörer och arkitekter i byggbranschen samt normer och regelverk har ännu inte anpassat sig helt till materialet trä. Trä har högt brandmotstånd genom förkolning. Trä väljs dock ofta bort som primärt konstruktionsmaterial då aktörerna är mer vana att hantera stål och betong samt att brandnormer inte är tillräckligt anpassade (Green, 2013). Reglering av byggnadshöjd vad gäller träbyggnader skiljer sig en del i världen, se Figur 2.11. I nationer som saknar begränsningar så har ingenjörer och arkitekter inget som hindrar dem från att projektera höga träbyggnader vilket främjar utvecklingen. I Sverige finns idag inga direkta begränsningar på hur höga trähus får byggas (EKS 10, 2015).



Figur 2.11: Höjdbegränsning för träbyggnader år 2010. Bild: Rhomberg (2010)

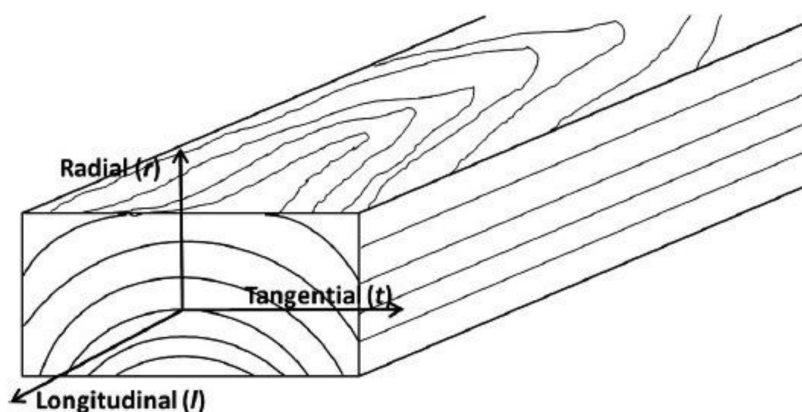
År 1874 infördes förbud mot att bygga trähus högre än två våningar i Sverige, då omfattande bränder skett tidigare i ett flertal städer. Att bygga med trä ansågs som en risk då branden enkelt spreds från hus till hus och brandbekämpningen saknade förmåga att bromsa spridningen. 1994 upphörde förbudet och idag är cirka tio procent av alla nybyggnationer av flerbostadshus i Sverige i trä. Eftersom att nybyggnation av högre träbyggnader varit förbjuden i över 100 år så har mycket kompetens tappats inom området och byggbranschen är idag betydligt mer van att arbeta med stål och betong. För stål och betong finns även beprövade tekniska lösningar och kompetens som resulterar i att nybyggnationer i dessa material anses vara mindre riskfyllda (Kihlberg, 2017).

Kapitel 3 - Teori

I kapitel 3 beskrivs de förädlade träprodukterna KL-trä och limträ samt vilka laster som verkar på koncepthuset. Vidare så beskrivs hur Eurokod behandlar olyckslaster och vilka åtgärder som kan vidtas vid dimensionering för att göra en byggnad mer robust. Slutligen så beskrivs det finita elementprogrammet RFEM och kortfattat teorin bakom modelleringen.

3.1 Förädlade träprodukter

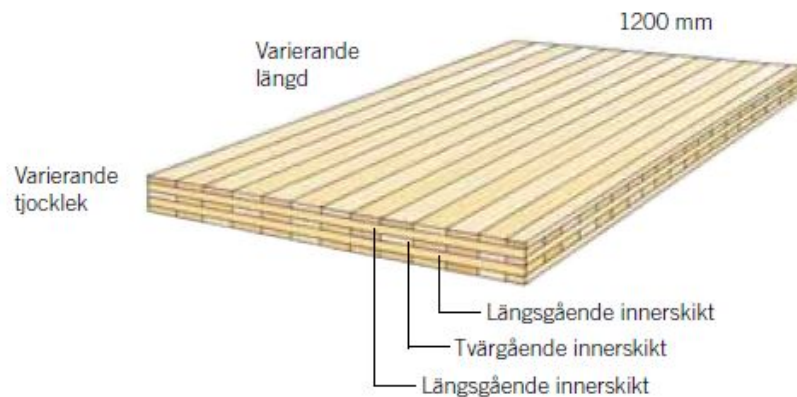
Trä är ett ortotrop material vilket innebär att det har olika egenskaper i de tre olika riktningarna (radiella, longitudinella, tangentiella), se Figur 3.1. Trä har goda termiska egenskaper jämfört med stål och hög styvhet i förhållande till sin vikt jämfört med betong (Johannesson & Vretblad, 2011).



Figur 3.1: Fiberriktningen hos en enskild träplanka. Bild: Mpidi Bitu (2014)

3.1.1 Korslimmat trä

KL-trä är oftast granvirke som limmats ihop med vartannat skikt korslagt. Skikten varierar i udda antal och i det översta och understa skiktet placeras plankorna i längdsled med skivan, se Figur 3.2 (Martinsons, 2014). KL-element kan skapas i olika tjocklekar och längder liknade prefabricerade betongelement och används oftast till ytterväggar, innerväggar, bjälklag och yttertak. Skivornas egenskaper beror på skiktens placering och tjocklek. KL-trä har redan funnits i cirka tre decennier efter att tillverkning av element startat på 1990-talet i Österrike. Vidare spred sig tekniken till Tyskland, Schweiz och Italien innan den spreds till Sverige (Stauder, 2013).



Figur 3.2: Korslimmat trä. Bild: Martinsons (2014)

Fördelarna med KL-trä är flera men de viktigaste är enligt Brandner (2013) KL-skivornas låga vikt, styvheten och bärförmågan i planet och ut ur planet vilket kan ses som positivt för användning i flervåningsbyggnader. Vid tillverkning av KL-skivor så väljs lameller som har liknande värden på egenskaper som elasticitetsmodul, skjuvmodul och årsringar för att få en så homogen produkt som möjligt (Niederwestberg & Chui, 2012).

Egenskaper

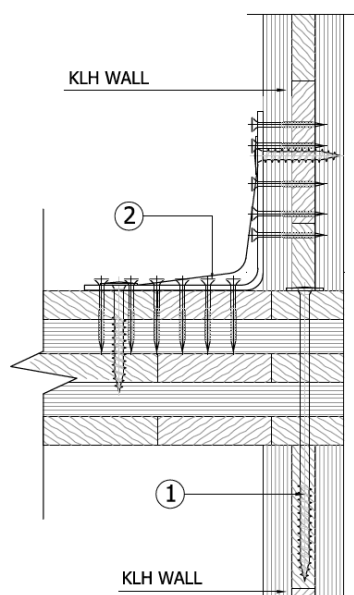
Då trävirket är korslimmat av minst tre skikt så reduceras fuktrörelserna i skivan vilket gör den dimensionsstabil samt att strukturen gör skivan robust då den utan problem kan bära last i båda riktningarna samt erhåller en hög tvärstyvhet. Lamellerna i de olika lagren hos KL-skivorna limmas ihop på flatsidan men kan i vissa fall även limmas på kant sidorna. Detta görs för att öka de fysiska egenskaperna hos KL-skivorna. Att friktion uppstår mellan lamellerna är dock osäkert på grund av tillverkningsprocessen och krympning i träet. Osäkerheten resulterar oftast i att friktionen försummas i analyser (Ashtari, 2012). Om skivorna limmas ihop med virke åt två håll ökar skivornas möjlighet till att ta upp laster i riktningen som skivan inte är tänkt att huvudsakligen bära last i. Det finns också möjlighet för bjälklaget att bära last i två riktningar om konstruktionen kräver det (Mpidi Bitu, 2014).

Träplankor i ett lager kommer att ha liknande ortogonala egenskaper men när nästa lager limmas ihop med det förra kommer det lagret att skilja sig från det förra vad gäller riktningarna på de ortogonala materialegenskaperna. KL-skivans slutliga materialegenskaper kommer därför att skiljas väsentligt mot egenskaperna som virket hade innan limningen (Ashtari, 2012). De olika egenskaperna som beskriver trämaterialens styvhetsegenskaper är elasticitetsmodulen, skjuvmodulen och tvärkontraktionstalet (även kallat Poissons tal). För varje egenskap finns också på grund av materialets ortogonala funktion tre riktningar vilket betyder att till exempel varje träplanka eller varje KL-skiva kan beskrivas med nio egenskaper (Gereke, 2009). Vid användning av KL-skivor så är det viktigt att ta hänsyn till valet av riktningen på det yttre lagret. I en väggpanel av KL-trä är det positivt att ha fler lager som är i den vertikala riktningen, då denna riktning är bärande. Om fler lager är vertikalt riktade ger det en större bärförmåga i vertikala riktningen än om det skulle vara fler horisontellt orienterade lager. I bjälklag finns det oftast ingen speciell riktning som är bättre i det allmänna fallet utan där gäller det att lägga översta och understa lagret i

spannets riktning då skivorna utsätts för större böjmoment i den riktningen (Mpidi Bitu, 2014).

Anslutningar för KL-trä

Knutpunkter mellan KL-element, till exempel bjälklag och vägg, sker idag vanligtvis med skruvar och vinkelbeslag, se Figur 3.3 och 3.4. Dessa infästningar används bara till byggnader upp till cirka åtta våningar då högre antal våningar genererar större laster vilket resulterar i högre krav på anslutningarnas duktilitet. Vinkelbeslag är inte svetsade i någon punkt och består av en del där stålet ofta är galvaniserat. Vinkelbeslag överför skjuvkrafter mellan KL-element och både vägg- och bjälklagselement beter sig som en stel kropp om skruvarna har tillräckligt motstånd mot utdrag samt erforderlig töjningskapacitet (Mpidi Bitu, 2014).

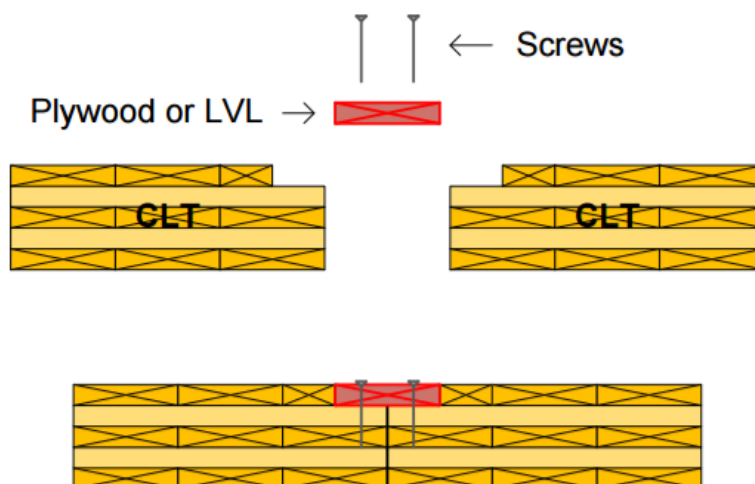


Figur 3.3: Sektion: Vinkelbeslag nr 2 och skruv nr 1. Bild: Mpidi Bitu (2014)



Figur 3.4: Vy av vinkelbeslag. Bild: Mpidi Bitu (2014)

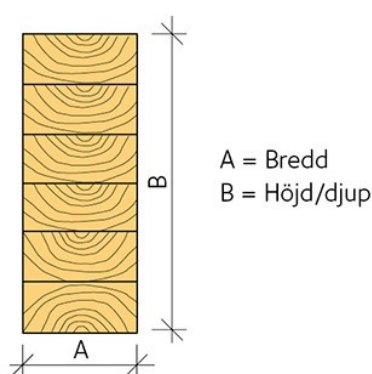
En sammanfogning mellan två element i samma plan utförs ofta genom att limma och skruva ihop elementen med ett förband av stål eller trä, se Figur 3.5. Både skruvarna och limmet överför last längs och tvärs fogens längdriktning. Självborrande skruv är en skruv som har egenskapen att skapa egen gänga i trä och ingen förborrning behövs vid penetrerande rotation. Denna typ av skruv bör alltid användas i samband med KL-trä (Mpidi Bitu, 2014). Slanka anslutningar är naturligt duktila enligt Johansen's yield model (Bhat, 2013). En slank anslutning kan exempelvis ses i Figur 3.3 skruv nr 1. En vanlig anslutning mellan två bjälklagsskivor visas i Figur 3.5. När horisontell last verkar på KL-bjälklag så uppstår skjuvspänningar och skjuvdeformationer samt böjspänningar och böjdeformationer i planet. I bjälklag som är uppbyggda av KL-skivor så erhålls den största skjuvpåkänningen mellan KL-skivor som är anslutna mot de stabiliserande byggnadselementen (Martinsons, 2006).



Figur 3.5: Sammanfogning av två KL-skivor med skruvar. Bild: FPInnovatons

3.1.2 Limträ

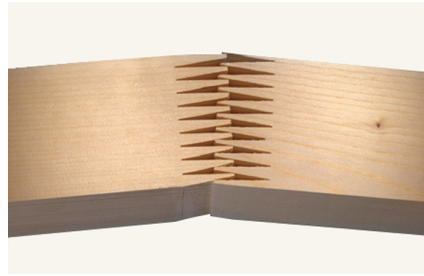
Limträ är trälameller som har limmats längs med fibrerna och på så sätt sammanfogats till ett element med valfritt tvärsnitt, se Figur 3.6. Tvärsnitt och längden på elementet begränsas dock av möjligheten till transport. Materialets höga hållfasthet gör att elementen blir effektivare i proportion till sin vikt jämfört med betong (Svenskt trä, 2013). Limträ tillverkas av att trälameller limmas ihop vilket betyder att limträ är till stora delar ett naturmaterial. Endast cirka en procent av limträ består av annat än trä och den andra komponenten är alltså lim. Limträ som material bidrar inte negativt till miljön utan binder istället koldioxid på cirka $700 \text{ kg CO}_2/\text{m}^3$. Limträ tillverkning är en resurssnål process. Materialet är ofta lokalt trämaterial samt syntetiskt lim. Vid torkningsprocessen förbränns biomassa som framförallt är biprodukter från tillverkningen. Limträ produceras ofta efter beställning vilket betyder att mängden spill minskar. Emballaget utgörs även av återvinningsbart material (Svenskt trä, 2013).



Figur 3.6: Tvärsnitt limträ. Bild: Svenskt trä (2013)

Fingerskarvning är en koppling mellan konstruktionsvirke som kan användas vid större spännvidder när vanliga längder på konstruktionsvirke inte räcker till. Denna koppling utförs genom att ändträet erhåller ett sågat mönster och sedan limmas ihop enligt Figur 3.7 (Martinsons, 2006). Kopplingsutformningen transformerar de longitudinella dragspänningarna till skjuvkraft längs med limningen. Kopplingen kräver också att den utsätts för

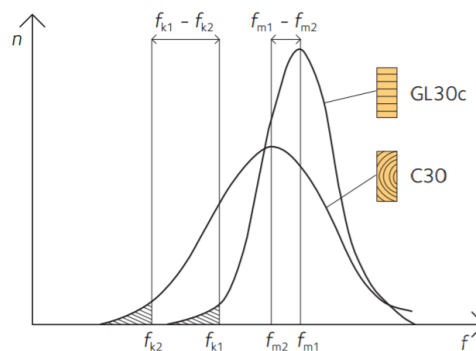
ett tryck under produktion för att ge limmet tillräcklig fäste mellan träplankorna (Mpidi Bitá, 2014).



Figur 3.7: Fingerskarv mellan konstruktionsvirke. Bild: Martinsons (2014)

Egenskaper

Effekten av virkesdefekter utjämnas i limträ vilket leder till högre lägsta nivå av hållfastheten samt ett något högre genomsnitt av hållfastheten för elementet jämfört med den ingående träråvaran. Skillnaden i hållfastheten för konstruktionsvirke mot limträ kan ses i Figur 3.8 (Svenskt trä, 2013).

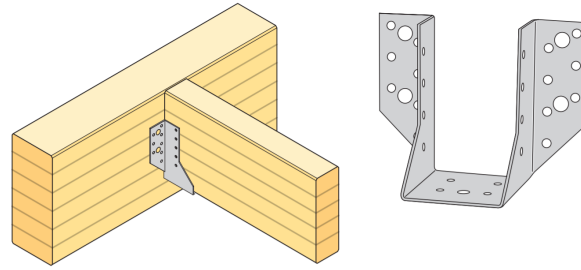


Figur 3.8: Schematisk bild på hållfasthet för konstruktionsvirke (C30) mot limträ (GL30c). Bild: Svenskt trä (2013)

Hållfastheten för limträ är hög i förhållande till egenvikten vilket ger större möjligheter framförallt vid stora spännvidder. Jämfört med andra byggmaterial så är limträ ett av de starkaste med hänsyn till egenvikten (Svenskt trä, 2013).

Exempel på anslutningar för limträ

Balkskor används vanligen som upplag vid anslutning av limträbalkar. I Figur 3.9 visualiseras en balksko tillsammans med två balkar.



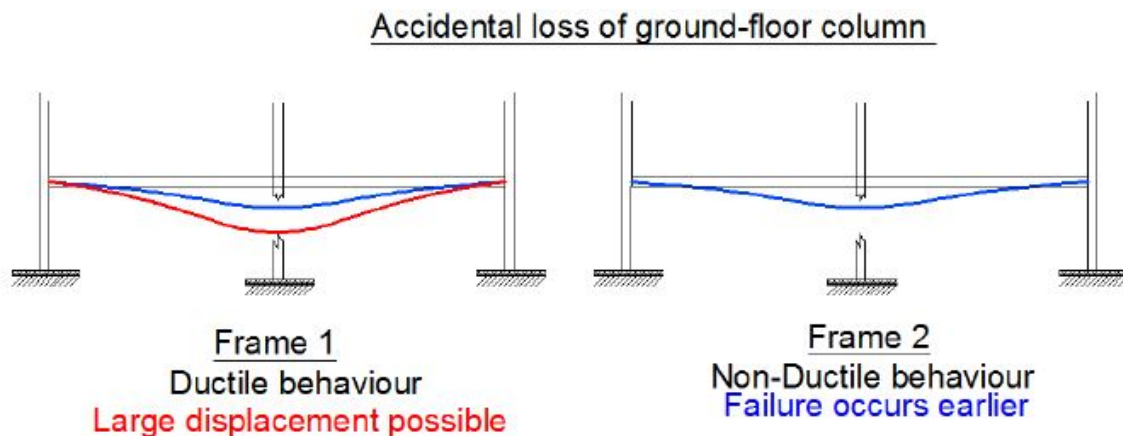
Figur 3.9: Balksko för att skapa upplag för en limträbalk. Bild: Svenskt trä (2013)

3.2 Rotationsstyvhet

Rotationsstyvhet är en kopplings motstånd mot rotation. Denna styvhet är viktig vid diskussion om robusthet och fortskridande ras då hög rotationsstyvhet antas möjliggöra att laster kan ta alternativa vägar samt att nedböjningen begränsas i det olycksdrabbade området. Storleken på en kopplings rotationsstyvhet beror väldigt mycket på hur en anslutning mellan två element utformas. I branschen saknas för tillfället kunskap om kopplingar och dess rotationsstyvhet i kombination med KL-skivor. Detta resulterar ofta i att anslutningar modelleras på den säkra sidan var på ett lågt eller ingen rotationsstyvhet antas. För att noggrannare konstatera en kopplings rotationsstyvhet så bör praktiska försök utföras med verkliga element och anslutningar (Johansson, 2017).

3.3 Duktilitet

Det är vanligt att de plastiska egenskaperna i trä anses obetydliga och försumbara. Normerna och regelverken syftar oftast på betong och stål när de beskriver och hanterar duktilitet (Kirkegaard et al., 2011). Skillnaden mellan ett duktilt beteende och icke duktilt beteende kan studeras i Figur 3.10. Till vänster i Figuren visas ett stomsystem som klarar av att hantera stora deformationer vid brott av bärande element och har därför ett duktilt beteende. Till höger i figuren visas motsvarande stomsystem fast utan duktila egenskaper vilket gör att systemet går till brott tidigare då de saknar möjlighet att deformeras.



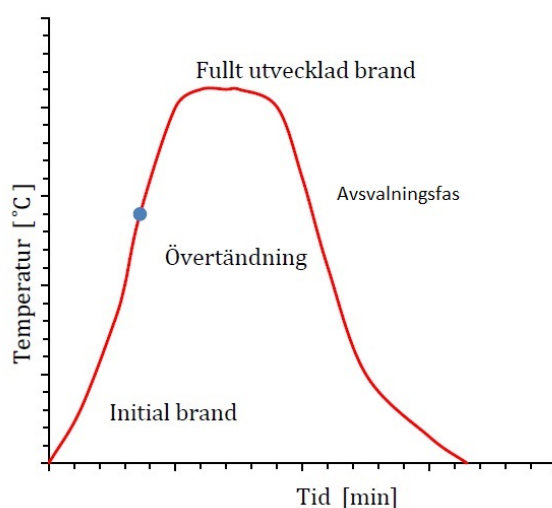
Figur 3.10: Till vänster kan ett duktilt beteende ses och till höger ett icke duktilt beteende. Bild: Mpidi Bita (2014)

3.4 Brand

Brand startar ofta i samband med ovarsamhet med levande ljus, cigaretter eller liknande. Finns det då brännbart material exempelvis möbler samt tillgängligt syre så kan brand uppstå. Brand är en olyckslast och bör beaktas då den kan skapa stora konsekvenser på konstruktioner, se senare avsnitt 3.7. Det finns krav på att personer ska ha möjlighet att evakuera ur en brinnande byggnad.

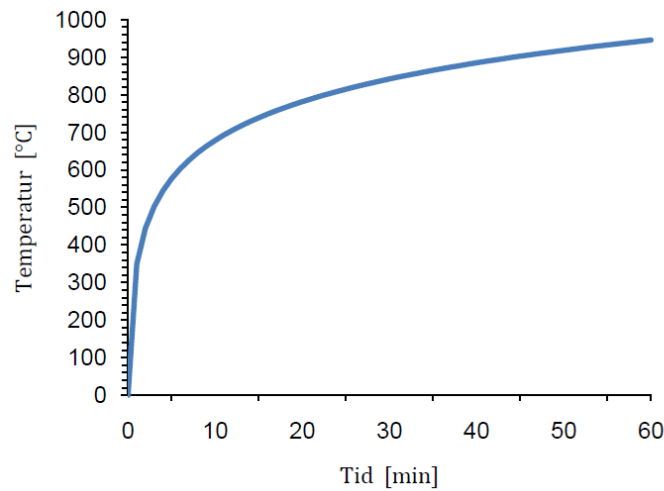
Brandförlopp

Det finns ett så kallat naturligt brandförlopp, se Figur 3.11. Förloppet för bränder delas upp i olika faser där den första fasan kallas för initial brand som är tiden mellan antändningen och övertändningen. Nästa fas kallas övertändning och i denna fas är branden väl utvecklad och temperaturen är väldigt hög. Nästa fas är när branden är fullt utvecklad och då har temperaturen nått cirka 1000°C. Sista fasan är den så kallade avsvalningsfasen som uppstår när allt brännbart material har brunnit och då sjunker temperaturen. För branddimensionering finns en så kallad standardbrandkurva som kan ses i Figur 3.12. Kurvan nedan kan användas som hjälpmedel vid branddimensionering inom husbyggnadsområdet och har en bestämd temperaturförändring i tiden (Zetterlund & Naruszewicz, 2010).



Figur 3.11: Naturligt brandförlopp vid standardbrand. Bild: Zetterlund & Naruszewicz (2010)

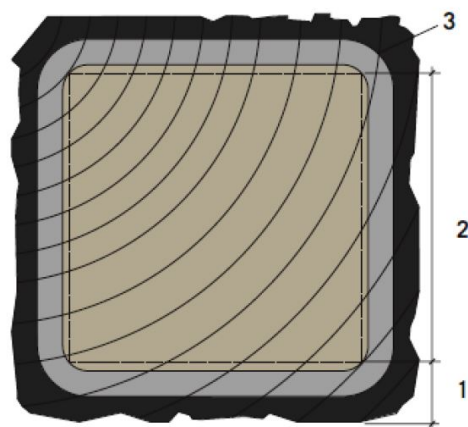
Standardbrand



Figur 3.12: Temperaturkurva vid standardbrand. Bild: Zetterlund & Naruszewicz (2010)

Brand i trämaterial

Trä har egenskapen att antändas och brinna långsamt. Förenklat sagt så är inträngningshastigheten vid brand för trämassa cirka 0,7 mm per minut i samband med brand. Detta motsvarar 42 mm på 60 minuter. Det förkolnade skiktet som är skikt ett i Figur 3.13 har en isolerande effekt mot brand för resten av tvärsnittet. Kolskiktet isolerar genom att motverka syretillförsel vilket gör att branden sprider sig långsammare genom tvärsnittet (Svenskt trä, 2013). KL-trä har något snabbare inträngningshastighet, cirka 0,76 mm per minut vid brand då brandförloppet går snabbare i fogar och skarvar. Om brand endast sker på det yttersta lagret så används samma hastighet som för trä (Zetterlund & Naruszewicz, 2010).



Figur 3.13: Förkolningsprocessen i ett tvärsnitt av trä. 1: Offerskiktet (förfärdigt alt. under förfärdigande) icke lastbärande, 2: Resterande tvärsnitt med bärcapacitet, 3: Förkolnat område. Bild: Green (2013)

3.5 Laster

Byggnaden i konceptstudien är ett bostadshus med bostadslast och har två tänkta geografiska placeringar, Stockholm och Växjö. Båda placeringarna har en föreskriven snölast på (S_k) 2,0 kN/m². Likt snölasten så är referenshastigheten (v_b) för vind den samma för båda placeringarna, 24 m/s (Boverket, 2010).

Tabell 3.1: Laster i konceptbyggnaden

Typ	Last	Enhet
Bostad	2,0	[kN/m ²]
Extra bjälklagstyngd	1,15	[kN/m ²]
Snö	2,0	[kN/m ²]
Vind	24	[m/s]

Snö

Snölast enligt Boverket (2010),

$$S = \mu_i C_e C_t S_k \quad (3.1)$$

Omgivningens topografi antas till normal, taklutningen på huset antas vara 0° och standardvärde på termiska koefficienten används, se Tabell 3.2.

Tabell 3.2: Faktorer för snölast.

Typ	Värde
μ_i	0,8
C_e	1,0
C_t	1,0
S_k	2,0

Snölasten enligt Ekvationen 3.1 tillsammans med värden enligt Tabell 3.2 kan ses i Ekvation 3.2.

$$S = \mu_i C_e C_t S_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,0 = 1,6 \text{ kN/m}^2 \quad (3.2)$$

Vind

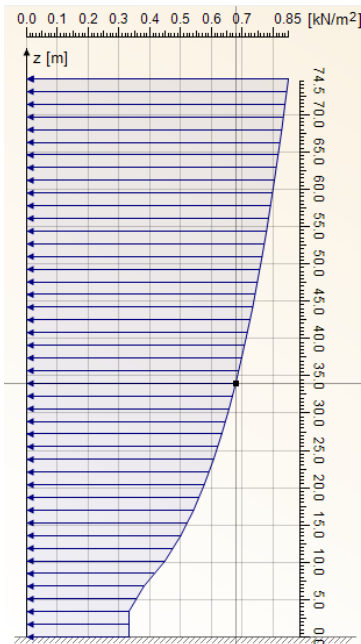
Enligt Boverket (2010) beräknas utvändig vindlast enligt Ekvation 3.3. Terrängtyp 3 antas för Stockholm och Växjö. Det karakteristiska vindtrycket (q_p) varierar med byggnadens höjd och kan ses i Figur 3.14. Formfaktorn ($C_{pe,10}$) används för utvändig vindlast på vertikala väggar för rektangulära byggnader och sätts till 0,8 för den utsatta sidan samt -0,7 för motsatta sidan.

$$W_e = q_p(Z_e) C_{pe} \quad (3.3)$$

Tabell 3.3: Faktorer för vindlasten.

