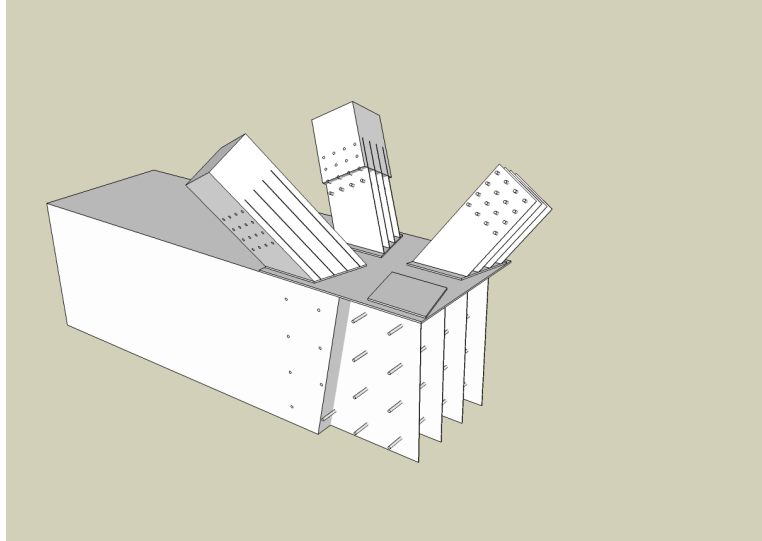


Rymdfackverk i limträ med stora spännvidder



Per Folkesson

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lund Universitet, 2008

Avdelningen för Konstruktionsteknik

Lunds Tekniska Högskola

Box 118

221 00 LUND

Department of Structural Engineering

Lund Institute of Technology

Box 118

S-221 00 LUND

Sweden

Rymdfackverk i limträ med stora spännvidder

Gluelam timber space trusses for wide spans

Per Folkesson

2008

Rapport TVBK-5160
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-08/5160+41p

Examensarbete
Handledare: Sven Thelandersson
Februari 2008

Sammanfattning

Stora hallbyggnader används ofta idag för idrottsanläggningar, utställningshallar och andra ändamål. De arkitektoniska möjligheterna för dessa har ökat efterhand som teknik och tillverkningsprocesser har utvecklats och beräkningsmetoder har förfinats. Som en följd vill man ofta använda trä i strukturer som tidigare har utförts av framförallt stål. Detta medför utmaningar då trä har naturliga begränsningar, stammande från det faktum att det är ett naturligt material som är optimerat för att stå i skogen, rakt och i ett stycke utan skarvar. Med tiden har därför olika tekniker utvecklats för att göra trä mer mångsidigt och användbart inom fler typer av konstruktioner.

För att skapa större ämnen sammanfogar man flertalet bearbetade trästockar till en större som hålls samman med lim. Eftersom byggnader inte bara kräver långa raka ämnen så behöver man skarva dessa stycken i olika vinklar. Traditionella skarvar med överlappande stycken blir inte tillräckligt starka för större konstruktioner och påbultade stålmoduler uppfyller sällan de estetiska kraven. Lösningen här är att använda sig av stålplåtar som ligger i utsågade skårar. Dessa plåtar säkras sedan med hjälp av dymlingar eller bultar som överför krafterna till och från träet. Från plåtarna överförs sedan krafterna till nästa trästycke enligt samma princip eller förankras i ett fast upplag. Med denna teknik kan man skapa sammansatta konstruktioner i form av ett fackverk med en övre och en undre limträbalk som sammanfogas med löpande diagonaler. Denna typ av fackverksbåge blir stark och klarar stora spännvidder men behåller samtidigt träet synligt. Denna studie ger förslag till framtida utveckling av denna typ av båge där man använder sig av tre långående limträbalkar istället för bara två. Dessa sammanfogas med diagonaler och tvärsträvor så att det bildas ett triangulärt rymdfackverk med utbredning i rummets alla tre dimensioner. I denna konstruktion kan man dock inte använda samma metod med inslitsade plåtar då dessa krockar med varandra när det element ansluter från flertalet riktningar. Istället har jag utformat en metod där plåtarna från varje element samlas i en fotplatta. Fotplattorna på flera olika element kan sedan kopplas samman för att på så sätt samla och överföra krafterna.

För att verifiera detta system skapades en digital modell av en parabelformad rymdfackverksbåge med en spännvidd på 100 meter. Med hjälp av RSTAB, ett finita element baserat beräkningsprogram, togs sedan krafter och deformationer fram för konstruktionen. Extremkrafterna från denna modellering kontrolleras sedan mot lamellerna och dymlingsförbandens kapacitet.

Slutsatsen av studien är att det inte utgör några problem att skapa en dylik konstruktion. Rymdfackverket utgör en stark och stabil konstruktion. Knutpunkterna där elementen möts i udda vinklar kan lösas med enkla medel utan att främmande material syns nämnvärt, resulterande i en estetiskt tilltalande konstruktion. Inte heller montage eller resning av bågen utgör några problem utöver de som hör till en konstruktion av denna storlek.

Abstract

Large open structures are often used today for sport arenas, exhibition centres and other purposes. The architectural possibilities for constructing these have widened as technology and manufacturing processes have developed and calculation methods have become more refined. As a result of this, the desire to use wood in structures that previously have been mainly built by steel, has increased. This offers challenges from the fact that wood is a natural material that is optimized to stand in the forest, upright and without any joints. As time has passed there has therefore been a development in techniques to make wood more versatile and useful in a wider variety of constructions.

To create larger pieces, several smaller logs are shaped and mated together with glue. Since building not only demands large, straight pieces, these have to be joined together at different intersecting angles. Traditional joints with overlapping members do not have the required strength to construct larger building and bolt-on steel modules are generally an eyesore. The solution devised here is instead to place steel sheets in cut slits in the wood. These plates are then anchored to the wooden beam by dowels or bolts. From these sheets the forces are next transferred to another beam or to a supporting structure. With this technique it is possible to create large compound structures in form of a truss, with an upper and a lower beam interconnected by diagonals. This kind of truss-beam is strong and can have a large span but still manages to keep the natural wood visible.

This study aims at a development from this kind of arch, the main difference being that three beams are used instead of two. These beams are interconnected with diagonals and crossovers to create a triangular space truss. However, this construction can not use the described method with embedded steel sheets since these would collide with each other where members connect from several directions. I have instead devised a method where each steel sheet is connected to a base plate. The base plates from several members are then joined together and can thus transfer the forces. To verify this system a digital model of a truss-arch-beam with a span of 100meters was created. With the aid of RSTAB, a finite-element based calculation program, forces and deflections for this model could then be acquired. The extreme values for the joints were then compared to the capacity of the steel-dowel-wood interconnections.

The conclusion from this study is that there are no direct prohibitive problems with this kind of construction. The space-truss provides a strong and sturdy construction. The interconnections between members at odd angles can be made without the apparent use of other materials, thus

achieving an aesthetically pleasing structure. Neither assembly nor erection poses any problems beyond those commonly encountered with structures of this size.

Förord

Denna rapport är resultatet av mitt examensarbete vid avdelningen för Konstruktionsteknik, Lunds tekniska högskola. Arbetet är baserat på en tanke från Arne Emilsson, Limträteknik AB i Falun. Uppdraget var att undersöka möjligheten att konstruera den bärande konstruktionen i stora hallbyggnader av limträ som en rymdfackverksbåge. Framförallt var det knutpunkterna i denna båge som var av intresse.

Jag vill passa på att tacka personalen vid avdelningen för konstruktionsteknik.

Däribland särskilt Prof. Sven Thelandersson som har varit till hjälp vid lösningen av tekniska problem och andra frågor kring rapporten.

Jag vill även tacka Arne Emilsson för de insikter och den hjälp som han har bidragit med under arbetets gång.

Lund, februari 2008.

