



Det här verket har digitaliserats vid Göteborgs universitetsbibliotek och är fritt att använda. Alla tryckta texter är OCR-tolkade till maskinläsbar text. Det betyder att du kan söka och kopiera texten från dokumentet. Vissa äldre dokument med dåligt tryck kan vara svåra att OCR-tolka korrekt vilket medför att den OCR-tolkade texten kan innehålla fel och därför bör man visuellt jämföra med verkets bilder för att avgöra vad som är riktigt.

This work has been digitized at Gothenburg University Library and is free to use. All printed texts have been OCR-processed and converted to machine readable text. This means that you can search and copy text from the document. Some early printed books are hard to OCR-process correctly and the text may contain errors, so one should always visually compare it with the images to determine what is correct.



**Rapport**

**R35:1990**

# **HB-balken**

**Projektering, beräkning, provning och  
tillverkning**

**Hilding Brosenius**

V-HUSETS BIBLIOTEK, LTH



15000

400135440

# **Byggforskningsrådet**

R35:1990

HB-BALKEN

Projektering, beräkning, provning och tillverkning

Hilding Brosenius

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag  
861079-8 från Statens råd för byggnadsforskning  
till Hilding Brosenius, Stockholm

## Referat

Föreliggande skrift utgör en relativt fullständig beskrivning av projektering, beräkning, provning och tillverkning av ett system för bärande träkonstruktioner, som utvecklats främst under 1940—50-talen under benämningen "HB-Balks-systemet" (the HB-Beam-System), kortare "HB-Balken".

Basen för systemet är en I-sektion av trä med liv av två lag varandra diagonalt korsande bräder och till detta liv med spikning anslutna flänsar av inbördes hoplimmade och längdskarvade bräder. Genom ett antal på sin tid patenterade (men nu helt fria) specialanordningar har denna baskonstruktion med raka eller i vinkel förenade balkar kunnat med enkel tillverkningsteknik användas för bärverk med stora spännvidder, särskilt som tre- eller tvåledsramar.

Till grund för systemets hållfasthetsberäkning har bl a legat omfattande provningar och undersökningar. Skriften syftar främst att ställa erfarenheternas härifrån mera allmänt till teknikernas förfogande — enkelt uttryckt genom att utgöra en "handbok", som beskriver systemets teoretiska grunder och på dessa och på provningsresultaten baserade olika hållfasthetsberäkningar vid systemet. Utöver direkta beräkningsanvisningar avser skriften att ge konstruktören exempel på olika utföringsformer av systemet och att informera om de olika konstruktiva erfarenheter, som framkommit under systemets utveckling.

En mycket specifik men tekniskt förvånansvärt framgångsrik tillämpning av systemet gäller större träfartyg, där det bedömts angeläget att överföra kunskapen om denna teknik till framtiden, för när i hög grad hindrad av på området starkt traditionsbundet tänkande.

I Byggeforskningsrådets rapportserie redovisar forskaren sitt anslagsprojekt. Publiceringen innebär inte att rådet tagit ställning till åsikter, slutsatser och resultat.

Denna skrift är tryckt på miljövänligt, oblekt papper.

R35:1990

ISBN 91-540-5183-5

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

**gotab** Stockholm 1990

## Introduktion och förord

Under framförallt åren 1939 - 1945 men med viss fortsättning decenniet därefter utvecklade författaren till föreliggande skrift under sin dåvarande verksamhet vid HSB:s Riksförbund ett system för bärande träkonstruktioner, som blivit känt under namnet "HB-balks-systemet" (the "HB-Beam-System") eller kortare helt enkelt "HB-Balken". Systemet har kommit att på licens användas i sammanlagt 15 länder från Saudi-Arabien i öster till USA/Canada i väster för bärande konstruktioner av mycket skilda slag (hangarer, sporthallar, industribyggnader, brokonstruktioner, större träfartyg m.m.).

I samband med utvecklandet av detta system har genomförts en ganska omfattande forskningsverksamhet, till större delen utförd vid en för HB-balks-provningarna uppförd provningsanläggning vid HSB:s träindustri i Uddevalla. Systemets huvuddrag har av författaren beskrivits i ett antal kortare tidskriftsartiklar, i broschyrer m.m., men någon sammanfattande beskrivning av systemets projektering, beräkning, tillverkning och provning har aldrig publicerats. Visserligen har instruktioner på olika språk utarbetats till exklusiv tjänst för licenstagare för systemet i skilda länder, men de beskriver inte systemet på sådant sätt, att man enbart med hjälp av sådana instruktioner kan utöva systemet. De har normalt alltid kompletterats med muntliga informationer.

Systemets grundläggande principer är visserligen också publicerade genom att ett stort antal av mina patent (svenska och utländska) både offentliggjorts och efter patenttidens utgång blivit allmän egendom, men inte heller patentskrifterna är lämpade som "lärobok" i systemets praktiska tillämpning.

Under årens lopp har författaren erhållit ett stort antal brev eller muntliga förfrågningar, särskilt från tekniker utomlands, efter en användbar och väl förståelig handbok för utnyttjande av systemet. Ett ytterligare önskemål har visat sig vara, att många större byggnader med tiden önskats förändrade, och att man då varit i behov av anvisningar för hållfasthetsberäkning av både befintliga bärverk och nya ombygg-

nader. Det är främst på grund av sådana framställningar som föreliggande skrift nu sent omsider kommit till. Omständigheterna vid dess sentida tillkomst är emellertid sådana, att de nog kräver en förklarande kommentar.

Tyvärr har jag hittills alltid måst svara negativt på förfrågningarna om en "handbok" och måst svara, att det inte funnits någon sådan handbok tillgänglig och att jag "för tillfället" inte haft tid att utarbeta någon sådan. Orsaken härtill är i sin tur att jag på sin tid gjorde - som jag senare insåg - ett fundamentalt misstag i valet av fortsatt arbets- och forskningsinriktning. Jag tror att det misstaget också kräver en förklaring.

År 1958 tillträdde jag professuren i byggnadsteknik vid Kungl. Tekniska Högskolan, KTH, i Stockholm. I samband med professursökandet hade en framskjuten medlem av KTH:s styrelse gjort ett bestämt uttalande, att bärande träkonstruktioner (eller träkonstruktioner överhuvudtaget) inte egentligen tillhörde ämnet byggnadsteknik utan i stället borde tillhöra en tilltänkt professur vid KTH i träkonstruktionsteknik. Någon sådan professur kom dock aldrig tillstånd och finns fortfarande inte vid KTH. (Vilket jag fortfarande finner vara beklagligt i ett på träområdet så framskjutet land som Sverige).

Jag tog dock ett starkt intryck - alltför starkt - av det nämnda uttalandet och beslöt att inrikta min egen fortsatta personliga forskning på ett annat av mina intresseområden, isoleringsfrågor och värmeekonomi vid småhus. Via isoleringsfrågor kom jag den vägen alltmera in på VVS-tekniska frågor, som egentligen låg utanför min egen grundläggande utbildning. Området svällde oavbrutet och tog alltmera av min tid - f.n. har jag gjort mig skyldig till ett antal av 24 svenska och något 10-tal amerikanska patent på området. I USA har det på helt och hållet amerikanskt initiativ och bekostnad bildats ett särskilt organ, benämnt "TEKRAM", för nyttiggörande och utveckling av dessa patent. De ha främst blivit inriktade på energibesparing, särskilt genom oljebesparing, genom tillämpning av en del nya principer och nya tekniska anordningar. En genomgående princip har varit utnyttjande av

vattenackumulator-system för effektiviserat utnyttjande av olika tillgängliga energiformer. Utvecklandet härav har tagit mycken tid både i den svenska och amerikanska verksamheten.

Patenten hade just börjat utnyttjas industriellt då det plötsliga oljeprisfallet praktiskt taget över en natt gjorde såväl forskningsresultaten som patenten ointressanta. (Ackumulatorsystemen synes dock helt nyligen åter ha fått ökat intresse).

De här ovan nämnda verksamheterna plus ett omfattande läroboksförfattande och en del andra sammanhörande verksamheter, som ohjälpligt upptagit min tid, är anledningen till att jag först nu vid 82-85 års ålder - skriften har inkl. viss kompletterande forskning tagit nära tre år - äntligen fått tid att nedskryva mina erfarenheter om det s.k. HB-balks-systemet. Delar av systemet ingår numera som komponenter i traditionell träkonstruktionsteknik, men för en mera sammanhängande användning saknas f.n. företrädare i Sverige, delvis på grund av brist på detaljerad information om systemet.

Med facit i handen har jag funnit det beklagligt att jag av ovannämnda skäl kom att i min fortsatta forskning överge träkonstruktionsområdet. Genom de uppdrag jag under min tid vid HSB erhållit i tjänsten hade jag nämligen nästan till skänks fått en ganska unik industriell erfarenhet på det trätekniska området i nästan hela dess bredd (i beklaglig motsats till VVS- och energiområdet, där jag inte haft någon industriell erfarenhet alls). Jag hade projekterat HSB:s tre nya träindustrier (en snickerifabrik och två trähusfabriker) och till stor del ansvarat för deras byggande och konstruktions-system. Den vägen kom jag in på att ganska ingående syssla med småhusen av trä och deras speciella teknik. På snickeriområdet kom jag att arbeta med grundläggande frågor betr. både dörr- och fönsterkonstruktioner. Inom alla nämnda områden råkade jag göra patentbeviljade uppfinningar - på dörrområdet en helt grundläggande sådan.

Ingen av dessa erfarenheter har jag i nämnvärd mån kunnat utnyttja vid min ändrade forskningsinriktning.

När jag nu efter ett 30-tal år genom föreliggande skrift

Återgår till min tidigare specialitet, träkonstruktionstekniken, är det naturligtvis en klar nackdel att nedtecknandet av en sammanfattande redogörelse för HB-balkssystemet och dess beräkningsmetoder sker så lång tid efter det att jag aktivt arbetat med dess tillämpningar. Min framställning är visserligen delvis baserad på ett omfattande - men tyvärr alltför ofullständigt - arkivmaterial, men mycket av innehållet är ändå baserat på minnesuppgifter eller - betr. beräkningar - på ånyo härledda ekvationer och formler. Därigenom saknas kanske en hel del erfarenheter och fakta, som kunde ha varit önskvärda. Jag hoppas dock att jag lyckats få med väsentligheterna av de erfarenheter och beräkningsmetoder, som ligger bakom systemet.

En ledande synpunkt för framställningen har varit att beskrivningen skall vara så pass fullständig och lättfattlig, att den möjliggör utövandet av systemet även för tekniker (t.ex. i U-land) utan avancerad utbildning. Jag har därför försökt hålla framställningen på ungefär den tekniska nivå som jag använt i mina läroböcker i byggnadsteknik för gymnasieingenjörer. Ytterligare styrande synpunkter se sid. 182.

En väsentlig strävan har också varit att belysa olika detaljerfarenheter betr. träkonstruktionsteknik i allmänhet som vunnits vid systemets tillämpning men som för den skull inte nödvändigtvis är begränsad till HB-balkar.

Framställningen syftar å andra sidan inte till att ge instruktion för industriell tillverkning i höglöneländer, där mera automatiskt serietillverkade bärverkssystem kan vara mera ekonomiska. Där är numera limträbalkar och liknande system ofta en bättre lösning. För mera enstaka objekt och inom områden där förutsättningar saknas för industriell produktion av limträbalkar eller andra industriellt tillverkade bärande konstruktioner kan däremot den enkla och föga resurskrävande tillverkningsmetodiken vid HB-balkar många gånger vara ett förmånligare alternativ.

I ett avslutande kapitel har i form av tillämpningsexempel samlats det mesta som behövs för att rent "mekaniskt" tillämpa systemet men med möjlighet att utnyttja den mera



fullständiga delen av beskrivningen.

En bland många nackdelar av att den nuvarande beskrivningen tillkommit så långt efter den ursprungliga tillkomsten av HB-balkssystemet är den, att helt nya måttenheter och delvis nya beräkningsmetoder numera gäller. För träkonstruktioner har t.ex. relativt nyligen införts den i vissa avseenden ganska annorlunda partialkoefficientmetoden. Tabeller, ritningar, figurer, diagram, beräkningar etc. i skriften är emellertid baserade på dåvarande enheter och beräkningsmetoder. En "översättning" av allt detta material till nutida enheter etc. skulle kräva ändring av tusentals sifferuppgifter. Det har då syntts enklare att vid behov utföra eventuell "översättning" i motsatt riktning. En redogörelse för gamla och nya enheter och omvandlingsfaktorer mellan dem har därför tillfogats sist i skriften. Jag tror dock att de använda "gamla" enheterna är väl begripliga och tillämpliga för de flesta tekniker.

Det har varit författarens strävan att beskriva konstruktion, beräkning och framställning av HB-balkarna så pass fullständigt och ändå lättfattligt, att de skall kunna utföras utan annan handledning än föreliggande skrift. Självfallet kan förf. fördenskull inte påta sig något ekonomiskt ansvar för utförandet och måste alltså härmed fränsäga sig allt ekonomiskt eller annat ansvar för eventuella fel eller brister i skriften.

Enligt de "gamla" beräkningsnormerna och reglerna har emellertid tusentals byggnader enligt systemet och med stora spännvidder uppförts i olika delar av världen, och de har nu fungerat väl i många år, de tidigare byggda i upptill 50 år.

Parallellt med denna skrift avser enligt uppgift Byggnadsforskningsrådets förlag att utge en ny upplaga av förf:s skrift "Uppfinnarminnen", envist initierad av VD för läroboksförlaget Härnöförlaget AB, byggtekniklektorn och civilingenjören Jan Våpmark. Den berättar i populär form om tillkomsten av bl.a. HB-balkssystemet, om HB-avdelningen för konstruktion och försäljning av systemet, om mina medarbetare i denna avdelning, om exploateringsresor till olika länder m.m. Den kompletterar i vissa avseenden föreliggande skrift.

Hilding Brosenius  
Tekn. dr h.c.



# Innehållsförteckning

sid

<b>I</b>	<b>Inledande översikt.....</b>	<b>3</b>
<b>II</b>	<b>Teknisk beskrivning av de speciella HB-balks anordningarna och skälen för deras utformning.....</b>	<b>6</b>
	A. Grundkonstruktionens utformning.....	6
	B. Balkflänsarnas utformning.....	12
	C. Balklivets utformning.....	19
	D. "HB-balks-hörnet", förbindning i vinkel av HB-balks-element.....	25
<b>III</b>	<b>Systemval och utföringsexempel vid HB-balkskonstruktioner.....</b>	<b>30</b>
	A. Fritt upplagda och kontinuerliga balkar.....	30
	B. Tvåledsramar.....	35
	C. Treledsramar (treledsbågar).....	42
	D. Sammansatta bärverk.....	51
	E. Diverse konstruktioner.....	55
<b>IV</b>	<b>Hållfasthetsberäkning och dimensionering av HB-balkarnas grundkonstruktioner.....</b>	<b>57</b>
	A. Allmänna grunder.....	57
	B. Dimensionering av HB-balkens flänsar.....	58
	B 1. Dimensionering av dragna HB-balks-flänsar.....	60
	B 2. Dimensionering av tryckta HB-balks-flänsar.....	62
	2a. Bestämning av tillåten knäckpåkning.....	62
	2b. Bestämning av knäcklängder.....	75
	2c. Beräkning av HB-balksflänsar med variabelt tryck.....	76
	2d. Beräkning av tryckfläns med gångjärnslagrad dragfläns.....	77
	2e. Knäckavstyvningar.....	81
	C. Dimensionering av HB-balkens liv.....	84
	C 1. Allmänna beräkningsmetoder.....	84
	C 2. Beräkning av balklivets knäcksäkerhet.....	88
	Diagram för beräkning av livavstyvningar.....	97
	D. Dimensionering av balkflänsarnas spikning.....	101
	D 1. Allmänna beräkningsmetoder.....	101
	D 2. Spikning mellan flänsar och livbräder.....	102
	D 3. Tillåtna spikkrafter för flänsspikar.....	103
	D 4. Beräkning av spikningen vid skadade skarvar.....	106
	D 5. Spikplacering.....	107
	Spikbeteckning på ritningar.....	110
	Tillåten last på räfflad trådspik enligt byggnorm .....	111
	D 6. Minimispikning.....	112
	E. Dimensionering av "HB-balks-hörnet".....	113
	E 1. Bestämning av hörnkonstruktionen påverkande böjnings- och normalkrafter.....	113
	E 2. Beräkning av stångkrafterna i hörnet.....	114
	E 3. Dimensionering av livbräderna i hörnet.....	119
	E 4. Beräkning av spikningen i hörnet.....	124

<b>V</b>	<b>Hållfasthetsberäkning av speciella HB-balksdetaljer.....</b>	<b>125</b>
	A. Upplagsvertikalers och livavstyvningars spikning.....	125
	B. Beräkning av HB-balkars skarvning.....	126
	B 1.Skarvning med utanpåliggande skarvstycken.....	127
	B 2.Skarvning med trappstegsskarvar.....	128
	B 3.Skarvning av balkliv.....	133
	B 4.Stumskarvar med plåtmellanlägg.....	133
	C. Ledanordningar.....	134
	D. Dragbandsinfästningar.....	136
	E. Traverskonsoler.....	137
<b>VI</b>	<b>Provningar och provningsresultat; provningsanordningar.....</b>	<b>139</b>
	A. Provning av HB-balksflänsars knäckhållfasthet.....	142
	A 1. Knäcklastberäkning på basis av E. I-mätning.....	143
	A 2. Knäcklastbestämning genom direkta tryckprov.....	147
	A 3.Redovisning av provningsresultaten.....	151
	A 4.Provning av tryckflänsar vid styrd dragfläns.....	161
	A 5.Provning av knäckavstyvningar åverkande krafter.....	166
	B. Provning av spikförband vid HB-balkar.....	168
	C. Provning av "HB-balks-hörnet".....	176
	D. Provning av kompletta HB-balkar.....	178
<b>VII</b>	<b>Speciella hållfasthetsproblem vid stora hallbyggnader.....</b>	<b>183</b>
	A. Balksystemens allmänna anordning.....	184
	B. Sekundärbalkarnas stabilitetsfrågor.....	189
	C. Huvudbalkarnas stabilitetsfrågor.....	190
	D. Vindförband.....	193
	E. Sandöbroställningsraset - en teori.....	195
	F. Temperatur- och krympspänningar vid träkonstruktioner.....	196
<b>VIII</b>	<b>Tillverkningsfrågor vid HB-balkssystemet.....</b>	<b>198</b>
	A. Tillverkning med handverktyg på fältet.....	198
	Flänslimningens allmänna egenskaper.....	203
	B. Fabriksmässig tillverkning av HB-balkar.....	208
<b>IX</b>	<b>HB-balkssystemets tillämpning på brobyggande.....</b>	<b>213</b>
	Brobalksberäkningstabell.....	216

<b>X</b>	<b>HB-balkssystemets tillämpning på träbåtsbyggande.....</b>	<b>221</b>
	A. Principskillnader mellan konventionellt träbåtsbyggeri och HB-balks-systemets.....	222
	B. HB-balkssystemets tillämpning på stora pråmar.....	223
	C. HB-balkssystemets tillämpning på oceangående fartyg.....	226
	D. Erfarenheter av HB-balkssystemet för träfartyg.....	231
	E. Systemets lämplighet för industriell tillverkning.....	233
<b>XI</b>	<b>Omvandlingsfaktorer mellan äldre hållfasthets- enheter och nyare samt omvänt.....</b>	<b>236</b>
<b>XII</b>	<b>HB-balksregler jämförda med bestämmelser i senare årgångar av Svensk Byggnorm.....</b>	<b>238</b>
<b>XIII</b>	<b>Koncentrerad instruktion för beräkning och dimen- sionering av HB-balkssystem (delvis med hänvisning till den utförligare beskrivningen i avsnitten I – VII) .....</b>	<b>240</b>
<b>XIV</b>	<b>Erfarenheter från HB-balksbyggnader från en 50-årsperiod.....</b>	<b>261</b>
<b>XV</b>	<b>Litteratur .....</b>	<b>264</b>



## I. Inledande översikt

Föreliggande skrift avser att utgöra en beskrivning av de kunskaps- och erfarenhetsfakta, som ligger till grund för framställning av bärande konstruktionssystem av trämaterial enligt det s.k. HB-balks-systemet ("the HB-Beam-System").

I mycket kort sammanfattning utgöres HB-balks-systemet av ett sätt att sammanfoga bräder av standardlängder (ca 4 meter) och 1" tjocklek (22 resp. 25 mm) med huvudsakligen spik till bärande balksystem, som möjliggör överbryggande också av större spännvidder. Till grund för systemet ligger därvid ett antal principanordningar, av vilka flertalet patentsökts och patentbeviljats i såväl Sverige som ett större antal andra länder. De viktigaste av dessa principanordningar är följande:

1) En grundkonstruktion, som schematiskt visas i ritningsfiguren Fig. 1 (del av en HB-balk) och i fotot Fig. 2 (utvisande provbelastning av den allra första HB-balken med cementsäckar). Grundkonstruktionen avser en träbalk, som har ett balkliv av två lager av diagonalt korsande tätt intill var-

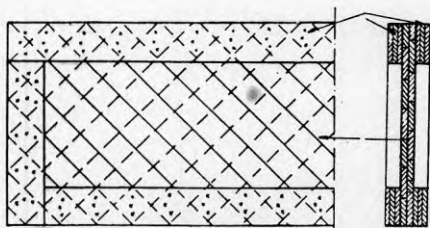


Fig. 1. Elevation och sektion av HB-balk Fig. 2. Första HB-balken provas

andra anbragta 1"-bräder (i hyvlat virke 22 mm tjocka, i ohyvlat 25 mm). Till det balklivet är vid bägge långskanter med spikning anslutna flänsar, som kan bestå av massiva träreglar

eller, som visas i Fig. 1, oftast av "paket" av tre eller flera lag 1"-bräder - i regel inbördes sammanlimmade och med bräderna parallella med livet. Vid balkändarna finns med spikning anslutna vertikalt anordnade upplagsreglar av ungefär samma utförande som de långsgående flänsreglarna, se Fig. 1-2. Det bör observeras att alla förband mellan flänsar och liv och mellan upplagsreglar och liv enbart utföres med spikning. Limning förekommer endast vid "flänspaket" och då enbart mellan 1"-bräderna inbördes.

(Vid tiden för HB-balkens introduktion användes för virkestjocklekar eller -bredder dimensionsmättet "tum" ("), och det mättet användes fortfarande i många anglosaxiska länder. Det skenbart "gammalmodiga" tum-mättet är vid beskrivningen av många HB-balks-konstruktioner betydligt kortare och bekvämare än millimetermåttet och kommer därför - trots "gammalmodigheten" - att konsekvent användas betr. virkestjocklekar och flänsvirkesbredder i denna skrift. Ett och samma "tum-mått" täcker både hyvlat och ohyvlat virke (vilketdera framgår nästan alltid av sammanhanget), t.ex. 1" = 22 mm hyvlat eller 25 mm ohyvlat virkestjocklek och motsvarande för breddmått. En 5"-bräda är 120 mm bred vid hyvlat virke och 125 mm vid ohyvlat. Vid behov kan tum-mått enkelt "översättas" till mm enligt skalan 1" = 25 mm (ej 25,4 mm som är det mera exakta tum-mättet). Valet av "tum-mått" för HB-balksbeskrivningarna kommer förmodligen att väcka kritik, men fördelarna i form av koncentrerat framställningssätt är, som torde komma att framgå av det följande, så väsentliga, att ev. kränkning får accepteras).

2) En anordning för utförande av godtyckligt långa kraftöverförande balkflänsar, utförda av på visst sätt sammanfogade 1"-bräder. Balkflänsarna anordnas normalt två och två på ömse sidor om balklivet av korsande diagonalbräder. Varje sådan fläns består enligt principanordningen av ett antal inbördes samverkande lager av 1"-bräder. Detta antal är vanligast tre lager men kan i praktiken variera från 2 till 6 lager. De olika lagen "skarvar" i längdled de olika bräder av standardlängd (t.ex. ca 4 meter), som ingår i flänsen, och sammankopplingen mellan de olika bräderna i flänsen kan ske enbart med spikning eller genom viss kombination av spikning och limning (se även Fig. 9). Anordningen möjliggör utförande av i princip godtyckligt långa HB-balkar även utan användning av limning.

3) En anordning för "knäcksäkring" av balkliv med något större livhöjd, där vissa av de ingående diagonalställda bräderna kan utsättas för tryckkrafter och i sådant sammanhang utsättas för risk för utknäckning eller "buckling". Sådant utknäckning förhindras vid HB-balkarnas 2x1" liv med hjälp av på visst



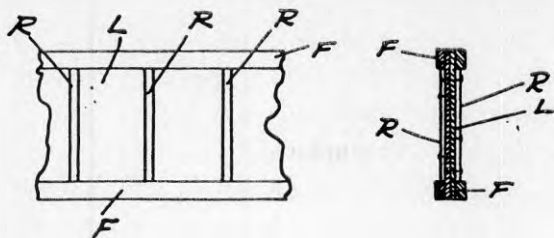


Fig. 3. Avstyvningsreglar för HB-balksliv enligt sv. patentet 124 866

förenade och samverkande, och som normalt sträcker sig mellan balkflänsarna och ungefär vinkelrätt mot dem. Några exempel på sådana "knäckavstyvningar" framgår av flera utföringsbilder i fortsättningen (synliga som "randiga" balkliv) men också av patentfiguren i Fig. 3.

4) En anordning för förbindande av två "raka" HB-balks-element i vinkel med varandra, "HB-balks-hörnet". Det visas

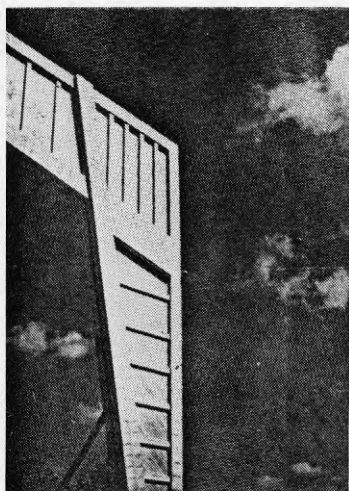


Fig. 4. "HB-balks-hörnet"

schematiskt men utan närmare kommentarer i fotot i Fig. 4.

"HB-balks-hörnet" har erhållit patent i ett stort antal länder, i t.ex. Sverige som svenska patentet nr 108 235. Det kan betraktas som HB-balks-systemets viktigaste patent och har utgjort "entré-biljetten" till dess exploatering i många länder. Dess funktion, verknings sätt och beräkning kommer senare att ingående behandlas.

5) En anordning för hopskarvning på byggnadsplatsen av balkelement, som tillverkats i övrigt färdiga på fabrik. Exempelvis har hangarbyggnader utförts enligt HB-balks-systemet med i färdigt skick inte mindre än 110 meter långa huvudbalkar. Så långa balkar kan givetvis inte transporteras från fabrik till miljontals därifrån befintliga byggnadsplatser. Enligt sv. patenten 111 493 och 114 478 kan balkelement hopskarvas utan att skarven nämnvärt synes och ändå får samma styrka som oskarvade lika stora balkar.

Anordningarna enligt 1) - 5) ovan utgör HB-balks-systemets grundläggande principkonstruktioner, som regelbundet kommer till användning. Därutöver förekommer ett antal mera speciella konstruktionselement, som huvudsakligen utnyttjats vid konstruktioner av mera speciell art. Exempel på sådana har definierats i svenska patenten 106 649, 115 308, 125 021 m.fl. De kommer i fortsättningen av denna skrift att behandlas i samband med beskrivningen av de mera speciella konstruktions-system där dessa anordningar kommit till tillämpning.

## II. Teknisk beskrivning av de speciella HB-balks-anordningarna och skälen för deras utformning

### II. A. Grundkonstruktionens utformning

HB-balks-systemet började utvecklas av författaren under 1939 som ett försök att förbättra bärande träkonstruktioner för stora takspännvidder. Sådana takkonstruktioner av trämaterial utfördes vid denna tid i regel som träfackverk, där ingående stänger i knutpunkterna sammanhölls av bultar med olika typer av s.k. taggbrickor för att öka kraftöverföringsförmågan hos enbart bulten, t.ex. enligt Fig. 5.

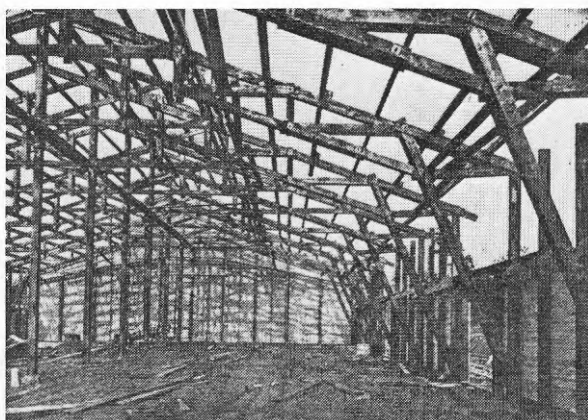


Fig. 5. Takstol av träfackverk med bultar och brickor i knutpunkterna.  
Källa: Räfblade brickor "Bufo" 1918.

Sådana takkonstruktioner var emellertid behäftade med en hel del problem. En analys av dem visade bland annat:

1) Förbindningselementen -  
- bultar och  
brickor - betingade en orimligt hög kostnad relativt fackverkens bärande huvud-

material, trävirket.

2) Arbetet på byggnadsplatsen med inpressning av taggbrickorna i trädelarna var både tidsödande och besvärligt,

3) I viss mån var detta arbete även vanskligt emedan särskilt tunnare trärelement (trästänger) ofta skadades i sådan grad vid taggbrickornas inpressning i träet, att en ned-sättning av den beräknade säkerhetsfaktorn kunde befaras

4) Beräkning och dimensionering av träfackverk är ganska tidsödande eftersom de måste utformas individuellt för varje speciell takkonstruktion och inte kan standardiseras.

5) Härtill kan tilläggas utseendemässiga synpunkter: ett större antal träfackverk som takstolar över t.ex. en fabrikslokal gör gärna, särskilt sedda i "sned" riktning, ett oordnat intryck av "vedhög" av en mängd i alla riktningar gående trästänger. (Jämför Fig. 5).

Mot bakgrunden av dessa erfarenheter började författaren överväga möjligheten att använda spik i stället för bult och brickor som förbindningselement. Spik betraktades ännu vid denna tid i vida kretsar som ett relativt bultar mera sekunda förbindningsmaterial, som mest var lämpat för icke bärande träkonstruktioner. Spikade förbindningar även för bärande konstruktioner hade emellertid börjat användas för ej permanenta konstruktioner t.ex. som en del ställningsbyggnader - mest känd i sammanhanget har senare blivit den bekanta bågställningen för Sandö-bron i Norrland. Denna utfördes som ett slags spikat gallerfackverk men störtade samman i slutskedet av den betonggjutning som uppbars av bågställningen - en olycka som kostade 20 man livet.

Vid försöken att i träfackverk använda spik i stället för bult i knutpunktsförbindningarna visade det sig - naturligt nog - att knutpunkterna vid rimligt utnyttjande av träets hållfasthet inte erbjöd tillräcklig plats för nödigt antal spikar. Den närmast tillhands liggande lösningen att reducera denna svårighet var att ersätta det vanliga av enkla trianglar uppbyggda fackverket med ett flerdelat gallerfackverk utfört av

bredare men relativt tunna livstänger. Härigenom ökades tillgänglig knutpunktsarea väsentligt relativt det vanliga triangelfackverket,

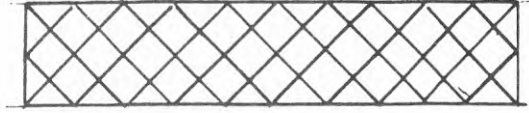


Fig. 6. Flerdelat diagonalgallerverk

En ytterligare utveckling av denna tankegång ledde till att låta gallerverksstängerna ytterligare växa på bredden och till antalet och minska i tjocklek ända tills att de övergick i två lag sammanhängande av relativt tunna bräder utförda diagonalpaneler. Ur spikförbandssynpunkt erhöles då en kontinuerlig kontaktyta mellan livstänger och ramstänger med maximal plats för anbringande av spik för upptagande av krafterna mellan ram- och livstänger på sätt redan visats i Fig. 1.

Den så beskrivna enkla grundkonstruktionen med bultat fackverk ersatt av träbalk med liv av korsande diagonalbräder, som med spikning anslutits till balkens flänsar, visade sig så småningom skenbart vara känd redan innan jag 1939 fick idén till sådana balkar - i och för sig knappast överraskande. Man kunde tycka att den i nyssnämnda Fig. 1-2 visade utföringsformen vore i sin enkelhet så självklar, att den redan tidigt borde ha allmänt tillämpats.

En närmare analys visar emellertid att HB-balkarnas grundprincip inte tidigare varit känd. Känt sedan 1938 har visserligen varit balkar med liv av korsande diagonalpaneler och till livet spikade flänsar, men däremot har det inte varit känt att sammansätta balkens delar på det sätt som skett vid HB-balken, och som varit grunden till HB-balkens ekonomi, flexibilitet och lämplighet för industriell tillverkning. Karakteristiskt för detta sätt är bland annat att flänsarna är utförda enbart av med livet parallella brädsnitt, och att dessa är fästade vid balklivet med spikar, som vinkelrätt mot flänsar och liv slås från yttersidorna av flänsarna tvärs genom flänsar och liv och in i motsatta flänsar. Detta sätt, som skiljer sig från de 1938 kända balkarna, har visat sig avgörande för just ekonomi, flexibilitet och industriellt framställningssätt.

Medan HB-balks-systemet kommit till användning i hittills 15 länder från Saudi-Arabien i öster till San Francisco i USA i väster har de före 1939 (nämligen 1938) publicerade spikade balkarna veterligen inte kommit till nämnvärd användning utanför publikationslandet Tyskland. Orsaken härtill är, som nedan skall belysas, vissa påtagliga nackdelar hos de före 1939 publicerade utföringsformerna.

En analys av dessa nackdelar har emellertid visat sig vara ytterst lärorik för förståelsen av optimal ekonomisk funktion hos spikade träbalkar.

Intressant i detta sammanhang är att publikationer i ämnet före 1939 av rent utvecklingstekniska skäl är mycket få och dessutom väsentligen inskränkta till ett enda land, Tyskland. Anledningen härtill är i sin tur att spikning som förbindningsmedel före omkring 1939 ansågs som ur säkerhetssynpunkt ej acceptabelt förband vid permanenta bärverk. Det var egentligen först genom systematiska försök av de tyska forskarna Stoy, Gaber och Grabbe med Stoy som mest kända namn som hållfasthetsegenskaperna för spikförband blev grundligt undersökta, kända och accepterade och kring 1935 publicerade. Därefter dröjde det dock några år innan de praktiska tillämpningarna på bärande träkonstruktioner närmare utformats. Det var naturligt att detta i första hand skedde genom tyska forskare eller konstruktörer och att litteratur om spikade bärverk först kom att publiceras efter 1935.

