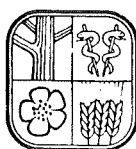


Ramkonstruktioner av fanerträ

Anna Josefsson
Kristina Larsson



Ramkonstruktioner av fanerträ

EXAMENSARBETE TVBK-5052

Handledare: Sven Thelandersson
Carl Magnus Dolby

LUND OKTOBER 1991

Anna Josefsson
Kristina Larsson

ABSTRACT

This paper deals with 3-pinned frames of laminated veneer lumber. The fixed knees are made of plywood- or steelgussets.

The design procedure in accordance with the Swedish building code, "Nybyggnadsregler" is described.

A number of practical experiments have been performed to check the stiffness and strength off the knee.

The economy for this type of construction compared with glued laminated timber is discussed.

Keywords: frame, laminated veneer lumber, plywood

FÖRORD

Detta examensarbete behandlar ramkonstruktioner av fanerträ. Arbetet har initierats av institutionen för lantbrukets byggnadsteknik (LBT) som tillhör Sveriges lantbruksuniversitet. Examensarbetet är en del av projektet "Stomkomponenter och byggsystem av plywood och fanerträbalkar för hallbyggnader i lantbruket" och finansieras av Närings- och teknikutvecklingsverket, (NUTEK). Projektet drivs vid LBT av forskningsledare Carl-Magnus Dolby.

Examensarbetet påbörjades i april 1991 och har utförts vid avdelningen för Bärande konstruktioner, sektion Väg och vatten, Lunds tekniska högskola. Handledare har varit redan nämnde Carl-Magnus Dolby och Sven Thelandersson, professor vid avdelningen för Bärande konstruktioner. Vi vill tacka dem för all hjälp och det stöd vi fått under arbetets gång.

Förutom våra handledare vill vi tacka:

- Per-Olof Rosenkvist som hjälpt oss med de experimentella undersökningarna.
- Personalen i verkstaden för all hjälp vi fått i samband med uppbyggandet av provningsutrustningen.
- Ingbritt Larsson för hjälp med framsida och kort.
- Annika Mårtensson för hjälp med ordbehandlingsprogrammet.

Lund 1991-10-18



Anna Josefsson
Anna Josefsson

Kristina Larsson
Kristina Larsson

INNEHÅLL

sida

SAMMANFATTNING

1 INLEDNING	7
1.1 Bakgrund	7
1.2 Målsättning	8
1.3 Genomförande	8
1.4 Avgränsningar	8
2 MATERIALET TRÄ	9
2.1 Allmänt	9
2.2 Fanerträ	10
2.3 Plywood	11
3 RAMKONSTRUKTIONER AV TRÄ	13
3.1 Allmänt	13
3.2 Ramhörn	14
3.3 Anslutningsdetaljer	15
3.4 Resning av ramar	16
4 KORT OM TRÄNORMEN	17
4.1 Karakteristiska grundvärden	17
4.2 Brottgränstillståndet	17
4.3 Bruksgränstillståndet	18
5 DIMENSIONERING	19
5.1 Beräkningsgång	19
5.2 Dimensioner	20
5.3 Laster	20
5.4 Snittkrafter	20
5.5 Kontroll av dimensioner och stabilitet	21
5.6 Deformationer	24
5.7 Dimensionering av ramhörnsplattor	25

5.8 Spikgruppsdimensionering	26
5.9 Exempel 1	28
5.10 Exempel 2	33
6 PROVNING AV FANERTRÄETS HÅLLFASTHET	35
6.1 Provkroppar	35
6.2 Provningsprocedur	35
6.3 Resultat	37
7 PROVNING AV RAMHÖRN	39
7.1 Provkroppar	40
7.2 Försöksuppställning	43
7.3 Mätningar	47
7.4 Provningsprocedur	48
7.5 Resultat	49
7.6 Kommentarer från provningen	53
8 KOSTNADSJÄMFÖRELSE	58
9 SLUTSATSER	61
10 REFERENSER	62
BILAGA 1: Hållfasthetsvärden	
Styhetsvärden	
BILAGA 2: Partialkoefficienter för fanerträ	
BILAGA 3: Vägledande dimensioneringstabeller	
BILAGA 4: Diagram-Hållfasthetsprovning	
BILAGA 5: Limträtabeller	

SAMMANFATTNING

Bakgrund och målsättning

Ramkonstruktioner av trä återfinns i bl a hall-, industri-, och lantbruksbyggnader. Idag är dessa ramkonstruktioner nästan uteslutande utförda i limträ. Då fanerträ har karakteristiska hållfasthetsvärden som ligger åtskilligt högre än limträ borde fanerträbalkar lämpa sig bra i ramkonstruktioner där deras styrka och längd kan utnyttjas.

Vår uppgift har varit att undersöka om fanerträ kan konkurrera funktionellt och ekonomiskt med limträ.

Dimensionering

Vi har beskrivit dimensioneringsförfarandet för en treledsram av fanerträ med konstant balk- och pelartvärsnitt, och ramhörn sammansatta av spikade plywood- eller stålplattor. För att få en uppfattning om vad som krävs i fråga om ramdimension och tjocklek på plywood- alternativt stålplattor för olika spännvidder har vi tagit fram vägledande dimensioneringstabeller.

Hållfasthetsprovning

Fanerträbalkarna som användes vid provningen kom från Mälarply AB i Skinnskatteberg. För att få en uppfattning om vilken hållfasthet dessa hade inledde vi provningen med en hållfasthetstest.

Resultatet blev:

- Karakteristisk bärförmåga $f_5=51$ MPa
- E-modul för deformationsberäkning $E_m=13.5$ GPa
- E-modul för bärförmågeberäkning $E_5=10.2$ GPa

Provning av ramhörn

Det är svårt att teoretiskt beräkna ett ramhörnförbands bärförmåga och styvhet. Vi har utfört 5 st ramhörnsprov för att se hur dessa beter sig vid stora laster.

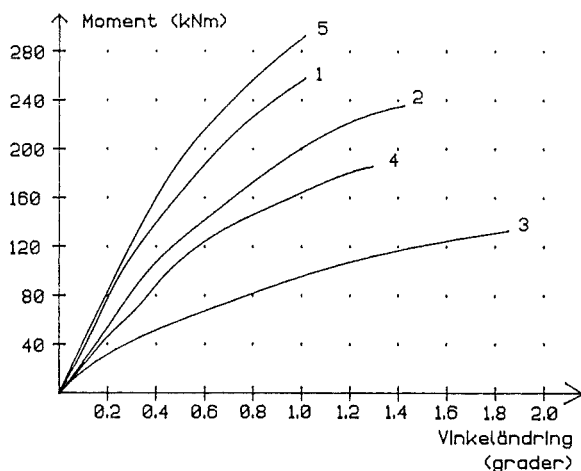
Prov 1 - Ramhörn av spikade plywoodplattor

Prov 2 - Ramhörn av spikade plywoodplattor, med reducerat antal spik

Prov 3 - Ramhörn av spikade stålplattor

Prov 4 - Ramhörn av spikade stålplattor där buckling är förhindrad

Prov 5 - Ramhörn av spiklimmade plywoodplattor



Figur 7.25 Samband mellan moment och vinkeländring hos fem ramhörnsprov

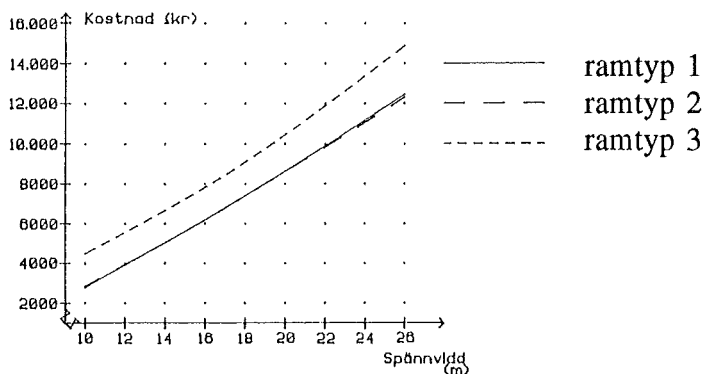
Resultatet från provningen indikerar att spiklimmade förband lämpar sig bäst för ramkonstruktioner.

Kostnadsjämförelse

För att utröna om fanerträramar är av ekonomiskt intresse har en kostnadsjämförelse med limträ gjorts.

Tre olika ramtyper har jämförts:

- 1) Ramar med raka fanerträbalkar. Ramhörn av spikade plywoodplattor.
- 2) Ramar med raka limträbalkar. Ramhörn av spikade plywoodplattor.
- 3) Fingerskarvade limträramar där balk och pelare smalnar av mot nock resp. fot.



Figur 8.1 Materialkostnad per ram (c/c 4 m) för byggnad belägen i snözon 1

Priset för ramtyp 3 gäller för leverans av ramen i två halvor i motsats till ramtyp 1 och 2 där endast materialkostnader ingår.

Som framgår av figur 8.1 är kostnaderna för ramtyp 1 och 2 mycket lika. Till fanerträramens fördel kan sägas att dimensionen är mindre och konstruktionen blir smäckrare.

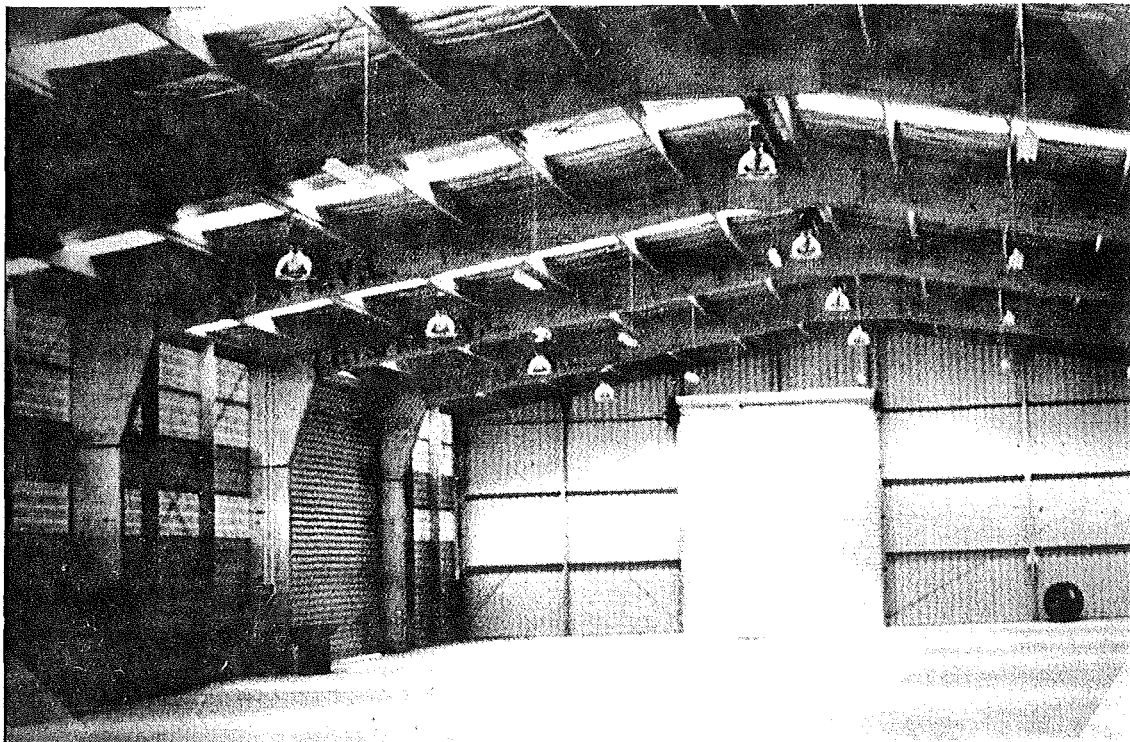
1 INLEDNING

1.1 Bakgrund

Trä är ett av våra äldsta konstruktionsmaterial och står sig fortfarande väl i den allt hårdare konkurrensen från betong och stål. För att följa med i utvecklingen har förädlade träprodukter som bättre tillvaratar materialets goda egenskaper utvecklats. Exempel på detta är limträ och fanerträ.

En stor marknad för limträ är ramkonstruktioner. Dessa används bl a i hall-, industri- och lantbruksbyggnader. Även i simhallar, kyrkor mm kan man låta sig imponeras av denna typ av konstruktioner. Då fanerträ har karakteristiska hållfasthetsvärden som ligger åtskilligt högre än limträ borde även fanerträ lämpa sig bra i ramkonstruktioner där balkens styrka och längd kan utnyttjas.

De fanerträbalkar som idag används i Sverige, Kerto-balken, tillverkas av Lojo i Finland. I Skinnskatteberg har Mälarply AB byggt en ny plywoodfabrik för ca 40000 m³ produktion. Där har man för avsikt att framöver tillverka fanerträbalkar och har naturligtvis intresse i att fanerträ kan vinna marknadsandelar inom byggnadsområdet. Om fanerträramen kan konkurrera ekonomiskt och funktionellt med limträramen finns det stora möjligheter att finna nya användningsområden för fanerträ.



Figur 1.1

1.2 Målsättning

Målsättningen med vårt examensarbete är att undersöka om fanerträ lämpar sig bra i ramkonstruktioner. Vi ska också uppskatta om fanerträramar ekonomiskt sett är ett konkurrenskraftigt alternativ till limträ.

1.3 Genomförande

Vi har gått tillväga på följande sätt:

- * Litteraturgenomgång.
- * Framtagning av lämplig beräkningsmodell och dimensioneringsmetod för en ramkonstruktion.
- * Experimentell undersökning:
 - Provning av hållfasthet hos fanerträ.
 - Provning av ramhörnförband med stål- resp plywoodplattor.
- * Kostnadsanalys:
 - Uppskattning av kostnad för fanerträramar och jämförelse med limträramar.

1.4 Avgränsningar

- * Arbetet omfattar endast treledsramar med momentstyva hörn.
- * Brandstabilitet berörs ej.
- * Spännvidder under 10 meter behandlas ej.
- * Vid den experimentella undersökningen har hänsyn ej tagits till fuktpåverkan.

2 MATERIALET TRÄ

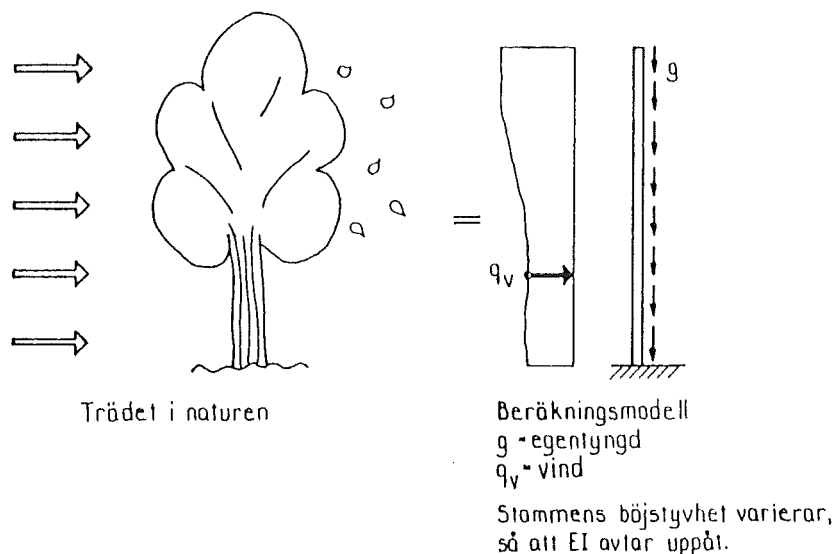
2.1 Allmänt

Trä torde utan tvekan vara det byggnadsmaterial som har de äldsta traditionerna. Sedan urminnes tider har människan, bokstavligt talat från vaggan till graven, omgivit sig med konstruktioner av trä.

Anledningen till att trä fortfarande är ett av de vanligast förekommande materialen i våra byggnader är de fördelar som trämaterialiet erbjuder såsom hög hållfasthet, låg egenvikt, god isoleringsförmåga och beständighet. Till dessa kan läggas estetiska värden och att trä är ett lättbearbetat material.

Till nackdelarna hör att trä är brännbart och fukt känsligt med risk för röt- och insektsangrepp.

Trädstammen är, statiskt sett, en i marken inspänd konsol, belastad med den egna vikten, som ger tryckspänningar i stammens riktning, och med moment av vind, som ger böjspänningar i samma riktning. Under år miljoner har trädstammens form och materialegenskaper utvecklats till det för belastningsfallet optimala vad avser hållfasthet, styvhet och beständighet.



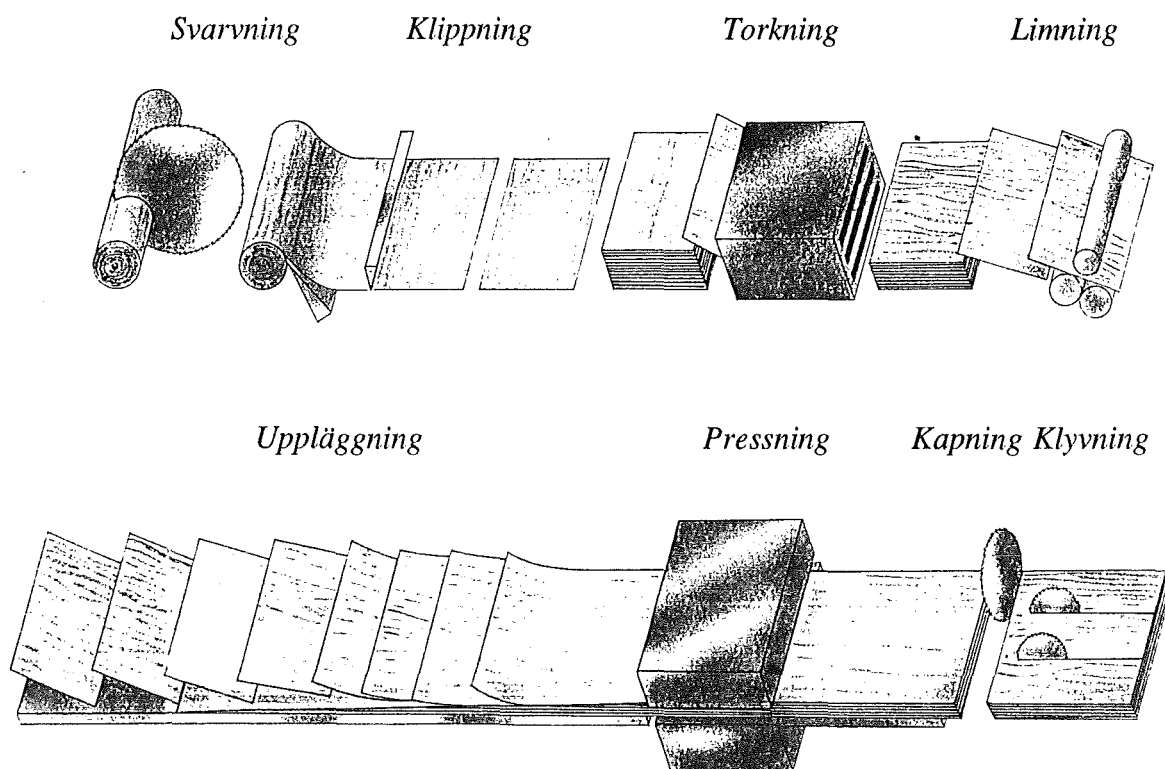
Figur 2.1 Trädet som i marken fast inspänd konsol /13/

Trä är ett anisotropt material, dvs dess egenskaper i olika riktningar är olika. Den största hållfastheten erhålls vid dragning i fibrernas riktning och den minsta vid dragning tvärs fibrerna.

Hållfastheten hos trä påverkas av flera faktorer bl a densitet och fuktkvot. Trä kan också innehålla felaktigheter såsom kvisthål, snedfibrihet, sprickor, insektsskador och röta. Detta påverkar naturligtvis hållfastheten. För att få en jämnare och högre hållfasthet har förädlade träprodukter utvecklats. Exempel på detta är limträ, plywood och fanerträ.

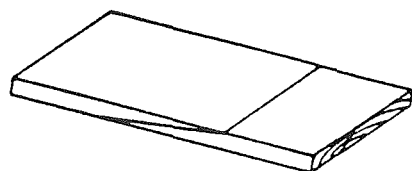
2.2 Fanerträ

Fanerträbalkar tillverkas av svarvade faner från gran eller fur. Tillverkningen av fanerträ börjar med att timmerstockar barkas och basas, d v s kokas i vatten eller ångbehandlas. Därefter svarvas stockarna till ca 3 mm tjocka faner som limmas ihop till önskad tjocklek (max 75 mm). Limmet som används är fenolhartslim eller ureamelaminhartslim. Tillverkningsprocessen för fanerträ visas i figur 2.2.



Figur 2.2 Tillverkning av fanerträ /17/

Samtliga faner har samma fiberriktning som sammanfaller med balkens längsriktning. Dock är intilliggande faner ändvända. Faneren förlängs med snedskarvar. Skarvens längd är 30-40 mm. Avståndet till skarven i angränsande faner är minst 100 mm. Skarvarna förskjuts stegvis och det förekommer högst 2 skarvar i samma snitt./17/

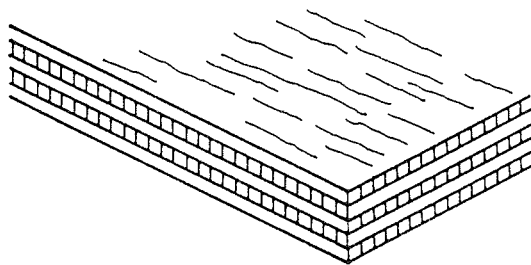


Figur 2.3 Snedskarv /7/

Fördelen med fanerträ framför konstruktionsvirke är mindre fuktbetingade rörelser, högre hållfasthet (se bilaga 1), och mindre spridning i hållfasthetsegenskaperna. På plussidan finns också möjligheten att i princip kunna tillverka obegränsat långa balkar. Av transporttekniska skäl bör dock balklängderna begränsas till 18 m. Till nackdelarna hör ett högre pris.

2.3 Plywood

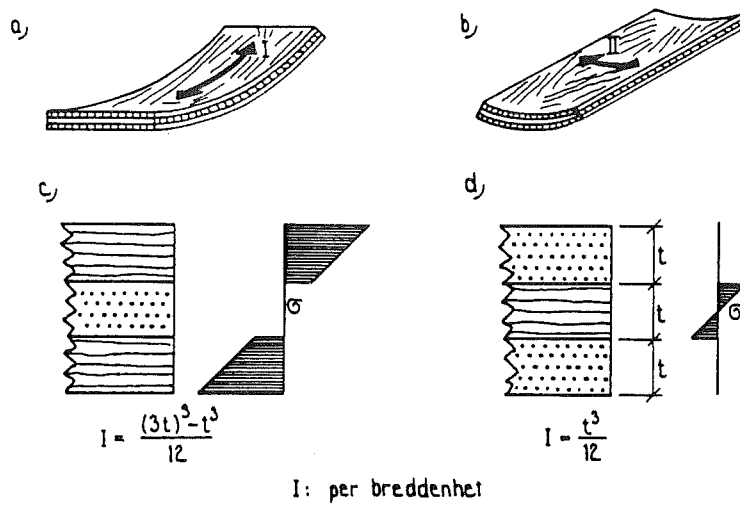
Plywood tillverkas, liksom fanerträ, av svarvade faner från gran eller fur. Faneren vars tjocklek kan variera från 1.0 till 3.5 mm limmas samman korsvis. Antal faner är i regel udda med ytfaneren orienterade i samma riktning. Genom att faneren limmas med korsande fiberriktningar blir vid varierande fuktkvot svällnings- och krympningsrörelser i skivans plan små. Dessutom har plywood mindre benägenhet att spricka än vanligt virke. Limmet är normalt fenolharts, som ger mörka fogar och har mycket god vatten- och väderbeständighet. Resistens mot röta samt ökad brandhärdighet kan åstadkommas med impregnering. Ett svenskt namn på plywood är kryssfananer.



