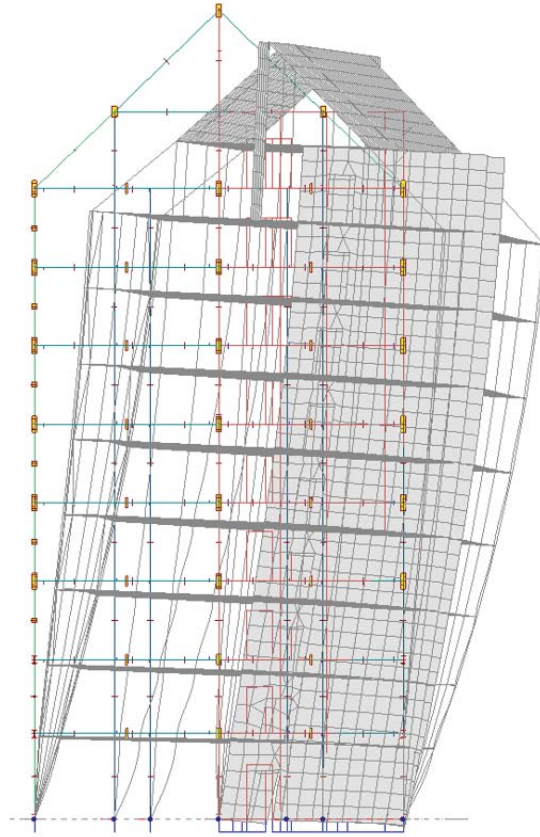




LUND
UNIVERSITY



HORISONTELL STYVHET HOS HÖGA TRÄKONSTRUKTIONER

**Inverkan av placering och utformning
av horisontalstabiliserande delar**

OLIVER MALMKVIST & PHILIP SJÖGREN

Structural
Mechanics

Bachelor's Dissertation

DEPARTMENT OF CONSTRUCTION SCIENCES

DIVISION OF STRUCTURAL MECHANICS

ISRN LUTVDG/TVSM--19/4006--SE (1-108) | ISSN 0281-6679

BACHELOR'S DISSERTATION | EXAMENSARBETE I HÖGSKOLEINGENJÖRSUTBILDNINGEN

HORISONTELL STYVHET HOS HÖGA TRÄKONSTRUKTIONER

**Inverkan av placering och utformning
av horisontalstabiliserande delar**

OLIVER MALMKVIST & PHILIP SJÖGREN

Supervisors: **SUSANNE HEYDEN**, Associate Professor, Division of Structural Mechanics, LTH
and **JAN EGERSTEDT**, Team Manager, WSP.

Examiner: Professor **OLA DAHLBLOM**, Division of Structural Mechanics, LTH.

Copyright © 2019 Division of Structural Mechanics,
Faculty of Engineering LTH, Lund University, Sweden.

Printed by V-husets tryckeri LTH, Lund, Sweden, June 2019 (PI)

For information, address:

Division of Structural Mechanics,
Faculty of Engineering LTH, Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.

Homepage: www.byggmek.lth.se

Sammanfattning

Traditionellt sett har höga byggnader uppförts med stomme av antingen betong eller stål. Trä som byggnadsmaterial har däremot använts till största del i mindre hus. I takt med att byggnadstekniker har utvecklats och byggnadssektorn letar efter mer miljövänliga alternativ börjar även höga träkonstruktioner bli mer eftertraktat. Ett problem med dessa konstruktioner är att trä är ett vekare och lättare material jämfört med betong och stål, vilket har lett till problem med svängningar och horisontalstabilisering.

Syftet med detta arbete är att undersöka hur utformning och placering av horisontalstabiliserande delar påverkar styvheten i höga träkonstruktioner. För att undersöka detta har dels flera olika varianter av ett referenshus och dels några mindre testkonstruktioner använts. Dessa modeller och testkonstruktioner har belastats och utvärderats genom FEM-analys.

De värden som har tagits fram i de gjorda beräkningarna är horisontell utböjning, använd materialmassa och rotationer i konstruktionen. Särskilt fokus har lagts på horisontella utböjningen med hänsyn till använd materialmassa.

Undersökningen för de mindre testkonstruktionerna visar att den bästa stomstabiliseringsprincipen sett till total horisontell utböjning är då skivor av KL-trä används. Med hänsyn till utböjning i relation till hur mycket materialmassa som används är dock vindkryss ett fördelaktigt val.

För en större byggnad och mer komplex stomme kan det konstateras att en centralt placerad stabiliseringsenhet inuti en byggnad är mest fördelaktigt. Detta ger en jämnare utböjning i de olika vindriktningarna som en byggnad kan utsättas för. Arbetet visar också att placeringen av de styvaste byggnadsdelarna påverkar rotationen som kan uppstå i en byggnad, vilket kan leda till olika konsekvenser.

Nyckelord: Horisontalstabilisering, Horisontell utböjning, Stomstabilisering, Höga träbyggnader, Styvhet

Abstract

Traditionally, high buildings have been built with either concrete or steel. Wood as a building material, however, has mostly been used in smaller buildings. As building techniques have been developed and the construction sector are looking for more eco-friendly alternatives high wooden structures are more sought-after. One problem with these designs is that wood is a weaker and lighter materials compared to concrete and steel, which has led to problems with vibrations and horizontal stabilization.

The aim of this work is to examine how the design and position of horizontally stabilizing units affect the stiffness of tall wooden structures. To investigate this several different variations of a reference building and some other small test structures are used. These models and test structures have been evaluated by FEM-analysis.

The values that have been obtained in the calculations are the horizontal displacement, used material mass and rotation in the structure. Special focus has been put on the horizontal displacement with consideration to the used material mass.

The analysis of the test structures shows that the best principle for structural stability in terms of the total horizontal displacement is when shear walls made from CLT is used. However, regarding horizontal displacement in relation to how much material that is used the best choice is to use braced frames.

For a larger building and more complex structure, the conclusion can be made that a centrally placed stabilization inside a building is most beneficial. This provides a more even displacement in the various wind directions that a building may be exposed to. The work also shows that the placement of the stiffest building elements affects the rotation that can occur in a building, which can lead to different consequences.

Keywords: Horizontal stabilization, Horizontal displacement, Structural stabilization, High-rise wooden buildings, Stiffness

Förord

Detta är ett avslutande examensarbete på högskoleingenjörsutbildningen Byggteknik med Arkitektur vid Lunds Tekniska Högskola, Campus Helsingborg. Det är genomfört på Institutionen för byggvetenskaper, Avdelningen för byggnadsmekanik i samarbete med WSP Helsingborg.

Vi som har gjort detta arbete vill tacka alla som varit delaktiga i arbetet med denna rapport och gjort allt detta möjligt. Det har varit ett långt och intressant arbete som krävt mycket tid men som vi hoppas ska tillföra någonting för läsarna. Vi vill rikta några extra tack till kollegorna på avdelningen byggprojektering på WSP:s kontor i Helsingborg, ni har bidragit med mycket underlättande hjälp och intressanta diskussioner. Tack Jan Egerstedt och Dan Engström för att ni hjälpte oss med underlag, programvaror och givande diskussioner. Slutligen vill vi tacka vår handledare på Institutionen för byggvetenskaper, Susanne Heyden. Tack för all hjälp som vi har fått med detta arbete, det hade inte varit möjligt utan dig.

Alla figurer och tabeller som inte är källhänvisade har författarna själva skapat.

Maj, 2019

Oliver Malmkvist och Philip Sjögren

Innehållsförteckning

1. Inledning	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.3 Frågeställningar	1
1.4 Metod	1
1.5 Avgränsningar	2
1.6 Arbetsfördelning	2
2. Teori.....	3
2.1 Horisontalstabilitet.....	3
2.1.1 Brottgränstillstånd.....	5
2.2 Komfortkriterier.....	6
2.2.1 Vibrationer och svängningar.....	7
2.2.2 Acceleration.....	9
2.2.3 Effekter av vibration	9
2.2.4 Dimensioneringskriterium för svängningar.....	10
2.2.5 Utböjning	11
2.2.6 Bruksgränstillstånd.....	12
2.3 Horisontallaster.....	12
2.3.1 Vindlast	12
2.3.2 Snedställning.....	15
2.4 Styvhet	16
2.4.1 Upplag	16
2.4.2 Inverkan av ej bärande konstruktionsdelar.....	18
2.4.3 Styvhetsrelation mellan bjälklag och väggar.....	18
2.5 Träs egenskaper	20
2.5.1 KL-trä.....	21
2.5.2 Limträ	21
3. Metod.....	23

3.1 FEM-analys	23
3.2 Testkonstruktioner	24
3.2.1 Relativt styvhetsmått	29
3.3 Referenshus	29
3.3.1 Undersökning av styvhetsförhållande	33
3.3.2 Undersökning av bjälklagskassett	34
3.3.3 Utformning och utvärdering av modeller	36
4. Resultat och analys	49
4.1 Testkonstruktioner	49
4.2 Referenshus	54
4.2.1 Intervju	55
4.2.2 Undersökning av styvhetsförhållande	56
4.2.3 Undersökning av bjälklagskassetter	57
4.2.4 Utböjning för modell I-X	59
4.2.5 Relativa styvhetsmättet	67
4.2.6 Rotation	75
5. Slutsats	79
5.1 Testkonstruktioner	79
5.2 Modeller	79
5.3 Förslag till vidare arbete	80
6. Referenser	81
Bilaga A	83
Bilaga B	92
Bilaga C	93
Bilaga D	97
Bilaga E	104

1. Inledning

1.1 Bakgrund

Att använda trä som stommaterial i byggnader har under lång tid varit populärt i mindre byggnadsprojekt, men på senare tid har det blivit allt mer populärt även i större projekt. [1] Det förväntas att trä som stommaterial kommer att bli ännu mer attraktivt på grund av de många fördelar som följer när trä används. Trä är en förnybar resurs, enkel att prefabricera och väger mindre än exempelvis stål och betong, för att endast nämna några fördelar. En nackdel med att bygga stora träbyggnader är däremot att trähus kommer i svängning lättare jämfört med betonghus vid samma höjd, vilket försvårar möjligheterna att uppnå godkända komfortkriterier.

Två aspekter som påverkar byggnadens svängningsegenskaper är styvheten och massan för de byggnadsmaterial som används. Jämfört med betong är trä, som sagt, lättare men samtidigt ett vekare material. Detta betyder att trä har ett större behov av tekniska lösningar för att uppnå kraven för byggnader av samma höjd jämfört med betong eller stål.

1.2 Syfte

Målet med detta arbete är att undersöka hur träkonstruktioners styvhet påverkas av utformning och placering av stabiliserande enheter. Detta förväntas leda till bättre kunskap om projektering av höga träbyggnader, där en viktig parameter för byggnadens horisontalstabilitet och dynamiska egenskaper är styvhet.

1.3 Frågeställningar

- Hur påverkas en byggnads totala styvhet vid olika utformning och placering av horisontalstabiliserande delar?
- Vad är den bästa placeringen av horisontalstabiliserande delar?
- Vilken utformning av horisontalstabiliserande delar är den mest fördelaktiga?

1.4 Metod

I början av arbetet utfördes en litteraturstudie om bland annat horisontalstabilitet, styvhet och svängningar hos byggnader. En metod som blev aktuell tidigt i arbetet var att använda finita element-metoden (FEM) för beräkning av hur styvheten påverkar stabiliseringen. Programmet som valdes för detta heter FEM-Design. [2] Då båda författarna saknade tidigare kunskap om FEM-modellering påbörjades arbetet med enkla konstruktioner. Dessa konstruktioner var antingen en eller fem våningar som bestod av i princip fyra väggar och ett bjälklag.

I senare del av arbetet användes ett referenshus. Detta hus är konstruerat med en hybridstomme med stabiliserande delar av betong och stålfackverk, resterande bärande delar är gjorda av trä.

Referenshusets stomme och stabiliserande delar har i studien varierats med olika material för att undersöka hur konstruktionens totala styvhet påverkas. Byggnadens stabiliserande enheter har placerats på olika ställen i huset för att undersöka hur det påverkar konstruktionen.

Både de enkla modellerna och referenshuset varierades med bland annat stomstabiliseringsprinciper och placering av stabiliserande enheter. Resultaten samlades in och jämfördes.

1.5 Avgränsningar

För att minska arbetsvolymen och hålla sig till en rimlig kunskapsnivå för högskoleingenjörer har en del avgränsningar gjorts. I studien kommer endast lasterna horisontallaster från vind och egentygder från de bärande konstruktionsdelarna att beaktas. Horisontallaster från snedställning i pelare kommer alltså inte att beaktas, men då fenomenet påverkar horisontalstabiliseringen vid verkliga fall kommer det att undersökas i litteraturstudien. Acceleration är också ett avsnitt som endast kommer undersökas i litteraturstudien. För att utvärdera accelerationen på ett korrekt sätt krävs det en högre kunskapsnivå. Bjälklagen i modellerna anses vara väldigt styva för att enklare utvärdera utformning och placering av horisontalstabiliserande enheter. Detta gör att inverkan av deformation i bjälklagen bortses ifrån. Andra ordningens teori och eftergivlighet i knutpunkter beaktas inte.

Vid ändring av de stomstabiliserande delarna i konstruktionen görs inte beräkningar för att hitta ekvivalenta konstruktionsdelar utan de dimensioneras för att klara brottsgränstillståndet. Slutligen kommer referenshusets stomlinjer och stomstabiliserande enheter att avvika lite från verklighetens mått, detta för att enklare skapa fungerande modeller.

1.6 Arbetsfördelning

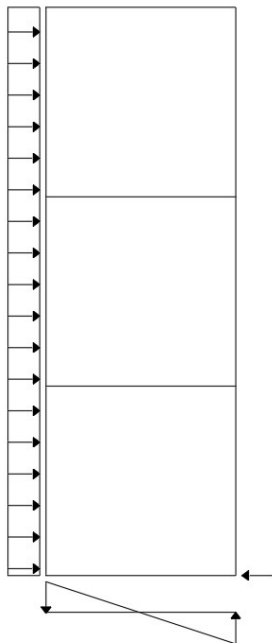
Oliver Malmkvist har arbetat mycket med FEM-Design och andra beräkningar medan Philip Sjögren arbetat med bakgrunden och rapportskrivning. Författarna har dock haft ett tätt samarbete genom hela arbetet och deltagit aktivt i alla moment och diskuterat olika problem och lösningar.

2. Teori

Bakgrundens syfte är att ge läsaren djupare kunskap om horisontalstabilitet och de parametrar som påverkar. Denna bakgrund kan delas in i två övergripande grupper, *övergripande om stabilitet* och *parametrar som påverkar horisontalstabilisering*. Den första delen av bakgrunden handlar alltså övergripande om horisontalstabilisering, komfortkriterier och horisontallaster, medan den andra delen handlar om hur styvhet och andra parametrar påverkar stabiliseringen.

2.1 Horisontalstabilitet

Vindlasten som belastar en byggnad ger upphov till horisontallaster som gör att byggnaden eller dess delar riskerar att tippa eller förflyttas i sidled. För att hantera dessa laster krävs ett stomstabiliserande system i byggnaden. Lasterna som leder till att byggnaden tippar eller förflyttas i sidled måste motverkas genom grunden, se Figur 2.1. Horisontallasterna leder till att grunden då utsätts för tryckkrafter i ena änden och lyftkrafter i den andra. Dessa lyftkrafter motverkas delvis av byggnadens egentynghet. Detta betyder att grunden ska dimensioneras för att klara av tryck-, lyft- och horisontalkrafter. [3]



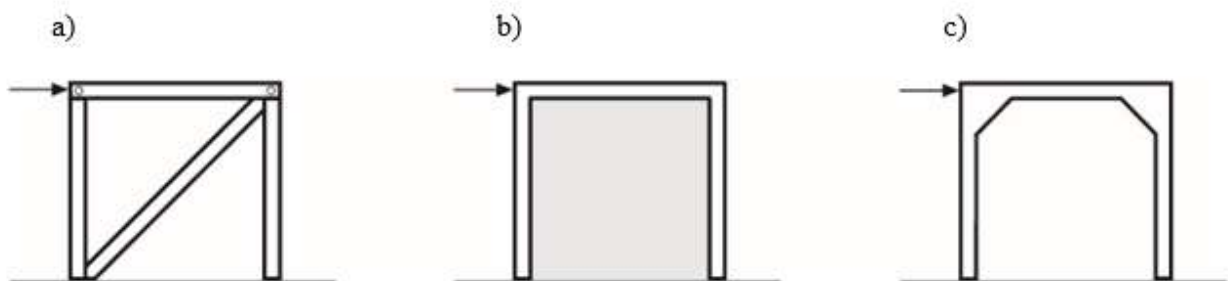
Figur 2.1: Upplagskrafter vid belastning med horisontallast. I ena änden utsätts grunden för tryckkrafter, i andra lyftkrafter.

För att en byggnad ska bli stabil mot horisontallaster krävs det att krafterna ska ha en väg ner till grunden. Stabiliseringen mot horisontallaster kan utföras på tre principiella sätt; fackverk, skivverkan och ramverkan [4], se Figur 2.2.

Vid användning av fackverk som horisontalstabilisering utnyttjas stag som diagonaler i pelar-balk system, se Figur 2.2-a. Detta bygger upp trianglar så att ett fackverk bildas. Stagen kan vara dimensionerade för att ta upp både drag- och tryckkrafter eller bara dragkrafter. Det är vanligt att dimensionera dem för att enbart ta upp dragkrafter eftersom de då kan göras mindre. För att undvika att dimensionera ett vindstag att klara både drag- och tryckkrafter kan ännu ett stag placeras i den andra riktningen, vilket gör att ett så kallat vindkryss bildas. [4]

Ett annat sätt att stabilisera byggnader är med skivor, se Figur 2.2-b. Skivor karakteriseras av hög styvhet i sitt eget plan, men liten styvhet vinkelrätt. Horisontalstabilisering med skivor består av två olika delar, vertikalt och horisontellt placerade skivor. Vertikalt placerade skivor innebär väggar, och horisontellt är bjälklag eller takskivor. [4]

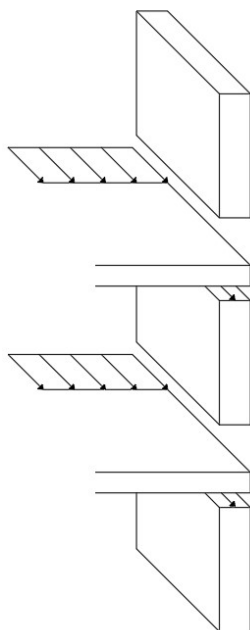
Det tredje principiella sättet att stabilisera är med ramverkan, se Figur 2.2-c. Horisontalkrafter tas upp i momentstyva knutpunkter som behåller sin vinkel när ramen belastas. [4]



Figur 2.2: Principer för att stabilisera en byggnad. Pilen är en horisontallast som via systemen förs vidare till grunden. [5]

Oavsett vilken stabiliserande metod som används finns det en viss eftergivlighet hos byggnaden. Detta skapar fenomen som böjning och skjuvning hos byggnaden som helhet. [3]

Väggar som är placerade vinkelrätt mot vindriktningen samlar krafterna från vindlaster och fördelar dessa över bjälklagen som linjelaster, se Figur 2.3. Linjelasterna fördelas därefter genom bjälklaget till stabiliserande väggar, som är riktade parallellt med vindriktningen. Väggarna för i sin tur vidare krafterna ner till grunden. Detta betyder att varje våningsplan verkar som en horisontell skiva som blir utsatt för vindlast. [3]



Figur 2.3: Princip för hur horisontella linjelaster på bjälklagen överförs till väggar.

2.1.1 Brottgränstillstånd

Brottgränstillstånd avser ett tillstånd då en del av en konstruktion eller hela konstruktionen är på gränsen att hamna i brott, gå sönder eller deformeras. När horisontalstabiliteten verifieras och systemet dimensioneras ska brottgränstillståndsberäkningar användas. [4]

Brottgränstillstånd ska verifieras enligt fyra olika typer som varierar beroende på situation: Equilibrium (EQU), Structure (STR), Fatigue (FAT) och Geotechnical (GEO). EQU avser en förlorad statisk jämvikt hos en konstruktionsdel eller konstruktion som kan betraktas som en stel kropp, där hållfastheten saknar betydelse. Det vill säga att byggnaden har fallit eller förflyttats men konstruktionsdelarna är intakta. Alltså ska EQU verifieras vid kontroll av stabiliteten med dimensionerande laster enligt (1) och (2). När de permanenta lasterna som egentygnd är ogynnsamma förstoras dessa med faktorn 1,1 och när de är gynnsamma reduceras de med faktorn 0,9.

$$\text{Ogynnsam permanent last: } \sum \gamma_d \cdot 1,1 \cdot G_{kj,sup} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot Q_{,1} + \sum \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (1)$$

$$\text{Gynnsam permanent last: } \sum \gamma_d \cdot 0,9 \cdot G_{kj,sup} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot Q_{,1} + \sum \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (2)$$

där karakteristisk egentygnd betecknas med G_k , karakteristisk variabel last Q_k , säkerhetsklassens partialkoefficient γ_d och lastkombinationsfaktorn ψ_0 .

Dock måste även de enskilda konstruktionsdelarna kontrolleras och dimensioneras för att klara av de laster som uppstår. För detta används typen STR som brottgränstillstånd. Med denna typ av beräkning tas hållfastheten hos materialet i beaktande. [4] I Sverige används två varianter av gränstillståndet STR som finns listade i Eurokod 0. De benämns som ekvation 6.10a och 6.10b, där

det mest ogynnsamma är dimensionerande. [6] Skillnaden mellan de två ekvationerna är att 6.10a ska användas när den största andelen av den dimensionerande lasten kommer från permanenta laster. Jämfört med 6.10b ska då ett större värde på partialkoefficienten användas. Det vanligaste är dock att variabla laster är till största del dimensionerande, då ska 6.10b användas. För 6.10b ska en variabel huvudlast väljas, vilket man inte gör med 6.10a. De variabla laster som inte är huvudlaster ska reduceras beroende på lastens ursprung. [4]

$$(6.10a): \sum \gamma_d \cdot 1,35 \cdot G_{kj,sup} + \sum \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3)$$

$$(6.10b): \sum \gamma_d \cdot 1,2 \cdot G_{kj,sup} + \gamma_d \cdot 1,5 \cdot Q_{k,1} + \sum \gamma_d \cdot 1,5 \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4)$$

2.2 Komfortkriterier

I 15 § i EKS 10 under krav i bruksgränstillstånd anges att en byggnad ska ha tillräcklig stadga. Som ett allmänt råd till detta står det:

”Ett byggnadsverk eller en byggnadsverksdel i det färdiga byggnadsverket har tillräcklig stadga när besvärande

- ranglighet,
- svajning (svängningar),
- vibrationer
- sprickbildning
- deformationer och
- liknande företeelser

förekommer endast i acceptabel omfattning.” [7, s.12]

Detta innebär alltså att det inte finns något specificerat värde för när en byggnad anses ha tillräcklig stadga. Det allmänna rådet innebär att byggnader ska vara säkra att använda, motverka hälsoskador i största möjliga mån och brukas utan större besvär. Detta kan sammanfattas som att rörelser i en byggnad ska begränsas för att uppnå god komfort. Komforten har blivit ett mer aktuellt samtalsämne i takt med att lättare material används för byggnader. Tidigare användes ofta tyngre byggnadsmaterial som begränsade byggnadens vibration och svängning. När lättare byggnadsmaterial används innebär det alltså att byggnaderna lättare börjar svänga. [8]

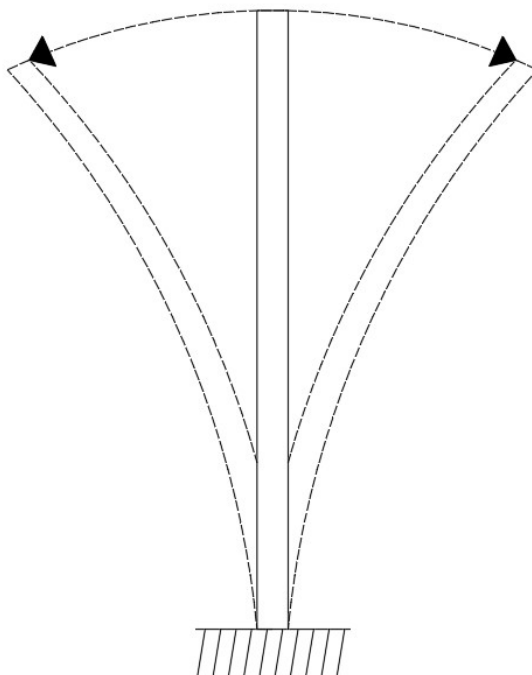
Redan i projekteringsfasen finns det behov av att kontrollera byggnadens svängningsegenskaper för att uppnå tillräcklig komfort. *ISO 10137:2007* som handlar om dimensioneringsregler för bärverk med hänsyn till vibrationer och svängningar ger riktlinjer om detta. [8]

2.2.1 Vibrationer och svängningar

Vibrationer orsakas av tidsvarierande störningar som påverkar konstruktionsdelar så att de försätts i en form av rörelse, exempelvis svängning enligt Figur 2.4. Svängningen i detta fall innebär att materialet rör sig mellan två punkter med varierande acceleration, utböjning och frekvens. Detta beror av bland annat den påverkade kraften och tröghetsegenskaper i konstruktionen. Byggnader försätts i denna form av rörelse och en kontroll med hänsyn till komfort kan vara nödvändig att göra. [8]

Vid kontroll av svängningar hos byggnader är *egenfrekvens* ett centralt begrepp. Egenfrekvenser är de frekvenser som en byggnad svänger med då den tillfälligt utsätts för en störning och sedan lämnas för sig själv, vilket kan betraktas som en egenskap i konstruktionen. [5] Ett förenklat sätt att kontrollera en byggnads egenfrekvens är genom att se den som en fast inspänd pelare, se Figur 2.4. Detta möjliggör att göra en förenklad beräkning av egenfrekvensen och horisontalstabiliteten. De parametrar som krävs för beräkning är då vindlast, materialegenskaper och byggnadens geometri. [9]

Skulle konstruktionen påverkas av en tidsvarierande störning med en frekvens ungefär lika stor som en egenfrekvens kan konstruktionens svängning bli kraftigare. Detta fenomen kallas för resonans och innebär att svängningarna förstärks. Ett exempel på fenomenet är en tvättmaskin när den börjar eller slutar centrifugera. Inom vissa frekvenser uppstår då kraftiga vibrationer. Detsamma gäller byggnader. [5]



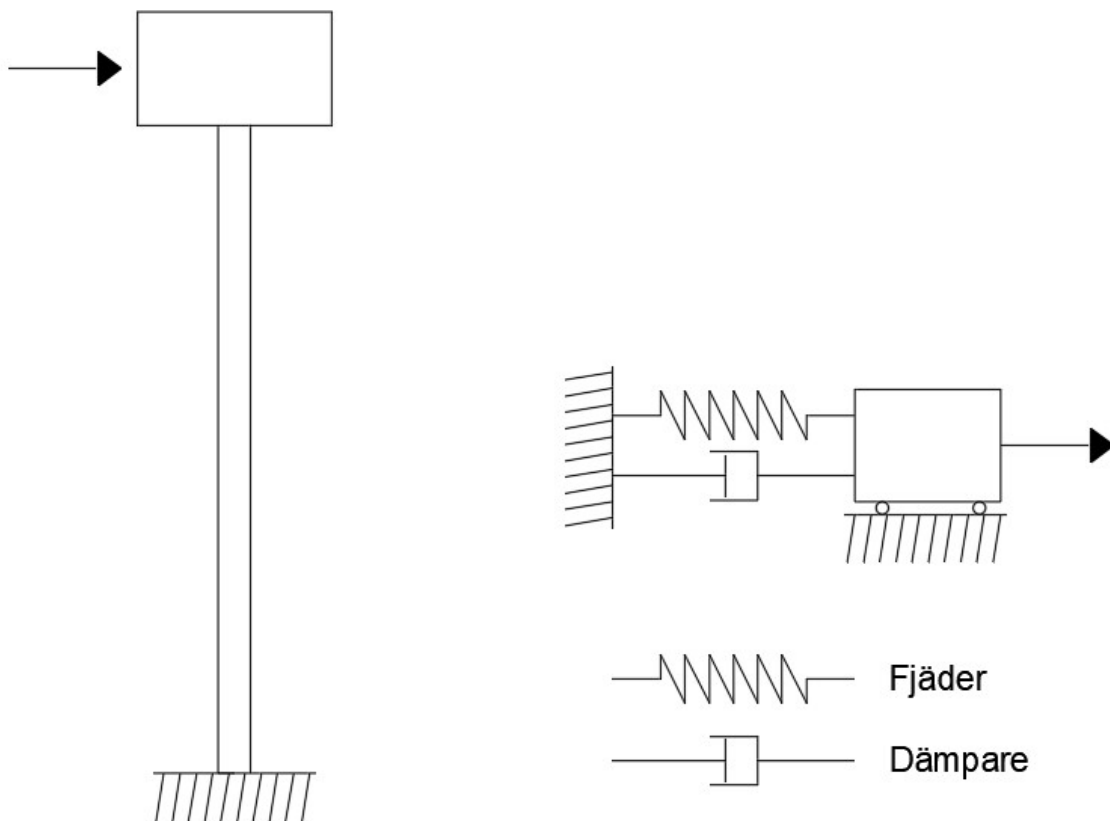
Figur 2.4: En fast inspänd pelare som är utsatt för svängning. Den streckade profilen är pelarens förflyttning.

Det finns många olika egenfrekvenser i byggnader, men för att göra en enklare utvärdering kan en så kallad *en-parametermodell* användas. För denna modell finns endast en egenfrekvens och konstruktionen kan beskrivas som en punktmassa fastsatt i en fjäder och dämpare, se Figur 2.5. Detta kan endast användas som en första approximation av en byggnads egenfrekvens. Oftast krävs det mer avancerade analyser av egenfrekvenser av byggnader vilket en-parametermodeller inte bidrar till, utan då måste en *fler-parametermodell* användas. [5]

För att beräkna egenfrekvens för en en-parametermodell kan ekvationen

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (5)$$

Användas, där f_0 är egenfrekvensen, k en fjäderkonstant och m är massan. Fjäderkonstanten är ett mått på styvhet och representerar byggnadens styvhet. Alltså innebär det att egenfrekvensen i en konstruktion beror på massa och styvhet. [5]



Figur 2.5: Princip för hur en byggnad kan ses som en en-parametermodell. Det är möjligt att approximera en byggnads egenfrekvens genom att använda förenklingen till höger.

Dämpning är ett fenomen som orsakar energiförluster, och konstruktioner har oftast en hög naturlig dämpning. För en byggnad gör dämpningen att svängningsrörelser minskar. Exempel på fenomen som orsakar dämpning för konstruktioner är luftmotstånd, vibrationer som överförs till inspänningar och friktion mellan konstruktionsdelar. En större dämpning innebär alltså mindre svängningar i en konstruktion. [5]

Vibrationer som påverkar byggnader kan genereras både från utsidan och insidan. Till exempel kan vägtrafik, byggnationer och vindar utanför byggnaden kan ge upphov till vibrationer. Brukare och maskiner inom en byggnad kan också ge upphov till vibrationer. [8]

2.2.2 Acceleration

En av de parametrar som bör kontrolleras ur komfortsynpunkt är den maximala accelerationen som uppstår i vindriktningen när byggnaden svänger. För att kunna beräkna detta behövs accelerationens standardavvikelse och en spetsfaktor definierad av förhållandet mellan maxvärdet och standardavvikelsen för accelerationens varierande del. Det finns flera olika metoder för hur detta ska beräknas och två av dessa presenteras i Eurokod, medan ytterligare en metod finns i EKS 10. Metoden i EKS 10 är anpassad till den svenska modellen för vindhastigheter. [9]

2.2.3 Effekter av vibration

Problem som uppstår av vibrationer kan delas in i många olika klasser. Två övergripande klasser som problem kan delas in i är beroende på vilken sorts källa som ger upphov till vibrationer. Dessa kallas klass A och B. Inom klass A är effekterna som uppstår varierande i både tid och rum, medan problemen som kategoriseras i klass B varierar i tid men kan anses påverka samma utrymme. Exempelvis kan klass A vara när en bil åker över en bro eller med vind på en byggnad, där platsen varierar beroende på tiden. Exempel för klass B kan vara bjälklaget under en tvättmaskin där samma område påverkas. [8]

Utöver klassningarna A och B kan problemen som uppstår genom vibrationer kategoriseras i mindre grupper med hänsyn till exempelvis amplitud, varaktighet och frekvens. Genom att kategorisera vibrationerna i dessa mindre grupper kan en analys utföras som undersöker vibrationer beroende på källa, sträcka och de material vibrationerna färdas genom. Till exempel kan vindar vara källan till vibrationer när det blåser på ett hus, vilket leds vidare genom konstruktionen som börjar vibrera. [8]

ISO 10137:2007 påpekar en tredje aspekt att ta hänsyn till vid analyser av vibrationer, mottagaren. Mottagaren av vibrationer kan exempelvis vara konstruktionsdelar, maskiner eller människor och djur som nyttjar byggnaden. Skulle det vara en mänsklig mottagare så finns det många aspekter som påverkar uppfattningen av vibrationer och om de uppmärksammas som ett märkbart problem. Exempelvis kan det handla om bland annat förvarning att vibrationer kan uppstå så brukaren inte blir överraskad, vetskapen att man är högt ovanför marken, tillit för konstruktionen och själva

personen som är utsatt. De vibrationsproblem som uppstår och påverkar människor kan klassas i fem olika nivåer beroende på möjlig konsekvens. [8]

- a) Påverkan under människans uppfattningsförmåga.
- b) Märkbart men ej störande.
- c) Märkbart till den grad att det stör.
- d) Påverkar aktiviteter.
- e) Risk för skador och påverkad hälsa.

Beroende på hur en byggnad förväntas att brukas har *ISO 10137* listat tre grupper. Dessa grupper delas in efter hur brukarna av en byggnad förväntas reagera på vibrationsstörningar. [8]

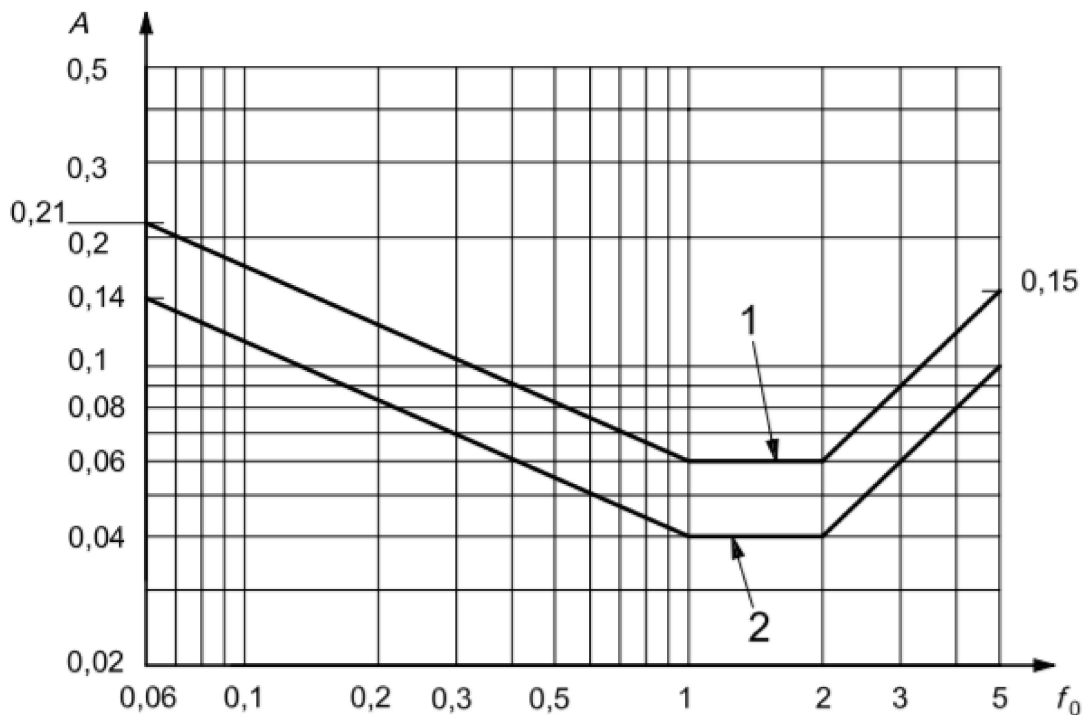
- Känsliga brukare, de vill ha så lite störningar som möjligt, till exempel i operationssalar.
- Vanliga brukare, klarar av lite vibrationer utan större missnöje och obehag, till exempel i boende och kontor.
- Aktiva brukare, klarar av mycket mer vibrationer på grund av omgivningen, till exempel i industrilokaler och sporthallar.