Det ledande namnet på träkonstruktionsområdet var vid denna tid tyske doktoringenjören Th. Gesteschi, vars verk "Hölzerne Dachkonstruktionen, ihre Ausbildung und Berechnung" kom att utges i många upplagor, den första 1926 och länge "träkonstruktörernas bibel". I femte upplagan 1938 av detta verk omnämnes för första gången en sammanfattning av Stoys och Gabers resultat betr. spikförbands hållfasthetsegenskaper. I samband härmed visar Gesteschi exempel på spikningens användning vid bärande träkonstruktioner.

Ur föreliggande synpunkt intressant är, att Gesteschi i sin ganska rikhaltiga exempelsamling 1938 inte visar tillämpning på en enda balk med "helt liv", endast på fackverkskonstruktioner. Det enda exempel som skenbart har någon likhet

med HB-balkens liv är en ram, som visserligen visar diagonalställda korsande livbräder, men där dessa är inbördes hoplimmade (!) och vidare infästade vid flänsarna med en form av glesa bultförband, alltså helt annorlunda än enligt HB-balkens långt mera ekonomiska grundprincip.

Den tidigaste publikationen av en spikad diagonalpanelbalk utgöres därför av två uppsatser i "Mitteilungen des Fachausschusses für Holzfragen beim Verein deutscher Ingenieure und Deutsches Forstverein", häfte 21 för 1938, nämligen en av Dr.-Ing. F. Fonrobert och en av professor

SG

VI. Tragwerke.

E. Gaber.

Die geschilderten Mängel der zweischnittigen Nagelung fallen ebenfalls bei der Verwendung von Stift- und Stabdübeln fort. Die benötigten Löcher können ohne Rücksicht auf die Brettstöße gebohrt werden, während Nägel, die in eine Fuge geraten, bei der Kraftübertragung ausscheiden. Mehrteilige Gurthölzer mit Dübelanschlüssen werden durch eine angemessene Zahl von Heftbolzen zusammengehalten, die sich im Obergurt nach der Knicklänge richten muß [33].

Der zweiteilige Aufbau des I-Trägers erschwert die Herstellung. Durch Verzicht auf die Kanthölzer und Einsatz derselben durch Bretter lassen sich zwei Vorteile erreichen: 1. auch die Gurte werden aus kürzeren Brettern statt aus den langen Kanthölzern gebildet, und 2. die Nagelung kann wieder von außen ein- und mehrschnittig ausgeführt werden, ohne daß ein Umschlagen der Spitzen nötig wird oder ein Spalten der Bretter wegen zu großer Nageldicke zu befürchten ist. Als Nachteile stellen sich der größere Bedarf an Nägeln und Nagelarbeit sowie der Umstand heraus, daß jetzt die einzelnen Teile der Gurte sich nicht voll an der Kraftübertragung beteiligen. Versuche [6f] haben ergeben, daß die Gurtbretter von innen nach außen gerechnet nur mit 80%, 60%, 40% und 20%, am Trägertmoment beteiligt sind, während die Flanschbretter mit dem arithmetischen Mittel eingesetzt werden dürfen (Abb. 86). Der Steg wird wie beim Hohlträger vernachlässigt.

Tyskar-  
na Gaber och  
Fonrobert tor-  
de vara de mest  
kända forskar-  
na från denna  
tid, som syssl-  
at med spika-  
de träbalkar.  
Ur Fonroberts  
kända skrift  
från 1940

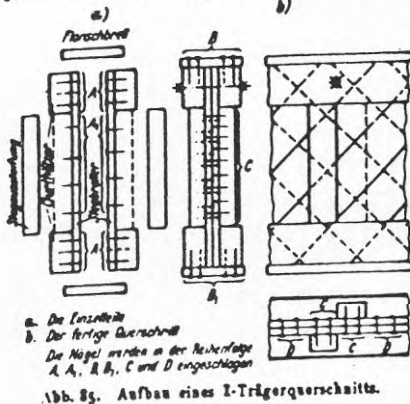


Abb. 85. Aufbau eines I-Trägerquerschnitts.

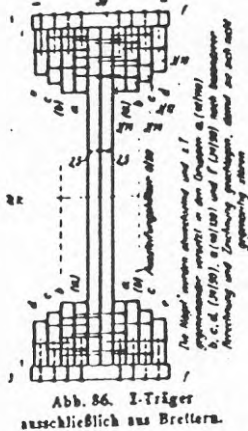


Abb. 86. I-Träger ausschließlich aus Brettern.

allem eignet sich dieser nur aus Brettern bestehende Querschnitt für Bogen-träger, bei denen zur Biegung noch eine Längskraft hinzukommt und die

lassen sich zwei Vorteile erreichen: 1. auch die Gurte werden aus kürzeren Brettern statt aus den langen Kanthölzern gebildet, und 2. die Nagelung kann wieder von außen ein- und mehrschnittig ausgeführt werden, ohne daß ein Umschlagen der Spitzen nötig wird oder ein Spalten der Bretter wegen zu großer Nageldicke zu befürchten ist. Als Nachteile stellen sich der größere Bedarf an Nägeln und Nagelarbeit sowie der Umstand heraus, daß jetzt die einzelnen Teile der Gurte sich nicht voll an der Kraftübertragung beteiligen. Versuche [6f] haben ergeben, daß die Gurtbretter von innen nach außen gerechnet nur mit 80%, 60%, 40% und 20%, am Trägertmoment beteiligt sind, während die Flanschbretter mit dem arithmetischen Mittel eingesetzt werden dürfen (Abb. 86). Der Steg wird wie beim Hohlträger vernachlässigt.

"Grundzüge des  
Holzbaues im  
Hochbau" åter-  
ges här den  
figursida, som  
visar de då  
föreslagna me-  
toderna för  
framställning  
av spikade dia-  
gonalpanelbal-  
kar, Fig. 7.  
Figursidan vi-

Fig. 7

sar dels balkar med flänsar av massiv-reglar, dels balkar med flänsar av lamellerat virke. (Det är lamellerade flänsar som helt dominerar balkutföranden enligt HB-balks-systemet).

Karakteristiskt för den av Fonrobert visade diagonalpanelbalken med flänsar av lamellerat virke (Abb. 86 i den tyska skriften) är bl.a. följande:

1) De olika lamellerna i en lamellerad fläns fastspikas vid balklivet en och en. I den färdiga sektionen börjar sålunda en del spikar vid innersta lamellen, en annan del vid nästa lamell o.s.v. Vid HB-balkarna inslås samtliga flänsspikar däremot från yttersta lamellen (d.v.s. från yttersidan av hela flänsen).

2) Flänsarna bestå dels av flänslameller anordnade vertikalt på ömse sidor om balklivet, dels av flänslameller anordnade horisontellt och vinkelrätt mot de förstnämnda flänspartierna. Limning kan därvid åtminstone inte bekvämt och ekonomiskt utnyttjas för de horisontella flänslamellerna.

Särskilda normer synes emellertid redan 1940 ha upprättats i Tyskland för utförande av lamellerade diagonalpanelbalkar, men på grund av moment 2) härovan har man räknat med vissa deformationer i spikförbanden mellan flänslamellerna. Detta har bl.a. resulterat i den föreskriften i de tyska normerna, att endast lamellskikten omedelbart intill balklivet får utnyttja tillåtna träpåkänningar till 100 %. Vid lamellskikt nr 2 måste effektiva lamellytan reduceras till 80 % av verkliga ytan, vid lamell nr 3 till 60 %, vid lamell nr 4 till 40 % och vid följande lamellskikt till 20 %. Detta innebär ett starkt försämrat utnyttjande av flänsmaterialet och därmed till motsvarande försämring i balktypens ekonomi. Vid HB-balkarna utnyttjas träaterialet på ett långt mera ekonomiskt sätt - praktiskt taget hela flänsytan kan utnyttja tillåtna träpåkänningar till 100 % (med vissa reservationer för knäckning).

Man finner därför - inte utan viss förvåning - att den av Fonrobert visade balktypen har synnerligen dålig materialekonomi. Därjämte lämpar den sig anmärkningsvärt illa för industriell tillverkning. Dessa båda omständigheter i förening

kan förklara varför den tyska konstruktionen trots att den relativt tidigt presenterats ändå inte kommit till någon känd mera allmän användning.

Detsamma gäller en något annorlunda utförd diagonalpanelbalk av professor Gaber.

## II. B. Balkflänsarnas utformning

Vid de första större balkkonstruktioner som kom att utföras med spikade balkar enligt det då nya HB-balks-systemet användes flänsar till balkarna av massivt virke av möjligast stora längder. Ofrånkomliga skarvar utfördes med hjälp av utanpåliggande skarvstycken av samma sektion som flänsreglarna, vilka skarvstycken först genom bultar och brickor och något senare medelst spikning anslöts till flänsreglarna.

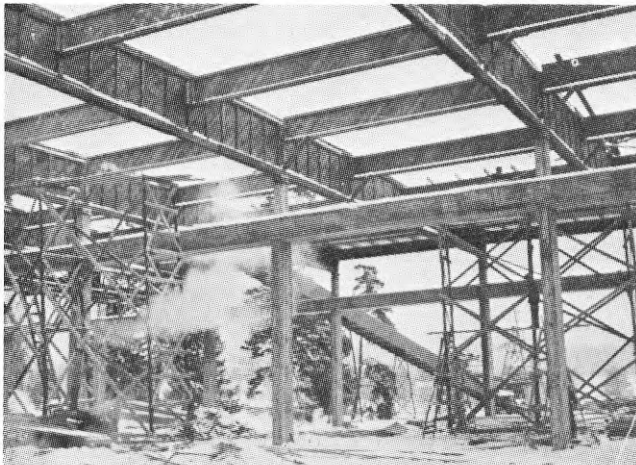


Fig. 8

Fig. 8 visar ett exempel på en på detta sätt utförd takkonstruktion med huvudbalkar utförda som kontinuerliga balkar i två spann å 18 meter och mellan dem inhängda sekundära, vid huvudbalkarna fritt inhängda balkar med 8,0 m spann. Hu-

vud-balkarnas flänsar kunde utan alltför stora olägenheter utföras med skarvade flänsar enligt ovan. För sekundärbalkarna skulle emellertid skarvning av flänsarna på angivet sätt bli alltför störande ur utseendesynpunkt, och dessa utfördes därför - med betydande materialanskaffningssvårigheter - med flänsar av oskarvade 8 meter långa flänsreglar.



Man kan sammanfatta nackdelarna vid flänsar av massivt virke med utanpåliggande spikade skarvstycken vid regelskarvarna i följande punkter:

1) Överförande genom skarvstycken av krafterna i flänsarna kräver för anslutningen stort antal skarvspik och som följd härav stora skarvlängder. För skarvning av en 2" tjock flänsregel erfordrades sålunda vid omkring 1940 gällande tillåtna påkänningar för trä och spikförband skarvlängder av omkring 2 meter på vardera sidan om skarven eller totalt 4 meter. För skarvning av 3" tjocka flänsar skulle motsvarande skarvlängd med 3" skarvreglar bli omkring 6 meter. För normala lagerförda virkeslängder om ca 4 meter innebar dessa skarvlängder, att "nyttiga" flänsvolymen genom skarvstyckena måste ökas med mer än 100 % för i viss mån improduktiva ändamål.

2) Erforderliga spiklängden växer hastigt med tilltagande tjocklek på de flänsar som måste skarvas. Vid användning av 2" flänsar blir sålunda spiklängden inte mindre än 8", om man kräver, att spiken samtidigt som den skarvar flänsreglarna även skall förbinda dessa med diagonalpanellivet och intränga 2" i motstående fläns för att vara verksam vid bägge flänsarna. Vid 3" reglar ökas motsvarande spiklängd till 10".

3) Med växande spiklängd (och spikgrovlek) ökas sprickrisken vid tät spikning. Därjämte ökas givetvis även spikkostnaden.

4) Ur hållfasthetssynpunkt växer den statistiska sannolikheten för låga hållfasthetsvärden med antalet dylika i och för sig normalt dimensionerade överlappsskarvar.

5) För att i möjligaste mån nedbringa antalet skarvar erfordras ofta användning av onormalt långa leveranslängder för flänsvirket, vilket fördyrar detta.

6) De utanpåliggande skarvstyckena förlämnar konstruktionen ett ur utseendesynpunkt oförmånligt "taggigt" utseende.

Med hänsyn till de anförda olägenheterna vid massiva flänsar framstod det snart som nödvändigt, att en annan och bättre lösning på flänsproblemet måste sökas. En tillfredsställande flänskonstruktion borde därvid fylla bl.a. följande krav:

a) Den borde kunna framställas av virke av vanliga lagerförda standardlängder, ca 4 meter, och skarvningen av dylika längder måste kunna utföras utan utanpåliggande utseendeförstörande skarvstycken. Något slag av lamellerad flänskonstruktion syntes därför böra tillämpas.

b) Flänskonstruktionens olika skikt borde vara inbördes stumt (stelt) förbundna med hänsyn till flänsarnas resp. de färdiga balkarnas sidoknäcksäkerhet. (Som i ett senare sammanhang kommer att diskuteras vållar även en liten "glidning" mellan samverkande skikt i en balksektion att dennas styvhet minskas och därmed också dess knäckstyvhet).

Limning mellan de olika delskikten i flänsarna inbördes syntes därför vara nödvändig. (Flänsarna i den på sid. 10 visade tyska konstruktionen, Abb. 86, lämpar sig ej för åtminstone industriellt utförd limning och vållar därför begränsad sidostyvhet och motsvarande knäcksäkerhet)

c) Flänsarna och därmed balkarnas hållfasthet borde inte "stå och falla" med limfogarnas hållbarhet utan en avsevärd hållfasthet borde förefinnas även om limfogarna med tiden av en eller annan anledning skulle bli förstörda. Vid tillverkning under mera primitiva förhållanden - t.ex. i vissa U-länder - borde flänsarna kunna utföras med avsevärd hållfasthet också helt utan användning av limning.

d) Flänsarna borde normalt kunna framställas industriellt och för detta ändamål vara begränsade till några få enhetstyper användbara för alla tänkbara balkkombinationer.

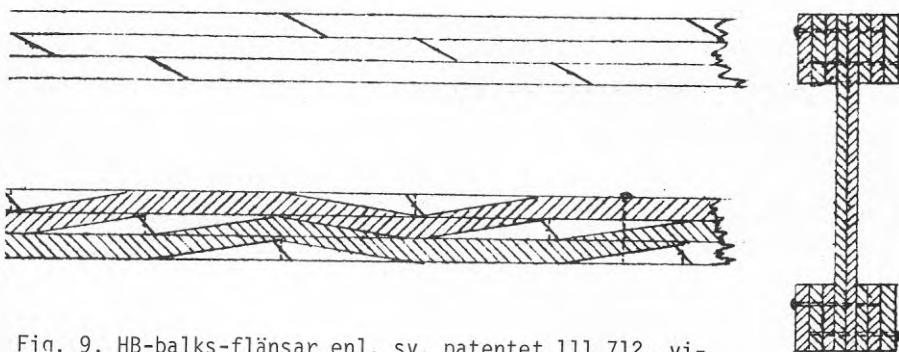


Fig. 9. HB-balks-flänsar enl. sv. patentet 111 712, visande kraftöverföring förbi skadade snedskarvar

e) Spillförlusterna av för kraftöverföringsändamål "o-nyttigt" material borde vara så små som möjligt.

Den flänskonstruktion, som på basis av dessa överväganden så småningom utformades, framgår av den schematiska Fig. 9. Den består av minst tre och högst sex lager av 1" bräder, alla av samma längd och inbördes sammanlimmade till ett flänspaket. Bräderna i varje skikt är längdskarvade medelst skarvar, som ursprungligen utgjordes av s.k. "snedskarvar" (se närmare nedan). Skarvarna är på sådant sätt inbördes längdförskjutna, att de bli jämnt fördelade på den till förfogande stående brädlängden (jämför Fig. 9). Detta ger maximal yta för skarvspikning, se nedan. Längdskarvarna inom varje brädeskikt betraktas ur hållfasthetssynpunkt generellt sett som opålitligare än limfogarna mellan de angränsande brädeskikten.

Här bör inskjutas några uppgifter om "längdskarvarnas" utförande vid olika tidpunkter. Den allra primitivaste "skarvtypen" utgjordes av att angränsande och på varandra följande bräder i ett och samma brädeskikt helt enkelt var vinkelrätt avskurna och med avskärningssnitten var anordnade med "stum anläggning" not varandra. En sådan "skarv" kunde givetvis endast överföra tryckkrafter och var sålunda endast användbar i en ständigt för tryck utsatt fläns.

För generell användbarhet måste en fläns dock kunna överföra både tryck- och dragkrafter. Den första lösningen på detta problem innebar att motstötande bräder invid skarvstället snedskars, ungefär i lutningen 1:7, d.v.s. med en längd av snedskärningen ungefär 7 gånger brädetjockleken, varefter de motstötande sneda ytorna beströks med lim och pressades mot varandra. Snedskarvar av denna typ kunde framställas med hjälp av vid HSB:s träindustrier redan från början tillgängliga verktyg (t.ex. enbart en sågklinga), och de kom därför att till en början användas för framställning av långa både tryck- och dragkraftöverförande flänsar. Fig. 12.

Svårigheten med denna skarvtyp var att ständigt erhålla pålitligt presstryck över hela snedskarvytan. Om de snedskurna delarna i limningsskedet försköts i längdled relativt "ideal-

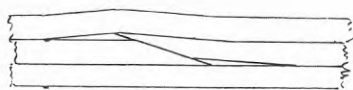


Fig. 10

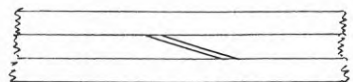


Fig. 11

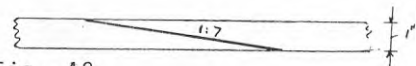
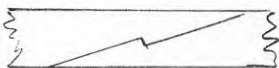
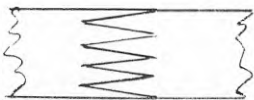


Fig. 12

därstädes. Limmade snedskarvar krävde därför stor noggrannhet i tillverkningen, och obetydliga fel kunde helt äventyra skarvens hållfasthet. Fig. 12 visar en korrekt snedskarv.

Fig. 13 Hakskarv  
(sidovy)

Denna skarvtyp, "haskarv", kom att användas under större delen av HB-balkarnas tillverkning.

Fig. 14 Fingerskarv  
(topovy)

som hos den oskarvade brädan och detta med minimerad virkesförlust i skarven.

Om nu i flänskonstruktionen enl. Fig. 9 en eller flera limmade snedskarvar skulle ha misslyckats så att inga krafter kan överföras i skarven så kommer den bortfallna flänskraften att övertas av angränsande brädsträngar. Fig. 9 visar schematiskt genom skuggade markeringar kraftöverföringen i flänspaketet, om samtliga (sned)skarvar förutsatts vara ur funktion.

läget" så kom den ena brädan att vid "hoptryckt skarv" glida upp över den andra brädan (fig. 10). Den åstadkom då en lokal förtjockning av det skarvade brädskiktet, som i sin tur hindrade dikt anliggning mellan angränsande brädskikt och därmed limningens effektivitet där.

Vid "uttöjd skarv" (Fig. 11) erhöles däremot otillräckligt presstryck över hela snedytan eller inget presstryck alls

Ovannämnda ganska allvarliga problem undanröjdes småningom genom att med hjälp av särskilda verktyg bägge snedskarvingarna ungefär på mitten försågs med hakformiga uttag, som exakt kunde fixera de sneda skarvytorna mot varandra (Fig. 13). Denna skarvtyp, "haskarv", kom att användas under större delen av HB-balkarnas tillverkning.

I ett senare skede har utvecklats s.k. "fingerskarvar" (ungefär enligt Fig. 14), som också framställs med hjälp av speciella fräsverktyg. Moderna fingerskarvar ger, där sådana kan utföras, nästan samma hållfasthet hos skarven

Vid ett flänspaket om t.ex. 3 st. 1"-bräds-kikt (= mini-antalet) kommer i detta fall 2 lager att alltså fungera som kraftöverförande. Den ursprungliga säkerhetsfaktorn för flänsen minskas därigenom till ca 2/3 av den ursprungliga. Efter-som flänsarna alltid förekommer parvis vid balkarnas kanter och snedskarvarna i motstående flänsar i sin tur anordnas förskjutna, kan trots då uppkommande något bristande symmetri hos balken viss ytterligare kraft- och säkerhetsutjämning åstadkommas via en oskadad fläns på andra sidan.

Skulle slutligen all limning inom flänsen upphöra att fungera, d.v.s. både snedskarvar och limfogar mellan angränsande bräds-kikt träder ur funktion, kvarstår ändå en betydande del av balkens hållfasthet. Spikningen mellan flänsar och balkliv, som ensam överför skjuvkrafterna mellan flänsar och liv på grund av avskärningskraften ( $R_x$ ) i snittet, är nämligen utformad så, att den förutom sistnämnda funktion också förmår verka som skarvspikning mellan de olika bräds-kikten i ett flänspaket. Kraftöverföringen förbi skarvar i brädsträngarna blir då i princip densamma som den i Fig. 9 visade; skillnaden är blott den, att vid ev. upphörande av limningsfunktionen hos alla limfogar det blir spikförbanden i stället för limfogarna som överför flänskraften förbi snedfogarna via de angränsande lamellskikten verkande som skarvmaterial. Flänsens knäckstyvhet i sidled minskar dock om limningseffekten faller bort.

Flänsens resp. balkens minskning av sidoknäcksäkerhet vid bortfall av alla limfogar blir dock inte tillnärmelsevis så stor om enbart snedskarvarna skulle upphöra att fungera. Risker för att alla limfogar skulle upphöra att fungera har emellertid bedömts som mycket liten och i varje fall långt mindre än risken för att enstaka snedskarvar skulle bli felaktiga. Förbindningselementens funktions-säkerhet vid den här beskrivna flänskonstruktionen kan därför med beaktande av de olika riskernas relativa storlek anses vara tämligen väl anpassad till de säkerhetskrav, som bör ställas på olika delar av den sammansatta konstruktionen.

Den här beskrivna flänskonstruktionen tillverkas som en

färdigsammansatt fläns innan den i sin helhet anslutes till balklivet medelst spikning. Flänsarna hoplimmas ett stort antal åt gången i speciella men enkla skruvpressar, se sid.210. Presstrycket på limfogarna i flänsen åstadkommes alltså ej genom inverkan av "spiktrycket" utan oberoende av detta.

Balkflänsarnas utförande vid HB-balkerna genom inbördes sammanlimning av flera brädsnitt och detta före anslutningen till balklivet genom spikning medför ett par mycket väsentliga fördelar som bl.a. skiljer dem från de förut visade tyska balkarna.

Den ena är att sprickrisken vid tät spikning minskas. En flänsregel, som före flänsarnas fästade vid balklivet framställdes genom hoplimning av flera olika brädsnitt, kommer i någon mån att fungera på liknande sätt som kryssfånér. De olika sammanlimmade träskikten i flänsen kommer att i viss mån spärra varandra mot sprickbildning genom att fiberriktningarna i angränsande lamellskikt förlöper i varandra i någon mån korsande riktningar, vilket fungerar som ett slags armering. Denna effekt kan inte på åtminstone tillverkningsekonomiskt rimligt sätt uppnås vid t.ex. de tyska utföringsformerna.

Den andra är att minimihållfastheten hos flänsmaterialet ökar - detta är ju dock en allmänt noterad egenskap hos lamellvirke. En enstaka träregel eller bräda kan avsevärt försvagas genom lokal förekomst av kvistar, snedfibrighet med flera defekter. Spridningen av hållfasthetsvärdena vid vanligt trämaterial är betydande; oavsett defekter av nyss angivet slag inverkar på hållfastheten sådana faktorer som årsringsbredd, volymvikt, halt av höst- resp. vårved, fiberriktning m.m. Ju fler delkomponenter som samverkar i en genom limning sammansatt flänssektion, desto mindre inverkar enstaka låga hållfasthetsvärden för delkomponenterna på den sammansatta flänsregelns hållfasthet. Detta gäller framförallt om den sammansatta regeln är utsatt för tryck eller dragning på sådant sätt, att samtliga delkomponenter eller lameller likformigt medverkar vid spänningarnas upptagande.

## II. C. Balklivets utformning

Balklivet vid HB-balkarna består i princip av två sammanhängande lag av varandra korsande diagonalt anordnade bräder. Balklivet har att uppta huvuddelen av avskärningskrafterna ( $R_x$ ) i balken - i praktiken har detta förenklats därhän, att balklivet antas ensam överföra hela avskärningskraften, eftersom balkflänsarna ändå vid normala proportioner endast kan beräknas överföra en mindre del av samma kraft. I balklivets båda skikt av diagonalt anordnade livbräder vållar avskärningskraften tryckkrafter i det ena och dragkrafter i det andra brädeskiktet, vilka krafter man har att ta hänsyn till vid balklivets utformning och beräkning.

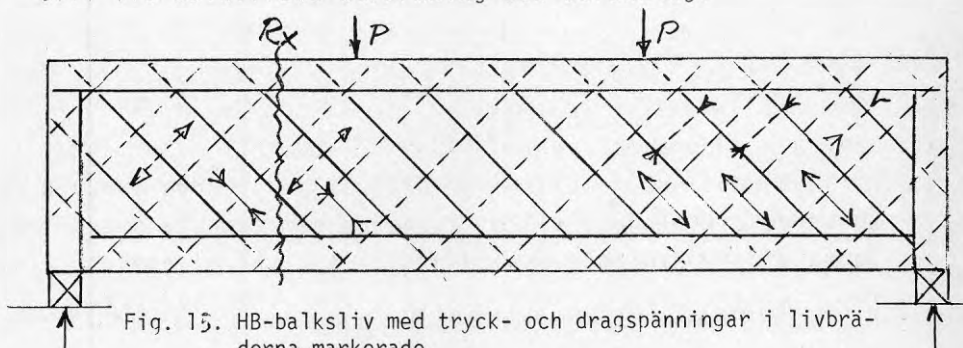


Fig. 15. HB-balksliv med tryck- och dragspänningar i livbräderna markerade.

De viktigaste data, som vid balklivets utformning skall beaktas, är följande:

1) Livbrädernas tjocklek. Denna bestäms bl.a. av att livbräderna skall med tillåtna påkänningar överföra avskärningskraften i balken vållade tryck- eller dragkrafter i livbräderna, vidare att tryckta bräder erhåller nödig knäcksäkerhet och att infästningskrafter vid livbrädernas ändar inbördes och mellan bräder och flänsar skall på lämpligt sätt kunna överföras genom spikförbanden mellan liv och flänsar.

2) Livavstyvningar för knäcksäkring av tryckta livbräder. Detta är en ganska komplicerad fråga och ägnas i fortsättningen en relativt ingående diskussion.

3) Livbrädernas lämpliga bredder. Små bredder medför stort antal fogar mellan livbräderna. Detta betyder ökning av

antalet spikar, som vid spikanslutning mellan flänsar och livbräder passerar livbräderna genom eller i närheten av fogarna. Sådana spikar blir då mindre verksamma.

Vid stora bredder på livbräderna ökas bredden av torkspringor mellan de enskilda livbräderna och risken för långsgående krympsprickor i livbräderna. Dessutom ökas därvid kapavfallet vid brädändarna.

Den optimala bredden på livbräderna utgör en avvägningskompromiss mellan angivna synpunkter. En lämplig medelbredd har befunnits utgöra 5" - 6" bredd.

4) Livbrädernas vinkel mot flänsriktningen. Vid balkar med parallella flänsar erhålles gynnsammaste kraftöverföring vid  $45^{\circ}$  vinkel mellan livbräder och flänsar. Vid hörnkonstruktioner bör i allmänhet de båda lagen av livbräder anordnas parallellt med hörnets båda diagonaler. Vid kilformiga balkar (som är vanliga vid pelarben till ramkonstruktioner t.ex. av typen i Fig. 22), påverkas lämpligaste vinkel av lämplig anslutning till event. befintlig angränsande hörnkonstruktion och av kilbalkarnas egen vinkel.

Vid HB-balks-systemet har hänsyn måst tas till samtliga nu nämnda olika faktorer. I själva verket har ett rationellt beaktande av samtliga dessa faktorer på balklivets utformning varit av stor vikt för balksystemets ekonomi.

I det följande skall särskilt faktorerna 1) och 2) ovan mera ingående belysas.

1. Livbrädernas tjocklek. Valet av lämpligaste livtjocklek är i hög grad ett ekonomiskt avvägningsproblem, där hänsyn måste tas till de under 1) ovan angivna faktorerna. Efter genomräkning av praktiskt möjliga livtjocklekar har för livet vid HB-balkarna konsekvent valts liv av tvålag 1" hyvlade bräder (22 mm tjocklek), helt oavsett balkstorleken (balkhöjden). Balkar med från 30 cm till drygt 3 1/2 meters höjd utföres alltså alla med samma livtjocklek. Det kan vara av intresse att närmare belysa varför just den tjockleken valts.

Först må framhållas, att närmast tunnare praktiskt tänk-



bara tjockleksdimension, 3/4" (19 mm), i och för sig kan anses fullt acceptabel. Vid ordinära balkdimensioner leder den till axiella påkänningar i livbräderna (drag- eller tryckpåkänningar), som normalt ligger inom området för tillåtna påkänningar. Det är också i regel möjligt att med tillfredsställande hållfasthet med spikning ansluta ett liv av dubbla 3/4"-paneler till balkflänsar och (vertikala) upplagsreglar.

Vissa konstruktiva svårigheter är emellertid påtagliga vid användning av denna livtjocklek. Vid balkar med i förhållande till balkhöjden större avskärningskrafter tvingas man med särskild hänsyn till avskärningskrafterna i närheten av balkupplagen att använda bredare balkflänsar än vad som med hänsyn till enbart normalspänningarna i flänsarna vore motiverat och detta för att få erforderligt utrymme för spikanslutningar mellan flänsar och livbräder. Vad man vinner i trämaterial för att använda ett tunnare balkliv förlorar man i detta fall på de delvis överdimensionerade flänsarna.

Den andra väsentliga svårigheten gäller livpanelens knäcksäkerhet. Användningen av tunnare tryckta livbräder nödvändiggör tätare knäckavstyvningar, vars kostnad därigenom växer. (Knäckavstyvningarna behandlas närmare nedan i samband med moment 2) ovan).

En genomräkning av aktuella balktyper visar därför att det inte är ekonomiskt att använda tunnare livbräder än 1".

Det kan emellertid också vara tänkbart att använda tjockare livbräder än 1" sådana. Även en liten ökning av livbrädernas tjocklek, t.ex. med 1/2" till närmaste standardtjocklek ovanför 1", medför emellertid en avsevärd försämring av balktypens materialekonomi. Det kan i detta sammanhang vara av intresse att framhålla, att professor GÄBER i sin ovannämnda artikel i "Mitteiligung..." visar ett antal undersökta spikade I-balkar av olika storlek - den största med 15 meters spännvidd och med olika balkhöjd. Redan vid balkhöjder över 90 cm anger GÄBER en ökning av livtjockleken till sammanlagt 6 cm, medan vid HB-balkarna totala livtjockleken är begränsad till  $2 \times 2,2 = 4,4$  cm, och detta även vid balkar med 3 1/2 meters höjd (eller större).

2. Livavstyvningar för knäcksäkring av tryckta livbräder. Ett sätt att med växande balkhöjd, knäcklängd och belastning för de tryckta livbräderna behålla nödig grad av knäcksäkerhet för de sistnämnda är givetvis att öka bräddtjockleken. Emellertid innebär en sådan lösning - som synes ha tillämpats vid de tyska balkkonstruktionerna - en väsentligt ökad materialförbrukning, och detta inte blott för de tryckta bräderna utan samtidigt också för de dragna. I själva verket kommer de relativt fåtaliga hårdast belastade tryckta diagonalbräderna (i regel närmast balkupplagen) att verka dimensionerande för samtliga diagonalbräder i hela balken. Det är nämligen av lätt insedda skäl i regel inte praktiskt genomförbart att variera livbrädes-tjockleken utefter balklängden vid en diagonalpanelbalk. Livbräder som är tryckta i ena änden av en balk är ju dessutom dragna i samma skikt i den andra balkänden.

När HB-balkarnas principkonstruktioner utformades framstod det därför som en ur ekonomisk synpunkt nödvändig lösning på balklivets knäcksäkerhetsproblem och samtidiga ekonomi, att balklivet borde utföras av relativt tunna genomgående brädeskikt, vars knäcksäkerhet i mån av behov kunde ökas genom särskilda knäckavstyvningar. Dessa borde då anbringas tätare ju större tryckspänningarna vore i den tryckta livpanelen och ju större knäcklängderna vore för dess livbräder. På utformningen av dessa knäckavstyvningar borde därvid ytterligare ställas kravet att de skulle utföras med minsta möjliga material- och arbetsåtgång.

Med utgångspunkt från ovan angivna synpunkter utformades den generella livkonstruktionen för HB-balkarna av två lag genomgående "paneler" av 1" hyvlade men ospåntade bräder, varvid panelerna i mån av behov kunde knäckavstyvas medelst på lämpliga men varierande avstånd anbragta knäckavstyvningar, i regel anordnade ungefär vinkelrätt mot balkflänsarna. Även i de s.k. "HB-hörnen" finge sådana knäckavstyvningar anordnas för att avkorta knäcklängden av tryckta livbräder. Den redan i Fig. 4 visade bilden av "HB-hörnets" princip visar också några tillämpningar av de nu beskrivna knäckavstyvningarna (sid. 6).

En förutsättning för denna princip att utföra knäck-säkra balkliv vore dock, att tillhörande knäckavstyvningar kunde utföras tillräckligt ekonomiska och effektiva. Fig. 16 visar den mycket enkla lösning för detta problem som på ett tidigt stadium utformades och som trots sin enkelhet visat sig innebära en nyhet. Den har som redan tidigare nämnts beviljats svenska patentet nr 124 866 och ett antal motsvarande utländska patent.

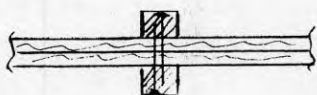


Fig. 16. Livavstyvning

Som framgår av Fig. 16 består varje sådan knäckavstyvning av två träreglar, anbragta mittför varandra på ömse sidor om diagonalpanelivet och inbördes förenade med spikning av viss minimi-intensitet.

Avstyvningarna sträcker sig i höjddled över balklivets hela fria höjd, d.v.s. från innerkant till innerkant av flänsarna. Genom att de båda reglarna är via balklivet inbördes förenade genom spikning fungerar de som flänsar i ett slags sammansatta balkar, där ("remsor" av ) huvudbalkens dubbla liv även ingår som "liv" i avstyvningsbalkarna. Genom denna funktion kan avstyvningsbalkarna (knäckavstyvningarna) med ett minimum av materialtillskott förlänas ett maximum av böjningsstyvhet. (Jämför de tyska balkarna, t.ex. Abb. 85, sid. 10 i denna skrift, som visar hur de tyska forskarna alldeles missat denna detalj. Man har nämligen där placerat avstyvningsreglar på ömse sidor om livet inbördes längdförskjutna och således inte mittför varandra!).

