



Tekniska Högskolan i Lund

Avd. för Konstruktionsteknik

John Ericssons väg 1 □ Box 118, 22100 Lund

Telefon: 046-222 7368

Lund 2020-06-12



Tarfalahallen Kiruna

Utvärdering av bärande stomsystem

Sven Thelandersson

Arne Emilsson



1. Introduktion

Avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola (LTH) har fått i uppdrag av Statens Haverikommission att utvärdera det bärande stomsystemet i Tarfalahallen i Kiruna. Drygt halva hallbyggnaden kollapsade plötsligt den 7 mars 2020. Lyckligtvis skadades ingen människa till följd av raset. Utvärderingen sker i samarbete med Arne Emilsson, Limträteknik AB, Falun som fungerar som underkonsult till LTH.

Som underlag för utvärderingen i detta skede används i huvudsak relationshandlingar och annan dokumentation från byggskedet. Idrottshallen invigdes i mitten av 2015 och var alltså vid raset ca 5 år gammal. Vidare har vi haft tillgång till en mängd foton som tagits efter raset. Särskilt intressanta är de foton som togs kort före raset av en klättrare som befann sig i hallen men som klarade sig undan utan skada. Vi har också haft tillgång till undersökningar av snödjup och snölaster, som gjordes kort efter raset samt viss information om montagemetoder vid byggandet. Inga egentliga tekniska undersökningar av konstruktionen har ännu gjorts på plats främst av säkerhetsskäl.

2. Utformning av det bärande systemet

Idrottshallen är ca 95 meter lång och 54 m bred. Taket bärs i tvärled av huvudbärverk i form av underspända limträbalkar med spännvidd 54 m upplagda på limträpelare vid ytterväggarna. I fortsättningen används benämningen ”takstol” för systemet med den underspända limträbalken inklusive dragstag och två trycksträvor som bildar stöd under limträbalken, se Figur 1. De olika delarna i takstolen har enligt ritningarna följande dimensioner:

Limträbalk: Höjd $h = 1710$ mm, bredd $b = 215$ mm

Trycksträva: 215×405 alt 215×540 mm²; Längd = 2,6 -3,3 m beroende på taklutning

Dragstag: 4 eller 5 st. parallella M 45

Den höga limträbalken är av transportskäl skarvad nära mittsnittet, med en skarv som kan överföra tvärkraft men knappast moment.

Taket bars upp av totalt 14 inre takstolar med centrumavstånd 6,6 m. Trapetsprofilerad plåt med bärriktning vinkelrät huvudbärverken var monterad direkt mot limträbalkarnas ovansida. Närmast respektive gavel fanns ett fack med längden 4,8 m där taket stöds dels av en takstol och dels av gavelväggen. Yttertakets består av isolering och tätskikt.

Stabilisering för horisontella laster (i huvudsak vindlast) av systemet förutsättes ske genom skivverkan i takplåten samt vindkryss både i gavlar och längsgående väggar, se Figur 2.

Förutom vindlaster förekommer i ett system som detta också horisontella avstyvningslaster som krävs för att uppnå stabilitet hos tryckta element. I takstolen ger vertikalbelastning på taket tryckkrafter både i trycksträvan och i limträbalken. Den 1,7 m höga limträbalken sidoavstyvas i sin överkant av takplåten förutsatt att förankringen av plåten i limträbalken kan överföra de laster som uppstår.



Den nedre änden av trycksträvorna som stöder limträbalken behöver avsträvas i byggnadens längsriktning av stabilitetsskäl. Trycksträvorna har därför sammankopplats med motsvarande trycksträvor i angränsande takstolar med hjälp av drygt 6 m långa ”limträbommar” med tvärsnitt $165 \times 180 \text{ mm}^2$, se Figur 3. Dessa gör att avstyvningskrafter från trycksträvorna skall kunna föras kontinuerligt i byggnadens längsriktning till gavlarna. Av foton framgår att limträbommarna i angränsande fack är placerade i olika höjdlägen, se Figur 3. Detta är inte redovisat på ritningarna, men beror troligen på att man i vissa lägen har behövt lämna plats till olika installationer. Vid gavlarna kopplas limträstagen mot horisontella balkar av limträ monterade mellan två gavelpelare, se Figur 4. Dessa balkar har längden ca 6 m och tvärsnitt $250 \times 360 \text{ mm}^2$. Tanken är att avsträvningskrafter som uppstår skall fångas upp i dessa balkar och föras ned till grunden via gavelpelarna.

3. Laster vid rastillfället

Som utgångspunkt för en utvärdering kan det vara bra att uppskatta de snölaster som var aktuella vid rastillfället. Enligt norm som gällde när byggnaden projekterades är karakteristisk snölast på mark i Kiruna $3,0 \text{ kN/m}^2$. Detta är en extrem last med återkomsttid 50 år, dvs. den kan förväntas överskridas i genomsnitt en gång per 50 år. Vad gäller snölast på taket skall man enligt nuvarande norm använda en formfaktor 0,8, vilket innebär att karakteristisk snölast på taket formellt sätts till $0,8 \cdot 3,0 = 2,4 \text{ kN/m}^2$.

