

Byggnads- och konstruktionsplanering av produktionshall i trä

Tomas Engström

Examensarbete för ingenjör (YH)-examen
Utbildningsprogrammet för byggnadsteknik
Vasa 2016



EXAMENSARBETE

Författare: Tomas Engström
Utbildningsprogram och ort: Byggnadsteknik, Vasa
Inriktningsalternativ: Byggnadskonstruktion
Handledare: Allan Andersson

Titel: *Byggnads- och konstruktionsplanering av produktionshall i trä*

Datum: 23.5.2016

Sidantal: 42

Bilagor: 12

Abstrakt

Syftet med ingenjörsarbetet var att planera samt göra konstruktionsberäkningar för en 1000 m² stor produktionshall som skall vara en tillbyggnad till en befintlig mindre byggnad. Tillbyggnaden planerades enligt riktlinjer givna av beställaren och enligt tidigare använda byggnadsmetoder för den existerande byggnaden som är byggd med träregelstomme och fackverkstakstolar.

Målsättningen med arbetet var att planeringen skulle resultera i huvudritningar samt typritningar för konstruktioner baserade på dimensioneringen. Som en del av arbetet har vanliga stomsystem i trä studerats och en alternativ stomme i limträ presenteras.

I arbetet beskrivs bestämmelser kring brandsäkerheten för en produktionshall i brandklass P3 enligt Finlands byggbestämmelsesamling. Dimensioneringen har utförts manuellt enligt Eurokod med stöd av olika handböcker. Som teoridel finns också beskrivet de allmänna grundvariabler och laster som behövs för dimensioneringen.

Språk: svenska

Nyckelord: byggnadsplanering, konstruktionsplanering, produktionshall, trästomme, stabilisering

OPINNÄYTETYÖ

Tekijä: Tomas Engström
Koulutusohjelma ja paikkakunta: Rakennustekniikka, Vaasa
Suuntautumisvaihtoehto: Rakennesuunnittelu
Ohjaaja: Allan Andersson

Nimike: *Puurunkoisen tuotantohallin rakennus- ja rakennesuunnittelu*

Päivämäärä: 23.5.2016 Sivumäärä: 42 Liitteet: 12

Tiivistelmä

Opinnäytetyön tarkoitus oli tehdä rakennus- ja rakennesuunnittelu 1000 m² kokoiseen puurunkoiseen tuotantohalliin, joka tulee olemaan jo rakennetun rakennuksen laajennus. Laajennus suunniteltiin tilaajaan suuntaviivojen ja vanhan rakennuksen rakennemenetelmän mukaisesti. Vanhassa rakennuksessa on puurankarunko ja kattoristikot.

Tavoite oli, että opinnäytetyö johtaisi pääpiirustuksiin ja tyyppiin, jotka perustuvat rakennemitoitukseen. Osana opinnäytetyötä tavalliset puusta tehdyt rakennemenetelmät on tutkittu ja vaihtoehtoinen sopiva runko liimapuusta on myös esitetty.

Opinnäytetyössä tuotantohallin palomääräykset paloluokassa P3 on nostettu esiin Suomen rakentamismääräyskokoelman mukaisesti. Rakennemitoitus on käsin tehty ja erilaisien käsikirjojen avulla Eurokoodien mukaisesti. Työhön liittyvässä teoriaosassa on selitetty mitoituksen yleiset muuttujat ja kuormat.

Kieli: ruotsi Avainsanat: rakennussuunnittelu, rakennesuunnittelu, tuotantohalli, puurunko, jäykistys

BACHELOR'S THESIS

Author: Tomas Engström
Degree Programme: Construction engineering, Vasa
Specialization: Structural design
Supervisor: Allan Andersson

Title: *Building and Structural Design for a Timber Framed Industrial Building*

Date: 23.5.2016 Number of pages: 42 Appendices: 12

Abstract

The purpose of this Bachelor's thesis was to plan the building and the structural design for a 1000 m² industrial building that will be an extension to an already existing smaller building. The annex was planned by the guidelines given by the client with similar construction methods that have been used for the existing building which are wooden wall studs and trusses.

The aim of the thesis was that it will result in main drawings and construction drawings based on the calculations. As a part of the thesis, ordinary types of wooden building systems have been studied and an alternative frame in glulam is also presented.

In the thesis, fire prevention regulations for an industrial building that belongs to fire classification P3 are described according to national building code of Finland. The structural design calculations were done manually according to the Eurocode standards and various handbooks have been used as instructional material. As a theory part of the work there is also a description of how general variables and loads for the calculations are determined.

Language: swedish Key words: building design, structural design, industrial building, timber frame, stiffening

Innehållsförteckning

1	Inledning	1
1.1	Bakgrund.....	1
1.2	Syfte och målsättning.....	1
1.3	Metodval	1
1.4	Avgränsningar.....	2
2	Utgångsläge.....	2
2.1	Befintlig byggnad	2
2.2	Tillbyggnadens utformning.....	3
2.3	Byggplatsen	4
3	Brandsäkerhet.....	4
3.1	Brandklass.....	5
3.2	Brandcell.....	5
3.3	Brandmur	6
3.4	Brandfarlighetsklass och skyddsgrad.....	7
3.5	Rökventilation.....	8
3.6	Skyddande av bärande konstruktioner.....	8
3.7	Ytskiktens brandklass	8
4	Alternativ för den bärande stommen.....	10
4.1	Byggnadens mått.....	10
4.2	Ekonomiska faktorer.....	11
4.3	Mastpelare med primärbalk	11
4.3.1	Huvudbalkar	11
4.3.2	Stabilisering av balk-pelarsystem.....	12
4.3.3	Anslutning till grunden.....	12
4.3.4	Tak- och väggelement	13
4.4	Träregelstomme	14
4.4.1	Fackverkstakstol	14
4.4.2	Stabilisering av regelstomme	15
4.4.3	Stabilisering av fackverkstakstolar.....	16

4.4.4	Grundkonstruktioner.....	19
4.5	Mastpelare med fackverkstakstolar.....	19
5	Värmeisolering.....	20
6	Teori om dimensionering enligt Eurokod.....	21
6.1	Eurokoder.....	21
6.2	Dimensioneringens gränstillstånd.....	21
6.3	Konsekvensklass.....	22
6.4	Lastfallskombinationer.....	23
6.5	Lasters varaktighetsklass.....	24
6.6	Klimatklass.....	25
6.7	Egenvikt.....	25
6.8	Snölast.....	26
6.9	Vindlast.....	28
6.9.1	Terrängtyp.....	28
6.9.2	Vindhastighetstryck.....	29
6.9.3	Formfaktorer.....	30
6.9.4	Vindlast mot ytor.....	33
6.9.5	Byggnadens vindresultant.....	33
7	Resultat.....	35
7.1	Brandteknisk utredning.....	35
7.2	Konstruktionsplanering.....	36
8	Vidareutveckling.....	38
9	Diskussion.....	39
10	Källförteckning.....	41

Bilagor

Bilaga 1	Framtagning av snö- och vindlast
Bilaga 2	Dimensionering av träregelhallens stomme
Bilaga 3	Byggnadens stabilisering
Bilaga 4	Konstruktionstyper YV, MV, ÖB och NB
Bilaga 5	Huvudritningar
Bilaga 6	Fasader
Bilaga 7	Situationsplan
Bilaga 8	Måttbeställningsritning för fackverk
Bilaga 9	Bärande takkonstruktioner
Bilaga 10	NR-bockar - linje c - grupp 1
Bilaga 11	Skivförstyvad mellanvägg
Bilaga 12	Alternativ stomme i limträ

1 Inledning

I inledningen av arbetet berättas om bakgrunden till arbetet. Syftet och målsättningen med arbetet finns beskrivet samt metodvalen som används för att uppnå resultatet. Ingenjörsarbetet är avgränsat enligt kapitel 1.4.

1.1 Bakgrund

Beställaren till planeringen är företaget LI-components Ab Oy. Företaget har sedan år 2006 varit verksamt inom metallbranschen där de utför svarvning och fräsning av metallkomponenter. Företaget fungerar som underleverantör åt både inhemska och utländska företag. Företaget har idag en befintlig produktionshall och har funderat på att utöka produktionen och skulle då vara i behov av större utrymmen. Bredvid den befintliga hallen skulle det finnas goda förhållanden att bygga ut på.

1.2 Syfte och målsättning

Examensarbetets syfte är att göra en byggnads- samt konstruktionsplanering för en 1000 m² stor tillbyggnad ämnad för svarvning och fräsning av metallkomponenter. Målsättningen med arbetet är att ge beställaren ritningar och handlingar för att kunna ansöka om bygglov. Till målsättningen hör också att genom utförd konstruktionsplanering och -beräkning ge ett bättre utgångsläge för kostnads kalkyler, offertförfrågningar och tillverkningsritningar.

1.3 Metodval

Byggnadsplaneringen har till stor del gjorts genom studier av Finlands byggbestämmelse-samling och är gjord med hänsyn till beställarens önskemål kring material, form och storlek. För konstruktionsplaneringen har studerats facklitteratur och rekommendationer för hallbyggnader. Konstruktionsberäkningarna baseras på Eurokoderna och som stöd har olika handböcker utgivna av Suomen Rakennusinsinöörien Liitto använts. Konstruktionsberäkningarna har gjorts manuellt i Mathcad Prime 3.1. Som hjälpmedel vid planeringen har också olika Excel-baserade program utgivna av Puuinfo använts, för t.ex. beräkning av U-värden, sektionerande delars brandisoleringsförmåga och kontroll av skivförstyvningar. Ritningarna har gjorts i programmet Autocad.

1.4 Avgränsningar

För byggnadens stomme har jämförts två olika konstruktionstyper och enbart i materialet trä. Det ena alternativet är en träregelstomme avstyvad med skivverkan och det andra är mastpelare med primärbalk i limträ. I arbetet dimensioneras träregelstommens delar samt byggnadens stabilitet. För ett alternativ i limträ tas endast lämpliga tvärsnittsmått på pelare och balkar fram, inga stabilitetsberäkningar görs. Betongkonstruktioner och fackverkstakstolar dimensioneras inte. Däremot tas laster för fackverkets stabiliserande byggnadsdelar fram. Dimensioneringen görs manuellt i fyra olika lastkombinationer.

2 Utgångsläge

I kapitlet beskrivs utgångsläget vid ingenjörsarbetets påbörjan. Kapitlet innefattar använda material och byggsätt för den befintliga byggnaden och de behov som ställs på tillbyggnaden.

2.1 Befintlig byggnad

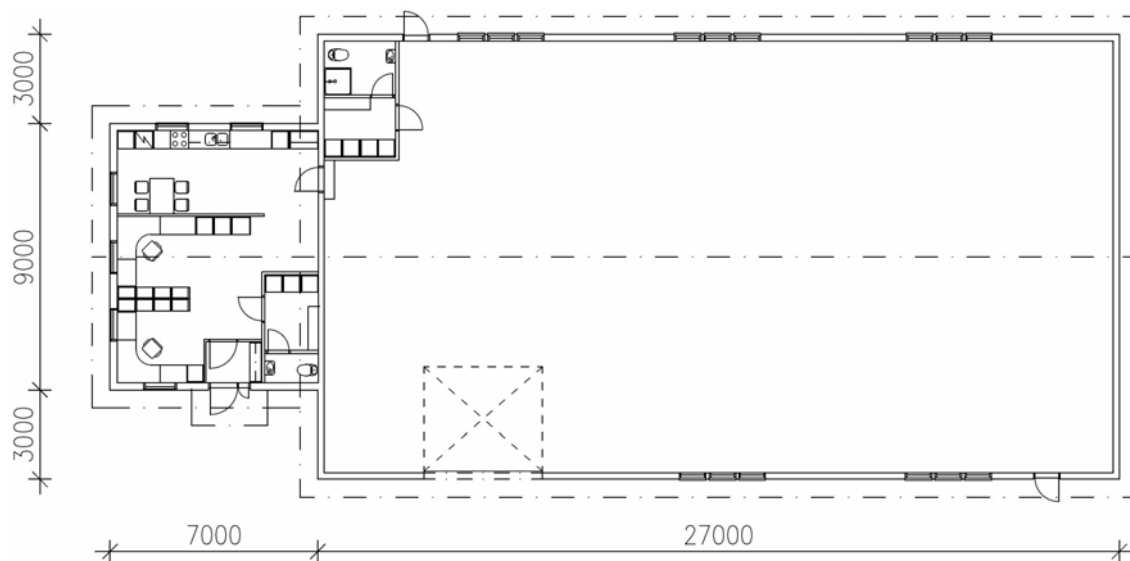
Produktionshallen kommer att bli en tillbyggnad till en idag befintlig hall som har en våningsyta på 468 m². Den befintliga hallen innefattar produktionsutrymme, kontor och sociala utrymmen. De befintliga sociala utrymmena anses tillsvidare vara tillräckligt stora för det antal arbetare som till en början kan tänkas arbeta i tillbyggnaden. Det kan eventuellt i framtiden bli aktuellt med större sociala utrymmen.

Den befintliga hallen är byggd år 2006 och har en träregelstomme och fackverkstakstolar med 14 graders taklutning. Hallen har en innertakhöjd på 4,0 m. Grundkonstruktionen är en platsgjuten betongsockel med fortlöpande grundsula. Betonggolvet är nersänkt ca 500 mm nedanför sockelns övre kant. CNC-svarvarna står vinkelrätt mot byggnadens norra långsida.

Isoleringen i ytterväggarna i produktionsdelen är av mineralull med tjockleken 175 mm. Övre bjälklaget är isolerat med 300 mm mineralull och det nedre bjälklaget är isolerat med 100 mm EPS-isolering.

Längs hallens långsidor finns totalt 15 stycken fönster med storleken 9x14. Det finns totalt tre ingångar till produktionsdelen varav en är en lyftdörr längs långsidan med måtten 30x35.

Ytskikten inne i byggnaden är målade gipsskivor. Vattentaket är av falsad plåt och väggarna av trapetsprofilerad plåt. Fasadens färg är mörkgrå och vattentaket är svart.



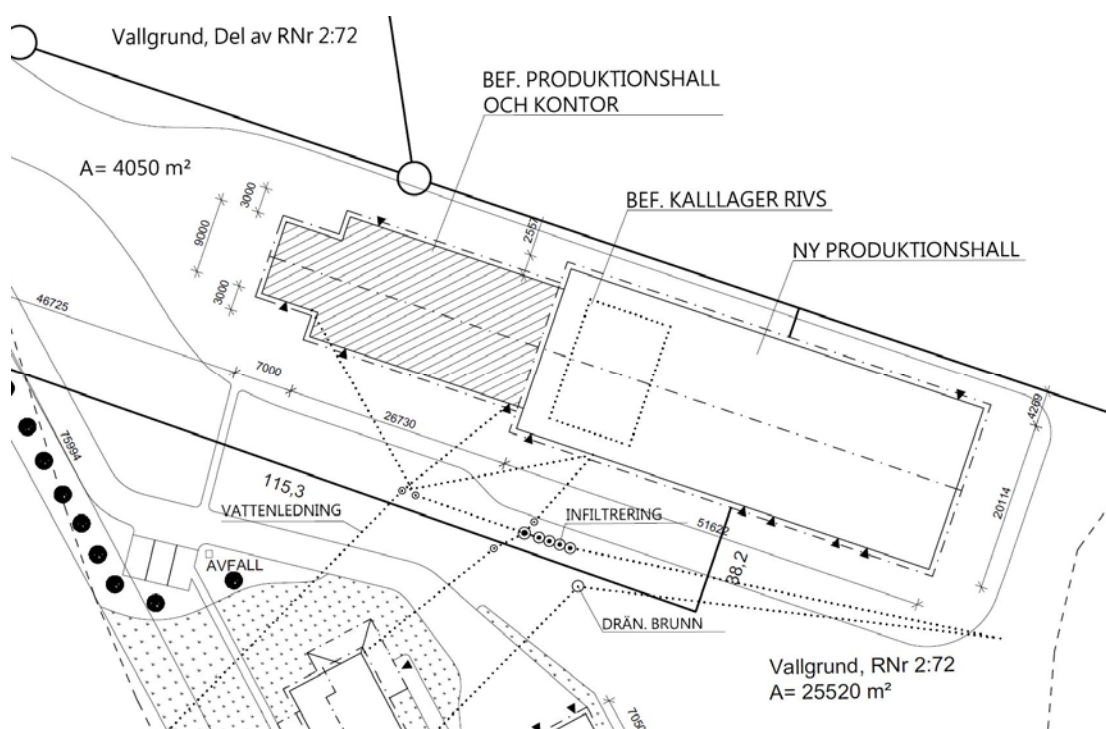
Figur 1. Planritning över den befintliga byggnaden.

2.2 Tillbyggnadens utformning

Behoven från beställarens sida är att tillbyggnaden skall ha en våningsyta på ca 1000 m². Tillbyggnaden skall delas upp i två utrymmen, produktion 1 och produktion 2. Något särskilt lagerutrymme behövs vid en början inte eftersom produkterna inte tar särskilt mycket utrymme. Produkter samt material och råvaror kan lagras vid byggnadens väggar på olika hyllsystem. Produktion 2 kan i framtiden komma att användas som produkt- och materiallager, detta behöver tas i beaktande vid brandsektioneringen. Tillbyggnaden skall ha en lyftdörr per produktionsutrymme med bredden 5,0 m och höjden 4,0 m. Produktionen kommer att ske i byggnadens längdriktning där CNC-svarvarna står vinkelrätt mot långsidan motsvarande för den befintliga hallen. Man behöver i den slutliga produktionsenheten kunna röra sig ifrån den befintligt hallen vidare genom hela enheten till produktion 2 i en rak linje. Öppningar i mellanväggar och mellan byggnaderna behöver ha en bredd på minst 4 m samt en höjd på minst på 3,5 m. Det finns inget behov av lyftanordningar eller traverskranar i tillbyggnaden.

2.3 Byggplatsen

Byggplatsen ligger i Vörå kommun i byn Komossa. På den tänkta tillbyggnadens plats står idag ett fristående ouppvärmvt lager som är en så kallad presenningshall med fackverk av stål. Denna skulle monteras ner före en eventuell byggstart. Det är tänkt att produktionshallen blir en tillbyggnad till den befintliga hallen enligt figur 2. Detta för att få en fungerande produktionsenhet. Tillbyggnaden behöver också placeras på följande sätt med tanke på fastighetens gränser.



Figur 2. Tillbyggnadens placering på fastigheten.

3 Brandsäkerhet

Föreskrifter för byggnaders brandsäkerhet finns fastställda i Finlands byggbestämmelse-samling. Föreskrifterna avgör bl.a. vilka ytskikt som får användas i en byggnad. För en produktionshall kan det också vara brandbestämmelserna som avgör de slutliga ytorna eftersom de arkitektoniska kraven inte alltid är så höga. De mest väsentliga kraven som ställs på en byggnad med hänsyn till brandsäkerheten är dock att de bärande konstruktionerna inte skall förlora sin bärförmåga under en bestämd tid. För hallbyggnaders stomme i ett plan

behövs normalt ingen brandskyddsisolering eftersom kraven inte är så höga. Brandens och rökens spridning i byggnaden samt till närliggande byggnader måste också med olika metoder kunna begränsas för att hindra stora ekonomiska skador och att man på ett säkert sätt kan utrymma byggnaden. (E1, 2011)

3.1 Brandklass

Byggnader delas alltid in i tre olika brandklasser, vilka är P1, P2 och P3. Utgående från byggnadens våningsantal, höjd, våningsareal och användningssätt bestäms vilken brandklass byggnaden tillhör. För en byggnad som tillhör brandklass P1 har man inte några begränsningar gällande byggnadens storlek eller det antal personer som vistas i byggnaden samtidigt. Däremot ställer man i en sådan byggnad höga krav på ytskikten och på de bärande konstruktionernas brandmotstånd. I brandklass P2 kan kraven för byggnadens bärande konstruktioner brandtekniskt vara på en lägre nivå än i P1. Däremot ställer man höga krav på ytskikten och dessutom beroende på byggnadens användningssätt så begränsas byggnadens storlek och personantalet. I brandklass P3 ställer man inga särskilda krav på brandmotståndet på de bärande konstruktionerna. Istället begränsar man byggnadens storlek och hur många personer som får vistas i byggnaden samtidigt. (E1, 2011)

I enlighet med tabell 3.2.1 i E1 kan en produktionshall tillhöra brandklass P3 om den har en våning och då byggnadens höjd mellan mark och skärningslinjen mellan fasad och yttertak är under 14 m. En produktions- och lagerbyggnad i två våningar är ej tillåtet. På produktionshallens våningsareal ställer man inga begränsningar. Däremot kommer krav emot på arealsektionering vid 2000 m² enligt tabell 1 i E2. Det finns inte heller några begränsningar på det antal personer som får vistas i en produktionshall med en våning samtidigt.

3.2 Brandcell

Förebyggandet av brandspridningen är en viktig del av projekteringen. För att kunna kontrollera brandens och rökens spridning delar man in byggnadernas utrymmen i brandceller. För t.ex. byggnader med flera våningar så utformas våningarna som skilda brandceller, detta kallas våningssektionering. Genom arealsektionering begränsar man storleken på brandcellen för att kunna begränsa stora egendomsskador. Om användningssättet och verksamheten skiljer sig mellan de olika utrymmena eller om de har olika stora brandbelastningar så skall de planeras och utföras som skilda brandceller.

Exempel på vanliga brandceller är bilgarage, pannrum, trapphus, produktionsutrymmen och produktlager. (E1, 2011, s. 13)

Sektionerande byggnadsdelar är de konstruktioner som skiljer åt brandcellerna. De sektionerande byggnadsdelarna skall utformas så att brand och rök inte sprider sig mellan brandcellerna under en bestämd tid från brandens början. Det är även viktigt att den sektionerande byggnadsdelens anslutningar uppfyller samma krav som sektionen i övrigt. Klasskraven för de sektionerande byggnadsdelarna anges med bokstäverna EI som står för integritet och isoleringsförmåga, följt av den tid i minuter som konstruktionen skall kunna motstå brandbelastningen. För en byggnad i brandklass P3 skall sektionerande byggnadsdelar klassas som EI 30, de skall alltså kunna motstå brand i 30 minuter. (E1, 2011, s. 18)

EI 30 uppnås t.ex. genom att på en oisolerad vägg sätta ett lager gips (GN13 eller GEK13) på vardera sidan om stommen. Om gipsskivorna byts ut mot 15 mm fanerskivor behöver stommen fyllas med minst 75 mm normal glasull för att uppnå EI 30. Detta förutsätter att det inte finns genomföringar i väggen samt att skivorna skarvas på stommens regler.

Ifall det i den sektionerande byggnadsdelen finns dörrar, fönster eller luckor skall brandmotståndstiden för dem vara minst hälften av den tid som krävs för den sektionerande delen. Dörrar i sektionerande delar får hållas öppna under normalt bruk men skall vid en brand automatiskt stängas. (E1, 2011, s. 19)

Utrymmena produktion 1 och produktion 2 projekteras som olika brandceller för att säkerställa brandsäkerheten om man i framtiden ändrar på användningssättet av de olika utrymmena. Väggen mellan utrymmena blir då en sektionerande byggnadsdel. Man behöver också notera att utrymmet mellan vindsbjälklag och yttertak får utformas i högst 400 m² stora sektioner. (E1, 2011, s. 14)

3.3 Brandmur

Byggnader som står nära varandra, närmare än åtta meter, så behöver utformas på så sätt att brand inte sprids mellan dem. En s.k. brandmur kan användas för detta ändamål. Även byggnader som sammanbyggs behöver ha en avskiljande brandmur. I detta fall skulle brandmuren klassas som EI-M 90. Tilläggsdeklarationen M betyder att muren behöver ha en

tillräcklig slaghållfasthet i en brandsituation. Ur brandteknisk synvinkel kan dock byggnader som befinner sig på samma byggnadsplats eller tomt betraktas som en byggnad. Förutsatt att de har samma brandklass, att byggnaderna som helhet underskrider kraven för våningsareal som annars kan kräva en brandmur samt att det antal personer som vistas i byggnaden i aktuell brandklass underskrids. Uppfylls dessa krav kan en regelmässig sektionering tillämpas. (E1, 2011)

Arealsektionering behöver inte tillämpas i detta fall eftersom arealen underskrids. Verksamheten i den befintliga hallen och produktion 1 kommer att vara samma och då ställs inte heller i teorin krav på sektionering enligt användningssätt.

3.4 Brandfarlighetsklass och skyddsgrad

Produktions- och lagerutrymmen indelas i två klasser med hänsyn till brandfarlighet, brandfarlighetsklass 1 och brandfarlighetsklass 2. Klassindelningen är baserad på typen av verksamhet som utförs i byggnaden. Verksamheter med liten brandfara tillhör brandfarlighetsklass 1 och verksamheter med stor brandfara eller explosionsfara tillhör brandfarlighetsklass 2. I bilagan till E2 har man gett exempel på branscher som tillhör respektive brandfarlighetsklass. Den huvudsakliga verksamheten i tillbyggnaden är CNC-fräsning av metallkomponenter och tillhör därmed brandfarlighetsklass 1.

Med en byggnads skyddsgrad avser man anordningar och utrustning som underlättar släcknings- och räddningsarbetet vid en brand. Byggnadens skyddsgrad kan påverka brandklassen, rökventilationen, tillåten brandcellsareal och kraven på bärande samt sektionerande delar. Skyddsgraderna är indelade i tre kategorier enligt följande:

- Skyddsgrad 1: Vanlig primärsläckningsutrustning, med vilket man avser handbrandsläckare och brandposter.
- Skyddsgrad 2: Vanlig primärsläckningsutrustning samt automatiskt brandlarm till lokal nödcentral.
- Skyddsgrad 3: Vanlig primärsläckningsutrustning samt automatiskt släckningsanläggning.

Produktions- och lagerbyggnader skall alltid utrustas med primärsläckningsutrustning. Eftersom byggnaden tillhör skyddsgrad 1 uppnås tillräcklig skyddsgrad med handbrandsläckare. Dess detaljer förhandlas med den lokala räddningsmyndigheten. (E2, 2005, s. 4)

3.5 Rökventilation

Det behöver finnas möjlighet till att ventilera bort rök som uppstår vid en eventuell brand. För byggnader som tillhör skyddsgrad 1 i brandklass P3 kan rökventilationen arrangeras med självdrag genom att utnyttja fönster och luckor i rummets övre delar. Höga dörröppningar kan också utnyttjas för detta ändamål. Den totala areal för öppningarna som kan användas för rökventilation skall i brandfarlighetsklass 1 vara 0,25 – 2,0 % av cellens areal. När man utnyttjar fönster för rökventilation får man endast beakta hälften av fönstrets areal som öppning. Fönstren måste också finnas på ytterväggens övre del och vara lätta att öppna eller sända. (E2, 2005, s. 9)

3.6 Skyddande av bärande konstruktioner

Vid en brand får inte byggnadens bärande byggnadsdelar rasa ihop under en bestämd tid. Bärande konstruktioners brandmotståndstid betecknas med bokstaven R följt av den tid i minuter som konstruktionen skall kunna motstå brandbelastningen ifrån brandens början. Till exempel en konstruktion klassad som R30 skall kunna motstå brand i 30 minuter utan att dess bärförmåga går förlorad.

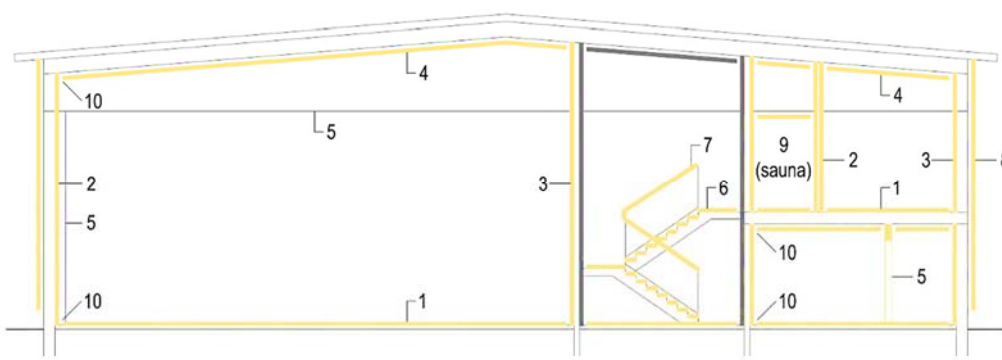
För byggnader tillhörande brandklass P3 ställer man inga krav på de bärande konstruktionernas brandmotstånd (E1, 2011, s. 16). Om de bärande konstruktionerna dock stöder en sektionerande byggnadsdel skall de bärande konstruktionerna ha samma brandmotståndstid som den sektionerande byggnadsdelen.

3.7 Ytskiktens brandklass

De använda ytskikten och materialen måste uppfylla de brandtekniska krav som ställts på dem i enlighet med byggnadens brandklass och brandfarlighetsklass. Beroende på hur ytskikten medverkar vid en eventuell brand så delas de in i olika klasser. Man beaktar materialets deltagande i spridningen av branden, bildande av brinnande droppar och

rökutvecklingen. Medverkan vid brand delas in i klasserna A1, A2, B, C, D, E och F. Där det högsta kravet A1 motsvarar ett obrännbart material medan klass E motsvarar det lägsta kravet med ett brännbart material. Till dessa kommer även tilläggsdeklarationer som beskriver rökutvecklingen och bildningen av droppar. Rökproduktionen delas in i klasserna s1, s2 och s3. Bildningen av brinnande droppar delas in i klasserna d0, d1 och d2. För en produktions- och lagerbyggnad i brandklass P3 med brandfarlighetsklass 1 är kraven på väggarnas och innertaketets ytskikt D-s2, d2. Detta krav uppfylls med trä och träbaserade skivor. (E1, 2011, s. 22)

- P3-paloluokka
- Tuotanto- ja varastorakennus
- 1...2 kerrosta
- Palovaarallisuusluokka 1



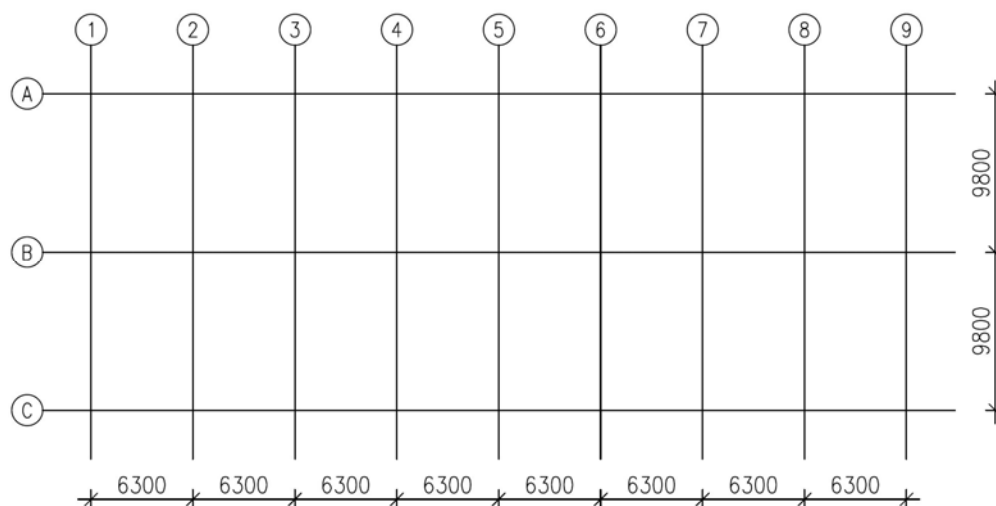
Nro	Rakenneosa	Pintojen paloluokka	Huomioitavaa
1	Lattia tuotanto-, varasto-, sosiaalitilassa	ei vaatimusta	
2	Ei-kantava seinä tuotanto-, varasto-, sosiaalitilassa	D-s2, d2	
3	Kantava seinä tuotanto-, varasto-, sosiaalitilassa	D-s2, d2	
4	Katto tuotanto-, varasto-, sosiaalitilassa	D-s2, d2	
5	Vähintään R 30-luokan pilarit ja palkit tuotanto-, varasto-, sosiaalitilassa	D-s2, d2	
6	Lattia uloskäytävässä	D _{FL} -s1	
7	Käsi- ja jalkajohde, listat, ovet yms. vähäiset osat uloskäytävässä	ei vaatimusta	
8	Julkisivu	D-s2, d2	
9	Seinät ja katto saunassa	D-s2, d2	Lattialla ei vaatimusta
10	Listat, ovet yms. vähäiset osat tuotanto-, varasto-, sosiaalitilassa	ei vaatimusta	

Figur 3. Klasskraven på ytskikt i en produktions- och lagerbyggnad. (puuinfo.fi)

4 Alternativ för den bärande stommen

En våningsyta på ca 1000 m² medför relativt långa spännvidder. Huvudbärverkets längd har valts till max 20 m. Innertakhöjden bör enligt tidigare vara minst ca 4,6 m. Med dessa mått som utgångspunkt kan man säga att valmöjligheterna för den bärande stommen är många, där man kunde bygga i trä, stål, betong eller en kombination av dessa. För att begränsa arbetet har dock endast träkonstruktioner tagits i beaktande enligt både beställarens önskemål och mitt personliga intresse. I följande kapitel beskrivs allmänt hallar i trä, vanliga byggnadsmetoder samt hur de kan stabiliseras. Vanliga grundkonstruktioner för dessa nämns också kortfattat.

4.1 Byggnadens mått



Figur 4. Byggnadens modulnät för ett balk-pelarsystem.

För att göra träregelstommen jämförbar med ett balk-pelarsystem fastslås ett modullinjenät för byggnaden i bottenplanet. Modulnätets indelning i längdled har valts med hänsyn till takstolsindelningen 0,9 m som är baserad på multipeln 3M. För en alternativ stomme med balk-pelarsystem kunde pelarindelningen göras enligt samma multipel. Med hänsyn till önskemål kring byggnadens storlek, rumsindelning och att mellanväggen placeras vid en modullinje så skulle en passande pelarindelning vara 6,3 m. Detta skulle med nio linjer av pelare ge längden 50,4 m. Modulnätets bredd väljs till 19,6 m. Mellanväggen placeras vid modullinje 6. Men en regelstomme borde mellanväggen placeras så symmetriskt som möjligt för att ge en bättre fördelning av vindlasten mellan de förstyvande väggarna. Med ett balk-pelarsystem skulle pelarens ytterkant placeras vid modullinjen och fasadelementen skulle

växa utåt. Med regelstommen placeras stommens insida vid modullinjen. På detta sätt hålls våningsytan densamma oberoende stomsystem. Med ett balk-pelarsystem försvinner dock en liten del av lägenhetsytan och en del av den fria rörliga bredden av byggnaden.

4.2 Ekonomiska faktorer

Vid valet av den bärande stommen för en produktionshall är det en del faktorer som inverkar. Ofta är produktionsbyggnader stora och detta medför stora yttre laster som måste stabiliseras. I produktionsbyggnader behövs också öppna och plana ytor vilket begränsar de stabiliserande bärverkens placeringar och utförande. Detta medför i sin tur att de stabiliserande byggnadsdelarna blir kraftigt utsatta vilket direkt ökar kostnaderna. Vid kraftigt belastade delar ökar också kraven på dess anslutningar. Byggnadsplaneraren har därför vid valet av stomme och utformning av byggnaden en stor inverkan på den slutliga kostnaden. Ur ekonomisk synvinkel kan man inte endast beakta enskilda byggnadsdelar eller anslutningar utan man behöver ta hänsyn till hela byggnaden som helhet. En dyrare bärverksdel kan till exempel ibland medföra att kostnaderna för byggnaden i helhet sjunker. En billigare bärverksdel kan i sin tur medföra att kostnaderna i helhet stiger. (HalliPES, 2014)

4.3 Mastpelare med primärbalk

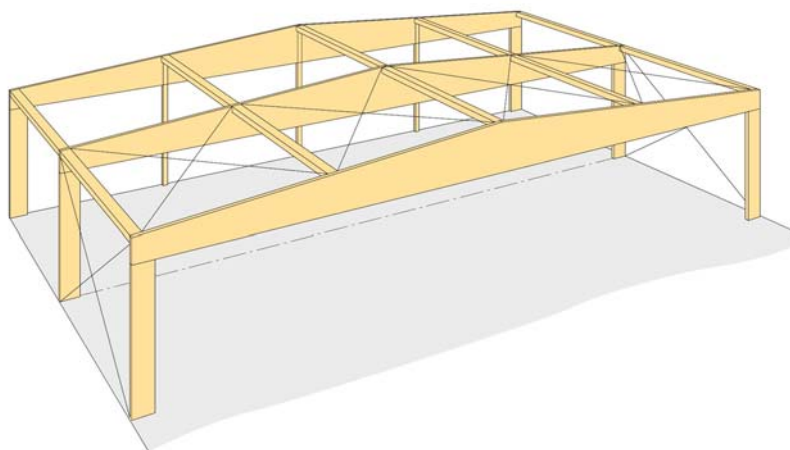
Hallar med stomme av limträ är idag mycket vanligt vid byggande av produktions-, lager och idrottshallar. Limträ används också ofta i butiker, samlingslokaler och även i lantbruksbyggnader. Limträhallar byggs ofta med mastpelare och balkar med ett centrumavstånd på 6...8 m. Med balk-pelarsystem tillåts stora dörröppningar som placeras mellan två pelare. (HalliPES, 2014)

4.3.1 Huvudbalkar

Huvudbalkar i limträ finns i flera olika former t.ex. rak balk, sadelbalk, omsvängd sadelbalk, pulpetbalk och bumerangbalk. Med balk-pelarsystem når man upp till 30 m spännvidd. Rekommenderade spännvidder för sadelbalkar är 16...24 m. För sadelbalkar begränsas max taklutning till 1:6 motsvarande ca 9 grader lutning. För bumerangbalkar är den största rekommenderade taklutningen 1:4 motsvarande 14 graders lutning och spännvidden rekommenderas från 10...20 m. Limträ tillverkarna rekommenderar idag att hållfasthetsklassen GL30c används för både balkar och pelare. (Liimapuukäsikirja, 2014)

4.3.2 Stabilisering av balk-pelarsystem

Limträhallar stabiliseras ofta i tvärled genom att göra pelarna styvt inspända till grunden, pelarna kallas då mastpelare. Detta betyder att yttre horisontella samt vertikala laster tas upp av pelaren och förs direkt ner till grunden. Fördelar med detta är att byggnader kan göras långa och möjliggör tänkbara tillbyggnader i framtiden. I gavlarnas placeras s.k. vindpelare som kan vara styvt inspända eller ledat infästa till grunden. Med ledat infästa pelare åstadkoms byggnadens stabilitet genom att placera vindstag i tak och väggar. I takets plan placeras vindstag som också kan vara ett fackverk, detta leder då krafterna ut mot väggarna. I väggarna placeras vindkryss som är diagonala stag som i sin tur leder lasterna ner till grunden. (HalliPES, 2014)

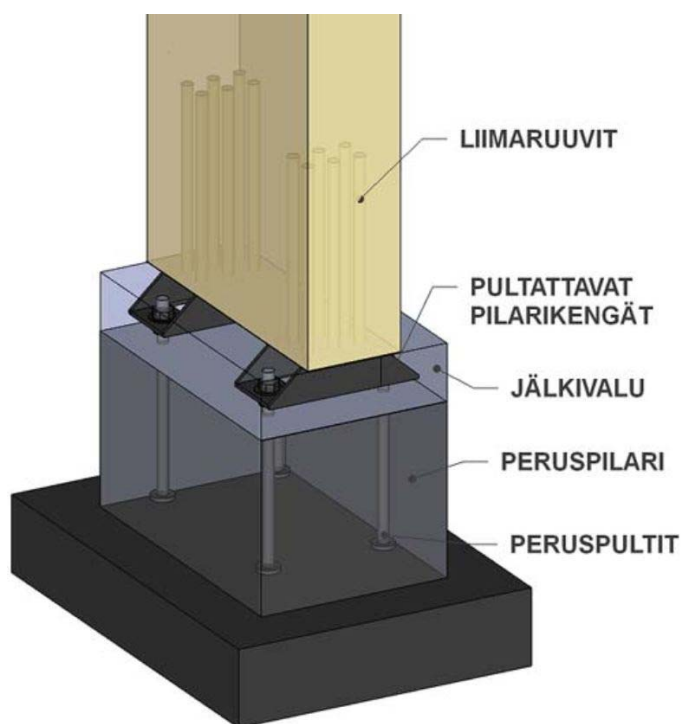


Figur 5. Balk-pelarsystem med sadelbalk och mastpelare.
(Liimapuukäsikirja, 2014, s. 40)

4.3.3 Anslutning till grunden

Grundkonstruktionen för hallar i limträ är princip samma som för betong- och stålhallar. Limträpelaren bultas eller svetsas fast till en grundpelare som i sin tur står på en pelarsula. Pelarsulan blir ofta större för en limträhall än för en betong- eller stålhall p.g.a. limträhallens låga egenvikt som orsakar en större excentricitet på pelarsulan. En vanlig metod för att fästa limträpelaren till grunden är att man i pelarens ända fäster två stycken stolpskor av stål som är ca. 100...150 mm höga. Stolpskorna fästes med långa limmade skruvar. Antalet skruvar som behövs beror på hur hårt pelaren är belastad. Efter att pelaren är monterad och justerad

gjuter man igen anslutningen. Fördelen med detta är att man får en helt gömd anslutning som är både estetiskt snygg och ger ett bra skydd med hänsyn till brandsäkerheten eftersom alla ståldelar är gömda. Stolpskorna utformas också så att vindstagen enkelt går att fästa till grundpelarens bultar.