Faktor	Zon	Värde
$C_{pe,10}$	D	0,8
$C_{pe,10}$	E	-0,7

Den totala vindlastfaktorn $c_{pe,10}$ blir alltså $0,8+0,7=1,5$ och tillämpas senare på modellen.



Figur 3.14: Vindlast på byggnaden framtaget ur tillägsprogram i RFEM.

Lastkombinationer vid olyckslast

Lastkombinationen för exceptionella dimensioneringssituationer blir enligt SS - EN 1990 (2002)

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; A_d; (\psi_{1,1} \text{ eller } \psi_{2,1})Q_{k,1}; \psi_{2,i}Q_{k,i}\} \quad j \geq 1; i > 1 \quad (3.4)$$

Där $G_{k,j}$ är ogynnsamma permanenta laster, P är spännkraft, A_d är exceptionell huvudlast, ψ är reduktionsfaktorer för tillhörande laster och Q_k är variabla laster.

Lastkombinationen inom parentes i Ekvation 3.4 kan enligt SS - EN 1990 (2002) uttryckas enligt Ekvation 3.5.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_d + (\psi_{1,1} \text{ eller } \psi_{2,1})Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i}Q_{k,i} \quad (3.5)$$

De ingående parametrarna är de som finns listade under ekvation 3.4.

EKS 10 (2015) anser att den största variabla lasten $Q_{k,1}$ bör reduceras med ψ_1 och inte med ψ_2 som SS - EN 1990 (2002) anser, detta gäller vid vissa exceptionella dimensioneringssituationer. Enligt SS - EN 1990 (2002) bör areareduktion A_d för lastkombinationen vid en olycklastsituation ha värdet 0 annars bör en uttrycklig olyckslast innefattas. EKS 10 (2015) skriver i Allmänt råd: "För exceptionellt lastfall enligt Ekv. 6.11 i SS - EN 1990 (2002) bör inte reduktionsfaktorn α_A för areareduktion och reduktionsfaktorn för samverkande nyttig last, ψ , kombineras." (BFS 2015:6).

3.6 Konsekvensklasser

Enligt SS - EN 1991-1-7 (2006) ska konsekvensklasser tillämpas vid dimensionering av bärverket för att tillfredsställa kraven för robusthet. Nedan följer konsekvensklassbeskrivning

enligt SS - EN 1991-1-7 (2006).

- Konsekvensklass 1 tillämpas då det blir små konsekvenser av ett brott. Hänsyn till olyckslaster behövs inte utan det ska endast säkerställas att krav på robusthet och stabilitet uppfylls. Om byggnaden är dimensionerad enligt krav i Eurokod avseende stabilitet behöver ej olyckslast av oidentifierade orsaker beaktas.
- Konsekvensklass 2 gäller vid medelstora konsekvenser av ett brott. Beroende på specifika förhållanden kan antingen en förenklad analys baserad på ekvivalenta statiska laster utföras eller dimensionering och detaljutformning enligt föreskrivna regler tillämpas. Bilaga A i SS - EN 1991-1-7 (2006) används till dimensionering enligt konsekvensklass 2 och vägleder hur detta ska utföras. I bilagan finns anvisningar och tillvägagångssätt för dimensionering så byggnaden erhåller en tillräcklig robusthet mot fortskridande ras. Konsekvensklass 2 kan delas upp i två delar vad gäller åtgärder
 - Klass 2a innebär extra åtgärder i form av effektiva horisontella förband eller effektiv förankring av upphängda bjälklag i väggar.
 - Klass 2b innebär att horisontella förband för byggnader med rambärverk eller med bärande väggar anordnas tillsammans med de vertikala förbanden för alla bärande väggar och pelare. Kontroller på att byggnaden är stabil och att ett lokalt brott ej leder till överdriven skada krävs.
- Konsekvensklass 3 innebär stora konsekvenser vid ett brott. En undersökning kring det speciella fallet bör göras för att bestämma säkerhetsnivå och omfattningen av bärverksanalysen. Det kan krävas en riskanalys och avancerade metoder så som dynamiska analyser. Bilaga B i SS - EN 1991-1-7 (2006) används om byggnaden tillhör konsekvensklass 3. I Bilaga B i SS - EN 1991-1-7 (2006) finns anvisningar på hur en riskvärdering bör utföras för att analysera risken för fortskridande ras och sedan dra dimensioneringsslutsatser.

I Tabell 3.4 ges förtydligande hur indelning av byggnader sker i konsekvensklasser enligt SS - EN 1991-1-7 (2006).

Tabell 3.4: Konsekvensklassuppdelning från SS - EN 1991-1-7 (2006).

Konsekvensklass (CC)	Exempel på indelning efter byggnadstyp och användning
1	Enfamiljshus i högst fyra våningar. Lantbruksbyggnader. Byggnader som människor sällan vistas i, förutsatt att ingen del av byggnaden är placerad närmare än halva byggnadshöjden från en annan byggnad eller yta där människor vistas.
2a Lågrisk	Enfamiljshus i fem våningar. Hotell i högst fyra våningar. Flerbostadshus eller andra byggnader avsedda för boende i högst fyra våningar. Kontorsbyggnader i högst fyra våningar. Industribyggnader i högst tre våningar. Butikslokaler i högst tre våningar och med en golvarea som inte överstiger 1000 m ² per våning. Envåningsbyggnader avsedda för undervisning. Alla byggnader i högst två våningar som allmänheten har tillträde till och med en golvarea som inte överstiger 2000 m ² per våning.
2b Högrisk	Hotell och flerbostadshus eller andra byggnader avsedda för boende i fem till femton våningar. Byggnader avsedda för undervisning i två till femton våningar. Butikslokaler i fyra till femton våningar. Sjukhus i högst tre våningar Kontorsbyggnader i fem till femton våningar. Alla byggnader som allmänheten har tillträde till och som har 2000 till 5000 m ² golvarea per våning. Parkeringshus i högst sex våningar.
3	Alla byggnader beskrivna enligt ovan i konsekvensklass 2a och 2b som överskrider begränsningarna för golvarea och antal våningar. Byggnader med stora samlingslokaler. Arenor för minst 5 000 åskådare. Byggnader som rymmer farligt gods eller riskfyllda processer.

3.7 Olyckslast

Olyckslaster är laster som uppkommer vid till exempel olyckshändelser så som påkörning eller vid obeaktade laster som till exempel explosioner. Laster som ingår i olyckslaster är de som inte beaktades vid dimensionering av konstruktionens normala funktion. Olyckslaster är ofta kortvariga och dynamiska men även långvariga och statiska laster kan ingå (SS - EN 1991-1-7, 2006).

3.7.1 Kända och okända olyckslaster

Brand

Vid den exceptionella dimensioneringssituationen brand är effekten på bärverken av temperaturhöjning som kan orsaka till exempel ändrade materialegenskaper. Vid branddimensionering av bärverk ska följande moment tillämpas enligt Boverket (2010):

- Val av dimensionerande brandscenario.
- Fastställande av dimensionerande brandbelastning.
- Beräkning av temperaturutvecklingen i bärverk.
- Beräkning av bärverkets mekaniska beteende innefattande ändrade materialegenskaper om utsatt för brand och eventuella tvångskrafter orsakade av temperaturförändringen.

Påkörning

Påkörningslaster kan exempelvis vara påkörning med vägfordon, gaffeltruck, tåg eller påsegling med fartyg. Laster som sker genom påkörning, slag och stöt ger en stötkraft som bör bestämmas genom en dynamisk analys eller med en ekvivalent statisk last (SS - EN 1991-1-7, 2006). Vid dimensionering för påkörning kan flera faktorer påverka lasten. Enligt Åkerlund (1994) bör till exempel inkörningsriktning och inkörningssträcka beaktas. Beroende på var byggnaden är placerad så görs en analys för att bedöma sannolikheten för påkörning samt för att klargöra vilka fordon som är möjliga risker. Rörelseenergin som fordonet har avgörs av massa och hastighet. Styvheten på elementet som utsätts för påkörning samt styvheten på fordonet har också stor betydelse för kraften.

Explosion

En explosion sker då energi frigörs hastigt och kan orsakas av en mängd olika material så som gaser, damm, kärnreaktioner eller sprängmedel. Explosiva material finns i alla varianter av fasor som fast, flytande eller gasform. Dimensionering för explosionslast kan enligt Åkerlund (1994) göras överslagsmässigt med enkla metoder. Att beräkna effekterna av belastningen med ett enfrihetsgradssystem kan ofta vara motiverat. I ett enfrihetsgradssystem transformeras konstruktionsdelen till ett massa-fjädersystem och belastningen räknas om till en ekvivalent last (Åkerlund, 1994).

Oavsiktlig stöt

Oavsiktliga stötar är olyckslaster med dynamiskt förlopp som ger en eller flera kortvariga krafter mot en konstruktion. En oavsiktlig stöt kan dock vara förutsägbar i många fall. Vid dimensionering är krafterna ibland beräkningsbara om stöten är känd eller kan ges genom rimlig bedömning till exempel med jämförelse av påkörningskraft. För vissa byggnader finns ingen speciell anledning till stötkrafter, då kan utvalda delar dimensioneras för en ekvivalent last på 20 kN (Åkerlund, 1994).

Översvämning

Omfattande översvämningar har ofta betydelse för säkerheten för den bärande konstruktionerna. Konsekvenser av en översvämning kan vara bortspolning av jord eller strömmande vatten. Vid dimensionering finns inga generella regler för när och hur översvämning ska beaktas men genom åtgärder för att minska påtagliga risken så kan översvämning undvikas (Åkerlund, 1994).

Sättningar

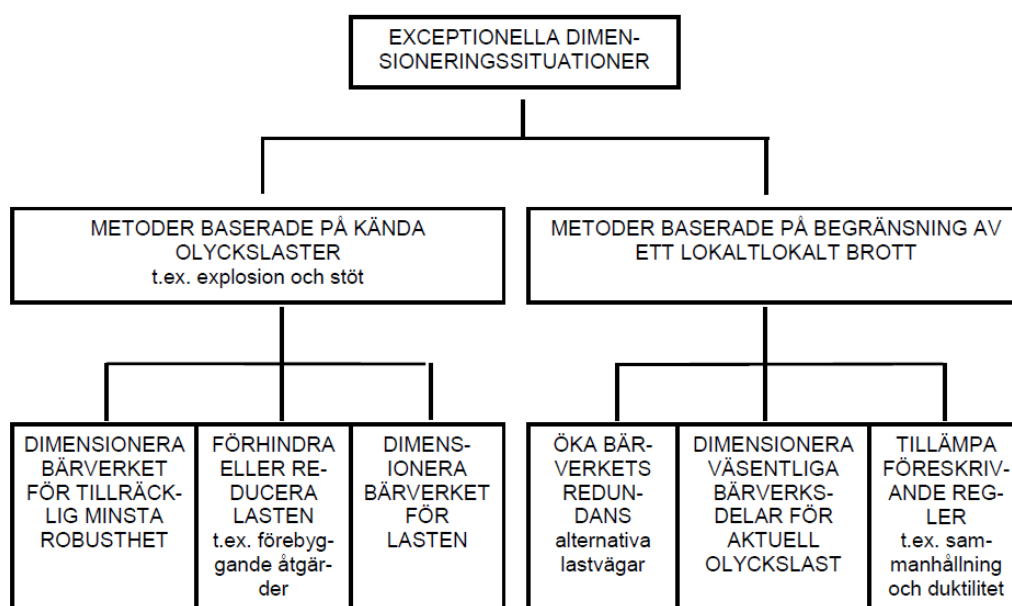
Sättningar som olyckslast innebär att sättningar som är mycket större än vad byggnaden är dimensionerad för uppstår. Sättningarna kan uppstå genom till exempel översvämningar eller fel på bedömningen av undergrunden (Åkerlund, 1994).

Jordbävning

Olyckslast vid jordbävningar kallas seismisk last och uppkommer vid rörelser i grunden (Boverket, 2010). I seismiska områden är jordbävning en viktig olyckslast som kan ha stor negativ effekt på det bärande systemet i byggnader. SS - EN 1991-1-7 (2006) behandlar dimensionering mot seismisk last explicit. Seismisk last är dock sällan relevant för Sverige på grund av försumbar förekomst.

3.8 Exceptionella dimensioneringssituationer

Vid dimensionering för olyckslaster finns några olika metoder enligt SS - EN 1991-1-7 (2006). De två huvudgrupperna är "Metoder baserad på kända olyckslaster" och "Metoder baserad på begränsning av lokalt brott", se Figur 3.15. Vidare i Figuren följer dimensioneringssituationer för respektive huvudgrupp. Fullständig kollaps av bärverk accepteras i det fall det inte föreligger risk för att brottet leder till förlust av människoliv, och där ekonomiska, sociala eller miljömässiga konsekvenser av ett brott är försumbara.



Figur 3.15: Metoder för exceptionella dimensioneringssituationer enligt SS - EN 1991-1-7 (2006).

3.8.1 Metoder baserade på begränsning av lokalt brott

Vid begränsning av lokalt brott, indirekt dimensionering, så ställs krav på att byggnaden ska ha en hög sammanhållning, erforderlig robusthet, klara av att skapa alternativa lastvägar och ha tillräcklig kontinuitet utan att identifiera olyckslaster. Denna schablonmetod lämpar sig bra då det är svårt att identifiera alla olyckslaster och den kan även förenkla konstruktörens arbete. Det saknas ofta exakta värden på kontinuitet och duktilitet vilket gör att konstruktören själv måste avgöra lämpliga dimensioneringsåtgärder.

Indirekt dimensionering kan ske genom att säkerställa att bärverken i byggnaden har tillräcklig robusthet genom att dimensionera de komponenter som är väsentliga för konstruktionens stabilitet. Vidare kan valet av utformningen göras så att bärverkets material, deformationsförmåga och redundans är tillräcklig, se avsnitt 3.9. Åtgärderna leder till att sannolikheten ökar för att bärverken klarar olyckslast (SS - EN 1991-1-7, 2006).

3.8.2 Metoder baserade på kända olyckslaster

Vid metoder baserade på kända olyckslaster, även kallat direkt dimensionering, så antar konstruktören specifika olycksscenarioer som kan drabba en byggnad. Genom att studera olycksscenarioerna och risken så dimensioneras bärverk för att tillräcklig robusthet ska säkerställas så att fortskridande ras inte ska uppstå. Direkt dimensionering kan utföras genom att ge byggnaden tillräcklig lokal motståndsförmåga eller att alternativa lastvägar kan skapas efter brott har skett. Enligt Danielsson & Malmgren (2006) så är direkt dimensionering för att förhindra fortskridande ras vanligare än indirekt dimensionering i Sverige.

Om olyckslasten är känd vid dimensioneringen så kan åtgärder vidtas. Resultatet av åtgärderna blir att risken minskar för att olyckslasten drabbar konstruktionen vilket kan leda till att fortskridande ras undviks. Genom att till exempel använda skyddspollare eller

säkerhetsbarriärer kan olyckslasten från ett fordon förhindras eller reduceras.

Byggnaden som projekteras i konceptstudien hamnar i konsekvensklass 3 enligt SS - EN 1991-1-7 (2006) då byggnaden har mer än 15 våningar. I konsekvensklass 3 bör en systematisk riskvärdering utföras där både förutsägbara och oförutsägbara risker beaktas. Vägledning för denna projektering finns i Bilaga B i SS - EN 1991-1-7 (2006).

Första steget i vägledningen är ”kvalitativ riskanalysidentifiering av risker” och här bör alla risker och tillhörande riskscenarier identifieras. För att identifieringen ska bli korrekt så krävs en noggrann genomgång och förståelse av systemet som ska dimensioneras SS - EN 1991-1-7 (2006). Följande förhållanden bör bland annat beaktas vid riskanalys av bärverk:

- Höga värden för normala laster.
- Låga värden för bärförmåga, till exempel på grund av fel eller orsakade av oförutsedd nedbrytning.
- Geotekniska eller andra miljöförhållanden som avviker från dem som antagits vid utformning.
- Olyckslaster som brand, explosioner, översvämning (inklusive urspolning), påkörning eller jordbävning.
- Ospecificerade olyckslaster.

När riskscenarier definieras bör följande beaktas:

- De förväntade eller kända variabla lasterna på bärverket.
- Bärverkets omgivande miljö.
- Det föreslagna eller kända inspektionsschemat för bärverket.
- Bärverkets övergripande utformning, typ av bärverk, dess detaljutformning, ingående material samt eventuella sårbara punkter avseende skador eller nedbrytning.
- Konsekvenserna av det identifierade riskscenariot i form av skadornas typ och omfattning.

Vidare så bör en kvalitativ riskanalys göras där sannolikheter uppskattas för alla oönskade händelser och påföljande konsekvenser. Alla osäkerheter beträffande indata, beräkningar och modeller bör klarläggas. Riskanalysen genomförs till en lämplig detaljeringsgrad med beaktande av till exempel:

- Syftet med riskanalysen och vilket beslutsunderlag som efterfrågas.
- Begränsningar gjorda i tidigare steg av analysen.
- Tillgången på relevant och tillförlitlig indata.
- Konsekvenserna av de oönskade händelserna.

3.9 Strategier för undersökning av robusthet

I Eurokod, UFC (Unified Facilities Criteria) och NBCC (National Building Code of Canada) finns ingen specifik vägledning för att uppnå robusthet och de hanterar inte fortskridande ras explicit vid projektering av högre träkonstruktioner (Mpidi Bitu, 2014). Det

finns därför en brist på vägledning av detta område i dessa normer. Detta resulterar i att konstruktören själv måste utforma konstruktionen så att den är tillräckligt robust för att hantera fortskridande ras (Neuhercz, 2014). Ju mer duktilt ett system är desto mer robust blir det och nyckeln till en robust konstruktion är hög rotationskapacitet och energiabsorptionsförmåga som möjliggör stora deformationer (Starossek & Haberland, 2010).

Neuhercz (2014) hävdar att det inte finns några klara riktlinjer utan det är upp till konstruktören att verifiera konstruktionen så att den är tillräckligt robust mot fortskridande ras - "*currently there are no exact rules given for CLT structures considering disproportionate collapse. Hence different designers have different approaches to analyse and verify the structures. One can state that the aim in design is to stay within the set collapse tolerances, ensure that the structure remains stable and this is done via the designers professional competence and judgment.*"

Nedan beskrivs några metoder för att undersöka och förbättra robustheten i en byggnad.

3.9.1 Fiktiv borttagning

Fiktiv borttagning innebär att ett bärande element teoretiskt tas bort från systemet och att den statiska jämvikten ändras. Lasten som tidigare förts ner genom elementet måste nu ta alternativa lastvägar i systemet. Alternativa lastvägar kommer att utvecklas beroende på hur konstruktionen ser ut vid det borttagna elementet. Enligt Bilaga A i SS - EN 1991-1-7 (2006) så rekommenderas följande åtgärd för konsekvensklass 1: "*Det kontrolleras att byggnaden förblir stabil och att ett lokalt brott inte överskrider en viss nivå för det hypotetiska fallet att någon bärande pelare, balk eller sektion av en bärande vägg i enlighet med definitionen i A.7 (en åt gången på varje våning i byggnaden) tas bort.*"

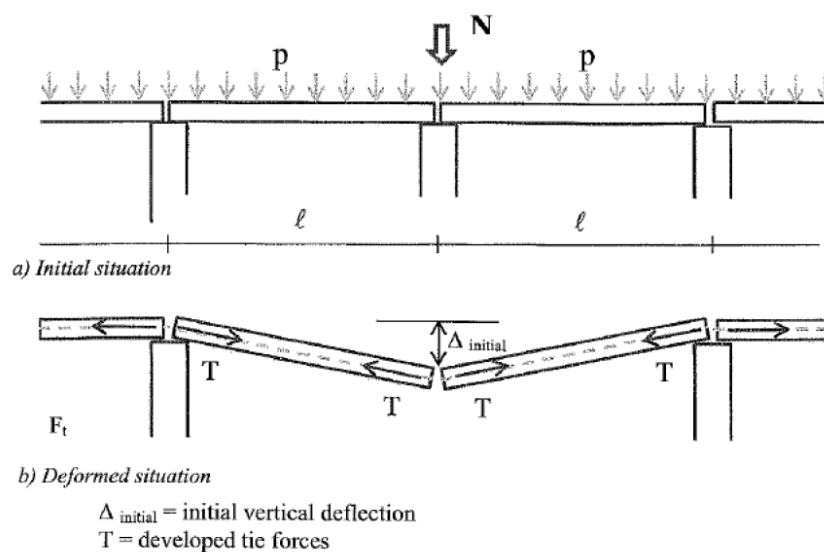
3.9.2 Alternativa lastvägar

Alternativa lastvägar är ett sätt att göra systemet mer robust mot fortskridande ras. För att ge stommen möjlighet att föra ner krafter genom alternativa vägar så behövs oftast anslutningar som kan deformeras plastiskt på grund av rotation och ändå bibehålla en viss bärförmåga (Mpidi Bitu, 2014). Nedan beskrivs fyra olika sätt att skapa alternativa lastvägar.

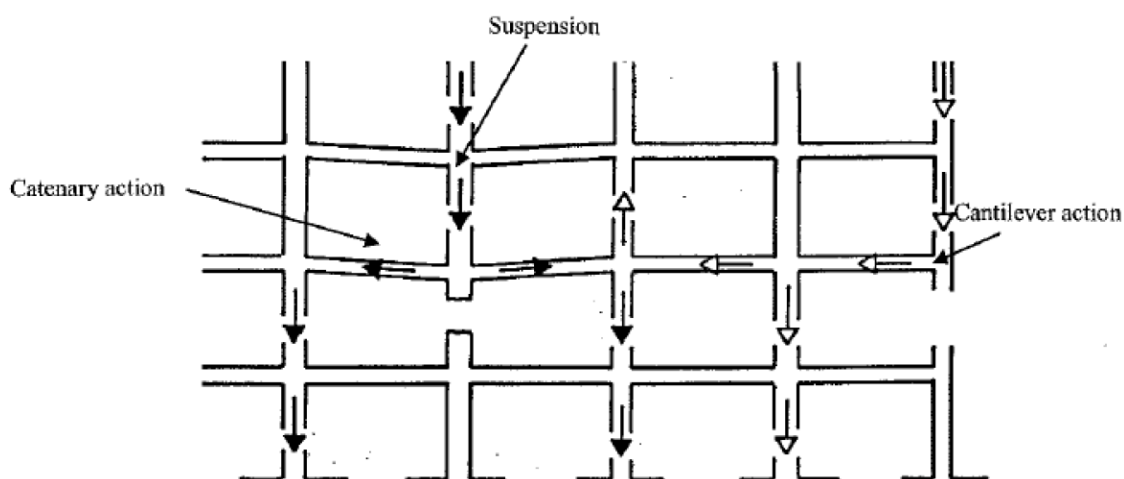
Linverkan

Enligt fib (2012) kan vid lokalt brott, i till exempel en pelare, linverkan utnyttjas för att skapa en alternativ lastväg. Nedan i Figur 3.16 så kan linverkan i en lokal beräkningsmodell studeras medan i Figur 3.17 så kan linverkan i en global skelettstomme analyseras. Den lokala modellen är uppbyggd av bjälklagsplattor som vilar på pelare vilka fungerar som upplag. Den mittersta pelaren tas sedan bort och då förlorar bjälklagen det mittersta stödet vilket gör att jämviktsläget i konstruktionen ändras. Anslutningarna mellan bjälklagsplattorna måste hantera de deformationer som den ökade lasten i det nya jämviktsläget skapar samt transportera dragkraften T som uppstår i snittet. I den lokala modellen så visas bara den longitudinella jämvikten men i verkligheten så överförs även laster i stommens andra riktning, den transversella riktningen, det vill säga inåt i modellen i Figur 3.16. Membranverkan uppstår då stommen har möjlighet att överföra laster

i båda riktningarna. I en betongstomme samarbetar armeringsjärnen i bjälklaget för att effektivt hantera de nya dragkrafterna. I en KL-stomme så måste istället skarven mellan elementen samt kopplingen utformas så att de klarar att hantera de deformationer och extra laster som uppstår. Möjligheten för anslutningarna och skarvarna att överföra laster avgör om konstruktionen kommer att hitta nya lastvägar genom linverkan. Kraften som pelaren utsattes för måste nu i det nya jämviktsläget föras vidare genom bjälklaget genom en dragkraft som sedan ska föras ner genom de andra pelarna som extra tryckkraft. Den horisontella kraften i upplagen hos bjälklaget kommer öka drastiskt (fib, 2012). Liknade linverkan så kan inhängning enligt Figur 3.17 vara en alternativ lastväg vid lokalt brott i en skelettstomme.



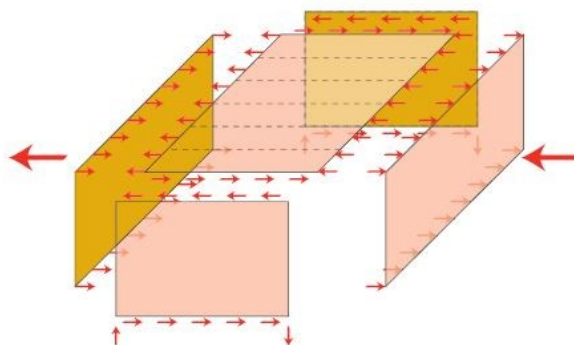
Figur 3.16: Lokal beräkningsmodell för linverkan. Bild: fib (2012)



Figur 3.17: Linverkan (catenary action) till vänster och inhängning (cantilever action) till höger. Bild: fib (2012)

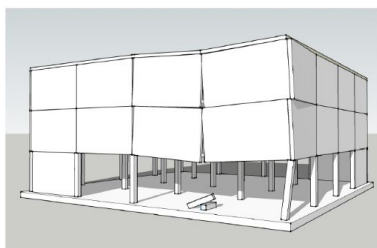
Skivverkan

Skivverkan är en vanlig lastväg i en stomme med bärande vägg- och/eller bjälklagsskivor men skivverkan kan även vara en alternativ lastväg genom att föra över mer last vid brott. En konstruktion kan stabiliseras med hjälp av skivor som hanterar horisontell last genom skjuvkrafter mellan skivorna, se Figur 3.18. Horisontella laster kan vara vindlaster eller horisontalkrafter i form av snedställning av väggar. Skivorna kan vara väggar och bjälklag med förband som är dimensionerade för att klara de horisontella laster som uppstår. Hur lasterna distribueras mellan skivorna beror på styvheten och egenskaperna som skivorna har. Den horisontella lasten ska tillslut ledas ner till grunden (Martinsons, 2006).