Per Folkesson

Innehållsförteckning

1. Inledning.....	1
1.1 Syfte.....	1
1.2 Metod.....	1
1.3 Frågeställning.....	2
1.4 Avgränsningar.....	2
2. Historik och befintliga tekniker.....	3
2.1 Bruk av limträ.....	4
2.2 Traditionell kraftöverföring.....	5
3. Utförande.....	7
3.1 Fackverksutformning.....	8
3.2 Knutpunkternas utformning.....	9
3.3 Alternativ utformning av knutpunkter.....	10
3.4 Montage.....	11
3.5 Komplement, installationer.....	12
4. Beräkningar.....	13
4.1 RSTAB, presentation.....	13
4.2 Normer.....	14
4.3 Laster.....	15
4.4 Dimensionering av kraftöverföring via dymlingar.....	18
4.5 Dimensionering av stålplåtar.....	19
5. Resultat.....	21
5.1 Resultat från programkörning, RSTAB.....	21
5.2 Beräkningsresultat och kontroll av knutpunkter.....	25
6. Slutsats och resultatsummering.....	29
7. Källor.....	31

1. Inledning

Stora hallbyggnader har blivit allt vanligare för idrottsarenor, mässor och marknader som tidigare har hållits under bar himmel. Då det ofta efterfrågas ett mer estetiskt tilltalande och traditionellare formspråk än de konstruktioner som har framtagits för industrin, så har limträ blivit flitigt brukat för dessa byggnader. Materialet har dock vissa begränsningar som hela tiden måste hanteras och olika metoder att få ytterligare styrka i konstruktionen har kontinuerligt tagits fram.

Arne Emilsson, Limträteknik AB, framförde därför till avdelningen för Konstruktionsteknik på LTH en ide om att skapa en bärande stomme i form av en båge av limträbalkar som arrangeras i form av ett triangulärt rymdfackverk. Detta har lett till denna studie.

1.1 Syfte

Syftet med den här studien är att undersöka möjligheterna att använda en bågformad rymdfackverksbalk av trä för strukturell bäring av stora hallbyggnader. Det handlar framförallt om att skapa knutpunkter som klarar av att överföra stora laster mellan träelementen, även när dessa ansluter ur olika icke rätvinkliga riktningar. Även tillverkning och montage av de olika byggnadselementen studeras.

1.2 Metod

Information om befintliga metoder och lösningar har skaffats genom litteraturstudier och genom möte och diskussioner med Arne Emilsson, Limträteknik AB, och Prof. Sven Thelandersson, Konstruktionsteknik LTH. Utformningen av balken i sin helhet har sedan gjorts med hjälp av strukturanalysprogrammet RSTAB. Dimensionering och kontroll av ingående stålelement har utförts manuellt.

1.3 Frågeställning

Med ovanstående som bakgrund har följande frågor formulerats:

- Lämplig topologi och geometri för ett rymdfackverk i limträ.
- Utformning av knutpunkter och sammanfogning av de olika delarna i fackverket.
- Tillverkning och montage av rymdfackverket.

1.4 Avgränsningar

Detta arbete avhandlar endast limträ som material. Inga jämförelser mot andra konkurrerande material som stål eller betong göres. Orsaken till detta är främst att det hade varit en haltande analys eftersom man inte alltid kan peka på ett strikt skäl till att just trä har valts. Skälen kan vara arkitektoniska, estetiska eller att man vill få den mjukare känsla som trä ger, alltså sådant som är svårt att kvantifiera.

Arbetet håller sig även utanför egenskaper som utmattning och liknande. Jag har dock hela tiden varit medveten om att sådana effekter existerar och utformat detaljer och strukturer på ett sådant sätt att detta inte skall erbjuda komplikationer vid en fullständig analys. Samma princip tillämpas vid upplag och anslutningar mot andra byggnadselement som sekundärbalkar i taket och gavelbalkar.

Ekonomiska aspekter av konstruktionen beaktas enbart övergripande; inga faktiska kostnader beräknas. Hänsyn till även dessa aspekter har dock funnits för att konstruktionen skall kunna fungera med en sund ekonomi under sin livslängd, från montering till löpande och periodiskt underhåll.

2. Historik och befintliga tekniker

Limträbalkar och liknande sammansatta träprodukter har använts sedan lång tid tillbaka. Att använda flera mindre trädelar för att skapa större element är ingalunda en ny ide. Det som kan anses vara nytt i sammanhanget är bruket av lim som sammanhållande komponent. Exempel på äldre bruk av sammansatta trästycken i en större enhet utan lim är brokonstruktioner eller skeppsmaster på de stora segelskutorna som en gång i tiden stod för långväga masstransporter runt jorden. Dessa hölls istället samman genom att man gjorde ett långsgående urtag i en balk och sedan en motsvarande tapp i nästa så att dessa låste i varandra. Detta gjordes överlappande med ett antal stycken runt en central kärna. Hela detta knippe låstes sedan med hjälp av ett stålband som glödgats och slogs på masten för att sedan svalna och krympa. Den färdiga produkten kan närmast liknas vid en massiv, hög tunna.



Bild 2.1 Träbro i Kintai-Bashi, Japan. 1673.



Bild 2.2. Skeppsmast, Ostindiefararen Göteborg.

2.1 Bruk av limträ

De tidiga sammansatta limträkonstruktionerna utfördes på samma sätt som man hade gjort med rena trädstammar. Antingen fördes krafterna över genom att de rent praktiskt låg på varandra, eller så gjordes ett urtag i balken och en dymling höll samman balkarna. Detta begränsade givetvis konstruktionerna och gjorde att man tvingades till överdimensionering då knutpunkterna blev den svaga länken.

Man började därför använda stål för sammanfogning. Det man direkt tänker på här är de balkskor som idag ofta helt omsluter träet, men även bultar, skruv, dymlingar, brickor och spik är exempel på ståldetaljer vilka oftast används idag. Exempel på stora rymdfackverk med knutpunkter av stål förekommer och även i dessa är stålet mycket tydligt framträdande, träbalkarna får här snarast en biroll som enkla kraftöverförande stag. När man använder massiva balkar så begränsas dessa av att egentyingden växer snabbt med ökad spännvidd. Lösningen på detta är att göra ett klassiskt fackverk vilket är en flitigt brukad konstruktionsform inom framförallt stålkonstruktioner. Man använder sig då av en övre och en undre balk som tar upp tryck respektive drag. Dessa två balkar skiljs åt av ett liv bestående av ett löpande tåg av enkla eller korsande snedsträvor. Hela konstruktionen ligger i ett och samma rymdplan som sedan kompletteras med sekundära konstruktioner. Ett exempel på detta är de välkända ”Håkons hall” Olympiahallen i Lillehammer, Norge. Se bild 2.1.1.



Bild 2.1.1 Håkons hall, Lillehammer Norge.

2.2 Traditionell kraftöverföring

Överföring av krafter mellan olika konstruktions element är som nämnts, förhållandevis komplicerad för trä jämfört med många andra material. Orsaken till detta är dels att materialet är anisotropt, det vill säga att det inte har samma egenskaper i alla riktningar, och spricker lätt om det belastas med krafter tvärs fibrerna. Vidare finns begränsningar i vilka former och storlekar man kan tillverka sina byggnadselement. Rena förband av trä tenderar därför att vara ganska svaga och ineffektiva varför det krävs att man överdimensionerar de ingående delarna. Problem kan även uppstå på grund av att spänningskoncentrationer med tiden orsakar krypning. Lösningen på detta är att man istället använder ett annat material, vanligen stål, för att överföra krafterna. Den enklaste tekniken för detta är att klä träet med stål som tar upp och överför krafterna med hjälp av spik, bultar, lim, friktion eller kombinationer därav. Balkskon är ett exempel på detta som enkelt tillverkas av tunnplåt i stora mängder för standarddimensioner av virke. För kraftigare konstruktioner har det blivit vanligt att skarvarna i konstruktionen utgöres av ett antal stålplattor som ligger infrästa i spår i träet. Dessa förankras sedan med hjälp av ståldymplingar i förborrade hål. Denna konstruktion skiljer sig tydligt från andra genom att det nära nog inte syns något av stålet. Samtidigt försvagas inte heller balkarna nämnvärt av urtag eller hål och man kan utnyttja materialets kapacitet i en betydligt högre grad.