Figur 6. Principen för pelarens bultanslutning. (puuinfo.fi)

4.3.4 Tak- och väggelement

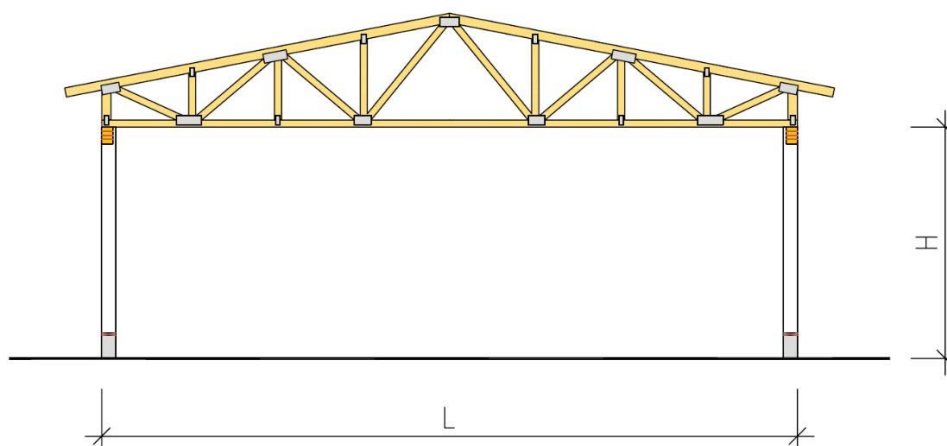
Efter att pelare och balkar blivit monterade fäster man vägg- och takelement på stommen. Väggelementen kan vara så kallade sandwichelement med ytskikten av plåt och mineralull mellan plåtarna. Som väggelement kan man också lika bra använda isolerade träelement som har horisontella väggreglar på c/c 600. När man använder sandwich- och träelement bör man tänka på fönstrens placeringar och storlek, t.ex. höga fönster begränsas eftersom de annars skulle gå genom elementens skarv. Vid behov kan mindre fönster placeras i sandwichelementens skarv. (HalliPES, 2014)

Fördelen att använda element är att de prefabriceras i fabrik och minskar arbetstiden ute på byggarbetsplatsen, detta gör att kostnaderna hålls nere. Takelementen kan liksom för väggarna göras av isolerade träelement som monteras på de bärande huvudbalkarna. Väg-

och takelementen tillverkas gärna så långa att de sträcker sig över två eller tre primärbalkar. På detta sätt utnyttjas elementens bärande delar bättre. Anslutningar, monteringstiden och kostnaderna minskar därmed också. Väggarna och taket kan också göras med platsbyggda metoder.

4.4 Träregelstomme

Med en träregelstomme görs de bärande väggarna av konstruktionsvirke, ofta på centrumavståndet 600 mm och med hållfasthetsklassen C24. Huvudbärverket för taket kan vara fackverkstakstolar i trä. Byggnadens stabilitet ordnas genom skivverkan eller genom snedsträvning. HalliPES som är en öppen elementstandard för hallar i trä rekommenderar inte längre spännvidder än 20 m för detta stomsystem. Största vägg höjd rekommenderas till 6 m. Vid längre spännvidder än 20 m kan t.ex. en balk-pelars linje med mastförstuvade pelare placeras i byggnadens mitt. Balken är kontinuerlig genom hela byggnaden i längdled. Fackverket delas då vid balken och taket består då av två pulpetformade takstolar som sträcker sig åt vardera sidan.



Figur 7. Träregelstomme. (HalliPES, 2014)

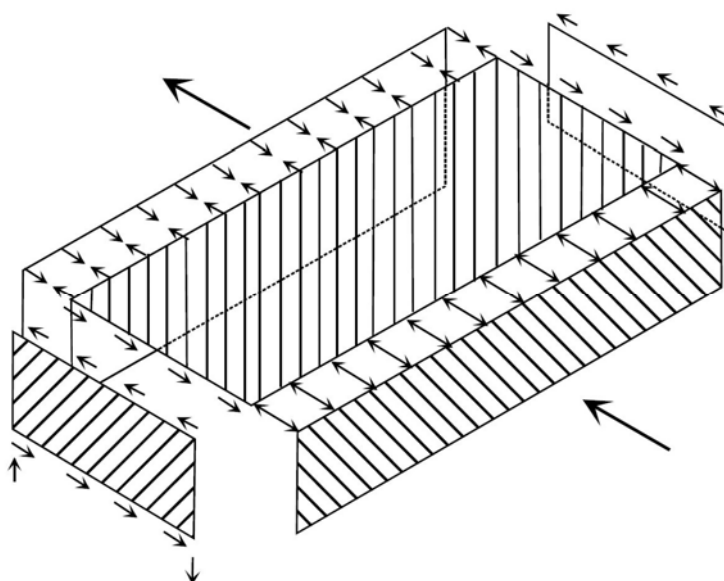
4.4.1 Fackverkstakstol

Fackverkstakstolar i trä tillverkas av certifierade takstolstillverkare. Tillverkarnas största tillåtna tillverkningslängder är vanligtvis mellan 20...28 m. Tvärsnittsbredden för takstolar med spännvidden under 18 m är vanligtvis 42 mm. Går man över 18 m ökas tjockleken till minst 45 mm. Detta beror på flera orsaker, först och främst är långa takstolar svåra att transportera och montera, takstolens infästning till upplagsstöden är svår att göra och kan till och med i vissa fall vara omöjlig att göras på ett pålitligt sätt. Det som blir avgörande vid

längre spännvidder är stämpeltrycket mot hammarbandet vid fackverkets upplag. Kontakttrycket behöver alltid kontrolleras eftersom trä har en liten hållfasthet vinkelrätt mot fiberriktningen. Kontakttrycket kan minskas genom större upplagsytor eller att ha en tätare indelning av fackverken. Vanligaste avståndet mellan fackverken är 0,9 m och 1,2 m. Fackverk för sadeltak rekommenderas ha en minimi upplagshöjd på $L/30 \times c/c$. Minimi nockhöjd rekommenderas till $L/8 \times c/c$. Detta ger minsta upplagshöjden 0,6 m och nockhöjden 2,25 m för en takstol med längden 20 m på centrumavståndet 0,9 m. (RIL 248-2008, s. 12–13)

4.4.2 Stabilisering av regelstomme

Yttre horisontella laster som t.ex. vindlast skall alltid föras ner till grunden. Detta kan åstadkommas med skivverkan genom att montera förstyvande skivor på väggar och tak. Väggens överkant kommer då att stöda mot takskivan som blir belastad med en utbredd kraft i horisontell riktning. Takskivan kan då tänkas fungera som en hög I-balk, där hammarbanden är flänsar och takskivan är livet. Vindlasten förs då ut till väggarna parallellt vindriktningen som kan tänkas som I-balkens upplag. Väggsnivorna fungerar då som inspända konsoler som leder ner lasten till grundkonstruktionen. I väggheternas början och slut kommer det då att uppstå vertikala lyft respektive tryckkrafter. Väggen måste därför förankras till grunden både med hänsyn till horisontella samt vertikala krafter. (Carling, 1992). Lyftkraften får reduceras med konstruktionernas egenvikter. Väggarnas egenvikter i en trähall är dock små.



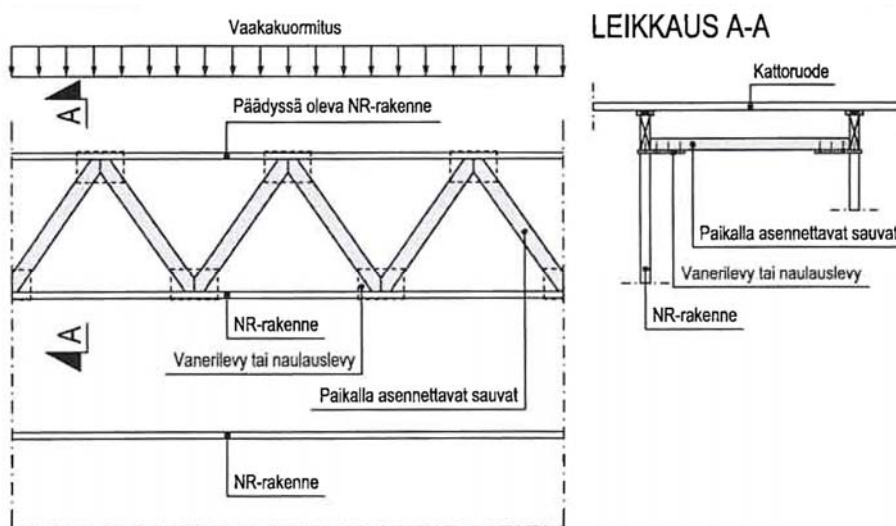
Figur 8. Principen för hur man med skivverkan i tak och väggar kan stabilisera en byggnad med en våning. (vtt.fi)

4.4.3 Stabilisering av fackverkstakstolar

Takkonstruktioner bestående av fackverkstakstolar behöver i byggnadens längdled stabiliseras mot yttre samt inre krafter. Överramen tar upp en del av vindlasten mot gaveltriangeln samt takets friktionskraft som uppstår då vinden sveper förbi byggnaden. Då ett fackverk blir belastat vertikalt kommer bl.a. överramen att bli tryckt, detta gör att överramen vill knäcka ut i sidled ur fackverkets plan. Man behöver också räkna med en snedställningslast som uppstår då takstolen inte står helt lodrät, förutsatt att takstolen är monterad inom dess toleranser. (RIL 248-2008, s.21–24)

För att stabilisera fackverkstakstolar kan bl.a. följande metoder eller en kombination av dessa användas. (RIL 248-2008, s. 25–30)

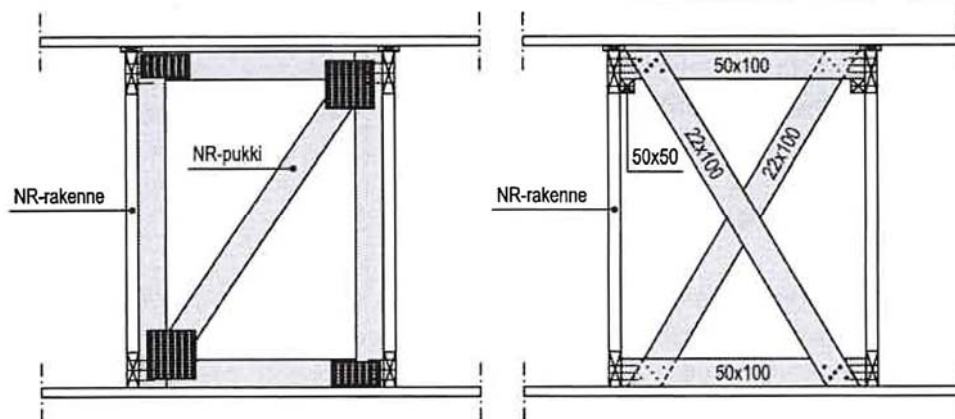
- A. Ett horisontellt fackverk placeras mellan överramarna på två takstolar. Det krävs minst ett fackverk i byggnadens början och slut. Vid större byggnader kan det även krävas ett horisontellt fackverk i mittområdet av byggnaden.



Figur 9. Platsbyggt horisontellt fackverk. (RIL 248-2008, s. 28)

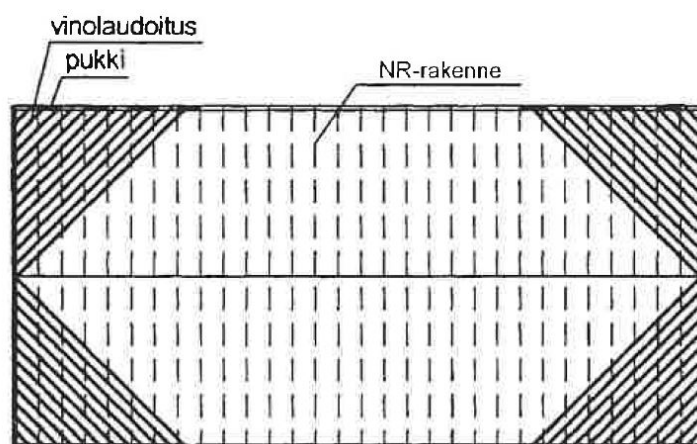
Då överramen stabiliseras enligt denna metod behövs det vid det horisontella fackverkets upplag vertikala bockar som för lasten ner till underramens förstyyvande konstruktioner.

- B. Överramens horisontella stabilitet kan åstadkommas genom snedsträvning mellan över- och underramen. Snedsträvningen kan också ersättas med prefabricerade träbockar. Med denna metod krävs att fackverket i nivå med underramen alltid är stabiliserad.



Figur 10. Vertikala bockar. Till vänster som prefabricerad och till höger som platsbyggd. (RIL 248-2008, s. 29)

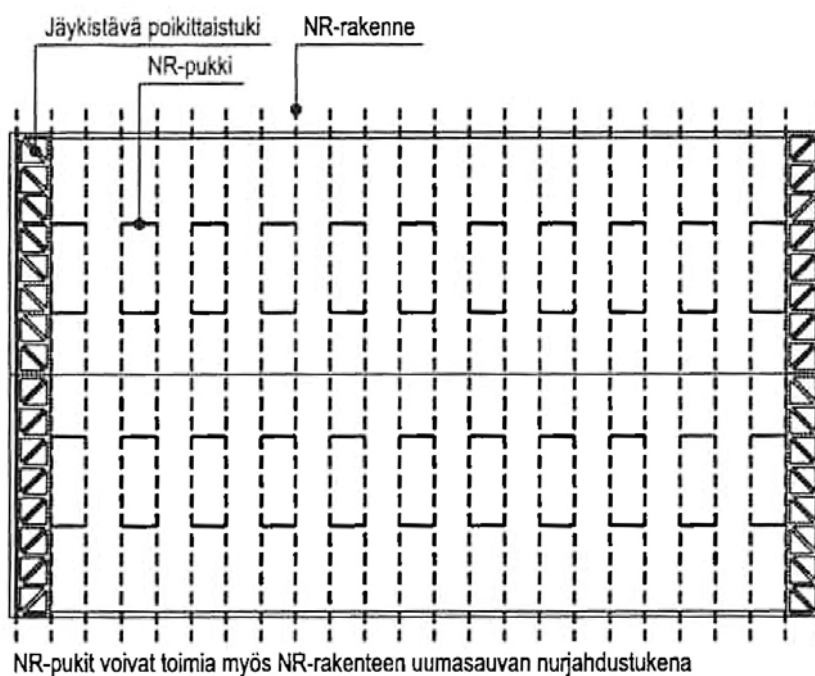
- C. Med byggskivor (faner, OSB, träfiberskiva) eller med en tjockare trapetskorrugerad plåt som fästes direkt ovanpå överramen. Skivan kan då också fungera som en del av byggnadens globala stabilitet.
- D. Snedsträvning under vattentaketets glesbrädning eller i överramens underkant. Vid både metod C och D skall lasterna vid långsidornas väggar föras ner till underramens nivå med t.ex. vertikala bockar.



Figur 11. Principen vid snedsträvning av överramen. (RIL 248-2008, s. 29)

Vertikala träbockar kan också användas för att stöda fackverkets tryckta delar. Bockar kan t.ex. monteras mellan vartannat fackverk enligt figur 12. De fungerar då också som stöd vid monteringen. Knippen bestående av två takstolar med bockar mellan spikas ihop på marken och lyfts sedan upp på plats. (RIL 248-2008, s. 32)

Idag byggs ofta större knippen bestående av 4–6 fackverk i samma enhet. Enheterna strävas och undertak samt takets bärläkt monterats på marken. Detta är en bra metod med hänsyn till arbetssäkerhet och underlättar takstolarnas strävningarbete som annars kan vara ett krävande arbete.



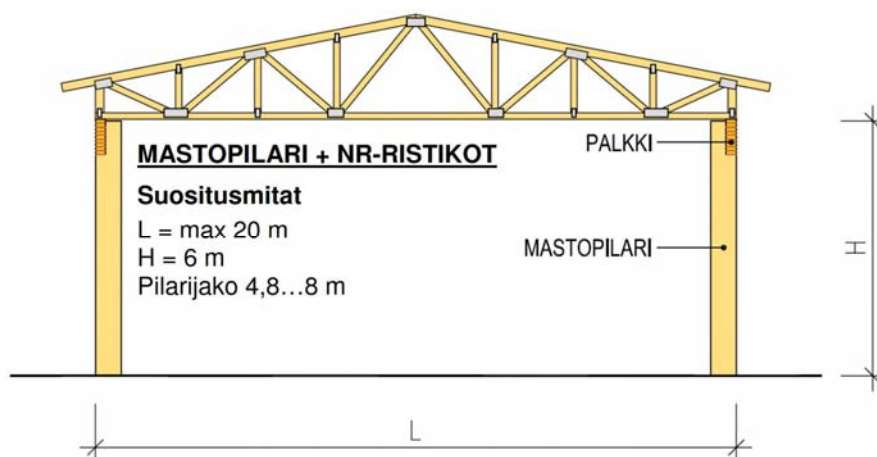
Figur 12. Horisontella fackverk vid gavlarna samt vertikala bockar för att stöda fackverkets tryckta delar. (RIL 248-2008, s. 32)

4.4.4 Grundkonstruktioner

Grunden för en träregelstomme kan vara en traditionell grund med sockel. Sockeln kan gjutas på plats eller tillverkas som element. Sockeln står på en grundsula som kan vara fortlöpande under sockeln. Om sockeln dimensioneras som element kan den stödas på pelarsulor (HalliPES, 2014). Vid större byggnader kunde sockeln med fördel göras med betongelement och pelarsulor för att minska arbetsåtgången för formnings- och gjutningsarbeten på byggarbetsplatsen.

4.5 Mastpelare med fackverkstakstolar

En trähall kan också byggas med en kombination av mastpelare och fackverkstakstolar. Primärbalkar rekommenderas till mastpelare men det är t.ex. möjligt att med fackverkstakstolar få större taklutningar än vad som kan vara möjligt att tillverka eller är ekonomiskt jämfört med primärbalkar. Byggnader med mastpelare kan också göras långa jämfört med träregelstomme eftersom mastpelarna för ner yttre laster direkt till grunden. Kontinuerliga balkar sträcker sig längs långsidorna som bär upp fackverken. Stora dörröppningar tillåts då och placeras mellan två pelare.



Figur 13. Mastpelare med fackverk. (HalliPES, 2014)

5 Värmeisolering

Värmeförlusten genom byggnadens mantel för vara högst lika stor som referensvärmeförlusten som beräknas enligt de referensvärden som ges för byggnadsdelarnas värmegenomgångskoefficienter (U-värde). En överensstämmelse med föreskrifterna görs genom en utjämningsberäkning enligt kapitel 2.5.2 i Finlands byggbestämmelsesamling D3.

Byggnadernas uppvärmningsgrad delas in i olika nivåer, där referensvärdena för värmegenomgångskoefficienterna skiljer något beroende på uppvärmningsgraden. Produktionshallen projekteras som ett delvis uppvärmt utrymme vilket betyder att medeltemperaturen under uppvärmningssäsongen hålls inom + 5 °C till + 17 °C utan eventuell tilläggsvärme från produktionsprocessen. Kraven på byggnadsdelarnas värmegenomgångskoefficient (U-värde) i ett delvis uppvärmt utrymme är enligt Finlands byggbestämmelsesamling D3 följande:

- Ytterväggar: 0,26 W/(m² K)
- Vindsbjälklag mot det fria: 0,14 W/(m² K)
- Byggnadsdel mot mark: 0,24 W/(m² K)
- Fönster och dörrar: 1,40 W/(m² K)

Byggnadsdelarnas värmegenomgångskoefficienter finns på konstruktionernas typritningar samt huvudritningarna, se bilaga 4 och 5.

6 Teori om dimensionering enligt Eurokod

I detta kapitel beskrivs allmänt grundvariabler och lastframtagningen som ligger till grund för konstruktionernas dimensionering enligt Eurokod.

6.1 Eurokoder

Eurokoderna är europeiska standarder som innehåller metoder och regler för dimensioneringen av bärande konstruktioner och har sedan år 2007 kunnat tillämpas i Finland. Eurokoderna består idag av sammanlagt 58 delar. I Eurokoderna finns ett antal parametrar som medlemsländerna själva kan välja, de utges av ländernas myndigheter i en nationell bilaga. Den nationella bilagan utarbetas i Finland till stor del av miljöministeriet. Finlands Standardiseringsförbund SFS publicerar eurokoderna. (ym.fi)

Eurokoderna består av tio huvuddelar enligt följande indelning:

Eurokod	EN 1990	Grundläggande dimensioneringsregler
Eurokod 1	EN 1991	Laster på bärverk
Eurokod 2	EN 1992	Betongkonstruktioner
Eurokod 3	EN 1993	Stålkonstruktioner
Eurokod 4	EN 1994	Samverkanskonstruktioner i stål & betong
Eurokod 5	EN 1995	Träkonstruktioner
Eurokod 6	EN 1996	Murverkskonstruktioner
Eurokod 7	EN 1997	Geokonstruktioner
Eurokod 8	EN 1998	Jordbävningsresistenta konstruktioner
Eurokod 9	EN 1999	Aluminiumkonstruktioner

6.2 Dimensioneringens gränstillstånd

Två olika gränstillstånd bör beaktas vid dimensioneringen, bruksgränstillstånd och brottgränstillstånd. Tillräcklig bärförmåga skall påvisas i båda tillstånden. I praktiken behöver inte båda tillstånden alltid verifieras utan det räcker om man kan påvisa att villkoren uppfylls i åtminstone ett gränstillstånd. (Eurokodhandboken, 2010, s. 38–39)

I bruksgränstillståndet kontrollerar man bärverkets funktion i normal användning. Detta betyder att man använder verkliga karakteristiska värden för lasterna. Bärverkets nedböjning kontrolleras till exempel i bruksgränstillstånd. Beroende på typen av bärverk och dess uppgift i byggnaden ställs gränsvärden för dess största tillåtna nedböjning. Rekommenderade gränsvärden ges t.ex. i den nationella bilagan.

Brottgränstillståndet definieras som ett gränstillstånd då en viktig egenskap hos bärverket går förlorad och som påverkar människors och byggnadens säkerhet. Olika typer av brott som kontrolleras i brottgränstillstånd är t.ex. bärverkets jämvikt, materialbrott och brott orsakade av utmattnings. I brottgränstillståndet uppförstoras lasternas värden med partialkoefficienter, samtidigt reduceras bärverkets materiella hållfasthetsegenskaper.

6.3 Konsekvensklass

Byggnadens konsekvensklass bör fastställas. Konsekvensklassen bestäms utgående ifrån följderna ifall ett brott inträffar i de bärande konstruktionerna. Konsekvensklasserna är CC1, CC2 och CC3. De definieras med hänsyn till förlust av människoliv, ekonomiska förluster, sociala- och miljöskador. Som exempel 1- och 2-våningsbyggnader där människor enbart vistas tillfälligt tillhör konsekvensklass CC1 (t.ex. lagerbyggnader). Höga byggnader (> 8 våningar) och byggnader där stora mängder människor vistas samtidigt t.ex. arenor, konsertsalar, teatrar tillhör CC3. Tillbyggnaden tillhör konsekvensklassen CC2. Utgående från konsekvensklassen bestäms lastkoefficienten K_{FI} . Lastkoefficienten ökar eller minskar i sin tur lasteffekten vid konstruktionsberäkningen. (RIL 201-1-2011, s. 24)

Tabell 1. Lastkoefficienten K_{FI} beroende på konsekvensklass. (RIL 201-1-2011, s. 37)

Lastkoefficient K_{FI}	Konsekvensklass
1,1	CC3
1,0	CC2
0,9	CC1

6.4 Lastfallskombinationer

Olika typer av laster verkar ofta samtidigt på en byggnad och dess bärverk. I Finland är snölast och vindlast oftast de laster som blir avgörande. Då flera olika typer av laster verkar samtidigt på en byggnadsdel så skall lasterna kombineras med hjälp av kombinationsfaktorer enligt tabell 2. Lasteffekten för ett bärverk i brottgränstillstånd beräknas i allmänhet enligt formel 1.

$$\left. \begin{matrix} 1,15 \cdot K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot Q_{k,1} + 1,5 \cdot K_{FI} \cdot \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (1)$$

lasteffekten skall dock alltid vara minst

$$\left. \begin{matrix} 1,35 \cdot K_{FI} \\ 0,9 \end{matrix} \right\} \sum_{j \geq 1} G_{k,j}$$

där

K_{FI} är lastkoefficienten beroende på konsekvensklassen

$G_{k,j}$ är permanent last (egenvikt)

$Q_{k,1}$ är den dominerande nyttolasten (t.ex. vindlast, snölast)

$\Psi_{0,i}$ är kombinationsfaktorn

$Q_{k,i}$ är andra samtidigt förekommande nyttolaster

Byggnadens och bärverkens egenvikt tas alltid i beaktande. Då inverkan av egenvikten i lastfallet är ogynnsamma, alltså att egenvikten ökar den totala lasteffekten, ska den multipliceras med faktorn $1,15 \cdot K_{FI}$. Om inverkan av egenvikterna i lastfallet däremot är gynnsamma ska de multipliceras med faktorn 0,9 (RIL 201-1-2011, s. 38). Lastfall som har kontrollerats i detta arbete är:

1. Snölast som huvudlast
2. Snölast som huvudlast + vindlast som deltar med $\psi_0 = 0,6$
3. Vindlast som huvudlast + snölast som deltar med $\psi_0 = 0,7$
4. Vindlast + reducerade egenvikter

Tabell 2. Kombinationsfaktorer för nyttolaster. (Nationella bilagan, bilaga A1)

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 kN < fordonsvikt ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
Klass H: yttertak	0	0	0
Snölast (se SFS-EN 1991-1-3) ^{*)} när $s_k < 2,75$ kN/m ²	0,7	0,4	0,2
$s_k \geq 2,75$ 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.			

6.5 Lasters varaktighetsklass

Ett material kan ha varierande hållfasthets- och deformationsegenskaper beroende på hur länge den angripande lasten verkar. För t.ex. träkonstruktioner behöver lasterna delas in i varaktighetsklasser. Varaktighetsklassen anger alltså den tidsperiod som lasten tänkes angripa bärverket. Varaktighetsklasserna och dess laster för träkonstruktioner hittas i SFS-EN 1995-1-1 och dess nationella bilaga. Exempel på laster i olika varaktighetsklasser kan presenteras enligt tabell 3.

Tabell 3. Exempel på laster i olika varaktighetsklasser.

Last	Varaktighetsklass	Tidsperiod
Egentyngd	Permanent	Över 10 år
Last från lagrade varor	Lång	6 månader – 10 år
Snölast	Medel	1 vecka – 6 månader
Fordonslaster i klass E	Kort	Under 1 vecka
Vind	Momentan	

6.6 Klimatklass

Trä strävar alltid efter att komma i jämvikt med det omgivande klimatets temperatur och relativa luftfuktighet (RF). Fukten i virket uttrycks som virkets fuktkvot och definieras som förhållandet mellan vattnets vikt i det fuktiga materialet och materialets torrsvikt. Då fuktkvoten i virket ändras kommer virket att krympa eller svälla beroende på om det är fuktavgivning eller fuktupptagning som sker. Fuktkvoten påverkar också träets hållfasthets- och deformationsegenskaper samt dess beständighet. (traguiden.se)

Med hänsyn till träkonstruktioners omgivande klimat så skall de delas in i klimatklass 1, 2 eller 3. Indelningen enligt nationella bilagan är följande:

- Klimatklass 1. Virke inomhus i uppvärmda utrymmen. Hit räknas normalt också träkonstruktioner som befinner sig inne i värmeisoleringen.
- Klimatklass 2. Virke utomhus i ett skyddat och ventilerat utrymme. Virket skall vara skyddat mot vatten. Exempel på träkonstruktioner i denna klimatklass är uteluftsventilerad trossbotten och vindsutrymmen.
- Klimatklass 3. Träkonstruktioner som är utsatta för väder och vind. Hit hör även delar i fuktiga utrymmen samt virke som är i direkt kontakt med vatten.

Utgående från klimatklassen och lastens varaktighetsklass bestäms faktorn k_{mod} samt k_{def} som ökar eller reducerar materialets hållfasthets- och deformationsegenskaper.

6.7 Egenvikt

Egenvikten är en permanent last. Den består som namnet säger av konstruktionens egentyngd. Den skall beräknas med konstruktionens nominella mått och dess karakteristiska volymvikter. Till egenvikter räknas bl.a. bärande- samt icke bärande konstruktioner, fasta installationer och jordfyllnadsmaterial. (RIL 201-1-2011, s. 63 och 75–77)

Byggnadens egenvikter har fastställts till följande:

Tabell 4. Egenvikter.

Konstruktioner och installationer	Egenvikt
Övre bjälklag/Vattentak	$g_1 = 0,6 \text{ kN/m}^2$
El och VVS installationer	$g_2 = 0,1 \text{ kN/m}^2$
Ytterväggar	$g_3 = 0,5 \text{ kN/m}^2$

6.8 Snölast

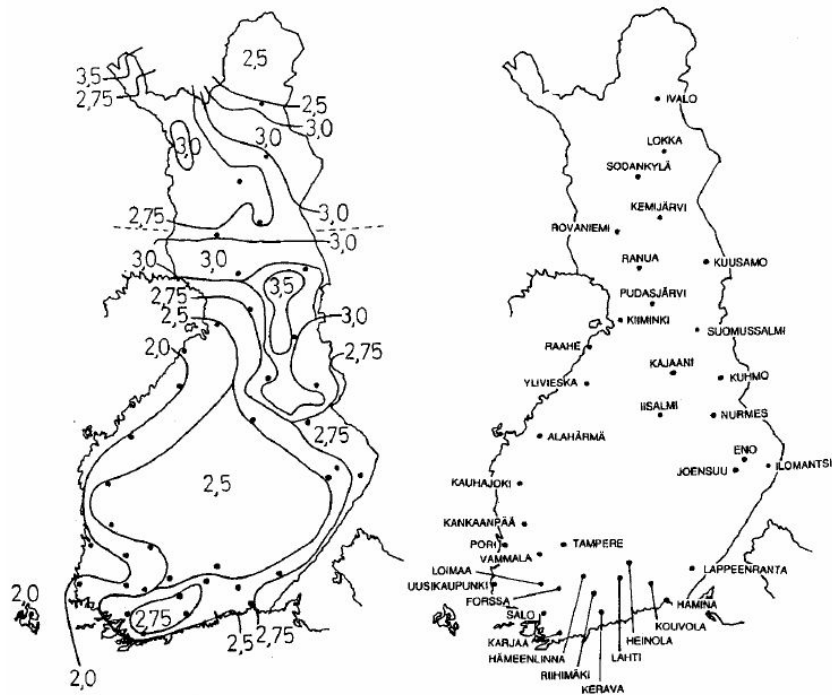
Snölast är en nyttolast som verkar vertikalt på byggnaden. Snölastens grundvärde på markytan s_k varierar mellan olika regioner i Finland, den kan läsas ur snölastkartan, se figur 14. Den snömängd som finns representerad på snölastkartan har en återkomsttid på 50 år. När snölasten på byggnadens tak skall fastställas tar man hänsyn till hur snölasten fördelar sig på taket. Några exempel på faktorer som påverkar dess fördelning är takets form, värmegenomsläpp genom taket, den omgivande terrängen och där av vindförhållandena. (Eurokodhandboken, 2010, s. 97)

Takets snölast (kN/m²)

$$S = \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot s_k \quad (2)$$

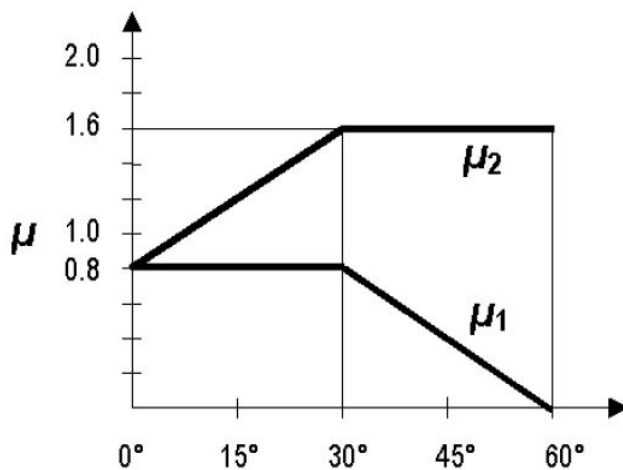
där:

- μ_i är snölastens formfaktor
- C_e är exponeringsfaktorn
- C_t är en termisk koefficient
- s_k är det karakteristiska grundvärdet för snölast på mark



Figur 14. Snölastens karakteristiska grundvärde på markytan. (Nationella bilagan till SFS-EN 1991-1-3)

Snölasten på marken i Vörå kommun är enligt snökartan 2,0 kN/m². Har byggnaden ett tak med lutning mellan 0...30 grader blir snölastens formfaktor $\mu = 0,8$ i enlighet med figur 15.



Figur 15. Snölastens formfaktor som är beroende på takets lutning (SFS-EN 1991-1-3)

Med exponeringsfaktorn C_e avser man byggnadens omgivande topografi. För vindutsatta platser där snön kan blåsa av taket väljs ett lägre värde, ett högre värde väljs för skyddade

platser. Exponeringsfaktorn väljs till 1,0 för normala omständigheter. Med den termiska faktorn C_t avser man att snölasten får reduceras för tak med liten värmeisoleringsförmåga t.ex. glastak på grund av snösmältningen. Den termiska koefficienten väljs vanligtvis till 1,0.

6.9 Vindlast

Vindlasten beräknas enligt standard EN 1991-1-4. Vindlasten verkar på byggnadens ytor som direkt tryck eller sug. Den verkar också indirekt på byggnadens inre ytor på grund av otätheter i väggarnas yttre skal. Vindlasten har i detta arbete beräknats genom formfaktorer, se bilaga 1.

6.9.1 Terrängtyp

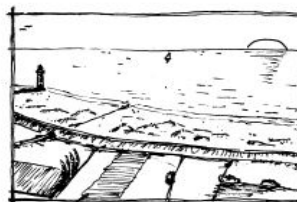
Terrängtypen invid och runtom byggplatsen har stor inverkan på vindlastens storlek. I figur 17 finns fem olika terrängtyper definierade. Terrängtypen för byggnaden har i enlighet med figur 16 och figur 17 blivit fastslagen till terrängtyp II.



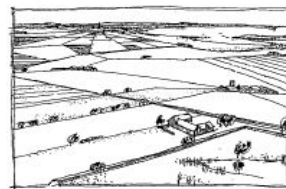
Figur 16. Byggplatsens omgivande terräng. (paikkatietoikkuna.fi)

Terrängtyp 0

Havs- eller kustområde exponerat för öppet hav.

**Terrängtyp I**

Sjö eller plant och horisontellt område med försumbar vegetation och utan hinder.

**Terrängtyp II**

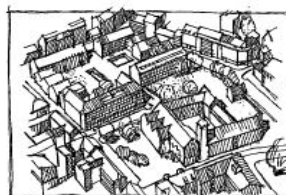
Område med låg vegetation som gräs och enstaka hinder (träd, byggnader) med minsta inbördes avstånd lika med 20 gånger hindrens höjd.

**Terrängtyp III**

Område täckt med vegetation eller byggnader eller med enstaka hinder med största inbördes avstånd lika med 20 gånger hindrens höjd (t. ex. byar, förorter, skogsmark).

**Terrängtyp IV**

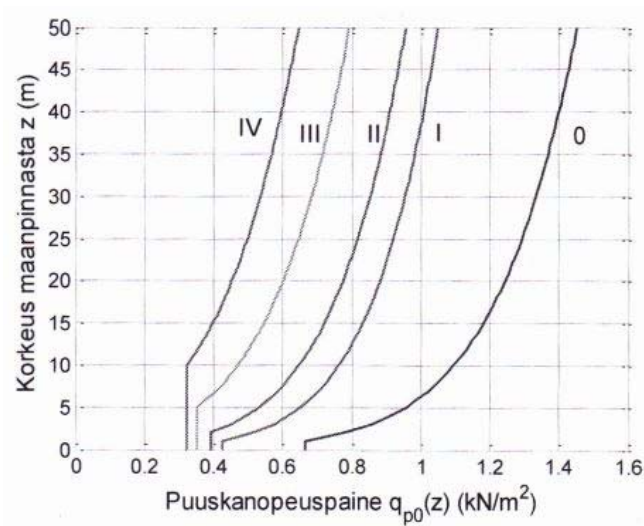
Område där minst 15 % av arean är bebyggd och där byggnadernas medelhöjd är > 15 m.



Figur 17. Olika terrängtyper enligt Eurokod. (SS-EN 1991-1-4)

6.9.2 Vindhastighetstryck

I detta arbete har vindhastighetstrycket $q_{p0}(z)$ bestämts utgående från den omodifierade referensvindhastigheten v_b som är lika med grundvärdet 21 m/s. Ur figur 18 kan då vindhastighetstrycket $q_{p0}(z)$ avläsas beroende på terrängtypen och beräkningshöjden ovanför markytan (RIL 201-1-2011, s. 132). För t.ex. en byggnad i terrängtyp II och med en höjd på 7,5 m ovan markytan avläses vindhastighetstryckets referensvärde 0,60 kN/m².