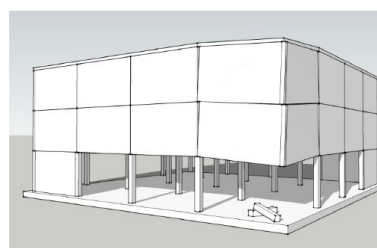


Figur 3.18: Skivverkan: Skiss som visar lastöverföring mellan skivor som används för att stabilisera en konstruktion. Bild: Martinsons (2006)

Westerberg (2010) visar på två fall där överbryggningskonstruktion som grundar sig på membranverkan och skivverkan kan användas för att motverka fortskridande ras vid lokalt brott. I Figur 3.19 där en pelare gått till brott så kan överbryggningskonstruktion ske genom att väggelementen är erforderligt kopplade och kan hantera drag i nederkant samt tryck i ovkant. Bjälklaget kan även bidra till upptagning av dragkrafter om vägg och bjälklag är kopplat på rätt sätt. I fall en pelare i hörnet går till brott enligt Figur 3.20 så föreslår Westerberg (2010) överbryggningskonstruktion genom en flaggkonstruktion. En sådan överbryggningskonstruktion är möjlig om väggelementen kopplas samman med dragband i ovkant eller genom infästning i bjälklaget.



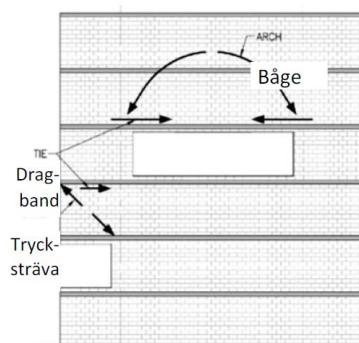
Figur 3.19: Överbryggningskonstruktion vid pelarsbrott. Bild: Westerberg (2010)



Figur 3.20: Överbryggningskonstruktion vid pelarsbrott i hörn. Bild: Westerberg (2010)

Bågverkan

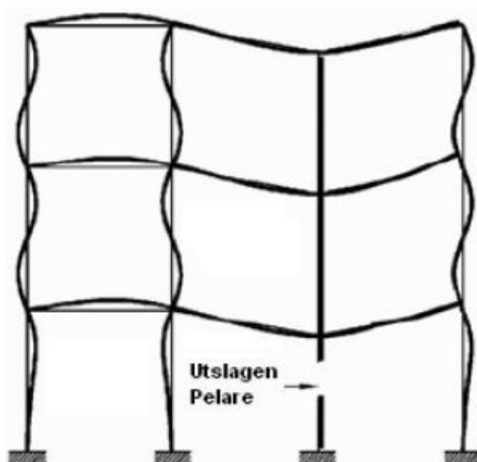
Bågverkan kan uppstå i en konstruktion efter att ett bärande element har tappat sin funktion. Bågverkan är den kraft som motverkar rotation och horisontell förskjutning i ett bjälklag eller ett väggparti, se Figur 3.21. För att bågverkan ska kunna uppstå i ett bjälklag så krävs det att bjälklagselementen har erforderlig styvhet (fib, 2008).



Figur 3.21: Bågverkan då bärverk slås ut. Bild: Sven Thelandersson (2013)

Vierendeel-verkan

Om ett system omfördelar lasterna vid till exempel ett ras genom momentstyva knutpunkter kallas detta Vierendeel-verkan. Robustheten i byggnaden ges då av att de momentstyva knutpunkterna tillsammans med böjstyva element överför laster vidare genom ovanföriggande bärverk vid lokalt brott, se Figur 3.22. En fördel med detta är att diagonaler ej behövs men nackdelar är höga kostnader och att det är svårt att skapa momentstyva leder (Nygårdh & Niklewski, 2013).



Figur 3.22: Vierendeelverkan då ett bärverk slås ut. Bild: Sven Thelandersson (2013)

3.9.3 Väsentliga bärverkselement

Ett väsentligt bärverkselement är enligt fib (2012) ett bärverk som vid brott av detta element orsakar kollaps av oacceptabel storlek. Alla komponenter som påverkar stabiliteten hos ett väsentligt bärverk skall också dimensioneras som ett väsentligt bärverk. Ett väsentligt bärverk skall brottsgränsdimensioneras för att utstå alla möjliga olyckslaster. fib (2012) föreslår också en dimensionerande olyckslast på 34 kN/m^2 i vertikal eller horisontell riktning men rekommenderar generellt att undvika användandet av väsentliga bärverk.

Enligt Bilaga A i SS - EN 1991-1-7 (2006) så rekommenderas följande: ”Om det hypotetiska fallet att en pelare eller väggsektion tas bort leder till skada som överskrider den överenskomna omfattningen, eller någon annan specificerad omfattning, bör en sådan bärverksdel utformas som en väsentlig bärverksdel (se A.8).”

3.9.4 Systematiska fel & Segmentering

Systematiska fel innebär att felaktigt antagande eller fel indata används. Detta kan resultera i att flera bärande element underdimensioneras och inte klarar att hantera de laster som de utsätts för. I ett fall där ett bärande element går till brott på grund av en olyckslast så finns det en förhöjd risk att närliggande element inte kan hantera den extra last som uppstår ifall ett systematiskt fel har begåtts (Dietsch, 2011). Systematiska fel är en effekt av mänskliga fel där ansvarig projektör eller konstruktör har begått misstag i sitt arbete. Misstaget kan bero på stress, brist på kompetens eller någon annan oklar faktor. Segmentering kan vara en åtgärd för att begränsa fortskridande ras ifall ett systematiskt fel har begåtts. Segmentering innebär att en konstruktion delas upp i delar som är oberoende av varandra och där robusthet och stabilisering har hanterats enskilt för varje del (Nygårdh & Niklewski, 2013).

Mänskliga fel vid projektering eller montering är ett moment som kan leda till att väsentliga element i ett system inte beter sig eller har den styvhet som är tänkt från början. På byggarbetsplatsen finns det risk för att detaljanslutningar mellan trärelement utförs på fel sätt. Detta kan resultera i brott om en exceptionell last uppstår. Anledning till att fel uppstår kan vara brist på kompetens samt stress på arbetsplats. I koncepthuset är vinkelbeslag tänkt som den främsta anslutningen mellan KL-skivorna. Om beslagen monteras på fel sätt och en kvalitetskontroll inte finner misstagen så är det en förhöjd risk att brott uppstår vid exceptionell last. Kontrollen kan vara svår att utföra rent praktiskt då många anslutningar i trästommar döljs eller kläs in för att skydda stålet mot brand. Kompetensbrist kan även råda hos byggnadskonstruktören som kan projektera fel vad gäller kapacitet hos anslutningar och element. För att vara på säkra sidan så kan det vara bra att använda ett konservativt värde för anslutningars bärförmåga och duktilitet vid en händelse av exceptionell last. Detta är väsentligt om en lätt överskattning av dessa egenskaper skulle leda till fortskridande ras (Frühwald Hansson, 2017).

3.10 Analyismetoder

3.10.1 Finita elementmetoden

Finita elementmetoden (FEM) är en approximativ numerisk beräkningsmetod. Metoden används för att lösa differentialekvationer som uppstår vid modellering. Differentialekvationerna är ofta komplicerade och för tidskrävande att lösa med hjälp av klassiska analytiska metoder men går att lösa approximativt med hjälp av FEM (Ottosen & Petersson, 1992).

Fysiska problem kan beskrivas med hjälp av differentialekvationer som är approximerade att gälla över ett speciellt område. Området kan vara av en-, två- och tredimensionell karaktär. En fördel med FEM är att området delas upp i flera små element, så kallade finita element. I de små elementen kan individuella approximationer gälla. Den finita elementanalysens approximation gäller då över hela området men approximationen för ett element kan skilja sig från ett annat elements approximation. Samlingen av dessa element kallas finita element mesh (Ottosen & Petersson, 1992).

Mesh-storleken avgör hur många noder som finns i modellen och därför även hur många

beräkningar som en simulering innebär. En finare mesh, det vill säga en mesh med mindre element, kan skapa en noggrannare analys där värden på krafter och nedböjningar konvergerar mot ett resultat som är mer exakt för den approximation som gäller för modellen av byggnaden.

Bärverkets beteende är i realitet olinjärt och komplicerat men olika nivåer av analys kräver olika nivåer av noggrannhet för att klara av att ge en bra approximation av resultatet (Chan & Chui, 2000).

3.10.2 Linjär analys

Vid linjär analys förenklas beräkningarna jämfört med verkligheten. Ett exempel på vad som förenklas är att nedböjningen antas vara proportionell mot lasten som bärverket utsätts för. Superposition kan tillämpas vid linjär analys vilket underlättar beräkningarna. (Chan & Chui, 2000).

3.10.3 Olinjär analys

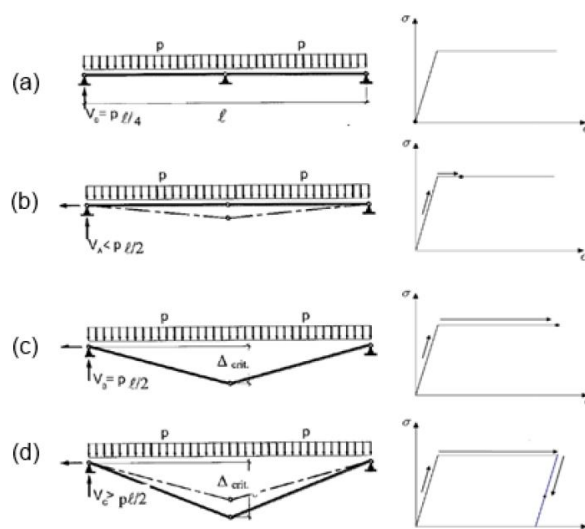
Vid beräkning av ett olinjärt problem visar det sig att FEM är ett viktigt verktyg. FEM kan ge en bra analys av bärverk vid olinjär geometri eller olinjärt materialbeteende. Vid olinjära analyser med hjälp av FEM ingår modellering som leder till formuleringen av ett antal olinjära ekvationer som ska beskriva problemet. Efter framtagandet av ekvationerna ska en rimlig strategi användas för den numeriska beräkningen av dessa ekvationer. Iterativa procedurer är ett effektivt verktyg och används ofta vid olinjära analyser (Krenk, 2009).

3.10.4 Statisk analys

Vid en statisk analys av ett bärverk sker en analys av bärverket som är i jämvikt där alla krafter som agerar på bärverket måste vara i balans. Statisk analys syftar till att analysera och bestämma interna och externa krafter som verkar på bärverket (Williams, 2009).

3.10.5 Dynamisk analys

Dynamisk analys innebär att ett objekt har en initial lägesenergi som omvandlas till rörelseenergi. Detta kan exempelvis ske då väggar i en konstruktion är placerade ovanpå varandra och en vägg plötsligt går till brott och tappar sin bärande förmåga. Då har väggen ovanför en lägesenergi som blir till rörelseenergi för att stödet som fanns innan nu är borta, se Figur 3.23. För att brott inte ska ske så måste denna energi hanteras och egenskaperna möjliggöra så att en ny statisk jämvikt kan uppstå. Vid bortfall av element kan energi tas upp av kopplingarna mellan element vilket motverkar deformationen. Från kopplingarna så måste sedan lasten hitta alternativa lastvägar i systemet för att konstruktionen ska vara robust (Eriksson & Fritz, 2016).



Figur 3.23: Händelseförlopp vid dynamisk analys: a) statisk jämvikt, b) vertikal acceleration, c) max deformation, d) en viss retardering. Bild: Nygårdh & Niklewski (2013)

Vid dynamisk analys så har tiden (t) en stor påverkan. Om den dynamiska lasten verkar under en kortare period så blir den dynamiska effekten större. Värsta fallet bör vara då ett element slås ut momentant så att inget motstånd från det utslagna element kan användas för att bromsa den vertikala accelerationen. Ett systems förmåga att hantera amplitud och vibrationer beror på möjligheten att absorbera och sprida energi i systemet. Desto större dämpningsförmåga systemet har desto kortare tid krävs för att statisk jämvikt ska uppnås efter en dynamisk last har verkat. Ett lokalt brott är oftast ett dynamiskt förlopp då svängningar och vibrationer uppstår. Därför är det viktigt att studera anslutningens förmåga att dämpa energin. Efter ett brott har skett med dynamisk karaktär så bör systemet dämpa amplituden så att systemet kan återgå till statisk jämvikt (Mpidi Bitu, 2014).

3.11 Programvara för FEM - RFEM

RFEM är ett finita elementanalysprogram från programutvecklaren Dlubal Software. Programmet kan användas för att beräkna interna krafter, deformationer och reaktionskrafter för modeller. RFEM är basen för Dlubals analysverktyg. RFEM 5 är en version av RFEM som enligt Dlubal Software GmbH (2013b) erbjuder flertalet användbara funktioner och möjligheter under analysprocessen av bärverk. Källa till hela avsnitt 3.11 är Dlubal Software GmbH (2013b) om inget annat anges.

Beam

Beam är en elementtyp i RFEM som kan användas för att beskriva hur de interna krafterna absorberas eller för att beskriva vilka egenskaper som för ett element kan antas gälla. Beam innebär att elementet antas vara böjresistent och kan överföra alla interna krafter. Att elementet är böjresistent gäller om inget annat är angivet. Vid användning av elementtypen beamså kan alla typer av laster hanteras.

Member hinge

Member hinge"är en funktion för att styra vilka randvillkor som gäller för ett 1D-elements koppling, till exempel balk- eller pelarelement (Dlubal Software GmbH, 2015).

Line Releases

Line Releasemöjliggör så att anslutningar för skivor i RFEM kan tilldelas olika randvillkor. Kopplingen kan till exempel möjliggöra fri rotationen eller rörelse men även fjäderkonstanter kan anges.

Line & Node support

Line supportänvänds för att beskriva ett upplag som utgörs av en linje. Line support beskriver randvillkoren för alla noder längs linjen. Nodal supports"är ett upplag för en nod som leder laster ner till fundament i grunden.

Large deformation analysis

Large deformation analysis"även kallat tredje ordningens teori" vilken genomför flera iterationer där styvhetsmatrisen för systemet räknas om innan varje steg vilket innebär att deformationerna påverkar styvhetsmatrisen. Viktigt är att laster är ordnade i rätt koordinatsystem så att lasten inte får fel riktning när det utsatta elementet har deformerats. Om lokalt koordinatsystem används för lasten kommer lastens globala riktning ändras om elementet deformerar vilket innebär en annan jämvikt än om lasten är riktad enligt globalt koordinatsystem.

3.11.1 RF-Laminate

I FEM programmet RFEM finns det en tilläggsmodul "RF-Laminate" som används för att beräkna deformationer och spänningar i laminerade element som exempelvis KL-trä och limträ. Modulen RF-Laminate använder sig av platteori och gör så att lager med olika egenskaper kan modelleras in i ett och samma element och bilda ett kompositmaterial. I analysdelen går det att välja om Mindlin eller Kirchhoffs platteori ska användas. Mindlin är bättre anpassat för att användas vid modellering av massiva träskivor medan Kirchhoffs platteori är bättre anpassat på relativt tunna skivor. Om ett kompositmaterial modelleras som ortotropt möjliggörs en individuell rotation av varje lager och olika egenskaper kan modelleras till olika lager, se Figur 3.24. Det är även möjligt att modellera isotropt.

För ortotropt material i "RF-Laminate" ska följande anges: två elasticitetsmoduler E_x och E_y , tre skjuvmoduler G_{yz} , G_{xz} , G_{xy} , två Poissons tal ν_{xy} , ν_{yx} . För att beräkning ska vara möjligt så måste alla moduler vara större eller lika med noll samt att styvhetsmatrisen D är positiv-definit. Elasticitetsmodulen och Poissons tal har följande förhållande i ett ortotropt material,

$$\frac{\nu_{yx}}{E_y} = \frac{\nu_{xy}}{E_x} \quad (3.6)$$

Ifall fibrerna löper i x-riktningen så har lagret följande egenskaper,

$$E_x = E_{o,mean} \quad (3.7)$$

$$E_y = E_{90,mean} \quad (3.8)$$

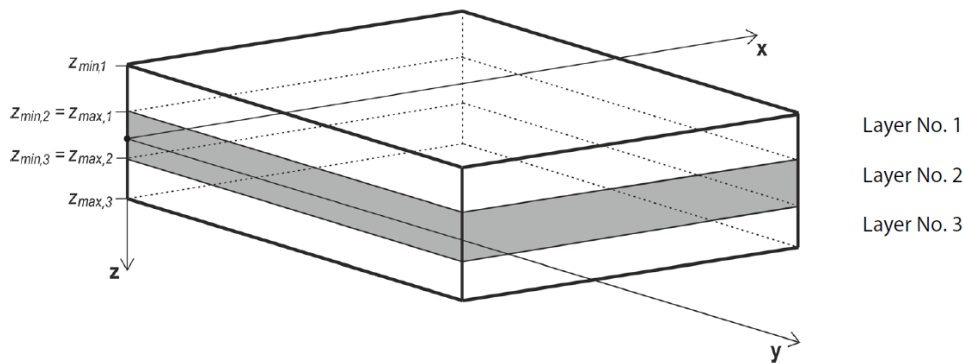
$$G_{xy} = G_{xz} = G_{mean} \quad (3.9)$$

$$G_{yz} = \frac{G_{mean}}{10} \quad (3.10)$$

G_{yz} är här skjuvmodulen som beskriver rullskjuvning. Ett isotropt material har samma egenskaper i alla riktningar därför finns det ingen anledning att specificera egenskaper efter x- och y-riktningen i RFEM. Samma kriterier för beräkning enligt tidigare gäller dock fortfarande. Styvhetsmatrisen D ska vara positiv-definit och alla moduler vara större eller lika med noll. Relationen mellan egenskaperna kan beskrivas som,

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (3.11)$$

En KL-träskiva ska modelleras som ortotropt för att beteendet ska efterlikna verkliga egenskaper.



Figur 3.24: En KL-skiva med 3 lager. Bild: Dlubal Software GmbH (2016b)

De individuella lagren kan rotera en godtycklig vinkel (β), så det är nödvändigt att transformera lagrens koordinatsystem till ett gemensamt. I programmet RFEM skapas först en styvhetsmatris med egenskaper för varje lager. Sedan skapas en global styvhetsmatris D för hela elementet som förklarar dess egenskaper, se Figur och 3.25 och 3.26.

$$\mathbf{d}'_i = \begin{bmatrix} d'_{11,i} & d'_{12,i} & 0 \\ \text{sym.} & d'_{22,i} & 0 \\ & & d'_{33,i} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E_{x,i}}{1-\nu_{xy,i}^2} & \frac{\nu_{xy,i}E_{y,i}}{1-\nu_{xy,i}^2} & 0 \\ \frac{E_{y,i}}{1-\nu_{xy,i}^2} & \frac{E_{x,i}}{1-\nu_{xy,i}^2} & 0 \\ \text{sym.} & & G_{xy,i} \end{bmatrix} \quad i=1,\dots,n$$

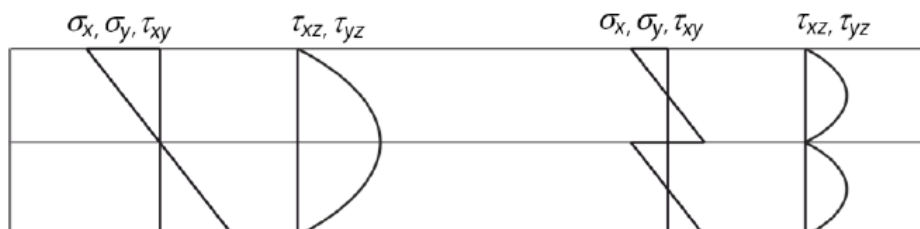
Figur 3.25: Lokala styvhetsmatrisen d' . Bild: Dlubal Software GmbH (2016b)

$$\mathbf{D} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 & D_{16} & D_{17} & D_{18} \\ & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 & \text{sym.} & D_{27} & D_{28} \\ & & D_{33} & 0 & 0 & \text{sym.} & \text{sym.} & D_{38} \\ & & & D_{44} & D_{45} & 0 & 0 & 0 \\ & & & & D_{55} & 0 & 0 & 0 \\ & \text{sym.} & & & & D_{66} & D_{67} & D_{68} \\ & & & & & & D_{77} & D_{78} \\ & & & & & & & D_{88} \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ v_x \\ v_y \\ n_x \\ n_y \\ n_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 & D_{16} & D_{17} & D_{18} \\ & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 & \text{sym.} & D_{27} & D_{28} \\ & & D_{33} & 0 & 0 & \text{sym.} & \text{sym.} & D_{38} \\ & & & D_{44} & D_{45} & 0 & 0 & 0 \\ & & & & D_{55} & 0 & 0 & 0 \\ & \text{sym.} & & & & D_{66} & D_{67} & D_{68} \\ & & & & & & D_{77} & D_{78} \\ & & & & & & & D_{88} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \kappa_x \\ \kappa_y \\ \kappa_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \\ \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix}$$

Figur 3.26: Globala styvhetsmatrisen D . Bild: Dlubal Software GmbH (2016b)

I funktionen "1.2 Material Characteristics" i RF-Laminate definieras de olika lagren och dess egenskaper i ett ortotropt material. I en underliggande funktion till "1.2 Material Characteristics" går det att ange detaljer om skjuvning mellan lagren (Consider Coupling) och limning på kortsidor (glue at narrow sides) ska beaktas. Att skjuvning mellan lagren beaktas möjliggör att elementen samverkar över lagren enligt Figur 3.27.



Figur 3.27: En skiva med 2 laminerade trälager, spänningen till vänster där skjuvkoppling beaktas och till höger utan skjuvkoppling. Bild: Dlubal Software GmbH (2016b)

I RFEM finns redan flera träklassificeringar enligt angivna Eurokod. Det går även att använda reduktionsfaktorer för rotations- och skjuvstyvhets. För att reducera rotationsstyvhetsen så används faktor k_{33} som multipliceras med D_{33} i globala matrisen. Faktorn används bara på plattor som är symmetriska (där de olika lagrens riktning skiljer sig med 90 grader i planet). Skjuvstyvhets reduceras genom att ange ett värde på k_{44} och k_{55} som även här multipliceras med motsvarande del i globala matrisen, det vill säga D_{44} och D_{55} .

Resultat från RF-Laminate

RF-Laminate räknar ut utnyttjandegraden för skivor och enligt Dlubal Software GmbH (2016b) beräknas spänningar och utnyttjandegrad enligt Tabell 3.5.

Tabell 3.5: Värderna från Test 1 för koppling Balk - Pelare. B står för böjning, c för tryck och t för drag. σ är spänningar på grund av normalkrafter eller böjning och τ är spänningar på grund av skjuvning. De två sista jämförelsetalen är enligt Dlubal Software GmbH (2016b) en kontroll från DIN EN 1995-1-1/NA, (NA.132), (NA.133) och (NA.134).

Spänningar [Pa]	Grad av utnyttjad [-]
$\sigma_{b,0}$	$\frac{ \sigma_{b,0} }{f_{b,0,d}}$
$\sigma_{b,90}$	$\frac{ \sigma_{b,0} }{f_{b,90,d}}$
$\sigma_{t/c,0}$	$\frac{ \sigma_{t/c,0} }{f_{t/c,0,d}}$
$\sigma_{t/c,90}$	$\frac{ \sigma_{t/c,90} }{f_{t/c,90,d}}$
$\sigma_{b+t/c,0}$	$\frac{ \sigma_{b,0} }{f_{b,0,d}} + \frac{ \sigma_{t/c,0} }{f_{t/c,0,d}}$
$\sigma_{b+t/c,90}$	$\frac{ \sigma_{b,90} }{f_{b,90,d}} + \frac{ \sigma_{t/c,90} }{f_{t/c,90,d}}$
$\tau_{x'y'}$	$\frac{ \tau_{x'y'} }{f_{xy,d}}$
$\tau_{y'z'}$	$\frac{ \tau_{y'z'} }{f_{R,d}}$
$\text{int}(\tau_{x'z'} + \tau_{x'y'})$	$\frac{\tau_{x'z'}^2}{f_{v,d}^2} + \frac{\tau_{x'y'}^2}{f_{xy,d}^2}$
$\text{int}(\sigma_{t/c,90} + \tau_{y'z'})$	$\frac{ \sigma_{t/c,90} }{f_{t/c,90,d}} + \frac{ \tau_{y'z'} }{f_{R,d}}$

3.11.2 RF-Dynamo Pro

RF-Dynamo Pro är en modul till RFEM. Modulen är uppdelad i tre delar där första delen är *Natural Vibrations* som utför analyser av naturliga vibrationer för modeller. Den andra delen är *Forced Vibrations* som utför analyser av dynamiska lasters påverkan på bärverket. Tredje delen av modulen är *Equivalent Loads* som ger en ekvivalent statisk kraft analys enligt vald eller angiven standard (Dlubal Software GmbH, 2016a).

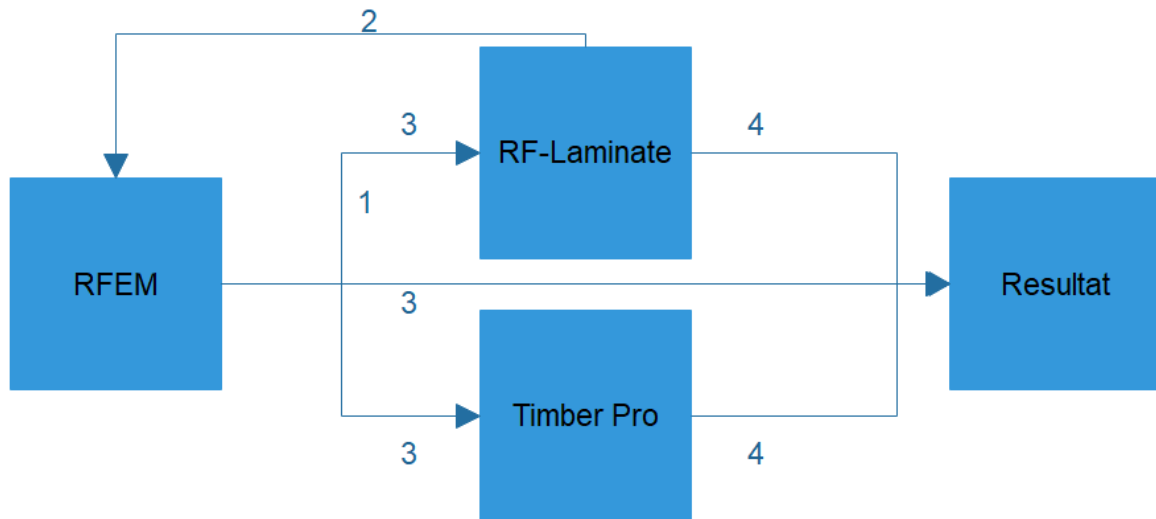
I *Natural Vibrations* bestämmer de lägsta egenvärdena för byggnaden. I funktionen kan antalet värden som ska bestämmas justeras (Dlubal Software GmbH, 2016a). I funktionen *Natural Vibrations* kan fyra metoder för att ta fram egenvärden användas. Enligt Pavarini et al. (2011) är *Lanczos method* användbar vid relativt stora matriser då den överpresterar jämfört med ordinarie metoder.

3.11.3 RF-Timber Pro

RF-Timber Pro är ett tillägsprogram till RFEM som kan användas för brottgränsberäkningar, brandmotståndsberäkningar, stabilitetsanalyser och deformationsanalyser. I programmet kan SS - EN 1990 (2002) och de nationella annexen användas för dimensionering av bärverkselement i trä. RF-Timber Pro kan därmed användas för att kontrollera utnyttjandegraden hos pelare och balkar i brottgränstillstånd (Dlubal Software GmbH, 2013a).

3.11.4 Beräkningsgång i RFEM

I Figur 3.28 beskriver grafiskt hur RFEM använder sig av tillägsmodulerna RF-Laminate och Timber Pro.