Figur 2.4 Plywood är uppbyggt av korsvis sammanlimmade faner /13/

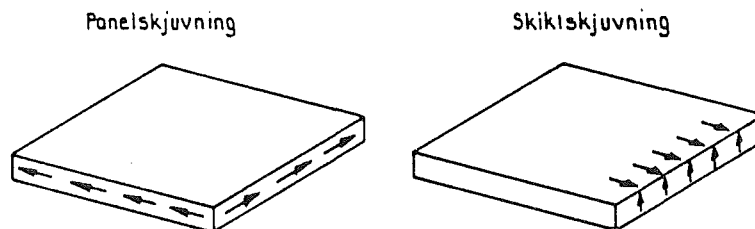
Det finns tre olika hållfasthetsklasser för plywood, P20, P30 och P40, där sifferbeteckningarna står för fanerens karakteristiska draghållfasthet i fiberriktningen. P30 är den absolut vanligaste. Avgörande för hållfasthetsklassen är kvistkvoten i faneren.

Vid beräkning av en plywoodskiva utsatt för böjning tillgodoräknar man sig bara de faner som får påkänningar i fiberriktningen. Detta illustreras i figur 2.5.



Figur 2.5 Böjning av plywood /13/

Vid skjuvning av plywood måste både panelskjuvning och skiktsskjuvning beaktas. Figur 2.6 visar skillnaden.



Figur 2.6 /13/

3 RAMKONSTRUKTIONER AV TRÄ

3.1 Allmänt

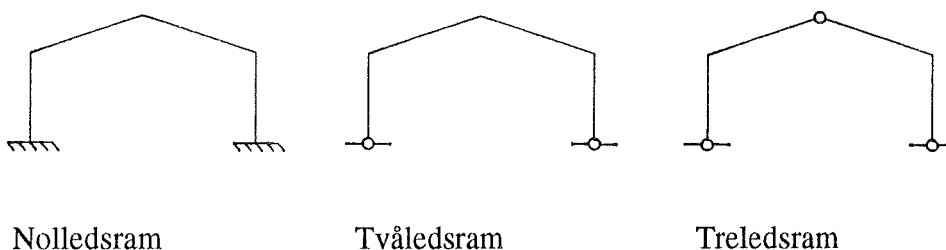
Ramkonstruktioner av trä utföres idag nästan uteslutande i limträ och återfinns bl a i kyrkor, industri-, hall-, lantbruks- och idrottsbyggnader. Fördelarna med laminerade träkonstruktioner jämfört med stål och betong är många:

- * Lätta att montera
- * Estetiska
- * Låga transportkostnader
- * Låga underhållskostnader
- * Rostar inte
- * Hög brandhållfasthet
- * Liten risk för köldbryggor

För rättvisans skull bör även några negativa egenskaper ges:

- * Volymen varierar med fuktigheten och därmed med årstiden. Detta vållar ofta problem i limfogar, men även i mekaniska förband.
- * Träets anisotropa egenskaper gör det svårt att beräkna brottlaster och sittkraftsfördelning.

Det finns olika typer av ramar, nolleds-, enleds-, tvåleds- och treledsramar.



Figur 3.1

Treledsramen är den ojämförligt vanligaste typen. Den är stabil mot horisontalkrafter i sitt eget plan och statiskt bestämd, varför momentfördelningen inte påverkas av ojämna sättningar i grunden eller av oförutsedda deformationer i skarvar och anslutningar. Treledsramen är vidare ledat infäst i fundamenten, vilket förenklar grundkonstruktionen. Vid dåliga grundförhållanden kan horisontalkrafterna vid upplagen tas upp med dragstag (i eller under golvplattan) mellan fundamenten. Undergrunden utsätts då enbart för vertikal belastning. /4/

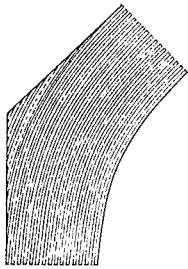
Tvåledsramen ger en styvare konstruktion. /4/

Noll- eller enledsramar av trä används i allmänhet inte som bärande konstruktioner. /4/

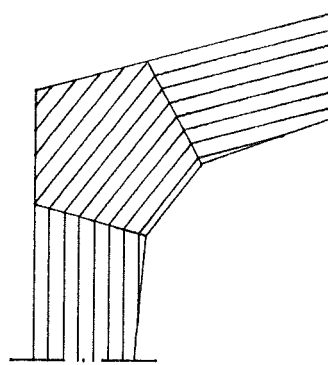
3.2 Ramhörn

De momentstyva ramhörn kan vara utformade på olika sätt:

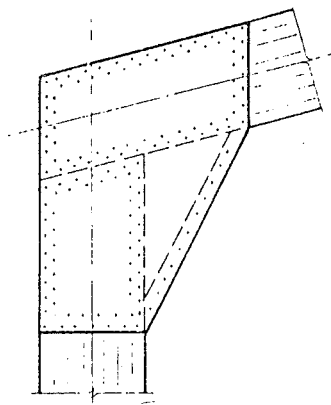
- * krökta med genomgående lameller
- * fingerskarvade
- * ramhörnsplattor av plywood eller stål
- * skruvade hörn
- * stagade hörn



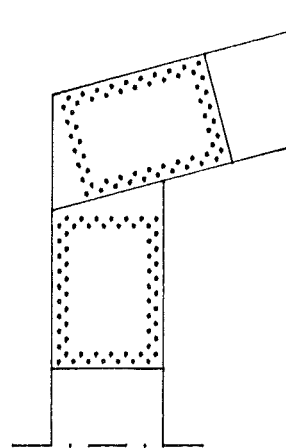
a) Krökt ramhörn med genomgående lameller /4/



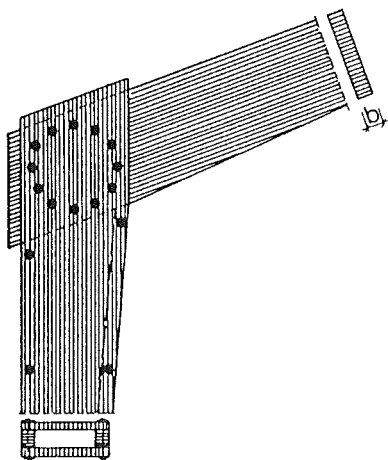
b) Fingerskarvat ramhörn



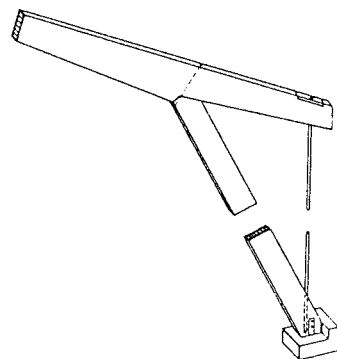
c) Ramhörnsplattor av plywood /11/



d) Ramhörnsplattor av stål



d) Skruvat ramhörn /4/



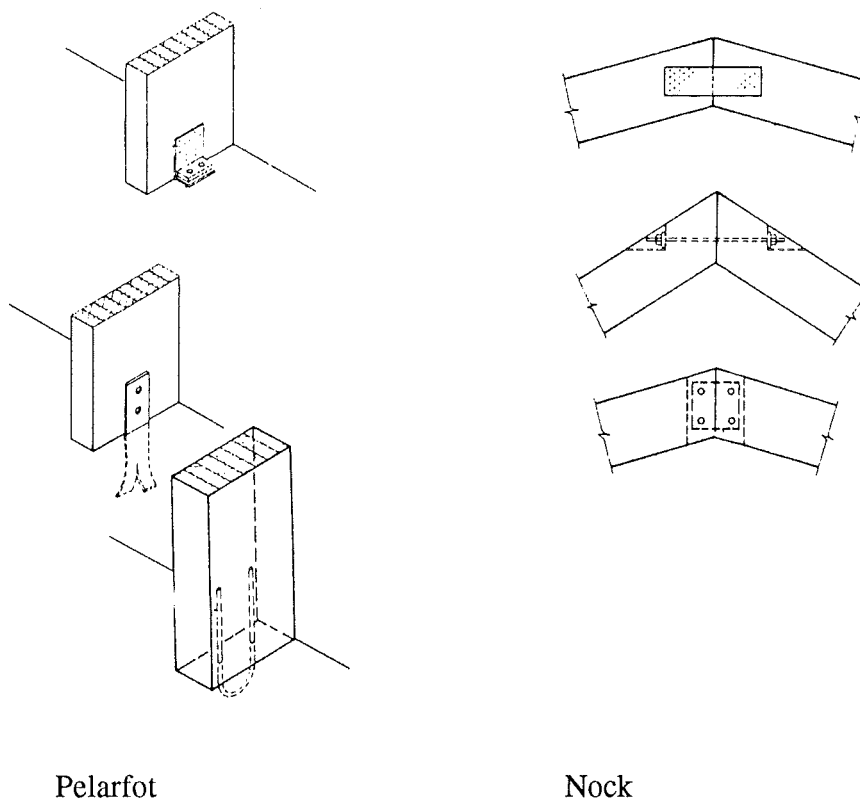
e) Stagat ramhörn /8/

Figur 3.2 Olika typer av ramhörn

Ramformen bör så långt funktionella och estetiska krav medger följa huvudlastens trycklinje. Krökta och stagade hörn uppfyller lättast dessa önskemål och är därför de former som lämpar sig bäst för stora spännvidder (50-60m). Krökta hörn används därför ofta vid stora hallbyggnader och kyrkor. De krökta hörnen rekommenderas även i byggnader där rostangrepp är ett problem, då inga spik, skruv eller metallbeslag behövs. De skarvade hörnen är att föredra då den fria höjden skall maximeras. En aspekt vid val av ramhörn är om tillverkningen ska ske på byggarbetsplatsen. Är så fallet är ramhörn av plywood- eller stålplattor att föredra.

3.3 Anslutningsdetaljer

Typiska anslutningsdetaljer för pelarfot och nock hos treledsramen visas i figur 3.4.

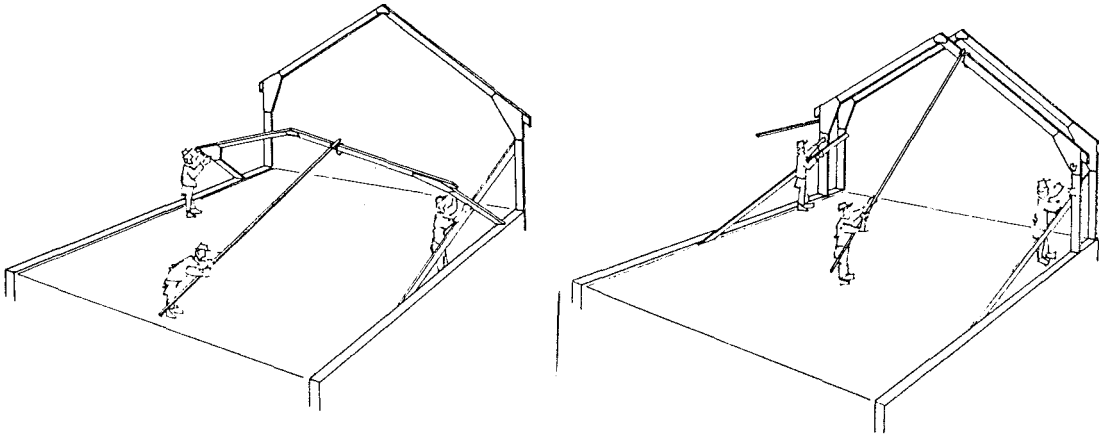


Figur 3.3 Anslutningsdetaljer /11/

3.4 Resning av ramar

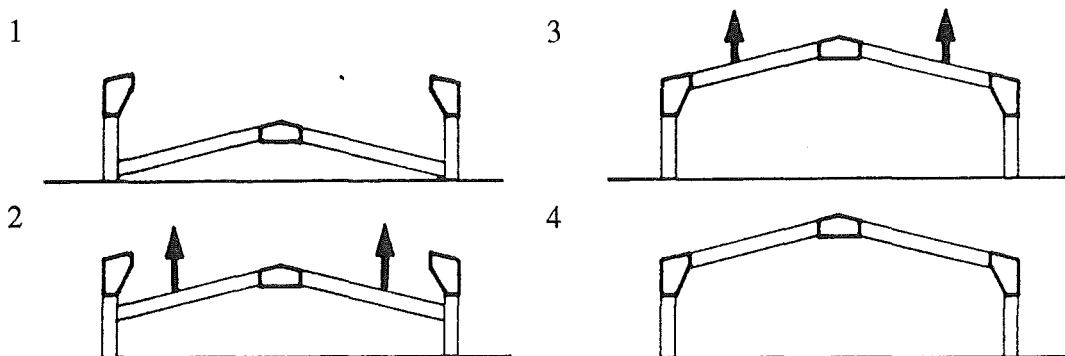
De tre vanligaste tillvägagångssätten för att resa ramar är:

1) Färdiga ramar reses en och en. Taket byggs på plats.



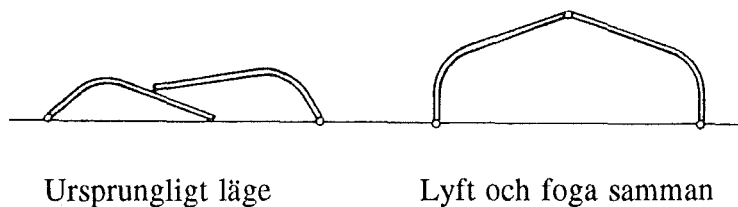
Figur 3.4 /5/

2) Pelarna reses. Taket byggs på marken och färdiga taksektioner lyfts på plats.



Figur 3.5 /11/

3) Ramen tillverkas i två halvor. Ramhalvorna lyfts på mitten och sammanfogas i nocken.



Figur 3.6 /11/

Byggnadens storlek och tillgången på lämplig lyftanordning styr valet av resningsmetod.

4 KORT OM TRÄNORMEN

De normer som styr dimensionering av träkonstruktioner finns i Boverkets Nybyggnadsregler (föreskrifter och allmänna råd) /14/. Tränormen bygger på partialkoefficientmetoden.

4.1 Karakteristiska grundvärden

För olika trämaterial finns angivet karakteristiska grundvärden för styrka och styvhet i normen. Ett karakteristiskt grundvärde svarar mot en 5%-fraktil, d v s det värde på exempelvis böjhållfastheten som endast underskrids i 5% av alla fall.

En spiks karakteristiska tvärkraftskapacitet fås ur följande formler:

$$R_{vk}=130\phi^{1.7} \quad - \text{ för rund spik}$$

$$R_{vk}=160\phi^{1.7} \quad - \text{ för kvadratisk eller räfflad spik}$$

där ϕ är spikens minsta tvärmått (mm).

Värdet på R_{vk} enligt formlerna gäller under vissa förutsättningar som står att läsa i Nybyggnadsregler kapitel 6:4151 /14/.

4.2 Brottgränstillståndet

Vid beräkningar av bärförmågan gäller generellt:

$$R_d = \frac{\kappa_r R_k}{\gamma_n (\gamma_m - \Delta \gamma_m) \eta} \quad (4.1)$$

där

R_k är karakteristiskt värde på bärförmågan.

R_d är dimensionerande värde på bärförmågan.

κ_r är en omräkningsfaktor som tar hänsyn till inverkan av fukt och lasternas varaktighet.

γ_n är en partialkoefficient för säkerhetsklass.

γ_m är en partialkoefficient för material som för träkonstruktioner i allmänhet är 1.3. Vid speciell beräknings- och tillverkningskontroll får γ_m sättas till 1.2.

$\Delta\gamma_m$ är en faktor som tar hänsyn till andelen permanent last g i förhållande till den totala dimensionerande lasten q .

η är en faktor med vilken den systematiska skillnaden mellan en provkropps materialegenskaper och en konstruktion beaktas. Den får sättas till 1.0.

R_k kan bytas mot f_k eller E_k där

f_k är karakteristisk hållfasthet.

E_k är karakteristiskt värde på elasticitetsmodul för beräkning i brottgränstillståndet.

4.3 Bruksgränstillståndet

I bruksgränstillståndet är vi intresserade av deformationer. I normen kallas det styvhetsberäkning. Dimensionerande E-modul fås ur:

$$E_d = \frac{\kappa_s E_k}{\gamma_n \gamma_m \eta} \quad (4.2)$$

men $\gamma_n = \gamma_m = 1.0$ i bruksgränstillståndet. $\eta = 1.0$ som tidigare. Detta ger

$$E_d = \kappa_s E_k \quad (4.3)$$

där

E_k är karakteristiskt värde på elasticitetsmodulen för beräkning i bruksgränstillståndet.

κ_s är en omräkningsfaktor som tar hänsyn till inverkan av fukt och lasternas varaktighet (jmf κ_r).

E_k kan bytas ut mot G_k för att få ett dimensionerande värde på skjuvmodulen.

För ytterligare information hänvisas till Nybyggnadsregler kapitel 6:4 /14/.

5 DIMENSIONERING

Vi har i vårt examensarbete koncentrerat oss på treledsramar av fanerträ som sätts samman av balkar och pelare med konstanta tvärsnitt. Det medför att balk och pelare dimensioneras för maximalt moment, som återfinns i ramhörnet. Även ramhörnsplattorna, som i vårt arbete är utformade antingen i plywood eller stål, dimensioneras för detta moment.

Dimensioneringen bygger på partialkoefficientmetoden som förutsätts bekant för läsaren.

För att få en uppfattning om vad som krävs i fråga om ramdimension och tjocklek på plywood- alternativt stålplattor för olika spännvidder har vi tagit fram dimensioneringstabeller (bilaga 3). Dessa tabeller ger en vägledning i dimensioneringsberäkningarna. Fyra olika tabeller har tagits fram, avseende snözon 1 och snözon 2, kombinerat med ramavstånden 4 resp 6 meter. I övrigt gäller samma förutsättningar för alla fyra tabellerna:

- * taklutning, 22°
- * höjd, 4 meter
- * konstant balk- och pelartvärsnitt
- * säkerhetsklass 2
- * klimatklass 1
- * takets egentyngd, 0.3 kN/m²
- * snölast räknat som huvudlast
- * ramen dimensioneras inte för vindlast
- * maximal nedböjning, L/200
- * ramen antas stagad mot vippning

5.1 Beräkningsgång

Följande steg ingår i dimensioneringen:

- 1 *Dimensioner*. Bestäm ramens huvudmått (spännvidd, höjd, taklutning), ramavstånd och antag balk- och pelardimensioner.
- 2 *Laster*. Uppskatta egentyngd, snölast och vindlast.
- 3 *Analys*. Beräkna snittkrafter vid upplag, hörn ochnock.
- 4 *Kontroll av dimensioner och stabilitet*.
- 5 *Deformationer*. Kontrollera nedböjningen i bruksgränstillståndet.
- 6 *Dimensionera ramhörnsplattorna*.
- 7 *Dimensionera spikgrupper*

5.2 Dimensioner

Det första man måste bestämma sig för är byggnadens spännvidd, höjd och taklutning. Taklutningen bör med hänsyn tillnockpartiets nedsjunkning inte underskrida 14° . Därefter bestäms avståndet mellan ramarna som bl a är en ekonomisk fråga. Kostnader för rammar och kostnader för sekundärbärverk vägs mot varandra för att finna den optimala lösningen. Andra aspekter är storleken på öppningar i byggnadens långsidor. Vanligtvis används ingen ram i gavlarna, om man inte planerar en framtida utbyggnad. Med hjälp av bilaga 3 antas balk- och pelardimension.

5.3 Laster

I normalutförande, med taklutningar omkring 15° , är lastfallet egentyngd och snö som regel dimensionerande. Vid höga takresningar, t ex i samband med kyrkor eller vissa typer av lagerbyggnader, kan däremot lastkombinationer med vind vara avgörande.

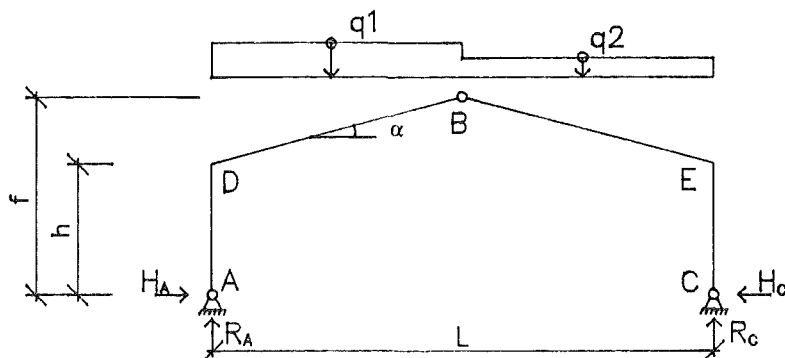
Egentyngden för den totala takkonstruktionen, inkl fasta installationer kan uppskattas till följande:

- | | |
|--|-----------------------|
| a) lätt tak, utan innertak
(industri- och jordbruksbyggnader) | 0.2 kN/m ² |
| b) lätt tak, med innertak
(affärer, idrottshallar) | 0.4 kN/m ² |
| c) tungt tak, med innertak
(skolor) | 0.9 kN/m ² |

Snölast och vindlast beräknas enligt Nybyggnadsregler /14/ kapitel 6:25 resp 6:26.

5.4 Snittkrafter

Treledsramen är statiskt bestämd och snittkrafterna kan därför beräknas med jämviktsekvationer. För att underlätta beräkningsarbetet kan man med fördel ta hjälp av en dator.



Figur 5.1 Treledsram med momentstyva hörn. Beteckningar.

I normala fall med egentygnd och snölast som dimensionerande laster, kan reaktions- och snittkrafter, med beteckningar enligt figur 5.1 beräknas med hjälp av följande uttryck:

Vertikala upplagsreaktioner:

$$R_A = \frac{(3q_1 + q_2)L}{8} \quad (5.1)$$

$$R_C = \frac{(q_1 + 3q_2)L}{8} \quad (5.2)$$

Horisontella upplagsreaktioner:

$$H_A = H_C = \frac{(q_1 + q_2)L^2}{16f} \quad (5.3)$$

Max moment i ramhörn:

$$M_D = M_E = Hh \quad (5.4)$$

Normalkraft i ramhörn:

$$N_D = R_A \quad (5.5)$$

$$N_E = R_C \quad (5.6)$$

Maximal tvärkraft:

$$V_{\max} = H \sin \alpha - R_A \cos \alpha \quad (5.7)$$

Tvärfkraft i nock (vertikal):

$$V_B = \frac{(q_1 - q_2)L}{8} \quad (5.8)$$

5.5 Kontroll av dimensioner och stabilitet

* Ramhörnet kontrolleras med avseende på samtidigt tryck och böjning enligt villkor (5.9), varigenom risken för knäckning i och tvärs ramplanet beaktas liksom risken för vippning.

Dimensioneringskriteriet skrivs:

$$\frac{\sigma_c}{f_c \kappa_{cr}} + \frac{\sigma_m}{f_m \kappa_{inst}} \leq 1 \quad (5.9)$$

där

- σ_c är aktuell tryckspänning (N/A)
- σ_m är aktuell böjspänning (M/W)
- f_c är dimensionerande tryckspänning
- f_m är dimensionerande böjspänning
- κ_{cr} är reduktionsfaktor med hänsyn till knäckning
- κ_{inst} är reduktionsfaktor med hänsyn till vippning

Partialkoefficienter för beräkning av f_c och f_m finns i bilaga 2.