Figur 18. Vindhastighetstryck som funktion av terrängtyp och höjd ovan mark. (RIL 201-1-2011, s. 132)

6.9.3 Formfaktorer

För att kunna representera vindlastens inverkan (sug eller tryck) på byggnadens delar och bärverk behöver formfaktorer fastställas. Den utvändiga formfaktorn betecknas C_{pe} och den invändiga formfaktorn betecknas C_{pi} . Den utvändiga formfaktorn fastställs skilt för väggar och tak. Både väggar och tak indelas i flera zoner där varje zon tilldelas en egen formfaktor. Zonindelningen för vertikala väggar definieras i figur 19. Takets zonindelningar varierar enligt takets form och vindriktning. Formfaktorns värde och zonens storlek varierar beroende på byggnadens form, den belastade ytans storlek och vindriktningen. (RIL-201-1-2011, s. 143)

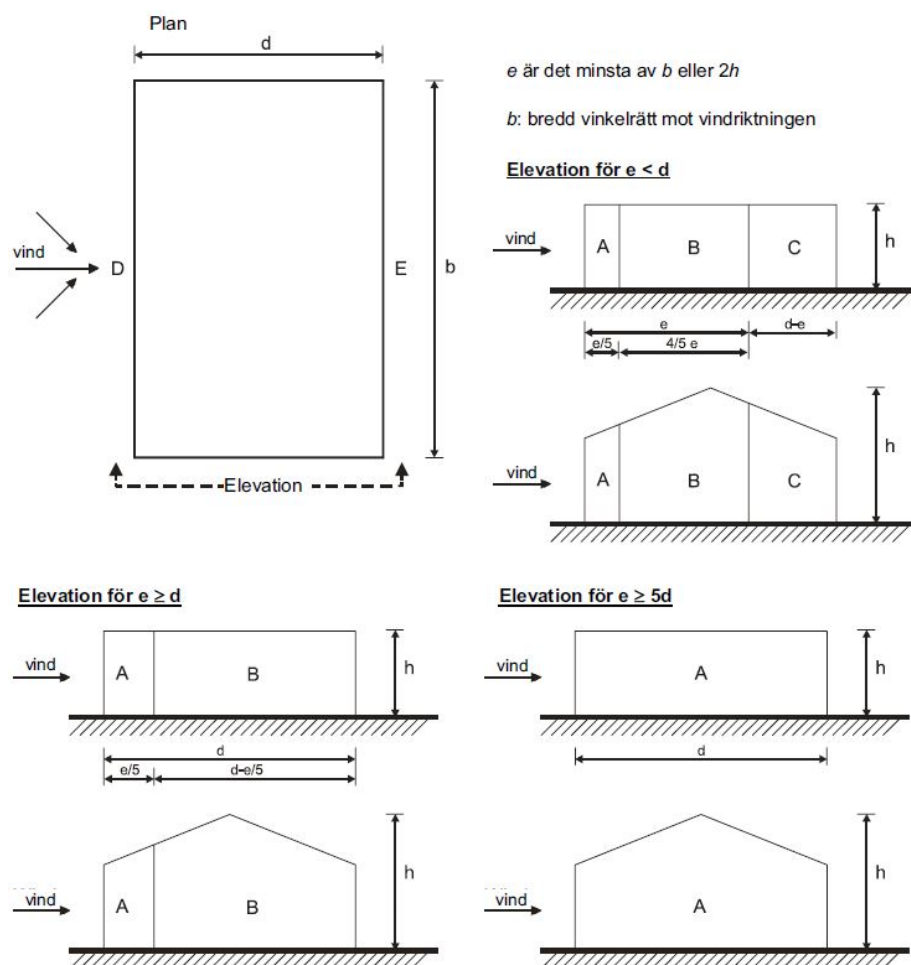
Den invändiga vindlasten orsakas av vindflödet genom öppningar och otätheter i byggnadens mantel. Till byggnadens öppningar inkluderas t.ex. öppna fönster, skorstenar och ventiler. Läckage kring fönster, dörrar och genomföringar bidrar också. (Eurokodhandboken, 2010, s. 150)

Vid beräkning av vindlasten för byggnaden eller ett bärverk så skall den farligaste kombinationen av ut- och invändig vindlast anses verka samtidigt. Den invändiga formfaktorn kan bli negativ eller positiv och verkar mot byggnadens ytor. Generellt leder ett positivt värde för den inre formfaktorn till att trycket mot byggnadens lovartsida minskar medan trycket mot läsidan ökar. Ett negativt värde för den inre formfaktorn ökar trycket mot byggnadens lovartsida medan den minskar trycket mot läsidan. Den invändiga formfaktorn

har därmed inte så stor inverkan på den horisontella vindlasten. Den har dock stor betydelse för den vertikala vindlasten där ett positivt värde för den inre formfaktorn ökar lyftkraften på byggnaden. (Cook, 2007)

I standarden finns begreppet dominant sida som tar i beaktande om det finns stora öppningar i byggnadens väggar eller tak. En sida av byggnaden skall betraktas som dominant om i den betraktade sidan finns öppningar som är minst dubbelt så stor som summan av övriga öppningar och otätheter i byggnadens resterande sidor. Den invändiga vindlasten bestäms då som en andel av den utvändiga vindlasten mot den dominanta sidan. Om vindlasten blir beräknad med öppningar som t.ex. ytterdörrar och fönster stängda i brottgränstillståndet så skall även ett lastfall där dörrar och fönster är öppna beaktas. Lastfallet får då beaktas som en exceptionell dimensioneringssituation. (Eurokodhandboken, 2010, s. 150)

Utreds den invändiga formfaktorn C_{pi} inte noggrannare kan den för normalt slutna byggnader fastställas till $-0,3$ och $+0,2$ som ger de ogynnsammaste fallen. (RIL 201-1-2011, s.159)



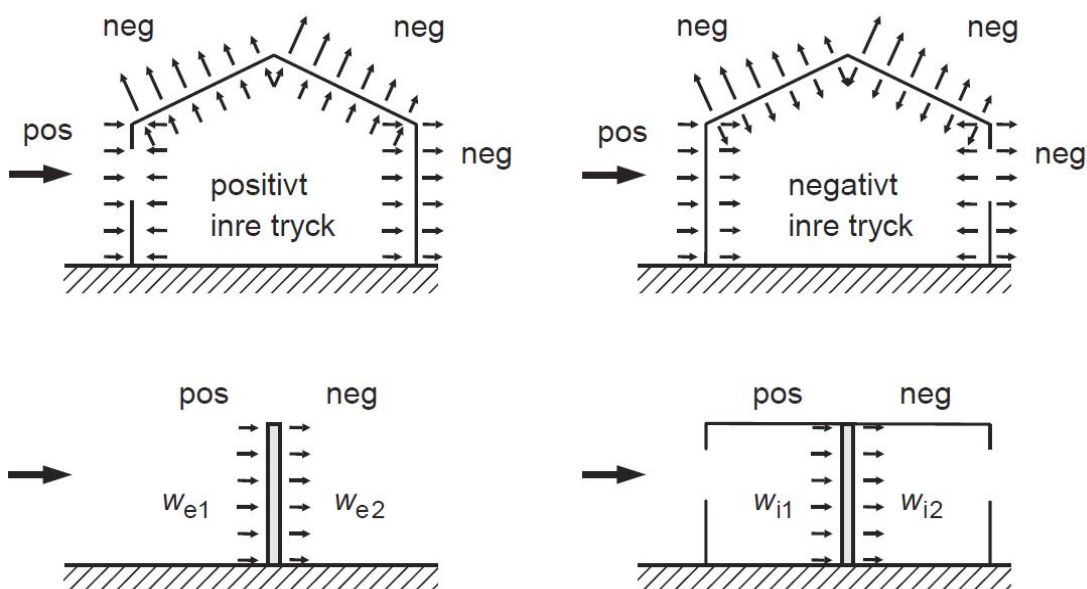
Figur 19. Vertikala väggers zonindelning. (SS-EN 1991-1-4)

I tabell 5 hittas de yttre formfaktorerna för vertikala väggar. I tabellen ges värden för belastade ytor mindre än 1 m² och större än 10 m² för zonerna A–E. Mellanliggande värden fås fram genom logaritmisk interpolation. (RIL-201-1-2011, s. 144)

Tabell 5. Yttre formfaktorer för vertikala väggar. (SS-EN 1991-1-4)

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
≤ 0,25	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0		-0,3

Vindlasten mot en yta fås genom att multiplicera vindhastighetstrycket med formfaktorn. Notera att tryck mot ytan anges med positivt tecken och sug från ytan anges med negativt tecken i enlighet med figur 20.



Figur 20. Teckenregler för ytornas formfaktorer. (Eurokodhandboken, 2010)

6.9.4 Vindlast mot ytor

Vid beräkning av vindlasten skall utvändig och invändig vindlast anses verka samtidigt. Skillnaden mellan in- och utvändig vindlast anger nettotrycket mot den belastade ytan, förtecknet tas i beaktande enligt figur 20. Dessutom skall in- och utvändig vindlast kombineras på sådant vis att det ger den mest ogynnsamma situationen. (RIL 201-1-2011, s. 135)

Ut- och invändig vindlast mot byggnadens ytor (kN/m²)

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (3)$$

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (4)$$

där

$q_p(z_{e,i})$ är vindens karakteristiska hastighetstryck på aktuell höjd

c_{pe}, c_{pi} är formfaktorn för byggnadens ytor

6.9.5 Byggnadens vindresultant

För att beräkna vindresultant mot byggnaden och dess enskilda byggnadsdelar behöver man ta i beaktande bärverksfaktorn $C_s C_d$ för de yttre vindlasterna enligt formel 5. Bärverksfaktorn tar hänsyn till att vindlastens extremvärden inte uppträder samtidigt på en större yta. Faktorn tar också hänsyn till flexibla konstruktioners egenfrekvens. Bärverksfaktorn kan sättas till 1,0 bl.a. för byggnader med en höjd under 15 m och vars tak och väggar har en egenfrekvens över 5 Hz. (RIL 201-1-2011, kap. 1.4)

Yttre vindlast mot enskild yta (kN)

$$F_{w,e} = C_s C_d \cdot \sum w_e \cdot A_{ref} \quad (5)$$

där

$C_s C_d$ är bärverksfaktorn

w_e är utvändig vindlast

A_{ref} är referensytan som vindlasten verkar mot

Inre vindlast mot enskild yta (kN)

$$F_{w,i} = \sum w_i \cdot A_{ref} \quad (6)$$

där

w_i är invändig vindlast

A_{ref} är ytan som vindlasten verkar mot

När man har beräknat vindlasten mot de enskilda ytorna där man beaktat bärverksfaktorn $C_s C_d$ summerar man vindlasten mot de enskilda ytorna genom vektorsummering. Vid bestämning av vindresultanten behöver man också ta hänsyn den friktionskraft som uppstår då vinden sveper förbi en längre byggnad, detta blir aktuellt i detta arbete endast i byggnadens längdriktning. Den sammanlagda vindresultanten som verkar mot byggnaden fås till slut enligt formel 7. Vindresultanten beräknas mot byggnadens lång- och kortsida. Vindresultanten får reduceras med faktorn γ_e som beaktar att vindens största tryck- och sugkrafter inte samtidigt förekommer på byggnadens lä- och lovartsida. (RIL 201-1-2011, s. 139, 140)

Vindresultanten (kN)

$$F_w = \gamma_e \cdot F_{w,e} + F_{w,i} + F_{fr} \quad (7)$$

där

γ_e är en faktor som beaktar att vindens största tryck- och sugkrafter inte samtidigt förekommer på byggnadens lä- och lovartsida

$F_{w,e}$ är vindlasten mot byggnadens yttre ytor

$F_{w,i}$ är vindlasten mot byggnadens inre ytor

F_{fr} är friktionskraft

I arbetet har både den horisontella och vertikala vindresultanten beräknats, se bilaga 1.

7 Resultat

Ingenjörarbetets syfte var att göra en bygnads- och konstruktionsplanering för en produktionshall i trä. Målsättningen var gjorda ritningar och handlingar för att kunna ansöka om bygglov samt genom konstruktionsplanering och -beräkning ge ett bättre utgångsläge för kostnadskalkyler, offertförfrågningar och tillverkningsritningar. Riktlinjer för arbetet var byggnadens storlek på ca 1000 m² uppdelad i produktion 1 och 2 och att tillbyggnaden gärna byggs enligt samma metoder som den befintliga hallen.

Arbetet har därmed resulterat i en utredning kring byggnadens brandsäkerhet, konstruktionsberäkningar, huvudritningar samt typritningar för konstruktioner för en tillbyggnad med träregelstomme. I arbetet har också jämförts olika alternativa stommar i trä samt metoder för stabilisering av fackverk. Tvärsnitt har därmed också tagits fram för ett balk-pelarsystem i limträ. Samtliga finns som bilagor till arbetet. Resultatet är en produktionshall med skivförstyvad träregelstomme och fackverkstakstolar. Produktionshallen blir en tillbyggnad till den befintliga hallen och de ansluts till varandra med en rörelsefog och kommer då fungera som fristående byggnader.

7.1 Brandteknisk utredning

Utredningen kring brandbestämmelserna har fastställt att byggnaden är i brandklass P3, brandfarlighetsklass 1 och skyddsgrad 1. Produktion 1 och 2 utförs som egna brandceller med reservation inför eventuella framtida verksamhetsändringar. Sektionerande väggar utförs som EI 30 och skall gå ända upp till vattentaket. Vindsutrymmet mellan inner- och vattentak sektioneras enligt underliggande väggar och i högst 400 m² stora sektioner. Varje sektion skall vara tillgänglig från utsidan. Med reservation för framtiden klassas väggen mellan befintlig hall och tillbyggnad som sektionerande och utförs som EI 30. Två utgångar skall finnas till varje brandcell. Varav en skall ha minsta bredden 1200 mm. Dörrar i sektionerande delar skall uppfylla kravet EI 15. Rökventilationen åstadkoms med självdrag genom öppningsbara fönster och lyftdörrar med en öppningsarea på minst 1 % av brandcellens storlek. Ytmaterial som får användas skall klassas som minst D-s2, d2 vilket uppfylls med synligt trä.

7.2 Konstruktionsplanering

Snö och vindlast

Snölasten på taket blev $1,6 \text{ kN/m}^2$ i bruksgränstillstånd. Den horisontella vindresultanten som beräknats med formfaktorer blev mot byggnadens hela långsida 189 kN i bruksgränstillstånd. Byggnadens takskiva blir då belastad av en utbredd last på $3,75 \text{ kN/m}$ i brottgränstillstånd. Den utbredda lasten består av både vindlast samt snedställningslast. Den horisontella vindresultanten mot byggnadens hela gavel blev 82 kN i bruksgränstillstånd.

Bärande ytterväggar

Stommens ytterväggsreglar utförs med konstruktionsvirke $48 \times 198 \text{ mm}$ av virkesklass C24 på c/c 600 mm . Högsta utnyttjandegraden blev fackverkstakstolens stämpeltryck mot hammarbandet på 91% . Bredvid gångdörrar krävs dubbla reglar $2 \times 48 \times 198$ med hänsyn till knäckning samt stämpeltryck mot syllplankan. En balk av kertopuu $63 \times 220 \text{ mm}$ placeras under hammarbandet för att fördela lasterna över ytterväggsreglarna samt fungerar som avväxlingsbalk vid gångdörrarna. Ytterväggarna förstyrkas med 15 mm granfanerskivor på insidan av väggen och skruvas med träskruv $4,0 \times 50$ på c/c 150 mm runt skivans kanter och max avstånd 300 mm i mittregeln. Ytterväggarna kan byggas som element eller med platsbyggda metoder. Långsidans ytterväggar förankras till sockeln mot tvärkraften $48,7 \text{ kN}$. Långsidans frontreglar förankras mot lyftkraften $2,4 \text{ kN}$. Gavlarna förankras till sockeln på samma sätt som den bärande mellanväggen.

Bärande samt sektionerande mellanvägg

Mellanväggen utförs med konstruktionsvirke $48 \times 198 \text{ mm}$ av virkesklass C24 på c/c 600 mm . Utnyttjandegraden för mellanväggens reglar blev 88% med hänsyn till stämpeltrycket mot syllplankan som orsakas av skivverkan. Mellanväggen tar åt sig mest vindlast av alla väggar och angrips av tvärkraften $92,5 \text{ kN}$ i brottgränstillstånd och måste förankras till sockeln mot denna kraft. Mellanväggens frontreglar behöver förankras till sockeln mot lyftkraften $21,2 \text{ kN}$. Förankring kan ordnas med en vinkelplåt förankrad till sockeln och spikad till regeln med ankarspik 4×40 18 st. Mellanväggen förstyrkas med 15 mm granfanerskivor på båda sidorna om väggen och skruvas med träskruv $4,0 \times 50$ på c/c 100 mm kring skivans kanter och i mittregeln dubbla avståndet c/c 200 mm . Utöver detta behöver också den bärande mellanväggen ett grundfundament som dimensioneras mot lyftkraften.

Takskiva

Byggnaden förstyrkas i nivå med fackverkets underram med en 12 mm granfanerskiva som skruvas med träskruv 4,0x35 till innertaketets glesläkt 25x100. Vid takskivans upplag skall den skruvas på högsta avståndet c/c 70 mm. Skruvavståndet får ökas något mot takets mittområde. Taksskivans kantbalkar (= hammarbanden) och dess skarv dimensioneras mot tryck-/dragkraften 61,2 kN. Exempelvis med dubbla hammarband eller kortlingar i skarven, kräver en detaljritning.

Pelare och avväxlingsbalkar

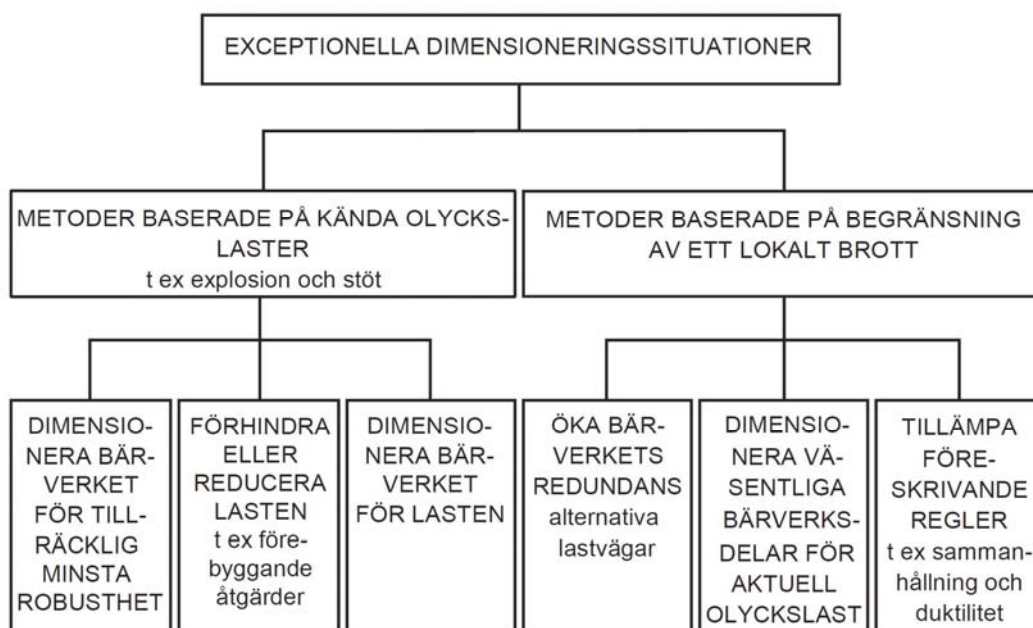
Avväxlingsbalkar ovan de 5 m breda lyftdörrarna utförs med limträ i virkesklass GL30c med tvärsnittet 165x540 mm. Avväxlingsbalkens utnyttjandegrad blev 75 % både med hänsyn till böjspänning samt tvärkraft. Avväxlingsbalken har beräknats som obehandlad mot uttorkning och med reducerad tvärkraft vid utbredd belastning. Den slutliga nedböjningen för balken har beräknats till 12 mm. Avväxlingsbalkens pelare utförs i virkesklass GL30c med tvärsnittet 165x270 mm.

Takstolarnas stabilisering

Fackverken stabiliseras med vertikala träbockar i fem stabiliseringslinjer. Fackverkens stabiliserande delar har dimensionerats som enheter bestående av sju takstolar. Enheterna fungerar som fritt från varandra bärande enheter. Överramen stabiliseras horisontellt mot knäckning samt böjning med en liggande plank 48x173 som spikas längs hela överramen på alla takstolar. Överramen samt plankan bildar ett T-tvärsnitt och den spikas med spikgrupper bestående av fem spikar 3,1x90. Spikgrupperna spikas på c/c 600 mm längs hela överramen. Det bildade T-tvärsnittet stöder mot de vertikala bockarna. Vattentakets bärlekt deltar genom att fördela vindlasten mellan de horisontella förstyrningarna. Yttre samt inre laster förs ner till underramen som i sin tur är avstyvad med takskivan och som för ut lasterna till de bärande väggarna. De vertikala bockarna fungerar också som stöd under monteringen. Bockarna placeras mellan varje takstol i varje enhet. Fackverkstakstolarna utformas så att de vertikala bockarna går att fästa till fackverket samt att fackverket klarar av att ta upp de punktlaster som stabiliseringsmetoden orsakar. Fackverkets övriga tryckta stavar kan kräva strävning enligt vanliga metoder. Fackverksknippena bestående av sju takstolar på c/c 900 mm kan byggas och strävas på marken och sedan lyftas upp på plats.

8 Vidareutveckling

Konstruktionsberäkningarna har i arbetet gjorts i fyra olika lastfallskombinationer och inga exceptionella dimensioneringssituationer har beaktats. Ett lastfall som borde beaktats är då en olyckslast inträffar t.ex. en kollision med en pelare bredvid en lyftdörr. EN 1991-1-7 ger dimensioneringsregler för exceptionella dimensionerings-situationer. Man skall då kunna påvisa att pelarens bärförmåga bibehålls eller alternativt påvisa att ett fortskridande ras inte inträffar. Det finns två huvudprinciper för en sådan situation, se figur 21.



Figur 21. Strategier vid en exceptionell dimensioneringssituation.

(Eurokodhandboken, 2010, s. 239)

Vid en kollisionlast enligt ovannämnda skulle det eventuellt kunna leda till att pelaren går av eller slås bort och att avväxlingsbalken ovan förlorar sitt ena stöd. Det skulle i sin tur leda till att fackverkstakstolarna som stöder mot avväxlingsbalken kollapsar. Ett alternativ för att försöka motverka en sådan kollaps är att avväxlingsbalken skulle göras kontinuerlig över flera stöd där den då skulle fungera som konsolbalk ifall en pelare förloras.

En intressant utveckling av detta arbete kunde också vara att man skulle undersöka hur CLT (Cross Laminated Timber) kunde användas för hallens bärande stomme. CLT är en skiva av massivträ där träskivor har korslimmats till varandra. Skivorna kan idag tillverkas med storlekar på 2,95 x 16 m och levereras som element till byggsplatsen. Standardtjocklekar för

CLT-skivorna varierar mellan 60...320 mm, max tjocklek är 400 mm. CLT blir allt vanligare och kan användas vid byggandet av bostäder, flervåningshus, allmänna byggnader som skolor och daghem samt industri och kommersiella byggnader (Stora Enso, 2016). CLT har bra brandmotstånd, har värmeisolerande egenskaper och god bärförmåga. Den massiva skivan kunde t.ex. användas både som bärande del mot vertikala laster och som byggnadens förstävning där dess egenvikt också skulle komma till nytta.

Med mera tid kunde man ha dimensionerat grundkonstruktionerna i betong. Eventuellt producerat tillverkningsritningar för träregelstommen samt detaljritningar för dess anslutningar som i projektet har en betydande roll.

9 Diskussion

Ingenjörsarbetet och dess syfte behandlar ett väldigt brett område. Det har därför varit omöjligt att täcka in alla områden kring projekteringen. Jag har därmed försökt behandla de ämnen som jag anser är de mest väsentliga för projektet. Det mest tidskrävande har i arbetet varit konstruktionsberäkningarna. Mycket tid har gått åt att studera Eurokodernas dimensioneringsregler, handböcker och beräkningsexempel. De manuella beräkningarna har varit tidskrävande.

Beräkningarna för stommens träkonstruktioner har kontrollerats med programmet Finnwood 2.3 SR1. Skivförstyvningen har kontrollerats med Puuinfos Excel-baserade program för skivförstyvningar. Dock skiljer sig resultatet för skivförstyvningar något där mina beräkningar baseras på Eurokodens förenklade metod A punkt 9.2.4.2 i RIL 205-1-2009 och Puuinfos program baseras på en noggrannare metod enligt punkt 9.2.4.3 i RIL 205-1-2009 där bl.a. skivans infästning till stommen noggrannare beaktas. Den förenklade metoden A ger ett något mer pessimistiskt svar med hänsyn till skivans hållfasthet och ger därmed ett säkrare resultat. Vindskyddsskivans tvärkraftskapacitet på byggnadens ytterväggar har också försumrats.

De lyftkrafter som uppstår på de stabiliserande byggnadsdelarna måste förankras till grunden. Detta leder också till att grundfundamenten måste dimensioneras mot lyftkraft. Grundfundamentens egenvikt behöver ökas så att den tar ut lyftkraften. Till egenvikt får också räknas fyllnadsmassorna ovanom fundamenten. Det kan konstateras att skivförstyvade

hallar i denna storlek behöver planeras med en planlösning av s.k. cellstruktur där flera väggar deltar i förstyvningen. En av nackdelarna med skivförstyvningen i hallen är att mellanväggen är bunden till sin placering. Om t.ex. en eventuell verksamhetsändring skulle ske där väggen skulle behöva flyttas eller helt skulle behövas tas bort skulle det leda till relativt stora ingripanden i konstruktionerna och det skulle vara svårt att ordna stabiliteten med andra metoder. Då skulle ett balk-pelarsystem vara till fördel då mellanväggen inte medverkar till byggnadens stabilitet.

Genom projekteringen har jag lärt mig mycket och jag har fått många goda insikter. Bland annat har jag fått en bättre insikt i hur vindlasten för byggnader tas fram och hur den belastar byggnadens delar. Det har också gett mig bättre förståelse var begränsningar kommer emot gällande lätta skivförstyvade konstruktioner samt dimensioneringsprocessen för en dylik byggnad.

10 Källförteckning

Boverket, 2010. *Eurokodhandboken – Allmänna grunder och laster*.

Carling, O., 1992. *Dimensionering av träkonstruktioner*. Solna: Svensk byggtjänst med stöd av Träteknik och Statens råd för byggnadsforskning.

Cook, N., 2007. *Designers' Guide to EN 1991-1-4 Eurocode 1: Actions on Structures – General Actions – Part 1–4: Wind Actions*. Thomas Telford Publishing.

Finnish Wood Research Oy, 2014. *HalliPES 1.0* [Online] <http://www.puuinfo.fi> [hämtat: 20.4.2016]

Miljöministeriet, u.å. *Fakta om eurokoder*. [Online] <http://www.ym.fi> [hämtat: 25.3.2016]

Miljöministeriet, 2012. *D3 Byggnaders energiprestanda, föreskrifter och anvisningar*. [Online] <http://www.ym.fi> [hämtat: 16.3.2016]

Miljöministeriet, 2011. *E1 Byggnaders brandsäkerhet, föreskrifter och anvisningar*. [Online] <http://www.ym.fi> [hämtat: 16.3.2016]

Miljöministeriet, 2005. *E2 Produktions- och lagerbyggnaders brandsäkerhet, anvisningar*. [Online] <http://www.ym.fi> [hämtat: 16.3.2016]

Miljöministeriet, 2007. *Miljöministeriets förordning om tillämpning av Eurocode-standarder inom husbyggande*. [Online] <http://www.ym.fi/byggbestammelser> [hämtat: 4.3.2016]

Paikkatietoikkuna, u.å. *Karttaikkuna*. [Online] <http://www.paikkatietoikkuna.fi> [hämtat: 8.5.2016]

Puuinfo, u.å. *Mitoitusohjelmat*. [Online] <http://www.puuinfo.fi> [hämtat: 20.2.2016]

Puuinfo, 2012. *Pilarin alapään liimaruuviliitos*. [Online] <http://www.puuinfo.fi> [hämtat: 20.4.2016]

Puuinfo, 2013. *Puu pintamateriaalina_halli*. [Online] <http://www.puuinfo.fi> [hämtat: 8.5.2016]

Stora Enso. *Wood: the world's oldest and yet most modern building material*. [Online] <http://www.storaenso.com/se> [hämtat: 10.5.2016]

Suomen liimapuuuyhdistys ry ja Puuinfo oy, 2014. *Liimapuukäsikirja – osa 1*.

Suomen Rakennusinsinöörien Liitto RIL ry, 2008. *RIL 248-2008: NR-kattorakenteen jäykistyksen suunnittelu*.

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

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

Suomen Standardisoimisliitto. *SFS-EN 1990: Eurokoodi. Rakenteiden suunnitteluperusteet*.

Suomen Standardisoimisliitto. *SFS-EN 1991-1-1: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-1: Yleiset kuormat. Tilavuuspainot, oma paino ja rakennusten höytykuormat*.

Suomen Standardisoimisliitto. *SFS-EN 1991-1-3: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-3: Yleiset kuormat. Lumikuormat*.

Suomen Standardisoimisliitto. *SFS-EN 1991-1-4: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-4: Yleiset kuormat. Tuulikuormat*.

Suomen Standardisoimisliitto. *SFS-EN 1991-1-7: Eurokoodi 1: Rakenteiden kuormat. Osa 1-7: Yleiset kuormat. Onnettomuuskuormat*.

Suomen Standardisoimisliitto. *SFS-EN 1995-1-1: Eurokoodi 5. Puurakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksien koskevat säännöt*.

Svensk Standard. *SS-EN 1991-1-4 Eurokod 1: Laster på bärverk - Del 1-4: Allmänna laster - Vindlast*

Trä guiden, u.å. *Materialet trä*. [Online] <http://www.traguiden.se> [hämtat: 15.3.2016]

VTT, 2006. *Puurakenteiden jäykistysuunnittelun ohje* [Online] <http://www.vtt.fi/> [hämtat: 20.3.2016]

BILAGA 1

Framtagning av snö- och vindlast

Framtagning av snölast och vindlast

- Handboken RIL 201-1-2011 har använts som stöd och använda formler hänvisas till den.
- Alla laster i denna bilaga förekommer i bruksgränstillstånd.
- Vindlasten beräknas utgående från det omodifierade vindhastighetstrycket för plan markyta.

1. Snölast på tak

Snölast på mark: $S_k := 2.0 \frac{kN}{m^2}$ (Fig 4.1)

Takets formfaktor: $\mu_i := 0.8$ (Fig 5.1)

Faktor som beaktar vindskyddsläge: $C_e := 1.0$

Faktor som beaktar takets värme genomsläpp: $C_t := 1.0$

Snölast på tak: $S := \mu_i \cdot C_e \cdot C_t \cdot S_k = 1.60 \frac{kN}{m^2}$ (5.1)

2. Vindlast

Vindlasten har tagits fram både med kraftfaktorn c_f och genom formfaktorerna c_{pe} och c_{pi} för att få en jämförelse mellan de erhållna resultaten.

2.1 Vindlast med kraftfaktor C_f (RIL 201-1-2011: 5.3.1.1S)

Vindtryck

Byggnadens längd: $L := 50.8 \text{ m}$

Byggnadens bredd: $B := 20.0 \text{ m}$

Byggnadens höjd tillnock: $H := 7.73 \text{ m}$

Vindhastighetstrycket vid nockhöjd: $q_{p0,z} := 0.61 \frac{kN}{m^2}$ Terrängtyp: II
Beräkningshöjd: 7,9 m

Vid plan markyta: $q_{p,z} := q_{p0,z}$

För låga byggnader gäller dessutom: $q_{p,h} := q_{p,z} = 0.61 \frac{kN}{m^2}$ Vindhastighetstrycket i höjddled är alltså detsamma för hela byggnaden

2.1.1 Vindresultanten mot långsidan

Byggnadens längd i vindriktningen:	$d := B = 20.0 \text{ m}$	
Byggnadens längd i vinkelrätt vindriktningen:	$b := L = 50.8 \text{ m}$	
Bärverksfaktor:	$C_s C_d := 1.0$	(6.2)
Förhållande mellan byggnadens sidomått:	$\frac{d}{b} = 0.394$	
Byggnadens slankhetstal:	$\lambda := \frac{2 \cdot H}{b} = 0.304$	
Kraftfaktorn c_f :	$C_f := 1.37 + \left(\frac{0.386 - 0.5}{0.5 - 0.2} \right) \cdot (1.37 - 1.2) = 1.31$	
Långsidans area:	$A_{ref} := L \cdot H = 392.7 \text{ m}^2$	
Vindresultanten mot långsidan:	$F_{w.h.1} := C_s C_d \cdot C_f \cdot q_{p.z} \cdot A_{ref} = 312.7 \text{ kN}$	(5.3)

2.1.2 Vindresultanten mot kortsidan

Byggnadens längd i vindriktningen:	$d := L = 50.8 \text{ m}$	
Byggnadens längd i vinkelrätt vindriktningen:	$b := B = 20.0 \text{ m}$	
Bärverksfaktor:	$C_s C_d := 1.0$	(6.2)
Förhållande mellan byggnadens sidomått:	$\frac{d}{b} = 2.540$	
Byggnadens slankhetstal:	$\lambda := \frac{2 \cdot H}{b} = 0.773$	
Kraftfaktorn c_f :	$C_f := 0.99 + \left(\frac{2.59 - 2}{5 - 2} \right) \cdot (0.6 - 0.99) = 0.91$	
Kortsidans area:	$A_{ref} := B \cdot H = 154.6 \text{ m}^2$	
Vindresultanten mot gaveln:	$F_{w.h.2} := C_s C_d \cdot C_f \cdot q_{p.z} \cdot A_{ref} = 86.1 \text{ kN}$	(5.3)

2.2 Vindlast med formfaktorer**RIL 201-1-2011: 5.3.2S**

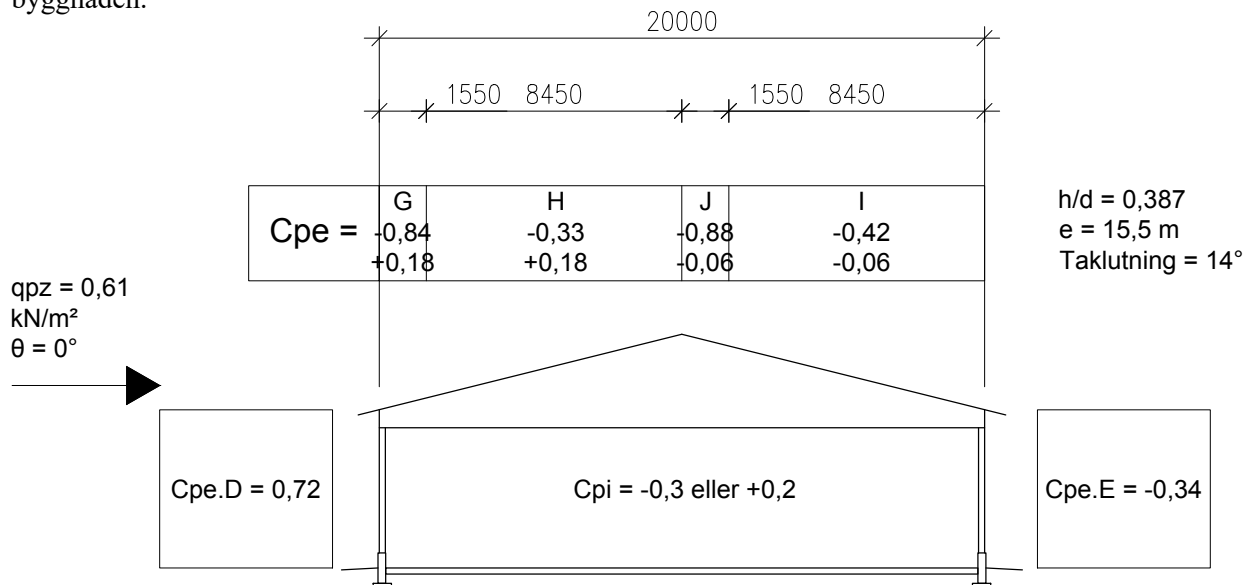
Sockelns höjd ovan mark:	$h_1 := 0.50 \text{ m}$
Väggens höjd, sockel – innertak:	$h_2 := 4.14 \text{ m}$
Takstolens upplagshöjd:	$h_3 := 0.60 \text{ m}$
Gaveltriangelns höjd:	$h_{\Delta} := 2.49 \text{ m}$
Takets lutning:	$\alpha := 14 \text{ deg}$

2.2.1 Vindlast mot långsida $\theta := 0$

Vindhastighetstrycket:	$q_{p,h} = 0.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
Byggnadens längd i vindriktningen:	$d := B = 20.0 \text{ m}$	
Byggnadens längd i vinkelrätt vindriktningen:	$b := L = 50.8 \text{ m}$	
Byggnadens höjd tillnock:	$h := H = 7.73 \text{ m}$	
Hjälpmått:	$e := \min(b, 2 \cdot h) = 15.5 \text{ m}$	
Förhållandet mellan byggnadens höjd och djup:	$\frac{h}{d} = 0.387$	
Korrelationsfaktor:	$\gamma_e := 0.85$	0,85 ifall $h/d < 1$ (5.9S)
Bärverksfaktor:	$C_s C_d := 1.0$	(6.2)
Formfaktorer för väggzoner:	$C_{pe,A} := -1.20$ $C_{pe,B} := -0.80$ $C_{pe,C} := -0.50$ $C_{pe,D} := 0.72$ $C_{pe,E} := -0.34$	(tab. 7.1)
Formfaktorer för takzoner (Åstak, 14 graders lutning):	$C_{pe,F,min} := -0.98$ $C_{pe,G,min} := -0.84$ $C_{pe,H,min} := -0.33$ $C_{pe,I,min} := -0.42$ $C_{pe,J,min} := -0.88$	$C_{pe,F,max} := 0.18$ $C_{pe,G,max} := 0.18$ $C_{pe,H,max} := 0.18$ $C_{pe,I,max} := -0.06$ $C_{pe,J,max} := -0.06$ (tab. 7.4a)
Invändig formfaktor:	$C_{pi} := 0.2$	

Den inre formfaktorn har inte utretts noggrannare utan väljs till de ogynnsammaste värdena +0,2 eller -0,3 för normalt slutna byggnader. Fönster och dörrar hålls stängda vid hård vind och storm.

C_{pi} väljs till +0,2 vid fortsatta beräkningar eftersom det ger de största vertikala sugkrafterna på byggnaden.



Formfaktorerna mitt på byggnaden.

Vindlasten för de olika zonerna skall kombineras för att ge det farligaste lastfallet. På en och samma takhalva får inte positiva och negativa värden användas. Fyra olika lastfall kan då erhållas enligt följande:

1. Maxvärden för ena takhalvan kombinerat med minimivärden för andra takhalva
2. Maxvärden för ena takhalvan kombinerat med maxvärden för andra takhalva
3. Minimivärden för ena takhalvan kombinerat med minimivärden för andra takhalvan
4. Minimivärden för ena takhalvan kombinerat med maxvärden för andra takhalvan

Största horisontella vindlasten fås genom lastfall 1. Största vertikala vindlasten fås genom lastfall 3. Detta kombineras i sin tur med invändig tryckkraft ($= c_{pi}: +0,2$).

Väggarnas netto vindlast

Nettovindlasten mot en byggnadsdel är skillnaden mellan ut- och invändig vindlast. Den fås genom att summera C_{pe} och C_{pi} med hänsyn till förtecknet (sug eller tryck).

$$\text{Vindlast mot väggzon A:} \quad q_{w.A} := q_{p.h} \cdot (C_{pe.A} - C_{pi}) = -0,85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Sug} \quad (5.1)$$

$$\text{Vindlast mot väggzon B:} \quad q_{w.B} := q_{p.h} \cdot (C_{pe.B} - C_{pi}) = -0,61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Sug}$$

$$\text{Vindlast mot väggzon C:} \quad q_{w.C} := q_{p.h} \cdot (C_{pe.C} - C_{pi}) = -0,43 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Sug}$$

$$\text{Vindlast mot väggzon D:} \quad q_{w.D} := q_{p.h} \cdot (C_{pe.D} - C_{pi}) = 0,32 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Tryck}$$

$$\text{Vindlast mot väggzon E:} \quad q_{w.E} := q_{p.h} \cdot (C_{pe.E} - C_{pi}) = -0,33 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \text{Sug}$$

Takets netto vindlast

Vindlast mot takzon F:	$q_{w.F.min} := q_{p.h} \cdot (C_{pe.F.min} - C_{pi}) = -0.72 \frac{kN}{m^2}$	Sug	(5.1)
	$q_{w.F.max} := q_{p.h} \cdot (C_{pe.F.max} - C_{pi}) = -0.01 \frac{kN}{m^2}$	Utjämnat	

Vindlast mot takzon G:	$q_{w.G.min} := q_{p.h} \cdot (C_{pe.G.min} - C_{pi}) = -0.63 \frac{kN}{m^2}$	Sug	
	$q_{w.G.max} := q_{p.h} \cdot (C_{pe.G.max} - C_{pi}) = -0.01 \frac{kN}{m^2}$	Utjämnat	

Vindlast mot takzon H:	$q_{w.H.min} := q_{p.h} \cdot (C_{pe.H.min} - C_{pi}) = -0.32 \frac{kN}{m^2}$	Sug	
	$q_{w.H.max} := q_{p.h} \cdot (C_{pe.H.max} - C_{pi}) = -0.01 \frac{kN}{m^2}$	Utjämnat	

Vindlast mot takzon I:	$q_{w.I.min} := q_{p.h} \cdot (C_{pe.I.min} - C_{pi}) = -0.38 \frac{kN}{m^2}$	Sug	
	$q_{w.I.max} := q_{p.h} \cdot (C_{pe.I.max} - C_{pi}) = -0.16 \frac{kN}{m^2}$	Sug	

Vindlast mot takzon J:	$q_{w.J.min} := q_{p.h} \cdot (C_{pe.J.min} - C_{pi}) = -0.66 \frac{kN}{m^2}$	Sug	
	$q_{w.J.max} := q_{p.h} \cdot (C_{pe.J.max} - C_{pi}) = -0.16 \frac{kN}{m^2}$	Sug	

Väggzonernas arealer

Väggzon A:	$A_A := 17.4 \text{ m}^2$	(längd = e/5)
Väggzon B:	$A_B := 85.7 \text{ m}^2$	(längd = 4/5*e)
Väggzon C:	$A_C := 26.3 \text{ m}^2$	(längd = d-e)
Väggzon D:	$A_D := L \cdot (h_1 + h_2 + h_3) = 266.2 \text{ m}^2$	
Väggzon E:	$A_E := L \cdot (h_1 + h_2 + h_3) = 266.2 \text{ m}^2$	

Takzonernas arealer

Lodrätta projektioner av takzonerna

$$\text{Takzon F:} \quad A_F := \frac{e}{4} \cdot \frac{e}{10} \cdot 2 = 12 \text{ m}^2$$

$$\text{Takzon G:} \quad A_G := \left(b - \left(\frac{e}{4} \cdot 2 \right) \right) \cdot \frac{e}{10} = 67 \text{ m}^2$$

$$\text{Takzon H:} \quad A_H := \left(\frac{d}{2} - \frac{e}{10} \right) \cdot b = 429 \text{ m}^2$$

$$\text{Takzon I:} \quad A_I := \left(\frac{d}{2} - \frac{e}{10} \right) \cdot b = 429 \text{ m}^2$$

$$\text{Takzon J:} \quad A_J := \frac{e}{10} \cdot b = 79 \text{ m}^2$$

Vindlastens horisontella resultat

$$\text{Inre formfaktor:} \quad C_{pi} = 0.20$$

$$\text{Takets lutning:} \quad \alpha = 14.0 \text{ deg}$$

$$\text{Horisontell vindlast för vägg- och takzonerna D-J:} \quad F_{w,D} := C_s C_d \cdot q_{w,D} \cdot A_D = 84.4 \text{ kN}$$

$$F_{w,E} := C_s C_d \cdot q_{w,E} \cdot A_E = -87.7 \text{ kN}$$

$$F_{w,F} := C_s C_d \cdot q_{w,F,max} \cdot \cos(90 \text{ deg} - \alpha) \cdot A_F = -0.0 \text{ kN}$$

$$F_{w,G} := C_s C_d \cdot q_{w,G,max} \cdot \cos(90 \text{ deg} - \alpha) \cdot A_G = -0.2 \text{ kN}$$

$$F_{w,H} := C_s C_d \cdot q_{w,H,max} \cdot \cos(90 \text{ deg} - \alpha) \cdot A_H = -1.3 \text{ kN}$$

$$F_{w,I} := C_s C_d \cdot q_{w,I,min} \cdot \cos(90 \text{ deg} - \alpha) \cdot A_I = -39.3 \text{ kN}$$

$$F_{w,J} := C_s C_d \cdot q_{w,J,min} \cdot \cos(90 \text{ deg} - \alpha) \cdot A_J = -12.5 \text{ kN}$$

$$\text{Väggarnas vindlast:} \quad F_{w,h,v\ddot{a}ggar} := F_{w,D} + (-F_{w,E}) = 172.1 \text{ kN}$$

$$\text{Takets vinlast:} \quad F_{w,h,tak} := F_{w,F} + F_{w,G} + F_{w,H} + (-F_{w,I}) + (-F_{w,J}) = 50.3 \text{ kN}$$

$$\text{Vindresultanten mot långsidan (bruksgränstillstånd):} \quad F_{w,h,0} := \gamma_e \cdot (F_{w,h,v\ddot{a}ggar} + F_{w,h,tak}) = 189.1 \text{ kN}$$

Samtidigt verkande vertikal vindresultant

Samtidigt vertikala vindlast för takzonerna:

$$F_{w.v.F} := C_s C_d \cdot q_{w.F.max} \cdot \cos(\alpha) \cdot A_F = -0.14 \text{ kN}$$

$$F_{w.v.G} := C_s C_d \cdot q_{w.G.max} \cdot \cos(\alpha) \cdot A_G = -0.79 \text{ kN}$$

$$F_{w.v.H} := C_s C_d \cdot q_{w.H.max} \cdot \cos(\alpha) \cdot A_H = -5.08 \text{ kN}$$

$$F_{w.v.I} := C_s C_d \cdot q_{w.I.min} \cdot \cos(\alpha) \cdot A_I = -157.60 \text{ kN}$$

$$F_{w.v.J} := C_s C_d \cdot q_{w.J.min} \cdot \cos(\alpha) \cdot A_J = -50.20 \text{ kN}$$

Vertikal vindresultant (bruksgränstillstånd):

$$F_{w.v} := \gamma_e \cdot (F_{w.v.F} + F_{w.v.G} + F_{w.v.H} + F_{w.v.I} + F_{w.v.J}) = -181.7 \text{ kN}$$

Största vertikala sugkraften

Största vertikala sugkraften då det blåser mot långsidan.