En utredning av snösituationen gjordes strax efter raset av Tyréns AB i Kalix på uppdrag av totalentreprenören SA Englund, Kalix [1]. Man mätte snölast på mark med hjälp av ett rör i ”det orörda snölagret” utan att ange topografiska förhållanden kring de två mätplatserna. Snödjupet mättes till ca 115 cm. Metoden man använde för att mäta snöns vikt kan bedömas som tillförlitlig och gav som resultat 325 respektive 350 kg/m^2 för två mätpunkter. Detta motsvarar en medeldensitet i snötäcket av ≈ 280 respektive $\approx 300 \text{ kg/m}^3$. Datum för denna mätning saknas i rapporten men muntligt uppger uppdragsledaren att den gjordes den 10 mars. I rapporten görs inte heller någon uppskattning av snömängd som fallit mellan rastillfället och måttillfället. Vid närmaste väderstation uppges att ca 10 mm nederbörd har fallit mellan raset och måttillfället, vilket motsvarar 10 kg/m^2 . Enligt uppgift mätte personal från Kiruna kommun också den 10 mars snödjupet 0,58 m på ”orörd mark” ca 15 m från Tarfalahallen. Denna diskrepans ger upphov till frågetecken om representativiteten hos båda mätningarna vad gäller snölast på mark. Snölast på mark måste för att ha någon mening mätas i lägen där man varken har drivbildning eller bortblåst snö. Rapporteringen saknar uppgifter om detta i båda fallen.

I Tyréns rapport redovisas också mätningar av snölast på taket med hjälp av en mobilkran. Den 11 mars mätte man snödjup på taket i fyra positioner till vad man anger som 80 cm ”vindpackad” snö ovanpå 1-2 cm is. Den 13 mars mätte man densitet genom att fylla en 10 liters hink med snö från taket i fem positioner och väga snön. Uppmätt densitet anges i rapporten till 370-440 kg/m^3 för de fem positionerna. Mätning av densitet med denna metod är högst osäker och de värden som anges är extremt höga. Värdena kan jämföras med tillförlitligt observerad densitet hos snön på marken redovisad samma rapport, som var 280-300 kg/m^3 . I SMHI:s rapport [2] som



publicerades i samband med uppdatering av landets snölastkartor för drygt 10 år sedan använder man genomsnittsvärdet 240 kg/m^3 , baserat på historiska mätningar av densitet för snö på mark. Enligt [2] visar mätningar gjorda 1978-1994 att det absolut högsta enskilda värdet för Norrland som observerades var 280 kg/m^3 . I mycket omfattande densitetsmätningar 1909-1925 observerade man under hela denna period enbart ett extremvärde som överstiger 400 kg/m^3 . Man kan naturligtvis inte utesluta att förhållandena numera är annorlunda på grund av klimatförändringarna, men denna effekt gäller även för snön på mark

Densiteten för snön på taket skulle kunna vara högre än för snön på marken genom att läckage av värme från byggnaden medför att snön kan ha omväxlande smält och frusit, vilket påverkar densiteten. Vad gäller snölast på taket vid rastillfället finns det också foton tagna efter raset (datum ej känt) som visar ett snödjup av ca 0,6 m vid takkanten, samt att snön ser skiktad ut.

En sammantagen bedömning av snölasten på taket vid raset är svår på grund av alla osäkerheter förknippade med ovan beskrivna undersökningar. Från uppgiften att snödjupet på taket är ca 80 cm och med ett rimligt antagande om extremvärde på densiteten till 300 kg/m^3 fås att den genomsnittliga snölasten på taket kan grovt uppskattas till $2,4 \text{ kN/m}^2$ vid rastillfället. Detta råkar sammanfalla med det karakteristiska värdet (50 årslasten) enligt gällande norm. Men uppskattningen är naturligtvis mycket osäker med hänsyn till den information som finns tillgänglig. Vid den fortsatta utvärderingen av konstruktionssystemet utgår vi i brist på annat från att lasten på taket vid rastillfället uppgick till det karakteristiska värdet $2,4 \text{ kN/m}^2$.

4. Analys av takstolen i sitt eget plan

En analys av takstolen i dess egna plan kan relativt enkelt göras med lämplig mjukvara. Bärverket modelleras då med linjeelement (balk- och stångelement) och systemet antas vara tillräckligt avstyvat vinkelrät mot takstolens plan.

Vi har gjort en sådan analys för att få en uppfattning om storleken på krafter i olika delar av systemet. I modellen för analysen antogs en momentfri led vid skarven i limträbalken, se Figur 1. Dragstagens koppling vid stöden modellerades med excentricitet i förhållande till limträbalkens centrumlinje motsvarande det aktuella utförandet. Elastiska styvheter för limträ och dragstag bestämdes enligt gällande normer. För limträ valdes E-modulen för deformationsberäkningar $E_{0,mean}$ för aktuell limträkvalitet L40c. Värdet reducerades inte med hänsyn till långtidseffekter ($k_{def}=0$).

Takstolen belastas i sitt eget plan med en jämnt utbredd linjelast (kN/m) från egentyngd och snö. Följande laster är aktuella:

Egentyngd takstol: $\approx 2,4 \text{ kN/m}$

Egentyngd tak inklusive installationer: $\approx 0,5 \text{ kN/m}^2$

Centrumavstånd mellan takstolar: 6,6 m



Total egentyngd: $g_k = 2,4 + 6 \cdot 0,5 = 5,7 \text{ kN/m}$

Karakteristisk snölast (se avsnitt 3): $s_k = 2,4 \cdot 6,6 = 15,9 \text{ kN/m}$

Vid formell verifiering av säkerhet skall man använda en lastkombination i brottgränstillståndet med ytterligare ökning av lasterna med partialkoefficienter beroende på säkerhetsklass. I detta fall har vi högsta säkerhetsklass 3, vilket ger dimensionerande last i brottgränstillståndet

