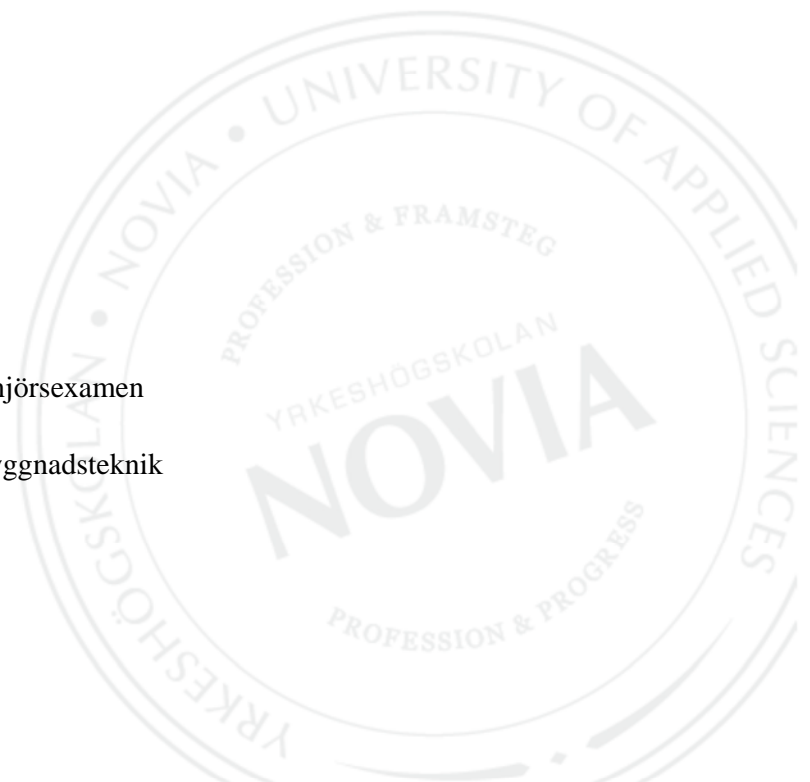




Konstruktion av ett fyra våningar högt våningshus i trä

Magnus Sjöholm

Examensarbete för (YH) ingenjörsexamen
Utbildningsprogrammet för byggnadsteknik
Vasa 2015



EXAMENSARBETE

Författare: Magnus Sjöholm
Utbildningsprogram och ort: Byggnadsteknik, Vasa
Inriktningalternativ: Konstruktion
Handledare: Allan Andersson

Titel: *Konstruktion av ett fyra våningar högt våningshus i trä*

Datum: 22.4.2015

Sidantal: 40

Bilagor: 1

Abstrakt

Syftet med examensarbetet var att planera ett bostadshus på fyra våningar byggt med volymelement i trä. Beställaren var Heikius Hus AB. Målet med detta arbete var att genom konstruktionsberäkningar ta fram de behövliga dimensionerna för stommen i huset.

I arbetet beskrivs beräkningsgången för ett dylikt hus och de konstruktiva för- och nackdelar med de valda byggmetoderna belyses. Arbetet är indelat i fyra delar. Först en inledande beskrivning av arbetet. I nästa avsnitt beskrivs teorin bakom konstruktionsberäkningarna för våningshuset. Sedan följer ett avsnitt som behandlar olika problem som en konstruktör måste tänka på i ett liknande projekt. I sista delen, bilagorna, finns de dimensionsberäkningar som tagits fram under arbetet. Beräkningarna är utförda i MathCAD och baserar sig på Eurokod EN1990, EN1991, EN1995 och EN1997 och på anvisningar och handböcker enligt dessa.

Språk svenska

Nyckelord: våningshus, konstruktion, volymelement, trä

Förvaras: Examensarbetet finns tillgängligt i webbiblioteket Theseus.fi

OPINNÄYTETYÖ

Tekijä: Magnus Sjöholm
Koulutusohjelma ja paikkakunta: Rakennustekniikka, Vaasa
Suuntautumisvaihtoehto: Rakennesuunnittelu
Ohjaaja: Allan Andersson

Nimike: *Neljäkerroksisen talon konstruktio puuelementeistä*

Päivämäärä: 22.4.2015

Sivumäärä: 40

Liitteet: 1

Tiivistelmä

Tämän opinnäytetyön tavoite on suunnitella neljäkerroksinen asuintalo. Asuintalo rakennetaan puisista tilaelementeistä. Työn tilaaja on Heikius Talo Oy. Työn tavoite on selvittää tarvittavat rungon mitat konstruktio-laskelmien avulla.

Työssä kuvaillaan tällaisen talon laskutapahtumat. Myös valitun rakennusmetodin konstruktiiviset hyvät ja huonot puolet selitetään. Työ on jaettu neljään osaan. Ensimmäinen osa on johdanto, jossa työ esitellään ja kuvaillaan. Toinen osa koostuu kerrostalon konstruktio-laskelmia koskevasta teoriasta. Sen jälkeen tulee osa, joka käsittelee muita ongelmia joita rakentaja voi kohdata työskennellessään tällaisen projektin parissa. Viimeisenä tulevat liitteet ja ne sisältävät ulottuvuuslaskelmia, jotka ovat aiemmin työssä tulleet esille. Laskelmat ovat suoritettu MathCadissä ja perustuvat Eurokoodeihin: EN1990, EN1991, EN1995 ja EN1997 ja näiden mukaisiin ohjeisiin ja ohjekirjoihin.

Kieli: ruotsi

Avainsanat: kerrostalo, konstruktio, tilaelementti, puu

Arkistoidaan: Ammattikorkeakoulujen verkkokirjastossa Theseus.fi

BACHELOR'S THESIS

Author: Magnus Sjöholm
Degree program: Construction engineering
Specialization: Structural design
Supervisor: Allan Andersson

Title: *Structural planning of a prefab four story building*

Date 22.4.2015

Number of pages: 40

Appendices: 1

Abstract

The purpose of this thesis was to plan and design a four story building with a wooden frame. The thesis was done on behalf of Heikius Hus AB. The result of the work was calculations of the necessary proportions of the frame for the building

The calculations of the construction are described in the work and also the pros and cons for the chosen construction types are discussed. The work is divided into four sections. The first section is an introduction to the subject. The next section describes the theory of the construction calculations described. Then follows a section in which other problems a constructor can face in a similar project are discussed. The last section, the appendix, includes the calculations made for this thesis. The calculations are made in MathCad and are based on Eurocodes: EN1990, EN1991, EN1995, and EN1997 and the supplements and instructions in accordance with those.

Language: Swedish Keywords: planning, modular building, multi-story building, wood

Filed at: The library and the web library Theseus.fi

Innehållsförteckning

1. INLEDNING.....	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte och uppgift.....	2
1.3 Metod	2
1.3 Avgränsningar.....	2
2. HUSETS EGENSKAPER	3
2.1 Våningshusets allmänna egenskaper	3
2.2 Konstruktionsbeskrivning	4
2.2.1 Innerväggar	4
2.2.2 Ytterväggar.....	5
2.2.3 Mellan- och bottenbjälklag	6
2.3 Byggnadens uppvärmning, värmeisolering och ventilation.....	7
3. TEORI	8
3.1 Dimensionering	8
3.2 Laster.....	9
3.2.1 Dimensionerande laster.....	9
3.2.2 Konsekvensklass.....	10
3.2.3 Tidssklass	11
3.2.4 Lastfallskombinationer	11
3.2.5 Egenvikt.....	13
3.2.6 Snölast.....	13
3.2.6 Vindlast	15
3.3 Stabilisering.....	19
3.3.1 Stomstabilitet.....	20
3.3.2 Byggnadens stabiliserande konstruktioner	21
3.3.3 Elastisk dimensionering	23
3.3.4 Plastisk dimensionering	25
3.4 Dimensionering av yttervägg	27
3.4.1 Knäckning.....	27
3.4.2 Sylltryck.....	29
4. BRANDSÄKERHET	31
4.1 Brandklasser.....	31
4.2 Byggnadsdelarnas brandklasser	32
4.2.1 Bärande stommen	33
4.2.2 Övriga ytor	34
4.2.3 Utformning av fasad	34
5. SAMMANFATTNING OCH DISKUSSION.....	37
6. KÄLLFÖRTECKNING.....	39

1. Inledning

Den inledande delen av arbetet kommer berätta allmänt om bakgrunden för byggande av våningshus i trä samt arbetets syfte, metoder och avgränsningar.

1.1 Bakgrund

Bostadshus i trä har en stark tradition i Österbotten sedan flera århundranden tillbaka. Även idag står trä för tradition, men också för miljömedvetenhet och förnybarhet. Byggnadsbranschen använder mera råvaror än någon annan industrigren i Europa. Byggandets förbrukning av råvaror i viktprocent är 33 – 50 % av all råvaruförbrukning. Dessutom går endast 40 – 50 % av avfallet att återvinna vid en rivning (EU-undersökningsprojekt, RELIEF 2003, s 7.).

Trä är det enda byggnadsmaterial som hela tiden ökar i mängd. Finland består till 70 % av skog och de finländska skogarna producerar mera än vad vi använder idag. Den mängd trämaterial som går åt för att bygga ett medelstort våningshus i trä producerar våra skogar under en halv minut. (Puuinfo.fi, Puun tarina u.å). Genom att bygga i trä kan man minska på eller helt och hållet undvika användningen av icke förnyelsebara material. I synnerhet vid byggande kan man påverka mycket eftersom materielmängderna är så stora och man kan relativt enkelt ersätta andra material med trä.

Idag sker en kapplöpning i utvecklingen mot lägre kostnader och högre effektivitet i de flesta industrier i ett syfte att öka sin konkurrenskraft, så även i byggindustrin. En samverkan mellan träkomponenter och industriell prefabrikation av färdiga volymdelar är ett huvudspår i denna kapplöpning. Träbyggnadsteknik med hög prefabriceringsgrad har på kort tid uppnått en betydande ställning för hushöjder på 4-5 våningar inom bostäder som är prispressade, som t.ex. studentbostäder (Träguiden.se, Att välja trä, u.å). Standardisering och lämpliga mått på volymerna kommer att bidra till framtida konkurrenskraftighet och prispressning.

1.2 Syfte och uppgift

Syftet med examensarbetet är att planera och konstruera ett fyra våningar högt våningshus i trä av volymelement med regelsystem. Arbetet är beställt av Heikius Hus AB och tanken är att detta examensarbete ska resultera i handlingar och beräkningar som behövs för att inleda byggandet av ett sådant hus.

1.3 Metod

För att genomföra arbetet har jag använt Eurokoderna som utgångspunkt men har även studerat andra rapporter och handböcker. Dimensionering av stabiliserande väggar grundar sig på Bo Källsner och Ulf Arne Girhammars handbok "Horisontalstabilisering av träregelstommar – Plastisk dimensionering med träbaserade skivor." Idéer och kunskap har även tagits från de diskussioner och intervjuer jag har haft med Göran Heikius på Heikius Hus AB och med min handledare Allan Andersson.

1.3 Avgränsningar

Jag har i arbetet koncentrerat mig på dimensionering i brottgränstillstånd med fyra lastfallskombinationer. För att minska på arbetets omfattning beaktas inte t.ex. brand, ljud, svängningar och deformationer i dimensioneringsberäkningarna utan dessa omnämns bara i arbetets teoridel. Våningshus med CLT-stomme behandlas inte i detta arbete.

Följande antas gälla i beräkningarna:

- Bjälklagen antas vara styva i sitt plan jämfört med väggarnas styvhet och dimensioneras inte för horisontalkraftöverföring.
- Den last som uppstår av vindens friktion längs med väggar och tak försummas.
- Grunden dimensioneras inte, utan endast lastnedräkning och kontroll mot glidning och stjälpning utförs till nivån för övre kanten av grundkonstruktionen.

2. Husets egenskaper

Detta kapitel innefattar den allmänna byggnadsplaneringen och de lösningar som har använts som grund för beräkningar beskrivs.

2.1 Våningshusets allmänna egenskaper

Planlösningen är planerad av Heikius Hus AB och innehåller 4 st ettor á 45 m² och 2 stycken treor á 68 m². Varje lägenhet utgör en enskild volym, trapphus och korridor likaså. Huset är tänkt att bli 4 våningar så att det totala antalet lägenheter blir 24 med en total bostadsyta på 1264 m².



Figur 1 Preliminär planlösning av ett våningsplan gjord av Heikius Hus AB.

I planlösningen har man försökt skapa öppna ytor för att få lägenheterna att kännas stora. Man har också koncentrerat våtutrymmen och köksutrustning nära korridoren för att kunna utföra service och underhåll på alla vatten- och avloppsanslutningar från korridoren utan att behöva gå in i lägenheterna. Mellan våningarna går vatten-, avlopps-, och ventilationsrören i schakt som förses med kontrolluckor som kan öppnas från korridoren.

De finska byggnadsbestämmelserna (G1 4.2.1) kräver också att byggnader med tre eller flera våningar ska vara utrustade med hiss. Ifall våningsytan för hela byggnaden överskrider 1200 m², vid nybyggnad, blir skyddsrum aktuellt. (Räddningslag 379/2011 kap 11). De brandbestämmelser som tillämpas behandlas i Kap 4.

Sammanställning av beräkningsbakgrund:

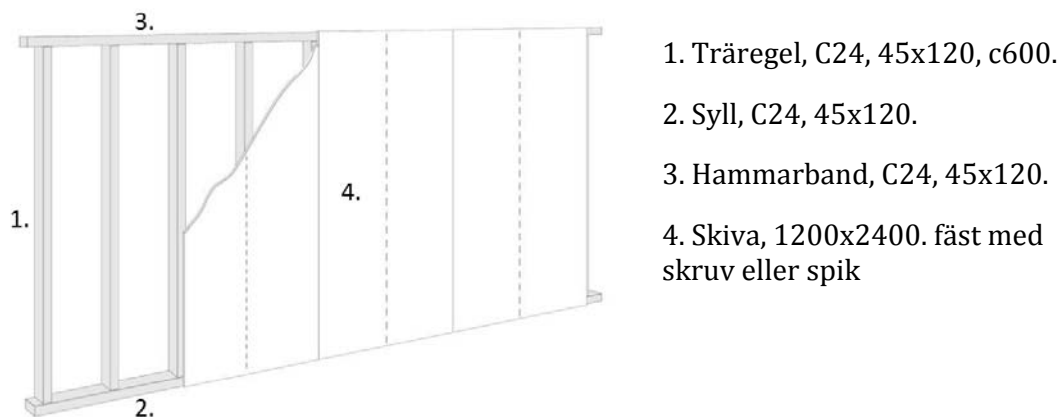
- Byggnaden har fyra våningar.
- Byggnaden antas ligga i Vasatrakten med avseende på snölast (2 kN/m²).
- Terrängen kring byggnaden antas vara av terrängtyp III, terräng med enstaka stora hinder t.ex. småhusområden i byar, för- eller tätort.
- Undergrunden består av friktionsjord ($\Phi = 34^\circ$).
- Konsekvensklass CC2
- Laster, partialkoefficienter och kombinationsfaktorer fås ur Eurokod 1 (EN-1991) och ur den nationella bilagan.

2.2 Konstruktionsbeskrivning

I detta kapitel beskrivs de konstruktionstyper och lösningar som har valts för byggnadens bärande stomme.

2.2.1 Innerväggar

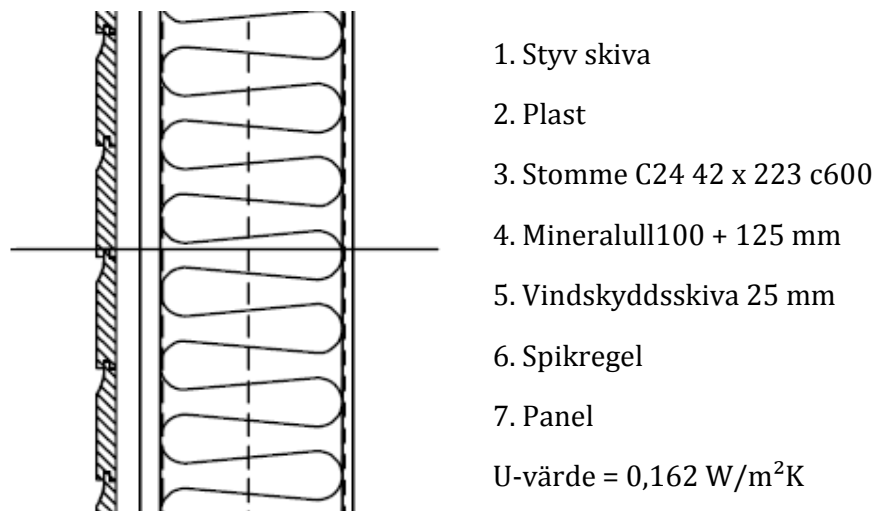
Objektets konstruktionssystem har valts till skivregelväggar med träreglar av virkesklass C24. Olika skivors lämplighet undersöks med avseende på tvärkraftskapacitet och brandklass.



Figur 2. Principskiss på en stabiliserande volyminnervägg (Gyproc handbok 7 - stomstabilisering, modifierad)

2.2.2 Ytterväggar

Ytterväggarna antas som grund för dimensioneringen ha en konstruktion som Heikius Hus AB tidigare har använt sig av och är en vanlig typ av ytterväggskonstruktion. Enligt figur 3, från höger till vänster:

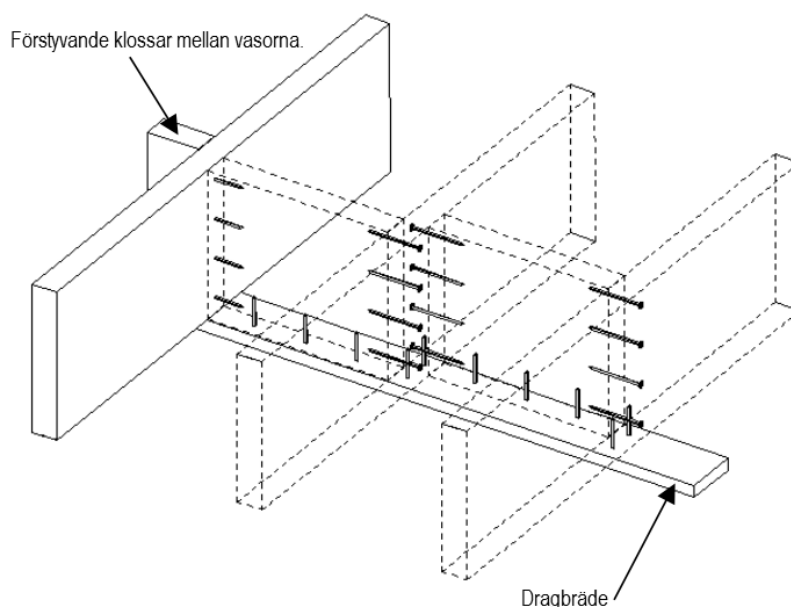


Figur 3 Ytterväggskonstruktionen (Heikius Hus AB)

Ytterväggens hammarband har valts till samma dimension som för ytterväggsreglarna. Som ytterväggens bärbalk, på stående under hammarbandet, väljs också samma dimensioner som för ytterväggens regler. Bärbalken ska fördela lasten från ovanliggande bjälklag eller takstolar ner till reglarna som i sin tur fördelar lasten ner till syll. Bärbalken antas i detta arbete gå runt hela ytterväggskonstruktionen. För bärbalken kontrolleras böjhållfasthet, skjuvhållfasthet och deformation (nedböjning). Bärbalken kontrolleras i detta arbete främst ovanför dörr- och fönsteröppningar p.g.a. att det är på dessa platser där den är som mest utsatt. Balken dimensioneras som en tvåstödsbalk som är fast inspänd i ena ändan, vilket gör att man kan skarva balken på ena pelaren i öppningen.

2.2.3 Mellan- och bottenbjälklag

Volymernas bjälklag består av Kerto-S balkar som för att klara av spännvidden 5800 mm har måtten 51 x 360 mm. Som golvskena används en 18 mm tjock plywoodskiva som limmas och skruvas i golvskena. Två förstärkingslinjer mellan skena behövs, se figur 4. Förstärkingslinjer behövs då spännvidderna blir stora, över 4 m, för att stabilisera skena mot horisontella krafter och instabilitet. Förstärkingslinjen ger skena bättre kapacitet mot punktlaster vilket i sin tur förbättrar bjälklagets egenfrekvens och momentkapacitet. De förstärkande klossarna är tänkta att fördela tryckande krafter mellan skena medan dragbrädet tar upp dragkrafter. (Puuinfo.fi, Puuvälipohjan värähtelymitoitus 2011).



Figur 4 Exempel på förstärkande linje mellan golvskena (Puuinfo.fi, översatt).

I mellanbjälklaget vid ytterväggen placeras också en ringbalk som skena fästs i. Ringbalken är av samma dimensioner och material som golvskena. Ringbalkens uppgift är att binda ihop bjälklaget och tillsammans med hammarbandet och dess bärbalk fördela krafterna neråt.

Grundkonstruktionen är tills vidare tänkt vara av typen ventilerad kryppgrund.

2.3 Byggnadens uppvärmning, värmeisolering och ventilation

Lägenheterna kommer att värmas upp med hjälp av golvvärme men husets värmekälla är ännu inte bestämd.

Enligt Finlands byggbestämmelsesamling C3 kapitel 3.2.1 så ställs följande krav på värmegenomgångskoefficienten, U-värdet, för byggnadsdelar i ett uppvärmt utrymme:

- Yttervägg: 0,17 W/m²K
- Vindsbjälklag och bottenbjälklag: 0,09 W/m²K
- Bottenbjälklag mot kryppgrund: 0,17 W/m²K
- Fönster och dörrar: 1,0 W/m²K

De konstruktionstyper som är beskrivna i kapitel 2.2 kommer att ha följande värmegenomgångskoefficient:

- Byggnadens yttervägg: 0,162 W/m²K
- Byggnadens övrebjälklag: 0,081 W/m²K
- Byggnadens bottenbjälklag
mot kryppgrunden: 0,108 W/m²K

Dessa U-värden är enligt tidigare volymhuskonstruktioner byggda av Heikius Hus AB och är kontrollerade med Puuinfos program: Alapohjan U-arvo och Puurakenteet U-arvo som hittas på www.puuinfo.fi.

Ventilationen i byggnaden kommer att bestå av enskilda ventilationsaggregat för varje lägenhet. Detta för att minska på ventilationsrör som ska sammankopplas mellan volymerna vilket i sin tur underlättar monteringen av volymerna på byggplatsen. Detta gör också så att byggnadens tekniska utrymme minskas avsevärt då man inte behöver ha ett skilt ventilationsrum.

3. Teori

Detta kapitel förklarar hur dimensionering i allmänhet går till och hur metoderna tillämpas i detta examensarbete samt hur valda lösningar dimensioneras. Själva beräkningarna finns i bilagan.

3.1 Dimensionering

Från och med år 2007 så har man i Finland tagit i bruk Eurokod standarderna, EN1990 – EN1999. Dessa reglerar dimensionering av konstruktioner i Europa inklusive Finland. Varje land har dessutom kompletterande nationella bilagor där varje land själv får bestämma specifika parametrar och beräkningsgångar. Eurokoderna kan skraddarsys för varje specifikt land med dess egna krav. I Finland ansvarar miljöministeriet för de nationella bilagorna för de delar som hör till deras ansvarsområde. Eurokoderna publiceras i Finland av Standardiseringsförbundet SFS. (Miljöministeriet – Fakta om eurokoder 2013).

I detta examensarbete har följande standarder tillämpats på bärande konstruktioner:

- EN1990: Eurokod 0: Grundläggande dimensioneringsregler.
- EN1991-1-1: Eurokod 1: Allmänna laster, egenvikter och nyttolaster.
- EN1992-1-1: Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner
- EN1995-1-1: Eurokod 5: Dimensionering av träkonstruktioner
- EN1997-1-1: Eurokod 7: Dimensionering av geokonstruktioner
- NA(FI): Finlands nationella bilagor

För att göra tolkningen av standarder och regelverk enklare, används i detta arbete handböcker och manualer som är baserade på eurokoderna. Bland annat följande böcker och publikationer, samt översättningar och läromaterial grundade på dessa, har använts vid tolkningen av regelverk:

- Suomen Rakennusinsinöörien Liittos, RIL:s, handböcker.
- Boverkets konstruktionsregler, BKR (Sverige).
- Horisontalstabilisering av träregelstommar - Plastisk dimensionering av väggar med träbaserade skivor. Bo Källsner och Ulf Arne Girhammar. (2008).

3.2 Laster

Framtagning av laster och lastfall som verkar på den tänkta konstruktionen är en viktig del av dimensionering. Nästan alla konstruktioner är hela tiden påverkade av flera olika laster på samtidigt. Dessa kombinationer av laster utgör lastfallskombinationer. I detta avsnitt behandlas nyttolast, snölast, vindlast och egentyngder av konstruktionen. Värden på de karakteristiska lasterna har tagits från EN1991-1-1: Eurokod 1, kompletterad med den nationella bilagan.

3.2.1 Dimensionerande laster

Vid dimensionering används två gränstillstånd EN1990 kap 3:

- Brottgränstillstånd: byggnaden är på gränsen till att ett något slags brott uppstår, säkerhetskoefficienter används för att förstora lasternas effekt.
- Brukgränstillstånd: en bärande konstruktion är på gränsen till att den inte uppfyller de krav som ställs på dess funktion t.ex. egenfrekvens, nedböjning eller deflektion. Då används lasternas karakteristiska effekt, alltså verkliga lasternas effekt på byggdelen då byggnaden är i användning.

Vid dimensioneringen ska båda tillstånden beaktas och kontrolleras för konstruktionen för att kunna bestämma säkerheten, hållfastheten och stabiliteten under byggnadens användningstid.

3.2.2 Konsekvensklass

Beroende på hur allvarliga följer ett brott kommer att ha, indelas byggnader i tre konsekvensklasser enligt den finska nationella bilagan (tabell 1):

Tabell 1. Bestämning av konsekvenslast och lastkoefficient enl. den finska nationella bilagan. (RIL 201-1-2011).