Vertikal vindlast för takzonerna:

$$F_{w.v.F} := C_s C_d \cdot q_{w.F.min} \cdot \cos(\alpha) \cdot A_F = -8.35 \text{ kN}$$

$$F_{w.v.G} := C_s C_d \cdot q_{w.G.min} \cdot \cos(\alpha) \cdot A_G = -40.99 \text{ kN}$$

$$F_{w.v.H} := C_s C_d \cdot q_{w.H.min} \cdot \cos(\alpha) \cdot A_H = -134.72 \text{ kN}$$

$$F_{w.v.I} := C_s C_d \cdot q_{w.I.min} \cdot \cos(\alpha) \cdot A_I = -157.60 \text{ kN}$$

$$F_{w.v.J} := C_s C_d \cdot q_{w.J.min} \cdot \cos(\alpha) \cdot A_J = -50.20 \text{ kN}$$

Vertikal vindresultant (bruksgränstillstånd):

$$F_{w.v.0} := \gamma_e \cdot (F_{w.v.F} + F_{w.v.G} + F_{w.v.H} + F_{w.v.I} + F_{w.v.J}) = -333.1 \text{ kN}$$

2.2.2 Vindlast mot kortsida $\theta := 90$

Vindhastighetstrycket:	$q_{p,h} = 0.61 \frac{kN}{m^2}$	
Byggnadens längd i vindriktningen:	$d := L = 50.8 \text{ m}$	
Byggnadens längd i vinkelrätt vindriktningen:	$b := B = 20.0 \text{ m}$	
Byggnadens höjd tillnock:	$h := H = 7.73 \text{ m}$	
Hjälpmått:	$e := \min(b, 2 \cdot h) = 15.5 \text{ m}$	
Förhållandet mellan byggnadens höjd och djup:	$\frac{h}{d} = 0.15$	
Korrelationsfaktor:	$\gamma_e := 0.85$	0,85 ifall $h/d < 1$ (5.9S)
Bärverksfaktor:	$C_s C_d := 1.0$	(6.2)
Formfaktorer för väggzoner:	$C_{pe,A} := -1.20$	(tab. 7.1)
	$C_{pe,B} := -0.80$	
	$C_{pe,C} := -0.50$	
	$C_{pe,D} := 0.70$	
	$C_{pe,E} := -0.30$	
Formfaktorer för takzoner (Åstak, 14 graders lutning):	$C_{pe,F} := -1.49$	(tab. 7.4b)
	$C_{pe,G} := -1.30$	
	$C_{pe,H} := -0.61$	
	$C_{pe,I} := -0.50$	
Formfaktorer, invändigt:	$C_{pi} := 0.2$	(7.2.9)

C_{pi} väljs enligt tidigare till +0,2, se avsnitt för vindlast mot långsidan.

Vindlasten för de olika zonerna skall kombineras för att ge det farligaste lastfallet. På en och samma takhalva får inte positiva och negativa värden användas.

Väggarnas netto vindlast

Netto vindlast mot en delyta är skillnaden mellan ut- och invändig vindlast. Den fås genom att slå samman c_{pe} och c_{pi} med hänsyn till förtecknet (sug eller tryck).

$$\text{Vindlast mot väggzon A:} \quad q_{w,A} := q_{p,h} \cdot (C_{pe,A} - C_{pi}) = -0.85 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug} \quad (5.1)$$

$$\text{Vindlast mot väggzon B:} \quad q_{w,B} := q_{p,h} \cdot (C_{pe,B} - C_{pi}) = -0.61 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$\text{Vindlast mot väggzon C:} \quad q_{w,C} := q_{p,h} \cdot (C_{pe,C} - C_{pi}) = -0.43 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$\text{Vindlast mot väggzon D:} \quad q_{w,D} := q_{p,h} \cdot (C_{pe,D} - C_{pi}) = 0.31 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Tryck}$$

$$\text{Vindlast mot väggzon E:} \quad q_{w,E} := q_{p,h} \cdot (C_{pe,E} - C_{pi}) = -0.31 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

Takets netto vindlast

$$\text{Vindlast mot takzon F:} \quad q_{w,F} := q_{p,h} \cdot (C_{pe,F} - C_{pi}) = -1.03 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug} \quad (5.1)$$

$$\text{Vindlast mot takzon G:} \quad q_{w,G} := q_{p,h} \cdot (C_{pe,G} - C_{pi}) = -0.92 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$\text{Vindlast mot takzon H:} \quad q_{w,H} := q_{p,h} \cdot (C_{pe,H} - C_{pi}) = -0.49 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

$$\text{Vindlast mot takzon I:} \quad q_{w,I} := q_{p,h} \cdot (C_{pe,I} - C_{pi}) = -0.43 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Sug}$$

Friktionskraft

Vid vind mot kortsidan behöver friktionskraft beaktas.

Ytans grovhet (profilplåt): $C_{fr} := 0.04$ (tab. 7.10)

Längd av byggnaden där friktionskraften verkar: $L_{fr} := d - \min(2 \cdot b, 4 \cdot h) = 19.9 \text{ m}$

Väggyta: $A_{fr.vägg} := 2 \cdot L_{fr} \cdot (h_2 + h_3) = 188 \text{ m}^2$

Takyta: $A_{fr.tak} := L_{fr} \cdot \left(\frac{B}{\cos(\alpha)} \right) = 410 \text{ m}^2$

Väggarnas friktionskraft: $F_{fr.vägg} := C_{fr} \cdot q_{p,h} \cdot A_{fr.vägg} = 4.6 \text{ kN}$ (5.7)

Takets friktionskraft: $F_{fr.tak} := C_{fr} \cdot q_{p,h} \cdot A_{fr.tak} = 10.0 \text{ kN}$ (5.7)

Total friktionskraft: $F_{fr} := F_{fr.vägg} + F_{fr.tak} = 14.6 \text{ kN}$

Väggzonernas arealer

Väggzon A: $A_A := \frac{e}{5} \cdot (h_1 + h_2 + h_3) = 16 \text{ m}^2$

Väggzon B: $A_B := \left(\frac{4}{5} \cdot e \right) \cdot (h_1 + h_2 + h_3) = 65 \text{ m}^2$

Väggzon C: $A_C := (d - e) \cdot (h_1 + h_2 + h_3) = 185 \text{ m}^2$

Väggzon D: $A_D := B \cdot (h_1 + h_2 + h_3) + \frac{B \cdot h_{\Delta}}{2} = 130 \text{ m}^2$

Väggzon E: $A_E := B \cdot (h_1 + h_2 + h_3) + \frac{B \cdot h_{\Delta}}{2} = 130 \text{ m}^2$

Takzonernas arealer

Lodrätta projektioner.

Takzon F: $A_F := \frac{e}{4} \cdot \frac{e}{10} \cdot 2 = 12 \text{ m}^2$

Takzon G: $A_G := \left(b - \left(\frac{e}{4} \cdot 2 \right) \right) \cdot \frac{e}{10} = 19 \text{ m}^2$

Takzon H: $A_H := b \cdot \left(\frac{e}{2} - \frac{e}{10} \right) = 124 \text{ m}^2$

Takzon I: $A_I := \left(d - \frac{e}{2} \right) \cdot b = 861 \text{ m}^2$

Vindlastens horisontella resultant

Väggzonernas vindlast D-E: $F_{w.D} := C_s C_d \cdot q_{w.D} \cdot A_D = 39.6 \text{ kN}$

$$F_{w.E} := C_s C_d \cdot q_{w.E} \cdot A_E = -39.6 \text{ kN}$$

Vindresultanten mot kortsidan (bruksgränstillstånd): $F_{w.h.90} := \gamma_e \cdot (F_{w.D} + (-F_{w.E})) + F_{fr} = 81.8 \text{ kN}$

Samtidigt verkande vertikal vindresultant

Vertikal vindlast för takzonerna F-I: $F_{w.v.F} := C_s C_d \cdot q_{w.F} \cdot \cos(\alpha) \cdot A_F = -11.95 \text{ kN}$

$$F_{w.v.G} := C_s C_d \cdot q_{w.G} \cdot \cos(\alpha) \cdot A_G = -16.84 \text{ kN}$$

$$F_{w.v.H} := C_s C_d \cdot q_{w.H} \cdot \cos(\alpha) \cdot A_H = -59.30 \text{ kN}$$

$$F_{w.v.I} := C_s C_d \cdot q_{w.I} \cdot \cos(\alpha) \cdot A_I = -356.89 \text{ kN}$$

Den vertikala vindresultanten (bruksgränstillstånd): $F_{w.v.90} := \gamma_e \cdot (F_{w.v.F} + F_{w.v.G} + F_{w.v.H} + F_{w.v.I}) = -378.2 \text{ kN}$

2.2.3 Vindlast mot väggregel c600

Här beräknas vindlasten mot en väggregel vid väggyta A

Formel för vindlast mot bärverk: $F_w = F_{we} + F_{wi} \quad (5.8S)$

Referens vindhastighetstryck: $q_{p,h} := q_{p,z} = 0.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Bärverksfaktor: $C_s C_d = 1.00$ enligt tidigare

Yttre formfaktor: $C_{pe,A} := -1.32$ för en yta på $0,6 * 4 \text{ m}$

Inre formfaktor: $C_{pi} = 0.20$

Yttre vindlast: $F_{we} := C_s C_d \cdot q_{p,h} \cdot C_{pe,A} = -0.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Inre vindlast: $F_{wi} := C_s C_d \cdot q_{p,h} \cdot C_{pi} = 0.12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Netto vindlast: $q_{w,A} := F_{we} + (-F_{wi}) = -0.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Som linjelast mot väggregel: $w_{k,A.600} := q_{w,A} \cdot 0.6 \text{ m} = -0.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Summering

Vindresultant med kraftfaktorn C_f

Horisontell vindresultant mot långsida: $F_{w.h.1} = 312.7 \text{ kN}$

Horisontell vindresultant mot kortsida: $F_{w.h.2} = 86.1 \text{ kN}$

Vindresultant med formfaktor C_{pe} och C_{pi}

Horisontell vindresultant mot långsida: $F_{w.h.0} = 189.1 \text{ kN}$

Horisontell vindresultant mot kortsida: $F_{w.h.90} = 81.8 \text{ kN}$

Vertikal vindresultant vid vind mot långsida: $F_{w.v.0} = -333.1 \text{ kN}$

Vertikal vindresultant vid vind mot kortsida: $F_{w.v.90} = -378.2 \text{ kN}$

Skillnaden mellan den horisontella vindresultaten med kraftfaktor och formfaktor

Vind mot långsidan: $1 - \frac{F_{w.h.0}}{F_{w.h.1}} = 40\%$

Vind mot kortsidan: $1 - \frac{F_{w.h.90}}{F_{w.h.2}} = 5\%$

- Beräkning av vindresultanten med formfaktorerna gav mot långsidan ett betydligt mindre värde. Detta beror på att när man beräknar vindlasten med kraftfaktorn beaktar denna inte takets form utan ser byggnaden som en rektangulär låda med höjden = byggnadens höjd tillnock.
- Skillnaden är typisk för låga byggnader med åstak. Vid höga och slanka byggnader ger metoderna ungefär liknande värden.
- Vid beräkning av vindlasterna anses att dörrar och fönster hålls stängda under hård vind och storm.
- Byggnaden dimensioneras mot vindlasten framtagen med formfaktorerna.

BILAGA 2

Dimensionering av produktionshallens träregelstomme

Dimensionering av produktionshallens träregelstomme

I denna dimensioneringsuppgift används följande fyra olika lastfallskombinationer

1. Snölast som huvudlast (medellång varaktighet)
2. Snölast som huvudlast + 60% vindlast (medellång varaktighet)
3. Vindlast som huvudlast + 70% snölast (momentan varaktighet)
4. Vindlast som huvudlast + reducerade egenvikter (momentan varaktighet)

Handboken RIL 205-1-2009 har använts som stöd

Byggnaden tillhör konsekvensklass: CC2

Lastkoefficienten K_{FI} blir då: $K_{FI} := 1.0$

Lasteffekter bestäms i brottgränstillstånd ur: $1.15 \cdot K_{FI} \cdot G_{k,j} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot Q_{k1} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$

dock alltid minst:

$$1.35 \cdot K_{FI} \cdot G_{k,j}$$

Yttre egenvikter och nyttolaster

Övrebjälklagets egenvikt: $g_{k,1} := 0.60 \frac{kN}{m^2}$

Installationer (EI/VVS): $g_{k,2} := 0.10 \frac{kN}{m^2}$

Ytterväggens egenvikt: $g_{k,3} := 0.50 \frac{kN}{m^2}$

Snölast på tak: $q_{k,1} := 1.60 \frac{kN}{m^2}$

Vindhastighetstryckets referensvärde: $q_{p,z} := 0.61 \frac{kN}{m^2}$

Geometri

Takstolens längd: $L_1 := 20.0 \text{ m}$

Takfotens bredd: $L_2 := 0.70 \text{ m}$

Träregelns längd: $L_3 := 4.041 \text{ m}$

Träregelväggens höjd: $L_4 := 4.137 \text{ m}$

Lastbredd för ytterväggsregel: $c_{600} := 0.6 \text{ m}$

Lasteffekter i brukstillstånd

Vertikala laster

Karakteristisk linjelast vid ÖK yttervägg pga egenvikter:

$$P_{gk.1} := \frac{L_1}{2} \cdot (g_{k.1} + g_{k.2}) + (L_2 \cdot g_{k.1}) = 7.42 \frac{kN}{m}$$

Karakteristisk linjelast vid UK yttervägg pga väggens egenvikt:

$$P_{gk.2} := g_{k.3} \cdot L_4 = 2.07 \frac{kN}{m}$$

Karakteristisk linjelast vid yttervägg pga nyttolast:

$$P_{qk.1} := \left(\frac{L_1}{2} + L_2 \right) \cdot q_{k.1} = 17.12 \frac{kN}{m}$$

1. Hammarband

Hammarbandet kontrolleras endast mot stämpeltryck i lastfallet med 100 % snölast

Hammarbandets hållfasthetsegenskaper C24

Böjhållfasthet:	$f_{m.k} := 24 \text{ MPa}$	(tab. 3.4.1S)
Skjuvhållfasthet:	$f_{v.k} := 2.5 \text{ MPa}$	
Tryckhållfasthet parallellt fiberriktningen:	$f_{c.0.k} := 21 \text{ MPa}$	
Tryckhållfasthet vinkelrätt fiberriktningen:	$f_{c.90.k} := 2.5 \text{ MPa}$	
Elasticitetsmodul parallellt fibrerna:	$E_{0,mean} := 11000 \text{ MPa}$	
Materialets partialkoefficient:	$\gamma_m := 1.4$	(tab 2.10)

Hammarbandets dimensioner

Hammarbandets tvärsnittshöjd (z-led):	$h := 198 \text{ mm}$
Hammarbandets tvärsnittsbredd (y-led):	$b := 48 \text{ mm}$

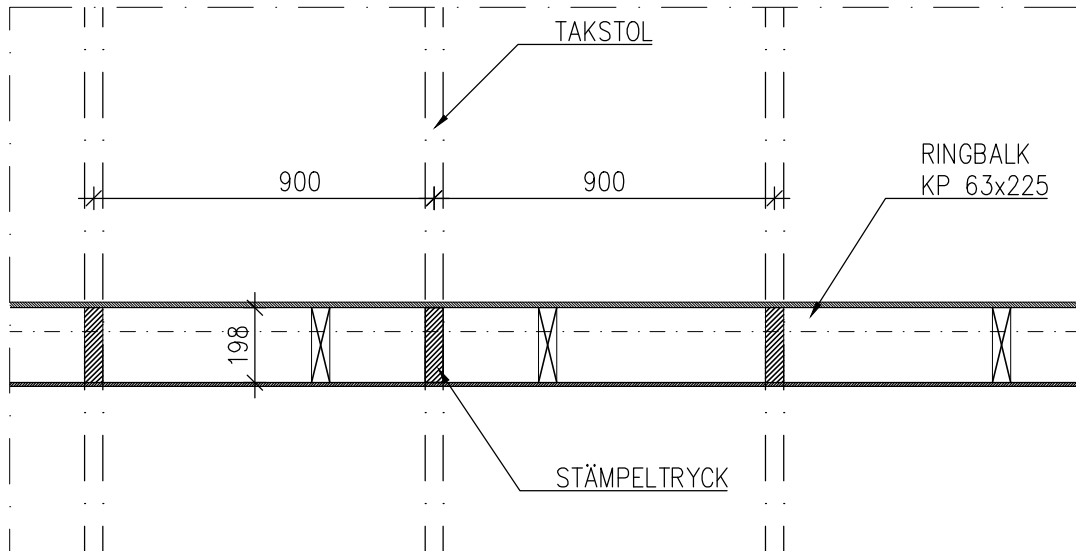
Verkande karakteristiska krafter

Takstolarnas c/c mått = lastbredd	$c_{takstol} := 900 \text{ mm}$
Vertikal kraft pga egenvikt:	$F_{g.k} := P_{gk.1} \cdot c_{takstol} = 6.68 \text{ kN}$
Vertikal kraft pga nyttolast:	$F_{q.k} := P_{qk.1} \cdot c_{takstol} = 15.41 \text{ kN}$

1.1 Kontroll av stämpeltryck i hammarband

LF: Snölast som huvudlast

Tidklass (medellång) $k_{mod} := 0.8$



Dimensionerande kraft:

$$F_{Ed} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot F_{g,k} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot F_{q,k} = 30.8 \text{ kN}$$

Stämpeltrycket:

$$\sigma_{c,90,d} := \frac{F_{Ed}}{b \cdot h} = 3.24 \text{ MPa}$$

Kontaktytans längd i fiberriktningen:

$$l := b = 48 \text{ mm}$$

Avstånd mellan kontaktrycken:

$$l_1 := 852 \text{ mm}$$

Avstånd till hammarbandets ända:

$$a := 30 \text{ mm} \quad = \text{Detta förutsätter att hammarbandet skarvas på ett avstånd på minst 30 mm ifrån en takstol.}$$

Kontaktytans effektiva längd $l_{c,90,ef}$:

$$l_{c,90,ef} := l + \left(\min \left(30 \text{ mm} + 30 \text{ mm}, 30 \text{ mm} + a, l, \frac{l_1}{2} \right) \right) = 96 \text{ mm}$$

Faktor som beaktar lastens utbredning samt materialets sprickegenskaper:

$$k_{c,90} := 1.25 \quad \text{Då } l_1 > 2 \cdot h \quad (6.4S)$$

Stämpeltrycksfaktor:

$$k_c := \frac{l_{c,90,ef}}{l} \cdot k_{c,90} = 2.5 \quad (6.4S)$$

Dimensionerande tryckhållfasthet:

$$f_{c,90,d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_m} = 1.429 \text{ MPa}$$

Krav som skall uppfyllas:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_c \cdot f_{c,90,d} \quad (6.3)$$

Utnyttjandegraden:

$$\eta_1 := \frac{\sigma_{c,90,d}}{k_c \cdot f_{c,90,d}} = 90.7\% \quad \text{OK}$$

2. Bärbalk under hammarband

Bärbalken kontrolleras endast mot lastfallet med 100 % snölast

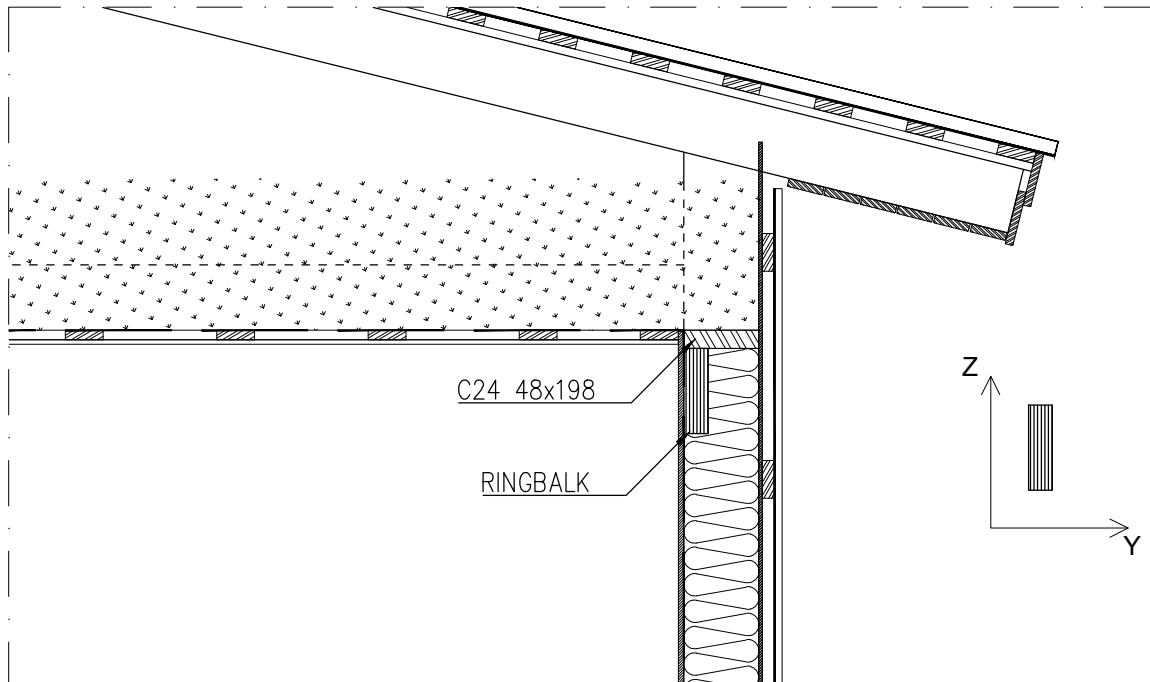
Bärbalken är kontinuerlig längs hela långsidan och har till uppgift:

1. Fördela lasterna över väggreglarna
2. Fördela laster över öppningar (fönster, dörrar) till öppningens sidoreglar

Avväxlingsbalken över lyftdörrarna kontrolleras senare

Bärbalkens hållfasthetsegenskaper Kerto-S

Böjhållfasthet:	$f_{m,k} := 44 \text{ MPa}$	(tab. 3.4.1S)
Skjuvhållfasthet:	$f_{v,k} := 4.1 \text{ MPa}$	
Tryckhållfasthet parallellt fiberriktningen:	$f_{c,0,k} := 35 \text{ MPa}$	
Tryckhållfasthet vinkelrätt fiberriktningen:	$f_{c,90,edge,k} := 6.0 \text{ MPa}$	
Elasticitetsmodul, karakteristisk:	$E_{0,05} := 11600 \text{ MPa}$	
Elasticitetsmodul parallellt fibrerna:	$E_{0,mean} := 13800 \text{ MPa}$	
Materialets partialkoefficient:	$\gamma_m := 1.2$	(tab 2.10)



Längder och dimensioner

Bärbalkens höjd (z-riktning)

$$h_{balk} := 225 \text{ mm}$$

Bärbalkens bredd (y-riktning)

$$b_{balk} := 63 \text{ mm}$$

Bärbalkens längsta spännvidd:

$$L_{ef} := 1.3 \text{ m} \quad (\text{vid dörr } 12 \times 21)$$

Avstånd från stöd A till takstol:

$$s_1 := \frac{L_{ef}}{2} = 0.65 \text{ m}$$

(Takstol mitt på balken)

Avstånd från takstol till stöd B:

$$s_2 := \frac{L_{ef}}{2} = 0.65 \text{ m}$$

Hammarbandets bärförmåga anses som obetydlig och dess bärförmåga försummas. Bärbalken dimensioneras mot en punklast = takstolens stödreaktion.

Vertikala krafter

Vertikal kraft pga övrebjälklagets egenvikt:

$$F_{g,k} := P_{gk.1} \cdot c_{takstol} = 6.68 \text{ kN}$$

Vertikal kraft pga nyttolast:

$$F_{q,k} := P_{qk.1} \cdot c_{takstol} = 15.41 \text{ kN}$$

Dimensionerande kraft:

$$F_{Ed} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot F_{g,k} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot F_{q,k} = 30.8 \text{ kN}$$

Stödreaktion

Stödreaktionerna på stöd A och B:

$$R_{max} := \frac{F_{Ed}}{2} = 15.396 \text{ kN}$$

Tvärkraft

Dimensionerande tvärkraft:

$$V_{Ed} := R_{max} = 15.396 \text{ kN}$$

Moment

Dimensionerande moment i balkens fältmitt:

$$M_{Ed} := \frac{F_{Ed} \cdot s_1 \cdot s_2}{L_{ef}} = 10.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.1 Kontroll mot böjspänning

LF: Snölast som huvudlast
Tidklass (medellång) $k_{mod} := 0.8$

Dimensionerande moment: $M_{Ed} = 10.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Tvårsnittets böjmotstånd: $W := \frac{1}{6} \cdot b_{balk} \cdot (h_{balk})^2 = 0.000532 \text{ m}^3$

Böjspänning: $\sigma_{m.y.d} := \frac{M_{Ed}}{W} = 18.8 \text{ MPa}$

Böjhållfasthet: $f_{m.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.k}}{\gamma_m} = 29.3 \text{ MPa}$

Utnyttjandegraden: $\eta_2 := \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.d}} = 64.2\%$

2.2 Kontroll mot tvärkraft

LF: Snölast som huvudlast
Tidklass (medellång) $k_{mod} := 0.8$

Dimensionerande tvärkraft: $V_{Ed} := R_{max} = 15.396 \text{ kN}$

Faktor för effektiv balkbredd för klimatklass 1: $k_{cr} := 1.0 \quad (6.13a)$

Effektiv balkbredd: $b_{ef} := k_{cr} \cdot b_{balk} = 63 \text{ mm}$

Balkens höjd: $h_{balk} = 225 \text{ mm}$

Skjuvspänning: $\tau_d := \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{Ed}}{b_{ef} \cdot h_{balk}} = 1.629 \text{ MPa}$

Skjuvhållfasthet: $f_{v.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{v.k}}{\gamma_m} = 2.733 \text{ MPa}$

Utnyttjandegraden: $\eta_3 := \frac{\tau_d}{f_{v.d}} = 59.6\%$

2.3 Kontroll av stämpeltrycket i bärbalken

LF: Snölast som huvudlast
Tidklass (medellång) $k_{mod} := 0.8$

Dimensionerande upplagskraft: $R_{Ed} := R_{max} = 15.396 \text{ kN}$

Stämpeltrycket: $\sigma_{c.90.d} := \frac{R_{Ed}}{b_{balk} \cdot 48 \text{ mm}} = 5.091 \text{ MPa}$

Kontaktytans längd i fiberriktningen: $l := b = 48 \text{ mm}$

Avstånd mellan kontaktrycken: $l_1 := 1210 \text{ mm}$ (= dörröppningen)

Avstånd till bärbalkens ända: $a := 0 \text{ mm}$

Kontaktytans effektiva längd $l_{c.90.ef}$:

$$l_{c.90.ef} := l + \left(\min \left(30 \text{ mm} + 30 \text{ mm}, 30 \text{ mm} + a, l, \frac{l_1}{2} \right) \right) = 78 \text{ mm}$$

Faktor som beaktar lastens utbredning samt materialets sprickegenskaper: $k_{c.90} := 1.0$ (6.4S)

Stämpeltrycksfaktor: $k_c := \frac{l_{c.90.ef}}{l} \cdot k_{c.90} = 1.625$ (6.4S)

Dimensionerande tryckhållfasthet: $f_{c.90.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.90.edge.k}}{\gamma_m} = 4 \text{ MPa}$

Krav som skall uppfyllas: $\sigma_{c.90.d} \leq k_c \cdot f_{c.90.d}$ (6.3)

Utnyttjandegraden: $\eta_4 := \frac{\sigma_{c.90.d}}{k_c \cdot f_{c.90.d}} = 78.3\%$ **OK**

2.4 Kontroll av nedböjning

Nedböjning beräknas i brukstillstånd

$$k_{def} := 0.6 \quad (\text{tab 3.2})$$

$$\psi_{2.1} := 0.2 \quad (\text{tab 2.2-FI})$$

Vertikal kraft pga egenvikt:

$$F_{g,k} := P_{gk.1} \cdot c_{takstol} = 6.68 \text{ kN}$$

Vertikal kraft pga nyttolast:

$$F_{q,k} := P_{qk.1} \cdot c_{takstol} = 15.41 \text{ kN}$$

Vertikal kraft totalt:

$$F_{k,tot} := F_{g,k} + F_{q,k} = 22.086 \text{ kN}$$

Momentan nedböjning

Balkens tröghetsmoment kring
y-axeln:

$$I_{y,balk} := \frac{(b_{balk}) \cdot (h_{balk})^3}{12} = (5.98 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

Momentan nedböjning av enhetslast
1,0 kN:

$$w_{inst} := \frac{1 \text{ kN} \cdot (L_{ef})^3}{48 \cdot E_{0,mean} \cdot I_{y,balk}} = 0.0555 \text{ mm}$$

Momentan nedböjning av lasten $F_{k,tot}$:

$$w_{inst.Fk} := w_{inst} \cdot \left(\frac{F_{k,tot}}{1 \text{ kN}} \right) = 1.2250 \text{ mm}$$

Utnyttjandegrad med hänsyn till
momentan nedböjning ($L/400$):

$$\eta_5 := \frac{w_{inst.Fk}}{\frac{L_{ef}}{400}} = 37.7\%$$

Slutlig nedböjning

Slutlig nedböjning av egenvikt:

$$w_g := w_{inst} \cdot \left(\frac{(1 + k_{def}) \cdot F_{g,k}}{1 \text{ kN}} \right) = 0.5926 \text{ mm}$$

Slutlig nedböjning av nyttolast:

$$w_q := w_{inst} \cdot \left(\frac{(1 + k_{def} \cdot \psi_{2.1}) \cdot F_{q,k}}{1 \text{ kN}} \right) = 0.9571 \text{ mm}$$

Slutlig nedböjning totalt:

$$w_{fin} := w_g + w_q = 1.55 \text{ mm}$$

Krav för nedböjning:

$$\frac{L_{ef}}{300} = 4.333 \text{ mm}$$

Utnyttjandegrad med hänsyn till
nedböjning ($L/300$):

$$\eta_6 := \frac{w_{fin}}{\frac{L_{ef}}{300}} = 35.8\%$$

3. Ytterväggsreglar

Väggreglarna är förhindrade mot knäckning i deras vekare riktning med skivor på båda sidorna.

Väggreglarna kontrolleras mot följande tre lastfall:

Full snölast

Full snölast + 60 % Vindlast

Full vindlast + 70 % Snölast

Lastfallskombination i brottgränstillstånd: $1.15 \cdot K_{FI} \cdot G_{k.1} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot Q_k + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot (\psi_0 \cdot Q_k)$

Väggregelns hållfasthetsegenskaper C24

Böjhållfasthet: $f_{m.k} := 24 \text{ MPa}$ (tab. 3.3S)

Tryckhållfasthet parallellt fiberriktningen: $f_{c.0.k} := 21 \text{ MPa}$

Tryckhållfasthet vinkelrätt fiberriktningen: $f_{c.90.k} := 2.5 \text{ MPa}$

Elasticitetsmodul, karakteristisk: $E_{0.05} := 7400 \text{ MPa}$

Elasticitetsmodul parallellt fibrerna: $E_{0.mean} := 11000 \text{ MPa}$

Materialets partialkoefficient: $\gamma_m := 1.4$ (tab 2.10)

Behövda dimensioner och längder

Väggregelns tvärsnittshöjd (z-riktning): $h_{regel} := 198 \text{ mm}$

Väggregelns tvärsnittsbredd (y-riktning): $b_{regel} := 48 \text{ mm}$

Väggregelns längd $L_3 = 4.041 \text{ m}$

Lastbredd för ytterväggsregel $c_{600} = 0.6 \text{ m}$

3.1 Ytterväggsreglar på c600

Hammarbandet samt bärbalken fördelar lasterna jämt över väggreglarna vilket betyder att en väggregel tar upp last från bredden 0,6 m

Vertikala laster

Ytterväggsregelns lastbredd: $c_{600} = 600 \text{ mm}$

Normalkraft pga egenvikt: $N_{gk.1} := (P_{gk.1} + P_{gk.2}) \cdot c_{600} = 5.69 \text{ kN}$

Normalkraft pga snölast: $N_{qk.1} := P_{qk.1} \cdot c_{600} = 10.27 \text{ kN}$

Horisontella laster

Vindlasten utreds i bilaga 1

Netto vindlast mot zon A: $q_{w.A} := 0.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ se bilaga 1

Som utbredd linjelast mot väggregel: $w_k := q_{w.A} \cdot c_{600} = 0.56 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Moment

Karakteristiskt max moment orsakad av vindlast på väggregel: $M_k := \frac{w_k \cdot (L_3)^2}{8} = 1.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$

3.1.1 Kontroll mot knäckning i styvare riktningen

LF: Snölast som huvudlast

Tidklass (medellång) $k_{mod} := 0.8$

Dimensionerande normalkraft i väggregel på c600:

$$N_{Ed} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot N_{gk.1} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot N_{qk.1} = 21.96 \text{ kN}$$

Väggregelns knäcklängd:

$$L_{c,z} := 1.0 \cdot L_3 = 4041 \text{ mm} \quad (\text{ledat infäst} = 1,0 \text{ enl. tab. 6.1S})$$

Väggregelns tröghetsmoment kring y-axeln:

$$I_y := \frac{b_{regel} \cdot (h_{regel})^3}{12} = (3.10 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

Tröghetsradie i knäckriktningen:

$$i_y := \sqrt{\frac{I_y}{b_{regel} \cdot h_{regel}}} = 57.2 \text{ mm} \quad (6.20.2S)$$

Absolut slankhet:

$$\lambda_y := \frac{L_{c,z}}{i_y} = 70.699 \quad (6.20.2S)$$

Relativ slankhet:

$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0,k}}{E_{0.05}}} = 1.199 \quad (6.21)$$

Faktor som beaktar virkets rakhet:

$$\beta_c := 0.2 \quad (\text{=för sågat virke}) \quad (6.29)$$

Hjälpkoefficient:

$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + (\lambda_{rel,y})^2) = 1.308 \quad (6.27)$$

Reduktionsfaktor med hänsyn till knäckning:

$$k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.546 \quad (6.25)$$

Tryckspänning pga normalkraft:

$$\sigma_{c.0,d} := \frac{N_{Ed}}{b_{regel} \cdot h_{regel}} = 2.31 \text{ MPa}$$

Tryckhållfasthet:

$$f_{c.0,d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.0,k}}{\gamma_m} = 12.0 \text{ MPa}$$

Krav som skall uppfyllas :

$$\frac{\sigma_{c.0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c.0,d}} \leq 1 \quad (6.23)$$

Utnyttjandegraden:

$$\eta_7 := \frac{\sigma_{c.0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c.0,d}} = 35.3\%$$

3.1.2 Kontroll mot knäckning i styvare riktningen

LF: Snölast som huvudlast. Vindlast deltar med kombinationsfaktor $\psi_0 := 0.6$

Tidklass (momentan) $k_{mod} := 1.1$

Dimensionerande normalkraft: $N_{Ed} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot N_{gk.1} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot N_{qk.1} = 21.96 \text{ kN}$

Dimensionerande moment: $M_{Ed} := 1.5 \cdot K_{FI} \cdot (\psi_0 \cdot M_k) = 1.03 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Reduktionsfaktor med hänsyn till knäckning: $k_{c,y} = 0.546$ (enligt tidigare)

Tryckspänning pga normalkraft: $\sigma_{c.0.d} := \frac{N_{Ed}}{b_{regel} \cdot h_{regel}} = 2.31 \text{ MPa}$

Tryckhållfasthet: $f_{c.0.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.0.k}}{\gamma_m} = 16.50 \text{ MPa}$

Böjspänning orsakad av moment: $\sigma_{m.y.d} := \frac{M_{Ed}}{\frac{1}{6} \cdot b_{regel} \cdot (h_{regel})^2} = 3.27 \text{ MPa}$

Böjhållfasthet: $f_{m.y.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.k}}{\gamma_m} = 18.86 \text{ MPa}$

Krav då normalkraft och moment verkar samtidigt: $\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c,y} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \leq 1$ (6.23)

Utnyttjandegraden: $\eta_8 := \frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c,y} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} = 43.0\% \quad \text{OK}$

3.1.3 Kontroll mot knäckning i styvare riktningen

LF: Vindlast som huvudlast. Snölast deltar med kombinationsfaktor $\psi_0 := 0.7$

Tidklass (momentan) $k_{mod} := 1.1$

Dimensionerande normalkraft: $N_{Ed} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot N_{gk.1} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot (\psi_0 \cdot N_{qk.1}) = 17.3 \text{ kN}$

Dimensionerande moment: $M_{Ed} := 1.5 \cdot K_{FI} \cdot M_k = 1.71 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Reduktionsfaktor med hänsyn till knäckning: $k_{c.y} = 0.546$ (enligt tidigare)

Tryckspänning pga normalkraft: $\sigma_{c.0.d} := \frac{N_{Ed}}{b_{regel} \cdot h_{regel}} = 1.82 \text{ MPa}$

Tryckhållfasthet: $f_{c.0.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.0.k}}{\gamma_m} = 16.50 \text{ MPa}$

Böjspänning orsakad av moment: $\sigma_{m.y.d} := \frac{M_{Ed}}{\frac{1}{6} \cdot b_{regel} \cdot (h_{regel})^2} = 5.45 \text{ MPa}$

Böjhållfasthet: $f_{m.y.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.k}}{\gamma_m} = 18.86 \text{ MPa}$

Krav då normalkraft och moment verkar samtidigt: $\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c.y} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \leq 1$ (6.23)

Utnyttjandegraden: $\eta_9 := \frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c.y} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} = 49.1\% \quad \text{OK}$

3.1.4 Kontroll av stämpeltryck i syllplankan

LF: Snölast som huvudlast

Tidklass (medellång) $k_{mod} := 0.8$

Väggreglar på c/c 600 mm

Dimensionerande normalkraft: $N_{Ed} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot N_{gk.1} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot N_{qk.1} = 21.96 \text{ kN}$

Stämpeltrycket: $\sigma_{c.90.d} := \frac{N_{Ed}}{b_{regel} \cdot h_{regel}} = 2.31 \text{ MPa}$

Kontaktytans längd i
fibreriktningen: $l := b_{regel} = 48 \text{ mm}$

Avstånd mellan kontakttrycken: $l_1 := 552 \text{ mm}$

Avstånd till syllens ända: $a := 30 \text{ mm}$

Faktor $k_{c.90}$: $k_{c.90} := 1.25$ Då $l_1 > 2 \cdot h$ (6.4S)

Kontaktytans effektiva längd:

$$l_{c.90.ef} := l + \left(\min \left(30 \text{ mm} + 30 \text{ mm}, 30 \text{ mm} + a, l, \frac{l_1}{2} \right) \right) = 96 \text{ mm}$$

Faktor som beaktar lastens utbredning
samt materialets sprickegenskaper: $k_{c.90} := 1.25$ Då $l_1 > 2 \cdot h$

Stämpeltrycksfaktor: $k_c := \frac{l_{c.90.ef}}{l} \cdot k_{c.90} = 2.5$ (6.4S)

Dimensionerande tryckhållfasthet: $f_{c.90.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.90.k}}{\gamma_m} = 1.429 \text{ MPa}$

Krav: $\sigma_{c.90.d} \leq k_c \cdot f_{c.90.d}$ (6.3)

Utnyttjandegraden: $\eta_{10} := \frac{\sigma_{c.90.d}}{k_c \cdot f_{c.90.d}} = 64.7\%$ **OK**

3.1.5 Kontroll av väggregelns utböjning

Utböjningen kontrolleras i brukstillstånd

Koefficient för deformationsberäkning (sågat virke):

$$k_{def} := 0.6 \quad (\text{tab 3.2})$$

Väggregelns längd:

$$L_3 = 4.041 \text{ m}$$

Vindlast:

$$w_k = 0.558 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Momentan utböjning

Väggregelns tröghetsmoment kring y-axeln:

$$I_{y.regel} := \frac{b_{regel} \cdot (h_{regel})^3}{12} = (3.10 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$$

Momentan utböjning av enhetslast 1,0 kN/m:

$$w_{inst} := \frac{5}{384} \cdot \frac{1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L_3^4}{E_{0.mean} \cdot I_{y.regel}} = 10.166 \text{ mm}$$

Momentan utböjning av vindlasten:

$$w_{inst.wk} := w_{inst} \cdot \left(\frac{\frac{w_k}{\text{kN}}}{\frac{\text{m}}{\text{m}}} \right) = 5.6726 \text{ mm}$$

Utnyttjandegrad med hänsyn till momentan utböjning (L/400):

$$\eta_{11} := \frac{w_{inst.wk}}{\frac{L_3}{400}} = 56.2\%$$

Slutlig utböjning

Slutlig utböjning av vindlast:

$$w_q := w_{inst} \cdot \left(\frac{(1 + k_{def}) \cdot \frac{w_k}{\text{kN}}}{\frac{\text{m}}{\text{m}}} \right) = 9.076 \text{ mm}$$

Slutlig utböjning totalt:

$$w_{fin} := w_g + w_q = 9.67 \text{ mm}$$

Krav för utböjning:

$$\frac{L_3}{300} = 13.47 \text{ mm}$$

Utnyttjandegrad med hänsyn till slutlig utböjning (L/300):

$$\eta_{12} := \frac{w_{fin}}{\frac{L_3}{300}} = 71.8\%$$

3.2 Väggregel vid dörr 12x21

Väggregeln bredvid dörr 12x21 behöver kontrolleras eftersom den tar åt sig last från ett bredare område.