$$q_{d,ult} = 1,2 \cdot g_k + 1,5 \cdot s_k = 30,7 \text{ kN/m}$$

Vi har gjort en oberoende formell verifiering av takstolen för detta fall. Resultatet av denna är att den formella kapaciteten i takstolens eget plan för alla element är i stort tillräcklig. Detta säger emellertid inget om risken för instabilitetseffekter vinkelrät mot takstolens plan, vilket kommer att diskuteras senare. Med tanke på detta är det av särskilt intresse att veta hur stora krafter som uppstår i trycksträvorna mellan dragband och limträbalk. Analysen av takstolen i brottgränstillståndet ger att normalkraften i den längsta trycksträvan är

$$N_{t,ult} \approx 770 \text{ kN (tryck)}$$

Enligt avsnitt 3 kan snölasten vid tidpunkten för raset uppskattas till $2,4 \text{ kN/m}^2$, vilket ger en uppskattning av linjelasten till

$$q_{ras} \approx 5,7 + 2,4 \cdot 6,6 = 21,5 \text{ kN/m}$$

Observera att detta är ca 70 % av dimensionerande formella last $q_{d,ult}$ i brottgränstillståndet. Från analysresultaten kan man uppskatta att normalkraften i trycksträvan vid raset är

$$N_{t,ras} \approx 480 \text{ kN}^1$$

Ett annat analysresultat som är av intresse är vertikalförskjutningar av takstolen under last. Beräknad förskjutning på grund av enbart karakteristisk snölast $= 2,4 \text{ kN/m}^2$ uppgår till

$$\delta_{ras} \approx 220 \text{ mm}$$

En analys av den typ som beskrivits ovan innebär att man simulerar att systemet befinner sig i nominellt nolläge som definieras av ritningarna och därefter påför

¹ Observera att denna kraft inte är helt proportionell mot vertikallasten, vilket beror på att datoranalysen genomfördes med andra ordningens teori, innebärande att instabilitetseffekter i planet beaktades, men utan att ta hänsyn till geometriska imperfektioner.



aktuella laster bestående av egentynghet och snölast. Detta avviker från verkligheten beroende på montagemetod och i vilket skede man förspänner dragstaget. Kraftspelet i systemet beror på graden av förspänning i dragstagen och förändras också över tid genom krypning och fuktrörelser i ingående träelement, samt temperaturändringar i både stål och trä. T.ex. är det mycket troligt att deformationen ökar signifikant med tiden på grund av krypning i träelementen.

5. Instabilitetseffekter i takstolen ut ur dess plan.

5.1 System för avsträvning

Takstolen är mycket slank med avseende på instabilitet i sidled, vilket är viktigt eftersom man får höga tryckkrafter både i överliggande limträbalk och trycksträvorna mellan dragband och övre balk. Detta illustreras i Figur 5, som visar ett tvärsnitt av takstolen i ungefärlig skala. Att geometriska imperfektioner av den typ som visas i Figur 6 förekommer i verkligheten är oundvikligt, vilket innebär att stora tryckkrafter ger kraftkomponenter i sidled som måste kunna hanteras med avsträvning. Vid ökande tryckkrafter ökar vinkelavvikelsena, vilket i sin tur ger ökade sidokrafter och ökat behov av avsträvning.

Två olika typer av instabilitet och därmed behov av stagning kan identifieras här. Den första är axiella tryckkrafter i limträbalken som ger risk för knäckning i tvärled (balkens veka riktning). Att balken har liten bredd i förhållande till sin höjd gör detta problem mer accentuerat. Den enda stagningen mot sidoutböjning av limträbalken är takplåten som är monterad mot balkens ovansida. Huruvida stagningen är tillräcklig beror av mängd och kapacitet hos fästdon som använts för att fästa takplåten samt initiell brist på raket hos limträbalken. Eftersom stagningen finns enbart i balkens ovankant får man alltid en tendens till rotation av limträbalken när den belastas i axiellt tryck.

Det senare är olyckligt eftersom detta ger en ökad snedställning av trycksträvorna, som är de mest kritiska elementen vad gäller risk för instabilitet. Vid projekteringen har man tänkt sig att dessa skall stabiliseras med horisontella limträbommar, se Figur 5. Krafterna i dessa skall fortplantas i byggnadens längsriktning och slutligen tas upp av tvärbalkar vid gavlarna så som visas i Figur 4. Limträbommarna kan överföra både tryck och dragkrafter beroende på behov. Styvhets hos den kraftupptagande konstruktionen i gaveln är också viktig, eftersom låg styvhet ger större deformationer, vilket ökar snedställningskrafterna ytterligare.

Mekanismerna som beskrivits ovan är mycket svåra att kvantifiera eftersom de beror av okända parametrar som geometriska imperfektioner, interaktion mellan vridning av limträbalken och snedställning av trycksträvan samt styvheter i element och förband. En viss uppskattning kan fås enligt referens [3] där man anger en tumregel att den horisontella avsträvningskraften F_{av} skall vara minst $1/50$ till $1/70$ av normalkraften N_t i trycksträvan, dvs



$$F_{av} \geq N_t/50$$

Denna tumregel² innebär att stagningen i brottgränstillståndet då $N_t = 770$ kN skall klara minst 15,5 kN per takstol. Eftersom stabiliseringen avser totalt 14 takstolar i hallen skall man ta upp minst $7 \cdot 15,5 = 109$ kN vid respektive gavel i brottgränstillståndet. Den dimensionerande kapaciteten enligt norm hos den horisontella balken vid gaveln kan beräknas till ≈ 75 kN, dvs kapaciteten hos balken är inte formellt tillräcklig i brottgränstillståndet. Frågetecknet här är också om styvheten hos balkpelarkonstruktionen i gaveln är tillräcklig.