Figur 3.28: Beräkningsgång i RFEM. 1: Information om ytor skickas till RF-Laminate. 2: RF-Laminate skickar tillbaka styvhetsmatriser för ytorna beräknade med hjälp av materialegenskaper angivna av användaren i RF-Laminate. 3: Efter beräkningarna i RFEM är genomförda presenteras resultatet samtidigt som RF-Laminate och Timber Pro använder resultaten för att beräkna till exempel utnyttjandegraden i elementen. 4: Tilläggsmodulerna skickar resultat till RFEM som kan presenteras tillsammans med resultaten från RFEM så som deformation och interna krafter.

Kapitel 4 - Metod

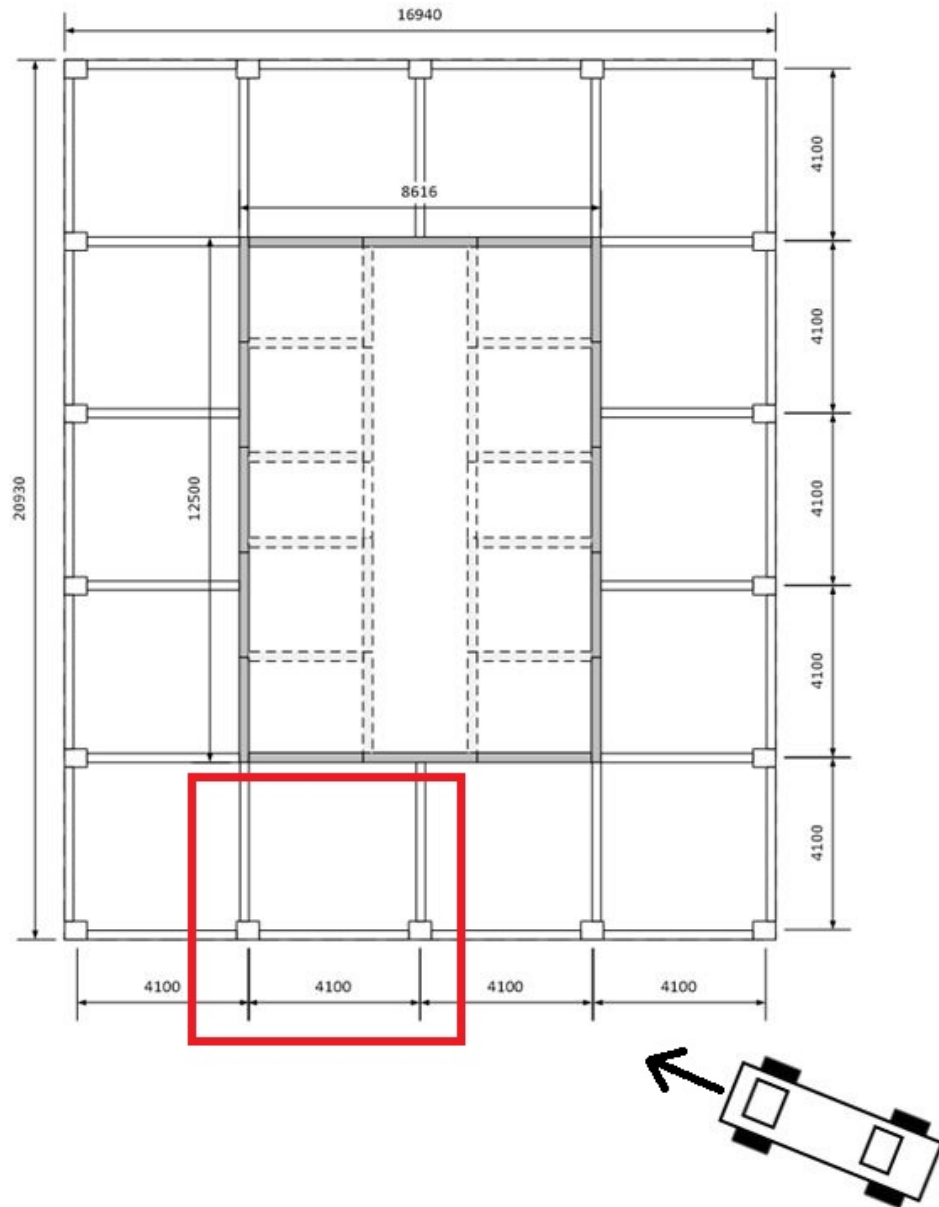
I kapitel 4 beskrivs riskanalysen som utförts på konceptbyggnaden samt modelleringen av huset och de olika simuleringarna som utförts.

4.1 Riskanalys

Koncepthuset i studien som bedrivs av RISE är i konsekvensklass 3 då byggnaden är över 15 våningar hög. Enligt SS - EN 1991-1-7 (2006) krävs det därför en riskutvärdering av projektet, där förutsägbara såväl som oförutsägbara risker beaktas. Av kända och okända olyckslaster, beskrivet tidigare i avsnitt 3.7.1, så är påkörning och brand de främsta riskscenarierna för byggnaden. Explosion antas inte troligt då det inte finns något explosivt ämne närvarande i byggnaden. Seismisk last i form av jordbävning som kan skada byggnaden är inte troligt då jordbävningar i Sverige förekommer sällan och ofta är av mildare grad. Sättningar som uppstår på grund av översvämningar och felbedömning av undergrunden kan bortses ifrån då en kvalitetsgranskning av bedömningen bör utföras. Byggnaden antas inte vara utsatt för oavsiktlig stöt eller explosion då byggnadens användningsområde är bostäder och därför inte bör vara intressant som terrormål.

Koncepthuset antas placeras nära en väg där trafik med hastigheten 50 km/h förekommer och påkörning av fordon är möjligt, se Figur 4.2. Värsta fallet anses då en tungt lastad lastbil kolliderar med en snäv vinkel mot husets fasad, se Figur 4.1. Två pelare och en balk antas gå till brott och då lastbilen kan ha en höjd på över tre meter så antas även delar av bjälklaget rasa mellan våning ett och två. Brand kan uppstå var som helst i byggnaden där det kan ske en antändning och brännbart material tillsammans med syre finns tillgängligt, se Figur 4.4. Våning ett antas i detta fall vara konstruerad i betong och därför är våning två känsligast för brand då utnyttjandegraden generellt är större än för ovanliggande våningar. Vid ett brandförlopp så kan fortskridande ras uppstå om konstruktionen inte har tillräckligt tvärsnitt för att tillåta förkolning att ske tills branden har släckts. Brandfall ska därför simuleras och erforderliga dimensioner konstrueras.

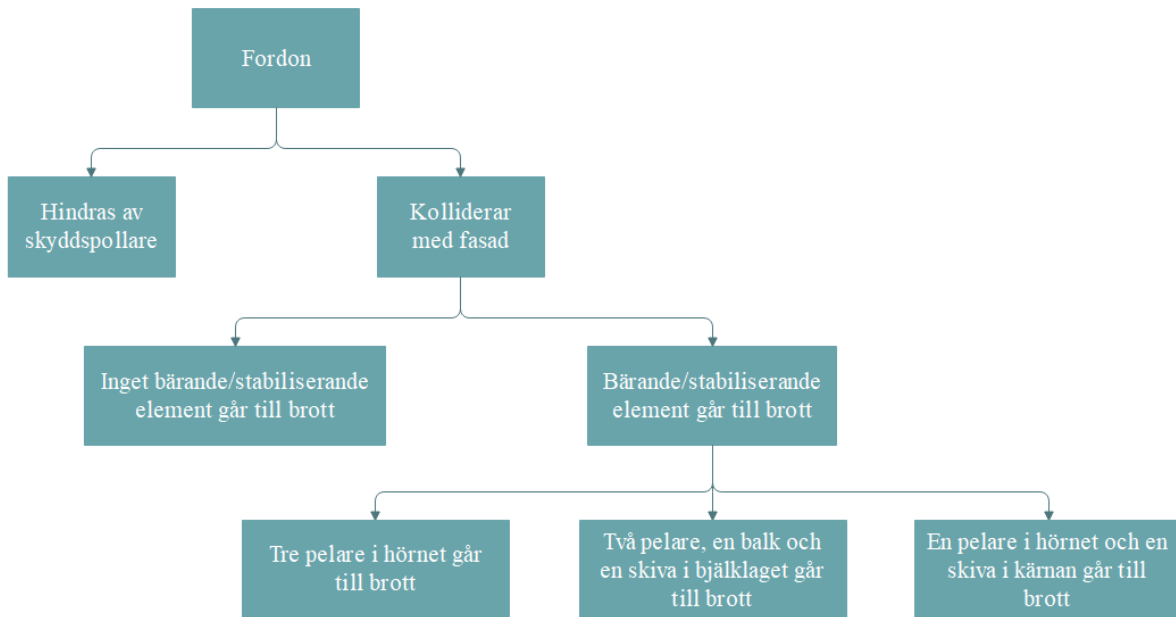
Utöver riskscenariot med trafik så beaktas mänskliga och systematiska fel som ett scenario, se Figur 4.3. Felen kan innebära att kopplingar mellan bärande trärelement utförs fel på arbetsplatsen vilket resulterar i att all tänkt kopplingskapacitet inte kan tillgodoräknas, se avsnitt 3.9.4. Kopplingar bör därför i viss mån överdimensioneras och även kvalitetsgranskas.



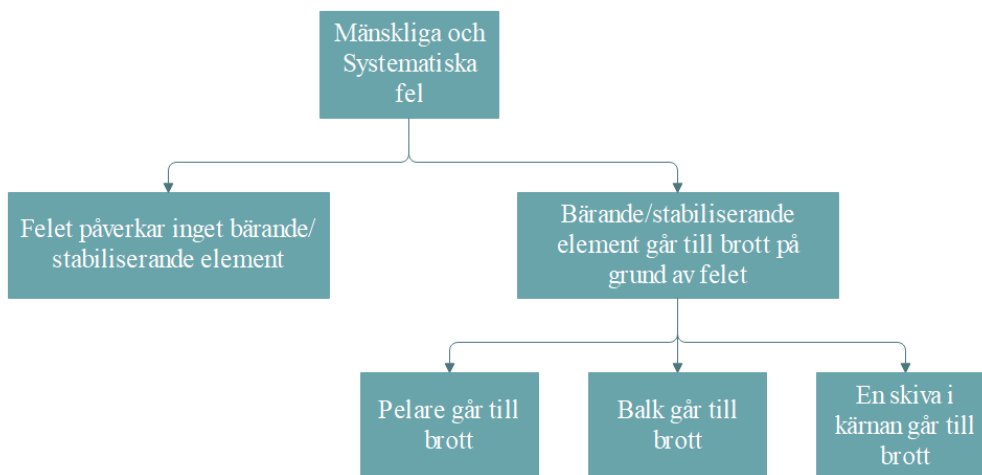
Figur 4.1: Tungt fordon kolliderar med byggnadens bärande element i snäv vinkel. Det antas att 2 pelare och 1 balk inom det rödmarkerade området går till brott.

Sammanfattning av riskanalys:

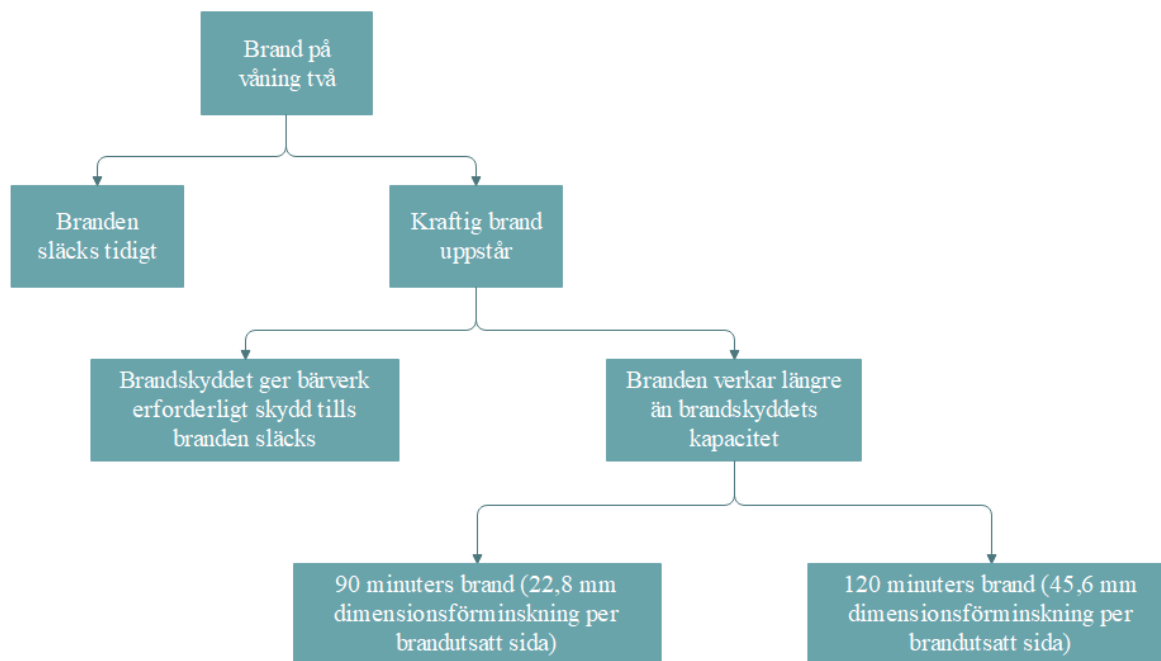
- Fordon kolliderar med fasad.
- Brand utbryter på våning två.
- Mänskliga och systematiska fel.
 - Resulterar i att kapacitet i vissa anslutningar inte kan tillgodoräknas.
 - Slarv med brandskydd på anslutningar.



Figur 4.2: Träddiagram för fordon som olyckslast.



Figur 4.3: Träddiagram för mänskliga och systematiska fel som olyckslast.



Figur 4.4: Träddiagram för brand som olyckslast.

4.2 Modellering

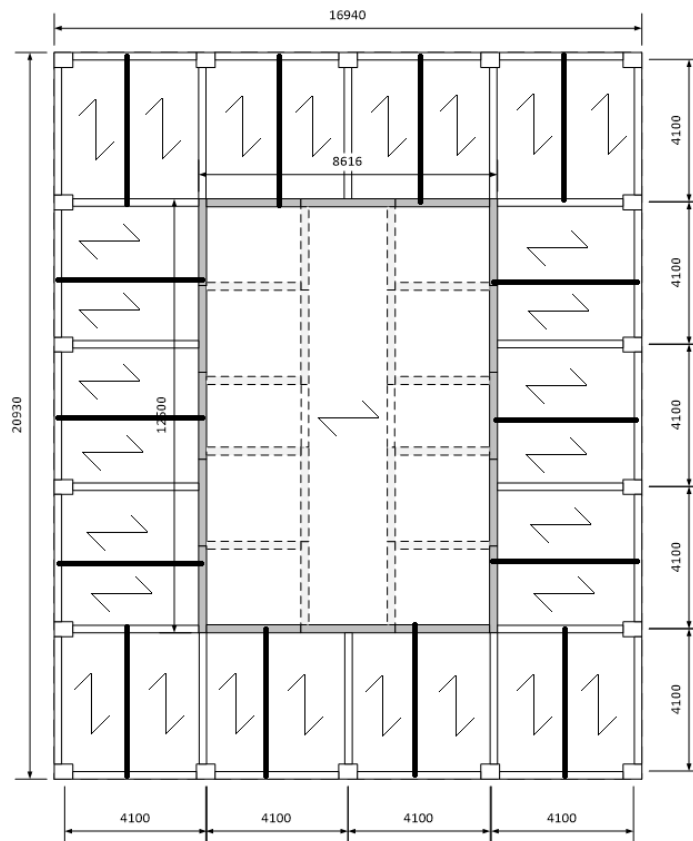
Modellering av den globala modellen utförs i programmet RFEM. Global modell innebär att hela koncepthuset är modellerat och modelleringen är utförd så verklighetstroget som möjligt. Detta görs för att studera hur hela systemet samverkar vid en exceptionell last. Vid statisk analys, då fiktiv borttagning av hela eller delar av element görs, så antas last spridas genom alternativa vägar. Genom att systemet deformerar så antas våningar ovanför olycksområdet samverka för att hantera lasten. I rapporten är målet att konstatera en storlek på rotationsstyvheten i kopplingarna som är nödvändig för att leda vidare krafter som uppstår vid lokalt brott i stomsystemet. Vid projektering och analys av trämaterialen så rekommenderas det att använda elastisk analys för att eftersträva ett beteende som liknar realitet. För att få in duktilitet och ett olinjärt beteende i systemet så behöver detaljer och anslutningar konstrueras för detta ändamål. Det är viktigt att undvika sprött brott i träelementen och istället eftersträva segt brott genom hög duktilitet i anslutningar. Mpidi Bitu (2014) anser att rotationsstyvheten i anslutningarna kan avgöra hur systemet beter sig. Om styvheten är för hög så kan för stora moment skapas i anslutningarna som resulterar i brott innan någon plasticering skett.

Teknisk sätt betraktas trä som ett viskoelastiskt material vilket innebär att trä både är visköst och elastiskt och att töjningshastigheten beror på tiden. Då det inte går att modellera ett viskoelastiskt material i FEM-program på grund av materialets komplexitet så väljs isotropt linjärt elastiskt material för enklare 1D-element som pelare och balkar och ortotropt elastiskt 2D för ytor. För solida element så används ortotropt elastiskt 3D då dessa elements egenskaper skiljer sig i x-, y- och z-riktningen. Mesh-storleken i RFEM avgör hur många noder som finns i modellen och därför även hur många beräkningar som en simulering innebär enligt avsnitt 3.10.1. Storleken på meshen är max 0,5 m per sida där quad- och triangelement används i RFEM.

Varje lager i en KL-skiva har specifika egenskaper som elasticitetsmodul och skjuvmodul enligt avsnitt 3.11.1. Bjälklagsskivorna som är anslutna till balkar eller kärnan delas på mitten där en Line Release mellan skivorna modelleras. I den globala modellen så är alla KL-skivor i kärnan hela, det vill säga inga håltagningar har modellerats. I ett verkligt fall så krävs en del håltagningar för dörröppningar samt andra installationer i kärnan. Bjälklaget i kärnan kommer i verkligheten också ha en del håltagningar för hisschakt, trappuppgång samt installationer. Troligtvis kommer stommens styvhet och robusthet att minska på grund av alla nödvändiga håltagningar. I koncepthuset finns funderingar på fler väggar som inte är med i modellen i denna rapport som kan antas kompensera för reduktionen av konstruktionens styvhet som sker genom håltagningar.

Balkar modelleras till en början som helt ledade i upplagen sedan utförs en parameterstudie vars syfte är att studera vad som sker globalt i stomsystemet när rotationsstyvheten i anslutningarna ökas. Rotationsstyvheten för balkarna justeras med hjälp av funktionen Member hingedär endast rotation kring balkens egen axel är helt begränsad, se avsnitt 3.11. Rotationsstyvheten kring de andra axlarna antas vara lika stora för balkelement.

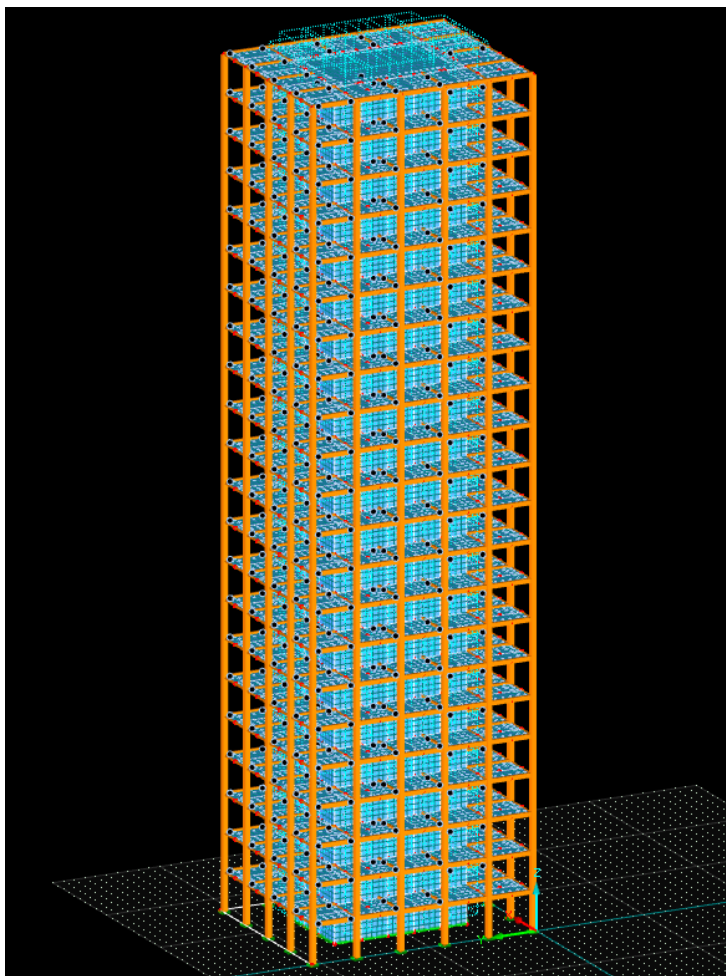
Nodal supports används i modelleringen för att limträpelare ska tilldelas en fast och momentstyv anslutning. KL-skivorna i bjälklaget är till en början ledat upplagd på fyra stöd. Likt balkarna så utförs en parameterstudie för KL-skivorna också med samma syfte enligt tidigare. Alla bjälklagsskivor, förutom skivor i hörnen, har tre stöd som utgörs av ledad inhängning mot limträbalkar och en ledad anslutning mot kärnan. Bjälklagsskivor i hörnen är ledat inhängda i balkar längs alla sidor. Den bärande huvudriktningen på skivorna, förutom skivor i hörnen, vetter in mot kärnan. Detta görs för att båda skivorna i en upplagsyta ska få upplag mot kärnan, se Figur 4.5. Mindlins platteori används i modelleringen då denna teori är bättre anpassad för att användas vid modellering av massiva träskivor, jämför med avsnitt 3.11.1. Vid modellering av rotationsstyvheter för skivor i RFEM används funktionen Line Release i avsnitt 3.11. En rotationsstyvhet anges för rotation kring axeln längs med kopplingen medan rotation kring de andra axlarna begränsas helt.



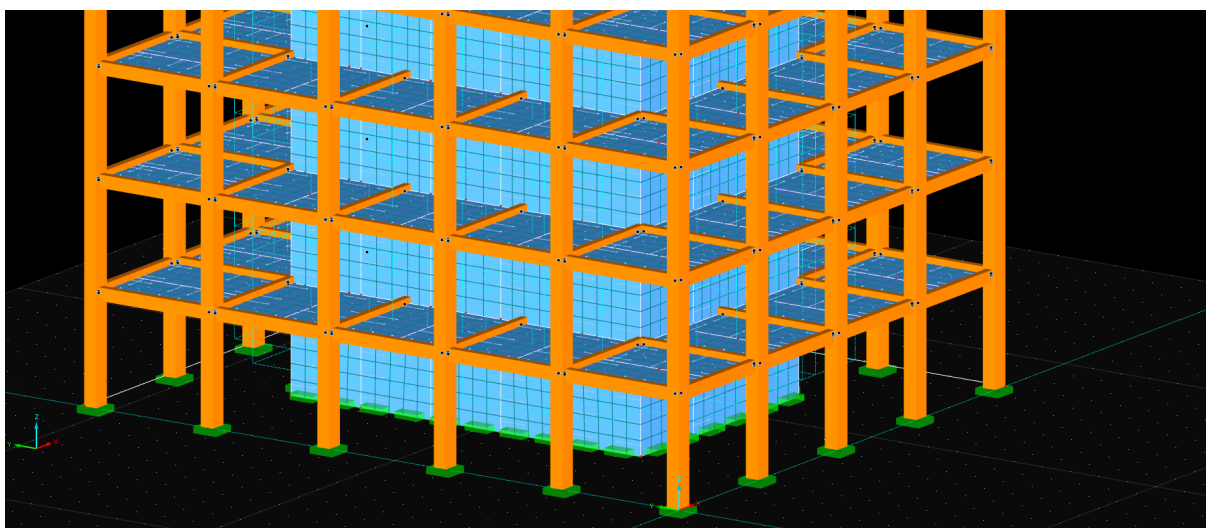
Figur 4.5: Bjälklagsskivornas huvudriktningar samt visualisering på hur skivor som angränsar mot kärnan, vetter in och har upplag mot kärnan. Gråa linjer är väggskivor i kärnan, vita (dubbla linjer) är balkar, vita rektanglar är pelare och de tjocka svarta linjerna är uppdelningen av bjälklagsskivor. Mått i mm

Vindlasten i den globala modellen har modellerats som linjelaster som verkar horisontellt på varje bjälklag för respektive våningsplan. I verkliga fallet så verkar vinden över hela fasaden vilket resulterar i att även pelarna bidrar till lastupptagning. Denna förenkling kommer senare att kontrolleras så att momentet som skulle uppstått i pelarna tillsammans med normalkraften inte överstiger pelarnas kapacitet.

Vid modelleringen har en förenkling av geometrin gjorts. Förenklingen är sådan att hörnen på KL-kärnan har flyttats så att balkarna från fasaden kommer in mot hörnet av kärnan. Balkarna har även blivit reducerade med några centimeter. Detta resulterar i att arean av kärnan minskas något samt att större laster sker i kvarvarande element vilket innebär ett något värre dimensioneringsfall. Den slutgiltiga modellen visualiseras i Figurerna 4.6 och 4.7.



Figur 4.6: 22-våningshuset i konceptstudien modellerat som en globala modell i RFEM.



Figur 4.7: En visualisering av de lägre våningsplanen av den globala modellen.

4.2.1 Indata till modellering

I avsnitt 1.6.3 kan tvärsnittet ses för KL-element samt dess elasticitetsmodul och skjuvmodul enligt Tabell 1.3. Resterande dimensioner är angivna i Tabell 1.2.

Momentan lastvaraktighet används för olyckslaster enligt SS - EN 1995-1-1 (2004). Detta resulterar i att omräkningsfaktorn som tar hänsyn till inverkan av fukt och lasternas varaktighet k_{mod} sätts till 1,1. Enligt SS - EN 1995-1-1 (2004) används också $\gamma_m = 1,0$ för olyckslaster vilket även används i denna rapport genom tilläggsprogrammen RF-Laminate och RF-Timber Pro vid kontroll av tvärsnitten.

Teknisk data som tillhandahålls av KL-tillverkare beskriver att olika skjuvmoduler ska användas vid modellering beroende på om KL-skivan används som vägg eller bjälklag. Anledningen till att olika skjuvmoduler används är att risken för rullskjuvning ökar då KL-skivor används som bjälklag.

Vid alla beräkningar används följande laster:

- Nyttiglast: 2 kN/m².
- Snölast: 1,6 kN/m².
- Extra bjälklagstyngd 1,15 kN/m².