Lastbredden ökar från 0,6 m till 0,930 m $c_{930} := 0.930 \text{ m}$

Vertikala laster

Normalkraft pga egenvikt: $N_{gk.2} := (P_{gk.1} + P_{gk.2}) \cdot c_{930} = 8.82 \text{ kN}$

Normalkraft pga nyttolast: $N_{qk.2} := P_{qk.1} \cdot c_{930} = 15.92 \text{ kN}$

Horisontella laster

Netto vindlast zon A: $q_{w.A} := 0.98 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ Sug ifrån väggen

Karakteristisk linjelast orsakad av vind mot väggregel: $w_{k.2} := q_{w.A} \cdot c_{930} = 0.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Moment

Moment pga vindlast: $M_k := \frac{w_{k.2} \cdot (L_3)^2}{8} = 1.86 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Tilläggsmoment pga excentricitet mellan avväxlingsbalk och regel: $M_{k.ex.g} := N_{gk.2} \cdot 67 \text{ mm} = 0.59 \text{ kN} \cdot \text{m}$ pga egenvikt

$M_{k.ex.q} := N_{qk.2} \cdot 67 \text{ mm} = 1.07 \text{ kN} \cdot \text{m}$ pga snölast

Momenten verkar i samma riktning

3.2.1 Kontroll mot knäckning i styvare riktningen

LF: Vindlast som huvudlast. Snölast deltar med kombinationsfaktor $\psi_0 := 0.7$

Tidklass (momentan) $k_{mod} := 1.1$

Dimensionerande normalkraft: $N_{Ed} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot N_{gk.2} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot (\psi_0 \cdot N_{qk.2}) = 26.9 \text{ kN}$

Dimensionerande moment: $M_{Ed} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot M_{k.ex.g} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot (M_k + (\psi_0 \cdot M_{k.ex.q})) = 4.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Väggregelns tröghetsmoment kring y-axeln: $I_y := \frac{b_{regel} \cdot (h_{regel})^3}{12} = (3.10 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$

Tröghetsradie i knäckriktningen: $i_y := \sqrt{\frac{I_y}{b_{regel} \cdot h_{regel}}} = 57.2 \text{ mm}$ (6.20.2S)

Absolut slankhet: $\lambda_y := \frac{L_{c.z}}{i_y} = 70.699$ (6.20.2S)

Relativ slankhet: $\lambda_{rel.y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0.k}}{E_{0.05}}} = 1.199$ (6.21)

Faktor som beaktar virkets rakhet: $\beta_c := 0.2$ (=för sågat virke) (6.29)

Hjälpkoefficient: $k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel.y} - 0.3) + (\lambda_{rel.y})^2) = 1.308$ (6.27)

Reduktionsfaktor med hänsyn till knäckning: $k_{c.y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel.y}^2}} = 0.546$ (6.25)

Tryckspänning pga normalkraft: $\sigma_{c.0.d} := \frac{N_{Ed}}{b_{regel} \cdot h_{regel}} = 2.83 \text{ MPa}$

Tryckhållfasthet: $f_{c.0.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.0.k}}{\gamma_m} = 16.50 \text{ MPa}$

Böjspänning orsakad av moment: $\sigma_{m.y.d} := \frac{M_{Ed}}{\frac{1}{6} \cdot b_{regel} \cdot (h_{regel})^2} = 14.64 \text{ MPa}$

Böjhållfasthet: $f_{m.y.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.k}}{\gamma_m} = 18.86 \text{ MPa}$

Krav då normalkraft och moment verkar samtidigt: $\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c.y} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} \leq 1$ (6.23)

Utnyttjandegraden: $\eta_{13} := \frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c.y} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.y.d}} = 109.0\%$

ANM. Utnyttjandegraden blev 109 % för en väggregel vid vindlastområdet A (sug från ytan). En bidragande faktor är också ringbalkens placering som skapar ett tilläggsmoment.

Tvärsnittet behöver ökas, föreslagsvis med dubbla regler bredvid dörröppningen. Detta behövs också med hänsyn till stämpeltryck mot syllplankan, detta kontrolleras som nästa.

3.2.2 Kontroll av stämpeltryck i syll brevid dörröppning

Tvärsnittet har ökat till 2x48x198 mm

LF: Snölast som huvudlast
Tidklass (medellång) $k_{mod} := 0.8$

Dimensionerande kraft: $N_{Ed} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot N_{gk.2} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot N_{qk.2} = 34.03 \text{ kN}$

Stämpeltrycket: $\sigma_{c.90.d} := \frac{N_{Ed}}{(2 \cdot b_{regel}) \cdot h_{regel}} = 1.79 \text{ MPa}$

Kontaktytans längd i fiberriktningen: $l := 2 \cdot b = 96 \text{ mm}$

Avstånd mellan kontakttrycken: $l_1 := 576 \text{ mm}$

Avstånd till syllens ända: $a := 0 \text{ mm}$

Kontaktytans effektiva längd:

$$l_{c.90.ef} := l + \left(\min \left(30 \text{ mm} + 30 \text{ mm}, 30 \text{ mm} + a, l, \frac{l_1}{2} \right) \right) = 126 \text{ mm}$$

Faktor som beaktar lastens utbredning samt materialets sprickegenskaper: $k_{c.90} := 1.25$ Då $l_1 > 2 \cdot h$ (6.4S)

Stämpeltrycksfaktor: $k_c := \frac{l_{c.90.ef}}{l} \cdot k_{c.90} = 1.641$ (6.4S)

Dimensionerande tryckhållfasthet: $f_{c.90.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.90.k}}{\gamma_m} = 1.429 \text{ MPa}$

Krav: $\sigma_{c.90.d} \leq k_c \cdot f_{c.90.d}$ (6.3)

Utnyttjandegraden: $\eta_{14} := \frac{\sigma_{c.90.d}}{k_c \cdot f_{c.90.d}} = 76.4\%$

ANM. Utnyttjandegraden blev med dubbla väggreglar 76 % vilket är ok!

4. Avväxlingsbalk ovan lyftdörrar

Balken kontrolleras endast mot lastfallet med full snölast. Nedböjningen kontrolleras i brukstillstånd.

Balkens tryckta kant hindras mot knäckning genom takstolarna och innertaketets skiva.

Balkens hållfasthetsegenskaper GL30c

Böjhållfasthet: $f_{m.k} := 30 \text{ MPa}$ (tab. 3.4.1S)

Skjuvhållfasthet: $f_{v.k} := 3.5 \text{ MPa}$

Tryckhållfasthet vinkelrätt fiberriktningen: $f_{c.90.k} := 3.0 \text{ MPa}$

Elasticitetsmodul parallellt fibrerna: $E_{0.mean} := 13000 \text{ MPa}$

Materialets partialkoefficient: $\gamma_m := 1.2$ (tab 2.10)

Egenvikter och nyttolaster som påförs balk

Övrebjälklag $g_{k.1} = 0.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

El och VVS installationer $g_{k.2} = 0.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Snölast på tak $q_{k.1} = 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Utgångs dimensioner och längder

Balkens tvärsnittshöjd (z-led) $h_{balk} := 540 \text{ mm}$

Balkens tvärsnittsbredd (y-led) $b_{balk} := 165 \text{ mm}$

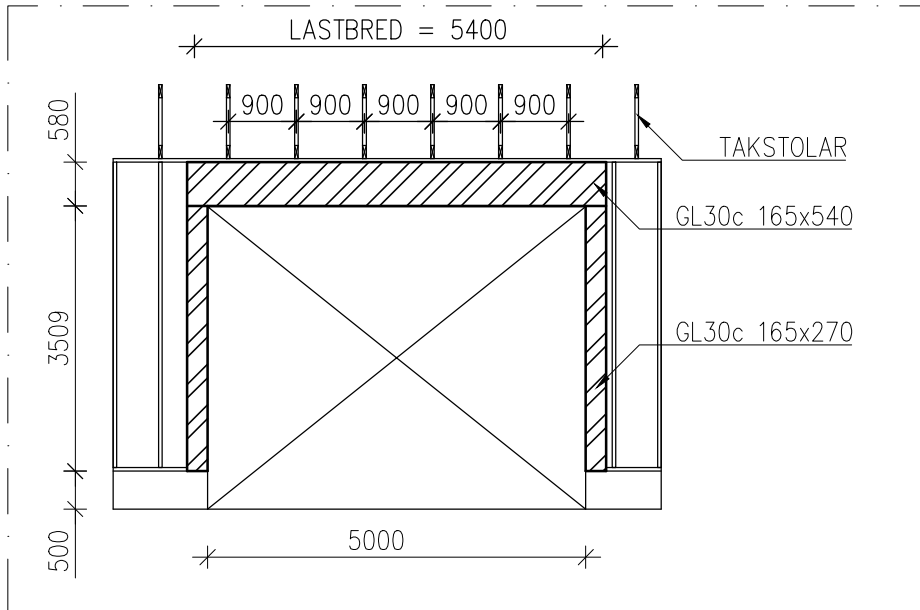
Upplagets tvärsnittslängd: $h_{upplag} := 270 \text{ mm}$

Balkens längd $L_{balk} := 5.0 \text{ m} + (2 \cdot h_{upplag}) = 5.540 \text{ m}$

Balkens effektiva spännvidd $L_{ef.2} := 5.0 \text{ m} + h_{upplag} = 5.270 \text{ m}$

Lastbredd som påförs balk
(0,9 m * 6 st takstolar) $c_{5400} := 5.40 \text{ m}$

Nominell densitet för trä: $\rho_{trä} := 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$



Vertikala laster

Linjelast pga egenvikter: $P_{gk.1} = 7.42 \frac{kN}{m}$

Avväxlingsbalkens egenvikt: $P_{gk.3} := h_{balk} \cdot b_{balk} \cdot \rho_{trä} = 0.45 \frac{kN}{m}$

Linjelast pga av snölast: $P_{qk.1} = 17.12 \frac{kN}{m}$

Karakteristisk linjelast: $P_{k.tot} := P_{gk.1} + P_{gk.3} + P_{qk.1} = 24.99 \frac{kN}{m}$

Dimensionerande linjelast: $P_{Ed} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot (P_{gk.1} + P_{gk.3}) + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot P_{qk.1} = 34.7 \frac{kN}{m}$

Stödkraft

Max stödreaktion vid upplag: $R_{Ed} := \frac{P_{Ed} \cdot c_{5400}}{2} = 93.758 \text{ kN}$

Tvärkraft

Max tvärfkraft: $V_{max} := R_{Ed} = 93.758 \text{ kN}$

Moment

Dimensionerande moment vid balkens mitt: $M_{Ed} := \frac{P_{Ed} \cdot L_{ef.2}^2}{8} = 120.553 \text{ kN} \cdot \text{m}$

4.1 Kontroll mot böjspänning i fältmitt

LF: Snölast som huvudlast
Tidklass (medellång) $k_{mod} := 0.8$

Dimensionerande böjmoment: $M_{Ed} = 120.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Böjspänning:
$$\sigma_{m.y.d} := \frac{M_{Ed}}{\frac{1}{6} \cdot b_{balk} \cdot (h_{balk})^2} = 15.033 \text{ MPa}$$

Böjhållfasthet:
$$f_{m.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.k}}{\gamma_m} = 20 \text{ MPa}$$

Utnyttjandegraden:
$$\eta_{15} := \frac{\sigma_{m.y.d}}{f_{m.d}} = 75.2\%$$

4.2 Kontroll mot tvärkraft

LF: Snölast som huvudlast
Tidklass (medellång) $k_{mod} := 0.8$

Max tvärkraft: $V_{max} = 93.8 \text{ kN}$

Reducerad tvärkraft:
$$V_{red} := R_{Ed} \cdot \left(1 - \frac{(2 \cdot h_{balk}) + h_{upplag}}{L_{ef.2}} \right) = 69.7 \text{ kN} \quad (\text{bild 6.7S})$$

Faktor för effektiv balkbredd för klimatklass 1: $k_{cr} := 0.67$ för limträ (obehandlad) (6.13a)

Effektiv balkbredd: $b_{ef} := k_{cr} \cdot b_{balk} = 111 \text{ mm}$

Balkens höjd: $h_{balk} = 540 \text{ mm}$

Skjuvspänning:
$$\tau_d := \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{red}}{b_{ef} \cdot h_{balk}} = 1.752 \text{ MPa}$$

Skjuvhållfasthet:
$$f_{v.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{v.k}}{\gamma_m} = 2.333 \text{ MPa}$$

Utnyttjandegraden:
$$\eta_{16} := \frac{\tau_d}{f_{v.d}} = 75.1\%$$

4.3 Kontroll av stämpeltryck på avväxlingsbalken

LF: Snölast som huvudlast
Tidklass (medellång) $k_{mod} := 0.8$

Dimensionerande upplagskraft: $R_{Ed} = 93.758 \text{ kN}$

Stämpeltrycket: $\sigma_{c.90.d} := \frac{R_{Ed}}{b_{balk} \cdot h_{upplag}} = 2.105 \text{ MPa}$

Kontaktytans längd i fiberriktningen: $l := h_{upplag} = 270 \text{ mm}$

Avstånd mellan kontaktrycken: $l_1 := 5000 \text{ mm}$ (= dörröppningen)

Avstånd till balkens ända: $a := 0 \text{ mm}$

Kontaktytans effektiva längd:

$$l_{c.90.ef} := l + \left(\min \left(30 \text{ mm} + 30 \text{ mm}, 30 \text{ mm} + a, l, \frac{l_1}{2} \right) \right) = 300 \text{ mm}$$

Faktor som beaktar lastens utbredning samt materialets sprickegenskaper: $k_{c.90} := 1.5$ (6.4S)

Stämpeltrycksfaktor: $k_c := \frac{l_{c.90.ef}}{l} \cdot k_{c.90} = 1.67$ (6.4S)

Dimensionerande tryckhållfasthet: $f_{c.90.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.90.edge.k}}{\gamma_m} = 4 \text{ MPa}$

Krav: $\sigma_{c.90.d} \leq k_c \cdot f_{c.90.d}$ (6.3)

Utnyttjandegraden: $\eta_{17} := \frac{\sigma_{c.90.d}}{k_c \cdot f_{c.90.d}} = 31.6\%$ **OK**

4.4 Kontroll av nedböjning

Nedböjningen beräknas i brukstillstånd

Koefficient för deformationsberäkning (limträ): $k_{def} := 0.6$ (tab 3.2)

Kombinationsfaktor för snölast vid deformationsberäkning: $\psi_{2.1} := 0.2$ (tab 2.2-FI)

Balkens höjd: $h_{balk} = 540 \text{ mm}$

Balkens bred: $b_{balk} = 165 \text{ mm}$

Balkens effektiva spännvidd: $L_{ef,2} = 5270 \text{ mm}$

Momentan nedböjning

Balkens tröghetsmoment kring y-axeln:

$$I_{y,balk2} := \frac{b_{balk} \cdot (h_{balk})^3}{12} = (2.17 \cdot 10^9) \text{ mm}^4$$

Momentan nedböjning av enhetslast 1,0 kN/m:

$$w_{inst} := \frac{5}{384} \cdot \frac{1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot L_{ef.2}^4}{E_{0,mean} \cdot I_{y,balk2}} = 0.35682 \text{ mm}$$

Momentan nedböjning av lasten P_k

$$w_{inst.Pk} := w_{inst} \cdot \left(\frac{P_{k,tot}}{\frac{\text{kN}}{\text{m}}} \right) = 8.9 \text{ mm}$$

Utnyttjandegrad med hänsyn till momentan nedböjning ($L/400$):

$$\eta_{18} := \frac{w_{inst.Pk}}{\frac{L_{ef.2}}{400}} = 67.7\%$$

Slutlig nedböjning

Slutlig nedböjning av egenvikt:

$$w_g := w_{inst} \cdot \left(\frac{(1 + k_{def}) \cdot (P_{gk.1} + P_{gk.3})}{\frac{\text{kN}}{\text{m}}} \right) = 4.5 \text{ mm}$$

Slutlig nedböjning av nyttolast:

$$w_q := w_{inst} \cdot \left(\frac{(1 + k_{def} \cdot \psi_{2.1}) \cdot P_{qk.1}}{\frac{\text{kN}}{\text{m}}} \right) = 6.8 \text{ mm}$$

Slutlig nedböjning totalt:

$$w_{fin} := w_g + w_q = 11.33 \text{ mm}$$

Krav för nedböjning:

$$\frac{L_{ef.2}}{300} = 17.567 \text{ mm}$$

Utnyttjandegrad med hänsyn till nedböjning ($L/300$):

$$\eta_{19} := \frac{w_{fin}}{\frac{L_{ef.2}}{300}} = 64.5\%$$

5. Pelare under avväxlingsbalk

Kollas mot följande lastfall: Full snölast
Full snölast + 60 %vindlast

Pelarnas hållfasthetsegenskaper GL30c

Böjhållfasthet:	$f_{m,k} := 30 \text{ MPa}$	(tab. 3.4.1S)
Tryck parallellt fiberriktningen	$f_{c.0,k} := 25 \text{ MPa}$	
Tryck vinkelrätt fiberriktningen	$f_{c.90,k} := 3.0 \text{ MPa}$	
Elasticitetsmodul	$E_{0.05} := 10800 \text{ MPa}$	
Partialkoefficient för limträ (tab 2.10)	$\gamma_m := 1.2$	

Egenvikter och nyttolaster

Övrebjälklag:	$g_{k.1} = 0.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
El och VVS installationer:	$g_{k.2} = 0.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Snölast på tak:	$q_{k.1} = 1.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Vindhastighetstryckets referensvärde:	$q_{p.z} := 0.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Längder och dimensioner

Pelarens höjd (z-riktning)	$h_{pelare} := 270 \text{ mm}$
Pelarens bredd (y-riktning)	$b_{pelare} := 165 \text{ mm}$
Träregelväggens höjd:	$L_4 = 4.137 \text{ m}$
Pelarens längd	$L_{pelare} := L_4 - 48 \text{ mm} - h_{balk} = 3.55 \text{ m}$
Lastbredd för vindlast mot pelare	$c_4 := 3 \text{ m}$

Vertikala laster

Övre bjälklagets egenvikt:

$$P_{gk.1} = 7.42 \frac{kN}{m}$$

Balkens egenvikt:

$$P_{gk.3} = 0.446 \frac{kN}{m}$$

Snölast:

$$P_{qk.1} = 17.12 \frac{kN}{m}$$

Pelarens egenvikt:

$$g_{pelare} := h_{pelare} \cdot b_{pelare} \cdot L_{pelare} \cdot \rho_{trä} = 0.79 \text{ kN}$$

Normalkraft i pelare pga egenvikt:

$$N_{gk.3} := \frac{(P_{gk.1} + P_{gk.3}) \cdot 5.4 \text{ m}}{2} + g_{pelare} = 22.03 \text{ kN}$$

Normalkraft i pelare pga nyttolast:

$$N_{qk.3} := \frac{(P_{qk.1}) \cdot 5.4 \text{ m}}{2} = 46.22 \text{ kN}$$

Horisontella laster

Vindlasten utreds i bilaga 1

Vindlast mot väggregel:

$$F_{w.k} := 0.98 \frac{kN}{m^2}$$

Utbredd linjelast pga vind mot pelare:

$$w_{k.3} := F_{w.k} \cdot c_4 = 2.94 \frac{kN}{m}$$

Moment

Karakteristiskt max moment pga vindlast:

$$M_k := \frac{w_{k.3} \cdot (L_{pelare})^2}{8} = 4.63 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

5.1 Kontroll mot knäckning i pelarens vekare riktning

LF: Snölast som huvudlast

Tidklass (medellång) $k_{mod} := 0.8$

Dimensionerande normalkraft:

$$N_{Ed} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot N_{gk.3} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot N_{qk.3} = 94.67 \text{ kN}$$

Väggregelns knäcklängd:

$$L_{c.y} := 1.0 \cdot L_{pelare} = 3549 \text{ mm}$$

Väggregelns tröghetsmoment kring z-axeln (vekare riktningen):

$$I_z := \frac{h_{pelare} \cdot (b_{pelare})^3}{12} = (1.01 \cdot 10^8) \text{ mm}^4 \quad (6.20.2S)$$

Tröghetsradie i knäckriktningen:

$$i_z := \sqrt{\frac{I_z}{b_{pelare} \cdot h_{pelare}}} = 47.6 \text{ mm} \quad (6.20.2S)$$

Absolut slankhet:

$$\lambda_z := \frac{L_{c.y}}{i_z} = 74.51 \quad (6.21)$$

Relativ slankhet:

$$\lambda_{rel.z} := \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0.k}}{E_{0.05}}} = 1.141$$

Faktor som beaktar virkets rakhet:

$$\beta_c := 0.1 \quad (\text{=för limträ}) \quad (6.29)$$

Hjälpkoefficient:

$$k_z := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel.z} - 0.3) + (\lambda_{rel.z})^2) = 1.193 \quad (6.27)$$

Reduktionsfaktor med hänsyn till knäckning:

$$k_{c.z} := \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel.z}^2}} = 0.649 \quad (6.25)$$

Tryckspänning pga normalkraft:

$$\sigma_{c.0.d} := \frac{N_{Ed}}{b_{pelare} \cdot h_{pelare}} = 2.12 \text{ MPa}$$

Tryckhållfasthet:

$$f_{c.0.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.0.k}}{\gamma_m} = 16.67 \text{ MPa}$$

Krav:

$$\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c.z} \cdot f_{c.0.d}} \leq 1 \quad (6.23)$$

Utnyttjandegraden:

$$\eta_{20} := \frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c.z} \cdot f_{c.0.d}} = 19.7\% \quad \text{OK}$$

5.2 Kontroll mot knäckning i pelarens vekare riktning

LF: Vindlast som huvudlast. Snölast deltar med kombinationsfaktor $\psi_0 := 0.7$

Tidklass (momentan) $k_{mod} := 1.1$

Dimensionerande normalkraft: $N_{Ed} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot N_{gk.3} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot (\psi_0 \cdot N_{qk.3}) = 73.87 \text{ kN}$

Dimensionerande moment: $M_{Ed} := 1.5 \cdot M_k = 6.94 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Tryckspänning pga normalkraft: $\sigma_{c.0.d} := \frac{N_{Ed}}{b_{pelare} \cdot h_{pelare}} = 1.66 \text{ MPa}$

Tryckhållfasthet: $f_{c.0.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.0.k}}{\gamma_m} = 22.92 \text{ MPa}$

Böjspänning pga moment: $\sigma_{m.z.d} := \frac{M_{Ed}}{\frac{1}{6} \cdot h_{pelare} \cdot (b_{pelare})^2} = 5.67 \text{ MPa}$

Böjhållfasthet: $f_{m.z.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{m.k}}{\gamma_m} = 27.50 \text{ MPa}$

Kravet då normalkraft och moment verkar samtidigt: $\frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c.z} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} \leq 1 \quad (6.23)$

Utnyttjandegraden: $\eta_{21} := \frac{\sigma_{c.0.d}}{k_{c.z} \cdot f_{c.0.d}} + \frac{\sigma_{m.z.d}}{f_{m.z.d}} = 31.8\% \quad \text{OK}$

5.3 Kontroll av stämpeltryck mellan pelare och syllplanka

Här kontrolleras ifall syllplankan klarar av stämpeltrycket pelaren orsakar.

LF: Snölast som huvudlast
Tidklass (medellång) $k_{mod} := 0.8$

Syllens hållfasthetsegenskaper C24

Tryckhållfasthet vinkelrätt fiberriktningen: $f_{c,90,k} := 2.5 \text{ MPa}$

Materialets partialkoefficient (tab 2.10) $\gamma_m := 1.4$

Dimensionerande normalkraft: $N_{Ed} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot N_{gk.3} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot N_{qk.3} = 94.67 \text{ kN}$

Stämpeltrycket: $\sigma_{c,90,d} := \frac{N_{Ed}}{b_{pelare} \cdot h_{pelare}} = 2.125 \text{ MPa}$

Kontaktytans längd i fiberriktningen: $l := h_{pelare} = 270 \text{ mm}$

Avstånd mellan kontaktrycken: $l_1 := 200 \text{ mm}$

Avstånd till syllens ända: $a := 0 \text{ mm}$

Faktor $k_{c,90}$: $k_{c,90} := 1.25$ (6.4S)

Kontaktytans effektiva längd:

$$l_{c,90,ef} := l + \left(\min \left(30 \text{ mm} + 30 \text{ mm}, 30 \text{ mm} + a, l, \frac{l_1}{2} \right) \right) = 300 \text{ mm}$$

Faktor som beaktar lastens utbredning samt materialets sprickegenskaper:

$$k_{c,90} := 1.25 \quad \text{Då } l_1 > 2 \cdot h$$

Stämpeltrycksfaktor:

$$k_c := \frac{l_{c,90,ef}}{l} \cdot k_{c,90} = 1.389$$
 (6.4S)

Dimensionerande tryckhållfasthet:

$$f_{c,90,d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_m} = 1.429 \text{ MPa}$$

Krav:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_c \cdot f_{c,90,d}$$
 (6.3)

Utnyttjandegraden:

$$\eta_{22} := \frac{\sigma_{c,90,d}}{k_c \cdot f_{c,90,d}} = 107.1\%$$

ANM. Pelarna under avväxlingsbalken behöver stå direkt på betongsöckeln och inte på syllplankan.

Sammanfattning för träregelstommen

Hammarband 48x198 C24

Stämpeltryck: $\eta_1 = 91\%$ LF: Full snölast

Bärbalk 63x225 Kerto-S

Böjspänning i fältmitt: $\eta_2 = 64\%$ LF: Full snölast

Tvärkraft: $\eta_3 = 60\%$ LF: Full snölast

Stämpeltryck: $\eta_4 = 78\%$ LF: Full snölast

Nedböjning (winst): $\eta_5 = 38\%$ Brukstillstånd

Nedböjning (wfin): $\eta_6 = 36\%$ Brukstillstånd

Väggregel 48x198 C24 - c600 mm

Knäckning: $\eta_7 = 35\%$ LF: Full snölast

Knäckning: $\eta_8 = 43\%$ LF: Full snölast + 60% vindlast

Knäckning: $\eta_9 = 49\%$ LF: Full vindlast + 70% snölast

Stämpeltryck i syllplankan: $\eta_{10} = 65\%$ LF: Full snölast

Utböjning (winst): $\eta_{11} = 56\%$ Brukstillstånd

Utböjning (wfin): $\eta_{12} = 72\%$ Brukstillstånd

Väggregel 48x198 C24 vid dörr 12x21

Knäckning [48x198]: $\eta_{13} = 109\%$ LF: Full vindlast + 70% snölast

Stämpeltryck mot syll [2x48x198]: $\eta_{14} = 76\%$ LF: Full snölast

Avväxlingsbalk 165x540 GL30c

Böjspänning i fältmitt: $\eta_{15} = 75\%$ LF: Full snölast

Tvärkraft: $\eta_{16} = 75\%$ LF: Full snölast

Stämpeltryck: $\eta_{17} = 32\%$ LF: Full snölast

Nedböjning (winst): $\eta_{18} = 68\%$ Brukstillstånd

Nedböjning (wfin): $\eta_{19} = 65\%$ Brukstillstånd

Pelare under avväxlingsbalk 165x270 GL30c

Knäckning: $\eta_{20} = 20\%$ LF: Full snölast

Knäckning: $\eta_{21} = 32\%$ LF: Full vindlast + 70% snölast

Stämpeltryck mot syllplanka: $\eta_{22} = 107\%$ LF: Full snölast

BILAGA 3

Byggnadens stabilisering

Byggnadens stabilisering

Lastfall som kontrolleras:

Vindlast som huvudlast

Vindlast som huvudlast + Snölast deltar med kombinationsfaktor $\psi_0 := 0.7$

Tidklass (momentan) $k_{mod} := 1.1$

Handböckerna RIL 205-1-2009, RIL 201-1-2011 och RIL 248-2008 har använts som stöd.

Byggnaden tillhör konsekvensklass: CC2

Lastkoefficienten K_{FI} blir då: $K_{FI} := 1.0$

Lasteffekter bestäms i brottgränstillstånd ur:

$$1.15 \cdot K_{FI} \cdot G_{k,j} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot Q_{k1} + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot \sum \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

dock alltid minst:

$$1.35 \cdot K_{FI} \cdot G_{k,j}$$

Byggnadens geometri

Byggnadens bredd: $B := 20.0 \text{ m}$ Trästommens yttermått används

Byggnadens längd: $L := 50.8 \text{ m}$

Byggnadens höjd tillnock: $H := 7.73 \text{ m}$

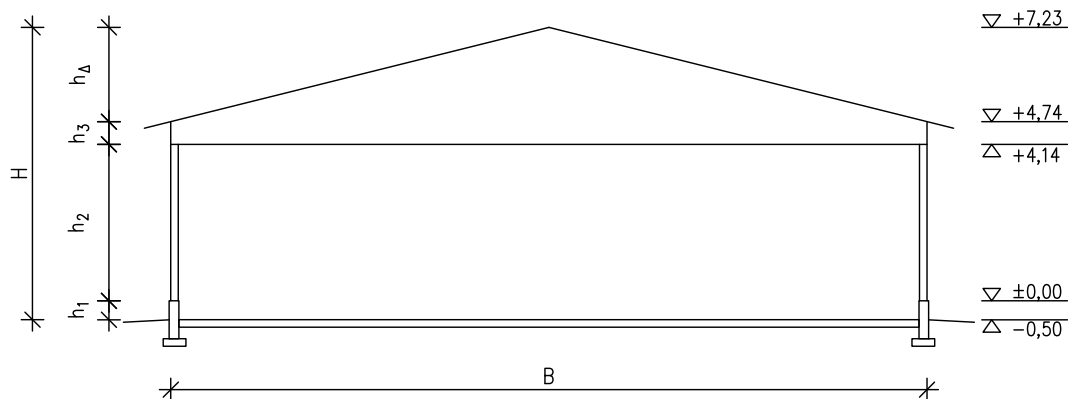
Sockelns höjd ovan mark: $h_1 := 0.50 \text{ m}$

Väggens höjd mellan sockel och öb: $h_2 := 4.14 \text{ m}$

Takstolens upplagshöjd: $h_3 := 0.60 \text{ m}$

Gaveltriangelns höjd: $h_{\Delta} := 2.49 \text{ m}$

Takets lutning: $\alpha := 14 \text{ deg}$



Yttre egenvikter och nyttolaster

$$\text{Övrebjälklagets egenvikt:} \quad g_{k.1} := 0.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Installationer (EI/VVS):} \quad g_{k.2} := 0.10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Ytterväggens egenvikt:} \quad g_{k.3} := 0.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Snölast på tak:} \quad q_{k.1} := 1.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Vindhastighetstryckets referensvärde:} \quad q_{p.z} := 0.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

1. Snedställningslast

LF: Vindlast som huvudlast. Snölast deltar med kombinationsfaktor $\psi_0 := 0.7$

$$\text{Vertikal last i brottgränstillstånd (egenvikt + snölast):} \quad P_d := (1.15 \cdot K_{FI} \cdot (g_{k.1} + g_{k.2}) + 1.5 \cdot K_{FI} \cdot (\psi_0 \cdot q_{k.1})) = 2.49 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Snedställningslast i tvärled:} \quad H_B := \frac{P_d \cdot B}{150} = 0.33 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad [\text{RIL 248 (4.6)}]$$

$$\text{Snedställningslast i längdled:} \quad H_L := \max\left(\frac{B}{L} \cdot \frac{P_d \cdot L}{150}, \frac{P_d \cdot L}{250}\right) = 0.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad [\text{RIL 248 (4.6)}]$$

2. Stommens stabilitet i tvärlid

2.1 Vindlast $\theta := 0$

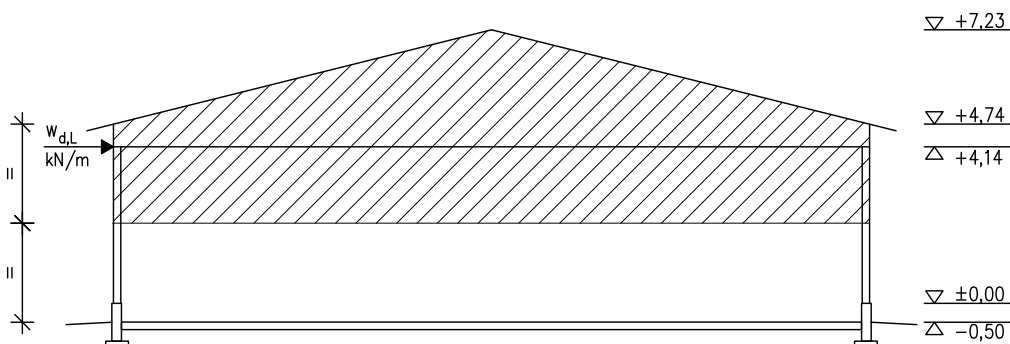
Väggyta D:	$F_{w,D} := 84.4 \text{ kN}$	Vindlaster beräknade i bilaga 1
Väggyta E:	$F_{w,E} := -87.7 \text{ kN}$	
Takyta F:	$F_{w,F} := -0.0 \text{ kN}$	
Takyta G:	$F_{w,G} := -0.2 \text{ kN}$	
Takyta H:	$F_{w,H} := -1.3 \text{ kN}$	
Takyta I:	$F_{w,I} := -39.3 \text{ kN}$	
Takyta J:	$F_{w,J} := -12.5 \text{ kN}$	
Väggarnas vindresultant:	$F_{w,h,v\ddot{a}ggar} := F_{w,D} + (-F_{w,E}) = 172.1 \text{ kN}$	
Takets vindresultant:	$F_{w,h,tak} := F_{w,F} + F_{w,G} + F_{w,H} + (-F_{w,I}) + (-F_{w,J}) = 50.3 \text{ kN}$	
Faktor:	$\gamma_e := 0.85$	
Totala vindresultanten i bruksgränstillstånd mot långsidan:	$F_{w,h,0} := \gamma_e \cdot (F_{w,h,v\ddot{a}ggar} + F_{w,h,tak}) = 189.0 \text{ kN}$	

Väggarnas vindlast kommer att fördelas jämt mellan grunden och det övre bjälklaget enligt figuren nere på sidan. Grunden tar direkt upp halva väggens vindlast medan det övre bjälklaget tar upp väggens andra halva plus hela takets del som sedan skall överföras till de i tvärlid stabiliserande väggarna.

$$\text{Vindlast som utbredd last: } w_{k,L} := \frac{\gamma_e \cdot \left(\frac{F_{w,h,v\ddot{a}ggar}}{2} + F_{w,h,tak} \right)}{L} = 2.281 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Dimensionerande vindlast + snedställningslast: } w_{d,L} := (1.5 \cdot K_{FI} \cdot w_{k,L}) + H_B = 3.754 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{brottgränstillstånd})$$

Vindlasten $w_{d,L}$ verkar som linjelast mot byggnadens långsida i nivå med takstolens nedre bom (höjden: +4,14)



Väggarnas dimensionerande laster

Långsidans totala längd: $L = 50.80 \text{ m}$

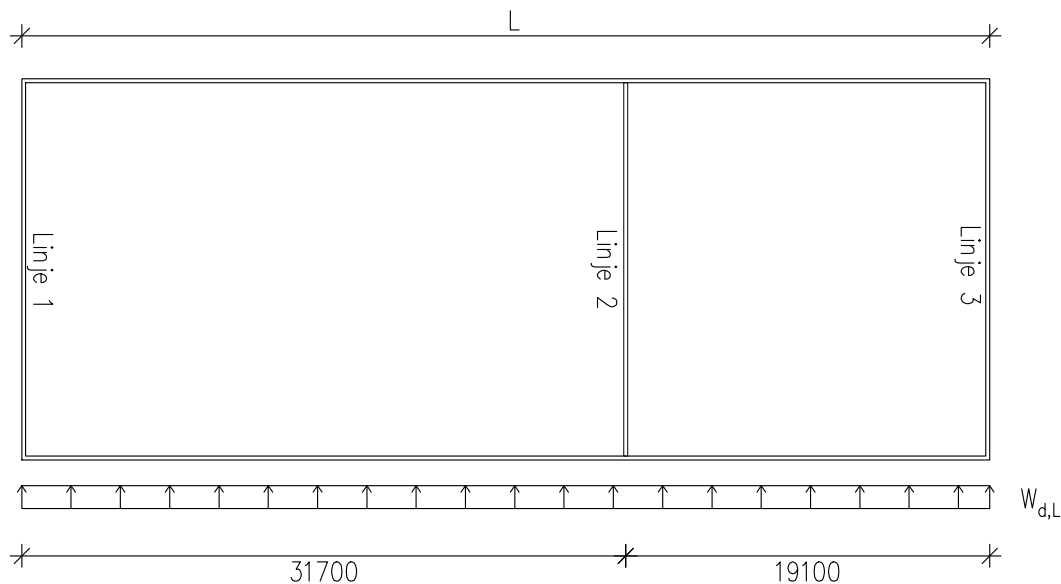
Takskivans last: $w_{d,L} = 3.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Omformad som resultant på mitten: $R_{0.Ed} := w_{d,L} \cdot L = 190.7 \text{ kN}$

Om vinden angriper byggnaden som en utbredd linjelast mot hela långsidan så kommer ett tilläggsmoment att uppstå pga av mellanväggens osymmetriska placering. Väggarna tar åt sig last enligt deras styvhet som i detta fall förenklat bestäms av antalet skivor på väggarna.

Vind mot låndsida									
Vägg nr	Vägglängd [m]	Li [m]	Avstånd Xi [m]	Vi	Li*Vi	e	rooi	Li*roo ²	Fv.d [kN]
Linje 1	20,0	15,6	0,00	-25,40	-396,24	3,15	-28,55	12715,60	60,6
Linje 2	20,0	31,2	31,70	6,30	196,56		3,150	309,58	92,5
Linje 3	20,0	15,6	50,80	25,40	396,24		22,25	7722,98	37,6
	62,4				196,6			20748,2	190,7

- Li = Verklig skiv-längd (väggar med skivor på båda sidorna blir dubbla längden)
- Xi = Avstånd från origo till respektive vägg
- Vi = Avstånd från byggnadens centrumlinje till respektive vägg
- e = Excentricitet
- Rooi = Avstånd från resultantens läger till respektive vägg
- Fvd = Respektive väggs dimensionerande kraft



Dimensionerande tvärkraft på linje 1: $F_{v.Ed.1} := 60.6 \text{ kN}$

Dimensionerande tvärkraft på linje 2: $F_{v.Ed.2} := 92.5 \text{ kN}$

Dimensionerande tvärkraft på linje 3: $F_{v.Ed.3} := 37.6 \text{ kN}$

2.2 Tvärkraftskapacitet för linje 2

LF: Vindlast som huvudlast

Tidsklass: Momentan $k_{mod} := 1.1$ (tab 3.1)

Partialkoefficient för C24: $\gamma_m := 1.4$ (tab 2.10-FI)

Väggen skivas med granfanerskiva 15 mm på båda sidorna om väggen.

Tvärkraftskapacitet för spik och skruv kontrolleras först.