Till belysning av storleksordningen kan nämnas, att livavstyvningar av 2 st. regler av endast 1 1/2" x 3" så småningom blivit standard för dessa avstyvningar för balkar med upp till ca 1 1/2 meters höjd (med vissa variationer alltefter avskärningskraftens storlek).

Spikningen mellan avstyvningsreglar och huvudbalksliv samt mellan delreglarna inbördes fyller två funktioner: dels åstadkommer den "balksamverkan" mellan paren av avstyvningsreglar, så att dessa tillsammans fungerar som en sammansatt balksektion (med något eftergivliga förband), dels sammankopp-

las de tryckta livbräderna med de dragna, vilka sistnämnda medverkar till sidostabilisering av de tryckta livbräderna. Dimensioneringen av avstyvningarna redovisas i ett senare kap.

De av avstyvningar och mellanliggande delar av balklivet bildade samverkande livavstyvningsbalkarna kan anses fast fixerade i huvudbalkarnas tvärriktning genom upplag vid sina båda ändar, alltså vid innerkanterna av huvudbalkens flänsar. De bildar i form av elastiska balkar sidostöd för huvudbalkens tryckta livbräder och ökar därigenom dessas knäckstyvhet. Deras knäckavstyvande förmåga kan i sin tur i mån av behov ökas genom att avstyvningarna placeras tätare, dels även genom att avstyvningarna utföres med grövre dimensioner och alltså styvare. Omvänt gäller att i många fall inte erfordras några knäckavstyvningsreglar alls. Fig. 17 visar ett exempel på livavstyvningarna vid en större HB-balk.

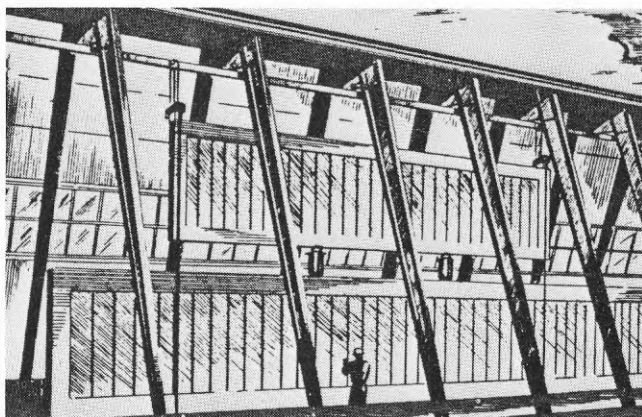


Fig. 17. Livavstyvningar vid större HB-balk

Man får genom denna varierbarhet möjlighet att avpassa knäckstyvheten hos ett givet balkliv efter balkhöjd och belastning och på detta sätt också möjlighet att disponera trämaterialen i balklivet på ett ekonomiskt gynnsammare sätt än genom att enbart öka livbrädernas tjocklek.

Vid mindre avskärningskrafter eller balkhöjder kan de nu beskrivna vertikala (eller rättare vinkelrätt mot balkriktningen anordnade) livavstyvningarna ersättas av horisontella avstyvningar av samma tvärsektionstyp som de vertikala. Effekten av de "horisontella" avstyvningarna är emellertid hu-

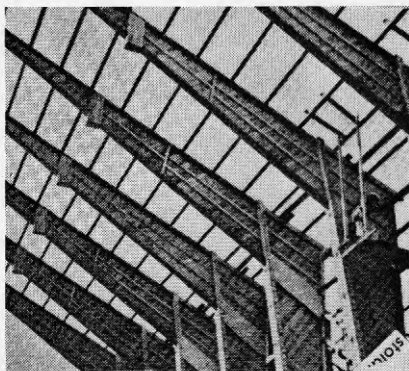


Fig. 18

vudsakligen enbart en hopkoppling av de tryckta livstängerna med de dragna, så att de sistnämnda kunna medverka till sidostabilisering av de förstnämnda. Fig. 18 visar några HB-balkar, vilka avstyvats med dylika horisontella livförbindningar.

#### II. D. "HB-balks-hörnet", förbindning i vinkel av HB-balkselement

För att kunna framställa ramkonstruktioner, två- eller treledsramar m.m. för självständigt sidostabila stomkonstruktioner måste konstruktionsdelarna var för sig kunna tillverkas och transporteras som raka balkelement, om rimliga transportförhållanden skulle kunna uppnås. Sedan måste dessa delar på byggnadsplatsen kunna böjningsstyvt förbindas med mycket stor böjningshållfasthet i förbindningen.

Under arbetet att finna en gynnsam lösning på denna fråga undersöktes ett flertal olika metoder och material. Fig. 19 åskådliggör utgångsläget i sin mest förenklade form. A och B är två raka balkdelar, som skall momentstyvt förbindas till

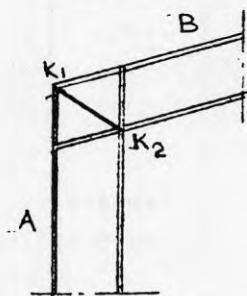


Fig. 19

en "hörnkonstruktion" jämnstark med de balkdelar, som hörnkonstruktionen avser att förbinda. Lösningförsöken gick i allmänhet ut på att skapa en hörnförbindning med det statiska verknings sätt som framgår av Fig. 19. Förbindningen bestod alltså på vedertaget sätt av två eller flera fackverkstrianglar, vars uppgift vore att transformera fläns- och livkrafter från den ena raka balkdelen till den andra i vinkel med den första anordnade balkdelen.

Den avgörande svårigheten vid alla lösningförsök var att de stängkrafter som skulle överföras i t.ex. knutpunkterna  $K_1$  och  $K_2$  i Fig. 19 blevo så stora i förhållande till

hörnförbindningens övriga dimensioner, att det ställde sig praktiskt taget omöjligt att överföra dem från den ena balkdelen till den andra utan att antingen tillgripa dyra specialbeslag av stål eller också att invid hörnförbindelsen så öka balkdimensionerna, att balkarna i övrigt blevo o-ekonomiskt utformade. För stångkrafternas överförande i hörnförbindningen tillgreps likväl bultar med höghållfasta brickor; varje tanke på att i de koncentrerade knutpunkterna överföra de uppkommande stångkrafterna med enbart spikförband syntes till en början helt genomförbar.

Efter att enbart detta specialproblem ägnats en intensiv uppmärksamhet en längre tid kom till sist lösningen: kraftöverföringen i hörnförbindningen borde inte ske via fackverkssystemens konventionella trianglar utan i stället via ett relativt stort antal samarbetande fyr-sidingar, varav två är visade i Fig. 20.

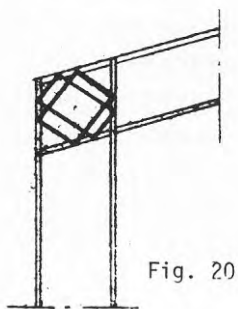


Fig. 20

Fyr-sidingen hade dittills framstått som ett ur statisk synpunkt o-användbart element och därför hindrat det logiskt bedrivna arbetets inriktning på ett sådant hjälpmedel för kraftöverföring. Sedan lösningen slutligen framkommit var det emellertid lätt att konstatera, att kraftöverföringen via ett antal med flänsarna i de båda anslutna balkdelarna på visst sätt sam-

arbetande fyr-sidingarna betydde en gynnsam lösning av de dittillsvarande svårigheterna.

I Fig. 21 visas schematiskt en av de fyr-sidingar, som överför krafterna inom hörnförbindningen från den ena balkdelen till den andra. Varje sådan fyr-siding bildas av fyra diagonalpanelbräder, tillhörande en av de balkar, som förenas genom hörnkonstruktionen. Tekniskt utföres hörnförbindningen på en byggnadsplats mellan två var för sig raka balkdelar så att den ena balkens flänsar a och b gaffelformigt trädes över korresponderande upplagsreglar c och d på den andra balken. Därefter anslutes delarna a och b till delarna c och d medelst

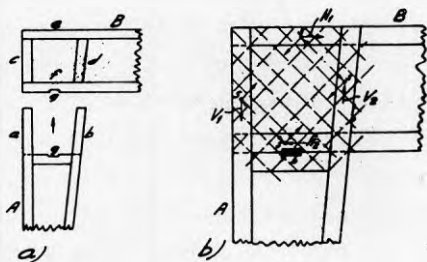


Fig. 21. Momentstyv hörnförbindning  
 a) två balkdelar före sammansättningen  
 b) schematisk framställning av kraftöverföringen i hörnet

spikning mellan de gemensamma anliggningsytorna a-c resp. b-d. Denna relativt ringa spikning är tillika den enda förbindning som behöver utföras på byggnadsplatsen.

Flänsdelarna e och f är redan vid balkarnas tillverkning på fabrik utförda med den definitiva spikningen.

De av hörnmomentet i ena balken A vållade flänskrafterna  $V_1$  och  $V_2$  angriper varje anslutningsspik s (Fig. 21) med delkrafter, som hålles i jämvikt av två komponenter i de båda anslutna panelbrädernas riktningar. Dessa komponenter angriper i sin tur spikarna i flänsdelarna e och f och dessa resp. flänsdelar, vilka krafter sammansätts till resultanter, som hålles i jämvikt av flänskrafterna  $H_1$  och  $H_2$ , motsvarande momentet i balken B. På detta sätt överföres böjningsmomentet i hörnkonstruktionen från den ena i hörnet anslutna balken till den andra enbart genom tryck- och dragkrafter i diagonalpanelernas bräder inom fyrkanten c-e-d-f.

Vad nu sagts gäller en av de kraftöverförande fyrsidingar, som förekommer vid hörnkonstruktionen. Nu föreligger emellertid ur kraftöverföringssynpunkt det intressanta förhållandet, att varje hörnkonstruktion enligt den här beskrivna principen kommer att innehålla inte blott en utan flera - vid större konstruktioner ett betydande antal - kraftöverförande fyrsidingar, vars kraftöverförande förmåga adderar sig till varandras. Fig. 20 visar schematiskt två dylika samarbetande fyrsidingar, var och en bestående av fyra diagonalpanelbräder, varav två motstående sidor tillhör det ena panelskiktet och de två andra det andra panelskiktet i en av balkarna i hörnet.

Vid kraftöverföring via konventionella fackverkstriang-

lar uppträder proportionsvis stora koncentrerade anslutningskrafter i fackverksknutpunkterna, som oftast endast i begränsad utsträckning kunna överföras genom de spikförband, som få plats i ifrågavarande knutpunkter. Genom att en enda fackverkstriangel genom firsidingskonstruktionen kan ersättas av ett större antal sinsemellan samarbetande firsidningar vinnes den fördelen, att de svårbemästrade koncentrerade kraftöverförande knutpunkterna  $K_1$  och  $K_2$  i Fig. 19 ersättes av ett större antal knutpunkter, som vardera lämnar plats för lika många kraftöverförande element, t.ex. spik, som den enda knutpunkten  $K_1$  eller  $K_2$  i Fig. 19.

Saken kan också uttryckas så, att koncentrationen av kraftöverföringen vid den konventionella triangelfackverkskonstruktionen till en enda teoretisk punkt nu ersättes av kraftutbredning utefter en linje.

Dessa förändrade former för kraftangreppet i hörnkonstruktionen förändrar helt möjligheten att använda spikning för upptagande av anslutningskrafterna i hörnet. I stället för att utrymmet för ett spikförband vid triangelfackverkssystemet är inskränkt till den gemensamma teoretiskt punktartade kontaktytan mellan i knutpunkten sammanlöpende stänger, står vid hörnförbindningen enligt Fig. 21 (se även Fig. 4, sid. 6)

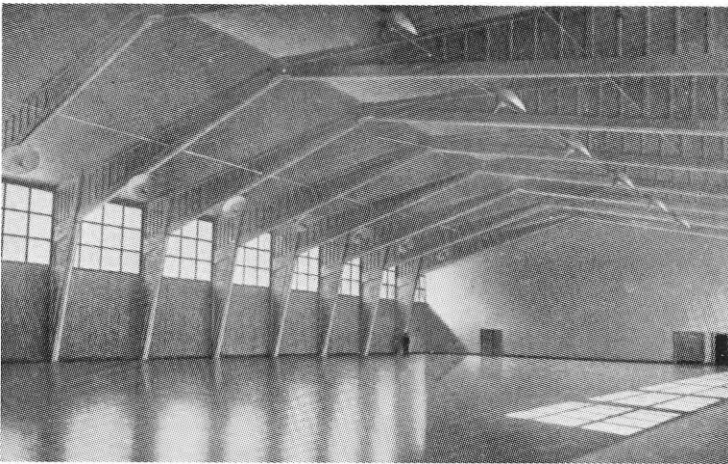


Fig. 22 Interiör från marinens sporthall vid Hårsfjärden med 30 m spännvidd. Raka HB-balkar förenade med "HB-hörnet" till sidostyva treledsramar. Skalan framgår av mannen vid bortre pelaren.



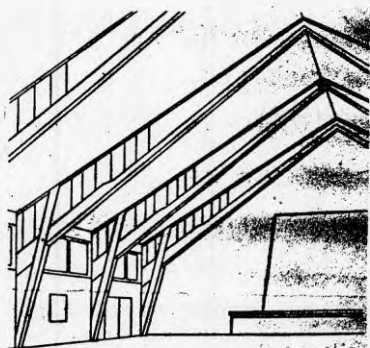


Fig. 23

till förfogande en utbredd kontakt-yta med som regel mångdubbelt större area än den förutnämnda kontakt-ytan mellan i en punkt korsande stänger.

Problemet att böjningsstyvt förbinda tvenne diagonalpanelbalkar i vinkel med varandra hade därmed fått en tillfredsstälkande lösning. (Nyheten framgår som förut nämnts av att lösningen fått patent i ett dussintal länder).

Ur praktisk synpunkt har den angivna hörnförbindningen betydande fördelar. De balkdelar, som ingår i t.ex. en blivande ramkonstruktion, kan transporteras från fabrik till byggnadsplatsen som raka färdiga balkelement, vilka på byggnadsplatsen inbördes böjningsstyvt förenas enbart medelst enkel spikning. Borrning av bulthål, inpassning i bulthålen av bultar och brickor - vid tunga sammansatta konstruktioner ett dyrbart, tidsödande och precisionskrävande arbete - tillverkning av specialsmide m.m. undvikes helt. Samtidigt möjliggör lösningen enkelt utförande av momentöverförande hörnkonstruktioner även för stora spännvidder, vilka vid bultade träkonstruktioner skulle vålla åtskilliga konstruktiva svårigheter.

Den här beskrivna momentstyva hörnförbindningen har kommit till användning vid större delen av de stomkonstruktioner av spikade träbalkar, som i Sverige eller utlandet utförts enligt HB-balks-systemet; uppskattningsvis ingår hörnkonstruktionen i mellan 80 och 90 % av samtliga dylika utförda konstruktioner. Fig. 22 visar ett typiskt tillämpningsexempel i form av en sporthall med 30 meters spännvidd.

Hörnkonstruktionen ifråga, "HB-hörnet", är f.ö. inte begränsad till HB-balkskonstruktioner utan har kommit till flitig användning också som hörnförbindning vid i övrigt bultade rena fackverk.

Tre olika geometriska huvudformer av "HB-hörnet" beskrives i samband med hållfasthetsberäkningen på sid.113.

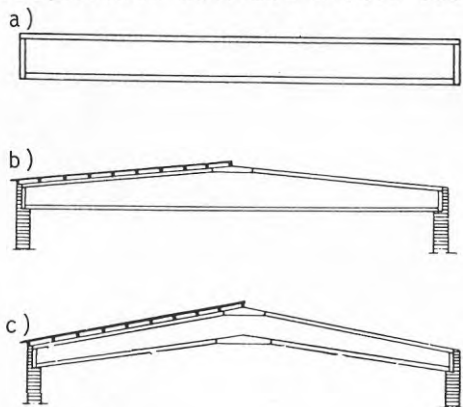
### III. Systemval och utföringsexempel vid HB-balkskonstruktioner

När det gäller att i praktiken utforma bärande konstruktionssystem enligt HB-balks-systemet för olika byggnader är det önskvärt att man har kännedom om de vanligaste typerna av bärverk och deras egenskaper. HB-balks-systemet är i verkligheten mycket flexibelt och antalet utföringsformer är nästan obegränsat. Konstruktivt påminner HB-balkarna ganska mycket om utföringsformerna vid stålkonstruktioner, särskilt sådana av I-sektion. Grundformen för en HB-balk är ju också en I-sektion ehuru denna av naturliga skäl är betydligt grövre än motsvarande sektion i stål.

En översikt över olika HB-balks-konstruktioner kan indelas på olika sätt. Enligt en indelning kan konstruktionerna beskrivas med hänsyn till användningssättet, t.ex. för sporthallar, hangarer, industribyggnader, förrådslokaler, lantbruksbyggnader etc.etc. I det följande kommer dock att användas en annan indelningsgrund, nämligen efter det statiska verkningssättet. I enlighet härmed kommer att behandlas fritt upplagda balkar, kontinuerliga balkar, tvåledsramar, treledsramar, sammansatta system m.m.

#### III. A. Fritt upplagda och kontinuerliga balkar

Fig. 24 a-c visar systemskisser för tre olika typer av fritt upplagda balkar, nämligen a) en rak balk, b) en sadelbalk med rak underfläns och bruten överfläns och c) en motsvarande balk med bruten både under- och överfläns.



Den raka balken enligt fig. a) är använd som huvudbalk inte så alldeles vanlig vid byggnader. Däremot är den ganska vanlig använd som sekundärbalkar som är inhängda mellan större huvudbalkar. Vid broar av HB-balkar är ju dock den raka balken självfallen. Som tak-

Fig. 24

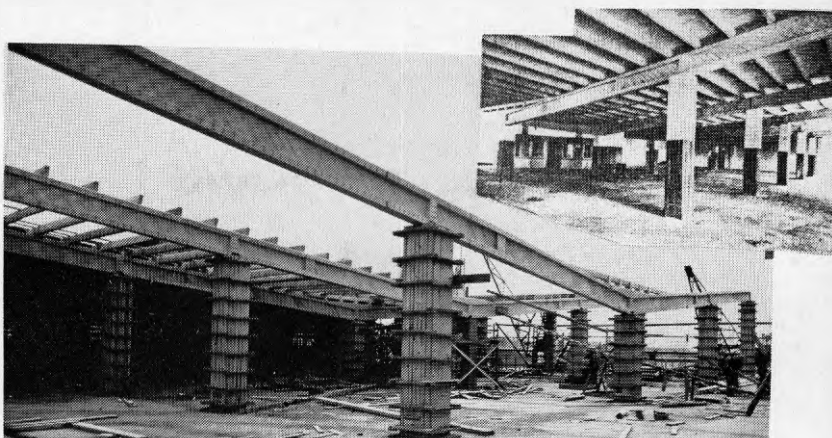


Fig. 25

balkar används den gärna som kontinuerliga raka balkar, t.ex. enligt Fig. 25 , som visar balksystemet för ett hammagasin i Göteborg (takbalkarna). Lågpunkt och vattenavlopp är här anordnad i byggnadens mitt.

Ett exempel på användning som inhängda sekundärbalkar har redan visats i Fig. 8. Taket till samma byggnad sett under-

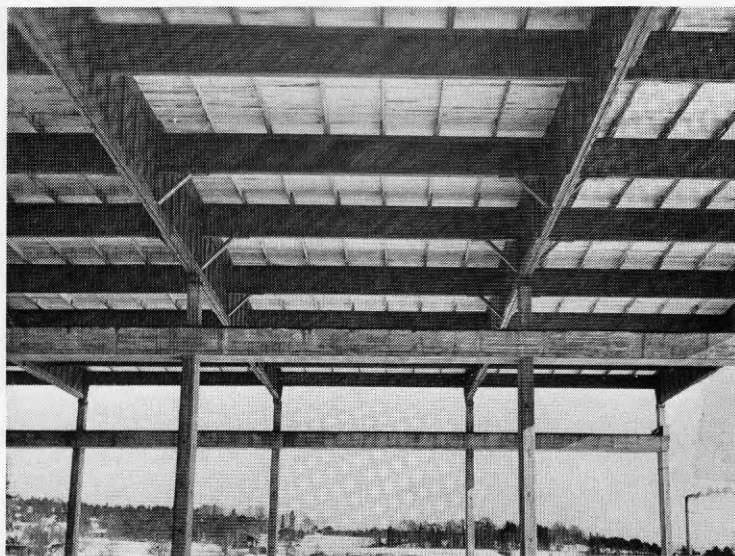


Fig. 26

ifrån visas i Fig. 26 . Sekundärbalkarnas underflänsar är dragna men överflänsarna tryckta och alltså utsatta för knäckning. Tryckflänsarna är emellertid vid fritt upplagda balkar i de flesta fall effektivt avstyvade i sidled av den sekundära takkonstruktionen och knäckrisken därför sällan något problem.

Vid kontinuerliga balkar kan däremot tryck uppstå också i de "fria" underflänsarna, nämligen nära balkupplaget, och sålunda knäckrisk uppkomma. I Fig. 26 är huvudbalkarna kontinuerliga över sitt mellanstöd (syns bäst på Fig. 8) och underflänsarna därför utsatta för tryck. Huvudbalkarnas underflänsar är därför stagade i sidled på ömse sidor om sitt mittupplag med hjälp av snedställda stag, som tydligt syns på Fig. 26 .



Fig. 27 är hämtad från en annons och visar en rak balk som del av en ram men vill främst illustrera att en massiv träbalk kan ha fördelar ur brandsynpunkt framför oskyddat stål. Stålbalkar har efter en brand "hängt upp sig" på en träbjälke.

Betydligt vanligare än raka takbalkar är sadelbalkar med förhöjd konstruktionshöjd på mitten enligt systemskissen i Fig. 24 b), varav ett exempel visas i Fig. 28 . Den avser en flygverkstad med ca 30 m takspännvidd och med sidostabil sidobyggnad, som via takbalkarna också sidostagar den hitre långväggen. Gavelöppningen kommer att senare intäckas med portar i flera "skikt", som kan undanföras med stöd av den till vänster synliga portbocken (med toppbalk av HB-balk).

På Fig. 28 syns tydligt hur balkflänsarnas höjd anpassats till momentkurvan (stegvis). Närmast balkupplaget har endast den övre delen av toppflänsen framdragits till upplaget och på samma sätt den undre delen av bottenflänsen.

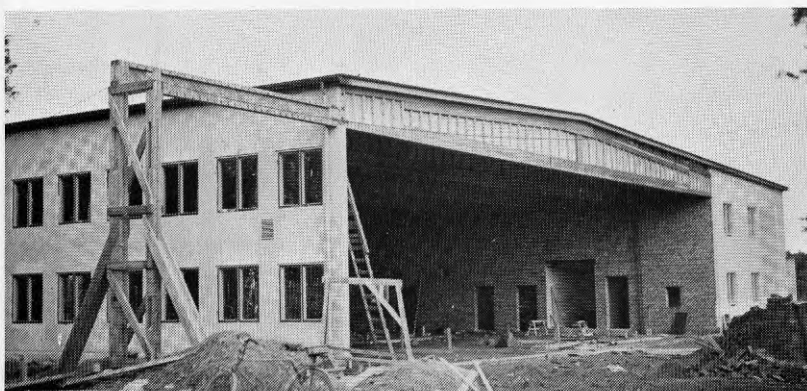


Fig. 28

På Fig. 28 syns även det speciella skarvstycke som momentstyvt skarvar den brutna överflänsen. Skarvstyckets detaljutförande och hållfasthetsberäkning redovisas senare i avsnitt V. Eftersom skarven här är anbragt i momentmaximum är det ganska stora flänskrafter som måste överföras via skarven.

Fig. 29 visar ett annat ganska vanligt utförande av samma balktyp, avseende en annan typ av takkonstruktion för AB Siporex lagerbyggnad. Takbalkarna är här upplagda på en i och för sig sidostabil stålkonstruktion och takbalkarna behöver därför inte hörnstyvt hopkopplas med de vertikala pelarna.

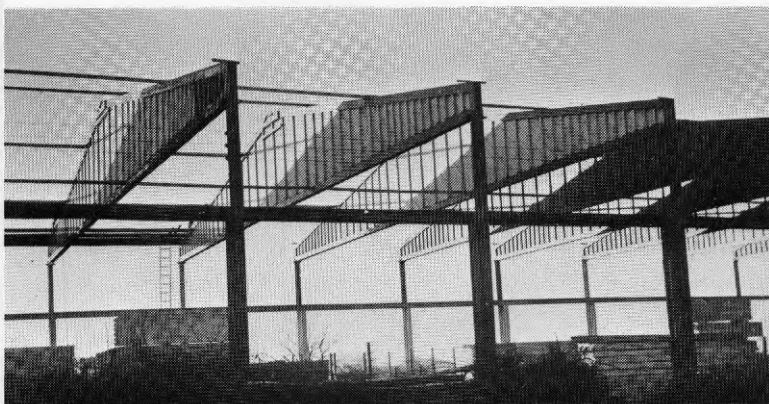


Fig. 29

Balktypen enligt systemskissen Fig. 24 c) med brutna flänsar både för över- och underflänsar är avsedd att möjliggöra större fri höjd vid balkmitt i vissa lokaler, och bägge flänsarna skarvas vid denna typ med de i kap. V beskrivna speciella skarvstyckena.

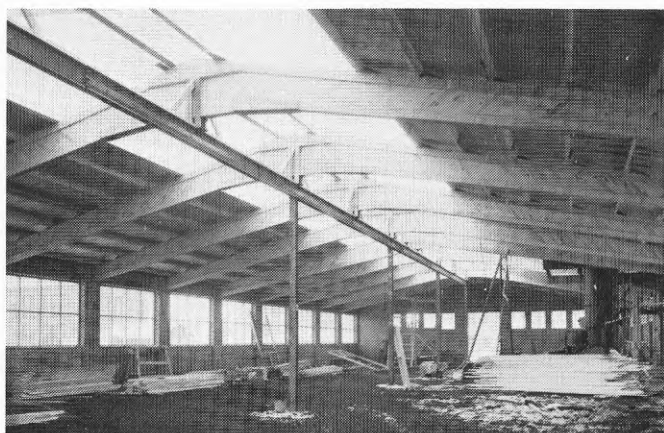


Fig. 30.

balk av stål i byggnadens mittlinje. Bilden, som visar en verkstadsbyggnad för domkrafttillverkaren Nike AB i Eskilstuna, har från HB-balks-systemets synpunkt en smula historiskt intresse eftersom projektet var HB-balkarnas uppdrag nr 2 från starten (lagerbyggnaden i Fig. 8 utgjorde uppdrag nr 1).

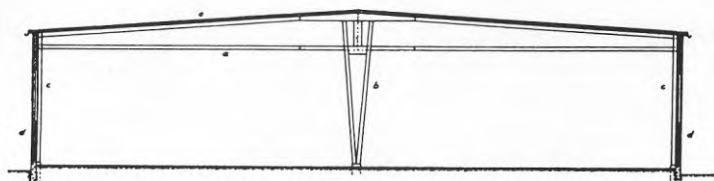


Fig 31



Fig. 32

En tillämpning av balktypen c) ehuru i detta fall anordnad som kontinuerlig balk över tre stöd visas i Fig. 30. Takbalkarna är här upplagda på sidostabila ytterväggar och på en travers-

En annan mycket vanlig tillämpning av systemet raka kontinuerliga balkar visas i systemskissen Fig. 31. Sidokrafterna upptas här av en central sidostyvpelare, som med en variant av "HB-hörnet" är styvt inspänd i balken. Systemet har fördelen att stödpelarna invid ytterväggarna kan utföras som rena

pendelpelare d.v.s. pelare med ringa sidobredd. Detta system tillämpas gärna vid byggnader där man invid fönsterytterväggarna vill undvika skymmande momentupptagande och därför bredare stödpelare för takkonstruktionen. Ett exempel på detta mycket vanliga HB-balks-system har här hämtats från en lagerbyggnad med 30 meters bredd; Fig. 32.

### III. B. Tvåledsramar

De ojämförligt vanligaste statiska systemen vid HB-balkarna utgöres av två- eller treledsramar, där sidokrafterna på en byggnadsstomme upptages genom att de bärande sidopelarna med hjälp av "HB-hörnet" är inspända i takbalkarna. Av dessa båda typer är treledsramar ("treledsbågar") i sin tur de allra mest använda. Tvåledsramar används dock ofta som primära bärande system, i vilka sekundära balkar i sin tur är upphängda, s.k. sammansatta system. Här behandlas dock först enbart ej sammansatta system med bärande tvåledsramar.

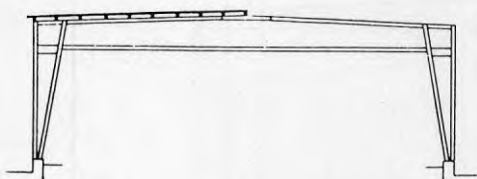


Fig. 33

En systemskiss för en typisk tvåledsram visas i Fig. 33. Ramen består alltså av en horisontell balk och två i denna med "HB-hörnet" inspända sidokraftupptagande vertikalspelare.

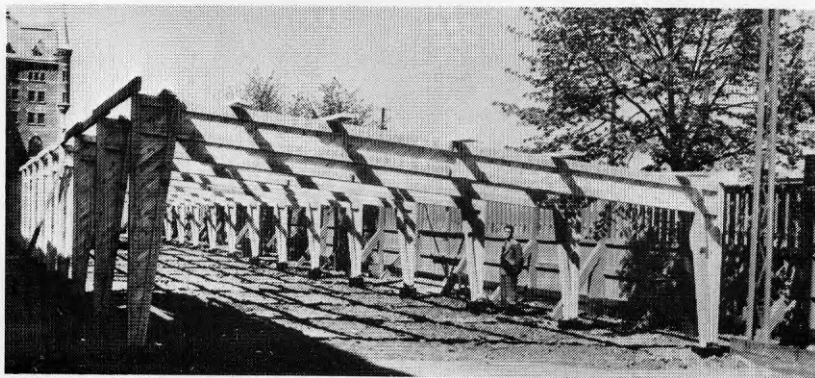


Fig. 34

Ett exempel på en renodlad tvåledsram visas i Fig. 34 för ett förrådsskjul. Den är också ett exempel på användning

av HB-balks-systemet också vid ganska små spännvidder, i det här fallet endast ca 8 meter. Ramverkan minskar grundkostnaden.

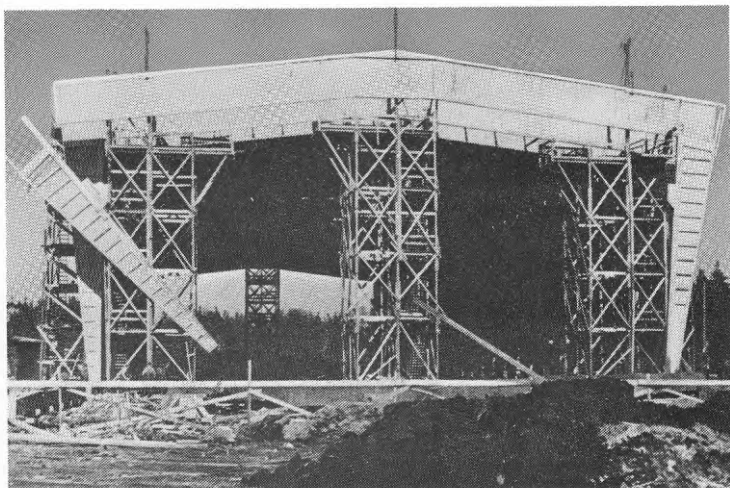


Fig. 35

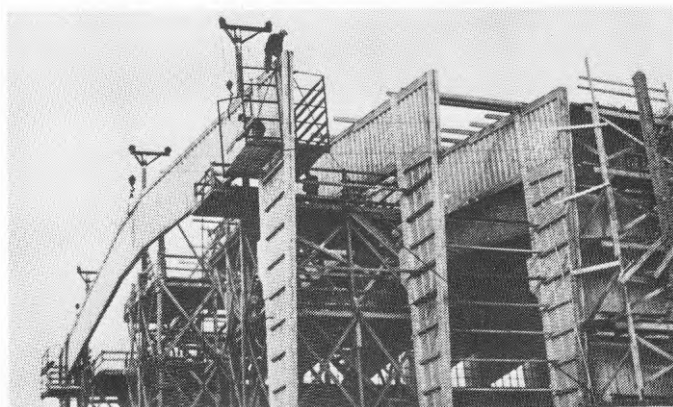


Fig. 36

på särskilda konsoler en 25 tons traversvagn, som överspänner hela byggnadens bredd. Den visas i samband med hållfasthetsberäkningen av traverskonsolerna i Fig.120. Med traversvagnen kan större delen av magasinets volym fyllas med virkesknippen - virkesmagasinets längd är i detta fall 164 meter.

Stora virkesmagasin har f.ö. utgjort vanliga användare av HB-balks-systemet. Ett virkesmagasin, vars tvåledsramar mon-

Ett omvänt exempel med stora spännvidder visas i Fig.35. Den avser ett virkesmagasin med 40 m breda takbalkar (36 m fri spv) och ca 20 m höjd. Monteringen har här skett från tre stycken rälsgående träställningar. Toppbalken har monterats först, varefter sidopelarna hissats upp och sidostyvt förenats med toppbalken, se figurerna.

Sidopelarna uppbär



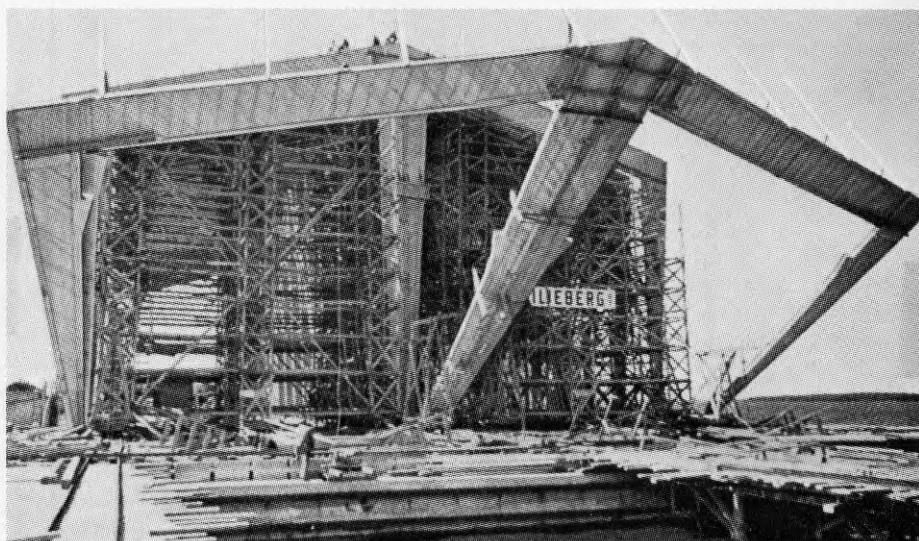


Fig. 37

terats på helt annat sätt än enligt Fig. 35 visas i Fig. 37. Det bärande systemet utgöres där av dubbla bredvid varandra ställda tvåledsramar av 19 meters spännvidd och inte mindre än 26,5 meters höjd. Konstruktionen är utförd av HB-avdelningens finska licenstagare. Som framgår av Fig. 37 monteras de båda samverkande tvåledsramarna där genom att de inbördes hopkopplade ramarna spelas upp från redan uppförd del av byggnaden. Detta är visserligen ett mycket vanligt sätt att montera HB-ramar som bildar längre serier, men det är ovanligt vid så pass stora och höga ramar som i det exemplifierade fallet.