Den aktuella kraften i trycksträvan vid rastillfället uppskattades i avsnitt 4 till 480 kN. Utgående från samma tumregel är då behovet av stagning vid varje takstol 9,6 kN eller totalt för 14 takstolar 134 kN eller 67 kN per gavel. Kapaciteten hos tvärbalken vid gaveln är något högre. Det är därför osannolikt att raset orsakades av brott i stödstrukturen vid gaveln.

Men utformningen av takstolarna med den slankhet som illustreras i Figur 5 innebär att man kan förvänta sig stora tryckkrafter i de limträbommar som skall stabilisera trycksträvorna. Metoden för stabilisering är olyckligt vald genom att alla takstolar är ihopkopplade via de horisontella stagen. Om en takstol tenderar att deformeras i sidled fortplantas detta till angränsande takstolar, med ökat behov av avsträvning även i dessa. Detta problem beror på styvheten i stagningssystemet. Ju lägre styvhet, ju större stagningskrafter genereras. Vid hög belastning på taket kan det uppstå tryckkrafter som skall fortplantas av limträbommarna i byggnadens längdriktning, vilket innebär att stagningssystemet i sig kan bli instabilt. Den horisontella avstyvningen med limträbommar kan principiellt ses som en serie av ledade stänger vilket illustreras schematiskt i Figur 7. Om ett sådant system utsätts för tryck är det knappast stabilt om det inte sidostagas tillräckligt i både horisontal- och vertikalled. Limträbommarnas placering på olika nivåer i höjddled, se Figur 7a, kan ytterligare bidra till instabilitet.

5.2 Inverkan av spikförband på stabiliteten

I kopplingen mellan trycksträva och limträbalk liksom mellan limträbommar och trycksträva finns förband med spikade hålplåtar som skulle kunna bidra till stabilisering genom att ta upp moment. Dessa typer av förband har dock låg böjningskapacitet och är normalt eftergivliga vilket gör att man normalt betraktar dem som friktionsfria leder ur ingenjörsmässig synpunkt, se t.ex. Figur 7. Om man som i förbandet mellan trycksträva och limträbalk har stora tryckkrafter som verkar vinkelrät mot träs fiberriktning kan man få excentrisk intryckning av trät, vilket ytterligare reducerar rotationsstyvheten i förbandet. Vi bedömer därför att det mest rimliga antagandet är att försumma förbandens eventuella bidrag till att stabilisera systemet.

² I Tysklands nationella anpassningsdokument till Eurokod används sambandet $N/50$ som generellt krav för avstyvningar av tryckta träelement.



5.3 Effekt av överhöjning på stabiliteten

En annan faktor som bör belysas är effekten av överhöjning, som enligt Limträhandboken [4] kan bidra till stabilisering av en underspänd konstruktion av denna typ. I den ritning som återges i Figur 1, anges att takstolen skall förspännas ”så att den överhöjs 100 mm ovan skarv efter att den är monterad samt att bärplåten är monterad ovanpå.” Enligt beskrivning i Limträhandboken skall kontaktpunkten mellan trycksträva och limträbalk ligga på en nivå ovanför en rak linje mellan dragbandets förankringspunkter vid takstolens ändupplag även vid full last. Om detta inte är fallet verkar dragbandet i stället destabiliserande. Detta illustreras i Figur 8, som är kopierad från [4].

I Limträhandboken skriver man:

”För att säkerställa att systemet är självstabiliserande bör spännverkets balk ha tillräcklig överhöjning, så att den även med full last är minst $L/200$.”

$L/200$ motsvarar i detta fall 270 mm, men man har på ritningen föreskrivit en överhöjning av enbart 100mm vid belastning av enbart egentygnd. Tillskottsnedböjningen vid karakteristisk snölast beräknades till 220mm, enligt avsnitt 4. Detta innebär att överhöjningen definitivt inte kan förväntas ge bidrag till att stabilisera systemet i detta fall. Snarare kan man dra slutsatsen att dragbandet genom sin geometriska position verkar destabiliserande vid hög belastning

6. Orsak till raset

En mycket sannolik orsak till raset är instabilitet i systemet som uppstår vid hög belastning av snö på taket. Detta orsakas främst av takstolarnas slankhet med avseende på sidodeformationer, vilket illustreras i Figur 5. Systemets utformning gör att ökade sidoförskjutningar genererar ökade sidokrafter som i sin tur ger ökade förskjutningar etc. i en negativ spiral. Generellt sett saknar systemet robusthet, i likhet med ett korthus.

Grundsystemet är alltså fundamentalt instabilt och är helt beroende av sekundära system för stagning för att bibehålla sin stabilitet. Det system för stabilisering som byggts in dels i form av horisontella avstyvningar av trycksträvorna i form av en serie limträbommar och dels genom profilerad takplåt i takstolens ovankant har inte varit tillräckliga. Kravet på sådana avstyvningar för ett system av denna typ är inte bara att ha kapacitet att ta upp krafter utan måste också vara så styva att de kan begränsa förskjutningar, som annat fall ger ökade krafter.

Den initierande mekanismen bakom raset framgår av foton som togs omedelbart före raset av en person som befann sig i byggnaden, se Figur 9. Här ser man att den längre trycksträvan i en av takstolarna har en kraftig lutning. Den horisontella limträbommen som skall motverka lutningen är kopplad till nästa takstol som dock inte får samma lutning. Detta visar tydligt att man får lokal instabilitet under den förstnämnda takstolen av den typ som principiellt kan förväntas enligt Figur 7 vid tryckkraft i



limträbommarna. Efter lokalt brott vid en takstol äventyras stabiliseringen av övriga takstolar, vilket medför att raset fortplantar sig vidare längs byggnaden i riktning mot ena gaveln. Varför ena halvan av byggnaden inte dragits med är svårt att förklara men den återstående gaveln kan tänkas fungera stabiliserande.