Vippning:

Höga och slanka konstruktionselement som belastas med böjande moment kan, om de inte förhindras att vrida sig eller böja ut i sidled, vippa eller kantra för en last som är lägre än böjbrottlasten. Detta tages hänsyn till i dimensioneringskriteriet genom att införa en faktor κ_{inst} som beräknas på följande sätt.

$$\begin{aligned} \kappa_{inst} &= 1.0 && \text{för } \lambda_m \leq 0.75 \\ \kappa_{inst} &= 1.56 - 0.75\lambda_m && \text{för } 0.75 < \lambda_m < 1.4 \\ \kappa_{inst} &= 1/\lambda_m^2 && \text{för } 1.4 \leq \lambda_m \end{aligned}$$

$$\lambda_m = \sqrt{\frac{f_m}{\sigma_{cr}}} = \sqrt{\frac{bh^2 f_m}{6M_{cr}}} \quad (5.10)$$

M_{cr} = vippningsmomentet, beräknat enligt elasticitetsteorin

Vippningsmomentet kan skrivas på formen:

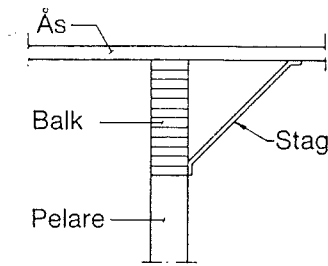
$$M_{cr} = \frac{\pi}{L_e} \sqrt{EI_y GK_v} \quad (5.11)$$

där

- L_e är effektiv balklängd
- $I_y = b^3 h / 12$
- $K_v = b^3 h / 3 \times (1 - 0.63(b/h))$
- E, G är dimensioneringsvärde för styvhet (bilaga 1)

Vid kontinuerligt stagad överkant kan slankhetstalet λ_m beräknas med utgångspunkt från en effektiv balklängd L_e som är lika med dubbla balkhöjden. Är överkanten endast punktvis stagad t ex av sekundärbalkar får L_e räknas som det minsta av avstånden från

stöd till momentnollpunkt respektive stagpunkt. Anordnas särskild avsträvning av balkens underkant t ex enligt figur 5.2 får L_e räknas som 0.3 gånger avståndet från stöd till avsträvning. Balken förutsätts i samtliga fall vara vridningsförhindrad vid upplag. /4/

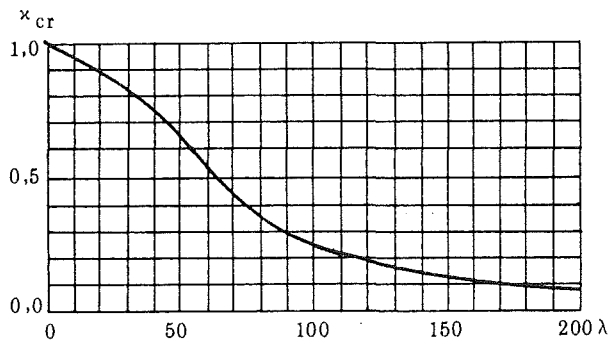


Figur 5.2 Avsträvning av balkens underkant /4/

Knäckning:

Reduktionsfaktorn κ_{cr} , bestäms med hänsyn till risken för plan knäckning i eller vinkelrätt ramplanet, beroende på vilket som är farligast. κ_{cr} beror enbart av slankhetstalet $\lambda = L_{cr}/i$.

Knäcklängden L_{cr} , beräknas som avståndet mellan nock och momentnollpunkt /10/. Ramen kan stegas i veka riktningen, t ex genom sekundärbärverk. Knäcklängden i denna riktning får då sättas till avståndet mellan stagpunkterna.



Figur 5.3 κ_{cr} som funktion av slankhetstalet λ /14/

* Ramen kontrolleras även med avseende på skjuvning.

Dimensioneringskriteriet skrivs:

$$\tau \leq f_v \quad (5.12)$$

där

τ är aktuell skjuvspänning ($1.5V_{\max}/A$)

f_v är dimensionerande skjuvspänning

5.6 Deformationer

Enligt Nybyggnadsregler/14/ ska "En byggnad och dess upplag ha sådan styvhet att deformationer eller förskjutningar av byggnadsdelen vid avsedd användning inte inverkar menligt på dess funktion, skadar andra byggnadsdelar eller ger upphov till obehag. Förutom den omedelbara deformationen då lasten påförs skall också beaktas inverkan av lastens varaktighet och variationer samt byggnadsdelens miljö, innefattande temperatur och fuktighet."

Om endast böjdeformationer beaktas kan rörelsen i en godtycklig punkt på ramen beräknas med hjälp av uttrycket:

$$\delta = \int \frac{M \times M_0}{EI} ds \quad (5.13)$$

eller approximativt, om ramen antas uppdelad i ett antal lika långa segment med konstant tvärsnitt inom varje segment

$$\delta = \sum_{i=1}^n \frac{M_{0i} M_{1i}}{EI_i} \Delta s \quad (5.14)$$

där

δ är rörelsen i den valda punkten

Δs är segmentlängd längs ramens tyngdpunktsaxel

I_i är tröghetsmomentet kring tyngdpunktsaxeln för respektive segment

M_{0i} är momentet i mittpunkten av respektive segment vid den aktuella lastkombinationen

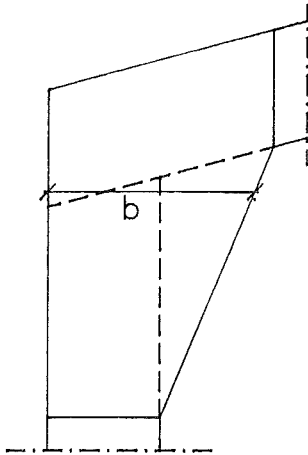
M_{1i} är momentet i mittpunkten av respektive segment när ramen belastas med en enhetslast i den punkt och med den riktning som rörelsen söks i

Genom att rita upp momentdiagrammen och med utgångspunkt från dessa bedöma för vilka segment faktorn $M_0 M_1 / EI$ blir störst kan beräkningen genomföras tämligen enkelt.
/4/

5.7 Dimensionering av ramhörnsplattor

a) Ramhörnsplattor av plywood:

Fördelen med ramhörnsplattor av plywood i jämförelse med stål är att de är lätta att bearbeta (lätta att såga i, behöver ej förborras). Plywoods begränsande faktor är dess storlek som störst tillverkas i dimensionen 1220×3050 mm.



Figur 5.4 Ramhörnsplatta av plywood

Ramhörnsplattorna dimensioneras enbart för moment. Normalkrafter och tvärkrafter är små i förhållande till momentet och kan därför försummas. Brottlinjen b , som används vid dimensioneringen av ramhörnsplattorna antas i det snitt där centrumlinje och skarv korsar varandra.

Dimensioneringsvillkor:

$$f_{cd} \geq \frac{M_{\max}}{W} \quad (5.15)$$

$$W = \frac{tb^2}{6}$$

f_{cd} = dimensionerande tryckspänning för plywood

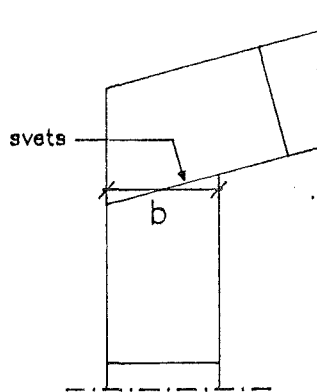
W = elastiskt böjmotstånd

t = effektiv plywoodtjocklek

b = antagen brottlinje

Partialkoefficienter för beräkning av f_{cd} finns i Nybyggnadsregler kapitel 6.42 /14/.

b) Ramhörnspplattor av stål:



Figur 5.5 Ramhörnplatta av stål

Även stålplattor dimensioneras enbart för moment. Brottlinjen b , väljs i samma snitt som för plywoodplattorna. Stål är ett material som kan antas fungera plastiskt. Vi kan därför tillgodoräkna oss en större bärförmåga än under elastiska förhållanden.

Dimensioneringsvillkor:

$$f_{yd} \geq \frac{M_{xd}}{Z_x} \quad (5.16)$$

$$Z_x = \frac{tb^2}{4}$$

f_{yd} = dimensionerande spänning för stål

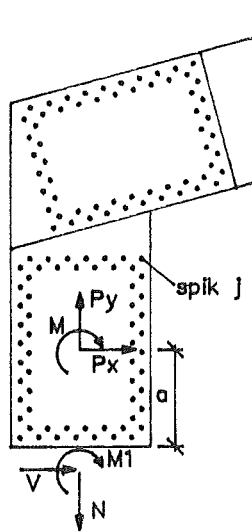
Z_x = plastiskt böjmotstånd

t = total plåttjocklek

5.8 Spikgruppsdimensionering

Kraftfördelningen i spikgruppen kan bestämmas antingen elasticitetsteoretiskt eller plasticitetsteoretiskt. Elasticitetsteorin innebär att endast en eller ett par spikar i en momentbelastad spikgrupp utnyttjas fullt. För att utnyttja spikförbandets plastiska egenskaper krävs stora deformationer i spikgruppen. Vi har därför valt att beskriva den elasticitetsteoretiska beräkningsmodellen. Denna modell är lätt att räkna på och ger ett resultat på säkra sidan.

I den elasticitetsteoretiska beräkningsmodellen är spikkrafterna proportionella mot avståndet från spiken till spikgruppens rotationscentrum. Koordinatsystemet placeras med origo i spikgruppens elastiska tyngdpunkt och de yttre krafterna flyttas därefter till tyngdpunkten.



$$\begin{aligned} M &= M_1 - Va \\ P_y &= -N \\ P_x &= V \end{aligned}$$

Figur 5.6 De yttre krafterna flyttas till spikgruppens elastiska tyngdpunkt.

Följande formler gäller:

$$F_x = \frac{P_x}{n} + \frac{My_i}{\sum(x_i^2 + y_i^2)} \quad (5.17)$$

$$F_y = \frac{P_y}{n} - \frac{Mx_i}{\sum(x_i^2 + y_i^2)} \quad (5.18)$$

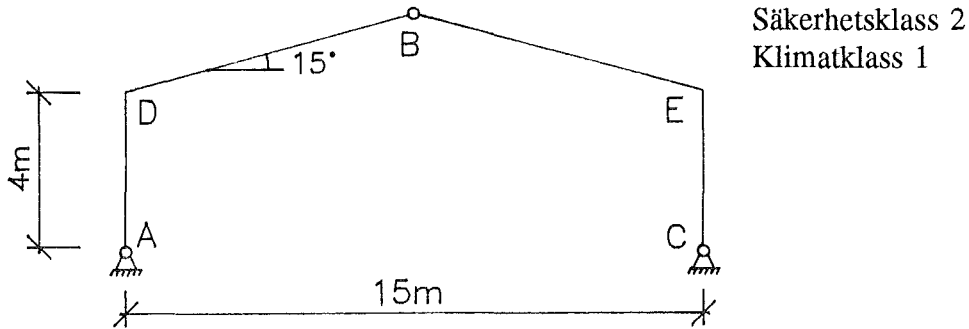
$$F = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} \quad (5.19)$$

Kontrollera att $F \leq R_{vd}$

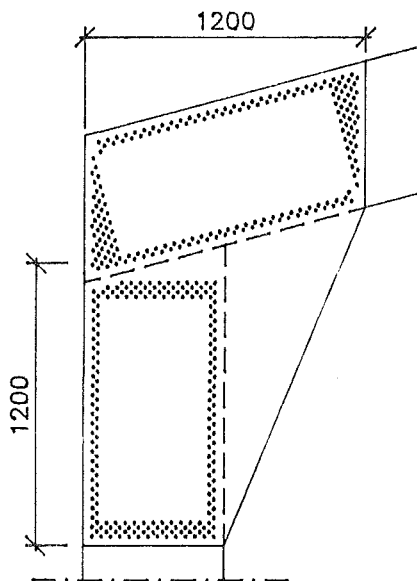
I kapitel 4 (sid 17) beskrivs hur en spiks bärförmåga R_{vd} beräknas.

5.9 Exempel 1

Kontrollera bärförmågan för ramen i figur 5.7. En 40 m lång lagerbyggnad i Malmö utgörs av 11 ramar med ett ramavstånd på 4 meter. Spännvidden är 15 meter, höjden 4 meter och taklutningen 15°. Ramen är utförd i fanerträ (Kerto) med konstanta balk- och pelardimensioner, 75x600. Hörnet består av två stycken spikade 28 mm tjocka plywoodplattor, en från var sida. Lasten utgörs av egentyngd och snölast, dvs lasttyp B.



Figur 5.7



- * Plywood
Kvalitet: P30
Tjocklek: 28 mm/sida
- * Spik
Typ: Ankarspik
Dimension: 60x40
Antal: 396/sida och hörn

Figur 5.8 Ramhörn

Laster:

Egentyngd: $q=0.3 \text{ kN/m}^2$

Snölast: $s_k = \mu s_o$
 $s_o = 1.0 \text{ kN/m}^2$ (snözon 1)
 $\mu_1 = \mu_2 = 0.8$
 $\psi = 0.6$

Egentyngden räknas om till dess horisontella värde. }
 Snölast räknas som huvudlast. } \Rightarrow

$$q_{d1}=q_{d2} = (1.0 \times 0.3) / \cos 15 + 1.3 \times 0.8 \times 1.0 = 1.35 \text{ kN/m}^2 = \mathbf{5.40 \text{ kN/m}}$$

Snittkrafter:

Upplagsreaktioner och snittkrafter, med beteckningar enligt figur 5.1 beräknas.

Vertikala upplagsreaktioner:

$$R_A=R_C = (4 \times 5.40) \cdot 15/8 = \mathbf{40.5 \text{ kN}}$$

Horisontella upplagsreaktioner:

$$H_A=H_C = (2 \times 5.40) \cdot 15^2 / (16 \times 6) = \mathbf{25.3 \text{ kN}}$$

Max moment i ramhörn:

$$M_D=M_E = 25.3 \times 4 = \mathbf{101.2 \text{ kNm}}$$

Normalkraft i ramhörn:

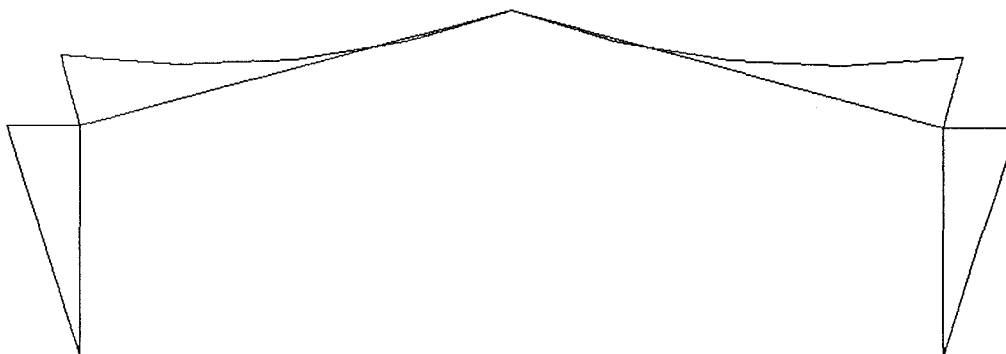
$$N_D=N_E = \mathbf{40.5 \text{ kN}}$$

Maximal tvärkraft:

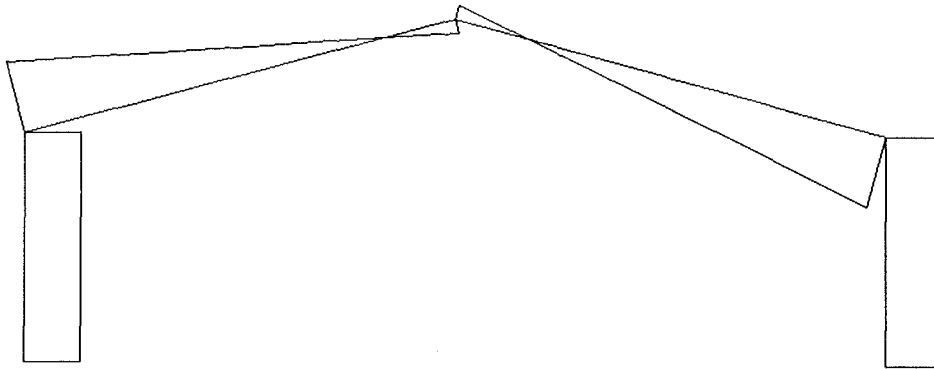
$$V_{\max} = 25.3 \sin 15^\circ - 40.5 \cos 15^\circ = \mathbf{-32.57 \text{ kN}}$$

Tvärkraft i nock (vertikal):

$$V_B = \mathbf{0 \text{ kN}}$$



Figur 5.9 Momentdiagram



Figur 5.10 Tvärkraftsdiagram

Kontroll av dimensioner och stabilitet

$$\sigma_c = N/A = (40.5 \times 10^3) / (0.6 \times 0.075) = \mathbf{0.9 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_m = M/W = (101.2 \times 10^3 \times 6) / (0.075 \times 0.6^2) = \mathbf{22.5 \text{ MPa}}$$

$$f_c = (\kappa_r f_{ck}) / (\gamma_n (\gamma_m - \Delta\gamma_m) \eta)$$

$$f_m = (\kappa_r f_{mk}) / (\gamma_n (\gamma_m - \Delta\gamma_m) \eta)$$

$$\kappa_r = 0.75, \text{ enligt bilaga 2}$$

$$\gamma_n = 1.1$$

$$\gamma_m = 1.2$$

$$\Delta\gamma_m = 0.125$$

$$\eta = 1.0$$

$$f_{ck} = 42.0 \text{ MPa, enligt tabell 'Hållfasthetsvärden', bilaga 1}$$

$$f_{mk} = 51(300/600)^{1/9} = 47.2 \text{ MPa, enligt tabell 'Hållfasthetsvärden', bilaga 1}$$

$$f_c = \mathbf{26.6 \text{ MPa}}$$

$$f_m = \mathbf{29.9 \text{ MPa}}$$

Beräkning av κ_{cr} :

Veka riktningen:

$$L_{cr} = \text{avståndet mellan stagpunkterna} = 1.60 \text{ m}$$

$$i_y = 2.165 \times 10^{-2} \text{ m}$$

$$\lambda_y = L_{cr} / i_y = 73.9 \Rightarrow \kappa_{cr} = 0.41$$

Styva riktningen:

L_{cr} = avståndet mellan nock och momentnollpunkt = 2.76 m (datorberäkning)

$i_x = 0.173$ m

$\lambda_x = L_{cr}/i_x = 15.93 \Rightarrow \kappa_{cr} = 0.92$

Alltså blir veka riktningen dimensionerande.

$\kappa_{cr} = \mathbf{0.41}$

Beräkning av κ_{inst} :

L_e = avståndet mellan stagpunkterna = 1.60 m

$I_y = 21.09 \times 10^{-6}$ m⁴

$K_v = 7.77 \times 10^{-5}$ m⁴

$E = 7890$ MPa

$G = 481$ MPa

$M = 154.7$ kNm

$\lambda = 0.93 \Rightarrow$

$\kappa_{inst} = \mathbf{0.86}$

Dimensioneringskriteriet:

$\sigma_c/(f_c \kappa_{cr}) + \sigma_m/(f_m \kappa_{inst}) = 0.9/(26.6 \times 0.41) + 22.5/(29.9 \times 0.86) = \mathbf{0.96} < 1.0$ OK

Deformationer

Datorberäkning i bruksgränstillståndet med $E=14000$ MPa ger en nedböjning i nocken på **60 mm**. Ett lämpligt dimensioneringskriterium är att nedböjningen inte får överskrida $L/200$.

$L/200 = 15/200 = 75$ mm > 60 mm OK

Ramhörnsplattor

$M_{max} = \mathbf{101.2}$ kNm

$f_{cd} = (\kappa_r f_{ck}) / (\gamma_n (\gamma_m - \Delta \gamma_m) \eta)$

$\kappa_r = 0.8$

$\gamma_n = 1.1$

$\gamma_m = 1.2$

$\Delta \gamma_m = 0.125$

$\eta = 1.0$

$f_{ck} = 25$ MPa

$f_{cd} = \mathbf{16.9}$ MPa

$$W = tb^2/6 = 6.16 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$t = 2 \times 15.3 \text{ mm}$, endast faner med fiberriktningen parallellt påkänningsriktningen får medräknas

$$b = 1100 \text{ mm}$$

Dimensioneringskriteriet:

$$M_{\max}/W = (101.2 \times 10^3)/(6.16 \times 10^{-3}) = 16.4 \text{ MPa} < f_{cd} \text{ OK}$$

Spikgrupper

Ramhörnet består av två spikgrupper med vardera 198 stycken ankarspik 60x40 per sida. Spikens bärförmåga R_{vd} beräknas enligt kapitel 4 sidan 17.

$$R_{vk} = 130\phi^{1.7} = 130 \times 4^{1.7} = 1.37 \text{ kN}$$

$$R_{vd} = (\kappa_r R_{vk})/(\gamma_n 1.3) = (0.8 \times 1.37)/(1.1 \times 1.3) = 0.77 \text{ kN}$$

$$\text{Två sidor} \Rightarrow R_{vd} = 2 \times 0.77 = 1.54 \text{ kN}$$

Spikgruppen dimensioneras enbart för moment. Normalkrafter och tvärkrafter är som tidigare sagts, försumbara. Krafterna på den mest utsatta spiken beräknas enligt ekvation (5.17)-(5.19) och kontrolleras mot bärförmågan.

Pelarens spikgrupp:

$$\Sigma x^2 = 8.30 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y^2 = 33.96 \text{ m}^2$$

$$\Sigma(x^2 + y^2) = 42.26 \text{ m}^2$$

$$F_x = (M_{y_i})/(\Sigma x^2 + \Sigma y^2) = (101.2 \times 0.540)/42.26 = 1.29 \text{ kN}$$

$$F_y = (M_{x_i})/(\Sigma x^2 + \Sigma y^2) = (101.2 \times 0.260)/42.26 = 0.62 \text{ kN}$$

$$F = (F_x^2 + F_y^2)^{1/2} = 1.43 \text{ kN} < R_{vd} \text{ OK}$$

Balkens spikgrupp:

$$\Sigma x^2 = 8.75 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y^2 = 38.70 \text{ m}^2$$

$$\Sigma(x^2 + y^2) = 47.45 \text{ m}^2$$

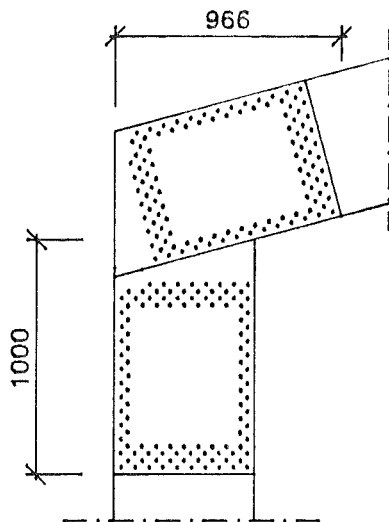
$$F_x = (M_{y_i})/(\Sigma x^2 + \Sigma y^2) = (101.2 \times 0.640)/47.45 = 1.36 \text{ kN}$$

$$F_y = (M_{x_i})/(\Sigma x^2 + \Sigma y^2) = (101.2 \times 0.260)/47.45 = 0.55 \text{ kN}$$

$$F = (F_x^2 + F_y^2)^{1/2} = 1.47 \text{ kN} < R_{vd} \text{ OK}$$

5.10 Exempel 2

Samma förutsättningar som i exempel 1 gäller, men hörnet består nu istället av två spikade stålplattor, en från var sida, kvalitet 1311 med tjockleken 3.0 mm.



- * Stål
Kvalitet: 1311
Tjocklek 3 mm/sida
- * Spik
Typ: Ankarspik
Dimension: 60x60
Antal: 224 st/sida och hörn

Figur 5.11 Ramhorn

För uträkning av laster och snittkrafter, för kontroll av dimension, stabilitet och deformationer gäller samma uträkningar som i exempel 1.

Ramhörnsplattor

$$M_{\max} = 101.2 \text{ kNm}$$

$$f_{yd} = 200 \text{ MPa}$$

$$Z_x = tb^2/4 = 0.54 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$t = 2 \times 3.0 \text{ mm}$$

$$b = 600 \text{ mm}$$

Dimensioneringskriteriet:

$$M_{\max}/Z_x = (101.2 \times 10^3)/(0.54 \times 10^3) = 187 \text{ MPa} < f_{yd} \text{ OK}$$

Spikgrupper

Ramhörnet består av två stycken likadana spikgrupper med vardera 112 stycken ankarspik 60x60 per sida.