Fig. 37 illustrerar samtidigt en principiell fråga av stor vikt. Det inses utan närmare beräkning att ramarna i figuren under upphissningsskedet utsättes för ett stort böjningsmoment på lågkant av HB-sektionen. Sektionens böjningshållfasthet på lågkant har med säkerhet kollats före hissningen, men det intressanta är att denna lågkants-hållfasthet varit så stor att angivna montering kunnat utföras med dessa stora mått.

Ehuru många hundratals byggnader utförts med bärande stomme av tvåledsramar kan här icke gärna förbigås ett antal speciella sådana byggnadsstommar som illustrerar viktiga delfakta.



Fig. 38

En sådan byggnad är den i Fig. 38 visade hangaren i Siphol i Holland. Den utfördes relativt tidigt (1946) och hade då den största spännvidden för tvåledsramar med 42,3 meter, men den intressantaste erfarenheten från just denna byggnad härstammar från uppförandet. Detta skedde med instruktion av en nedrest ingenjör från HB-avdelningen, men när denna anlände befanns det att tre veckor tidigare dittransporterade HB-balkar hela tiden förvarats liggande utomhus utan täckning av presenningar e.d. och under ett ihållande regnande. Det sista framgår i någon mån av figuren, som visar reflexer av vattensamlingarna på betongplattan framför hangaren.

Den i och för sig relativt begränsade limning som förekommer vid HB-balkarna, nämligen mellan bräderna i flänspaketen, är utförd med icke fuktbeständigt s.k. Casco-lim. Sannolikt bör en hel del av denna limning ha förlorat mycket av sin hållfasthet under den långvariga "våta" lagringen före montering. Spikningen har då måst överta en stor del av kraftöverföringen mellan bräderna i flänsarna, se sid. 14. Några nackdelar härav har inte veterligen iakttagits efter uppmoneringen av hangaren ifråga.

En annan intressant byggnad med bärande stomme av tvåledsramar är den till olympiaden 1952 i Helsingfors uppbyggda sporthallen enligt Fig. 39. Arkitekt för denna var den världsberömda finske arkitekten professor Alvar Aalto, som förf. fick nöjet att träffa i samband med överläggningar om speciellt

knäckavstyvningar för de tryckta delarna av de "fria" underflänsarna i takbalkarna, som hade dåvarande rekordet i spännvidd, 47,0 meter. Prof. Aalto ville ha dessa avstyvningar på önskvärt sätt inkomponerade i ramarnas arkitektur. En del av dem syns ganska tydligt på figuren. Ehuru Aalto ju är världsberömd för sin arkitektoniska skaparförmåga var det ytterst intressant att vid överläggningarna med honom konstatera hans också starkt ingenjörsmässiga förståelse för den rent statiska funktionen vid de bärande konstruktionerna. Takbalkarna är som framgår av figuren svagt krökta genom att flänsarna böjts något på sin egen högkant.

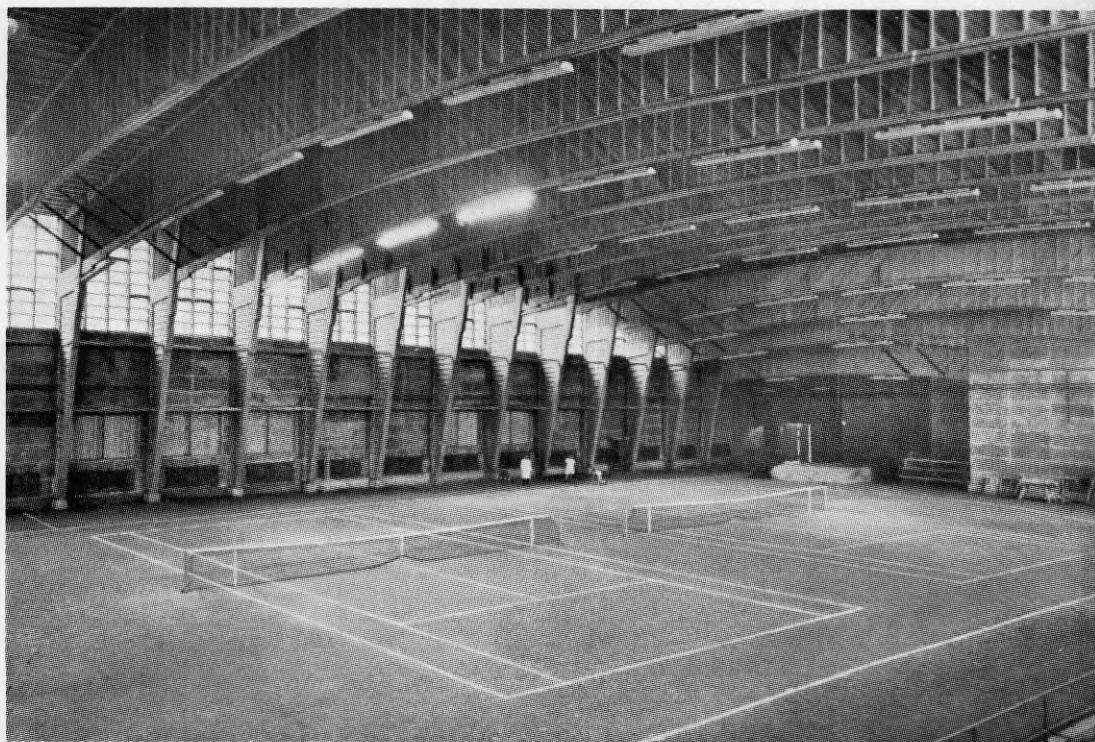


Fig. 39

Utrymmet tillåter tyvärr inte redovisning av alltför många specialutföranden av två-ledsramar, men ytterligare ett par lärorika exempel torde kunna accepteras.

Fig. 40 visar ett utförande med tvåledsramar av en del av en fabriksbyggnad i Canada. Trots att den är utförd enligt HB-balks-systemets generella normer har den en något annan "na-

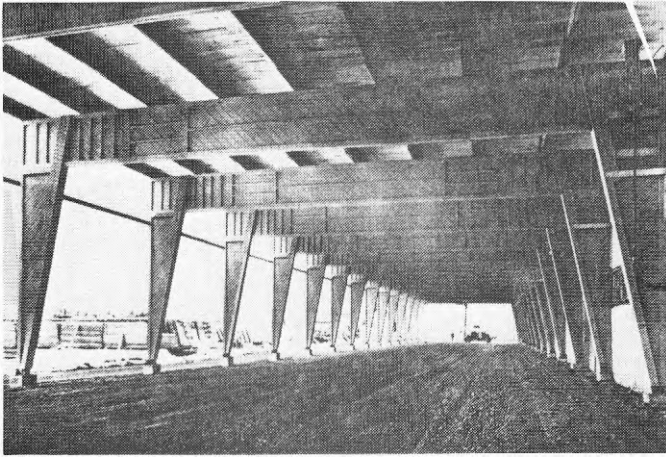


Fig. 40

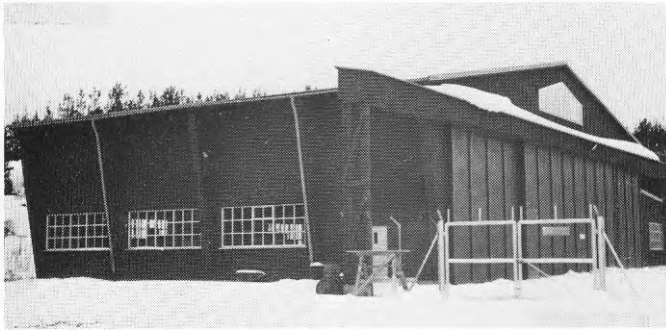


Fig. 41



Fig. 42

tionell" karaktär än motsvarande svenska ramar. Därutöver är den synnerligen informativ betr. livavstyvningar. Närmast rambenet är takbalkslivet avstyvat med vertikala avstyvningar. Sedan följer två horisontella sådana och på balkmitt en enda horisontell, allt noga följande avskärningskraften i balken.

Nästa bild, Fig. 41 visar bara exteriören av en byggnad, här en privatflyghangar med bärande tvåledsramar. Ett mycket stort antal sådana hangarer har utförts på just detta sätt. Man no-

terar lämpligen de utanpåliggande rambensflänsarna, som förläner den typen av byggnader en rätt speciell arkitektonisk karaktär. De förekommer ofta i samband med HB-balksstommar. Viktigt är att tillse att utanpåliggande bärverksdelar är väl fuktskyddade.

Till sist en mycket smal tvåledsbåge, som utgör bärverket för HB-avdelning-

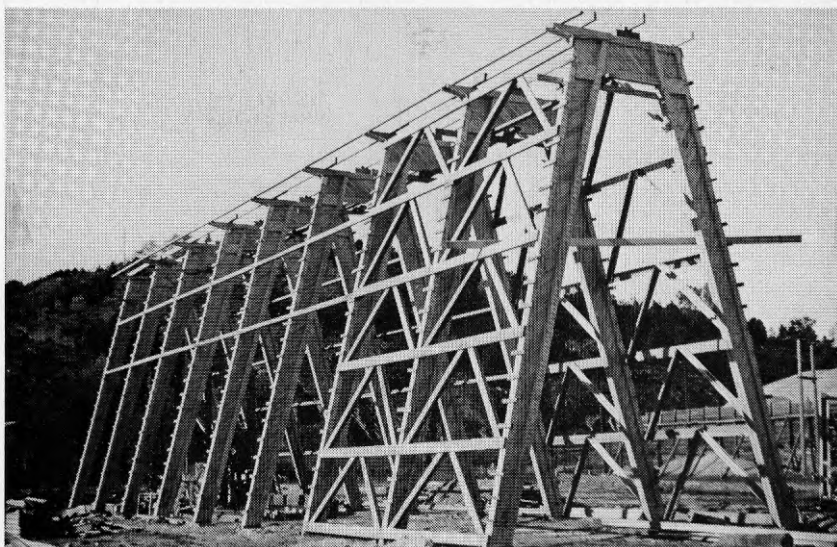


Fig. 43

ns så småningom tillkomna provningsanläggning. Den är på sitt sätt lärorik genom att den i sitt mera kompletta utseende enligt Fig.43särskilt väl demonstrerar vikten av att stabilisera en byggnadsstomme i alla riktningar. Den här provningsanläggningen är belägen i Uddevalla nära havet och därför utsatt för kraftiga vindar.

I tvåledsramarnas tvärriktning åstadkommes ramarnas tvärstabilitet helt av rambenens inspänning i den korta toppbalken. Den har därför utförts med relativt dess bredd ganska stor höjd.

I riktningen vinkelrätt mot tvåledsramarna noterar man de kraftiga vindförbanden i två ramfack för att uppta sidoblastningar genom vind i denna riktning. Behovet av dessa vindförband förefaller elementärt självfallet när man inspekterar bilden, men erfarenheten visar att just denna typ av vindförband, d.v.s. sådana som är anordnade vinkelrätt mot ritningens plan och därför inte syns på huvudritningen för den bärande ramen, är den konstruktionsdetalj som oftast glöms bort i praktiken och då ej sällan lett till "domino-bricks-stjälplning" av ibland en hel rad av bärande ramar. Denna typ av vindförband kan därför ej nog betonas nödvändigheten av.

Fig. 43 visar också en annan principiellt viktig detalj, nämligen hur de 6 bortersta tvåledsramarna i bilden sidostabiliseras från de tre vindförbandsförsedda främre ramarna. Stabiliseringen sker via två på hög nivå anbragta stag på vardera ramsidan, vilka stag i sin tur "låsas" från de vindstabiliserade ramarna. Genom placeringen högt upp av dessa stag blir nedre delen av provningsbyggnaden fri från stag som skulle försvåra fotografiregistreringen av större provkroppar under provning i anläggningen.

Hållfasthetsberäkning och dimensionering av såväl raka balkars som ramkonstruktioners flänsar, liv och avstävningar ävensom tillhörande spikning behandlas separat i avsnittet IV, "Hållfasthetsberäkning...".

### III. C. Treledsramar (treledsbågar)

Treledsramar är vid HB-balks-systemet ännu vanligare än tvåledsramar och totalt sett det ojämförligt vanligaste bärande systemet av HB-balkar. Det finns flera skäl härför. Ett är att treledsramar representerar ett statiskt bestämt system och därför är enklare att beräkna (tvåledsramar är 1-falt statiskt obestämt). Ett annat skäl är att vid treledsramar överbyggandet av en viss spännvidd sker med 4 balkdelar, som på

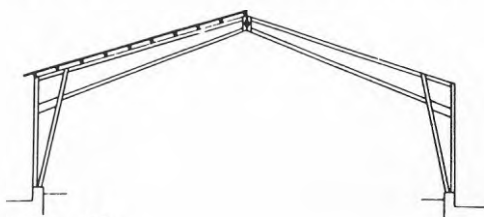


Fig. 44

byggnads-platsen enkelt förenas med begränsad spikning och att var och en av balkdelarna före sammansättningen bildar relativt korta raka balkdelar, som är lätta att transportera.

Ett tredje skäl är rent utseendemässigt. Som framgår av systemfiguren i Fig. 44 är konstruktionshöjden minst i spännmitt (medan vid de flesta andra konstruktioner samma höjd är störst på mitten), och detta bidrar till att treledsbågar av HB-balkar i regel ger ett smäckert och elegant utseendeintryck. Spännvidden för treledsramar kan varieras inom vida gränser; den hittills största spännvidden är 51 meter vid en hangar på Gathwick-flygplatsen i England, vilket tillika är största

spännvidden vid ett enstaka spann för HB-balkarna, däremot inte största balksektionen.

Treledsramar har kommit till användning för byggnader av de mest skilda slag: industribyggnader, förråd och lager, lantbruksbyggnader, skolor, sporthallar, exercishallar, hangarbyggnader etc. etc. Konstruktivt kännetecknas ju treledsramen av att leder är anordnade vid de båda upplagen och vid nocken. Upplagslederna kräver inga andra anordningar än att rambenen vid fotänden anbringas i en stålhylsa av vinkelstål e.d., som är väl förankrad i underlaget, vanligen av betong. Stålhylsan är så utformad att den med nödig säkerhet förmår uppta de vanligen utåtriktade horisontalkrafterna vid rambenen.

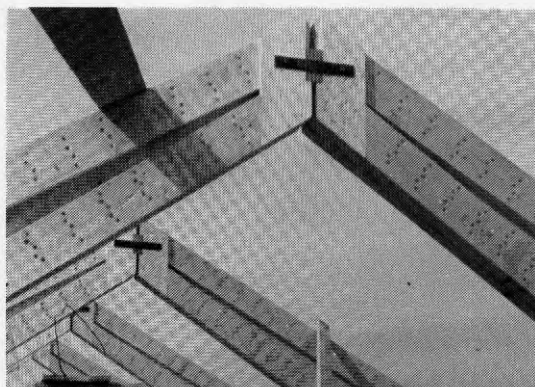


Fig. 45

överföra vissa transversalkrafter, som vid snedbelastning av treledsramen kan uppkomma vid nocken. Leden utförs därför gärna som en fyrkantig ekklots, som anbringas i motsvariga urtag i de båda takstolsbalkarna, vars toppdelar också lämpligen förstärkes med en tvärställd plank e.d. om plats för en sådan finnes mellan flänsarna (ej i Fig. 45). Över ekklotsen anbringas ett plattstål, som fästes med genomgående bultar i bägge toppdelarna, Fig. 45.

Nockleden och dess dimensionering behandlas senare i ett särskilt avsnitt, men dess vanligaste utförande visas här i Fig. 45. Leden skall med viss vinkelörslighet genom direkt anliggning överföra tryckkrafterna i takstolsnocken. Den skall dessutom kunna

Monteringen av en treledsram utföres vanligen så, att man först med hjälp av ett på platsen spikat "HB-hörn" parvis förenar balkdelarna till "takstolshalvor". Dessa lyftes sedan var för sig med hjälp av lätta fältkranar till rätt läge och hopkopplas med nockleden i ramtoppen, Fig. 60. Ev. sammansättes

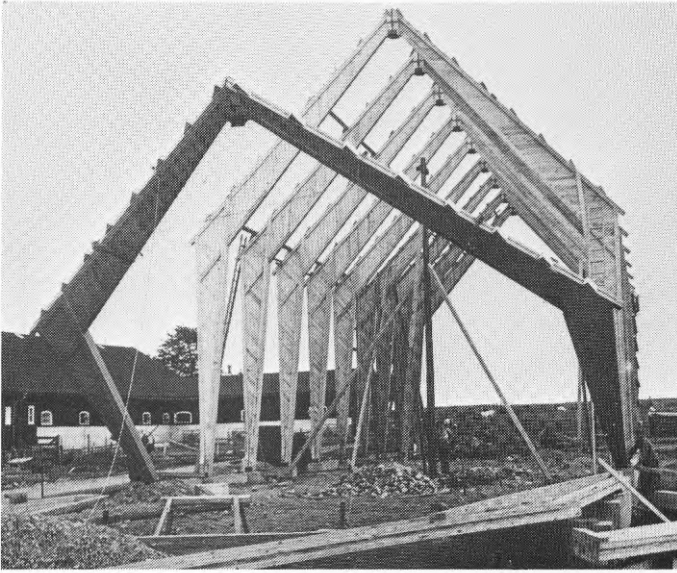


Fig. 46

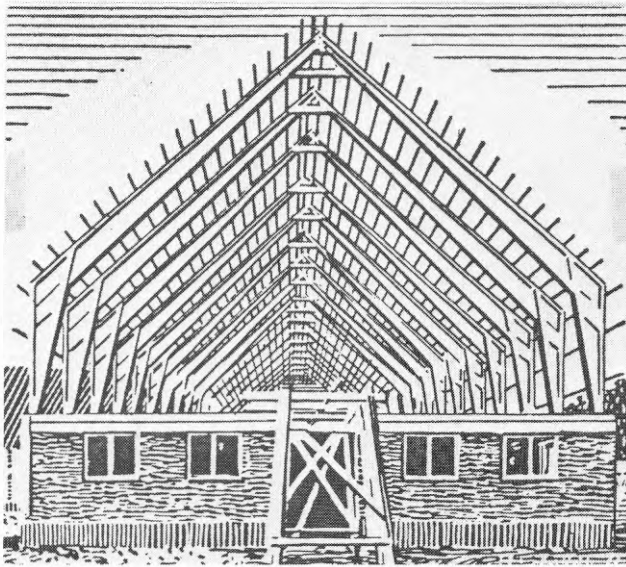


Fig. 47

alla 4 takstolsdelarna (ibland flera än 4) i markplanet till kompletta takstolar och spelas upp med, stöd av redan monterade rammar. Fig.46 visar en sådan montering för en lantbruksbyggnad direkt från markplanet, och Fig.47 en liknande ramtyp monterad ovanpå ett djurstall i stenmaterial.

Större lantbruksbyggnader är väl numera inte så vanliga, men de illustrerar rätt väl en del typiska detaljkonstruktioner vid HB-balk-system.

Sälunda belyser bildserien

på nästa sida två speciella konstruktionsanordningar. Den ena avser möjligheten att åstadkomma i viss mån "krökta" HB-balkar. Detta har enligt Fig.48 åstadkommits genom att upprepade gånger tillämpa "HB-hörnets princip" men med en mindre vinkeländ-



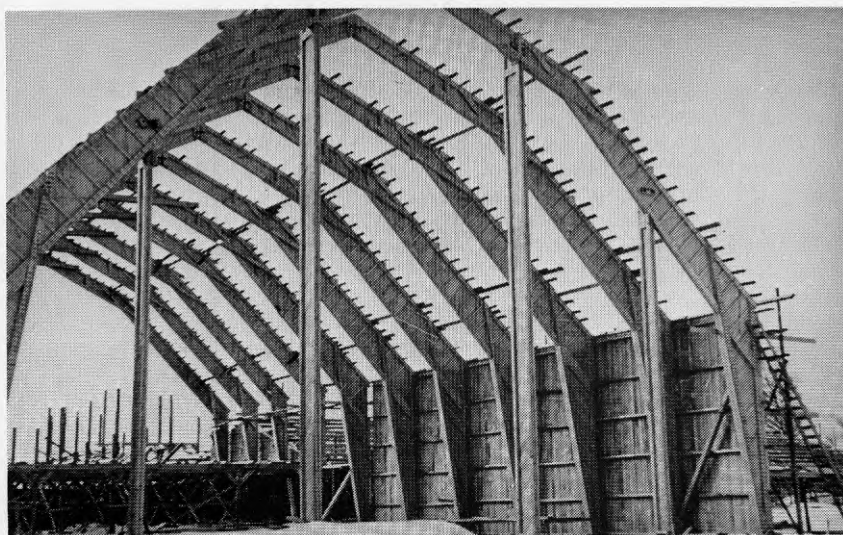


Fig. 48

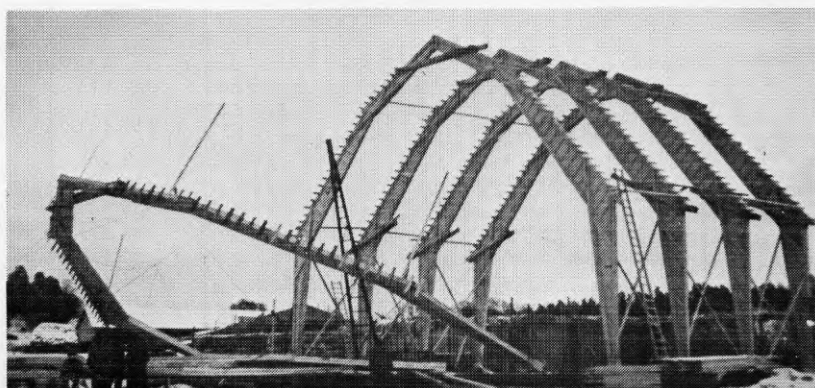


Fig. 49

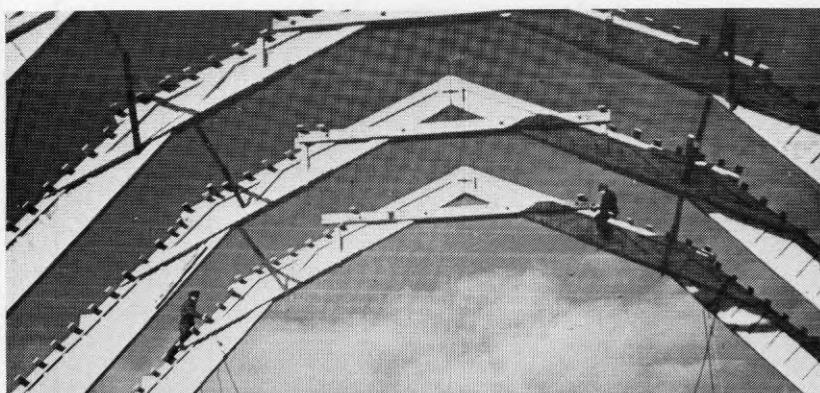


Fig. 50

ring varje gång. Svårigheten härvidlag är att man inte kan er- hålla de gynnsammaste riktningarna på livbräderna i "hörnet" för att överföra "vinkeländringskrafterna" i hörnet. Metoden bör därför tillämpas med försiktighet. Monteringsutförandet enligt Fig. 49 visar dock att den flerfaldigt "brutna" balk- kedjan erhållit en avsevärd styvhet också på lågkant men de försiktighetsåtgärder som visats i Fig. 50 markerar att de upprepade vinkeländringarna i balken inneburit viss försvagning.

Fig. 48 visar en annan detalj. Med denna lantbruksbygg- nads avsevärda dimensioner (spännvidd 23 m, höjd 17 m) blir det stora vindbelastningar på de stora gavlarna. Att överföra dessa med vanliga massiva virkesdimensioner är omöjligt. I stället har på sätt figuren visar vindtrycket på gaveln fått upptagas via vertikala HB-balkar, som i sin tur stöddas av upplag i marknivån och de via takkonstruktionen vindstabiliserade upplagen upptill.



Fig. 51

Fig. 51 visar två viktiga detal- jer vid några tre- ledsbågar.

Den ena avser mot balkmitt avta- gande horisontella livavstyvningar för balkliven.

Den andra vi- sar en spikad trä- platta över skarven mellan ramben och takbalk. Den syftar till att överföra horisontalkraften mellan dessa delar (utan att böjningsbe- lasta rambenflänsarna).

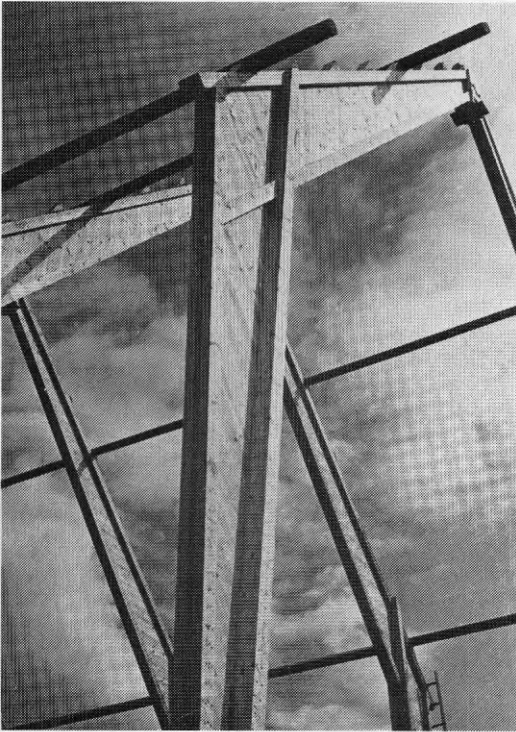


Fig. 52

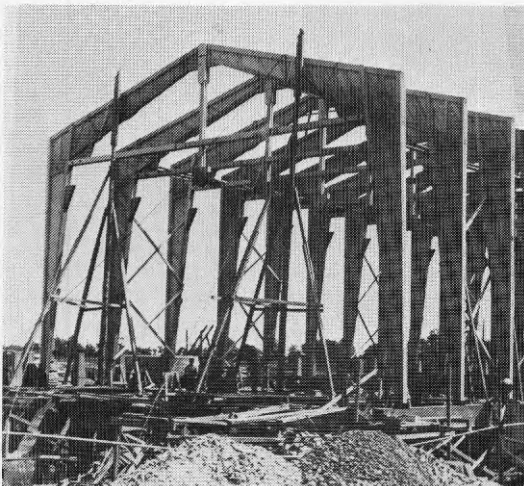


Fig. 53

Träplattan ifråga kan utgöras av en enkel bräda eller plank, men vid större horisontalkrafter kan den utföras av sammanlimmade lager av diagonalpaneler (sådan limning håller dock endast tills spikningen genomförts).

Ofta kan dock sådan spikplatta undvaras.

Fig. 52 visar en vid både tre- och två-ledsramar viktig detalj på ett tydligt sätt. Det gäller skillnaden mellan rambenets inner- och ytterfläns. Ytterflänsen (närmast väggen) är normalt dragen, innerflänsen tryckt. Innerflänsen är "fri", d. v. s. ej knäckstagad av väggen. Det är därför förmånligt att innerflänsen "omgriper" takbalken och därvid får ökad tjocklek på sin fria sträcka, medan ytterflänsen kan direkt anslutas till takbalkens livbräder. Denna fråga behandlas ytterligare i avsnittet om hållfasthetsberäkning.

Två andra specialdetaljer visas på samma figur, Fig. 53. Den ena avser konso-

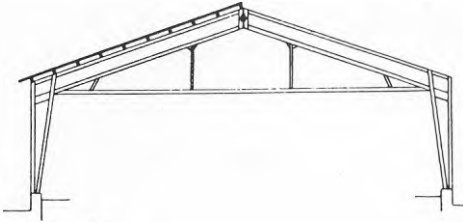


Fig. 54

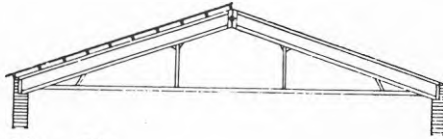


Fig. 55

ler från stödbenen för upp-  
bärande av traversbanor, den  
andra dragbandsinfästningar  
vid botten av takbalkarna.  
Bägge dessa detaljer utfö-  
res som lokala utvidgning-  
ar av stödbenens resp. tak-  
balkarnas ordinarie balkliv.  
Deras hållfasthetsberäkning  
behandlas separat i kap. V.  
Vid bägge detaljerna hand-  
lar det om stora krafter  
på resp. detaljer, och det  
är därför förmånligt att  
de kan utföras som direkta  
"fortsättningar" av ordina-

rie balkliv. Anordningarna med dragband visas i princip ock-  
så vid systemfigurerna i Fig. 54 - 55 . Fig. 54 visar drag-  
band anordnat vid takstol med separata stödben, Fig. 55 drag-  
band för motsvarande takstol upplagd på sidostyva stödväggar.  
Bägge anordningarna minskar de horisontalkrafter, med vilka  
takbalkarna angriper sina upplag. Vid anordningen enligt  
Fig. 54 betyder detta minskade hörnmoment mellan takbalkar och  
stödpelare.

En tredje för HB-balkarna specifik detalj kan i detta  
sammanhang böra belysas. Det är de för byggnadens arkitektur



Fig. 56

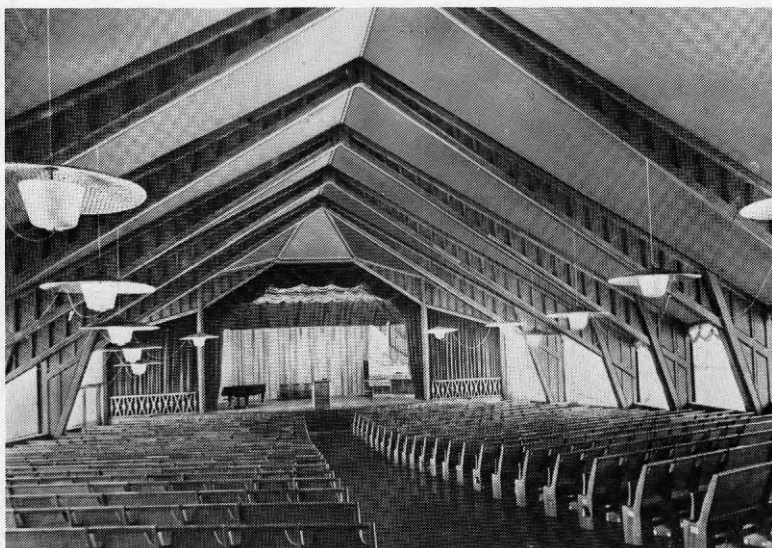


Fig. 57

karaktäristiska utanpåliggande triangulära stödbenen för bärande treledsbågar, som i detta fall använts vid Svenska Träforskningsinstitutets verkstadsbyggnad, Fig. 56.

En annan arkitektoniskt betydelsefull egenskap vid HB-balkssystemet är treledsbågarnas egenskap att ha sin lägsta konstruktionshöjd i mitten, alltså vid taknock. En mycket uppmärksam tillämpning av detta har varit en av arkitekten

professor Nils Ahrbom ritad skolaula i Stockholm med 22 meters spännvidd och 10 m. höjd, Fig. 57. Den låga balkhöjden vid takmitt bidrar till takkonstruktionens elegans. Denna har av prof. Ahrbom i detta fall ytterligare förstärkts genom att spikraderna i balkflänsarna dolts med speciellt behandlade träläkt, se detaljen i Fig. 58 (I en del av upplagan av denna skrift återges prof. Ahrboms skolaula i färgtryck).

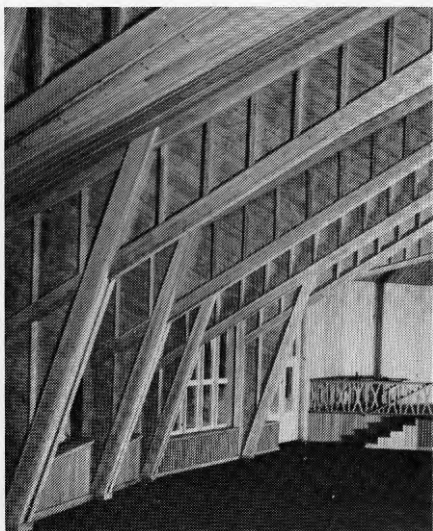


Fig. 58

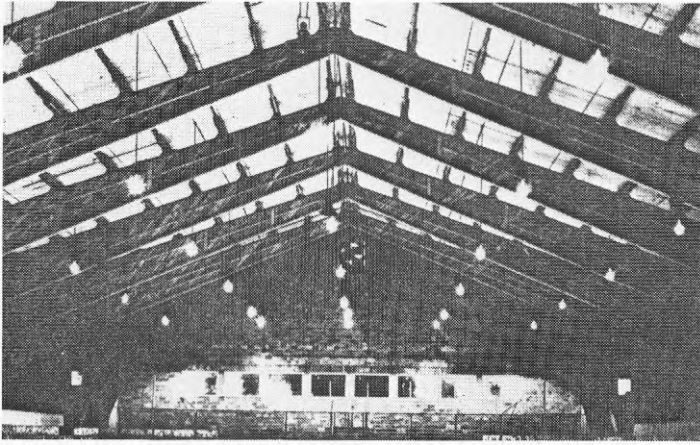


Fig. 59

Treleds-  
bågens både ut-  
seendenässiga  
och tekniska eg-  
enskaper synes  
ha särskilt upp-  
skattats vid  
vissa typer av  
hallbyggnader  
eftersom ett  
mycket stort  
antal av sport-  
haller, ridhus,  
gymnastiksal,  
excercishallar  
m.m. utförts

med just denna typ av bärande konstruktioner. Bland mängden av dylika byggnader har i Fig. 59 valts en i Canada mycket vanlig typ av hallbyggnader, nämligen för speciellt curlingspel. Ett stort antal sådana har utförts av Canadas licensinnehavare av HB-systemet. Spännvidder ca 30-40 meter.

Ett vanligt sätt att montera större treledsbågar med hjälp av traktorburna kranar visas i en bild från Belgien av en industribyggnad med 36 meters spännvidd, Fig. 60. .