Konsekvensklass	Lastkoefficient K_{FI}	Beskrivning	Exempel
CC1	0,9	Små konsekvenser genom förlust av människoliv eller små ekonomiska, sociala eller miljöskador.	En- och tvåvåningsbyggnader där människor vistas bara tillfälligt t.ex. lager. Konstruktioner som inte orsakar märkbar fara vid skada som – trossbottenbjälklag – yttertak med krypvind, nära vindsbjälklaget, nära den egentliga bärande konstruktionen – icke bärande ytterväggar och mellanväggar
CC2	1,0	Medelstora konsekvenser genom förlust av människoliv eller små ekonomiska, sociala eller miljöskador.	Byggnader och konstruktioner som inte hör till CC1 eller CC3.
CC3	1,1	Stora konsekvenser genom förlust av människoliv eller små ekonomiska, sociala eller miljöskador.	Byggnadens bärande stomme inklusive sådana byggnader där det ofta vistas en stor mängd människor som – bostads, kontors- och affärsbyggnader med över 8 våningar, inklusive källarvåning. – konsertsalar, teatrar, sport- och utställningshallar, läktare (över 1000 personer) – byggnader som är tungt belastade eller innehåller stora spännvidder. Specialkonstruktioner som t.ex. stora master och torn.

Lasterna påverkas av konsekvensklassen genom lastkoefficienten K_{FI} som antingen förstorar eller förminskar lasterna beroende på konsekvenslast. Den här byggnaden faller inom ramen för konsekvensklass CC2 eftersom det är ett bostadshus med mindre än 8 våningar. Det ger lastkoefficienten $K_{FI} = 1,0$.

3.2.3 Tidsklass

Lasterna indelas i tidsklasser beroende på hur lång varaktighet de har. Följande fem tidsklasser förekommer (RIL-205-1-2009, bilaga B):

- Permanent - över tio år (t.ex. egenvikt)
- Långvarig - sex månader till tio år (t.ex. lagerlast).
- Medellång - en vecka till sex månader (vanliga nyttolaster t.ex. snölast).
- Kortvarig - under en vecka.
- Momentan (t.ex. vindlast).

Tolkningen av till vilken varaktighetsklass en viss last hör varierar i olika länder men enligt RIL är varaktigheterna ovan de som gäller i Finland. De laster och deras tidsklasser som behandlas i detta arbete är följande:

- Egenvikter: Permanent
- Snölast: Medellång
- Vindlast: Momentan

3.2.4 Lastfallskombinationer

För att motsvara verkligheten där det nästan alltid är flera laster som verkar samtidigt använder man olika lastfallskombinationer. I dessa kan man kombinera all tänkbar belastning som byggnaden kan utsättas för under dess brukstid. Lastfallskombinationerna kan vara nästan oändligt många men man brukar begränsa sig till de kombinationer som man antar är dimensionerande. Speciellt vid handberäkningar är man tvungen att prioritera de kombinationer man vet är dimensionerande, men vid simuleringar i olika modelleringsprogram med dator kan man ta med flera kombinationer.

I det här arbetet tillämpas de metoder som beskriv i RIL 201-1-2011 del 0, kapitel 6.4.6S för att kombinera lasterna.

$$\begin{cases} 1,15 * K_{FI} * G_{kj} + 1,5 * K_{FI} * Q_{k1} + 1,5 * K_{FI} * \sum_{i>1} \Psi_{0,i} * Q_{k,i} \\ 1,35 * K_{FI} * G_{kj} \end{cases} \quad (1)$$

där,

G_{kj} = karakteristiskt värde för alla egenvikter som ingår i lasteffekten

Q_{k1} = karakteristiskt värde för den dominerande nyttolasten, huvudlasten

$Q_{k,i}$ = karakteristiskt värde för övriga samtidigt förekommande nyttolaster

K_{fi} = lastfaktor enligt tabell 1 som beror på byggnadsdelen konsekvensklass

$\psi_{0,i}$ = kombinationsfaktor enligt tabell 2 nedan, spalt ψ_0 används.

Den övre raden gäller då nyttolaster ingår medan den nedre gäller då enbart egenvikt ingår.

Tabell 2. Kombinationsfaktorer enligt den finska nationella bilagan (RIL 201-1-2011 del 0, tab A1.1).

Last	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nyttiga laster i byggnader, klass (se SFS-EN 1991-1-1)			
Klass A: bostadsutrymmen	0,7	0,5	0,3
Klass B: kontorsutrymmen	0,7	0,5	0,3
Klass C: samlingsutrymmen	0,7	0,7	0,3
Klass D: affärsutrymmen	0,7	0,7	0,6
Klass E: lagerutrymmen	1,0	0,9	0,8
Klass F: trafikerade utrymmen, fordonsvikt ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Klass G: trafikerade utrymmen, $30 \text{ kN} < \text{fordonsvikt} \leq 160$ kN	0,7	0,5	0,3
Klass H: yttertak	0	0	0
Snölast (se SFS-EN 1991-1-3) ^{*)} när			
$s_k < 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75 \text{ kN/m}^2$	0,7	0,5	0,2
Islast ^{**))}	0,7	0,3	0
Vindlaster på byggnader (se SFS-EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Byggnaders inre temperatur (ej brand) (se SFS-EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
^{*)} På uteterrasser och balkonger $\psi_0 = 0$ i samband med klasserna A, B, F och G. Obs: Om det i byggnaden finns olika lastklasser som inte kan separeras till egna klara grupper, används ψ -värden som ger mest ogynnsam inverkan. ^{**))} Tillägg till Finlands nationella bilaga.			

I detta arbete har det valts att ta med fyra lastfallskombinationer för att simulera de dimensionerande belastningarna på byggnaden. De fyra kombinationerna är följande:

- Snölast som huvudlast + nyttolast (medellång varaktighet)
- Nyttolast som huvudlast + snölast (medellång varaktighet)
- Vindlast som huvudlast + övriga nyttolaster (momentan varaktighet)
- Endast full vindlast, reducerade egenvikter (momentan varaktighet)

3.2.5 Egenvikt

Till egenvikter räknas alla konstruktioner, oberoende om de är bärande eller inte, samt all fast inredning i lägenheterna. (RIL 201-1-2011 del 1.1 kap 5.0). Egenvikten är en permanent last som verkar på alla konstruktioner. Värden fås ur tabell i RIL 201-1-2011 bilaga A eller så används tillverkarnas angivna värden för materialet eller konstruktionen.

Följande egenvikter används i arbetet:

Tabell 3. Konstruktioners egenvikt.

Konstruktion	Egenvikt
Bjälklag	$g_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$
Väggar	$g_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$
Takonstruktion	$g_k = 0,8 \text{ kN/m}^2$

3.2.6 Snölast

Snölasten är en vertikal nyttolast som verkar på byggnadens takytor. Snölasten är en naturlast och är föränderlig med en medellång varaktighet upp till sex månader. Snölastens effekt på byggnaden baserar sig på snölastens grundvärde på marken som i sin tur fås enligt byggnadens region, se figur 6. Snölast på tak fås genom att multiplicera den karakteristiska lasten med en formfaktor som beror på takets lutning se figur 5. (RIL 201-1-2011, del 1.3 kap 5).

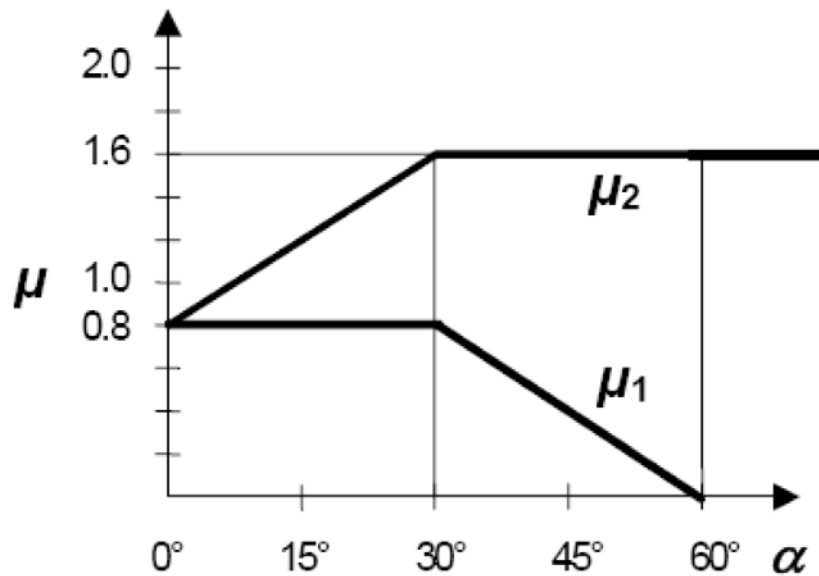
Karakteristiska värdet fås enligt formel (2):

$$q_{k,s} = \mu_i * s_k \quad (2)$$

Där:

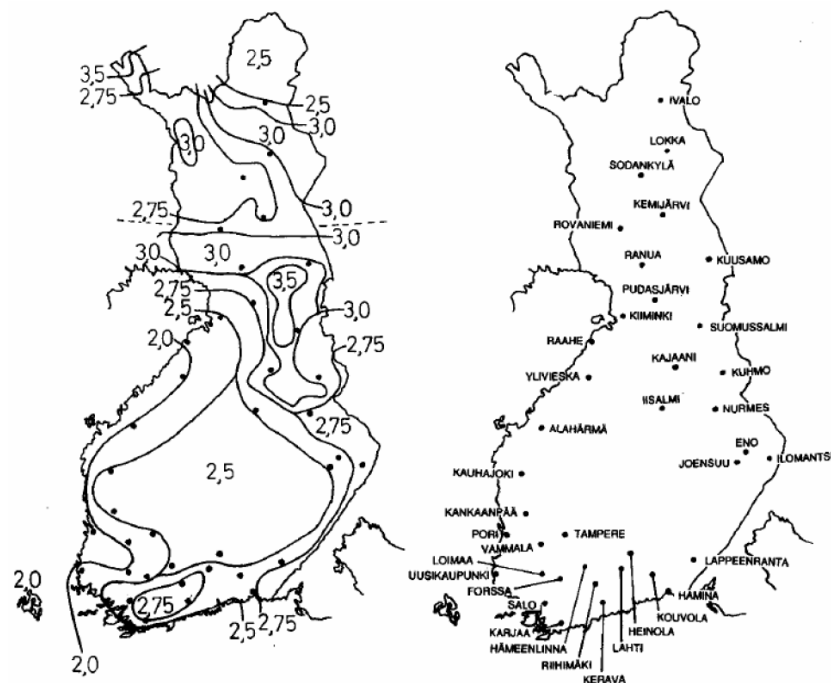
μ_i = takets formfaktor ur figur 5

s_k = snölastens karakteristiska värde ur figur 6 enligt region



Figur 5. Diagram där takets formfaktor kan utläsas beroende på takets lutning (RIL 201-1-2011 del 1.3)

I detta arbete har våningshuset ett åstak vilket ger formfaktorn μ_1 och med taklutningen 15 grader fås värdet $\mu = 0,8$, vilket också är minimivärde ifall takets förses med snöhinder. Snölastens karakteristiska värde fås ur figur 6 Eftersom huset är tänkt att finnas längs kusten i Vasaregionen får vi $s_k = 2,0 \text{ kN/m}^2$.



Figur 6. Snökarta där man kan utläsa snölastens karakteristiska värde vid marknivån beroende på region. (RIL 201-1-2011 del 1.3 bild 4.1)

3.2.6 Vindlast

Vindlasten är en nyttolast och, precis som snölasten, en naturlast och verkar med tryck eller drag på byggnadens mantel. Vind ger också ett över- eller undertryck inne i byggnaden som måste beaktas.

Extern vindlast beräknas enligt formel (3)

$$w_e = q_p(z_e) * C_{pe} \quad (3)$$

och intern vindlast beräknas enligt formel (4)

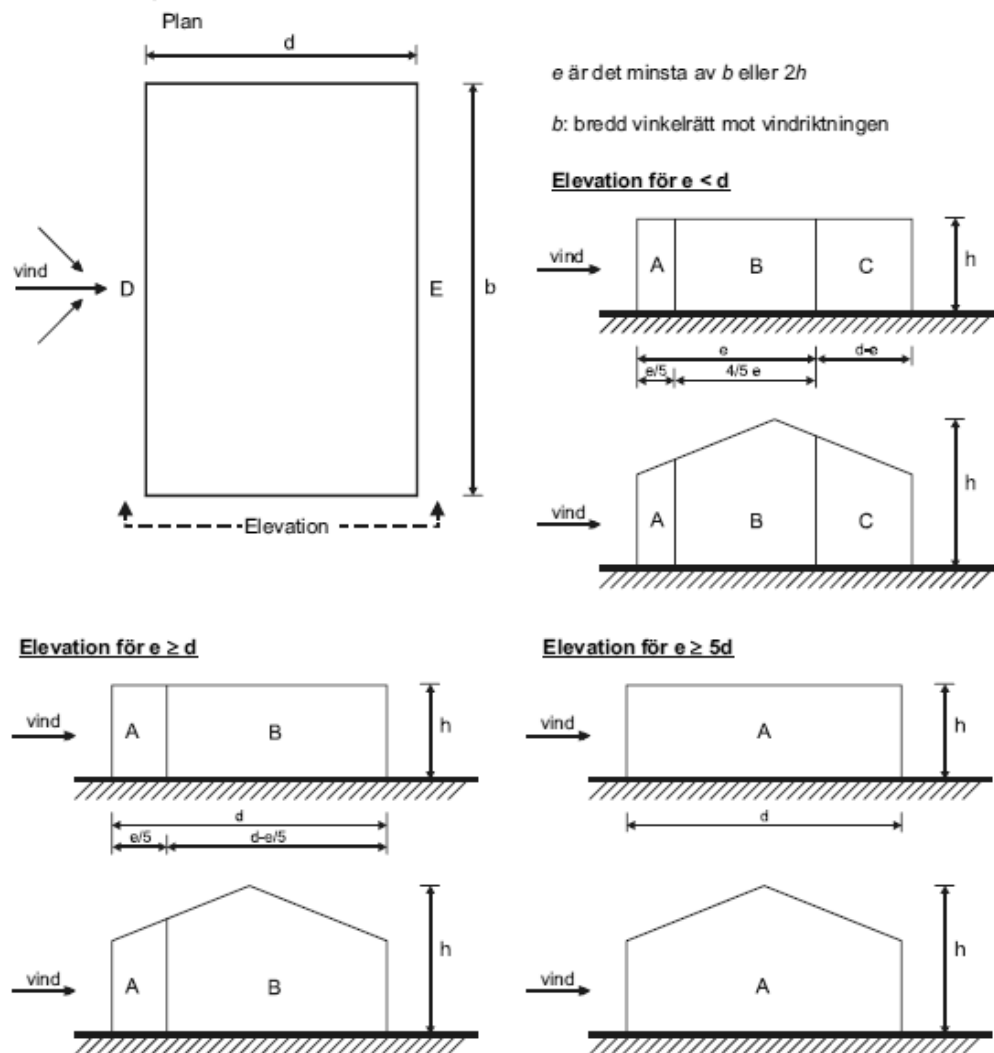
$$w_i = q_p(z_i) * C_{pi} \quad (4)$$

Formlerna (3) och (4) kan förenklas eftersom det karakteristiska hastighetstrycket $q_p(z_e) = q_p(z_i)$ och att invändig och utvändig vindlast verkar samtidigt. I den förenklade formeln (5) används de mest ogynnsamma värdena på formfaktorerna C_{pe} och C_{pi} då man räknar ut w_e :

$$w_e = q_p(z_e) * (C_{pe} + C_{pi}) \quad (5)$$

Värden på C_{pe} och C_{pi} fås ur EN1991-1-4 och kapitel 7.2. Först tar man reda på hur stora de olika vindlastzonerna är ur figur 7, vid vind mot byggnadens långsida. Vid vind mot kortsidan vänder man bara på planet 90° och räknar fram ett nya värden.

C_{pe} värdena för zonerna A...E avläses ur tabell 4. Värdena beror också på förhållandet mellan h och d . Ifall man vill ha ett noggrant värde så interpoleras mellanliggande värden.

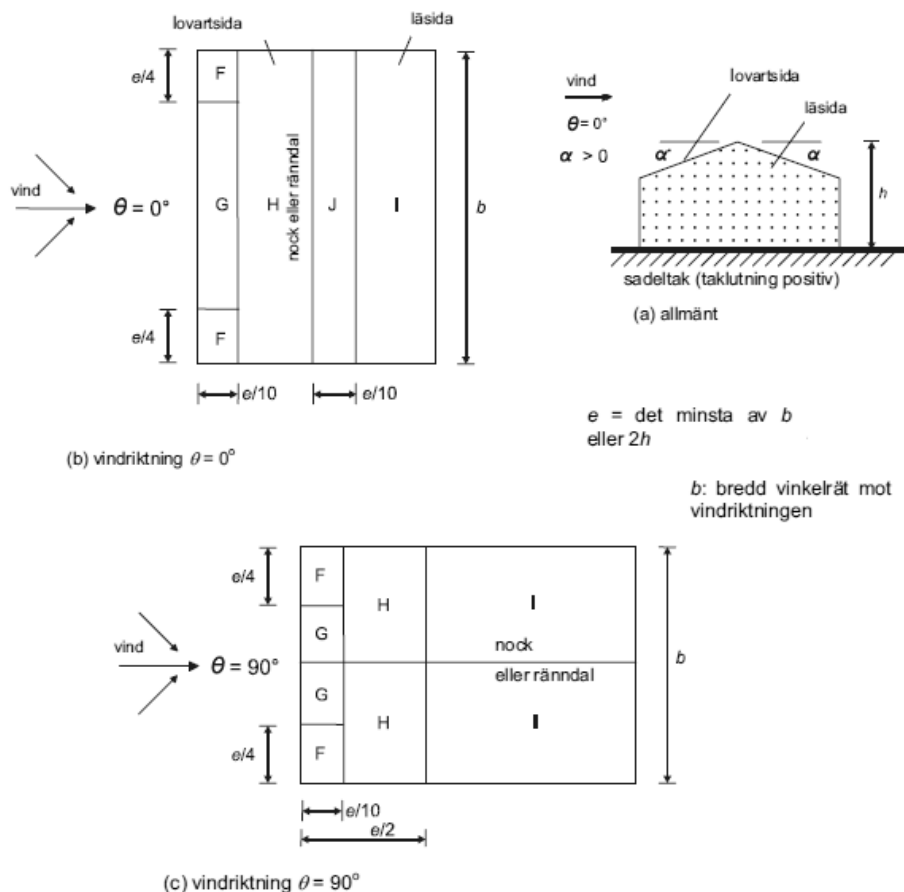


Figur 7. Zonindelning och beteckningar på vertikala väggar (RIL 201-1-2011 del 1.4 bild 7.5).

Tabell 4. Rekommenderade formfaktorer för utvärdig last på vertikala väggar på rektangulärt formade byggnader (RIL 201-1-2011 del 1.4).

Zon	A		B		C		D		E	
	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Samma principer gäller då man bestämmer värdet på takets c_{pe} -värden. Först bestäms takzonernas indelning och storlekar enligt figur 8.



Figur 8. Zonindelning för åstak med vind från lång- och kortsida. (ur RIL 201-1-2011 del 1.4, bild 7.8S).

c_{pe} - värdena för zonerna F..J fås ur tabell 5 beroende på taklutningen. Både de positiva och negativa värdena beaktas, detta för att vindtrycket ändras snabbt på tak. De största eller minsta värdena inom zonerna F, G och H kombineras med de största eller minsta värdena inom zonerna I och J. Positiva och negativa värden inom samma takhalva får inte finnas.

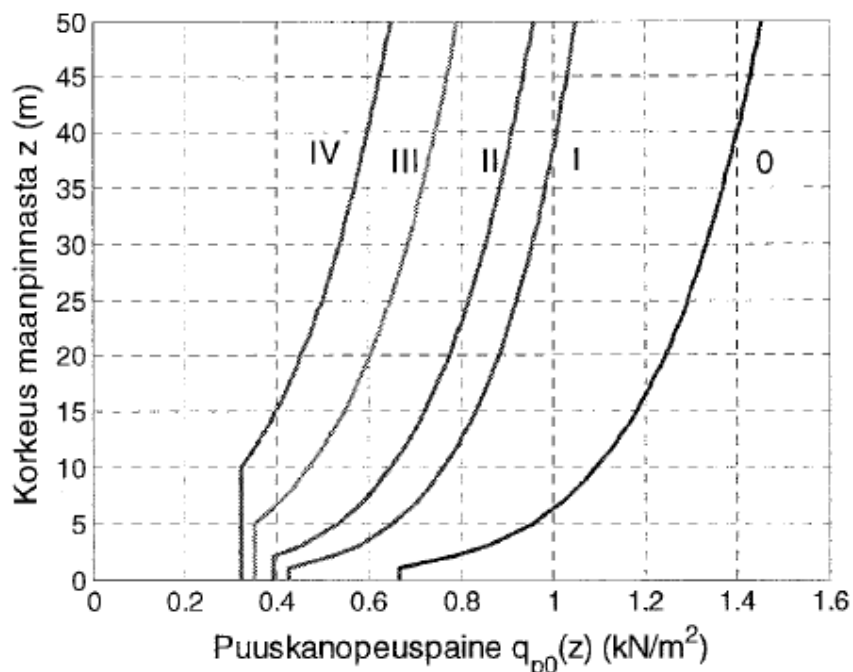
Tabell 5. Formfaktorer för utvändig vindlast på åstak. (RIL-201-1-2011 del 1.4)

Taktut- ning α	Zon för vindriktning $\theta = 0^\circ$									
	F		G		H		I		J	
	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$
-45°	-0,6		-0,6		-0,8		-0,7		-1,0	-1,5
-30°	-1,1	-2,0	-0,8	-1,5	-0,8		-0,6		-0,8	-1,4
-15°	-2,5	-2,8	-1,3	-2,0	-0,9	-1,2	-0,5		-0,7	-1,2
-5°	-2,3	-2,5	-1,2	-2,0	-0,8	-1,2	+0,2		+0,2	
							-0,6		-0,6	
5°	-1,7	-2,5	-1,2	-2,0	-0,6	-1,2	-0,6		+0,2	
	+0,0		+0,0		+0,0				-0,6	
15°	-0,9	-2,0	-0,8	-1,5	-0,3		-0,4		-1,0	-1,5
	+0,2		+0,2		+0,2		+0,0		+0,0	+0,0
30°	-0,5	-1,5	-0,5	-1,5	-0,2		-0,4		-0,5	
	+0,7		+0,7		+0,4		+0,0		+0,0	
45°	-0,0		-0,0		-0,0		-0,2		-0,3	
	+0,7		+0,7		+0,6		+0,0		+0,0	

Vindtrycket kan uträknas genom formler, men enklast är det att avläsa från figur 9. I beräkningarna för detta arbete är en längre och noggrannare metod använd. Vindtrycket fås då som en funktion av höjd över markyta i olika terrängzoner. De olika terrängzonerna kan läsas ur tabell 6.

Tabell 6. Terrängtyper som vindtrycksgrafnen baserar sig på. (RIL 201-1-2011 del 1.4)

Klass	Terrängens råhet och topologi
0	Öppet hav eller öppen strand mot hav
I	Sjö eller öppet område med lite skyddande vegetation och utan hinder
II	Område med lågvuxen vegetation och enstaka träd eller byggnader vars avstånd till varandra är minst 20 gånger hindrets höjd. Landsbygd i allmänhet.
III	Bebyggda områden av typ förort eller industriort. Skogsmark i allmänhet. Småhusområden och byar.
IV	Enhetliga stadsområden som bebyggs minst 15% då byggnadernas medelhöjd överstiger 15 m.



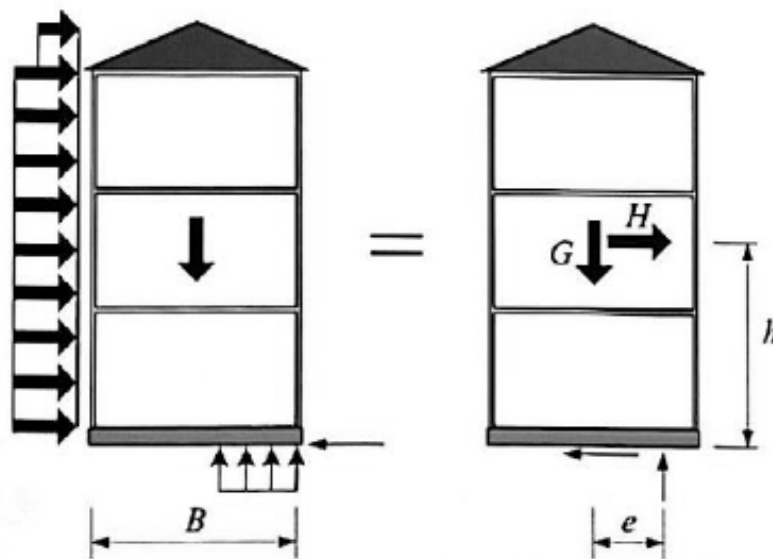
Figur 9. Definition av vindtryck som funktion av höjd över markyta i olika terrängzoner. (RIL 201-1-2011 del 1.4, bild 4.5S)

3.3 Stabilisering

I detta kapitel behandlas lastfördelningen på bärande väggar bjälklag och förband i byggnaden. Konstruktionerna ska dimensioneras mot horisontella krafter så som vindlast och snedställningslast. Stabiliteten i byggnaden ska kollas med avseende på vind mot långsida och vind mot kortsida. Krafterna går från varje vånings bjälklag vidare som skjuvkrafter till de underliggande väggar som är parallella med vindriktningen och sedan vidare tills de tas upp av grunden. Teorin i detta kapitel baserar sig främst på böcker och rapporter av Bo Källsner och Ulf Arne Girhammar samt Gyprocs handböcker för lätta trästommar.