Figur 10a, som är ett förstorat utsnitt av ett annat foto av samma takstol visar tydligt trots begränsad bildskärpa att det uppstått skador i förbandet mellan trycksträva och limträbalk i form av spricka i limträbalken och kraftig buckling av spikningsplåten i förbandet. Lutningen av trycksträvan illustreras också av Figur 10 b, som visar en förstoring av kopplingen mellan trycksträva och dragband.

7. Slutsatser

Följande slutsatser kan dras från utvärderingen av Tarfalahallens bärande system

- Orsaken till takraset är otillräcklig stabilisering av konstruktionssystemet som bär upp taket
- Det aktuella konstruktionssystemet är utformat på ett sätt som gör det fundamentalt instabilt och starkt beroende av sekundära element för stagnering.
- Systemet saknar robusthet genom att små avvikelser kan leda till stora konsekvenser
- Snölastens storlek vid rastillfället är svårbedömd trots att undersökningar har gjorts. Men den kan bedömas vara av samma storleksordning som dess karakteristiska värde.
- Detta innebär inte att huvudorsaken till raset är extrem snölastintensitet. Säkerhetssystemet som används i Sverige är sådant att karakteristisk snölast vid dimensionering skall ökas med 50 % för att få erforderlig säkerhetsmarginal mot brott som kan orsaka skada för människor.
- Detta innebär att en säkerhetsmässigt korrekt utförd konstruktion bör tåla en faktisk snölast på taket som är åtminstone 40 % högre än det karakteristiska värdet $2,4 \text{ kN/m}^2$

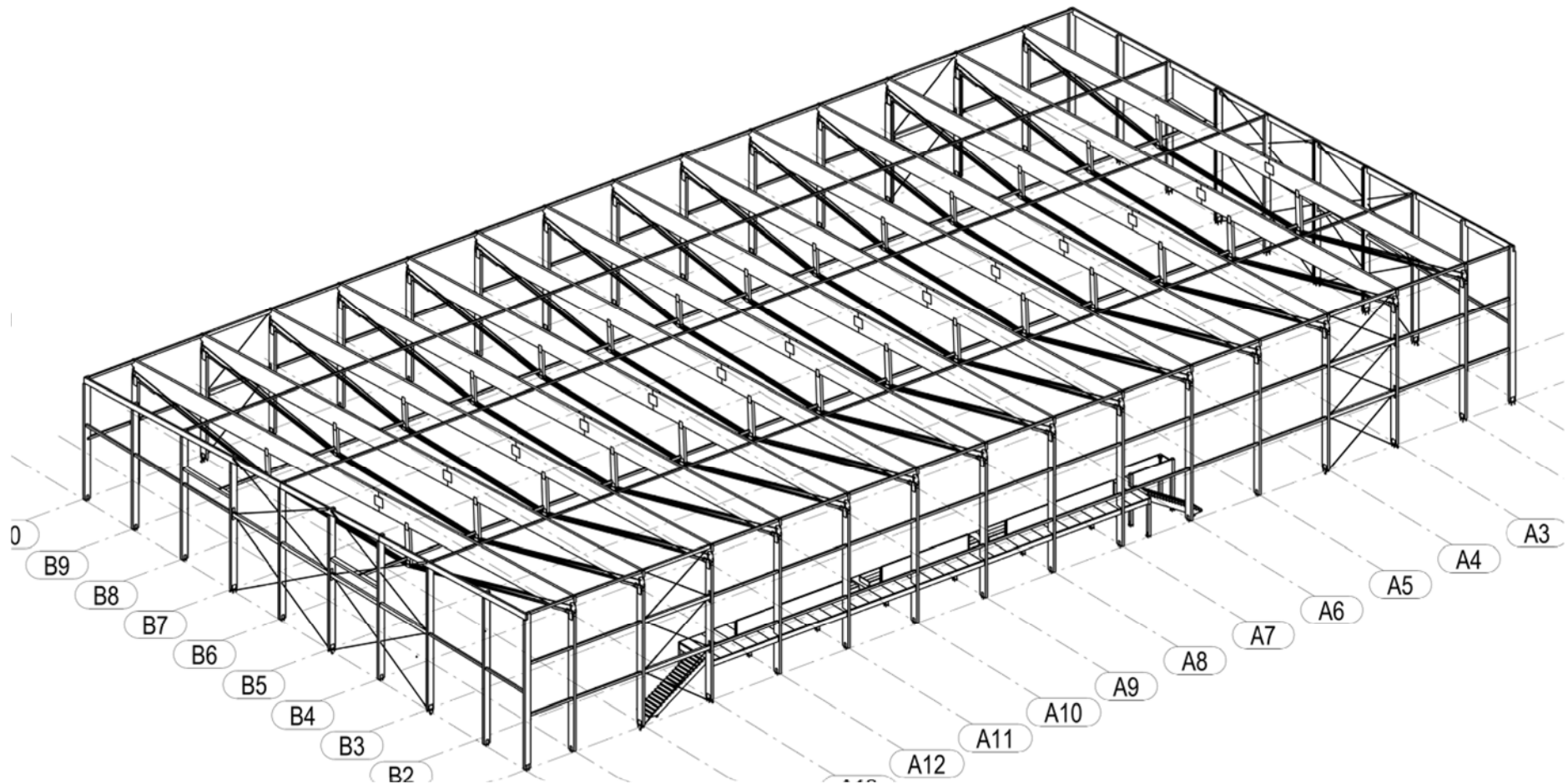
Referenser

[1] Tyréns AB. Rapport Tarfalahallen. Kalix 2020-03-18.