Spikens bärförmåga beräknas enligt kapitel 4, sidan 17. Vidare står det i Nybyggnadsregler /14/ att i förband med stål mot trä får R_{vk} ökas med 25%.

$$R_{vk} = 1.25 \times 130 \phi^{1.7} = 1.25 \times 130 \times 6^{1.7} = 3.42 \text{ kN}$$

$$R_{vd} = (\kappa_1 R_{vk}) / (\gamma_n 1.3) = (0.8 \times 3.42) / (1.1 \times 1.3) = 1.91 \text{ kN}$$

$$\text{Två sidor} \Rightarrow R_{vd} = 2 \times 1.91 = \mathbf{3.82 \text{ kN}}$$

Krafterna på den mest utsatta spiken beräknas enligt ekvation (5.17)-(5.19) och kontrolleras mot bärförmågan.

$$\Sigma x^2 = 4.42 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y^2 = 9.89 \text{ m}^2$$

$$\Sigma (x^2 + y^2) = 14.31 \text{ m}^2$$

$$F_x = (M y_i) / (\Sigma x^2 + \Sigma y^2) = (101.2 \times 0.390) / 14.31 = 2.76 \text{ kN}$$

$$F_y = (M x_i) / (\Sigma x^2 + \Sigma y^2) = (101.2 \times 0.270) / 14.31 = 1.91 \text{ kN}$$

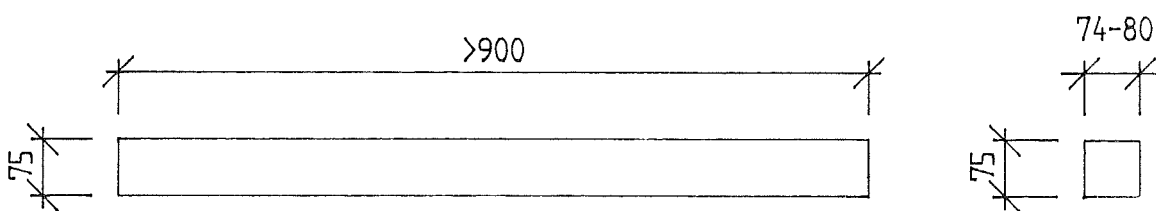
$$F = (F_x^2 + F_y^2)^{1/2} = \mathbf{3.36 \text{ kN}} < R_{vd} \text{ OK}$$

6 PROVNING AV FANERTRÄETS HÅLLFASTHET

De fanerträbalkar som användes vid provningarna kom från Mälarply AB i Skinnskatteberg. För att få en uppfattning om vilken hållfasthet dessa hade inledde vi provningen med en hållfasthetstest.

6.1 Provkroppar

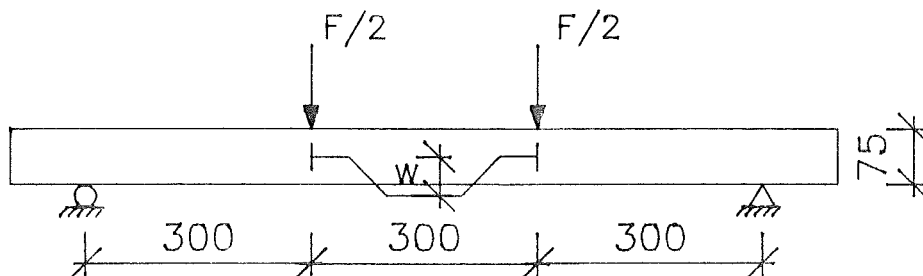
12 st provkroppar, med dimensioner enligt figur 6.1, sågades ut ur ändarna på de levererade balkarna.



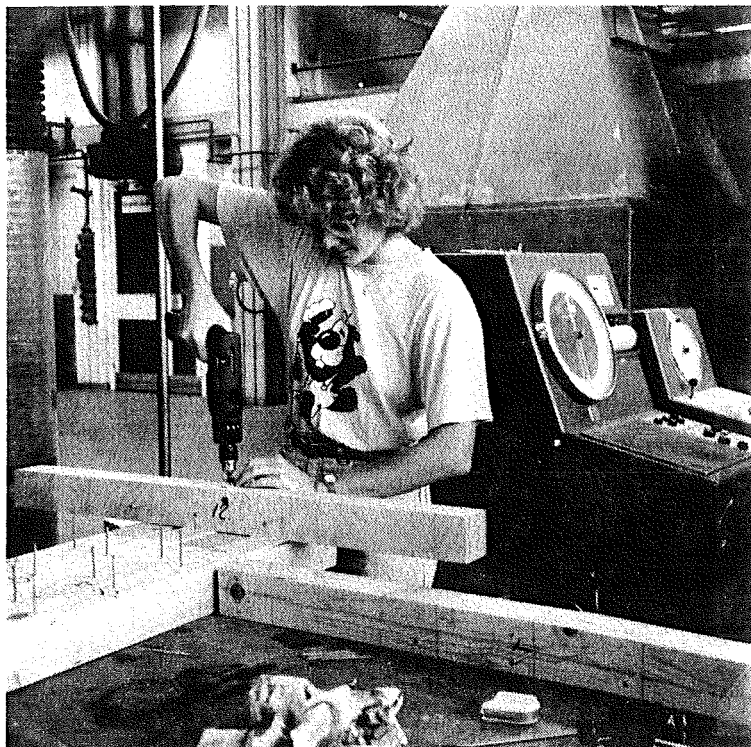
Figur 6.1 Provkroppar

6.2 Provningsprocedur

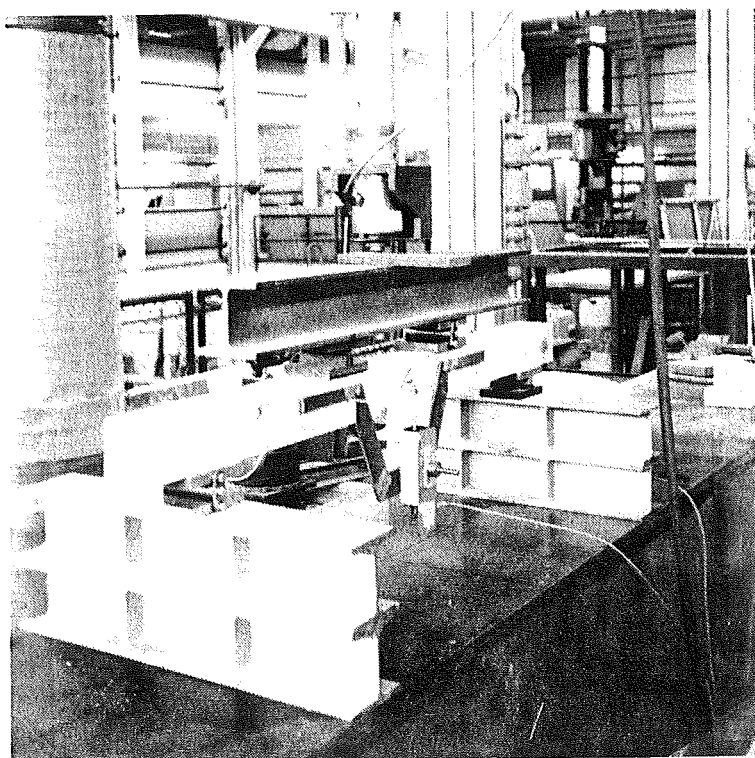
Provkropparna belastades med två punktlaster i tredjedelspunkterna. Två deformationer uppmättes, dels nedböjningen på mitten och dels den relativa nedböjningen mellan punktlasterna. Lasten och deformationerna registrerades kontinuerligt av en tillkopplad dator. Samtliga prover trycktes till brott. Försöksupställningen visas i figur 6.2.



Figur 6.2 Försöksupställning



Figur 6.3 Tillverkning av provkroppar



Figur 6.4 Försökupställning

6.3 Resultat

De erhållna sambanden mellan kraft och deformation redovisas i bilaga 4.

För var och en av balkarna beräknades det karakteristiska hållfasthetsvärdet:

$$f = \frac{M_{\max}}{W} \quad (6.1)$$

Resultaten anses vara normalfördelade. Karakteristisk bärförmåga definieras normalt som den nedre 5%-fraktilen. För att beräkna denna gick vi tillväga på följande sätt:

$$f_s = (1 - k_s \delta) f_m \quad (6.2)$$

$f_m = 62.2$ MPa -medelvärde
 $k_s = 2.06$ -koefficient som beror av antalet mätvärden
 $\delta = 0.087$ -variationskoefficient
 $s = 5.43$ -standardavvikelse

ekv (6.2) $\Rightarrow f_s = 51.0$ MPa

Förfarandet framgår av "Hållfasthetsdimensionering genom provning"/16/.

Kertobalken som har tillverkats i Finland sedan 1970-talet, har också ett hållfasthetsvärde på 51 MPa. Eftersom de balkar vi använde oss av endast tillverkats i ringa omfattning vid Mälarply AB hade vi förväntat oss ett något lägre värde. Man kan misstänka att vårt höga resultat berodde på att vi använde förhållandevis små provkroppar.

Två E-moduler beräknades ur provningsresultatet, dels den E-modul som används vid bärförmågeberäkning och dels den för deformationsberäkning. E-modulen för varje prov beräknades enligt följande:

$$E = \frac{ab^2 \Delta F}{16I \Delta w} \quad (6.3)$$

där

a är avståndet mellan upplag och punktlast

b är avståndet mellan punktlasterna

ΔF är lastökningen under proportionalitetsgränsen

Δw är den relativa nedböjningen mellan punktlasterna vid lastökningen ΔF

E-modulen för deformationsberäkning erhöles som medelvärde:

$E_m = 13.5$ GPa

E-modulen för bärförmågeberäkning fås som den nedre 5%-fraktilen. Den beräknas på samma sätt som karakteristisk bärförmåga.

$E_m=13.5$ GPa -medelvärde
 $k_5=2.06$ -koefficient som beror av antalet mätvärden
 $s=1.61$ -standardavvikelse
 $\delta=0.119$ -variationskoefficient

ekv (6.2) $\Rightarrow E_5=10.2$ GPa

Vid jämförelse med Kertobalken stämmer E-modulen för deformationsberäkning väl överens ($E_m=14.0$ GPa för Kertobalkar). Värdet på E-modulen för bärförmågeberäkning ligger för Mälarplys fanerträ något lågt, 10.2 GPa jämfört med Kertos 12.4 GPa. Denna skillnad beror troligen på stor spridning i materialegenskaper, som ger en hög variationskoefficient.

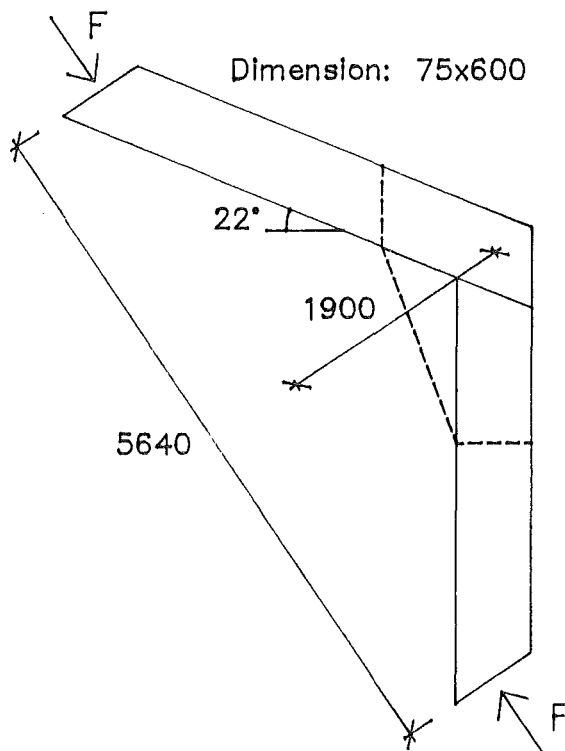
7 PROVNING AV RAMHÖRN

Det största problemet med att konstruera treledsramar är att utforma de momentstyva hörnen. Det är svårt att teoretiskt beräkna ramhörnsförbandets bärförmåga och styvhet. Som tidigare nämnts har vi koncentrerat oss på ramhörnsförband med plywoodplattor och stålplattor. För att få en uppfattning om hur dessa beter sig vid stora laster har vi tillverkat fem stycken provkroppar, två med spikade plywoodplattor, två med spikade stålplattor och en med spiklimmade plywoodplattor. Dessa har sedan tryckts till brott.

7.1 Provkroppar

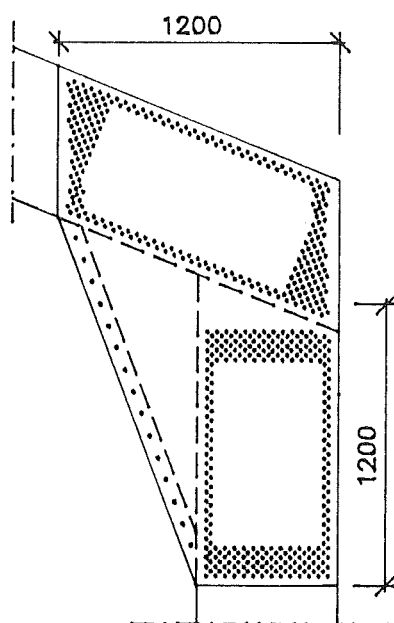
Provkropparna i form av ramhörn tillverkades av fanerträbalkar från Mälarply AB med dimensionen 75x600 mm. Ramhörnen utformades och dimensionerades för att klara lika stort moment som fanerträbalkarna. Dimensionerande moment var 135 kNm och karakteristiskt moment var 212 kNm. Då hävarmen var 1.9 m motsvarade detta en kraft F på 71 kN respektive 112 kN. Vid dimensioneringen av fanerträbalkarna använde vi det värde på bärförmågan som vi fått vid hållfasthetsprovningen, 51 MPa. Reducering med hänsyn till balkhöjden gjordes enligt Kertos regler (bilaga 1).

Balkarna sågades till och placerades på sådant sätt att en taklutning på 22 grader erhöles (figur 7.1).



Figur 7.1 Provkropparnas utformning

Provkropp 1 - Ramhörn av spikade plywoodplattor



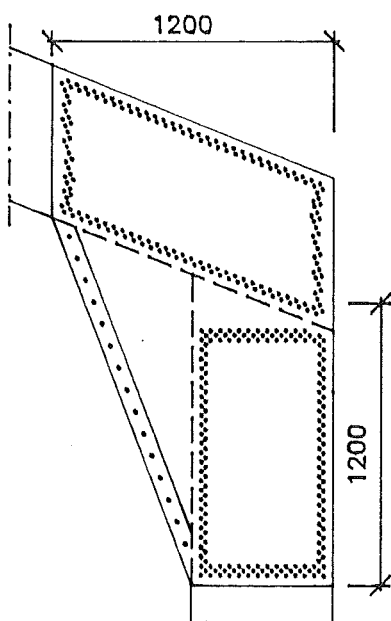
* Plywood
Kvalitet: P30
Tjocklek: 30 mm/sida

* Spik
Typ: Ankarspik
Dimension: 60x40
Antal: 524 st/sida

Figur 7.2 Ramhörn 1

Provkropp 2 - Ramhörn av spikade plywoodplattor

Det stora antalet spik i prov 1 antog vi kunde medföra att fanerträets hållfasthet minskade. Därför valde vi i prov 2 att undersöka ramhörnets styvhet i det fall att spikarna hade 50% högre bärförmåga. Detta gjorde att antalet spik minskade med 33%.

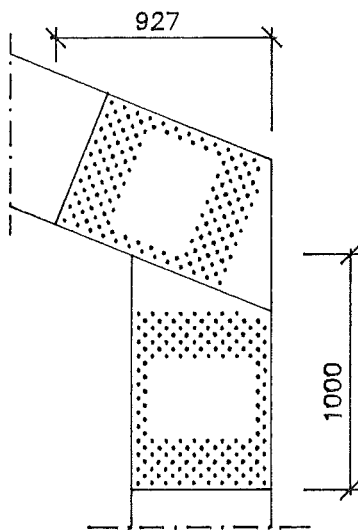


* Plywood
Kvalitet: P30
Tjocklek: 30 mm/sida

* Spik
Typ: Ankarspik
Dimension: 60x40
Antal: 350 st/sida

Figur 7.3 Ramhörn 2

Provkropp 3 - Ramhörn av spikade stålplattor



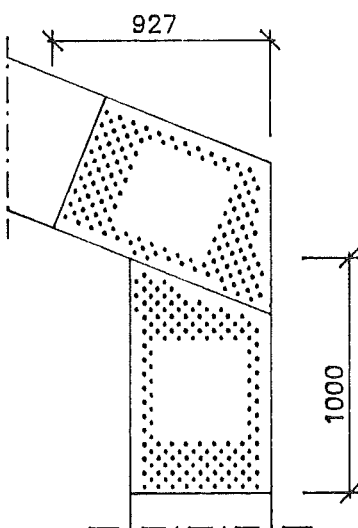
* Stål
Kvalitet: 1311
Tjocklek: 4 mm/sida

* Spik
Typ: Ankarspik
Dimension: 60x60
Antal: 308 st/sida

Figur 7.4 Ramhörn 3

Provkropp 4 - Ramhörn av spikade stålplattor

Resultatet från prov 3 visade att plåten var känslig för buckling. Vi gjorde därför en ändring av spikgruppens utformning för provkropp 4.



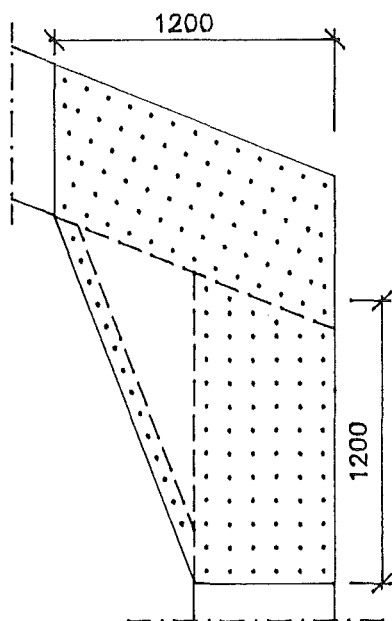
* Stål
Kvalitet: 1311
Tjocklek: 4 mm/sida

* Spik
Typ: Ankarspik
Dimension: 60x60
Antal: 290 st/sida

Figur 7.5 Ramhörn 4

Provkropp 5 - Ramhörn av spiklimmade plywoodplattor

För att få ett styvare hörn utformade vi provkropp 5 med plywoodplattor spiklimmade till fanerträbalkarna. Spikarna placerades så att erforderligt limtryck erhöles (en spik/100 cm²).



* Plywood
Kvalitet: P30
Tjocklek: 30 mm/sida

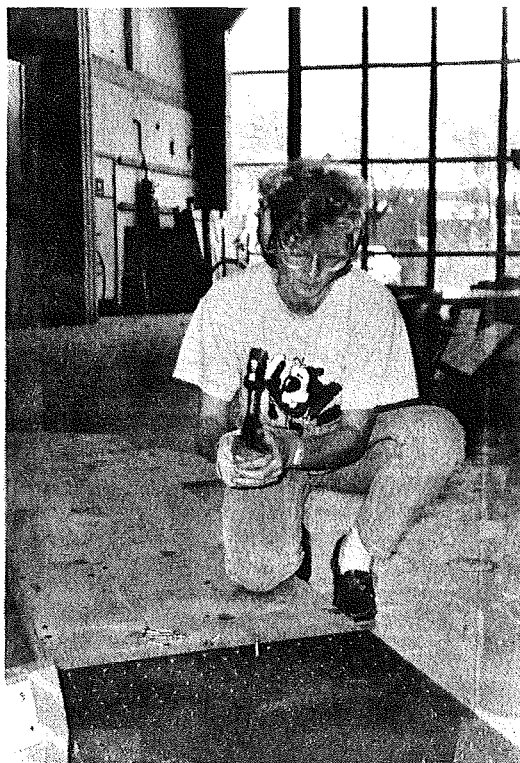
* Spik
Typ: Ankarspik
Dimension: 60x40
Antal: 150 st/sida

* Lim
Typ: Polyuretanlim
(enkomponent)

Figur 7.6 Ramhörn 5



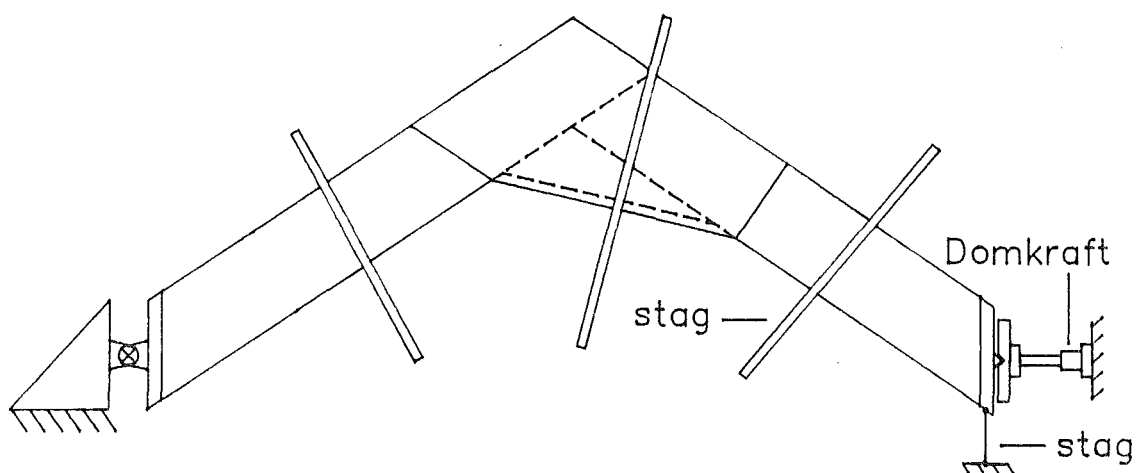
Figur 7.7 Utsågning av plywood



Figur 7.8 Ihopspikning av ramhörn

7.2 Försöksuppställning

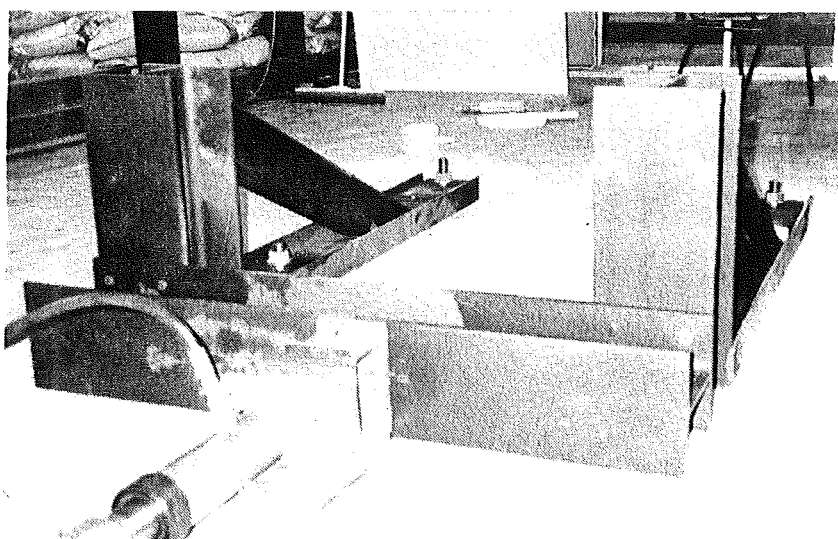
Försöken utfördes liggande i en rigg på golvet i provningshallen.



Figur 7.9 Försöksuppställning

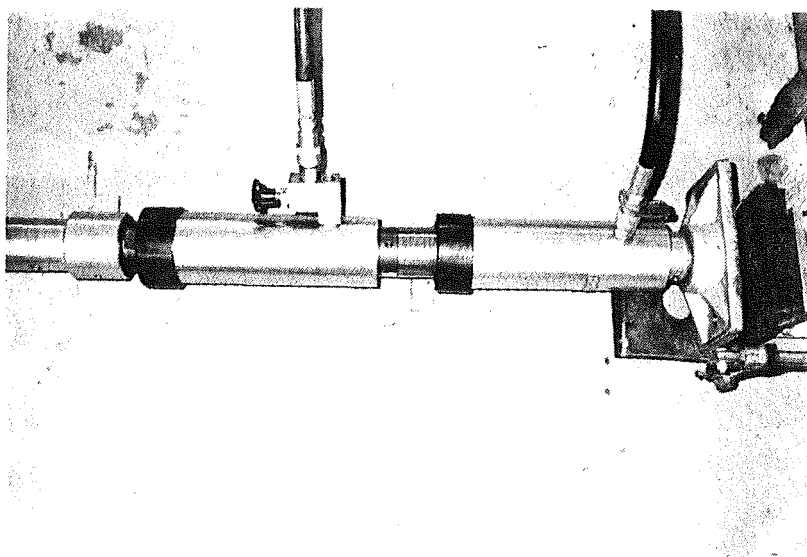
Det var många detaljer som skulle lösas innan provningen kunde påbörjas.