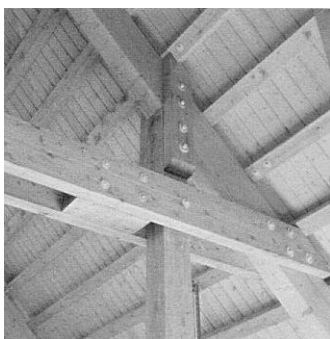


Bild 2.2.1 Exempel på grovt dimensionerat bultförband.

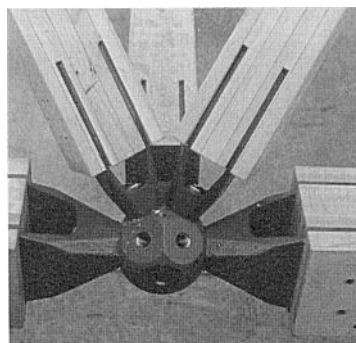


Bild 2.2.2 Exempel på knutpunkt helt av stål.

3. Utförande

För att få en stark, enkel konstruktion väljs en parabelformad båge. Denna utföres som en statiskt bestämd treledsbåge, ledade upplag och en fri led i mitten, då denna form medger säkra och enkla beräkningar. Total spännvidd från stöd till stöd sätts till 100 meter. Pilhöjden, höjden från stöd till leden i mitten, sätts till femton meter. Tittar man på tvärsnittet av fackverket så sätts bredden till fyra meter och avståndet mellan övre och undre balkar även detta till fyra meter. Tvärsnittet är alltså utformat som en liksidig triangel som är något högre än den är bred.

Bågens triangulära struktur ger viss kapacitet för krafter i sidled men detta utnyttjas inte för byggnadsstabiliteten utan får ses som en kraftreserv för att hantera vridning och deformationer samt defekter vid tillverkningen. Laster tvärs bågen tas istället upp av antingen:

- Från bågen helt skilda byggnadselement, såsom stålstag eller skivverkan i den sekundära takkonstruktionen.
- En eller flera bågar som är snedställda så att krafterna kan överföras och föras ner i längdriktningen istället.

En variant av detta är att hela byggnaden utföres svagt böjd, som ett parentestecken där varje balk tar upp en del av sidokrafterna i sin längdriktning. Detta är beroende på att arkitekturen tillåter eller till och med önskar en sådan form.

En variant för att forma byggnadens struktur är att låta tre eller flera balkhalvor kopplas ihop och därigenom bilda en kupol. Ingen fördjupning inom detta fält göres men det är en intressant tanke att skapa en tredimensionell rymd med tvådimensionella element som i sin tur är skapade enligt samma process.

I likhet med upptagning av tvärlasterna så styrs även det sekundära bärverket av arkitektens önskemål. Den enklaste varianten här är att skruva fast TRP-plåtar eller liknande standardmaterial av skivformat på de övre balkarna. Som jag kommer att ta upp senare, kan man, om det används tvärsgående sekundärer, utnyttja dessa tillsammans med de övre tvärstagen som ett par varför detta alternativ är intressant.

3.1 Fackverksutformning

Utformningen av fackverket styrs av två motstridiga hänsyn:

- Symmetri i krafternas flöde och dess spridning.
- Enkelhet i knutpunkter och undvikande av kraftkoncentrationer.

Det starkaste av dessa två hänsyn, blir i en så pass stor konstruktion som den här aktuella, det första. Detta beroende på att storleken på krafterna snabbt blir ohanterliga vid ytterligheter i symmetrin. Att bygga bort problemet med ytterligare material låter sig helt enkelt inte göras utan mycket kraftig överdimensionering.

Utvecklat dikterar detta hänsyn att man samlar krafterna. Man blir då tvungen att använda stål för att överföra de individuella krafterna till de tänkta delarna av konstruktionen. Träet belastas alltså inte med några krafter som inte skall ledas vidare efter knutpunkten. För att visa fördelarna och teorin bakom detta så kan man åskådliggöra det som att strävorna bildar ett eget kraftsystem med eftergivliga upplag i knutpunkterna, medan huvudbalkarna enligt samma princip ses som fristående bågar som har punktlaster utspridda längs sin sträckning i knutpunkterna.

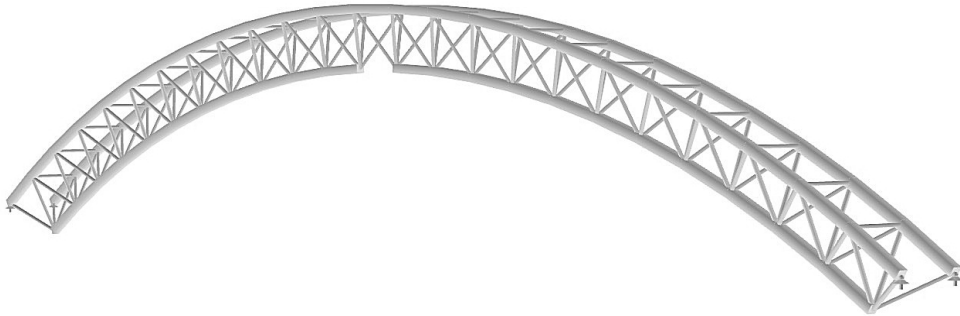


Bild 3.1.1 Isometrisk- perspektiv-vy av fackverksbågen i sin helhet.

3.2 Knutpunkternas utformning

Den detalj som det ställs högst krav på i projektet är knutpunkterna. Dessa skall förutom att överföra stora laster; kunna monteras enkelt och sedan synas så lite som möjligt. För att uppnå dessa mål valde jag tidigt att inrikta mig på en konstruktion där man överför krafterna mellan de olika träelementen med hjälp av inslitsade stålplåtar som förankras med ståldymlingar.

Där plåtarna i huvudbalkarna kommer i dagen är det en tjockare stålplatta fastsvetsad. Det är denna stålplatta som överför krafterna från strävorna till huvudbalkarna. Den fördelar även lasterna jämnt över plåtarna och förhindrar att krafter förs över mellan strävorna genom huvudbalken. Plåtarna och strävornas anslutningar är utformade så att systemlinjerna möts och går igenom de olika elementens geometriska centrum. Anslutningarna mot strävorna utföres på samma sätt med inslitsade stålplåtar förankrade med ståldymlingar. För att bågen skall kunna sammanfogas på ett rimligt sätt är strävornas plåtar först fästa i en fotplåt som sedan fogas mot den större på huvudbalken. Denna skarv utföres antingen med stålbyggnadsbultar eller med svetsar där plattorna möts. I båda fallen används ett par dubb per platta som gör det smidigare att rikta in dessa. Det är olika fördelar med de olika metoderna. Bultade plattor är snabba att montera när delarna väl är i linje och går enkelt att lossa igen vid behov. Svetsning ger en starkare, stummare fogning som dock är svår att demontera. Den tar även längre tid att utföra och hänsyn måste eventuellt tas för att skydda träbalken mot den värme som uppstår vid sammanfogningen. Knutpunkterna vid den övre respektive den undre balken är i princip identiskt utförda. De övre knutpunkterna är en halv variant av den undre, endast två stycken snedsträvor ansluter här. Beroende på hur man väljer att utföra sekundärbalkarna så kan man även välja att utnyttja dessa för att bilda fackverket. Man betraktar då sekundärbalkar och tvärstag som ett kraftpar. Tvärstagen monteras i underkant av huvudbalken och ansluter mot fotplåten mellan snedsträvorna för att få en central kraftlinje genom centrum av balken.