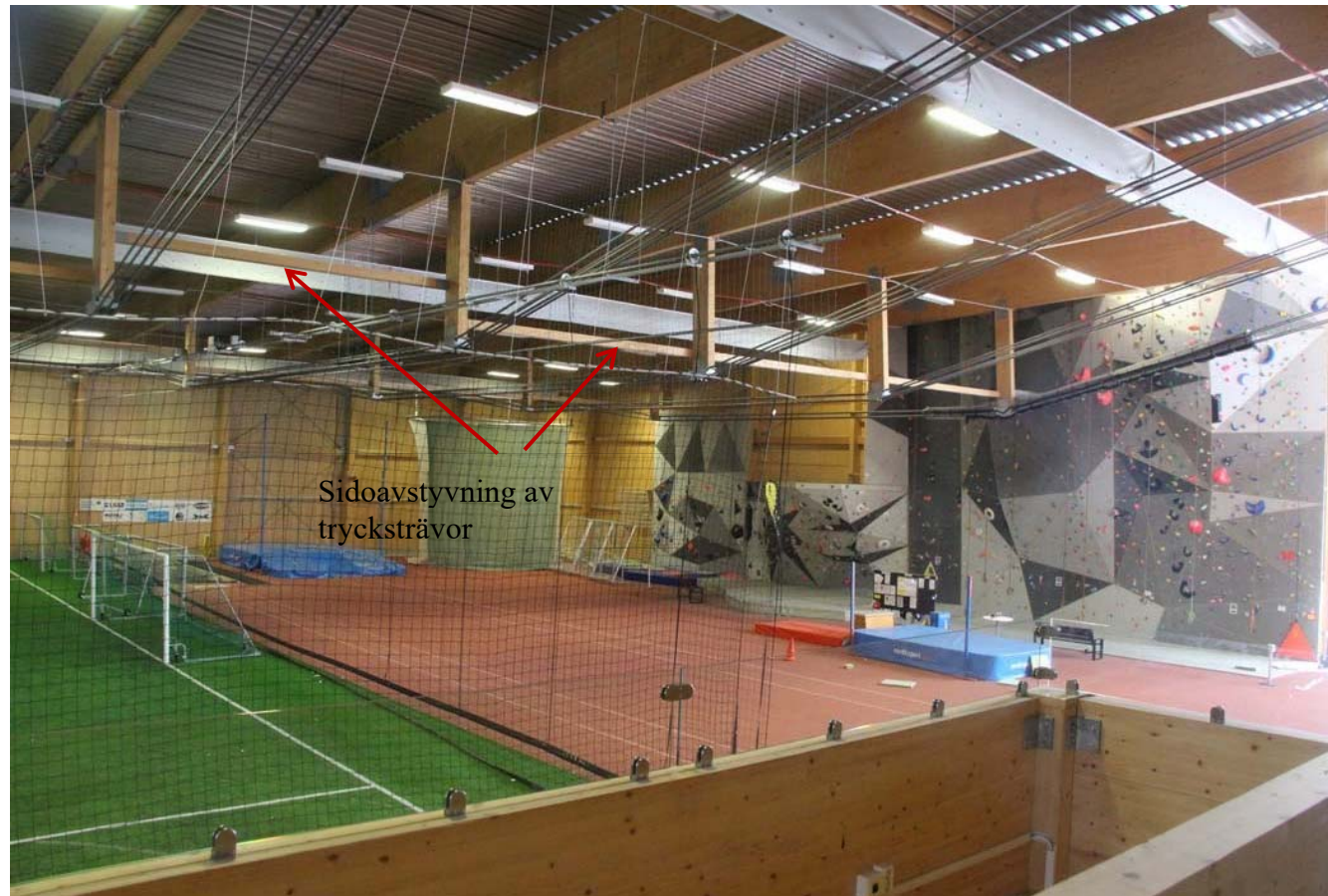
[2] Nord M, Johansson B., Wern L. Uppdatering av snölastkarta, SMHI-rapport 2008-45.

[3] Der Unterspannte balken, Informationsdienst Holz september 1986.