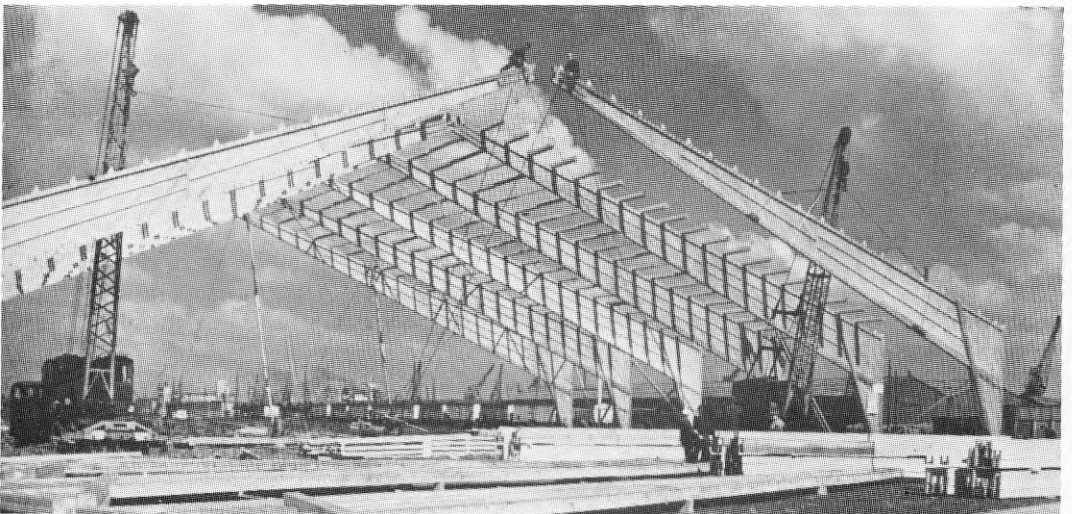


Fig. 60

### III. D. Sammansatta bärverk

HB-balks-systemets påtagliga flexibilitet och dess i någon mån konstruktiva likhet med stålkonstruktioner möjliggör allehanda kombinationer mellan primära och sekundära bärverk, varav några exempel här skall visas.

Sälunda visar bildserien i Fig. 61 a- b uppförandet

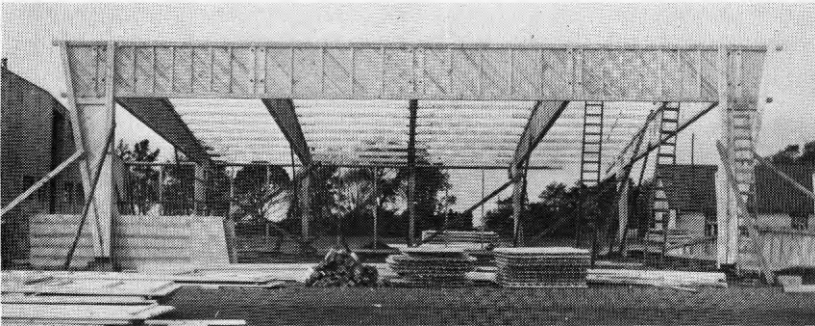


Fig. 61a

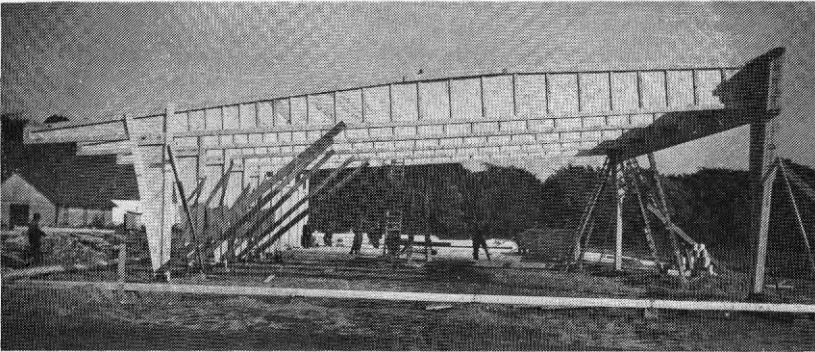


Fig. 61b

av en hangarbyggnad av medelstorlek för jaktplan e.d. Det i detta fall tillämpade statiska systemet är lämpligt för byggnader, vare sig hangarer eller industribyggnader, där man behöver en stor fri golvyta utan mellanpelare och där man samtidigt behöver en från mellanstöd fri frontfasad.

Det primära bärverket utgöres här av en tvåledsram, i exemplet med 24 meters fri spännvidd. Ramen sammansättes på

byggnadsplatsen av takbalk och två ramben som sammanfogas enligt "HB-hörnens" princip och därefter med hjälp av två lätta fältkranar monteras i läge och provisoriskt stagas i tvärled, Fig. 61a). I byggnadens längdriktning är tvåledsramen självfallet stabiliserad.

Enligt Fig. 61b) har därefter först monterats ett antal bakre stödben, som provisoriskt sidostagats och därefter böjningsstyvt förbundits med motsvarande antal sekundärbalkar, vars andra stöd utgöres av tvåledsramen i fronten. Balkstommen blir därvid stabiliserad i bägge huvudriktningarna.

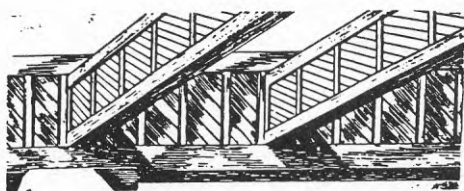


Fig. 61g

Fig. 61g visar en principdetalj hur sekundärbalkarna är upplagda på den primära frontramen. Sekundärbalkslivet infästes genom spikning mellan dess upplagsreglar och primärbalkens förstärkta livavstyvningar. Särskilt bör noteras, att sekundärbalkens underflänsar dessutom stödes av primärbalkens dito.

En annan byggnadsstatisk princip, också den tillämplig också på större industribyggnader, visas i bildserien i Fig. 62 a) - c). Det primära bärverket utgöres även här av tvåledsramar, men i motsats till i Fig. 61 är de primära ramarna här anordnade vinkelrätt mot byggnadsfasaden medan sekundära balkar är parallella med samma fasad. Fig. 62 a) visar en av primärramarna, här med 35 meters spännvidd (bakre rambenet tyvärr något skymt): Mellan primärramarna, inalles tre stycken mellan gavlarna, se Fig. 62 b), är anordnade raka sekundärbalkar, här med 22 m. spann. Primärramarna belastas alltså med anmärkningsvärt stor belastningsbredd, d.v.s. 22 meter. Primärramarna och inte minst deras stödpelare blir därigenom ganska dimensionsgrova (detta trots att just den här ifrågakvarande hangaren på beställarens önskan utförts med minst 20 % förhöjda påkänningar, för böjning  $120 \text{ kg/cm}^2$ ).

Kombinationen av primärramar och sekundärbalkar framgår något tydligare av delbilden härav invid portöppningen i Fig. 62e samt av sekundärbalkarnas infästning i primärram-



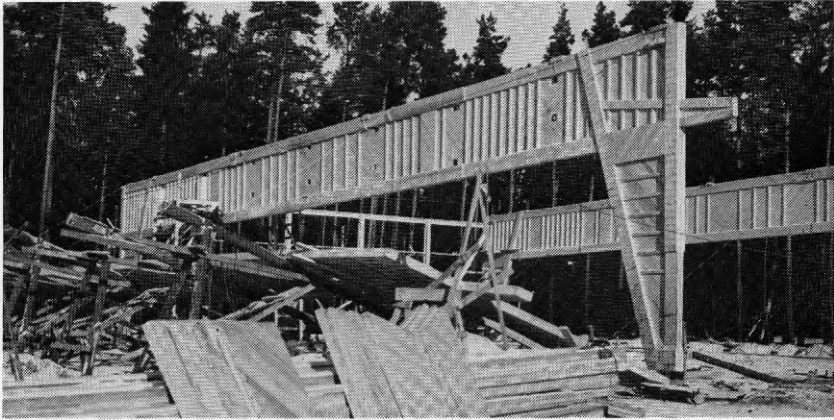


Fig. 62a

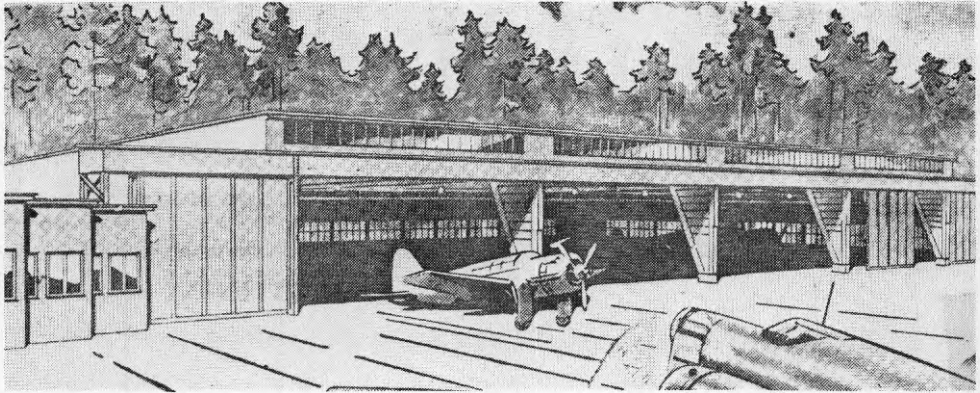


Fig. 62b

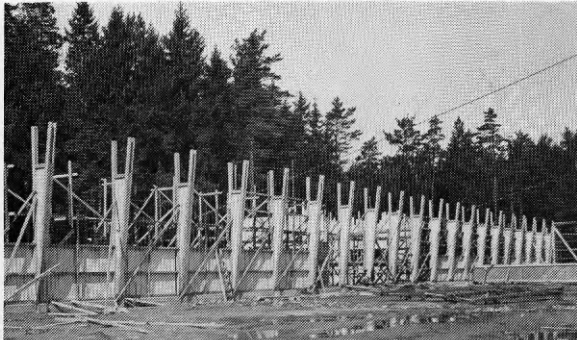


Fig. 62d

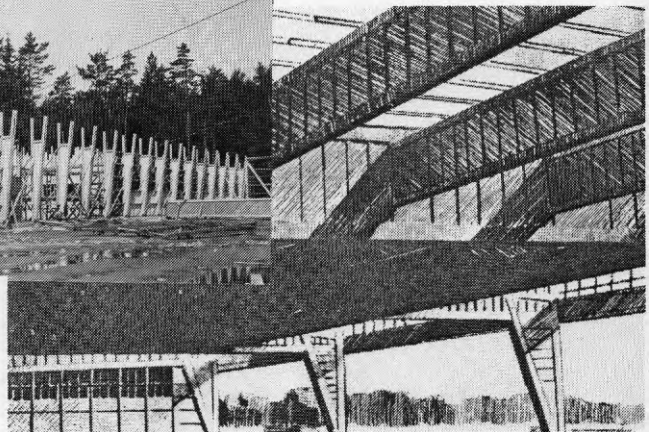


Fig. 62c

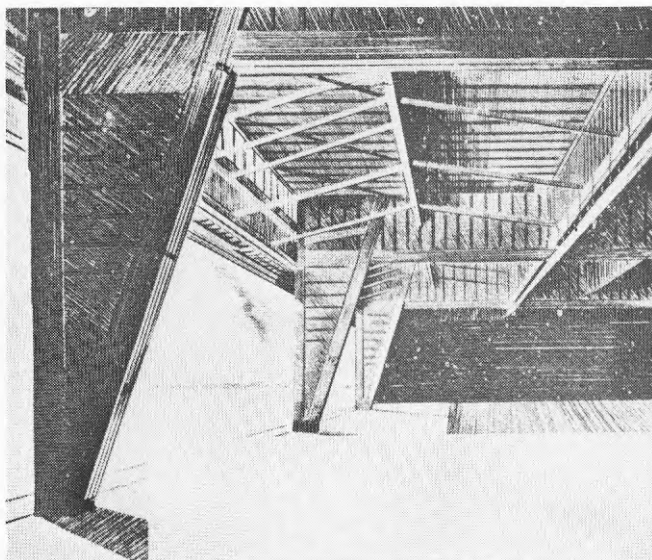


Fig. 62e  
hangarportar, s.k. "HB-portar".

arna enligt Fig. 62c.

Den till höger på huvudramen i Fig. 62 a) visade utskjutande konsolen upp- bär toppbalken för portsystemet till hangaren, som också utförts enligt ett till HB-balks- systemet anslut- ande särskilt sy- stem för stora

De enligt Fig. 62 c) mellan primärramarna fritt upplag- da (inhängda) sekundärbalkarna med stora spännvidder har den nackdelen, särskilt i detta fall med förhöjda tillåtna påkän- ningar, att nedböjningarna vid balkmitt blir för ögat observer- bara och redan därför störande. Kontinuerliga balkar skulle ur denna synpunkt vara fördelaktigare och har fortsättnings- vis oftast tillämpats, se hålen i huvudramen i Fig. 63 jäm- fört med uppgifterna på sid. 183. Den stora spännvidden för pri- märramarna, 35 m, kombinerad med så stor belastningsbredd som 22 m, leder också till grova balkdimensioner. Där så är möj- ligt kan avsevärda dimensionsminskningar uppnås om primärbal-

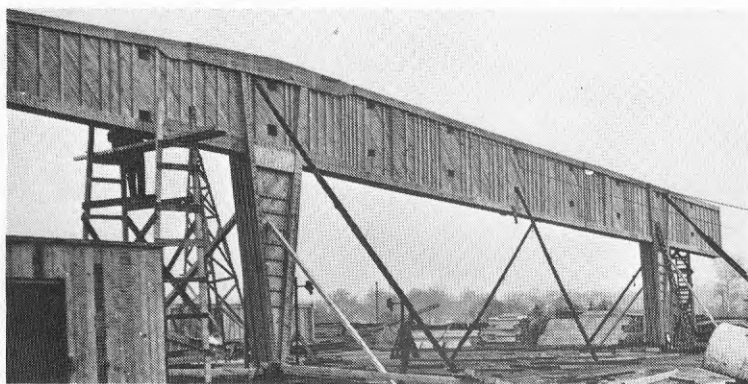


Fig. 63

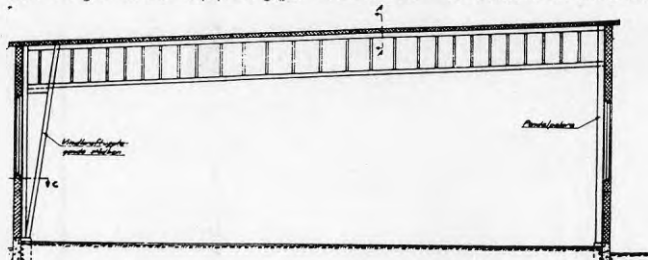
karna för- ses med ett mel- lanstöd (Fig. 63).

Så har därför skett vid ett fler- tal av

de större hangarbyggnader eller motsvarande större byggnader som senare utförts. (Fig. 62 d avser bakre stöden vid F 11, se sid 183).

### III. E. Diverse konstruktioner

Vid tiden för HB-balksystemets tillkomst kändes det naturligt att upplägga bärande träkonstruktioner på underlag av



1. Tvärsektion av byggnaden å föregående sida. Bärande stomme av HB-balkar, spännvidd 18 meter, utfört av fribärande armerade siporexplattor (fig. 3). Väggarne kunna muras av tegel, siporex, gas-ug o. d. (i denna byggnad siporex) som putsas, eller ännu bättre liksom taket utföras av armerade explattor, som anslutes till HB-ramarnas pelare (fig. 2 och 4) och kunna lämnas oputsade.

Fig. 64a

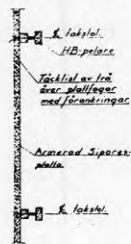


Fig. 2. Plansektion C-C. Vagg av armerade siporexplattor, stöpa mellan och förankrade vid HB-

Fig. 64b

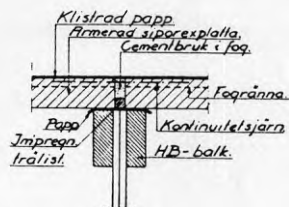


Fig. 3. Sektion A-A. Takplattors upplag på och förankring vid HB-takstolarna.

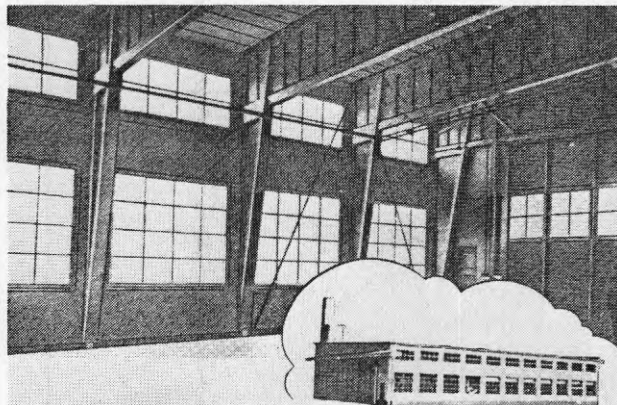
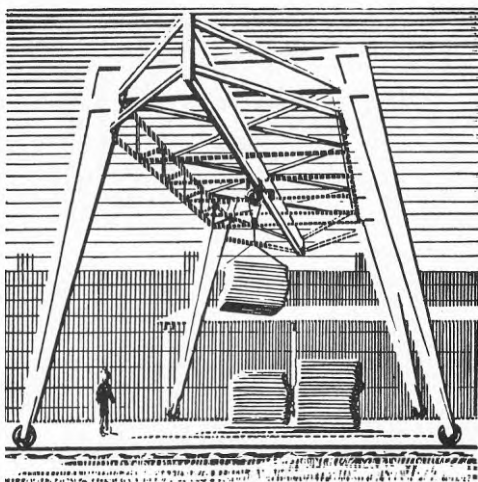


Fig. 64c

betong eller murverk eller andra tunga material, men däremot mycket o- naturligt att upplägga betongmaterial på trä. Särskilt med tanke på trä's krympning och svällning vid fuktvariationer.

Fig. 64 visar dock en industribyggnad där ramar av HB-balkar uppbär takplattor av lättbetong och vägginklädnad av samma material. Kombinationen har visat sig fungera mycket bra och ett stort antal byggnader har senare utförts på detta sätt.

I Fig. 64a utgöres det bärande systemet av "halva" tvåledsramar med en vindstyv pelare och en slank pendelpelare med 18 m. spännvidd. De är anordnade på c/c-avstånd motsvarande spännvidden för armerade lättbetongplattor. Dessa anslutas till HB-balkarna enl.



Rörlig portalkran med 22 meters längd för lastning av husblock. HB-konstruktion.

Fig. 65

detaljen med en centreringslist och med fogjärn sammanhållande plattorna. Även väggarna är utförda av armerade lättbetongplattor. Brandsäkert!

Fig. 65 visar en helt annan konstruktion, en rälsgående bockkran med 22 m längd, som använts i decennier vid Uddevallafabriken för transport av husblock.

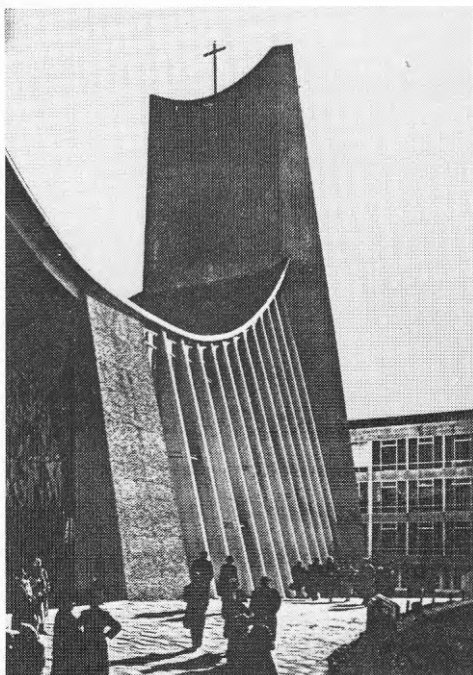


Fig. 66

Fig. 66 visar en kyrka i Belgien, där sidopelare av triangulära HB-balkar uppbär ett kabelupphängt yttertak.

Andra användningar av HB-balkssystemet har varit dansbanor, fotbolls-läktare, teaterbyggnader, järnvägsmagasin, lantbruksbyggnader etc.etc. förutom broar, hangarportar, fartyg m.m., som behandlas i särskilda avsnitt senare.

## IV. Hållfasthetsberäkning och dimensionering av HB-balkarnas grundkonstruktioner

### IV. A. Allmänna grunder

Beräkningen av en HB-balks-konstruktion - vilken som helst - omfattar dels statiska beräkningar, d.v.s. fastställandet av de belastningar, som åverkar konstruktionen jämte därav förorsakade upplagsreaktioner, böjningsmoment, normal- och avskärningskrafter etc., dels dimensionering av HB-balkskonstruktionen så att dess hållfasthet motsvarar de sålunda beräknade krafterna.

Den förstnämnda beräkningen sker till större delen i enlighet med byggnadsstatikens och hållfasthetslärans allmänna regler och lagar. Framställningen i skriften utgår i regel från att dessa regler och lagar är kända och inte behöver särskilt beskrivas, men vid behov kommenteras de vid speciella tillämpningar på HB-balkarna.

Den senare beräkningen, dimensioneringen, omfattar däremot till stor del beräkningar, som är specifika för just HB-balks-konstruktionerna. Som exempel på sådana specifika beräkningar kan framförallt nämnas dimensioneringen av spikningen mellan flänsar och balkliv och en rad andra spikförbindningar. Beräkningen av påkänningar i balklivet skiljer sig en hel del från motsvarande beräkningar vid balkar av homogena material och likaså bestämningen av balklivens knäcksäkerhet.

En mycket viktig specifik beräkningsdel gäller bestämningen av tryckta balkflänsars knäcksäkerhet. Genom att flänsarna är anslutna till balklivet med spikning blir denna förbindning inte helt stel utan något eftergivlig, och detta minskar flänsarnas knäckhållfasthet jämfört med flänsar som är helt stelt förbundna med ett balkliv. Denna fråga är särskilt betydelsefull vid de talrika konstruktioner, där tryckta flänsar är "fria" och sålunda inte kontinuerligt styrda av anslutande tak- eller väggkonstruktioner. Problemet betr. tryckta balkflänsars knäckhållfasthet har vid HB-balkarna ägnats en särskilt omfattande provningsverksamhet.

#### IV. B. Dimensionering av HB-balkens flänsar

Påkänningarna i ett för böjningsmoment plus eventuell normalkraft påverkat balktvärsnitt "x" beräknas i första hand enligt hållfasthetslärans gängse formler, alltså

$$\sigma_k = \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{N_x}{A_x} \quad (a)$$

där  $\sigma_k$  = kantpåkänningen i sektionen "x"

$M_x$  = sektionen x angripande böjningsmoment

$W_x$  = sektionens motståndsmoment,  $I_x$  = dess tröghetsmoment

$N_x$  = eventuell normalkraft (t.ex. i pelarbenen i Fig. 33)

$A_x$  = sektionens totala flänsyta

HB-balkens tvärsnitt är en yta sammansatt av deltyor (rektanglar). Vid HB-balkarna medverkar endast flänsarna för upptagande av moment och eventuella normalkrafter, varför endast flänsytorna medtages vid beräkning av en balks motståndsmoment och tvärsnittsyta.

Fig. 67 visar en tvärsnitt i det allmänna fallet, osymmetrisk sektion. För beräkning av bl.a.  $W_x$  beräknas på vanligt sätt först sektionens tröghetsmoment  $I_x$  och dess tyngdpunktsläge. Med i Fig. 67 visade beteckningar erhålles:

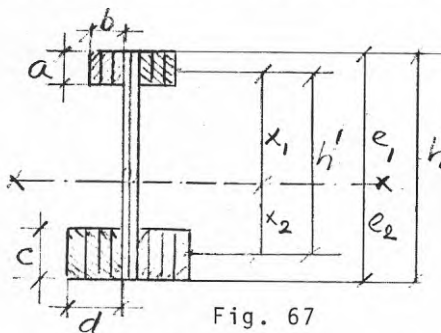


Fig. 67

x-x tyngdpunktsaxel

b, d flänstjocklek

a, c flänsbredd

$$A_1 = a \cdot b$$

$$A_2 = c \cdot d$$

Anm.  
"Tjocklek" och  
"bredd" mätes  
ur flänsdimen-  
sioners synvinkel

$$x_1 = h' \cdot \frac{A_2}{A_1 + A_2}$$

$$x_2 = h' \cdot \frac{A_1}{A_1 + A_2}$$

$$I_x = 2 A_1 \cdot x_1^2 + 2 A_2 \cdot x_2^2 + I_e$$

Efter insättning av värdena på  $x_1$  och  $x_2$  förenklas detta till:

$$I_x = \frac{2 A_1 \cdot A_2}{A_1 + A_2} \cdot h^{-2} + I_e \quad (a)$$

$I_e$  = tröghetsmomentet kring flänsarnas egna tröghetsaxlar kan vanligtvis försummas, enär flänshöjderna i regel är små i förhållande till balkhöjden  $h$ .

Sedan  $I_x$  beräknats enligt ovan erhålles sektionens motståndsmoment  $W_x$  genom division av  $I_x$  med resp. kantavstånd  $e$ . Vid osymmetrisk sektion är  $e$ -värdena olika, varav

$$W_{x1} = \frac{I_x}{e_1} \quad W_{x2} = \frac{I_x}{e_2} \quad (b)$$

I specialfallet symmetrisk balk blir då:

$$\begin{aligned} A_1 &= A_2 = A & (\text{Obs. Detta } A \text{ ej detsamma som } A_x \text{ ovan}) \\ x_1 &= x_2 = \frac{h}{2} & e_1 = e_2 = \frac{h}{2} \\ I_x &= A \cdot h^{-2} & W_x &= \frac{2 A \cdot \frac{h}{2}}{h} \end{aligned} \quad (c)$$

Genom insättning av  $W_x$  enligt (b) eller (c) ovan i Naviers grundekvation (a) sid. 58 erhålles kantpåkänningarna i tvärsnittet. Eventuell normalkraft  $N_x$  förutsättes angripa i sektionens tyngdpunkt och värdet på  $M_x$  justerat med hänsyn därtill.  $A_x$  = summan av  $A$ -värdena; vid symmetrisk balk =  $4 A$ .

Medelpåkänningarna i flänsarna erhålles ur kantpåkänningarna enligt  $\sigma_{\text{med}} = \frac{h'}{h} \times \sigma_K$  (eftersom spänningsfördelningen i tvärsnittet är rätlinjig). Vid låga balkar blir det rätt stor skillnad mellan medel- och kantpåkänning.

Vid något högre balkar blir denna skillnad mindre och man beräknar då lämpligen först totala flänskrafterna i tryckflänsen  $T$  och dragflänsen  $S$  enligt

$$T = S = \frac{M_x}{h'} + \frac{N_x}{2} \quad (\text{symmetrisk balk}) \quad (d)$$

Flänsarnas medelpåkänningar blir då =  $T/2A$  resp.  $S/2A$  (e) varav kantpåkänningarna kan kontrolleras enligt  $\sigma_K = \frac{h}{h'} \cdot \sigma_{\text{med}}$  (f)

Här kan påpekas, att vid spikade dragna flänsar e.d. behöver ytavdrag ej göras för "spikhål". Erfarenhetsmässigt vållar spikar ej avdrag i kraftöverförande flänsyta, emedan träfibrerna trängs åt sidan av spikarna utan att avslitas. Vid bultförbindningar måste däremot avdrag göras för bulthålen.

Eventuell normalkraft  $N_x$  i ekv. (d) förutsättes angripa i sektionens tyngdpunkt och värdet på  $M_x$  justerat med hänsyn därtill.  $A_x =$  summan av A-värdena, vid symmetrisk balk  $= 4 A$ .

#### IV B 1. DIMENSIONERING AV DRAGNA HB-BLKSFLÄNSAR

Dragflänsarna vid HB-balkar kan vid given belastning  $M_x$  och  $N_x$  dimensioneras på två olika sätt, beroende på om böjnings- eller dragpåkänningar verkar dimensionerande.

I förra fallet utgår man från Naviers grundekvation, som vid momentpåverkad balk utan normalkraft lämpligen skrives

$$W_x = \frac{M_x}{\sigma_k} \quad (a)$$

Erforderligt  $W_x$  för en sökt balkdimension erhålles alltså i princip mycket enkelt om man känner tillåten kantpåkänning  $\sigma_k$  för trämaterialiet ifråga. Sedan  $W_x$  sålunda bestämts kan erforderliga flänsdimensioner enkelt beräknas med ledning av ovan angivna uttryck för  $I_x$  och flänsareor  $A_1$ ,  $A_2$  eller  $A$ . Vid bisymmetriska balkar underlättas beräkningen avsevärt genom tabeller över  $W_x$  vid olika flänsdimensioner, se sid. 242.

I senare fallet utgår man lämpligen från ekv. (d) och (e) sid. 59. För symmetrisk enbart momentpåverkad balk  $M_x$  erhålles dragflänsens medeldragpåkänning  $\sigma_d$  enligt

$$\sigma_d = \frac{S}{2A} = \frac{M_x}{h' \cdot 2A} \quad (b)$$

varav  $h'$  och  $A$  kan bestämmas som lämplig kombination vid givet värde på  $\sigma_d$ . Sedan flänsdimensionerna på så sätt bestämts bör dock kantpåkänningen kontrolleras enligt (f) sid. 59. (Tillåten böj-kantpåkänning är ofta högre än dragpåkänningen).

(Parentetiskt kan här framhållas skillnaden mellan att dimensionera en bärande takkonstruktion i form av ett fackverk och i form av en HB-balk. I förra fallet erfordras en ofta ganska tidskrävande beräkning av de olika stångkrafterna i fackverket, eventuellt med hjälp av en Cremonas kraftplan, och i regel en individuell beräkning för varje konstruktion. Vid en HB-balk kan beräkningen däremot många gånger utföras på nästan samma enkla sätt som då man efter tabell väljer ut en viss stålprofil för att klara ett givet motståndsmoment)

Vid större balkdimensioner eller spännvidder är det ofta ekonomiskt att variera både flänsarea och  $W_x$  i anpassning



till momentkurvan. Flänsarean kan exempelvis varieras genom olika antal flänslameller i tvärsnittet. Dimensionerande tvärsnitt behöver då inte vara mittsnittet vid t.ex. jämnt fördelad last utan annat tvärsnitt, som då måste först bestämmas.

Tillåtna träpåkänningar väljes i allmänhet i nära anknytning till i statliga byggnadsnormer bestämda tillåtna påkänningar. När detta skrives (1987) beräknas inte bärande konstruktioner överhuvudtaget på samma sätt som när HB-balkssystemet utformades kring 1939-40, och efter sistnämnda tidpunkt har normerna flera gånger ändrats. Tillåtna påkänningar vid HB-balkssystemet har därför delvis bestämts mera av egna provningar än av normbestämmelser. De sistnämnda är dock alltid av stor betydelse.

Vid tiden kring 1940 fanns inga särskilda träbestämmelser utan man tilläpade mycket kortfattade uppgifter i "1938 års järnbestämmelser", vilka här återges"

Här nedan angivna värden å tillåtna påkänningar för trä gälla endast ställningsbyggnader, sliprar och farbanor samt avse torrt virke. För nyfällt eller genomvått virke tillåtas endast hälften så stora påkänningar.

Material	Belastningsfall	Dragning kg/cm <sup>2</sup>	Tryck utan hänsyn till knäckning kg/cm <sup>2</sup>	Böjning kg/cm <sup>2</sup>	Skjuvning kg/cm <sup>2</sup>	Säkerhetsgrad vid knäckning
Furu och gran, parallellt med fiberriktningen	vanligt	80	60	80	8	5°
	exceptionellt	100	75	100	10	4°
Furu och gran, vinkelrätt mot fiberriktningen	vanligt	—	20	—	—	—
	exceptionellt	—	25	—	—	—

För tryckta trästråvor skola gälla de tillåtna knäckpåkänningar, som angivas å pl. 6.

Elasticitetsmodul för trä, parallellt med fiberriktningen = 100 000 kg/cm<sup>2</sup>.

Mera detaljerade och korrektare bestämmelser för tillåt-

Tabell 15. Tillåtna påkänningar i kg/cm<sup>2</sup> för konstruktionsvirke

	Furu och gran				Bok och ek	
	T 100		T 70		Vanligt bel.-fall	Except. bel.-fall
	Vanligt bel.-fall	Except. bel.-fall	Vanligt bel.-fall	Except. bel.-fall		
Böjning	100	120	70	80	120	140
Dragning    fiberriktn.	90	110	30	30	100	120
Tryck    >	70	90	60	70	100	110
>   > <sup>1</sup>	20	25	20	25	25	30
Skjuvning    >	8	9	7	8	10	12

<sup>1</sup> I de fall en formändring saknar betydelse för konstruktionen får den tillåtna tryckpåkänningen vinkelrätt mot fiberriktningen ökas med 25 %.

låtna påkänningar tillkom i 1950 års "Anvisningar till byggnadsstadgan". Man hade då också infört två olika klasser av konstruktionsvirke, T 100 och T 70. För jämförelsens skull återges härövan även 1950 års bestämmelser (utan hänsyn till knäckning).

(Eftersom allt tabellmaterial betr. t.ex. påkänningar m.m. anges i då gällande enheter, vanligen  $\text{kg/cm}^2$ , har det ansetts meningslöst att "översätta" dåvarande enheter till dagens annorlunda sådana. Vid behov får alltså översättningen ske i motsatt riktning).

1938 års bestämmelser tillämpades i huvudsak vid dragna HB-balksflänsar kring 1940, alltså med  $80 \text{ kg/cm}^2$  för böjning och dragning vid normalt belastningsfall. Man hade då ännu inte de strängare bestämmelser för konstruktionsvirkes kvalitet, som 1950 definierades genom klassen T 100.

Det kan dock i detta sammanhang vara av intresse att nämna, att för en del hangarbyggnader, som under början av 1940-talet utfördes enligt HB-balkssystemet med exceptionellt stora spännvidder, dimensionerades dessa vid "normalt belastningsfall" med tillåtna påkänningen  $100 \text{ kg/cm}^2$ , alltså 25 % mera än de då gällande statliga bestämmelsernas värden. En annan större hangarkonstruktion dimensionerades t.o.m. på flygmyndigheternas begäran för  $120 \text{ kg/cm}^2$ . Man ville nämligen av kamouflageskäl ha minsta möjliga synliga höjd på resp. hangarer och deklarerade dessutom, att resp. hangarer borde betraktas som "tillfälliga byggnader" med en livslängd av 10 år. (De finns fortfarande!). Detta påverkar dock nedböjningar och säkerhet på ej önskvärt sätt och tillämpas ej mer.