Spikens (2,8x65) tvärkraftskapacitet [RIL 205 (8.3.1.3)]

Skivans tjocklek: $t := 15 \text{ mm}$

Spikens diameter: $d := 2.8 \text{ mm}$

Spikens längd: $l_{spik} := 65 \text{ mm}$

Spikens förankringslängd: $t_2 := l_{spik} - t = 50 \text{ mm} \geq 12 \cdot d = 34 \text{ mm}$

Spikens karakteristiska tvärkraftskapacitet: $R_k := 120 \text{ N} \cdot \left(\frac{d}{\text{mm}}\right)^{1.7} = 691 \text{ N}$ (8.5.1S)

Väggregelns densitet (kg/m^3): $\rho_k := 350$

Korektionsfaktor: $k_\rho := \sqrt{\frac{\rho_k}{350}} = 1.0$ (8.5.4S)

Korrektionsfaktor beroende på skiva och väggregel: $k_l := \left(0.5 + \frac{t}{12 \cdot d}\right) \cdot k_\rho = 0.95$ (8.5.7S)

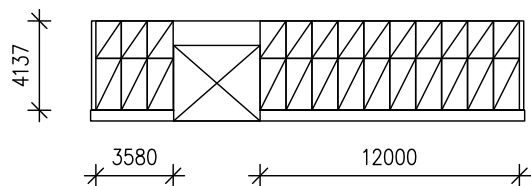
Spikens tvärkraftskapacitet: $F_{f.Rd.Spik} := \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \cdot k_l \cdot R_k = 514 \text{ N}$ (8.5.8S)

Skruv 4,0x50 tvärkraftskapacitet

Tvärkraftskapacitet: $R_{d.Skruv} := 550 \text{ N}$ tabell G.4 RIL 205-1-2009

Sruvar 4,0x50 väljs som fästdon eftersom de har en liten högre hållfasthet.

Mellanväggens skivavstyvning [RIL 205 (9.2.4.2)]



Linje 2

Antal hela skivor som deltar: $n_{linje.2} := 26$ (på väggens båda sidorna)

Skivgrupp 1: $B_1 := 3.6 \text{ m}$

Skivgrupp 2: $B_2 := 12 \text{ m}$

Tvärkraft som skall stabiliseras: $F_{v.Ed.2} = 92.5 \text{ kN}$ (i brottgränstillstånd)

Skivväggens höjd: $h_i := 4.14 \text{ m}$

Skivans bredd: $b_i := 1.2 \text{ m}$

Minimibredd för skiva som får delta: $b_{min} := \frac{h_i}{4} = 1.04 \text{ m}$

Korrektionsfaktor för över 2400 mm höga skivor: $c_i := \frac{2 \cdot b_i}{h_i} = 0.58$ (9.22)

Fästdonets tvärkraftskapacitet: $R_{d.Skruv} = 0.550 \text{ kN}$

Avstånd mellan fästdon: $s := 100 \text{ mm}$

En skivas tvärkraftskapacitet: $F_{i.v.Rd} := \frac{(1.2 \cdot R_{d.Skruv}) \cdot b_i \cdot c_i}{s} = 4.6 \text{ kN}$ (9.21)

Väggens tvärkraftskapacitet: $F_{v.2.Rd} := n_{linje.2} \cdot F_{i.v.Rd} = 119.4 \text{ kN}$

Väggens utnyttjandegrad: $\eta_1 := \frac{F_{v.Ed.2}}{F_{v.2.Rd}} = 77.5\% \quad \text{OK}$

Linje 2 skruvas med skruvar 4,0x50 med avståndet s : 100 mm kring skivans kanter. I mittregeln får skivan skruvas på avståndet $2 \cdot s = 200 \text{ mm}$.

Fanerskivan skarvas i höjddled. I skivskarvet placeras en kortling (samma dimension som övriga regler, C24) mellan väggreglarna som skivorna fästes i med samma spikavstånd som skivans övriga kanter.

2.2.1 Mellanväggens förankring till sockeln

Väggens syll förankras till sockeln mot tvärkraften $F_{v.Ed.2} = 92.5 \text{ kN}$. Förankras med armeringsjärn T10 A500HW

Syllens tjocklek: $t := 48 \text{ mm}$

Armeringens diameter: $d := 10 \text{ mm}$

Armeringsjärnets hållfasthet: $f_{u.k} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Virkets densitet: $\rho_k := 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Bultens karakteristiska flytmoment: $M_{y.k} := 0.3 \cdot f_{u.k} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}} \cdot (d \cdot \text{mm}^{-1})^{2.6} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}$

$$M_{y.k} = 59716 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Syllens (C24) hålkantshållfasthet: $f_{h.k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d \cdot \text{mm}^{-1}) \cdot \left(\rho_k \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{kg}} \right) \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$

$$f_{h.k} = 25.83 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bultens tvärkraftskapacitet: $R_{k.1} := f_{h.k} \cdot t \cdot d = 12.4 \text{ kN}$

$$R_{k.2} := 1.3 \cdot f_{h.k} \cdot t \cdot d \cdot \left(\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.k}}{f_{h.k} \cdot d \cdot t^2}} - 1 \right) = 8.9 \text{ kN}$$

$$R_{k.3} := 3 \cdot \sqrt{M_{y.k} \cdot f_{h.k} \cdot d} = 11.8 \text{ kN}$$

$$R_k := \min(R_{k.1}, R_{k.2}, R_{k.3}) = 8.9 \text{ kN}$$

Förankringens dimensionerande tvärkraftskapacitet:

$$R_d := 0.8 \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \cdot R_k = 5.6 \text{ kN}$$

Förankringens största centrum avstånd:

$$S_{max} := \frac{R_d \cdot (15.6 \text{ m})}{F_{v.Ed.2}} = 939 \text{ mm}$$

Syllens förankringsavstånd väljs till: $s_{syll} := 900 \text{ mm}$

2.2.2 Mellanväggens frontreglar

LF: Vindlast som huvudlast

Tidklass (momentan), klimatklass 1: $k_{mod} := 1.1$

Väggens frontreglar kollas mot följande:

- A) Förankring
- B) Stämpeltryck mot syll
- C) Knäckning
- D) Drag i fiberriktningen

Hållfasthetsegenskaper C24

Böjhållfasthet:	$f_{m.k} := 24 \text{ MPa}$
Skjuvhållfasthet:	$f_{v.k} := 2.5 \text{ MPa}$
Draghållfasthet parallellt fiberriktningen:	$f_{t.0.k} := 14 \text{ MPa}$
Tryckhållfasthet parallellt fiberriktningen:	$f_{c.0.k} := 21 \text{ MPa}$
Tryckhållfasthet vinkelrätt fiberriktningen:	$f_{c.90.k} := 2.5 \text{ MPa}$
Elasticitetsmodul, karakteristiskt:	$E_{0.05} := 7400 \text{ MPa}$
Elasticitetsmodul parallellt fibrerna:	$E_{0.mean} := 11000 \text{ MPa}$
Materialets partialkoefficient:	$\gamma_m := 1.4$ (tab 2.10)

Mellanväggens stomme

Tvärsnittshöjd (z-riktning)	$h_{regel} := 198 \text{ mm}$
Tvärsnittsbredd (y-riktning)	$b_{regel} := 48 \text{ mm}$

Drag-/tryckkraft i mellanväggens frontregel

Väggarna tar åt sig last enligt deras styvheter. Med väggar bestående av samma typ av skivor tar väggdelarna åt sig last enligt skivornas antal:

Total vägglängd som deltar:	$B_1 + B_2 = 15.6 \text{ m}$ linje 2
Längd för väggdel B1:	$B_1 = 3.60 \text{ m}$
Längd för väggdel B2:	$B_2 = 12.00 \text{ m}$
Väggens höjd:	$h_i = 4.14 \text{ m}$
En skiva tar åt sig följande last:	$F_{1.v.Ed} := \frac{F_{i.v.Rd}}{F_{v.2.Rd}} \cdot F_{v.Ed.2} = 3.6 \text{ kN}$
Väggdel B1 tar kraften:	$F_{B1.v.Ed} := F_{1.v.Ed} \cdot 6 = 21.3 \text{ kN}$
Väggdel B2 tar kraften:	$F_{B2.v.Ed} := F_{1.v.Ed} \cdot 20 = 71.2 \text{ kN}$

Den horisontella tvärkraften pga vindlast orsakar ett stjälpande moment på väggarna. Väggarnas egenvikt bildar ett mothållande moment, egenvikten skall reduceras med 0,9.

Väggdel B1

Stjälpande moment vägg B1: $M_{B1.Fv} := F_{B1.v.Ed} \cdot h_i = 88.4 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Mothållande moment vägg B1: $M_{B1.G} := 0.9 \cdot (g_{k.3} \cdot h_i \cdot B_1) \cdot \frac{B_1}{2} = 12.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Drag-/tryckkraft p.g.a. tvärkraften: $F_{B1.Fv} := \frac{M_{B1.Fv}}{B_1} = 24.5 \text{ kN}$

Drag-/tryckkraft p.g.a. egenvikt: $F_{B1.g} := \frac{M_{B1.G}}{B_1} = 3.4 \text{ kN}$

Netto stödreaktioner för vägg B1

Stöd A - Vägg B1: $F_{t.B1.Ed} := F_{B1.Fv} - F_{B1.g} = 21.2 \text{ kN}$ Drag

Stöd B - Vägg B1: $F_{c.B1.Ed} := F_{B1.Fv} + F_{B1.g} = 27.9 \text{ kN}$ Tryck

Väggdel B2

Stjälpande moment vägg B2: $M_{B2.Fv} := F_{B2.v.Ed} \cdot h_i = 294.6 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Mothållande moment vägg B2: $M_{B2.G} := 0.9 \cdot (g_{k.3} \cdot h_i \cdot B_2) \cdot \frac{B_2}{2} = 134.1 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Drag-/tryckkraft p.g.a. tvärkraften: $F_{B2.Fv} := \frac{M_{B2.Fv}}{B_2} = 24.5 \text{ kN}$

Drag-/tryckkraft p.g.a. egenvikt: $F_{B2.g} := \frac{M_{B2.G}}{B_2} = 11.2 \text{ kN}$

Netto stödreaktioner för vägg B2

Stöd A - Vägg B2: $F_{t.B2.Ed} := F_{B2.Fv} - F_{B2.g} = 13.4 \text{ kN}$ Drag

Stöd B - Vägg B2: $F_{c.B2.Ed} := F_{B2.Fv} + F_{B2.g} = 35.7 \text{ kN}$ Tryck

Frontregelarna förankras mot lyftkraften 24,5 kN. Samtidigt dimensioneras frontregeln mot tryckkraften 35,7 kN.

A) frontregelns förankring

Väggarnas förankring utförs med en stålinkel som är förankrad till betongsockeln. Stålblåten spikas med kamspik 4x40 till frontregeln.

Tvåkraftskapacitet för kamspik 4x40

Stålvinkelns tjocklek: $t_t := 4 \text{ mm}$

Spikens diameter: $d := 4 \text{ mm}$

Spikens längd: $l_{spik} := 40 \text{ mm}$

Spikens förankringslängd: $t_2 := l_{spik} - t_t = 36 \text{ mm} \geq 8 \cdot d = 32 \text{ mm}$

Spikens karakteristiska tvåkraftskapacitet: $R_k := 120 \text{ N} \cdot \left(\frac{d}{\text{mm}} \right)^{1.7} = 1.27 \text{ kN}$ (8.5.1S)

Väggregelns densitet (kg/m^3): $\rho_k := 350$

Korektionsfaktor: $k_\rho := \sqrt{\frac{\rho_k}{350}} = 1.0$ (8.5.4S)

Korrektionsfaktor beroende på skiva och väggregel: $k_s := \left(0.6 + 0.9 \cdot \frac{t_2}{12 \cdot d} \right) \cdot k_\rho = 1.28$ (8.5.7S)

Spikens tvåkraftskapacitet: $F_{f.Rd.kamspik} := \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \cdot k_s \cdot R_k = 1.27 \text{ kN}$ (8.5.8S)

Stålvinkeln spikas till väggregel med minimi antalet spikar:

Skivgrupp 1: $n := \frac{F_{t.B1.Ed}}{F_{f.Rd.kamspik}} = 16.7$ Minst 18 st spikar

B) kontroll av stämpeltryck i syllplankan skivgrupp 2

Stämpeltrycket orsakas av tryckkraften pga av skivverkan + väggens egenvikt

Tryckkraft i skivgruppens frontregel: $F_{c.B2.Ed} = 35.7 \text{ kN}$

Dimensionerande kraft i frontregel: $N_{Ed} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot F_{c.B2.Ed} = 41.1 \text{ kN}$

Stämpeltrycket: $\sigma_{c.90.d} := \frac{N_{Ed}}{b_{regel} \cdot h_{regel}} = 4.32 \text{ MPa}$

Kontaktytans längd i fiberriktningen: $l := b_{regel} = 48 \text{ mm}$

Avstånd mellan kontakttrycken: $l_1 := 552 \text{ mm}$

Avstånd till syllens ända: $a := 300 \text{ mm}$

Faktor $k_{c.90}$: $k_{c.90} := 1.25$ Då $l_1 > 2 \cdot h$ (6.4S)

Kontaktytans effektiva längd:

$$l_{c.90.ef} := l + \left(\min \left(30 \text{ mm} + 30 \text{ mm}, 30 \text{ mm} + a, l, \frac{l_1}{2} \right) \right) = 96 \text{ mm}$$

Faktor som beaktar lastens utbredning samt materialets sprickegenskaper: $k_{c.90} := 1.25$ Då $l_1 > 2 \cdot h$

Stämpeltrycksfaktor: $k_c := \frac{l_{c.90.ef}}{l} \cdot k_{c.90} = 2.50$ (6.4S)

Dimensionerande tryckhållfasthet: $f_{c.90.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.90.k}}{\gamma_m} = 1.96 \text{ MPa}$

Krav: $\sigma_{c.90.d} \leq k_c \cdot f_{c.90.d}$ (6.3)

Utnyttjandegraden: $\eta_2 := \frac{\sigma_{c.90.d}}{k_c \cdot f_{c.90.d}} = 88.0\%$ **OK**

C) kontroll mot frontregelns knäckning i styvare riktningen

Dimensionerande kraft: $N_{Ed} := 1.15 \cdot K_{FI} \cdot F_{c.B2.Ed} = 41.1 \text{ kN}$

Väggregelns knäcklängd: $L_{c.z} := 1.0 \cdot h_2 = 4140 \text{ mm}$

Väggregelns tröghetsmoment kring y-axeln: $I_y := \frac{b_{regel} \cdot (h_{regel})^3}{12} = (3.10 \cdot 10^7) \text{ mm}^4$

Tröghetsradie i knäckriktningen:
$$i_y := \sqrt{\frac{I_y}{b_{regel} \cdot h_{regel}}} = 57.2 \text{ mm} \quad (6.20.2S)$$

Absolut slankhet:
$$\lambda_y := \frac{L_{c,z}}{i_y} = 72.43 \quad (6.20.2S)$$

Relativ slankhet:
$$\lambda_{rel,y} := \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c.0,k}}{E_{0.05}}} = 1.23 \quad (6.21)$$

Faktor som beaktar virkets rakhet:
$$\beta_c := 0.2 \quad (\text{=för sågat virke}) \quad (6.29)$$

Hjälpkoefficient:
$$k_y := 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,y} - 0.3) + (\lambda_{rel,y})^2) = 1.35 \quad (6.27)$$

Reduktionsfaktor med hänsyn till knäckning:
$$k_{c,y} := \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = 0.526 \quad (6.25)$$

Tryckspänning pga normalkraft:
$$\sigma_{c.0,d} := \frac{N_{Ed}}{b_{regel} \cdot h_{regel}} = 4.32 \text{ MPa}$$

Tryckhållfasthet:
$$f_{c.0,d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.0,k}}{\gamma_m} = 16.5 \text{ MPa}$$

Krav som skall uppfyllas :
$$\frac{\sigma_{c.0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c.0,d}} \leq 1 \quad (6.23)$$

Utnyttjandegraden:
$$\eta_3 := \frac{\sigma_{c.0,d}}{k_{c,y} \cdot f_{c.0,d}} = 49.8\%$$

D) kontroll av drag i fiberriktningen i frontregeln

Dimensionerande normalkraft:
$$N_{Ed} := F_{t,B1,Ed} = 21.2 \text{ kN}$$

Normalspänningen:
$$\sigma_{t.0,d} := \frac{N_{Ed}}{b_{regel} \cdot h_{regel}} = 2.23 \text{ MPa}$$

Tryckhållfasthet parallellt fiberriktningen:
$$f_{t.0,d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{t.0,k}}{\gamma_m} = 11.0 \text{ MPa}$$

Kravet som skall uppfyllas:
$$\sigma_{c.0,d} \leq f_{t.0,d}$$

Utnyttjandegraden:
$$\eta_4 := \frac{\sigma_{t.0,d}}{f_{t.0,d}} = 20.3\%$$

3. Stommens stabilitet i längdled

LF: Vindlast som huvudlast

Tidklass (momentan) $k_{mod} := 1.1$

3.1 Vindlast $\theta := 90$

Faktor:	$\gamma_e := 0.85$	Vindlaster beräknade i bilaga 1
Väggyta D:	$F_{w,D} := 39.6 \text{ kN}$	
Väggyta E:	$F_{w,E} := -39.6 \text{ kN}$	
Takets horisontella resultant:	$F_{w,tak} := 0 \text{ kN}$	
Friktionskraft:	$F_{fr} := 14.6 \text{ kN}$	
Horisontella vindresultanten mot hela gaveln:	$F_{w,h,90} := \gamma_e \cdot (F_{w,D} + (-F_{w,E})) + F_{fr} = 81.9 \text{ kN}$	(bruksgränstillstånd)
Samtidig vertikal vindresultant:	$F_{w,v,90} := 378.2 \text{ kN}$	Sugkraft (bruksgränstillstånd) C _{pi} +0,2 $\gamma_e = 0,85$

Väggarnas horisontella vindlast kommer att fördelas jämt mellan grunden och det övre bjälklaget. Grunden tar direkt upp halva väggens vindlast medan det övre bjälklaget tar upp väggens andra halva och vindlasten mot gaveltriangeln.

$$\text{Gavelns yta: } A_D := B \cdot (h_1 + h_2 + h_3) + \frac{B \cdot h_\Delta}{2} = 130 \text{ m}^2$$

$$\text{Vindlastens referensyta som tas upp av det övre bjälklaget: } A_{D,net} := B \cdot \frac{(h_1 + h_2 + h_3)}{2} + \frac{B \cdot h_\Delta}{2} = 77 \text{ m}^2$$

Vindlasten mot takskivan blir då följande

$$\text{Vindlast mot väggyta D: } F_{w,D} := C_s C_d \cdot q_{p,h} \cdot (C_{pe,D} - C_{pi,\bar{O}}) \cdot A_{D,net} = 23.6 \text{ kN}$$

$$\text{Vindlast mot väggyta E: } F_{w,E} := C_s C_d \cdot q_{p,h} \cdot (C_{pe,E} - C_{pi,\bar{O}}) \cdot A_{D,net} = -23.6 \text{ kN}$$

$$\text{Vindlast som utbredd linjelast längs gaveln: } w_{k,B} := \frac{(\gamma_e \cdot F_{w,D} + (-F_{w,E})) + F_{fr}}{B} = 2.911 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Dimensionerande horisontell vindlast + snedställningslast: } w_{d,B} := (1.5 \cdot K_{FI} \cdot w_{k,B}) + H_L = 4.871 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{brottgränstillstånd})$$

$$\text{Dimensionerande vertikal sugkraft vid vägglinjen: } w_{d,V} := \frac{\left(1.5 \cdot K_{FI} \cdot \frac{F_{w,v,90}}{2}\right)}{L} = 5.584 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{brottgränstillstånd})$$

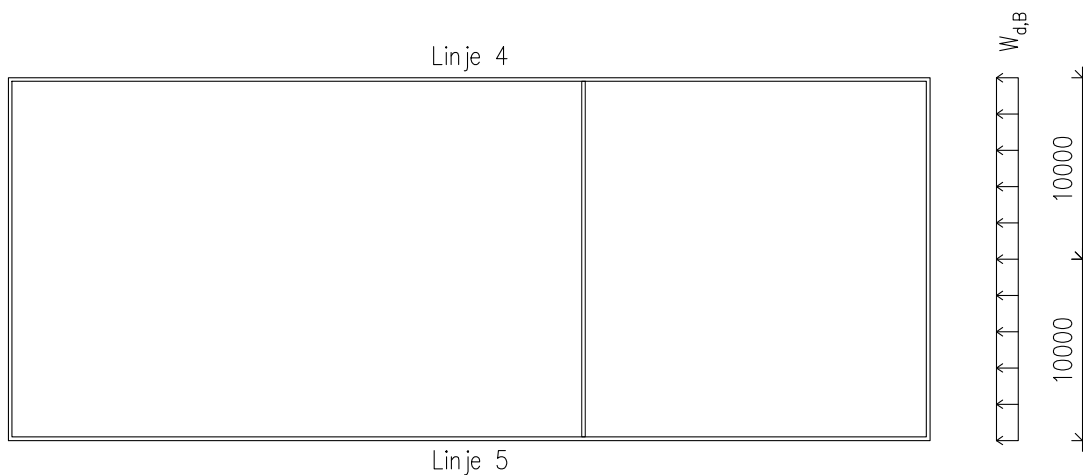
Väggarnas dimensionerande laster

Kortsidans bredd: $B = 20.00 \text{ m}$

Vindlast + snedställningslast: $w_{d.B} = 4.87 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Omformad som resultant på mitten: $R_{90.Ed} := w_{d.B} \cdot B = 97.4 \text{ kN}$

Vindlasten $w_{d.B}$ verkar som linjelast mot byggnadens gavel i nivå med takstolens underram (höjden: +4,14)



Byggnaden är symmetrisk i längdled, vindlasten fördelas då i princip jämt mellan byggnadens väggar då de skivas med ungefär lika många skivor.

Dimensionerande tvärkraft på linje 4: $F_{v.Ed.4} := w_{d.B} \cdot \frac{B}{2} = 48.7 \text{ kN}$

Dimensionerande tvärkraft på linje 5: $F_{v.Ed.5} := w_{d.B} \cdot \frac{B}{2} = 48.7 \text{ kN}$

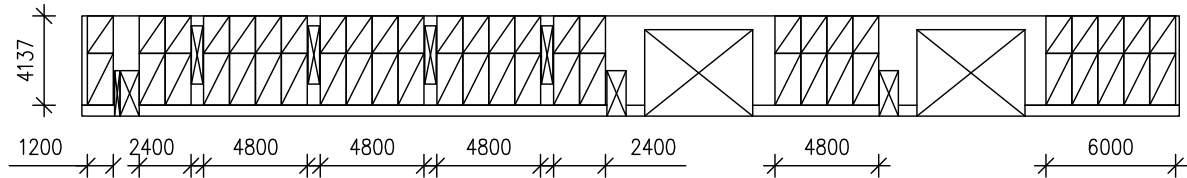
3.2 Långsidans (linje 5) tvärkraftskapacitet

LF: Vindlast som huvudlast.

Tidsklass: Momentan $k_{mod} := 1.1$ (tab 3.1)

Partialkoefficient för C24: $\gamma_m := 1.4$ (tab 2.10-FI)

Långsidan (linje 5) skivas med granfanerskiva 15 mm på insidan av väggen. Väggens utsida skivas med vindskyddsskiva 9 mm, denna deltar ej i beräkningarna.



Antal hela skivor som deltar: $n_{linje.5} := 26$

Total vägg längd som deltar: $L_{linje.5} := n_{linje.5} \cdot 1.2 \text{ m} = 31.2 \text{ m}$

Tvärkraft som skall stabiliseras: $F_{v.Ed.5} = 48.7 \text{ kN}$ (i brottgränstillstånd)

Väggens höjd: $h_i := 4.14 \text{ m}$

Skivans bredd: $b_i := 1.2 \text{ m}$

Minimibredd för skiva som får delta: $b_{min} := \frac{h_i}{4} = 1.04 \text{ m}$

Korrektionsfaktor för över 2400 mm höga skivor: $c_i := \frac{2 \cdot b_i}{h_i} = 0.58$

Kraft som skall stabiliseras: $F_{v.Ed.5} = 48.7 \text{ kN}$ (för linje 5, i brottgränstillstånd)

Tvärkraftskapacitet för skruv 4,0x50: $R_{d.Skruv} := 550 \text{ N}$

Avstånd mellan fästdon: $s := 150 \text{ mm}$

En skivas tvärkraftskapacitet: $F_{i.v.Rd} := \frac{1.2 R_{d.Skruv} \cdot b_i \cdot c_i}{s} = 3.1 \text{ kN}$ (4.1)

Väggens tvärkraftskapacitet: $F_{v.5.Rd} := n_{linje.5} \cdot F_{i.v.Rd} = 79.6 \text{ kN}$

Väggens utnyttjandegrad: $\eta_5 := \frac{F_{v.Ed.5}}{F_{v.5.Rd}} = 61.2\% \quad \text{OK}$

Långsidans skivor skruvas med skruvar 4,0x50 med avståndet s:150 mm avstånd kring skivans kanter. I mittregeln får skivan skruvas på dubbla avståndet 300 mm.

3.2.1 Långsidans förankring till sockeln (linje 5)

Väggens syll förankras till sockeln mot tvärkraften $F_{v.Ed.5} = 48.7 \text{ kN}$

Som fästdon används armeringsjärn A500HW

Syllens tjocklek: $t := 48 \text{ mm}$

Bultens diameter: $d := 10 \text{ mm}$

Armeringsjärnets kapacitet: $f_{u.k} := 500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Virkets densitet: $\rho_k := 350 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Bultens karakteristiska flytmoment: $M_{y.k} := 0.3 \cdot f_{u.k} \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{N}} \cdot (d \cdot \text{mm}^{-1})^{2.6} \cdot \text{N} \cdot \text{mm}$

$$M_{y.k} = 59716 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

Syllens (C24) hålkantshållfasthet: $f_{h.k} := 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot d \cdot \text{mm}^{-1}) \cdot \left(\rho_k \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{kg}} \right) \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$

$$f_{h.k} = 25.83 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Bultens tvärkraftskapacitet: $R_{k.1} := f_{h.k} \cdot t \cdot d = 12.4 \text{ kN}$

$$R_{k.2} := 1.3 \cdot f_{h.k} \cdot t \cdot d \cdot \left(\sqrt{2 + \frac{4 \cdot M_{y.k}}{f_{h.k} \cdot d \cdot t^2}} - 1 \right) = 8.9 \text{ kN}$$

$$R_{k.3} := 3 \cdot \sqrt{M_{y.k} \cdot f_{h.k} \cdot d} = 11.8 \text{ kN}$$

$$R_k := \min(R_{k.1}, R_{k.2}, R_{k.3}) = 8.9 \text{ kN}$$

Bultens dimensionerande tvärkraftskapacitet:

$$R_d := 0.8 \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_m} \cdot R_k = 5.6 \text{ kN}$$

Förankringens största centrum avstånd:

$$S_{max} := \frac{R_d \cdot (n_{linje.5} \cdot b_i)}{F_{v.Ed.5}} = 3567 \text{ mm}$$

Syllens förankringsavstånd mot tvärkraft väljs:

$$S := 1200 \text{ mm}$$

3.2.2 Långsidans frontregel

LF: Vindlast som huvudlast

Tidklass (momentan) - klimatklass 1: $k_{mod} := 1.1$

Ett lastfall med full vindlast på sommaren beaktas. Vinden trycker mot gaveln med samtidig sugkraft på taket. En väggdel med fyra skivor kollas.

Total vägglängd som deltar: $L_{linje.5} = 31.2 \text{ m}$ linje 5

Längd för väggdel L1: $L_1 := 4.8 \text{ m}$

Väggens höjd: $h_i = 4.14 \text{ m}$

Drag-/tryckkraft i frontregel

En skiva tar åt sig följande tvärkraft: $F_{L.v.Ed} := \frac{F_{i.v.Rd}}{F_{v.5.Rd}} \cdot F_{v.Ed.5} = 1.9 \text{ kN}$

Väggdel L1 med fyra skivor tar kraften: $F_{L1.v.Ed} := F_{L.v.Ed} \cdot \frac{L_1}{1.2 \text{ m}} = 7.5 \text{ kN}$

Väggens höjd: $h_i = 4.14 \text{ m}$

Horisontella tvärkraften samt vertikala sugkraften orsakar ett stjälpande moment på väggdelen. Egenvikter bildar ett mothållande moment, egenvikten skall reduceras med 0,9.

Väggdel L1

Moment

Stjälpande moment pga sugkraft: $M_{L1.Sug} := w_{d.v} \cdot L_1 \cdot \frac{L_1}{2} = 64.3 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Stjälpande moment pga tvärkraft: $M_{L1.Fv} := F_{L1.v.Ed} \cdot h_i = 31.0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Mothållande moment pga egenvikt: $M_{L1.g} := 0.9 \cdot \left((g_{k.3} \cdot h_i) + \left(\frac{B}{2} \cdot g_{k.1} \right) \right) \cdot L_1 \cdot \frac{L_1}{2} = 83.7 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Drag- och tryckkraft i respektive frontregel

Dragkraft pga sug uppåt: $F_{L1.Sug} := \frac{M_{L1.Sug}}{L_1} = 13.4 \text{ kN}$

Drag-/tryckkraft pga tvärkraft: $F_{L1.Fv} := \frac{M_{L1.Fv}}{L_1} = 6.5 \text{ kN}$

Drag-/tryckkraft pga egenvikt: $F_{L1.g} := \frac{M_{L1.g}}{L_1} = 17.4 \text{ kN}$

Netto stödreaktioner för väggdel L1

Stöd A - Väggdel L1: $F_{t.L1.Ed} := F_{L1.Sug} + F_{L1.Fv} - F_{L1.g} = 2.4 \text{ kN}$ Drag

Stöd B - Väggdel L1: $F_{c.L1.Ed} := F_{L1.Sug} + F_{L1.Fv} + F_{L1.g} = 37.3 \text{ kN}$ Tryck

Sammanfattningen är alltså att frontregeln för väggdelar bestående av fyra skivor behöver förankras mot lyftkraften 2,4 kN. Samtidigt dimensioneras frontregeln mot tryckkraften 37,3 kN. Kraften motsvarar frontregelns tryckkraft i mellanväggen.

4. Innertaketets skivkonstruktion

Enligt anvisningar: RIL 248-2008. Bilaga B

LF: Vindlast som huvudlast

Tidklass: Momentan $k_{mod} := 1.1$

Dimensionerande linjelast
mot takskiva:

$$P_{Ed} := w_{d.L} = 3.75 \frac{kN}{m}$$

Skivfältets bredd:

$$B = 20.0 \text{ m}$$

Skivfältets spännvidd:

$$L = 50.8 \text{ m}$$

Max moment i fältmitt:

$$M_{Ed} := \frac{P_{Ed} \cdot L^2}{8} = 1210.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Max tvärkraft i takskivans kant
vid upplagen:

$$V_{Ed} := \frac{P_{Ed} \cdot L}{2} = 95.3 \text{ kN}$$

4.1 Takskivans kantbalkar

Drag-/tryckkraft i långsidornas kantbalk: $F_d := \frac{M_{Ed}}{B} = 60.5 \text{ kN}$

Hammarbandets tvärsnittshöjd: $h_{regel} = 198 \text{ mm}$

Hammarbandets tvärsnittsbredd: $b_{regel} = 48 \text{ mm}$

Tryckhållfasthet parallellt fiberriktningen: $f_{c.0.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{c.0.k}}{\gamma_m} = 16.5 \text{ MPa}$

Draghållfasthet parallellt fiberriktningen: $f_{t.0.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{t.0.k}}{\gamma_m} = 11.0 \text{ MPa}$

Normalspänningen: $\sigma_d := \frac{F_d}{h_{regel} \cdot b_{regel}} = 6.4 \text{ MPa}$

Utnyttjandegraden med hänsyn
till tryckkraft: $\eta_8 := \frac{\sigma_d}{f_{c.0.d}} = 38.6\% \quad \text{OK}$

Utnyttjandegraden med hänsyn
till dragkraft: $\eta_9 := \frac{\sigma_d}{f_{t.0.d}} = 57.9\% \quad \text{OK}$

Hammarbandets skarvar dimensioneras mot kraften $F_d = 60.5 \text{ kN}$

Hammarbandet kan skarvas med stålplåt/kortling mellan takstolar eller med dubbla hammarband. Antalet spikar behöver kontrolleras.

4.2 Takskivan

Innertaket skivas med fanerskiva 2400x1200x12 som fästes mot glesläkt 25x100 c400

Takskivans tjocklek: $t := 12 \text{ mm}$

Skjuvkraft: $\sigma_{v.d} := \frac{3}{2} \cdot \frac{V_{Ed}}{B \cdot t} = 0.60 \text{ MPa}$

Takskivans karakteristiska
panelskjuvningshållfasthet: $f_{v.k} := 3.5 \text{ MPa}$

Dimensionerande
panelskjuvningshållfasthet: $f_{v.d} := k_{mod} \cdot \frac{f_{v.k}}{\gamma_m} = 2.75 \text{ MPa}$

Utnyttjandegrad med hänsyn till
panelskjuvning: $\eta_{10} := \frac{\sigma_{v.d}}{f_{v.d}} = 21.7\% \quad \text{OK}$

Takskivans skruvas med 4,0x35

Skruvens tvärkraftskapacitet: $R_{d.skruv} := 310 \text{ N} \quad (\text{RIL 205-1-2009: Tab. G.4})$

Erforderligt skruvavstånd
vid skivans kanter vid upplagen: $s_{max} := \frac{1.2 \cdot R_{d.skruv}}{\frac{V_{Ed}}{B}} = 78 \text{ mm}$ Skruvens kapacitet
får ökas med 20 %

Skruvavstånd väljes till: $s_{tak.vald} := 70 \text{ mm}$

Utnyttjandegraden: $\eta_{11} := \frac{s_{tak.vald}}{s_{max}} = 89.7\%$

Takskivans stödreaktioner måste överföras till väggarna. Skruvavståndet 70 mm gäller invid gavlarna och mellanväggen. I takskivans mittområde kan skruvavståndet ökas.

I skivskarven fästes kortlingar L=300 mellan glesläkten så att skivan fästs runt alla kanter.

Takskivan fästs till gavlarna tvärkraften 95,3 kN. Mellanväggens anslutning till takskivan dimensioneras mot tvärkraften $F_{v.Ed.2} = 92.50 \text{ kN}$

5. Takstolarnas stabilisering

LF: Vindlast som huvudlast. Snölast deltar med kombinationsfaktor $\psi_0 := 0.7$
 Tidklass (momentan) $k_{mod} := 1.1$

Egenvikt och nyttolast

Övre bjälklagets egenvikt: $g_k := g_{k.1} + g_{k.2} = 0.70 \frac{kN}{m^2}$

Snölast på taket $q_k := q_{k.1} = 1.60 \frac{kN}{m^2}$

Takstolens geometri

Takstolens längd: $l_{takstol} := 20000 \text{ mm}$

Taklutning: $\alpha = 14.0 \text{ deg}$

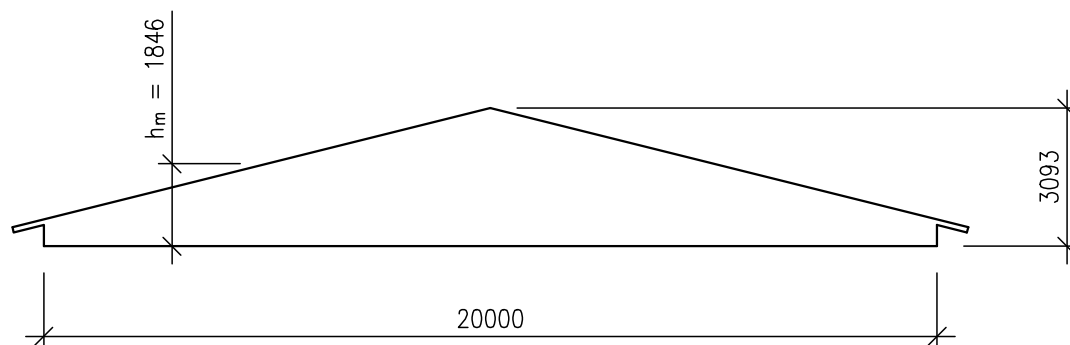
Överramens längd: $l_{ö.ram} := 10306 \text{ mm}$

Takstolens nockhöjd: $h_{nock} := 3100 \text{ mm}$

Takstolens medelhöjd: $h_m := 1846 \text{ mm}$

Takstolarnas indelning: $c_{900} := 900 \text{ mm}$

Antal takstolar: $n_{takstol} := 56$



Ytor

Referensyta som fackverkets överram tar vindlast från:

$$A_{\ddot{o}.ram} := \frac{1}{2} \cdot l_{takstol} \cdot \left(h_3 + \frac{h_{\Delta}}{2} \right) = 20.1 \text{ m}^2$$

Figur. 4.1 i RIL 248

Vindlast

Vindlastens referensvärde: $q_{p,z} = 0.61 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$ enligt bilaga 1

Netto vindlast väggyta D: $q_{w,D} := 0.31 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Netto vindlast väggyta E: $q_{w,E} := -0.31 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Takets friktionskraft som linjelast mot takstolens överram: $F_{fr} := C_{fr} \cdot q_{p,z} \cdot L_{fr} = 0.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Överramens vindlast i brukstillstånd: $w_{k.\ddot{o}.ram} := C_s C_d \cdot (q_{w,D} + (-q_{w,E})) \cdot \frac{h_m}{2} + F_{fr} = 1.07 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Underramens vindlast i brukstillstånd: $w_{k.u.ram} := C_s C_d \cdot (q_{w,D} + (-q_{w,E})) \cdot \left(\frac{h_m}{2} + \frac{h_2}{2} \right) = 1.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Normalkraft i medeltal i överramen av egenvikt

Vertikal linjelast pga egenvikt: $P_{g,k} := c_{900} \cdot g_k = 0.63 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Moment pga egenvikt: $M_{g,k} := \frac{P_{g,k} \cdot (l_{takstol})^2}{8} = 31.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Normalkraft i överram pga egenvikt: $N_{g,k} := \frac{M_{g,k}}{h_m} = 17.1 \text{ kN}$

Överramens inre stabiliseringskraft av egenvikt

Faktor: $k_l := \min \left(1, \sqrt{\frac{15 \cdot \text{m}}{l_{\ddot{o}.ram}}} \right) = 1.00$

Stabiliseringskraft av egenvikt: $H_{g,k} := k_l \cdot \frac{n_{takstol} \cdot N_{g,k}}{50 \cdot l_{\ddot{o}.ram}} = 1.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Normalkraft i medeltal i överramen av snölast

Linjelast pga snölast: $P_{q,k} := c_{900} \cdot q_k = 1.44 \frac{kN}{m}$

Moment pga snölast: $M_{q,k} := \frac{P_{q,k} \cdot (l_{takstol})^2}{8} = 72.0 \frac{kN \cdot m}{m}$

Normalkraft i överram av snölast: $N_{q,k} := \frac{M_{q,k}}{h_m} = 39.0 \frac{kN}{m}$

Överramens inre stabiliseringskraft av snölast

Faktor: $k_l := \min\left(1, \sqrt{\frac{15 \cdot m}{l_{ö.ram}}}\right) = 1.00$

Stabiliseringskraft av snölast: $H_{q,k} := k_l \cdot \frac{n_{takstol} \cdot N_{q,k}}{50 \cdot l_{ö.ram}} = 4.24 \frac{kN}{m}$

Överramen stabiliseras med Puuinfos program NR-yläpohjan jäykistyksen mitoitus

I programmet stabiliseras fackverkets överram mot knäckning genom att montera en planka liggande mot överramen. Vid plankans stödpunkter placeras vertikala bockar som för ner inre samt yttre laster till fackverkets nedre bom som i sin tur är stabiliserad med en takskena.