Vindlasten reduceras i slutgiltiga analyser med ψ_1 vid en olyckslast och i parameterstudien reduceras vindlasten med ψ_1 om det är huvudlast men med ψ_2 om vindlasten inte är huvudlast. ψ_1 och ψ_2 för vind är 0,2 respektive 0. Vid olyckslast så anses det orimligt att försumma vindlasten till noll och därför simuleras olycksfall i slutgiltiga analysen med en vindlast som är reducerad med 0,2. Vindlasten appliceras på balkarna i fasaden och multipliceras med våningshöjden 3,4 meter förutom för översta bjälklaget (halva våningshöjden). Vindlasten som appliceras på bjälklagen visas i Tabell 4.1. Vindlasten multipliceras sedan i lastkombinationerna nedan också med formfaktorn $c_{pe,10}$ som enligt Tabell 3.3 blir 1,5. Vindlast på taket försummas då den är av mindre rang och verkar gynnsamt (lyftande). I denna rapport används inte areareduktion enligt avsnitt 3.5 för att vara på säkra sidan.

Tabell 4.1: Applicerad vindlast på fasadbalkarna i RFEM modellering.

Bjälklag Nr	Vindlast kN/m	Bjälklag Nr	Vindlast kN/m
1	1,408	12	3,044
2	1,615	13	3,118
3	1,907	14	3,182
4	2,125	15	3,247
5	2,302	16	3,308
6	2,448	17	3,363
7	2,577	18	3,417
8	2,689	19	3,468
9	2,791	20	3,519
10	2,883	21	3,563
11	2,965	22	1,805

Materialegenskaper

Egenskaperna för KL-skivor skiljer sig något mellan analyserna och finns därför tydligt redovisade i bilagorna B och C. I Tabell 4.2 listas de materialegenskaper som är konstanta genom rapporten för balkar och pelare.

Tabell 4.2: Materialegenskaper för balkar och pelare.

Förklaring	Egenskap	Värde	Enhet
Elasticitetsmodul	E	11500	MPa
Skjuvmodul	G	650	MPa
Tyngd	γ	4,2	kN/m ³
Böjning parallellt	f_{mk}	24	MPa
Drag parallellt	$f_{t,0,k}$	19,2	MPa
Tryck parallellt	$f_{c,0,k}$	24	MPa
Skjuvning	$f_{v,k}$	3,5	MPa

Parameterstudie

Följande lastkombinationer används vid parameterstudien (variation av rotationsstyvhet):

- 1·Permanent last+0,5·Nyttig last+0,2·Snölast
- 1·Permanent last+0,3·Nyttig last+0,4·Snölast
- 1·Permanent last+0,3·Nyttig last+0,2·Snölast+0,2·1,5·Vindlast i positiv x-riktning
- 1·Permanent last+0,3·Nyttig last+0,2·Snölast+0,2·1,5·Vindlast i negativ x-riktning
- 1·Permanent last+0,3·Nyttig last+0,2·Snölast+0,2·1,5·Vindlast i positiv y-riktning
- 1·Permanent last+0,3·Nyttig last+0,2·Snölast+0,2·1,5·Vindlast i negativ y-riktning

Vid Parameterstudien används materialegenskaper enligt Bilaga B.

Kontroll

Följande lastkombinationer används vid slutgiltiga kontroller:

- 1·Permanent last+0,5·Nyttig last+0,2·Snölast+0,2·1,5·Vindlast i positiv x-riktning
- 1·Permanent last+0,5·Nyttig last+0,2·Snölast+0,2·1,5·Vindlast i negativ x-riktning
- 1·Permanent last+0,5·Nyttig last+0,2·Snölast+0,2·1,5·Vindlast i positiv y-riktning
- 1·Permanent last+0,5·Nyttig last+0,2·Snölast+0,2·1,5·Vindlast i negativ y-riktning

Antagandet om att vindlasten reduceras med 0,2 resulterar i att endast fyra lastkombinationer används samt att nyttig last alltid kommer att vara dimensionerande. Snö verkar bara på översta våningen och blir därför inte huvudlast i något av fallen. Vid slutgiltiga kontroller används materialegenskaper enligt Bilaga C.

4.3 Modellvalidering

För att validera den globala modellen är utförd tillräckligt verklighetstroget så utförs två kontroller nedan. Den totala lasten som verkar i modellen jämförs med den totala lasten som handberäknas. Den naturliga frekvensen för byggnaden simuleras för att studera om den ligger inom ett rimligt spann för motsvarande byggnad. Utböjning och spänning som erhålls i vissa punkter granskas och en rimlighetsbedömning utförs.

4.3.1 Lastvalidering

Beräkning av upplagskraft vid byggnaden enligt ritning:

- Pelare: $4,2 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,54 \text{ m} \cdot 0,43 \text{ m} \cdot 3,4 \text{ m} \cdot 18 \text{ st} \cdot 22 \text{ våningar} = 1313 \text{ kN}$
- Balkar: $4,2 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,215 \text{ m} \cdot 0,405 \text{ m} \cdot 4,1 \text{ m} \cdot 32 \text{ st} \cdot 22 \text{ våningar} = 1056 \text{ kN}$
- Bjälklag: $5 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,23 \text{ m} \cdot 4,1 \text{ m} \cdot 4,1 \text{ m} \cdot 14 \text{ st} \cdot 22 \text{ våningar} = 5954 \text{ kN}$
- Bjälklag innanför kärnan: $5 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,23 \text{ m} \cdot 8,6 \text{ m} \cdot 12,5 \text{ m} \cdot 22 \text{ våningar} = 2720 \text{ kN}$
- Väggar: $5 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,23 \text{ m} \cdot 3,4 \text{ m} \cdot (8,6+12,5) \text{ m} \cdot 2 \cdot 22 \text{ våningar} = 3630 \text{ kN}$
- Nyttiglast: $2 \text{ kN/m}^2 \cdot 21,93 \text{ m} \cdot 16,94 \text{ m} \cdot 21 \text{ våningar} = 15603 \text{ kN}$
- Snölast: $1,6 \text{ kN/m}^2 \cdot 21,93 \text{ m} \cdot 16,94 \text{ m} = 594,39 \text{ kN}$
- Extra bjälklagstyngd: $1,15 \text{ kN/m}^2 \cdot 21,93 \text{ m} \cdot 16,94 \text{ m} \cdot 22 \text{ våningar} = 9399 \text{ kN}$
- Summa: $1313 \text{ kN} + 1056 \text{ kN} + 5954 \text{ kN} + 2720 \text{ kN} + 3630 \text{ kN} + 15603 \cdot 0,5 \text{ kN} + 594 \cdot 0,2 \text{ kN} + 9399 \text{ kN} = 31992 \text{ kN}$

Totala upplagskraften för byggnaden är 30411 kN, vilket betyder att förenklingar har minskat den totala lasten med cirka 5 %. Detta anses vara inom rimliga nivåer då bland annat förenklingar i geometrin har gjorts.

4.3.2 Frekvensvalidering

Vid egenfrekvensanalysen i tillägsprogrammet Dynamo Pro i RFEM så har endast egentygden tillämpats. Egentygden motsvarar cirka 2300 ton för byggnaden. I egentygden ingår pelare, balkar, bjälklag, väggar och extra bjälklagstyngd (grus). Lanczos metod används vid egenfrekvensanalys enligt avsnitt 3.11.1. Egenfrekvenserna i byggnaden listas i Tabell 4.3.

Tabell 4.3: Egenfrekvensanalys, första 10 moderna.

Mod	Egenfrekvens Hz
1	0,34
2	0,44
3	0,48
4	1,11
5	1,38
6	1,45
7	2,07
8	2,36
9	2,61
10	2,98

Den första moden i egenfrekvensanalysen är en standard böjmod för byggnader. Enligt SS - EN 1991-1-4 (2005) är första egenfrekvensen för ett höghus ungefär $46/H$, där H är höjden på hela huset. Detta antagandet är endast en tumregel för första egenfrekvensen för höghus men då trästomme sällan är lika styvt som stål- och betongstomme så bör egenfrekvensen vara lägre än detta.

$$\frac{46}{H} = \frac{46}{75} = 0,61 \text{ Hz} \quad (4.1)$$

Då byggnadens första egenfrekvens är 0,34 Hz och jämförelsefrekvensen är 0,61 Hz för ett lika högt hus med förmodligen styvare stomme så antas egenfrekvensen vara inom rimlig nivå.

4.4 Parameterstudie

En parameterstudie på tre extremfall av fiktiv borttagning genomförs. Parameterstudien utförs på kopplingarnas rotationsstyvheter för att analysera påverkan från de olika kopplingarna som används i modellen. Syftet med parameterstudie är att förstå hur byggnaden påverkas av de olika rotationsstyvheter vilken senare ska underlätta när rotationsstyvheter ska analyseras fram och väljas så att konceptbyggnaden erhåller erforderlig robusthet mot fortskridande ras. Rotationsstyvheter kommer att variera från 0,1 till 10000 kNm/rad/m alternativt kNm/rad med intervaller av en tiopotens. Vid studie kring en specifik kopplings rotationsstyvhet är de andra kopplingarnas rotationsstyvhet konstant på 0,1 kNm/rad/m eller kNm/rad. I denna analys tas ingen hänsyn till utnyttjandegraden hos elementen i byggnaden utan endast vilken inverkan rotationsstyvheter har på deformationen är det som undersöks i parameterstudie. De kopplingar som undersöks i parameterstudien är följande:

- Bjälklagsskiva - Balk = Linjekoppling mellan balkar och bjälklagsskivor
- Bjälklagsskiva - Bjälklagsskiva = Linjekoppling mellan bjälklagsskivor
- Väggskiva - Bjälklagsskiva = Linjekoppling mellan väggskivor och bjälklagsskivor
- Balk - Pelare = Upplagskopplingen för balkar

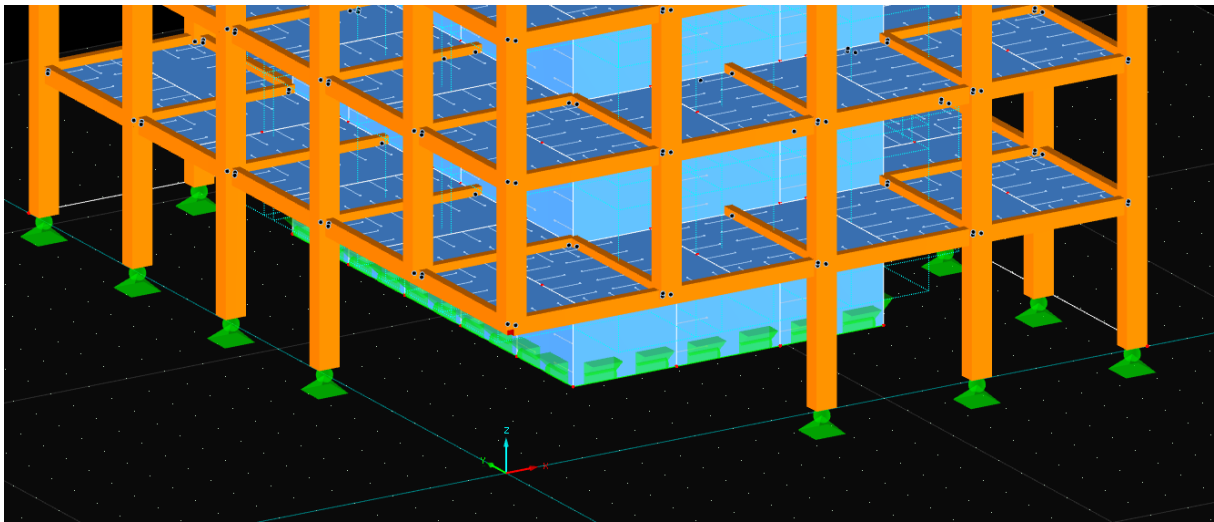
De tre olika fallen som undersöks är listade nedan i Tabell 4.4.

Tabell 4.4: De olika simuleringsfallen. Under beskrivning så framgår antalet element som blivit borttagna.

Fall	Beskrivning	Analys	Olycksfall
Test 1	3 Pelare i anslutning till hörnet	Statisk	Personbil
Test 2	2 pelare, 1 balk och 1 bjälklagsskiva	Statisk	Lastbil
Test 3	1 pelare och en väggskiva	Statisk	Personbil

4.4.1 Test 1

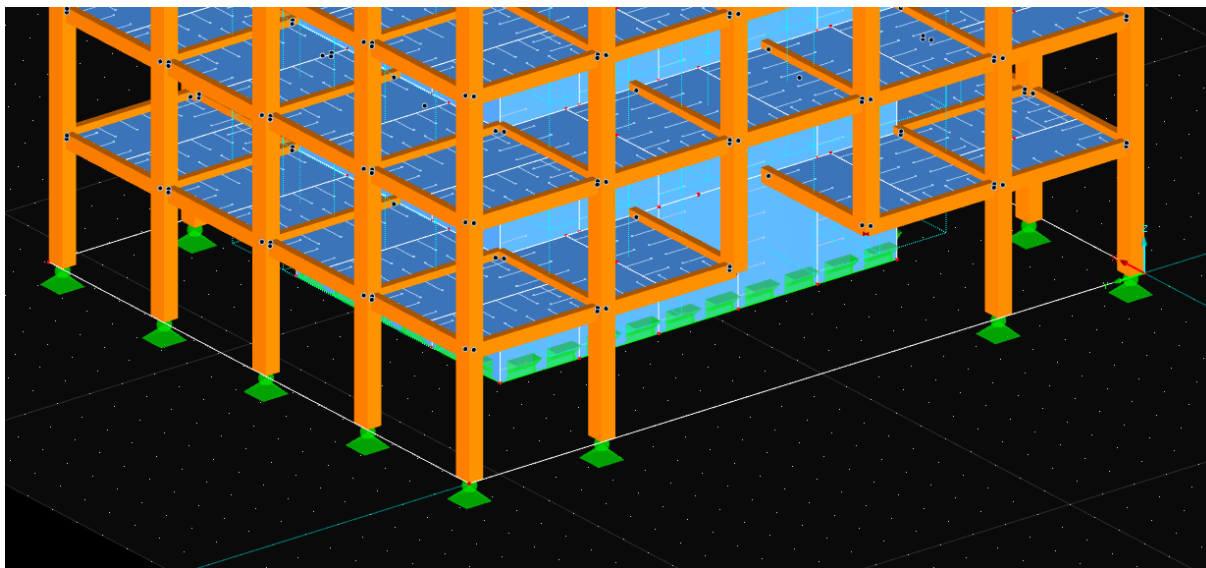
Test 1 ska visualisera ett olycksfall där en personbil kolliderar med fasaden och slår ut tre pelare i hörnet, se Figur 4.8. Fallet Test 1 har valts ur riskanalysen för att simulera ett värsta fall för olyckslast i byggnadens hörn. En parameterstudie genomförs på de olika kopplingarnas rotationsstyvhet som antas kunna göra en skillnad för byggnadens robusthet.



Figur 4.8: Test 1 - Tre pelare i hörnet slås ut.

4.4.2 Test 2

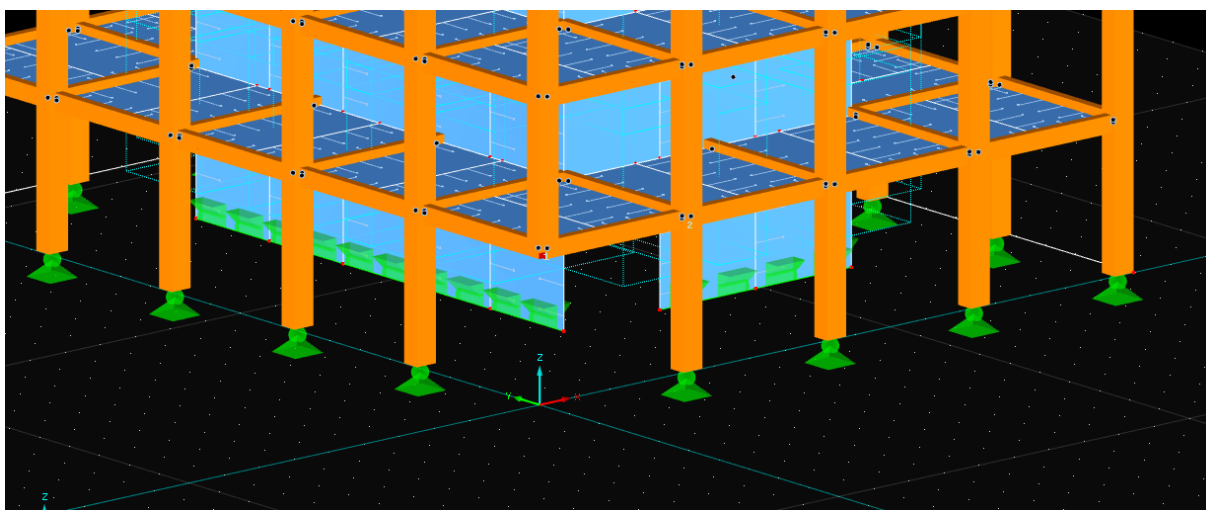
Test 2 ska visualisera ett olycksfall där en lastbil kör in i mitten av långsidan på konceptbyggnaden och slår ut två pelare, en balk och en bjälklagsskiva, se Figur 4.9. Som i det tidigare testet görs en parameterstudie på motsvarande kopplingars rotationsstyvhet.



Figur 4.9: Test 2 - Två pelare, en balk och en bjälklagsskiva slås ut.

4.4.3 Test 3

Test 3 ska visualisera ett olycksfall där en personbil kör in i hörnet av huset och slår ut en pelare samt en väggskiva i kärnan, se Figur 4.10. Som i tidigare test görs en parameterstudie på motsvarande kopplingars rotationsstyvhet. Fallet har antagits för att se hur konceptbyggnaden påverkas av rotationsstyvheter i kopplingar när en väggskiva i kärnan går till brott.



Figur 4.10: Test 3 - En pelare i hörnet samt en väggskiva i kärnan slås ut.

4.5 Slutgiltiga analyser

I det slutgiltiga steget för att konstatera byggnadens robusthet så kommer ett bärande element åt gången fiktivt tas bort statistiskt. Då byggnadens planlösningen har två symmetriaxlar så innebär detta 16 unika fall är relevanta för analys. Element som tas bort fiktivt är fem pelare, sex balkar och fem skivor i KL-kärnan, se Figurerna 4.11, 4.12 och

4.13. Varje simulering utförs två gånger, en gång med försumbara rotationsstyvheter (0,1 kNm/rad/m och 0,1 kNm/rad) och en gång med rotationsstyvheter enligt Tabell 4.5. Denna kontroll görs endast statistiskt i denna rapport. Den slutgiltiga analysen innefattar även ett brandfall där två simulerade tester utförs. Branden uppstår på våning två vilket anses vara värsta fallet. Simuleringarna ska testa kvarstående bärförmåga efter att brand verkat i 90 samt 120 minuter. Brandgips antas skydda stommen i 60 minuter och stommen antas sedan utsättas för brand de resterade 30 alternativt 60 minuterna. Från parameterstudien erhålls information om vilka kopplingar som har störst påverkan, alltså vilka kopplingar som bör fokuseras på för att byggnaden ska bli tillräckligt robust. Kopplingarnas rotationsstyvheter har begränsats till 10000 kNm/rad och 10000 kNm/rad/m då Mpidi Bitu (2014) menar att kopplingar över 10000 kNm/rad/m innebär alltför oekonomiska lösningar.

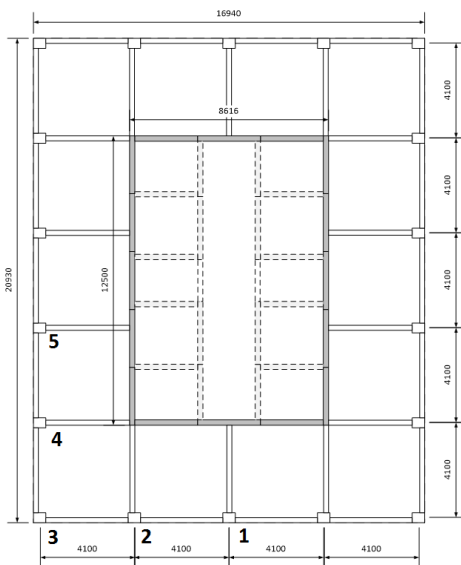
Tabell 4.5: Rotationsstyvheter för kopplingar.

Kopplingstyp	Rotationsstyvheter	Enhet
Balk - Pelare	10000	kNm/rad
Väggskiva - Bjälklagsskiva	10000	kNm/rad/m
Bjälklagsskivor - Balkar	10000	kNm/rad/m
Väggskiva - Väggskiva (hörn)	0,1	kNm/rad/m
Bjälklagsskiva - Bjälklagsskiva	0,1	kNm/rad/m
Väggskiva - Väggskiva	0,1	kNm/rad/m

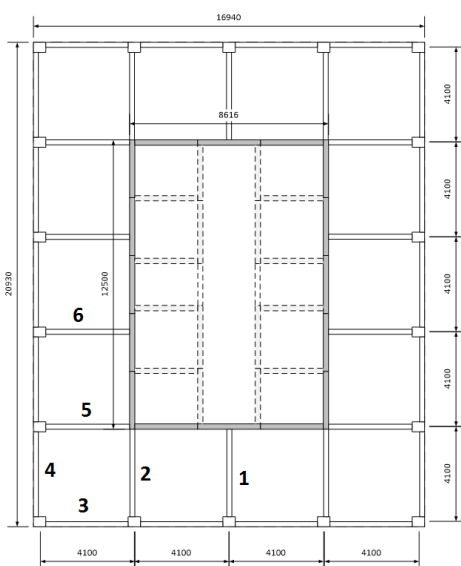
Ingen jämförelse mellan specifika element görs i denna rapport då det är byggnaden som helhet som undersöks. I de slutgiltiga analyserna kommer endast den maximala utnyttjandegraden från de två tillägsprogrammen RF-Laminate och RF-Timber Pro samt byggnadens största nedböjning att presenteras. Den maximala utnyttjandegraden från programmet RF-Timber Pro innebär ett värde på utnyttjandegraden av den pelare eller balk som relativt sin kapacitet utsätts för störst normalkraft och moment. Från RF-Laminate erhålls hur stor utnyttjandegrad som någon skiva, bjälklag eller vägg utsätts för. Endast den maximala utnyttjandegraden kommer att presenteras i denna del då största intresset är att undersöka hur stor effekten är av ändrade rotationsstyvheter i kopplingarna. Effekten av rotationsstyvheter kan undersökas i hur den maximala utnyttjandegraden ändras samt även hur den maximala nedböjningen för byggnaden påverkas.

4.5.1 Fiktiv borttagning av enskilda element

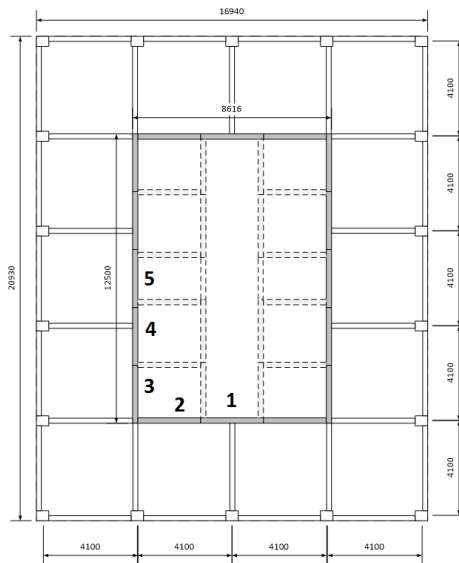
I Figurerna 4.11 till 4.13 visualiseras de pelare, balkar respektive skivor i kärnan som är intressanta att tas bort fiktivt för att undersöka om byggnaden klarar av att hantera lasterna genom alternativa lastvägar samt vilken rotationsstyvheter som krävs.



Figur 4.11: Numrering av pelare som tas bort fiktivt.



Figur 4.12: Numrering av balkar som tas bort fiktivt.



Figur 4.13: Numrering av skivor i kärnan som tas bort fiktivt.

4.5.2 Brand

Vid analys av olycksfallet brand så utförs fyra statiska FEM-analyser i RFEM: Två brandsimuleringar där brand varat i 90 minuter och två simuleringar efter 120 minuter brand. En simulering per brandfall sker med försumbara rotationsstyvheter (0,1 kNm/rad/m och 0,1 kNm/rad) och nästa simulering sker med rotationsstyvheter enligt Tabell 4.5. Gips antas skydda hela stommen mot brand i 60 minuter. Brandsimuleringen utförs genom att minska träelementens bärande dimensioner. Bärverkselementens nya dimensionerna som gäller efter 90 respektive 120 minuter brand kan ses i Tabell 4.6. Vid modellering av brandsceneriet så antas det att branden är fullt utvecklad vid 60 minuter då gipsen slutar skydda mot brand och att alla ytor som är synliga i brandcellen i Figur 4.14 är utsatta för brand. Sämsta placeringen för ett brandförlopp anses i detta fall vara våning två då mycket last verkar i de bärande elementen, det vill säga utnyttjandegraden är större.

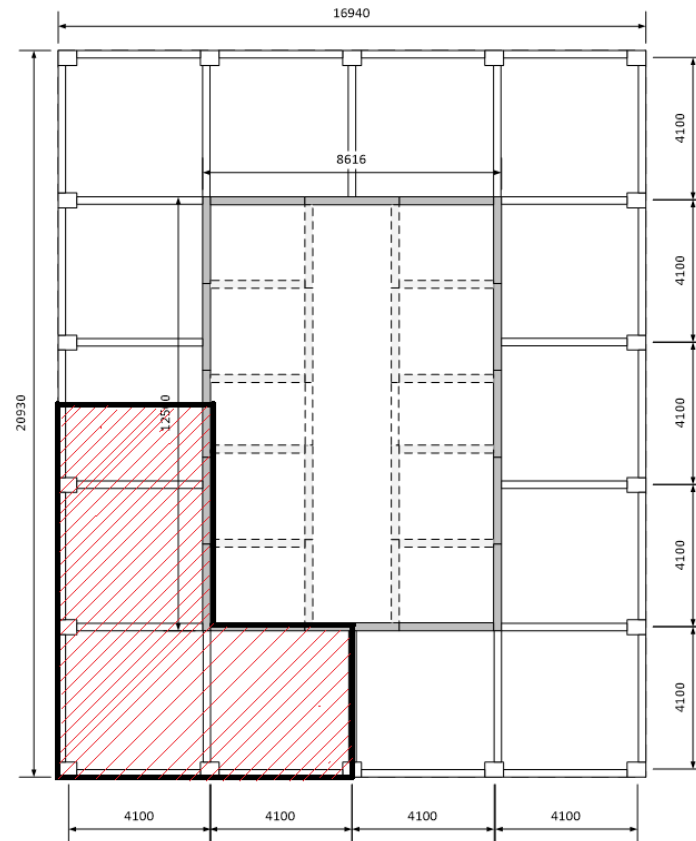
Följande antaganden har gjorts i brandfallen:

- Inträngningshastigheten i träelement sker med 0,76 mm per minut per sida som utsätts för brand.
- Balkarnas dimensioner minskas endast från ovansidan.
- Pelarnas dimensioner minskas från tre sidor.
- Bjälklagsskivor och väggskivor minskas endast från en sida.
- Stålkopplingar påverkas inte av branden, vilket betyder att bättre skydd runt just kopplingar antas.

I Ekvationerna 4.2 och 4.3 beräknas dimensionsförminskningen i bärverkselementen orsakad av brand.