- Ett rejält stöd behövdes för domkraften.



Figur 7.10 Stöd för domkraften

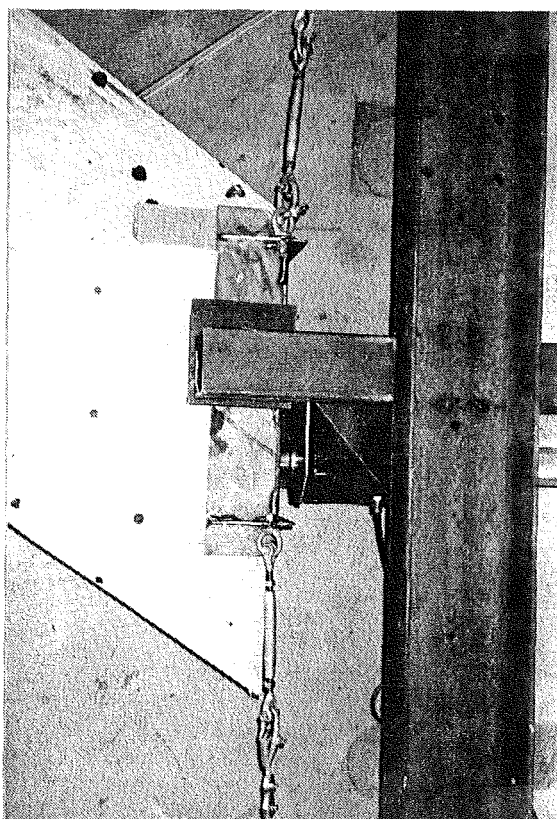
- Skulle domkraftens slaglängd på 140 mm räcka till?



Figur 7.11 Seriekopplad domkraft

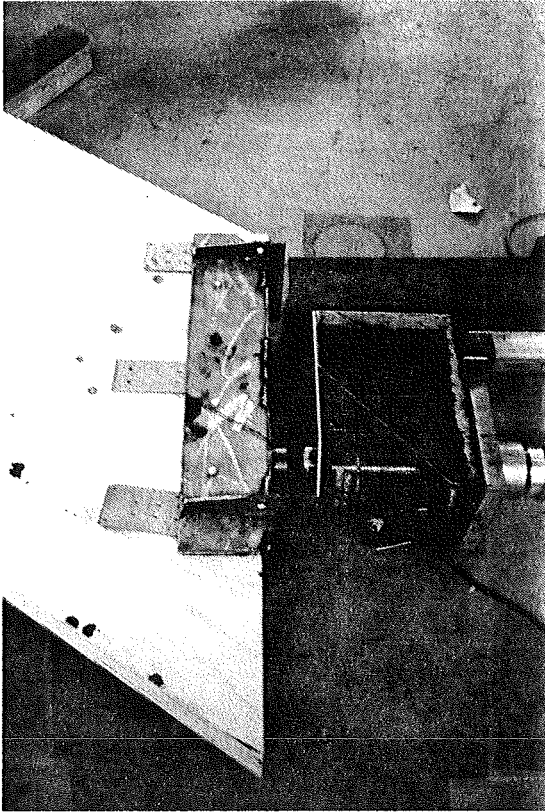
- Domkraften skulle förhindras att lyfta sig.

- Provkroppen skulle hållas i rätt läge.



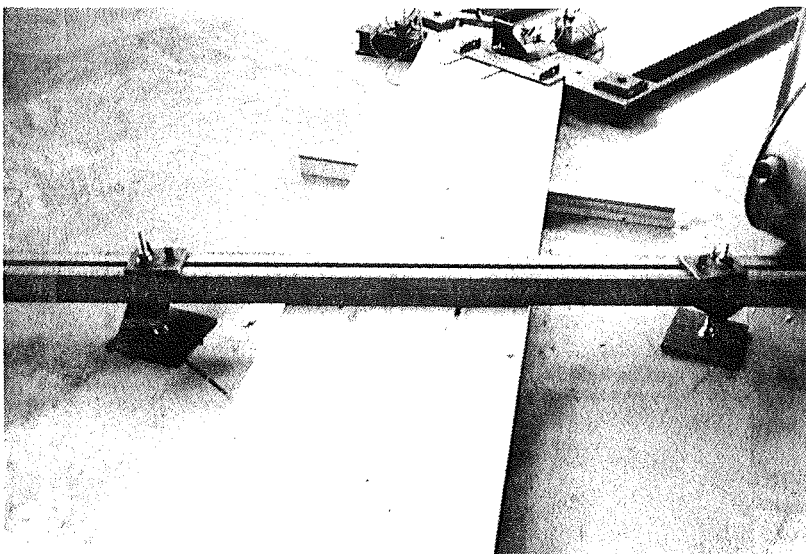
Figur 7.12 Stagning av domkraft
Provkroppen hålls i rätt läge

- Hur skulle lasten överföras till balken?



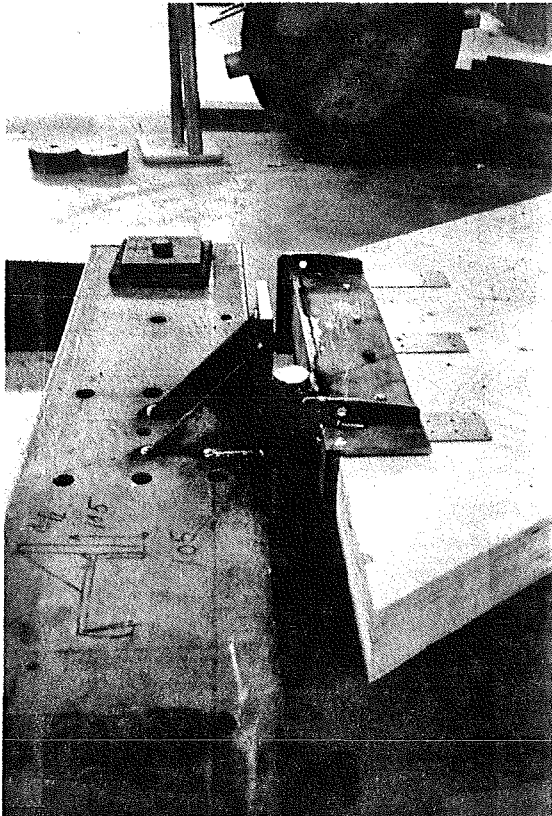
Figur 7.13 Balksko

- Provkroppen måste förhindras att knäcka ut.

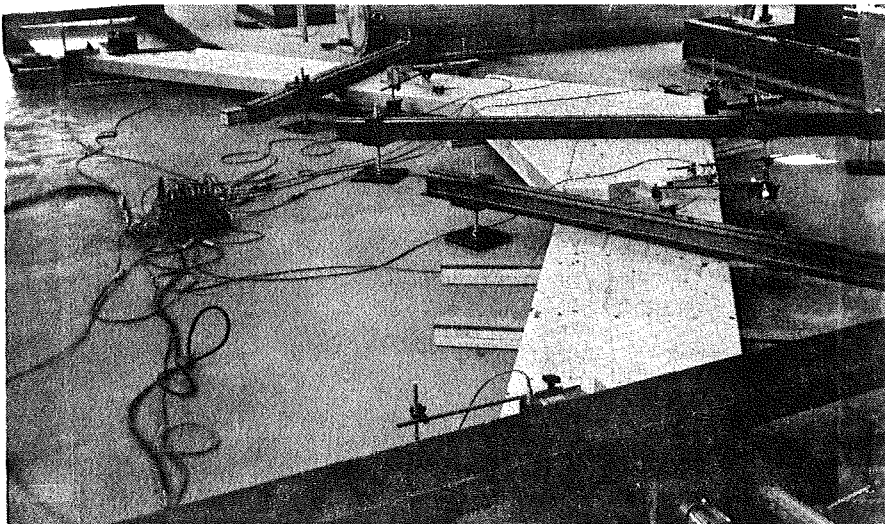


Figur 7.14 Stagning mot knäckning

- Mothållet krävde en ledad infästning.



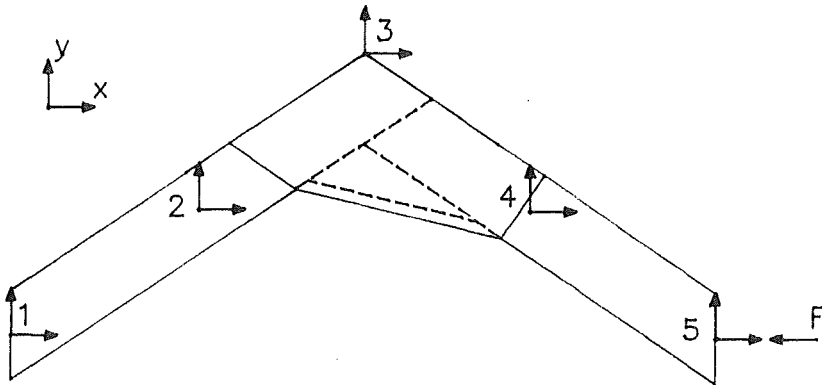
Figur 7.15 Ledad infästning



Figur 7.16 Hela provningsriggen

7.3 Mätningar

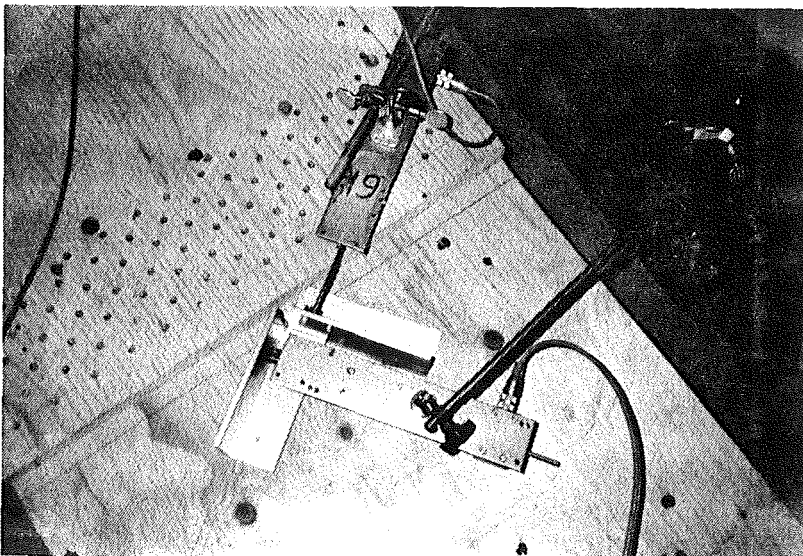
Förskjutningar i x- och y-led mätes i fem olika punkter enligt figur 7.17.



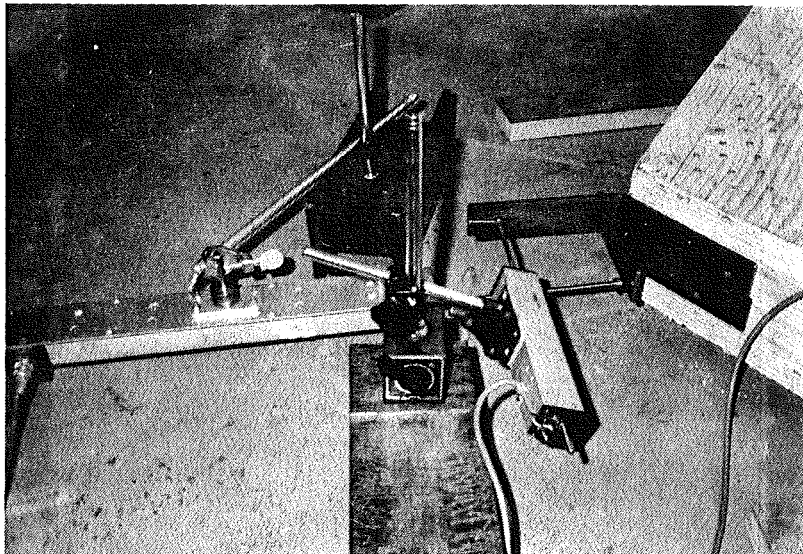
Figur 7.17 Mätpunkter

Avläsningen av förskjutningarna gjordes med hjälp av en dator vid varje lastökning om 1 kN och vid vilande last var tionde minut.

Förskjutningar i x- och y-led punkt 1 och i y-led punkt 5 mätes för att kunna korrigera övriga värden mot stödförskjutningar.



Figur 7.18 Mätpunkt 4



Figur 7.19 Mät punkt 3

7.4 Provningsprocedur

Provningen genomfördes enligt följande schema:

- 1) Pålastning till $F=0,5F_d$
- 2) Avlastning till $F=0$
- 3) Pålastning till $F=F_d$
- 4) Vilande last $F=F_d$ i 60 min.
- 5) Pålastning till brott

F_d är dimensionerande last som i vårt fall var 71 kN. Detta motsvarade ett moment i ramhörnet på 135 kNm.

7.5 Resultat

I tabellen nedan har vi sammanställt resultaten från de olika proven.

	Prov 1 -spikad plywood	Prov 2 -spikad plywood	Prov 3 -spikad stål	Prov 4 -spikad stål	Prov 5 -spik- limmad plywood
Brottlast (kN)	136	125	70	98	154
Brottmoment (kNm)	258	238	133	186	293
<u>Brottlast</u> Kar.last ^{xx}	1.2	1.1	0.6	0.9	1.4
Förskjutning i x-led punkt 5 dim.last ^x (mm)	38	44	98	44	31
Vinkeländring vid dim.last ^x (grader)	0.18	0.25	0.62	0.32	0.16
Brottyp	fanerträ	plywood	buckling av plåt	fanerträ längs spikrad	plywood

^x dimensionerande last = 71 kN

^{xx} karakteristisk last = 112 kN

Tabell 7.1

Från hållfasthetsprovningsen fick vi fram ett förhållande mellan medelvärdet och det karakteristiska värdet för bärförmågan på 1.2. Detta värde bör ses som det minsta acceptabla förhållande mellan den från ramhörnsprovningsen uppmätta brotlasten och den beräknade karakteristiska lasten.

I prov 1, spikade plywoodplattor, och prov 5, spiklimmade plywoodplattor, har detta förhållande uppnåtts. I prov 2 där ramhörnet bestod av spikade plywoodplattor med reducerat antal spik fick vi ett något lägre förhållande, 1.1. Det är dock svårt att dra några definitiva slutsatser efter endast ett prov. Det skall nämnas att plywooden där brottet skedde i prov 2 var amerikansk medan den i prov 1 och 5 var svensk.

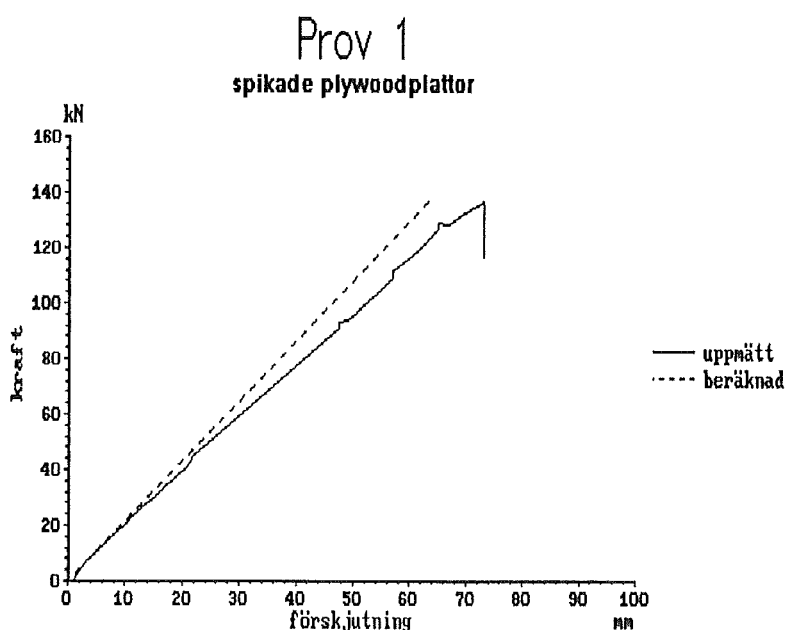
I prov 3, spikade stålplattor, skedde buckling av plåten redan vid låg last och förhållandet mellan brottlast och karakteristisk last blev endast 0.6. I prov 4 omformades spikgruppen så att buckling förhindrades. Brottet skedde då i fanerträet längs yttre spikraden. Förhållandet brottlast/karakteristisk last blev 0.9. Det låga värdet kan förklaras med att vi använde relativt stora spik, $\phi 6$ mm, som gjorde att fanerträets hållfasthet minskade. Denna effekt kan reduceras genom att förborra. En annan lösning är att använda större stålplattor så att spiken kan fördelas bättre.

Totalt sett uppnådde vi vid provningen något låga värden. Framförallt i de försök där stålplattor användes. Endast i prov 5 fick vi riktigt bra värden. Man kan fråga sig om dimensioneringen av ramhörnet var korrekt. Dimensioneringsförfarandet som beskrivs i kapitel 5 borde kanske kompletteras? Innan man kan ge ett fullständigt svar på dessa frågor måste fler prov utföras.

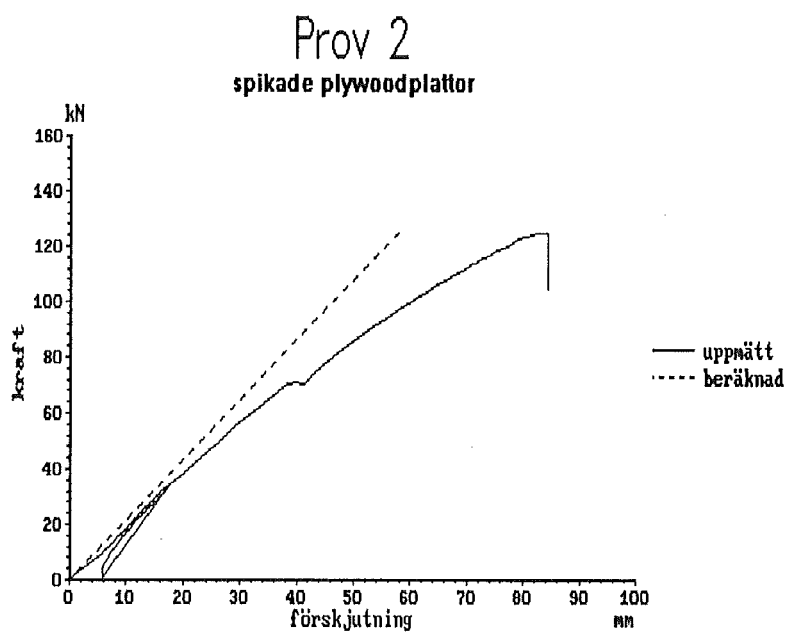
I figur 7.20-7.24 redovisas förskjutningen i x-led punkt 5 för de olika proven. En jämförelse har gjorts med en beräknad kurva. Vid beräkningen antogs hörnet vara helt styvt. Balkarnas E-modul sattes till 13.5 MPa, som var det medelvärde vi fick fram vid hållfasthetsprovningen. Som framgår av diagrammen följer kurvan för det spiklimmade ramhörnet den beräknade kurvan bäst. Av figurerna framgår även att samtliga brott, med undantag av prov 3, var spröda.

Med hjälp av de uppmätta förskjutningarna kan ramhörnets vinkeländring räknas fram. Ett samband mellan moment och vinkeländring visar hur de olika ramhörnsprovens styvhet förhåller sig till varandra (figur 7.25).

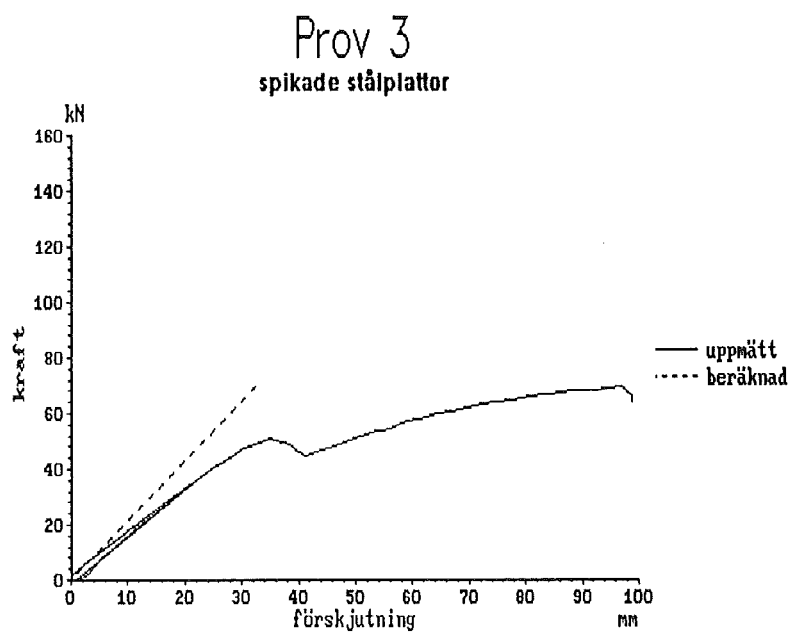
Det spiklimmade ramhörnet visar sig vara det styvaste alternativet bland de fem provkropparna.