3.3.1 Stomstabilitet

Speciellt i lätta byggnader som byggnader med träregelstomme bör kontrolleras att inte horisontella laster av t.ex. vind och snedställning hos de lodräta väggarna ger upphov till risk för stjälpning och glidning av byggnaden. Vid kontroll mot stjälpning och glidning används det mest ogynnsamma lastfallet vilket är "full storm på sommaren" d.v.s. vindlasten verkar som huvudlast, ingen snölast och egenvikterna reduceras. Lasterna som verkar på byggnaden bildar ett stjälpande moment och en horisontell kraft och förenklas enligt figur 10 här nedan.



Figur 10. Momentet på byggnaden beskrivs som punktlaster som verkar med en excentricitet. G står för egenvikten för hela byggnaden och grundplatta medan H är summan av alla horisontella krafter. (Källsner o Girhammar 2008)

Säkerheten mot stjälpning kontrolleras genom att visa att det stjälpande momentet är mindre än det stabiliserande momentet. Ifall det finns risk för stjälpning kan man öka på egenvikterna, ändra grundplattans utformning eller förankra den till undergrunden.

$$M_{\text{stjälpning}} = M_{\text{egentyngd}}$$

$$M_{\text{stjälpning}} = E_{\text{gentyngd}} * e$$

Där e är excentriciteten som får vara max $1/6$ - del av byggnadens bredd. (Massivträhandboken, 2006)

Säkerheten mot glidning kontrolleras så att skjuvspänningen inte överskrider byggnadens dimensionerande skjuvhållfasthet mot underlaget. Skjuvhållfastheten för byggnaden bestäms i det här arbetet genom att räkna ut den odränerade skjuvhållfastheten vid grundläggning på friktionsjord enligt formel (6) (Massivträhandboken, 2006)

$$\tau = \sigma * \tan(\Phi_d) \quad (6)$$

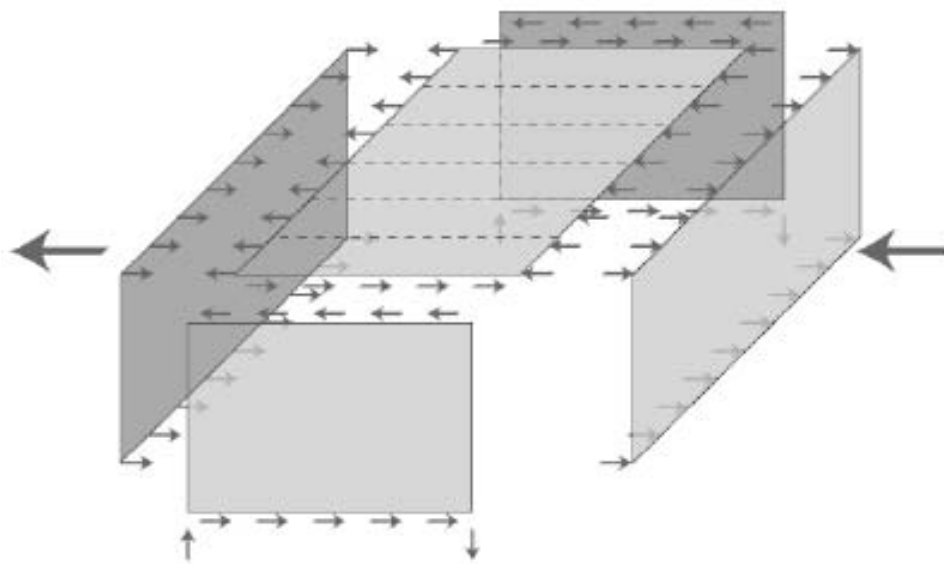
där

σ = kontaktryck av vertikal last

$\Phi_d = 2/3 * \Phi_k$ = materialets dimensionerande friktionsvinkel, där Φ_k är friktionsvinkeln för friktionsjorden.

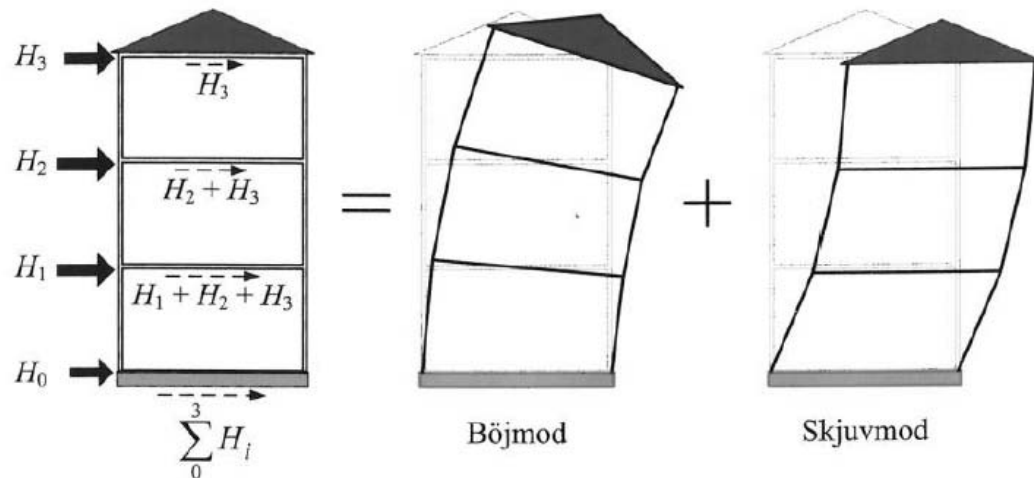
3.3.2 Byggnadens stabiliserande konstruktioner

Krafterna som illustreras i figur 10 verkar också lokalt på varje våningsplan. För att den stomstabilitet som kontrollerades i förra kapitlet ska gälla bör lasterna föras ner till grunden av stabiliserande konstruktioner och dess förband. Den horisontella lasten tas upp av de stabiliserande väggar som är parallella med vindlasten enligt figur 11.



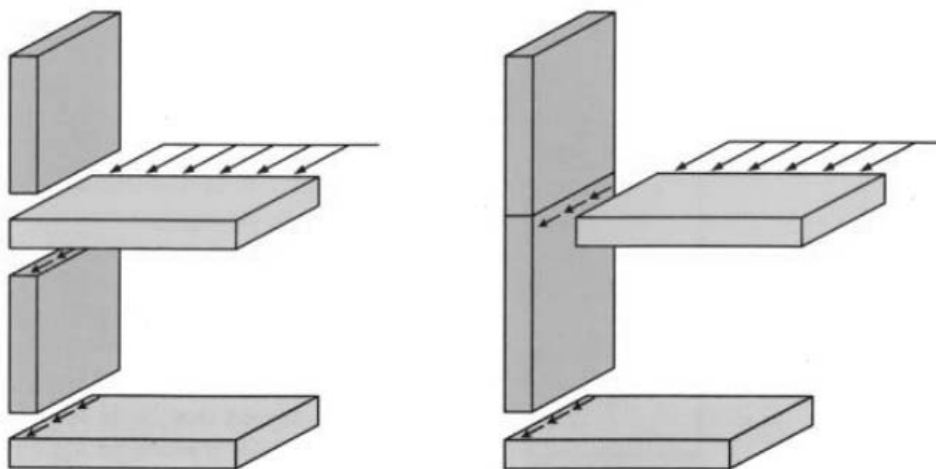
Figur 11. Horisontella laster överförs via bjälklaget till väggskivorna i en byggnad som stabiliseras med skivverkan. (Massivträhandboken 2006)

Horisontallasten från bjälklaget verkar i väggens övre kant och fördelas på de enskilda väggarna enligt deras styvhet. Väggarna utsätts för både böjdeformation och skjuvdeformation enligt figur 12.



Figur 12. Horisontella laster ger upphov till både böj- och skjuvdeformationer (Källsner och Girhammar 2008)

Underliggande väggar tar upp horisontella skjuvkrafter från bjälklaget enligt figur 13. Det är viktigt att anslutningarna dimensioneras så att de kan överföra skjuvkrafterna. Detta för att det antagna verknings sättet ska säkerställas både i upplagt bjälklag och inhängt bjälklag.



Figur 13. Principfigur över hur horisontella krafter överförs från bjälklag till vägg. (Källsner och Girhammar 2008)

Som tidigare nämnts i kapitlet tas vindlasterna upp av de förstyvande väggarna enligt deras styvhet. Ifall samma typer av väggar använts sker fördelningen enligt deras längd. Om planets styvhetspunkt inte faller samman med husets centrumlinje uppstår ett excentricitetsmoment. Horisontalkraften på varje vägg beräknas med formel (7), (baserad på beräkningsmetoderna i Gyprocs handbok 7, 2007)

$$H_i = \frac{Q_d * L_i}{\sum L_i} - \frac{Q_d * e * \rho_i * L_i}{\sum(\rho_i^2 * L_i)} \quad (7)$$

Där

Q_d = vindlasten och snedställningslasten

L_i = längden på de stabiliserande väggarna

$\rho_i = v_i - e$ = avståndet mellan vägg i och styvhetspunkt

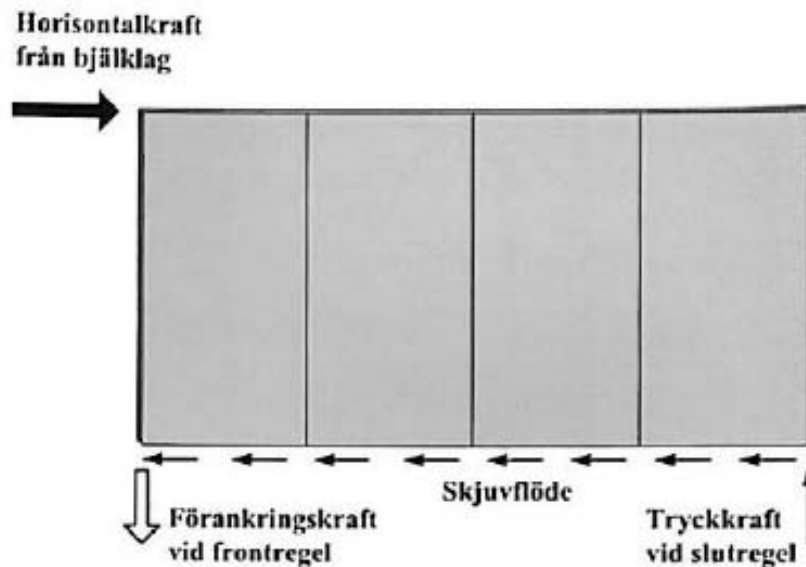
$e = (\sum L_i * v_i) / \sum L_i$ = excentriciteten för planets styvhetspunkt

$v_i = x_i - B/2$ = avståndet från varje vägg till byggnadens centrumlinje

B = byggnadens bredd vinkelrätt mot den horisontella kraften

3.3.3 Elastisk dimensionering

Byggnaden stabiliseras av skivverkan i de väggar som ligger i samma riktning som den horisontella kraften. Skivverkan i skivregelväggarna kan dimensioneras enligt en elastisk modell ifall man antar att de är fullt förankrade. Vid elastisk dimensionering ser man på vilken kraft som behövs för att hörnspikarna ska uppnå sin maximala skjuvkapacitet för skivregelverk förbandet. Då kan ännu förbandet belastas eftersom spikarna också har en plastisk kapacitet. Därför kan den elastiska modellen anses ha det lägsta värdet på förmågan att ta upp horisontalkrafter. (Källsner och Girhammar 2008).

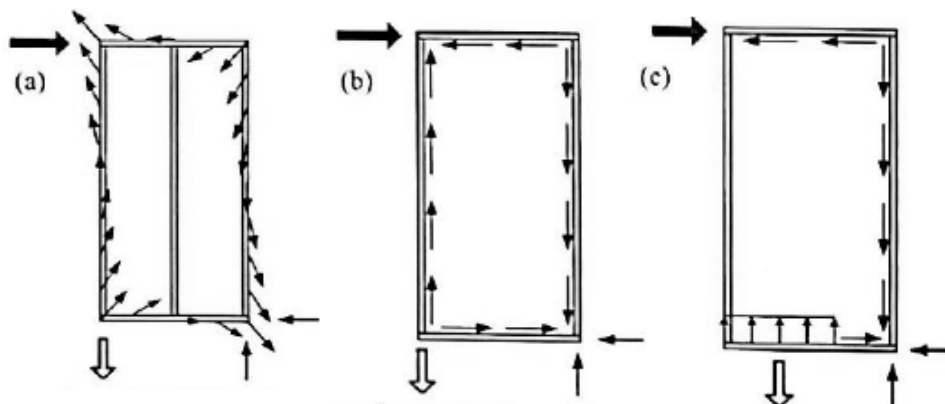


Figur 14. Krafter som verkar på en enskild vägg då frontregeln är fullständigt förankrad mot lyftning. (Källsner och Girhammar 2008).

I figur 15 nedan så ser vi kraftfördelningen på regelverket vid olika modeller:

- a) elastisk modell och fullständig förankring av frontregel
- b) plastisk modell och fullständig förankring av frontregel
- c) plastisk modell men icke förankrad frontregel med fullt förankrad sylv.

Front- och slutregel ska dimensioneras mot de vertikala reaktionskrafterna så att de med säkerhet tar upp det stjälpande moment som bildas i de olika modellerna.

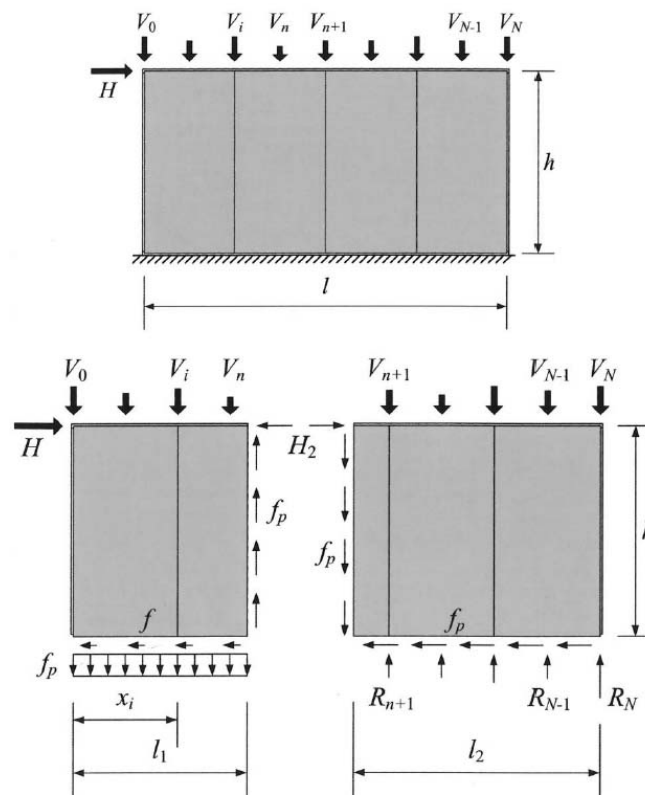


Figur 15. Kraftfördelning på regler i skivbekladd vägg. (Källsner och Girhammar 2008).

3.3.4 Plastisk dimensionering

Vid plastisk dimensionering av väggskivorna antas att den statiska jämvikten för konstruktionen är uppfylld samt att förbanden har en tillräckligt plastisk karaktär och att dessa har en tillräckligt stor töjbarhet innan deras kapacitet minskar betydligt. Man vill alltså undvika spröda brott.

Dimensioneringsprincipen, se figur 16, utgår från att väggen är belastad med ett antal yttre krafter V_i som verkar på samtliga vertikala reglar. De vertikala lasterna kommer från de nyttolaster och egenvikter som verkar på ovanstående väggar och bjälklag. Sedan delas väggen upp i två delar med längderna l_1 och l_2 . Längden l_1 är den längd som krävs för att väggens fulla plastiska tvärsnittskapacitet ska nås och den vänstra delen kommer att befinna sig i ett elastiskt tillstånd. Den vänstra delen kommer endast att ha små förskjutningar mellan skivorna och de vertikala lasterna, som här motverkar lyftning, fördelas av skivorna via reglarna ner till syllen.



Figur 16. Antagen kraftfördelning i vägg med förankrad syll då den plastiska skjuvkapaciteten uppnås i snittet l_1 från frontregeln. På sträckan l_2 har den plastiska kapaciteten uppnåtts. (Källsner och Girhammar 2008).

Den högra delens förband har uppnått sin plastiska kapacitet och stora förskjutningar mellan skivorna uppstår. Detta leder till att de vertikala lasterna inte kommer att upptas i denna del av väggen utan överförs via reglarna rakt till syllarna och bidrar inte till stabiliseringen. (Källsner och Girhammar 2008).

Beräkningsgång:

Räkna ut väggens horisontella bärförmåga H:

$$H = fp * l_{eff} \quad (8)$$

Där f_p är skjувflödet som kraft per längdenhet och fås ur:

$$fp = \frac{Fp}{s} \quad (9)$$

s = spikavstånd

$F_p = F_{pd}$ = Dimensionerande tvärkraftskapacitet för skiv-regelförbandet

Effektiv längd på vägg fås ur;

$$l_{eff} = \left(\frac{1}{2h_{tot}} + \frac{V_{ekv}}{fp * h} \right) * l_1 + l_2 \quad (10)$$

h = väggens höjd

Där V_{ekv} , den ekvivalenta kraften på frontregeln fås ur:

$$V_{ekv} = \sum_{i=0}^n \left(V_i * \frac{l_i - x_i}{l_i} \right) \quad (11)$$

Längden l_1 är längden på den vänstra delen av väggen och x_i är koordinaten för regel nummer i. Frontregeln sätts i origo och har nummer 0.

$$l_1 = h * \left(1 - \frac{\sum_{i=0}^n V_i}{fp * h} \right) \quad (12)$$

h = väggens höjd

$$l_2 = l - l_1 \quad (13)$$

3.4 Dimensionering av yttervägg

Detta kapitel behandlar teorin bakom dimensioneringen av yttervägg. Noggrannare beräkningar finns i bilagan. Det dimensionerande lastfallet för ytterväggen blev lastfall b, nyttolast som huvudlast + snölast (medellång varaktighet). Ytterväggskonstruktionen definieras i kapitel 2.2.2. Ytterväggsreglarna dimensioneras mot instabilitet som knäckning, tryckbelastning, böjbelastning. Innerväggsreglarna och deras syllar dimensioneras också enligt samma principer som för ytterväggen.

3.4.1 Knäckning

Knäckning ska kontrolleras för tryckta stavar i allmänhet och kommer att kontrolleras på flera ställen än i ytterväggen, men teorin går igenom här. Ytterväggsreglarna är förstyvade i den vekare riktningen av skivorna på båda sidorna. De kollas därför mot knäckning i den styvare riktningen, y .

Beräkningsgång vid kontroll mot knäckning enligt Eurokod 5:

Krav:

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_{crit} * f_{c,y,d} \quad (14)$$

Där

k_{crit} fås ur figur 17 som beror på slankheten λ och materialets egenskaper.

$$\lambda_y = L_{cy} / i_y \quad (15)$$

Där L_{cy} är regelns k

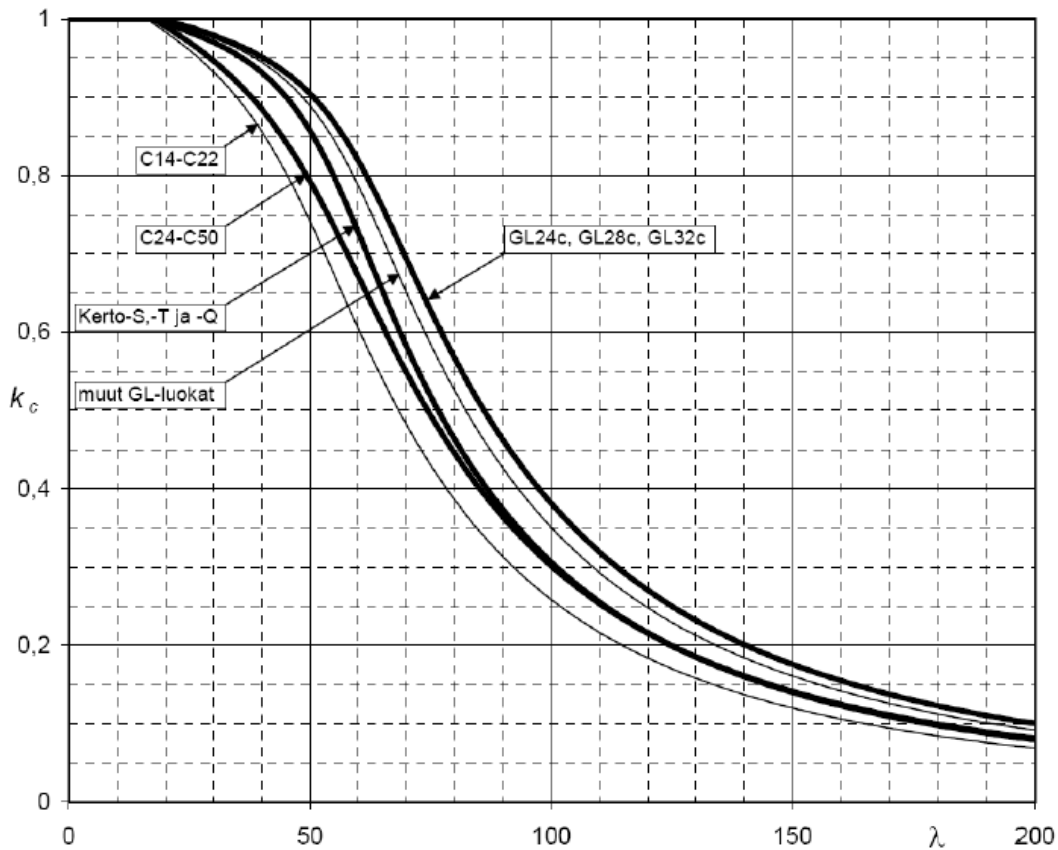
näcklängd.

Tvårsnittets böjradie i_y fås ur:

$$i_y = h / \sqrt{12} \quad (16)$$

Där h = tvårsnittets kantmått i knäckningens riktning

$f_{c,y,d}$ = dimensionerande tryckhållfastheten i fiberriktningen, i det här fallet för C24.



Figur 17. Knäckningsfaktor k_{crit} , i diagrammet k_c , läses ut som funktionen av slankheten λ . (RIL 205-1-2009)

I det här lastfallet finns ingen vindlast som bidrar med moment på reglarna. Ifall det finns moment så ska följande krav gälla:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit} \cdot f_{c,y,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{md}} \leq 1 \quad (17)$$

där den första delen av uttrycket är enligt tidigare och i andra uttrycket är

$\sigma_{m,d} = N_{c,d} / A =$ tryckspänningen orsakad av normalkraften på tvärsnittsarean.

$f_{md} =$ dimensionerande böjhållfastheten, i det här fallet för C24.

3.4.2 Sylltryck

Syllen har valts till samma dimensioner som ytterväggsreglarna d.v.s. 42 x 223 mm. Syllen ska kontrolleras mot sylltrycket, vilket är stämpeltryck som orsakas av de krafter som verkar på ovanliggande konstruktioner och som ska fördelas neråt i konstruktionen till grunden.

Beräkningsgång vid kontroll mot sylltryck enligt Eurokod 5:

Krav:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c\perp} * f_{c,90,d} \quad (18)$$

där

$f_{c,90,d}$ = dimensionerande stämpelhållfasthet för materialet

$k_{c\perp}$ = förstorande stämpeltrycksfaktor som beräknas ur:

$$k_{c\perp} = \frac{l_{c,90,ef}}{l} * k_{c90} \quad (19)$$

l = kontaktytans längd i fiberriktningen

$k_{c,90}$ = stämpelfaktor beroende på material.

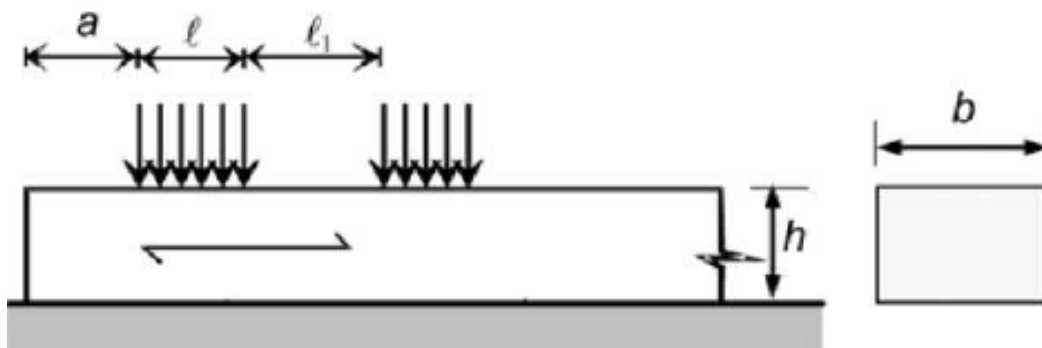
t.ex.

$k_{c,90} = 1,25$ för massivt virke av barrträ

$k_{c,90} = 1,5$ för limträ

$l_{c,90,ef}$ = kontaktytans effektiva längd som fås ur:

$$l_{c,90,ef} = \min(l + 30 + 30; l + 30 + a; l + l; l + l_1/2) \quad (20)$$



Figur 18. Förklaring till måtten i formel (20). (RIL 205-1-2009)

Måtten till formel (20) fås ur figur 18 där:

l = kontaktytans längd i fiberriktningen.

a = måttet från kontaktytans kant till syllens kant.

l_1 = avståndet mellan två kontaktytors (reglars) kanter.

4. Brandsäkerhet

På grund av bränder i städerna under 1800-talet var höga trähus förbjudna under större delen av 1900-talet. Under 1990-talet införde man i Norden funktionsbaserade brandkrav, se tabell 7. År 2011 ändrades byggbestämmelserna i Finland så att man fick bygga upp till åtta våningar i trä.

Tabell 7 Årtal och tillåtet antal våningar i de nordiska länderna.
(Brandsäkra trähus 2012)

	1994	1997	1999
Finland	2	4	4
Sverige	∞	∞	∞
Danmark	1 - 2	4	4
Norge	3	∞	∞

4.1 Brandklasser

Byggnader delas in i brandklasser beroende på brandbelastning, våningsantal samt deras användningsändamål. Det finns tre brandklasser för byggnader. P1, P2 och P3. P1 har de högsta kraven och P3 de lägsta. Kraven är ur Finlands Byggbestämmelsesamling E1 2011.