Sedan kvalitetsklasser införts för konstruktionsvirke rekommenderas att för nya HB-balkskonstruktioner vid dragning och böjning tillämpa gällande siffror enligt Svensk Byggnorm.

#### IV B 2. DIMENSIONERING AV TRYCKTA HB-BALKSFLÄNSAR

##### B 2 a. Bestämning av tillåten knäckpåkänning.

När belastningar och sektionstyrkor,  $W_x$  m.m. beräknats, är dimensioneringen av dragna HB-balksflänsar enligt ovan en ganska enkel operation. Även om också tryckta HB-balksflänsar i praktiken kan dimensioneras på lika enkelt sätt med hjälp av en del tabelluppgifter m.m. är dock själva faststäl-

landet av sådana uppgifter för tryckta balkflänsar delvis en mycket komplicerad fråga. Orsaken är framförallt att spikförbandet mellan balkliv och flänsar inte liksom limning utgöres av ett stelt förband utan i stället är ett elastiskt eftergivligt förband. Det sistnämnda inverkar i hög grad på knäcksäkerheten.

Problemet var att det kring 1940 inte fanns några kända metoder för beräkning av knäcksäkerheten hos tryckta sammansatta träelement med eftergivliga förband mellan sammansättningsdelarna. Den enda tillämpbara officiella norm som då fanns utgjordes som förut nämnts av 1938 års s.k. "Järnbestämmelser", som mycket kortfattat behandlade också träkonstruktioner men då egentligen endast för "ställningsbyggnader, sliprar och farbanor", se sid 61.

För tryckta konstruktionselement fanns som enda normuppgift en knäckningskurva "med fem-faldig säkerhet" men utan några närmare uppgifter om tekniska villkor och tillämpbarhet. Knäckningskurvan, som inom en stor del av tillämpningsområdet visade sig vara grovt felaktig, var emellertid också uppenbarligen begränsad till icke sammansatta homogena träelement. Den gav därför föga ledning för bestämning av tillåtna belastningar på HB-balkarnas tryck-flänsar.

Först något decennium senare, i 1950 års "Anvisningar till Byggnadsstadgan", gavs en antydning om inverkan på knäcksäkerheten av eftergivligheten i förbanden. Föreskrifterna inskränkte sig dock till tvådelade pelarsektioner. Föreskrifterna i 1950 års "Anvisningar" synes ha initierats av en av professor Hjalmar Granholm 1949 publicerad omfattande teoretisk och experimentell undersökning "Om sammansatta balkar och pelare med särskild hänsyn till spikade träkonstruktioner".

Ytterligare tio år senare, i 1960 års "Anvisningar..." hade hänsynstagande till eftergivliga förband i sammansatta stänger ytterligare något utvecklats och viss hänsyn också tagits till belastningens varaktighet, men fortfarande var uppgifterna alltför knapphändiga för att medge noggrannare beräkning av HB-balkarnas speciella tryckflänsar. De var dess-

utom så formulerade att det var svårt att bedöma den faktiska knäcksäkerheten för en enligt anvisningarna beräknad sammansatt sektion.

Först i 1967 års byggnormer, "Svensk byggnorm 67", d.v.s. nära 30 år efter HB-balkssystemets tillkomst, började anvisningarna närma sig det vid HB-balkssystemet aktuella problemet - vartill skall återkommas - men de var ännu ej direkt tillämpbara.

Ännu 1967 kunde därför tryckta HB-balksflänsar inte knäcksäkerhetsberäknas på ett någorlunda enkelt och standardiserat sätt enbart med stöd av normernas anvisningar. En säkerhetsmässigt kontrollerbar beräkning måste därför ännu 1967 återföras till professor Granholms grundläggande beräkningsmetod. Metoden leder dock till ytterligt invecklade beräkningar när flänsarna på en sammansatt balk är elastiskt eftergivligt förbundet med t.ex. livet på balken och balkflänsens flänsar också är utsatta för tryck. Problemet ifråga blir nämligen helt annorlunda och ofantligt mycket enklare att beräkna, om samma flänsar är stelt förbundna med balklivet ifråga, d.v.s. i praktiken genom limning. (Vid stålkonstruktioner motsvaras detta av att t.ex. flänsar är svetsade - ej nitade - vid ett balkliv). En på så sätt sammansatt sektion kan beräknas som en homogen sektion.

Granholm har 1949 för att teoretiskt beräkna styvheten - och därmed också sådana faktorer som knäcksäkerhet och nedböjningar vid belastning - infört ett nytt begrepp som han givit benämningen förskjutningsmodul, k. Förskjutningsmodulen för en enstaka spik definieras som kvoten mellan spikens belastning P och den motsvarande förskjutningen  $\varphi$  mellan de av spiken sammanfogade ytorna:

$$k = \frac{P}{\varphi}$$

Dimensionen för förskjutningsmodulen  $\varphi$  är kg/cm.

För t.ex. en räfflad trådspik av dimensionen 5" nr 24 <sup>x)</sup> är det ungefärliga värdet på k = 1300 kg/cm (enskärigt förband) vid en belastning som motsvarar den tillåtna belastningen på spiken och för belastningsriktning parallellt med fibrerna.

x) äldre numrering

I princip utnyttjas förskjutningsmodulen  $k$  för att beräkna en korrektionsfaktor av t.ex. det välkända uttrycket för andra knäckfallet enligt Euler:

$$P_{\text{krit}} = \pi^2 \frac{E \cdot I}{l^2}$$

där  $E$  är materialets elasticitetsmodul,  $I$  dess tröghetsmoment (kring "minsta" knäckaxeln) och  $l$  knäcklängden.

Genom att multiplicera  $P_{\text{krit}}$  med nyssnämnda korrektionsfaktor erhålles ett "reducerat  $I$ -värde", som just tar hänsyn till den minskning av sektionens styvhet som förskjutningen mellan de sammanfogade ytorna vållar.

Korrektionsfaktorn ifråga är dock ingen enhetlig faktor som kan användas generellt utan den varierar med bl.a. sammansättningen av den sammansatta sektionen. Beräkningen av faktorn är mycket komplicerad och redovisas av Granholm för ett antal utföringsexempel, och den är alltför omfattande och komplicerad för att kunna fullständigt refereras här.

För en exemplifierad spikad fackverkspelare ersättes sålunda faktorn  $I$  i Euler-formeln med en faktor  $Y_1$  som för just denna pelare efter mycket komplicerade uträkningar erhåller värdet

$$Y_1 = I \cdot \frac{1}{1 + \frac{\pi^2}{l^2} \cdot \frac{d \cdot E \cdot A}{k}}$$

där  $d$  och  $A$  är vissa dimensionsdata för fackverkspelaren.

Efter insättning av det specifika utvecklade värdet på  $k$  för just denna fackverkspelare erhålles värdet på det reducerade  $I$ -värdet enligt

$$I_{\text{red}} = I \cdot \frac{1}{1 + \frac{\pi^2}{l^2} \cdot \frac{E \cdot I}{\sin^2 \alpha \cos \alpha \cdot E \cdot A_d}}$$

där fortfarande de här odefinierade faktorerna är av fackverkspelaren ifråga definierade storheter.

De här återgivna uttrycken - som i sin visade form redan av Granholm förenklats så långt det varit möjligt - visar inte

reduktionen av tröghetsmoment och styvhet för en HB-balksfläns, men de indikerar i hur hög grad knäcksäkerhetsberäkningar kompliceras när man måste ta hänsyn till eftergivligheten i spikförbandet mellan balkliv och flänsar. Ändå ger slutekvationerna ingen upplysning om de mycket komplicerade beräkningar som ligger bakom. En antydning om dessa ges av nedanstående utdrag ur Granholms beräkningar (faximile):

48

### 3. Fritt upplagd balk. Jämmt utbredd belastning $q$ över hela spännvidden

Man erhåller för nedböjningen värdet

$$y = y_0 + \frac{q l^4}{8 E I} \cdot \frac{\alpha^3}{(\kappa l)^3} \left\{ \frac{8 \beta^3}{(\kappa l)^3} \left[ \frac{\cosh \frac{\kappa x}{\beta}}{\cosh \frac{\kappa l}{2 \beta}} - 1 \right] + 1 - \frac{4 x^3}{l^3} \right\} \quad (6,14)$$

och speciellt för nedböjningen i mitten

$$y^{\max} = y_0 \left[ 1 + \frac{48}{5} \cdot \frac{\alpha^3}{(\kappa l)^3} \left\{ \frac{8 \beta^3}{(\kappa l)^3} \left( \frac{1}{\cosh \frac{\kappa l}{2 \beta}} - 1 \right) + 1 \right\} \right] \quad (6,15)$$

För förskjutningen erhålles

$$\varphi = \frac{r}{E I} \cdot \frac{q l^3}{(\kappa l)^3} \left[ \frac{\beta}{\kappa l} \cdot \frac{\sinh \frac{\kappa x}{\beta}}{\cosh \frac{\kappa l}{2 \beta}} - \frac{x}{l} \right] \dots \dots (6,16)$$

och

$$\varphi^{\max} = \frac{r}{2 E I} \cdot \frac{q l^3}{(\kappa l)^3} \left[ \frac{\operatorname{tgh} \frac{\kappa l}{2 \beta}}{\frac{\kappa l}{2 \beta}} - 1 \right] \dots \dots (6,17)$$

För skjivspänningen  $\tau$  erhålles

$$\tau = \tau_0 \left[ 1 - \frac{\beta}{\kappa x} \cdot \frac{\sinh \frac{\kappa x}{\beta}}{\cosh \frac{\kappa l}{2 \beta}} \right] \dots \dots (6,18)$$

För just den ovan omnämnda sammansatta pelaren visar Granholm att  $P_{\text{krit}}$  kan vara så lågt som 46 % av  $P_{\text{krit}}$  vid en motsvarande pelare med stela förband (t.ex. limning).

För ytterligare bedömning av den här aktuella problematiken bör ihåggkommas, att de redovisade uttrycken endast gäller en av många olika konstruktionsutföranden (HB-balkarna omfattar hundratals), och vidare att värdet av faktorn "k" (förskjutningsmodulen) egentligen måste experimentellt bestämmas för varje särskild konstruktion.

Av det sagda torde framgå, att de av professor Granholm utvecklade principerna - som när detta skrives 1987-89 fortfarande utgör de teoretiska grunderna för knäckningsberäkningar av sammansatta träelement med eftergivliga inbördes förbindningar - knappast skulle lämpa sig för fortlöpande dimensionering och knäckhållfasthetskontroll vid mera industriellt betonad tillverkning. Den utomordentligt stora betydelsen av Granholms här ifrågavarande undersökningar och beräkningar är i stället den, att den möjliggjort en vetenskaplig belysning av hur eftergivligheter i spikförband (och även andra förband) påverkar styvhet, nedböjningar och knäcksäkerhet i sammansatta träkonstruktioner.

Svårigheten att teoretiskt behandla det här problemet framgår också av att någon mera generellt användbar metod inte angivits i någon av de svenska byggnormer som tills dato behandlat träkonstruktioner. I ett följande avsnitt XII, "HB-balksregler jämförda med bestämmelser i senare årgångar av Svensk Byggnorm" redogöres senare för den mycket knapphändiga behandlingen i SBN åren igenom av inverkan på knäckhållfastheten hos träkonstruktioner av eftergivliga träförband.

Emellertid framstod det mycket tidigt som absolut nödvändigt att kunna pålitligt dimensionera också mycket stora tryckta flänsar vid HB-balks-system. Tillämpningen på stora flyghangarer blev på ett tidigt stadium aktuell, och så småningom visade det sig att vid sådana hangarer kunde uppkomma tryckta flänskrafter av nästan samma storleksordning som vid den spikade bågställning för Sandö-bron, som rasade 1 september 1939. Enligt en uppgift i Granholms förutnämnda skrift utgjorde tryckkraften i ställningsbågen vid fullbelastning på denna  $14,8 \times 10^5$  kg eller 1480 ton. Vid några av de blivande flyghangarerna uppgick största flänskraften vid "normenlig" snöbelastning av taket till ca 248 ton, och eftersom den faktiska snölasten snöintern 1942 var ännu större än den "normenliga" så utgjorde flänskraften ifråga drygt 1/5 av den vid Sandöbro-ställningen.

På en vid industriell tillverkning användbar beräkningsprincip för tryckta konstruktionselement måste ställas kraven

dels att den varken ledde till nämnvärd under- eller överdimensionering av dess komponenter, dels att beräkningen av varje enskild konstruktion inte fick ta särskilt lång tid.

Den metod som förf. 1940 utvecklade för att fylla dessa krav var, i brist på teoretiskt och praktiskt acceptabla metoder, baserad på en kombination av omfattande provningar och en typ av statistiska beräkningar ävensom av vissa bestämda begränsningar av det tekniska utförandet av tryckta konstruktionselement. I motsats till Granholms (blivande) metodik var den inte baserad på att man för varje konstruktion experimentellt bestämde värdet på den förskjutningsmodul "k", som skulle läggas till grund för beräkningarna. Detta vore inte praktiskt genomförbart vid en industriell produktion.

I stället baserades den blivande beräkningsmetoden på följande teoretiska resonemang:

Antag till en början att spikningen mellan balkflänsar och liv kunde utföras med "oändligt tät" spikning - i praktiken översatt till mycket tät spikning - utan att detta minskade den enskilda spikens kraftöverföringsförmåga. En sådan spikning borde rimligtvis ha samma effekt som limning, d.v.s. helt stelt förbinda de hopspikade delarna. Knäckhållfastheten får en så sammansatt flänsregel borde då kunna beräknas på precis samma sätt som man knäckhållfasthetsberäknar en homogen - - ej sammansatt - tryckt trästräva. Detta sker sedan gammalt enligt den välkända allmänt accepterade och genom talrika provningar bestyrkta s.k. Euler-Tetmajer-kurvan för trästrävor. Den kurvan skall senare närmare återges här nedan.

I verkligheten är spikningen mellan HB-balks-flänsar och balkliv inte oändligt tät utan betydligt glesare, och då bör knäcklasten hos en sådan fläns bli lägre än enligt Euler-Tetmajer-kurvan. Det gäller då att finna möjligast rättvisande uttryck för hur mycket lägre denna knäcklast blir. Det är detta som skall behandlas här närmast.

Först skall emellertid erinras om det exakta utseendet av den nämnda Euler-Tetmajer-kurvan. Den utgår från den välkända Euler-formeln för andra knäckfallet

$$P_k = \frac{\pi^2 E I}{l^2}$$




där  $E$  är materialets elasticitetsmodul,  $I$  är den tryckta strävans sektionströghetsmoment i knäckningsriktningen (vid konstant  $I$ ) och  $l$  är knäcklängden.

För praktiskt bruk brukar formeln omskrivas genom division av båda membra med strävans sektionsarea  $A$ :

$$\frac{P_k}{A} = \frac{\pi^2 \cdot E}{l^2} \cdot \frac{I}{A} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot i^2}{l^2} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{l}{i}\right)^2}$$

varav  $\sigma_k = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{i}\right)^2}$  (a)

där  $\sigma_k$  är strävans tryckpåkänning vid knäckning och  $\sqrt{\frac{I}{A}} = i$  är strävans s.k. tröghetsradie "i" (cm)

Med  $E = 100\,000$  för trä representerar (a) en andradgradskurva av typen , där alltså knäckpåkänningen  $\sigma_k$  uttryckes som funktion av strävans s.k. "slankhetstal"  $l/i = \lambda$  (ju mindre  $i$  eller större  $l$ , desto större "slankhet"  $\lambda$ ).

Nu har praktiska mätningar av trästrävors knäckklaster visat, att kurvan (a) endast gäller för relativt slanka strävor (i regel för större  $\lambda$  än ca 110). För strävor med mindre  $\lambda$  kan, som TETMAJER visat, knäckpåkänningen  $\sigma_k$  uttryckas med ett diagram, som i form av en rät linje tangerar "Euler-hyperbeln" i en punkt motsvarande  $\lambda = 110$ . Den av denna linje plus Euler-hyperbeln sammansatta kurvan brukar benämnas "Euler-Tetmajer-kurvan" och anger alltså för alla värden på  $\lambda = l/i$  beräknad knäcklast för homogena ("samverkande") sektioner av trästrävor, se kurva (2) å Fig. 68. För sådana strävor med homogen sektion behöver man sålunda endast genomföra den enkla beräkningen av  $\lambda = l/i$ , varefter knäckpåkänningen för strävan kan direkt avläsas (mot  $l/i$ -värdet) i Euler-Tetmajerkurvan. Tillåten påkänning erhålles efter division av knäckpåkänningen med en säkerhetsfaktor, se nedan.

Det är självfallet önskvärt att även sammansatta spikade sektioner med eftergivliga förband som vid HB-balkens flänsar kunde beräknas på samma enkla sätt som ovan, d.v.s. genom avläsning av tillåtna påkänningar på ett diagram eller kurva.

Det inses omedelbart att en sådan kurva måste ligga under den beskrivna Euler-Tetmajer-kurvan, eftersom uppdelningen av en homogen träsektion på två eller flera eftergivligt förbundna delar måste minska sektionens styvhet och E.I-värde. Euler-Tetmajer-kurvans värden måste alltså multipliceras med någon faktor mindre än 1. Frågan uppkommer då vilket sifervärde en sådan reduktionsfaktor erhåller och om samma värde är tillämpligt för alla värden på  $L/i$  och på olika dimensioner av flänsar m.m. Man finner att knäcklasten för en tryckt HB-balk påverkas av främst följande faktorer:

1. Knäcklängd
2. Flänstjocklek (antal flänslameller)
3. Flänsbredd
4. Spikningsintensitet
5. Trämaterialets beskaffenhet och ev. felaktigheter

I avsaknad av tillämpbar teori synes direkt provning av dessa faktorer nödvändig för att utfinna en eventuellt acceptabel reduktionsfaktor till Euler-Tetmajerkurvan. Om emellertid alla dessa faktorer skulle kunna variera obegränsat oberoende av varandra skulle ett orimligt stort antal provningar erfordras för att vid varje rimlig kombination av faktorer få ett pålitligt värde på en aktuell fläns' knäckhållfasthet. Å andra sidan har kända rent teoretiska beräkningsmetoder visat sig så komplicerade och resurskrävande, att även en ren beräkning skulle visa sig orimlig.

Nu förenklas problemställningen såtillvida, att HB-balkarnas flänskonstruktion av praktiska skäl är standardiserad till några få typer. I normala fall utföres dessa flänsar av endast två olika tjocklekar: tre eller fyra inbördes sammalimade lager av bräder av ständigt samma tjocklek, 2,2 cm. Mera sällan förekommer flänsar med 5 sådana lager.

Bredden av flänsarna kan däremot variera från 3" till mera men för olika bredder erfordras ej särskilda provningar, eftersom hållfastheterna är direkt proportionella mot bredderna.

Knäcklängderna kan ju variera inom vida gränser, men de ingår automatiskt som ena variabeln i Euler-Tetmajerkurvan.

Träckvaliteten kan ej avsiktligt varieras utan där efter-

strävar man endast att till flänsvirket använda virke som uppfyller vissa minimikrav. I praktiken söker man till flänsar använda bästa tillgängliga virke för ändamålet.

Aterstår spikningsintensiteten. Som bl.a. framgår av de senare beskrivna provningarna enligt kap. VI A 1 inverkar spikningsintensiteten, antalet förbindande spik i förhållande till flänsstorleken, i hög grad på den sammansatta flänsens styvhet och E.I-värde. Detta skulle tillsynes betyda införandet av ytterligare en variabel, vars inverkan på balkflänsarnas sidostyvhet skulle behöva provas, och därmed en motsvarande kraftig ökning av antalet behövliga provkroppar.

Emellertid svarar mot varje flänstjocklek en enda lämplig spiklängd och spikgrovlek. Balkar med 3" tjocka lamellflänsar på ömse sidor om livet spikas sålunda med 6" trådspik nr 47, balkar med 4" flänsar med 7"/55, balkar med 5" flänsar med 8"/60 trådspik.

Spikningen anordnas i rader på så sätt, att för 4" breda flänsar anordnas två spikrader, för 5" breda flänsar tre spikrader o.s.v., d.v.s. med en ny spikrad för varje tums ökning av balkflänsbredden. (Se närmare kap. IV D 5).

I flänsens längdriktning har för tryckta flänsar fastställts en viss minimispikning i varje spikrad. Denna minimispikning i tryckta flänsar får aldrig underskridas, även om sådan spikning i och för sig inte erfordras med hänsyn till i den aktuella sektionen uppträdande avskärningskrafter. Den  
na  
minimispikning  
har  
med  
hänsyn  
till  
flänsarnas  
knäcksäkerhet  
fastställt  
till  
c/c  
20  
cm  
från  
en  
sida  
räknat  
,  
vilket  
motsvarar  
avståndet  
10  
cm  
c/c  
mellan  
spik  
från  
bägge  
sidor.

Genom detta sätt att anordna spikningen har alltid tillnärmelsevis proportionalitet kommit att råda mellan spikantal och flänsstorlek, och särskilda provningar har därför ej behövt genomföras för olika spikning utan endast för olika flänstjocklekar.

Vid faktiska konstruktioner är vid fritt upplagda balkar avskärningskraften minst där momentet (på mitten) är störst. Detta betyder att minimispikning kommer att tillämpas på de delar av balken, där tryckkrafterna i tryckflänsen är störst.

På grundval av vissa för träknäckning tillämpliga fakta användes för  $\lambda = l/i$  mindre än 50 konstanta säkerhetsfaktorn 3, för  $l/i$  större än 100 säkerhetsfaktorn 4 och för mellanliggande värden en faktor mellan 3 och 4. De med dessa säkerhetsfaktorer dividerade kurvvärdena från kurva 3, representerade av kurvan (4) i Fig. 68, visar då tillåten knäckpåkänning för tryckta HB-balks-flänsar som funktion av deras slankhetstal  $\lambda = l/i$ .

Kurvans värden avser normalt belastningsfall. Vid exceptionellt belastningsfall förhöjs tillåtna knäckpåkänningar med  $i$  resp. normer (t.ex. SBN) angivna förhöjningsfaktorer.

En rutinmässig dimensionering av seriekonstruerade balkar blir genom ovanstående lika enkel för tryckflänsarna som för dragflänsarna. Sedan man bestämt knäcklängden  $l$  och det av den faktiska flänssektionen bestämda  $i$ -värdet och därmed sektionens slankhetstal  $l/i$ , avläses tillåten knäckpåkänning  $\sigma_k$  direkt på motsvarande kurva (4).

(Ehuru här angivna regler tillämpats på tusentals utförda HB-balks-konstruktioner under toppet av nu totalt 50 år bör det ändå noteras, att på just detta område utrymme finnes för ytterligare forskning. Rekommenderad minimispikning kan i vissa fall vara just i underkant, och omvänt kan reduktionstalet 80 % troligen med stöd av ytterligare specificerade provningar nyanseras och ibland ytterligare ökas i beroende av spiktätheten mellan flänsar och liv).

På Fig. 68 bör ytterligare noteras, att kurvorna (1) och (2) i verkligheten är något böjda vid små värden på  $l/i$  och vidare bör observeras den betydande olikheten mellan "Järnbestämnelsernas" knäckkurva från 1938 och Euler-Tetmajerkurvans form. Den förra har inte beaktat nedsättningen av knäckpåkänningar vid avtagande värden på  $l/i$ .

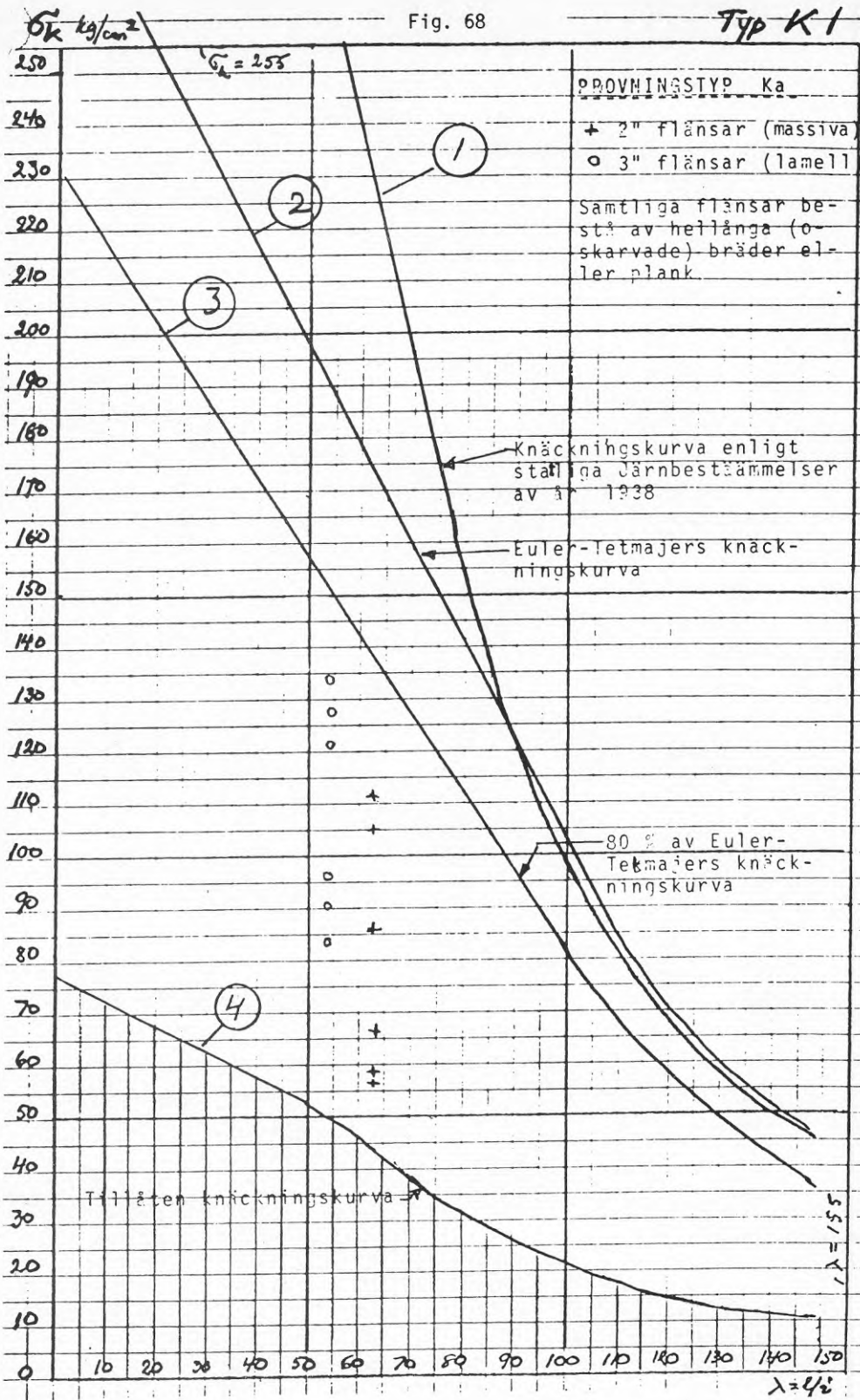
Det var därför mest betydelsefullt - och tillräckligt - att provningsmässigt bestämma den sammansatta flänsens sidoknäcksäkerhet enbart för minimispikade sektioner.

Mot balkkupplagen ökar spikningsintensiteten i samband med tilltagande avskärningskraft, och dessa delar av tryckflänsarna blir följaktligen inte dimensionerande ur knäckningssynpunkt. Att dessa delar av balkflänsarna blir något överstarka ur knäckningssynpunkt relativt de erhållna provningsvärdena har därför ingen ekonomiskt negativ betydelse.

Detsamma gäller dock inte förhållandet vid kontinuerliga balkar, där moment och avskärningskraft kan uppnå maximala värden samtidigt. Det har emellertid inte lönat sig att tillämpa andra värden än de standardiserade provningsvärdena i dessa relativt sett mera sällsynta fall.

Den slutsats som drogs av ovanstående synpunkter var den, att det borde vara möjligt att med utgångspunkt från Euler-Tetmajer-kurvan genom direkta provningar bestämma knäcklasten för spikade HB-balks-flänsar av alla förekommande storlekar och sammansättningar och detta med rimligt antal provningar om en av variablerna, spiktätheten, begränsades till viss bestämd s.k. minimispikning. Erforderlig provning skulle då kunna ske genom direkt axiell provtryckning av HB-balks-flänsar av vissa bestämda utföranden. Genom omfattande provningar (se därom närmare kap. VI) av HB-balks-flänsar av olika utföranden jämförda med motsvarande homogena (ej sammansatta) trästrävor har man nu statistiskt studerat hur mycket de spikade HB-balks-flänsarna avviker från motsvarande homogena sektioner. Av de samlade knäckprovningarna har framgått, att knäcklasterna hos spikade HB-balks-flänsar endast i undantagsfall legat lägre än 80 % av Euler-Tetmajer-kurvans värden för homogena trästrävor.

Med stöd av provningsresultaten har då bedömts, att 80 % av Euler-Tetmajer-kurvans värden kan anses utgöra knäcklasten (i allmänhet lägst) för spikade HB-balks-flänsar. Reduktions-talet för spikförbandens eftergivlighet relativt Euler-Tetmajerkurvan är alltså 80 %. Det sålunda reducerade knäckvärdet anges som kurva (3) på Fig. 68 .



#### IV B 2 b. Bestämning av knäcklängder

Tillåten belastning i en tryckt sträva, t.ex. en tryckt HB-balksfläns, bestäms dels av tillåten tryck- eller knäckpåkänning, dels av aktuell knäcklängd. Tillåten påkänning har behandlats i föregående avsnitt. I detta avsnitt skall behandlas de faktorer som bestämmer knäcklängden.

Ligger tryckflänsen närmast takets eller väggens sekundärkonstruktion kan flänsen i regel avstyvas genom förbindelse enbart med sekundärkonstruktionen, t.ex. väggreglar. Reglarnas förband med HB-balken måste dock i så fall utföras tillräckligt starkt och styvt för att ha avstyvande inverkan. Om så är fallet kan tryckflänsen räknas för ren tryckkraft.

Kontinuerliga balkars underflänsar intill mellanstöd samt rambens innerflänsar (de närmast ram-mitt) är däremot i allmänhet "fria" (d.v.s. ej sidostöttade). Säkerheten mot utknäckning i sådana delar måste särskilt undersökas. Hänsyn måste ibland tas till att tryckkraften varierar, ibland från noll till ett max-värde, se nedan. Vid beräkning av knäcksäkerheten måste vidare beaktas, att tryckflänsen ibland i viss mån avstyvas av dragflänsen och balklivet, om dragflänsen är styrd ("gångjärnslagrad"), som regel är fallet genom åsar, väggreglar e.d. En balkfläns kan i vissa fall även vara delvis tryckt och delvis dragen, varvid den dragna delen i viss mån kan verka avstyvande på den tryckta.

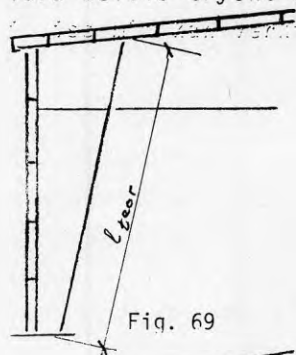


Fig. 69

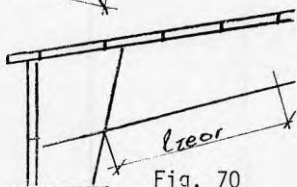


Fig. 70

Den teoretiska knäcklängden för en trycksträva (en tryckfläns) är i allmänhet avståndet mellan de punkter, där strävan är avstyvad i sidled på ett betryggande sätt.

För rambens inneflänsar räknas den teoretiska knäcklängden från grundinfästningen till rambalkens överfläns, om denna är avstyvad genom åsar e.d. Eljest till den punkt, som blir avsty-

vad på ett betryggande sätt, exempelvis genom särskilda knäck-avstyvningar.

För rambalkars fria tryckta underflänsar (vid takbalkar) räknas den teoretiska knäcklängden från korsningspunkten med rambenets innerfläns till närmaste i sidled fasta punkt.

För kontinuerliga balkars underflänsar intill mellan-stöd räknas den teoretiska knäcklängden från stödpunkten, om denna har betryggande sidoavstyvning, till närmaste i sidled fasta punkt.

IV B2: c. BERÄKNING AV HB-BALKSFLÄNSAR MED VARIABELT TRYCK

Tryckkraften i en fläns är inte alltid konstant utefter hela flänsens längd utan varierar, vilket inverkar på knäck-

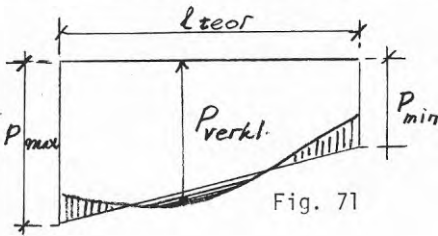


Fig. 71

säkerhetsberäkningar. Tryckkraften är normalt en summa av balkmomentets inverkan och av ev. normalkraft, alltså

$$P_{\text{tryck}} = \frac{M}{h} + N$$

Eftersom åtminstone momentet vanligtvis varierar varierar även tryckkraften.

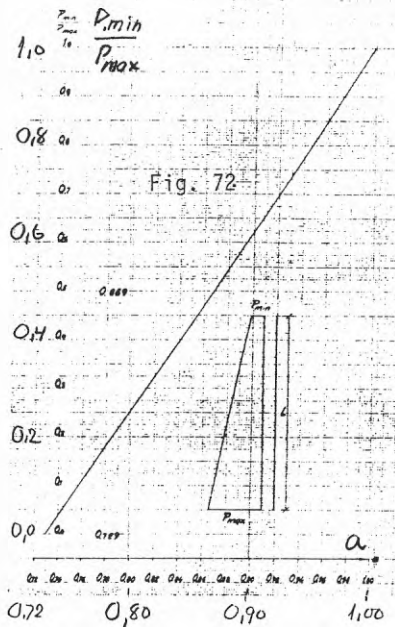


Fig. 72

Beräkningen av tryckflänsens knäcksäkerhet kan i detta fall lämpligen ske enligt en metod angiven av S. Kasarnowsky (konstruktör av bl.a. Västerbron och Tranebergsbro i Stockholm). På den verkliga knäcklängden som bas upprättas ett diagram över tryckkraften  $\frac{M}{h} + N$ . Tryckkraftsdiagrammet approximeras därefter med en rät linje, som lägges så att summan av de i diagrammet vertikalt streckade ytor är



ungefär dubbelt så stor som den "horisontellt" streckade ytan. Den räta linjen definierar då vid bägge ändar av den räta linjen två värden på  $P$ , nämligen  $P_{\max}$  och  $P_{\min}$  enligt figuren. Den teoretiska knäcklängden  $L_{\text{teor}}$  multipliceras därefter med en faktor "a", som är en funktion av förhållandet  $P_{\min}/P_{\max}$  och som framgår av Fig. 72. Man erhåller därvid en räknemässig knäcklängd  $L_r$  som är mindre än  $L_{\text{teor}}$ . Den verkliga knäcklasten för flänsen erhålles genom att kombinera denna reducerade knäcklängd med värdet  $P_{\max}$  på knäckkraften.