Vid utvärdering av komfortkrav och brukbarhet i en byggnad bör både vibrationsproblemen och den planerade användningen för byggnaden beaktas. Det kan exempelvis vara mer accepterat att det svänger märkbart i en lokal för aktiva brukare, då kan komfortkraven vara lite lägre. I lokaler för känsliga brukare där vibrationsproblem knappt ska märkas är kraven mer strikta, i jämförelse med lokaler för aktiva brukare. [8]

2.2.4 Dimensioneringskriterium för svängningar

ISO 10137 visar nivåer för maximala horisontella rörelser som anses vara accepterade för kontor och bostäder genom ett diagram, baserat på acceleration och egenfrekvens, Figur 2.6. Utvärderingskurvan har baserats på metoder som beräknar den högsta accelerationen som uppstår genom antingen vridning eller svängning i en byggnads huvudriktning. Denna huvudriktning definieras som riktningen som bidrar till störst problem. Diagrammet är planerat att användas som en grund för dimensionering när brukare av en byggnad förväntas känna obehag av vibrationer i byggnaden. Utvärderingskurvan för bostäder är satt till 90 % sannolikhet att människan kommer att uppmärksamma rörelser. Om diagrammet är tänkt att användas vid dimensionering och utvärdering måste en extra undersökning om hur vibrationskällorna beter sig över tid utföras. I ISO 10137 listas tre grunder som ska undersökas under projekteringen. Dessa tre grunder är kontinuerligt påverkande källor, impulsiva källor och oregelbundet återkommande källor. Beroende på den planerade verksamheten i en byggnad och hur ofta vibrationerna förväntas uppstå förändras den accepterade gränsen för vibrationer och svängningar. Exempel på detta kan utläsas

från Figur 2.6, där kontorslokaler har mildare gränser jämfört med bostäder. De accepterade accelerationsvärdena för kontorslokaler är 50 % högre jämfört med bostäder. [8]



Figur 2.6: Diagram med rekommenderade nivåer för att minska risk för obehag hos brukare, med hänsyn till acceleration, A (m/s^2), och frekvens, f_0 (Hz). Notera att kurva (1) är för kontorslokaler och (2) är för bostäder. Figuren är hämtad från SS-ISO 10137:2008 och är återgiven med vederbörligt tillstånd av SIS, Swedish Standards Institute www.sis.se, 08-555 523 10 [8]

Detta utvärderingsdiagram kan fördelas i tre olika zoner, som kan kallas för Zon I, Zon II och Zon III. Zon I beskriver accepterade nivåer av acceleration för frekvenser på 0,05 – 1 Hz, där godtagbar acceleration sjunker när frekvensen ökar. Zon II beskriver godtagbarheten för frekvenserna 1 – 2 Hz, där nivån på accelerationen är konstanta och lägsta tillåtna. Zon III beskriver godtagbar acceleration för frekvenser på 2 – 5 Hz, där acceptabel acceleration ökar med högre frekvens. Denna zonindelning kan användas som underlag vid beslut av nödvändiga åtgärder för att säkerställa komfort. [9]

2.2.5 Utböjning

För att uppnå tillräcklig stadga i en konstruktion krävs det att byggnadens utböjning begränsas. Det finns inget krav på maximal utböjning, utan det är upp till varje konstruktör att göra en egen bedömning beroende på aktuellt fall. [3] Tidigare fanns det krav på maximal tillåten utböjning för ett helt byggsystem i SBN 1980 som var satt till $h/500$, där h anger aktuell höjd. [10] Samma sak

gäller väggskivor. Enligt en tidigare Eurokod fanns det en begränsning för den totala utböjning som väggskivor fick utsättas för. Denna sattes till $h/300$, där h anger skivans höjd. [3]

Det råder tvivel om vad för kriterier som ska användas vid dimensionering, därför brukar konstruktörer använda de gamla kraven för olika fall. För en byggnads totala utböjning brukar $h/500$ användas, medan enskilda delar dimensioneras efter $h/300$. Genom att dimensionera så att konstruktionen har tillräckligt god styvhet kan både obehag från rörelser och risk för sprickbildningar i konstruktionen begränsas. [11]

2.2.6 Bruksgränstillstånd

Bruksgränstillstånd avser ett tillstånd där en byggnads funktion är på gränsen till att inte vara acceptabel vid normal användning. Detta innebär till exempel en begränsning av hur mycket en konstruktion får deformeras innan skador i konstruktionsdelar eller obehag för en brukare uppstår. [4]

Det finns tre olika lastkombinationer som ska användas vid bruksgränstillståndsberäkningar som beror på vad som ska dimensioneras. Dessa är karakteristisk, frekvent och kvasipermanent. Exempelvis ska frekvent lastkombination användas vid dimensionering mot tillfälliga olägenheter som orsakar obehag vid normal användning och räknas ut enligt [4]

$$\text{Frekvent lastkombination: } 1,0 \cdot G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{,1} + \sum \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (6)$$

En byggnads användbarhet ska alltså utvärderas genom ett bruksgränstillståndsperspektiv med hänsyn till bland annat komfort och säkerhet. För att uppnå tillräckligt god komfort och säkerhet krävs det att deformationer och obehagliga vibrationer begränsas. [9] Enligt *Eurokod 1–4 (2005)* är det den maximala utböjningen och accelerationen i vindriktningen som är dimensionerande värden för utvärdering. [7]

2.3 Horisontallaster

2.3.1 Vindlast

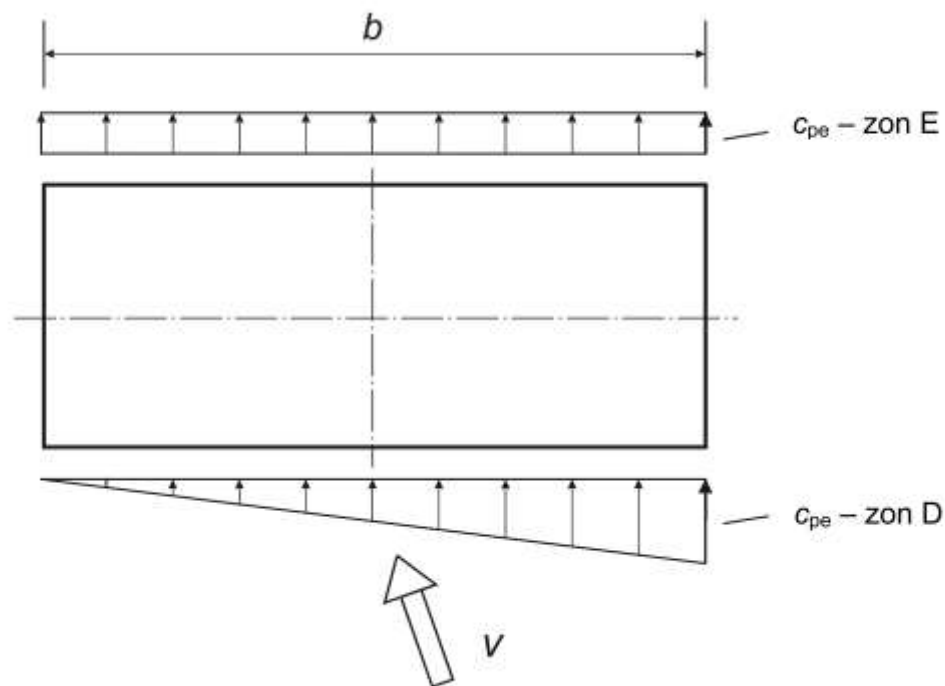
Vindlast på väggar är en horisontell last, vilket innebär att den har stor betydelse när det handlar om horisontalstabilitet och vibrationer. När konstruktionsdelar ska dimensioneras för att klara vindlast kan ett karakteristiskt hastighetstryck, w , användas. Enligt *Eurokod 1–4* beräknas det karakteristiska hastighetstrycket, w , genom

$$w = q_p(c_{pe} + c_{pi}) \quad (7)$$

där c_{pe} och c_{pi} är formfaktorer för utvändig respektive invändig vindlast. [7] Det karakteristiska hastighetstrycket, q_p , baseras på referensvindhastighet, terrängtyp och referenshöjd för en byggnad. Den utvändiga formfaktorn beror av mot vilken sida av byggnaden som vinden kommer, samt byggnadens form. c_{pi} beror av öppningar i konstruktionen. Värdet bestäms genom att beakta

öppningarnas storlek och hur de är fördelade över byggnadens omslutande area. Öppningarna kan vara öppna fönster och dörrar men också läckage och otätheter kring exempelvis fönster och dörrar. [4] Den invändiga formfaktorn bidrar sällan till den totala nettolasten då den oftast motverkar sig själv, eftersom lasterna på motsatta sidor av byggnaden är riktade så att de ej ger en nettolast. Vindhastigheterna är värden baserade på medelvindhastigheter under tio minuter och på höjden tio meter i en öppen terräng. Referensvindhastigheterna baseras på värden med en upprepningstid av 50 år, vilket innebär att det karakteristiska värdet som används har en sannolikhet att överskridas med 2 % under ett år. För svensk praxis har Boverket skapat en tabell med karakteristiskt hastighetstryck som varierar beroende på referensvindhastigheter för områden i Sverige, samt terrängtyp och byggnadens referenshöjd. [7, 12]

Vindlast är till naturen varierande över tiden vilket innebär att det ibland kan behövas extra analyser för fastställande av det värsta lastfallet. Detta kan ge upphov till asymmetriska laster och för vissa konstruktioner är det av stor betydelse att undersöka hur de påverkas. Vridning kan vara en kritisk aspekt som bör beaktas och kan till exempel uppstå i symmetriska konstruktioner som belastas osymmetriskt, exempelvis genom vindlaster. Byggnader där de horisontalstabiliserande delarna inte är symmetriskt utplacerade är speciellt känsliga för vridning. Vridningseffekten kan för dessa fall beaktas genom att använda lastfördelning enligt Figur 2.7. [7]

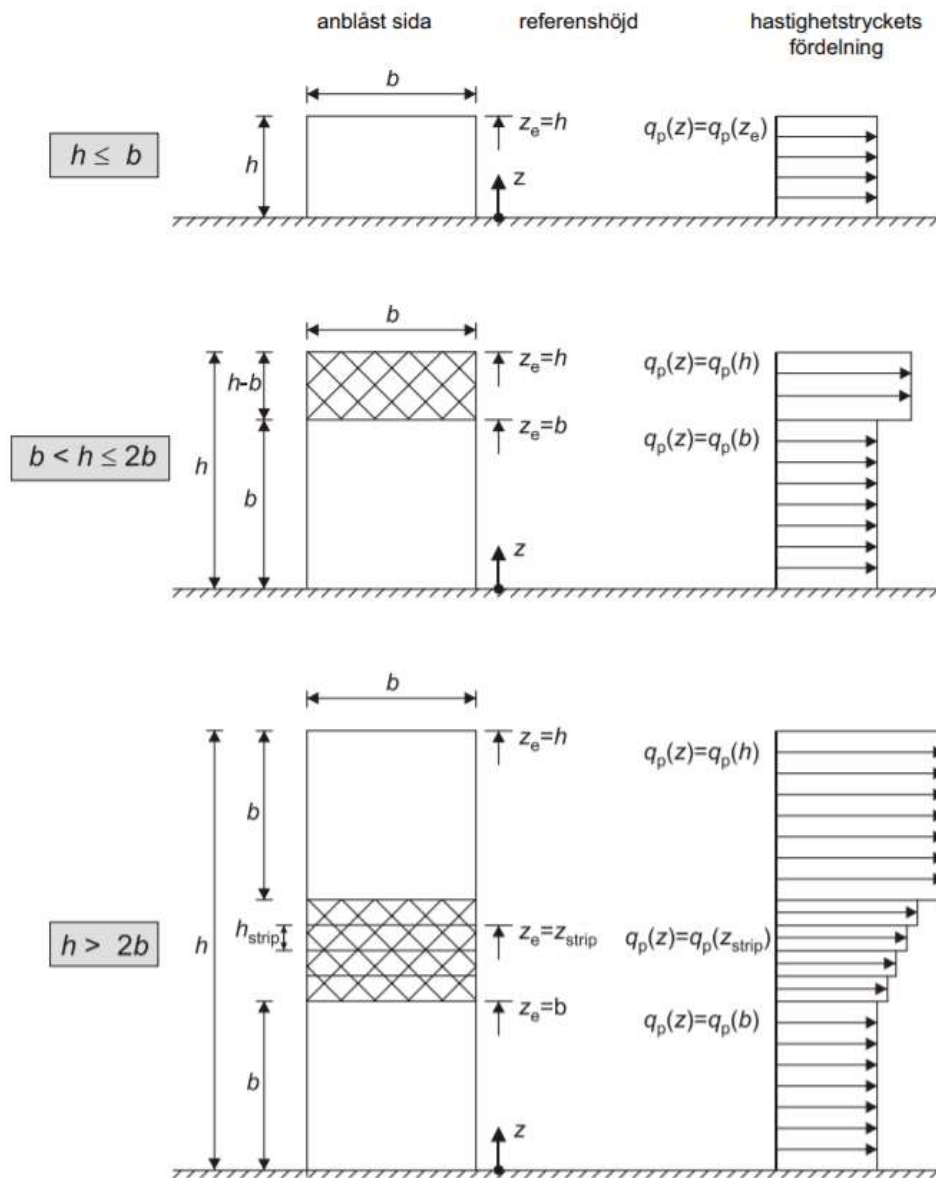


Figur 2.7: Principfigur hur en vindlast kan påverka en byggnad. Trycket på en yta kan variera i storlek vilket kan ge upphov till en vridning. Figuren är hämtad från SS-EN 1991-1-4:2005 och är återgiven med vederbörligt tillstånd av SIS, Swedish Standards Institute www.sis.se, 08-555 523 10. [7]

Karakteristiskt hastighetstryck mot en vägg kan delas in i olika delar beroende på hur hög väggen är i förhållande till byggnadens bredd.

- om $h \leq b$ ska en del användas som är lika över hela väggen
- om $b < h \leq 2b$ ska två delar användas, en lägre del med höjden b och en resterande del.
- om $h > 2b$ ska flera delar användas där den nedersta och översta delen har höjden b medan den mellersta delen delas in i horisontella strimlor med höjden h_{strip}

där h är byggnadens höjd och b är byggnadens bredd sett från den anblåsta sidan av byggnaden. Det hastighetstryck som ska användas beslutas beroende på vilken höjd ovkant av varje del är belägen på vilket illustreras i Figur 2.8. [7]



Figur 2.8: Principfigur hur vindtrycket bör fördelas över höjden beroende på byggnadens slankhet. Figuren är hämtad från SS-EN 1991-1-4:2005 och är återgiven med vederbörligt tillstånd av SIS, Swedish Standards Institute www.sis.se, 08-555 523 10. [7]

2.3.2 Snedställning

Snedställning är ett fenomen som ofta uppstår i pelar-balk system. Det innebär att pelare i ett plan oavsiktligt hamnar snett. Normalkrafterna i pelarna hamnar då också snett och ger upphov till horisontallaster i bjälklagen. Beroende på hur många pelare det finns i ett system och i vilken riktning snedställningen sker kan krafterna samverka, vilket resulterar i större horisontallaster. I ett flervåningshus beror den totala horisontallasten av snedställningen på båda sidor på bjälklaget. [4]

2.4 Styvhet

Inom hållfasthetsläran är *styvhetsgenskaper* ett centralt begrepp när det handlar om konstruktionsegenskaper. Med styvhetsgenskaper menas egenskaper kopplade till hur konstruktionsdelar deformeras av en belastning, alltså ett motstånd mot deformation. [5] Styvheten påverkar egenfrekvensen och accelerationen som uppstår i en konstruktion. Enligt utförda studier bidrar en högre styvhet till en lägre acceleration, men högre egenfrekvens för en konstruktion. [9] Utöver att styvheten påverkar acceleration och frekvens, ger en ökad styvhet en lägre deformation på konstruktionsdelar. [5]

Det som påverkar konstruktionens styvhet är materialegenskaper, konstruktionens form och i vissa fall den påverkande kraften. De materialegenskaper som påverkar styvheten är elasticitets- och skjuvmoduler, som varierar beroende på materialval. Tvärsnitt och längd hos de enskilda konstruktionsdelarna, samt hur de orienteras och kopplas påverkar styvheten hos en konstruktion. Beroende på orienteringen och belastning av olika konstruktionsdelar kan det uppstå olika spänningar i tvärsnitten som resulterar i olika metoder för att beräkna styvheten. Exempelvis ger en vridning upphov till andra spänningar i tvärsnittet jämfört med tryck- och dragbelastningar. För att beräkna en konstruktionsdels styvhet, k , behövs information om elementets tvärsnitt, material, längd och hur det blir belastat. Denna information ger upphov till följande styvhetsuttryck [13].

$$\frac{c \cdot E \cdot A}{L} \quad (\text{Stångverkan, tryck/drag}) \quad (8)$$

$$\frac{c \cdot E \cdot I}{L^3} \quad (\text{Balkverkan, böjning}) \quad (9)$$

$$\frac{c \cdot G \cdot K_V}{L} \quad (\text{S:t Venantsk vridning}) \quad (10)$$

$$\frac{c \cdot E \cdot I_W}{L^3} \quad (\text{Vlasovsk vridning}) \quad (11)$$

som beror på belastningen. Där en konstant, c , varierar beroende på den påverkande belastningens placering och aktuella randvillkor. Även Elasticitetsmodulen, E , tvärsnittsarean, A , längden, L , yttröghetsmomentet, I , skjuvmodulen, G , vridstyvheten, K_V och välvtröghetsmomentet, I_W , påverkar styvheten hos ett element. Utöver styvhetsuttrycken påverkas styvheten även av normalkrafter i konstruktionselement. Dragkrafter gör ett element styvare, medan tryckkrafter gör ett element vekare. [13]

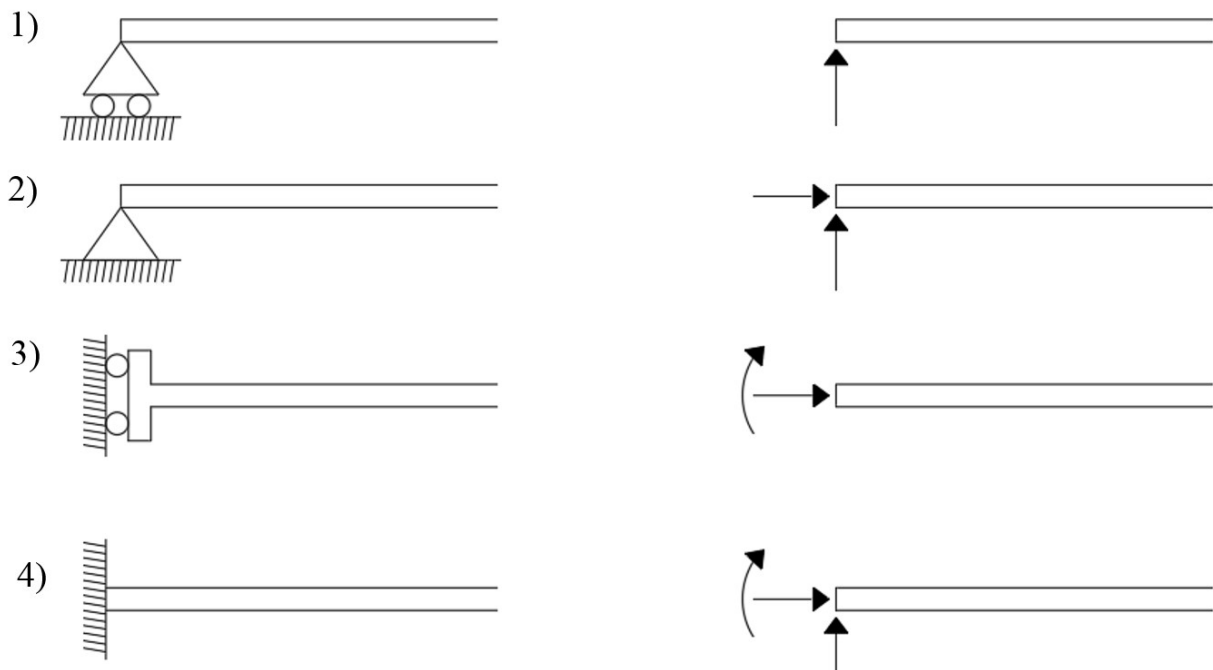
2.4.1 Upplag

För att konstruktionsdelar ska vara brukbara krävs det att det finns tillräckligt med stöd från upplag och kopplingar, samt att dessa kombineras på rätt sätt. Saknar till exempel en balk något av dessa stöd finns det ingen styvhet och elementet blir en så kallad *mekanism*. Däremot om konstruktionen har exakt antal nödvändiga upplag kan den ses som *statiskt bestämd*, respektive om det finns fler upplag än nödvändigt, *statiskt obestämd*. Skillnaden mellan den bestämda och obestämda är att upplagskrafterna kan beräknas med hjälp av en jämviktsberäkning för en statiskt bestämd

konstruktion. För en statiskt obestämd konstruktion krävs det att deformationssamband tas i beaktande. [13]

Antalet upplag hos enskilda element påverkar alltså byggnadens styvhet, ju fler upplag desto större styvhet i en konstruktion. Detta innebär att kopplingarna mellan konstruktionsdelarna har stor betydelse för hur konstruktionen kommer att bete sig under belastning. [13] Det finns fyra principiella sätt att koppla enheter till varandra, som illustreras i Figur 2.9. [5]

1. *Rullager*. Enda upplagskraften som finns är i det vertikala ledet, enheterna har fritt att röra sig horisontalt och rotera.
2. *Fixlager*. Upplagskrafterna finns i vertikalt och horisontalt led, enheterna kan endast rotera i upplagspunkten.
3. *Glidlager*. De upplagskrafter som finns motverkar rotation i upplagspunkten och rörelse i horisontalt led, enheterna kan endast röra sig i vertikalt led.
4. *Fast inspänning*. Upplagskrafterna motverkar rörelser i horisontalt och vertikalt led, samt motverkar rotation i upplagspunkten. Denna infästning skapar mest stöd till enheterna.



Figur 2.9: Infästningar med dess upplagskrafter, pilarna visar de upplagskrafterna som uppstår genom varje principlösning.

Beroende på vilken princip för upplag och infästning som används får konstruktionsdelarna alltså olika styvhet. Att använda infästningar som principiellt använder fixlager och fast inspänning som upplagsmetod, ger mer stöd och därmed högre styvhet än rullager. [5, 13]

Den totala styvheten hos en konstruktion påverkas, som sagt, av hur de olika konstruktionsdelarna kopplas samman. För dimensionering av en byggnads totala styvhet kan kopplingar mellan konstruktionsdelar göras på två olika principiella sätt, antingen genom seriekoppling eller

parallellkoppling. En parallellkoppling ger en konstruktion en högre styvhet jämfört med en seriekoppling. Genom att använda följande ekvationer

$$k_{tot} = k_1 + k_2 + \dots + k_n \text{ (Parallellkopplade fjädrar)} \quad (12)$$

$$\frac{1}{k_{tot}} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \dots + \frac{1}{k_n} \text{ (Seriekopplade fjädrar)} \quad (13)$$

kan en total fjäderkonstant, k_{tot} , beräknas för konstruktionen. [5]

2.4.2 Inverkan av ej bärande konstruktionsdelar

Ofta bortses det från effekten av icke-bärande konstruktionsdelar under analyser, vilket kan vara ett resultat av okunskap om att styvheten påverkas av dessa. En undersökning som Edskär hänvisar till visar att en byggnads egenfrekvens ökade efter att trappor och invändiga gipsskivor installerades. Samtidigt kan det vara svårt att beräkna den inverkan som invändiga gipsskivor har på konstruktionen då det är en del av den stabiliserande konstruktionen. [9]

Mätningar gjorda på projektet *Treet* i Norge, ett höghus av trä med 14 våningar, visade att de beräknade värdena för egenfrekvensen var för låga jämfört med de uppmätta. Detta antyder Edskär är bevis på att en över- eller underskattad total styvhet leder till en osäker komfortanalys av en byggnad. Som tidigare nämnt leder en styvare konstruktion till en högre egenfrekvens. Beroende på vilken av de tre zonerna som det beräknade värdet av egenfrekvensen befann sig i kan det vara en negativ eller positiv ändring. En högre egenfrekvens kan leda till att de slutgiltiga värdena hamnar i zon tre, där godkänd acceleration ökar tillsammans med egenfrekvens. Enligt Edskär kan missbedömningen i samband med *Treet* ha en grund i en underskattning av styvheten, eller att effekten från icke-bärande konstruktionsdelar ej togs i beaktande. [9]

2.4.3 Styvhetsrelation mellan bjälklag och väggar

Fördelningen av laster från bjälklaget till stabiliserande väggar är beroende av båda konstruktionsdelars styvhet. Är styvheten i bjälklaget lika stor som väggens styvhet fördelas lasten i förhållande till hur stor fasadyta de tar laster från. Om bjälklaget är vekare än de stabiliserande kan bjälklaget ses som en kontinuerlig balk. Vore istället bjälklaget styvare kan det ses som en styv balk på elastiska stöd, då ska även vridning beaktas för byggnaden. Vindlasten fördelas då i förhållande till de stabiliserande delarnas styvhet, en styvare del får mer last. Vridning sker då byggnadens skjuvcentrum inte sammanfaller med lastcentrum för lasten. Detta fenomen orsakas av att horisontalstabiliseringen inte sker symmetriskt, till exempel att två stabiliserande väggar placeras med två olika avstånd från en central punkt. [14]

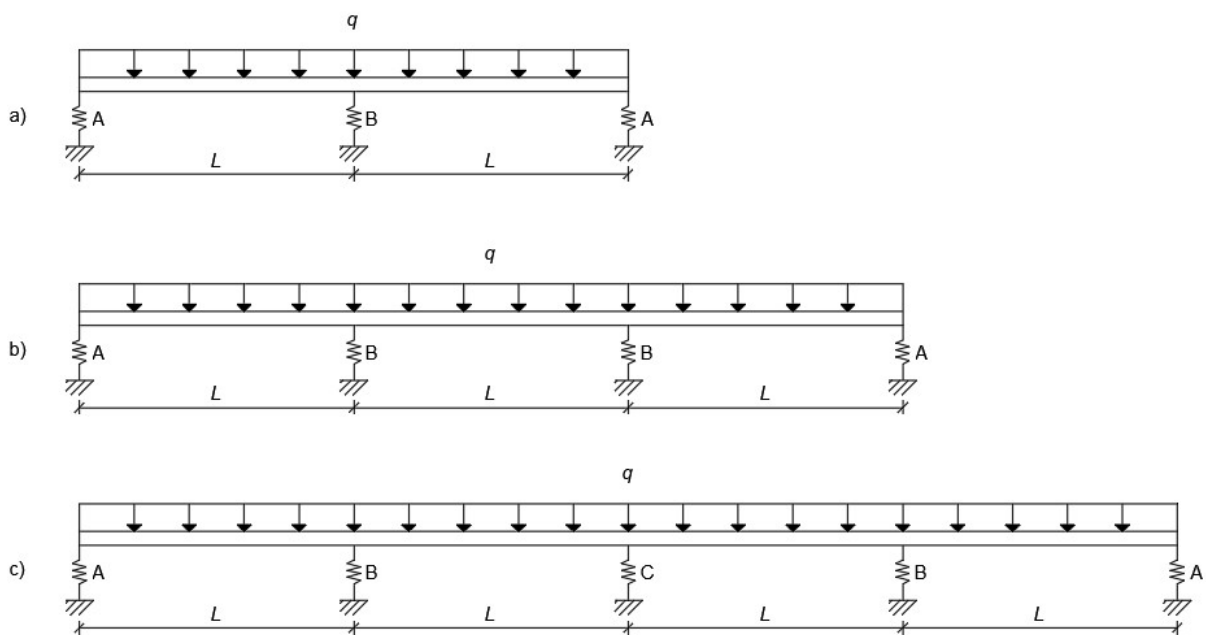
För att kontrollera hur relationen mellan bjälklag och stabiliserande väggar är kan kvoten mellan deras deformation vid en enhetslast beräknas med ekvationen

$$C = \frac{\alpha}{\delta} \quad (14)$$

där konstanten C är styvhetsförhållandet, α är den stabiliserande väggens deformation vid enhetslasten 1 och δ är bjälklagets deformation vid enhetslasten 1. Ett högre värde på C indikerar ett styvare bjälklag i förhållande till de stabiliserande väggarna. Om bjälklaget är styvt är förhållandet 100 eller högre, ungefär lika styvhet omkring 10 och vekt bjälklag nära 0. Upplagskrafter kan räknas ut hos ett kontinuerligt bjälklag med lika stora fack och lika styva upplag med ekvationen

$$R = k \cdot q \cdot L \quad (15)$$

där R är upplagskraften, k är en konstant som ges av tabellerna 2.1–2.3 för fallen med 2-4 fack enligt Figur 2.10 a-c med konstanten C som ingångsvärde, q är den påverkande utbredda lasten och L är längden på ett fack. [14]



Figur 2.10: Kontinuerliga balkar på olika antal elastiska upplag.

Tabell 2.1: Konstanten k för en balk eller kontinuerlig skiva på tre upplag, se Figur 2.10 a). Styvhetsförhållandet C och vilket stöd som beaktas påverkar konstanten. [14]

Stöd \ C	0	1	3	10	30	100	∞
R_A	0,375	0,42	0,48	0,56	0,62	0,65	0,667
R_B	1,250	1,16	1,04	0,88	0,76	0,7	0,667

Tabell 2.2: Konstanten k för en balk eller kontinuerlig skiva på fyra upplag, se Figur 2.10 b). Styvhetsförhållandet C och vilket stöd som beaktas påverkar konstanten. [14]

Stöd \ C	0	1	3	10	30	100	∞
R_A	0,4	0,41	0,45	0,52	0,61	0,69	0,75
R_B	1,100	1,09	1,05	0,98	0,89	0,81	0,75

Tabell 2.3: Konstanten k för en balk eller kontinuerlig skiva på fem upplag, se Figur 2.10 c). Styvhetsförhållandet C och vilket stöd som beaktas påverkar konstanten. [14]

Stöd \ C	0	1	3	10	30	100	∞
R_A	0,393	0,42	0,44	0,495	0,575	0,675	0,800
R_B	1,143	1,07	1,03	0,96	0,91	0,86	0,800
R_C	0,929	1,02	1,06	1,09	10,3	0,93	0,800

2.5 Träs egenskaper

Heterogena, homogena, isotropa, anisotropa och *ortotropa* är klasser som material kategoriseras i för att beskriva hur materialegenskaper beter sig beroende på områden och riktningar. Att ett material är *heterogent* innebär att egenskaperna varierar inom materialet. Exempelvis har de mörka och ljusa årsringarna i trä olika vätskepermeabilitet och hållfastheten i trä påverkas av grenar. Motsatsen till denna sorts material klassas som *homogena*, vilket innebär att materialegenskaperna

är samma genom hela materialet. *Anisotropa* material har olika egenskaper beroende på riktningar. Till exempel har trä lägre E-modul vinkelrätt fibrerna jämfört med parallellt fiberriktningen. *Isotropa* material har istället samma egenskaper i alla riktningar. *Ortotropa* material karakteriseras av att egenskaperna har tre vinkelräta huvudriktningar. [5]

Trä är ett ortotrop material, vilket innebär att det spelar en stor roll hur fibrerna riktas. Strukturen på fibrerna gör att de tre huvudriktningarna som egenskaperna förändras genom är parallellt, vinkelrätt och tangentiellt fiberriktningen och årsringarna. [5] Träd har under en lång tid formats för att klara en viss typ av laster bra, nämligen längs med fiberriktningen. Uppbyggnaden är utformad att bära sin egentyngd samtidigt som de belastas av en vindlast, vilket skapar stora moment i trädet. På grund av att det naturligt inte förekommer stora dragkrafter vinkelrätt fibrerna gör det att hållfastheten är låg för sådana krafter. Då fibrernas riktning spelar en stor roll för hållfasthet i träkonstruktioner har olika konstruktionsmaterial utvecklats för att optimera användningen av trä. Exempel på dessa lösningar är korslimmat trä, KL-trä, och limträ. [4]

2.5.1 KL-trä

KL-trä är skivor som vanligtvis limmas av plankor eller brädor med fiberriktningen vriden 90 grader på vartannat skikt. Skivorna limmas i ett udda antal lager vilket leder till att ytterlagren har samma fiberriktning. Vanligt antal lager är 3, 5 eller 7 stycken. När träet limmas med olika fiberriktningar leder det till att träets egenskapsskillnader som hör ihop med fiberriktningen jämnas ut. Bland annat minskar fuktrörelser. [15]

Hållfastheten i KL-trä är beroende av tvärsnittets uppbyggnad. Olika leverantörer har olika uppbyggnad på sina skivor, vissa gånger kan två lager vara riktade åt samma håll och ibland kan då ingående brädsikten ha olika tjocklek. Dessa effekter innebär att skivornas hållfasthet ofta varierar mellan olika leverantörer. Det är därför viktigt att använda tillverkarens värden när KL-trä dimensioneras. Eftersom KL-trä kan ha flera funktioner i en stomme är det viktigt att detta beaktas vid dimensionering av delarna. Skivorna kan användas både som vertikalbärande och som stabiliserande. [15]

2.5.2 Limträ

Limträ kan byggas upp på flera olika sätt. När limträ är uppbyggt av virke som har samma hållfasthetsklass betecknas detta med bokstaven h, exempelvis GL30h, där h står för homogeneous (homogent). När det däremot är uppbyggt av virke med olika hållfasthetsklass där det bättre virket är placerat i ytterlamellerna betecknas detta med c, exempelvis GL30c, där c står för combined (kombinerat). Anledningen till att det bättre virket är placerat i ytterlamellerna är för att det blir högre spänningar där vid böjning av en balk. Detta gör att det bästa virket är placerat där det gör störst nytta. [16]

3. Metod

Syftet med denna del är att beskriva arbetsgången för att få resultat för olika modeller och testkonstruktioner. Beräkningar har gjorts med FEM-programmet FEM-design. [2] För att läsaren ska förstå hur programmet fungerar och hur författarna av arbetet valt att använda det har några beräkningar först gjorts på enkla testkonstruktioner. Den andra delen av detta kapitel beskriver hur referenshuset har modifierats på olika sätt för att undersöka hur resultat av utböjningar, laster i grunden och rotationer påverkas av förändringarna.

3.1 FEM-analys

Programmet som har använts i studien är utvecklat av StruSoft och heter FEM-Design 18, detta kommer härnäst refereras som *programmet*. Det är ett avancerat modelleringsprogram för finita element-analyser och för att dimensionera bärande betong-, stål- och träkonstruktioner enligt Eurokod. Programmet är användarvänligt vilket gjorde det lätt att förstå sig på och börja arbeta med. [2]

Resultat som kan fås genom olika beräkningar är bland annat utböjningar vid olika lastfall, laster vid upplag, konstruktionens massa samt egenfrekvenser och periodtid. I detta arbete var det utböjningar och konstruktionens massa som var intressanta att undersöka. Resultaten kan redovisas antingen som grafer eller genom färgplottar där färgen varierar beroende på värde för visad storhet. Exempelvis varierar färgen mellan grönt och rött beroende på utböjningen i en konstruktionsdel.

Vid analys av konstruktioner finns det möjlighet att göra inställningar på om programmet ska ta hänsyn till bland annat 2:a ordningens teori, materialmodeller och elementtyper. För att programmet ska kunna ta hänsyn till 2:a ordningens teori krävs det att användaren utför beräkningar för att bestämma stabilitet och bucklingsformer för konstruktionen. Detta är både tids- och kunskapskrävande vilket innebär att detta arbete inte kommer ta hänsyn till detta fenomen. Som tidigare nämnt är det också möjligt att ställa in hur programmet ska hantera materialmodeller. I detta arbete kommer programmet att ställas in för att ta hänsyn till *elastisk-idealplastiska* och *icke-linjärt elastiska* material.

För att utföra beräkningar på modeller krävs det att programmet vet hur det ska hantera olika elementtyper och hur de kopplas till varandra. Beräkningarna sker med hjälp av ett nät av olika element och noder som beskriver hur olika konstruktionsdelar förhåller sig över en yta och/eller är kopplade till varandra. Det innebär att skivor, balkar och pelare fördelas in i mindre element och får olika nodpunkter som används i beräkningarna. Denna fördelning utförs automatiskt i programmet FEM-Design beroende på några förinställda förutsättningar som påverkar hur stora dessa element blir och hur många noder som ska användas. En fördelning med mindre element innebär ett större antal element beroende på elementets utformning och därmed mer detaljerade beräkningar. Det sistnämnda gäller också för antalet noder, fler noder innebär mer detaljerade beräkningar men också längre beräkningstid. [17]

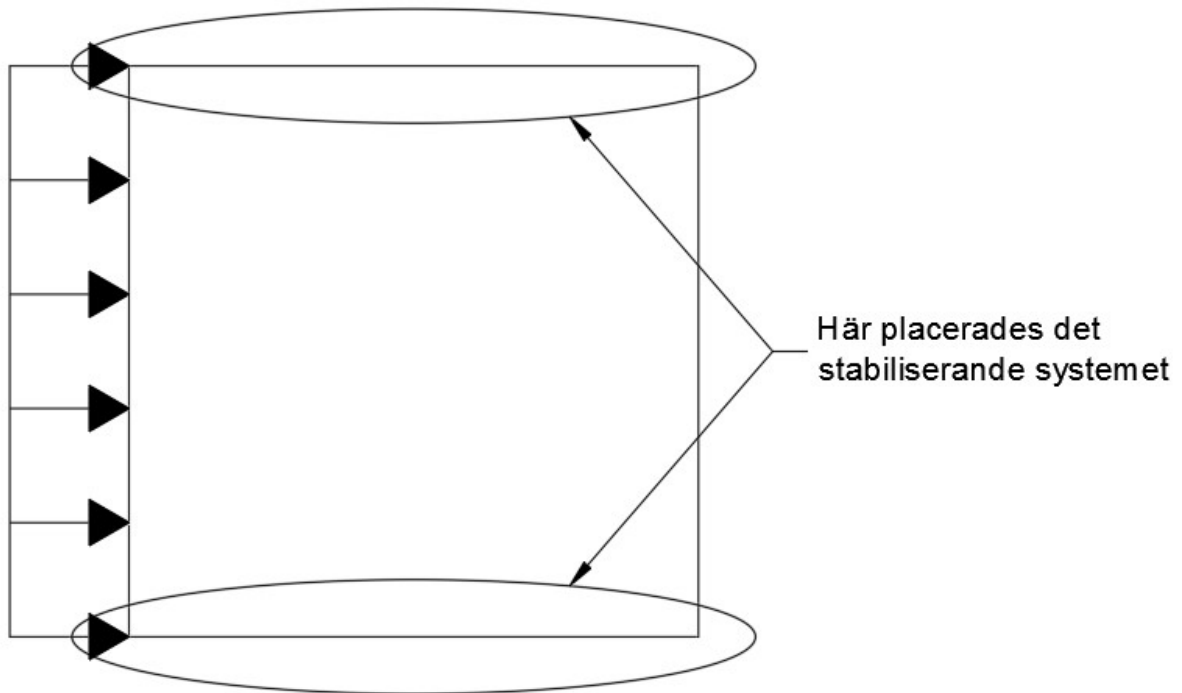
I detta arbete användes plattelement och balkelement. Plattelementen var till största del fyrkantiga och sidan på dessa element var aldrig större än 1 m. Elementen kunde även vara triangulära. Nodantalet för plattorna är kopplat till elementtyp. Om elementet är en fyrhörning finns det minst nio noder och då området består av en triangel finns det sex noder. Balkelementens indelning gjordes så att alla balkar är endast ett helt element med två noder.

Vid deformationsberäkningar med trä ska hänsyn till klimatklassen som den enskilda byggnadsdelen kommer att finnas i tas. I detta arbete antas alla byggnadsdelar av trä ha klimatklass 1. Vid beräkning av elasticitetsmodulen i bruksgränstillståndet ska då en omräkningsfaktor, k_{def} , användas. Denna omräkningsfaktor är 0,6 för konstruktionsvirke och limträ, samt används i [4]

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{1+k_{def}} \quad (16)$$

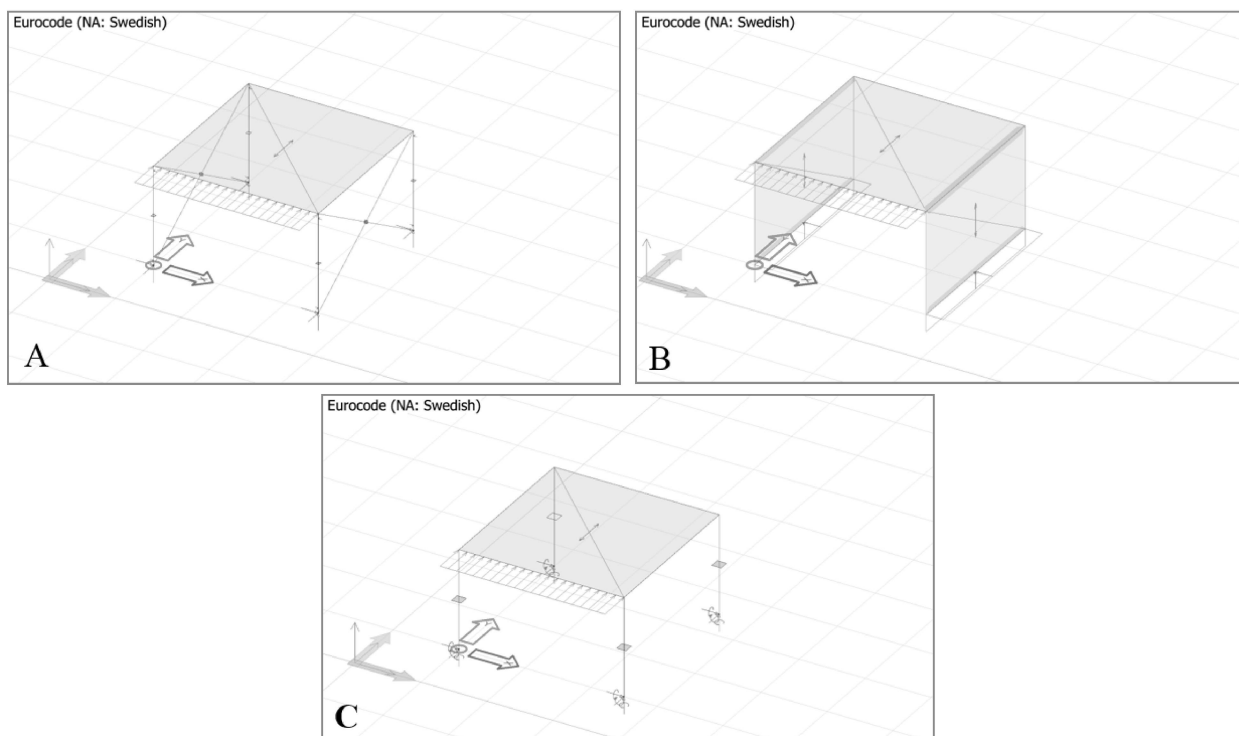
3.2 Testkonstruktioner

För att undersöka hur varje stomstabiliseringsprincip påverkar styvheten genomfördes till en början analyser på olika testkonstruktioner. Totalt undersöktes nio olika konstruktioner där antalet våningar, dimensionering av konstruktionsdelar och stabiliseringsprincip varierade. Det som alla konstruktioner hade gemensamt var att alla bjälklag var väldigt styva jämfört med väggarna. De påverkande lasterna var endast delarnas egentyngd och en horisontellt riktad linjelast. Planlösningen är samma på alla konstruktioner. Den bärande konstruktionen utformades så att höjden på testkonstruktionen var 3,0 m och planlösningen var 5x5 m². Konstruktionen utsattes för en horisontellt riktad linjelast på en av sidorna som var 20 kN/m. Denna antas verka som en vindlast vilket innebär att den ska reduceras enligt frekvent lastkombination för beräkningar av den horisontella utböjningen. Alltså reduceras den med 0,2 och lasten enligt bruksgränstillstånd blir då 4 kN/m. De horisontalstabiliserande enheterna placerades parallellt med den horisontella lastens riktning, se Figur 3.1



Figur 3.1: Principfigur av testkonstruktion sett ovanifrån.

Testkonstruktionerna stabiliserades med hjälp av de tre olika stabiliseringsprinciperna, Figur 3.2. Testkonstruktionerna och lasterna är symmetriskt utformade, vilket innebär att det inte kan uppstå vridning i konstruktionen. Detta innebär att möjliga effekter av vridning inte studeras för testkonstruktionerna.



Figur 3.2: Testkonstruktioner med de olika stabiliseringsprinciperna. A) Vindkryss, B) Skivor och C) Momentstyva knutpunkter.

I testkonstruktionerna används momentstyva knutpunkter, och i fallet med vindkryss är knutpunkterna ledade. Knutpunkterna i testkonstruktionerna antas sakna eftergivlighet. Att knutpunkterna betraktas som oeftergivliga innebär att deformationerna underskattas.