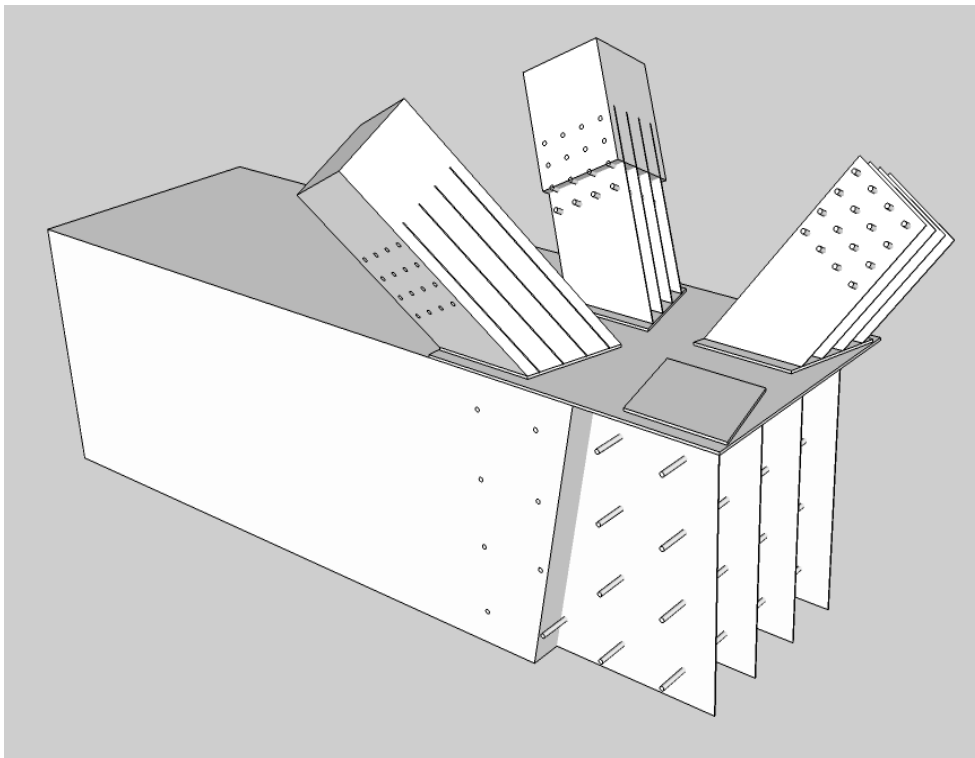


Bild 3.2.1 Partiell genomsnitt av en knutpunkt vid möte mellan snedsträvor och undre huvudbalk.

3.3 Alternativ utformning av knutpunkter

Ett alternativ till att samla krafterna från/till plåtarna i en grov platta på balkens yta är att låta dymlingarna sköta överföringen. Om plåtar och dymlingar är fast förankrade i varandra kommer dessa att uppföra sig som ett fackverk, inneslutet i träbalken, med endast ett fåtal utstickande kontaktpunkter, bestående av kraftigare plåtar, som kan döljas i mötande snedsträvor.

Detta kräver dock att plåtarna är förankrade mot dymlingarna så att krafter kan överföras i deras normalriktning. Det krävs även att dymlingarna är tillräckligt momentstarka för att inte deformeras. En möjlighet här är att ersätta dymlingarna med plattstål som har betydligt fördelaktigare förhållande mellan tjocklek och böjmotstånd.

För att åstadkomma en fast förankring mellan plåtar och dymlingar utföres dessa enklast som gängstavar som skruvas på plats i gängade hål. Detta medger dock inte att man använder plattstål. Ett annat alternativ, som

medger plattstål, är att tillverka hål och dymlingar med hög precision och sedan med en kraftig strömstöt svetsa fast de två i varandra.

Ett system av det här slaget, med ett fackverk inneslutet i trä, blir dock ytterst komplext i sitt uppförande vid belastning på grund av interaktionen mellan trä och stål. Dimensionering måste därför utföras med hjälp av finita elementberäkningar, samt rimligen även praktiska försök för att sedan verifiera dessa.

3.4 Montage

Produktionen av balkelementen sker lämpligen i en industriell miljö då detta medger större precision och noggrannare kontroll över fukt och temperatur. Det ger även ett snabbare byggnadstempo samt bättre projektekonomi genom effektivt utnyttjande av maskiner och personal. Om det är aktuellt att transportera balkarna över större sträckor göres dessa lämpligen i sektioner bestående av en balk och möjligen ena sidans snedsträvor. Sektionerna kan då fraktas liggandes på varandra för att minimera transporternas volym.

Montage sker sedan med balken liggande på sidan. Se bild 3.4.1 nedan. En av de övre huvudbalkarna (1) monteras först ihop. Tvärstag och snedsträvor (2) monteras därefter om detta inte är gjort på fabrik. En pall konstrueras sedan för att kunna montera den undre huvudbalken (3) i rätt läge.

Snedsträvorna på andra sidan (4) monteras mot denna och sist monteras den övre huvudbalken (5).

När väl balkhalvorna är monterade lyftes dessa med hjälp av kran och fästes i stödpunkterna och sammankopplas i mittenlederna. Antingen använder man två kranar för att hålla var sin balkhalva under arbetet, eller används ett tillfälligt stödtorn under den första balkhalvan medan den andra halvan lyfts på plats och fästes.

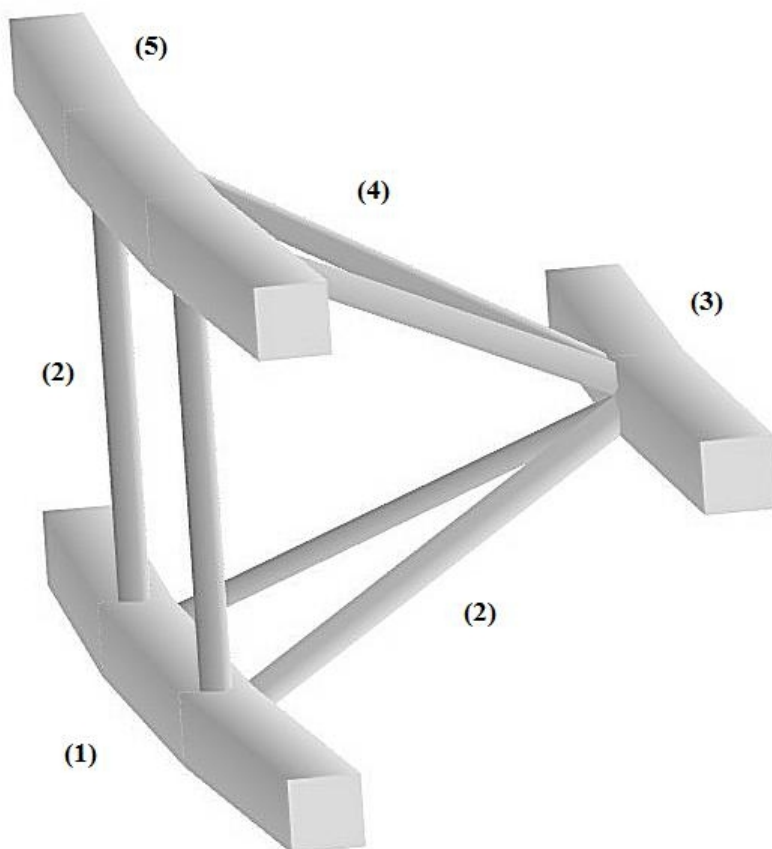


Bild 3.4.1 Montageföljd av balkelement.

3.5 Komplement, installationer

En av tankarna bakom triangelstrukturen är att det ger enkel och rationell montering av rör och luftkanaler av olika slag inne i strukturen som därigenom blir åtkomliga för underhåll utan liftar. Dessa fästes lämpligen i det övre tvärstaget så att krafterna förs ned centriskt i balken. Någon form av catwalk/gångbro på den nedre bågen är även ett möjligt tillägg då det ger säker och smidig tillgång längs hela bågen. Exakt utformning av denna görs dock inte eftersom det styrs av arbetsskyddsregler och liknande hänsyn som i sin tur styrs av vem och när/hur balken skall beträdas samt var i världen konstruktionen uppförs.

4. Beräkningar

4.1 RSTAB, presentation

Programmet som används för analys konstruktionen är framtaget av det tyska företaget *Dlubal* och heter RSTAB. Programmet är ett mångsidigt ram och fem-analysprogram ett tydligt grafiskt gränssnitt och arbetsmetodik.

Analysen sker i flera steg:

- Geometri, stödpunkter, elementegenskaper, knutpunktsegenskaper.
- Material, styrka, dimensioner.
- Laster, olika lastfall, dimensionerande dito.
- Dimensionering av ingående element.
- Utdata, presentation av beräkning i grafisk samt kompletterande numerisk form.