#### IV B 2d. BERÄKNING AV TRYCKFLÄNS MED GANGJÄRNSLAGRAD DRAGFLÄNS

Vid exempelvis treledsramar (Fig. 73 visar en sådan med 22 m spännvidd och 17 m höjd) råder tryck i rambenets fria (inre) fläns men dragning i ytterflänsen, som tillika är sidostyrd av sin anslutning till väggens väggreglar. Detta påverkar via rambenets liv knäckstyvheten av rambenets fria fläns.

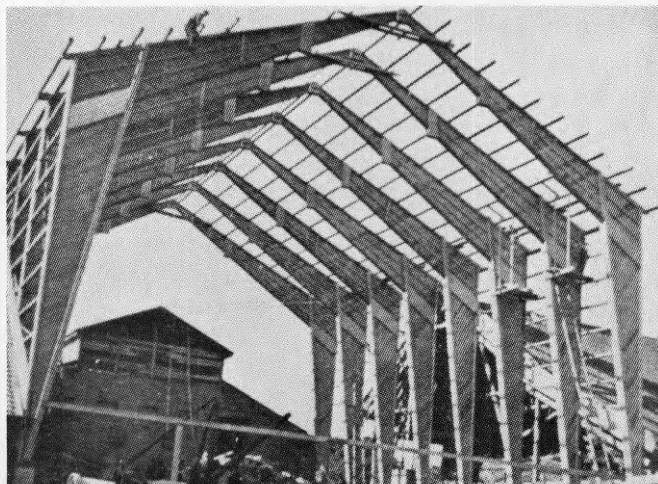


Fig. 73

Vid sidopelarna i figuren vållar horisontalreaktioner och upplagskrafter dragning i pelarflänsarna närmast väggreglarna men tryck i de fria flänsarna. De sistnämnda är direkt styrda i sidled dels nedtill vid upplagspunkten i pelarfoten, dels upp-till vid flänsens anslutning till (blivande) takskivan. Dess knäcklängd enligt andra knäckfallet utgöres då av avståndet mellan nämnda punkter. (Knäcklängden räknad till underflänsen i takbalken skulle avkorta knäcklängden men denna punkt kan inte anses tillräckligt fast fixerad i sidled.)

• A andra sidan påverkas den fria flänsens effektiva knäck-

längd uppenbarligen av den sidostyrning, med vilken väggen via sidopelarens balkliv påverkar den fria pelarflänsen. Om sidopelaren via balkliv och tillhörande dragfläns vore fast inspänd i ansluten vägg (via dess tvärreglar), skulle den uppenbarligen styra den fria flänsen i sidled utefter hela flänsens längd. Flänsen skulle då ej alls utsättas för knäckrisk.

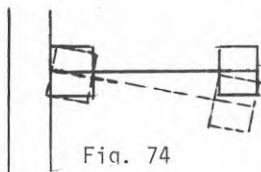


Fig. 74

I verkligheten kan sidopelaren inte anses fast inspänd i väggen. Den antas i stället beräkningsmässigt (i viss mån på säkra sidan) vara vridbart, "gångjärnsartat", ansluten till väggen. (Motsvarande gäller om treledsramars takbalkar vid anslutning till takskivan).

Om nu den fria tryckflänsen i sidopelaren antas ha knäckt ut t.ex. efter en sinuskurva, så måste sidopelarens liv och flänsar olikformigt vrida sig kring "gångjärnet" eller vridcentrum (Fig. 74). Den utsättes då för "torsion", som gör motstånd mot vridningen. Detta motstånd bidrar omvänt till att minska den fria flänsens utknäckning, d.v.s. att öka dess knäcklast. Detta bidrag till den fria flänsens knäcklast genom torsionsmotståndet i sidopelaren betecknas här  $P_t$ , medan flänsens "ordinarie" knäcklast (enligt Euler-Tetmajer-kurvan) betecknas  $P_k$ .

Knäcklastbidraget  $P_t$  är mycket betydelsefullt för många HB-balkskonstruktioners utseende och ekonomi, eftersom det ofta är av samma storleksordning som  $P_k$  och därvid möjliggör att sidobalkar (och takbalkar) vid tre- och tvåledsramar kan utföras utan störande extra knäckavstyvningar anordnade mellan den fria flänsens styrvärk nedtill och upp till (jfr Fig. 22).

Beräkningen av  $P_t$  är baserad på det inre arbete som sidopelaren (takbalken) uträttar vid vridningen. Den teoretiska beräkningen av detta torsionsarbete (torsionsmotstånd) är dock rätt lång och komplicerad, varför här endast resultaten anges. En dimensionerande faktor är därvid flänsarnas torsionsstyvhet.

En balksektions torsionsstyvhet kan uppfattas som en parallell till dess böjningsstyvhet. Den sistnämnda är ju propor-

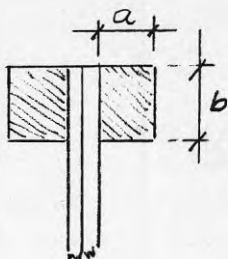


Fig. 75

tionell mot sektionens  $E \cdot I$ -värde, där  $E$  är elasticitetsmodulen (i  $\text{kg/cm}^2$ ) och  $I$  är sektionens tröghetsmoment med avseende på TP-axeln (i  $\text{cm}^4$ ). Vid beräkning av torsionsstyvheten ersättes  $E$ -värdet av skjuvmodulen  $G$  (ca 0,45 av  $E$ ) också i  $\text{kg/cm}^2$ , och tröghetsmomentet av vridtröghetsmomentet, liksom  $I$  mätt i  $\text{cm}^4$ . Det utgör-

es av summan av flänssektionens ytelement gånger kvadraten på dessas avstånd till en vridningsaxel, även här mätt i  $\text{cm}^4$ .

Vid en HB-balk består vardera flänsen (under- resp. överfläns) av två via spikningen samverkande flänshalvor. Liksom vid knäckningsberäkningar är denna samverkan inte helt stel utan i någon mån eftergivlig, vilket beaktas genom viss reduktion av styvhetsfaktorn (20 %). Vridtröghetsmomentet  $I_V$  kan med i Fig. 75 angivna beteckningar för en rektangulär balksektion nu skrivas  $I_V = c_V \cdot \emptyset \cdot a^3 \cdot b$ , där  $c_V$  till skillnad från vid  $I$  är en faktor som något varierar med flänsarnas bredd/höjdförhållande, och  $\emptyset$  är ett mått på samverkan mellan flänshalvorna. Värdet på  $c_V$  vid olika höjd/breddförhållanden för flänsarna har här hämtats från handboken Bygg 1961:

$b/a = 1,0$	$c_V = 0,140$	Vid mellanliggande värden på $b/a$
$b/a = 1,5$	$c_V = 0,196$	har vid beräkningar interpolerats
$b/a = 2,0$	$c_V = 0,229$	rätlinjigt mellan angivna värden.
$b/a = 3,0$	$c_V = 0,263$	$b$ och $a$ uttryckta i cm.

Torsionsstyvheten  $T$  för parallellflänsig balk med dess två flänsar (under- och överfläns) kan då skrivas (appr.)

$$T = 2 G \cdot c_V \cdot \emptyset \cdot a^3 \cdot b \quad \text{kg/cm}^2 \cdot \text{cm}^4 = \text{kgcm}^2$$

Uttrycket kommer därför att innehålla en del koefficienter som varierar med flänsarnas måttrelationer, spiktäthet m.m.. De ha här med beaktande av vissa korrektioner sammanslagits till uttrycket

$$T = c_V \cdot 40000 \cdot a^3 \cdot (b - 0,63 a) \quad \text{kgcm}^2 \quad (1)$$

Sedan balkens torsionsstyvhet sålunda beräknats erhålles bidraget  $P_t$  till den fria tryckflänsens totala knäcklast enligt uttrycket

$$P_t = \frac{T}{h} \cdot 2 \quad \text{kg} \quad (2)$$

där  $h$  på vanligt sätt betecknar flänsarnas TP-avstånd.

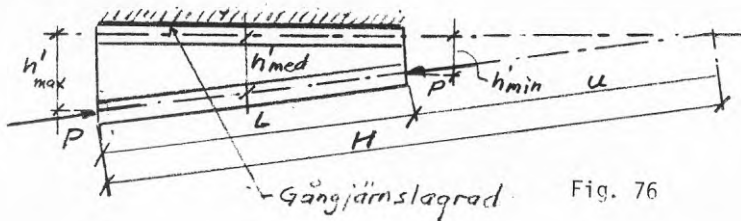
Den fria tryckflänsens totala knäcklast  $P_e$  blir då

$$P_e = P_k + P_t \quad (3)$$

där  $P_k$  är knäcklasten enligt (det till 80 % reducerade) värdet från Euler-Tetmajer-kurvan (kurva 3 i diagrammet K 1, sid. 74) och  $P_t$  är bidraget från den ifrågavarande balkens torsionsmotstånd. Tillåten last erhålles genom division med resp. säkerhetsfaktorer.

Ekvationerna (1) - (3), sid. 79 - 80, möjliggör ingen exakt beräkning, men utförda provningar i full skala (se kap. VI A.5) visar, att uttrycken ganska väl definierar det bidrag till en fria flänsens knäcklast, som vällas av att dragflänsen är "gångjärnsartat" styrd.

Om balkens flänsar inte är parallella - vilket de ju inte är varken vid de vanligaste formerna av sidopelare eller takbalkar vid treledsramar - måste en korrektionsfaktor beräknas. Detta har skett enligt en metod som likaledes angivits av förutnämnde S. Kasarnowsky, där först beräknats några hjälpkonstanter enligt Fig. 76.



$$u = L \cdot \frac{h'_{\min}}{h'_{\max} - h'_{\min}}$$

$$H = L + u$$

$$k = \frac{L^2}{4 u \cdot H}$$

$$h'_{\text{med}} = \frac{h'_{\max} + h'_{\min}}{2}$$

Om  $k$  är mindre än 0,3 blir  $P_t = \frac{T}{h'_{\text{med}} \sqrt{2}} \cdot (1 + k)$

Om  $k$  är större än 0,3 bestäms  $L_k$  genom passning ur

$$L_k^3 = \frac{2 P_e \cdot L^2 \cdot h'_{\max}{}^2}{T \cdot H} \cdot (H - L_k)^2$$

varefter  $P_t$  erhålles ur

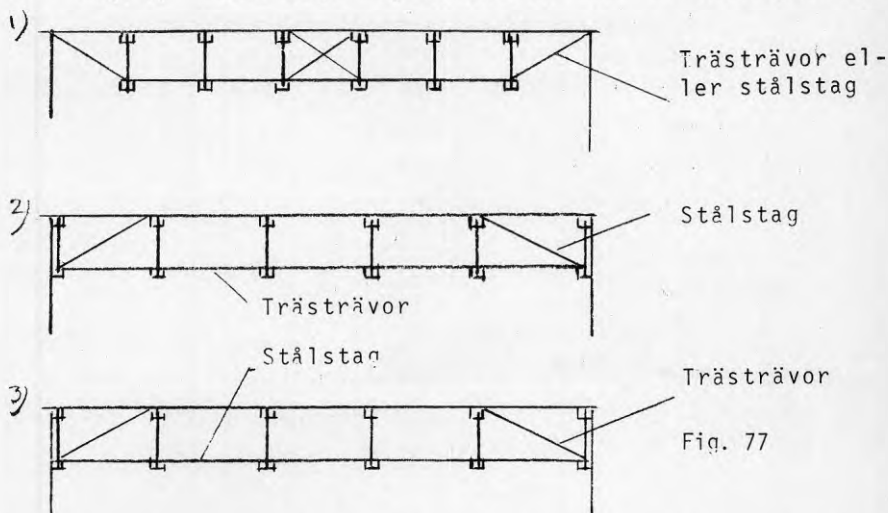
$$P_t = \frac{T}{h_{\max}^2} \cdot \frac{H}{H - L_k}$$

För takbalkar ingående i treledsramar gäller i princip samma regler som ovan angivits för treledsramarnas sidopelare. Vid takbalkar motsvaras dock sidoväggarna av taks kivan och sidopelarnas fria tryckflänsar av takbalkarnas underflänsar. De sistnämnda är dock lättare att utan utseendestörande effekter sidoavstyvas av olika typer av knäckstag, se nedan.

#### IV B 2 e. KNÄCKAVSTYVNINGAR

Om den beräkningsmässiga säkerhetsfaktorn för knäckning underskrider den erforderliga måste knäcklängden minskas eller balkflänsen förstärkas. Ofta är det mest ekonomiskt att minska knäcklängden genom införande av knäckavstyvningar. Sådana utgöres i princip av stänger eller stag av trä eller stål, (tryckstag av trä eller dragstag av stål), som med utgångspunkt från fast stöd "läser" lämplig punkt av den tryckta flänsen i sidled och därmed avkortar dennas knäcklängd. Förbindningen mellan knäckstag och avstyvade tryckflänsar skall vara så stum som möjligt, eftersom en elastisk eftergivlighet i förbindningen minskar den avstyvande effekten. Trycksträvor av trä inpassas härvid stumt mot balkarnas tryckflänsar, medan dragstag av stål (vanligen rundstål) kan framdras genom hål i balklivet strax intill tryckflänsen och där spänns genom åtdragning av muttrar på gängade stagändar.

Fig. 77 visar några systemskisser för knäckavstyvningars



utförande. De utföres vanligen som "kedjor" av stag, som sidostyvar ett antal tryckflänsar, och som vid t.ex. vant femte balkfack medelst snedstag "låses" mot en styv takskena eller mot en sidostabil vägg.

Knäckavstyvningars dimensionering. Knäckavstyvningar utgör komponenter i ett bärverk, som inte själva skall överföra några belastningar men som ändå skall ha kapacitet att hindra utknäckning av tryckta balkelement genom att låsa sådana i sidled i vissa bestämda punkter. Dessa punkter bestämmer resp. balkelements knäcklängder.

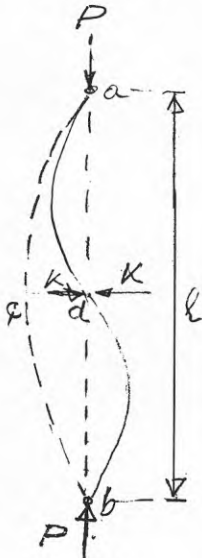


Fig. 78

Fig. 78 visar ett typiskt belastningsfall för en knäckavstyvning. a-b är en tryckfläns i en HB-balk som är överkad av tryckkraften P på knäcklängden  $l$ . Om inga avstyvningar finnes på sträckan a-b knäcker flänsen efter viss tryckstegring ut efter kurvan a-c-b. Lasten P har då nått värdet enligt andra knäckfallet  $P = \pi^2 E \cdot I / l^2$ . Är flänsen däremot låst på mitten av knäckavstyvningar  $\nu K$  vid d kommer den i stället att småningom utknäckas efter kurvan a-d-b med halva knäcklängden  $\frac{1}{2}l$  och teoretiskt fyrdubbla knäckhållfastheten.

För att med knäckavstyvningar kunna tvinga en från början rak flänsregel ab att knäcka ut utefter den dubbla sinus-vågen adb fordras att avstyvningarna kan prestera en minsta sidokraft K, som sålunda skall kunna upptas av avstyvningarna. Frågan är hur stor en sådan kraft kan bli. Den beror naturligtvis av tryckkraften P men även av ev. initialkrokigheter hos tryckflänsen och en del andra faktorer. Det finns vid HB-balkssystemet exempel på tryckflänsar med upptill 250 tons tryckkraft och det kan därför ibland erfordras stora krafter för att hindra tendenser till utknäckning av sådana tryckstänger.

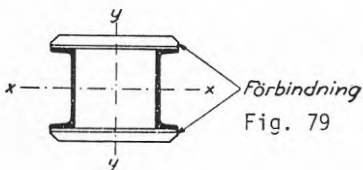


Fig. 79

Vid tiden för HB-balkssystemets tillkomst fanns i befintliga bestämmelser inga egentliga uppgifter om belast-

ningen på knäckavstyvningar. Det enda som fanns var en föreskrift i "1938 års järnbestämmelser" för dimensionering av gallerverk mellan "järn"-profiler, som genom samverkan skulle bilda tryckta pelare, "strävor", e.d. Den föreskriften hade formuleringen: "Ovan angivna förbindningar må dimensioneras under antagande, att strävan i sin helhet åverkas av en konstant avskärningskraft, uppgående till 2 % av strävans totala axialbelastning".

Bestämmelsen har här citerats därför att den indirekt lagts till grund för nästan hela HB-balkssystemets regler för sidostabilisering av tryckta bärverkskomponenter. Förutsättningarna för bestämmelsen var dock alltför olika dem vid HB-balkarna för att utan vidare läggas till grund för knäckavstyvningsdimensionering. Järnbestämmelserna handlade om järnkonstruktioner i stället för trämaterial, och de handlade egentligen inte alls om storleken av de sidokrafter, som behövdes för att styra knäckningsutsatta flänsar m.m. i sidled.

Bestämmelserna ifråga har därför underkastats omfattande egna provningar, se kap. VI A 6. Provingarna visade genomgående resultat att aktuella sidokrafter var av storleksordningen mellan 1,0 och 1,5 % av trycksträvans axialkraft, i medeltal ca 1,25 % härav. Alltså klart mindre än 2 % men ändå av samma storleksordning som 2 %. Denna siffra har därför uppfattats som en avrundning på säkra sidan, och den har med hänsyn till de egna provningsresultaten genomgående använts som dimensioneringsfaktor för en rad olika typer av knäckavstyvningar vid HB-balkssystemet.

#### IV. C. Dimensionering av HB-balkens liv

##### IV\_C\_1. Allmänna beräkningsmetoder

Som redan i kap. II C påpekats antas balklivet ensamt överföra hela avskärningskraften i en viss sektion ( $R_x$ ), eftersom balkflänsarna ändå vid normala proportioner endast kan beräknas överföra en mindre del av samma last. I balklivets båda skikt av diagonalt anordnade bräder vållar avskärningskraften tryckkrafter i det ena brädsiktet (den ena bräddriktningen) och dragkrafter i det andra

Beräkningen av påkänningarna i de båda skiktens bräder kan inte ske som vid ett fackverk med omväxlande tryck- och dragstänger eftersom bägge dessa bildar en sammanhängande kontinuerlig livyta. Inte heller kan den ske som vid en I-balk med en sammanhängande platta som liv. Man får i stället beakta att balklivet består av en kontinuerlig följd av diagonalställda ytelement, i vilken axiella tryck- och dragkrafter uppkommer som följd av en viss avskärningskraft  $R_x$  i ett balksnitt.

För enkelhetens skull antas till en början att balken är parallellflänsig och att samtliga livbräder är anordnade i  $45^\circ$  vinkel mot flänsriktningen, Fig. 80. I ett visst balk-

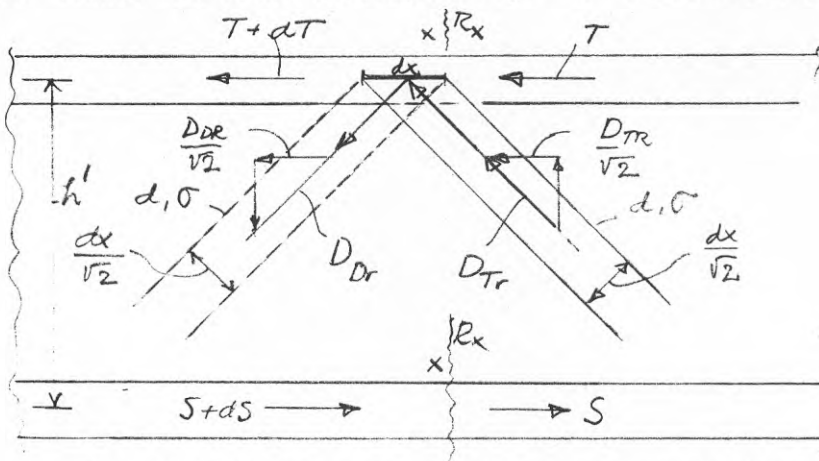


Fig. 80 Balklivspänningar på sträckan  $dx$  av tryckfläns

snitt  $x-x$  råder det variabla böjningsmomentet  $M_x$  och tillhörande avskärningskraft  $R_x$ . Momentet vållar i snittet krafterna  $T$  i tryckflänsen och  $S$  i dragflänsen. På det lil-



la avståndet  $dx$  från snittet  $x-x$  har momentet  $M_x$  ändrats till  $M + dM_x$ , flänstrycket från  $T$  till  $T + dT$  (och på samma sätt flänsdragningen  $S$  från  $S$  till  $S + dS$ ). Vidare är

$$\begin{cases} T = \frac{M_x}{h'} & , \text{där } h' \text{ är avståndet mellan flänscentra (a)} \\ T + dT = \frac{M_x}{h'} + \frac{dM_x}{h'} & , \text{där } dT \text{ är tryckkraftänd- (b)} \end{cases}$$

ringen i tryckflänsen på sträckan  $dx$ .

Av Fig. 80: framgår att sträckan  $dx$  i tryckflänsen angräps i  $45^\circ$  vinkel av tryckspänningar i de tryckta bräderna på en bredd av  $\frac{dx}{\sqrt{2}}$  men också av dragspänningar i de dragna bräderna på en  $\frac{dx}{\sqrt{2}}$  lika stor bredd  $\frac{dx}{\sqrt{2}}$ .

Antas livbrädernas tjocklek =  $d$  och drag- och tryckspänningarna i resp. bräder av symmetriskäl lika i bägge =  $\sigma$  så angräps tydligen sträckan  $dx$  av tryck- och dragkrafterna

$$\frac{dx}{\sqrt{2}} \cdot d \cdot \sigma \quad \text{respektive} \quad \frac{dx}{\sqrt{2}} \cdot d \cdot \sigma$$

Bägge dessa i  $45^\circ$ -riktningen riktade "sneda" krafter har en komponent i flänsriktningen, som är  $\frac{1}{\sqrt{2}}$  av de sneda krafterna, vilka komponenter adderar sig till varandra. Det är summan av dessa komponenter som vållar tryckändringen i tryckflänsen  $dT$  på sträckan  $dx$ . Alltså erhålles

$$\frac{dx}{\sqrt{2}} \cdot d \cdot \sigma \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} + \frac{dx}{\sqrt{2}} \cdot d \cdot \sigma \cdot \frac{1}{\sqrt{2}} = dT$$

varav

$$dT = dx \cdot d \cdot \sigma$$

Men enligt ekvationssystemet ovan är också

$$dT = \frac{dM_x}{h'} \quad , \text{vilket ger}$$

$$dx \cdot d \cdot \sigma = \frac{dM_x}{h'} \quad \text{eller} \quad d \cdot \sigma = \frac{dM_x}{dx \cdot h'} \quad (c)$$

Nu är  $\frac{dM_x}{dx}$  som bekant = avskärningskraften  $R_x$ , varav

$$d \cdot \sigma = \frac{R_x}{h'} \quad \text{eller} \quad \sigma = \frac{R_x}{d \cdot h'} \quad (a)$$

I bräder med bredden  $B$  erhåller alltså diagonalbräderna tryck- eller dragkrafter av storleken  $D = d \cdot B \cdot \sigma$

Efter insättning häri av värdet på  $\sigma$  erhålles

$$D = d \cdot B \cdot \frac{R_x}{d \cdot h'} \quad \text{eller} \quad D = \frac{R_x}{h'} \cdot B \quad (b)$$

Uttrycket (a) anger påkänningen i de enskilda livbräderna. Denna skall vid dimensioneringen hålla sig inom tillåtna dragpåkänningen för livbräderna eller inom den maximala tryckpåkänning som med hänsyn till resp. livbräders slankhetstal  $\lambda = 1/i$  håller sig inom tillåten tryck- eller knäckpåkänning.

Av uttrycken (a) - (b) på sid. 85 framgår vidare, att tryckändringen i tryckflänsen på sträckan  $dx$  - vilken är densamma som dragkraftändringen på samma sträcka - utgör

$$dT = \frac{dM_x}{h'} \quad \text{eller} \quad \frac{dT}{dx} = \frac{dM_x}{dx} \cdot \frac{1}{h'} \quad (c)$$

I uttrycket (c) motsvarar  $\frac{dT}{dx}$  tryckändringen - kraftändringen - per längdenhet av tryckflänsen. Denna kraftändring skall överföras till balkflänsen genom spikningen mellan fläns och liv och dimensionerar alltså denna spikning. Samtidigt är på känt sätt  $dM_x/dx = R_x$  i snittet.

Alltså fås det viktiga uttrycket

$$\frac{dT}{dx} = \frac{R_x}{h'} \quad (= \frac{dS}{dx} \text{ i dragflänsen}) \quad (d)$$

Uttrycket (d) dimensionerar alltså erforderlig spikning mellan tryck- och dragflänsar och liv, men behandlas närmare i ett efterföljande avsnitt IV D om spikning vid HB-balkar.

Vid HB-balkar (eller bärande pelare) med varierande balkhöjd ersättes  $R_x$  i uttrycket (d) med en skenbar avskär-

ningskraft  $Q_x$  enligt nedanstående beräkning, där  $M_x$  betecknar momentet i snitt  $x$  och  $\alpha$  = vinkeln mellan flänsarna.

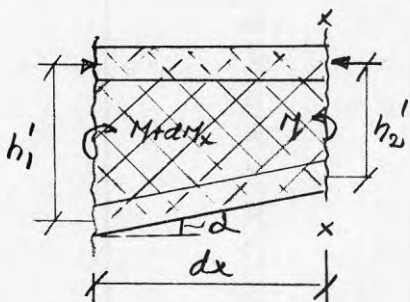


Fig. 81

$$T = -\frac{M_x}{h_2'} \quad (a)$$

$$T + dT = -\frac{M_x + dM_x}{h_1'} \quad (b)$$

Dividera (b) med  $dx$  och insätt värdet på  $T$  enligt (a):

$$\frac{dT}{dx} = -\frac{dM_x}{dx} \cdot \frac{1}{h_1'} + \frac{M_x}{h_1' dx} - \frac{M_x}{h_2' dx}$$

eller 
$$\frac{dT}{dx} = \frac{R_x}{h_1'} - \frac{M_x}{h_1' \cdot h_2'} \cdot \frac{h_1' - h_2'}{dx} \quad (c)$$

Om  $dx \rightarrow 0$  och  $h_1' = h_2' = h'$  samt  $\frac{h_1' - h_2'}{dx} = \tan \alpha$ , förenklas uttrycket (c) till

$$\frac{dT}{dx} = -\frac{R_x}{h'} - \frac{M_x}{h'^2} \cdot \tan \alpha \quad (d)$$

(Här användes - när momentets abs. värde avtager med minskande balkhöjd och + när momentets abs. värde avtager med ökande balkhöjd.)

Uttrycket (d) ovan är detsamma som motsvarande uttryck (d) på sid. 86 för parallellflänsiga balkar men med den skillnaden för icke parallellflänsiga (kilformiga) balkar, att en korrektionsterm  $\pm \frac{M_x}{h'^2} \cdot \tan \alpha$  tillkommit. Man kan uttrycka det så, att den enkla avskärningskraften  $R_x$  utbyts mot en skenbar sådan innehållande också den nämnda korrektionstermen, skenbara avskärningskraften  $Q_x$ .

#### IV C 2. BERÄKNING AV BALKLIVETS KNÄCKSÄKERHET

Det ena skiktet av livbräder i en HB-balk är utsatt för tryck med påkänningen  $\sigma = R_x/d \cdot h'$  och det måste alltså kontrolleras för knäckning. Fig. 82 visar det enklaste fallet med en enskild tryckt livbräda från det ena brädskiktet tillsammans med ett antal dragda bräder från motsatta skiktet. Brädan bildar i normalfallet  $45^\circ$  vinkel mot brädflänsarna och erhåller då den teoretiska knäcklängden  $h' \cdot \sqrt{2}$  och antas enligt andra knäckfallet ledartat infäst vid flänsarnas centrumlinjer.

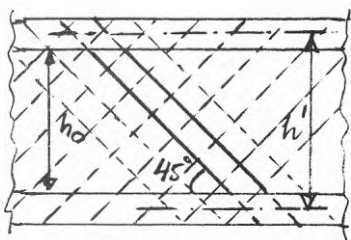


Fig. 82

Denna teoretiskt korrekta definition av de tryckta livbrädernas knäcklängd - som vid beräkningar "på säkra sidan" bör tillämpas - kan dock i praktiken ofta diskuteras. De kraftigt sammanspikade flänsarna kan nämligen - om inte nämnvärda torksprickor uppstår mellan livbräder och flänsar - vålla viss grad av inspänning av livbräderna i båda ändar delvis motsvarande fjärde knäckfallet. Om de dock beräknas efter 2:a knäckfallet motsvarar inspänningen viss avkortning av knäcklängden. En ganska ofta tillämpad kompromiss är därför att räkna knäcklängden - efter andra knäckfallet - mellan flänsarnas innerkanter. Vid särskilt mindre balkar brukar denna kompromiss ofta tillämpas, och den ger vanligen bättre överensstämmelse mellan beräkning och provbelastningsresultat vid provningar. Om fria flänsavståndet betecknas  $h_0$  blir brädernas knäcklängd utan livknäckavstyvningar  $= h_0 \cdot \sqrt{2}$ .

Vid HB-balkar är livbräderna normalt utförda hyvlade med brädtjockleken  $d = 2,2$  cm. Tryckbrädernas tröghetsradie  $i$  blir då oavsett balkhöjden

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\frac{b \cdot d^3}{12}}{\frac{b \cdot d}{12}}} = \frac{d}{\sqrt{12}} = \frac{2,2}{\sqrt{12}} = 0,635 \text{ cm} = 0,29 d$$

Vid ett balkliv utan särskilda livavstyvningar blir värdet på slankhetstalet för livbräderna (med  $h = h'$ )  $\lambda = l/i$

$$l/i = \frac{h' \cdot \sqrt{2}}{d/\sqrt{12}} = \frac{h' \cdot \sqrt{2}}{0,635}$$

Med detta värde på  $\mathcal{L}/i$  som ingångsvärde erhålles ur kurva (4) på diagram K 1 (sid. 74) tillåten knäckpåkänning för tryckbräderna. Denna skall dock här ökas i proportionen  $\frac{1}{0,8}$ , eftersom kurva (4) gäller med eftergivliga förband sammanfogade sektioner och därför reducerats till 80 % medan det här gäller bräder av homogent virke.

Den så bestämda tillåtna knäckpåkänningen skall slutligen jämföras med den faktiska tryckspänningen i livbräderna  $\sigma = R_x/h \cdot d$ , vilken sistnämnda skall vara lägre än den tillåtna knäckpåkänningen.

Om däremot den beräknade faktiska tryckpåkänningen i de tryckta livbräderna  $\sigma = R_x/h \cdot d$  är högre än tillåtna knäckpåkänningen är balklivet inte knäcksäkert från fläns till fläns utan måste avstyvas medelst någon form av livavstyvningar.

Nära tillhands ligger då att utnyttja de dragna bräderna som sidostöd för de tryckta. Det framgår direkt av Fig. 82 att de dragna bräderna bildar visst hinder mot utknäckning av de tryckta bräderna i riktning mot dragbräderna - däremot ej i riktning från. Om tryckbräderna däremot är effektivt hopkoppade med dragbräderna kommer de sistnämnda att öka tryckbrädernas knäck-hållfasthet. Denna effekt behandlas närmare senare.

Ett annat sätt att öka livets knäckhållfasthet är att anordna vertikala livavstyvningar enligt sv. patentet 124 866, se sid. 5. Dessa utgöres av inbördes genom spikning samverkande smäckra träreglar på ömse sidor av livet som sträcker sig mellan flänsarnas innerkanter. Beräkningen av sådana avstyvningar skall här i första hand behandlas.

Dessförinnan skall dock med ett enstaka exempel belysas storleksordningen av hur tungt belastade balkar kan utföras utan några livavstyvningar alls. Som sådant exempel har valts HB-balkssystemets allra första provbalk, sid. 3. Det är en 6 m lång och 60 cm hög dubbelbalk, som på bilden sid. 3 belastats med 12 ton cementsäckar och som senare belastats till brott med 5-dubbla lasten.

Balken har flänsar av 2"x6" med 14,5 cm flänshöjd. Fria höjdvståndet mellan flänsinnerkanter sålunda  $60 - 2 \times 14,5 = h_0 = 31$  cm och fria diagonalmättet mellan flänsinnerkanter  $31 \cdot \sqrt{2} =$

$$= 44 \text{ cm. Vidare är } h' = 60 - 14,5 = 45,5 \text{ cm.}$$

Alltså blir (se ovan)  $L/i = 44/0,635 = 69$   
Från kurva (4) på diagram K 1 (sid. 74) avläses vid detta värde på  $L/i$  tillåten knäckpåkänning i tryckta livbräder =  $37 \text{ kg/cm}^2$ , som dock bör ökas med faktorn  $\frac{1}{0,8}$  till  $46 \text{ kg/cm}^2$ .

$$\begin{aligned} &\text{Räknas i stället med teoretiska } h' = 45,5 \text{ cm och } \ell = \\ &= 45,5 \cdot \sqrt{2} = 64,5 \text{ cm erhålles enligt diagram K 1 } \sigma_k = \\ &= 21 \times \frac{1}{0,8} = 26 \text{ kg/cm}^2. \quad (L/i = \frac{64,5}{0,635} = 101) \end{aligned}$$

Verklig påkänning i de tryckta livbräderna kan beräknas sålunda. Vid lasten 12 ton på två balkar blir  $R_x$  nära upplagen = 3 ton och livpåkänningen enligt ekv. (a), sid. 86 sålunda =  $\frac{3000}{2,2^2 \times h'}$ , där  $h'$  i detta fall bör räknas mellan flänsar-TP-linjer, alltså 45,5 cm.

$$\text{Därav } \sigma_{\text{liv}} = \frac{3000}{2,2 \times 45,5} = 30 \text{ kg/cm}^2$$

Den faktiska tryckpåkänningen i livet (nära balkupplagen)  $30 \text{ kg/cm}^2$  är alltså också vid denna tungt belastade balk mindre än värdet  $46 \text{ kg/cm}^2$  men något större än det ogynnsamt beräknade värdet  $26 \text{ kg/cm}^2$ .

I detta exempel vet man dessutom, att balken på sin tid vid Statens Provningsanstalt provbelastats till brott med 5-dubbla lasten, ca 60 ton, och att brottsorsaken inte var livknäckning utan dragbrott i ena flänsen. Eftersom aktuella laster oftast är lägre än för här beskriven tungt belastad provbalk kan många HB-balkar utföras utan särskilda knäckavstyvningar för livet.

I det allmänna fallet måste dock knäckavstyvningar utföras, antingen "vertikala avstyvningar" enligt Fig. 83 eller "horisontella avstyvningar", varom mera nedan.