För testkonstruktionerna genomfördes tre olika serier där dimensioneringen av det bärande systemet förändrades i de olika testkonstruktionerna. De första två serierna genomfördes med en våning och den tredje genomfördes med fem våningar. Dimensionerna för den bärande konstruktionen för de första två serierna med en våning valdes på två olika sätt, antingen *slimmad* eller *lika dimensioner*. Då dimensioneringen utfördes genom den *slimmade* metoden dimensionerades de stabiliserande delarna så att nyttjandegraden var 90–100 % enligt brottgränstillståndet. Detta gjordes för att delarna skulle vara ungefär lika hårt utnyttjade med avseende på hållfasthet. När metoden *lika dimensioner* användes valdes alla delar för testkonstruktionerna att vara av ungefär samma dimension oavsett vilken princip som används. Referenskonstruktionen för denna metod blev den där principen *momentstyva knutpunkter* användes. Anledningen är att denna konstruktion hade störst dimensioner enligt den *slimmade* dimensioneringen.

Dimensionerna för den bärande konstruktionen för fem våningar utfördes på ett sätt, *likadana våningar*. Genom denna metod dimensionerades den värst utsatta våningen först så att konstruktionsdelarna har en nyttjandegrad mellan 90–100 % enligt brottgränstillstånd. Därefter

gjordes resterande våningar till exakta kopior av den värst utsatta. Anledningen till att denna metod valdes var för att hitta dimensioner som fungerar på alla våningar.

I bilaga A presenteras dimensioneringsberäkningarna för A1, B1 och C1. De andra konstruktionerna har dimensionerats på samma vis.

Pelare och skivor har enligt Eurokod 5 del 1–1 kontrollerats för:

- 6.2.3 Samtidig böjning och axiell dragning
- 6.1.4 Tryck parallellt fiberriktningen
- 6.2.4 Samtidig böjning och axiellt tryck
- 6.1.7 Skjuvning
- 6.1.8 Vridning
- 6.3.2 Pelare utsatta för enbart tryck eller för samtidigt tryck och böjning
- 6.3.3 Balkar utsatta för böjning eller för samtidig böjning och tryck
- 6.4.3 Sadelbalkar, krökta balkar och bumerangbalkar

Alla fall är dock inte aktuella att kontrollera. Del 6.4.3 är till exempel inte relevanta att kontrollera i något fall då den typen av balkar inte förekommer i konstruktionerna.

Konstruktioner måste uppfylla uppsatta krav i både brottgränstillståndet och bruksgränstillståndet. Dock finns det inga tydliga krav om vad som är godkänt enligt bruksgränstillståndet och därför dimensionerades konstruktionerna endast enligt brottgränstillståndet. I detta fall jämfördes styvheten för en utformning som klarar kraven i brottgränstillståndet, men det är inte säkert att konstruktionerna klarar möjliga krav i bruksgränstillståndet. Den horisontella utböjningen beräknas för frekvent lastkombination i bruksgränstillståndet.

I verkligheten är det svårt att utforma vindkryss av trä så att de endast hanterar dragkrafter, men på grund av att det är principen som ska kontrolleras kommer konstruktionen att utformas så att de endast hanterar dragkrafter. Ännu en sak som egentligen påverkar i verkligheten men som inte kommer att beaktas i testkonstruktionerna är att vid monteringen av vindkryss måste stagen placeras bredvid varandra. Det kommer orsaka tjockare väggar och därmed påverka utböjningen. I testkonstruktionerna kommer detta inte att beaktas utan i modellerna kommer de att ligga i samma plan.

De materialkvaliteter som har använts i beräkningarna presenteras i [17]

Tabell 3.1. Hållfasthetsvärdena för de olika materialen är framtagna från programmet, som baserar värdena på Eurokod 5, se bilaga A. [17]

Tabell 3.1: Tabell som beskriver materialkvaliteten som använts i de material som ingår i undersökningen.

Material	Kvalitet
Limträ	GL30h
KL-träskiva (en våning)	L(T)60-3S
KL-träskiva (fem våningar)	L(T)280-7S

För att underlätta dimensioneringen har alla dimensioner kvadratiska mått i största möjliga utsträckning. Denna metod fungerar inte för dimensionering av skivor, vilket innebär att där förändras endast tjockleken av skivorna. De dimensionerade måtten är i regel fiktiva och finns därmed inte som standardmått i verkligheten. Dimensionerna på det stabiliserande systemet för de olika testkonstruktionerna redovisas i Tabell 3.2.

Tabell 3.2: Dimensioner och utformning av testkonstruktionerna.

Stabilisering	Antal våningar	Dimensioneringstyp	Dimensioner (mm)	Kodning
Snedstag	1	Slimmad	Pelare: 105x105 Snedstag: 85x85	A1
Skivverkan	1	Slimmad	Skiva: 30	B1
Momentstyva knutpunkter	1	Slimmad	Pelare: 285x285	C1
Snedstag	1	Lika dimensioner	Pelare: 285x285 Snedstag: 285x285	A2
Skivverkan	1	Lika dimensioner	Skivor: 285	B2
Momentstyva knutpunkter	1	Lika dimensioner	Pelare: 285x285	C2
Snedstag	5	Alla våningar lika	Pelare: 240x240 Snedstag: 190x1190	A3
Skivverkan	5	Alla våningar lika	Skiva: 280	B3
Momentstyva knutpunkter	5	Alla våningar lika	Pelare: 525x525	C3

Kodningen av de olika testkonstruktionerna används för att beskriva vilket av de olika modellerna som undersöks. Bokstaven beskriver vilken stabiliseringsprincip som använts där A indikerar vindkryss, B indikerar skivor och C indikerar momentstyva knutpunkter. Siffran beskriver hur dimensioneringen av konstruktionsdelarna gått till. I Serie 1 användes metoden slimmad där konstruktionerna dimensionerades till en nyttjandegrad inom 90–100 % enligt brottgränstillstånd. I Serie 2 användes *lika dimensioner* där konstruktionerna har ungefär samma dimensioner med konstruktion C1 som referens. Slutligen i Serie 3 var testkonstruktionerna fem våningar höga och alla våningar hade samma dimension.

3.2.1 Relativt styvhetsmått

Förutom att enbart jämföra utböjningen av bjälklaget är det av intresse att jämföra utböjningen med hänsyn till materiallåtgången också. Därför har följande ekvation tagits fram

$$S = \frac{1}{u \cdot m} \quad (17)$$

där S är ett relativt mått för styvheten relaterat till materiallåtgång som beror av utböjningen, u , och massan i det stabiliserande systemet, m . Med denna ekvation går det att jämföra hur de olika systemen stabiliserar jämfört med varandra då de utsätts för samma last. Det kan antas vara fördelaktigt att ha en så liten massa och utböjning som möjligt. Med ekvation (17) innebär då ett högre värde på S att byggnaden stabiliserar bättre med hänsyn till den använda materialmassan. Alltså är konstruktionen styvare med hänsyn till materialmassan i det bärande systemet ju högre S är.

Detta mått är framtaget för att enklare kunna jämföra hur olika principer förhåller sig till varandra. Då styvhetsegenskaper kan ses som ett motstånd mot deformation används utböjningen som en del i detta principvärde för att kunna jämföra olika konstruktioner med varandra. En lägre materialmassa innebär i vissa fall att antalet transporter kan minskas och ifall det är samma materialklass på de byggnadsdelar som används innebär det lägre materialkostnader.

3.3 Referenshus

Referenshuset är ett 10 våningar högt flerbostadshus som byggdes år 2017–2018. Huset byggdes i Skövde och data därifrån användes när laster bestämdes. Byggnadens första två våningar har bjälklag av betong och stålpelare, resterande våningar består av bjälklagskassetter och pelare av trä. Det finns även ett trapphus av betong från den första våningen till den nionde våningen. Trapphuset är excentriskt placerat med den ena kortsidan på en av byggnadens långsidor, samt ungefär 1 m från långsidans mittpunkt. Byggnadens tak börjar på den nionde våningen vilket gör att bjälklaget blir mindre för våning 10. För att se hur planlösningen är utformad se bilaga B. Se Figur 3.3 och Figur 3.4 som visar den befintliga stommen och Figur 3.5 visar hur det färdiga resultatet förväntades bli.



Figur 3.3: Bild tagen under resning av stomme. Bild tillhandahållen av WSP.

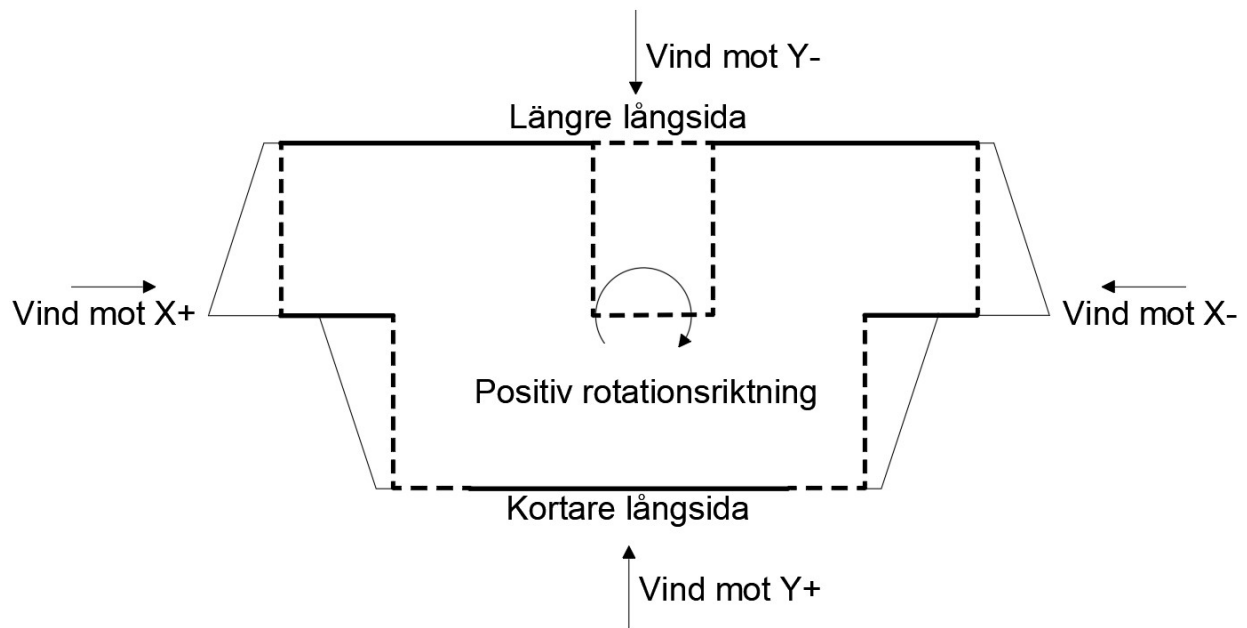


Figur 3.4: Bilder tagna under resning av stomme. Bild tillhandahållen av WSP.



Figur 3.5: Bild som visar hur resultatet förväntades att bli. Bild tillhandahållen av WSP.

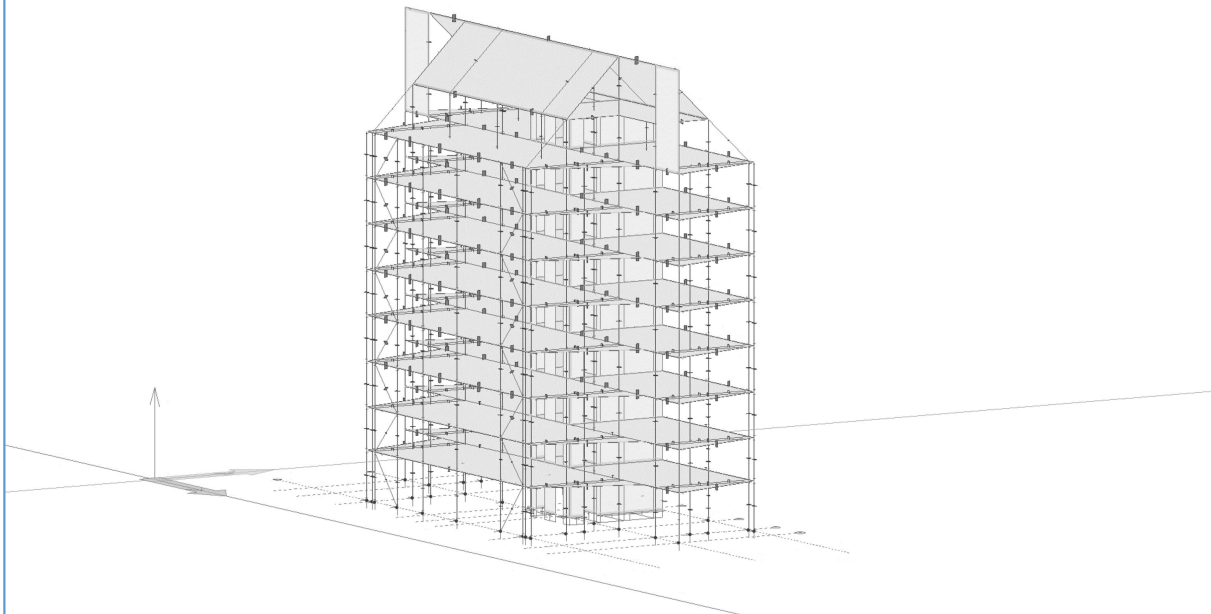
Stomstabiliseringen för byggnaden sker med hjälp av trapphuset, stålramar och träfackverk. För att stabilisera byggnaden mot vind som verkar på byggnadens långsida används stålramarna tillsammans med trapphuset. Vid vind mot kortsidan så används trapphuset tillsammans med snedstagen i trä. Snedstagen är dimensionerade för att klara av både tryck- och dragkrafter. För att enklare redovisa de olika resultaten och orienteringen av de horisontalstabiliserande delarna har riktningar och beteckningar definierats enligt Figur 3.6.



Figur 3.6: Referenshus med definition av riktningar. De fetmarkerade linjerna visar byggnadens väggar, de streckade linjerna markerar horisontalstabiliserande delar och de svagare linjerna markerar balkongernas placering.

WSP var ansvariga för den totala stomstabiliseringen av byggnaden och Moelven konstruerade husets träelement, bland annat bjälklagskassetterna. Dessa kassetter är gjorda av limträbalkar och kertoskivor enligt bilaga C.

Eftersom trapphuset används som en stabiliserande del uppstår det stora moment som grundläggningen ska hantera under trapphuset. Detta resulterade i en lösning som innebar en stor grundläggning med en $14 \times 14 \times 1,5 \text{ m}^3$ betongplatta under trapphuset. För att få information om stabiliseringen och eventuella problem som uppstod har en intervju med konstruktören för stomstabiliseringen genomförts. Denna intervju genomfördes muntligt över Skype.



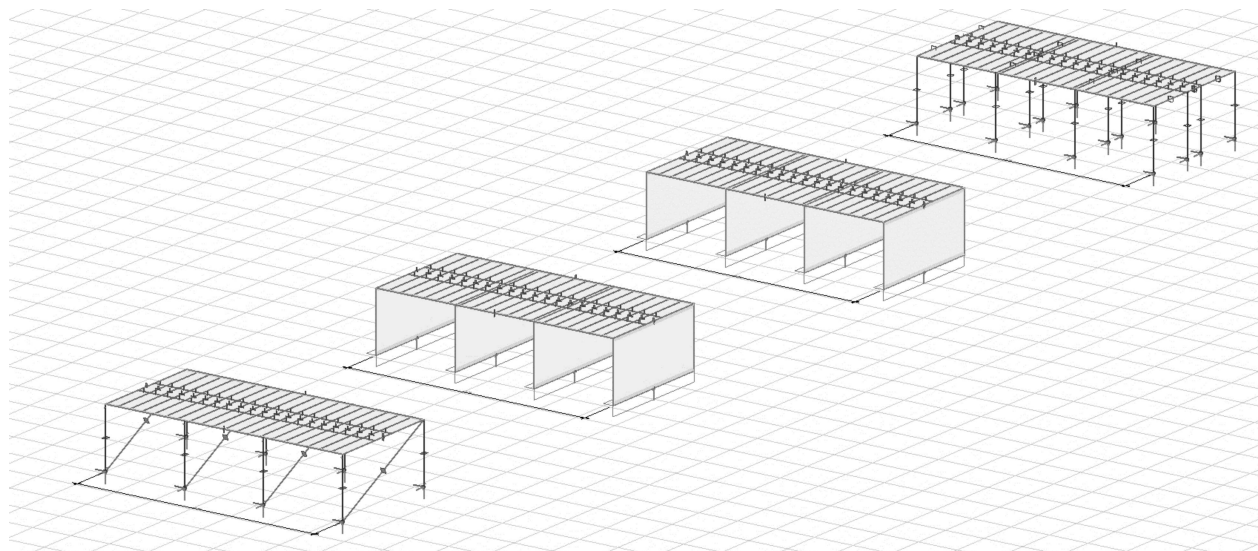
Figur 3.7: En visualisering av referenshusets stomme.

De vindlaster som används i studien har beräknats enligt bilaga D. Värden är baserade på referenshusets utformning och placering, alltså Skövde. Referensvindhastigheten är då 24 m/s, referenshöjden 31,5 m och terrängtypen II. Dessa värden används för att ta fram ett karakteristiskt vindtryck genom tabell c10-a i EKS 10. [12] Det karakteristiska vindtrycket omvandlas beroende på vilken del av byggnaden som blir belastat genom olika formfaktorer och partialkoefficienter. Detta ger den karakteristiska vindlasten som verkar på huset. I programmet har olika lastkombinationer angivits för att göra de karakteristiska värdena dimensionerande. Dessa värden fördelas som linjelaster på varje bjälklag beroende på väggarnas influensyta. Alltså beror lastfördelningen av våningshöjden på båda sidor om bjälklaget. Bjälklagen i sin tur fördelar dessa laster till stabiliserande delar beroende på styvhetsförhållandet mellan bjälklag och de stabiliserande delarna. Det innebär att styvheten för de båda konstruktionsdelarna bör undersökas.

3.3.1 Undersökning av styvhetsförhållande

Styvhetsförhållandet mellan bjälklagskassetterna och de stabiliserande enheterna undersöktes genom beräkningar med FEM-design. De olika stabiliserande enheterna som undersöktes var snedstag av trä, stålramar, skivor med KL-trä respektive med betong. Undersökningen utfördes genom att bjälklagskassetterna, som utformats enligt bilaga C, placerades på fyra stabiliserande väggar enligt Figur 3.8. Avståndet mellan dessa väggar är 4,1 m. Detta gjorde att undersökningen blev lik en balk på fyra stöd. Dimensioner för de stabiliserande delarna som undersökts finns i Tabell 3.3. Därefter belastades bjälklaget med en linjelast på 10 kN/m. Upplagskrafterna som verkar i de stabiliserande väggarna från undersökningen sattes in i ekvation (15) för att beräkna

konstanten k . Konstanten kunde därefter användas tillsammans med tabell Tabell 2.2 för att få ett värde på konstanten C .



Figur 3.8: Konstruktioner som styvhetsförhållandet undersökts genom. Från vänster till höger: Snedstag, skivor av KL-trä, skivor av betong och stålramar.

Tabell 3.3: Dimensioner och materialkvalitet som undersökts för styvhetsförhållandet.

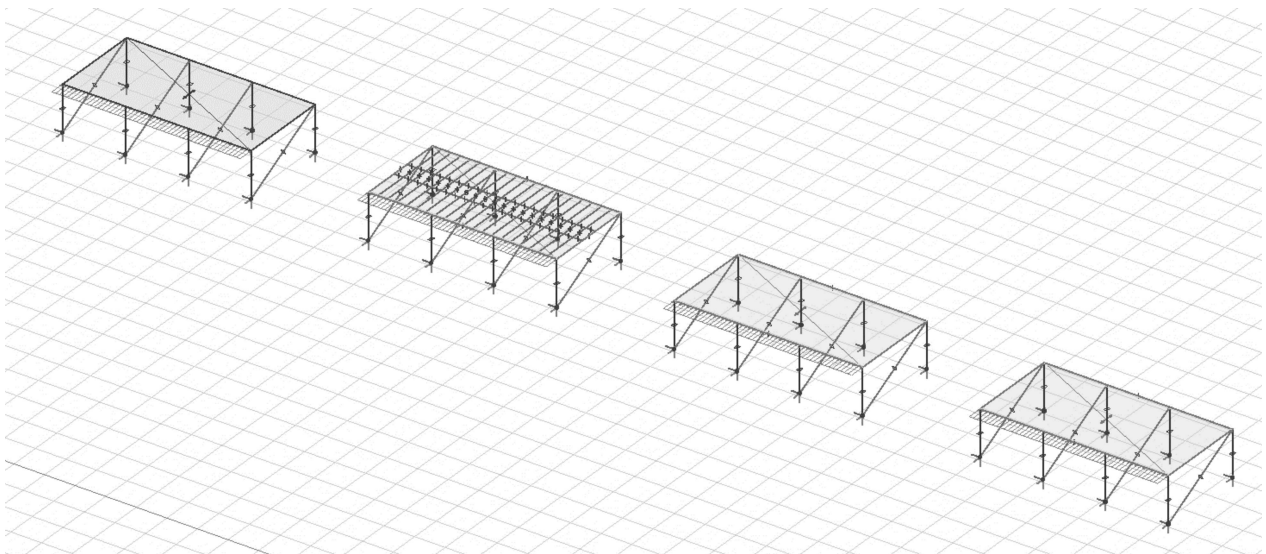
Stabiliserande del	Dimensioner (mm)	Materialkvalitet
Snedstag av trä	Pelare: 215x315 Snedstag: 215x270	GL30h
Skivor av KL-trä	Skivor: 120	L(T)120-3S
Skivor av betong	Skivor: 200	C40/50
Ramar av stål	Pelare: VKR 250x250x12,5	S 355

3.3.2 Undersökning av bjälklagskasset

Efter försök att använda det verkliga bjälklaget i modellerna visade det sig att filerna blir för stora för datorn att hantera. Detta innebär att en förenkling av bjälklagskassetterna behöver göras för att få hanterbara modeller. Den enklaste förenklingen bör vara att se bjälklaget som en väldigt styv skiva, men resultatet från undersökningen av styvhetsförhållandet visade att det skulle ge orealistiska värden på utböjning och lastfördelning. Alltså behöver det göras en undersökning av om det går att hitta en förenkling av bjälklaget som har liknande lastfördelning och utböjning som det verkliga. För de väggar som stabiliseras med snedstag av trä och stålramar kan det verkliga bjälklagskassetterna ses som styva, dock gäller detta inte för de väggar som stabiliseras med KL-träskivor och betong.

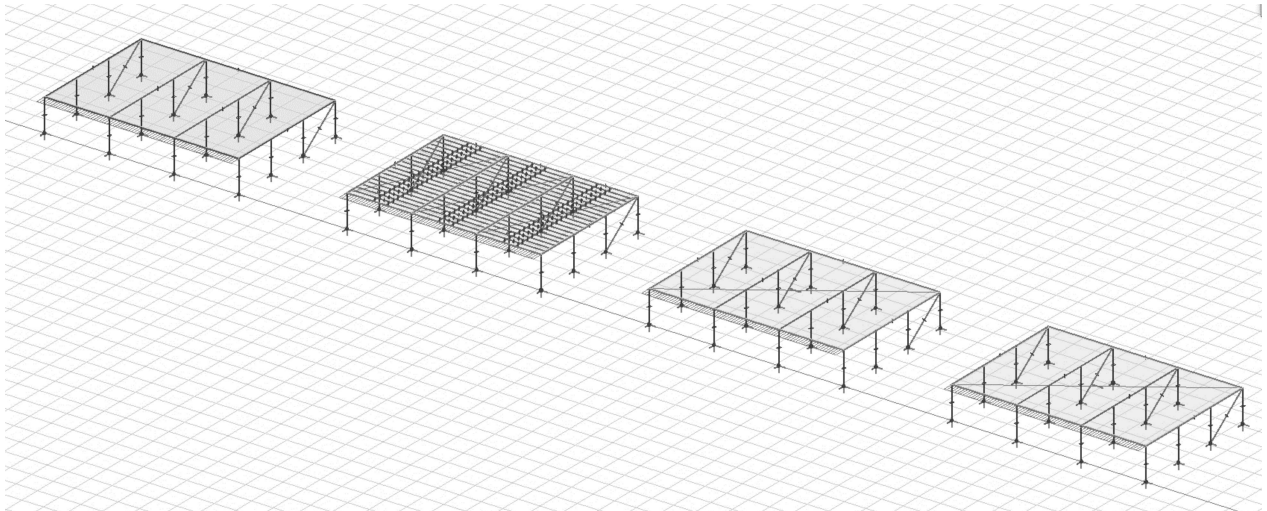
För att hitta en ekvivalent skiva som kan användas som bjälklag utfördes två olika undersökningar. En av undersökningarna kontrollerade hur lastfördelningen förändras beroende på förenklingen och en undersöker den horisontella utböjningen.

Utformningen av testkonstruktionerna i undersökningen av bjälklagen är lik undersökningen i 3.3.1. Skillnaden är att i denna undersökning varieras bjälklagen istället för de stabiliserande väggarna, se Figur 3.9. Stabiliseringen i denna undersökning utförs med samma konstruktion som snedstag av trä som presenteras i metoden 3.3.1. De olika bjälklagen som undersöktes var de riktiga bjälklagskassetterna, endast den översta kertoskivan hos kassetterna, en väldigt styv skiva och en kertoskiva med varierande tjocklek. Tjockleken på den varierande kertoskivan ändrades flera gånger för att undersöka om lastfördelningen blev lik de riktiga kassetternas lastfördelning. Konstruktionen belastades också med en linjelast på 10 kN/m i husets y -riktning, upplagskrafterna och den horisontella utböjning som uppstod dokumenterades.



Figur 3.9: De undersökta bjälklagen från vänster till höger: styvt bjälklag, det verkliga bjälklaget, Kerto 33-skiva och Kerto-skiva med varierande tjocklek.

Även lastfördelningen i den vinkelräta riktningen, husets x -riktning, undersöktes för att kontrollera om styvhetsfördelningen skiljer i olika riktningar. Den undersökningen gjordes genom att tre kopior av de olika konstruktionerna kopplades ihop längs med långsidorna och konstruktionerna utsattes för en linjelast på 10 kN/m som riktades vinkelrätt jämfört med den tidigare undersökningen, se Figur 3.10. Avståndet mellan dessa väggar är 6 m.



Figur 3.10: De undersökta bjälklagen från vänster till höger: styvt bjälklag, det verkliga bjälklaget, Kerto 33-skiva och Kerto-skiva med varierande tjocklek.

Precis som i undersökningen av styvhetsförhållandet, 3.3.1, används ekvation (15) för att beräkna konstanten k och Tabell 2.2 för att få ett värde på konstanten C . Detta görs för båda lastfördelningsberäkningarna.

I Tabell 3.4 presenteras indatan som användes för de olika bjälklagen som undersöktes. Då det verkliga bjälklagets uppbyggnad är komplex hänvisas läsaren till bilaga C som visar utformningen av det verkliga bjälklaget.

Tabell 3.4: Materialdata för de undersökta bjälklagen

Bjälklag	Plattjocklek, t , (mm)	$E_{0,k}$ (MPa)	$E_{90,k}$ (MPa)
Styvt bjälklag	200	$10 \cdot 10^6$	$10 \cdot 10^6$
Verkligt bjälklag	Se bilaga C för utformning		
Kerto 33-skiva	33	8800	1700
Kerto-skiva (varierande tjocklek)	Varierande	8800	1700

3.3.3 Utformning och utvärdering av modeller

Då ingen av förenklingarna fungerade tillfredsställande jämfört med det verkliga bjälklaget var en kompromiss tvungen att göras. Det enda förenklade bjälklaget som hade ungefär samma

lastfördelning som det verkliga bjälklaget hade en annorlunda lastfördelning då det belastades från en annan riktning. Samtidigt hade de andra två förenklingarna ett avstånd från det verkliga som var ungefär lika stor, men bjälklaget med Kerto 33-skivan har ungefär lika lastfördelning jämfört med verkliga bjälklaget. Kompromissen som valts är att ändå använda det styva bjälklaget då det är känt hur lastfördelningen blir, nämligen i proportion till de stabiliserande delarnas styvhet. Detta innebär att utböjningen inte kommer att bli densamma som om det verkliga bjälklaget skulle ha använts, utan det blir en form av medelvärde av den totala utböjningen eftersom bjälklaget förflyttas som en stel kropp. Det verkliga bjälklaget skulle ge en ojämn utböjning.

De olika lastkombinationerna som använts är STR (6.10b) enligt brottgränstillstånd och frekvent lastkombination enligt bruksgränstillstånd. När resultaten för lasterna som verkar i grunden och dimensioneringen för byggnadsdelarna har gjorts är det brottgränstillståndsberäkningar som använts. När det var resultat från utböjningar och rotationer som beräknades användes bruksgränstillståndsberäkningar. Den horisontella lasten riktades i endast tre av de fyra olika huvudriktningarna för en byggnad. Y+, Y- och X+ är de riktningar som analyserades. Anledning till att riktningen X- inte analyserades är för att de flesta modeller troligtvis beter sig på samma vis som när modellen belastas i riktningen X+. När det endast är någon enstaka modell som inte kommer bete sig på detta sätt anses det inte tillföra något till arbetet.

Att välja en fixerad utvärderingspunkt för utböjning som är generell för alla modeller har varit i princip omöjligt av den anledningen att de flesta modeller roterar, vissa mer än andra. För att få bättre värden har då utvärderingspunkten för varje bjälklag valts genom att undersöka var den största horisontella utböjningen sker på den nionde våningen och därefter är utvärderingspunkten placerad på samma position på bjälklaget i våningarna nedanför. Anledningen till att den metoden valdes är att bjälklaget på den nionde våningen är högst upp av de bjälklag som är lika varandra och bör ha den största utböjningen av dessa. För den tionde våningen och taknocken placerades utvärderingspunkten där den horisontella utböjningen är som störst. Den horisontella utböjningen i byggnadens x - och y -led undersöks och tillsammans med Pythagoras sats beräknas den totala horisontella utböjningen. Den vertikala deformationen i modellerna bortses ifrån. Då referenshuset är asymmetriskt utformat innebär det att det kommer uppstå en vridning i alla undersökta fall. Därför valdes en rotation som hanteras som en positiv riktning enligt Figur 3.6.

I Tabell 3.5 presenteras kvaliteterna i de material som använts i beräkningarna. Programmet baserar materialvärdena på Eurokod 2, Eurokod 3 och Eurokod 5. [17] Anledningen till att det finns flera olika indata på KL-träskivor beskrivs i 2.5.1, hållfastheten i KL-trä varierar beroende på tvärsnittets uppbyggnad.

Tabell 3.5: Kvalitet på de material som används i de olika modellerna. För hållfasthetsvärden, se Eurokod 2, Eurokod 3 eller Eurokod 5.

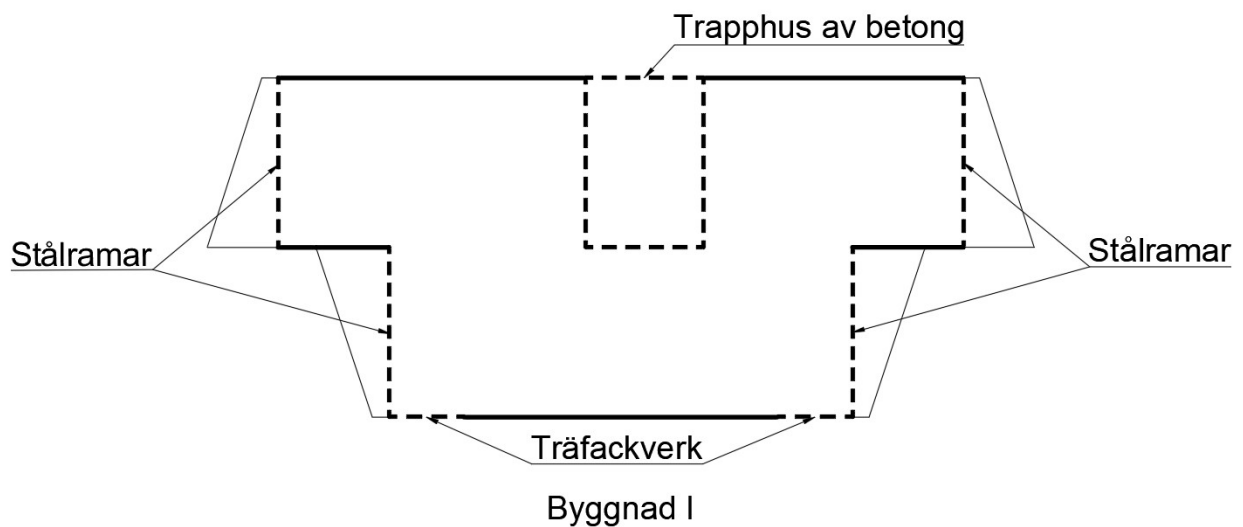
Material	Kvalitet
Betong	C40/50
Stål	S355
Limträ	GL30h
KL-träskiva (Byggnad IX)	L(T)60-3S
KL-träskiva (Byggnad V)	L(T)100-5S
KL-träskiva (Byggnad III)	L(T)300-7S

Modellen som finns i parentesen beskriver vilken byggnad som KL-träskivan användes i då det används olika skivor i modellerna. Observera även att dessa material inte finns i alla byggnader, utan det varierar om de finns i byggnaden eller inte.

Flera olika modeller som grundas på referenshuset har skapats. För att skilja de olika modellerna åt refereras de i denna rapport som *Byggnad I-X*. I följande avsnitt kommer de olika modellerna att beskrivas med en text om utformning, en bild av planlösningen, samt ytterligare en text om författarnas hypotes om vad som händer med byggnadens egenskaper för respektive modell. Planlösningen är likadan på de åtta första våningarna i byggnaden, de sista två är annorlunda då snedtaket börjar där.

3.3.3.1 Byggnad I

Denna modell är relativt lik det verkliga referenshuset se Figur 3.11. Måtten som används i denna modell skiljer sig med några millimeter jämfört med den riktiga byggnaden. Denna förenkling har gjorts för att underlätta arbetet på grund av att pelarna inte följer en rak linje, pelarna förflyttades maximalt 20 mm. Mittpunkten av trapphusets ena kortsida är, som tidigare nämnt, asymmetriskt placerat på den längre av de två långsidorna med ungefär 1 m från mitten. Detta trapphus består av betong och har håltagning för flera dörrar och fönster. Då trapphuset är asymmetriskt placerat är också pelare i byggnaden asymmetriskt utplacerade. Det horisontalstabiliserande systemet är, även det tidigare nämnt, utformat av stålramar placerade på byggnadens kortsidor och två fackverk i trä placerade på den kortare långsidan.

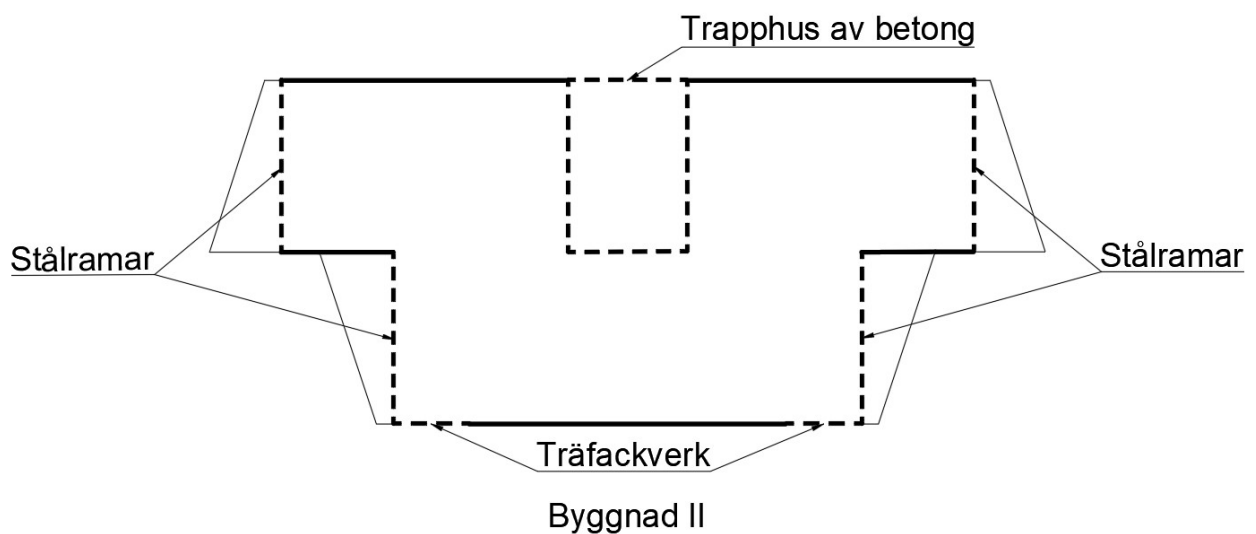


Figur 3.11: Planritning över typbjälklaget för byggnad I. De fetmarkerade linjerna visar byggnadens väggar, de streckade linjerna markerar horisontalstabiliserande delar och de svagare linjerna markerar balkongernas placering.

Då byggnaden är asymmetrisk kan det uppstå problem med vridning, vilket är intressant att undersöka och jämföra mellan olika de olika modellerna. Dessutom är detta referenshuset vilket innebär att resultaten från de andra modellerna kan jämföras med resultatet från denna modell. Denna modell kan möjligtvis bete sig annorlunda då byggnaden belastas i riktningen X- jämfört med då lasten riktas enligt X+.

3.3.3.2 Byggnad II

Symmetrisk modell för vind mot långsida, se Figur 3.12. Denna modell är ungefär likadant utformad som Byggnad I. Den största skillnaden mellan Byggnad I och denna modell är att trapphuset och alla konstruktionsdelar är symmetriskt utplacerade i byggnaden. Trapphuset är alltså placerat i mitten på den längre av de två långsidorna och det inre bärande systemet är placerat symmetriskt på var sida om trapphuset. Trapphuset har håltagningar för fönster och dörrar. Resterande del av det horisontalstabiliserande systemet består av två fackverk i trä, placerade på den kortare av de två långsidorna, och stålramar, placerade på kortsidorna.

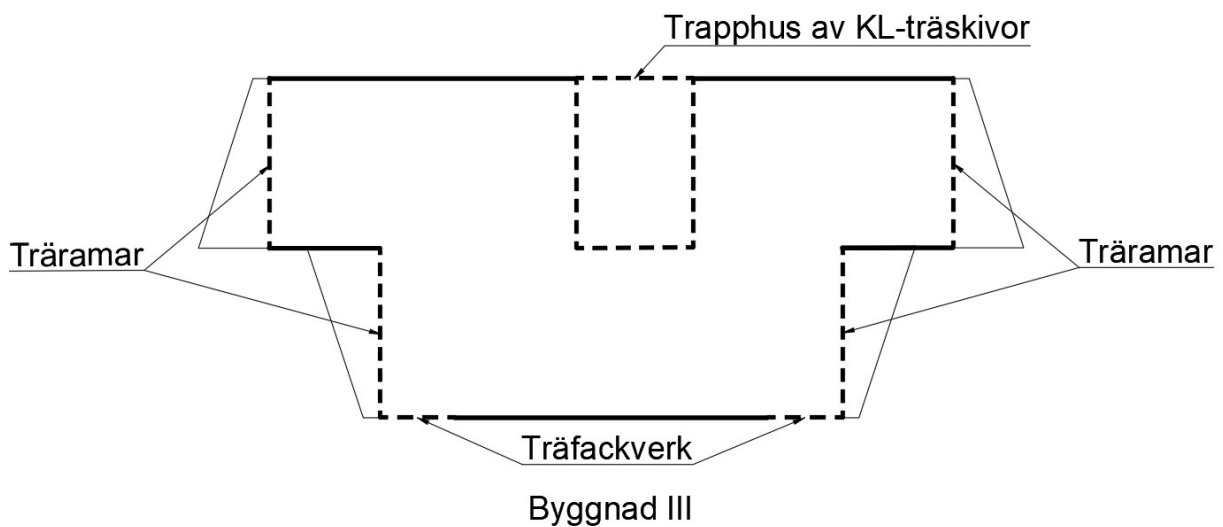


Figur 3.12: Planritning över typbjälklaget för byggnad II. De fetmarkerade linjerna visar byggnadens väggar, de streckade linjerna markerar horisontalstabiliserande delar och de svagare linjerna markerar balkongernas placering.

Då trapphuset som är den styvaste stabiliserande delen i huset är placerat i mitten bör effekterna av vridning bli mindre i denna modell jämfört med den första modellen. Denna modell används som grundmodell för de resterande modellerna för att stommen är mer symmetrisk jämfört med Byggnad I.

3.3.3.3 Byggnad III

Allt är gjort i trä, se Figur 3.13. Den bakomliggande tanken med den här modellen är att undersöka hur horisontalstabiliseringen skulle se ut om stabiliseringsprinciperna var samma som i verkligheten men alla delar skulle vara tillverkade av trä. Med andra ord är trapphuset placerat i mitten på den längre av de två långsidorna men är i denna modell istället tillverkat av KL-träskivor. Håltagningar har gjorts på samma ställen som i tidigare modeller och de två fackverken av trä är placerade på den kortare av de två långsidorna. Istället för att ha ramar av stål på kortsidorna är de nu tillverkade av limträbalkar men har samma placering. Tvärsnittsdimensionerna på de konstruktionsdelar som ingår i det stabiliserande systemet har förändrats för att materialets hållfasthet är annorlunda.