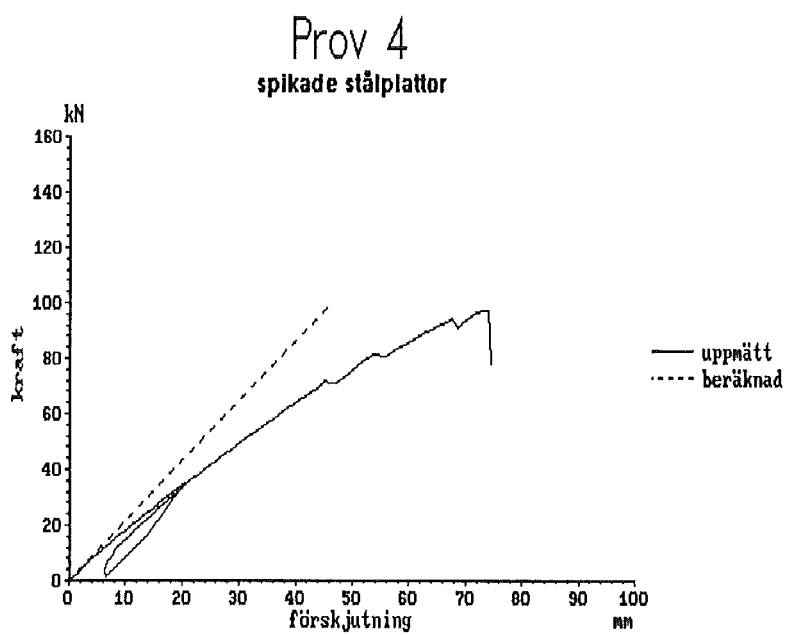
Figur 7.20 Förskjutning i x-led punkt 5, prov 1



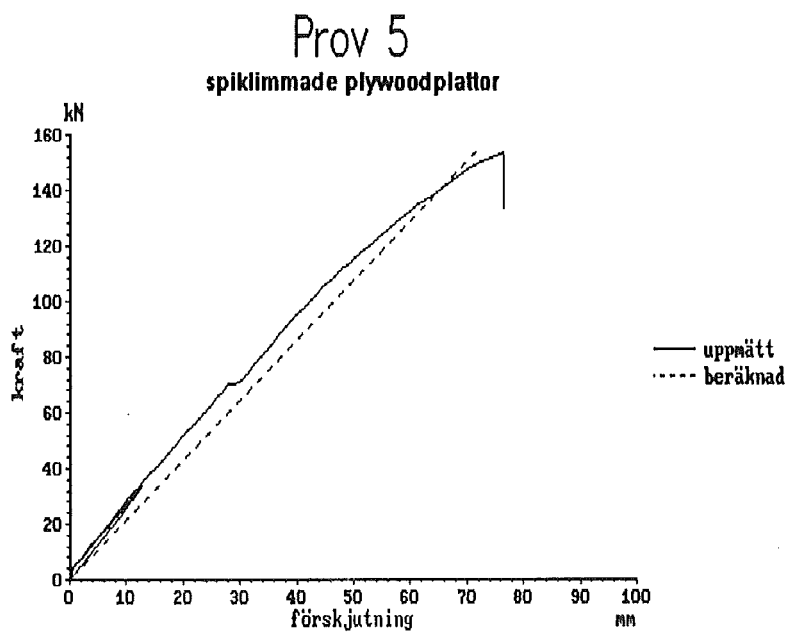
Figur 7.21 Förskjutning i x-led punkt 5, prov 2



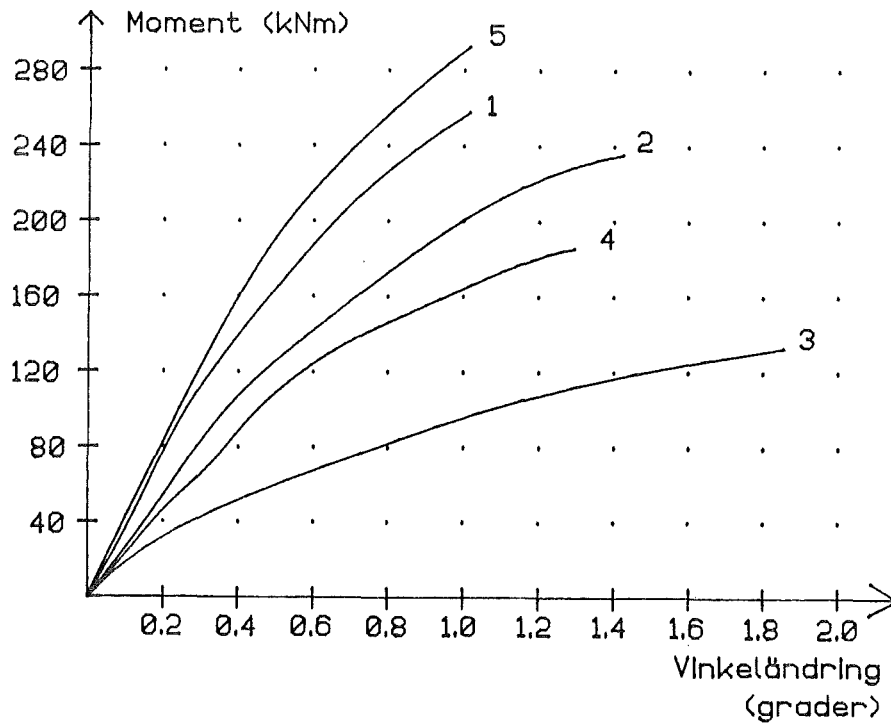
Figur 7.22 Förskjutning i x-led punkt 5, prov 3



Figur 7.23 Förskjutning i x-led punkt 5, prov 4



Figur 7.24 Förskjutning i x-led punkt 5, prov 5

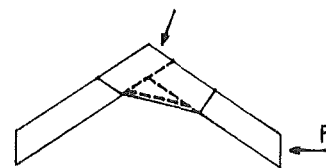
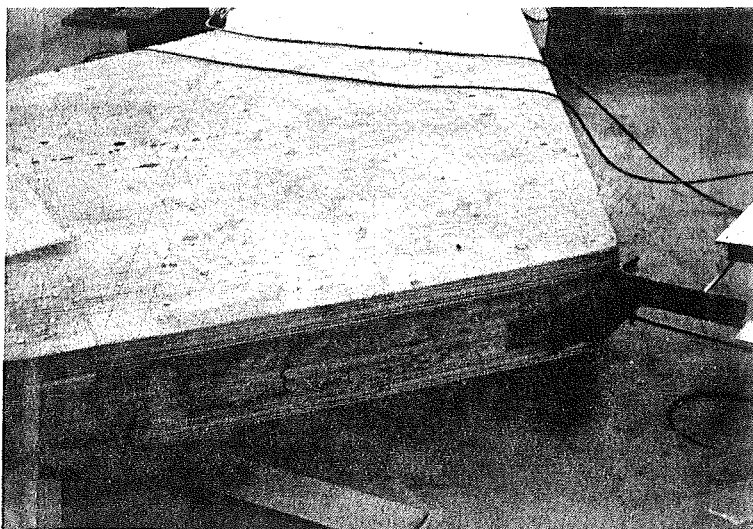


Figur 7.25 Moment som funktion av vinkeländring för de fem ramhörnspöven.

7.6 Kommentarer från provningen

Prov 1 - Spikat ramhörn av plywood

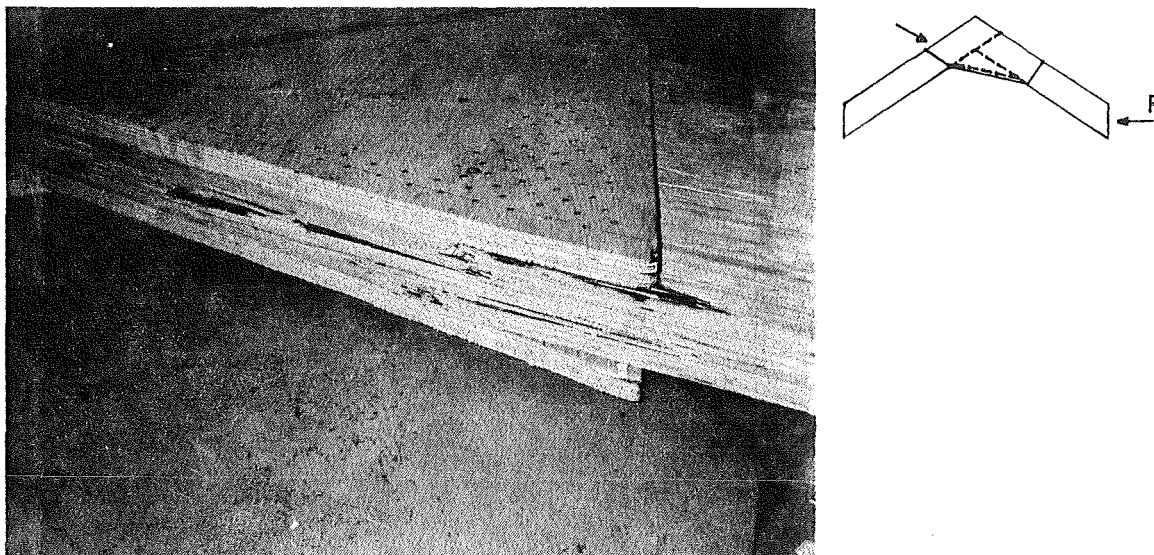
Första försöket fick avbrytas vid 133 kNm ($F=70$ kN) p g a att domkraften lyfte sig. Efter stagnering av domkraften försökte vi på nytt. När 190 kNm ($F=100$ kN) uppnått uppstod en spricka som syns i figur 7.26.



Figur 7.26 Spricka som uppstod vid 190 kNm

Denna spricka kan ha uppkommit p g a att kraftöverföringen via spikarna gav dragspänningar i fanerträet.

Vid 247 kNm ($F=130$ kN) var hela domkraftens slaglängd utnyttjad och vi fick återigen lasta av. Till nästa försök seriekopplades två domkrafter. Provet trycktes nu direkt till brott. I figur 7.27 visas brottet som skedde i fanerträet vid 258 kNm ($F=136$ kN). Plywooden var vid denna belastning helt opåverkad.



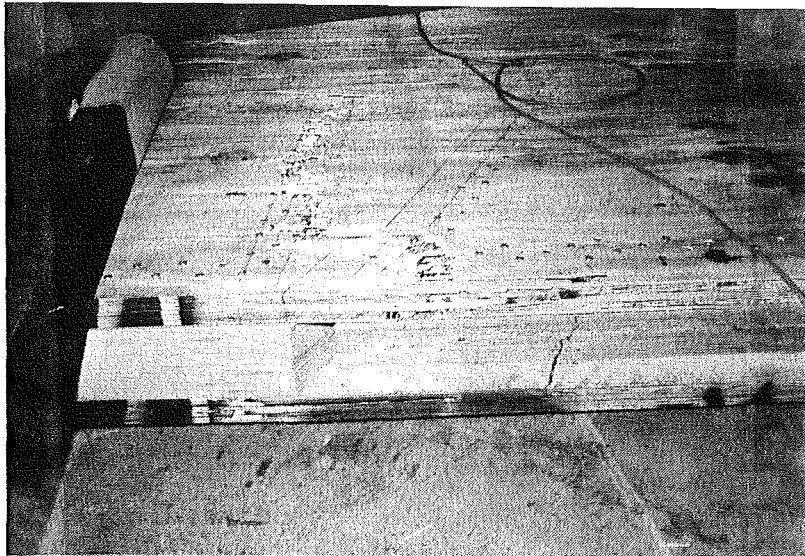
Figur 7.27 Brott i fanerträet

Den första sprickan, som uppstod vid 190 kNm hade inget samband med brottet.

Prov 2 - Spikat ramhörn av plywood

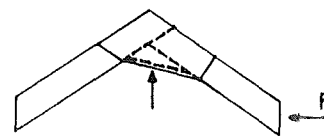
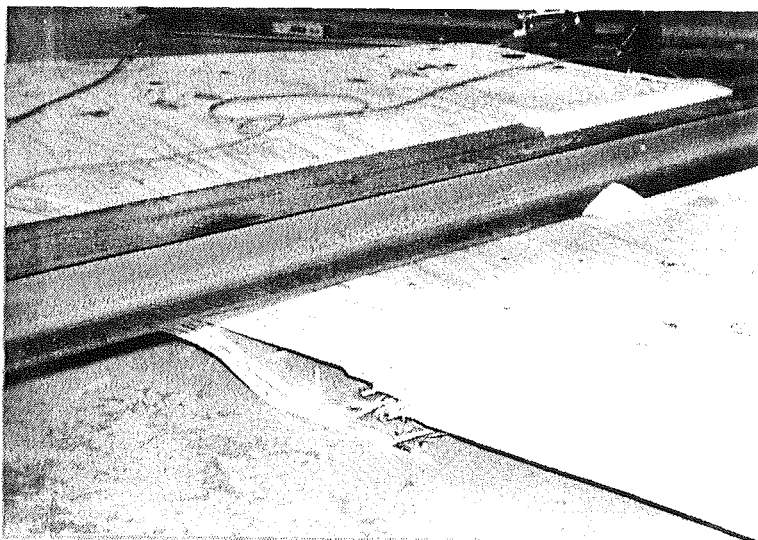
Det stora antalet spik i prov 1 kan ha medfört att träets hållfasthet minskade. Därför räknade vi i prov 2 med att spikarna hade 50% högre bärförmåga. Detta gjorde att antalet spik minskade med 33%.

Vi ökade lasten enligt provningsproceduren. Vid 211 kNm ($F=111$ kN) sprack balken på liknande sätt som prov 1 (fig 7.26). Vid 238 kNm ($F=125$ kN) skedde brott i plywooden längs vår antagna brottlinje (figur 5.3). Brottet syns i figur 7.28.



Figur 7.28 Brott i plywooden

Vid brottlasten hade plywoodens tryckta kant bucklat.

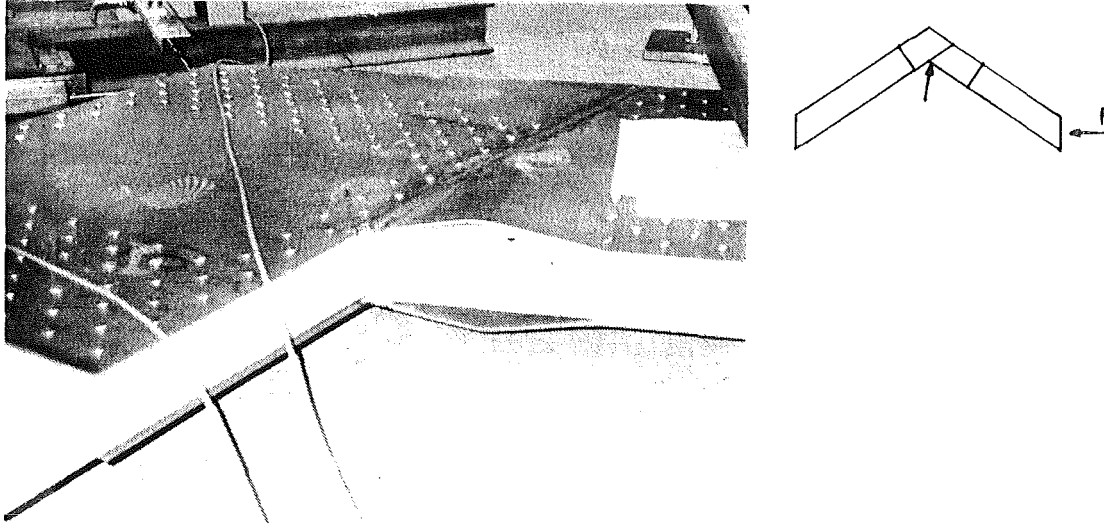


Figur 7.29 Brott p g a buckling av plywood

Deformationer och vinkeländring ökade med mindre antal spik. Brottlasten blev något lägre. Då endast ett prov av varje typ utförts är det svårt att dra några definitiva slutsatser. Det bör också nämnas att plywooden i första försöket var svensktillverkad, medan den i andra försöket var amerikansk. Båda var av kvalitet P30, men vid tillverkningen av ramhörnen upplevde vi att den amerikanska plywooden var betydligt sprödare.

Prov 3 - Spikat ramhörn av stål

Redan vid halva dimensioneringslasten (67 kNm, $F=35$ kN) började plåtarna buckla vid den tryckta kanten. Då momentet uppnått 95 kNm ($F=50$ kN) plasticerade plåtarna och lasten sjönk. Vi fortsatte att lasta på och anläggning mellan balk och pelare gjorde att provet tog ytterligare lite last.



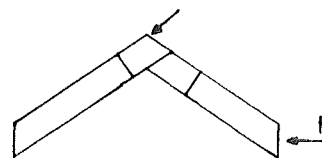
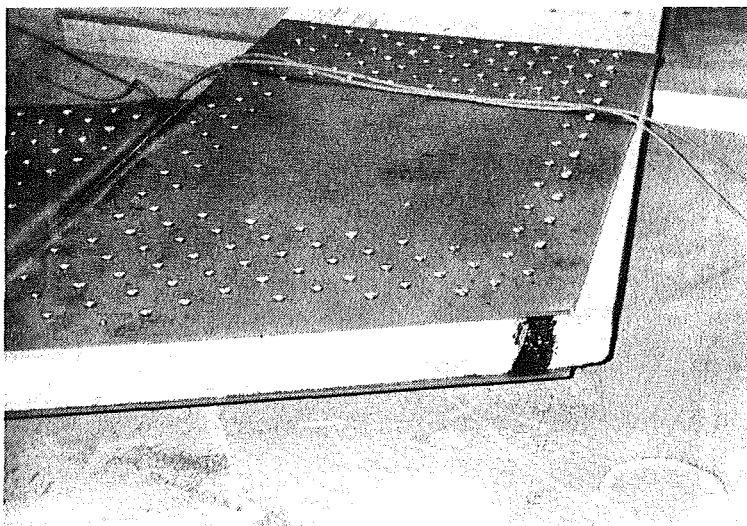
Figur 7.30 Buckling av plåt

Av detta försök lärde vi oss att spikgruppen måste utformas så att buckling av plåtarna förhindras.

Prov 4 - Spikat ramhörn av stål

I prov 4 omformades spikgruppen för att minska bucklingsrisken.

Pålastning skedde enligt provningsproceduren. Vid 152 kNm ($F=80$ kN) uppstod en spricka i träet vid yttersta spikraden. En liknande spricka som vi fått i prov 1 och 2 (figur 7.26), fick vi också i detta prov. Momentet var då 179 kNm ($F=94$ kN). Vid 186 kNm ($F=98$ kN) gick provet till brott i den spricka som uppstått vid yttersta spikraden.



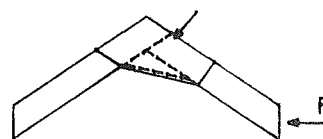
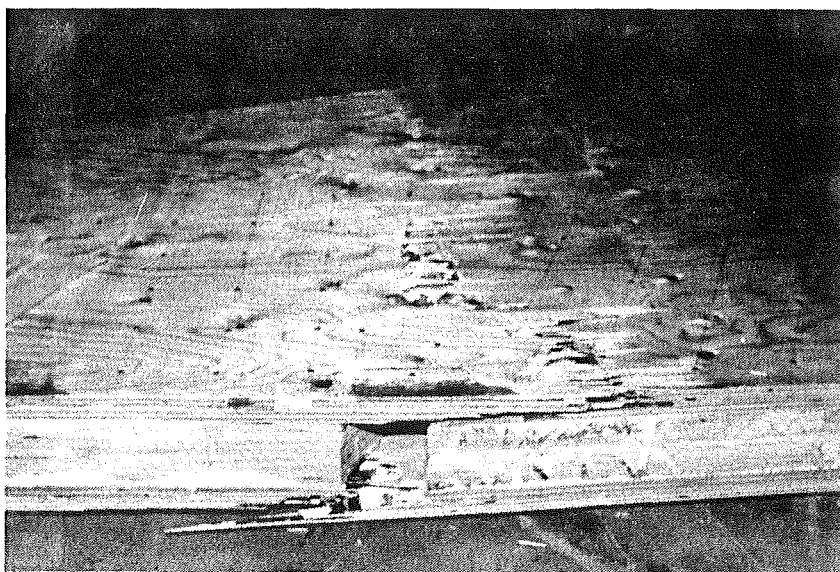
Figur 7.31 Brott i träet vid yttersta spikraden

Brottet längs spikraden berodde troligen på att vi använt oss av förhållandevis stora spik (60x60) som gjorde att träets hållfasthet minskade.

Prov 5 - Spiklimmat ramhörn av plywood

För att få ett styvare hörn har plywooden spiklimmats till fanerträbalkarna.

Pålastningen skedde enligt provningsproceduren. Vid 190 kNm ($F=100$ kN) började det knaka i provet. Inga sprickor uppstod förrän provet gick till brott vid 293 kNm ($F=154$ kN). Brottet skedde på liknande sätt som i prov 2, i plywooden längs den antagna brottlinjen (figur 5.3). Brottet visas i figur 7.32.



Figur 7.32 Brott i plywooden

8 KOSTNADSJÄMFÖRELSE

I vår kostnadsjämförelse har vi ställt tre olika treledsramar mot varandra.

- 1) Ramar med raka fanerträbalkar. Ramhörn av spikade plywoodplattor.
- 2) Ramar med raka limträbalkar. Ramhörn av spikade plywoodplattor.
- 3) Fingerskarvade limträramar där balk och pelare smalnar av mot nock resp fot.

Vi har jämfört materialkostnader för de tre ramarna vid olika spännvidder, snölast motsvarande snözon 1 och ramavståndet 4 meter. I övrigt antas samma förutsättningar som vid framtagningen av dimensioneringstabellerna (bilaga 3).

De fanerträbalkar som idag finns i handeln, Kertobalken, tillverkas vid större tvärsnitt ($h > 500$ mm) endast i två olika dimensioner, 75x600 och 75x900. För att få en rättvisare kostnadsjämförelse med limträ, som har ett brett sortiment av dimensioner, har vi för fanerträ använt oss av erforderlig dimension avrundat uppåt till närmaste hel- eller halv decimeter (bilaga 3). För limträ har vi räknat med befintliga standarddimensioner (bilaga 5). Då plywoodtjockleken uppgår till över 25 mm, limmas två plywoodskivor ihop till erforderlig tjocklek.

Tillverkningskostnaden för ram 1 och 2 är ej medräknad eftersom tidsåtgång och maskinkostnader är mycket svåra att uppskatta. Priset för ram 3 gäller för leverans av ramen i två halvor. Övriga kostnader såsom transport, resning av ramar, grundläggning, sekundärbärverk, nock- och fotbeslag bedöms kosta lika mycket för de olika ramarna vid samma spännvidder och tas inte upp i kostnadsjämförelsen. Spillkostnader, t ex vid utsågning av plywoodhörn tas inte heller upp.

Antagandet att transportkostnaderna är lika stora för de olika ramtyperna är inte helt korrekt. Ramtyp 1 och 2 levereras i fyra delar som monteras ihop på arbetsplatsen medan ramtyp 3 levereras i två delar. Detta innebär billigare transportkostnader för ramtyp 1 och 2.

Materialpriserna nedan är ifrån september -91 och alla priser är angivna exklusive moms. Prisuppgifterna för limträ har vi fått ifrån Töreboda limträ AB och priserna för fanerträ och plywood ifrån AB Plyfa.

Raka limträbalkar	4200 kr/m ³	(vid köp av 10 m ³)
Raka fanerträbalkar	4800 kr/m ³	(vid köp av 10 m ³)
Plywood P30	3200 kr/m ³	
Stål 1311	4 kr/kg	
Limträramar med fingerskarvade ramhörn	4800 kr/m ³ + 900 kr/ramhörn	(vid köp av 10 m ³)
Ankarspik 60x40	185 kr/1000 st	
Ankarspik 60x60	470 kr/1000 st	
Trälim	73 kr/liter	

Nedan följer ett exempel på hur kostnadsberäkningen har gått till.

Kostnadsberäkning vid spännvidden 18 meter

Fanerträramar med plywoodhörn

Dimension 75x600

Volym_{fanerträ}: 1.23 m³

Volym_{plywood}: 0.28 m³

Antal spik: 2000 st ankarspik 60x40

Trälim: 2 liter

Kostnad: $4800 \times 1.23 + 0.28 \times 3200 + 2 \times 185 + 146 = 7316$ kr

Limträramar med plywoodhörn

Dimension 78x675

Volym_{limträ}: 1.44 m³

Volym_{plywood}: 0.29 m³

Antal spik: 2000 st ankarspik 60x40

Trälim: 2 liter

Kostnad: $4200 \times 1.44 + 0.29 \times 3200 + 2 \times 185 + 146 = 7492$ kr

Limträramar med fingerskarvade hörn

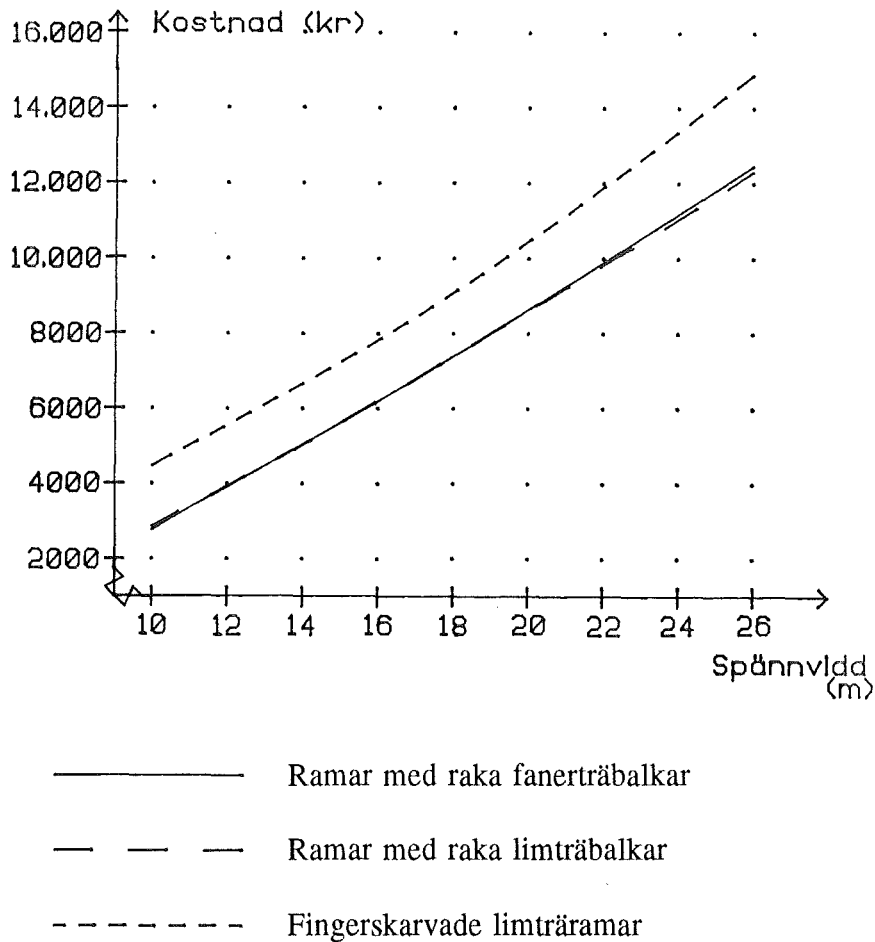
Dimension ramhörn 90x900

pelarfot 90x270

nock 90x270

Volym_{limträ}: 1.44 m³

Kostnad: $1.44 \times 4800 + 2 \times 900 = 8712$ kr



Figur 8.1 Diagram över materialkostnader för ram 1-3 vid spännvidderna 10-26 meter.