Brandklass P1: Bärande konstruktioner i byggnaden ska klara av brand utan att mista sin bärande förmåga. I denna brandklass finns inga begränsningar på antal våningar, areal, höjd eller antal personer tillåtna i byggnaden.

Brandklass P2: I denna brandklass får man maximalt bygga åtta våningar och byggnadens höjd får vara max 26 m, ifall byggnaden är en bostads- eller arbetsplatsbyggnad. För bostadshus finns det ingen begränsning i antal personer som får vistas i byggnaden och brandsektionering sker lägenhetsvis.

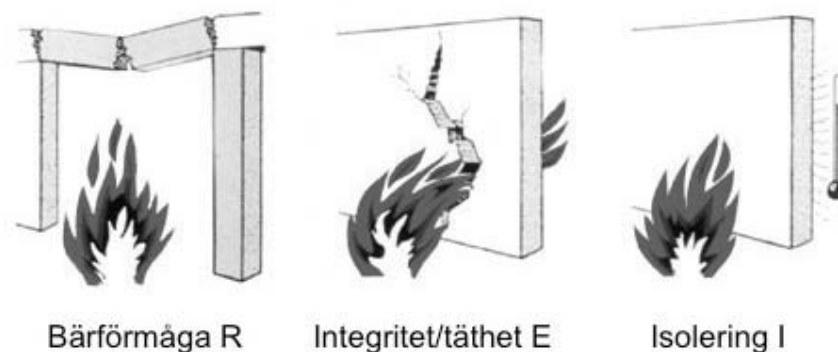
Brandklass P3: I denna brandklass får man bygga maximalt två våningar och maximalt 9 m högt. Denna brandklass gäller främst egnahemshus, radhus och enklare hallar.

Studieobjektet i detta arbete kommer att klassas som P2 vilket innebär följande:

- Brandcellerna sektioneras lägenhetsvis och trapphuset skilt. (tabell 5.2.1 i E1)
- Byggnadens stomme ska uppfylla kravet R60. (tabell 6.2.1 i E1)
- Ett automatiskt släckningssystem av klass 2 eller bättre, enligt SFS-5980, måste monteras i alla lägenheter och trapphus. (11.5.4 i E1, anvisning)

4.2 Byggnadsdelarnas brandklasser

Byggnadens olika delar indelas i olika klasser beroende på deras brandegenskaper. Byggnadsdelen klassas med hänsyn till bärförmåga R, isolering I, och integritet E. Dessa beteckningar kombineras med ett tal (15, 30, 45, 60, 120, 180 och 240) som anger hur länge materialet motstår brand, enligt en standardbrandkurva i minuter, med hänsyn till den egenskap bokstavskombinationen anger, se figur 19 och tabell 8.



Figur 19. Funktionskrav för brandmotstånd hos byggnadsdelar. (Träguiden.se)

Tabell 8. Klasser för brandmotstånd för konstruktioner enligt EN13501-2.

(Träguiden.se)

Konstruktionselement	Bärande	Avskiljande	Isolerande
	R	E	I
Väggelement	x	x	x
Bjälklag	x	x	x
Balkar	x	-	-
Pelare	x	-	-
Balkonger och loftgångar	x	-	-
Trappor	x	-	-
Dörrar och luckor (inkl. fönster)	-	x	x

4.2.1 Bärande stommen

I detta studieobjekt måste byggnadens bärande stomme uppfylla kravet R60 vilket betyder att den ska bära då huset varit fullt påtält i 60 minuter. Detta innebär att stommen i ytterväggen ska vara av klass D-s2, d2 samt att isolering och övrig fyllning ska vara minst av klass A2-s1, d0. Med andra ord så kan enligt tabell 9 trästomme och mineralull användas.

Tabell 9. Materials brandklasser och exempel på produkter. (Träguiden.se)

Huvudklass	Röckklass	Droppklass	Krav enligt			FIGRA	Exempel på produkter
			Obrännbarhet	SBI	Liten låga		
A1	-	-	x	-	-	-	Sten, glas, stål
A2	s1, s2 eller s3	d0, d1 eller d2	x	x	-	≤ 120	Gipsskivor (tunt papper), mineralull
B	s1, s2 eller s3	d0, d1 eller d2	-	x	x	≤ 120	Gipsskivor (tjockt papper), brandskyddat trä
C	s1, s2 eller s3	d0, d1 eller d2	-	x	x	≤ 250	Tapet på gipsskiva, brandskyddat trä
D	s1, s2 eller s3	d0, d1 eller d2	-	x	x	≤ 750	Trä och träbaserade skivor
E	-	- eller d2	-	-	x	-	Vissa syntetmaterial
F	-	-	-	-	-	-	Ingen brandklass bestämd

4.2.2 Övriga ytor

Väggar, golv och tak inreds enligt kraven i tabell 9. Figuren ger att väggarna takets och golvets ytor ska vara av ett material i klass B-s1, d0 vilket innebär enligt tabell 9 att de kan vara beklädda med gips. Ifall byggnadens utrymmen är utrustade med automatiska släckningssystem, som i detta fall, så får väggar, tak och golv kläs med material av klass D-s2, d2, vilket möjliggör träbaserade skivor eller träpanel. Detta ifall hela konstruktionen uppfyller de brandkrav som är ställda på konstruktionen i fråga. T.ex. i vårt fall ska de bärande ytterväggarna ha brandklass R60.

Ytterväggens utsida ska för detta objekt bestå av material av klass D-s2, d2 då byggnaden är försedd med en automatisk släckningsanläggning och väggen är projekterad så den förhindrar brandspridning tillräckligt effektivt. Detta ger oss möjligheten att använda vanligt trä som fasadmaterial. Ifall byggnaden inte hade ett automatiskt släckningssystem skulle det krävas ett material på fasaden av klass B-s1, d0 som t.ex. obrännbara skivor, plåt eller brandskyddat trä. Materialkraven är tagna ur tabell 8.2.2 och 8.3.4 i E1 samt ur anvisningarna, se tabell 10.

Tabell 10 Materialkrav för invändiga ytor i Finlands byggbestämmelsesamling. (Del av tabell 8.2.2 i E1)

Användningssätt	Objekt	Byggnadens brandklass		
		P1	P2	P3
		D-s2, d2 ¹⁾	B-s1, d0 ²⁾	D-s2, d2 ¹⁾
Bostäder	väggar och tak golv	—	—	—

Anmärkningar till tabellen:

¹⁾ Mindre delar av väggytorna kan beklädas med byggnadsvara utan klass.

²⁾ Mindre delar av väggytorna kan beklädas med byggnadsvara av klass D-s2, d2. Detta gäller även väggar försedda med skyddsbeklädnad.

Vägg- och takytorna kan beklädas med byggvaror av lägst klass D-s2, d2 när utrymmet är utrustat med för ändamålet lämplig automatisk släckningsutrustning.

4.2.3 Utformning av fasad

Enligt Finlands Byggbestämmelsesamling E1 krävs det att ifall man använder sig av material klassat D-s2, d2 som fasadmaterial måste man beakta att brandspridning i väggen som orsakats av brand utanför huset har förhindrats tillräckligt effektivt. På luftspaltens insida måste materialet vara klassat A2-s1, d0 vilket betyder att man bör använda vindskyddsskiva av gips eller hård mineralull. Se tabell 11.

Följande krav ställs på fasaden enligt tabell 11 och dess anvisningar ur E1:

- Horisontell spridning av brand i ventilationsspalt är helt förhindrad i trapphusets ventilationsspalt och våningsvist i resten av fasaden.
- Spridning av brand från fasad till vindbjälklaget är förhindrad med en EI 30 – konstruktion.
- Nedfall av stora delar av fasaden vid brand är förhindrat
- Avståndet till andra byggnader är minst 8 meter från fasaden om man inte på annat sätt hindrar spridning av brand till fasaden.

Tabell 11 *Materialkrav för fasadens och luftspaltens ytor i Finlands byggbestämmelsesamling. (Del av tabell 8.3.4 i E1)*

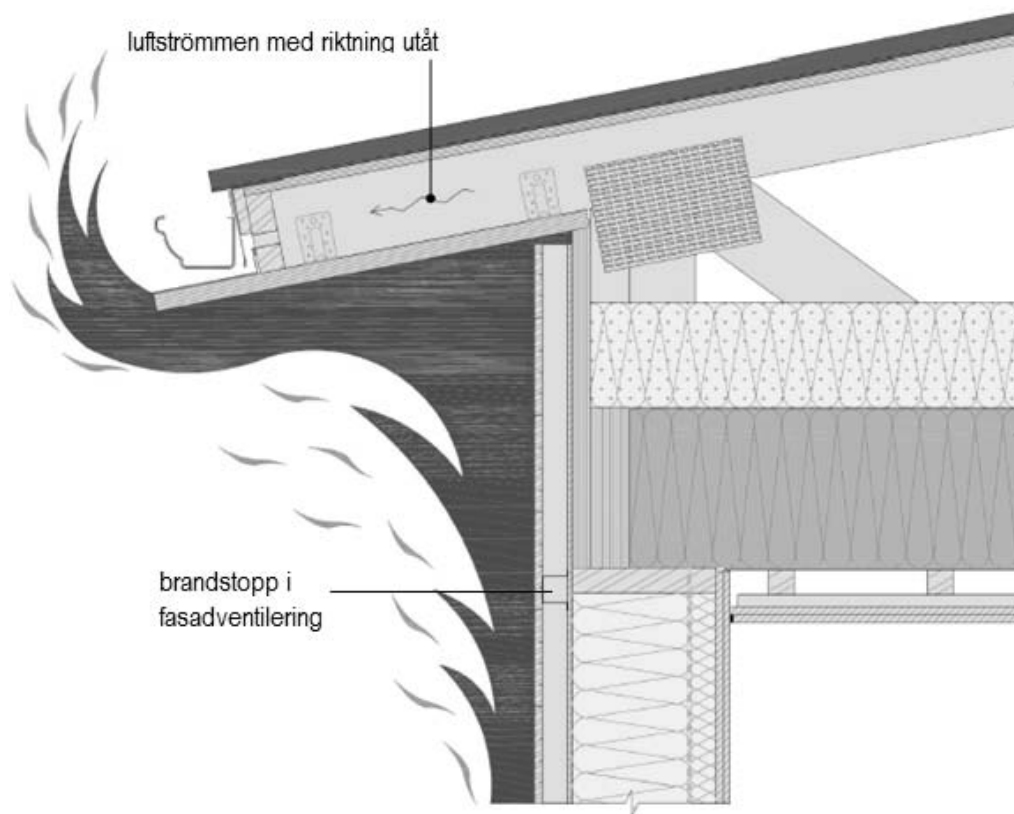
Tabell 8.3.4	KLASSKRAV FÖR YTTERVÄGGARS UTSIDOR OCH VENTILATIONS LUFTSPALTENS YTOR					
	Byggnadens brandklass och användningssätt					
	P1	P2			P3	
	Byggnader i klass P1 i allmänhet	Bostads- och arbetsplatsbyggnader med högst 8 våningar	Vårdinrättningar	Bostads- och arbetsplatsbyggnader med 3–8 våningar	Övriga byggnader i klass P2	
Utsidan på yttervägg	B-s1, d0 ¹⁾	B-s2, d0 ²⁾	B-s2, d0	B-s2, d0 ²⁾	D-s2, d2	D-s2, d2
Utsidan på ventilationsluftspalt	B-s1, d0 ¹⁾	B-s2, d0 ²⁾	B-s2, d0	B-s2, d0 ²⁾	D-s2, d2	D-s2, d2
Insidan på ventilationsluftspalt	B-s1, d0	B-s1, d0	B-s1, d0	A2-s1, d0	D-s2, d2	—
Beteckning i tabellen:	— = inget krav					

²⁾ I bostads- och arbetsplatsbyggnad med högst 4 våningar samt bostads- och arbetsplatsbyggnad med högst 8 våningar som är utrustat med en för ändamålet lämplig automatisk släckningsanläggning får man, med undantag för byggnadens understa våning samt ytor ovanför och nedanför fönster och andra öppningar som fungerar som utgång och reservutgång, i utvändiga ytor till yttervägg och ventilationsluftspalt, använda byggnadsvaror av klass D-s2, d2 förutsatt att:

- spridning av brand i ventilationsluftspalt är åtminstone våningsvis tillräckligt effektivt begränsad
- horisontell spridning av brand till ventilationsluftspalt i trapphusets yttervägg är förhindrad,
- spridning av brand från fasad till vind och vindbjälklag är förhindrad med EI 30-konstruktion,
- nedfall av stora delar från fasadkonstruktion vid brand är tillräckligt förhindrat, samt
- byggnader eller konstruktioner inte placeras närmare än 8 meter från fasaden, om man inte med byggnadstekniska eller andra medel förhindrar spridning av brand till fasaden.

Förslagsvis skulle detta ske enligt Puuinfos rekommendationer där ett brandsäkrare takutskifte skulle se ut enligt figur 20. Detta för att skilja på fasadens och vindbjälklagets ventilation. Man skall också sätta in brandstopp i fasadens ventilation i form av perforerade plåtar minst 1 st/våning. (Puuinfo.fi, Puujulkisivun palokatko 2011)

En annan lösning på ventilation av vindsutrymmet är att använda specialtillverkade takfotsventiler som står emot brand och uppfyller kravet EI 30. Dessa takfotsventiler släpper igenom luft vid normala förhållanden till vindsbjälklaget men stängs vid brand så att branden inte sprider sig vidare. (Puuinfo, Puutalojen palosuojaventtiilit)



Figur 20. Brandutskifte enligt Puuinfo där panelens ventilation är skild från vindsbjälklagets ventilation. (Puuinfo.fi – Paloräystäs, modifierad och översatt)

5. Sammanfattning och diskussion

Syftet med detta arbete var att ta fram de dimensioneringsberäkningar som behövs för ett 4-våningshus i trä. Beräkningarna och de valda dimensionerna redovisas skilt i bilagan för varje konstruktion.

Trähöghusen kommer att bli vanligare i Finland allt eftersom nya lösningar och standarder tas fram för att effektivera byggandet i trä och göra det mera konkurrenskraftigt. De största utmaningarna blir att hitta ekonomiska brandtekniska lösningar som gör att våningshus i trä klarar de krav som normerna ställer.

Möjligheterna att bygga högre än fyra våningar i trä finns och normerna tillåter våningshus i trä upp till åtta våningar. Utmaningarna blir att få den lätta träregelstommen stabiliserad och förankrad. Detta ställer högre krav på konstruktören och på att denna kan analysera stommens stabilitet och förstå hur de horisontella krafterna påverkar byggnaden. Ifall man väljer att bygga våningshusen av volymelement blir utmaningen också att hitta anslutningar mellan elementen som klarar av att föra vidare de krafter som uppstår volymerna emellan utan att ljudisoleringen försämras. Anslutningarna ska också vara utformade så att den inte påverkar och stör montageordningen av volymerna, byggnadens sättningar med tiden eller byggnadens utseende.

Har med detta examensarbete lärt mig mycket om dimensioneringsprocessen i ett projekt, speciellt att läsa och tolka de normer och bestämmelser som finns i byggnadsbranschen idag. Har också lärt mig hur olika laster tas upp av konstruktionerna i en byggnad och hur man ska hantera dessa. Speciellt horisontalstabiliseringen av den lätta träregelstommen var en utmaning och att få arbeta med de metoder och teorier som tillämpades för att lösa stabiliseringen gav mig en bra förståelse för hur våningshusens konstruktioner reagerar under olika belastningar.

Det finns ännu mycket att forska i angående konstruktionerna i våningshus i trä, men på grund av den tidsåtgång som är tänkt för ett ingenjörsarbete så måste man sätta avgränsningar för hur omfattande arbetet ska bli. Personligen är intresset större än den tänkta tidsåtgången så det retar mig att inte hinna utveckla arbetet vidare. Det finns ännu utmaningar med att bygga höga trähus och problem som behöver lösas.

Jag hoppas därför att även någon gång i framtiden få chansen att jobba med ett dylikt projekt.

Jag vill också säga tack till min handledare Allan Andersson och tack till Göran Heikius på Heikius Hus AB för stöd och hjälp med utförandet av detta arbete.

6. Källförteckning

Att välja trä - Träguiden.se (u.å) [Online]

<http://www.traguiden.se/TGtemplates/GeneralPage.aspx?id=6088> (hämtat 31.3.2015)

E1 Finlands Byggnadsbestämmelsesamling. 2011. Byggnaders brandsäkerhet, (2011). Finlands Miljöministeriet. [Online] <http://www.ym.fi> (hämtat 31.3.2015)

Handbok 7 – Stomstabilisering. Gyproc. 2007. [Online]

<http://www.gyproc.se/files/Gyproc/Library/Handbook/PDF/Stomstabilisering.pdf> (hämtat 31.3.2015)

Källsner, B. & Girhammar U. 2008. Horisontalstabilisering av träregelstommar: Plastisk dimensionering av väggar med träbaserade skivor. SP Sveriges Tekniska Forskningsinstitut.

Massivträhandboken 2006. 2006. [Online] <http://www.martinsons.se> (hämtat 31.3.2015)

Miljöministeriet. Fakta om eurokoder (2013). [Online] <http://www.ym.fi> (hämtat 31.3.2015)

Purchasing Guidelines for Green Buildings Background Document, EU-Research Projekt RELIEF. Australian Institute for Ecological and Healthy Buildings. 2003. [Online] <http://www.sustainable-procurement.org> (hämtat 31.3.2015)

Puun tarina. Puuinfo.fi (u.å). [Online] <http://www.puuinfo.fi> (hämtat 31.3.2015)

Puuvälipohjan värähtelymitoitus. Puuinfo.fi 2011. [Online] <http://www.puuinfo.fi> (hämtat 31.3.2015)

Puujulkisivun palokatko. Puuinfo.fi. 2011. [Online] <http://www.puuinfo.fi> (hämtat 31.3.2015)

Puutalojen palosuojaventtiilit, Puuinfo.fi (u.å). [Online] <http://www.puuinfo.fi>
(hämtat 31.3.2015)

RIL 201-1-2011: Suunnitteluperusteet ja rakenteiden kuormat. Suomen
Rakennusinsinöörien Liitto, RIL ry.

RIL 205-1-2009: Puurakenteiden suunnitteluohje. Suomen Rakennusinsinöörien
Liitto, RIL ry.

SFS-EN 1990:2007: Eurokoodi: Rakenteiden suunnitteluperusteet.
Suomen Standardisoimisliitto SFS. + Nationell bilaga till standard SFS-EN 1990:2007.

SFS-EN 1991-1-1:2007: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat: yleiset kuormat,
omapaino ja hyöty kuormat. Suomen Standardisoimisliitto SFS. + Nationell bilaga till
standard SFS EN 1991-1-1:2007.

SFS-EN 1991-1-3:2007 Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat: Lumikuormat.
Suomen Standardisoimisliitto SFS. + Nationell bilaga till standard SFS EN 1991-1-
3:2007.

SFS-EN 1991-1-4: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat: Tuulikuormat. Suomen
Standardisoimisliitto SFS. + Nationella bilaga till standard SFS EN 1991-1-4:2007.

SFS-EN 1992-1-1:2007: Eurokoodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu: Yleiset
säännöt ja rakennuksien koskevat säännöt. Suomen Standardisoimisliitto SFS. +
Nationella bilaga till standard SFS EN 1992-1-1:2007.

SFS-EN 1995-1-1:2007: Eurokoodi 5: Puurakenteiden suunnittelu: Yleiset säännöt ja
rakennuksien koskevat säännöt. Suomen Standardisoimisliitto SFS. +
Nationella bilaga till standard SFS EN 1995-1-1:2007.

SFS-EN 1997-1:2007: Eurokoodi 7: Geotekninen suunnittelu, yleiset säännöt.
Suomen Standardisoimisliitto SFS. + Nationella bilaga till standard SFS EN 1997-
1:2007.

Husgeometri

$$B_{\text{tot}} := 14506\text{mm}$$

$$H_{\text{våning}} := 2500\text{mm}$$

$$\text{sula} := 800\text{mm}$$

$$L_{\text{tot}} := 28662\text{mm}$$

$$\text{mellanbjälklag} := 636\text{mm}$$

$$\text{tak} := \tan(15\text{deg}) \cdot \frac{B_{\text{tot}}}{2} = 1.943\text{ m}$$

$$h_{\text{tot}} := \text{sula} + 4H_{\text{våning}} + 3\text{mellanbjälklag} + \text{tak} = 14.651\text{ m}$$

$$H_0 := \text{sula} = 0.8\text{ m}$$

$$H_1 := \text{sula} + H_{\text{våning}} = 3.3\text{ m}$$

$$H_2 := \text{sula} + 2H_{\text{våning}} + \text{mellanbjälklag} = 6.436\text{ m}$$

$$H_3 := \text{sula} + 3H_{\text{våning}} + 2\text{mellanbjälklag} = 9.572\text{ m}$$

$$H_4 := \text{sula} + 4H_{\text{våning}} + 3\text{mellanbjälklag} = 12.708\text{ m}$$

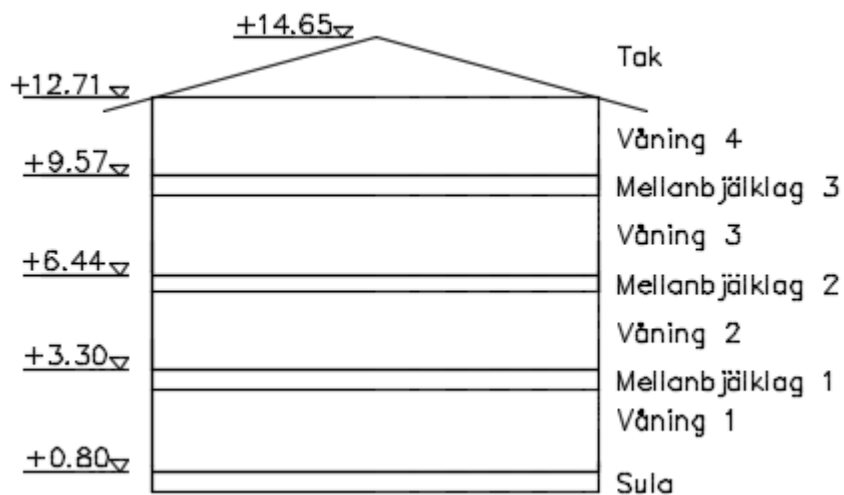
$$H_5 := \text{sula} + 4H_{\text{våning}} + 3\text{mellanbjälklag} + \text{tak} = 14.651\text{ m}$$

$$L_{\text{yvägg}} := 2B_{\text{tot}} + 2 \cdot L_{\text{tot}} = 86.336\text{ m}$$

Löpmeter yttervägg per våning

$$L_{\text{ivägg}} := 58\text{m}$$

Löpmeter bärande innervägg per våning



Laster

Nyttolaster:

Vistelseast (EN 1991-1-1)

$$q_{\text{kvistelse}} := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Vistelseast: klass A}$$

Snölast (EN 1991-1-3)

$$\mu := 0.8 \quad \text{Formfaktor ur figur 5.1}$$

$$S_k := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot \mu = 1.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Dimensionerande snölast (5.3)}$$

Snedställningslast:

Snedställningslasten är en horisontell kraft som är en 1/150 - del av de vertikala lasterna per våningsplan. Snedställningslasten måste beaktas vid stabilisering.

De vertikala lasterna tas från lastfall b) som gav den största lasten. Lastfallen beskrivs mera senare i bilagan.