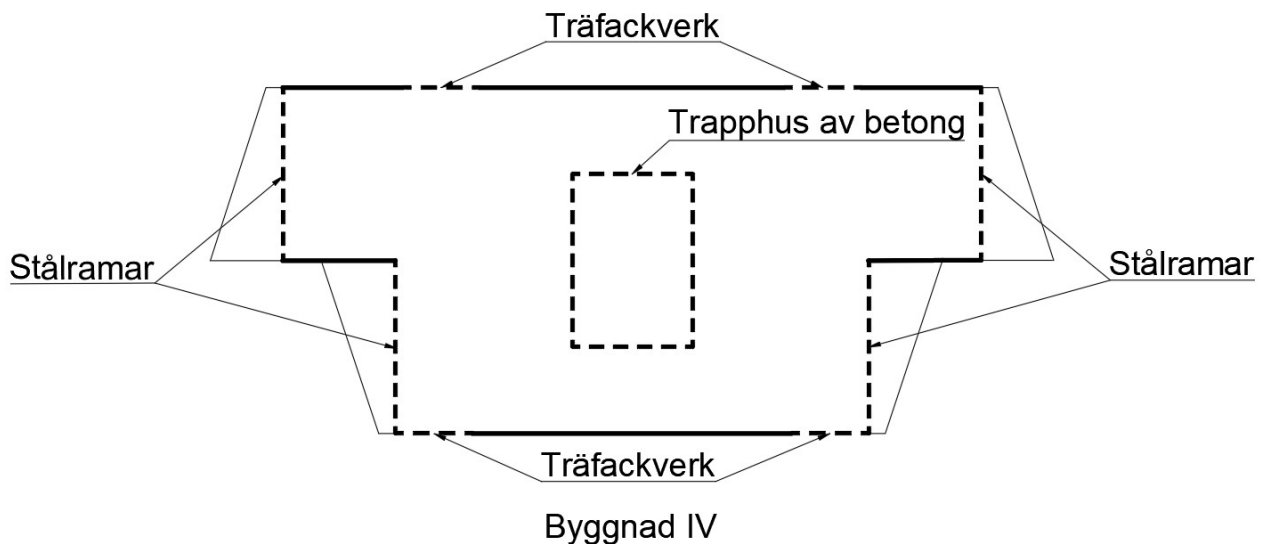


Figur 3.13: Planritning över tybjälklaget för byggnad III. De fetmarkerade linjerna visar byggnadens väggar, de streckade linjerna markerar horisontalstabiliserande delar och de svagare linjerna markerar balkongernas placering.

Som tidigare nämnt är tanken att undersöka hur byggnaden skulle betett sig då alla ingående konstruktionsdelar skulle vara tillverkade av trä. Jämfört med de tidigare modellerna bör denna modell ha en större horisontell utbøjning men lägre använd materialmassa då trä är ett vekare och lättare material jämfört med stål och betong.

3.3.3.4 Byggnad IV

Central kärna, se Figur 3.14. Istället för att ha trapphuset placerat på en ytterkant undersöks det vad som skulle hända om den styvaste stabiliserande delen placerades mitt i byggnaden. Trapphusets centrum är alltså placerat i byggnadens centrum, och riktningen är oförändrad jämfört med modell I och II. Det är tillverkat av betong och håltagningar för fönster och dörrar är också oförändrade. Det övriga horisontalstabiliserande systemet består av stålramar placerade på byggnadens kortsidor och totalt fyra träfackverk placerade på byggnadens långsidor.

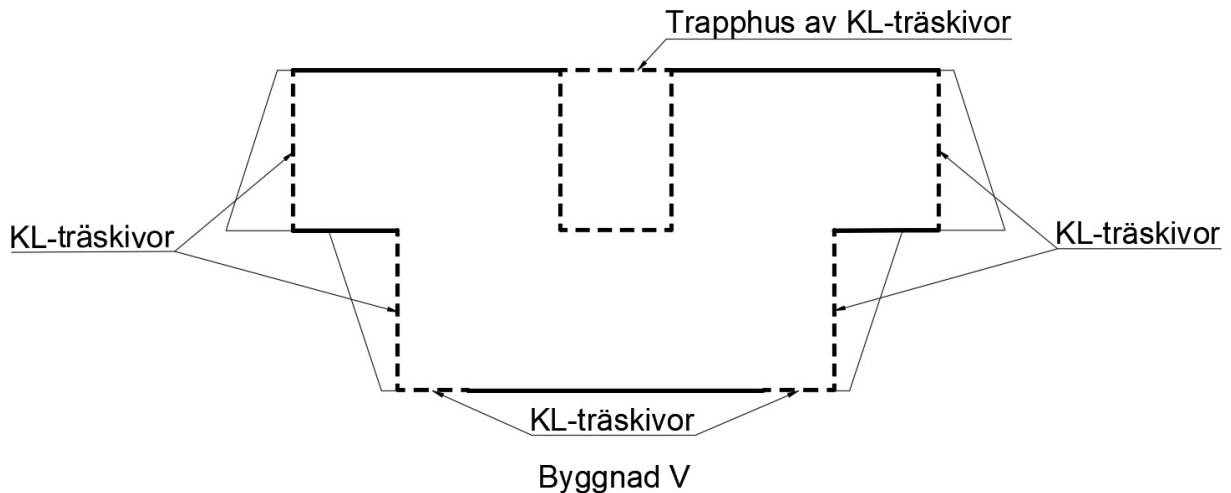


Figur 3.14: Planritning över tybjälklaget för byggnad IV. De fetmarkerade linjerna visar byggnadens väggar, de streckade linjerna markerar horisontalstabiliserande delar och de svagare linjerna markerar balkongernas placering.

Med denna modell avses det, som sagt, att undersöka vad som händer om den styvaste horisontalstabiliserande delen placeras i centrum av en byggnad. Förväntningarna är att byggnaden inte kommer att rotera när det utsätts för vindlast då den är symmetrisk för vind mot både lång- och kortsida.

3.3.3.5 Byggnad V

Stabilisering med KL-träskivor, se Figur 3.15. Denna modell avser att undersöka vad som händer med referensbyggnaden om alla horisontalstabiliserande delar istället vore tillverkade av KL-träskivor. Trapphuset är alltså i denna modell, likt modell III, tillverkat av KL-träskivor och placerat i mitten på den längre av de två långsidorna. Resterande horisontalstabiliserande system är, till skillnad från tidigare modeller, tillverkat av KL-träskivor placerade i utkanten av båda kortsidorna och i utkanten av den kortare långsidan. Även det vertikalt bärande systemet är utformat med träpelare istället för stålpelare på de nedersta två våningarna.

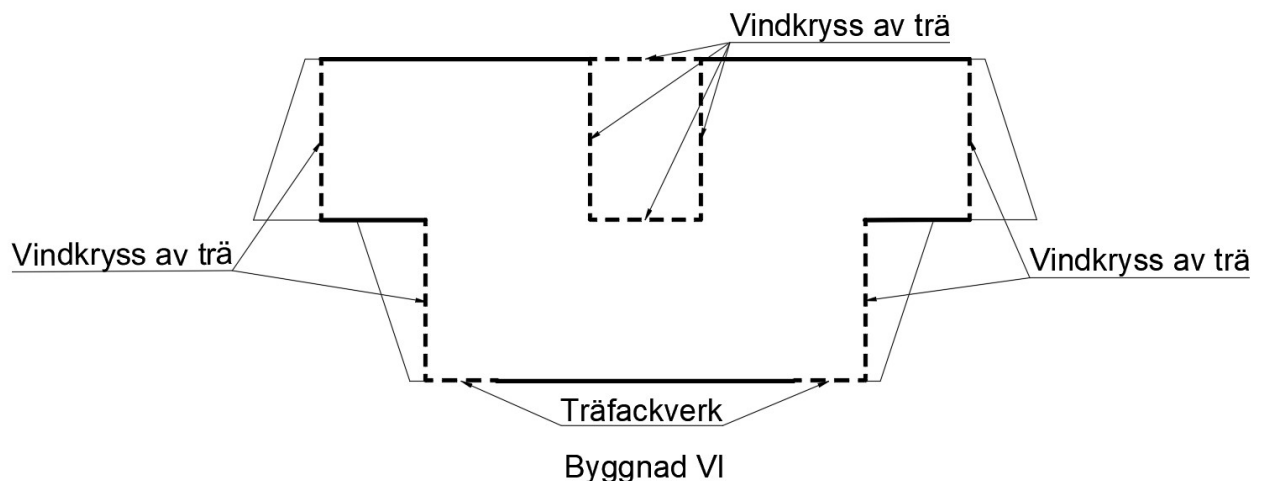


Figur 3.15: Planritning över typbjälklaget för byggnad V. De fetmarkerade linjerna visar byggnadens väggar, de streckade linjerna markerar horisontalstabiliserande delar och de svagare linjerna markerar balkongernas placering.

Med denna modell avses det att undersöka hur skivor skulle kunna användas för att stabilisera byggnaden. Förväntningarna är att denna modell har lägst horisontell utböjning av de modeller som är helt tillverkade av trä, men är samtidigt det tyngsta av dessa.

3.3.3.6 Byggnad VI

Stabilisering med pelar-balksystem av limträ, se Figur 3.16. I denna modell undersöks vad som händer med byggnaden om den stabiliseras med endast ett pelar-balksystem. Trapphuset, som tidigare endast varit tillverkat av skivor med olika material, är i denna modell byggt av vindkryss i trä. Resterande del av det horisontalstabiliserande systemet består av två fackverk i trä placerade på den kortare långsidan och vindkryss av trä placerade på byggnadens kortsidor. Skillnaden mellan fackverk och vindkryss är att i fackverket finns endast ett snedstag mellan våningarna, medan i vindkrysset finns det två korsade snedstag. För denna modell är även det vertikalt bärande systemet helt och hållet tillverkat av trä.

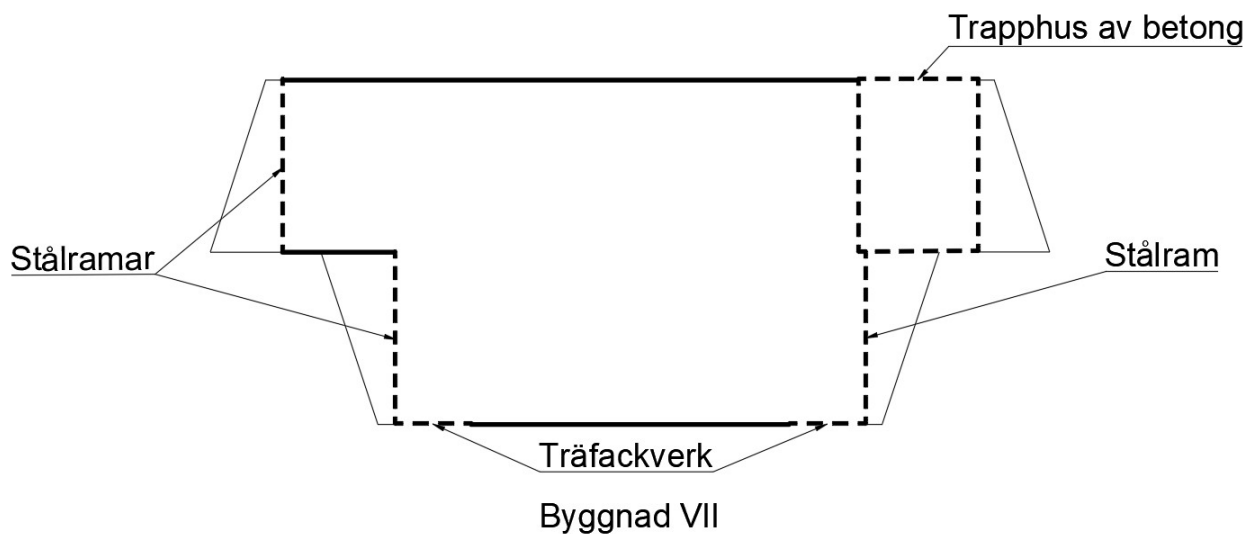


Figur 3.16: Planritning över tybjälklaget för byggnad VI. De fetmarkerade linjerna visar byggnadens väggar, de streckade linjerna markerar horisontalstabiliserande delar och de svagare linjerna markerar balkongernas placering.

Med denna modell undersöks det alltså vad som händer om byggnaden stabiliseras med endast ett pelar-balksystem. Förväntningarna är att detta är den modell som kommer ha störst horisontell utböjning av alla modeller. Trots det förväntas styvhetsmättet vara högt på grund av den låga materialmassan som används.

3.3.3.7 Byggnad VII

Trapphus i hörnet av byggnaden, se Figur 3.17. Tanken med denna modell är att vara ett extremfall jämfört med de tidigare modellerna för att undersöka vad som händer med hänsyn till vridning om den styvaste konstruktionsdelen placeras i ett hörn av byggnaden. Trapphuset är alltså nu placerat i ett av hörnen på den längre långsidan. Det är tillverkat av betong och håltagningarna för fönster och dörrar är placerade på samma ställen som tidigare. Övriga stabiliserande delar består av två fackverk tillverkade av trä placerade på den kortare långsidan och stålramar på kortsidorna. Till skillnad från tidigare modeller är det två serier med stålramar på den kortsida där trapphuset inte står, och en serie med stålramar på den sida där trapphuset står.

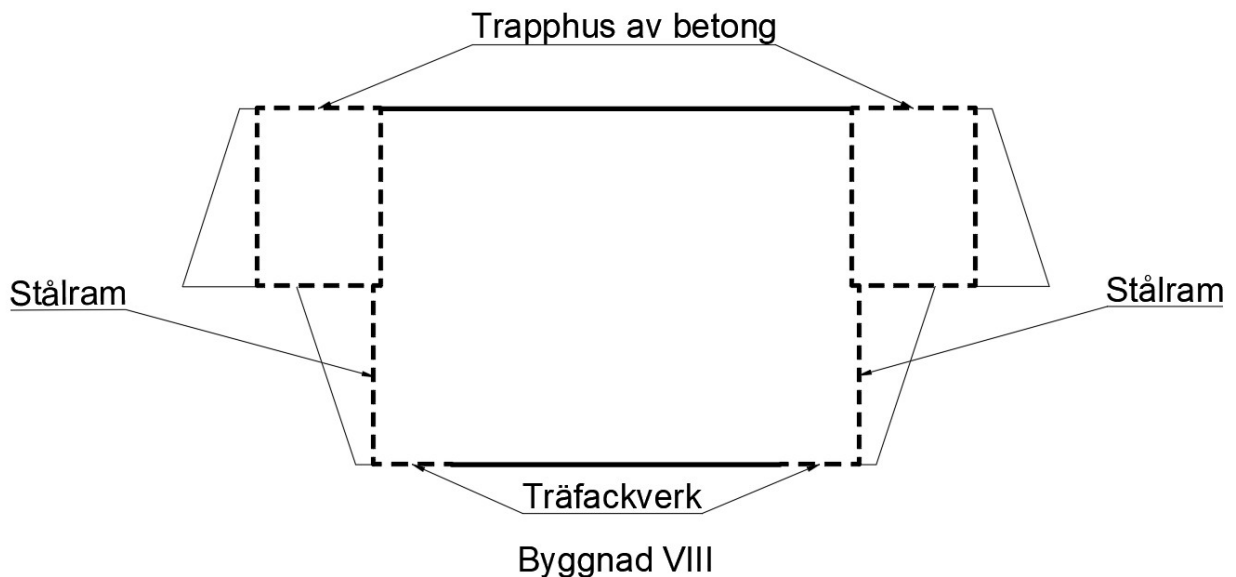


Figur 3.17: Planritning över tybjälklaget för byggnad VII. De fetmarkerade linjerna visar byggnadens väggar, de streckade linjerna markerar horisontalstabiliserande delar och de svagare linjerna markerar balkongernas placering.

Som tidigare nämnt är tanken med denna modell att undersöka vridningen i huset. Mest troligt kommer det att uppstå mest vridning i denna modell jämfört med tidigare modeller av den anledningen att det är störst asymmetri i denna byggnad. Denna byggnad bör bete sig annorlunda då byggnaden belastas enligt riktningen X- jämfört med då lasten riktas enligt X+. Dock är detta nästan den enda modellen som kommer ha denna sortens variation.

3.3.3.8 Byggnad VIII

Två trapphus, se Figur 3.18. Syftet med denna modell är att undersöka effekten av att använda två stycken styva stabiliserande delar på varsin sida av en byggnad. I referenshuset anses det vara trapphuset som är den styvaste stabiliserande delen, vilket gör det är denna som kopieras och används ytterligare en gång. Likt modell VII placeras ett av dessa trapphus på en av den längre långsidans hörn och det andra trapphuset placeras i det andra hörnet. Trapphusen är tillverkade av betong och speglade mot varandra. Det resterande horisontalstabiliserande systemet består av två träfackverk placerade på den kortare långsidan, samt två serier av stålramar placerade på byggnadens kortsidor där trapphusen inte står.

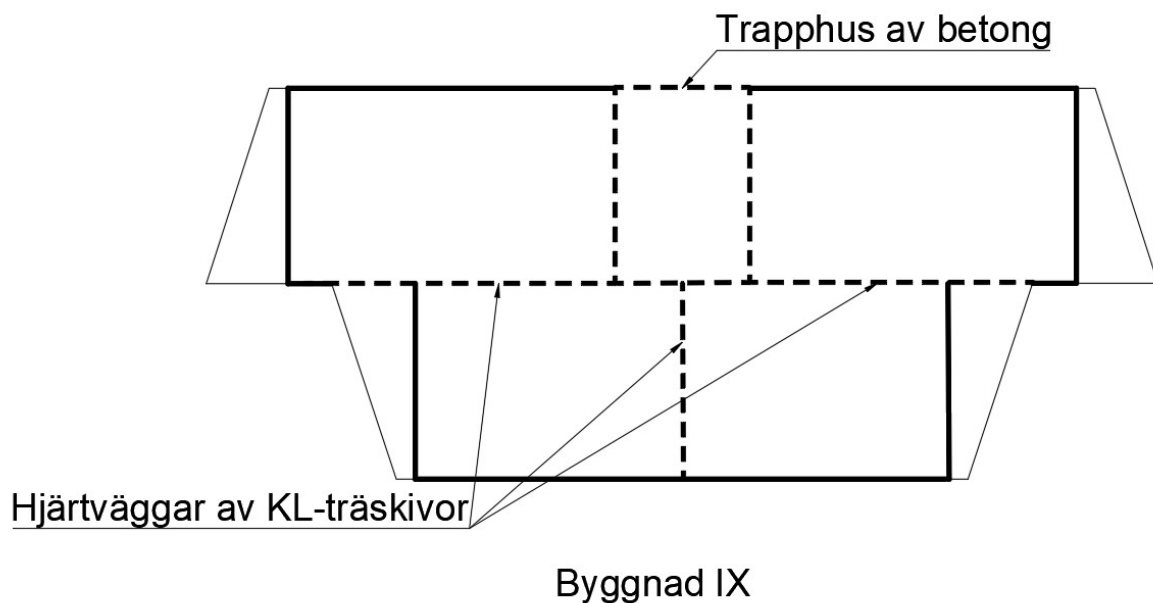


Figur 3.18: Planritning över typbjälklaget för byggnad VIII. De fetmarkerade linjerna visar byggnadens väggar, de streckade linjerna markerar horisontalstabiliserande delar och de svagare linjerna markerar balkongernas placering.

Då modell VII var ett extremfall för att undersöka effekter som uppstår av vridning är detta den modell som bör svara åt andra hållet, vridningen i denna byggnad bör vara väldigt liten. Även utböjningen bör vara liten men styvhetsmättet kan däremot bli lågt på grund av den stora materialmassan som det extra trapphuset ger.

3.3.3.9 Byggnad IX

Stabiliserande hjärtväggar, se Figur 3.19. För att undersöka vad som händer om man placerar de stomstabiliserande delarna mitt i huset istället för i byggnadens skal används denna modell. Hjärtväggar som tillverkas av KL-träskivor placeras som lägenhetsavskiljande delar och behöver därmed inte utformas med dörrhål och dylikt. Trapphuset är placerat i mitten av den längre långsidan, och materialvalet och håltagningarna för trapphuset är oförändrade jämfört med referenshuset. Det resterande horisontalstabiliserande systemet som tidigare placerats i ytterkanterna av huset är borttaget i denna modell, alltså utförs byggnadens horisontalstabilisering med hjälp av hjärtväggarna och trapphuset.

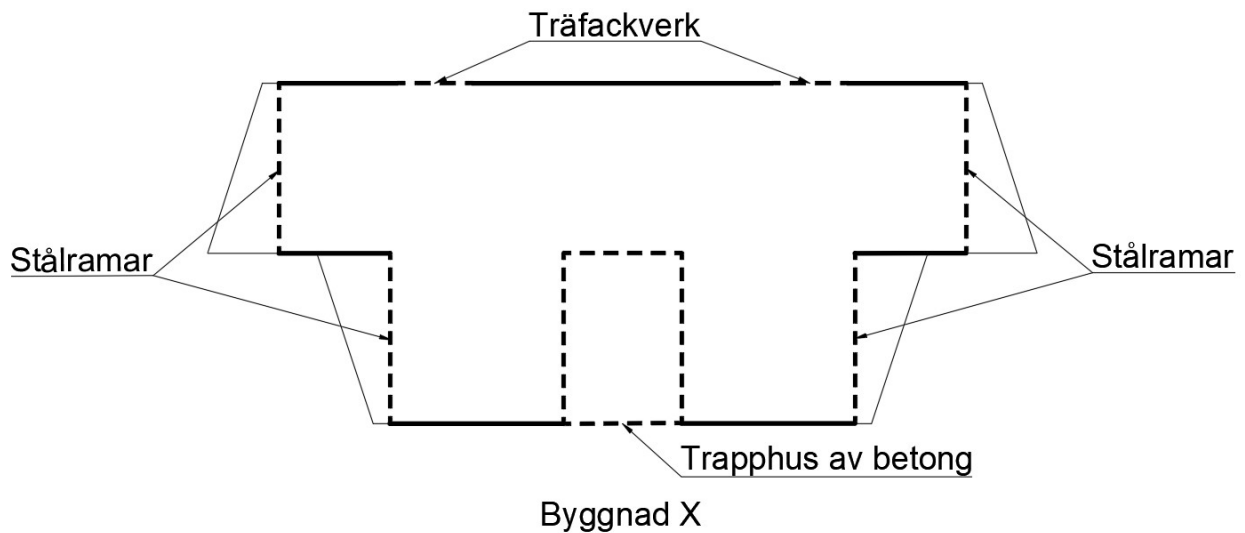


Figur 3.19: Planritning över tybjälklaget för byggnad IX. De fetmarkerade linjerna visar byggnadens väggar, de streckade linjerna markerar horisontalstabiliserande delar och de svagare linjerna markerar balkongernas placering.

Med denna modell är det intressanta att undersöka effekten av att placera det horisontalstabiliserande systemet där det är mer belastat vertikalt. Enligt litteraturstudier och intervjun bör denna modell ha relativt god stabilisering då tyngden som verkar på det stabiliserande systemet påverkar.

3.3.3.10 Byggnad X

Spegelvänt stabiliseringssystem, se Figur 3.20. Syftet med denna modell är att undersöka vad som händer om den styvaste stabiliserande delen placeras på husets kortare långsida. Trapphuset är alltså placerat på den kortare långsidan och jämfört med tidigare modeller är håltagningarna spegelvända. De olika materialen är oförändrade jämfört med referenshuset med stålramar, fackverk av trä och trapphus i betong. Stålramarnas placering är fortfarande på byggnadens kortsidor, men träfackverket är i denna modell placerad på byggnadens längre långsida.



Figur 3.20: Planritning över typbjälklaget för byggnad X. De fetmarkerade linjerna visar byggnadens väggar, de streckade linjerna markerar horisontalstabiliserande delar och de svagare linjerna markerar balkongernas placering.

Som tidigare nämnt är det intressant att undersöka hur byggnaden påverkas om den styvaste stabiliserande delen placeras på den andra sidan jämfört med tidigare fall. Det bör bli en liten förändring, men det är oklart hur stor förändringen kan bli.

4. Resultat och analys

I denna del analyseras de resultat som tagits fram genom undersökningarna som beskrevs i Kapitel 3. Efter att resultaten har presenterats kommer det att följa en diskussion om hur författarna har uppfattat resultatet och vad som kan ha påverkat dessa. Resultaten av undersökningarna från styvhetsfördelningen och bjälklagskassetterna är beroende av varandra och påverkar också beräkningarna för referenshuset och dess modeller. Därför rekommenderas läsaren att läsa igenom dessa två undersökningar noga.

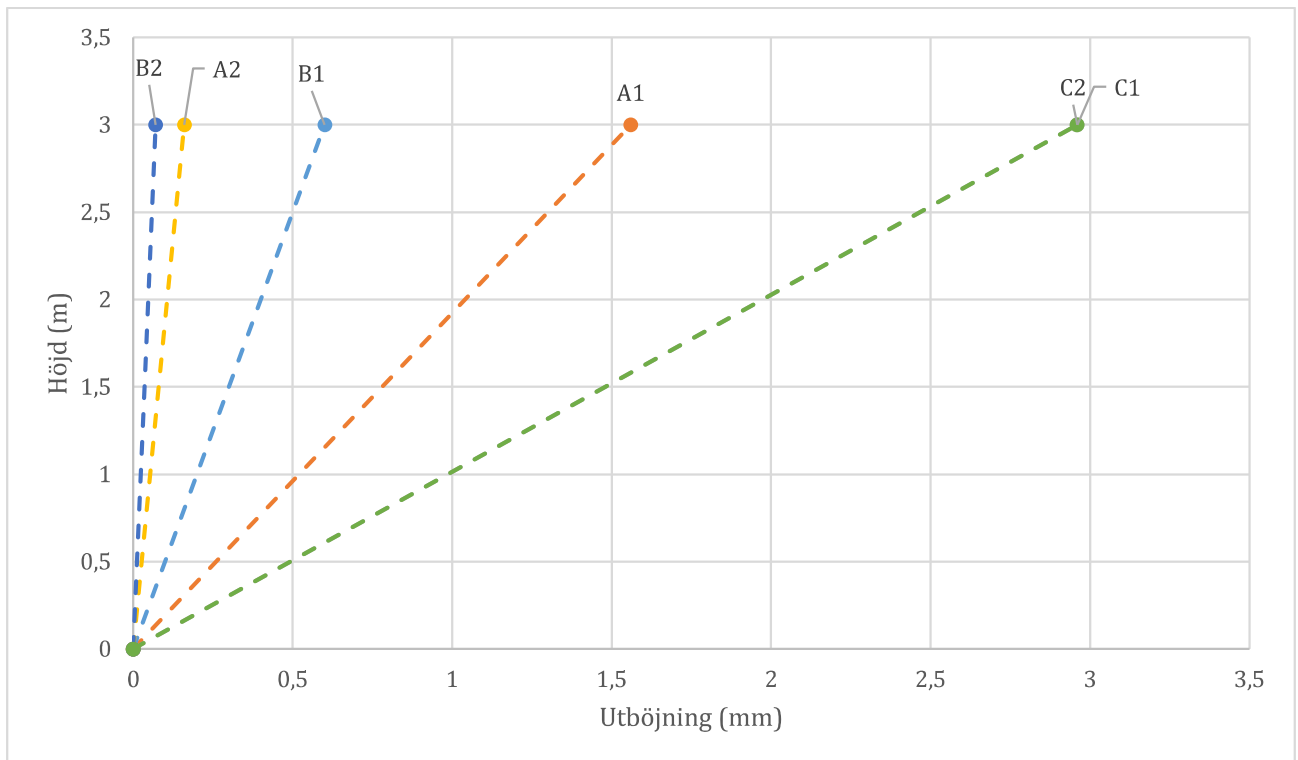
4.1 Testkonstruktioner

I Tabell 4.1 och Figurerna 4.1 - 4.4 redovisas resultatet från analyserna av testkonstruktionerna där testfallen kodats med en bokstav och en siffra enligt Tabell 3.2. Bokstaven i kodningen beskriver vilken stabiliseringsprincip som använts där A indikerar vindkryss, B indikerar skivor och C indikerar momentstyva knutpunkter. Siffran beskriver vilken serie av dimensionering som använts. I Serie 1 användes den *slimmade* metoden, i Serie 2 användes *lika dimensioner* och i Serie 3 användes *likadana våningar*.

I beräkningarna har alltså konstruktionerna först dimensionerats efter brottgränstillståndet och därefter har utböjningen undersökts enligt bruksgränstillståndet. Det kan innebära att konstruktionerna kan vara obrukbara ur komfortsynpunkt, men sett ur ett bärförmågeperspektiv kommer de att hålla. Alltså innebär det att när dimensioneringen utförs, säkerställs det endast att konstruktionerna inte går till brott.

Andra ordningens teori är inte beaktad i dessa beräkningar. Skulle detta fenomen beaktas så kan de dimensionerande lasteffekterna bli annorlunda i både brottsgränstillstånds- och bruksgränstillståndsberäkningarna. Alltså skulle dimensionerna i konstruktionerna och den horisontella utböjningen kunna bli större.

Den horisontella utböjningen i bjälklaget hos testkonstruktionerna i serie 1 och 2 visas med punkter i Figur 4.1. Konstruktionerna är alltså en våning höga och utböjningen som presenteras avser den horisontella utböjningen.



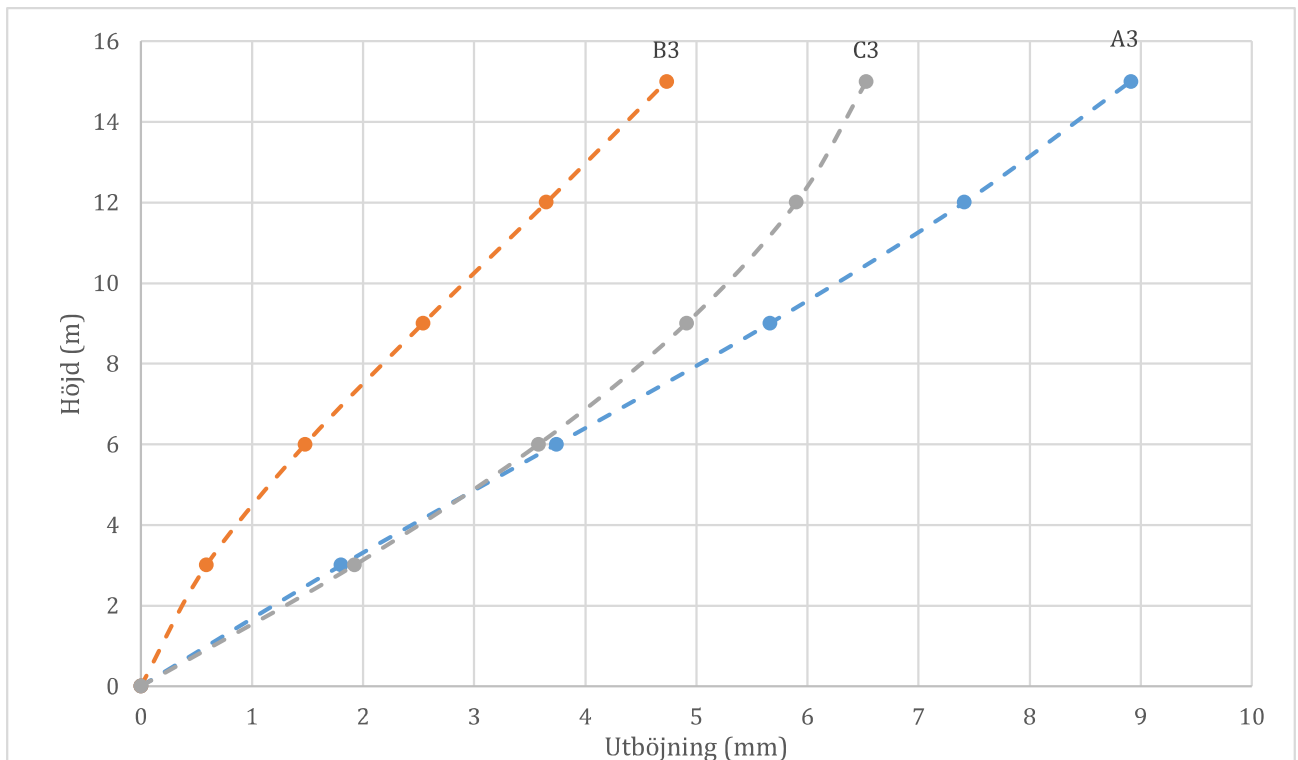
Figur 4.1: Utböjning för en våning höga testkonstruktioner. Notera att C1 och C2 är samma punkt då C1 användes som referens.

Resultaten i Figur 4.1 visar att testkonstruktionen då stabiliseringen sker med hjälp av skivor är det bästa alternativet med hänsyn till utböjning i båda serier. De konstruktioner som är sämst med hänsyn till horisontell utböjning i båda serier är de där momentstyva knutpunkter används som stabiliserande princip.

Resultaten visar att det är en märkbar skillnad mellan de olika konstruktionerna i den första serien, men i den andra är principen där snedstag används nästan lika bra som konstruktionen där skivor används. Det ska dock beaktas att KL-träskivornas utböjning i dessa serier kan antingen vara för höga, men de kan också visa ett för lågt resultat på grund av tvärsnittsuppbyggnaden. Som det tidigare nämndes i litteraturstudien är KL-träskivors hållfasthet beroende av tvärsnittets uppbyggnad och kan variera beroende på antalet lager eller lagrens tjocklek. Variationen i sig kan innebära att hållfastheten antingen är för hög eller låg i dessa beräkningar då tjockleken varierats från en befintlig skiva. Denna variation beaktades inte när de fiktiva skivorna skapades. Samma problem finns inte i de andra testkonstruktionerna då limträbalkars hållfasthet endast beror på träkvaliteten och tvärsnittsdimensionerna.

I dessa resultat måste det beaktas att kopplingarna som använts i modellen är svåra att åstadkomma i verkligheten. Det är omöjligt att skapa helt momentstyva punkter i verkligheten, för det finns alltid en viss eftergivlighet som inte beaktats i undersökningarna. Detta innebär att de utböjningar som resultatet visar kan vara för låga jämfört med verkliga konstruktioner, särskilt för fallet fast inspända pelare.

För serie 3 presenteras resultatet med värden på utböjningen i varje bjälklag i Figur 4.2. Konstruktionerna har fem våningar med våningshöjden 3 m och värdena avser, precis som i Figur 4.1, den horisontella utböjningen.



Figur 4.2: Utböjning för fem våningar höga testkonstruktioner.

Resultaten i Figur 4.2 visar att testkonstruktion B3 har en mindre utböjning än de andra konstruktionerna på en högre höjd. Alltså har konstruktionen med skivor en lägre utböjning och konstruktionen med vindkryss har störst utböjning.

Resultaten visar också att i den första våningen så är utböjningen mindre i konstruktionen med vindkryss jämfört med då momentstyva knutpunkter används. Att utböjningen därefter är mindre i konstruktionen som använder momentstyva knutpunkter jämfört med då vindkryss används kan bero på dimensioneringen av testkonstruktionerna. De första undersökningarna avsåg endast en våning, vilket innebar att alla konstruktioner dimensionerades för att hantera en vertikal egentyngd och en mindre horisontell linjelast på 20 kN/m. I Serie 3 tillkom fyra våningar till vilket innebar en större vertikal last och fler linjelaster, som innebär större dimensioner då dimensionerna på alla våningar skulle vara lika stora. För att konstruktionen med momentstyva knutpunkter skulle klara av att hantera lasterna utan att gå till brott blev dimensionerna väldigt stora, nämligen 525x525 mm². De stora dimensionerna kan då innebära en större styvhet mot horisontella deformationer, speciellt på de övre våningarna som inte är lika hårt belastade.

I beräkningarna har håltagningar inte heller beaktats, vilket påverkar konstruktionerna med skivor till större del. Den enda konstruktion som håltagningar inte påverkar är då momentstyva

knutpunkter används. Mindre håltagningar kan göras i väggar som stabiliseras med vindkryss, utan att påverka stabiliseringen. Dock krävs det då att håltagningarna inte korsar snedstagen.

I Tabell 4.1 redovisas resultatet för styvhetsmättet, S , enligt (16), som beror på massan i det bärande systemet bortsett från bjälklaget och den maximala horisontella utböjningen i det översta bjälklaget. Alltså bortses också i dessa beräkningar från den vertikala deformationen.

Tabell 4.1: Massa och utböjning hos testkonstruktionerna.

Testfall	Massa, m ($\cdot 10^3$ kg)	Utböjning, u ($\cdot 10^{-3}$ m)	Styvhetsmätt, S ($\cdot 10^{-3} \cdot (\text{m} \cdot \text{kg})^{-1}$)
A1	0,1	1,6	4451,6
B1	0,4	0,6	4629,6
C1	0,5	3,0	721,9
A2	1,4	0,2	4538,9
B2	3,4	0,1	4177,1
C2	0,5	3,0	721,9
A3	3,7	8,9	30,5
B3	16,1	4,7	13,1
C3	7,9	6,5	19,3

Vid analys av resultatet går det att utläsa att testkonstruktionen med skivor som stabiliserande princip har i Serie 1 det största värdet på S . För Serie 2 och Serie 3 är det konstruktionen med vindkryss. Detta betyder generellt att utböjning i förhållande till använd materialmassa är vindkryss den bästa principen att använda.

Resultatet visar att konstruktionerna med vindkryss och skivor beter sig på olika sätt vid jämförelse av hur styvhetsmättet förändras i Serie 1 och Serie 2. Konstruktionen med vindkryss får ett större värde på styvhetsmättet, respektive blir styvhetsmättet lägre för konstruktionen med skivor mellan de två testserierna. Alltså blir vindkryssen bättre på att stabilisera med hänsyn till vikt jämfört med skivorna, trots att utböjningen är mindre i konstruktionen med skivor. Det är ett tecken på att det finns en gräns där skivor stabiliserar sämre med hänsyn till den använda materialmassan, och vindkryss då stabiliserar bättre med hänsyn till använd materialmassan. Det kan även förklara varför konstruktionen med skivor har det lägsta styvhetsmättet i Serie 3, då även momentstyva knutpunkter stabiliserar bättre med hänsyn till använd materialmassa. Trots att utböjningen är mindre så används det för mycket massa så styvhetsvärdet påverkas negativt.

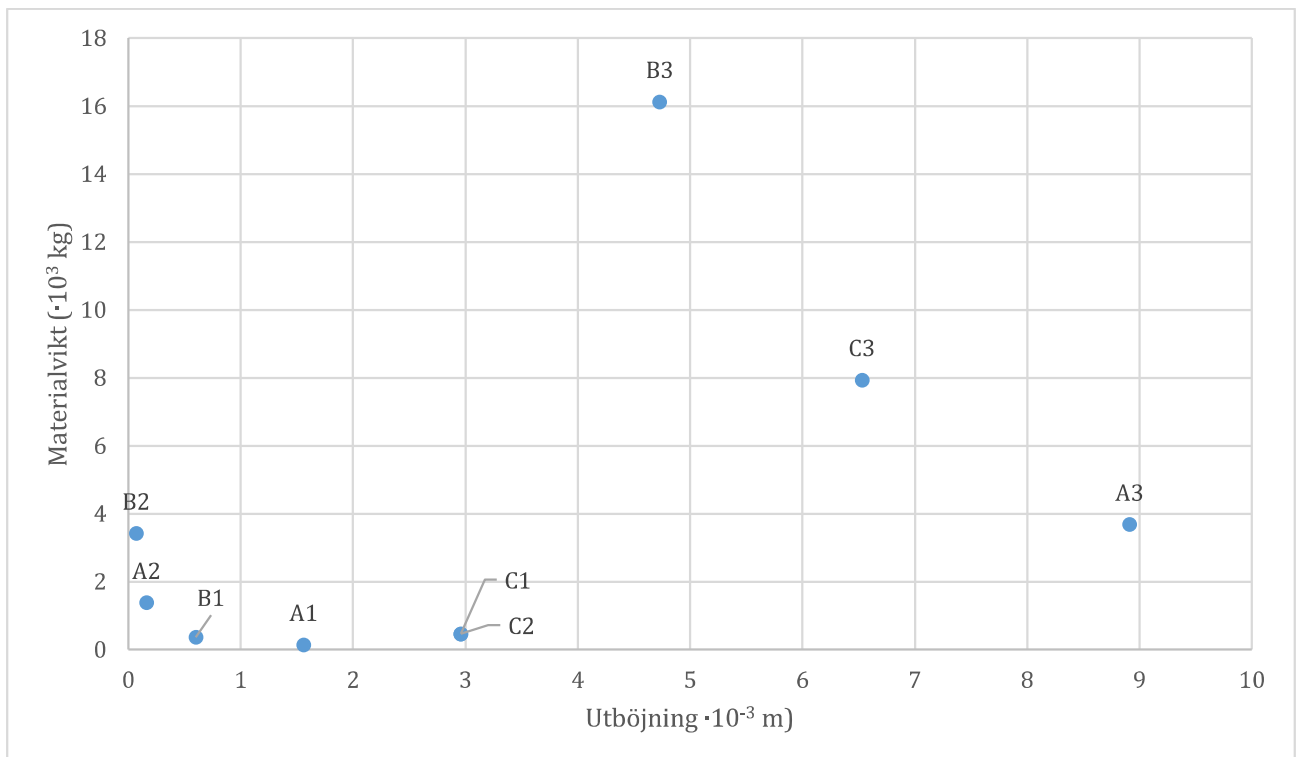
Trots att utböjningen är större i den konstruktion som stabiliseras med vindkryss jämfört med då momentstyva knutpunkter används, så är styvhetsmättet större för vindkryssen. Det är ett tecken

på att trots att utböjningen är större så stabiliserar konstruktionen med vindkryss bättre i förhållande till materialmassan. Den använda materialmassan är mindre än hälften så stor, och utböjningen är omkring en tredjedel större i jämförelse av de två.