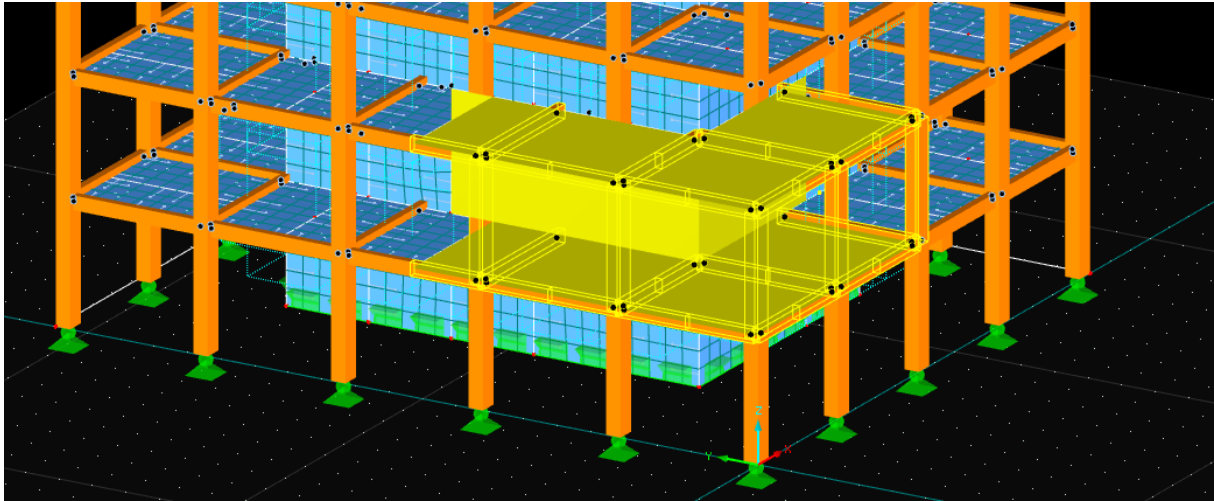
$$d_{90 \text{ min}} = 0,76 \cdot 30 = 22,8 \text{ mm} \quad (4.2)$$

$$d_{120 \text{ min}} = 0,76 \cdot 60 = 45,6 \text{ mm} \quad (4.3)$$



Figur 4.14: Markerade ytan visar brandcell i planlösningen.

Dimensionerna på bärverkselement i brandcellen reduceras efter antagande om att fullt utvecklade brand verkade i 30 minuter (totalt 90 minuter). Bortfallet av bärande tvärsnitt sker enligt brandhastighet 0,76 mm per minut som finns beskriven i avsnitt 3.4. Reduceringen av dimensionerna blir därför totalt 22,8 mm enligt Ekvation 4.2 per brandutsatt sida efter 30 minuter brandpåverkan. Efter ytterligare 30 minuter brand, det vill säga totalt 120 minuter brand så reduceras tvärsnittet med totalt 45,6 mm enligt Ekvation 4.3. Antagande om brandhastighet och brandcell är enligt innan. Dimensioner som antas efter 90 och 120 minuters brand redovisas i Tabell 4.6. Brandcellen som undersöks ses i Figur 4.14 och de brandutsatta ses i Figur 4.15.



Figur 4.15: Brandutsatta bärverkselement i en brandcell.

Tabell 4.6: Dimensioner för brandutsatta bärverkselement.

Bärverkselement	Ursprungsdim [mm]	dim 90 min [mm]	dim 120 min [mm]
Balkar	215 x 405	215 x 382,2	215 x 359,4
Pelare	430 x 540	384,4 x 517,2	338,8 x 494,4
Bjälklagsskivor	230	207,2	184,4
Väggskivor	230	207,2	184,4

Kapitel 5 - Resultat & Diskussion

I kapitel 5 presenteras resultat från simuleringarna som är beskrivna i kapitel 4. Varje avsnitt med resultat diskuteras därefter varpå en slutlig diskussion sker.

5.1 Byggnaden med normala förutsättningar

En analys för att undersöka byggnadens beteende vid normala förhållanden genomförs för att kunna jämföra med analysresultaten som kommer i senare del av rapporten. Lastkombinationerna som har applicerats på byggnaden är enligt avsnitt 4.2.1 för slutgiltig analys. Resultatet som följer gäller för modellen med försumbara rotationsstyvheter i kopplingarna samt utan lokala brott eller reducerade element.

Maximala utnyttjandegraden i RF-Timber Pro är 18 % och i RF-Laminate 70 %. Den maximala utnyttjandegraden från programmet RF-Timber Pro innebär ett värde på utnyttjandegraden av den pelare eller balk som relativt sin kapacitet utsätts för störst normalkraft och moment. Ur RF-Laminate erhålls hur stor utnyttjandegrad som någon skiva, bjälklag eller vägg, utsätts för. I avsnitt 3.11.1 och 3.11.3 förklaras tilläggsmodulerna lite mer ingående.

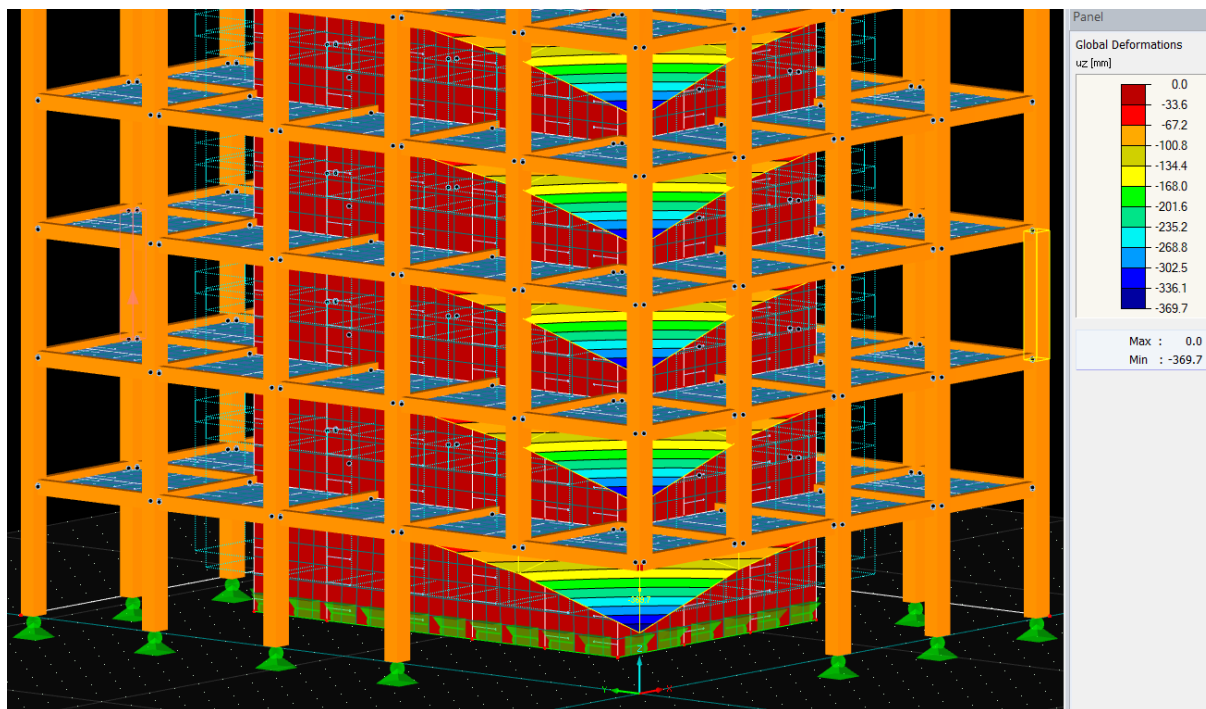
Största nedböjningen i modellen är 36 mm. Egenfrekvenserna för modellen utan rotationsstyvheter motsvarar de egenfrekvenser som ses i Tabell 4.3 i modellvalideringsavsnittet 4.3. Resultatet i detta avsnitt är av intresse då det kan användas för att jämföra med resultaten som kommer nedan i resultaten som gäller för byggnaden då till exempel ett lokalt brott har skett. I avsnitt 5.3.1 kommer även en analys där rotationsstyvheterna enligt Tabell 4.5 har applicerats för samma byggnad.

5.2 Parameterstudie

Här nedan presenteras resultat från de simuleringar som utförts i RFEM. Analyserna benämns som "Test" och presenteras kort i varje del. Resultatet visar hur rotationsstyvheten påverkar den globala nedböjningen efter lokalt brott i stommen. Olika rotationsstyvheter testas för att avgöra vilken kopplingsrotationsstyvheter som påverkar nedböjningen i störst utsträckning. Rotationsstyvheter varierar för en viss koppling mellan 0,1 - 10000 kNm/rad/m alternativt kNm/rad, exempelvis alla linjeupplag mellan en limträbalk och bjälklagsskiva, samtidigt som de andra kopplingarnas rotationsstyvheter är 0,1 kNm/rad/m eller 0,1 kNm/rad. Testerna som genomförs i parameterstudien är enligt Tabell 4.4.

5.2.1 Test 1

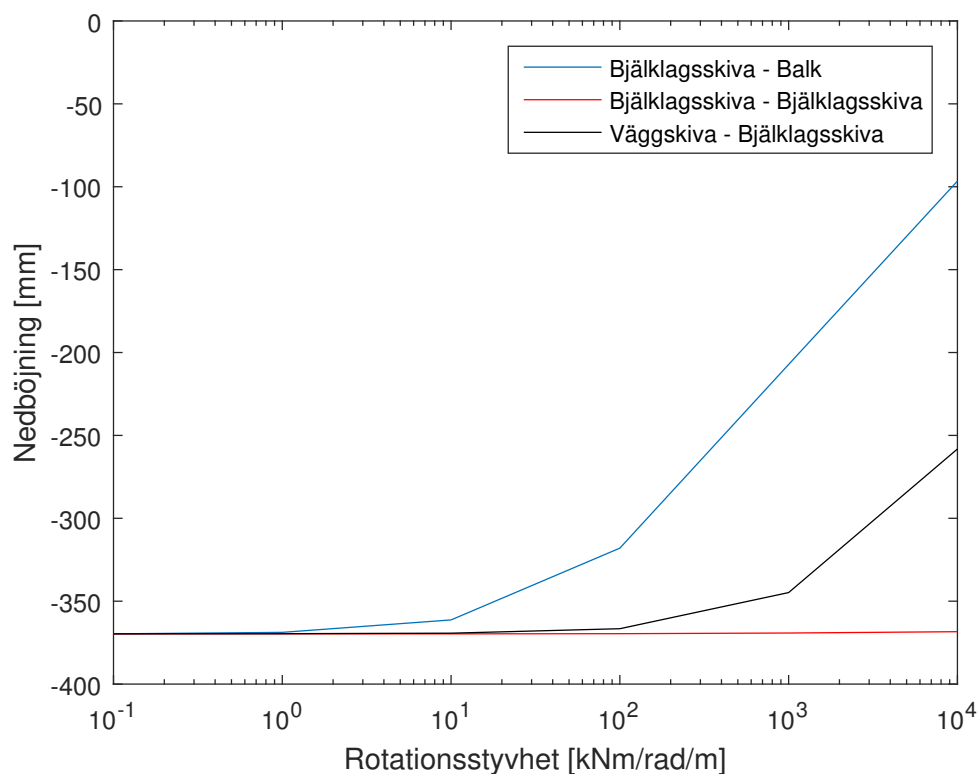
Test 1 simulerar ett fall där tre pelare i anslutning till hörnet i koncepthuset går till brott genom fiktivt borttagning, se Figur 4.8. Nedböjningen som redovisas i Tabell 5.1 och 5.2 är maximala globala nedböjningen för byggnaden. En jämförelse mellan linjekopplingarnas påverkan visualiseras i Figur 5.2. Deformationen i global modell för Test 1 ses i Figur 5.1.



Figur 5.1: Deformation i global modell för Test 1.

Tabell 5.1: Nedböjningsvärden från Test 1 för linjekopplingar.

Rotationsstyvheten [kNm/rad/m]	Bjälklagsskiva - Balk [mm]	Bjälklagsskiva - Bjälklagsskiva [mm]	Väggskiva - Bjälklagsskiva [mm]
0,1	-370	-370	-370
1	-369	-370	-370
10	-361	-370	-369
100	-318	-370	-367
1000	-207	-369	-345
10000	-97	-368	-258



Figur 5.2: Jämförelse mellan kopplingarnas påverkan på nedböjningen samt rotationsstyvhetsens för specifik kopplings påverkan på nedböjningen för Test 1.

Tabell 5.2: Nedböjningsvärden från Test 1 för koppling Balk - Pelare.

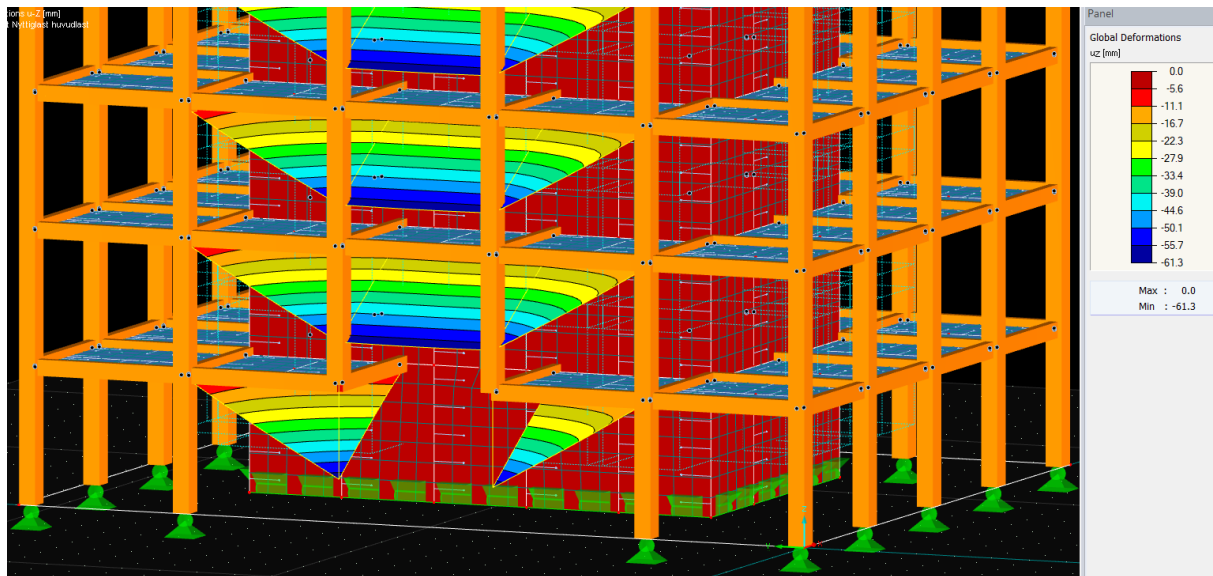
Rotationsstyvheten [kNm/rad]	Balk - Pelare [mm]
0.1	-370
1	-369
10	-365
100	-326
1000	-171
10000	-61

Resultatet som erhålls ur Test 1 visar på att kopplingen "Bjälklagsskiva - Balk" har möjlighet att reducera nedböjningen med cirka 250 mm om en rotationsstyvhet på 10^4 [kNm/rad/m] tilldelas alla motsvarande anslutningar i hela byggnaden. Koppling "Balk - Pelare" reducerar även nedböjningen med cirka 300 mm om motsvarande rotationsstyvhet [kNm/rad] kan tilldelas i denna punkt. Resterande kopplingars rotationsstyvhet har en mindre alternativt försumbar påverkan på nedböjningen.

5.2.2 Test 2

Test 2 simulerar ett fall där två pelare, en balk och en bjälklagsskiva i mitten på långsidan i koncepthuset går till brott genom fiktivt borttagning, se Figur 4.9. Nedböjningen som redovisas i Tabell 5.3 och 5.4 är maximala globala nedböjningen för byggnaden. En

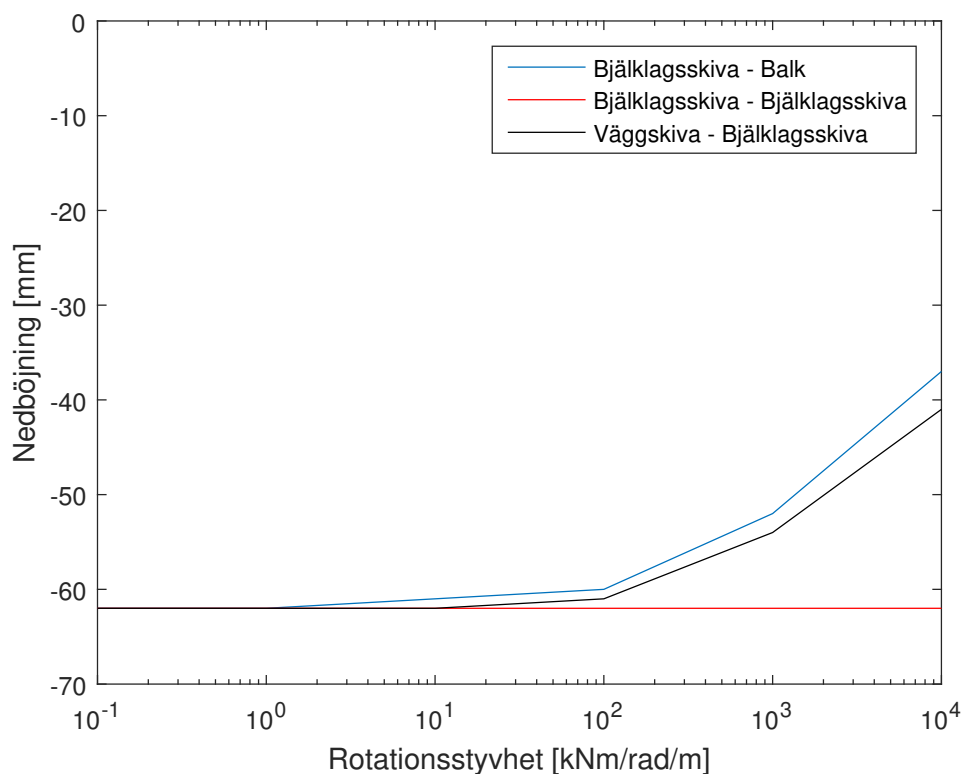
jämförelse mellan linjekopplingarnas påverkan visualiseras i Figur 5.4. Deformationen i global modell för Test 2 ses i Figur 5.3.



Figur 5.3: Deformation i global modell för Test 2.

Tabell 5.3: Nedböjningsvärden från Test 2 för linjekopplingar.

Rotationsstyvheten [kNm/rad/m]	Bjälklagsskiva - Balk [mm]	Bjälklagsskiva - Bjälklagsskiva [mm]	Väggskiva - Bjälklagsskiva [mm]
0.1	-62	-62	-62
1	-62	-62	-62
10	-61	-62	-62
100	-60	-62	-61
1000	-52	-62	-54
10000	-37	-62	-41



Figur 5.4: Jämförelse mellan kopplingarnas påverkan på nedböjningen samt rotationsstyvhetsens för specifik kopplings påverkan på nedböjningen för Test 2.

Tabell 5.4: Nedböjningsvärden från Test 2 för koppling Balk - Pelare.

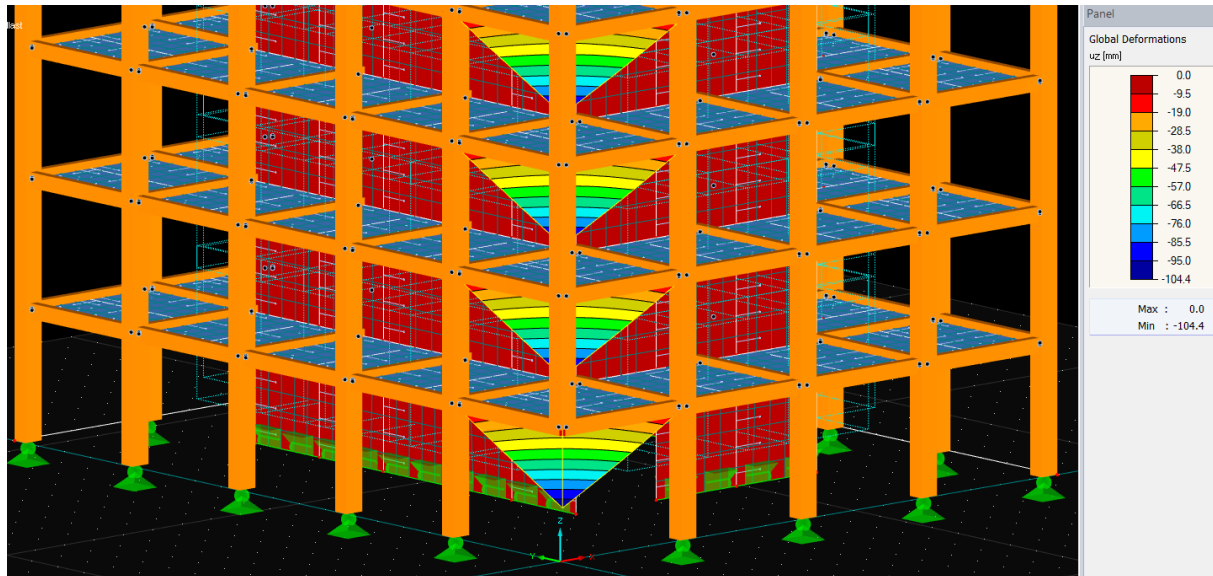
Rotationsstyvheten [kNm/rad]	Balk - Pelare [mm]
0.1	-62
1	-62
10	-62
100	-60
1000	-51
10000	-37

Resultatet som erhålls ur Test 2 visar på att kopplingarna "Bjälklagsskiva - Balk" och "Väggskiva - Bjälklagsskiva" har likvärdig möjlighet att reducera nedböjningen om en rotationsstyvhet på 10^4 [kNm/rad/m] tilldelas. Koppling "Balk - Pelare" reducerar även nedböjningen med cirka 25 mm om motsvarande rotationsstyvhet [kNm/rad] kan tilldelas i denna punkt. Kopplingen "Bjälklagsskiva - Bjälklagsskiva" har en försumbar påverkan på nedböjningen då rotationsstyvheten ökar inom det tilldelade intervallet.

5.2.3 Test 3

Test 3 simulerar ett fall där en pelare och en väggskiva i kärnan i koncepthuset går till brott genom fiktivt borttagning, se Figur 4.10. Nedböjningen som redovisas i Tabell 5.5 och 5.6

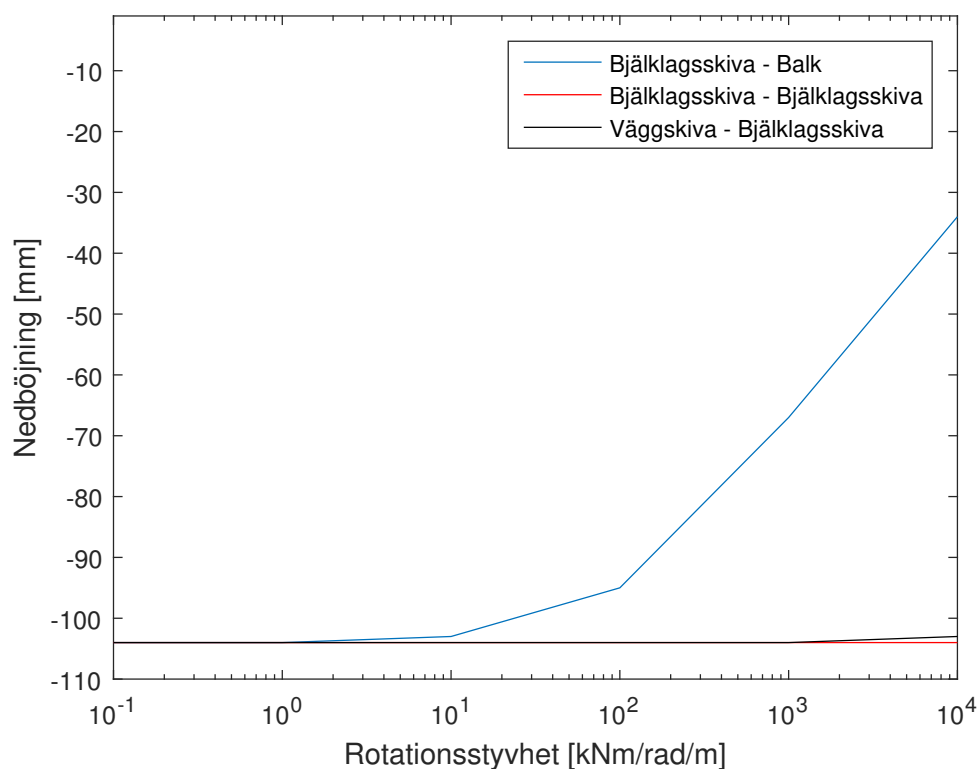
är maximala globala nedböjningen för byggnaden. En jämförelse mellan linjekopplingarnas påverkan visualiseras i Figur 5.6. Deformationen i global modell för Test 3 ses i Figur 5.5.



Figur 5.5: Deformation i global modell för Test 3.

Tabell 5.5: Nedböjningsvärden från Test 3 för linjekopplingar.

Rotationsstyvheten [kNm/rad/m]	Bjälklagsskiva - Balk [mm]	Bjälklagsskiva - Bjälklagsskiva [mm]	Väggskiva - Bjälklagsskiva [mm]
0.1	-104	-104	-104
1	-104	-104	-104
10	-103	-104	-104
100	-95	-104	-104
1000	-67	-104	-104
10000	-34	-104	-103



Figur 5.6: Jämförelse mellan kopplingarnas påverkan på nedböjningen samt rotationsstyvhetsens för specifik kopplings påverkan på nedböjningen för Test 3.

Tabell 5.6: Nedböjningsvärden från Test 3 för koppling Balk - Pelare.

Rotationsstyvheten [kNm/rad]	Balk - Pelare [mm]
0.1	-104
1	-104
10	-104
100	-96
1000	-58
10000	-37

Resultatet som erhålls ur Test 3 visar på att kopplingen ”Bjälklagsskiva - Balk” har möjlighet att reducera nedböjningen med cirka 70 mm om en rotationsstyvhet på 10^4 [kNm/rad/m] tilldelas alla motsvarande anslutningar i hela byggnaden. Koppling ”Balk - Pelare” reducerar även den nedböjningen med cirka 70 mm om motsvarande rotationsstyvhet [kNm/rad] kan tilldelas i denna punkt. Resterande kopplingars rotationsstyvhet har en försumbar påverkan på nedböjningen.

5.2.4 Diskussion av Test 1-3

I avsnitt 5.2.1 - 5.2.3 ovan presenteras resultat från parameterstudien. Från resultaten i parameterstudien kan en undersökning göras kring vilken koppling eller vilka kopplingar som är rimliga att fokusera på för att uppnå robusthet i byggnaden. I samtliga fall så ger

ökningen från 0,1 till 10 kNm/rad/m eller kNm/rad enbart en försumbar minskning vad gäller maximal nedböjning.

Störst nedböjningen erhöles i Test 1 då tre pelare i byggnadens hörn går till brott genom fiktiv borttagning. Att brott sker i denna omfattning i byggnadens hörn är väldigt krävande för konstruktionen och det var heller inte helt oväntat att detta fallet skulle resultera i störst nedböjning. Då tre pelare går till brott så blir det en omfattande yta i hörnet som saknar upplag samtidigt som en betydande last verkar på bjälklagen ovanför.