Lasterna matas in i programmet som last för ett fackverk i brukstillstånd

Normalkraft i överram pga egenvikt: $N_{g,k} = 17.1 \frac{kN}{m}$

Normalkraft i överram av snölast: $N_{q,k} = 39.0 \frac{kN}{m}$

Snedställningslast i längdled pga egenvikt: $H_{L,g} := \frac{\max\left(\frac{B}{L} \cdot \frac{(g_{k,1} + g_{k,2}) \cdot L}{150}, \frac{(g_{k,1} + g_{k,2}) \cdot L}{250}\right)}{n_{takstol}} = 0.0026 \frac{kN}{m}$

Snedställningslast i längdled pga snölast: $H_{L,q} := \frac{\max\left(\frac{B}{L} \cdot \frac{q_{k,1} \cdot L}{150}, \frac{q_{k,1} \cdot L}{250}\right)}{n_{takstol}} = 0.0059 \frac{kN}{m}$

Vindlast mot överramen: $\frac{w_{k,ö.ram}}{n_{takstol}} = 0.0191 \frac{kN}{m}$

Byggnadsnamn	Yritys	PH-01	1 / 1
Tomte nr	Tomte nr	16:52016	TE
Produktionshall	Valte 1: Yläparteen nurländus		

1.0 RISTIKKO JA VAAKAJÄYKISTE

Ristikon tyyppi: Symmetrinen hajjaristikko
 Jäykistettyjen kerrien matala yläparteen piluedellä
 Vaakejäykiste yläparteen päällä

Ristikon jänneväli: L = 19898 mm
 Ristikon tukkorkeus: H = 600 mm
 Yläparteen kaltevuus: α = 14,0°
 Ristikon hajjaristikon jänneväli (yläparteen pilue): H_h = 3093 mm
 Jäykistyjärjestelmän jänneväli (yläparteen pilue): l = 10304 mm
 Jäykistyjärjestelmän jännevälikerroin: K_r = 1,0
 Vaakejäykisteen jänneväli: L_{vaaka} = 5152 mm

1.2 YHDEN RISTIKON YLÄPARTIEN OMINAISKUORMAT

Yläparteen puristusvoima pysyvästä kuormasta	N _{1,x} = 17,1 kN	100%
Yläparteen puristusvoima lunkkuvoimasta	N _{1,x} = 39,0 kN	100%
Lasisekavoima pysyvästä kuormasta	H _{1,x} = 0,009 kN/m	100%
Lasisekavoima lunkkuvoimasta	H _{1,x} = 0,009 kN/m	100%
Tuulikuorma yläparteele	q _{1,x} = 0,019 kN/m	100%
Lunkkuvoiman pikakalkulaatio	ψ ₂ = 0,2	

1.3 YHDEN RISTIKON YLÄPARTIEN VAAKAJÄYKISTEEN MITOITUS

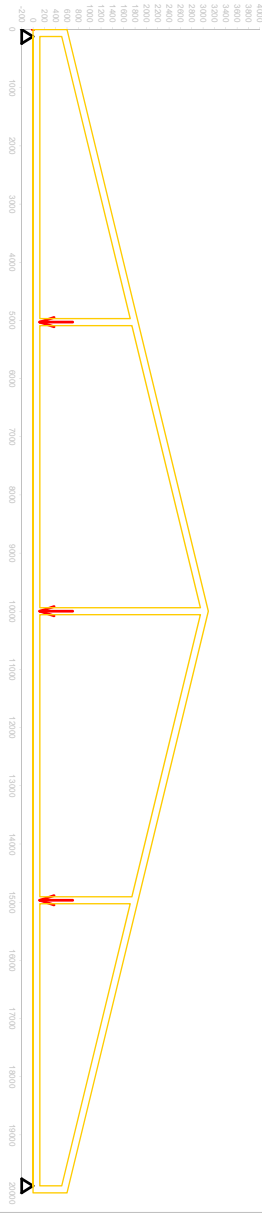
Kuormatapaus: Pysyvä + Lumi 100 % + Tuuli 60 %
 Käyttöluokka / Aikaanika: KL 2 / Heltollinen

N _{1,x}	17,1 kN	100%
H _{1,x}	0,009 kN/m	100%
q _{1,x}	0,019 kN/m	100%
q _{1,y}	0,02 kN/m	60%

Vaakejäykisteen poikkeilukaus

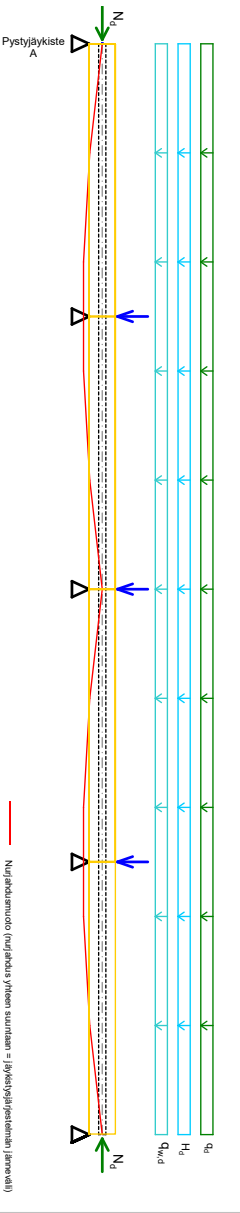
L ₁	20710868 mm ³	Jäilyyksenmomentti
W ₁	239432 mm ³	Taivutusvastus
A	8304 mm ²	Poikkeilekautala
k ₁	1,0	Halkaisijakerroin
E _{dyn}	11000 N/mm ²	Kimmomoduuli

1.4 VAAKAJÄYKISTEEN MITOITUSTULOKSET



Pysyvä + Lumi 100 % + Tuuli 60 %	N _{1,x}	17,1 kN	100%	N _{1,y}	0,009 kN	100%	N _{1,z}	0,009 kN	100%	N _{1,t}	0,019 kN	100%	N _{1,r}	0,02 kN	60%
	H _{1,x}	0,009 kN/m	100%	H _{1,y}	0,009 kN/m	100%	H _{1,z}	0,009 kN/m	100%	H _{1,t}	0,019 kN/m	100%	H _{1,r}	0,019 kN/m	100%
	q _{1,x}	0,019 kN/m	100%	q _{1,y}	0,019 kN/m	100%	q _{1,z}	0,019 kN/m	100%	q _{1,t}	0,019 kN/m	100%	q _{1,r}	0,019 kN/m	100%
	ψ ₂	0,2		ψ ₂	0,2		ψ ₂	0,2		ψ ₂	0,2		ψ ₂	0,2	

Ristikon yläparteen päällä olevat vaakejäykisteet päältä katsottuna (siniset pitäenmuut S₁ syyvät s-nurländuksessa vaakejäykisteen jälkeisen kordille ja näin ollen kuormittavat pystyjäykisteitä)



Pystyjäykisteilijöiden ulkoiset tukireaktorit 1-aukkosella vaakejäykisteiltä (F_{rd} ja S₁ eivät vaikuta samanaikaisesti)

Pystyjäykisteilijä	A (max)	B	C	D	E (max)
Jäykistyskuorma F _{rd}	1,563 kN	0,792 kN	0,792 kN	0,792 kN	1,563 kN
Lasisekavoima F _{sd}	0,031 kN	0,061 kN	0,061 kN	0,061 kN	0,031 kN
Tuulikuorma F _{sd}	0,044 kN	0,088 kN	0,088 kN	0,088 kN	0,044 kN
Samantilaisuus S ₁	0,792 kN	1,563 kN	1,563 kN	1,563 kN	0,792 kN
Tukireaktorit P ₁ (max)	1,64 kN	1,71 kN	1,71 kN	1,71 kN	1,64 kN

Swedish name Tomás Ergestom	Yritys PH-01	Proj. 1 / 1
Referensnr 16.5.2016	Tilaaja TE	
Produktionshall	Sarake Vaihe 3: Pystyjäyksteet	

Versio 1.1

3.0 JÄYKISTELOHKO

Riikkeen kytkö
 Riikkeen matala jäykisteohkossa
 Pystyjäyksteiden matala jäykisteohkossa

3.1 KUORMITUS

Kuormitustapaus
 Tarvittava pystyjäyksteijä

Pystyjäyksteiden korkeus
 Pystyjäyksteiden vaakaraja yhdistä riikkeitä

3.2 JÄYKISTELOHKKON AHEUITTAMAT LUKOSET VOIMAT

Kuormitustapaus	Riikkeitä P_{Vd}	Akkatorin jäykisteelle P_{Vd}
Pyyvä + Lumi 100 % + Tuuli 60 %	6,87 kN	11,99 kN

3.3 JÄYKISTELOHKKON SALLITTU VAAKASIRTYMÄ

Nurjandamuoto	Vaiheesta 1	Vaiheesta 2
Riikkeitä / jäykisteohko	n = 7 kpl	n = 7 kpl
Mallittava voima	P_{Vd} = 11960 N	n · S_{d1} = 10943 N
Jäykkyysovaraus	$U_{h,vaak1}$ = 21 mm	n · C_{max} = 3617 N/mm
Sallittu vaakarajrymä	$U_{h,vaak1}$ = 12 mm	$U_{h,vaak2}$ = 3 mm

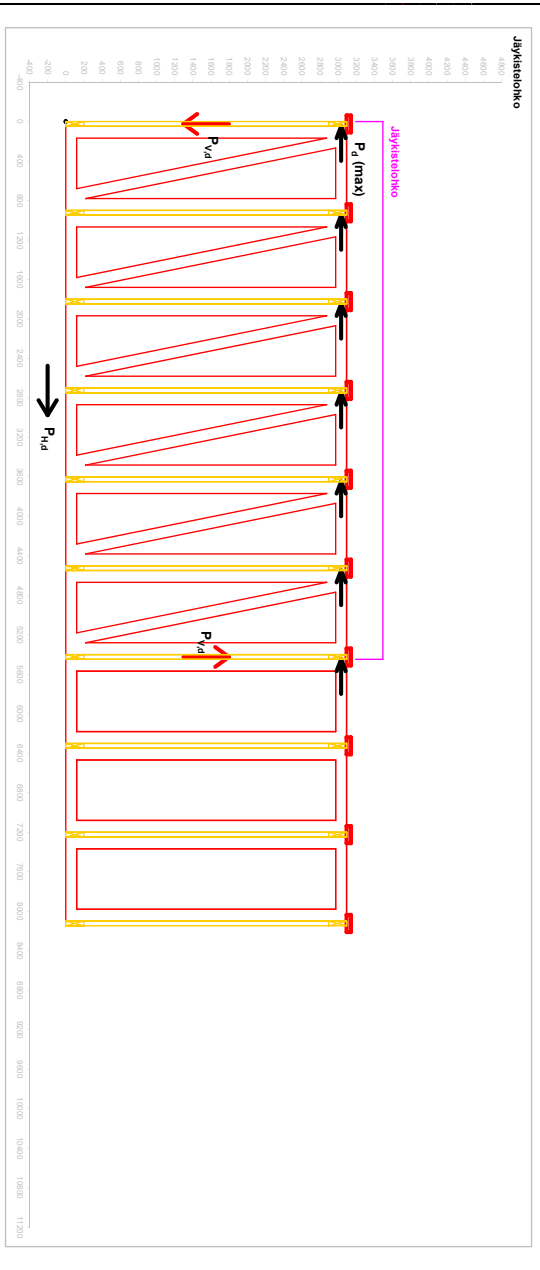
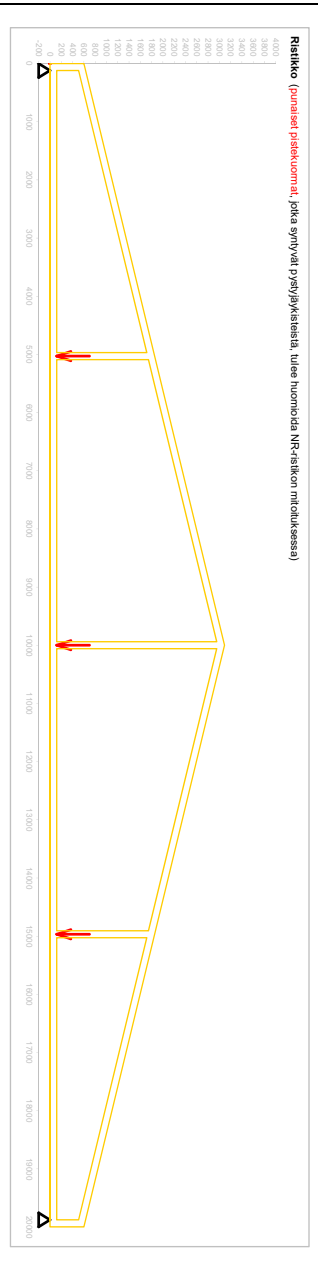
HUOMIO!
 Ylläseuraavien mallien olevan vaakaajäyksteiden jatkokeit ajateltava aina pystyjäyksteiden kohdalle, jotta s-rungit-
 dusesta syntyy pystyjäyksteiden ukonon voima S_{d1} (ks. Vaihe 1). Tästä jätunon jäykisteohkoille tulee
 jäykkyysovaraus myös s-rungitduseen mallikuumasta.

3.4 KUORMAT NRS-SUUNNITTELUALLE

Alia olevat kuormat voidaan tallentaa sivulle "Miesvoivo" jatkamalla kohtaan 3.1 painikkeita

Pyyvä kuorma	Lumi kuorma	Tuuli kuorma
100% $P_{Vd} = 1,42$ kN	100% $P_{Vd} = 3,25$ kN	100% $P_{Vd} = 0,39$ kN
$P_{d,N} = 0,41$ kN	$P_{d,N} = 0,95$ kN	$P_{d,N} = 0,11$ kN

Info



Versio 1.1	
Suunnittelutoimisto Tomas Engström	Työn nro PH-01
	Sivu 1 / 3
Rakennuskohde Produktionshall	Sisältö Yhteenveto

1.0 YHTEENVETO MITOITUKSESTA

Kuormitustapaus Pysyvä + Lumi 100 % + Tuuli 60 % ▼ **KL 2 / Hetkellinen**

Yläpaarteen päällä oleva vaakajäkiste	C24 48x173	OK
Vaakajäkisteen kiinnitys yläpaarteeseen	Naula 3,1x90 5 kpl k600	OK
Vaakajäkisteen lopputilan taipuma L/500 (nurjahdus)	82%	OK
Vaakajäkisteen jäykkyys (s-nurjahdus)	64%	OK
Vaakajäkisteen taivutuskestävyys	13%	OK
Vaakajäkisteen leikkauskestävyys	5%	OK

2.0 PYSTYJÄKISTEEN MITOITUS Info

Tarkasteltava pystyjäkistelinja Pystyjäkistelinja C ▼

Päärakennesuunnittelija mitoittaa

- jokaisen yläpaarteen kiinnityksen pystyjäkisteeseen voimalle P_d (max) = 1,71 kN
- yksittäinen pystyjäkisteen voimalle $P_{H,1,d}$ = 2,00 kN

NR-risikko

Suunnittelutoimisto	Työn nro	Sivu
Tomas Engström	PH-01	2 / 3
	Päiväys	
	16.5.2016	TE
Rakennuskohde	Sisältö	
Produktionshall	Yhteenveto	

3.0 JÄYKISTELOHKON MITOITUS

Tarkasteltava pystyjäykistelinja

Pystyjäykistelinja C

Päärakennesuunnittelija mitoittaa

- jokaisen pystyjäykisteen kiinnityksen ristikon pystysauvaan voimalle

$$P_{V,d} = 6,87 \text{ kN}$$

- jäykistelohekki kiinnityksen alakaton jäykisteeseen voimalle

$$P_{H,d} = 11,99 \text{ kN}$$

- pystyjäykisteen lopputilan vaakasiirtymän murtorajatilassa raja-arvoon

$$u_{fin,vaad,1} = 12 \text{ mm}$$

- siirtymätarkastelussa käytetään voimaa

$$P_{H,d} = 11,99 \text{ kN}$$

$u_{fin,vaad,1}$ = pystyjäykisteen siirtymä liitossiirtymineen + alakaton siirtymä

- pystyjäykisteen lopputilan vaakasiirtymän murtorajatilassa raja-arvoon

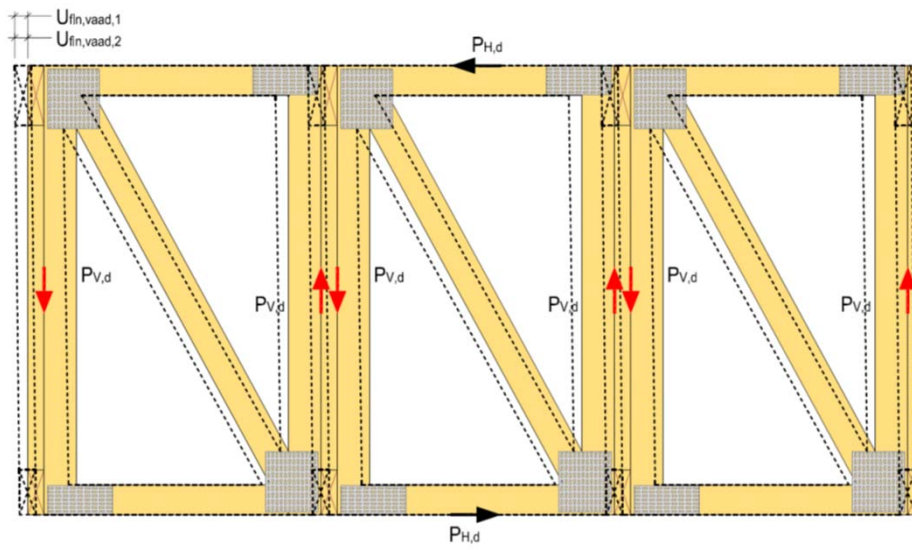
$$u_{fin,vaad,2} = 3 \text{ mm}$$

- siirtymätarkastelussa käytetään voimaa

$$n \cdot S_d = 10,94 \text{ kN}$$

n = ristikoiden määrä jäykistelohekossa

$u_{fin,vaad,2}$ = pystyjäykisteen siirtymä liitossiirtymineen

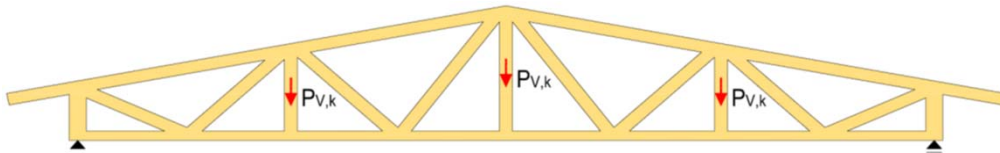


Suunnittelutoimisto Tomas Engström	Työn nro PH-01	Sivu 3 / 3
	Päiväys 16.5.2016	
Rakennuskohde Produktionshall	Sisältö Yhteenveto	

4.0 OMINAISKUORMAT NR-SUUNNITTELIJALLE

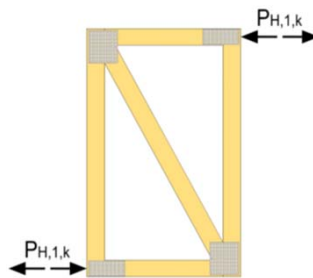
Info

NR-ristikon kuormitus (tallennus vaiheesta 3 kohdasta 3.4)



Pystyjäykistelinja	Pysyvä kuorma 100 %	Lumikuorma 100 %	Tuulikuorma 100 %
A	$P_{V,k} = 0,00 \text{ kN}$	$P_{V,k} = 0,00 \text{ kN}$	$P_{V,k} = 0,00 \text{ kN}$
B	$P_{V,k} = 0,85 \text{ kN}$	$P_{V,k} = 1,95 \text{ kN}$	$P_{V,k} = 0,24 \text{ kN}$
C	$P_{V,k} = 1,42 \text{ kN}$	$P_{V,k} = 3,25 \text{ kN}$	$P_{V,k} = 0,39 \text{ kN}$
D	$P_{V,k} = 0,85 \text{ kN}$	$P_{V,k} = 1,95 \text{ kN}$	$P_{V,k} = 0,24 \text{ kN}$
E	$P_{V,k} = 0,00 \text{ kN}$	$P_{V,k} = 0,00 \text{ kN}$	$P_{V,k} = 0,00 \text{ kN}$
	$P_{V,k} =$	$P_{V,k} =$	$P_{V,k} =$
	$P_{V,k} =$	$P_{V,k} =$	$P_{V,k} =$
	$P_{V,k} =$	$P_{V,k} =$	$P_{V,k} =$
	$P_{V,k} =$	$P_{V,k} =$	$P_{V,k} =$

NR-pukin kuormitus (tallennus vaiheesta 3 kohdasta 3.4)

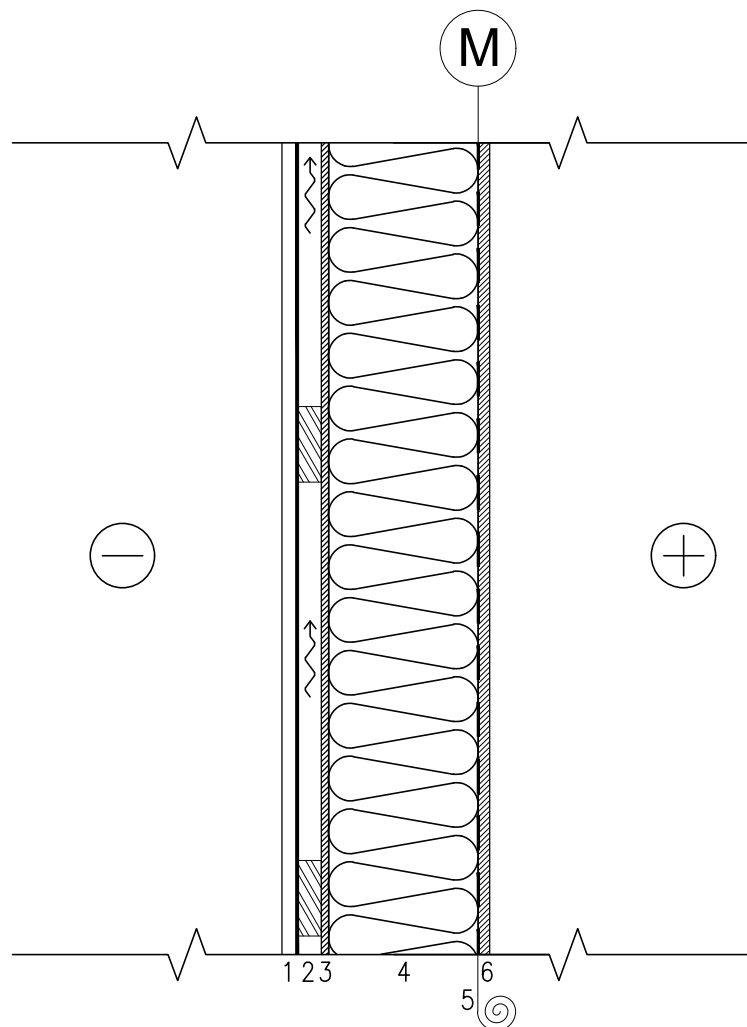


Pystyjäykistelinja	Pysyvä kuorma 100 %	Lumikuorma 100 %	Tuulikuorma 100 %
A	$P_{H,1,k} = 0,41 \text{ kN}$	$P_{H,1,k} = 0,93 \text{ kN}$	$P_{H,1,k} = 0,06 \text{ kN}$
B	$P_{H,1,k} = 0,41 \text{ kN}$	$P_{H,1,k} = 0,95 \text{ kN}$	$P_{H,1,k} = 0,11 \text{ kN}$
C	$P_{H,1,k} = 0,41 \text{ kN}$	$P_{H,1,k} = 0,95 \text{ kN}$	$P_{H,1,k} = 0,11 \text{ kN}$
D	$P_{H,1,k} = 0,41 \text{ kN}$	$P_{H,1,k} = 0,95 \text{ kN}$	$P_{H,1,k} = 0,11 \text{ kN}$
E	$P_{H,1,k} = 0,41 \text{ kN}$	$P_{H,1,k} = 0,93 \text{ kN}$	$P_{H,1,k} = 0,06 \text{ kN}$
	$P_{H,1,k} =$	$P_{H,1,k} =$	$P_{H,1,k} =$
	$P_{H,1,k} =$	$P_{H,1,k} =$	$P_{H,1,k} =$
	$P_{H,1,k} =$	$P_{H,1,k} =$	$P_{H,1,k} =$
	$P_{H,1,k} =$	$P_{H,1,k} =$	$P_{H,1,k} =$

BILAGA 4

Konstruktionstyper YV, MV, ÖB och NB

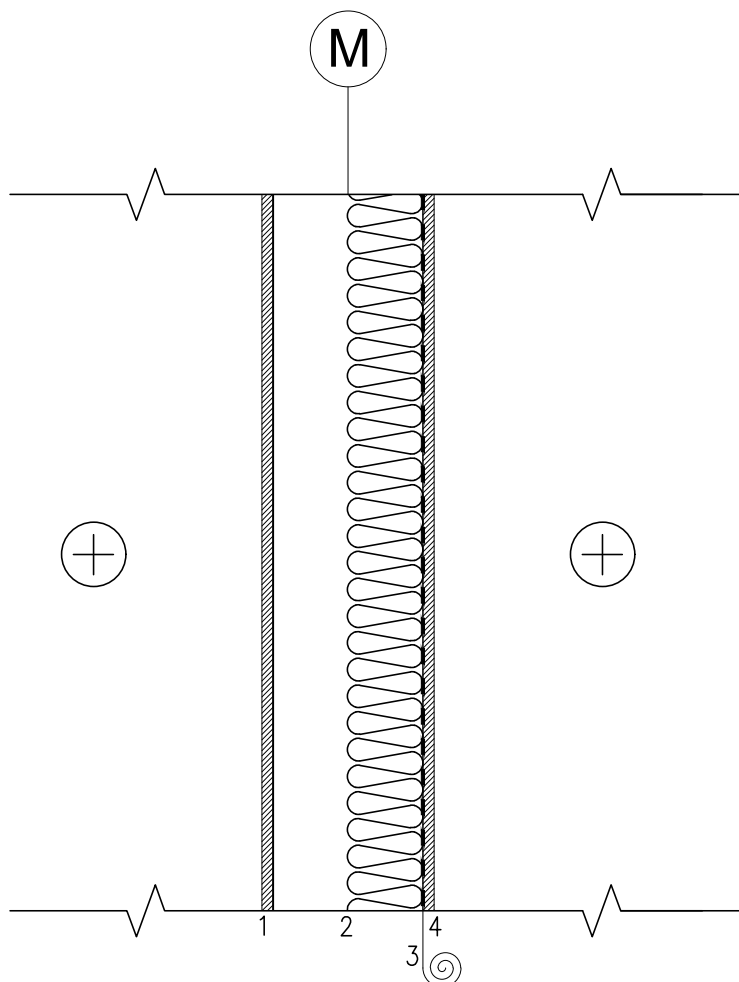
BRANDKLASS: P3	Arbets nr PH-01		YV-1
	Datum 22.5.2016	Planerare T.E	
Byggnadsobjekt PRODUKTIONSHALL	Innehåll BÄRANDE YTTERVÄGG		



NR	BYGGNADSDDEL	MATERIAL	MÅTT
1	FASAD	PLÅT	25 MM
2	LUFTSPALT	GLESLÄKT c600	32 MM
3	VINDSKYDDSSKIVA	GIPS	9.5 MM
4	BÄRANDE STOMME VÄRMEISOLERING	C24 MINERALULL	198 MM 200 MM
5	DIFFUSIONS- OCH LUFTSPÄRR	PLAST	0,2 MM
6	FÖRSTYVANDE-/INREDNINGSSKIVA	FANER	15 MM

U = 0,20 W/m²K

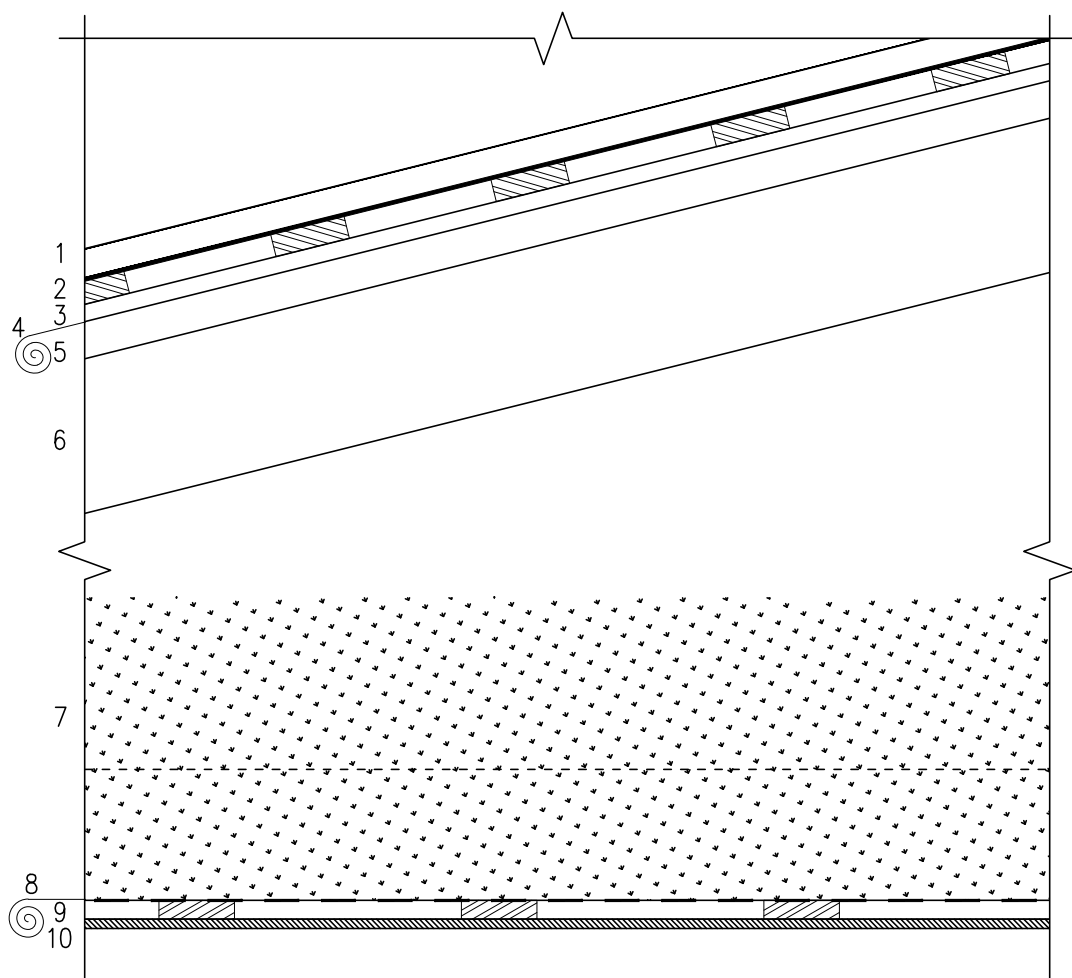
BRANDKLASS: P3	Arbets nr PH-01		MV-1
	Datum 9.5.2016	Planerare T.E	
Byggnadsobjekt PRODUKTIONSHALL	Innehåll BÄRANDE MELLANVÄGG		



NR	BYGGNADSDEL	MATERIAL	MÅTT
1	FÖRSTYVANDE-/INREDNINGSSKIVA	FANER	15 MM
2	BÄRANDE STOMME LJUD- OCH BRANDISOLERING	C24 MINERALULL	198 MM 100 MM
3	DIFFUSIONS- OCH LUFTSPÄRR	PLAST	0,2 MM
4	FÖRSTYVANDE-/INREDNINGSSKIVA	FANER	15 MM

EI-30

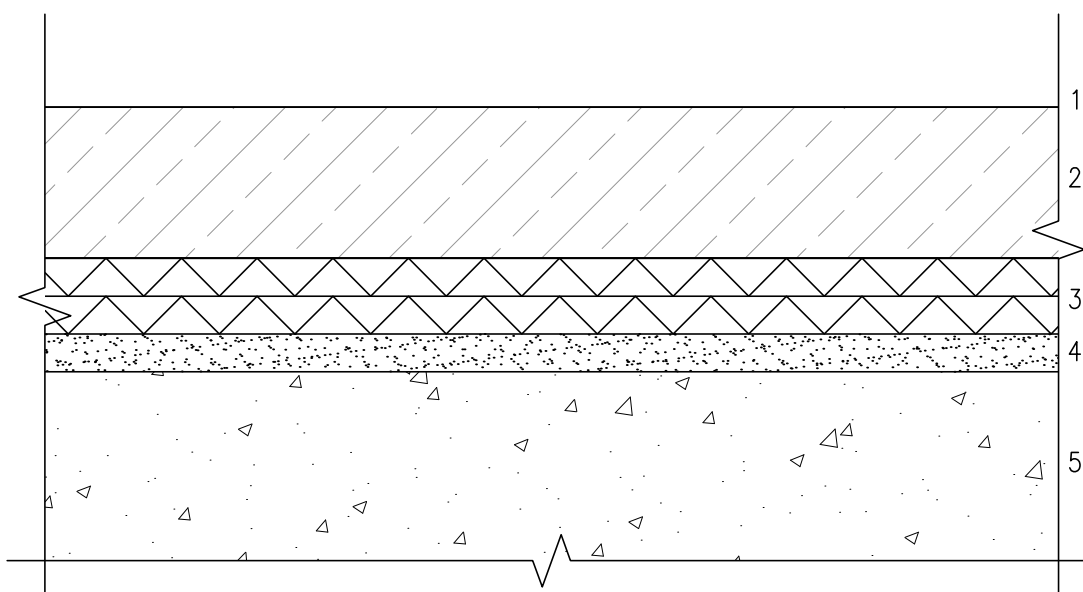
BRANDKLASS: P3	Arbets nr PH-01		ÖB-1
	Datum 22.5.2016	Planerare T.E	
Byggnadsobjekt PRODUKTIONSHALL	Innehåll ÖVRE BJÄLKLAG		



NR	BYGGNADSDDEL	MATERIAL	MÅTT
1	VATTENTAK	FALSAD PLÅT	
2	BÄRLÄKT	GLESBRÄDNING c300	32 MM
3	STRÖLÄKT	TRÄRIBBA	22 MM
4	UNDERTAK/KONDENSskydd	PLAST	
5	ÖVERRAMENS STABILISERING	C24	48 MM
6	PREFAB. FACKERVERK	c900	
7	VÄRMEISOLERING	BLÅSULL	400 MM
8	DIFFUSIONS- OCH LUFTSPÄRR	PLAST	0,2 MM
9	INNERTAKETS SPIKLÄKT	GLESBRÄDNING c400	25 MM
10	FÖRSTYVANDE-/INREDNINGSSKIVA	FANER	12 MM

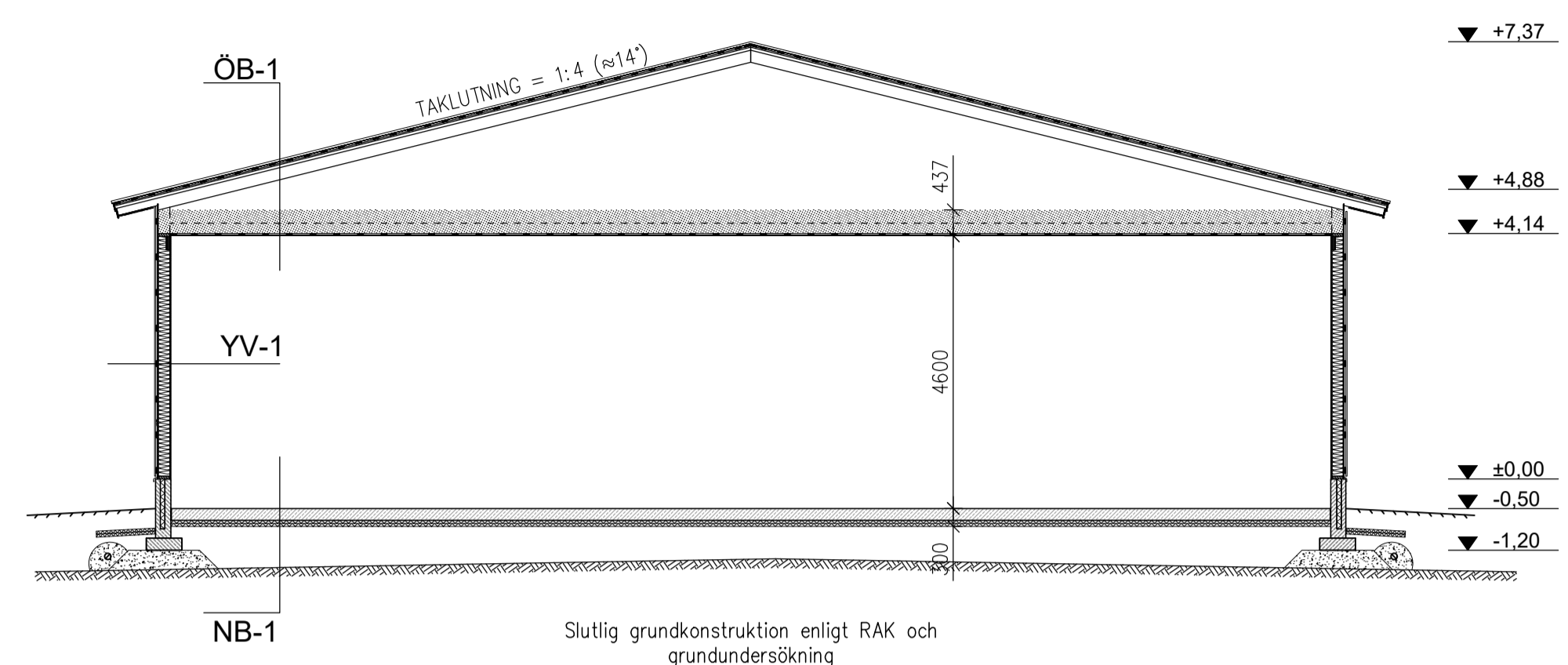
U = 0,11 W/m²K

BRANDKLASS: P3	Arbets nr PH-01		NB-1
	Datum 22.5.2016	Planerare T.E	
Byggnadsobjekt PRODUKTIONSHALL	Innehåll NEDRE BJÄLKLAG		

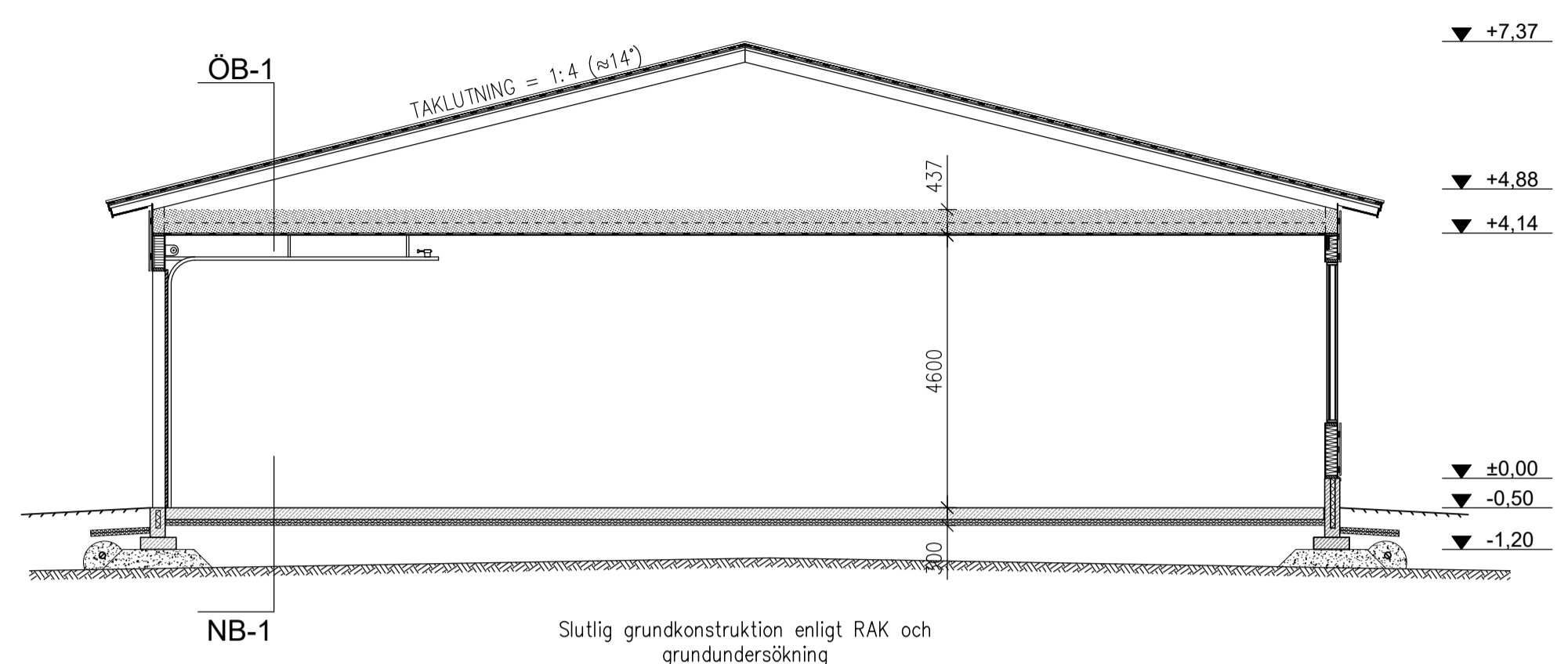


NR	BYGGNADSDDEL	MATERIAL	MÅTT
1	YTSKIKT		
2	GOLV	ARMERAD BETONG	200 MM
3	ISOLERING	EPS	100 MM
4	AVJÄMNINGSSKIKT	GROV SAND	50 MM
5	KAPPILÄRT BRYTANDE SKIKT	STENKROSS 8...16	250 MM

U = 0,16 W/m²K



A-A
1:100



B-B
1:100

Planerad konstruktion: U = 0,11 W/m²K Ref. värde: 0,14 W/m²K D3 2.5.4	ÖB-1 FALSAD TAKPLÅT BÄRLÅKT 32x100 c/c 300 STRÖLÅKT 22x73 UNDERTAK/KONDENSISKYDD FACKVERKETS FÖRSTYVNING NR-TAKSTOL c/c 900 SPRUTISOLERING 400 (λ < 0,039 W/mK) DIFFUSIONS- OCH LUFTSPÄRR 0,2 mm SPIKLÅKT 25x100 c/c 400 FANERSKIVA 12 mm
Planerad konstruktion: U = 0,20 W/m²K Ref. värde: 0,26 W/m²K D3 2.5.4	YV-1 TRAPETSKORRUGERAD VÄGGPLÅT LUFTSPALT/GLESLÅKT 32x100 c/c 600 VINDSKYDDSSKIVA GIPS 9 mm STOMME 48x198 c/c 600 MINERALULL 200 mm (λ < 0,036 W/mK) DIFFUSIONS- OCH LUFTSPÄRR 0,2 mm FANERSKIVA 15 mm
Planerad konstruktion: Ei30	MV-1 FANERSKIVA 15 mm DIFFUSIONS- OCH LUFTSPÄRR 0,2 mm STOMME 48x198 c/c 600 MINERALULL 100 FANERSKIVA 15 mm
Planerad konstruktion: Ei30	MV-2 FANERSKIVA 15 STOMME 48x198 c/c 600 VINDSKYDDSSKIVA GIPS 9 mm RÖRESEFOG VINDSKYDDSSKIVA STOMME 48x173 MINERALULL 170 DIFFUSIONS- OCH LUFTSPÄRR 0,2 mm GIPSSKIVA 13 mm
Planerad konstruktion: U = 0,16 W/m²K Ref. värde: 0,26 W/m²K D3 2.5.4	NB-1 ARMERAD BETONGPLÅTTA 200 mm EPS ISOLERING 100 mm (λ < 0,036 W/mK) AVJÄMNINGSSKIKT GROV SAND 50 mm KOMPRIMERAT GRUS min 200 (KAPILLÄRT BRYTANDE) FILTERDUK KROSS

BYGGNADSEDELAR SOM GRÄNSAR TILL DET FRIA
Fönster = 24,3 m²
Dörrar = 48,2 m²
Ytterväggarnas nettoarea = 455,3 m² (Brutto 514,6 m²)
Sockelns nettoarea = 55,3 m²
Fönsterytans andel av väggytan = 4,7 %

FÖNSTER OCH DÖRRARS U-VÄRDEN (D3 2.5.4)
Fönster: 1,4 W/K m²
Dörrar: 1,4 W/K m²

SAMMANLAGD VÄRMEFÖRLUST GENOM BYGGNADENS MANTEL (D3 2.5.3)
Värmeöverl. enl. projektering: $\Sigma H_{\text{tot}} = 475,7 \text{ W/K}$
Referensvärmeöverl.: $\Sigma H_{\text{tot}} = 607,0 \text{ W/K}$

BYGGNADSBESKRIVNING
Användningsändamål: Produktionshall för CNC-fräsning/svarvning
Brandklass: P3
Brandfarlighetsklass: Brandfarlighetsklass 1
Skyddsgrad: Skyddsgrad 1
Konsekvensklass: CC2

TILBYGGNADENS VOLYM OCH AREALER
VOLYM: 5420 m³
VÄNINGSYTA: 1025 m²
HELA AREALEN: 1025 m²
LÄGENHETSAREAL: 982 m²

DEN SLUTLIGA BYGGNADENS SAMMANLAGDA VOLYM OCH AREALER
VOLYM: 7480 m³
VÄNINGSYTA: 1493 m²
HELA AREALEN: 1493 m²
LÄGENHETSAREAL: 1427 m²
VÄNINGANTAL: 1

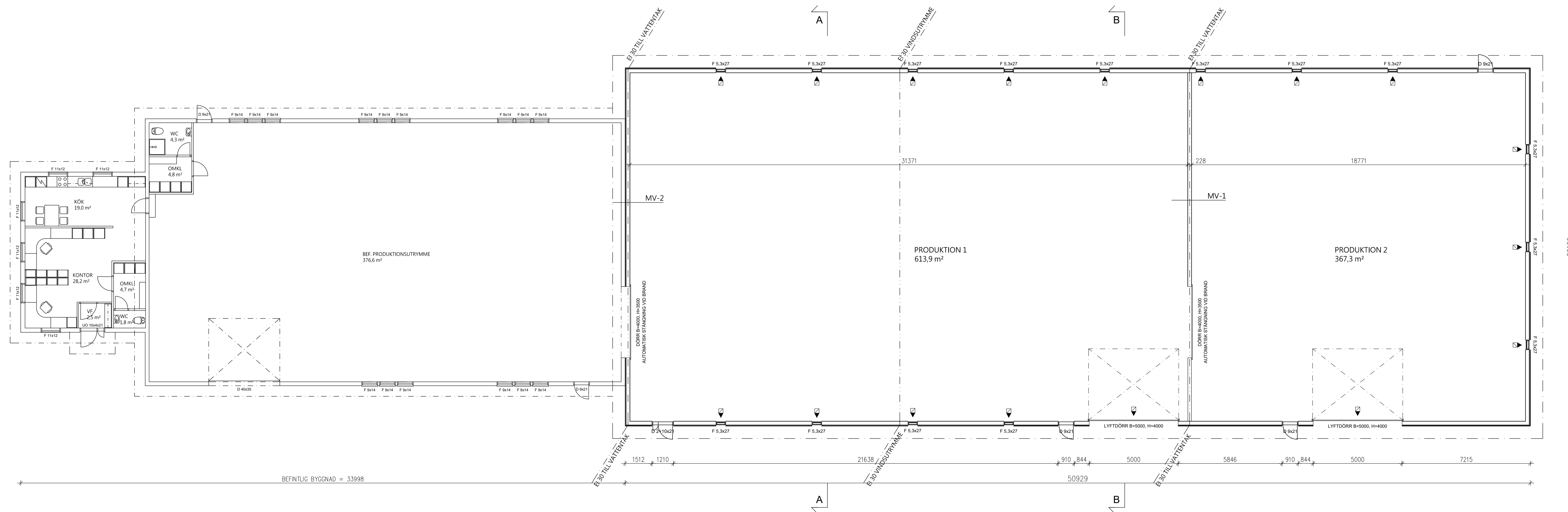
BRANDSÄKERHET
Ventilation av brandrök: Anordnas med öppningsbara fönster och lyftdörrar (erforderlig rökventilationsarea 1% av brandcellens storlek). Halften av fönstrens areal i rummets övre del deltar.
Se markering:
Rökventilationsarea: Produktion 1 = 12,1 m² (1,9 %) (Rök-ent. E2 7.2-0,25-2,0 %) Produktion 2 = 10,2 m² (2,7 %) (Rök-ent. E2 7.2-0,25-2,0 %)

Tillbyggnaden fräsas med primärsläckningsutrustning. En brandsläckare av effektivklass 27 A 144 B för varje begynnande 300 m²

Vindsutrymme delas in i högst 400 m² stora brandceller. Varje brandcell skall vara tillgänglig från utsidan.