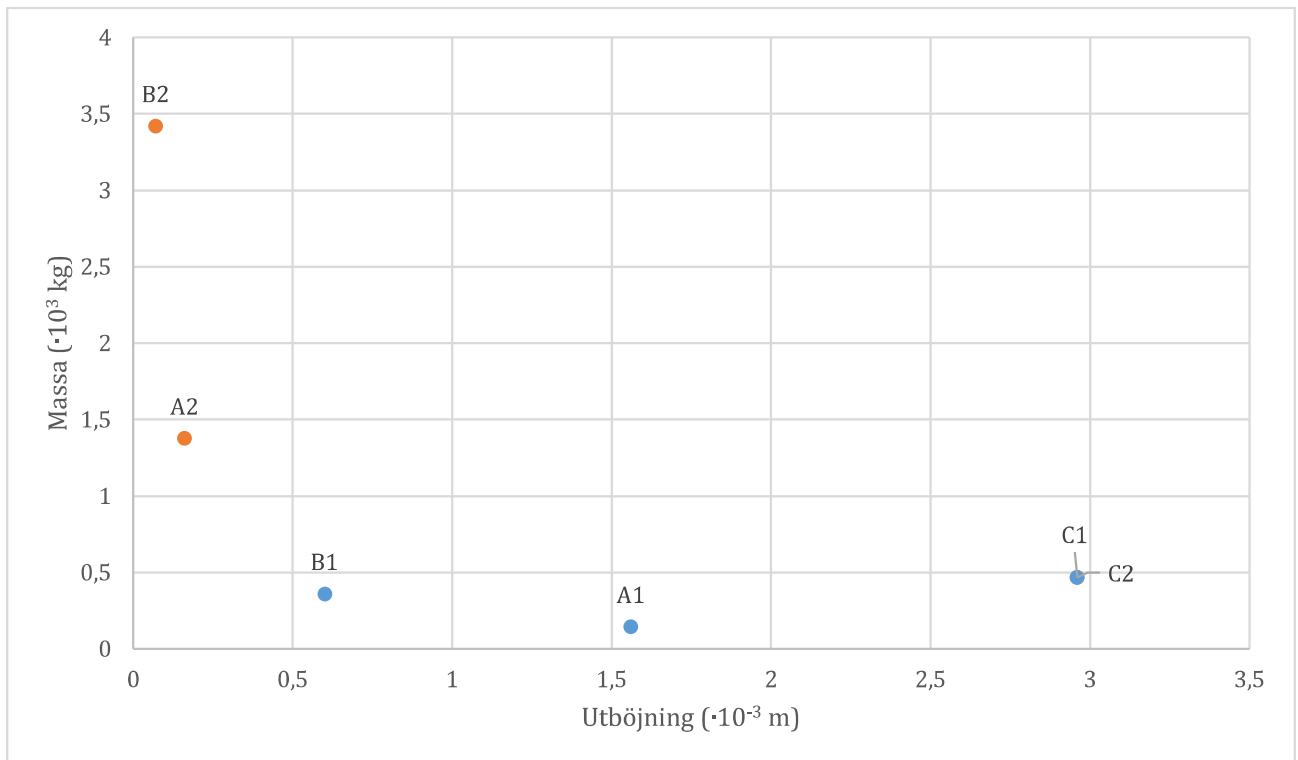
Skillnaderna som uppstår i styvhetsmättet i de olika serierna är ett tecken på att utformningen av de stabiliserande delarna påverkar. Skivor är den princip som har minst utböjning i alla fall, men vid en viss punkt av använd materialmassa stabiliserar det sämre med hänsyn till använd vikt. Då detta sker blir vindkryss som stabiliserande princip bättre sett till hur mycket material som används.

I Figur 4.3 och Figur 4.4 redovisas det använda materialet i förhållande till utböjning. Detta visar ungefär samma sak som Tabell 4.1, skillnaden är att i figurerna visualiseras värdena istället för lättare jämförelse. Enligt dessa diagram är det mest fördelaktigt att vara nära origo, då det motsvarar låg materialvikt och liten utböjning. Det innebär att dessa diagram kan användas för beslutsfattande. Antingen kan det anses att utböjning inte är lika viktigt som att hålla nere kostnader, det innebär att punkten helst ska ligga så lågt som möjligt. Alternativt är utböjningen det viktiga att kontrollera, då ska punkten helst ligga till vänster i området.

Figur 4.4 är ett mer detaljerat diagram som visar jämförelsen för serie 1 och serie 2.



Figur 4.3: Utböjning i förhållande till de stabiliserande enheternas materialvikt testkonstruktionerna.



Figur 4.4: Mer detaljerad figur som visar utböjning i förhållande till de stabiliserande enheternas materialvikt för en våning höga testkonstruktioner. Notera att C1 och C2 är samma punkt då C1 användes som referens för dimensionering i serie 2.

Som tidigare nämnt är punkterna närmast origo de mest fördelaktiga, de har en mindre utböjning och en mindre materialmassa i jämförelse med de andra värdena. Detta resultat visar att konstruktionen med skivor är bäst i Serie 1 och i Serie 2 är det konstruktionen med vindkryss som ligger närmast origo. Det ska dock beaktas att detta gäller för denna skala i y - och x -axeln, ändras skalan där ändras även punkterna. I serie 3 är det konstruktionen med momentstyva knutpunkter som är den konstruktion som ligger närmast origo. De andra konstruktionerna har då antingen mer utböjning eller mer använd materialmassa.

Som tidigare nämnt går det alltså att använda Figur 4.4 och Figur 4.3 för att grunda beslut i olika konstruktioner. Till exempel går det att använda Figur 4.3 för att besluta vilken stabiliseringsprincip som blir mest fördelaktig ur egna synpunkter för en konstruktion på fem våningar. Antingen är komforten det viktigaste och kostnader kommer i andra hand, då kan konstruktionen med skivor vara bäst. Eller så är det tvärtom och att hålla nere kostnader är det viktiga, vilket innebär att konstruktionen med vindkryss är bättre, trots att utböjningen är större.

4.2 Referenshus

I följande tabeller och diagram kommer resultatet från de olika beräkningarna att presenteras. I Tabell 4.2 definieras beteckningar för de olika beräkningarna med hänsyn till byggnad och vindriktning.

Tabell 4.2: Förklaring av beteckningar, siffran anger vilken modell som avses och bokstaven tillsammans med tecknet anger riktning på lasten.

Modell	Vindriktning		
	Y+	Y-	X+
Byggnad I	I y ⁺	I y ⁻	I x ⁺
Byggnad II	II y ⁺	II y ⁻	II x ⁺
Byggnad III	III y ⁺	III y ⁻	III x ⁺
Byggnad IV	IV y ⁺	IV y ⁻	IV x ⁺
Byggnad V	V y ⁺	V y ⁻	V x ⁺
Byggnad VI	VI y ⁺	VI y ⁻	VI x ⁺
Byggnad VII	VII y ⁺	VII y ⁻	VII x ⁺
Byggnad VIII	VIII y ⁺	VIII y ⁻	VIII x ⁺
Byggnad IX	IX y ⁺	IX y ⁻	IX x ⁺
Byggnad X	X y ⁺	X y ⁻	X x ⁺

4.2.1 Intervju

Hur stabiliseringen skulle fungera i byggnaden tänktes enligt konstruktören inte igenom noga från början utan det var något som kom in senare i projekteringen. Det gjorde att planlösningen inte var optimal sett till stabilisering av en träbyggnad. Grundläggningen för huset var problematisk. En av lösningarna enligt konstruktören hade varit att påla som en del andra närliggande byggnader hade gjort. En annan lösning på grundläggningsproblemen hade varit att göra en kallare av platsgjuten betong som på ett bättre sätt hade kunnat fördela lasterna till marken. Dock kom konstruktören in i projektet för sent för att detta skulle vara ett alternativ och istället blev ett stort grundfundament den slutgiltiga lösningen.

I gavlarna av huset där balkongerna finns var det tvunget att placera öppningar för balkongdörrar och fönster. Detta ledde till att stålramar användes istället för andra alternativ som hade kunnat vara fackverk av trä. Konstruktörerna från WSP insåg ganska tidigt när de kom in i projektet att det fanns brister i konstruktionen. Bland annat att betongtrapphuset skulle bli mycket styvare än stålramarna så det skulle få ta större delen av lasten och eftersom trapphuset ligger excentriskt antog konstruktörerna att det skulle bli problem med lyft. Detta kan antingen lösas genom

förankring eller stora betongfundament. Här blev lösningen fundament, även för stålramarna och träfackverken.

Ett annat problem som också är vanligt i andra typer av konstruktioner är att de stabiliserande delarna placeras ute vid gavlar eller hörn för att de passar bäst in i planlösningen där. Problemet med detta är att de inte får så mycket vikt på sig och därför uppstår problem med lyft. Detta är extra relevant för trähus som är lätta i sig. Hade konstruktören själv fått bestämma skulle de jobba mer med trä för de stabiliserande delarna, detta för att få en mer enhetlig byggnad. Enligt konstruktören hade de kunnat lösa stabiliseringen med hjälp av KL-trä.¹

4.2.2 Undersökning av styvhetsförhållande

För undersökningen som beskrevs i 3.3.1 av hur styvhetsförhållandet mellan bjälklag och de olika stabiliserande väggarna redovisas resultatet i Tabell 4.3. Detta resultat är intressant för att ta reda på hur lastfördelningen i byggnaden kan förväntas bli. Genom att interpolera värdet av konstanten k för stöd A har konstanten C beräknats. Beräkningarna finns i bilaga E.

Tabell 4.3: Beräkning av konstanten C för fyra olika stabiliseringskonstruktioner

Stabiliserande del	R_A (kN)	R_B (kN)	C
	k (-)	k (-)	
Snedstag av trä	25,5	36,1	39
	0,62	0,88	
Skivor av KL-trä	22,54	39,2	17
	0,55	0,96	
Skivor av betong	19,9	41,7	7
	0,49	1,02	
Ramar av stål	28,9	32,7	>100
	0,70	0,80	

Resultatet av beräkningarna visar hur bjälklaget kan antas vara i jämförelse med de stabiliserande väggarna som finns i referenshuset. Med hänsyn till snedstag av trä och skivor av KL-trä kan bjälklaget ses som någonting mellan en styv eller ungefär lika styv skiva i jämförelse med väggarna. Jämfört med väggarna av betong är däremot bjälklaget lite vekare. Enda gången som bjälklaget kan ses som en styv skiva är vid jämförelse med ramar av stål. Alltså betyder detta att

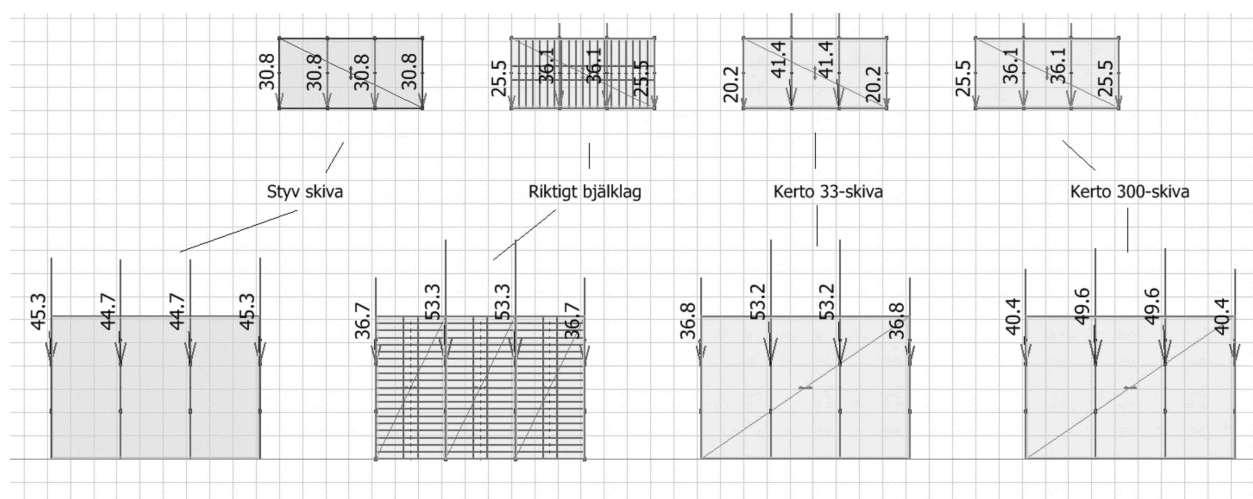
¹ Muntlig intervju med konstruktör WSP Göteborg. 2019-04-24

lastfördelningen i konstruktionen kommer att variera beroende på väggarna. Om möjligt bör därför det verkliga bjälklaget användas då styvheten i bjälklagskassetterna gör att lastfördelningen varierar.

Det finns några parametrar som kan påverka så att resultatet blir annorlunda i jämförelse med verkligheten. Dels anses knutpunkterna sakna eftergivlighet när de olika delarna kopplas till varandra, dels kan materialegenskaperna vara annorlunda mellan beräkningarna som gjorts i programmet och i det verkliga bjälklaget.

4.2.3 Undersökning av bjälklagskassetter

I denna del presenteras resultatet för undersökningen av bjälklagskassetter som gjorts enligt metoden presenterad i 3.3.2. Som tidigare sagt var anledningen till denna undersökning att den verkliga uppbyggnaden av bjälklaget inte fungerade att använda i modellerna på grund av att filerna blev för stora. Tre förenklade bjälklag undersöktes därför och jämfördes med det riktiga för att se om ett ekvivalent bjälklag gick att få fram som har samma egenskaper som det riktiga. Resultatet av lastfördelningen i de olika skivorna och bjälklagskassetterna presenteras i Figur 4.5 och Tabell 4.4.



Figur 4.5: Bjälklagets lastfördelning vid stabilisering med snedstag av trä med en last på 10 kN/m.

Värdet för konstanten C har beräknats och interpolerats med hjälp av konstanten k och beräkningarna finns redovisade i bilaga E.

Tabell 4.4: Lastfördelningsvärden för de olika bjälklagen.

Bjälklag	Riktning Y			Riktning X		
	R_A (kN)	R_B (kN)	C	R_A (kN)	R_B (kN)	C
	k (-)	k (-)		k (-)	k (-)	
Styvt	30,8	30,8	>100	45,3	44,7	>100
	0,75	0,75		0,76	0,75	
Verkligt bjälklag	25,5	36,1	39	36,7	53,3	30
	0,62	0,88		0,61	0,89	
Kerto 33-skiva	20,2	41,4	7	36,8	53,2	30
	0,49	1,01		0,61	0,89	
Kerto 300-skiva	25,5	36,1	39	40,4	49,6	83
	0,62	0,88		0,67	0,83	

Det är inget bjälklag som helt överensstämmer med det riktiga med hänsyn till lastfördelning. Kerto 300-skivan överensstämmer när skivan belastas i riktning Y men är för styv i riktning X. Kerto 33-skivan överensstämmer istället för riktning X men är däremot för vek i riktning Y.

I Tabell 4.5 redovisas resultatet då den horisontella utböjningen för konstruktionerna undersöks. Utböjningen är varierande och inte heller här är det något av bjälklagen som överensstämmer med det riktiga.

Tabell 4.5: Horisontell utböjning hos de olika bjälklagen i Y-riktning respektive X-riktning

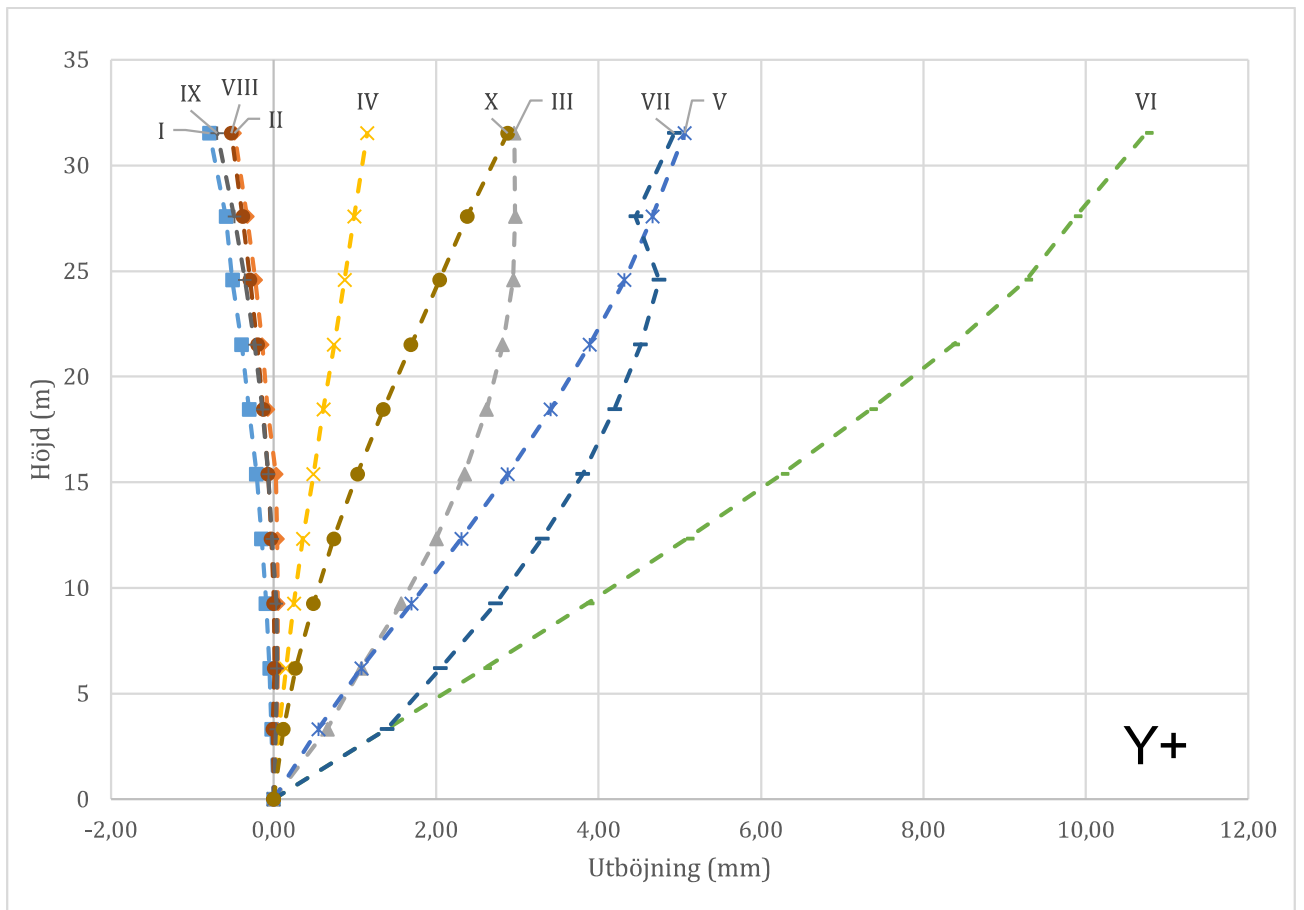
Bjälklag	Utböjning, u , (mm) Y-led	Utböjning, u , (mm) X-led
Styvt	0,61	0,88
Verkligt bjälklag	1,65	2,93
Kerto 33-skiva	2,17	3,97
Kerto 300-skiva	0,94	1,53

Resultaten visar att det är svårt att hitta ett förenklat bjälklag som är ekvivalent med det riktiga. För detta krävs det mer noggranna undersökningar. Därför krävdes det en förenkling av bjälklaget, då inget utav de framtagna alternativen är helt rätt. Som det tidigare skrivits beslutades det att det styva bjälklaget skulle användas i undersökningen då det är varierande styvhet för de stabiliserande delarna och med en styv skiva fördelas lasten i förhållande till de stabiliserande delarnas styvhet. Till skillnad från då bjälklaget har lika styvhet som de stabiliserande delarna, då lastfördelningen är i förhållande till delens andel av den vindutsatta ytan. Detta gör att när betongtrapphus används tillsammans med styvt bjälklag får det en större del av lasten än vid det riktiga bjälklaget. De övriga delarna får därmed en mindre last vid styv skiva än med det riktiga. Samma sak gäller för andra modeller där den styvaste delen får mest last och övriga mindre last. Detta gör att de styvaste delarna kan överdimensioneras i jämförelse med den last de i verkligheten utsätts för och tvärtom för de vekaste delarna, de underdimensioneras.

4.2.4 Utböjning för modell I-X

Resultaten för den största horisontella utböjningen på varje plan presenteras i Figur 4.6, Figur 4.7 och Figur 4.8. Den använda lastkombinationen är *frekvent*, som innebär att vindlasten reduceras. De tre olika figurerna representerar de tre olika riktningarna för vindlasten. Resultatet av utböjningen avser den största horisontella utböjningen som sker på varje våning, alltså bortses den vertikala deformationen.

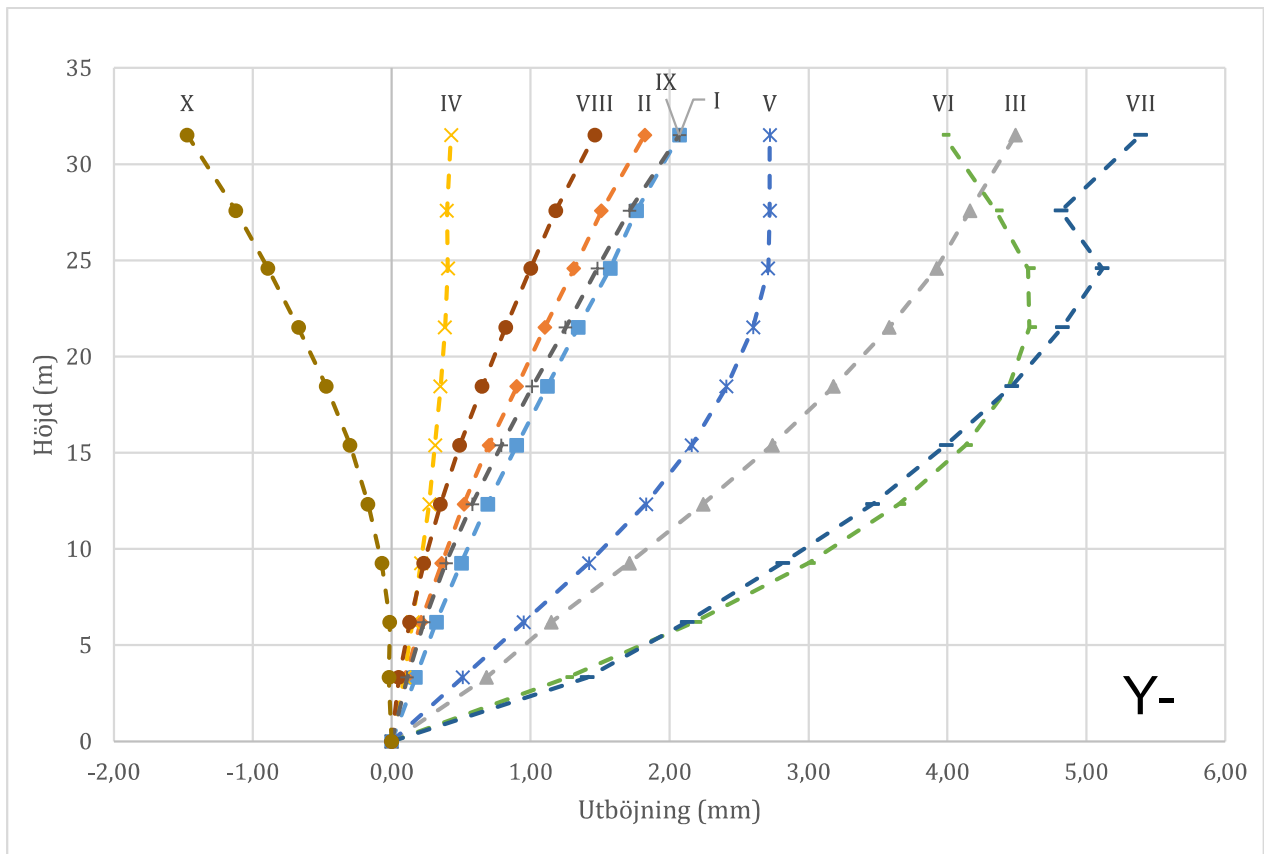
Figur 4.6, som är resultaten från vindriktningen Y+, visar att Byggnad VI är den modell som ger störst utböjning. Detta är modellen med pelar-balksystem tillverkat av limträ och därmed utan ett stabiliserande trapphus. Den modell med positiv och minst utböjning är Byggnad IV, där trapphuset är placerat helt i centrum av byggnaden. Det som menas med positiv utböjning är att byggnaden böjer ut i samma riktning som den horisontella lasten verkar i.



Figur 4.6: Diagram över den största horisontella utböjningen som uppstår i varje våningsplan då lasten verkar i riktningen Y^+ . I dessa beräkningar används frekvent lastkombination. Markeringarna längst upp visar vilken modell som använts för den specifika kurvan.

Resultatet av utböjning i vindriktningen Y^+ visar att Byggnad I, Byggnad II, Byggnad VIII och Byggnad IX är de modeller som ger lägst utböjning, men det är också en negativ utböjning. Alltså böjer modellen ut mot den horisontella lasten riktning. En förklaring till detta fenomen presenteras efter genomgången av resultatet för utböjningarna, alltså i 4.2.4.1. Resultatet i Figur 4.6 visar också att det uppstår en diskontinuitet på den tionde våningen i modell VII y^+ , där utböjningen blir mindre i jämförelse med den åttonde och nionde våningen. Även detta kommer att förklaras i 4.2.4.1.

Figur 4.7 visar resultaten av den maximala horisontella utböjningen då den horisontella lasten verkar i riktningen Y^- . Notera att X-axeln i denna figur är mindre jämfört med Figur 4.6.



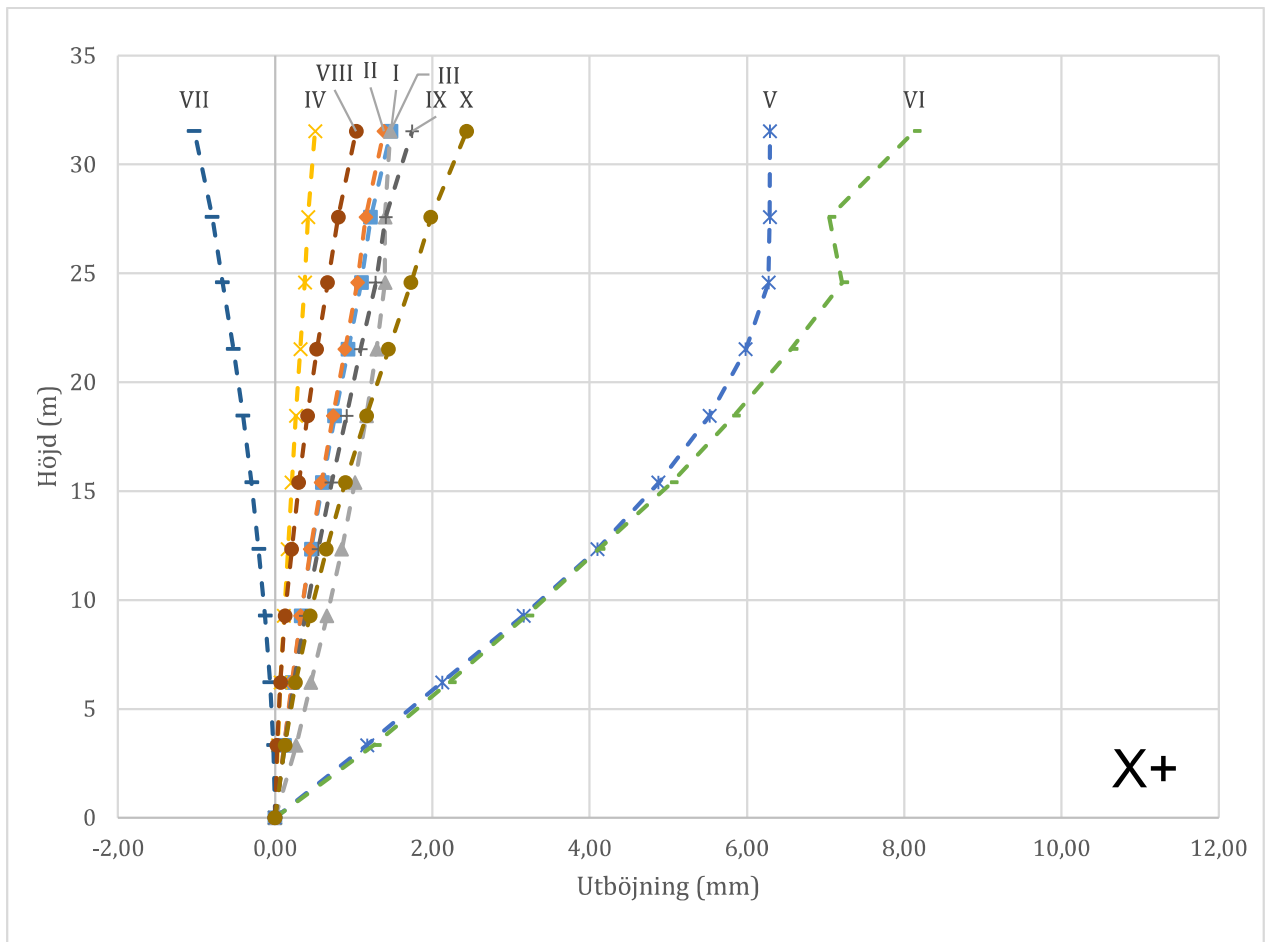
Figur 4.7: Diagram över den största horisontella utböjningen som uppstår i varje våningsplan då lasten verkar i riktningen Y-. I dessa beräkningar används frekvent lastkombination. Markeringarna längst upp visar vilken modell som använts för den specifika kurvan.

Precis som i Figur 4.6 visar resultatet att den minsta horisontella utböjningen sker i Byggnad IV även när lasten riktas enligt Y-. Däremot visar resultatet att den horisontella utböjningen är som störst i Byggnad VII, trots att den maximala horisontella utböjningen nästan är samma då lastens riktning ändrats till skillnad från de andra modellerna.

Resultatet visar att för denna vindriktning är det Byggnad X som har en negativ utböjning och de andra modellerna som tidigare hade en negativ utböjning är nu istället positiva. Detta innebär att modellens horisontella utböjning går i samma riktning i både Y+ och Y-, men storleken på denna utböjning varierar. Att Byggnad X har en sådan utböjning är troligtvis av samma anledning som för de negativa utböjningarna i riktningen Y+. Byggnad VII har även i denna riktning en likadan diskontinuitet som då byggnaden belastades enligt Y+.

Resultatet i Figur 4.7 visar att utböjningarna i Byggnad III, Byggnad IV, Byggnad V och Byggnad VI varierar jämfört med resultatet som presenteras i Figur 4.6. Förklaringen till att utböjningarna i dessa modeller varierar kan även de ha samma orsak som de negativa utböjningarna, alltså presenteras förklaringen i 4.2.4.1.

Figur 4.8 visar resultaten för den horisontella utböjningen i vindriktningen X+. Notera att X-axeln i denna figur är lika stor som i Figur 4.6.



Figur 4.8: Diagram över den största horisontella utböjningen som uppstår i varje våningsplan då lasten verkar i riktningen $X+$. I dessa beräkningar används frekvent lastkombination. Markeringarna längst upp visar vilken modell som använts för den specifika kurvan.

Resultatet i Figur 4.8 visar att även i denna riktning har Byggnad IV, vilket är byggnaden med centralt placerat trapphus, den lägsta horisontella utböjningen. Den modell som ger störst horisontell utböjning är Byggnad VI, som också hade störst horisontell utböjning då lasten riktades enligt $Y+$.

Figur 4.8 visar att för denna riktning har Byggnad VII, modellen med trapphuset i ett hörn på den längre långsidan, en negativ utböjning i förhållande med vindens riktning. Som tidigare sagt kommer anledningen presenteras i 4.2.4.1 tillsammans med de tidigare negativa resultaten. Notera även att diskontinuiteten som tidigare funnits i Byggnad VII inte visas i resultatet då lasten riktas enligt $X+$, däremot har Byggnad VI samma sorts diskontinuitet.

Som tidigare nämnt skiljer resultaten för den största horisontella utböjningen sig från verkligheten på grund av gjorda förenklingar. Dels påverkas den horisontella utböjningen av att bjälklaget ses som väldigt styvt i förhållande till väggarna. Detta ger en jämnare lastfördelning och ett sorts medelvärde på den horisontella utböjningen. Dessutom anses alla infästningar vara väldigt styva och sakna eftergivlighet, vilket ger ett lägre värde på utböjningen.

Enligt de gamla konstruktionsreglerna är maximal tillåten utböjning antingen $h/500$ eller $h/300$ beroende på vad som beaktas. $h/500$ är då mer krävande och för en byggnadshöjd på ungefär 31 m innebär det att utböjningen maximalt får vara cirka 62 mm. Alltså är ingen av modellerna i närheten av att inte klara av detta gamla krav. Trots detta innebär det inte att konstruktionen är godkänd med hänsyn till accepterade värden gällande acceleration och frekvens. Då lättare byggnadsmaterial används innebär det att byggnader lättare kommer i svängning vilket kan orsaka obehag för brukare av en byggnad. Accelerationen är en av de aspekter som bör undersökas för att kontrollera om byggnaden är brukbar eller inte genom att utföra beräkningar som inte genomförts i detta arbete.

Skillnaden i utböjningen mellan de olika riktningarna är generellt stor för varje modell, förutom för byggnad IV där utböjningsskillnaden mellan de olika riktningarna är liten. För byggnad IV är skillnaden mellan den största och minsta utböjningen mindre än 0,5 mm på den nionde våningen. På samma våning är den största skillnaden för de andra modellerna 1,2 - 7,1 mm.

Det ska beaktas att dimensioneringen som utförts i de modifieringar av referenshuset som gjorts har blivit utförda likt metoden som presenteras för testkonstruktionerna. Alltså att de delar som inte finns i referenshuset sen tidigare har dimensionerats enligt brottgränstillstånd med en nyttjandegrad på ungefär 90:100 %. Dock klarar inte alla skivor i Byggnad III dimensioneringen enligt brottgränstillståndet. Utnyttjandegraden för två av skivorna är 101 respektive 103 %. Anledningen är att det inte finns större dimensioner på KL-träskivor i programmet. Lastfördelningen med styva bjälklag gör dock att trapphuset får mer last än om det verkliga bjälklaget skulle använts. Därför antas de klara brottgränstillståndet vid dimensionering med det verkliga bjälklaget.

En jämförelse av de olika konstruktionerna som är helt tillverkade av trä visar att Byggnad III är den konstruktion som får lägst utböjning. Detta kan dock grundas i att skivorna som används i trapphuset för Byggnad III är väldigt tjocka i jämförelse med de skivor som används i Byggnad V. Pelar-balksystemet av limträbalkar är enligt resultaten det vekaste alternativet med hänsyn till den horisontella utböjningen.

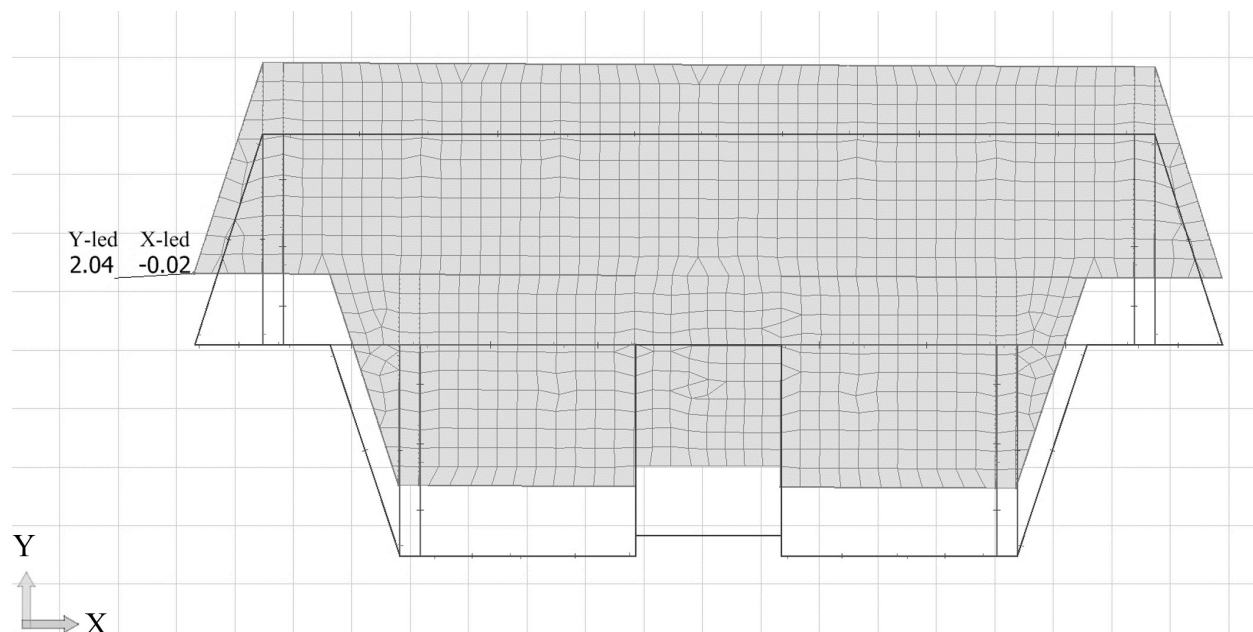
Enligt resultaten har Byggnad II mindre horisontell utböjning jämfört med Byggnad I. Den enda skillnaden mellan dessa två modeller, gällande horisontalstabilisering, är att trapphuset är placerat mer centriskt i Byggnad II. Alltså är övriga horisontalstabiliserande delar exakt likadana och placerade på samma ställen i de två olika modellerna.

4.2.4.1 Udda resultat för utböjning

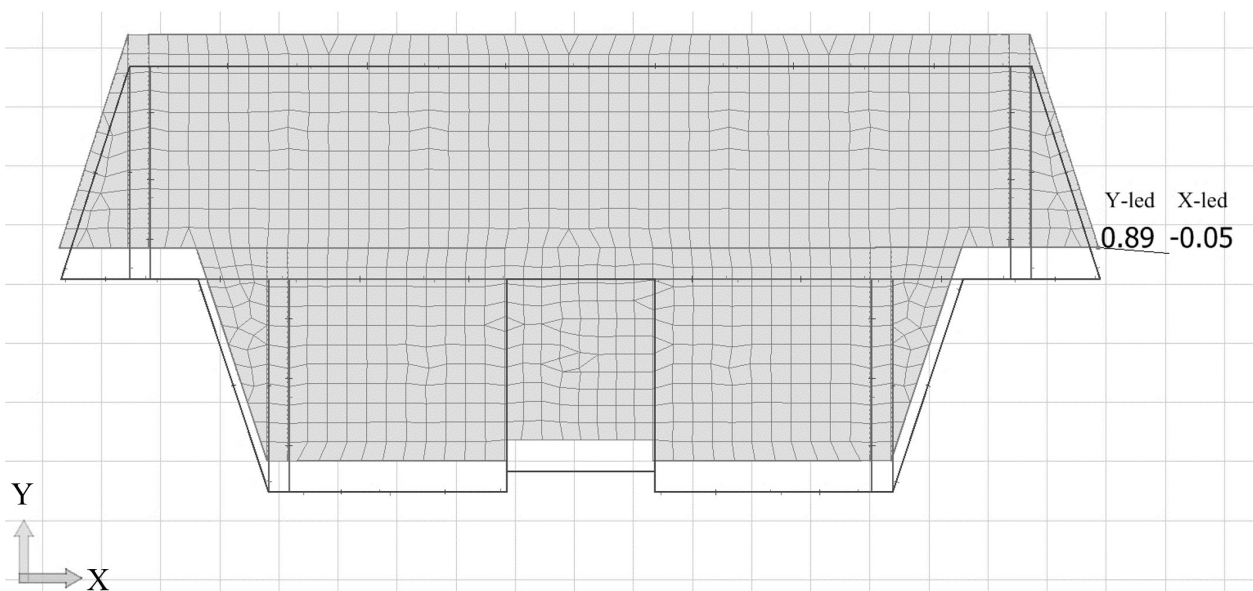
Enligt de olika resultaten har testerna I y^+ , II y^+ , VIII y^+ , IX y^+ , X y^- och VII x^+ en negativ utböjning, och dessutom skiljer sig värdet märkbart i riktningen Y^+ och Y^- i bland annat Byggnad III, Byggnad IV och Byggnad V. Efter att ha gjort några tester visade det sig att den troliga anledningen till skillnaderna i den horisontella utböjningen är bland annat de förenklingar som gjorts och placeringen av den stabilaste byggnadsdelen.