Geometrin kan man rita in direkt i programmet, men ett externt program som autocad är att föredra om man inte arbetar med enklare strukturer såsom hallar och klassiska hus. Hela strukturen är efter detta skede enbart noder och linjer som sedan ges de egenskaper som önskas. Elementtyperna som jag arbetar med är balkar och strävor. Balkarna kan överföra samtliga krafter medans strävorna enbart överför normalkrafter.

Även egenskaperna för kopplingarna mellan de olika elementen anges.

Dessa är antingen fasta eller ledade. Lederna i strävornas ändar kan dock enbart utföras som ledade då dessa inte tillåter moment.

Programmet genererar själv materialens egenvikter efter angivna specifikationer och därefter lägger man manuellt till nyttiga och sekundära laster. Huvudlasten för denna typ av byggnader är klimatfaktorer såsom vind och snö, men även laster från taktäckning och sekundära bärverk är viktiga. Installationer representeras enbart med en schablonmässig last.

Sista steget innan beräkning är att ange fem-relaterade inställningar såsom maximalt antal iterationer, storlek på underelement och liknande. Om man önskar kan man även låta programmet optimera träets dimensioner. Man anger parametrar för detta såsom geometriska formbegränsningar, startvärden och storleken på ökningen i varje steg i den iterativa processen.

Dimensionering av de ingående elementen sker iterativt efter de begränsningar som man anger. Detta steg lämnar dock mått som inte är standard för träbalkar varför det är nödvändigt att manuellt välja närmsta storlek över och sedan köra igenom beräkningen igen för att få med den extra egentyngden.

Programmet ger efter avslutad körning en stor mängd information och mekanisk data. För att göra det hela mer lättfattligt ges även en möjlighet att presentera detta i grafisk form. De krafter som är av särskilt intresse förutom att träets hållfasthet inte överskrids är krafterna som verkar i lederna då dessa används för att dimensionera knutpunkterna av stål och deras koppling till balkarna.

4.2 Normer

Normer styr två olika delar av arbetet. Den första delen behandlar vilka laster som verkar på konstruktionen och hur dessa skall fördelas. Snö, vind, egentyngd och installationer har alla sina egna förutsättningar och krav för att kunna fungera tillsammans i en struktur. Den andra delen berör hur materialen uppför sig vid belastning i olika ledder och därigenom vilka krav detta ställer på hur beräkningarna utförs. Exempelvis tillåter olika normer skilda värden på hur stor del av materialens teoretiska styrka som får utnyttjas. Något som är särskilt tydligt när man behandlar trä. Den norm som har valts i detta arbete är Eurocode.

Den första delen, rörande laster och dess fördelning och applikation, utförs manuellt då det krävs rimlighetsbedömningar och skilda kombinationer. Det kan till exempel bara blåsa från ett håll åt gången och liknande.

Dimensionering och hantering av interna krafter i byggnadselementen sköts däremot uteslutande av beräkningsprogramet RSTAB.

4.3 Laster

De laster som verkar på konstruktionen kommer från de ingående materialen eller från det omgivande klimatet. Bågens egenvikt föres in av programmet eftersom det då är möjligt att iterativt bestämma optimala virkesdimensioner. Belastningen från den ovanliggande takkonstruktionen och tillhörande sekundärbalkar läggs dock in som en löpande last längs hela balken. (bild 4.3.1)

Då den sekundära konstruktionen kan utföras på många olika sätt så antas denna vara tung. Sekundära takkonstruktionen och övrig installation antages ge en belastning på 1.00kN/m^2 vilket ger en last på 10kN/m med ett avstånd mellan balkarna på 10meter. Observera att i bilden visas endast lasten som verkar på den ena av de två överliggande huvudbalkarna.

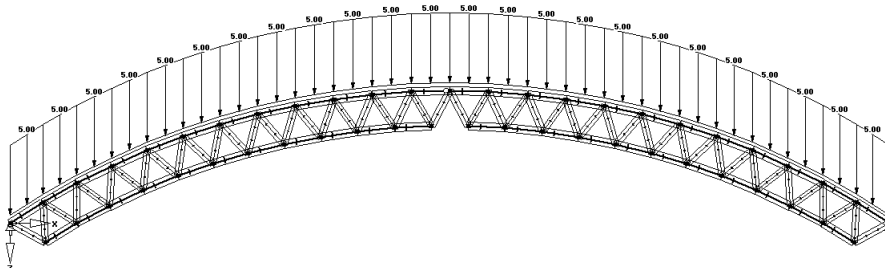


Bild 4.3.1 egenvikt från tak.

Värsta fallet för vind mot byggnaden är när den kommer in tvärs byggnaden, i balkens längdriktning. Vinden ger då en tryckande samt lyftande kraft i olika avsnitt av balken vilket visas i bild 4.3.2. Då det inte finns verkliga miljövärden att använda, då det handlar om en fiktiv byggnad, sätts det karakteristiska vindtrycket till 1.00kN/m^2 . Detta motsvarar ett relativt utsatt läge i ett blåsig område.

Enligt EN 1991-1-4-7 blir därefter de yttre formfaktorerna för de olika sektorerna 0.25 , -0.85 , -0.85 , -0.40 respektive. Med en inre formfaktor given av värsta fallet av $+0.20/-0.30$ blir de totala formfaktorerna 0.45 , -1.15 , -1.15 , -0.7 . Med en lastupptagande bredd på 10meter blir då de karakteristiska lasterna 4.5kN/m , -11.5 kN/m , -11.5 kN/m , -7 kN/m i respektive zoner fördelat på de två övre huvudbalkarna.

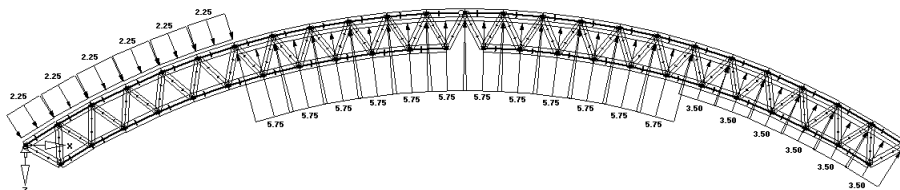


Bild 4.3.2 vidlast längs balken. Vind från vänster.

Laster från snö delas upp i två olika fall. Det första är när snön har lagt sig i ett jämnt lager över hela takytan utan att glida eller på annat sätt förskjutas. Lasten blir därför jämnt fördelad längs horisontalplanet. (bild 4.3.3). Även här antas ett grundvärde för lasten för en kraftigt belastad lokal. Enligt EN 1991-1-3-c är ett rimligt värde på 2.7kN/m^2 enligt placering i zon N°3. EN 1991-1-3-5 ger sedan en formfaktor på 0.8 för detta fall vilket ger en last på 21.6 kN/m .

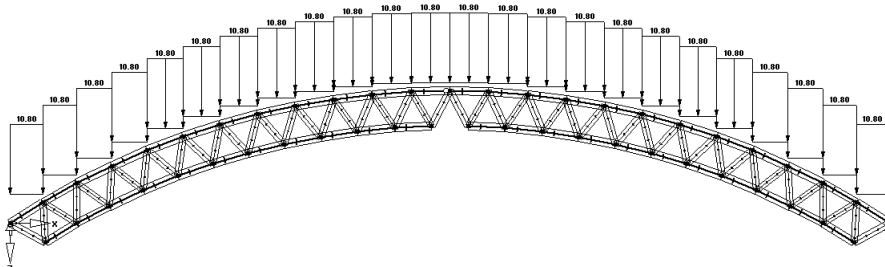


Bild 4.3.3 jämnt fördelad snölast.

Det andra fallet för snölast är när vinden har förskjutit snömassorna mot läsidan av huset. Detta representeras enligt Eurocode såsom en likbent triangel på var sin sida om mittpunkten. Lasten är även här fördelad över horisontalplanet. (bild 4.3.4)

EN 1991-1-3-5 anger en formfaktor på 2.00 respektive 1.00 för detta fall. 10meters lastupptagande bredd ger därav karakteristiska toppvärden på 54.0 kN/m respektive 27.0kN/m.