Lastfall b) nyttloast som huvudlast + snölast (medellång varaktighet)

Mått:

$$\text{utskifte} := 900\text{mm}$$

$$b_{\text{volym}} := 5800\text{mm} = 5.8\text{m}$$

$$\text{väggjocklek} := 314\text{mm}$$

Laster och faktorer:

Egenvikter:

$$G_{\text{tak}} := 0.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{\text{mellanbjälklag}} := 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{\text{yvägg}} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttolaster:

$$Q_{\text{snölast}} := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{\text{mellanbjälklag}} := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Psi_0 := 0.7 \quad \text{Kombinationsfaktor}$$

Laster nedräknade till 1 våningens syll

$$P_{dy1} := 1.15 \cdot \left[G_{\text{tak}} \cdot \left(\frac{b_{\text{volym}}}{2} + \text{väggjocklek} + \text{utskifte} \right) + 4 \left(G_{\text{mellanbjälklag}} \cdot \frac{b_{\text{volym}}}{2} \right) + G_{\text{yvägg}} \cdot (H_4 - s) \right. \\ \left. \dots 1.5 \cdot \left[Q_{\text{snölast}} \cdot \left(\frac{b_{\text{volym}}}{2} + \text{väggjocklek} + \text{utskifte} \right) \cdot \Psi_0 \right] + 1.5 \cdot \left(4 Q_{\text{mellanbjälklag}} \cdot \frac{b_{\text{volym}}}{2} \right) \right]$$

Laster nedräknade till 2 våningens syll

$$P_{dy2} := 1.15 \cdot \left[G_{\text{tak}} \cdot \left(\frac{b_{\text{volym}}}{2} + \text{väggjocklek} + \text{utskifte} \right) + 3 \left(G_{\text{mellanbjälklag}} \cdot \frac{b_{\text{volym}}}{2} \right) + G_{\text{yvägg}} \cdot (H_3 - s) \right. \\ \left. \dots 1.5 \cdot \left[Q_{\text{snölast}} \cdot \left(\frac{b_{\text{volym}}}{2} + \text{väggjocklek} + \text{utskifte} \right) \cdot \Psi_0 \right] + 1.5 \cdot \left(3 Q_{\text{mellanbjälklag}} \cdot \frac{b_{\text{volym}}}{2} \right) \right]$$

Laster nedräknade till 3 våningens syll

$$P_{dy3} := 1.15 \cdot \left[G_{\text{tak}} \cdot \left(\frac{b_{\text{volym}}}{2} + \text{väggjocklek} + \text{utskifte} \right) + 2 \left(G_{\text{mellanbjälklag}} \cdot \frac{b_{\text{volym}}}{2} \right) + G_{\text{yvägg}} \cdot (H_2 - s) \right. \\ \left. \dots \left[1.5 \cdot \left[Q_{\text{snölast}} \cdot \left(\frac{b_{\text{volym}}}{2} + \text{väggjocklek} + \text{utskifte} \right) \cdot \Psi_0 \right] + 1.5 \cdot \left(2 Q_{\text{mellanbjälklag}} \cdot \frac{b_{\text{volym}}}{2} \right) \right] \right]$$

Laster nedräknade till 4 våningens syll

$$P_{dy4} := 1.15 \cdot \left[G_{\text{tak}} \cdot \left(\frac{b_{\text{volym}}}{2} + \text{väggjocklek} + \text{utskifte} \right) + 1 \left(G_{\text{mellanbjälklag}} \cdot \frac{b_{\text{volym}}}{2} \right) + G_{\text{yvägg}} \cdot (H_1 - s) \right. \\ \left. \dots \left[1.5 \cdot \left[Q_{\text{snölast}} \cdot \left(\frac{b_{\text{volym}}}{2} + \text{väggjocklek} + \text{utskifte} \right) \cdot \Psi_0 \right] + 1.5 \cdot \left(1 Q_{\text{mellanbjälklag}} \cdot \frac{b_{\text{volym}}}{2} \right) \right] \right]$$

Sammanfattning

$$P_{dy1} = 65.683 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{dy2} = 51.845 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{dy3} = 38.007 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{dy4} = 24.169 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Snedställningslast per våning

$$H_{\text{sned1}} := \frac{1}{150} \cdot P_{dy1} \cdot L_{\text{tot}} = 12.551 \cdot \text{kN}$$

$$H_{\text{sned2}} := \frac{1}{150} \cdot P_{dy2} \cdot L_{\text{tot}} = 9.907 \cdot \text{kN}$$

$$H_{\text{sned3}} := \frac{1}{150} \cdot P_{dy3} \cdot L_{\text{tot}} = 7.262 \cdot \text{kN}$$

$$H_{\text{sned4}} := \frac{1}{150} \cdot P_{dy4} \cdot L_{\text{tot}} = 4.618 \cdot \text{kN}$$

Vindlast (EN 1991-1-4)

Terrängtyp III (tabell 4.1)

$$\begin{aligned} z_0 &:= 0.3\text{m} && \text{råhetslängd} \\ z_{\min} &:= 5\text{m} && \text{enl. tab 4.1} \\ z_{0\text{II}} &:= 0.05\text{m} && \text{terrängtyp II tab 4.1} \\ z_{\max} &:= 200\text{m} && \text{enl. tab 4.1} \end{aligned}$$

Vind mot långsida

$$h_{\text{tot}} = 14.651 \text{ m} \quad L_{\text{tot}} = 28.662 \text{ m} \quad 2h_{\text{tot}} = 29.303 \text{ m}$$

Räknar ut q_{pvind} för fjärde våningen:

$$z_4 := H_4 = 12.708 \text{ m}$$

$$k_r := 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0\text{II}}} \right)^{0.07} = 0.215 \quad \text{terrängfaktor (4.5)}$$

$$C_r := k_r \cdot \ln \left(\frac{z_4}{z_0} \right) = 0.807 \quad \text{för } z_{\min} < z < z_{\max} \quad \text{råhetsfaktor (4.4)}$$

$$c_{\text{season}} := 1.0 \quad \text{årstidsfaktor, rekommenderat värde}$$

$$c_{\text{dir}} := 1.0 \quad \text{riktningsfaktor, rekommenderat värde}$$

$$v_{b0} := 21 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{referensvindhastighetens grundvärde ur NA(FI)}$$

$$\rho := 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{Luftens densitet}$$

$$k_1 := 1.0 \quad \text{turbulensfaktor}$$

$$C_0 := 1 \quad \text{topografifaktor, rekommenderat värde}$$

$$v_b := c_{\text{dir}} \cdot c_{\text{season}} \cdot v_{b0} = 21 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{referensvindhastighet (4.1)}$$

$$v_m := C_f \cdot C_0 \cdot v_b = 16.945 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{medelvindhastighet (4.3)}$$

$$q_{bz} := \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 = 0.276 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{referens hastighetstrycket (4.10)}$$

$$I_{VZ} := \frac{k_f \cdot v_b \cdot k_l}{v_m} = 0.267 \quad \text{turbulensintensiteten (4.6) och (4.7)}$$

$$q_{pze} := \left(1 + 7 \cdot I_{VZ}\right) \cdot \left(k_f \cdot \ln\left(\frac{z_4}{z_0}\right)\right)^2 \cdot q_{bz} = 0.515 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{karaktäristiska hastighetstrycket (4.8)}$$

Beräkning av formfaktorn, c_f:

$$e_l := \min(L_{\text{tot}}, 2 \cdot h_{\text{tot}}) = 28.662 \text{ m} \quad \text{hjälpvärde till figur 7.5}$$

$$d := B_{\text{tot}} = 14.506 \text{ m} \quad \text{bredd i vindriktningen}$$

$$b := L_{\text{tot}} = 28.662 \text{ m} \quad \text{bredd vinkelrätt mot vindriktningen}$$

$$\frac{h_{\text{tot}}}{b} = 0.511 \quad \text{värde som behövs till tabell 7.1}$$

Om $h < b$ väljes samma vindtryck för hela ytan. Detta innebär att vindtrycket som beräknats på nivån för ök_{tak} antas verka på hela väggen.

Vid stabiliseringsberäkning har innertrycket betydelse endast för taket och Lasfallet "Storm på sommaren", uppåtriktad effekt.

För ytterväggarnas del verkar inre trycket i motsatta riktningar och tar ut varandra. För ytterväggar adderas trycket på område D +0.8 (tryck på sidan där vinden verkar) och området E -0,5 (läsidan) och blir sammanlagt 1,3. (Vilket är en vanlig formfaktor för vindlast på slutna byggnader.

Vindlasten på långsida blir då:

$$c_s := 1.0 \quad \text{bärverksfaktorn } C_s \cdot C_d \text{ rekommenderat värde för under 15 m höga byggnader enl. (6.2 a)}$$

$$c_f := 0.8 + 0.5 = 1.3 \quad \text{Byggnadens formfaktorer, faktorer för delytorna D och E ur tabell 7.1 adderas.}$$

$$F_{w4} := c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_{pze} = 0.669 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{vindkraften per kvadratmeter vid vind mot långsida. (5.3)}$$

Lastfall: d) endast full vindlast (storm på sommaren), egenvikter reduceras.

Vindkraft som huvudlast i brottgränstillstånd momentan varaktighet

$$K_{fi} := 1.0$$

Säkerhetsfaktor för last ur Tabell B3. EN1990

$$Q_d := K_{fi} \cdot 1.5 \cdot F_{w4} = 1.004 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{kraft per kvadratmeter}$$

Total horisontell kraft som verkar på våningen som ska tas upp av stabiliserande väggarna inklusive snedställning:

$$Q_{d4} := K_{fi} \cdot 1.5 \cdot F_{w4} \cdot (H_{\text{våning}} + \text{mellanbjälklag}) \cdot L_{\text{tot}} + H_{\text{sned4}} = 94.844 \cdot \text{kN}$$

Tabell där de horisontella krafterna är uträknade för varje våning:

(vind + snedställningslast)

H_i	vån	Q_di [kN]
H_5	tak	58.58
H_4	4	94.84
H_3	3	88.17
H_2	2	78.82
H_1	1	61.70
H_0	grund	15.73

Krafterna är punktlaster och verkar på mellanbjälklaget som i sin tur för vidare krafterna till stabiliserande väggarna.

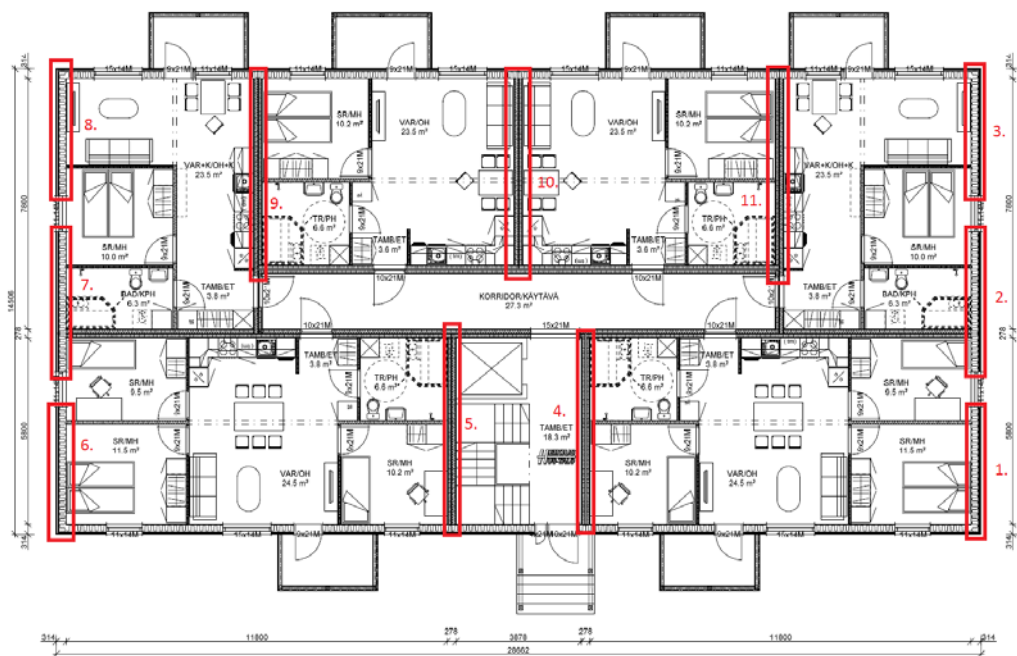
Lastfördelning på stabiliserande väggar (Källsner och Girhammar 2008):

Tillvägagångssätt:

- Välj origo, lämpligast i nedre vänstra hörnet på huset.
- Beräkna centrumlinjerna för både x- och y-led som belastas av vindlasten Q_d [kN].
- Numrera samtliga stabiliserande väggar i x- och y-led och mät längden L_i på väggarna.
- Mät avståndet X_i från origo till varje vägg.
- Beräkna avståndet $v_i = X_i - B/2$, det vill säga avståndet från centrumlinje till respektive vägg i .
- Beräkna produkten $L_i * v_i$ och bestäm excentriciteten med $e = \sum L_i * v_i / \sum L_i$
- Avståndet ρ_i från resultatens läge beräknas $\rho_i = v_i - e$.
- Beräkna produkten $L_i * \rho_i^2$ och krafterna för respektive vägg i fås enligt $H_i = [(Q_d * L_i) / \sum L_i] - [Q_d * e * \rho_i * L_i / \sum (\rho_i^2 * L_i)]$.

Eftersom byggnaden är symmetrisk sett från långsidan ($e=0$) så behövs egentligen inte en del av uträkningarna här under utan man hade bara kunnat fördela lasten enligt väggens längd. Här nedan är en tabell över krafterna som väggarna på våning 4 ska hantera. H_i är Horisontalkraften i kN som verkar i frontregelns övre kant.

Nr	L_i [m]	Y_i [m]	v_i [m]	$L_i * v_i$ [m ²]	e	ρ_{o_i}	$L_i * \rho_{o_i}$	H_i [kN]
1	3.65	0.0	-14.0	-51.16205	0.0	-14.0	717.14	6.59
2	4.38	0.0	-14.0	-61.39446		-14.0	860.57	7.90
3	3.66	0.0	-14.0	-51.30222		-14.0	719.1	6.60
4	5.80	12.4	-1.9	-11.1882		-1.9	21.582	10.47
5	5.80	16.3	1.9	11.3042		1.9	22.032	10.47
6	3.65	28.4	14.0	51.20585		14.0	718.37	6.59
7	4.38	28.4	14.0	61.44702		14.0	862.04	7.90
8	3.66	28.4	14.0	51.34614		14.0	720.33	6.60
9	5.80		8.1	46.8524		8.1	378.47	10.47
10	5.80		0.0	0		0.0	0	10.47
11	5.80		8.1	46.8524		8.1	378.47	10.47
Totalt:	52.38			0.25628				94.52



Störst kraft tar vägg 4, 5, 9, 10 och 11 upp (de är alla lika långa) och består av samma regler och skivor. Undersöker vägg 10 närmare.

$H_{\max} := 10.47\text{kN}$ Maximala horisontalkraften som ska tas upp av skivorna

$L_{\text{vägg}} := 5.80\text{m}$ Väggens längd

$b_{\text{skiva}} := 1200\text{mm}$ Skivbrädd

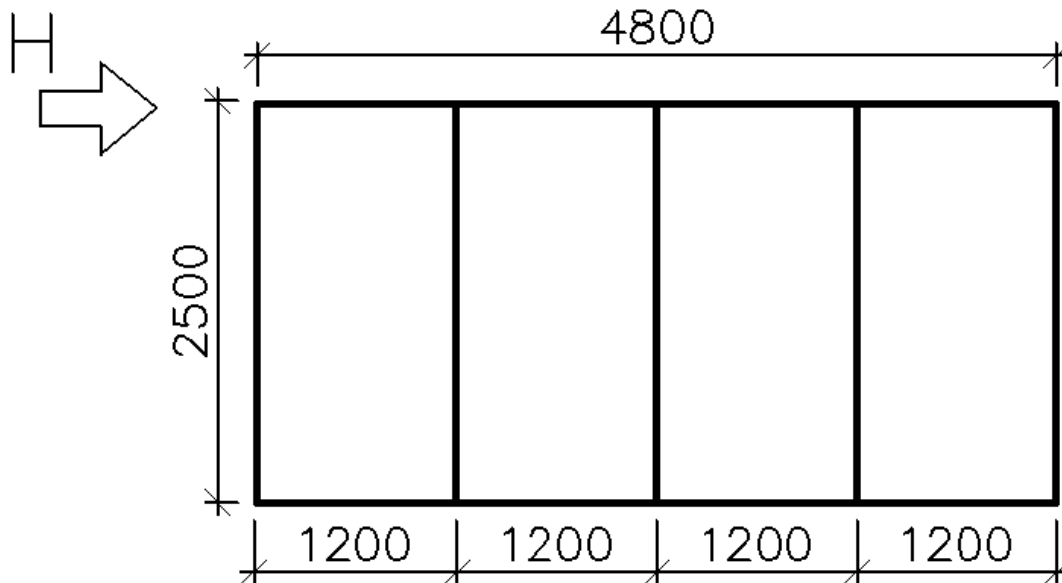
$n_{\text{skivor}} := \frac{L_{\text{vägg}}}{b_{\text{skiva}}} = 4.833$ Antal skivor, väljer 4 st.

$l_{\text{vägg}} := b_{\text{skiva}} \cdot 4 = 4.8\text{m}$ Effektiv väggängd

Elastisk Dimensionering

Baserar sig på EC5 och Puuinfo manual "EC5 Sovelluslaskelmat - Asuinrakennus: 6. Päätyseinän levyjäykistys" som finns på www.puuinfo.fi och Bo Källsen och Ulf Arne Girhammars handbok "Horisontalstabilisering av träregelstommar"

Resultaten för en elastiska dimensioneringen jämfördes mellan de två olika manualerna/handböckerna och eftersom de båda baserar sig på EC5 såg gav de samma resultat (formlerna var i grund och botten samma).



$$h_{skiva} := 2.5m$$

$f_{vRK} := 0.65kN$ karakteristisk sjuvkapacitet per skruv för GEK 13, fäst med gipsskruv QMST 32 (rekommendationer och värden ur Gyprocs handbok)

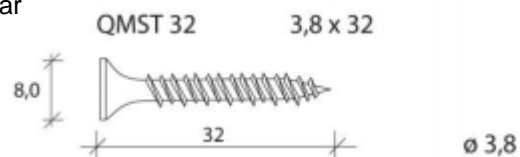
$s_r := 200mm$ centrum avstånd mellan skruvar

momentant lastfall och brottgränstillstånd:

$$k_{mod} := 1.1$$

$$\gamma_M := 1.4$$

$$F_{fRd} := \frac{k_{mod}}{\gamma_M} \cdot f_{vRK} = 0.511 \cdot kN$$



Eftersom det är flera spikar/skruvar som tillsammans ger väggens kapacitet får man använda en systemfaktor 1,2 som ökar väggens kapacitet. 9.2.4.2 (5) i EN-1995-1-1.

$$c_i := 2 \cdot \frac{b_{\text{skiva}}}{h_{\text{skiva}}} = 0.96 \quad \text{reduceringsfaktorn när skivhöjden är högre än dubbla bredden.}$$

$$f_v := \frac{1.2 \cdot F_{fRd} \cdot b_{\text{skiva}} \cdot c_i}{s_r} = 3.53 \cdot \text{kN} \quad \text{skjuvkapaciteten per skiva}$$

Väggens fulla tvärkraftskapacitet vid elastisk dimensionering uppnås omedelbart till höger om frontregeln vilket leder till att:

$$l_1 := 0 \text{ m}$$

$$l_2 := l_{\text{vägg}} = 4.8 \text{ m} \quad \text{den "högra delens" längd, eftersom full tvärkapacitet nås omedelbart så är högra delen = hela väggens längd.}$$

$$l_{\text{eff}} := l_2 = 4.8 \text{ m}$$

$$H_{d1} := f_v \cdot 4 = 14.12 \cdot \text{kN} \quad \text{hela väggens kapacitet, 4 st skivor.}$$

$$\eta_{\text{skiva}} := \frac{H_{\text{max}}}{2H_{d1}} = 37.074\%$$

för mellanväggar: två gånger kapaciteten för att de väggar som kollar så har skivförband på båda sidorna.

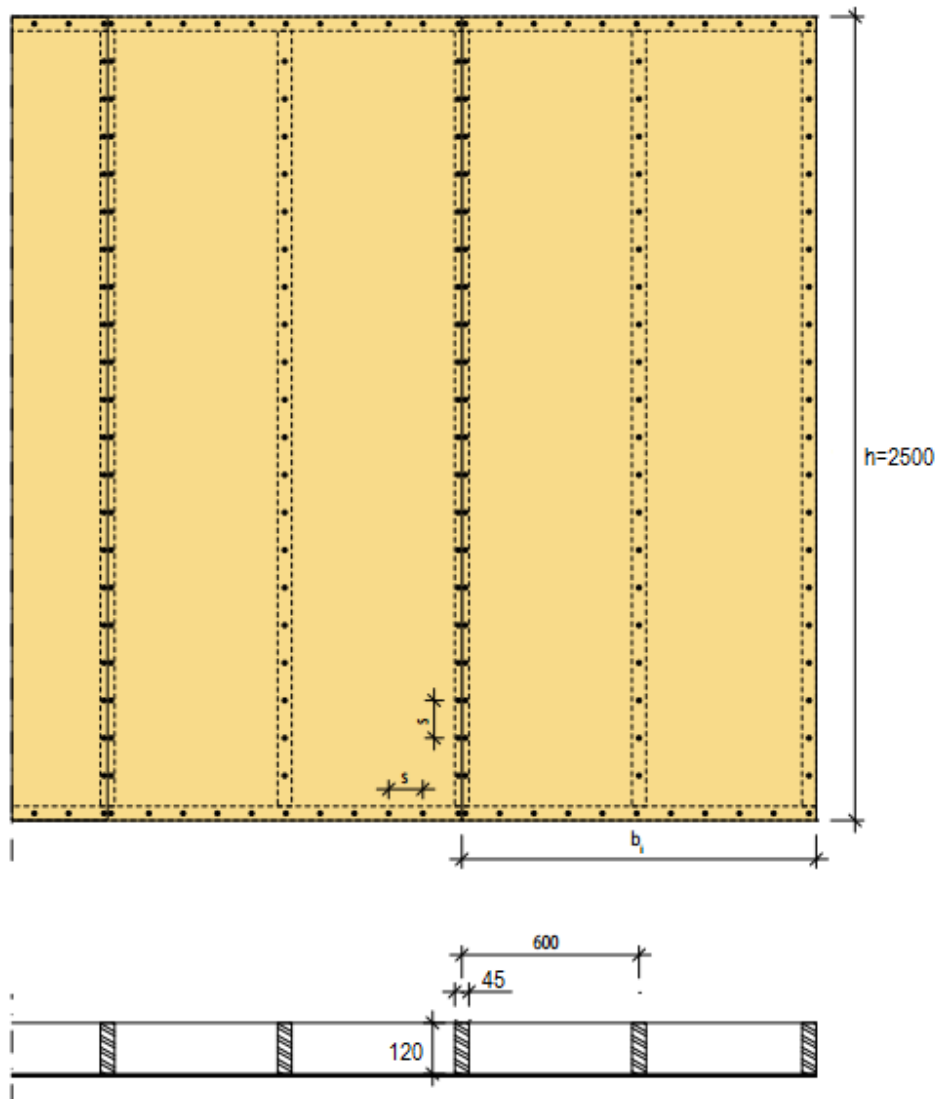


Bild ur Puuinfos manual "EC5 Sovelluslaskelmat - Asuinrakennus: 6. Päätyseinän levyjäykistys.

Plastisk dimensionering

Baseras på Bo Källsen och Ulf Arne Girhammars handbok "Horisontalstabilisering av träregelstommar"

$$H_{\max} = 10.47 \cdot \text{kN}$$

Horisontal kraft

$$s_r := 150 \text{ mm}$$

Spikavstånd

$$F_{fRd} = 0.511 \cdot \text{kN}$$

Tvärkraftskapacitet, säkerhetsklass 2, lasttyp C.

$$F_p := \frac{F_{fRd}}{s_r} = 3.405 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Spikförbandets platsiska skjuvkapacitet per längdmeter skivfog.

$$H_d := F_p \cdot l_{\text{eff}} = 16.343 \cdot \text{kN}$$

Dimensionerande horisontal bärförmåga för väggen

Väggens egenvikt (gynnsam) används som vertikala laster:

Egenvikter:

$$G_{\text{tak}} := 0.8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{\text{mellanbjälklag}} := 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{\text{yvägg}} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_{\text{egenvikt}} := 0.9$$

egenvikten reduceras med faktorn

De egenvikter som verkar på väggen antas vara från halva volym längden

$$l_{\text{volym}} := 11800 \text{ mm}$$

$$G_{\text{vägg}} := G_{\text{yvägg}} \cdot h_{\text{skiva}} = 1.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$l_{11} := h_{skiva} \left[1 - \frac{\left[\gamma_{egenvikt} \cdot \left(G_{vägg} + G_{mellanbjälklag} \cdot \frac{l_{volym}}{2} + G_{tak} \cdot \frac{l_{volym}}{2} \right) \right] \cdot l_{vägg}}{F_p \cdot h_{skiva}} \right] = -12.561 \text{ r}$$

Väggens fulla tvärsnittskapacitet uppnås på längden l_{11} som är utanför väggens fysiska längd..

$$l_1 := l_{vägg} = 4.8 \text{ m}$$

Enligt Källsner och Girhammar då specialfallet $V_0 > f_p \cdot h_{tot}$ och den plastiska skjuvkapaciteten inte uppnås i väggen så sätts $l_1 = l_{vägg}$.

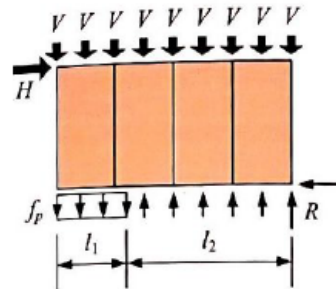
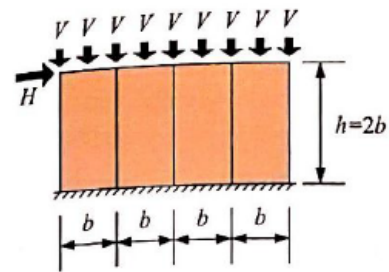
Den vänstra väggedlen fungerar som stel kropp och den ekvivalenta vertikallasten V_{ekv} räknas här nedanom:

Variabeln x_i betecknar x-kordinaten för regel nummer i där regel nummer 0 (frontregeln) är placerad i origo.

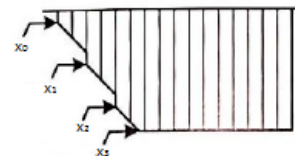
$x_0 := 0\text{m}$	$x_4 := 2.4\text{m}$
$x_1 := 0.6\text{m}$	$x_5 := 3.0\text{m}$
$x_2 := 1.2\text{m}$	$x_6 := 4.2\text{m}$
$x_3 := 1.8\text{m}$	$x_7 := 4.8\text{m}$

Centrumavstånd mellan regler:

$$c_{regel} := 0.6\text{m}$$



Tvärkraftsdiagram [kN]:



Reducerad vertikallast uppifrån på första regeln:

$$\gamma_{egenvikt} = 0.9$$

$$V_{ovan1} := \gamma_{egenvikt} \cdot \left[G_{vägg} + \left(G_{mellanbjälklag} \cdot \frac{l_{volym}}{2} + G_{tak} \cdot \frac{l_{volym}}{2} \right) \right] \cdot \frac{c_{regel}}{2} = 3.205 \cdot \text{kN}$$

Reducerad vertikallast på mittenreglar uppifrån:

$$V_{\text{ovan2}} := \gamma_{\text{egenvikt}} \cdot \left[G_{\text{vägg}} + \left(G_{\text{mellanbjälklag}} \cdot \frac{l_{\text{volym}}}{2} + G_{\text{tak}} \cdot \frac{l_{\text{volym}}}{2} \right) \right] \cdot c_{\text{regel}} = 6.41 \cdot \text{kN}$$

Ekvivalenta kraften på frontregeln fås ur ekvation (5.4):

$$V_{\text{ekv}} := \frac{l_1 - x_0}{l_1} \cdot V_{\text{ovan1}} + \frac{l_1 - x_1}{l_1} \cdot V_{\text{ovan2}} + \frac{l_1 - x_2}{l_1} \cdot V_{\text{ovan2}} + \frac{l_1 - x_3}{l_1} \cdot V_{\text{ovan2}} + \frac{l_1 - x_4}{l_1} \cdot V_{\text{ovan2}} + \dots \left(\frac{l_1 - x_5}{l_1} \cdot V_{\text{ovan2}} + \frac{l_1 - x_6}{l_1} \cdot V_{\text{ovan2}} + \frac{l_1 - x_7}{l_1} \cdot V_{\text{ovan2}} \right)$$

$$V_{\text{ekv}} = 24.037 \cdot \text{kN}$$

Den effektiva längden för väggen fås ur ekvation (5.3):

$$l_{\text{eff2}} := \left(\frac{l_1}{2h_{\text{skiva}}} + \frac{V_{\text{ekv}}}{F_p \cdot h_{\text{skiva}}} \right) \cdot l_1 + 0 = 18.163 \text{ m}$$

Väggsnivans plastiska horisontella bärförmåga blir då:

$$H_{d2} := l_{\text{eff2}} \cdot F_p = 61.84 \cdot \text{kN}$$

$$\eta_{\text{plast}} := \frac{H_{\text{max}}}{2H_{d2}} = 8.465 \cdot \%$$

Utnyttjandegraden med två skivförband räknat, ett på vardera sidan av väggen.