I Figur 4.9, Figur 4.10 och Figur 4.11 visas den horisontella utböjningen som uppstår på den nionde våningen för Byggnad X i olika lastfall. I Figur 4.9 presenteras utböjningen då byggnaden belastas enligt Y^+ , då den horisontella utböjningen var som störst enligt resultatet. I Figur 4.10 presenteras värdet på den horisontella utböjningen då modellen belastas i riktningen Y^- , den riktning som

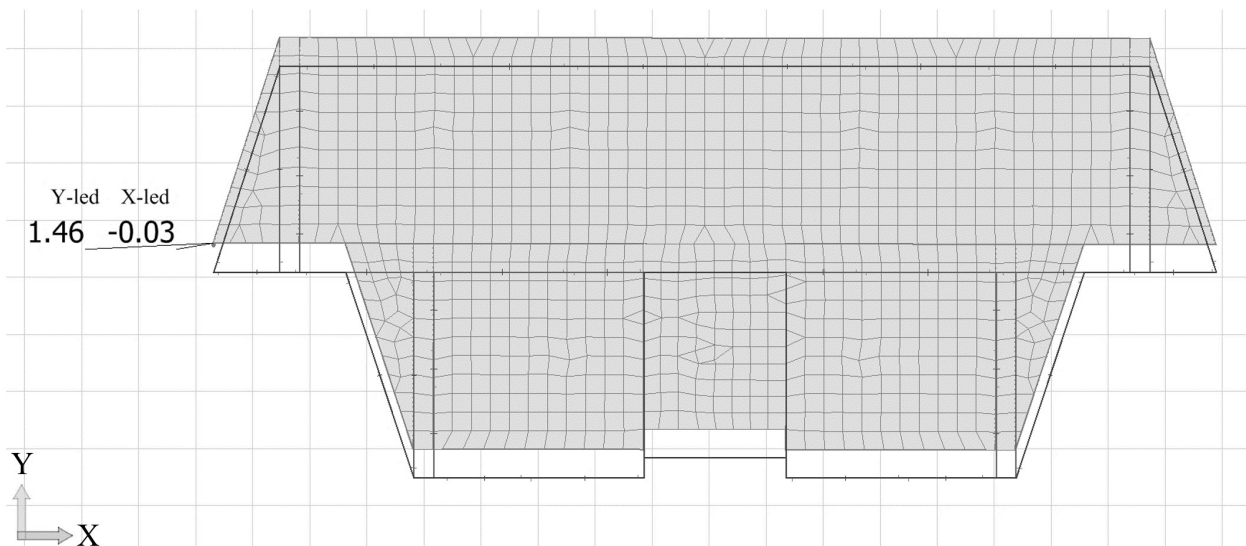
modellen hade en negativ utbökning enligt resultatet. I Figur 4.11 presenteras den horisontella utbökning som uppstår då endast egentvngd är det som belastar byggnaden, det finns alltså ingen horisontellt riktad last.



Figur 4.9: Horisontell utbökning på den nionde våningen i Byggnad X. Den horisontella lasten riktas enligt Y+.



Figur 4.10: Horisontell utbökning på den nionde våningen i Byggnad X. Den horisontella lasten riktas enligt Y-.



Figur 4.11: Horisontell utböjning på den nionde våningen i Byggnad X. Endast egentygnd, modellen belastas inte av någon horisontell last.

Figur 4.10 visar som sagt den horisontella utböjningen när den horisontella lasten riktas enligt Y-, vilket även var då den horisontella utböjningen ansågs vara negativ. Denna utböjning är också mindre än den största som visas i Figur 4.9. Figur 4.11 visar att även om byggnaden inte utsätts för en horisontellt riktad last uppstår det ändå en horisontell utböjning. Detta fenomen syns mest i hybridkonstruktionerna med trapphuset av betong placerat på en av byggnadens långsidor, då det endast finns trä- och stålpelare på den andra sidan.

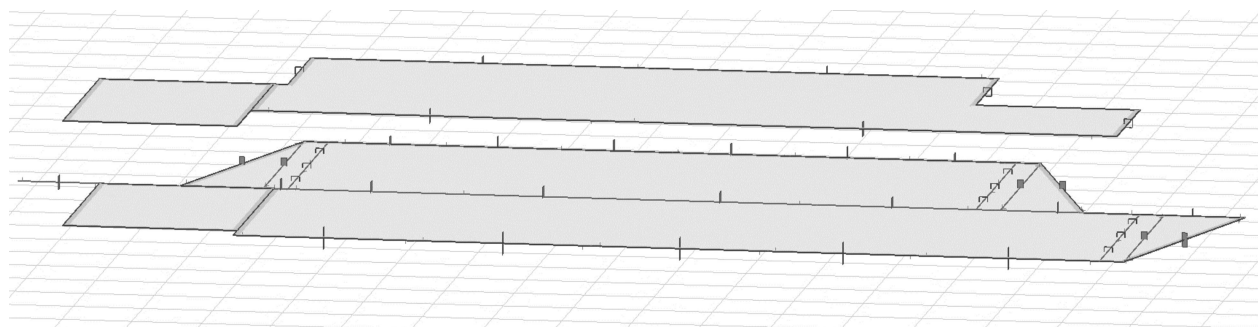
Detta fenomen uppstår egentligen i de flesta modeller men märks mest på hybridkonstruktionerna med ett trapphus av betong. Anledningen är att betong är ett styvare material jämfört med trä och deformeras därmed mindre. Förenklat sett kan det sägas att modellerna med hybridkonstruktion har en sida gjord av betong och den andra utformad med mestadels trä. Då betong är ett styvare material kommer alltså sidan med betong deformeras mindre vertikalt jämfört med sidan av trä på grund av egentygnden.

Anledningen till att de olika modellerna har en annorlunda utböjning då den horisontella lasten riktas enligt Y+ jämfört med Y- är densamma. Den stabilaste och styvaste byggnadsdelen placeras excentriskt i byggnaden. I Byggnad IV är skillnaden inte lika stor jämfört med de andra modellerna, men då byggnadens ena långsida är större och har därmed olika egentygnd på var sida av trapphuset kommer den ena sidan deformeras mer än den andra.

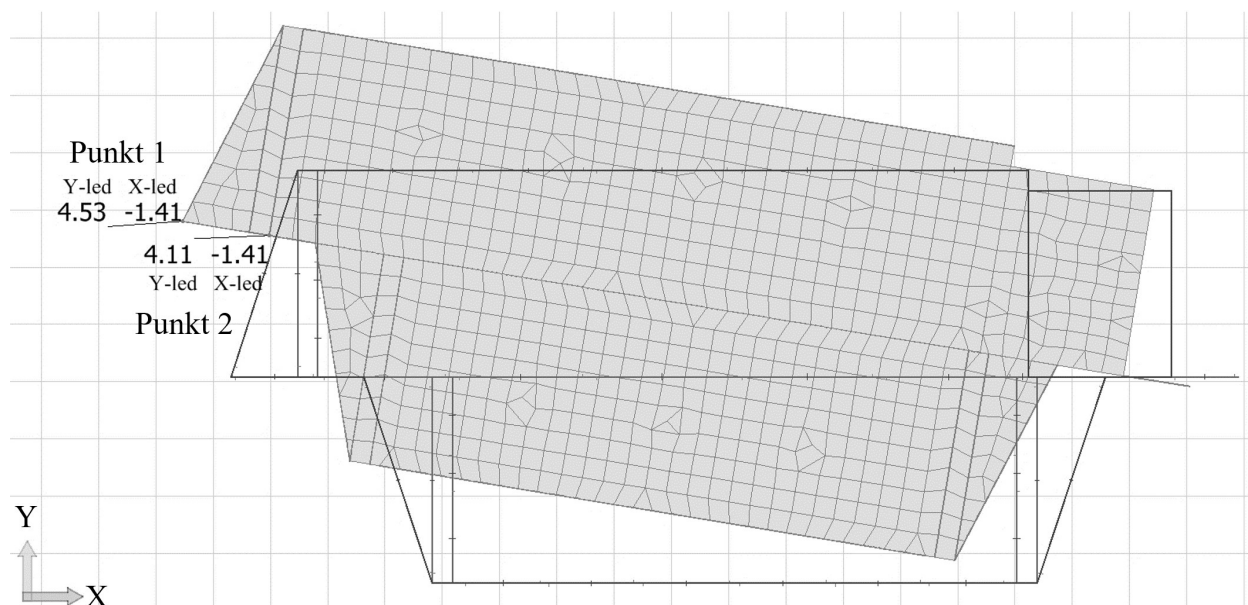
I detta arbete har det bortsetts från effekter av snölast, nyttig last och snedställning. Snölast och andra nyttiga laster kan leda till större vertikala laster, vilket kan bidra till att detta fenomen förstärks om inte lastfördelningen gör att den styvaste byggnadsdelen utsätts för mer laster och därmed mer deformation. Snedställning är också ett fenomen som inte beaktats i beräkningarna. Snedställning innebär att pelares och andra byggnadsdelars lutning bidrar till en horisontellt riktad kraft i bjälklagen. Detta innebär att de horisontella krafterna som kommer från fenomenet antingen kan förstärkas eller motverkas genom snedställning.

Om deformationen istället mäts från då byggnaden inte är belastad av någon horisontellt riktad vindlast går det att se att de är lika stora. Deformationerna blir då 0,58 mm då byggnaden belastas för vindriktningen Y+ och 0,57 mm då byggnaden belastas för vindriktningen Y-.

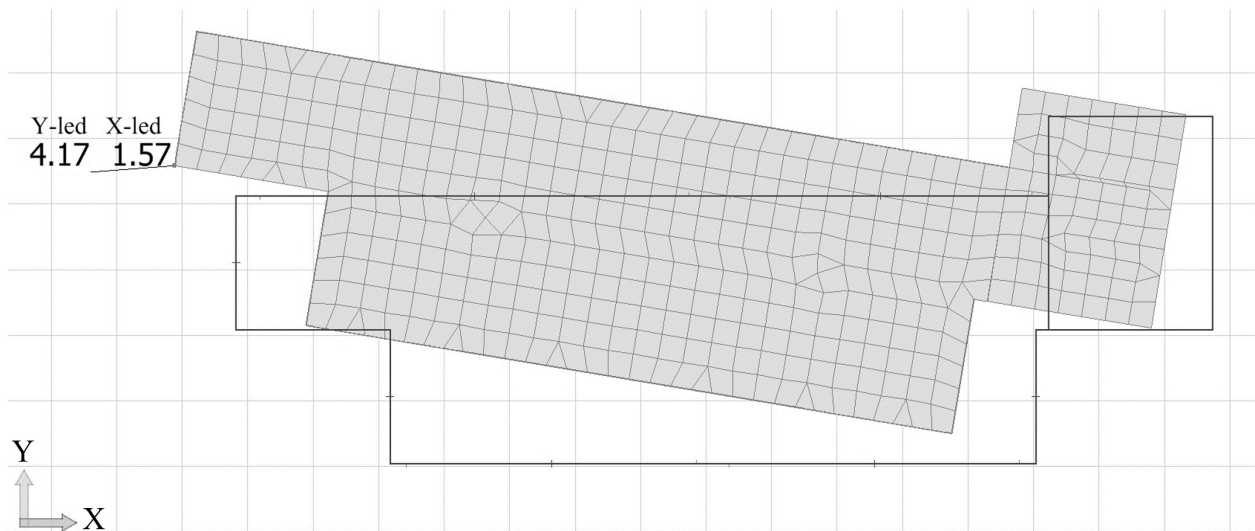
I Byggnad VII uppstår det som tidigare nämnt en diskontinuitet på den tionde våningen då den horisontella lasten verkar i riktningarna Y+ och Y-. Detta är troligtvis på grund av den rotation som uppstår i byggnaden och att bjälklaget på den tionde våningen är mindre jämfört med de andra. Då bjälklaget är mindre innebär det också att mätpunkten omplaceras. Figur 4.13 och Figur 4.14 visar den horisontella utböjningen som uppstår i bjälklagen då byggnaden belastas i riktningen Y+ och Figur 4.12 visar hur de placerats i modellen.



Figur 4.12: Jämförelse av den nionde och tionde våningen för Byggnad VII. På den tionde våningen uppstod en diskontinuitet på den horisontella utböjningen jämfört med våningarna innan.



Figur 4.13: Resultat av horisontell utböjning på den nionde våningen, det mindre värdet avser en punkt rakt under punkten som mäts i den tionde våningen.



Figur 4.14: Resultatet av utböjning på den tionde våningen, där diskontinuiteten uppstår.

Som det går att se i figurerna uppstår det en rotation i Byggnad VII då trapphuset av betong placerats i hörnet på den ena långsidan. Genom att använda Pythagoras sats med de presenterade värdena kan det utläsas att på den nionde våningen är resultanten av punkt 1 4,74 mm och punkt 2 4,35 mm. Resultanten i Figur 4.14 är ungefär 4,46 mm.

Mätpunkten för punkt 2 i Figur 4.13 är placerat rakt under mätpunkten på den tionde våningen. Då värdet i Figur 4.13 är mindre jämfört med resultanten i Figur 4.14 visar det att utböjningen egentligen ökar likt de andra modellerna som inte hade samma sorts diskontinuitet. Hade bjälklaget varit lika stort hade alltså den horisontella utböjningen fortsatt att öka på samma sätt som tidigare i modellen.

Då samma diskontinuitet uppstod i Byggnad VI, fast då lastens riktning är X+ är detta troligtvis av samma anledning. Mätningarna av modellerna visade att Byggnad VI hade en noterbar rotation då lasten riktas enligt X+.

4.2.5 Relativa styvhetsmättet

I Tabell 2.1 och Figur 4.15 presenteras resultatet av förhållandet mellan utböjningen och total massa i det bärande systemet då modellerna belastas i riktningen Y+. Styvhetsmättet som använts för att jämföra de olika modellernas utböjning med hänsyn till den totala massan i det bärande systemet, bortsett från bjälklaget, är presenterade i kolumnen längst till höger. Det som kan utläsas i tabellen är att hybridkonstruktionerna har ungefär samma totala massa i det stabiliserande systemet förutom modell VIII som har två trapphus tillverkade av betong. De konstruktioner som är gjorda helt i trä har alla mindre än hälften så mycket använd materialmassa jämfört med hybridkonstruktionerna, vilket är rimligt då ingen betong eller stål används i modellerna av trä.

Tabell 4.6: Massa och utböjning för lastfallet Y+ samt även styvhetsmättet. Utböjningen beräknas från den nionde våningen och massan är det bärande systemet bortsett från bjälklaget.

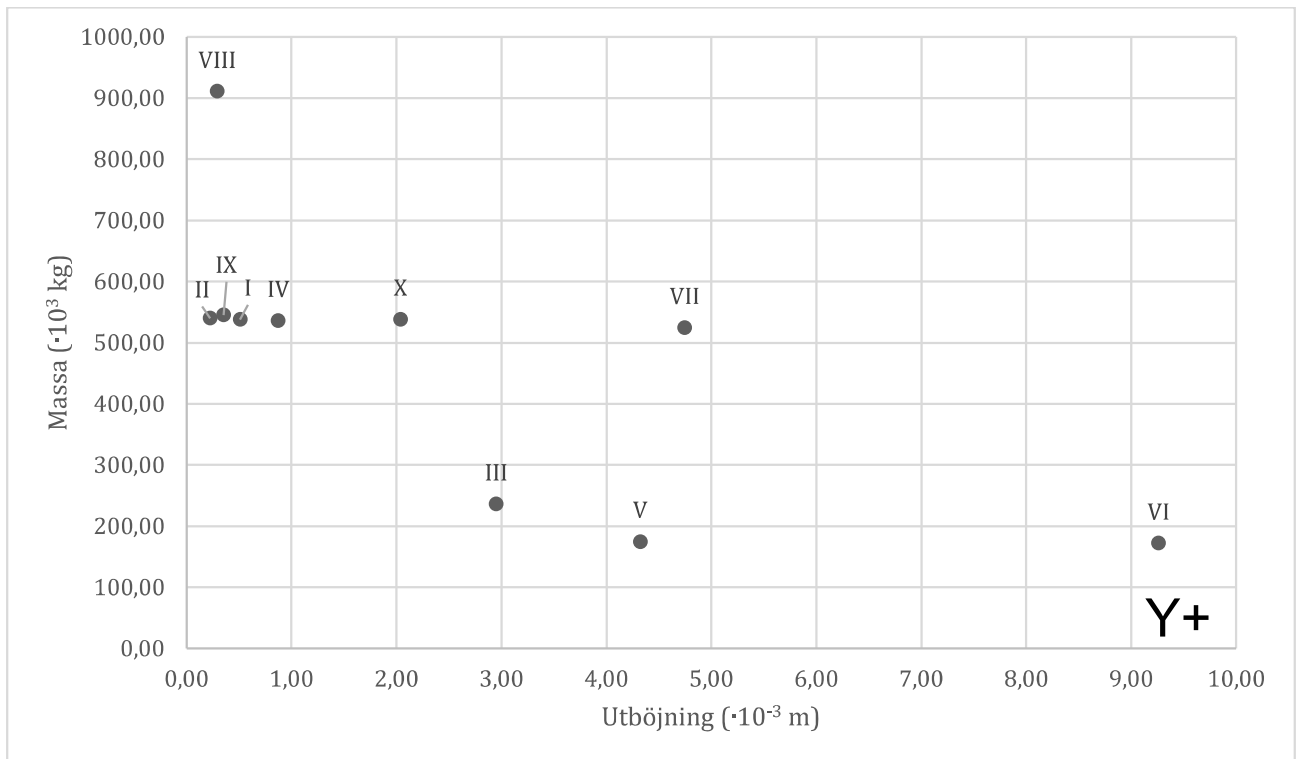
Testfall Y+	Massa, m ($\cdot 10^3$ kg)	Utböjning, u ($\cdot 10^{-3}$ m)	Styvhetsmätt, S ($\cdot 10^{-3} \cdot (\text{m} \cdot \text{kg})^{-1}$)
Byggnad I – Likt verkliga huset	537,89	(-)0,51	3,41
Byggnad II – Symmetriskt modell för vind mot långsida	539,56	(-)0,23	8,21
Byggnad III – Allt gjort i trä	235,81	2,95	1,44
Byggnad IV – Central kärna	535,85	0,87	2,14
Byggnad V – Stabilisering med KL-träskivor	174,43	4,32	1,33
Byggnad VI – Stabilisering med pelar-balksystem av limträ	171,61	9,26	0,63
Byggnad VII – Trapphus i hörnet av byggnaden	524,29	4,74	0,40
Byggnad VIII – Två trapphus	910,41	(-)0,29	3,79
Byggnad IX – Stabiliserande hjärtväggar	544,88	(-)0,35	5,19
Byggnad X – Spegelvänt stabiliseringssystem	537,95	2,04	0,91

Enligt Tabell 4.6, med hänsyn till styvhetsmättet då modellerna belastas i riktningen Y+, är det bästa alternativet Byggnad II. Dock ska det beaktas att utböjningen i denna riktning är ”negativ”. Det innebär alltså att den horisontella utböjningen kan vara större i de andra riktningarna som byggnaden kan belastas i. Med detta i beaktande innebär det alltså att Byggnad IV är den modell som har bäst styvhetsmätt då det inte uppstår en negativ utböjning. Detta resultat visar att med hänsyn till styvhetsmättet och att byggnaden belastas i riktningen Y+ är det Byggnad VII, trapphuset placerat i ett av långsidornas hörn, som har det lägsta värdet.

Styvhetsmättet fungerar på samma sätt som det gjorde i testkonstruktionerna, ett mindre värde på den horisontella utböjningen och mindre använd materialmassa ger ett högre värde på styvhetsmättet. I dessa konstruktioner har hybridkonstruktionerna generellt ett högre värde på styvhetsmättet, men de flesta av dessa har även ett negativt värde på den horisontella utböjningen. Det innebär att styvhetsmättet mest troligen kommer att variera, likt utböjningen, då modellerna belastas i en annan riktning. Då utböjningen ökade i andra riktningar kommer styvhetsmättet att försämrats.

Resultaten i Figur 4.15 kan användas likadant som i testkonstruktionerna, som ett beslutsunderlag gällande utböjning och använd massa. Beroende på vad som anses vara viktigast kan det beslutas

vilken axel som värdet helst ska ligga närmast. Är det viktigt att kostnader hålls nere ska gärna värdet ligga så nära x -axeln som möjligt, om det istället är viktigt med komfort och säkerhet ska värdet gärna ligga så nära y -axeln som möjligt. Dock ska det även beaktas att vid låg använd materialmassa kan det innebära att byggnaden måste förankras för att motverka lyft.



Figur 4.15: Förhållandet mellan total massa i det bärande systemet bortsett från bjälklaget och den maximala horisontella utböjningen på den nionde våningen. Riktningen är $Y+$ och frekvent lastkombination används.

Resultatet i Figur 4.15 visar att trots att byggnad VII har ungefär samma totala massa i det bärande systemet jämfört med de andra hybridkonstruktionerna är utböjningen mer än dubbelt så stor. Detta kan vara ett resultat av att det uppstår en rotation i byggnaden. Byggnaderna I, II, IV och X har liknande uppbyggnad och därmed ungefär samma vikt och trots detta har både byggnad IV och X större utböjning jämfört med den totala massan.

Sett till utböjningen i resultatet som presenteras i Figur 4.15 har Byggnad II den bästa stabiliseringen i förhållande till materialvikten av de olika hybridkonstruktionerna. Den sämsta byggnaden med ungefär lika stor materialvikt än Byggnad VII. För resultatet att Byggnad II är bäst av hybridkonstruktionerna ska det beaktas att resultatet av utböjningen är negativ, och som tidigare visats i arbetet blir utböjningen mindre.

I Tabell 4.7 och Figur 4.16 presenteras resultatet av förhållandet mellan utböjningen och total massa i det bärande systemet då modellerna belastas i riktningen $Y-$. I jämförelse med resultaten från då byggnaden belastas i riktningen $Y+$ är det endast byggnad X som har en negativ utböjning.

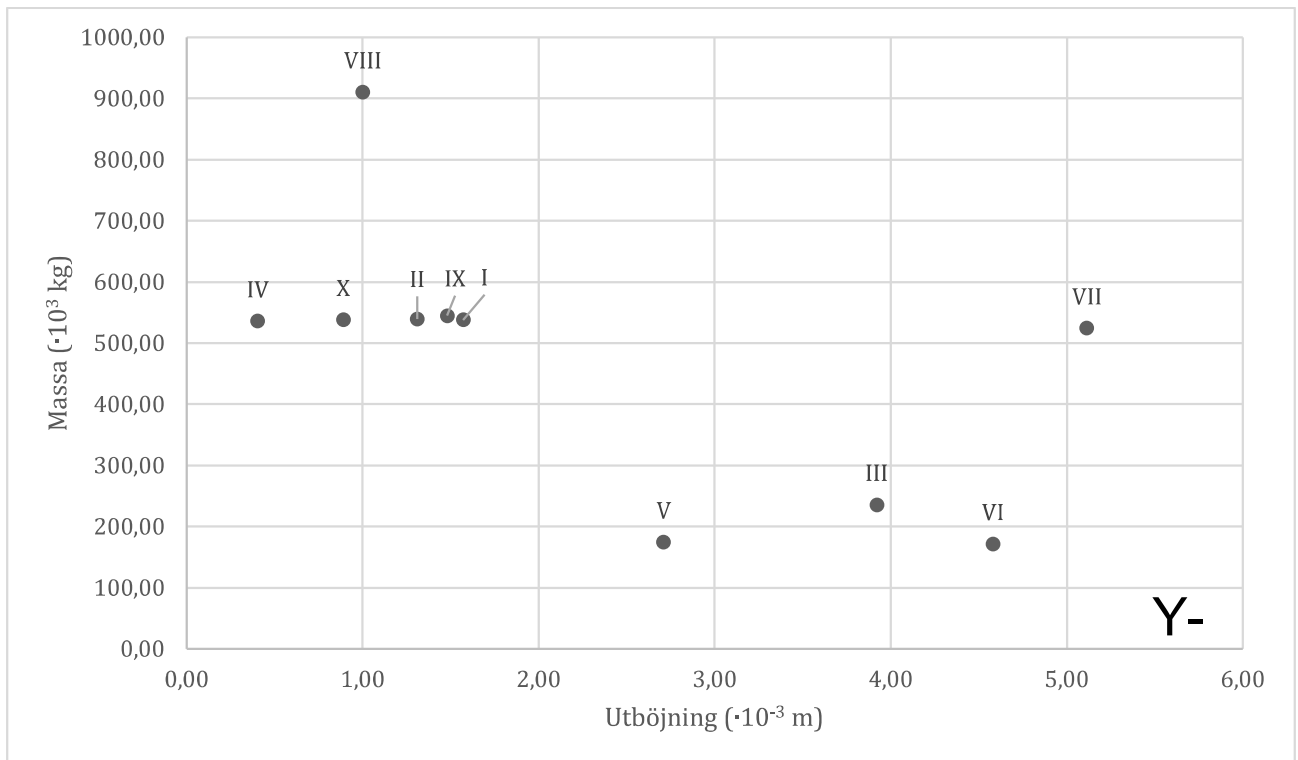
Tabell 4.7: Massa och utböjning för lastfallet Y- samt även styvhetsmättet. Utböjningen beräknas från den nionde våningen och massan är det bärande systemet bortsett från bjälklaget.

Testfall Y-	Massa, m ($\cdot 10^3$ kg)	Utböjning, u ($\cdot 10^{-3}$ m)	Styvhetsmätt, S ($\cdot 10^{-3} \cdot (\text{m} \cdot \text{kg})^{-1}$)
Byggnad I – Likt verkliga huset	537,89	1,57	1,10
Byggnad II – Symmetriskt modell för vind mot långsida	539,56	1,31	1,41
Byggnad III – Allt gjort i trä	235,81	3,92	1,08
Byggnad IV – Central kärna	535,85	0,40	4,63
Byggnad V – Stabilisering med KL-träskivor	174,43	2,71	2,12
Byggnad VI – Stabilisering med pelar-balksystem av limträ	171,61	4,58	1,27
Byggnad VII – Trapphus i hörnet av byggnaden	524,29	5,11	0,37
Byggnad VIII – Två trapphus	910,41	1,00	1,10
Byggnad IX – Stabiliserande hjärtväggar	544,88	1,48	1,24
Byggnad X – Spegelvänt stabiliseringssystem	537,95	(-)0,89	2,09

Resultatet som presenteras i Tabell 4.7 visar att styvhetsmättet för vissa av hybridkonstruktionerna är lägre jämfört med de resultat som presenterades i Tabell 4.6. Närmare bestämt är det hybridkonstruktionerna där det uppstod en negativ horisontell utböjning som har ett lägre styvhetsmått då modellen belastas i riktningen Y-. I detta resultat är det istället Byggnad IV som har det största styvhetsmättet och liksom det tidigare resultatet har Byggnad VII det sämsta.

I jämförelse mellan resultaten i Tabell 4.7 och Tabell 4.6 är styvhetsmättet märkbart större för Byggnad X då den belastas i riktningen Y-. Dock var det också då modellen belastades i riktningen Y- som Byggnad X hade en negativ utböjning, vilket är ett tecken på att den negativa horisontella deformationen leder till ett ökat värde på styvhetsmättet.

I Figur 4.16 presenteras resultaten av utböjning i förhållande till använd materialmassa. Notera att Figur 4.16 visar ett mindre intervall på x-axeln jämfört med Figur 4.15. Det innebär att skillnaden måste beaktas vid jämförelse av de olika resultaten.



Figur 4.16: Förhållandet mellan total massa i det bärande systemet bortsett från bjälklaget och den maximala horisontella utböjningen på den nionde våningen. Riktningen är Y- och frekvent lastkombination används. Notera även att intervallet på X-axeln varierar jämfört Figur 4.15.

Resultatet som presenteras i Figur 4.16 visar att då modellerna belastas i riktningen Y- har de flesta hybridkonstruktioner en större utböjning jämfört med då lasten riktades enligt Y+. En påtaglig skillnad som kan ses är att trots att den negativa utböjningen har Byggnad IV en mindre utböjning jämfört med Byggnad X.

Enligt Figur 4.15 var det Byggnad VI som hade störst horisontell utböjning, i Figur 4.16 är denna horisontella utböjning nästan hälften så stor. En trolig anledning till detta kan vara samma sak som för de negativa utböjningarna. Det är en större vertikal deformation på den längre långsidan vilket bidrar till horisontella laster som verkar i samma riktning som Y+. Nu när den horisontella lasten verkar i riktningen Y- motverkar de båda krafterna varandra och bidrar till en mindre total utböjning. Detta förklarar varför de båda riktningarna skiljer sig vad gäller utböjning. Då det inte finns en lika styv stabiliserande byggnadsdel, till exempel trapphus av betong, som stabiliserar mer effektivt resulterar det i att utböjningen aldrig blir negativ.

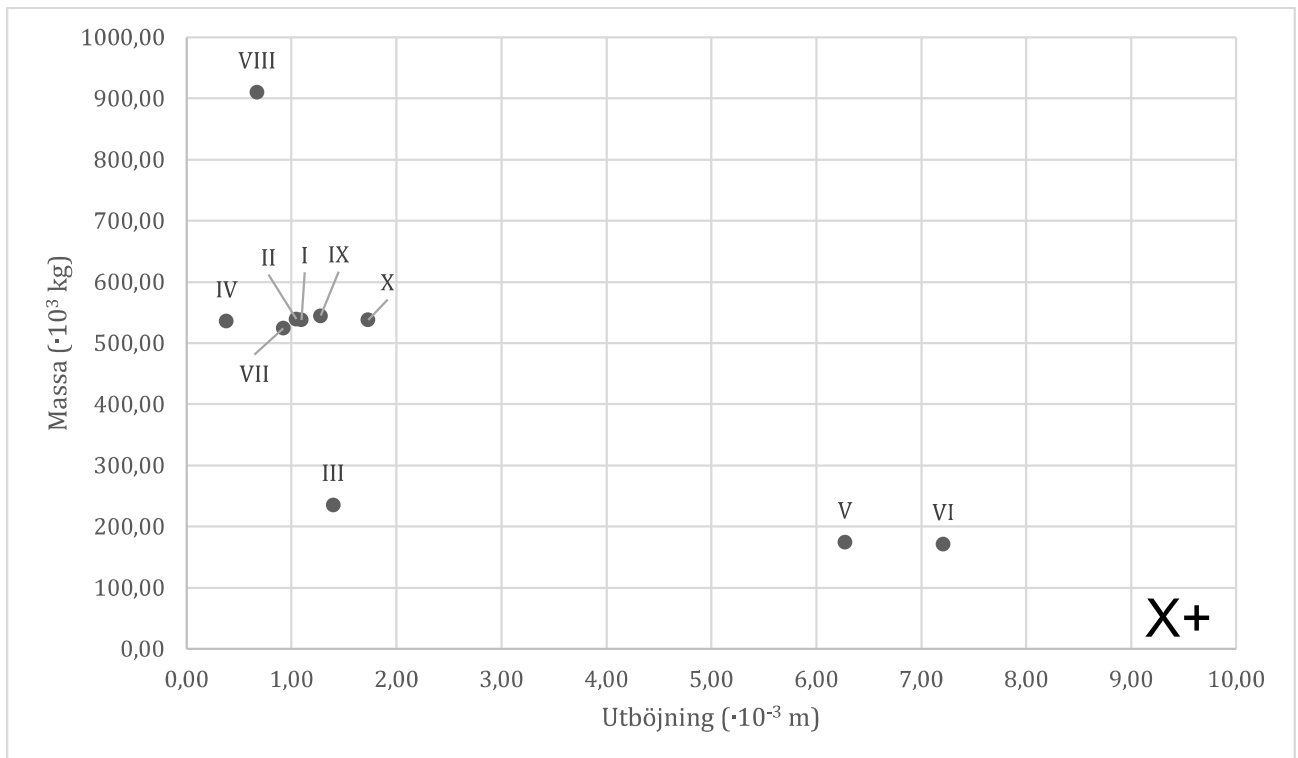
I Tabell 4.8 och Figur 4.17 presenteras resultatet av förhållandet mellan utböjningen och total massa i det bärande systemet då modellerna belastas i riktningen X+. I jämförelse med de tidigare resultaten från då byggnaden belastas i riktningarna Y+ och Y- är det byggnad VII som har en negativ utböjning.

Tabell 4.8: Massa och utböjning för lastfallet X+ samt även styvhetsmättet. Utböjningen beräknas från den nionde våningen och massan är det bärande systemet bortsett från bjälklaget.

Testfall X+	Massa, m ($\cdot 10^3$ kg)	Utböjning, u ($\cdot 10^{-3}$ m)	Styvhetsmätt, S ($\cdot 10^{-3} \cdot (\text{m} \cdot \text{kg})^{-1}$)
Byggnad I – Likt verkliga huset	537,89	1,09	1,58
Byggnad II – Symmetriskt modell för vind mot långsida	539,56	1,05	1,77
Byggnad III – Allt gjort i trä	235,81	1,40	3,04
Byggnad IV – Central kärna	535,85	0,38	4,93
Byggnad V – Stabilisering med KL-träskivor	174,43	6,27	0,91
Byggnad VI – Stabilisering med pelar-balksystem av limträ	171,61	7,21	0,81
Byggnad VII – Trapphus i hörnet av byggnaden	524,29	(-),0,92	2,07
Byggnad VIII – Två trapphus	910,41	0,67	1,64
Byggnad IX – Stabiliserande hjärtväggar	544,88	1,28	1,44
Byggnad X – Spegelvänt stabiliseringssystem	537,95	1,73	1,07

Resultatet som presenteras i Tabell 4.8 visar, likt Tabell 4.7, att styvhetsmättet är störst för Byggnad IV. Det innebär alltså att Byggnad IV är den enda modell som har det största styvhetsmättet i två av de tre undersökta riktningarna, och det är också en av de modeller som aldrig har en negativ horisontell utböjning. Vid vidare jämförelse av de tidigare resultaten kan det också utläsas att Byggnad VII har ett märkbart större värde på styvhetsmättet när den horisontella lasten riktas enligt X+. Detta är dock också då byggnaden har en negativ utböjning.

Resultaten i Figur 4.17 visar utböjning i förhållande till använd materialmassa. Till skillnad från Figur 4.16 används samma intervall på x-axeln som för Figur 4.15.



Figur 4.17: Förhållandet mellan total massa i det bärande systemet bortsett från bjälklaget och den maximala horisontella utböjningen på den nionde våningen. Riktningen är X^+ och frekvent lastkombination används.

Resultaten som presenteras i Figur 4.17 visar återigen att med hänsyn till utböjning är Byggnad IV det bästa alternativet, alltså då trapphuset placeras i centrum av byggnaden. Jämfört med de tidigare figurerna, samt resultatet som presenterades i Tabell 4.8, har nu Byggnad VII en mindre utböjning då den horisontella lasten riktas enligt X^+ . Det innebär alltså att byggnaden stabiliserar bättre mot horisontella laster som verkar på kortsidan jämfört med då de verkar på långsidan. Stor del av detta kan påverkas av rotationen som uppstår då modellen belastas olika riktningar. Jämfört med då modellen belastades i riktningen Y^+ och Y^- , är rotationen märkbart mindre då byggnaden belastas i riktningen X^+ . Dock ska det återigen beaktas att utböjningen är negativ i denna riktning för Byggnad VII.

Vid analys av de resultat som presenterats gällande utböjning i förhållande till använd materialmassa kan det vara svårt att jämföra de olika modellerna på grund av att alla modeller varierar beroende på belastningens riktning. Vid vanlig dimensionering undersöks oftast det värsta fallet för olika byggnadsdelar, vilket även kan göras i detta fall. I Tabell 4.9 presenteras därför den använda materialmassan, den största utböjning på den nionde våningen och därmed det lägsta styvhetsmättet för de olika modellerna.

Tabell 4.9: Jämförelse av det värsta fallet för de olika modellerna med hänsyn till använd materialmassa och utböjning.

Modell	Massa m ($\cdot 10^3$ kg)	Utböjning u ($\cdot 10^{-3}$ m)	Styvhetsmått S ($\cdot 10^{-3} \cdot (\text{m} \cdot \text{kg})^{-1}$)	Värsta riktningen
Byggnad I	537,89	1,57	1,10	Y-
Byggnad II	539,56	1,31	1,41	Y-
Byggnad III	235,81	3,92	1,08	Y-
Byggnad IV	535,85	0,87	2,14	Y+
Byggnad V	174,43	6,27	0,91	X+
Byggnad VI	171,61	9,26	0,63	Y+
Byggnad VII	524,29	5,11	0,37	Y-
Byggnad VIII	910,41	1,00	1,10	Y-
Byggnad IX	544,88	1,48	1,24	Y-
Byggnad X	537,95	2,04	0,91	Y+

Enligt resultatet som presenteras i Tabell 4.9 är alltså den modell som stabiliserar bäst med hänsyn till använd materialmassa Byggnad IV. Alltså då trapphuset placeras som en central kärna i mitten av huset. Den modell som är sämst ur samma perspektiv är Byggnad VII.

Vidare visar resultaten i Tabell 4.9 att Byggnad II har den näst bästa konstruktionslösningen och Byggnad IX den tredje bästa lösningen. En påtaglig likhet mellan Byggnad IV och Byggnad IX är att i dessa konstruktioner är den större delen av det stabiliserande systemet placerat inuti byggnaden istället för i byggnadens skal, till skillnad från de andra modellerna. Detta antas vara en bidragande faktor till att de stabiliserar bättre i jämförelse med de andra konstruktionerna.

Som tidigare nämnt i analysen av de horisontella utböjningarna finns det några felkällor som bör beaktas vid analys av dessa resultat. De förenklingar som gjorts är att ett väldigt styvt bjälklag används för att det är känt hur lastfördelningen blir och alla infästningar saknar eftergivlighet. Dessa parametrar påverkar den totala horisontella utböjningen. Däremot har alla modeller i detta arbete samma förenklingar vilket innebär att det går att jämföra de olika resultaten med varandra för att hitta vilken sorts princip som är bäst med hänsyn till olika aspekter.

I denna delanalys undersöktes den horisontella utböjningen för de olika modellerna i förhållande till den använda materialmassan för de olika riktningarna som belastningen varierar i. De modeller som har hela det bärande systemet tillverkat av trä, Byggnad III, V och VI, har i regel större

utböjning i jämförelse med de andra modellerna som består av en hybridkonstruktion. Denna undersökning kunde därför användas för att kontrollera hur stabiliseringen i förhållande till den använda materialmassan är i de olika modellerna. Då träkonstruktionerna generellt har en större utböjning i jämförelse med hybridkonstruktionerna, men har ungefär lika stora styvhetsmått innebär det att stabiliseringen fungerar ungefär lika bra i förhållande till använd materialmassa.

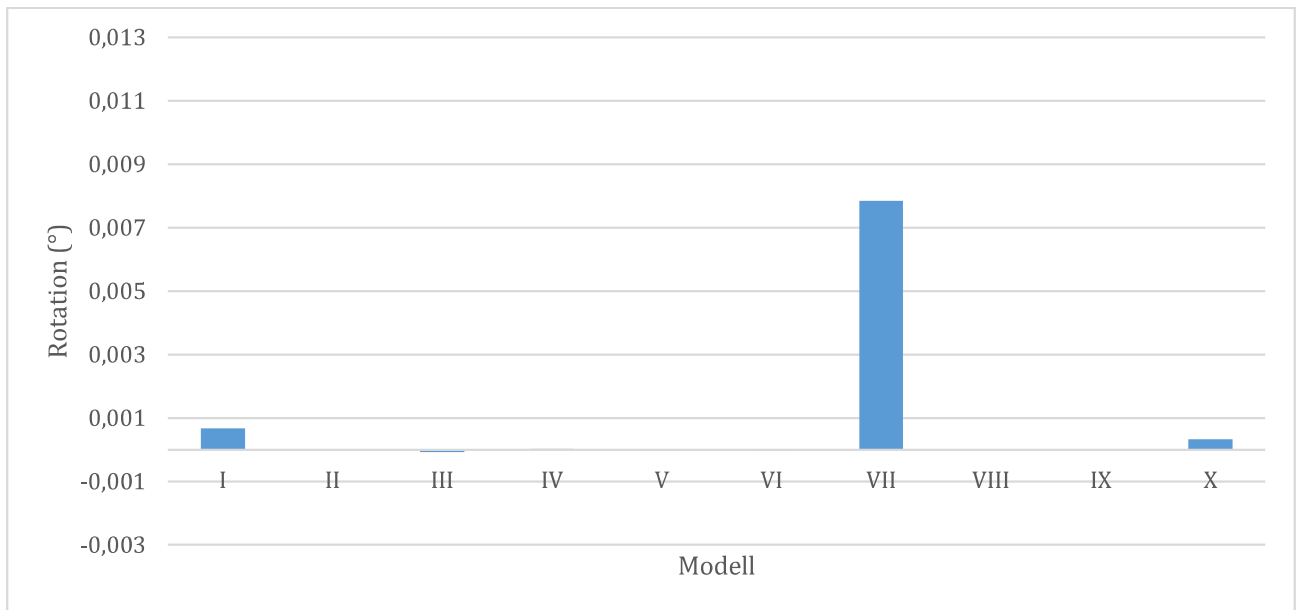
En låg använd materialmassa kan vara bra ur flera olika aspekter, bland annat med hänsyn till miljö, ekonomi och i vissa fall konstruktionsmässigt. Exempelvis kan ett lågt värde på använd materialmassa innebära att det används lite material, krävs färre transporter av material eller att byggnadsdelar kan dimensioneras för att hantera mindre egentyngder. Däremot kan det ibland vara positivt med en högre materialanvändning ur ett konstruktionsperspektiv. Som tidigare nämnt i testkonstruktionerna kan ett lägre värde på använd materialmassa innebära att det finns behov av att förankra byggnaden för att förhindra lyftkrafter i grunden. Detta kan även motverkas av att ha en högre egentyngd i konstruktionen. Då trä är ett lättare material jämfört med betong och stål är det ett vanligt problem som måste beaktas under olika projekt i hus med trästomme.