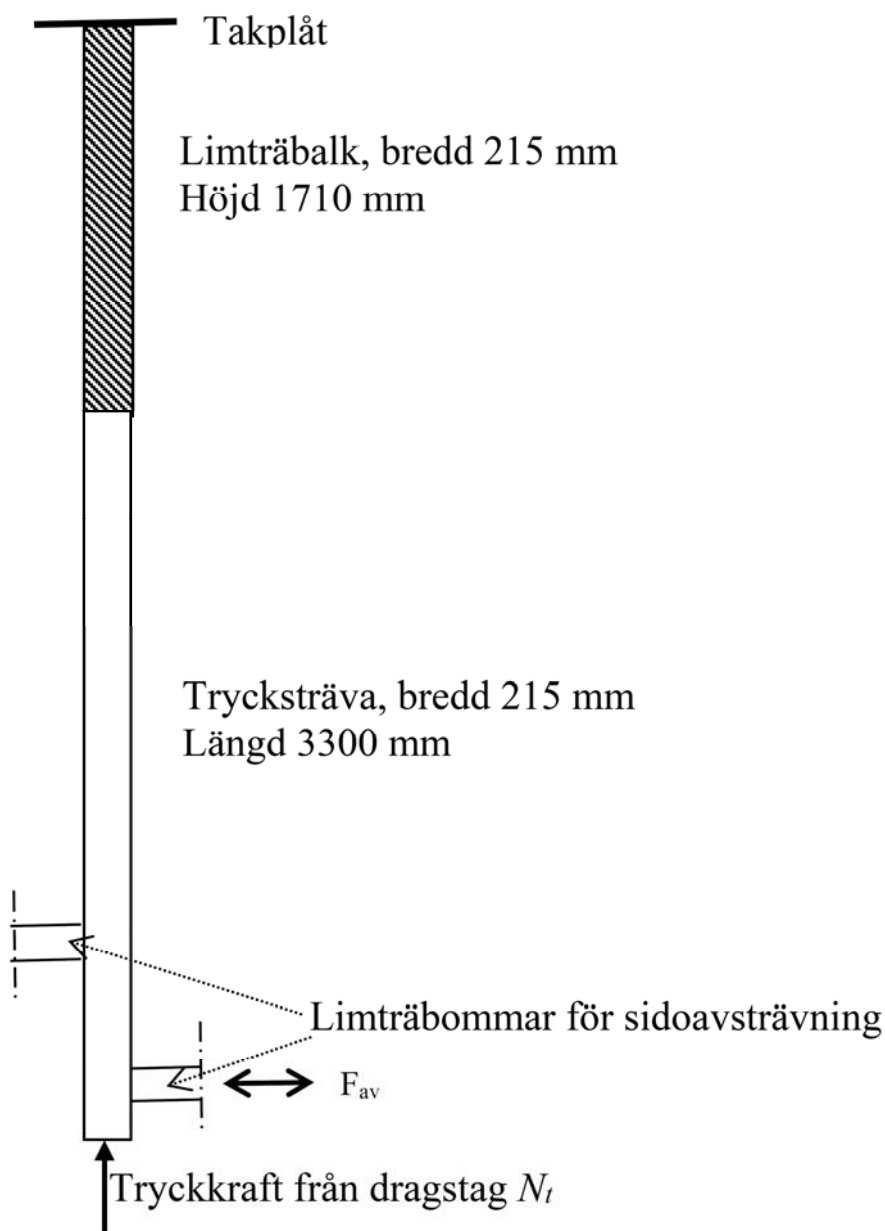
[4] Limträhandbok, del 2. Svenskt Trä. Stockholm, 2016.



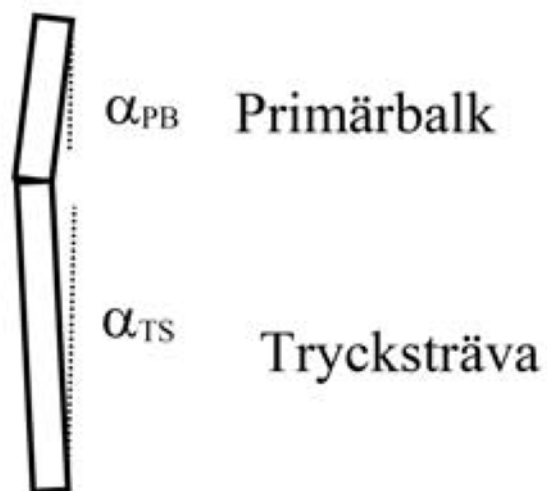
Figur 2. Tarfallahallens stomsystem



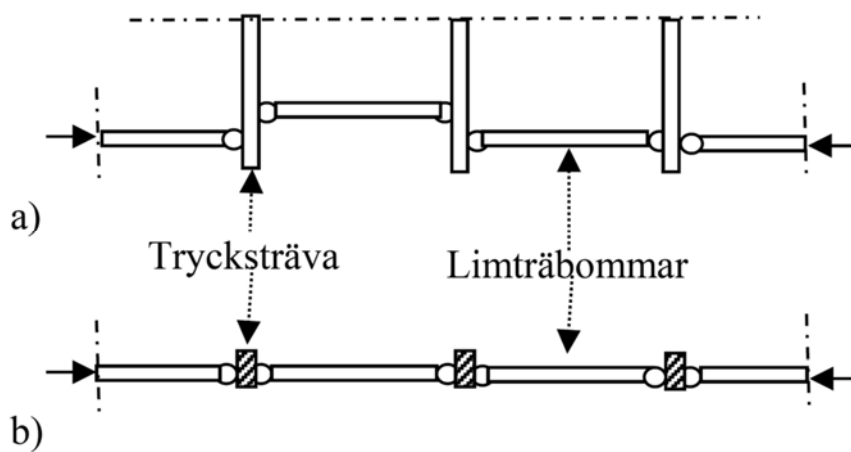
Figur 3. Interiör av den del av hallen som stod kvar efter raset.



Figur 5. Tvärsnitt (ungefär skalenligt) genom takstol som visar limträbalk och den längre trycksträvan



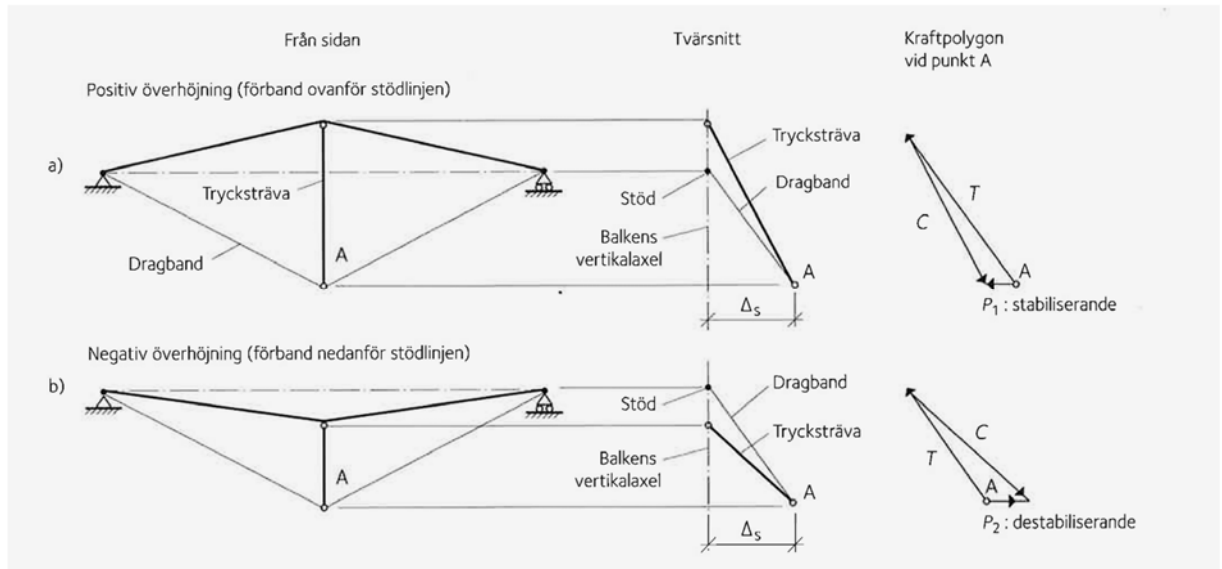
Figur 6. Illustration av möjliga imperfektioner i takstolen.