Inom längden l_1 , i det här fallet hela väggen, är väggen i ett elastiskt stadie vilket betyder att det sker mycket små förbandsförskjutningar. Den vertikala lasten överförs då från regelstommen till skivorna. Inom l_2 överförs den vertikala lasten genom reglarna till syllen.

Kommentar:

De låga utnyttjande graderna som denna beräkningsgång med dessa värden ger för den plastiska horisontella bärförmågan så kan man vara lite skeptisk mot.

En orsak till detta kan vara att den plastiska metoden lämpar sig bättre på träbaserade skivor där kraven på förbandets plastiska egenskaper med säkerhet är uppfyllda. Väggar med gipsskivor kan ge för hög kapacitet då risken för spröda brott inte beaktas. I handboken som följdes för den plastiska dimensioneringen beaktas inte heller buckling av skivor, knäckning av vertikala reglar eller spänningar i skivmaterialet.

Vind mot kortsidan, de symboler som har blivit använt tidigare för vind mot långsida får tillägget k i sitt index.

$h_{\text{tot}} = 14.651 \text{ m}$	husets höjd tillnock
$L_{\text{tot}} = 28.662 \text{ m}$	husets längd
$b_k := 14506 \text{ mm}$	bredd vinkelrätt mot vindriktningen
$e_k := \min(b, 2 \cdot h_{\text{tot}}) = 28.662 \text{ m}$	hjälpvärde till figur 7.5

Räknar ut q_{pvind} för fjärde våningen, vind mot kortsida:

$$z_{4k} := H_4 = 12.708 \text{ m}$$

$$k_r = 0.215 \quad \text{terrängfaktor (4.5)}$$

$$C_r = 0.807 \quad \text{för } z_{\text{min}} < z < z_{\text{max}} \quad \text{råhetsfaktor (4.4)}$$

$$\text{faktorer: } c_{\text{season}} = 1 \quad c_{\text{dir}} = 1 \quad C_0 = 1 \quad k_1 = 1$$

$$\rho = 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad \text{luftens densitet}$$

$$v_{b0} = 21 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{referensvindhastighetens grundvärde ur NA(FI)}$$

$$v_b = 21 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{referensvindhastighet (4.1)}$$

$$v_m = 16.945 \frac{\text{m}}{\text{s}} \quad \text{medelvindhastighet (4.3)}$$

$$q_{bz} = 0.276 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{referens hastighetstryck (4.10)}$$

$$I_{vz} = 0.267 \quad \text{turbulensintensiteten (4.6) och (4.7)}$$

$$c_s := 1.0 \quad q_{pze} = 0.515 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{karakteristiska hastighetstrycket (4.8)}$$

$$c_d := 1.0$$

Beräkning av C_{pe}:

$$e_2 := \min(B_{\text{tot}} \cdot 2 \cdot h_{\text{tot}}) = 14.506 \text{ m} \quad \text{hjälpvärde till figur (7.5)}$$

$$d_k := L_{\text{tot}} = 28.662 \text{ m} \quad \text{bredd i vindriktning}$$

$$\frac{h_{\text{tot}}}{d_k} = 0.511 \quad \text{värde till tabell (7.1)}$$

Vindlasten mot kortsida blir då:

bärverksfaktorn $C_s \cdot C_d$ rekommenderat värde för under 15 m höga byggnader enl. (6.2 a)

$$c_f := 0.8 + 0.5 = 1.3 \quad \text{Byggnadens formfaktorer, faktorer för delytorna D och E ur tabell 7.1 adderas.}$$

$$F_{w4k} := c_s \cdot c_d \cdot c_f \cdot q_{pze} = 0.669 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{vindkraften per kvadratmeter vid vind mot långsida. (5.3)}$$

Vindkraft som huvudlast i brottgränstillstånd momentan varaktighet

$$Q_{dk} := k_{\text{mod}} \cdot 1.5 \cdot F_{w4k} = 1.104 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Total kraft som verkar på våningen och som skall tas upp av stabiliserande väggarna:

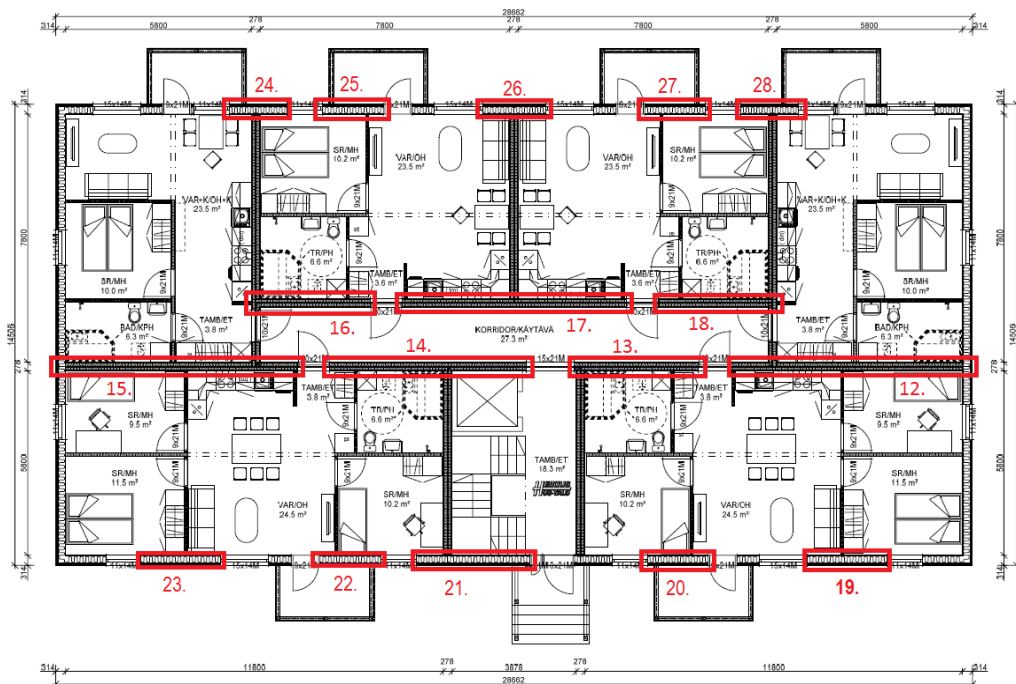
$$Q_{d4gavel} := k_{\text{mod}} \cdot 1.5 \cdot F_{w4k} \cdot (H_{\text{våning}} + \text{mellanbjälklag}) \cdot B_{\text{tot}} + H_{\text{sned4}} = 54.848 \cdot \text{kN}$$

Tabell där de horisontella lasterna är uträknade för varje våning: (Vindlast + snedställningslast)

H _i	vån	Q _{di} [kN]
H_5	tak	32.81
H_4	4	54.85
H_3	3	52.62
H_2	2	48.70
H_1	1	43.00
H_0	grund	8.64

Vid vind från kortsida fördelar sig lasterna med excentricitet för att huset inte är symmetriskt sett från kortsidan. Här nedan är en tabell på hur lasterna fördelar sig på de förstyvande väggarna då vinden verkar vinkelrätt mot kortsidan. De allra kortaste väggarna har lämnats bort för att deras förstyvande effekt anses vara så pass liten.

Nr	L_i [m]	Y_i [m]	v_i [m]	$L_i * v_i$ [m ²]	e	roo_i	$L_i * roo_i^2$	H_i [kN]
12	7.26	6.3	-1.0	-7.26	-0.5	-0.5	2.12662	6.46
13	3.87	6.3	-1.0	-3.87		-0.5	1.1336115	3.44
14	6.15	6.3	-1.0	-6.15		-0.5	1.8014756	5.47
15	7.24	6.3	-1.0	-7.24		-0.5	2.1207615	6.44
16	3.62	8.3	1.0	3.62		1.5	7.7034647	3.39
17	7.00	8.3	1.0	7		1.5	14.896202	6.55
18	3.56	8.3	1.0	3.56		1.5	7.575783	3.33
19	2.46	0.0	-6.9	-17.0724		-6.5	103.33539	1.85
20	1.90	0.0	-6.9	-13.186		-6.5	79.81189	1.43
21	3.56	0.0	-6.9	-24.7064		-6.5	149.54228	2.68
22	1.9	0.0	-6.9	-13.186		-6.5	79.81189	1.43
23	2.5	0.0	-6.9	-17.35		-6.5	105.01564	1.88
24	1.78	14.2	6.9	12.3532		7.4	97.440571	1.91
25	1.95	14.2	6.9	13.533		7.4	106.74669	2.09
26	2.1	14.2	6.9	14.574		7.4	114.95798	2.25
27	2	14.2	6.9	13.88		7.4	109.48379	2.15
28	1.96	14.2	6.9	13.6024		7.4	107.29411	2.10
Totalt:	60.81			-27.8982			1090.7982	54.85



Störst kraft tar vägg 17 upp och denna undersöks närmare:

$$H_{17} := 6.55 \text{ kN}$$

Kraft som väggen dimensioneras mot

$$L_{17} := 7.00 \text{ m}$$

Väggens längd

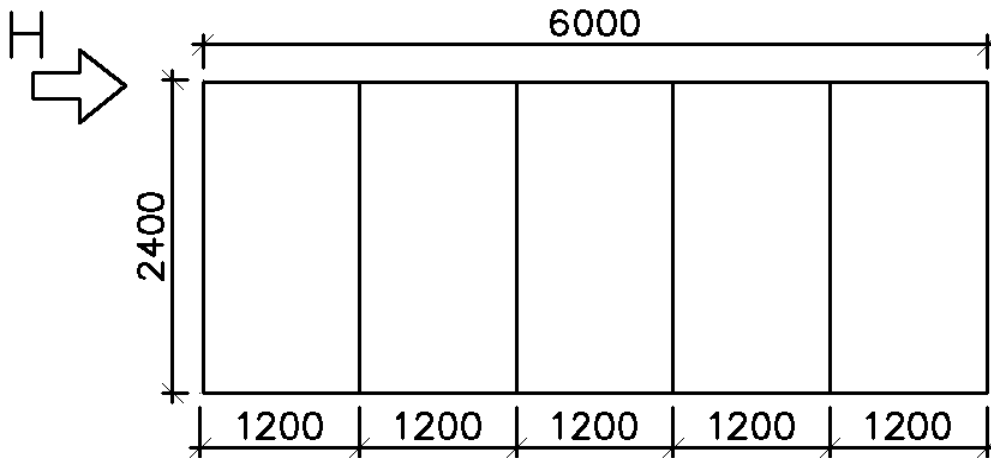
$$n_{\text{skivor}17} := \frac{L_{17}}{1.2 \text{ m}} = 5.833$$

Väljer 5 antal skivor som deltar.

$$l_{17} := 1.2 \text{ m} \cdot 5 = 6 \text{ m}$$

Väggens effektiva längd

$$b_{17} := l_{17} = 6 \text{ m}$$



Elastisk Dimensionering, vind mot kortsida

$f_v = 3.53 \cdot \text{kN}$ skjuvkapacitet per skiva. Enligt tidigare beräkningar, se vind från långsida.

Väggens fulla tvärkraftskapacitet vid elastisk dimensionering uppnås omedelbart till höger om frontregeln vilket leder till att:

$$l_1 := 0 \text{ m}$$

$$l_{17} = 6 \text{ m}$$

den "högra delens" längd, eftersom full tvärkapacitet nås omedelbart så är högra delen = hela väggens längd.

$$l_{\text{effk}} := l_2 = 4.8 \text{ m}$$

$H_{d1k} := f_v \cdot 5 = 17.65 \cdot \text{kN}$ hela väggens kapacitet, 5 st skivor.

$$\eta_{\text{skivak}} := \frac{H_{17}}{2H_{d1k}} = 18.555 \cdot \%$$

för mellanväggar: två gånger kapaciteten för att de väggar som kollar så har skivförband på båda sidorna.

Plastisk dimensionering

$$H_{17} = 6.55 \cdot \text{kN}$$

Horisontal kraft

$$s_r = 0.15 \text{ m}$$

Spikavstånd

$$f_v = 3.53 \times 10^3 \text{ N}$$

skjuvkapacitet per skiva. Enligt tidigare beräkningar.

$$H_{d12} := f_v \cdot 5 = 17.65 \cdot \text{kN}$$

Dimensionerande horisontal bärförmåga för väggen

Egenvikter:

$$G_{\text{tak}} = 0.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{\text{yvägg}} = 0.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{\text{mellanbjälklag}} = 1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\gamma_{\text{egenvikt}} = 0.9$$

egenvikten reduceras med faktorn

De egenvikter som verkar på väggen antas vara från halva volymbredden

$$b_{\text{volym}} = 5.8 \text{ m}$$

$$G_{\text{väggk}} := G_{\text{yvägg}} \cdot h_{\text{skiva}} = 1.25 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$l_{1k} := h_{\text{skiva}} \left[1 - \frac{\left[\gamma_{\text{egenvikt}} \cdot \left(G_{\text{väggk}} + G_{\text{mellanbjälklag}} \cdot \frac{b_{\text{volym}}}{2} + G_{\text{tak}} \cdot \frac{b_{\text{volym}}}{2} \right) \right] \cdot l_{\text{vägg}}}{F_p \cdot h_{\text{tot}}} \right] = 1.099 \text{ r}$$

Väggens fulla tvärsnittskapacitet uppnås på längden l_{1k} :

$$l_{1k} = 1.099 \text{ m}$$

$$l_{2k} := l_{17} - l_{1k} = 4.901 \text{ m}$$

Den vänstra väggedlen fungerar som stel kropp och den ekvivalenta vertikallasten V_{ekv} räknas här nedanom ut med formel (5.4):

Variabeln x_i betecknar x-kordinaten för regel nummer i där regel nummer 0 (frontregeln) är placerad i origo.

$$\begin{aligned} x_0 &= 0 \cdot \text{m} \\ x_1 &= 0.6 \text{ m} \\ x_2 &= 1.2 \text{ m} \end{aligned}$$

Centrumavstånd mellan regler:

$$c_{\text{regel}} = 0.6 \text{ m}$$

Reducerad vertikallast på första regeln uppifrån:

$$\gamma_{\text{egenvikt}} = 0.9$$

$$V_{\text{ovan1}} = 3.205 \cdot \text{kN}$$

Reducerad vertikallast på mittenreglar uppifrån:

$$V_{\text{ovan2}} = 6.41 \cdot \text{kN}$$

Ekvivalenta kraften på frontregeln fås ur ekvation (5.4):

$$V_{\text{ekvk}} := \frac{l_{1k} - x_0}{l_{1k}} \cdot V_{\text{ovan1}} + \frac{l_{1k} - x_1}{l_{1k}} \cdot V_{\text{ovan2}} + \frac{l_{1k} - x_2}{l_{1k}} \cdot V_{\text{ovan2}} = 5.529 \cdot \text{kN}$$

Den effektiva längden för väggen fås ur ekvation (5.3):

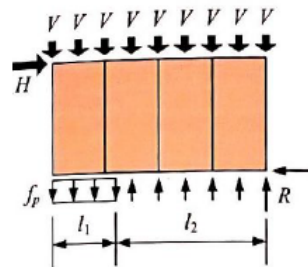
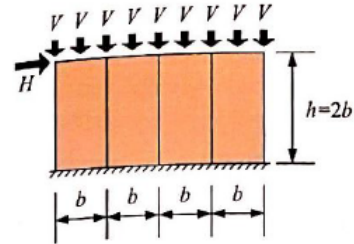
$$l_{\text{eff2k}} := \left(\frac{l_{1k}}{2h_{\text{skiva}}} + \frac{V_{\text{ekvk}}}{F_p \cdot h_{\text{skiva}}} \right) \cdot l_{1k} + l_{2k} = 5.856 \text{ m}$$

Väggskvivans plastiska horisontella bärförmåga blir då:

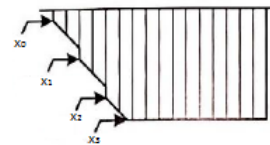
$$H_{\text{dk}} := l_{\text{eff2k}} \cdot F_p = 19.94 \cdot \text{kN}$$

$$\eta_{\text{plastk}} := \frac{H_{17}}{2H_{\text{dk}}} = 16.425\%$$

Utnyttjandegraden med två skivförband, ett på vardera sidorna av väggen.



Tvärkraftsdiagram [kN]:



Inom längden l_{11k} är väggen i ett elastiskt stadie vilket betyder att det sker mycket små förbandsförskjutningar. Den vertikala lasten överförs då från regelstommen till skivorna. Inom l_{22k} överförs den vertikala lasten genom reglarna till syllen.

Samma kommentarer som i den plastiska dimensioneringen för vind mot långsida...

Vertikala laster

1. Dimensionering av mellanbjälklagsbalkar

1.1 mot vibration

Med puuinfos program:

Spännvidd: 5800 mm
c/c-avstånd: 600 mm

Resultat: Kerto-S 51x360
Plywood 18 mm
Limmas och skruvas
2 förskjuvningslinjer mellan vasorna behövs.

$l_{\text{balk}} := 5.8\text{m}$	spännvidd	$E := 13800 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$	Elastisitetsmodul för Kerto-S
$b_{\text{balk}} := 0.051\text{m}$	balkens bredd		
$h_{\text{balk}} := 0.360\text{m}$	balkens höjd	$I := \frac{b_{\text{balk}} \cdot h_{\text{balk}}^3}{12} = 1.983 \times 10^8 \cdot \text{mm}^4$	
$g_{\text{balk}} := 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Bjälklagets egenvikt	$c_{\text{balk}} := 0.6\text{m}$	c/c-avstånd
$q_{\text{balk}} := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Nyttolast på bjälklag	$\psi_2 := 0.3$	

Kontrollerar med handberäkning:

Egenfrekvens:

$$m_{\text{golv}} := g_{\text{balk}} + \psi_2 \cdot q_{\text{balk}} = 1.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

sammanlagd massa av golvet's egentyngd och långvarig nyttolast.

$$f_1 := \frac{\pi}{2l_{\text{balk}}^2} \cdot \sqrt{\frac{E \cdot \frac{I}{0.6}}{c_{\text{balk}} \cdot \frac{m_{\text{golv}}}{9.81 \text{m}} \frac{1}{\text{s}^2}}} = 10.08 \cdot \text{Hz}$$

Den lägsta karakteristiska frekvensen för golvkonstruktionen enl formel 7.4-F1

Kravet enligt den nationella bilagan är att egenfrekvensen ska vara över 9 Hz. OK!

1.2 mot moment

$$k_{\text{mod1}} := 0.8 \quad \text{medellång varaktighet}$$

$$\gamma := 1.2$$

$$P_{\text{dbalk}} := c_{\text{balk}} \cdot (1.15 \cdot g_{\text{balk}} + 1.5 \cdot q_{\text{balk}}) = 2.49 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{linjelast på balk}$$

$$M_{\text{max}} := \frac{P_{\text{dbalk}} \cdot l_{\text{balk}}^2}{8} = 10.47 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{maximalt moment för balken}$$

$$W := \frac{b_{\text{balk}} \cdot h_{\text{balk}}^2}{6} = 1.102 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

$$\sigma_{\text{md}} := \frac{M_{\text{max}}}{W} = 9.505 \cdot \text{MPa} \quad \text{böjspänning}$$

$$f_{\text{mk}} := 44 \cdot \text{MPa} \quad \text{karakteristisk böjhållfasthet, Kerto-S}$$

$$f_{\text{vk}} := 4.1 \text{MPa} \quad \text{karakteristisk skjuvhållfasthet}$$

$$f_{\text{md}} := k_{\text{mod1}} \cdot \frac{f_{\text{mk}}}{\gamma} = 29.333 \cdot \text{MPa} \quad \text{dimensionerande böjhållfasthet, Kerto-S}$$

$$\eta_{\text{md}} := \frac{\sigma_{\text{md}}}{f_{\text{md}}} = 32.403\% \quad \text{OK!}$$

1.3 mot skjuvkraft

Väljer upplagsreaktionen till kritisk skjuvkraft

$$R_A := P_{dbalk} \cdot \frac{l_{balk}}{2} = 7.221 \cdot \text{kN}$$

$$V_d := R_A$$

$$\tau := 1.5 \cdot \frac{V_d}{b_{balk} \cdot h_{balk}} = 0.59 \cdot \text{MPa} \quad \text{dimensionerande skjuvkraft}$$

$$f_{vd} := k_{mod1} \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma} = 2.733 \cdot \text{MPa} \quad \text{skjuvkraftskapacitet}$$

$$\eta_{vd} := \frac{\tau}{f_{vd}} = 21.584 \cdot \%$$

1.4 mot nedböjning

nedböjning av enhetslast

$$p_{d1} := 1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad k_{def} := 0.6$$

$$\Psi_2 := 0.3$$

$$E_{kerto} := 13800 \text{MPa}$$

$$I_{balk} := \frac{b_{balk} \cdot h_{balk}^3}{12} = 1.983 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$w_1 := \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{d1} \cdot l_{balk}^4}{E_{kerto} \cdot I_{balk}} = 5.385 \cdot \text{mm} \quad g_{balk} = 1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$w_g := w_1 \cdot c_{balk} \cdot g_{balk} \cdot \frac{\text{mm}}{\text{N}} = 3.231 \cdot \text{mm} \quad \text{Nedböjning av egenvikt}$$

$$w_q := w_1 \cdot c_{balk} \cdot q_{balk} \cdot \frac{\text{mm}}{\text{N}} = 6.462 \cdot \text{mm} \quad \text{Nedböjning av nyttolast}$$

$$w_{fin} := (1 + k_{def}) \cdot w_g + (1 + \Psi_2 \cdot k_{def}) \cdot w_q = 12.794 \cdot \text{mm}$$

$$\text{krav: } \frac{l_{balk}}{400} = 14.5 \cdot \text{mm}$$

$$\eta_{nedböjning} := \frac{12.794}{14.5} = 88.234 \cdot \%$$

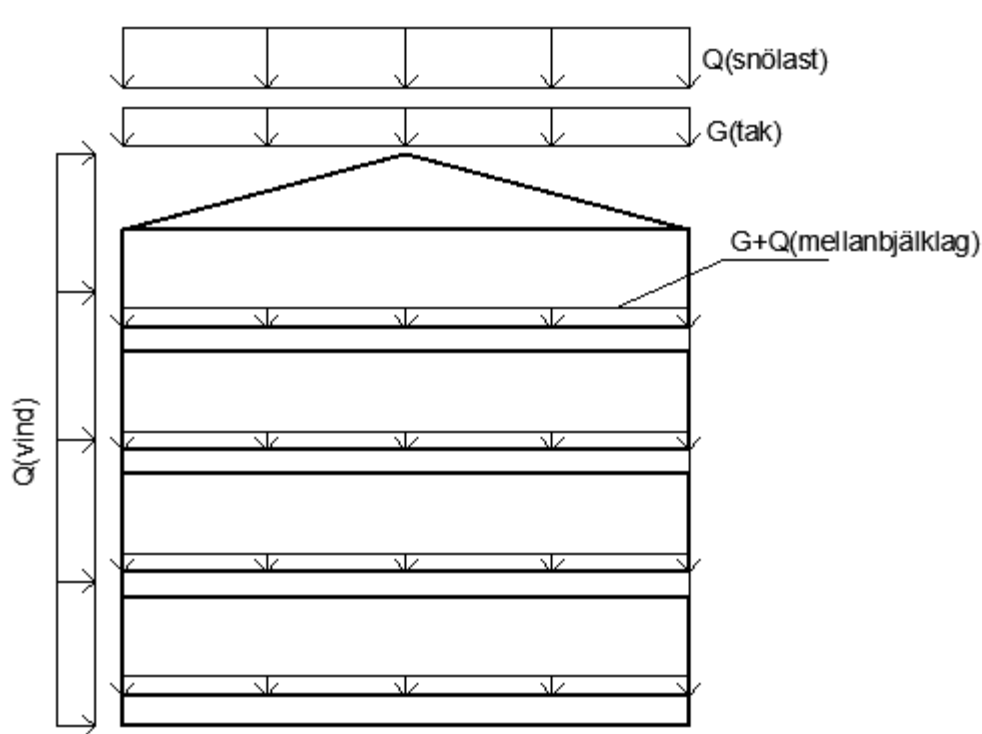
$$\frac{l_{balk}}{453.35} = 12.794 \cdot \text{mm}$$

momentan nedböjning:

$$w_{momentan} := c_{balk} \cdot g_{balk} \cdot w_1 \cdot \frac{\text{mm}}{N} + c_{balk} \cdot q_{balk} \cdot w_1 \cdot \frac{\text{mm}}{N} = 9.693 \cdot \text{mm} \quad \text{OK! (max 14.5)}$$

2. Ytterväggsreglar

- lastfall :
- a) snölast som huvudlast + nyttolaster (medellång varaktighet)
 - b) nyttloast som huvudlast + snölast (medellång varaktighet)
 - c) vindlast (momentan varaktighet) + övriga nyttolaster
 - d) endast full vindlast, orkan på sommaren (kollades tidigare)



LASTFALL a) snölast som huvudlast + nyttloaster (medellång varaktighet)

(Det upptäcktes efter att lastfall a) var klart att det egentligen var lastfall b) som gav en större linjelast. Så de kritiska utnyttjandegraderna kommer under lastfall b).