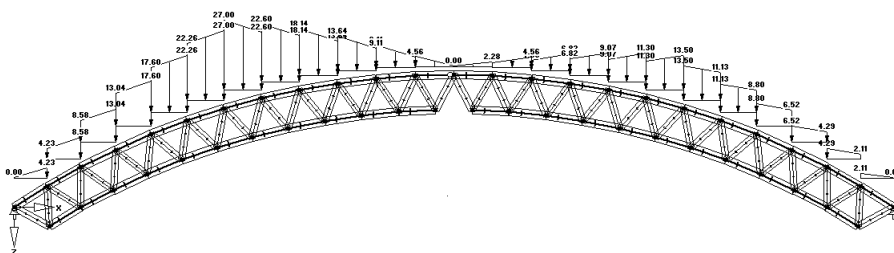


Bild 4.3.4 förskjuten snölast.

Lastkombinationer.

De olika lasterna kombineras i brottgränstillstånd så att olika scenarion behandlas. Enligt tab.EN 1990:2001-A1.2(B) är partialkoefficienterna, för huvud- och övriga laster 1.5 respektive $1.5 \cdot \psi$. Den permanenta egenvikten av byggnaden ges en partialkoefficient på 1.35.

Enligt tab.EN 1990:2001-A1.1 anges sedan vanliga värdet för snö till $\psi=0.7$ och för vind $\psi=0.6$.

Dessa kombinationer formuleras i fyra dominerande fall (CO1-4):

CO1: $1.35 \cdot \text{egenvikt} + 1.50 \cdot \text{snö, jämn}$

CO2: $1.35 \cdot \text{egenvikt} + 1.50 \cdot \text{vind}$

CO3: $1.35 \cdot \text{egenvikt} + 1.50 \cdot \text{snö, ojämn} + 1.50 \cdot 0.6 \cdot \text{vind}$

CO4: $1.35 \cdot \text{egenvikt} + 1.50 \cdot \text{vind} + 1.50 \cdot 0.7 \cdot \text{snö, ojämn}$

4.4 Dimensionering av kraftöverföring via dymlingar

Kapaciteten hos förbandet beräknas enligt EN1995-1-1-8. Parallella stålplattor slitsas in i ändträet och förankras med ståldymlingar. Samspelet mellan trä-stål vid varje plåt representeras enligt 3 olika fall som visas i bild 4.4.1:

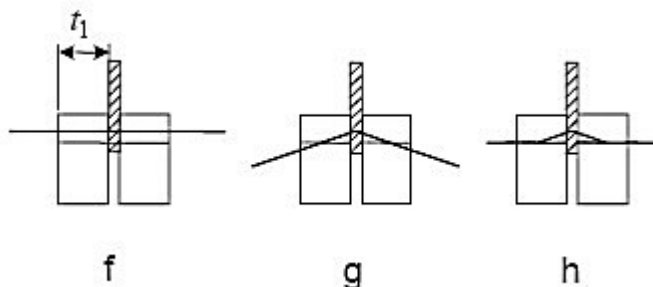


Bild 4.4.1 Brottmodul enligt EN1995-1-1-8.3

Kraften som varje dymling kan ta upp beräknas enligt:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} f_{h,\alpha,k} t_1 d & (f) \\ f_{h,\alpha,k} t_1 d \left(\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,\alpha,k} d t_1^2}} - 1 \right) & (g) \\ 2,3 \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,\alpha,k} d} & (h) \end{cases}$$

Ekvation EN1995-1-1-8.11

där $M_{y,Rk}$ är momentkapaciteten hos dymlingen. $f_{h,\alpha,k}$ är hålkantshållfastheten för trä. t_1 är aktuell bredd på träet enligt bild 4.4.1 ovan och d är diametern på dymlingen.

Momentkapaciteten beräknas:

$$M_{y,Rk} = 0,3 f_{u,k} d^{2,6}$$

Ekvation EN1995-1-1-8.29

Hålkantshållfastheten beräknas:

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d) \rho_k$$

Ekvation EN1995-1-1-8.31

Om kraften inte ligger i linje med träfibrerna så modifieras hålkantshållfastheten enligt:

$$f_{h,\alpha,k} = \frac{f_{h,0,k}}{(1,35 + 0,015d) \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$

Ekvation EN1995-1-1-8.30

där $f_{u,k}$ är karakteristisk brottsgräns för stålet, α är vinkeln mellan kraften och träfibrernas riktning och ρ_k är träets densitet.

Krafterna från varje förbindare summeras enligt:

$$F_{V,ef,Rk} = mn_{ef}F_{V,Rk}$$

Ekvation EN1995-1-1-8.1

där m är antalet kolumner och n_{ef} är antalet effektiva rader som beräknas enligt:

$$n_{ef} = \min \left\{ \frac{n}{n^{0,94} \sqrt[4]{\frac{a_1}{13d}}} \right.$$

Ekvation EN1995-1-1-8.33

a_1 är här avståndet mellan dymlingar i fiberriktningen.

4.5 Dimensionering av stålplåtar

Kontroll av hålkantstryck samt skjuvning av dymlingen utföres enligt EN1993-1-8-3:

Kontroll av dymlingens skjuvkapacitet utföres enligt:

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6A_f f_u}{\gamma_{M2}}$$

EN1993-1-8-3 table 3.4

Kontroll av hålkantstryck enligt

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5tdf_u}{\gamma_{M2}}$$

EN1993-1-8-3 table 3.4

där d är dymlingens diameter, A är dymlingens area, t är plåtens tjocklek, f_u är stålets brottsgräns.

Kontroll av stålplåtens normalkraftskapacitet sker enligt:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9A_{net}f_u}{\gamma_{M2}}$$

Ekvation EN1993-1-1-6.7

där A_{net} är plåtens tvärsnittsarea taget i ett snitt genom dymlingshålen och f_u är brottgränsen för stålplåten.

Kontroll av plåtens skjuvkapacitet sker enligt:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \left(\frac{f_u}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}}$$

Ekvation EN1993-1-1-6.18

Svetsarnas kapacitet beräknas enligt förenklad modell enligt:

$$F_{w,Rd} = a \frac{\left(\frac{f_u}{\sqrt{3}} \right)}{0,85\gamma_{M2}}$$

Ekvation EN1993-1-8-4.4

Där a är svetssnittets höjd.

5. Resultat.

5.1 Resultat från programkörning, RSTAB

Standardvärden för limträ som användes vid beräkningen i RSTAB:

Materialbeteckning (limträ/visuell)	BS14/S13
Specifik vikt, ρ_k (kg/m ³)	510
Hållfasthet i böjning, f_m (MPa)	14,0
Dragkapacitet, f_t (MPa)	10,5
Tryckkapacitet, f_c (Mpa)	11,0
Skjuvkapacitet (Mpa)	1,2
Vridkapacitet (MPa)	1,6
E-modul (MPa)	10500
G-skjuvmodul (MPa)	600

Tabell 5.1.1 Materialegenskaper för limträ.

Enligt den dimensioneringsprocess som beskrivits i kap. 4.1 så har huvudbalkarna ett massivt tvärsnitt på 600×600mm och snedsträvorna samt tvärstagen 200×200mm.

Efter avslutad beräkning presenterar RSTAB som nämnts en stor mängd data. Tabell 5.1.2-5 nedan visar dimensionerande extremvärden för de olika elementen.

En kort förklaring till tabellerna:

Element – Varje element i modellen har ett eget nummer. Dessa används här enbart för att identifiera och skilja dessa åt.

Laster – Kombination av karakteristiska laster enligt kap. 4.3.

Läge – Position för kraften på det enskilda elementet. Linjen *i-j* enligt bild 5.1.1.

Kraft – *N*-Normalkraft, *V*-Tvärkraft, *M*-Böjmoment. Samtliga index refererar till elementets lokala koordinatsystem enligt bild 5.1.1

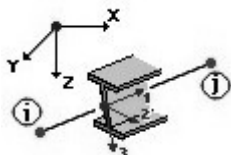


Bild 5.1.1 Riktningar hos elementens lokala koordinatsystem.