Figur 7. Principfigur av stabiliseringssystem.

a) Vertikalsnitt

b) Horizontalsnitt



Figur 8. Effekt av överhöjning på spännverk. Kopierat från Limträhandboken [4].

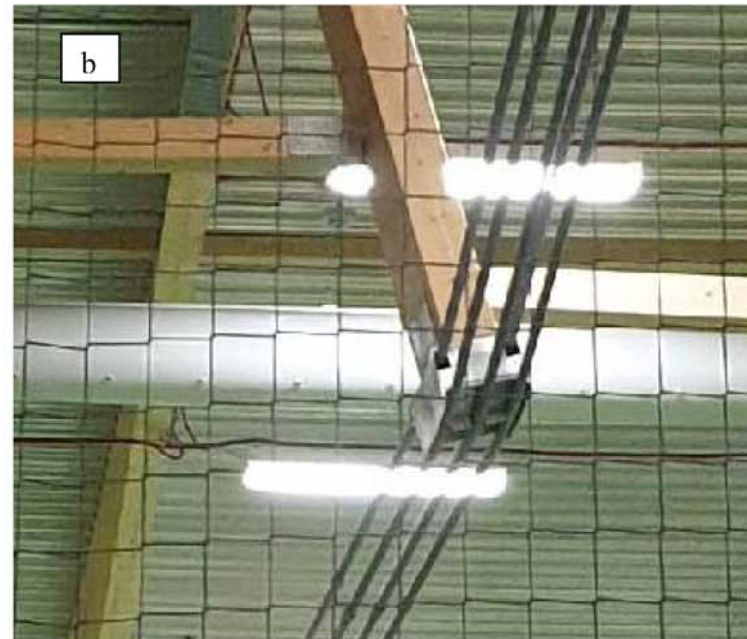
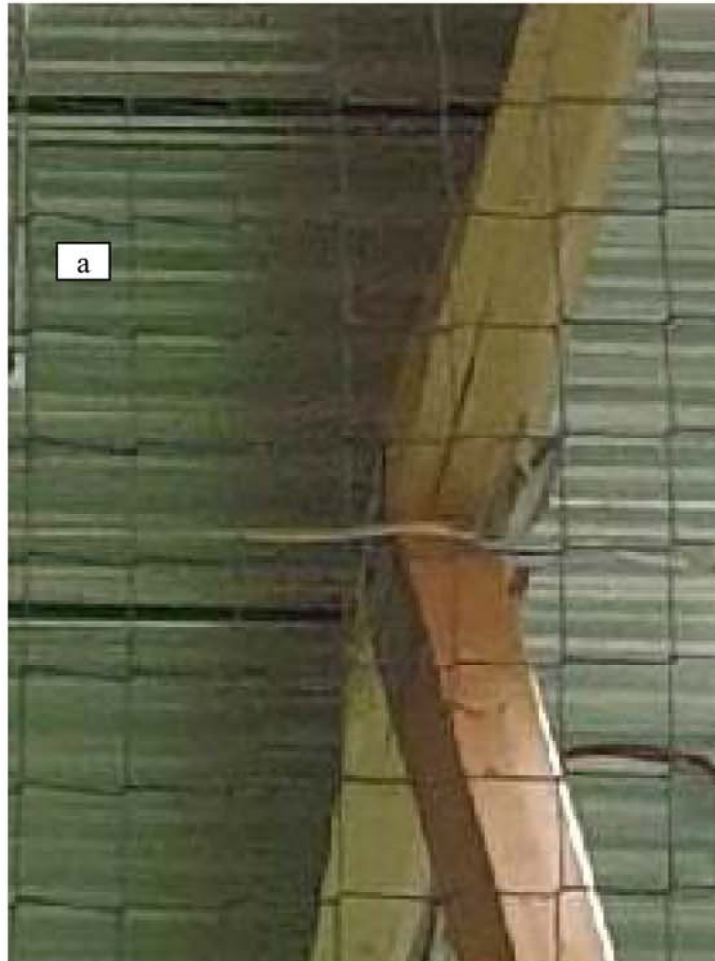
- a) Självstabiliserande system med tillräcklig överhöjning
- b) Destabiliserande system utan överhöjning



Kraftig snedställning av trycksträva

Angränsande trycksträva tycks inte ha motsvarande snedställning trots koppling via limträbom.

Figur 9. Foto taget omedelbart före raset.



Figur 10. Detaljer av förband mellan trycksträva och limträbalk (a) och nedre del av trycksträva (b) från foto taget omedelbart före raset.