Linjelast i nivå med uk-vägg i brottgränstillstånd:

Ytterväggen tar last från:

$$\text{utskifte} = 0.9 \text{ m} \quad \text{vägg tjocklek} = 0.314 \text{ m}$$

$$b_{\text{volym}} = 5.8 \text{ m} \quad h_{\text{vägg}} := 12000 \cdot \text{mm}$$

Laster och faktorer:

Egenvikter:

$$G_{\text{tak}} = 0.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Takets egenvikt}$$

$$G_{\text{mellanbjälklag}} = 1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Mellanbjälklagets egenvikt}$$

$$G_{\text{yvägg}} = 0.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Ytterväggens egenvikt}$$

$$c_{\text{regel}} = 0.6 \text{ m} \quad \text{Centrumavstånd mellan regler}$$

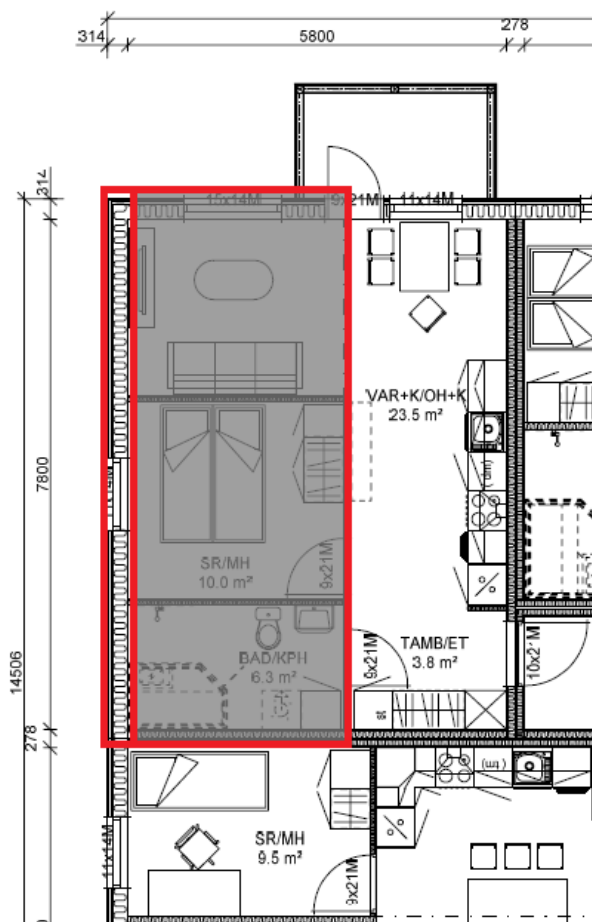
Nyttolaster:

$$Q_{\text{snölast}} = 1.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Snölastens dimensionerande last}$$

$$Q_{\text{mellanbjälklag}} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Nyttolast}$$

$$\Psi_0 = 0.7 \quad \text{Kombinationsfaktor för nyttolaster och bostadsutrymmen}$$

Den markerade ytterväggen dimensioneras (bild till nedan, lasten tas från det grå området):



$$b_{\text{regel}} := 42 \cdot \text{mm} \quad \text{regelns bredd}$$

$$h_{\text{regel}} := 223 \cdot \text{mm} \quad \text{regelns höjd}$$

$$l_{\text{regel}} := 2500 \cdot \text{mm} + 52 \cdot \text{mm} = 2.552 \text{ m} \quad \text{regelns längd}$$

$$p_{dy} := 1.15 \cdot \left[G_{\text{tak}} \cdot \left(\frac{b_{\text{volym}}}{2} + \text{väggjocklek} + \text{utskifte} \right) + 3 \left(G_{\text{mellanbjälklag}} \cdot \frac{b_{\text{volym}}}{2} \right) + G_{\text{yvägg}} \cdot h_{\text{vägg}} \right] +$$

$$\dots + 1.5 \cdot \left[Q_{\text{snölast}} \cdot \left(\frac{b_{\text{volym}}}{2} + \text{väggjocklek} + \text{utskifte} \right) \right] + 1.5 \cdot \left(3Q_{\text{mellanbjälklag}} \cdot \frac{b_{\text{volym}}}{2} \cdot \Psi_0 \right)$$

$$p_{dy} = 48.833 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{linjelast på väggen}$$

$$N_d := c_{\text{regel}} \cdot p_{dy} = 29.3 \cdot \text{kN} \quad \text{tryckkraft per regel}$$

$$\sigma_{cd} := \frac{N_d}{b_{\text{regel}} \cdot h_{\text{regel}}} = 3.128 \cdot \text{MPa} \quad \text{tryckspänning per regel}$$

Kontroll mot knäckning

Reglarna är förstyvade i den vekare riktningen. Virke C24.

$$f_{ck} := 21 \text{MPa} \quad \text{tryckhållfasthet längs med fibrerna C24}$$

$$\gamma_m := 1.4 \quad \text{partialkoef. pga materialtyp}$$

$$f_{cd} := k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_m} = 16.5 \cdot \text{MPa} \quad \text{dimensionerande tryckhållfasthet C24}$$

$$i := \frac{h_{\text{regel}}}{\sqrt{12}} = 64.375 \cdot \text{mm} \quad \text{tröghetsradie}$$

$$\lambda := \frac{l_{\text{regel}}}{i} = 39.643 \quad \text{slankhetsfaktor (5.9)}$$

$$k_c := 0.87 \quad \text{knäckningsfaktor (ur fig 5.5)}$$

Ingen vindlast i detta fall (inget moment)

$$\frac{\sigma_{cd}}{k_c \cdot f_{cd}} = 21.793 \cdot \%$$

Kontroll av sälltryck

$$\sigma_{cd} = 3.128 \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{c90d} := \sigma_{cd} = 3.128 \cdot \text{MPa} \quad \text{verkande kontakttryck mellan ytorna}$$

$$l_{c90ef} := b_{regel} + b_{regel} = 84 \cdot \text{mm} \quad \text{kontaktytans effektiva längd}$$

$$k_{c90i} := 1.25 \quad \text{stämpelfaktor för massivt virke av barrträd}$$

$$k_{c90} := \frac{l_{c90ef}}{b_{regel}} \cdot k_{c90i} = 2.5 \quad \text{stämpeltrycksfaktor (5.2a)}$$

$$f_{c90} := 2.5 \cdot \text{MPa} \quad \text{C24} \quad \text{tryckhållfastheten vinkelrätt mot fiberriktning}$$

$$f_{c90d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c90}}{\gamma_m} = 1.964 \cdot \text{MPa} \quad \text{dimensionerande tryckhållfasthet}$$

$$k_{c90} \cdot f_{c90d} = 4.911 \cdot \text{MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c90d}}{k_{c90} \cdot f_{c90d}} = 63.704 \cdot \% \quad \text{krav} < 100 \% \text{ (5.2)}$$

Kontrollerar fönstrets regler mot stämpeltryck:

$$\text{dagmätt} := 1100 \text{mm} \quad \text{fönsteröppningens mått}$$

$$\text{last}_{\text{bredd}} := \frac{\text{dagmätt}}{2} + \frac{c_{regel}}{2} + b_{regel} = 0.892 \text{ m} \quad \text{bredd som fönsterregeln tar linjelast från}$$

$$b_{regel} = 0.042 \text{ m} \quad h_{regel} = 0.223 \text{ m}$$

En "vanlig" regel i ytterväggen hade utnyttjandegraden 64% mot stämpeltryck. Vilket betyder att en regel klarar av en större bredd än 600 mm:

$$b_x := \frac{100}{64} \cdot c_{regel} = 0.938 \text{ m} \quad \text{på bredden 0.94 m blir utnyttjandegraden 100\%}$$

Isåfall klarar sig regeln då den vid fönstret tar lasten från bredden 0.90 m

$$\eta_{\text{fönsterregel}} := \frac{0.9}{0.94} = 95.745 \cdot \%$$

Här nedan kollas iallafall utnyttjandegraden med dubbla regler för att möjliggöra ändringar av fönstermått:

$$N_{edf} := \text{last}_{\text{bredd}} \cdot p_{dy} = 43.559 \cdot \text{kN} \quad \text{last på reglar}$$

$$\sigma_{c90dfönster} := \frac{N_{edf}}{2 \cdot b_{regel} \cdot h_{regel}} = 2.325 \cdot \text{MPa} \quad \text{verkande kontakttryck mellan ytorna}$$

$$l_{c90efffönster} := 2 \cdot b_{regel} + 30\text{mm} + 30\text{mm} = 0.144 \text{ m} \quad \text{kontaktytans effektiva längd}$$

$$k_{c90i} = 1.25 \quad \text{stämpelfaktor för massivt virke av barrträd}$$

$$k_{c90f} := \frac{l_{c90efffönster}}{2b_{regel}} \cdot k_{c90i} = 2.143 \quad \text{stämpeltrycksfaktor (max } 2 \cdot k_{c90i} \text{) (5.2a)}$$

$$f_{c90} = 2.5 \cdot \text{MPa} \quad \text{tryckhållfastheten vinkelrätt mot fiberriktning C24}$$

$$f_{c90d} := k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c90}}{\gamma_m} = 1.964 \cdot \text{MPa} \quad \text{dimensionerande tryckhållfasthet}$$

$$k_{c90f} \cdot f_{c90d} = 4.209 \cdot \text{MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c90dfönster}}{k_{c90f} \cdot f_{c90d}} = 55.246 \% \quad \text{krav} < 100 \% \text{ (5.2)}$$

Kontrollerar fönsterbalken:

Konstruktionen är enligt Heikius tidigare fönsterkonstruktioner

Bjälklagets ringbalk består av Kerto-S och hammarbandets balk är C24 och har samma mått som ytterväggsreglarna 42*223. Lasten fördelar sig på balkarna i enlighet med deras böjstyvhet $E \cdot I$.

Kerto-S:

$$E_{KPS} := 13800 \text{MPa}$$

$$b_{balk} = 0.051 \text{ m}$$

$$h_{balk} = 0.36 \text{ m}$$

C24:

$$E_{C24} := 11000 \text{MPa}$$

$$b_{fönsterbalk} := 42 \text{mm}$$

$$h_{fönsterbalk} := 223 \text{mm}$$

$$EI_{KPS} := E_{KPS} \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b_{balk} \cdot h_{balk}^3 \right) = 2.736 \cdot MN \cdot m^2$$

$$EI_{C24} := E_{C24} \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b_{fönsterbalk} \cdot h_{fönsterbalk}^3 \right) = 0.427 \cdot MN \cdot m^2$$

$$EI_{tot} := EI_{KPS} + EI_{C24} = 3.163 \cdot MN \cdot m^2 \quad \text{Total böjstyvhet}$$

$$\frac{EI_{C24}}{EI_{tot}} = 13.497\% \quad \text{andel last som tas av fönsterbalken}$$

$$\frac{EI_{KPS}}{EI_{tot}} = 86.503\% \quad \text{andel last som tas av ringbalken}$$

last ovanför fönster:

$$p_{dy} = 48.833 \cdot \frac{kN}{m} \quad \text{linjelast nerräknad till syll}$$

$$p_{dyfönster} := p_{dy} - 3.0m \cdot G_{yvägg} \cdot 1.15 = 47.108 \cdot \frac{kN}{m} \quad \text{linjelast ovan fönster}$$

Vi tänker oss att balkarna är inspända i ena ändan och ena ändan kan vara skarvad på fönsterregeln.

Moment kollas:

$$l_{fönster} := \text{dagmått} + b_{regel} + b_{regel} = 1.184 \text{ m} \quad \text{spännvidd ifall dubbelregel används}$$

$$M_{\text{maxfönsterKPS}} := \frac{0.865 p_{dyfönster} \cdot l_{fönster}^2}{8} = 7.14 \cdot kN \cdot m \quad \text{kertobalkens moment (86,5 % av linjelasten)}$$

$$W_{KPS} := \frac{1}{6} \cdot b_{balk} \cdot h_{balk}^2 = 1.102 \times 10^6 \cdot mm^3$$

$$\sigma_{KPS} := \frac{M_{\text{maxfönsterKPS}}}{W_{KPS}} = 6.482 \cdot MPa$$

$$f_{md} = 29.333 \cdot MPa$$

$$\eta_{\text{fönsterKPS}} := \frac{\sigma_{KPS}}{f_{md}} = 22.098\%$$

skjuvkapaciteten kollas

$$R_{bfönster1} := 0.625 \cdot p_{dyfönster} \cdot l_{fönster} = 34.86 \cdot \text{kN} \quad \text{upplagsreaktion}$$

$$V_{dKPS} := R_{bfönster1} = 34.86 \cdot \text{kN}$$

Last på avstånd h_{balk} från upplagets kant från subtraheras bort

$$V_{EdKPS} := V_{dKPS} - h_{balk} \cdot 0.865 \cdot p_{dyfönster} = 20.191 \cdot \text{kN}$$

$$\tau_{KPS} := 1.5 \cdot \frac{V_{EdKPS}}{b_{balk} \cdot h_{balk}} = 1.65 \cdot \text{MPa} \quad \text{Skjuvkraft}$$

$$f_{vk} := 4.1 \text{MPa} \quad \text{karaktäristisk skjuvkapacitet}$$

$$k_{mod1} := 0.8 \quad \gamma_M := 1.2$$

$$f_{vd} := k_{mod1} \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = 2.733 \cdot \text{MPa} \quad \text{Dimensionerande skjuvkapacitet}$$

$$\eta_{skjuvKPS} := \frac{\tau_{KPS}}{f_{vd}} = 60.35\%$$

Skjuvkapacitet för hammarbandets bärbalk:

$$R_{bfönster2} := 0.6 \cdot (1 - 0.865) \cdot p_{dyfönster} \cdot l_{fönster} = 4.518 \cdot \text{kN}$$

$$V_{dC24} := R_{bfönster2} = 4.518 \cdot \text{kN}$$

$$V_{EdC24} := V_{dC24} - (1 - 0.865) \cdot p_{dyfönster} \cdot h_{fönsterbalk} = 3.1 \cdot \text{kN}$$

$$\tau_{C24} := 1.5 \cdot \frac{V_{EdC24}}{0.67 b_{fönsterbalk} \cdot h_{fönsterbalk}} = 0.741 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{vkC24} := 2.5 \text{MPa} \quad \gamma_m := 1.4$$

$$h_{fönsterbalk} = 0.223 \text{ m}$$

$$f_{vdC24} := k_{mod1} \cdot \frac{f_{vkC24}}{\gamma_m} = 1.429 \cdot \text{MPa}$$

$$\eta_{skjuvC24} := \frac{\tau_{C24}}{f_{vdC24}} = 51.866\%$$

Lastfall b) nyttloast som huvudlast + snölast (medellång varaktighet)

(Det upptäcktes efter att lastfall a) var klart att det egentligen var lastfall b) gav en större linjelast på väggen.)

linjelast i nivå med uk-vägg i brottgränstillstånd:

Ytterväggen tar last från:

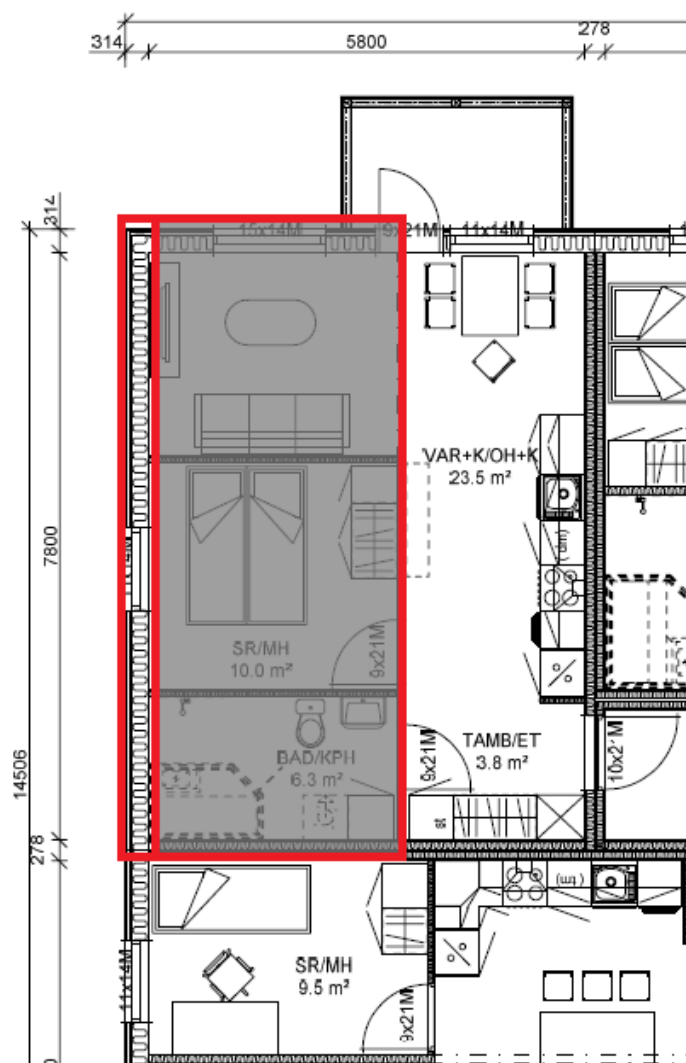
utskifte = 0.9 m

väggjocklek = 0.314 m

$c_{regel} = 0.6$ m

$b_{volym} = 5.8$ m

$h_{vägg} := 12000$ mm



Laster och faktorer:

Egenvikter:

$$G_{\text{tak}} = 0.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{\text{mellanbjälklag}} = 1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{\text{yvägg}} = 0.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttolaster:

$$Q_{\text{snölast}} = 1.6 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{\text{mellanbjälklag}} = 2 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Psi_0 = 0.7$$

Den markerade ytterväggen dimensioneras (bild till ovan, lasten tas från det grå området och räknas ner till syllen för första våningen):

$$b_{\text{regel}} := 42 \cdot \text{mm} \quad \text{regelns bredd}$$

$$h_{\text{regel}} := 223 \cdot \text{mm} \quad \text{regelns höjd}$$

$$l_{\text{regel}} := 2500 \cdot \text{mm} + 52 \cdot \text{mm} = 2.552 \text{ m} \quad \text{regelns längd}$$

$$P_{\text{dy}2} := 1.15 \cdot \left[G_{\text{tak}} \cdot \left(\frac{b_{\text{volym}}}{2} + \text{väggjocklek} + \text{utskifte} \right) + 3 \left(G_{\text{mellanbjälklag}} \cdot \frac{b_{\text{volym}}}{2} \right) + G_{\text{yvägg}} \cdot h_{\text{vägg}} \right]$$

$$\dots + 1.5 \cdot \left[Q_{\text{snölast}} \cdot \left(\frac{b_{\text{volym}}}{2} + \text{väggjocklek} + \text{utskifte} \right) \cdot \Psi_0 \right] + 1.5 \cdot \left(3 Q_{\text{mellanbjälklag}} \cdot \frac{b_{\text{volym}}}{2} \right)$$

$$P_{\text{dy}2} = 53.701 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

linjelast på väggen, jämför med lastfall a): $P_{\text{dy}} = 48.833 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

$$N_{\text{d}2} := c_{\text{regel}} \cdot P_{\text{dy}2} = 32.221 \cdot \text{kN} \quad \text{tryckkraft per regel}$$

$$\frac{P_{\text{dy}2}}{P_{\text{dy}}} = 109.968 \cdot \%$$

$$\sigma_{\text{cd}2} := \frac{N_{\text{d}2}}{b_{\text{regel}} \cdot h_{\text{regel}}} = 3.44 \cdot \text{MPa} \quad \text{tryckspänning per regel}$$

Kontroll mot knäckning

Reglarna är förstyvade i den vekare riktningen. Virke C24.

$$f_{ck} := 21 \text{ MPa} \quad \text{tryckhållfasthet längs med fibrerna C24}$$

$$\gamma_m := 1.4 \quad \text{partialkoeff. pga materialtyp}$$

$$f_{cd} := k_{mod} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_m} = 16.5 \cdot \text{MPa} \quad \text{dimensionerande tryckhållfasthet C24}$$

$$i := \frac{h_{regel}}{\sqrt{12}} = 64.375 \cdot \text{mm} \quad \text{tröghetsradie}$$

$$\lambda := \frac{l_{regel}}{i} = 39.643 \quad \text{slankhetsfaktor (5.9)}$$

$$k_c := 0.87 \quad \text{knäckningsfaktor (ur fig 5.5)}$$

Ingen vindlast i detta fall (inget moment)

$$\frac{\sigma_{cd2}}{k_c \cdot f_{cd}} = 23.965 \cdot \%$$

Kontroll av sälltryck

$$\sigma_{cd2} = 3.44 \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{c90d2} := \sigma_{cd2} = 3.44 \cdot \text{MPa} \quad \text{verkande kontakttryck mellan ytorna}$$

$$l_{c90ef} := b_{regel} + b_{regel} = 84 \cdot \text{mm} \quad \text{kontaktytans effektiva längd}$$

$$k_{c90i} := 1.25 \quad \text{stämpelfaktor för massivt virke av barrträd}$$

$$k_{c90} := \frac{l_{c90ef}}{b_{regel}} \cdot k_{c90i} = 2.5 \quad \text{stämpeltrycksfaktor (5.2a)}$$

$$f_{c90} := 2.5 \cdot \text{MPa} \quad \text{C24} \quad \text{tryckhållfastheten vinkelrätt mot fiberriktning}$$

$$f_{c90d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c90}}{\gamma_m} = 1.964 \cdot \text{MPa} \quad \text{dimensionerande tryckhållfasthet}$$

$$k_{c90} \cdot f_{c90d} = 4.911 \cdot \text{MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c90d2}}{k_{c90} \cdot f_{c90d}} = 70.055 \cdot \%$$

krav < 100 % (5.2)

Kontrollerar fönstrets regler mot stämpeltryck:

dagmått := 1100mm

fönsteröppningens mått

$$\text{last}_{\text{bredd}} := \frac{\text{dagmått}}{2} + \frac{c_{\text{regel}}}{2} + b_{\text{regel}} = 0.892 \text{ m}$$

bredd som fönsterregeln tar linjelast från

$b_{\text{regel}} = 0.042 \text{ m}$ $h_{\text{regel}} = 0.223 \text{ m}$

En "vanlig" regel i ytterväggen hade utnyttjandegraden 64% mot stämpeltryck. Vilket betyder att en regel klarar av en större bredd än 600 mm:

$$b_x := \frac{100}{70.1} \cdot c_{\text{regel}} = 0.856 \text{ m}$$

på bredden 0.856 m blir utnyttjandegraden 100%

Isåfall klarar sig **inte** regeln då den vid fönstret tar lasten från bredden 0.90 m

$$\eta_{\text{fönsterregel}} := \frac{0.9}{\frac{b_x}{m}} = 105.15\%$$

Här nedan kollas utnyttjandegraden med dubbla regler:

$N_{\text{edf2}} := \text{last}_{\text{bredd}} \cdot p_{\text{dy2}} = 47.902 \cdot \text{kN}$

last på regler

$$\sigma_{\text{c90dfönster2}} := \frac{N_{\text{edf2}}}{2 \cdot b_{\text{regel}} \cdot h_{\text{regel}}} = 2.557 \cdot \text{MPa}$$

verkande kontakttryck mellan ytorna

$l_{\text{c90efffönster}} := 2 \cdot b_{\text{regel}} + 30\text{mm} + 30\text{mm} = 144 \cdot \text{mm}$

kontaktytans effektiva längd

$k_{\text{c90i}} = 1.25$

stämpelfaktor för massivt virke av barrträd

$$k_{\text{c90f}} := \frac{l_{\text{c90efffönster}}}{2b_{\text{regel}}} \cdot k_{\text{c90i}} = 2.143$$

stämpeltrycksfaktor (5.2a)

$f_{\text{c90}} := 2.5 \cdot \text{MPa}$

tryckhållfastheten vinkelrätt mot fiberriktning C24

$$f_{\text{c90d}} := k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{\text{c90}}}{\gamma_m} = 1.964 \cdot \text{MPa}$$

dimensionerande tryckhållfasthet

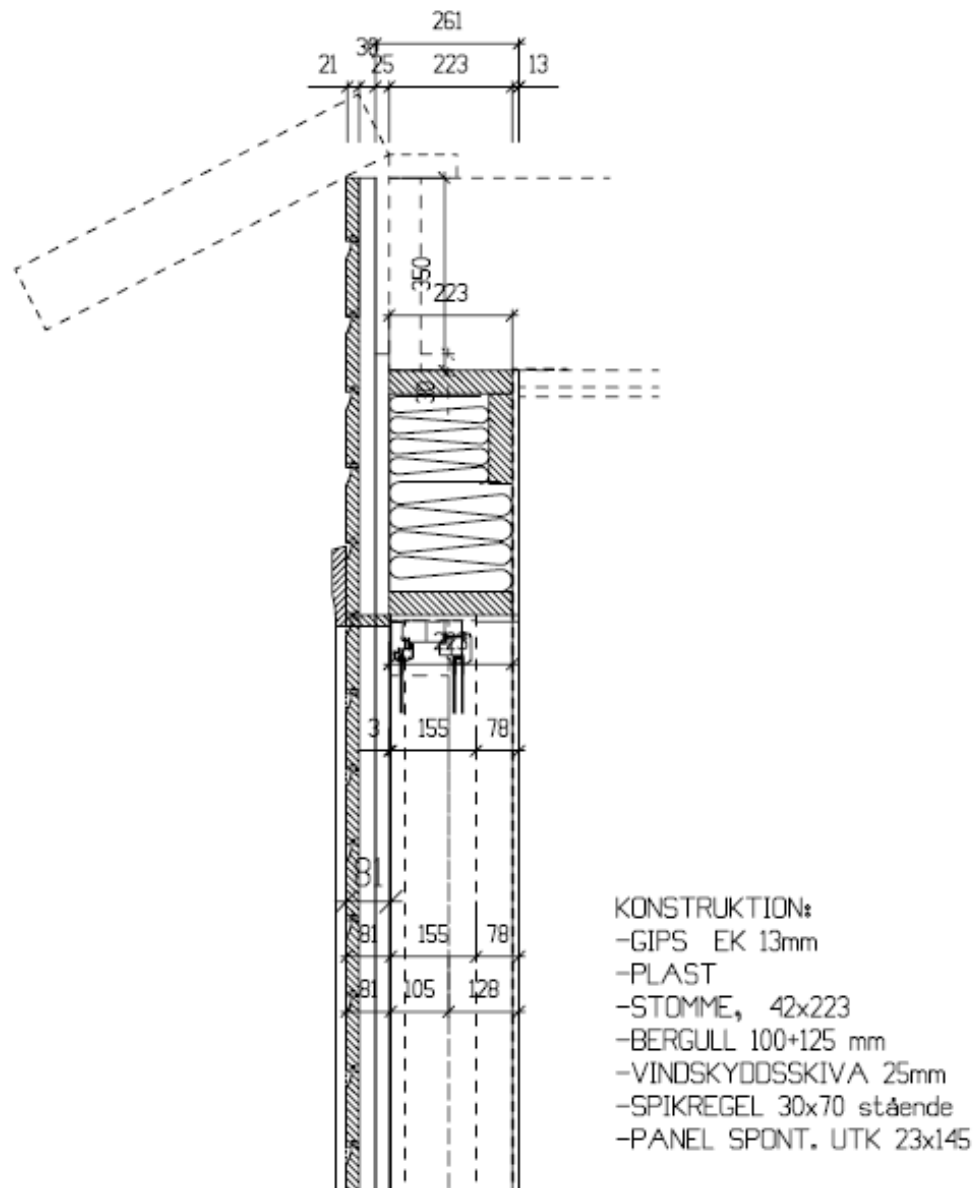
$k_{\text{c90f}} \cdot f_{\text{c90d}} = 4.209 \cdot \text{MPa}$

$$\frac{\sigma_{\text{c90dfönster2}}}{k_{\text{c90f}} \cdot f_{\text{c90d}}} = 60.753\%$$

krav < 100 % (5.2)

Kontrollerar fönsterbalken:

Hammarbandskonstruktionen är enligt tidigare projekt.