Som framgår av figur 8.1 är prisskillnaden mellan ram 1 och 2 mycket liten. Till fanerträramens fördel kan sägas att dimensionerna är mindre och konstruktionen blir smäckrare.

Åter igen påpekas att tillverkningskostnaden för ram 1 och 2 inte ingår i priset. Differansen mellan ram 1 och 3 kan ses som den kostnadsmarginal en tillverkare har för att kunna tillverka en färdig fanerträram som ska konkurrera med en fingerskarvad limträram.

9 SLUTSATSER

Spiklimmade ramhörn fungerar bäst

De experimentella försöken visade att det spiklimmade ramhörnet av plywood fungerade bäst med avseende på bärförmåga och styvhet. Våra försök med ramhörnsplattor av stål har gett låga värden på bärförmåga och styvhet. Dessa borde kunna förbättras avsevärt genom att större stålplattor används så att spiken kan fördelas bättre. Använder man stora dimensioner på spikarna, som vi hade i våra försök med ramhörn av stålplattor ($\phi 6\text{mm}$) bör förborring ske. På så sätt minskar den hållfasthetsnedsättande effekten av många och stora spik.

Totalt sett har vi vid provningen uppnått något låga värden. På grund av detta bör dimensioneringsförfarandet för ramhörnet eventuellt kompletteras. Några definitiva slutsatser är svårt att dra då vi endast utfört ett prov av varje typ.

Kostnader

Då fanerträbalkar har ett kubikmeterpris på 4200 kr och fanerträ 4800 kr blir materialkostnaden för en ram med likadana hörn ungefär den samma. Detta förutsätter dock att fanerträets utbud av dimensioner motsvarar limträ. Till fanerträramens fördel kan sägas att dimensionerna är mindre och konstruktionen blir smäckrare. Om fanerträramar på allvar ska kunna konkurrera med de redan etablerade limträramarna måste priset på fanerträ sänkas. Detta borde inte vara någon omöjlighet. I Australien och Nya Zeeland säljs fanerträ till lägre pris än limträ.

10 REFERENSER

- /1/ Batchelar, M.L & Hunt, R.D
Composite plywood and steel gusset plates for moment resisting joints in timber frames. University of Auckland, NZ. 1991.
- /2/ Boulton, B.F
Composite plywood and steel gusset plates. NZ Journal of Timber Construction. Volume 5. No.1.
- /3/ Boulton, B.F
Multi-nailed moment resisting joints. University of Auckland, NZ. 1987.
- /4/ Carling, O mfl
Limträhandboken. Svenskt Limträ. Stockholm 1988.
- /5/ Dolby, C
Byggsystem med egentillverkade träramar. Lantbrukshögskolan. Uppsala 1977.
- /6/ Dowrick, D, Smith, P & Stewart, W
Nailed connections. Section B-11 Timber manual. New Zealand Timber Industry Federation. 1990.
- /7/ Falk, J & Ljungberg, N
Lådbalkar av plywood och fanerträ. Avdelningen för Byggnadsmekanik, LTH. Lund 1989.
- /8/ Götz, K mfl
Holzbau Atlas. Institut für internationale Architektur. München 1980.
- /9/ Hunt, R.D & Bryant, A.H
Moment resisting nail plate joints. Recent developments at Auckland University. University of Auckland, NZ.
- /10/ Larsen, H.J & Riberholt, H
Trækonstruktioner - Beregning. Statens Byggeforskningsinstitut. Hørnsholm 1983.
- /11/ Walford, B
Portal Frames. Section B-2 Timber Manual. New Zealand Timber Industry Federation. 1990.
- /12/ Kompendium LTH
Byggnadsmateriallära. Avdelningen för Byggnadsmaterial. Lund 1983.
- /13/ Kompendium LTH
Stål och träkonstruktioner. Avdelningen för Bärande Konstruktioner. Lund 1989.

/14/ Boverket

Nybyggnadsregler (föreskrifter och allmänna råd). Stockholm 1990.

/15/ Handboken Bygg - Konstruktion. Stockholm 1985.

/16/ SBN Godkännande regler 1975:4

Hållfasthetsdimensionering genom provning. Stockholm 1976.

/17/ AB Plyfa

Produktbeskrivning över Kertobalken. 1989.

BILAGA 1

HÅLLFASTHETSVÄRDEN

STYVHETSVÄRDEN

HÅLLFASTHETSVÄRDEN

	K-virke K30	Fanerträ Kerto	Limträ (MPa) L40
Böjning parallellt med fibrerna	30	51 ^a	38
Dragning parallellt med fibrerna	20	42 ^a	27
Dragning vinkelrätt fibrerna	0.5	0.6	0.5
Tryck parallellt fibrerna	29	42	36
Tryck vinkelrätt fibrerna	7	9 ^b 6 ^c	8
Längsskjuvning	3	5.1 ^b 3 ^c	3

a) Vid balkhöjder mellan 300 och 900 mm multipliceras angivna värden med faktorn

$$C_f = \sqrt[9]{\frac{300}{h}}$$

h=balkhöjd

b) parallellt limfogarna

c) vinkelrätt limfogarna

STYVHETSVÄRDEN

	K-virke K30	Fanerträ Kerto	Limträ (MPa) L40
Styvhetsvärden vid bärformågeberäkningar			
Elasticitetsmodul	8700	12400	10400
Skjuvmodul	600	820 ^a	700
Styvhetsvärden vid deformationsberäkningar			
Elasticitetsmodul	12000	14000	13000
Skjuvmodul	800	960 ^a	850

a) Vid balkhöjder mellan 300 och 900 mm multipliceras angivna värden med faktorn

$$C_f = \sqrt[9]{\frac{300}{h}}$$

BILAGA 2

PARTIALKOEFFICIENTER FÖR FANERTRÄ

Tabell 1. Omräkningsfaktorn, κ_r .
Klimatklass 0, 1 och 2.

Påkänningar	Kortvarigaste last i en last-kombination		
	P eller A	B	C
$f_m, f_t, f_c, f_v, E_R, G_R$	0.60	0.75	0.85
f_{190}	0.40	0.60	0.80

Tabell 2. Vid deformationsberäkningar sätts omräkningsfaktorn, κ_s , till:

Lasttyp	Klimatklass	
	0 och 1	2
P	0.5	0.4
A	0.6	0.5
B	0.8	0.6
C	1.0	0.8

Exempel på laster i de olika lasttyperna är:

Lasttyp P: Egentyngd av permanenta byggnadsdelar.

Lasttyp A: Den bundna delen av nyttig last av inredning och personer.

Snölast med vanligt värde.

Lasttyp B: Den fria lastdelen av nyttig last av inredning och personer.

Vindlast med vanligt värde.

Snölast med karakteristiskt värde.

Lasttyp C: Vindlast med karakteristiskt värde.

BILAGA 3

VÄGLEDANDE DIMENSIONERINGSTABELLER

Förutsättningar

Fyra olika tabeller återfinns under denna bilaga, gällande för snözon 1 och snözon 2 kombinerat med ramavstånden 4 och 6 meter. I övrigt gäller samma förutsättningar för alla fyra tabellerna:

- * taklutning, 22°
- * höjd, 4 meter
- * konstant balk- och pelartvårsnitt
- * säkerhetsklass 2
- * klimatklass 1
- * takats egentyngd, 0.3 kN/m²
- * snölast räknat som huvudlast
- * vindlast försummas
- * maximal nedböjning, L/200
- * ramen antas stagad mot vippning

De fanerträbalkar som idag finns i handeln, Kertobalken, tillverkas vid större tvärsnitt (h>500 mm) endast i två olika dimensioner, 75x600 och 75x900. I dimensioneringstabellen anges därför både Kertos standarddimension och erforderlig dimension, avrundat uppåt till närmaste hel- eller halvdecimeter.

SNÖZON 1 - RAMAVSTÅND 4 METER

Spännvidd m	Dimension- Kerto standard mm ²	Dimension- erforderlig mm ²	Plywood P30 tjocklek mm/sida	Stål 1311 tjocklek mm/sida
10	63x400	63x400	15	4.0
12	57x500	57x500	20	3.0
14	75x500	75x500	26	4.0
16	75x600	75x550	33	3.0
18	75x600	75x600	37	4.0
20	75x900	75x650	38	2.0
22	75x900	75x700	44	2.5
24	75x900	75x750	50	2.5
26	75x900	75x800		3.0
28	75x900	75x850		3.0
30	75x900	75x900		4.0

SNÖZON 1 - RAMAVSTÅND 6 METER

Spännvidd m	Dimension- Kerto standard mm ²	Dimension- erforderlig mm ²	Plywood P30 tjocklek mm/sida	Stål 1311 tjocklek mm/sida
10	63x500	63x500	22	3.0
12	75x600	75x550	29	3.0
14	75x600	75x600	38	4.0
16	75x900	75x700	41	2.0
18	75x900	75x750	49	2.5
20	75x900	75x800		3.0
22	75x900	75x850		4.0

SNÖZON 2 - RAMAVSTÅND 4 METER

Spännvidd m	Dimension- Kerto standard mm ²	Dimension- erforderlig mm ²	Plywood P30 tjocklek mm/sida	Stål 1311 tjocklek mm/sida
10	75x500	75x500	27	4.0
12	75x600	75x600	35	4.0
14	75x900	75x700	39	2.0
16	75x900	75x750	49	2.5
18	75x900	75x800		3.0
20	75x900	75x900		4.0

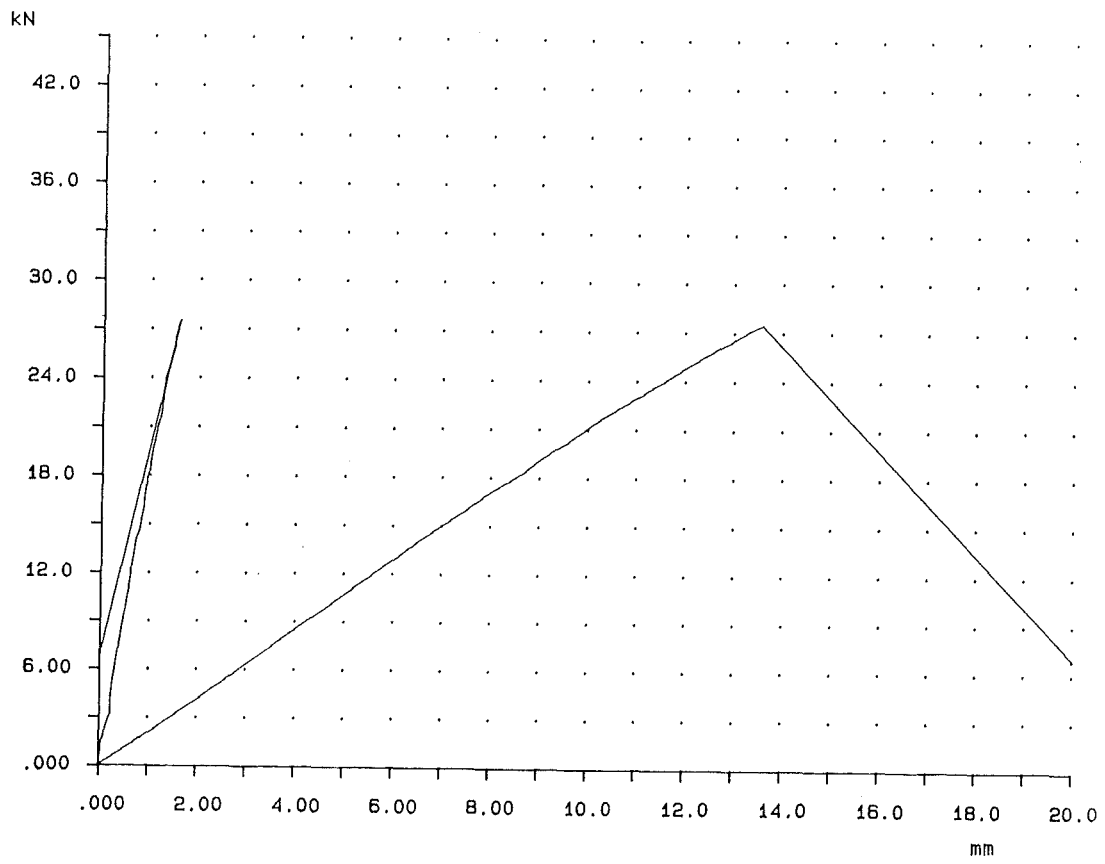
SNÖZON 2 - RAMAVSTÅND 6 METER

Spännvidd m	Dimension- Kerto standard mm ²	Dimension- erforderlig mm ²	Plywood P30 tjocklek mm/sida	Stål 1311 tjocklek mm/sida
10	75x600	75x600	39	4.0
12	75x900	75x750	46	2.5
14	75x900	75x850		3.0
16	75x900	75x900		4.0