Extremvärden, övre huvudbalk. 600×600								
Element	Laster	Läge (m)	Kraft	N (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
16	CO2	0	Max N	-288,9	-0,01	0,91	-0,89	0,01
6	CO3	0	Min N	-3147	-0,14	90,5	-15,61	0,07
167	CO3	0	Max V2	-2745	0,42	32,51	-15,1	1,5
2	CO3	0	Min V2	-2745	-0,42	32,51	-15,1	-1,5
7	CO3	0	Max V3	-3121,1	0,13	98,23	-15,75	0,69
6	CO3	4,41	Min V3	-2951,7	-0,06	-99,3	-8,9	0,66
6	CO3	2,21	Max M2	-2983,2	-0,06	1,6	97,55	0,52
18	CO3	4,41	Min M2	-2077,8	-0,07	-58,99	-26,99	0,39
166	CO3	4,41	Max M3	-2646,1	-0,34	-27,3	-15,1	1,5
1	CO3	4,41	Min M3	-2646,1	0,34	-27,3	-15,1	-1,5

Tabell 5.1.2 Extremvärden för övre huvudbalkar.

Extremvärden, undre huvudbalk. 600×600								
Element	Laster	Läge (m)	Kraft	N (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
84	CO3	4,22	Max N	2070	0	-5,71	55,85	0
112	CO3	4,22	Min N	-581,7	0	-5,44	-1,04	0
74	CO1	0	Max V2	-56,28	0	5,17	0	0
74	CO1	0	Min V2	-56,28	0	5,17	0	0
96	CO1	0	Max V3	3,35	0	10,02	0	0
94	CO1	4,22	Min V3	3,36	0	-10,02	0	0
84	CO3	1,69	Max M2	2068,23	0	0,18	62,84	0
96	CO4	4,22	Min M2	-201,96	0	-6,44	-5,58	0
74	CO1	4,22	Max M3	-51,07	0	-3,65	3,21	0
74	CO1	0	Min M3	-56,28	0	5,17	0	0

Tabell 5.1.3 Extremvärden för undre huvudbalk.

Extremvärden, snedsträvor. 200×200						
Element	Laster	Läge (m)	Kraft	N (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)
29	CO3	4,95	Max N	274,89	0	-0,57
26	CO4	4,94	Min N	-243,7	0	-0,27
25	CO1	0	Max V2	-30,81	0	0,6
25	CO1	0	MinV2	-30,81	0	0,6
25	CO1	0	Max V3	-30,81	0	0,6
25	CO1	4,95	Min V3	-30,22	0	-0,6

Tabell 5.1.4 Extremvärden för snedsträvor.

Extremvärden, tvärstag. 200×200						
Element	Laster	Läge (m)	Kraft	N (kN)	V2 (kN)	V3 (kN)
83	CO3	0	Max N	22,19	0	0,54
73	CO3	0	Min N	-33,92	0	0,54
73	CO1	0	Max V2	-6,32	0	0,54
73	CO1	0	MinV2	-6,32	0	0,54
73	CO1	0	Max V3	-6,32	0	0,54
73	CO1	4	Min V3	-6,32	0	-0,54

Tabell 5.1.5 Extremvärden för tvärstag.

Som man kan se så är det fyra stycken element som är av speciellt intresse:

- Övre huvudbalk, element nr 6.
- Undre huvudbalk, element nr 84.
- Snedsträva, element nr 29.
- Tvärstag, element nr 73.

Positionen hos dessa element visas i bild 5.1.2 nedan.

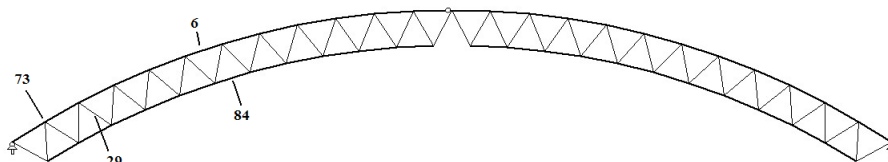


Bild 5.1.2 Position av dimensionerande element.

En mer överskådlig form för att åskådliggöra belastningen är att se de deformationer som balken visar för olika lastkombinationer. Detta kan ses nedan i bild 5.1.3-6. Observera att deformationerna är förstörade för att bli tydligare, samt att dessa hör till beräkningar i brottsgränstillståndet.

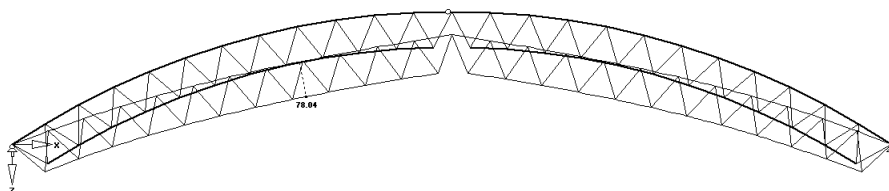


Bild 5.1.3 Deformation 78mm vid CO1, jämnt fördelad snö. Förstoringsfaktor 50ggr.

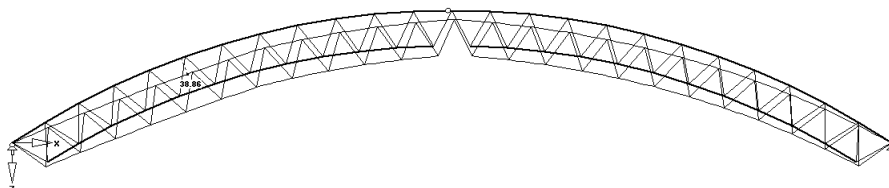


Bild 5.1.4 Deformation 39mm vid CO2, vind från vänster. Förstoringsfaktor 50ggr.

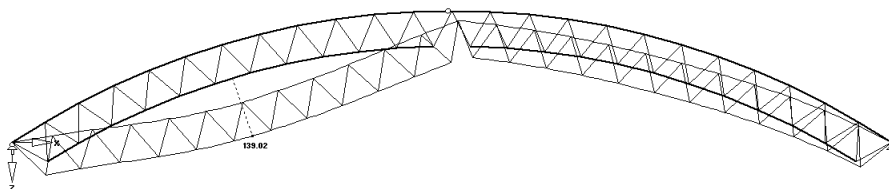


Bild 5.1.5 Deformation 139mm vid CO3, förskjuten snö huvudlast, vind från vänster. Förstoringsfaktor 50ggr.

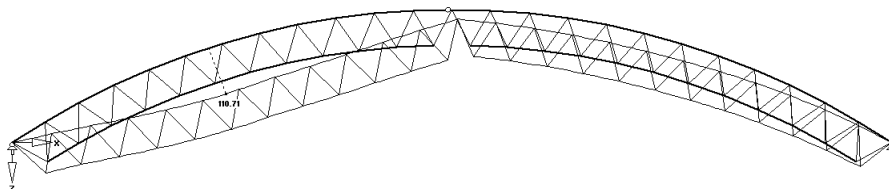


Bild 5.1.6 Deformation 111mm vid CO4, vind från vänster huvudlast, förskjuten snö. Förstoringsfaktor 50ggr.

5.2 Beräkningsresultat och kontroll av knutpunkter

Eftersom samtliga knutpunkter är identiska behövs enbart kontroll av den med störst belastning. Detta inträffar i knutpunkten som element 29 (bild 5.1.2) ansluter till i underkant. Det är här fyra stycken snedsträvor som ansluter mot huvudbalken, två stycken dragna och två stycken tryckta, enligt bild 5.2.1 nedan. Eftersom krafterna i tryckta respektive dragna strävor inte är lika stora så blir kraften som verkar på huvudbalken inte parallell med dennas systemlinje utan angriper denna med en vinkel.