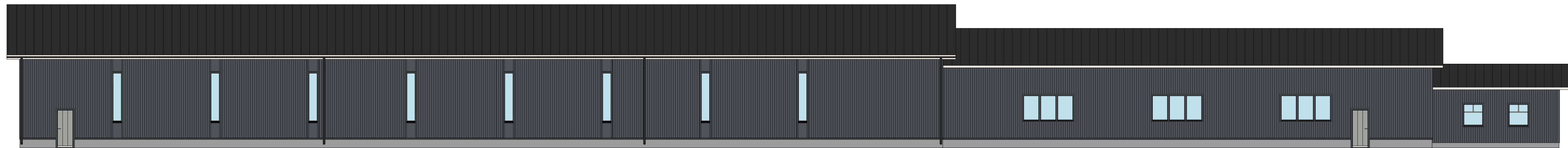
Utgångar skall utmärkas med skyltar (ansluten till elnätet) som anger utrymningsväg.

UPPVÄRMNING
Uppvärmningsgrad: Delvis uppvärmt utrymme (enl. D3 1.3.1)
Uppvärmning: Luftvärmepump
Ventilation: Maskinell ventilation

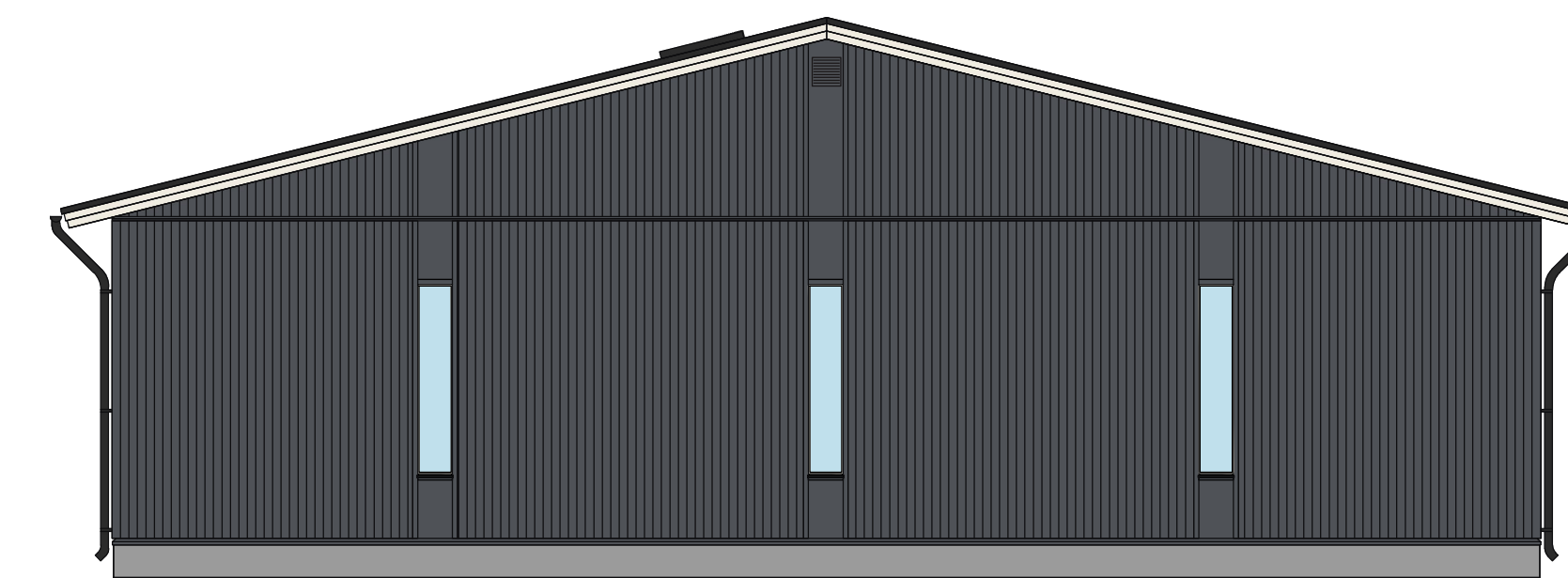


PLAN
1:100

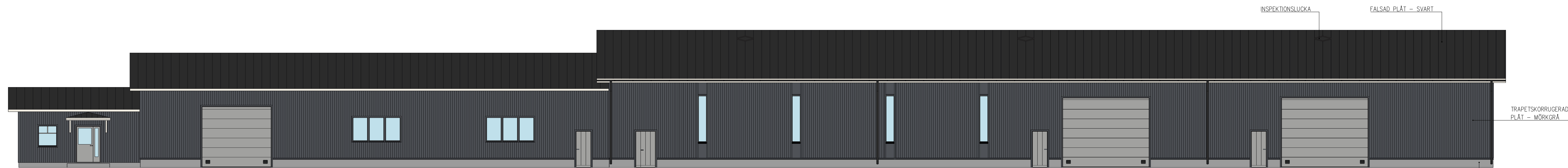
ansl. / mark.	skum / ant.	modell / ändring	ansl. / namn	skapad / datum
K-mått KOMOSSA Vallgrund 2:72 Rakerns utvärdering TILBYGGNAD PRODUKTIONSHALL LI-KOMPONENTS PALJAKVÄGEN 66820 KOMOSSA				
Kontrollör Tomas Engström		Projekt nr 22.5.2016	Projekt nummer Mått 1:100	
Ark ARK PH-01			Ark PH-01	



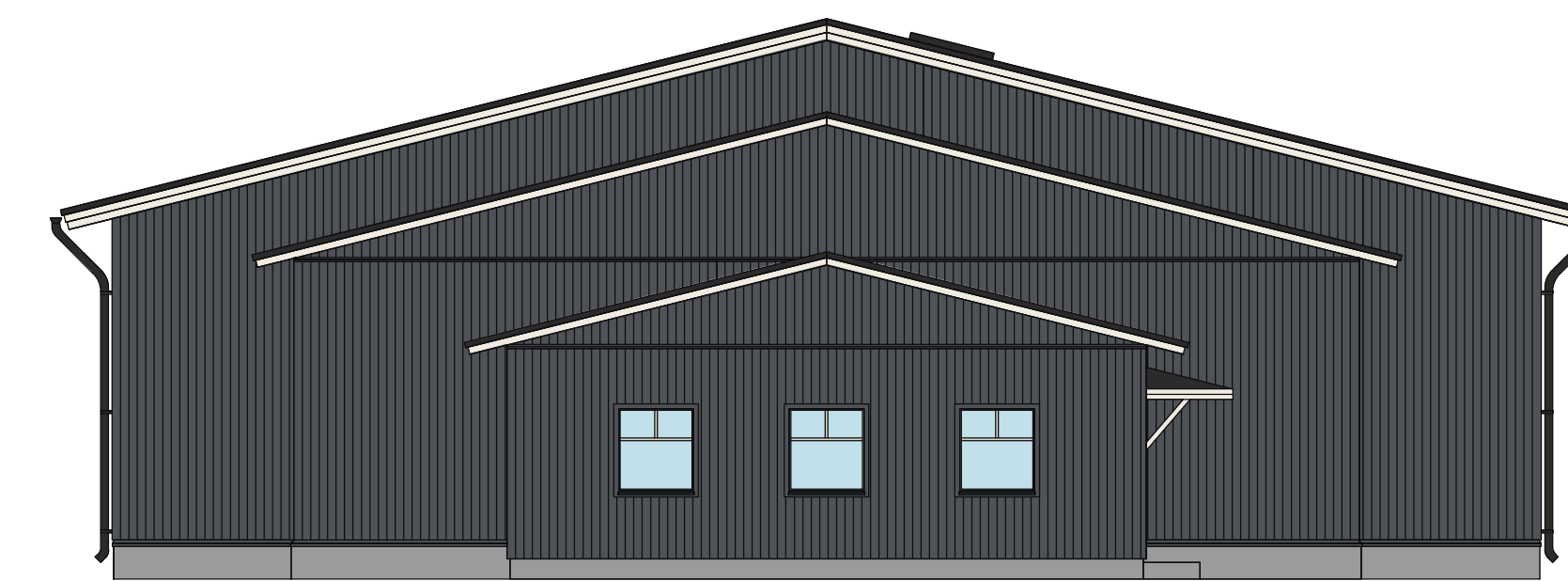
FASAD MOT NORR
1:100



FASAD MOT ÖSTER
1:100



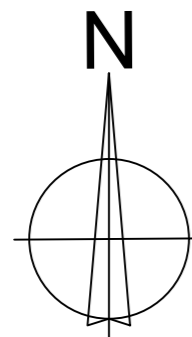
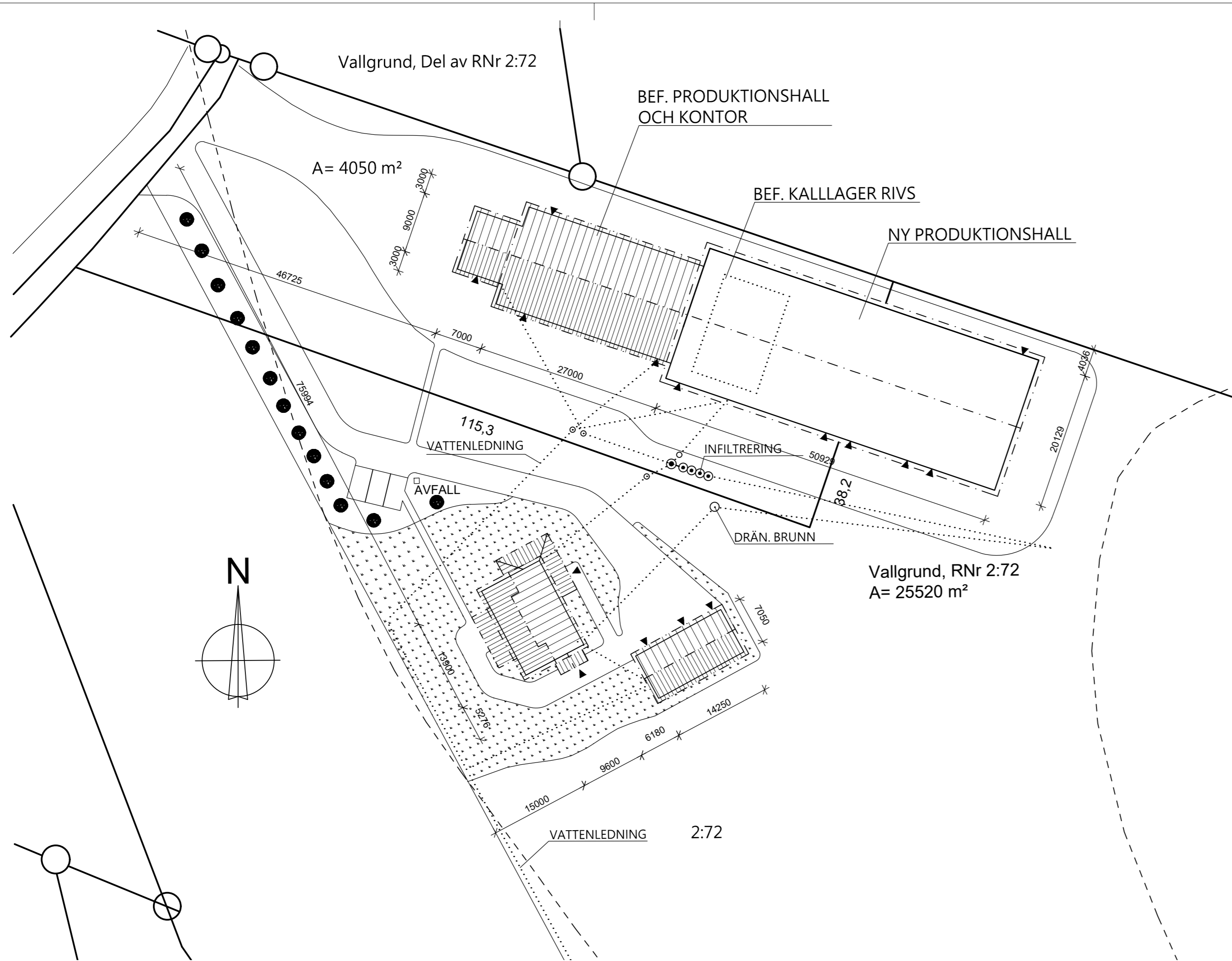
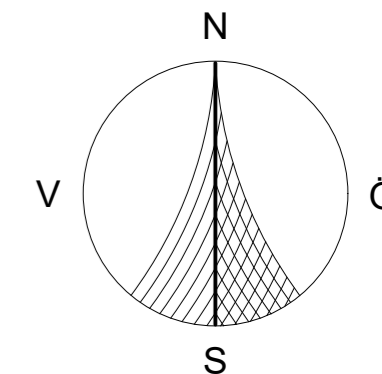
FASAD MOT SÖDER
1:100



FASAD MOT VÄSTER
1:100

tom / mark	skum / ark	musler / ändring	rens / rens	gäbby / datum
Konsult		Kontaktperson	Tomt/Rikt-nr	Vårnamn/ansvarig/arkitekt/övertillstånd
KOMOSSA		VALLGRUND	2.72	
Rakennusluottamusta		Tillbyggnad		Projektnummer
TILLBYGGNAD		HUVUDRITNING		2(3)
Rakennuskohteen nimi ja osoite		Pintakuvan sisältö		Mittakaava
PRODUKTIONSHALL LI-COMPONENTS PALJAKVÄGEN 66820 KOMOSSA		FASADER		1:100
Arkitekt		Plat	Tomas Engström	Projekt nummer
Arkitektfirma		På	20.5.2016	Muutos
Ark		På		ARK PH-01

BILAGA 7



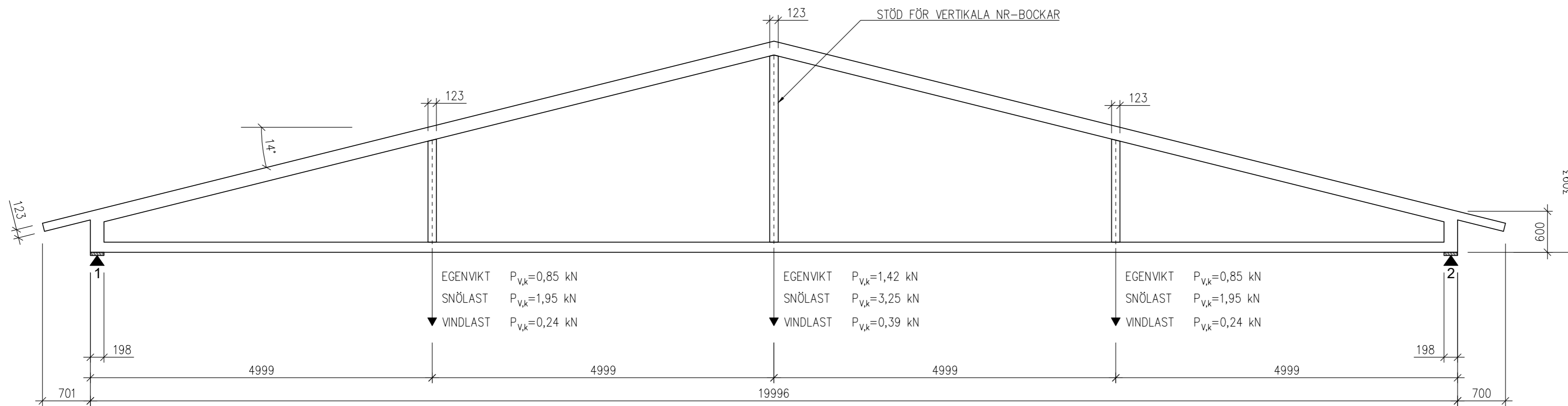
tunn / mark	lukum / ant	muutos / ändring	nimi / namn	päiväys / datum
-------------	-------------	------------------	-------------	-----------------

K.osa/kylä KOMOSSA	Korteteli/tila VALLGRUND	Tontti/Rn:o 2:72	Viranomaisen arkistointimerkintä varten
Rakennustoimenpide TILLBYGGNAD	Pirustuslaji HUVUDRITNING		Juoks.n:o 3(3)
Rakennuskohteen nimi ja osoite PRODUKTIONSHALL LI-COMPONENTS PALJAKVÄGEN 66820 KOMOSSA		Pirustuksen sisältö SITUATIONSPLAN	Mittakaavat 1:500

	Piirt Tomas Engström	Päiv 20.5.2016	Suunn.ala	Projekti numero	Muutos
	Allekirjoitus		ARK PH-01		
	Tark			Päiv	

Tyyppi / Typ	R1
Määrä / Antal	56 st
K-Väli / C-Avstånd	900 mm
Paloluokka/ Brandklass	P3
Lumi / Snö (på mark EC5)	2.00 kN/m ²
Tuuli / Vind	0.61 kN/m ²
Yläpaarre g / Överram g	0.20 kN/m ²
Alapaarre g / Underram g	0.50 kN/m ²
Alapaarre q / Underram q	- kN/m ²
Tukileveys / Stödbredd	198 mm
Tuenta / Stödalternativ	-1-2-
Tukimateriaali / Stödmaterial	C24

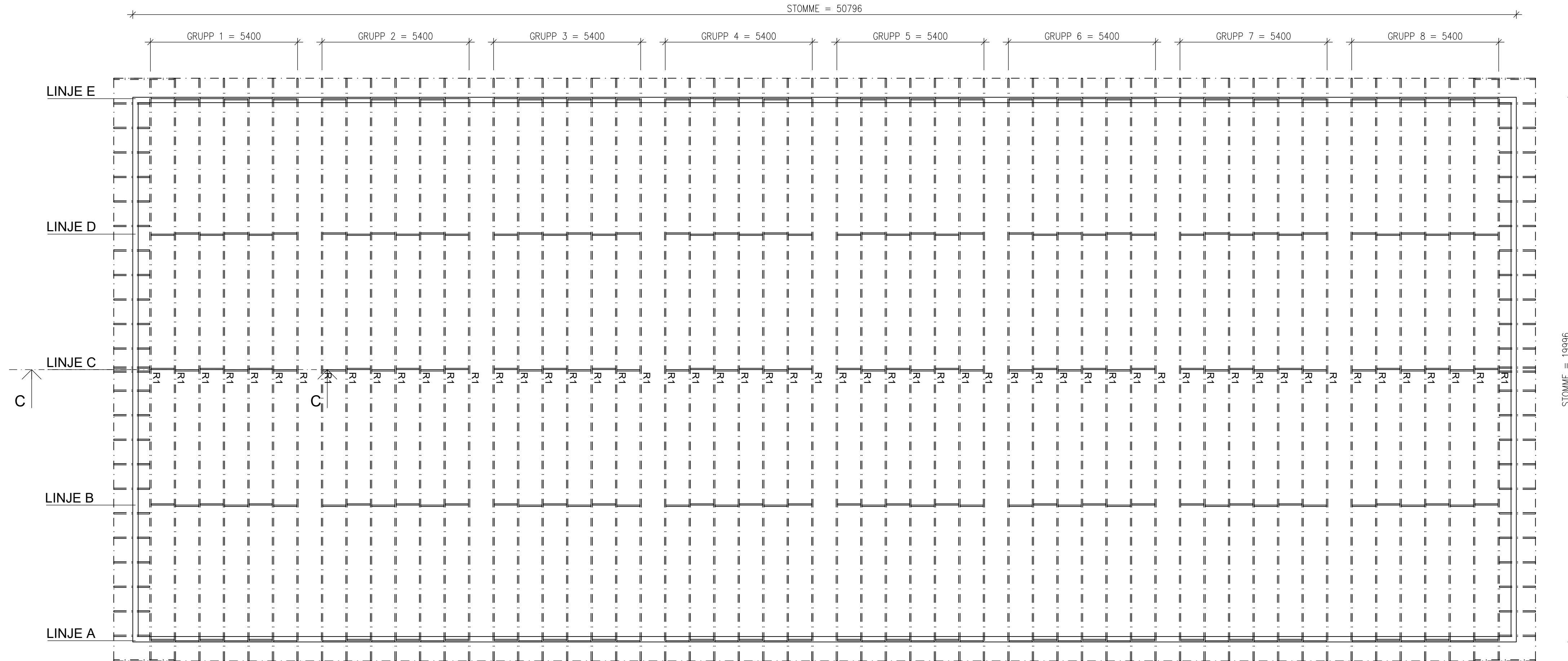
BILAGA 8



R1

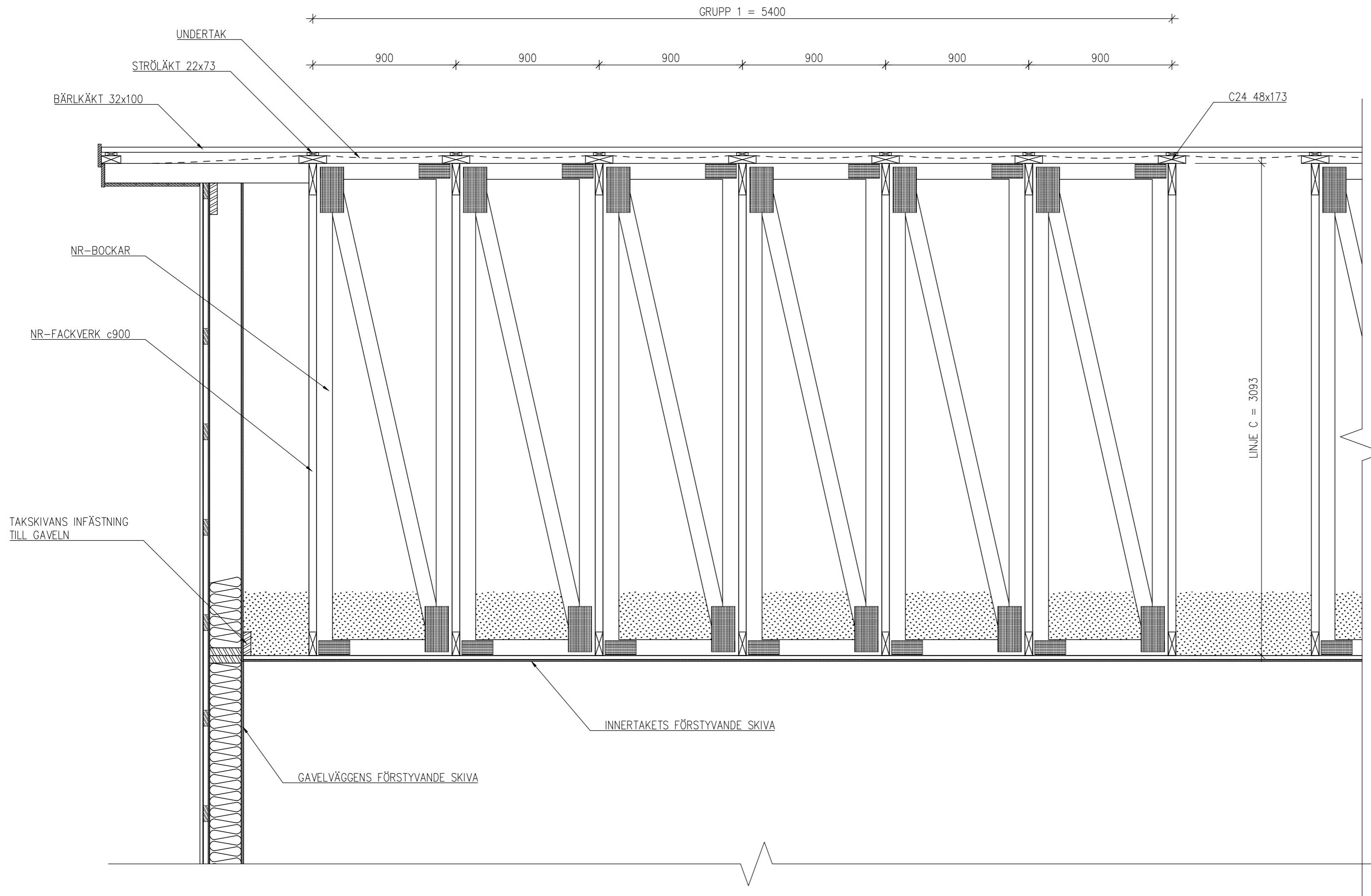
tunn / mark	lukum / ant	muutos / ändring	nimi / namn	päiväys / datum

K.osa/kylä KOMOSSA	Korttelei/tila VALLGRUND	Tontti/Rn:o 2:72	Viranomaisen arkistointimerkintöjä varten
Rakennustoimenpide TILLBYGGNAD	piirustuslaji MÄTTRITNING		Juoks.n:o
Rakennuskohteen nimi ja osoite PRODUKTIONSHALL LI-COMPONENTS PALJAKVÄGEN 66820 KOMOSSA	Piirustuksen sisältö NR-FACKVERK R1		Mittakaavat 1:50
Piirt Tomas Engström		Päiv 22.5.2016	Suunn.ala Projekti numero Muutos
Allekirjoitus		RAK PH-01	
Tark		Päiv	



tunn / mark	lukum / ant	muutos / ändring	nimi / namn	päiväys / datum

K.osa/kylä KOMOSSA	Kortteliliite VALLGRUND	Tontti/Rn:o 2:72	Viranomaisen arkistointimerkintöjä varten
Rakennustoimenpide TILLBYGGNAD	Piirustustyyppi MÄTTRITNING		Juoks.n:o
Rakennuskohteen nimi ja osoite PRODUKTIONSHALL LI-COMPONENTS PALJAKVÄGEN 66820 KOMOSSA	Piirustuksen sisältö TAKETS BÄRANDE KONSTRUKTIONER		Mittakaavat 1:100
Piirt Tomas Engström	Päiv 22.5.2016	Suunn.ala	Projekti numero RAK PH-01
Allekirjoitus	Muutos		
Tark	Päiv		



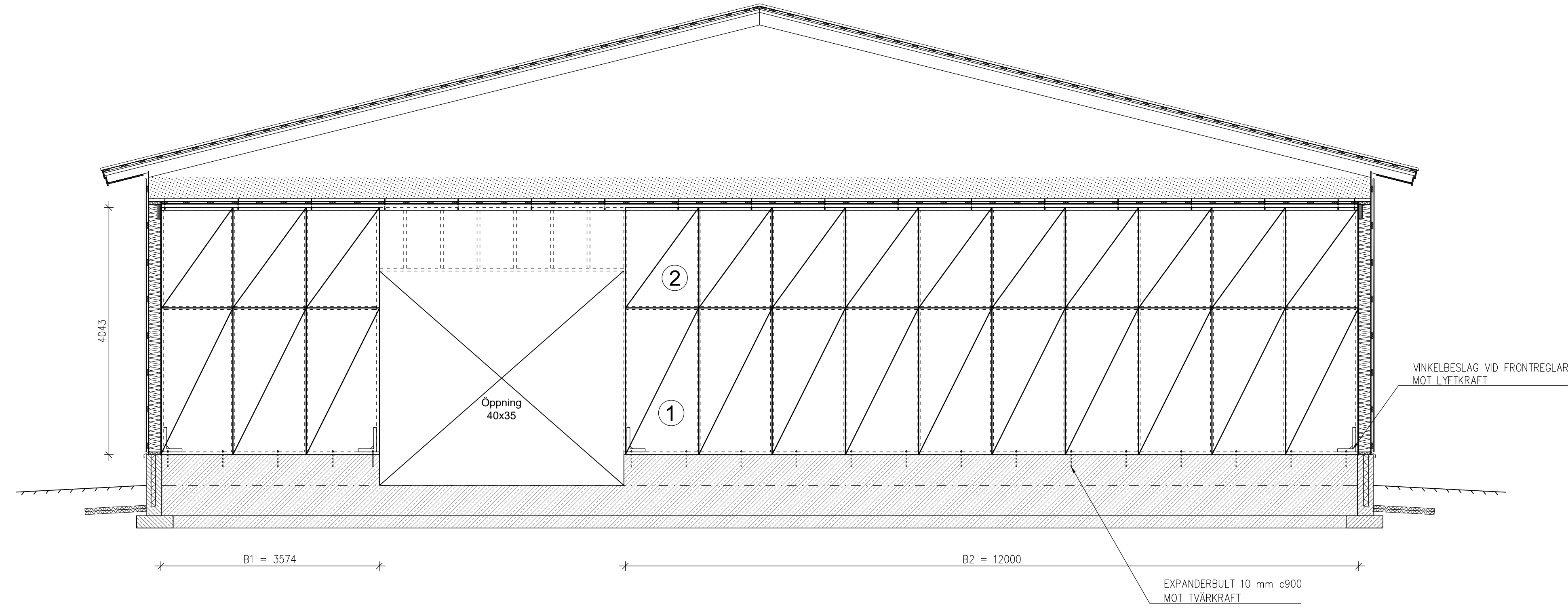
BILAGA 10

tuenn / mark	lukum / ant	muutos / ändring	nimi / namn	päiväys / datum
K.osa/kylä KOMOSSA	Korttelei/tiia VALLGRUND	Tontti/Rn:o 2:72	Viranomaisen arkistointimerkintöjä varten	
Rakennustoimenpide TILLBYGGNAD		Piirustuslaji		Juoks.n:o
Rakennuskohteen nimi ja osoite PRODUKTIONSHALL LI-COMONENTS PALJAKVÄGEN 66820 KOMOSSA		Piirustuksen sisältö SKÄRNING C-C VERTIKALA NR-BOCKAR		Mittakaavat 1:20
Piirt Tomas Engström		Päiv 22.5.2016	Suunn.ala	Projekti numero
Allekirjoitus		RAK PH-01		
Tark		Päiv		

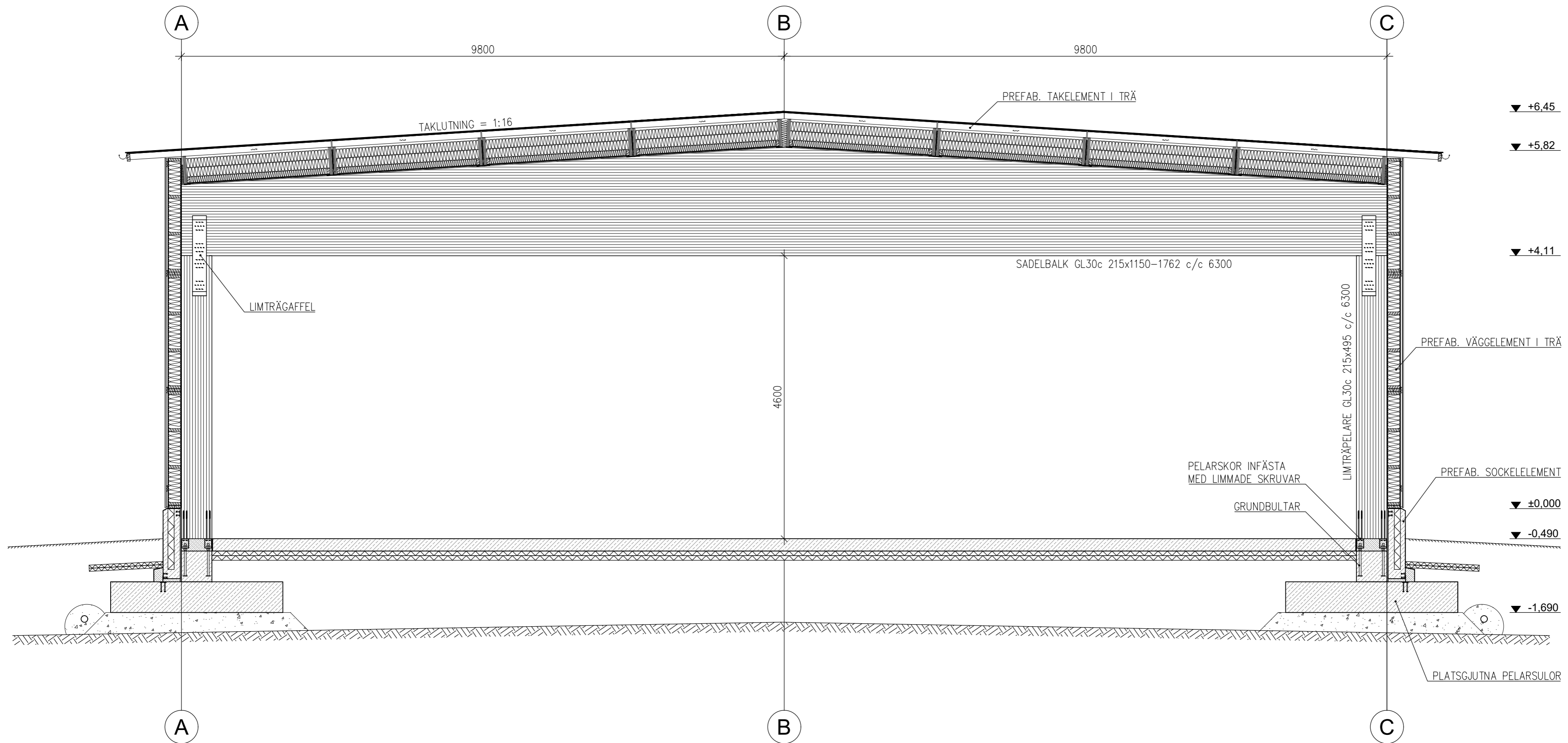
SKIVTYP: GRANFANER 15 mm
ANTAL SKIVOR: 26 st
MÅTT SKIVA 1: 1200x2400x15
MÅTT SKIVA 2: 1200x1643x15
FÄSTDON: Skruv 4x50 c/c 100 mm
VÄGGREGLAR: C24 48X198 c/c 600 mm

- ETT SKIVLAGER PER SIDA AV VÄGGEN
- KORTLINGAR I SKIVSKARV

ANSLUTNINGAR ENLIGT DETALJRITNINGAR



tunn / mark	lukum / ant	muutos / ändring	nimi / namn	päiväys / datum
K.osa/kylä KOMOSSA	Korttelitila VALLGRUND	Tontti/Rn:o 2:72	Viranomaisen arkistointimerkintöjä varten	
Rakennustoimenpide TILLBYGGNAD	Piiirustustaji		Juoks.n:o	
Rakennuskohteen nimi ja osoite PRODUKTIONSHALL LI-COMPONENTS PALJAKVÄGEN 66820 KOMOSSA	Piiirustuksen sisältö STABILISERANDE VÄGG - LINJE 2		Mittakaavat 1:50	
	Piirt Tomas Engström	Päiv 22.5.2016	Suunn.ala	Projekti numero RAK PH-01
	Allekirjoitus			Muutos
	Tark	Päiv		



BILAGA 12

BRANDKLASS: P3
 KONSEKVENSKLASS: CC2

 VIRKESKLASS: GL30c
 INDELNING: 6,3 m
 SNÖLAST PÅ TAK: 1,60 kN/m²
 TAKETS EGENVIKT: 0,70 kN/m²
 VINDLAST: 0,59 kN/m² (q_{0pz})

K.osa/kylä	Kortefeli/tiia	Tontti/Rn:o	Viranomaisen arkitonttimerkintöjä varten
KOMOSSA	VALLGRUND	2:72	
Rakennustoimenpide	Tillbyggnad		piirustuslaji
TILLBYGGNAD			Juoks.n:o
Rakennuskohteen nimi ja osoite	PRODUKTIONSHALL LI-COMPONENTS PALJAKVÄGEN 66820 KOMOSSA		Piirustuksen sisältö
		ALTERNATIV STOMME I LIMTRÄ	Mittakaavat
		1:50	
Piirtäjä	Tomas Engström	Päivä	20.5.2016
Allekirjoitus			
Tark			
		Suunn.ala	Projekti numero
			Muutos
		ARK PH-01	