Enligt resultaten är Byggnad III den bästa modellen av de olika träkonstruktionerna trots att det används mycket mer material jämfört de andra byggnaderna. Som tidigare sagt kan detta återigen bero på de enorma skivorna som används i trapphuset på Byggnad III. Dock visar resultatet presenterat i Tabell 4.7 att Byggnad V stabiliserar bättre jämfört med Byggnad III då den horisontella lasten riktas enligt Y-.

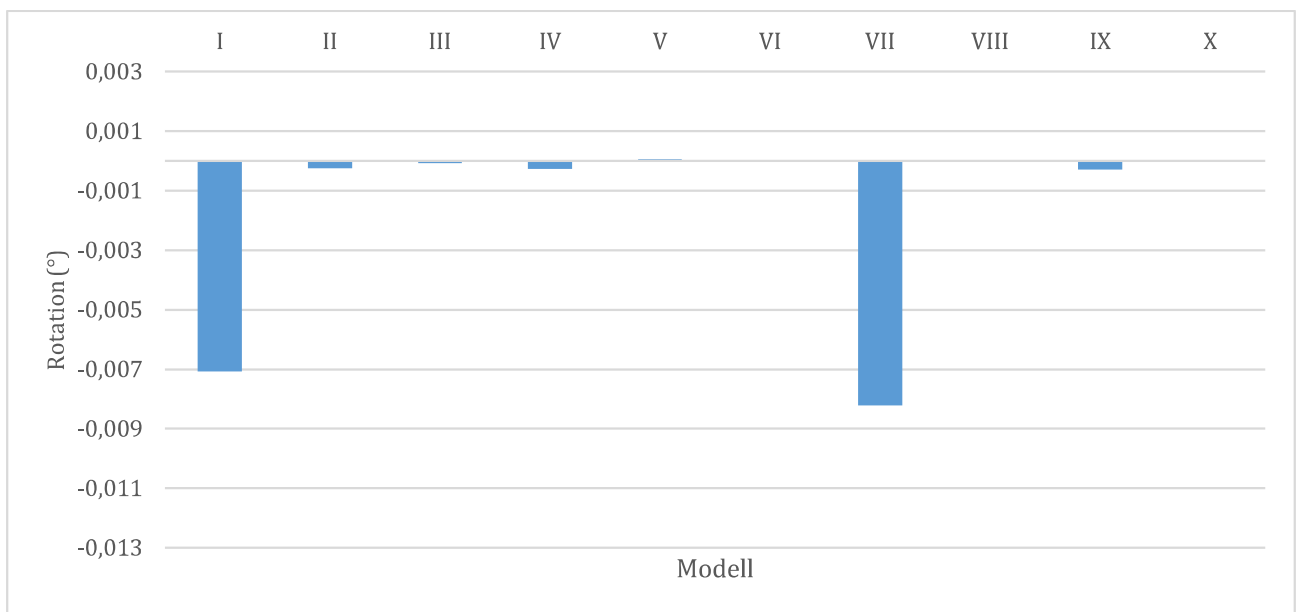
Resultaten som presenteras i Tabell 4.9 visar att skillnaden i styvhetsmättet mellan Byggnad I och Byggnad II är märkbar. Som tidigare nämnt är den enda skillnaden mellan de två modellerna var trapphuset har blivit placerat. Den extra materialmassan som tillkommer är pelare utan en stabiliserande funktion i Byggnad II.

4.2.6 Rotation

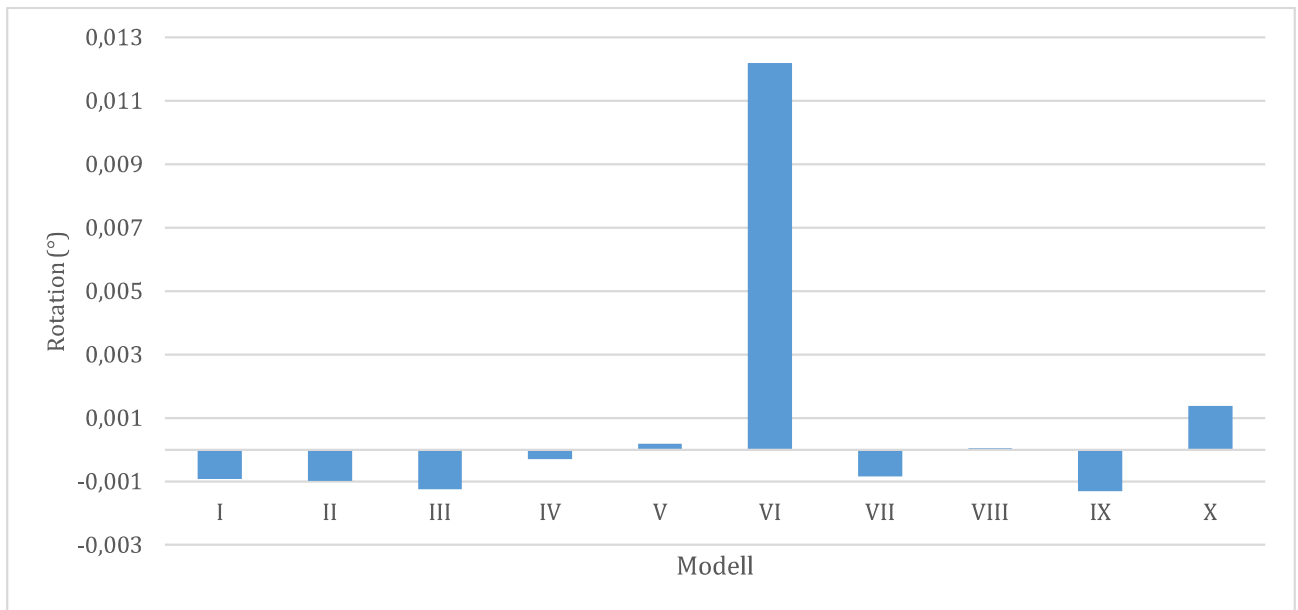
Rotationen i modellerna visas i Figur 4.18, Figur 4.19 och Figur 4.20 för respektive vindriktning. Generellt är rotationen liten i alla modeller men det går att se en större rotation i fyra av fallen. Byggnad VII har en stor rotation när den belastas i vind mot Y+ och Y-, Byggnad I när den belastas i Y- och Byggnad VI i X+. Det var väntat att Byggnad VII skulle rotera i vindfallen Y+ och Y-. Även att Byggnad I skulle rotera lite var väntat då trapphuset är osymmetriskt placerat.



Figur 4.18: Stapeldiagram som jämför rotationen mellan de olika modellerna. Lasten är riktad enligt Y+ och frekvent lastkombination används



Figur 4.19: Stapeldiagram som jämför rotationen mellan de olika modellerna. Lasten är riktad enligt Y- och frekvent lastkombination används.



Figur 4.20: Stapeldiagram som jämför rotationen mellan de olika modellerna. Lasten är riktad enligt X+ och frekvent lastkombination används.

Generellt sett är rotationerna större vid vind mot X+ vilket är väntat då det bara är Byggnad IV som är symmetrisk för denna riktning. Den modell som har en märkbart större rotation än de andra är Byggnad VI. Byggnad VIII har en näst intill obefintlig rotation även om den är osymmetrisk. Dock har den modellen två trapphus av betong som står långt ifrån varandra vilket gör den väldigt styv.

Rotationen i modellerna påverkas märkbart av att bjälklaget anses vara väldigt styvt. Att den förenklingen har gjorts innebär att alla byggnadsdelar får samma rotation mellan de olika våningarna. I verkligheten bör rotationen som uppstår i modellerna egentligen vara större, då de vekare stabiliseringsdelarna utsätts för större laster och därmed deformeras ytterligare. Denna deformation bör då leda till en större rotation i byggnaden.

Dessa resultat visar att rotationerna generellt är små och behöver knappt beaktas vid dimensionering. Trots detta ska det beaktas att i de konstruktioner där den styvaste byggnadsdelen placerats excentriskt har det uppstått större rotationer. Vid verkliga fall är det därför att rekommendera en symmetriskt placerad stabilisering.

I Figur 4.18 har Byggnad I en större rotation, medan Byggnad II saknar en lika stor rotation. Placeringen av trapphuset är därmed viktig för att förhindra rotation i det bärande systemet.

5. Slutsats

5.1 Testkonstruktioner

För en enkel konstruktion som undersöktes visar resultaten att med hänsyn till utböjning är en stabilisering med skivor det bästa alternativet. Dock ska det beaktas att stabiliseringen har gjorts utan håltagningar, vilket påverkar hållfastheten i de stabiliserande delarna. Den stabiliseringsprincip som kan antas vara den enda där håltagning inte behövs tas i beaktande är momentstyva knutpunkter. Dock visar resultaten att detta är den sämsta principen att använda med hänsyn till utböjning.

Den bästa principen att använda med hänsyn till utböjning i förhållande till använd materialmassa är vindkryss. I Serie 2 och Serie 3 är värdet på styvhetsmättet högst i förhållande till de andra. Dock ska det beaktas att det är svårt att i verkligheten skapa vindkryss lika de som använts i beräkningarna. Skivor, som var den bästa stabiliseringsprincipen i förhållande till utböjning, kräver stora mängder material. Därför är den sämre jämfört med vindkryss gällande utböjning i förhållande till använd materialmassa.

5.2 Modeller

Styvheten i en byggnad påverkas mycket av materialval, vilken princip för stomstabilisering som används och hur placeringen i byggnaden är. Enligt arbetet var det de modeller som hade ett trapphus av betong som stabiliserade bäst i jämförelsen av de olika modellerna. Av de tre modellerna som var helt tillverkade i trä var Byggnad III dock bäst sett till horisontell utböjning. Dock ska det beaktas att konstruktionen i trapphuset inte håller på grund av att den största delen av de horisontella lasterna går genom trapphuset och en mindre del går genom de övriga horisontalstabiliserande delarna. Med hänsyn till det, och att momentstyva knutpunkter är svåra att tillverka i verkligheten, kan slutsatsen fastställas till att skivkonstruktioner är den bästa utformningen.

Enligt undersökningarna som har gjorts visar resultaten att placeringen av den styvaste byggnadsdelen har en stor betydelse med hänsyn till stabilisering. Största beviset på detta är skillnaden mellan Byggnad I och Byggnad II, där skiljer placeringen av trapphuset med endast 1 m och alla andra horisontalstabiliserande delar är likadana. Sett till hela konstruktionen är placeringen av den styvaste byggnadsdelen bäst då den placeras centralt i en byggnad. Byggnaden får då en jämnare horisontell utböjning när den belastas i olika riktningar.

Placeringen av den styvaste byggnadsdelen hade en stor påverkan på hur stor den horisontella utböjningen blev för varje våning. Då trapphuset i studierna placerades på en långsida och modellen sedan belastades på den motsatta sidan gav beräkningen generellt ett lägre värde på utböjningen. Däremot när belastningen placerades på samma sida blev denna utböjning mycket större, vilket skedde på grund av skillnaden i den vertikala deformationen på de båda långsidorna. Alltså har

vertikal deformation en stor påverkan för den totala horisontalstabiliseringen för den typen av modeller som använts i arbetet.

Resultaten för den horisontella utböjningen i förhållande till använd materialmassa visade också att stabiliseringen var bäst då den styvaste byggnadsdelen var placerad centralt i modellen, Byggnad IV. En annan modell som hade ett högt värde på styvhetsmättet var Byggnad IX, där det inte fanns stabiliserande delar i byggnadens skal utan stabiliseringen utfördes med hjärtväggar av KL-trä. I denna modell användes väldigt tunna KL-träskivor, 60 mm tjocka med tre lager, och ett trapphus av betong. Flera andra modeller hade också detta trapphus av betong, men denna konstruktion hade mindre horisontell utböjning än de flesta.

Resultatet av styvhetsmättet visar att den sämsta modellen är Byggnad VII, där trapphuset placeras i ett av hörnen på byggnaden. En stor anledning till detta är den rotation som uppstår när modellen belastas i riktningarna Y+ och Y-. De modeller som det uppstår en större rotation är också de modeller med den styvaste byggnadsdelen asymmetriskt placerad. Rotationerna som uppstår i de modeller som användes i detta arbete var inte speciellt stora, men i de modeller som det uppstod en större rotation blev utböjningen också större. Detta innebär att för asymmetriska byggnader bör rotationens inverkan på horisontalstabilisering undersökas.

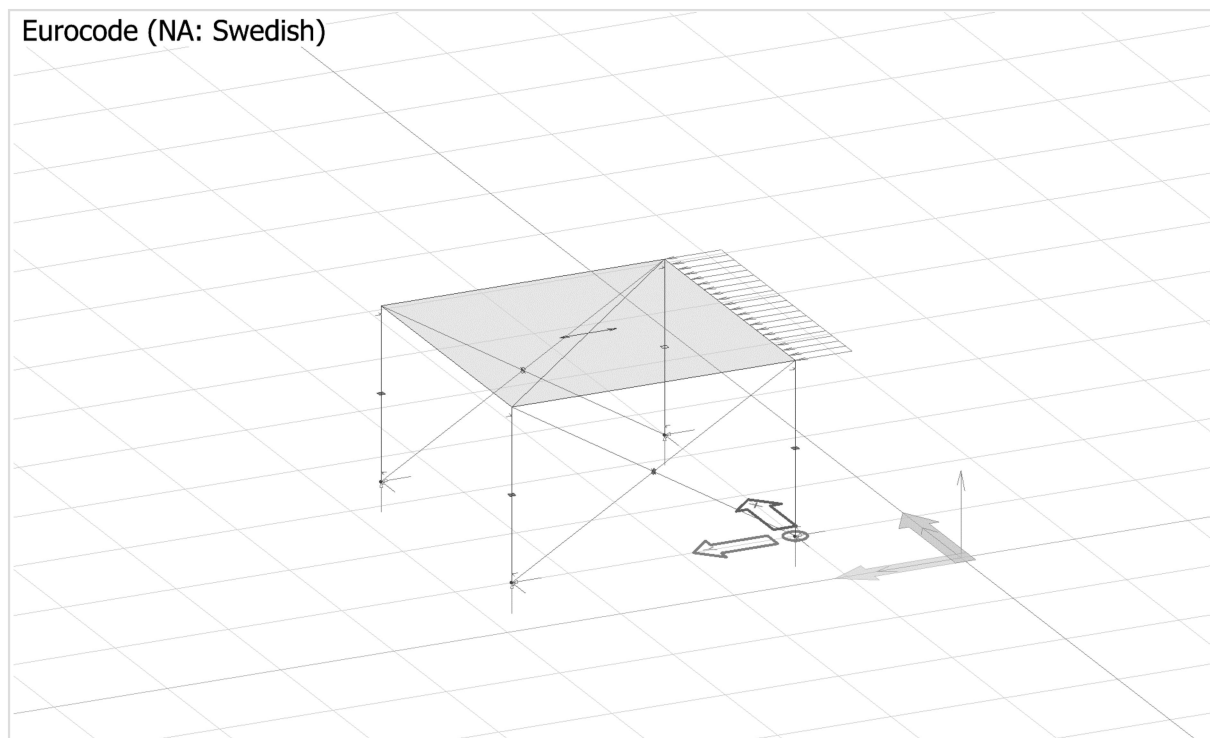
5.3 Förslag till vidare arbete

Då beräkningar visade att styvheten hos bjälklag påverkade hur horisontalstabiliseringen i en byggnad fungerar är det ett förslag att undersöka hur mycket bjälklagets styvhet påverkar hela byggnadens styvhet och hur ett bjälklag av trä kan göras styvare. Ännu ett förslag på vidare studier kan vara en utveckling av styvhetsmättet som utformats i detta arbete. Det kan vara av intresse att undersöka om mättet och diagrammet kan användas som en tidig utvärderingsmetod av olika system för stomstabilisering för andra byggnadstyper och projekt.

6. Referenser

- [1] Hellberg, Hans. Intresset för att bygga i trä ökar. Hållbart Byggande. <https://hallbartbyggande.com/intresset-for-att-bygga-i-tra-okar/> (Hämtad 2019-03-04).
- [2] StruSoft AB, <https://strusoft.com/products/fem-design> (Hämtad 2019-04-15)
- [3] Källsner, Bo och Girhammar, Ulf Arne. Horisontalstabilisering av träregelstommar: Plastisk dimensionering av väggar med träbaserade skivor. Stockholm: SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut, 2008
- [4] Isaksson, Tord, Mårtensson, Annika och Thelandersson, Sven. Byggkonstruktion. Uppl. 3:1. Lund: Studentlitteratur AB, 2008
- [5] Heyden, Susanne, Dahlbom, Ola, Olsson, Anders, Sandbeg, Göran. Introduktion till strukturmekaniken. Lund: Studentlitteratur AB, 2016
- [6] SS-EN 1990, Eurokod – Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk. Stockholm: SIS Förlag AB
- [7] SS-EN 1991-1-4:2005, Eurokod 1: Laster på bärverk – Del 1–4: Allmänna laster – Vindlast. Stockholm: SIS Förlag AB
- [8] SS-ISO 10137:2008, Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk - Byggnaders samt gång- och cykelbroars brukbarhet med hänsyn till svängningar och vibrationer. Stockholm: SIS Förlag AB
- [9] Edskär, Ida. Modal Analysis, Dynamic Properties and Horizontal Stabilisation of Timber Buildings, Luleå: Luleå Tekniska Universitet, 2018
- [10] SBN 1980, Svensk Byggnorm. Uppl. 2. Stockholm: LiberFörlag, 1983
- [11] Näslund, Ida. Engineers' Views on Serviceability in Timber Buildings. Luleå: Luleå Tekniska Universitet, 2015
- [12] Boverket. Boverkets konstruktionsregler, EKS 10. Boverket, 2016
- [13] Olsson, Karl-Gunnar. Strukturmekanik & arkitektur: Om strukturmekanisk förståelse i gestaltungsprocessen. Göteborg: Chalmers Tekniska Högskola, 2005
- [14] Cajdert, Arne, Eriksson, Arne, Hervall, Arne, Sjöstrand, Olof och Sahlin, Sven. Konstruktionshandbok: Bärande tegelmurverk. Visby: Mur och puts information (MPI), 1997
- [15] Gustafsson, Anders. KL-trähandbok, Stockholm: Föreningen Sveriges Skogsindustrier, 2017
- [16] Gross, Holger, Limträhandbok Del 1, uppl. 5. Stockholm: Föreningen Sveriges Skogsindustrier, 2016
- [17] StruSoft AB, (2015), FEM-Design - Applied Theory and Design 12.0, hämtad från <http://download.strusoft.com/FEM-Design/inst170x/documents/theory.pdf>

Bilaga A: Dimensioneringsberäkningar



C.3.1 Pelare i motsatt sida av lastens placering (Symmetrisk konstruktion, pelarna belastas lika)

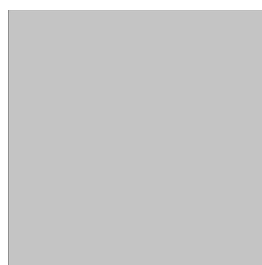
Load combination: '0.89*1.35*Egentyngd + 1.50*vind Y+'

GL 30h

(Glued laminated), Service class 1

$E_{0,05}$	=	11300 N/mm ²	$f_{t,90,k}$	=	0.50 N/mm ²
$G_{0,05}$	=	540 N/mm ²	$f_{c,0,k}$	=	30.00 N/mm ²
γ_M	=	1.25	$f_{c,90,k}$	=	2.50 N/mm ²
$\gamma_{M,acc./seis.}$	=	1.00	$f_{v,k}$	=	3.50 N/mm ²
k_{sys}	=	1.00			

Glulam 105x105



A	=	11025 mm ²	$f_{t,0,k}$	=	26.40 N/mm ²
W_1	=	1.929e+05 mm ³	$f_{m,1,k}$	=	33.00 N/mm ²
W_2	=	1.929e+05 mm ³	$f_{m,2,k}$	=	33.00 N/mm ²
i_1	=	30 mm			
i_2	=	30 mm			
I_2	=	1.013e+07 mm ⁴			
I_t	=	1.709e+07 mm ⁴			

Combined bending and axial tension - 6.2.3

Not relevant

Combined bending and axial compression - 6.1.4, 6.2.4

$x = 0.00$ mm

$$\sigma_{c,0,d} = 4.96 \text{ N/mm}^2 \leq f_{c,0,d} = 14.40 \text{ N/mm}^2 \quad (6.2) - \text{OK}$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} = \left(\frac{4.96}{14.40}\right)^2 + \frac{0.00}{15.84} + 0.70 \frac{0.00}{15.84} = 0.12 \leq 1.00 \quad (6.19) - \text{OK}$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} = \left(\frac{4.96}{14.40}\right)^2 + 0.70 \frac{0.00}{15.84} + \frac{0.00}{15.84} = 0.12 \leq 1.00 \quad (6.20) - \text{OK}$$

Combined shear and torsion - 6.1.7, 6.1.8

$x = 0.00$ mm

$$\tau_d = 0.00 \text{ N/mm}^2 \leq f_{v,d} = 1.68 \text{ N/mm}^2 \quad (6.13) - \text{OK}$$

Flexural buckling around axis 1 - 6.3.2

$x = 0.00$ mm

$$\beta_c = 0.1 \quad (6.29)$$

$$\lambda_1 = \frac{l_0}{i_1} = \frac{3000}{30} = 98.97$$

$$\lambda_{rel,1} = \frac{\lambda_1}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{98.97}{\pi} \sqrt{\frac{30.00}{11300}} = 1.623 \quad (6.21)$$

$$k_1 = 0.5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,1} - 0.3) + \lambda_{rel,1}^2) = 0.5 (1 + 0.1 (1.623 - 0.3) + 1.623^2) = 1.884 \quad (6.27)$$

$$k_{c,1} = \frac{1}{k_1 + \sqrt{k_1^2 - \lambda_{rel,1}^2}} = \frac{1}{1.884 + \sqrt{1.884^2 - 1.623^2}} = 0.352 \quad (6.25)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,1} f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} = \frac{4.96}{0.352 \cdot 14.40} + \frac{0.00}{15.84} + 0.70 \cdot \frac{0.00}{15.84} = 0.98 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Flexural buckling around axis 2 - 6.3.2

$x = 0.00$ mm

$$\beta_c = 0.1 \quad (6.29)$$

$$\lambda_2 = \frac{l_0}{i_2} = \frac{3000}{30} = 98.97$$

$$\lambda_{rel,2} = \frac{\lambda_2}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{98.97}{\pi} \sqrt{\frac{30.00}{11300}} = 1.623 \quad (6.22)$$

$$k_2 = 0.5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,2} - 0.3) + \lambda_{rel,2}^2) = 0.5 (1 + 0.1 (1.623 - 0.3) + 1.623^2) = 1.884 \quad (6.28)$$

$$k_{c,2} = \frac{1}{k_2 + \sqrt{k_2^2 - \lambda_{rel,2}^2}} = \frac{1}{1.884 + \sqrt{1.884^2 - 1.623^2}} = 0.352 \quad (6.26)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,2} f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} = \frac{4.96}{0.352 \cdot 14.40} + 0.70 \cdot \frac{0.00}{15.84} + \frac{0.00}{15.84} = 0.98 \leq 1.00 \quad (6.24) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling - 6.3.3

Not relevant

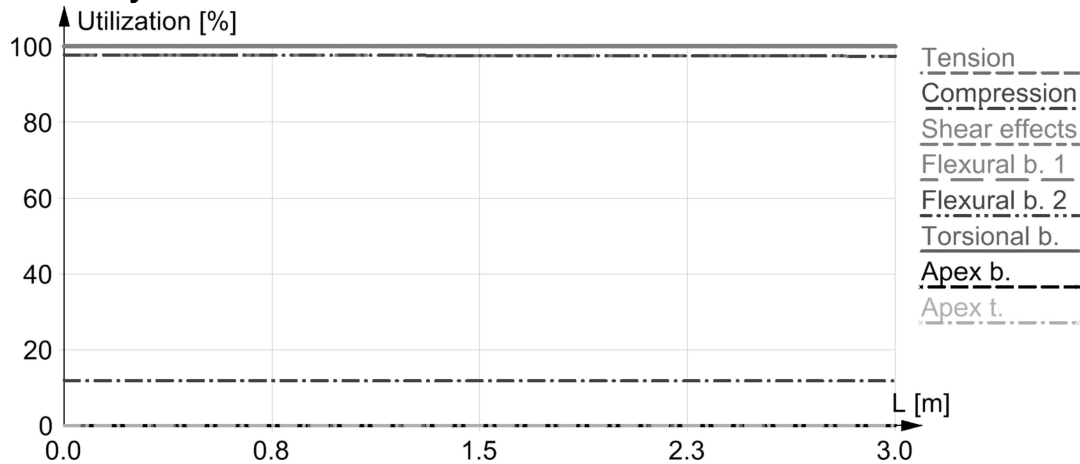
Bending at apex - 6.4.3

Not relevant

Tension at apex - 6.4.3

Not relevant

Summary



T.1.1 Snedstag utsatt för drag (Symmetrisk konstruktion, stagen belastas lika)

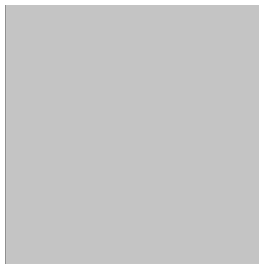
Load combination: '0.89*1.35*Egentyngd + 1.50*vind Y+'

GL 30h

(Glued laminated), Service class 1

$$\begin{aligned}
 E_{0,05} &= 11300 \text{ N/mm}^2 & f_{t,90,k} &= 0.50 \text{ N/mm}^2 \\
 G_{0,05} &= 540 \text{ N/mm}^2 & f_{c,0,k} &= 30.00 \text{ N/mm}^2 \\
 \gamma_M &= 1.25 & f_{c,90,k} &= 2.50 \text{ N/mm}^2 \\
 \gamma_{M,acc./seis.} &= 1.00 & f_{v,k} &= 3.50 \text{ N/mm}^2 \\
 k_{sys} &= 1.00
 \end{aligned}$$

Glulam 85x85



$$\begin{aligned}
 A &= 7225 \text{ mm}^2 & f_{t,0,k} &= 26.40 \text{ N/mm}^2 \\
 W_1 &= 1.024e+05 \text{ mm}^3 & f_{m,1,k} &= 33.00 \text{ N/mm}^2 \\
 W_2 &= 1.024e+05 \text{ mm}^3 & f_{m,2,k} &= 33.00 \text{ N/mm}^2 \\
 i_1 &= 25 \text{ mm} \\
 i_2 &= 25 \text{ mm} \\
 I_2 &= 4.350e+06 \text{ mm}^4 \\
 I_t &= 7.338e+06 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

Combined bending and axial tension - 6.2.3

x = 0.00 mm

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} = \frac{12.11}{12.67} + \frac{0.00}{15.84} + 0.70 \frac{0.00}{15.84} = 0.96 \leq 1.00 \quad (6.17) - \text{OK}$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} = \frac{12.11}{12.67} + 0.70 \frac{0.00}{15.84} + \frac{0.00}{15.84} = 0.96 \leq 1.00 \quad (6.18) - \text{OK}$$

Combined bending and axial compression - 6.1.4, 6.2.4

Not relevant

Combined shear and torsion - 6.1.7, 6.1.8

$x = 0.00 \text{ mm}$

$\tau_d = 0.00 \text{ N/mm}^2 \leq f_{v,d} = 1.68 \text{ N/mm}^2 \quad (6.13) - \text{OK}$

Flexural buckling around axis 1 - 6.3.2

Not relevant

Flexural buckling around axis 2 - 6.3.2

Not relevant

Lateral torsional buckling - 6.3.3

Not relevant

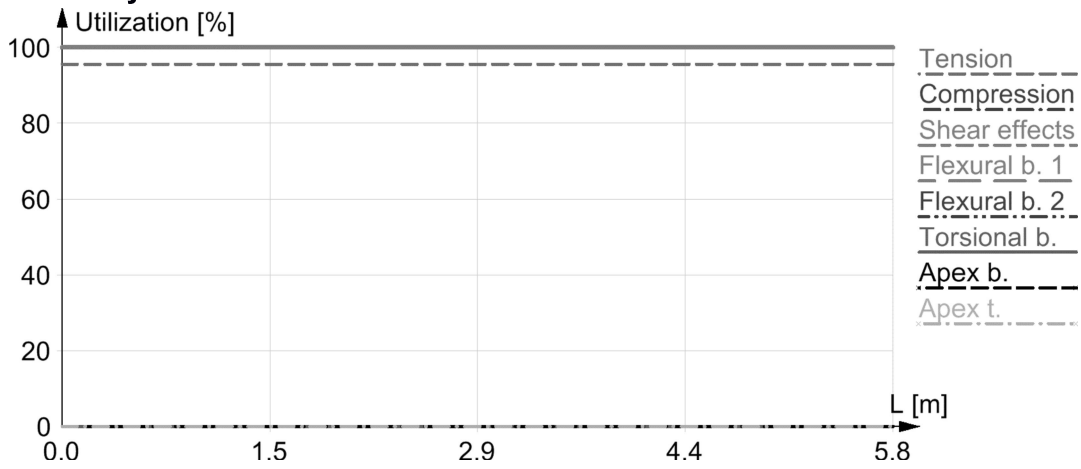
Bending at apex - 6.4.3

Not relevant

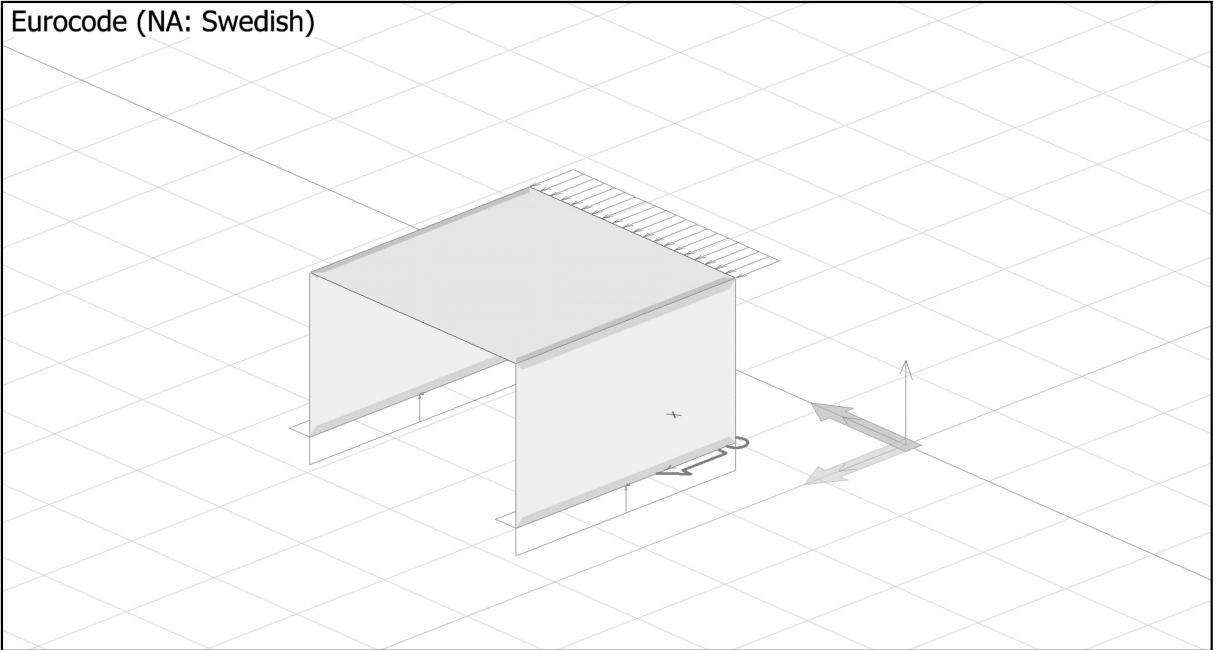
Tension at apex - 6.4.3

Not relevant

Summary



Eurocode (NA: Swedish)



TP.2 KL-träskiva

Load combination: '0.89*1.35*Egentyngd + 1.50*vind Y+'

L(T)60-3S—30 (Materialdata för en 3-skitts 60 mm tjock skiva som ändrats till 30 mm)

Service class: 1, $\gamma_M = 1.25$, $k_{sys} = 1.00$, $k_{mod} = 0.60$

t	=	30 mm	$f_{m,0,k}$	=	23.10 N/mm ²
$E_{0,mean}$	=	7126.00 N/mm ²	$f_{m,90,k}$	=	0.90 N/mm ²
$E_{90,mean}$	=	274.00 N/mm ²	$f_{t,0,k}$	=	9.30 N/mm ²
$E_{0,t}$	=	4933.00 N/mm ²	$f_{t,90,k}$	=	4.70 N/mm ²
$E_{90,t}$	=	2467.00 N/mm ²	$f_{c,0,k}$	=	14.00 N/mm ²
$E_{0,c}$	=	4933.00 N/mm ²	$f_{c,90,k}$	=	7.00 N/mm ²
$E_{90,c}$	=	2467.00 N/mm ²	$f_{v,k}$	=	1.30 N/mm ²
G_0	=	690.00 N/mm ²	$f_{r,0,k}$	=	1.10 N/mm ²
G_{90}	=	117.00 N/mm ²	$f_{r,90,k}$	=	1.10 N/mm ²

Tension and bending, x - 6.2.3

Panel: 'TP.2.1', Coordinates [m]: { 2.00; 2.00; 0.00}

$$\frac{|\sigma_{t,0,d}|}{f_{td,x}} + \frac{|\sigma_{m,x}|}{f_{md,x}} = \frac{|3.60|}{4.46} + \frac{|0.00|}{11.09} = 0.81 \leq 1.00 \quad (6.17) - \text{OK}$$

Tension and bending, y - 6.2.3

Panel: 'TP.2.1', Coordinates [m]: { 2.00; 2.36; 0.38}

$$\frac{|\sigma_{t,90,d}|}{f_{td,y}} + \frac{|\sigma_{m,y}|}{f_{md,y}} = \frac{|0.10|}{2.26} + \frac{|0.00|}{0.43} = 0.04 \leq 1.00 \quad (6.17) - \text{OK}$$

Compression and bending, x - 6.1.4, 6.2.4

Panel: 'TP.2.1', Coordinates [m]: { 2.00; 7.00; 0.00}

Project Details

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{cd,x}} = \frac{3.88}{6.72} = 0.58 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{cd,x}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,x}}{f_{md,x}} = \left(\frac{3.88}{6.72}\right)^2 + \frac{0.00}{11.09} = 0.33 \leq 1.00 \quad (6.19) - \text{OK}$$

Compression and bending, y - 6.1.4, 6.2.4

Panel: 'TP.2.1', Coordinates [m]: { 2.00; 6.64; 0.38}

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{cd,y}} = \frac{0.10}{3.36} = 0.03 \leq 1.00 \quad (6.2) - \text{OK}$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{cd,y}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y}}{f_{md,y}} = \left(\frac{0.10}{3.36}\right)^2 + \frac{0.00}{0.43} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.19) - \text{OK}$$

Shear, xy - 6.1.7

Panel: 'TP.2.1', Coordinates [m]: { 2.00; 3.79; 1.50}

$$\frac{T_{xy}}{1000 \text{ mm} \cdot t \cdot f_{v,d}} = \frac{17653.24}{1000 \text{ mm} \cdot 30 \cdot 0.62} = 0.94 \leq 1.00 \quad (6.13) - \text{OK}$$

Shear, xz - 6.1.7

Panel: 'TP.2.1', Coordinates [m]: { 2.00; 5.93; 1.50}

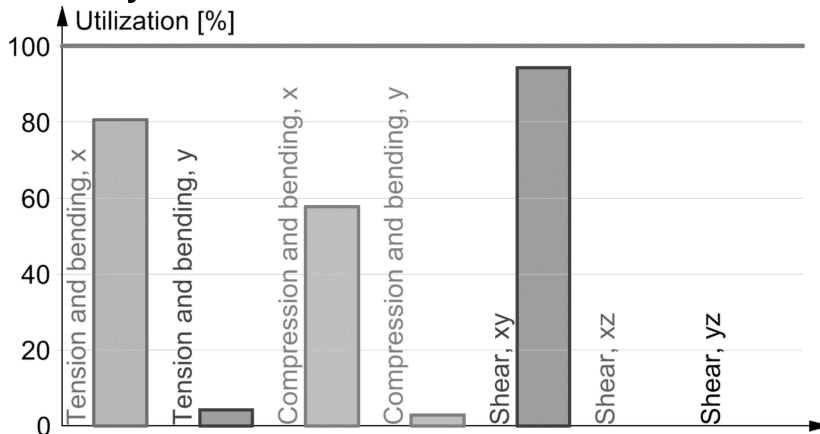
$$\frac{1.50 \cdot T_{xz}}{1000 \text{ mm} \cdot t \cdot f_{r,d,x}} = \frac{1.50 \cdot 0.00}{1000 \text{ mm} \cdot 30 \cdot 0.53} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.13) - \text{OK}$$

Shear, yz - 6.1.7

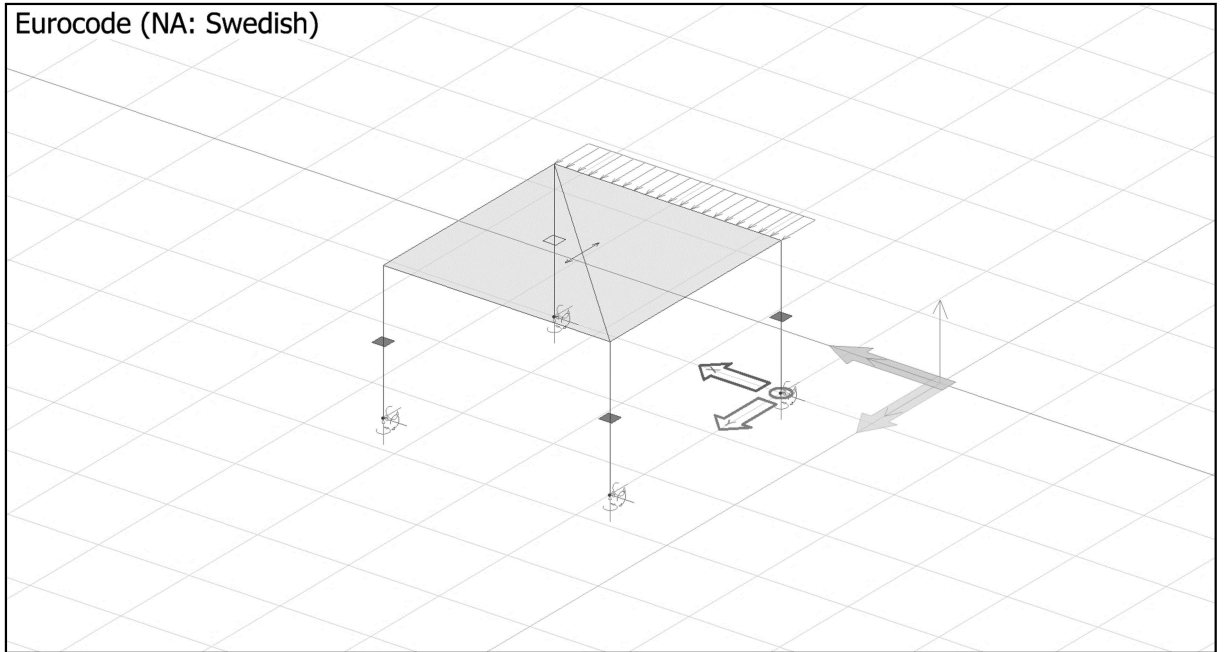
Panel: 'TP.2.1', Coordinates [m]: { 2.00; 5.93; 1.50}

$$\frac{1.50 \cdot T_{yz}}{1000 \text{ mm} \cdot t \cdot f_{r,d,y}} = \frac{1.50 \cdot 0.00}{1000 \text{ mm} \cdot 30 \cdot 0.53} = 0.00 \leq 1.00 \quad (6.13) - \text{OK}$$

Summary



Eurocode (NA: Swedish)



C.3.1 Pelare i motsatt sida av lastens placering (Symmetrisk konstruktion, pelarna belastas lika)