Bjälklagsskiva - Balk

Det kan till en början konstateras att vid ökad rotationsstyvhet för anslutningen "Bjälklagsskiva - Balk" så begränsas nedböjningen i alla testfall. Maximala nedböjningen börjar begränsas först vid rotationsstyvheten 100 kNm/rad/m. En tydlig förbättring går sedan att observera vid högre rotationsstyvheter. Test 1 simulerar olycksfallet då tre pelare vid hörnet går till brott. Kopplingen "Bjälklagsskiva - Balk" påvisar där en väsentlig roll för begränsning av nedböjning. Anslutningen har även en viktig roll i att begränsa nedböjningen för Test 2 och 3. Denna linjekopplingen möjliggör att balkar och bjälklagsskivor kan samarbeta i en högre utsträckning vilket gör att bjälklagets totala styvhet förbättras som i sin tur begränsar deformationen.

Balk - Pelare

Resultatet för "Balk - Pelare" har liknade resultat som anslutningen "Bjälklagsskiva - Balk". Anledningen till att den anslutningen är så pass effektiv är för att den har stor inverkan på bjälklagets totala styvhet då kopplingen påverkar varje bjälklagsskivas upplag positivt.

Väggskiva - Bjälklagsskiva

I Test 1 och 2 så påvisar anslutningen "Väggskiva - Bjälklagsskiva" en tydlig reducering av nedböjningen först vid högre värden, 100 - 10000 kNm/rad/m i Test 1 och 1000 - 10000 kNm/rad/m i Test 2. Anslutningen "Väggskiva - Bjälklagsskiva" har en försumbar förändring i nedböjning vid ökande rotationsstyvhet i Test 3. I Test 3 så sker den största nedböjningen i byggnadens hörn där kopplingen "Väggskiva - Bjälklagsskiva" har mindre påverkan på nedböjningen. Detta kan även observeras i Test 1 där nedböjningen endast reduceras marginellt relativt "Bjälklagsskiva - Balk" anslutningen.

Bjälklagsskiva - Bjälklagsskiva

Kopplingen "Bjälklagsskiva - Bjälklagsskiva" har försumbar påverkan på den maximala nedböjningen i samtliga testfall i parameterstudien, troligtvis för att skivorna redan innehar en viss styvhet på grund av att de har upplag mot andra bärande element.

5.3 Slutgiltiga analyser

Nedan presenteras resultaten från de slutgiltiga analyserna som utförts enligt avsnitt 4.5. De olika analyserna som genomförs är byggnadens beteende med applicerad rotations-

styvhet, fiktiv borttagning av vertikalt bärande element samt brandsimulering vid 90 och 120 minuter brand.

5.3.1 Byggnadens beteende med rotationsstyvhet

Byggnaden har modellerats med rotationsstyvheterna enligt Tabell 5.7. När rotationsstyvheterna appliceras erhålls följande resultat vid analyser utan lokalt brott eller brandutsatta element: Största utnyttjandegrad i byggnadens bärverk är enligt RF-Timber Pro 17 % och enligt RF-Laminate 72 %. Byggnadens största nedböjning är 23 mm.

Tabell 5.7: Rotationsstyvheter för kopplingar.

Kopplingstyp	Rotationsstyvhet	Enhet
Balk - Pelare	10000	kNm/rad
Väggskiva - Bjälklagsskiva	10000	kNm/rad/m
Bjälklagsskivor - Balkar	10000	kNm/rad/m
Väggskiva - Väggskiva (hörn)	0,1	kNm/rad/m
Bjälklagsskiva - Bjälklagsskiva	0,1	kNm/rad/m
Väggskivor - Väggskivor	0,1	kNm/rad/m

Vid egenfrekvensanalysen har egentvngden använts med den totala massan på cirka 2300 ton. Detta ger tillsammans med de angivna rotationsstyvheterna i kopplingarna egenfrekvenser enligt Tabell 5.8.

Tabell 5.8: Egenfrekvensanalys, första 10 moderna.

Mod	Egenfrekvens Hz
1	0,40
2	0,48
3	0,52
4	1,25
5	1,50
6	1,58
7	2,28
8	2,59
9	2,76
10	3,25

Resultaten är av intresse då det visar hur rotationsstyvheterna ändrar byggnadens beteende från hur det var innan rotationsstyvheterna applicerades vilket kan ses i avsnitt 5.1.

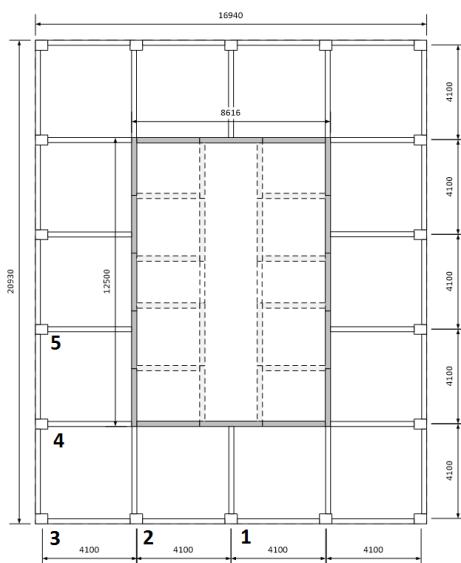
Diskussion

I en jämförelse mellan resultaten i avsnitt 5.1 och 5.3.1 går det att konstatera att rotationsstyvheten påverkar den globala nedböjning då den maximala nedböjningen minskar från 36 mm till 23 mm när rotationsstyvheterna är applicerade. Utnyttjandegraderna enligt RF-Laminate och RF-Timber Pro påverkas också av rotationsstyvheterna men på

olika sätt. En intressant sak som går att observera är att utnyttjandegraden enligt RF-Laminate ökar efter att rotationsstyvheten är applicerad i modellen. Detta betyder att en förenkling att en koppling är helt ledad skulle kunna vara felaktig dimensionering och ett antagande på osäkra sidan. Fler undersökningar kring detta område behövs då slutsatser ej kan dras från lokala extremvärden i en global FEM-modell. Den maximala utnyttjandegraden i pelare och balkar har enligt RF-Timber Pro minskat vilket betyder att rotationsstyvheten har påverkat byggnadens möjlighet till alternativa lastvägar.

5.3.2 Pelare

Enligt avsnitt 4.5.1 simuleras brott av en pelare åt gången genom fiktiv borttagning. I Figur 5.7 ses en numrering efter vilken pelare som tas bort fiktivt.



Figur 5.7: Numrering av pelare som tas bort fiktivt.

Resultat från simulering med försumbara rotationsstyvheter i kopplingar (0,1 kNm/rad/m eller 0,1 kNm/rad.) presenteras i Tabell 5.9, medan resultat från simuleringar med rotationsstyvhet visas i Tabell 5.10.

Tabell 5.9: Maximala nedböjningen i z-led och maximala utnyttjandegraden för samtliga bärverkselement vid fiktiv borttagning av pelare då rotationsstyvheten är försumbar.

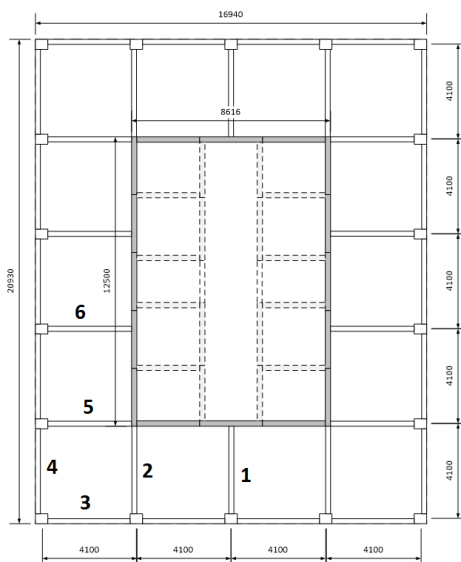
Borttaget element enligt Figur 5.7	Maximala nedböjningen (z) [mm]	Utnyttjandegrad enligt Timber Pro [-]	Utnyttjandegrad enligt RF-Laminate [-]
1	47	0,34	0,86
2	64	0,37	1,73
3	106	0,32	1,43
4	68	0,33	1,57
5	51	0,34	0,79

Tabell 5.10: Maximala nedböjningen i z-led och maximal utnyttjandegraden för samtliga bärverkselement vid fiktiv borttagning av pelare då rotationsstyvheter är enligt Tabell 5.7.

Borttaget element enligt Figur 5.7	Maximala nedböjningen (z) [mm]	Utnyttjandegrad enligt Timber Pro [-]	Utnyttjandegrad enligt RF-Laminate [-]
1	23	0,20	0,73
2	23	0,24	1,05
3	23	0,24	0,72
4	23	0,22	0,82
5	23	0,22	0,76

5.3.3 Balkar

Enligt avsnitt 4.5.1 simuleras brott av en balk åt gången genom fiktiv borttagning. I Figur 5.8 ses en numrering efter vilken balk som tas bort fiktivt.



Figur 5.8: Numrering av balkar som tas bort fiktivt.

Resultat från simulering med försumbara rotationsstyvheter i kopplingar (0,1 kNm/rad/m eller 0,1 kNm/rad) presenteras i Tabell 5.11, medan resultat från simuleringar med rotationsstyvhet visas i Tabell 5.12.

Tabell 5.11: Maximala nedböjningen i z-led och maximal utnyttjandegraden för samtliga bärverkselement vid fiktiv borttagning av balk då rotationsstyvhetera är försumbara.

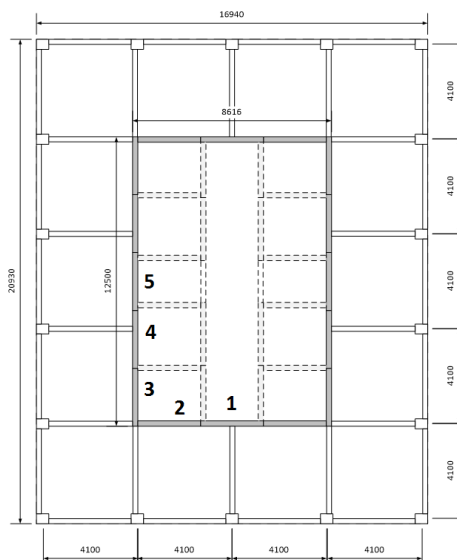
Borttaget element enligt Figur 5.8	Maximala nedböjningen (z) [mm]	Utnyttjandegrad enligt Timber Pro [-]	Utnyttjandegrad enligt RF-Laminate [-]
1	36	0,18	0,70
2	36	0,18	0,75
3	36	0,25	0,65
4	36	0,19	0,70
5	43	0,40	0,71
6	36	0,18	0,71

Tabell 5.12: Maximala nedböjningen i z-led och maximala utnyttjandegraden för samtliga bärverkselement vid fiktiv borttagning av balk då rotationsstyvhetera är enligt Tabell 5.7.

Borttaget element enligt Figur 5.8	Maximala nedböjningen (z) [mm]	Utnyttjandegrad enligt Timber Pro [-]	Utnyttjandegrad enligt RF-Laminate [-]
1	23	0,17	0,72
2	23	0,17	0,74
3	23	0,17	0,72
4	23	0,17	0,72
5	23	0,17	0,74
6	23	0,17	0,72

5.3.4 Skivor i kärnan

Enligt avsnitt 4.5.1 simuleras brott av en väggskiva åt gången genom fiktiv borttagning. I Figur 5.9 ses en numrering efter vilken väggskiva i kärnan som tas bort fiktivt.



Figur 5.9: Numrering av skivor i kärnan som tas bort fiktivt.

Resultat från simulering med försumbara rotationsstyvheter i kopplingar (0,1 kNm/rad/m eller 0,1 kNm/rad.) presenteras i Tabell 5.13 och resultatet från simuleringar med rotationsstyvheter visas i Tabell 5.14

Tabell 5.13: Maximala nedböjningen i z-led och maximal utnyttjandegraden för samtliga bärverkselement vid fiktiv borttagning av väggskiva då rotationsstyvheterna är försumbara.

Borttaget element enligt Figur 5.9	Maximala nedböjningen (z) [mm]	Utnyttjandegrad enligt Timber Pro [-]	Utnyttjandegrad enligt RF-Laminate [-]
1	37	0,19	0,76
2	37	0,19	1,18
3	37	0,19	1,49
4	37	0,19	1,96
5	37	0,19	2,24

Tabell 5.14: Maximala nedböjningen i z-led och maximal utnyttjandegraden för samtliga bärverkselement vid fiktiv borttagning av väggskiva då rotationsstyvheterna är enligt Tabell 5.7.

Borttaget element enligt Figur 5.9	Maximala nedböjningen (z) [mm]	Utnyttjandegrad enligt Timber Pro [-]	Utnyttjandegrad enligt RF-Laminate [-]
1	23	0,18	0,77
2	23	0,18	1,06
3	23	0,18	1,41
4	23	0,17	1,21
5	23	0,17	2,56

5.3.5 Diskussion om fiktiv borttagning

Flera jämförelser mellan fallen med försumbara rotationsstyvheter och fallen med rotationsstyvheter påvisar att en ökad rotationsstyvhet ger en lägre utnyttjandegrad i RF-Laminate det vill säga för skivorna. Nedböjningen och utnyttjandegraden enligt RF-Timber Pro minskar också tydligt med en ökad rotationsstyvhet. Flera fall där rotationsstyvheten är tillämpad i kopplingarna uppnår byggnaden utnyttjandegrader över 1,00 men eftersom byggnaden är förenklad samt en alldeles för odetaljerad FEM-modell har använts så kan egentligen inga slutsatser dras angående punkter som överskrider utnyttjandegraden.

Maximala nedböjningen i byggnaden med försumbara rotationsstyvheter påverkas endast i de fall då pelare fiktivt tas bort samt i fallet balkborttagning nummer fem. Vid fiktiv borttagning av skivor sker en försumbar förändring av den maximala nedböjningen jämfört med byggnadens normala beteende. Den maximala nedböjningen påverkas markant vid applicerad rotationsstyvhet men även här är byggnadens normala maximala nedböjning som observeras då nedböjningen är densamma som i avsnitt 5.3.1.

Vid fiktiv borttagning av pelare så uppstår ett stort avstånd till nästa upplag jämfört med om en väggskiva tas bort fiktivt. Det gör att byggnaden är känsligare för bortfall av just pelare jämfört med väggskiva och därför blir också nedböjningen större vid fiktiv borttagning av pelare. Stora öppna ytor som är en positiv effekt av pelarsystem kan vara negativt för byggnadens robusthet vilket resultatet ovanför visar. Resultatet vid pelar- och balkborttagning visar på att byggnaden blir bättre på att fördela laster då rotationsstyvheten appliceras. Resultatet visar att byggnadens egenskap att hitta alternativa lastvägar påverkas positivt av rotationsstyvheter.

5.3.6 Brand

Enligt avsnitt 4.5.2 simuleras en brand där bärverkens tvärsnitt reduceras per brandutsatt sida enligt ekvation 4.2 för 90 minuters brand och ekvation 4.3 för 120 minuters brand. I Tabell 5.15 presenteras resultat på maximala utnyttjandegraden av KL-element med eller utan rotationsstyvhet. Med rotationsstyvhet innebär tilldelade värden på rotationsstyvhet från Tabell 5.7. Utan rotationsstyvhet innebär att alla kopplingarna är tilldelade rotationsstyvheten 0,1 kNm/rad/m eller 0,1 kNm/rad. Förklaring på storheterna i Tabell 5.15 finns i avsnitt 3.11.1.

Tabell 5.15: Maximala utnyttjandegraden för KL-elementen vid brandsimuleringarna. Kolumnen utan betyder försumbar rotationsstyvhet (0,1 kNm/rad/m alternativt 0,1 kNm/rad) och kolumnen med betyder rotationsstyvheter enligt Tabell 5.7.

Storhet	Utnyttjandegrad			
	90 minuter		120 minuter	
	utan [-]	med [-]	utan [-]	med [-]
σ_b	0,08	0,07	0,09	0,08
$\sigma_{t/c,0}$	0,72	0,62	0,79	0,75
$\sigma_{b+t/c,0}$	0,80	0,69	0,88	0,83
$\tau_{y'z'}$	0,17	0,17	0,17	0,17
$\tau_{x'z'}$	0,09	0,09	0,09	0,09
$\tau_{x'y'}$	0,40	0,33	0,40	0,38
$\text{int}(\tau_{x'z'} + \tau_{x'y'})$	0,16	0,11	0,16	0,14
$\text{int}(\sigma_{t/c,90} + \tau_{y'z'})$	0,17	0,17	0,17	0,17

I Tabell 5.16 presenteras resultat på maximala utnyttjandegraden av balkar och pelare och maximala globala nedböjningen i z-led med eller utan rotationsstyvhet. Värden på med eller utan rotationsstyvhet gäller enligt innan.

Tabell 5.16: Samlade resultat för brandsimuleringarna

	90 minuter		120 minuter	
	utan	med	utan	med
Maximala utnyttjandegraden enligt Timber Pro [-]	0,19	0,18	0,21	0,21
Maximala globala nedböjningen (z) [mm]	36	23	37	23

5.3.7 Diskussion av brandfallen

Rotationsstyvheten i kopplingarna påverkar lastfördelningen positivt vid brandfallen då fallen där rotationsstyvheterna är applicerade ger lägre utnyttjandegrad av skivorna. Den tydligaste skillnaden för fallet utan och fallet med rotationsstyvhet är den att utnyttjandegraden för $\sigma_{b+t/c,0}$ sjunker från 0,8 till 0,69 vid 90 minuter brand och från 0,88 till 0,83 vid 120 minuter brand. Maximala nedböjningen vid brandfallen är ungefär samma som vid byggnadens normala förhållanden vilket innebär att brandfallen inte ger upphov till några större nedböjningar. Det är möjligt att brandfallen ger upphov till större lokala nedböjningar men prioritering i denna rapport har varit kring byggnaden som helhet alltså presenteras inga sådana resultat. Utnyttjandegraden i byggnaden enligt tillägsprogrammen RF-Timber Pro och RF-Laminate befinner sig under 100% men även i detta fall går det ej att dra några slutsatser om byggnader klarar av lastfallen då modellen fortfarande är av global karaktär. För att dra några slutsatser om byggnadens möjlighet att klara av brand i 90 och 120 minuter krävs mer noggrannare analyser. Resultaten ovan visar endast att en applicerad rotationsstyvhet ökar byggnadens möjlighet till alternativa lastvägar.

5.3.8 Förenklad vindlast

Eftersom det saknas en fasad att applicera vindlasten mot så har en förenkling antagits att vindlasten agerar direkt på bjälklaget. Förenklingen resulterar i att inga vindlaster verkar direkt på pelarna vilket gör att det ej uppstår moment i pelarna. Utnyttjandegraden i balkar och pelare når inte upp i så höga värden vilket innebär att detta inte borde innebära några problem vad gäller utnyttjandegraden. Enligt Timber Pro så är maximala utnyttjandegraden från vertikal last för en pelare 0,4. Vertikallast i samverkan med moment från vindlast får inte resultera i en utnyttjandegrad över 1,0. Nedan följer en beräkning kring utnyttjandegraden från vindlasten. Enligt ekvation 5.5 så blir utnyttjandegraden från momentet som vindlasten skapar 0,05 och därför överstiger inte utnyttjandegraden pelarens kapacitet.

$$\text{Vindlast: } \frac{3,563 \cdot 4,1}{3,4} = 4,71 \text{ kN/m} \quad (5.1)$$

$$M_{Ed} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4,71 \cdot 3,4^2}{8} = 6,81 \text{ kNm} \quad (5.2)$$

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{0,215 \cdot 0,405^2}{6} = 0,0058 \text{ m}^3 \quad (5.3)$$

$$M_{Rd} = f_{md} \cdot W = 24 \text{ MPa} \cdot 0,0058 \text{ m}^3 = 141 \text{ kNm} \quad (5.4)$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} = \frac{6,81}{141} = 0,05 \quad (5.5)$$

Som beräknat i Ekvation 5.5 så är utnyttjandegraden av det extra momentet endast cirka 5% så även om reduktionsfaktorn för vippning eller k_{mod} ej är medräknade så innebär denna förenkling inga problem för pelarna.

5.4 Slutgiltig diskussion

Förutsättningar från konceptstudien är att limträpelare ska vara kontinuerliga samt att limträbalkar ska anslutas med balkskoliktade anslutning som anses vara ledat upplag.

Genom att istället göra balkarna kontinuerliga så skapas en möjlighet för att hantera rotation som kan uppstå vid exceptionell last. Kontinuerliga balkar kan i planlösningen utformas genom att balkar använder pelarnas toppände som upplag. För att pelarna fortfarande ska erhålla en kontinuerlig karaktär samt att tryck vinkelrätt mot fibrerna inte ska uppstå i balken så kan en stålkoppling konstrueras som leder de vertikala krafterna enbart mellan pelarna. Denna koppling bör utformas för att kringgå balkarna alternativt gå genom balkarna för att ansluta pelarna. Kopplingen måste även erhålla en momentstyv karaktär som kan hantera rotationsstyvhet.

Anslutningar med god rotationsstyvhet kommer troligtvis behövas tillämpas ifall konstruktionsutformning och planlösningen är oförändrad. Idag saknas mycket kunskap om hur en robust anslutning med god rotationsförmåga utformas vilket resulterar i att det är väldigt svårt att ge konkreta förslag på utformningar. En anslutningslösning som skulle kunna ersätta vinkelbeslag mellan KL-element samt KL-element och balk är en grövre L-profil som löper längs hela anslutningslinjen. Att limma element är även det intressant då lim kan skapa en anslutning som liknar fast anslutning. En limanslutning är dock ett svårt och ibland opraktiskt moment på arbetsplats som är problematisk att kvalitetsgranska. Det existerar också begränsningar vad gäller regler kring limning på plats då kvalitetskontroll är svårt vilket har lett till att detta inte är tillåtet i Sverige.

Att tilldela anslutningar en hög rotationsstyvhet kan vara negativt då stora spänningar kan uppstå i lokala områden vilket sker bland annat när väggskiva nummer 5 fiktiv tas bort i avsnitt 5.3.4. Ökad möjlighet till alternativa lastvägar kan även leda till högre utnyttjandegrad vilket fiktiv borttagning av väggskivor visar då utnyttjandegraden enligt RF-Laminate ökar trots ökad rotationsstyvhet. Det är därför viktigt att analysera ifall bärande element samt kopplingar kan hantera spänningar som kan ansamlas då brott i intilliggande element uppstår och en alternativ lastväg används. Om korrekta rotationsstyvheter skulle appliceras vid dimensionering av byggnader finns det anledning att tro att det skulle kunna leda till lägre materialkostnader vilket är gynnsamt för samhället och miljön. Lägre kostnader skulle kunna leda till att det byggs mer vilket också är anledningen till examensarbetets inriktning mot trähusbyggande.

Kopplingar som ska öka en konstruktions robusthet mot fortskridande ras kan i många fall vara dyra och tidskrävande att utforma rent praktiskt. Det kan därför vara betydligt rimligare att i vissa fall projektera och utforma åtgärder som förhindrar de olycksfall som en riskanalys påvisar, se avsnitt 3.8.2. För att förhindra trafik så kan någon form av barriär mellan trafik och fasad tillämpas, till exempel skyddspollare som stoppar eller delvis bromsar upp fordon som förlorat kontrollen. I litteraturstudien konstaterades det att vissa högre träbyggnader, till exempelvis Brock Common och Stadthaus apartment, se avsnitt 2.2, har utformat nedersta planet i betong för att byggnaden ska bli erforderlig robust mot olyckslaster som sker på marknivå. En sådan lösning kan vara effektiv och nödvändig även för koncepthuset som RISE studerar då det är mycket som är osäkert vad gäller husets motståndskraft till att hantera olyckslaster. Ett fackverkssystem likt det som utformats i projektet "Treet", se avsnitt 2.2, kan vara en annan nödvändig lösning i koncepthuset. Genom att använda ett fackverk så kan en våning bli tillräckligt styv och bidra med omfördelning av laster. Lösningen för att få en tillräcklig styv våning behöver inte vara just ett fackverk utan kan till exempel vara tillräckligt många styva skivor. Om våningen blir tillräckligt styv kan pelarna i fasaden i koncepthuset istället bli utsatta för

drag och de kommer då agera enligt inhängningsprincipen som finns förklarad i avsnitt 3.9.2.

Genom att öka antalet lager gips så går det att förhindra att en brand påverkar stommen utöver de 60 minuter som är analyserade i rapporten. Sprinklersystem kan också vara ett alternativ för att förhindra att brand uppstår och sprider sig. Brandfallen från simuleringarna i denna rapport konstaterar att utnyttjandegraden i huset inte överstiger 1,0 och att nedböjningen inte är i riskzonen för fortskridande ras.

Under modelleringen har en del lokala punkter i modellen påvisat spänningar som delvis eller kraftigt överstiger materialets utnyttjandegrad. Enligt Persson (2017) så bör inte några slutsatser dras för lokala punkter då modellen är modellerad i globalt syfte. För att avgöra hur detaljer vid anslutningar beter sig samt vilka krafter som verkligen uppstår i lokala områden så krävs en betydligt mer detaljerad lokal FEM-modell. I olycksfall där utnyttjandegraden överstigs i en lokalpunkt nära en koppling så finns det troligtvis möjlighet att omfördela lasten om anslutningen kan deformeras plastiskt med kvarstående anslutningsförmåga. Vid dynamisk analys så kan krafttopparna nå cirka 200% av den statiska lasten enligt Persson (2017). Persson anser även att genom att dimensionera en byggnad med 200% av den statiskt verkande lasten så bör stomsystemet vara tillräckligt robust mot en olycksfall som leder till lokala brott.

För dimensionering med hänsyn till robusthet för en byggnad med fler än 15 våningar bör enligt SS - EN 1991-1-7 (2006) mer än en statisk analys genomföras. En statisk analys är dock full tillräckligt för att i ett tidigt stadium dra slutsatser om att rotationsstyvheter påverkar byggnadens robusthet. En bra approximerad dynamisk analys kan medföra mindre kostnader för stommateriell då det endast är i spänningstopparna av en dynamisk analys som det enligt Persson (2017) uppstår så extremt höga laster som senare dämpas ut. Om kopplingar eller material kan hantera de höga laster kortsiktigt genom lokal plasticering så kommer detta inte innebära några problem.

I den globala modellen så har KL-väggar och KL-bjälklag modellerats utan håltagning. I verkligheten så kommer håltagning behöva ske för praktiska installationer som hiss, vvs, el med mera. Håltagning reducerar stomsystemets globala styvhet. Innanför kärnan kommer det att behövas bärande KL-väggar för att skapa hisschakt samt avskiljande trapphus och rum. De extra väggar som kommer behöva användas i byggnaden antas kompensera för de håltagningar som krävs. För att göra stommen ytterligare robust så kan fler bärande element placeras ut, exempelvis så kan KL-väggar placeras i fasaden.

Vid projektering av kopplingar så används en rad säkerhetsfaktorer som troligtvis gör anslutningen överdimensionerad. Vid olycksfall där storleken på utnyttjandegraden vid kopplingar är strax över 1,0 så finns det en möjlighet att kopplingarna tekniskt sätt klarar av att hantera lasterna. Detta bör dock undersökas noggrannare i en mer detaljerad modellering. I denna rapport så har många förenklande antaganden gjorts för att vara på "säkra sidan", exempelvis areareduktion, vindlast, arean på planlösningen. Antaganden kan påverka resultatet till viss del men bör ej vara avgörande. Felkällor kan ha uppstått under arbetes gång. Materialegenskaper har delvis varit problematiska att identifiera hos trä tillverkarna, då materialegenskaperna skiljer sig starkt i den tekniska data som tillhandahålls av tillverkare. Bristande kunskap och vana i programvaror från Dlubal Software

kan ha orsakat felkällor. Den globala modellen i RFEM har validerats men risk kvarstår att modellerings- alternativt simuleringsfel gjorts.