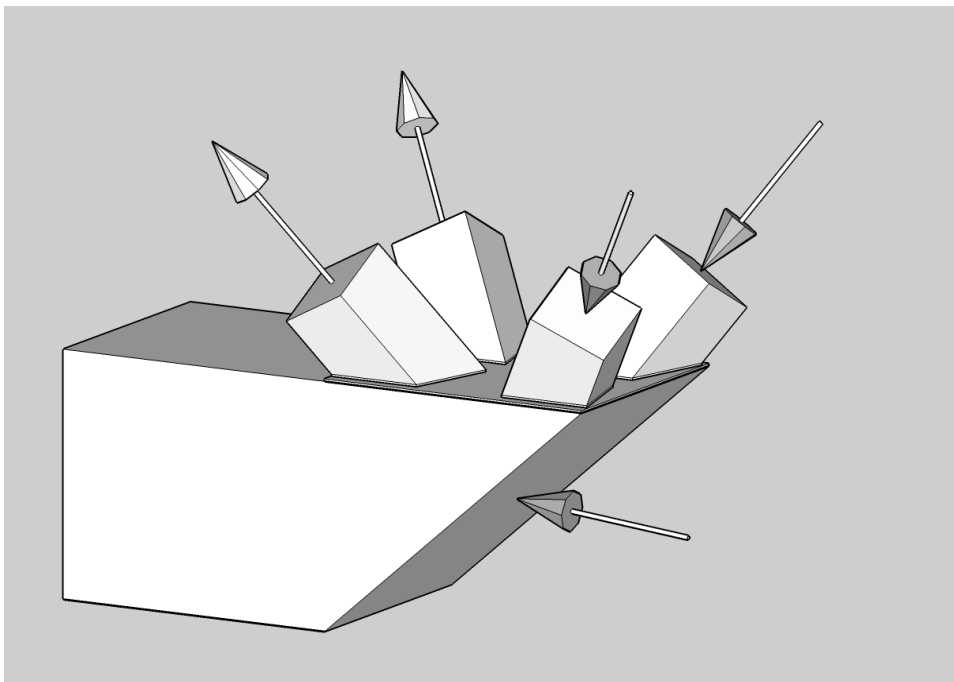


Bild 5.2.1 Krafter som verkar på förband.

De vänstra, dragna strävorna har vardera en belastning på 275kN och de tryckta strävorna till höger en belastning på 219kN. En kraft på 493kN med en vinkel på $5,5^\circ$ grader mot fiberriktningen verkar därmed på huvudbalken. Krafterna föres sedan över via ett antal plåtar som förankras i de olika träelementen med hjälp av dymlingar enligt kapitel 3.2. Kapaciteten hos dessa förband beräknas enligt kapitel 4.4-5. En överskådlig redovisning av denna sifferexercis redovisas nedan i tabell 5.2.1-3

	Snedsträva	Huvudbalk
f_u – brottkapacitet stål (MPa)	430	430
f_y – sträckkapacitet stål (MPa)	275	275
t – plåttjocklek (mm)	2	2
d – dymlingsdiameter (mm)	10	10
n – antal rader med dymlingar	4	4
m – antal kolumner med dymlingar	4	4
b – radavstånd mellan dymlingar (mm)	50	150
x – Antal plåtar	4	4
ρ_k – träets densitet (kg/m ³)	510	510

Tabell 5.2.1 Gällande geometri och materialdata.

	Snedsträva	Huvudbalk
$F_{v,Rk}$ – dymling-trä interaktion / hål (kN)	6,4	9,0
$F_{eff,Rk}$ – förbandskapacitet mht. n_{ef} (kN)	279	522
$F_{v,Rd}$ – skjuvkapacitet / hål (kN)	16,2	16,2
$F_{b,Rd}$ – hålkantstryck / hål (kN)	17,2	17,2
$N_{u,Rd}$ – normalkraft / plåt (kN)	99,1	334
$V_{pl,Rd}$ – skjuvning / plåt (kN)	-	554
$F_{w,Rd}$ – svets / plåt (kN)	198	596
$F_{w,Rd}$ – svets / förankring (kN)	794	-
$F_{tot,Rd}$ – förbandet totaltkapacitet (kN)	279	522

Tabell 5.2.2 Gällande kapaciteter.

För att förbandet skall hålla så måste kraften som verkar i varje del vara mindre än kapaciteten i densamma. Detta kontrolleras i tabell 5.2.3 nedan.

	Snedsträva	Huvudbalk
Kraft per dymling (kN)	4,3	4,9
Kapacitet i varje dymling (kN)	16,2	16,2
Kontroll av dymlingar (Kraft < Kapacitet)	OK	OK
Kraft per plåt (kN)	68,75	123,25
Kapacitet i varje plåt (kN)	99,1	334
Kontroll av plåtar (Kraft < Kapacitet)	OK	OK
Kraft för hela förbandet (kN)	275	493
Kapacitet för hela förbandet (kN)	279	522
Kontroll av förband (Kraft < Kapacitet)	OK	OK

Tabell 5.2.3 Dimensionerande krafter.

Kapaciteten i förbandet är på samtliga punkter större än den aktuella kraften. Förbandet har alltså tillräcklig styrka för att bära upp konstruktionen. Det bör noteras att detta förband är utfört med samma generella utseende som i bild 3.2.1.

6. Slutsats och resultatsummering

Att skapa en hallbyggnad med hjälp av den föreslagna typen av bågar, konstruerade som ett rymdfackverk av limträ är fullt möjligt.

Inslitsade stålplåtar som sammanfogas via en yttre stålplatta skapar starka, lättmonterade knutpunkter mellan de olika elementen i fackverket utan att ta över träets roll som bärande material. Det är inte heller något problem att utforma dessa för att hantera anslutande element ur skilda, korsande vinklar. Se bild 3.2.1 för ett exempel på denna typ av knutpunkt.

Inte heller montage av bågen erbjuder några egentliga svårigheter utöver vad som är brukligt vid denna storlek. Sektioner av bågen kan med fördel tillverkas i fabriksmiljö för att sedan sammanfogas och monteras på byggplatsen. Detta montage kräver ingen bearbetning eller annat arbete som kräver större precision än vad som är lämpligt i en fältmiljö.

Vad gäller de estetiska aspekterna så erbjuder tekniken många möjligheter. Träet döljs i mycket liten grad och det finns många detaljer som kan omformas för att få fram det uttryck som sökes. Som ett exempel kan ges att fotplåtarna döljes, eller tvärtom, ges rollen av utsmyckning genom medveten utformning.

Det är även möjligt att skapa konstruktioner där man inte använder hela bågen utan endast en del av konstruktionen. Till exempel kan man använda tre stycken båghalvor för att skapa en kupolform eller en böjd, rundad form.

7. Källor

- EC0 - "Eurocode - Basis of structural design"
-*prEN 1990:2001*
European Committee for Standardization. Brussels Belgium.
- EC1 - "Eurocode 1: Actions on structures. Part 1.3: General Actions - Snow Loads"
-*prEN 1991-1-3:2002*
European Committee for Standardization. Brussels Belgium.
- EC1 - "Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-4: General actions - Wind actions"
-*prEN 1991-1-4.6:2002*
European Committee for Standardization. Brussels Belgium.
- EC3 - "Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings"
-*prEN 1993-1-1:2005*
European Committee for Standardization. Brussels Belgium.
- EC3 - "Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1-8: Design of joints"
-*prEN 1993-1-8:2002*
European Committee for Standardization. Brussels Belgium.
- EC5 - "Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings"
-*prEN 1995-1-1:2002*
European Committee for Standardization. Brussels Belgium.
- Bild 2.1 Träbro i Kintai-Bashi, Japan. 1673.
-*Holzbau atlas*. ISBN: 3-481-00326-9
- Bild 2.2. Skeppsmast, Ostindiefararen Göteborg.
-*Sveriges television* www.svt.se
- Bild 2.1.1 Håkons hall, Lillehammer Norge.
-*Terjegrønmo arkitekter as*. www.ostgaard.no
- Bild 2.2.1 Exempel på grovt dimensionerat bultförband.
-*Beispiele moderner holzarchitektur*. Informationsdienst Holz.
- Bild 2.2.2 Exempel på knutpunkt helt av stål.
-*Holzbau atlas*. ISBN: 3-481-00326-9