Bjälklagets ringbalk består av Kerto-S och hammarbandets balk är av C24 och har samma mått som ytterväggsreglarna 42*223. Lasten fördelar sig på balkarna i enlighet med deras böjstyvhet $E \cdot I$.

Kerto-S:

$$E_{KPS} := 13800 \text{ MPa}$$

$$b_{balk} = 0.051 \text{ m}$$

$$h_{balk} = 0.36 \text{ m}$$

C24:

$$E_{C24} := 11000 \text{ MPa}$$

$$b_{fönsterbalk} := 42 \text{ mm}$$

$$h_{fönsterbalk} := 223 \text{ mm}$$

$$EI_{KPS} := E_{KPS} \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b_{balk} \cdot h_{balk}^3 \right) = 2.736 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{C24} := E_{C24} \cdot \left(\frac{1}{12} \cdot b_{fönsterbalk} \cdot h_{fönsterbalk}^3 \right) = 0.427 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2$$

$$EI_{tot} := EI_{KPS} + EI_{C24} = 3.163 \cdot \text{MN} \cdot \text{m}^2 \quad \text{Total böjstyvhet}$$

$$\frac{EI_{C24}}{EI_{tot}} = 13.497\% \quad \text{andel last som tas av fönsterbalken}$$

$$\frac{EI_{KPS}}{EI_{tot}} = 86.503\% \quad \text{andel last som tas av ringbalken}$$

last ovanför fönster:

$$p_{dy2} = 53.701 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{linjelast nerräknad till syll}$$

$$p_{dyfönster2} := p_{dy2} - 3.0 \text{ m} \cdot G_{yvagg} \cdot 1.15 = 51.976 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{linjelast ovan fönster}$$

Vi tänker oss att balkarna är inspända i ena ändan och ena ändan kan vara skarvad på fönsterregeln.

Moment kollas:

$$l_{\text{fönster}} := \text{dagm\AA}tt + b_{\text{regel}} + b_{\text{regel}} = 1.184 \text{ m}$$

spännvidd ifall dubbelregel används

$$M_{\text{maxfönsterKPS2}} := \frac{0.865 p_{\text{dyfönster2}} \cdot l_{\text{fönster}}^2}{8} = 7.878 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{kertobalkens moment (86,5 \% av linjelasten)}$$

$$W_{\text{KPS}} := \frac{1}{6} \cdot b_{\text{balk}} \cdot h_{\text{balk}}^2 = 1.102 \times 10^6 \cdot \text{mm}^3$$

$$\sigma_{\text{KPS2}} := \frac{M_{\text{maxfönsterKPS2}}}{W_{\text{KPS}}} = 7.152 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{\text{md}} = 29.333 \cdot \text{MPa}$$

$$\eta_{\text{fönsterKPS}} := \frac{\sigma_{\text{KPS2}}}{f_{\text{md}}} = 24.381 \cdot \%$$

Skjuvkapaciteten kollas

$$R_{\text{bfönster12}} := 0.625 p_{\text{dyfönster2}} \cdot l_{\text{fönster}}$$

$$V_{\text{dKPS2}} := R_{\text{bfönster12}} = 38.463 \cdot \text{kN}$$

Last på avstånd h_{balk} från upplagets kant frå subtraheras bort

$$V_{\text{EdKPS2}} := V_{\text{dKPS2}} - h_{\text{balk}} \cdot 0.865 \cdot p_{\text{dyfönster2}} = 22.277 \cdot \text{kN}$$

$$\tau_{\text{KPS2}} := 1.5 \cdot \frac{V_{\text{EdKPS2}}}{b_{\text{balk}} \cdot h_{\text{balk}}} = 1.82 \cdot \text{MPa} \quad \text{Skjuvkraft}$$

$$f_{vk} := 4.1 \text{ MPa} \quad \text{karakteristisk skjuvkapacitet}$$

$$k_{\text{mod}1} := 0.8 \quad \gamma_M := 1.2$$

$$f_{vd1} := k_{\text{mod}1} \cdot \frac{f_{vk}}{\gamma_M} = 2.733 \cdot \text{MPa} \quad \text{Dimensionerande skjuvkapacitet}$$

$$\eta_{\text{skjuvKPS2}} := \frac{\tau_{\text{KPS2}}}{f_{vd1}} = 66.586\%$$

Skjuvkapacitet för hammarbandets bärbalk:

$$R_{\text{bfönster22}} := 0.6 \cdot (1 - 0.865) \cdot p_{\text{dyfönster2}} \cdot l_{\text{fönster}} = 4.985 \cdot \text{kN}$$

$$V_{\text{dC242}} := R_{\text{bfönster22}} = 4.985 \cdot \text{kN} \quad h_{\text{fönsterbalk}} = 0.223 \text{ m}$$

$$V_{\text{EdC242}} := V_{\text{dC242}} - (1 - 0.865) \cdot p_{\text{dyfönster2}} \cdot h_{\text{fönsterbalk}} = 3.42 \cdot \text{kN}$$

$$\tau_{\text{C242}} := 1.5 \cdot \frac{V_{\text{EdC242}}}{0.67 b_{\text{fönsterbalk}} \cdot h_{\text{fönsterbalk}}} = 0.818 \cdot \text{MPa}$$

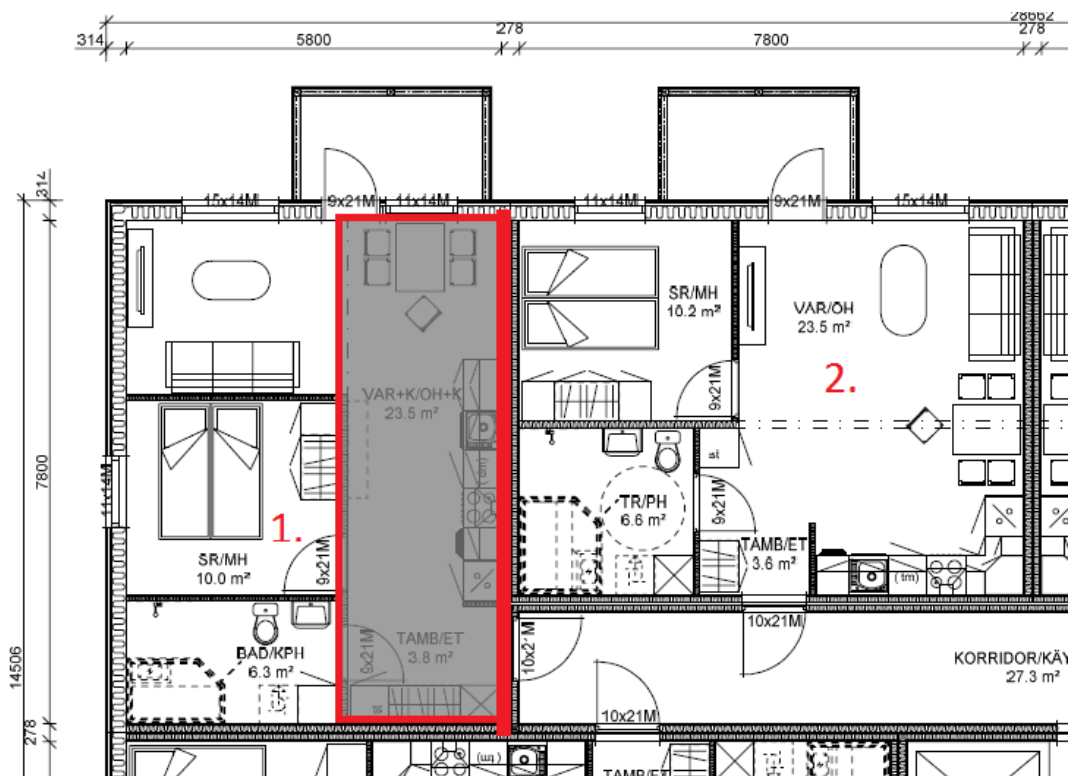
$$f_{vkC24} := 2.5 \text{ MPa} \quad \gamma_m := 1.4$$

$$f_{vdC24} := k_{\text{mod}1} \cdot \frac{f_{vkC24}}{\gamma_m} = 1.429 \cdot \text{MPa}$$

$$\eta_{\text{skjuvC242}} := \frac{\tau_{\text{C24}}}{f_{vdC24}} = 51.866\%$$

Kontrollerar den bärande vägg mellan volymerna som är markerad i bilden nedan:

Mellanväggen antas ta last endast från de golvasor (lägenhet 1) som ligger på väggen samt väggar och golvasor från ovanstående lägenheter. Ingen last från taket antas ligga på denna vägg.



$$b_{\text{volym}} = 5.8 \text{ m}$$

volymens innerbredd

$$c_{\text{regel2}} := 0.4 \text{ m}$$

centrumavstånd mellan väggreglar

Reglarnas centrumavstånd väljs i mellanväggen till c400 mm då det inte höll med c600 p.g.a stämpeltrycket.

$$h_{\text{vägg}} = 12 \text{ m}$$

ovanstående väggars totala höjd

Laster och faktorer:

Egenvikter:

$$G_{\text{mellanbjälklag}} := 1.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$G_{\text{mellannvägg}} := 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Nyttolaster:

$$Q_{\text{snölast}} := 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Q_{\text{mellanbjälklag}} := 2.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\Psi_0 := 0.7$$

**Den markerade ytterväggen dimensioneras
(bild ovan, lasten tas från det grå området):**

$b_{\text{iregel}} := 45 \cdot \text{mm}$ regelns bredd

$h_{\text{iregel}} := 120 \cdot \text{mm}$ regelns höjd

$l_{\text{iregel}} := 2500 \cdot \text{mm} + 52 \cdot \text{mm} = 2.552 \text{ m}$ regelns längd

$$P_{\text{di}} := 1.15 \cdot \left[3 \left(G_{\text{mellanbjälklag}} \cdot \frac{b_{\text{volym}}}{2} \right) + G_{\text{mellannvägg}} \cdot h_{\text{vägg}} \right] + 1.5 \cdot \left[3 Q_{\text{mellanbjälklag}} \cdot \frac{b_{\text{volym}}}{2} \right] + 1.5 \cdot \left[Q_{\text{snölast}} \cdot \left(\frac{b_{\text{volym}}}{2} \right) \cdot \Psi_0 \right]$$

$P_{\text{di}} = 47.877 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$ linjelast på väggen

$N_{\text{di}} := c_{\text{regel2}} \cdot P_{\text{di}} = 19.151 \cdot \text{kN}$ tryckkraft per regel

$\sigma_{\text{cdi}} := \frac{N_{\text{di}}}{b_{\text{iregel}} \cdot h_{\text{iregel}}} = 3.546 \cdot \text{MPa}$ tryckspänning per regel

Kontroll mot knäckning

Reglarna är förstyvade i den vekare riktningen. Virke C24.

$$f_{ck} := 21 \text{ MPa} \quad \text{tryckhållfasthet längs med fibrerna C24}$$

$$\gamma_m := 1.4 \quad \text{partialkoeff. pga materialtyp}$$

$$f_{cd} := k_{mod} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_m} = 16.5 \cdot \text{MPa} \quad \text{dimensionerande tryckhållfasthet C24}$$

$$i := \frac{h_{iregel}}{\sqrt{12}} = 34.641 \cdot \text{mm} \quad \text{tröghetsradie}$$

$$\lambda := \frac{l_{iregel}}{i} = 73.67 \quad \text{slankhetsfaktor (5.9)}$$

$$k_c := 0.87 \quad \text{knäckningsfaktor (ur fig 5.5)}$$

Inget moment i detta fall:

$$\frac{\sigma_{cdi}}{k_c \cdot f_{cd}} = 24.705 \cdot \%$$

Kontroll av sylltryck

$$\sigma_{cdi} = 3.546 \cdot \text{MPa} \quad \sigma_{c90di} := \sigma_{cdi} = 3.546 \cdot \text{MPa} \quad \text{verkande kontakttryck mellan ytorna}$$

$$l_{c90ef} := b_{iregel} + b_{iregel} = 90 \cdot \text{mm} \quad \text{kontaktytans effektiva längd}$$

$$k_{c90} := 1.25 \quad \text{stämpelfaktor för massivt virke av barrträd}$$

$$k_{c90} := \frac{l_{c90ef}}{b_{iregel}} \cdot k_{c90} = 2.5 \quad \text{stämpeltrycksfaktor (5.2a)}$$

$$f_{c90} := 2.5 \cdot \text{MPa} \quad \text{C24} \quad \text{tryckhållfastheten vinkelrätt mot fiberriktning}$$

$$f_{c90d} := k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c90}}{\gamma_m} = 1.964 \cdot \text{MPa} \quad \text{dimensionerande tryckhållfasthet}$$

$$k_{c90} \cdot f_{c90d} = 4.911 \cdot \text{MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c90di}}{k_{c90} \cdot f_{c90d}} = 72.219\%$$

krav < 100 % (5.2)

Kontrollerar dörröppningens regler mot stämpeltryck:

$$\text{dagm\AA}tt_{\text{d\AA}rr} := 1000\text{mm}$$

fönsteröppningens m\AA}tt

$$\text{last}_{\text{bredd}1} := \frac{\text{dagm\AA}tt_{\text{d\AA}rr}}{2} + \frac{c_{\text{regel}}}{2} + b_{\text{regel}} = 0.842 \text{ m} \quad \text{bredd som f\AA}nsterregeln tar linjelast fr\AA}n$$

$$b_{\text{iregel}} = 0.045 \text{ m} \quad h_{\text{iregel}} = 0.12 \text{ m}$$

En "vanlig" regel i mellanv\AA}ggen hade utnyttjandegraden 73% mot st\AA}mpeltryck. Vilket betyder att det m\AA}ste vara dubbla regler vid dörröppningen.

$$N_{\text{edd}} := \text{last}_{\text{bredd}1} \cdot p_{di} = 42.706 \cdot \text{kN}$$

last p\AA} regler

$$\sigma_{c90dd\AA}rr} := \frac{N_{\text{edd}}}{2 \cdot b_{\text{iregel}} \cdot h_{\text{iregel}}} = 3.954 \cdot \text{MPa}$$

verkande kontakttryck mellan ytorna
kontaktytans effektiva l\AA}ngd

$$l_{c90efd\AA}rr} := 2 \cdot b_{\text{iregel}} + 30\text{mm} + 30\text{mm} = 0.15 \text{ m}$$

$$k_{c90i} = 1.25$$

st\AA}mpelfaktor f\AA}r massivt virke av barrtr\AA}d

$$k_{c90d\AA}rr} := \frac{l_{c90efd\AA}rr}}{2b_{\text{iregel}}} \cdot k_{c90i} = 2.083$$

st\AA}mpeltrycksfaktor (5.2a)

$$f_{c90} := 2.5 \cdot \text{MPa}$$

tryckhållfastheten vinkelrätt mot
fibreriktning C24

$$f_{c90d} := k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{c90}}{\gamma_m} = 1.964 \cdot \text{MPa}$$

dimensionerande tryckhållfasthet

$$k_{c90d\text{örr}} \cdot f_{c90d} = 4.092 \cdot \text{MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c90d\text{örr}}}{k_{c90d\text{örr}} \cdot f_{c90d}} = 96.628 \cdot \%$$

krav < 100 % (5.2)

Eftersom ovanliggande balkar är samma som ovanför fönster och lasterna är mindre så dimensioneras de inte en gång till för dörrens öppning.

LASTFALL c) vindlast (momentan varaktighet) + övriga nyttolaster

$$\gamma_1 := 1.5$$

$$p_{d2} := 1.15 \cdot \left[G_{\text{tak}} \cdot \left(\frac{b_{\text{volym}}}{2} + \text{väggjocklek} + \text{utskifte} \right) + 3 \left(G_{\text{mellanbjälklag}} \cdot \frac{b_{\text{volym}}}{2} \right) + G_{\text{yvägg}} \cdot h_{\text{vägg}} \right] +$$

$$\dots + \left[1.5 \cdot \left[\Psi_0 \cdot Q_{\text{snölast}} \cdot \left(\frac{b_{\text{volym}}}{2} + \text{utskifte} + \text{väggjocklek} \right) \right] + 1.5 \cdot \left(Q_{\text{mellanbjälklag}} \cdot \frac{b_{\text{volym}}}{2} \cdot \Psi_0 \right) \right]$$

$$p_{d2} = 33.691 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{formfaktor för väggområde D + inre undertryck}$$

$$c_{f2} := 0.8 + 0.3 = 1.1 \quad \text{linjelast på vägg, vertikalt}$$

$$Q_{\text{vindk}} := 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{linjelast på vägg, horisontalt. På säkra sidan.}$$

$$Q_{\text{vind}} := \gamma_1 \cdot Q_{\text{vindk}} \cdot c_{f2} = 1.155 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$k_c = 0.87$$

Regelns mått

$$l_{\text{regel}} = 2.552 \text{ m} \quad b_{\text{regel}} = 0.042 \text{ m} \quad h_{\text{regel}} = 0.223 \text{ m}$$

knäcknings koeff. enl. tidigare

C24 och momentant lastfall:

$$k_{\text{mod1}} := 1.1 \quad \text{momentant lastfall}$$

$$\gamma_m = 1.4$$

$$f_{\text{ck}} = 21 \cdot \text{MPa} \quad \text{tryckhållfasthet C24}$$

$$f_m := 24 \text{MPa} \quad \text{böjhållfasthet C24}$$

$$f_{\text{cdmom}} := k_{\text{mod1}} \cdot \frac{f_{\text{ck}}}{\gamma_m} = 16.5 \cdot \text{MPa} \quad f_{\text{mdmom}} := k_{\text{mod1}} \cdot \frac{f_m}{\gamma_m} = 18.857 \cdot \text{MPa}$$

$$N_{\text{Ed2}} := c_{\text{regel}} \cdot p_{d2} = 20.215 \cdot \text{kN} \quad \text{Normalkraft på regel}$$

$$W_d := 1.5 \cdot Q_{\text{vind}} \cdot c_{\text{regel}} = 1.04 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{Horisontal last per längdmeter regel}$$

$$M_{\max} := \frac{W_d \cdot l_{\text{regel}}^2}{8} = 0.846 \cdot \text{kN} \cdot \text{m} \quad \text{Maximalt moment på regel p.g.a vind}$$

$$\sigma_{\text{mdregel}} := \frac{M_{\max}}{\frac{1}{6} \cdot b_{\text{regel}} \cdot h_{\text{regel}}^2} = 2.431 \cdot \text{MPa} \quad \text{kantspänning p.g.a moment}$$

$$\sigma_{\text{cdregel}} := \frac{N_{\text{Ed2}}}{b_{\text{regel}} \cdot h_{\text{regel}}} = 2.158 \cdot \text{MPa} \quad \text{spänning p.g.a normalkraft}$$

$$\frac{\sigma_{\text{cdregel}}}{k_c \cdot f_{\text{cdmom}}} + \frac{\sigma_{\text{mdregel}}}{f_{\text{mdmom}}} = 27.927\% \quad \text{OK!} \quad \text{Utnyttjandegraden mot knäckning + vindlast}$$

Kontroll av global stabilitet (ur massivträhandboken)

Lastfall d) full vindlast och reducerade egenvikter (orkan på sommaren)

$$\gamma_1 = 1.5$$

$$c_{\text{ftak}} := 1.3 \quad \text{formfaktor för tak}$$

$$h_{\text{tot}} = 14.651 \text{ m}$$

$$F_w := 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$L_{\text{tot}} = 28.662 \text{ m}$$

Snedställningslast per våning och momentet av denna last.

$$H_{\text{sned1}} = 12.551 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{sned1}} := H_{\text{sned1}} \cdot H_1 = 41.418 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$H_{\text{sned2}} = 9.907 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{sned2}} := H_{\text{sned2}} \cdot H_2 = 63.759 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$H_{\text{sned3}} = 7.262 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{sned3}} := H_{\text{sned3}} \cdot H_3 = 69.516 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$H_{\text{sned4}} = 4.618 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{sned4}} := H_{\text{sned4}} \cdot H_4 = 58.688 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$h_{\text{tot}} = 14.651 \text{ m}$$

$$M_{\text{snedtot}} := M_{\text{sned1}} + M_{\text{sned2}} + M_{\text{sned3}} + M_{\text{sned4}} = 233.38 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$L_{\text{tot}} = 28.662 \text{ m}$$

$$M_{\text{stjälptot}} := \gamma_1 \cdot \left(c_f \cdot F_w \cdot L_{\text{tot}} \cdot h_{\text{tot}} \cdot \frac{h_{\text{tot}}}{2} + M_{\text{snedt}} \right) = 4.549 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$B_{\text{tot}} = 14.506 \text{ m}$$

$$F_{\text{wtak}} := -0.55 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \text{ Tryckkoefficient då maximala sugkraften på taket bredds ut på hela bredden (pessimistiskt).}$$

$$\text{Vindsug}_{\text{tak}} := c_{\text{ftak}} \cdot B_{\text{tot}} \cdot L_{\text{tot}} \cdot F_{\text{wtak}} = -297.276 \cdot \text{kN}$$

Mothållande moment: 90% av egenvikten räknas som mothållande kraft.

$$G_{\text{yvägg}} = 0.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad G_{\text{tak}} = 0.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad h_{\text{vägg}} = 12 \text{ m}$$

$$L_{\text{yvägg}} := 2B_{\text{tot}} + 2 \cdot L_{\text{tot}} = 86.336 \text{ m} \quad \text{Löpmeter yttervägg per våning}$$

$$L_{\text{ivägg}} := 58 \text{ m} \quad \text{Löpmeter bärande innervägg per våning}$$

$$G_{\text{väggar}} := 2.8 \text{ m} \cdot 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{\text{yvägg}} \cdot 4 + 2.5 \text{ m} \cdot 0.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot L_{\text{ivägg}} \cdot 4 = 773.482 \cdot \text{kN}$$

$$M_{\text{stab}} := \left[0.90 \cdot (5 \cdot G_{\text{mellanbjälklag}} + 1 \cdot G_{\text{tak}}) \cdot B_{\text{tot}} \cdot L_{\text{tot}} + G_{\text{väggar}} \right] \cdot \frac{B_{\text{tot}}}{2} = 2.135 \times 10^4 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Bottenbjälklaget uppskattas ha samma tyngd som ett mellanbjälklag.

$$M_{\text{stjälptot}} := M_{\text{stjälpt}} + \text{Vindsug}_{\text{tak}} \cdot \frac{B_{\text{tot}}}{2} = 2.393 \times 10^3 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{\text{stjälptot}}}{M_{\text{stab}}} = 11.208\%$$

OK!

Glidning

Lastfall d) full vindlast och reducerade egenvikter (orkan på sommaren)

$$\gamma_1 = 1.5$$

$$c_f := 1.3$$

$$F_w := 0.7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$F_{htot} := \gamma_1 \cdot (c_{ftak} \cdot F_w \cdot L_{tot} \cdot h_{tot}) = 573.217 \cdot \text{kN} \quad \text{Vindlasten från långsida}$$

Jordens antas vara en friktionsjord och vara drenerad och friktionsvinkel antas vara 34 grader. Då blir kapaciteten:

$$\phi := 34 \quad \text{friktionsvinkel}$$

$$\mu_d := \frac{\tan(\phi \cdot \text{deg})}{1.25} = 0.54 \quad \text{friktionskoefficient}$$

$$Vindsug_{tak} = -297.276 \cdot \text{kN}$$

$$N_{Ed} := 0.9 \cdot [(5 \cdot G_{\text{mellanbjälklag}} + 1 \cdot G_{\text{tak}}) \cdot B_{tot} \cdot L_{tot} + G_{\text{väggar}}] + Vindsug_{tak} = 2.569 \times 10^3 \cdot \text{kN}$$

$$H_{Rd} := \mu_d \cdot N_{Ed} = 1.386 \times 10^3 \cdot \text{kN} \quad \text{Mothållande kraft}$$

$$\frac{F_{htot}}{H_{Rd}} = 41.347\% \quad \text{OK!}$$

Ingen risk för glidning.