Kapitel 6 - Slutsats

Syftet med detta examensarbete var att undersöka rotationsstyvheten inverkan på robusthet i samband med olyckslast och lokalt brott i RISE:s koncepthus. Studien har gått till genom att statistiskt analysera en global FEM modell i programmet RFEM. Parameterstudie har utförts för att analysera hur rotationsstyvheten i kopplingar påverkar byggnadens förmåga att utveckla alternativa lastvägar. I slutgiltiga analysen så sker fiktiv borttagning av ett bärande element med valda rotationsstyvheter för att konstatera förändringen av utnyttjandegraden på grund av rotationsstyvheten. Det konstateras att rotationsstyvheten har stor inverkan på nedböjning vid olyckslast samt byggnadens förmåga att hitta alternativa lastvägar.

I efterhand skulle det varit intressant att utföra fiktiv borttagning i parameterstudien istället för den slutgiltiga analysen. I den slutgiltiga analysen skulle istället simuleringar på de tre riskscenarierna skett då dessa riskscenarier troligtvis är aktuella som olyckslaster för byggnaden. Det går att konstatera att styvheten i förbanden är viktig då man studerar robustheten i koncepthuset. Utifrån de analyser som utförts i denna rapport så bör koncepthuset i RISE:s studie klara av att hantera fiktiv borttagning av bärande element. Allmänt kommer det behövas flera studier på kopplingar och dess rotationsstyvhet då det har observerats att spänningarna i specifika kopplingar i byggnaden ökade vid ökad rotationsstyvhet. Fler studier med lokalt detaljerade FEM-modeller är nödvändiga för att dra djupare slutsatser om hur spänningar förändras vid anslutningar då rotationsstyvhet ökar.

Hög rotationsstyvhet resulterar generellt till minskade utnyttjandegrader då alternativa lastvägar lättare kan uppstå men kan också vara negativt i vissa fall. Fall där högre rotationsstyvhet ger negativ effekt är till exempel anslutningar där moment inte kan hanteras effektivt. Negativa effekter som uppstår kan bli problematiska vid förenkling av storleken på rotationsstyvheten.

Förslag på vidare studier

Vidare studier som behövs för att dra slutsatser kring rotationsstyvhetens påverkan på byggnaders förmåga att hitta alternativa lastvägar är att studera hur rotationsstyvheter påverkar andra stomsystem.

För att öka kunskapen kring rotationsstyvhet i anslutningar för träbyggnader bör experiment och detaljerade simuleringar genomföras. Kunskapen skulle kunna påverka hur kopplingar behandlas i modellering av byggnader. Vidare studier bör även undersöka både positiva och negativa effekter på grund av högre rotationsstyvheter.

Studier kring hur rotationsstyvheter påverkar byggnaden vid dynamiska analyser skulle vara av intresse då olyckslaster och deformationer inte är helt statiska fenomen.

Litteraturförteckning

- Abrahamsen, R. B. & Malo, K. A. (2014). Structural design and assembly of tree" – a 14-storey timber residential building in norway. *WCTE Quebec*.
- Ashtari, S. (2012). In-plane stiffness of cross-laminated floors. Master thesis, The University of British Columbia.
- Bhat, P. (2013). *Experimental investigation of connection for the FFTT, a timber-steel hybrid system*. Masters of Sciences Research, The University of British Columbia, Vancouver.
- Boverket (2010). *Eurokodhandboken - allmänna grunder och laster*. Boverket.
- Boverket (2016). Bostadsmarknadsenkäten 2016.
- Brandner, R. (2013). Production and technology of cross laminated timber (clt): A state-of-the-art report. *Graz, Austria: Institute of Timber Engineering and Wood Technology*.
- Buchanan, A., Palermo, A., Carradine, D., & Pampanin, S. (2011). *Post-tensioned timber frame buildings*. The Structural Engineer.
- Chan, S.-L. & Chui, P.-T. (2000). *Non-linear static and cyclic analysis of steel frames with semi-rigid connections*. Elsevier.
- Choi, J.-H. & Chang, D. (2009). *Prevention of progressive collapse for building structures to member disappearance by accidental actions*.
- Creative Renewable Energy and Efficiency (2012). *Cree LCT-System*. EN (Video).
- CTBUH (2011). *Tall Buildings in Numbers*. Butterworth-Heinemann.
- Danielsson, H. & Malmgren, L. (2006). Utformning av byggnader för säkerhet mot fortskridande ras. Examensarbete TVBK - 5138, Lunds Tekniska Högskola.
- Dietsch, P. (2011). Robustness of large-span timber roof structures — structural aspects. *Engineering Structures*, 33(11), 3106 – 3112. Modelling the Performance of Timber Structures.
- Dlubal Software GmbH (2013a). *Manual RF-TIMBER PRO*. Dlubal Software GmbH.
- Dlubal Software GmbH (2013b). *Manual RFEM 5*. Dlubal Software GmbH.
- Dlubal Software GmbH (2015). *Introductory Example*. Dlubal Software GmbH.
- Dlubal Software GmbH (2016a). *Manual RF-DYNAM Pro*. Dlubal Software GmbH.

- Dlubal Software GmbH (2016b). *RF-Laminate Design of laminate surfaces*. Program description.
- EKS 10 (2015). *Boverkets föreskrifter och allmänna råd om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)*. Boverket.
- Engström, B. (1992). *Ductility of tie connections in precast structures*. Chalmers Tekniska Högskola Avdelningen för betongkonstruktioner, Göteborg, Sverige.
- Eriksson, T. & Fritz, J. (2016). Mekaniska kopplingar med hög deformationskapacitet för stommar byggda av prefabricerade betongelement. Examensarbete TVBK - 5250, Lunds Tekniska Högskola.
- Erlandsson, M. (2016a). *Byggandets klimatpåverkan - Livscykelberäkning av klimatpåverkan för ett nyproducerat flerbostadshus med massiv stomme av trä*. IVL Svenska Miljöinstitutet.
- Erlandsson, M. (2016b). *Byggandets klimatpåverkan för ett flerbostadshus med yttervägg och stomme av korslimmat trä*. IVL Svenska Miljöinstitutet.
- ETA-06/0138(2017). *KLH*. European technical assessment.
- fib (2008). *Structural connections for precast concrete buildings*. Fédération internationale du béton, Vol.43, Lausanne, Schweiz.
- fib (2012). *Design of precast concrete structures against accidental actions*. Fédération internationale du béton, Vol. 63, Lausanne, Schweiz.
- Frühwald Hansson, E. (2017). Muntlig kommunikation. Universitetslektor vid Avdelningen för Konstruktionsteknik LTH.
- Gagnon, S. & Pirvu, C. (2009). *Cross Laminated Timber Handbook*. FPInnovation, Vancouver, Canada.
- Gereke, T. (2009). *Moisture-induced stresses in cross-laminated wood panels*. University of Leipzig, Leipzig, Germany.
- Green, M. (2013). Why we should build wooden skyscrapers. *TED Presentation*.
- Gustafsson, A., Eriksson, P.-E., Engström, S., Wik, T., & Serrano, E. (2012). *Handbok - för beställare och projektörer av flervånings bostadshus i trä*. 11th edition, Liber AB.
- Institution of Structural Engineers (2010). *Practical guide to structural robustness and disproportionate collapse in buildings*. Institution of Structural Engineers, London, Storbritannien.
- Johannesson, P. & Vretblad, B. (2011). *Byggformler och tabeller, 11th edition, Liber AB*. 11th edition, Liber AB.
- Johansson, B. (2001). *Attacken mot World Trade Center Vad hände med byggnaden och vad kan vi lära?* Stålbyggnadsdagen, Malmö.
- Johansson, M. (2017). Muntlig kommunikation. Projektledare och forskare på RISE.

- Kihlberg, J. (2017). *Höghus i trä skonar klimatet redan under byggprocessen*. Dagens Nyheter Publicerad: 2017-02-26.
- Kirkegaard, P. H., Sorensen, J. D., Cizmar, D., & Rajcic, V. (2011). *System reliability of timber structures with ductile behaviour*. Elsevier, 33(2011), 6. doi: 10.1016/j.engstruct.2011.03.11.
- Krenk, S. (2009). *Non-linear modeling and analysis of solids and structures*. Cambridge University Press.
- Kurkinen, E.-L., Neisari, A., & Nordén, J. (2015). *Energiuppföljning av Portvaken och Limnologen*. SP, Borås.
- Lidberg, L. (2002). *Flera faktorer bakom WTC:s ras*. SIS Standard magazine, Årgång 2, Nr 1 s. 9.
- Martinsons (2006). *Massivträ handboken*.
- Martinsons (2014). *Handbok i KL - trä*.
- Michael Green Architecture (2012). *The case for tall wood buildings*.
- Miljöinstitutet, I. S. (2015). *Byggandets klimatpåverkan*. Boverket.
- Mpidi Bitá, H. (2014). Assessment of disproportionate collapse for tall timber buildings. Master thesis, University of Salford.
- Neuhercz, R. (2014). *KLH system: Ductility of connections*.
- Niederwestberg, J. & Chui, Y. H. (2012). *Characterising influence of laminate characteristics on elastic properties of single layer in cross laminated*. World Conference on Timber Engineering, 2.
- Nygårdh, K. & Niklewski, J. (2013). Krav på robusthet i prefabricerade betongkonstruktioner. Examensarbete TVBK - 5224, Lunds Tekniska Högskola.
- Ottosen, N. S. & Petersson, H. (1992). *Introduction to the Finite Element Method*. Prentice-Hall.
- Pavarini, E., Koch, E., Vollhardt, D., & Lichtenstein, A. (2011). *The LDA+DMFT approach to strongly correlated materials*, volume 1.
- Persson, K. (2017). Muntlig kommunikation. Professor vid Avdelningen Byggnadsmekanik LTH.
- Poirier, E., Moudgil, M., Fallahi, A., Staub-French, S., & Tannert, T. (2016). Design and construction of a 53-meter-tall timber building at the university of colombia. *WCTE Vienna*.
- Rhomberg (2010). *CREE. 2010*. <http://www.creebyrhomborg.com> (Hämtat 23e januari 2011).
- Segersäll, M. (2012). Mekaniska egenskaper och brottanalys - kursmaterial, linköpings tekniska högskola. Kursmaterial.

- Smith and Wallwork Engineers (2016). Timber tower, the barbican - london. Structural feasibility report, The University of British Columbia.
- SOM (2013). *Timber Tower Research Project*. LLP. Chicago.
- SS - EN 1990(2002). *Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*. Europeiska standardiseringskommittén, Svensk Standard Standardisering, Stockholm, Sverige.
- SS - EN 1991-1-4(2005). *Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1-4: Allmänna laster – Vindlast*. Europeiska standardiseringskommittén, Svensk Standard Standardisering, Stockholm, Sverige.
- SS - EN 1991-1-7(2006). *Laster på bärverk-Del 1-7: Allmänna laster - Olyckslast*. Europeiska standardiseringskommittén, Svensk Standard Standardisering, Stockholm, Sverige.
- SS - EN 1995-1-1(2004). *Dimensionering av träkonstruktioner Del 1-1: Allmänt – Gemensamma regler och regler för byggnader*. Europeiska standardiseringskommittén, Svensk Standard Standardisering, Stockholm, Sverige.
- Starossek, U. & Haberland, M. (2010). *Disproportionate collapse: terminology and procedure*. Journal of performance of constructed facilities, 10. doi: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000138.
- Stauder, C. (2013). Cross-laminated timber an analysis of the austrian industry and ideas for fostering its development in america. *Salzburg: Fachhochschule Salzburg: University of Applied Sciences*.
- Stehn, L., Rask, L.-O., Nygren, I., & Östman, B. (2008). *Byggandet av flervåningshus i trä Erfarenheter efter tre års observation av träbyggandets utveckling*. Institutionen för Samhällsbyggnad - Luleå tekniska universitet.
- Structurlam (2016). *Crosslam CLT Technical Design Guide*.
- Svenskt trä (2013). *Limträhandboken*. Svenskt trä.
- Techniker (2010). *Tall timber buildings, The Stadthaus*. Hoxton, London.
- Tjernberg, F. (2015). Wind-induced dynamic response of a 22-storey timber building. Examensarbete TRITA-BYMA 2015:3, Kungliga Tekniska Högskolan.
- Trada Technology (2009). Stadthaus, 24 murray grove. *London*.
- United Nations (2015). World population prospects the 2015 revision. *Department of Economic and Social Affairs Population Division*.
- Wells, M. (2011). Tall timber buildings: Application of solid timber construction n multi-story buildings.
- Westerberg, B. (2010). *Bärande väggars behov av vertikal kopplingskapacitet – Sammanhållningsarmering i allmänhet*.
- Williams, A. (2009). *Structural analysis: in theory and practice*. Butterworth-Heinemann.

Zetterlund, K. & Naruszewicz, A. (2010). Tillämpning av nya beräkningsmetoder för branddimensionering av träkonstruktioner. Examensarbete TVBK - 5250, Kungliga Tekniska Högskola.

Åkerlund, S. (1994). *Svängningar, deformationspåverkan och olyckslast*. Boverket.

Östberg, T. (2016). Bostadsministern: ”större trähus del av lösningen”. Skogsindustrierna.

Bilaga A - ETA

Page 14 of European Technical Assessment ETA-06/0138 of 20.02.2017,
replaces European technical approval ETA-06/0138
with validity from 10.09.2012 to 09.09.2017



electronic copy

Table 2: Product characteristics of the solid wood slab			
BWR	Essential characteristic	Assessment method	Level / Class / Description
1	Mechanical resistance and stability		
	1. Mechanical actions perpendicular to the solid wood slab		
	Modulus of elasticity ³⁾		
	– parallel to the grain of the boards $E_{0, \text{mean}}$	Annex 4 EAD 130005-00-0304, 2.2.1.1	12 000 MPa
	– perpendicular to the grain of the boards $E_{90, \text{mean}}$	EN 338	370 MPa
	Shear modulus ³⁾		
	– parallel to the grain of the boards $G_{0, \text{mean}}$	EN 338	690 MPa
	– perpendicular to the grain of the boards, rolling shear modulus $G_{90, \text{mean}}$	EAD 130005-00-0304, 2.2.1.1	50 MPa
	Bending strength		
	– parallel to the grain of the boards $f_{m, k}$	Annex 4 EAD 130005-00-0304, 2.2.1.1	24 MPa
	Tensile strength		
	– perpendicular to the grain of the boards $f_{t, 90, k}$	EN 338, reduced	0.12 MPa
	Compressive strength		
	– perpendicular to the grain of the boards $f_{c, 90, k}$	EN 338	2.7 MPa
	Shear strength		
	– parallel to the grain of the boards $f_{v, k}$	EN 338	2.7 MPa
	– perpendicular to the grain of the boards (rolling shear strength) $f_{v, R, k}$	Annex 4 EAD 130005-00-0304, 2.2.1.3	0.8 to 1.2 MPa
	2. Mechanical actions in plane of the solid wood slab		
	Modulus of elasticity ³⁾		
	– parallel to the grain of the boards $E_{0, \text{mean}}$	A_{net}, I_{net} , Annex 4 EAD 130005-00-0304, 2.2.1.1	12 000 MPa
	Shear modulus ³⁾		
	– parallel to the grain of the boards $G_{0, \text{mean}}^{1)}$	A_{net} , Annex 4 EAD 130005-00-0304, 2.2.1.3	500 MPa ¹⁾
	Bending strength		
	– parallel to the grain of the boards $f_{m, k}$	W_{net} , Annex 4 EAD 130005-00-0304, 2.2.1.1	24 MPa
KLH solid wood slab			Annex 3 Page 1 of 3
Product characteristics of the solid wood slab			of European Technical Assessment ETA-06/0138

OIB-205-115/15-020

Page 15 of European Technical Assessment ETA-06/0138 of 20.02.2017,
replaces European technical approval ETA-06/0138
with validity from 10.09.2012 to 09.09.2017



electronic copy

electronic copy

electronic copy

electronic copy

electronic copy

electronic copy

BWR	Essential characteristic	Assessment method	Level / Class / Description	
1	2. Mechanical actions in plane of the solid wood slab			
	Tensile strength ²⁾			
	– parallel to the grain of the boards $f_{t,0,k}$	EN 338	16.5 MPa	
	Compressive strength			
	– parallel to the grain of the boards $f_{c,0,k}$	EN 338	24 MPa	
	– concentrated, parallel to the grain of the boards $f_{c,0,k}$	EAD 130005-00-0304, 2.2.1.2	$k_{c,0}$ Annex 4, 2.4	
	Shear strength			
	– regardless of loading direction, per glue line $f_{v,K,k}$	Annex 4 – Shear flow	90 N/mm	
	– parallel to the grain of the boards $f_{v,k}$	Annex 4 – Shear stress	3.9 to 8.4 MPa	
	3. Other mechanical actions			
	Creep and duration of load		K_{mod} and K_{def} according to EN 1995-1-1 for glued laminated timber	
	Dimensional stability Moisture content during service shall not change to such an extent that adverse deformation will occur.			
	Dimensional tolerance			
	– Shrinkage perpendicular to the plane of the solid wood slab	0.24 % in thickness per % moisture variation		
– Shrinkage in plane of the solid wood slab	0.01 % in length per % moisture variation			
Fasteners		Annex 7		
In-service environment				
Durability of timber		EN 1995-1-1	1 and 2	
Service classes		1 and 2		
Bond integrity		EAD 130005-00-0304	Pass	
			1) This value is applicable for 2 dimensional structures, orthotropic plates. For a simplified beam analysis, this value shall be reduced to 50 %.	
			2) In case of a non-uniform stress distribution, the characteristic bending strength may be applied.	
			3) For determination of the 5 %-fractile values of the stiffness properties the mean values may be multiplied by $\frac{5}{6}$.	
KLH solid wood slab			Annex 3 Page 2 of 3	
Product characteristics of the solid wood slab			of European Technical Assessment ETA-06/0138	

Page 16 of European Technical Assessment ETA-06/0138 of 20.02.2017,
replaces European technical approval ETA-06/0138
with validity from 10.09.2012 to 09.09.2017



electronic copy electronic copy electronic copy electronic copy electronic copy electronic copy electronic copy electronic copy

BWR	Essential characteristic	Assessment method	Level / Class / Description
2	Reaction to fire		
	Glued laminated timber products	Commission Decision 2005/610/EC	Mean density of wood $\geq 380 \text{ kg/m}^3$ Euroclass D-s2, d0
	Resistance to fire		
	Charring rate	EN 1995-1-2	Obtained test data according to Annex 5
3	Hygiene, health and environment		
	Vapour permeability, μ , including joints within the layers	EN ISO 10456	50 (dry) to 20 (wet)
4	Safety and accessibility in use		
	Impact resistance	Soft body resistance is assumed to be fulfilled for walls with a minimum of 3 layers and minimum thickness of 60 mm.	
5	Protection against noise		
	Airborne sound insulation	EN 10140-2	Annex 6
	Impact sound insulation	EN 10140-3	Annex 6
6	Energy economy and heat retention		
	Thermal conductivity, λ	EN ISO 10456	0.12 W/(m · K)
	Thermal inertia, specific heat, c_p	EN ISO 10456	1 600 J/(kg · K)
KLH solid wood slab		Annex 3 Page 3 of 3	
Product characteristics of the solid wood slab		of European Technical Assessment ETA-06/0138	

Bilaga B - Indata för parameterstudie

Materialenskaper för vägskivor

Lager Nr.	Materialförklaring	Tjocklek t (mm)	Ortotropisk riktning β [°]	Elasticitetsmoduler [N/mm ²]		Skjuvmoduler [N/mm ²]			Tyngd γ [N/m ³]
				E_x	E_y	G_{xz}	G_{yx}	G_{yz}	
1	Softwood Timber C24	35,0	0,00	12000,0	0,0	690,0	50,0	690,0	5000,0
2	Softwood Timber C24	30,0	90,00	12000,0	0,0	690,0	50,0	690,0	5000,0
3	Softwood Timber C24	35,0	0,00	12000,0	0,0	690,0	50,0	690,0	5000,0
4	Softwood Timber C24	30,0	90,00	12000,0	0,0	690,0	50,0	690,0	5000,0
5	Softwood Timber C24	35,0	0,00	12000,0	0,0	690,0	50,0	690,0	5000,0
6	Softwood Timber C24	30,0	90,00	12000,0	0,0	690,0	50,0	690,0	5000,0
7	Softwood Timber C24	35,0	0,00	12000,0	0,0	690,0	50,0	690,0	5000,0

Lager Nr.	Materialförklaring	Hållfasthet för böjning / Drag / Tryck [N/mm ²]						Skjuvhållfasthet [N/mm ²]		
		$f_{b,0,k}$	$f_{t,0,k}$	$f_{c,0,k}$	$f_{b,90,k}$	$f_{t,90,k}$	$f_{c,90,k}$	$f_{yk,k}$	f_{yk}	$f_{tk,k}$
1	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	24,0	14,0	21,0	2,5	2,0	1,0
2	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	24,0	14,0	21,0	2,5	2,0	1,0
3	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	24,0	14,0	21,0	2,5	2,0	1,0
4	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	24,0	14,0	21,0	2,5	2,0	1,0
5	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	24,0	14,0	21,0	2,5	2,0	1,0
6	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	24,0	14,0	21,0	2,5	2,0	1,0
7	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	24,0	14,0	21,0	2,5	2,0	1,0

Materialgenskaper för bjälklagsskivor

Lager Nr.	Materialförklaring	Tjocklek t [mm]	Orcotropisk riktning [°]	Elastisitetmoduler [N/mm ²]		Skjuvmoduler [N/mm ²]			Tyngd γ [N/m ³]
				E_x	E_y	G_{xz}	G_{xy}	G_{yz}	
1	Softwood Timber C24	35,0	0,00	12000,0	0,0	370,0	69,0	370,0	5000,0
2	Softwood Timber C24	30,0	90,00	12000,0	0,0	370,0	69,0	370,0	5000,0
3	Softwood Timber C24	35,0	0,00	12000,0	0,0	370,0	69,0	370,0	5000,0
4	Softwood Timber C24	30,0	90,00	12000,0	0,0	370,0	69,0	370,0	5000,0
5	Softwood Timber C24	35,0	0,00	12000,0	0,0	370,0	69,0	370,0	5000,0
6	Softwood Timber C24	30,0	90,00	12000,0	0,0	370,0	69,0	370,0	5000,0
7	Softwood Timber C24	35,0	0,00	12000,0	0,0	370,0	69,0	370,0	5000,0

Lager Nr.	Materialförklaring	Hållfasthet för böjning / Drag / Tryck [N/mm ²]				Skjuvhållfasthet [N/mm ²]			
		$f_{b,0,sk}$	$f_{t,0,sk}$	$f_{c,0,sk}$	$f_{s,0,sk}$	$f_{c,sk}$	$f_{sp,sk}$	$f_{v,sk}$	$f_{tk,sk}$
1	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	0,4	21,0	2,5	2,0	1,0
2	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	0,4	21,0	2,5	2,0	1,0
3	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	0,4	21,0	2,5	2,0	1,0
4	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	0,4	21,0	2,5	2,0	1,0
5	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	0,4	21,0	2,5	2,0	1,0
6	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	0,4	21,0	2,5	2,0	1,0
7	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	0,4	21,0	2,5	2,0	1,0

Bilaga C - Indata för Slutgiltiga analyser

Materiallegenskaper för väggsivor

Lager Nr.	Materialförklaring	Tjocklek t [mm]	Ortotropisk riktning β [°]	Elasticitetsmoduler [N/mm ²]		Skjuvmoduler [N/mm ²]			Tyngd γ [N/m ³]
				E_x	E_y	G_{xz}	G_{xy}	G_{yz}	
1	Softwood Timber C24	35,0	0,00	12000,0	0,0	690,0	50,0	690,0	5000,0
2	Softwood Timber C24	30,0	90,00	12000,0	0,0	690,0	50,0	690,0	5000,0
3	Softwood Timber C24	35,0	0,00	12000,0	0,0	690,0	50,0	690,0	5000,0
4	Softwood Timber C24	30,0	90,00	12000,0	0,0	690,0	50,0	690,0	5000,0
5	Softwood Timber C24	35,0	0,00	12000,0	0,0	690,0	50,0	690,0	5000,0
6	Softwood Timber C24	30,0	90,00	12000,0	0,0	690,0	50,0	690,0	5000,0
7	Softwood Timber C24	35,0	0,00	12000,0	0,0	690,0	50,0	690,0	5000,0

Lager Nr.	Materialförklaring	Hållfasthet för böjning / Drag / Tryck [N/mm ²]						Skjuvhållfasthet [N/mm ²]		
		$f_{b,0,0k}$	$f_{b,90,0k}$	$f_{t,0,0k}$	$f_{t,90,0k}$	$f_{c,0,0k}$	$f_{c,90,0k}$	$f_{v,yx}$	$f_{v,xz}$	$f_{k,k}$
1	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	14,0	21,0	2,5	2,0	2,0	1,0
2	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	14,0	21,0	2,5	2,0	2,0	1,0
3	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	14,0	21,0	2,5	2,0	2,0	1,0
4	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	14,0	21,0	2,5	2,0	2,0	1,0
5	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	14,0	21,0	2,5	2,0	2,0	1,0
6	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	14,0	21,0	2,5	2,0	2,0	1,0
7	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	14,0	21,0	2,5	2,0	2,0	1,0

Materialensgenskaper för bjälklagsskivor

Lager Nr.	Materialförklaring	Tjocklek t [mm]	Orotropisk riktning [°]	Elastisitetmoduler [N/mm ²]		Skjuvmoduler [N/mm ²]			Tyngd γ [N/m ³]
				E_x	E_y	G_{xz}	G_{xy}	G_{yz}	
1	Softwood Timber C24	35,0	0,00	12000,0	0,0	370,0	50,0	370,0	5000,0
2	Softwood Timber C24	30,0	90,00	12000,0	0,0	370,0	50,0	370,0	5000,0
3	Softwood Timber C24	35,0	0,00	12000,0	0,0	370,0	50,0	370,0	5000,0
4	Softwood Timber C24	30,0	90,00	12000,0	0,0	370,0	50,0	370,0	5000,0
5	Softwood Timber C24	35,0	0,00	12000,0	0,0	370,0	50,0	370,0	5000,0
6	Softwood Timber C24	30,0	90,00	12000,0	0,0	370,0	50,0	370,0	5000,0
7	Softwood Timber C24	35,0	0,00	12000,0	0,0	370,0	50,0	370,0	5000,0

Lager Nr.	Materialförklaring	Hållfasthet för böjning / Drag / Tryck [N/mm ²]						Skjuvhållfasthet [N/mm ²]		
		$f_{b,0,sk}$	$f_{t,0,sk}$	$f_{c,0,sk}$	$f_{s,0,sk}$	$f_{c,sk}$	$f_{sp,sk}$	$f_{0,sk}$	$f_{90,sk}$	$f_{0,sk}$
1	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	0,4	21,0	2,5	2,0	2,0	1,0
2	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	0,4	21,0	2,5	2,0	2,0	1,0
3	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	0,4	21,0	2,5	2,0	2,0	1,0
4	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	0,4	21,0	2,5	2,0	2,0	1,0
5	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	0,4	21,0	2,5	2,0	2,0	1,0
6	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	0,4	21,0	2,5	2,0	2,0	1,0
7	Softwood Timber C24	24,0	24,0	14,0	0,4	21,0	2,5	2,0	2,0	1,0