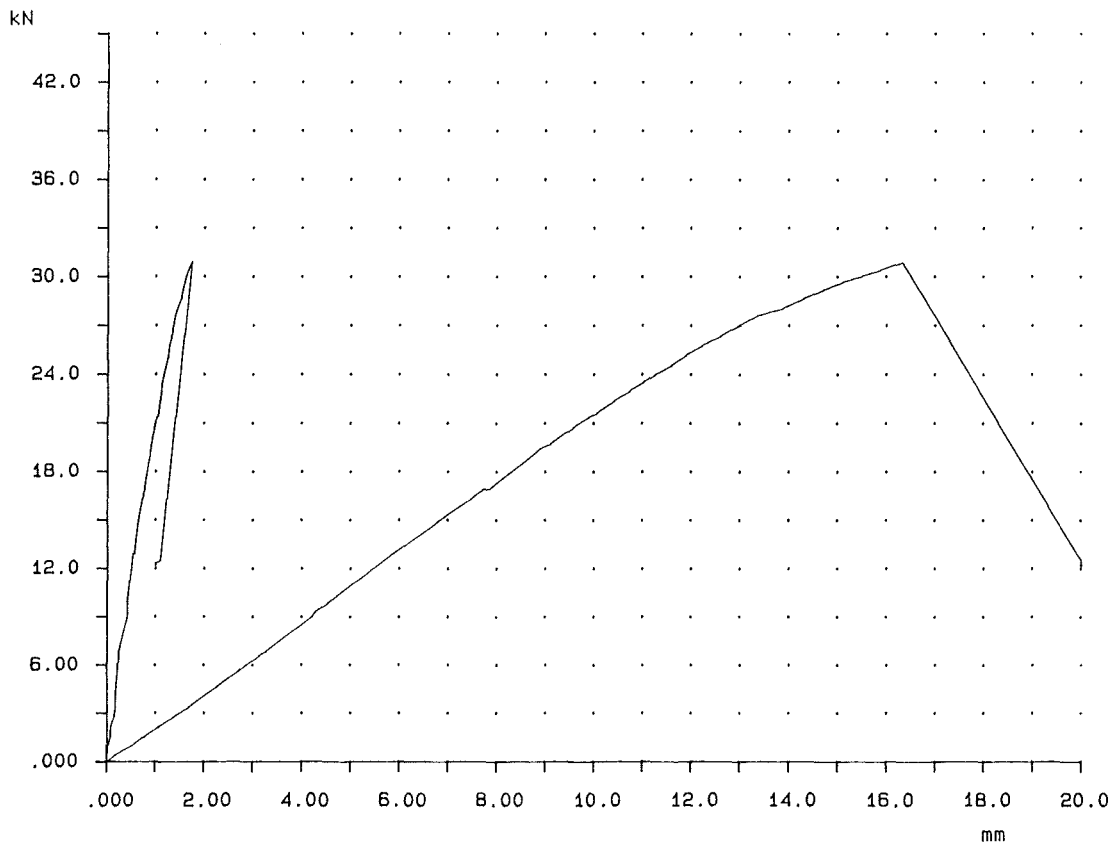
BILAGA 4

DIAGRAM - HÅLLFASTHETSPROVNING

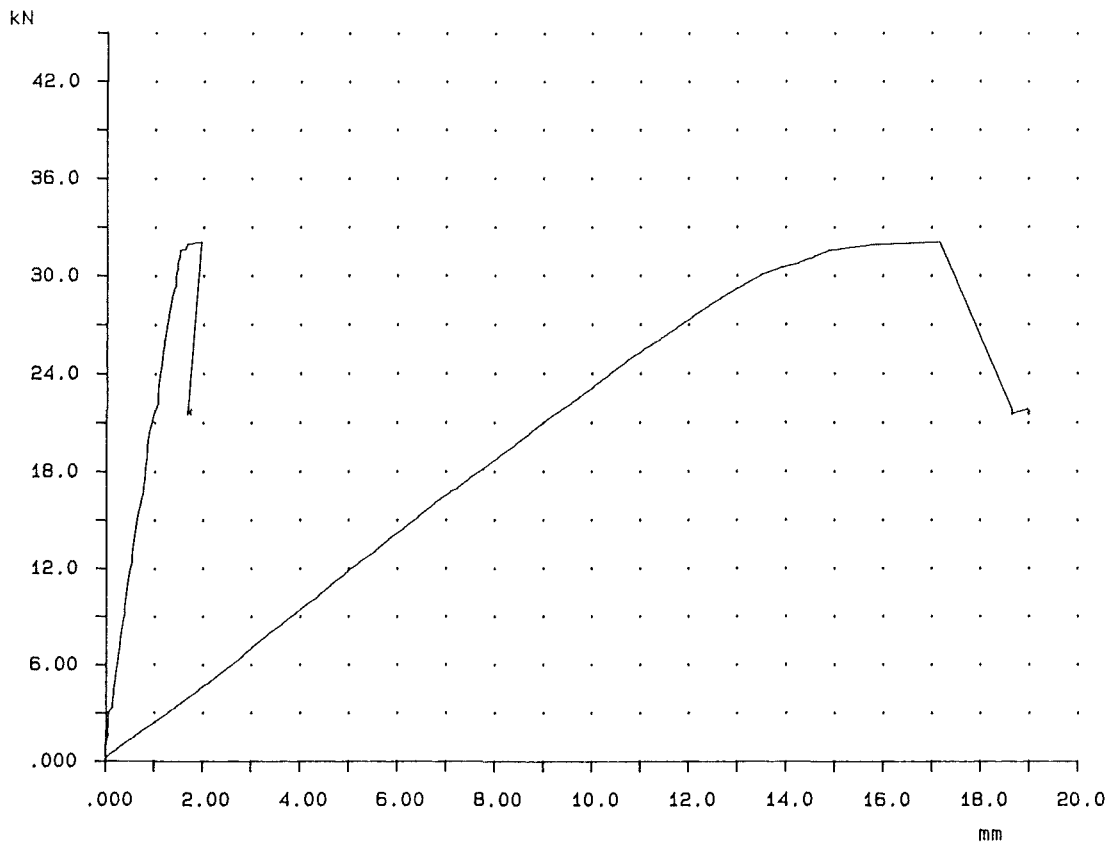
Prov 1



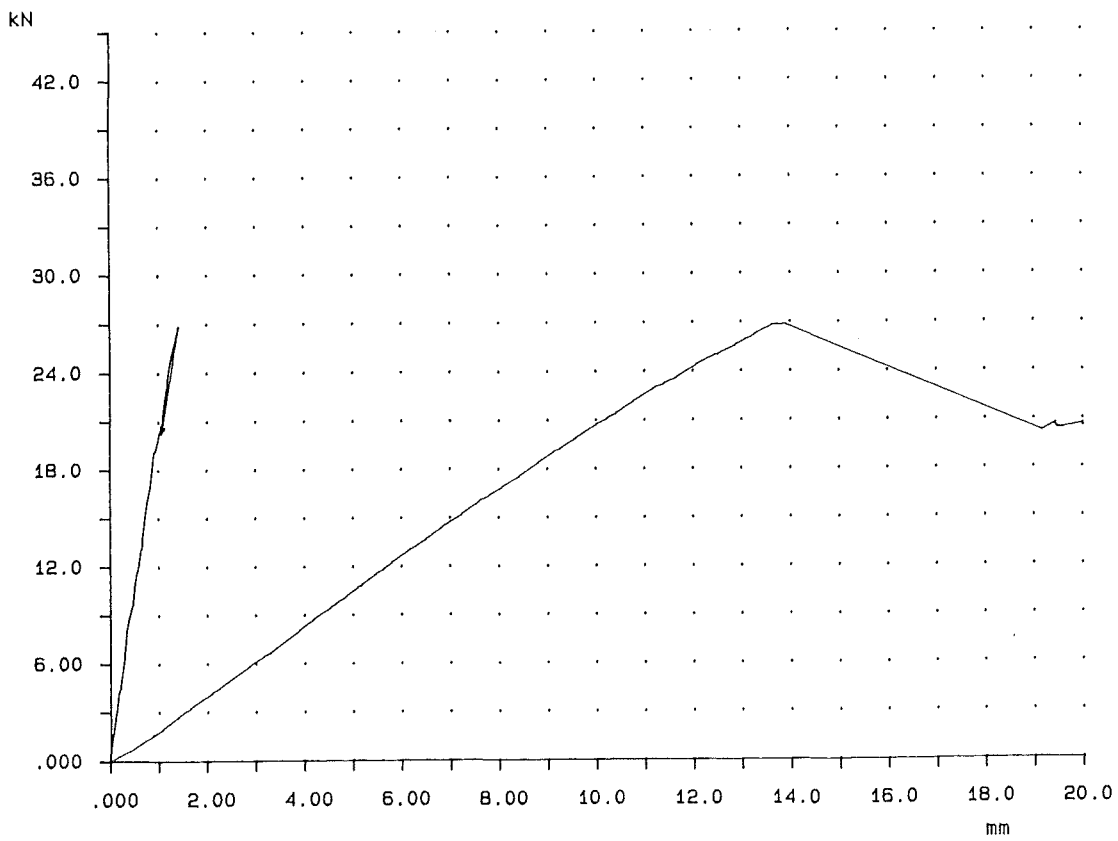
Prov 2



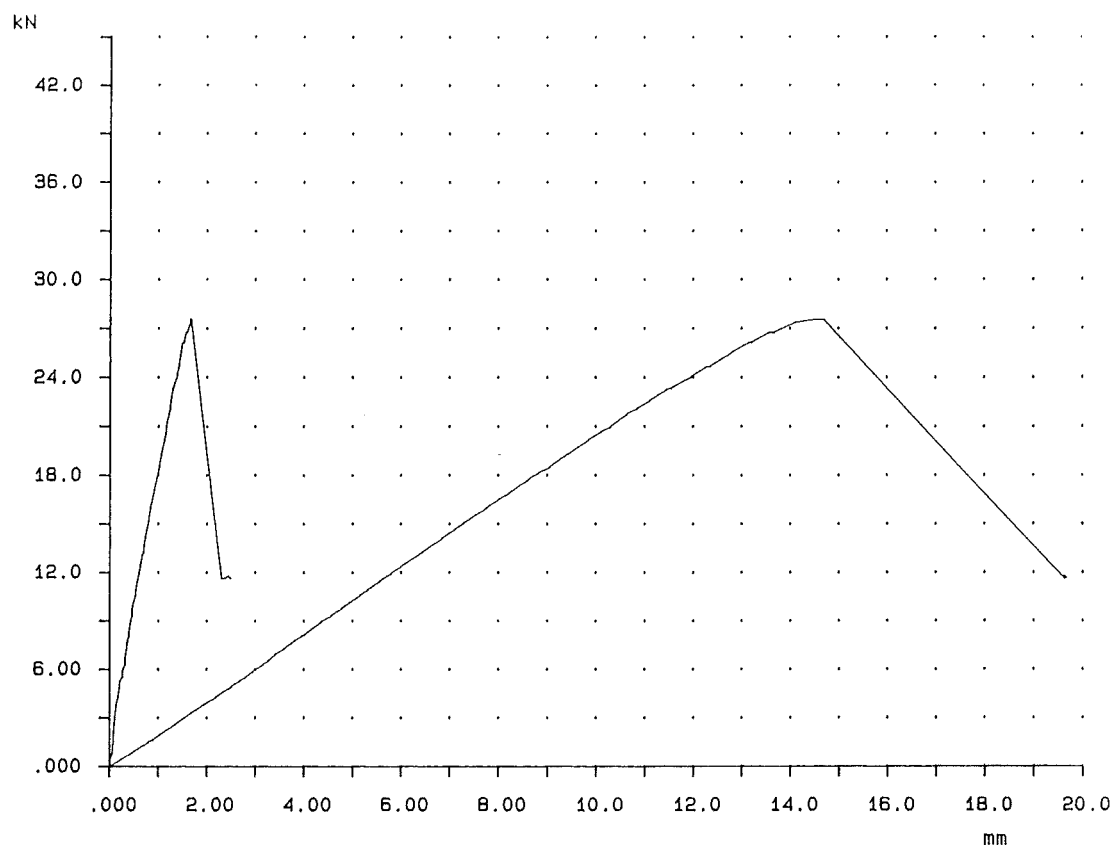
Prov 3



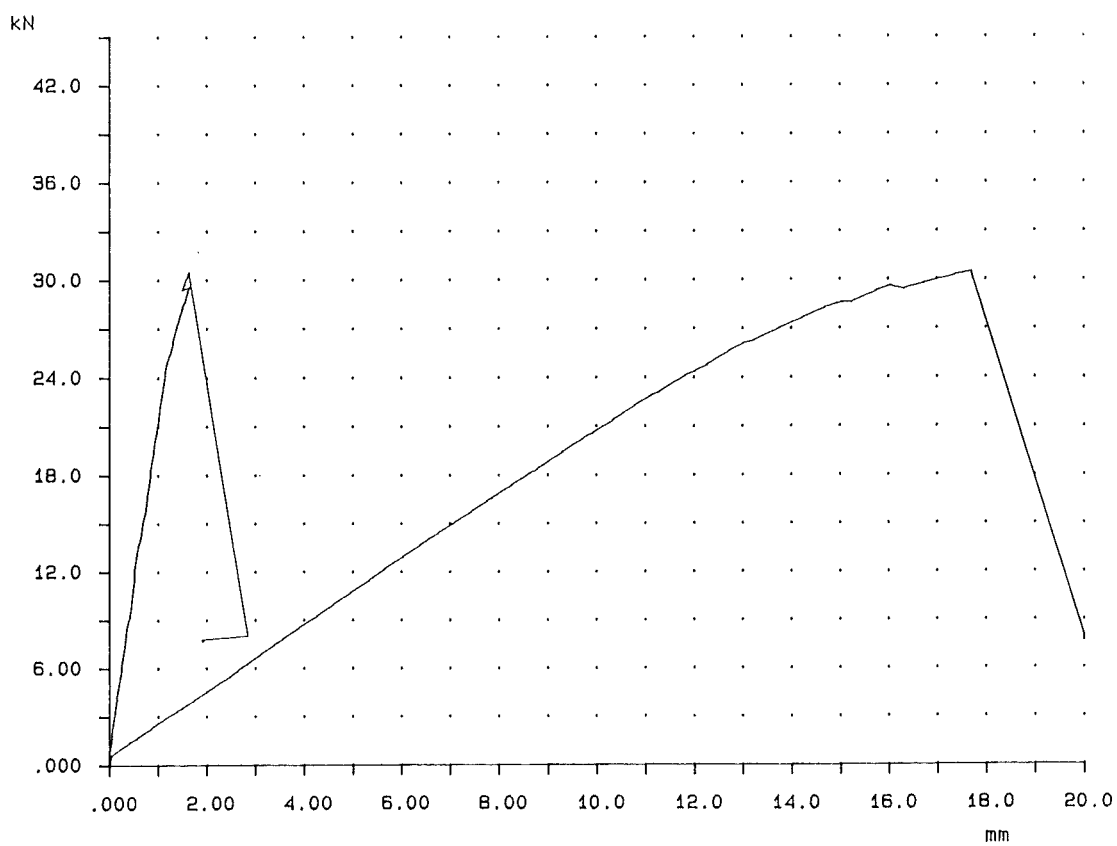
Prov 4



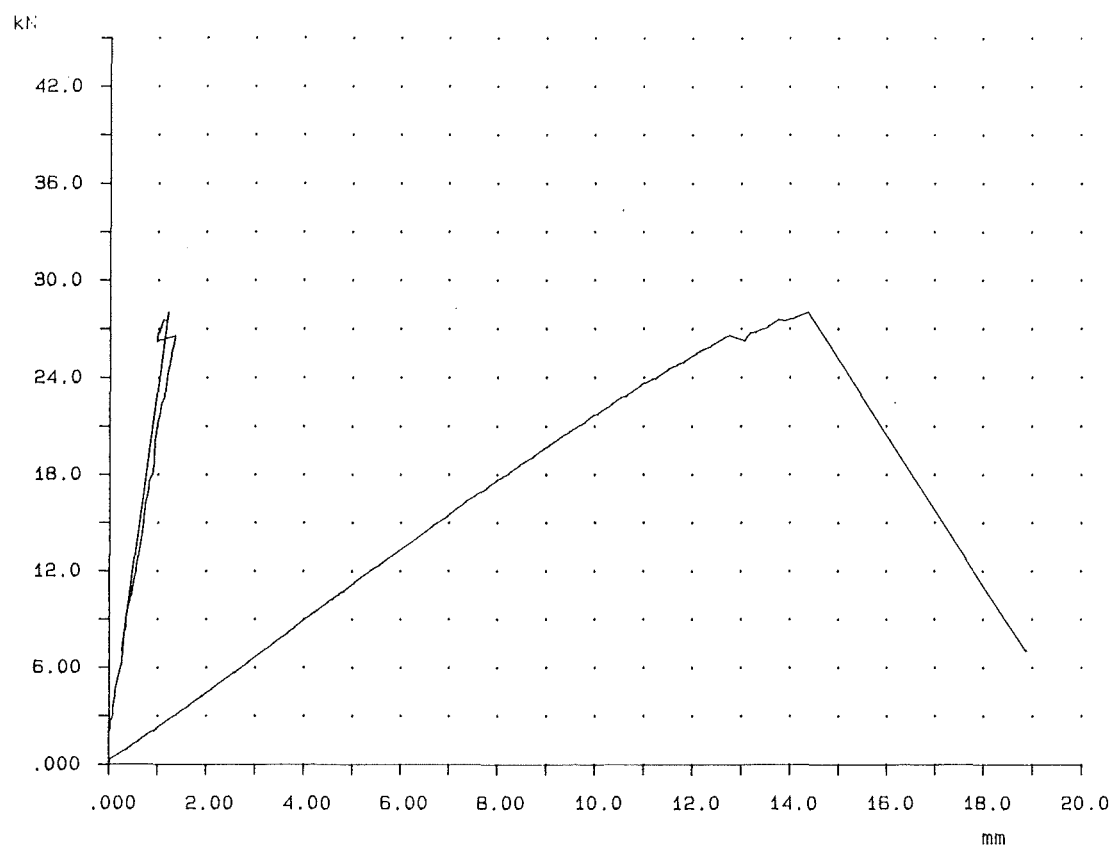
Prov 5



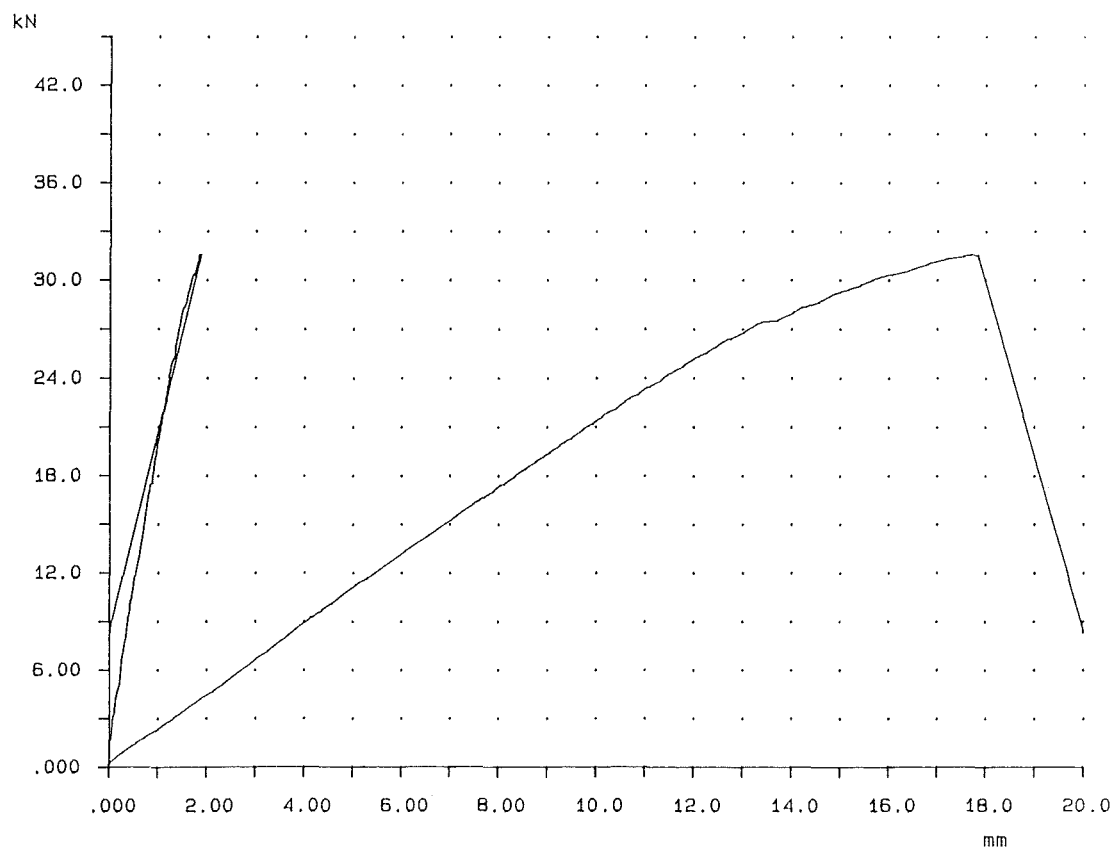
Prov 6



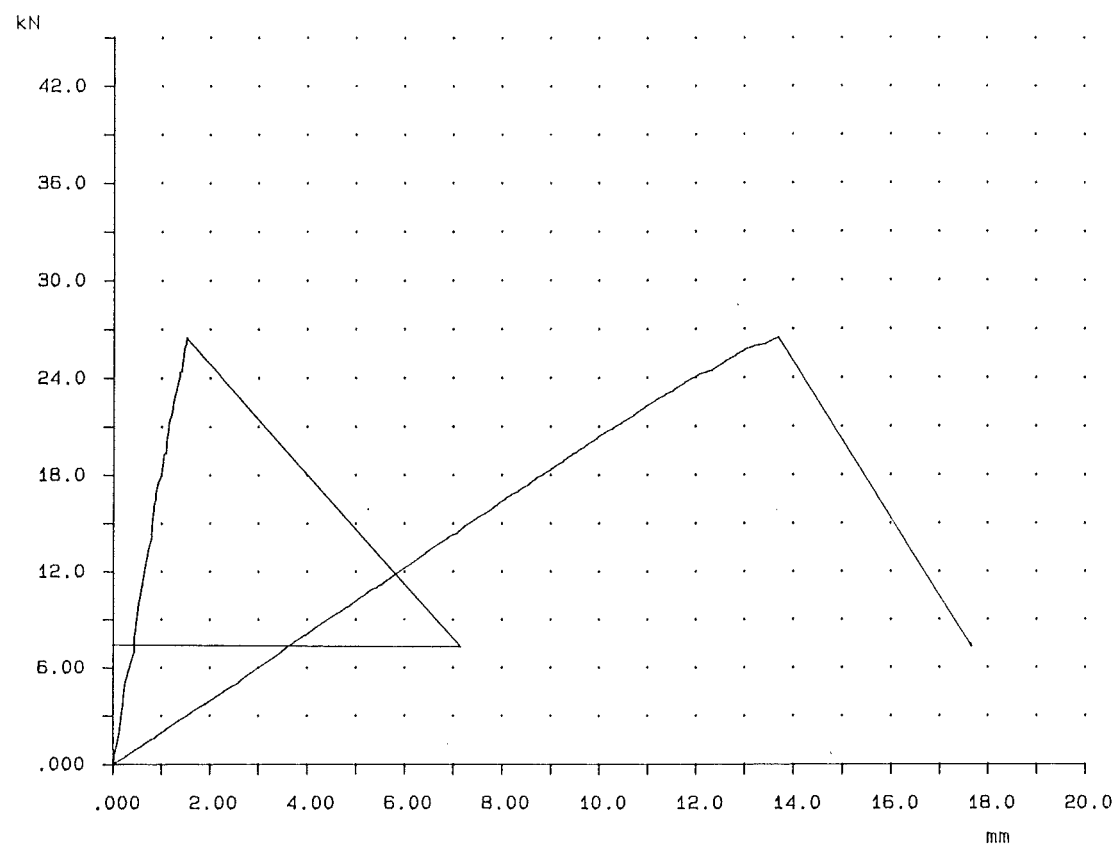
Prov 7



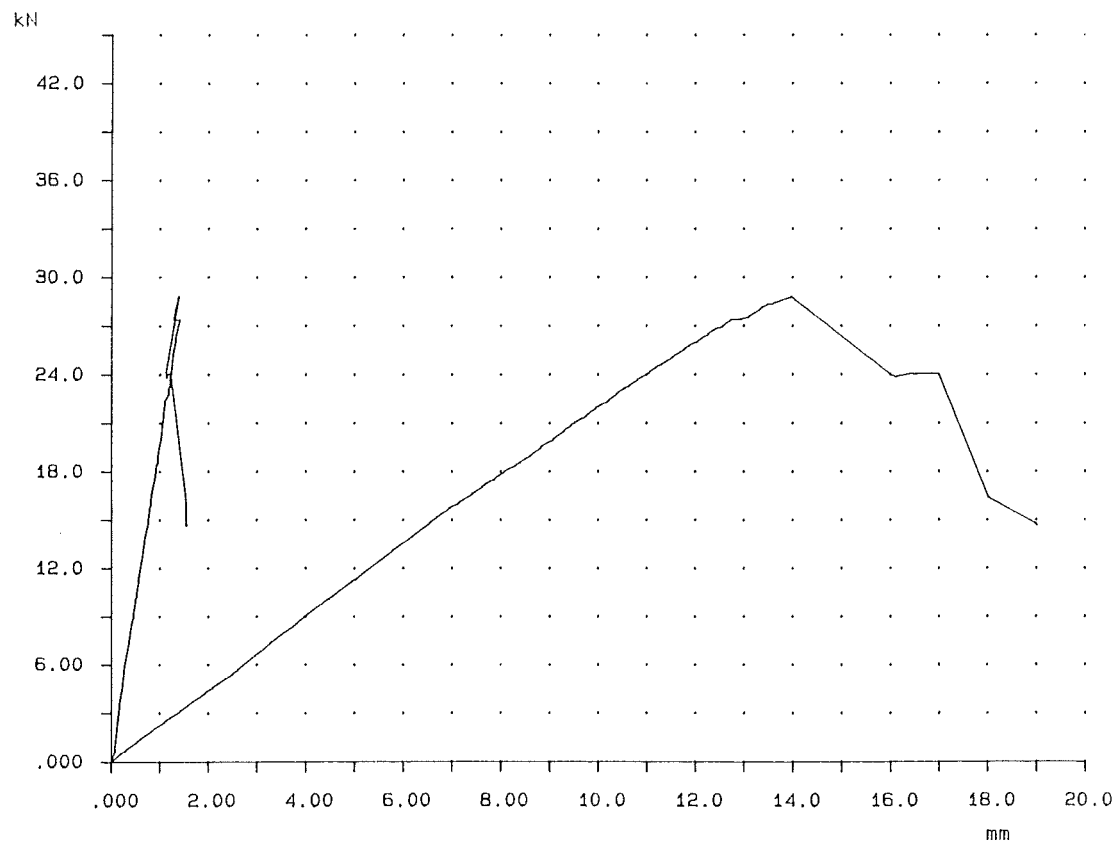
Prov 8



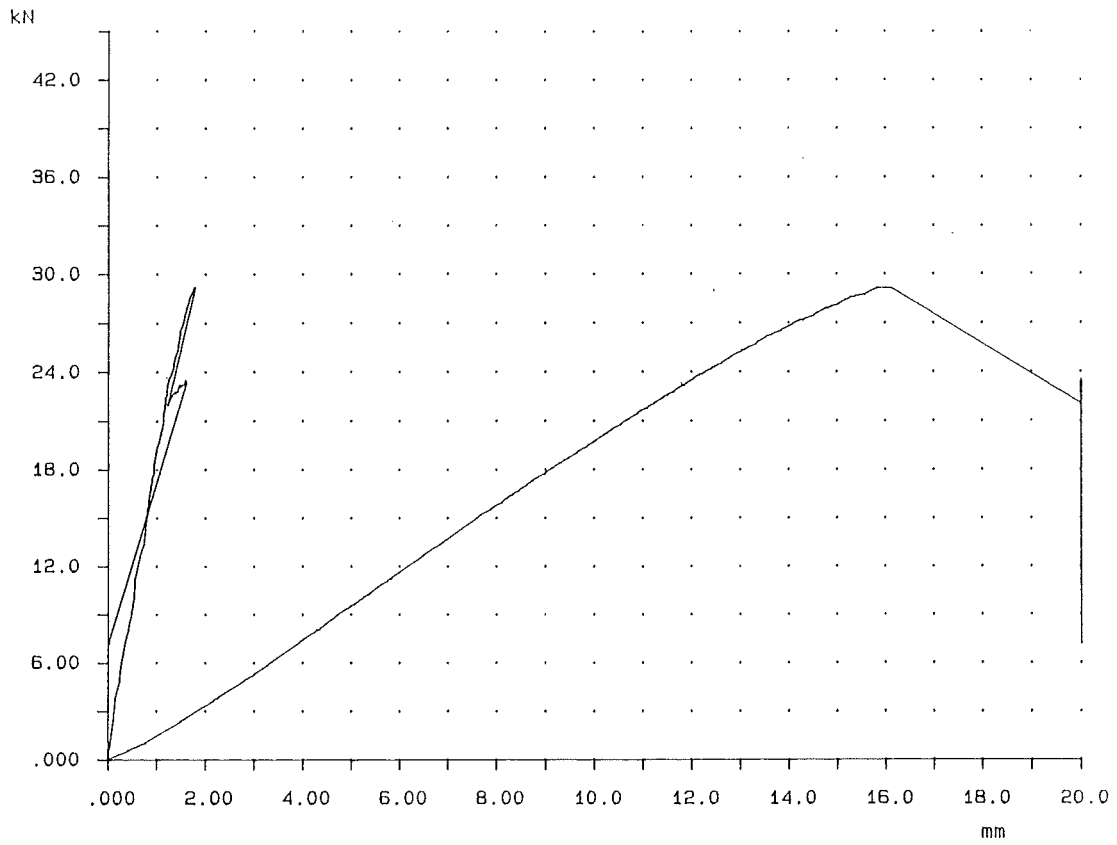
Prov 9



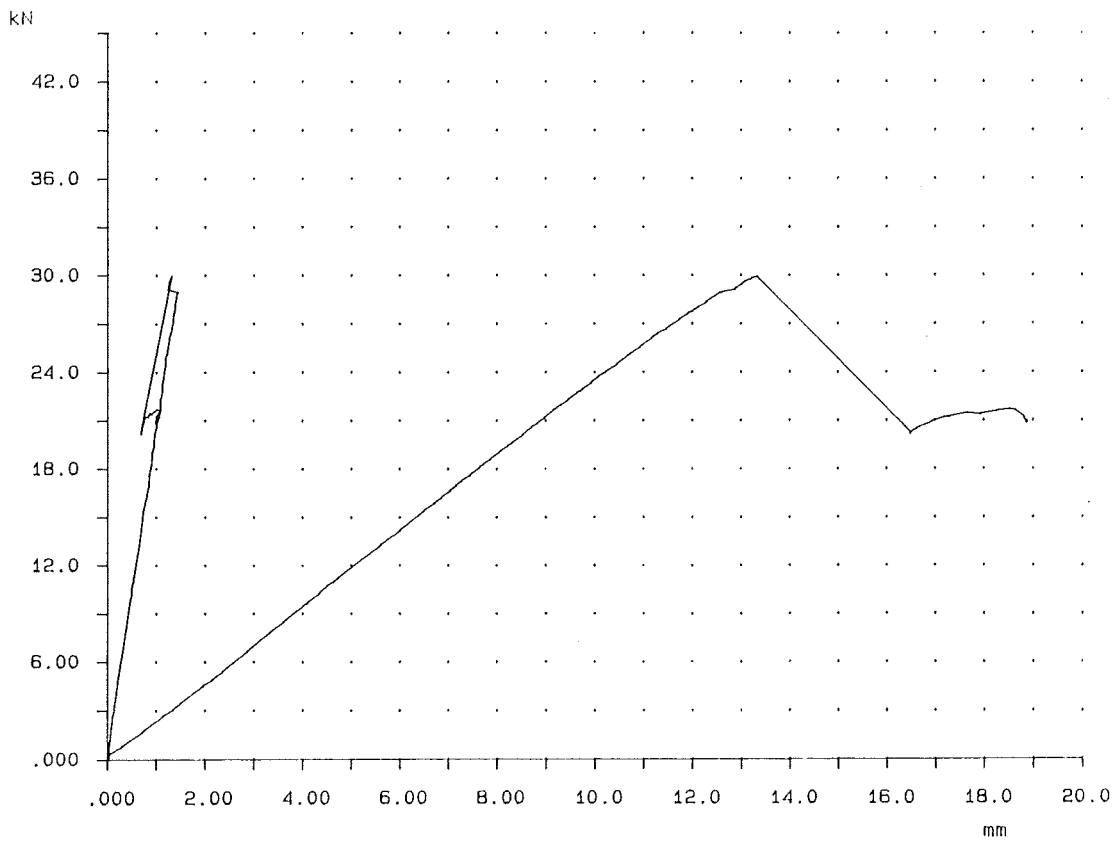
Prov 10



Prov 11



Prov 12



BILAGA 5

LIMTRÄTABELLER

Vid kostnadsberäkningen i kapitel 8 utgick vi ifrån två olika limträramar:

- * Ramar av raka limträbalkar med hörn av spikade plywoodplattor.
- * Limträramar där balk och pelare smalnar av motnock respektive fot. Fingerskarvat hörn.

Dimensionerna hos limträ som använts vid beräkningen framgår av följande tabeller.

RAMAR MED RAKA LIMTRÄBALKAR
SNÖZON 1 - RAMAVSTÅND 4 METER

Spännvidd m	Dimension- limträ
10	66x450
12	56x450
14	78x540
16	78x585
18	78x675
20	78x720
22	78x765
24	78x810
26	78x855

LIMTRÄRAMAR MED FINGERSKARVADE HÖRN
SNÖZON 1 - RAMAVSTÅND 4 METER

Spännvidd m	Dimension- ramhörn	Dimension- pelarfot	Dimension- nock
10	66x630	66x270	66x270
16	90x810	90x270	90x270
18	90x900	90x270	90x270
22	90x990	90x315	90x270
26	115x1035	115x315	115x270