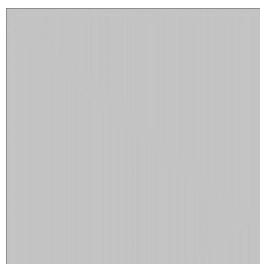
Load combination: '0.89*1.35*Egentyngd + 1.50*vind Y+'

GL 30h

(Glued laminated), Service class 1

$E_{0,05}$	= 11300 N/mm ²	$f_{t,90,k}$	= 0.50 N/mm ²
$G_{0,05}$	= 540 N/mm ²	$f_{c,0,k}$	= 30.00 N/mm ²
γ_M	= 1.25	$f_{c,90,k}$	= 2.50 N/mm ²
$\gamma_{M,acc./seis.}$	= 1.00	$f_{v,k}$	= 3.50 N/mm ²
k_{sys}	= 1.00		

Glulam 285x285



A	= 81225 mm ²	$f_{t,0,k}$	= 25.85 N/mm ²
W_1	= 3.858e+06 mm ³	$f_{m,1,k}$	= 32.32 N/mm ²
W_2	= 3.858e+06 mm ³	$f_{m,2,k}$	= 32.32 N/mm ²
i_1	= 82 mm		
i_2	= 82 mm		
I_2	= 5.498e+08 mm ⁴		
I_t	= 9.275e+08 mm ⁴		

Combined bending and axial tension - 6.2.3

Not relevant

Combined bending and axial compression - 6.1.4, 6.2.4

$x = 0,00$ mm

$$\sigma_{c,0,d} = 0.41 \text{ N/mm}^2 \leq f_{c,0,d} = 14.40 \text{ N/mm}^2 \quad (6.2) - \text{OK}$$

Project Details

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} = \left(\frac{0.41}{14.40}\right)^2 + \frac{14.60}{15.51} + 0.70 \frac{0.00}{15.51} = 0.94 \leq 1.00 \quad (6.19) - \text{OK}$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} = \left(\frac{0.41}{14.40}\right)^2 + 0.70 \frac{14.60}{15.51} + \frac{0.00}{15.51} = 0.66 \leq 1.00 \quad (6.20) - \text{OK}$$

Combined shear and torsion - 6.1.7, 6.1.8

$x = 3000.00 \text{ mm}$

$$\tau_d = 1.03 \text{ N/mm}^2 \leq f_{v,d} = 1.68 \text{ N/mm}^2 \quad (6.13) - \text{OK}$$

Flexural buckling around axis 1 - 6.3.2

$x = 0.00 \text{ mm}$

$$\beta_c = 0.1 \quad (6.29)$$

$$\lambda_1 = \frac{l_0}{i_1} = \frac{3000}{82} = 36.46$$

$$\lambda_{rel,1} = \frac{\lambda_1}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{36.46}{\pi} \sqrt{\frac{30.00}{11300}} = 0.598 \quad (6.21)$$

$$k_1 = 0.5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,1} - 0.3) + \lambda_{rel,1}^2) = 0.5 (1 + 0.1 (0.598 - 0.3) + 0.598^2) = 0.694 \quad (6.27)$$

$$k_{c,1} = \frac{1}{k_1 + \sqrt{k_1^2 - \lambda_{rel,1}^2}} = \frac{1}{0.694 + \sqrt{0.694^2 - 0.598^2}} = 0.957 \quad (6.25)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,1} \cdot f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} = \frac{0.41}{0.957 \cdot 14.40} + \frac{14.60}{15.51} + 0.70 \cdot \frac{0.00}{15.51} = 0.97 \leq 1.00 \quad (6.23) - \text{OK}$$

Flexural buckling around axis 2 - 6.3.2

$x = 0.00 \text{ mm}$

$$\beta_c = 0.1 \quad (6.29)$$

$$\lambda_2 = \frac{l_0}{i_2} = \frac{3000}{82} = 36.46$$

$$\lambda_{rel,2} = \frac{\lambda_2}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{36.46}{\pi} \sqrt{\frac{30.00}{11300}} = 0.598 \quad (6.22)$$

$$k_2 = 0.5 (1 + \beta_c (\lambda_{rel,2} - 0.3) + \lambda_{rel,2}^2) = 0.5 (1 + 0.1 (0.598 - 0.3) + 0.598^2) = 0.694 \quad (6.28)$$

$$k_{c,2} = \frac{1}{k_2 + \sqrt{k_2^2 - \lambda_{rel,2}^2}} = \frac{1}{0.694 + \sqrt{0.694^2 - 0.598^2}} = 0.957 \quad (6.26)$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,2} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,1,d}}{f_{m,1,d}} + \frac{\sigma_{m,2,d}}{f_{m,2,d}} = \frac{0.41}{0.957 \cdot 14.40} + 0.70 \cdot \frac{14.60}{15.51} + \frac{0.00}{15.51} = 0.69 \leq 1.00 \quad (6.24) - \text{OK}$$

Lateral torsional buckling - 6.3.3

$x = 0.00 \text{ mm}$

$$l_{ef} = l / \frac{12.5 \cdot M_{max}}{2.5 \cdot M_{max} + 3 \cdot M_2 + 4 \cdot M_3 + 3 \cdot M_4} + 2 \cdot h$$

$$= 3000 / \frac{12.5 \cdot 56.32}{2.5 \cdot 56.32 + 3 \cdot 28.20 + 4 \cdot 0.07 + 3 \cdot 28.05} + 2 \cdot 285 = 1890 \text{ mm}$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} \cdot I_2 \cdot G_{0,05} \cdot I_t}}{l_{ef} \cdot W_1} = \frac{\pi \sqrt{11300 \cdot 5.498e+08 \cdot 540 \cdot 9.275e+08}}{1890 \cdot 3.858e+06} = 759.83 \text{ N/mm}^2 \quad (6.31)$$

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,1,k}}{\sigma_{m,crit}}} = \sqrt{\frac{30.00}{759.83}} = 0.199 \quad (6.30)$$

$$\lambda_{rel,m} = 0.199 \leq 0.75 \rightarrow k_{crit} = 1.000 \quad (6.34)$$

$$\frac{\sigma_{m,1,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,1,d}} = \frac{14.60}{1.000 \cdot 15.51} = 0.94 \leq 1.00 \quad (6.33) - \text{OK}$$

$$\left(\frac{\sigma_{m,1,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,1,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,2} \cdot f_{c,0,d}} = \left(\frac{14.60}{1.000 \cdot 15.51}\right)^2 + \frac{0.41}{0.96 \cdot 14.40} = 0.92 \leq 1.00 \quad (6.35) - \text{OK}$$

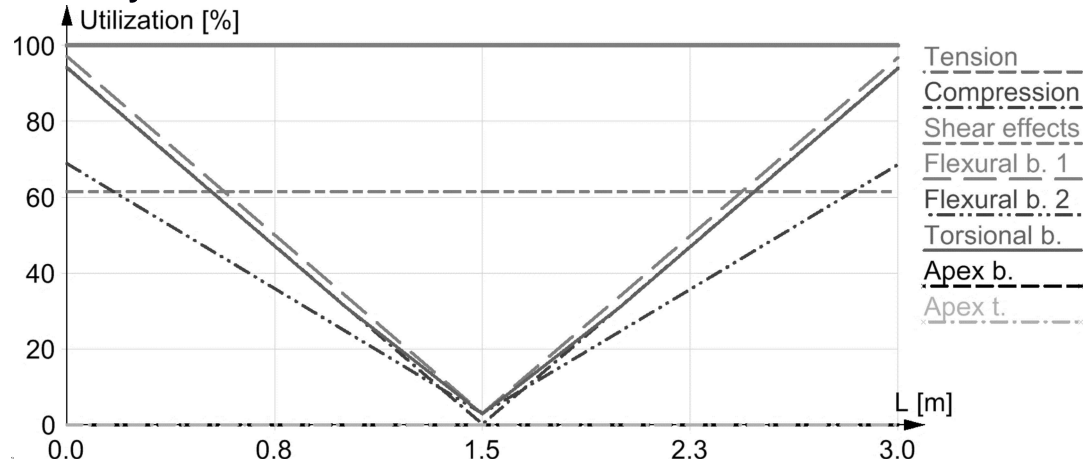
Bending at apex - 6.4.3

Not relevant

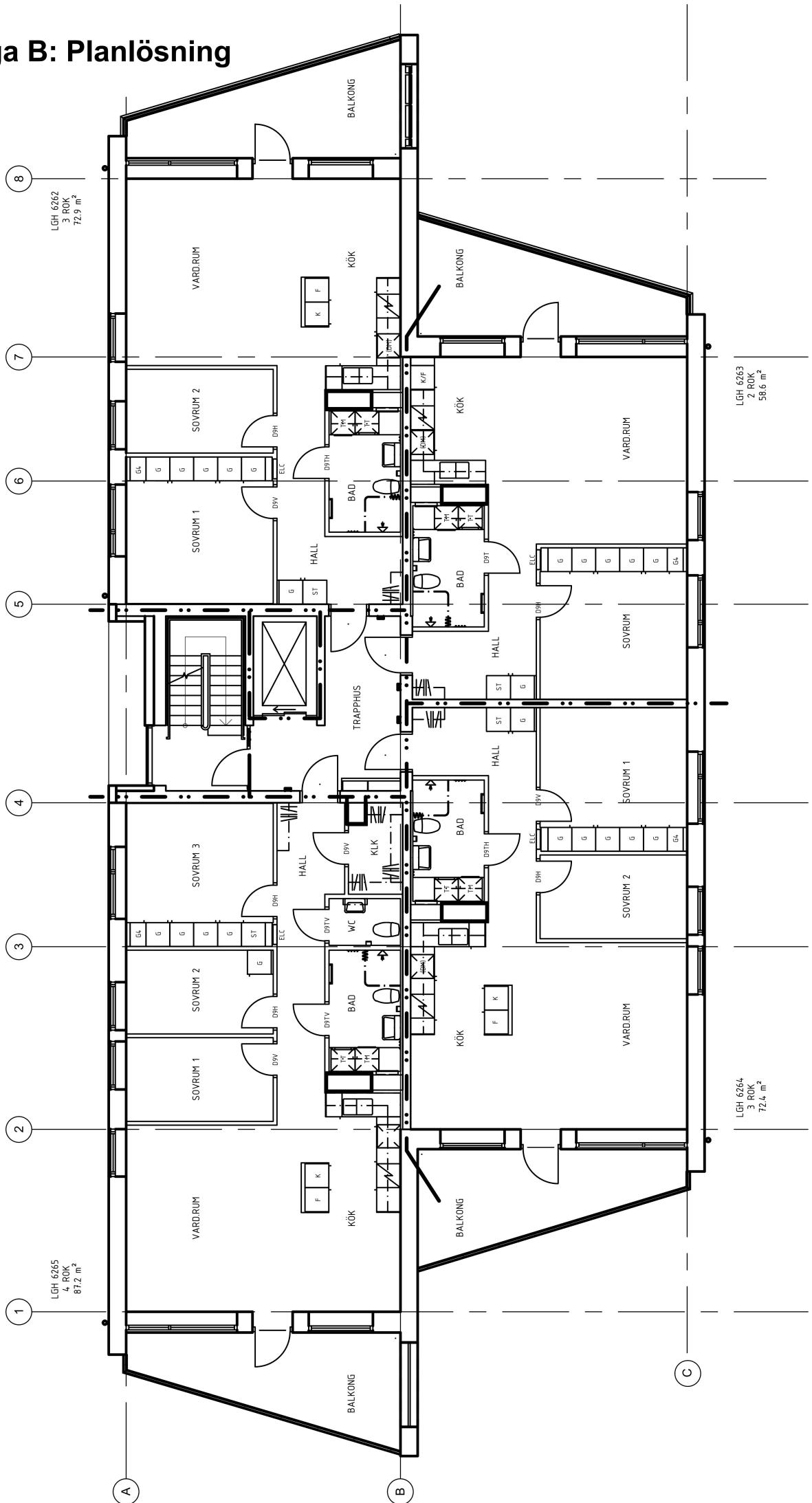
Tension at apex - 6.4.3

Not relevant

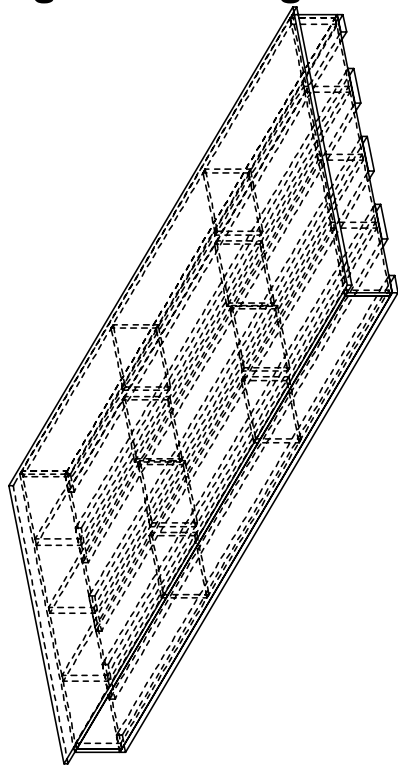
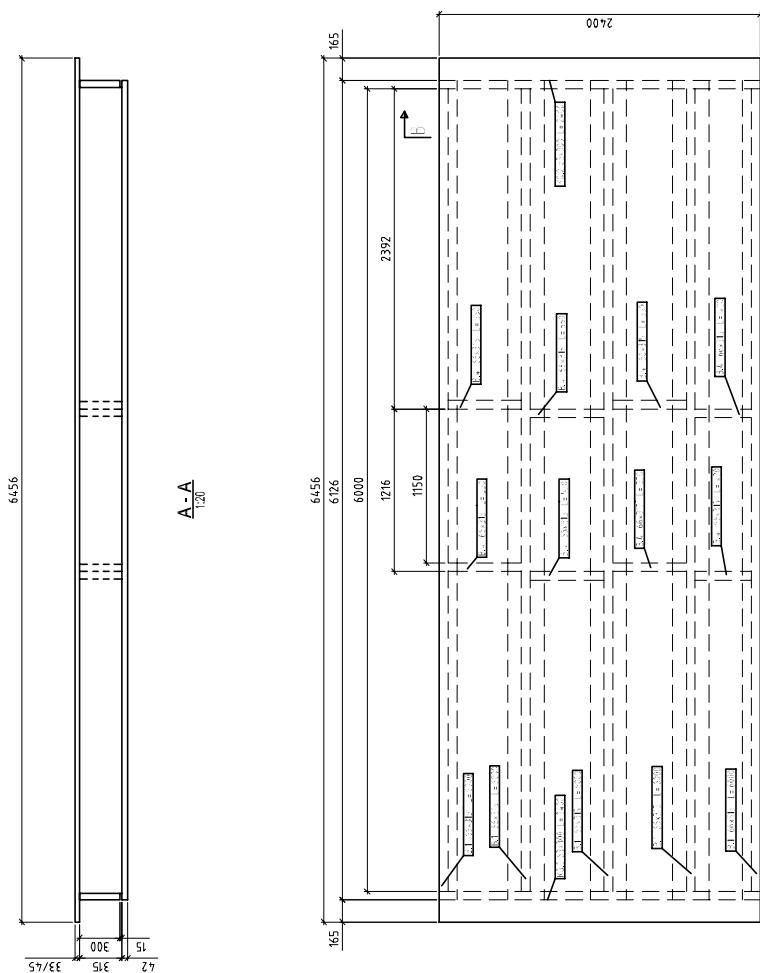
Summary



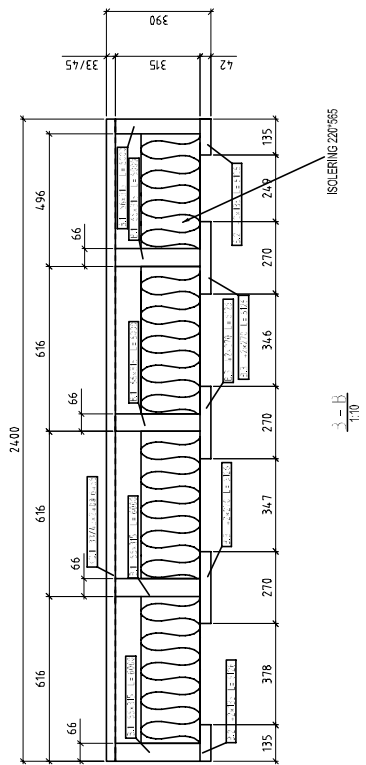
Bilaga B: Planlösning



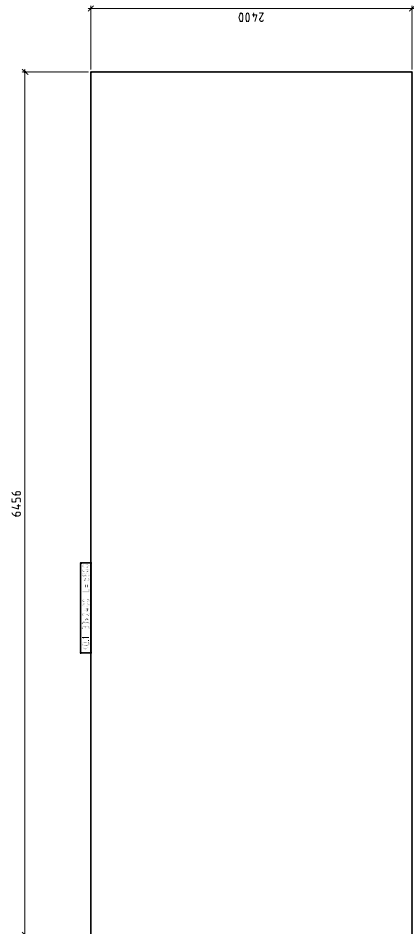
Bilaga C: Ritning av bjälklagskassett



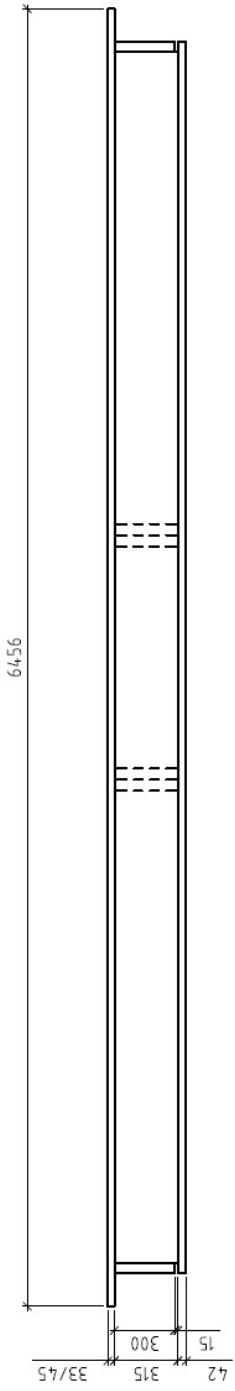
DETAIL 1:20



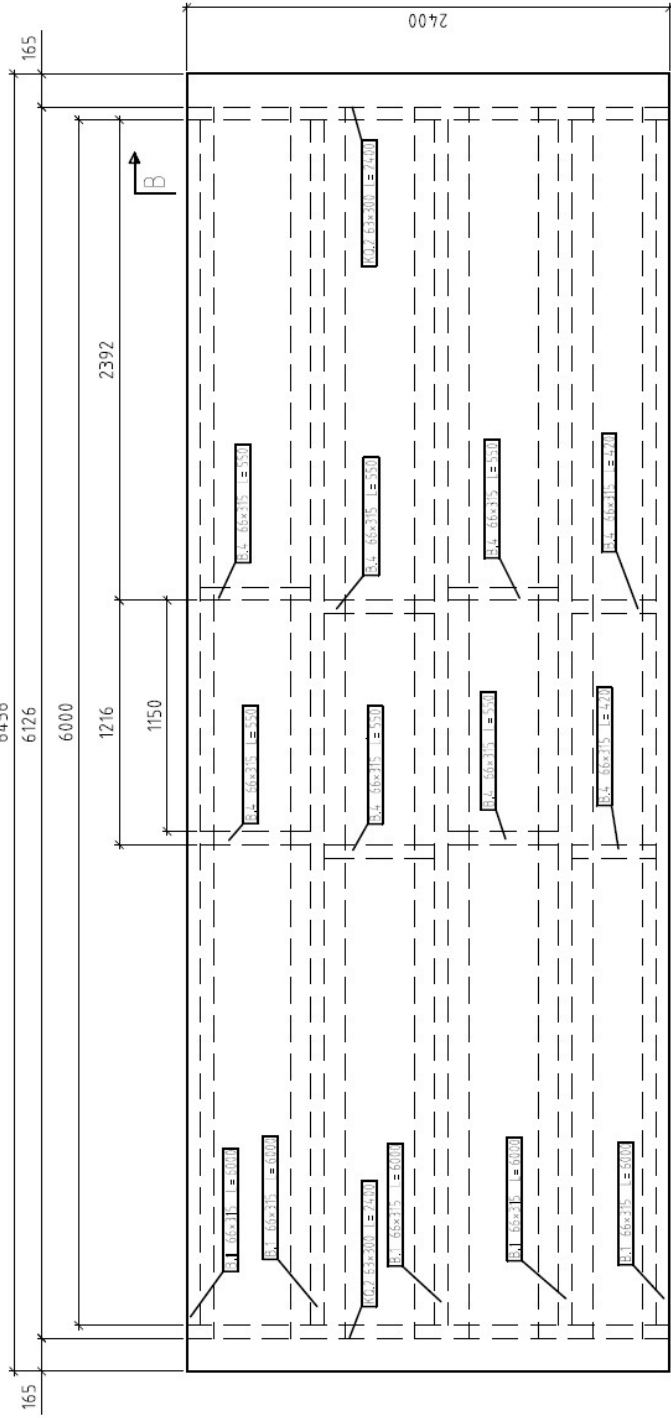
3 - B
1:10

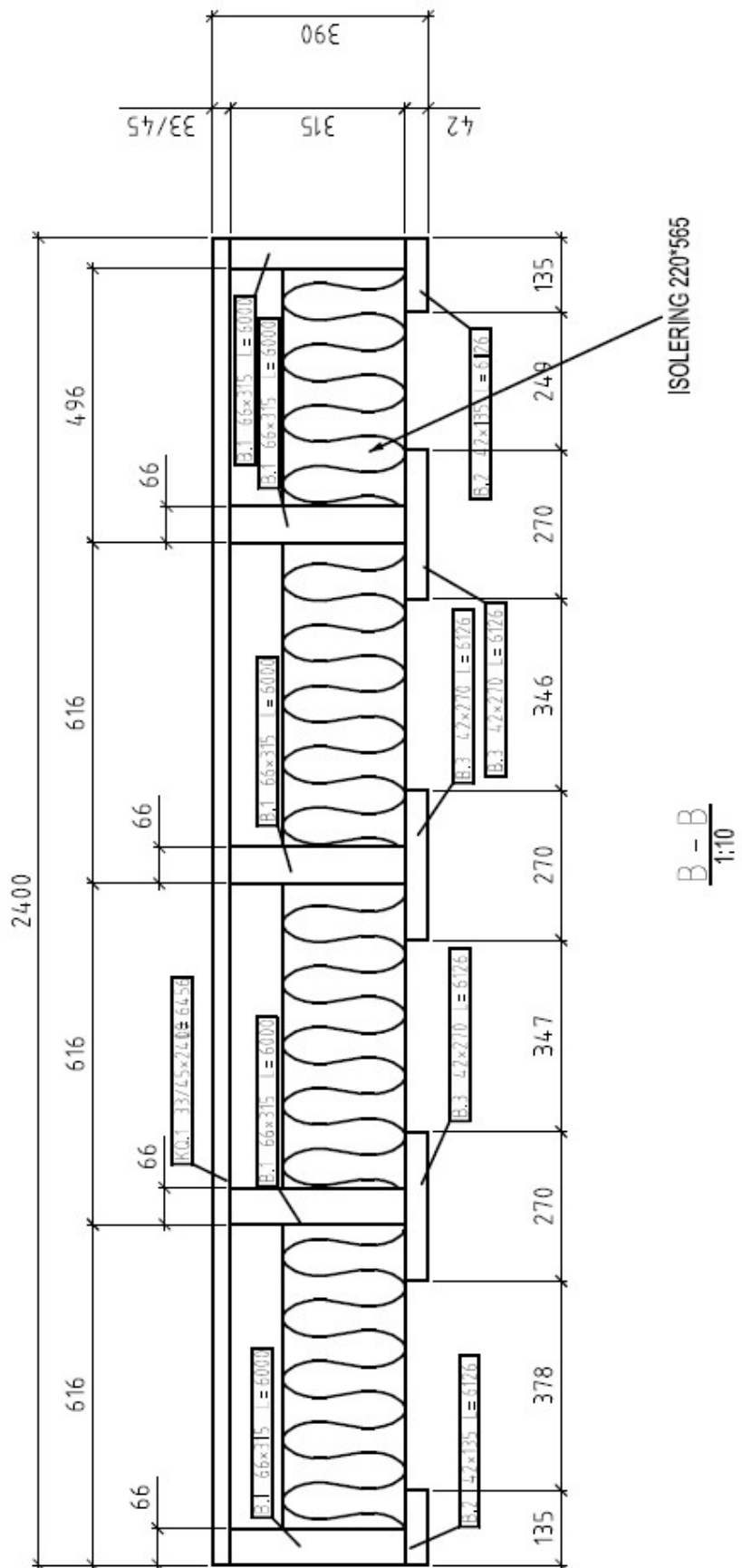


TRÄ 8	MÖBLEN Töreboda AB	PROJEKT NR. P-1000	RIT. 01.07.2016	EJ	KONSTR. HANDBLAGARE	GRANSK. TJ
Möbelen Töreboda AB Box 49 8465 21 TÖREBODA +46 800 48 16 +46 800 80 83		TÖREBODAKASSETT		TR101		
Skala	A1 1:20	RITINGSNUMMER	TR101			
Uppg.	200/06	Skiljesta	1	6,46	1	1,1
0,2	53,33%	6000-1	2	2,40	2	2,1
3	55,56%	UPPGE 0,2815	5	6,55	5	5,3
3,7	62,41%	UPPGE 0,2875	2	6,16	2	5,5
3,3	62,70%	UPPGE 0,2866	3	6,16	3	5,5
3,4	55,56%	UPPGE 0,2815	5	5,5	5	5,4
3,5	55,56%	UPPGE 0,2815	2	5,5	2	5,4
Totalt						



A-A
1/20





MATERIAL LIST FOR ASSEMBLY MK'D		R.101		2		No. Required	
Mark	Profile	Material	No.	Length	Area	Weight	
KQ.1	33x2400	Kerto-Q	1	6456		262	
KQ.2	63x300	Kerto-Q	2	2400		23.1	
B.1	66x315	Limträ GL28cs	5	6000		59.3	
B.2	42x135	Limträ GL28cs	2	6126		16.4	
B.3	42x270	Limträ GL28cs	3	6126		32.9	
B.4	66x315	Limträ GL28cs	6	550		5.4	
B.5	66x315	Limträ GL28cs	2	425		4.2	
Total						777	

Bilaga D: Beräkning av vindlast

Vindlaster

$$\text{Referensvindhastighet} \quad v_b := 24 \frac{m}{s}$$

$$\text{Terrängtyp} \quad TT := 2$$

$$\text{Långsida} \quad l_l := 35 \text{ m}$$

$$\text{Kortsida} \quad l_k := 15 \text{ m}$$

$$\text{Höjd} \quad h := 31.5 \text{ m}$$

$$\text{Takvinkel} \quad \alpha := 40^\circ$$

Vind mot långsida

$$h := 31.5 \text{ m}$$

$h \leq b$ Samma referensvindhastighet gäller på hela långsidan.

$$l := 35 \text{ m}$$

Karakteristiskt hastighetstryck hämtas från tabell C-10a i EKS 10 och interpoleras.

$$v_b := 24 \frac{m}{s}$$

$$TT := 2 \quad q_k := 1.03 + \frac{31.5 - 30}{35 - 30} \cdot (1.07 - 1.03) = 1.04 \frac{kN}{m^2}$$

$$h := 31.5 \text{ m}$$

Formfaktorer på vägg:

$$h := 31.5 \text{ m}$$

$$d := 15 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 2.1$$

$$C_{pe.10.D} := 0.8$$

$$C_{pe.10.E} := -0.5 + \frac{2.1 - 1}{5 - 1} \cdot (-0.7 - -0.5) = -0.56$$

Formfaktorer på tak:

$$C_{pe.10.G} := 0.7$$

$$C_{pe.10.J} := -0.5 + \frac{40 - 30}{45 - 30} \cdot (-0.3 - -0.5) = -0.37$$

Karakteristiskt vindtryck på vägg:

$$\text{Zon D} \quad w_{k.D} := 1.04 \cdot 0.8 = 0.83 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Zon E} \quad w_{k.E} := 1.04 \cdot -0.56 = -0.58 \frac{kN}{m^2}$$

Karakteristiskt vindtryck på tak:

$$\text{Zon G} \quad w_{k.G} := 1.04 \cdot 0.7 \cdot \cos(40^\circ) = 0.56 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Zon J} \quad w_{k.J} := 1.04 \cdot -0.37 \cdot \cos(40^\circ) = -0.29 \frac{kN}{m^2}$$

Vindlast beräknas som linjelaster till varje våningplan.

Tryckta sidan

$$\text{Bjälklag 1} \quad w_{k.1} := w_{k.D} \cdot \left(\frac{3.33}{2} \right) = 1.39 \frac{kN}{m}$$

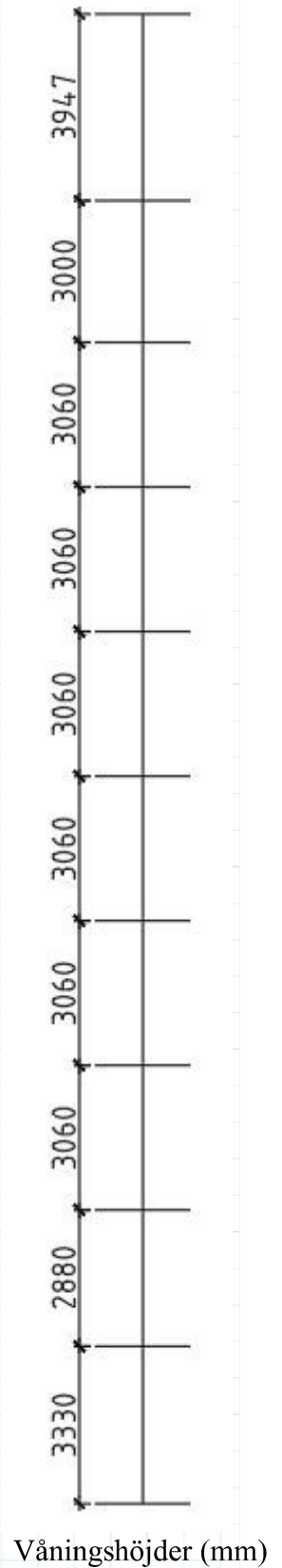
$$\text{Bjälklag 2} \quad w_{k.2} := w_{k.D} \cdot \left(\frac{3.33}{2} + \frac{2.88}{2} \right) = 2.58 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 3} \quad w_{k.3} := w_{k.D} \cdot \left(\frac{2.88}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = 2.47 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 4} \quad w_{k.4} := w_{k.D} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = 2.55 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 5} \quad w_{k.5} := w_{k.D} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = 2.55 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 6} \quad w_{k.6} := w_{k.D} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = 2.55 \frac{kN}{m}$$



$$\text{Bjälklag 7} \quad w_{k.7} := w_{k.D} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = 2.55 \quad \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 8} \quad w_{k.8} := w_{k.D} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = 2.55 \quad \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 9} \quad w_{k.9} := w_{k.D} \cdot \left(\frac{3.06}{2} \right) + w_{k.G} \cdot \left(\frac{3.00}{2} \right) = 2.11 \quad \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 10} \quad w_{k.10} := w_{k.G} \cdot \left(\frac{3.00}{2} + \frac{3.947}{2} \right) = 1.94 \quad \frac{kN}{m}$$

$$\text{Taknock} \quad w_{k.11} := w_{k.G} \cdot \left(\frac{3.947}{2} \right) = 1.1 \quad \frac{kN}{m}$$

Dragna sidan

$$\text{Bjälklag 1} \quad w_{k.1} := w_{k.E} \cdot \left(\frac{3.33}{2} \right) = -0.97 \quad \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 2} \quad w_{k.2} := w_{k.E} \cdot \left(\frac{3.33}{2} + \frac{2.88}{2} \right) = -1.81 \quad \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 3} \quad w_{k.3} := w_{k.E} \cdot \left(\frac{2.88}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = -1.73 \quad \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 4} \quad w_{k.4} := w_{k.E} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = -1.78 \quad \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 5} \quad w_{k.5} := w_{k.E} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = -1.78 \quad \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 6} \quad w_{k.6} := w_{k.E} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = -1.78 \quad \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 7} \quad w_{k.7} := w_{k.E} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = -1.78 \quad \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 8} \quad w_{k.8} := w_{k.E} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = -1.78 \quad \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 9} \quad w_{k.9} := w_{k.E} \cdot \left(\frac{3.06}{2} \right) + w_{k.J} \cdot \left(\frac{3.00}{2} \right) = -1.33 \quad \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 10} \quad w_{k.10} := w_{k.J} \cdot \left(\frac{3.00}{2} + \frac{3.947}{2} \right) = -1.02 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Taknock} \quad w_{k.11} := w_{k.J} \cdot \left(\frac{3.947}{2} \right) = -0.58 \frac{kN}{m}$$

Vind mot kortsida

$$h := 31.5 \text{ m}$$

$$l := 15 \text{ m}$$

$h > 2b$ Sidan delas in i 3 strimlor där den nedersta och översta har höjden $b=15$ m och resterande 1.5 m är den mittersta strimlan.

Karakteristiskt hastighetstryck hämtas från tabell C-10a i EKS 10 och interpoleras.

Strimla 1

$$v_b := 24 \frac{m}{s}$$

$$TT := 2 \quad q_k := 0.82 + \frac{15 - 12}{16 - 12} \cdot (0.88 - 0.82) = 0.87 \frac{kN}{m^2}$$

$$h := 15 \text{ m}$$

Strimla 2

$$v_b := 24 \frac{m}{s}$$

$$TT := 2 \quad q_k := 0.88 + \frac{16.5 - 16}{20 - 16} \cdot (0.93 - 0.88) = 0.89 \frac{kN}{m^2}$$

$$h := 16.5 \text{ m}$$

Strimla 3

$$v_b := 24 \frac{m}{s}$$

$$TT := 2 \quad q_k := 1.03 + \frac{31.5 - 30}{35 - 30} \cdot (1.07 - 1.03) = 1.04 \frac{kN}{m^2}$$

$$h := 31.5 \text{ m}$$

Formfaktorer på vägg:

$$h := 31.5 \text{ m}$$

$$d := 35 \text{ m}$$

$$\frac{h}{d} = 0.9$$

$$C_{pe.10.D} := 0.7 + \frac{0.9 - 0.25}{1 - 0.25} \cdot (0.8 - 0.7) = 0.79$$

$$C_{pe.10.E} := -0.3 + \frac{0.9 - 0.25}{1 - 0.25} \cdot (-0.5 - -0.3) = -0.47$$

Karakteristiskt vindtryck på vägg, strimla 1:

$$\text{Zon D} \quad w_{k.D.S1} := 0.87 \cdot 0.79 = 0.69 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Zon E} \quad w_{k.E.S1} := 0.87 \cdot -0.47 = -0.41 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Karakteristiskt vindtryck på vägg, strimla 2:

$$\text{Zon D} \quad w_{k.D.S2} := 0.89 \cdot 0.79 = 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Zon E} \quad w_{k.E.S2} := 0.89 \cdot -0.47 = -0.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Karakteristiskt vindtryck på vägg, strimla 3:

$$\text{Zon D} \quad w_{k.D.S3} := 1.04 \cdot 0.79 = 0.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Zon E} \quad w_{k.E.S3} := 1.04 \cdot -0.47 = -0.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Vindlast beräknas som linjelaster till varje våningplan.

Tryckta sidan

$$\text{Bjälklag 1} \quad w_{k.1} := w_{k.D.S1} \cdot \left(\frac{3.33}{2} \right) = 1.14 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 2} \quad w_{k.2} := w_{k.D.S1} \cdot \left(\frac{3.33}{2} + \frac{2.88}{2} \right) = 2.13 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 3} \quad w_{k.3} := w_{k.D.S1} \cdot \left(\frac{2.88}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = 2.04 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 4} \quad w_{k.4} := w_{k.D.S1} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = 2.1 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 5} \quad w_{k.5} := w_{k.D.S1} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = 2.1 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 6} \quad w_{k.6} := w_{k.D.S1} \cdot 1.14 + w_{k.D.S2} \cdot 1.5 + w_{k.D.S3} \cdot 0.42 = 2.18 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 7} \quad w_{k.7} := w_{k.D.S3} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = 2.51 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 8} \quad w_{k.8} := w_{k.D.S3} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = 2.51 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 9} \quad w_{k.9} := w_{k.D.S3} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.00}{2} \right) = 2.49 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 10} \quad w_{k.10} := w_{k.D.S3} \cdot \left(\frac{3.00}{2} + \frac{3.947}{2} \right) = 2.85 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Taknock} \quad w_{k.11} := w_{k.D.S3} \cdot \left(\frac{3.947}{2} \right) = 1.62 \frac{kN}{m}$$

Dragna sidan

$$\text{Bjälklag 1} \quad w_{k.1} := w_{k.E.S1} \cdot \left(\frac{3.33}{2} \right) = -0.68 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 2} \quad w_{k.2} := w_{k.E.S1} \cdot \left(\frac{3.33}{2} + \frac{2.88}{2} \right) = -1.27 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 3} \quad w_{k.3} := w_{k.E.S1} \cdot \left(\frac{2.88}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = -1.21 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 4} \quad w_{k.4} := w_{k.E.S1} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = -1.25 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 5} \quad w_{k.5} := w_{k.E.S1} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = -1.25 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 6} \quad w_{k.6} := w_{k.E.S1} \cdot 1.14 + w_{k.E.S2} \cdot 1.5 + w_{k.E.S3} \cdot 0.42 = -1.3 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 7} \quad w_{k.7} := w_{k.E.S3} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = -1.5 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 8} \quad w_{k.8} := w_{k.E.S3} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.06}{2} \right) = -1.5 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 9} \quad w_{k.9} := w_{k.E.S3} \cdot \left(\frac{3.06}{2} + \frac{3.00}{2} \right) = -1.48 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Bjälklag 10} \quad w_{k.10} := w_{k.E.S3} \cdot \left(\frac{3.00}{2} + \frac{3.947}{2} \right) = -1.7 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Taknock} \quad w_{k.11} := w_{k.E.S3} \cdot \left(\frac{3.947}{2} \right) = -0.96 \frac{kN}{m}$$

Bilaga E: Beräkning av styvhetsfördelning

Interpolering av konstanten C för 4.2.2 Undersökning av styvhetsförhållande

$$\text{Snedstag av trä} \quad k_A := 0.62 \quad C := 30 + \left(\frac{0.62 - 0.61}{0.69 - 0.61} \cdot (100 - 30) \right) = 38.75$$

$$\text{Skivor av KL-trä} \quad k_A := 0.55 \quad C := 10 + \left(\frac{0.55 - 0.52}{0.61 - 0.52} \cdot (30 - 10) \right) = 16.667$$

$$\text{Skivor av betong} \quad k_A := 0.49 \quad C := 3 + \left(\frac{0.49 - 0.45}{0.52 - 0.45} \cdot (10 - 3) \right) = 7$$

$$\text{Ramar av stål} \quad k_A := 0.70 \quad C := 100 + \frac{0.70 - 0.69}{0.75 - 0.69} \cdot (\infty - 100) = 1.667 \cdot 10^{306}$$

Interpolering av konstanten C för 4.2.3 Undersökning av bjälklagskassetter

Styvt bjälklag
(riktning Y)

$$k_A := 0.75$$

$$C := \infty$$

Styvt bjälklag
(riktning X)

$$k_A := 0.75$$

$$C := \infty$$

Riktigt bjälklag
(riktning Y)

$$k_A := 0.62$$

$$C := 30 + \left(\frac{0.62 - 0.61}{0.69 - 0.61} \cdot (100 - 30) \right) = 38.75$$

Riktigt bjälklag
(riktning X)

$$k_A := 0.61$$

$$C := 30$$

Kerto 33-skiva
(riktning Y)

$$k_A := 0.49$$

$$C := 3 + \frac{0.49 - 0.45}{0.52 - 0.45} \cdot (10 - 3) = 7$$

Kerto 33-skiva
(riktning X)

$$k_A := 0.61$$

$$C := 30$$

Kerto 300-skiva
(riktning Y)

$$k_A := 0.62$$

$$C := 30 + \left(\frac{0.62 - 0.61}{0.69 - 0.61} \cdot (100 - 30) \right) = 38.75$$

Kerto 300-skiva
(riktning X)

$$k_A := 0.67$$

$$C := 30 + \frac{0.67 - 0.61}{0.69 - 0.61} \cdot (100 - 30) = 82.5$$