Fig. 83 visar schematiskt ett balkliv avstyvat med ett antal vertikala knäckavstyvningar, anordnade på c/c-avståndet  $\lambda$  ( $< h_0$ ). Avstyvningarna sträcker sig mellan innerkanterna av resp. över- och underflänsar. Med  $45^\circ$  lutning på livbräderna blir knäcklängden för de tryckta livbräderna mellan angränsande avstyvningar =  $\lambda \cdot \sqrt{2}$ .

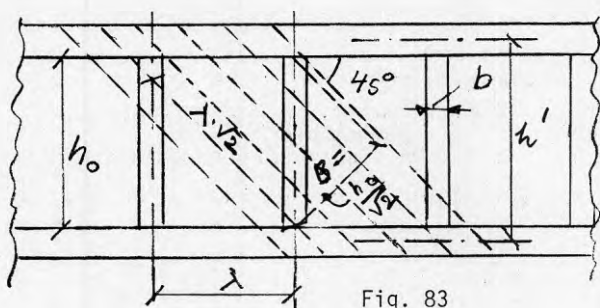


Fig. 83

Livavstyvning-  
ar enligt svenska  
patentet 124 866  
består av två rela-  
tivt klena träre-  
glar på ömse sidor  
om livet, vilka är  
inbördes förenade  
med relativt tät

spikning, se Fig. 83. Genom spikningen bildar de parvis för-  
enade reglarna en samverkande sektion med bredden  $b$  (reg-  
larnas bredd) och konstruktionshöjden  $h = 2a + 2d$ , där  
 $a$  är regeltjockleken mätt vinkelrätt mot balklivet och  $d$   
som förut livbrädernas tjocklek.

Vertikala avstyvningsreglar är i flertalet konstruktio-  
ner utförda med dimensionen  $a \times b = 1\ 1/2'' \times 3''$ , men vid  
större balkhöjder och avskärningskrafter  $R_x$  ökas deras dimen-  
sioner till  $2'' \times 3''$  eller  $3'' \times 3''$ . Dimensioner däröver förekom-  
mer endast vid mycket stora konstruktioner och bör då under-  
kastas särskilda beräkningar.

Genom samverkan bildar de hopspikade avstyvningsreglarna  
sammansatta "balkar" med motståndsmomentet  $W_x = \frac{b \cdot h^2}{6} =$   
 $= b \cdot \left( \frac{2a}{6} + \frac{2d}{6} \right)^2$  och tröghetsmomentet

$I = b \cdot \frac{(2a + 2d)^3}{12}$ . Vid beräkning av såväl  $W_x$  som  $I$  har  
man utnytt- -jat det tillskott i konstruktionshöjd som liv-  
brädernas tjocklek motsvarar ( $2d = \text{ca } 4,4 \text{ cm}$ ) men däremot för-  
summat att deras motsvarande bidrag inte i verkligheten kommer  
att medverka i  $W_x$  eller  $I$ . Dessa bidrag är nämligen proporti-  
onsvis obetydliga, särskilt till  $I$ -värdet. För t.ex. avstyv-  
ningar av  $2 \times 1\ 1/2'' \times 3''$  blir totala tröghetsmomentet

$$I = b \cdot \frac{(2 \times 3,5 + 2 \times 2,2)^3}{12} = \frac{11,4^3}{12} \cdot 7,0 = 864 \text{ cm}^4$$

varav rent matematiskt livbrädernas tjocklek endast bidrar med  
 $\frac{4,4^3}{12} \cdot 7,0 = 50 \text{ cm}^4$ .

$W_x$  för samma dimension på avstyvningsreglar blir  $152 \text{ cm}^3$   
Vid grövre avstyvningsreglar blir livbrädernas bidrag procentu-

ellt ännu mindre.

De sålunda beräknade värdena på  $I$  och  $W_x$  bör emellertid vid hållfasthetsdimensioneringar minskas med tidigare angiven reduktionsfaktor 80 %, eftersom de parvis anordnade reglarna är med spikningen sammanfogade till en något eftergivlig sektion.

De effektiva kalkylvärdena blir då  $I = 691 \text{ cm}^4$  och  $W_x = 122 \text{ cm}^3$ .

Dimensioneringen av livavstyvningarna innebär dels att bestämma c/c-avståndet  $\lambda$  mellan avstyvningarna, dels att bestämma avstyvningarnas dimension (d.v.s. i praktiken att välja mellan tre standardiserade storlekar).

c/c-avståndet  $\lambda$  skall väljas så, att faktisk tryckpåkänning  $i$  (dimensionerande) tryckta livbräder  $\sigma_f = R_x/d \cdot h'$  skall vara mindre än tillåten knäckpåkänning vid detta avstånd.

Nu varierar faktisk livpåkänning med värdet på  $R_x$ . Den är sålunda i regel högst nära balkupplag och minst mot balkmitt. Av denna anledning varierar livavstyvningarnas c/c-avstånd med  $R_x$  på olika delar av balklängden.

Tillåten tryckpåkänning bestäms av knäcklängden  $l$ ,  
 $l = \lambda \cdot \sqrt{2}$ , där  $\lambda$  är c/c-avståndet mellan avstyvningarna

Eftersom  $i$ -värdet för livbräderna enligt ovan beräknats till  $i = 0,635 \text{ cm}$  blir  $l/i = \frac{\lambda \cdot \sqrt{2}}{0,635}$

Tillåten tryckpåkänning  $\sigma_k$  avläses därefter vid kurva (4), diagram K 1, sid. 74, varefter avläsningsvärdet ökas med  $1/0,8$ .

Om  $\sigma_f$  överskrider eller underskrider värdet på  $\sigma_k$  väljes nytt mindre eller större c/c-avstånd  $\lambda$ , så att lämplig överensstämmelse mellan faktisk tryckpåkänning och tillåten tryckpåkänning uppnås och detta med lämplig anpassning mellan  $\sigma$ -värdena och rådande  $R_x$ -värde.

Något mera komplicerat än detta sätt att bestämma livavstyvningarnas inbördes c/c-avstånd är att dimensionera livavstyvningarna, d.v.s. egentligen att verifiera att dessa ha er-



forderlig böjningshållfasthet och -styvhet. Man måste observera, att nyss beskriven elementär metod för beräkning av livavstyvningarnas  $c/c$ -avstånd egentligen utgår från att avstyvningarna är helt styva i balklivets tvärled, så att de bildar fixa stödpunkter för de tryckta livbräderna och därmed också fixerar dessas knäcklängder.

I verkligheten är livavstyvningarna inte helt styva i balklivets tvärled utan elastiskt eftergivliga. Ju eftergivligare avstyvningarna är, desto mer kan den faktiska knäcklängden för de tryckta livbräderna öka. I verkligheten föreligger därför ett inbördes beroende mellan avstyvningarnas styvhet och potentiella utböjningar och de tryckta livbrädernas faktiska knäcklängder. En korrekt beräkning måste ta hänsyn till detta inbördes beroende och behandlas separat nedan. Vid elementär men mindre noggrann beräkning behandlas de båda faktorerna var för sig enligt följande:

Den sammansatta livavstyvningen betraktas som en balk, som har avståndet mellan balkflänsarnas innerkanter  $h_0$  som spännvidd (vid försiktigare beräkning höjdvståndet  $h'$  som spännvidd). Denna balk åverkas potentiellt av de sidokrafter, som en utknäckning av de tryckta livbräderna kan vålla. I kap. IV B2é påvisas att dessa sidokrafter kan, i någon överkant, beräknas till 2 % av motsvarande tryckkrafter i livbräderna.

Enligt Fig. 83 påverkas en avstyvning med spännvidden  $h_0$  av tryckkrafterna i de tryckta diagonalbräderna på bredden  $B = h_0 / \sqrt{2}$ . Totala tryckkraften  $T$  på bredden  $B$  är  $T = B \cdot d \cdot \sigma$ , där  $\sigma = R_x / d \cdot h'$ , där  $R_x$  är avskärningskraften i samma sektion som avstyvningen.  $T$  blir således

$$T = B \cdot d \cdot \sigma = \frac{h_0}{\sqrt{2}} \cdot x \cdot \frac{R_x}{d \cdot h'} \cdot x \cdot d = \frac{h_0}{\sqrt{2}} \cdot x \cdot \frac{R_x}{h'}$$

varav 2 % vinkelrätt mot  $T$  angriper avstyvningen.

Avstyvningsbalken angrips alltså vid potentiell utknäckning av de tryckta livbräderna på spännvidden  $h_0$  (vid försiktigare beräkning  $h'$ ) av kraften  $0,02 \cdot T$  jämnt fördelad på spännvidden  $h_0$ , vilket enligt gängse formel  $M = Q \ell / 8$  vållar momentet

$$M = 0,02 T \times \frac{h_0}{8} = 0,02 \times \frac{h_0}{\sqrt{2}} \cdot x \cdot \frac{R_x}{h'} \cdot x \cdot \frac{h_0}{8} \text{ eller}$$

$$M = \frac{0,02}{\sqrt{2}} \times \frac{R \cdot x}{h'} \times \frac{h_0^2}{8} \quad \text{kgcm}$$

Böjningspåkänningen i avstyvningsbalken =  $\frac{M}{W_x}$ , där  $W_x$  för avstyvningsbalken beräknats ovan, skall då vara mindre än tillåten böjningspåkänning i trämaterial.

Viktigare än denna böjningspåkänning är dock avstyvningsbalkens styvhet, definierad genom dess  $I$ -värde (beräknat ovan). Avstyvningsbalken får nämligen under påverkan av den hypotetiska sidolasten av 2 % av tryckbrädernas tryckspänning inte undergå alltför stor utböjning, eftersom i sådant fall knäcklängden för livbräderna mellan avstyvningarna kan öka otillåtet.

Avstyvningsbalkens utböjning under påverkan av nämnda 2 % jämnt fördelade potentiella sidolaster beräknas enligt det kända uttrycket

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I}$$

där  $E$  för trä = 100 000 kg/cm<sup>2</sup> och  $I$  tidigare beräknats till 691 cm<sup>4</sup>,  $q$  enligt ovan =  $\frac{0,02}{\sqrt{2}} \cdot \frac{R \cdot x}{h'}$  och  $l = h_0$ .

$f$  bör erfarenhetsmässigt inte utfalla större än 1/400 av  $h_0$ , vilket definierar livavstyvningarnas behövliga styvhet.

Livavstyvningar enligt generell lösning. Enligt den ovan beskrivna elementära metoden har de tryckta livbräderna antagits ha en knäcklängd enligt andra knäckfallet motsvarande (det i 45°-riktningen mätta) c/c-avståndet mellan livavstyvningarna. De tryckta livbrädernas korsningspunkter med livavstyvningarna har då betraktats som fasta ändpunkter för livbrädernas knäcklängder. Livavstyvningarna har därefter dimensionerats som sammansatta balkar, som med stöd i bägge ändar genom flänsarna sidledsfixerar nyssnämnda ändpunkter.

I verkligheten bildar dessa balkar inga fasta stöd för livbräderna utan livbräderna stötts i sidled elastiskt av livavstyvningarna. Ju styvare livavstyvningsbalkarna är desto mera närmar sig livbrädernas knäckningsfas det teoretiska and-

ra knäckfallet med (det sneda) c/c-avståndet mellan avstyvningarna som knäcklängd för livbräderna. Totalt bildar livbräder och avstyvningsbalkar ett samverkande liv, som vid en viss livhöjd ( $h'$ ) åverkas av en för varje balksektion gällande avskärningskraft  $R_x$ . Om vid en given balkhöjd  $h'$   $R_x$  överskrider vissa värden utsättes hela detta balkliv för utknäckning. Den kritiska nivån för sådan utknäckning kan beräknas enligt den s.k. energimetoden genom att bl.a. finna uttryck för livkonstruktionens inre arbete vid utknäckning, d.v.s. summan av det böjningsarbete som balklivets alla delar (livbräder, tryckta som dragna samt livavstyvningar) utträttar vid utknäckning, och som kan uttryckas som en summa av integraler:

$$\sum \frac{1}{2} \int_0^L \frac{M_x^2}{EI} dx$$

Kriteriet för knäckning är att inre arbetet blir lika med det yttre, d.v.s. av lastens förskjutning i egen riktning vid utknäckningen. Beräkningen härav har utförts som ett mycket omfattande engångsarbete av civilingenjör J. Osterman, som resulterat i tre diagram, sid. 97-99. Dessa har i hög grad förenklat knäckningsberäkningarna relativt de under de tidigare åren "manuellt" utförda beräkningarna för varje särskilt belastningsfall. Diagrammen anger med resp. säkerhetsfaktorer erforderliga livavstyvningsars c/c-avstånd vid tre olika standardstorlekar - 1 1/2"x3", 2"x3" och 3"x3".

I diagrammet för livavstyvningar av 1 1/2"x3" (vilket är den vanligaste avstyvningsdimensionen i praktiken) har med ett exempel visats diagrammets användning, som är mycket enkel och bekväm. Man söker helt enkelt upp korsningspunkten för den aktuella balkens höjd  $h'$  i cm med belastande avskärningskraft  $R_x$  i ton. I diagrammet finns med normalt 10 centimeters ekvidistans angiven livavstyvningstäthet mellan 25 cm c/c och 80 cm c/c. Detta gäller inom diagrammets gränser, som är 340 cm för balkhöjden  $h'$  och 25 ton för avskärningskraften  $R_x$ . Enligt exemplet erfordras vid en balk med  $h' = 143$  cm livavstyvningar c/c ca 32 cm på de delar av balken där avskärningskraften  $R_x$  är ca 12,5 ton.

"Horisontella livavstyvningar". Genom i princip likartade engångsberäkningar har också utarbetats ett diagram för s.k. horisontella livavstyvningar, sid. 100. Principen för dessa är dock i viss mån annorlunda än för vertikala avstyvningar. Vid de sistnämnda är "avstyvningsbalkarna" - som just fungerar som balkar - fast upplagda vid sina ändpunkter på flänsarna. De ger därigenom, relativt sett, i sin tur fasta sidostöd åt de tryckta livbräderna. Detta är icke fallet vid horisontella livavstyvningar, som inte ha någon anslutning till flänsarna. Exempel se t.ex. Fig. 51 och Fig. 60.

Horisontella livavstyvningar utgöres istället av träreglar (normalt  $1\frac{1}{2} \times 2$ "), som i form av ett eller flera regelpar är parvis anordnade på ömse sidor om livet och i huvudsak förlöper parallellt med flänsarna. Regelparen är inbördes hopspikade tvärs igenom livbräderna, och de hopkopplar därigenom tryckta livbräder med dragna sådana. Knäckavstyvningseffekten för de tryckta livbräderna åstadkommes här genom den stabiliserande effekten från de dragna livbräderna. Dragna bräder strävar nämligen vid kraftökning att behålla sitt ursprungliga raka läge medan tryckta bräder omvänt vid kraftökning tenderar att böja ut sig.

Det inses lätt att den knäckningsstabiliserande effekten är mindre vid horisontella avstyvningar, eftersom dessa inte har fast anslutning till flänsarna. Horisontella avstyvningar kan därför användas endast vid mindre avskärningskrafter och lägre balkar än fallet är vid vertikala avstyvningar, enligt det bifogade diagrammet för största värde på  $R_x$  av 11 ton och största balkhöjd  $h' = 250$  cm. Diagrammet redovisar avstyvningseffekten av olika antal avstyvningar mellan flänsarna, från ett avstyvningspar till fyra stycken.

Per längdmeter balk räknat kräver horisontella avstyvningar i regel mindre åtgång av träregelvirke och spik än motsvarande vertikala avstyvningar. Det är därför, särskilt vid triangulära balkar (treledsramar m.m.), vanligt att kombinera de båda avstyvningstyperna, så att man använder horisontella avstyvningar i de smala och vanligen mindre belastade smala ändarna av balkarna men vertikala avstyvningar i de bredare ändarna med högre belastningar. Se t.ex. Fig. 51, 60 m.fl.

Diagram för beräkning av vertikala livarsflyttningar

$1\frac{1}{2}'' \times 3''$  p. b. s.

Fig. 84

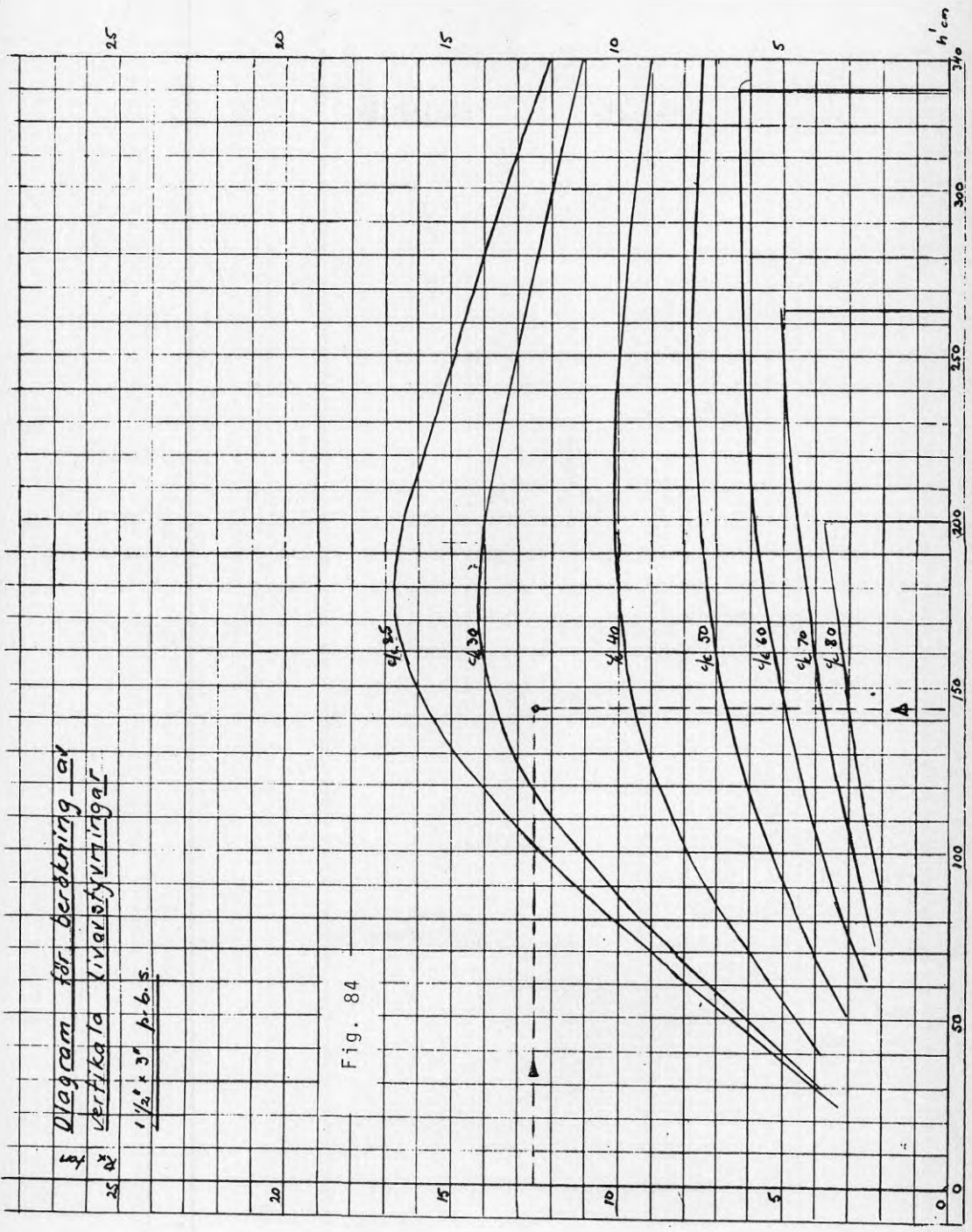


Diagram för beräkning av vertikala nivåstyrningar

2' x 3' p. b. s.

Fig. 85

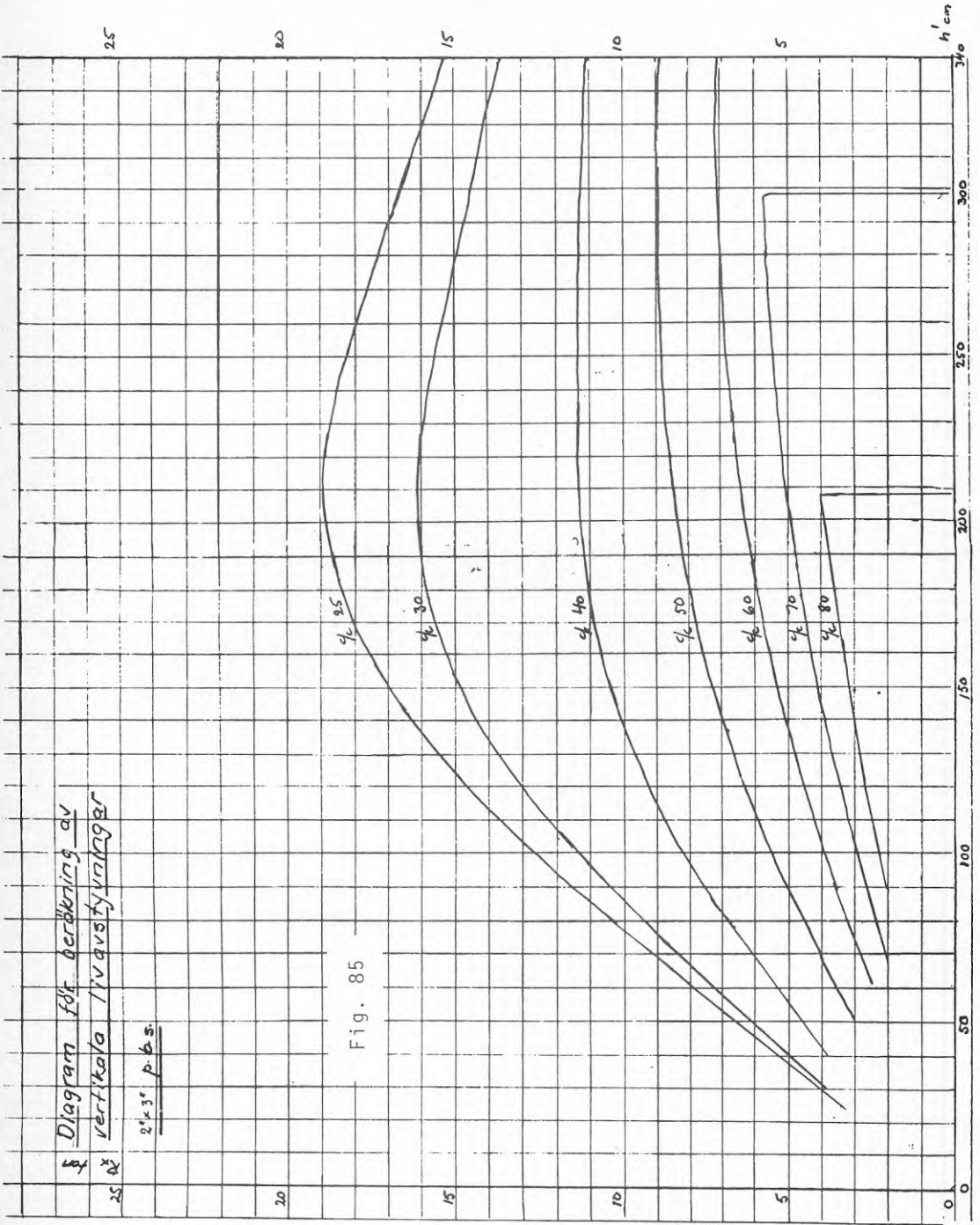


Diagram för beräkning av vertikala livanslutningar

31.31 A.6.5.

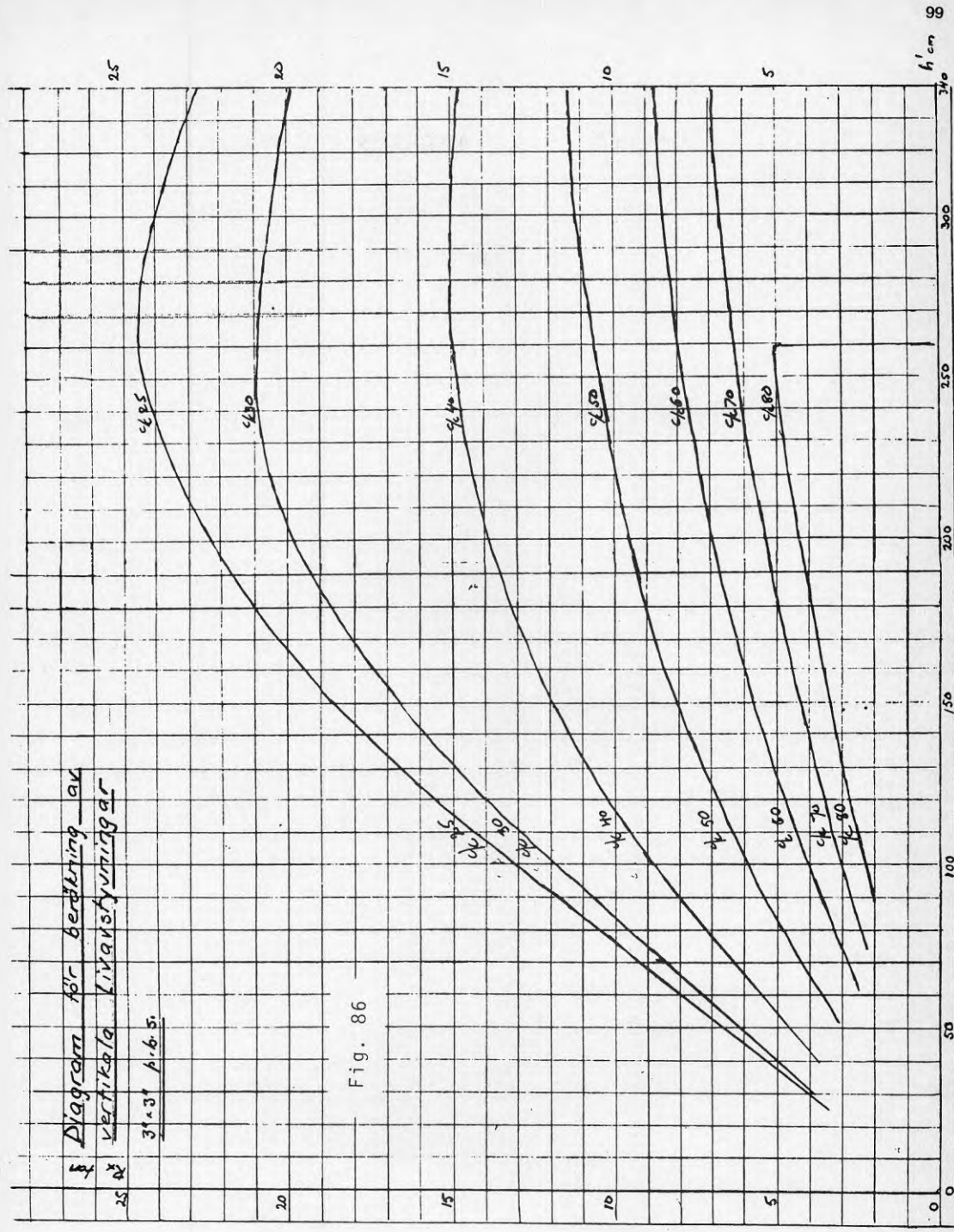
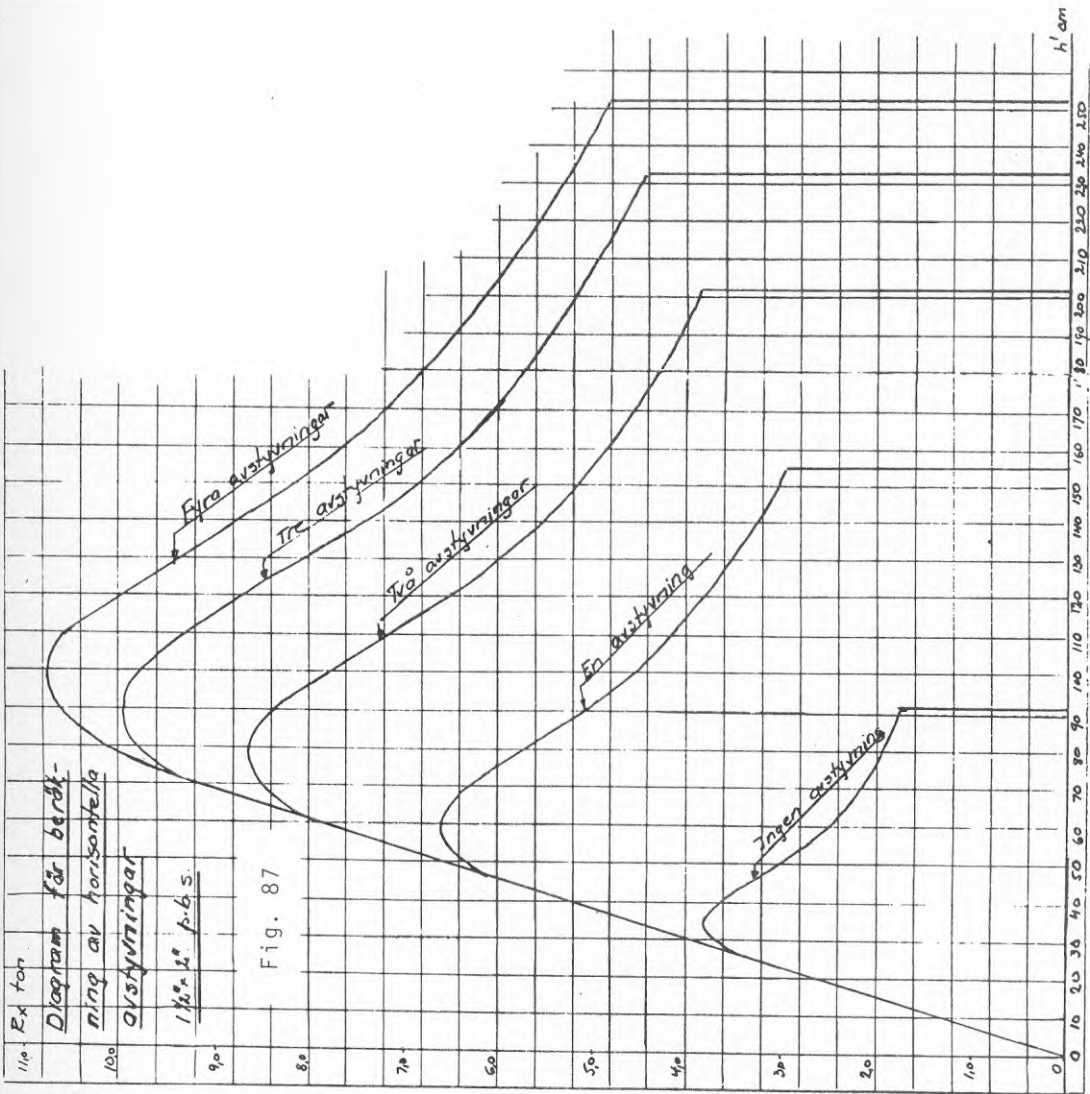


Fig. 86





#### IV. D. Dimensionering av balkflänsarnas spikning

IV D 1. Allmänt. Vid HB-balkarna utgöres de principiellt viktigaste spikförbanden av såväl 1-skäriga som 2-skäriga förband. I de flesta fall är en och samma spik verksam i flera snitt om erforderlig spiklängd förefinnes.

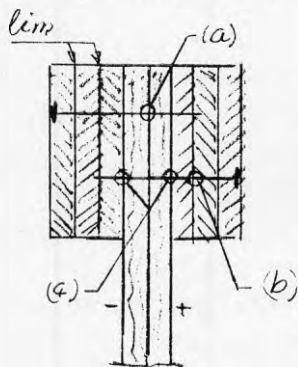


Fig. 38

Spikningen mellan de båda varandra korsande diagonalpanelskikten inbördes utgöres av 1-skäriga förband (a), som i flänsläget direkt överför krafterna från tryckta till dragna livbräder eller omvänt. S.k. "säkerhetsspikning" mellan angränsande brädlamellskikt i sammansatta balkflänsar - d.v.s. spikning som övertar kraftöverföringen om limningen mellan brädsnitten skulle svika - utgör också 1-skäriga förband (b), och detsamma gäller spikningen mellan flänsskarvstycken och tillhörande flänsar, som behandlas i ett senare avsnitt (kap. V).

Spikningen mellan det dubbla diagonalpanelskiktet och anslutande flänsar utgöres däremot av 2-skäriga förband (c).

Vid tiden för HB-balkarnas tillkomst förefanns inga statliga normer för tillåtna spiklasters alls, utan dessa bestämdes för HB-balkarna huvudsakligen på grundval av utförda egna provningar, i mån av möjlighet jämförda med i litteraturen publicerade värden från annat håll. Provingarna (se kap. VI B) utfördes till större delen på provkroppar, där kraftöverföringen, dimensioner etc. så nära som möjligt ha följt de vid HB-konstruktioner verkligt förekommande och som i en del väsentliga avseenden avviker från dem som senare ha kommit att ligga till grund för statliga bestämmelser.

Spiktyper och -benämningar vid HB-balkar. Den vid spikförbanden vid HB-balkar använda spiktypen utöres av s.k. räfflad trådspik. Spikens tvärsektion är i huvudsak kvadratisk men med långsgående fördjupningar, "räfflor", i alla de fyra sidoytorna. Räfflorna ökar spiksektionens styvhet utan

att öka materialåtgången och synes även minska sprickbildningsrisken vid tät spikning.

Vid spikningen mellan flänsar och liv vid HB-balkar användes vanligast spikar av dimensionen 6"/47, 6"/51 och 7"/55, mera i undantagsfall 8"/60. Som redan tidigare angivits avser tum-mättet spikens längd och efterföljande siffra (numera efter viss ändring) spikens tvärmått, mätt i tiondedels millimeter. Kortare spik än 6" används normalt inte vid flänsspikningen, däremot spikas livavstyvningar 1 1/2" x 3" ofta med 4" spik och livavstyvningar av 2"x3" med 5" spik.

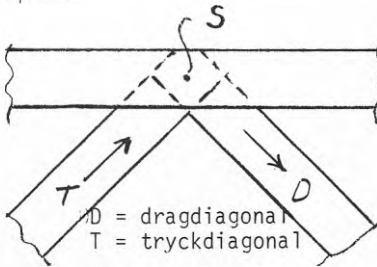


Fig. 89

Rent generellt gäller, att de vid flänsspikning använda spikarna vid HB-balkar har sådan styvhet, att de vid normal belastning kan betraktas som helstyva, "raka" element. Därav följer att anliggningsstrycket mellan spik och trämaterial, "hålkanttrycket", under samma begränsning kan appr. anses nära konstant utefter spikens hela längd.

Hålkanttrycket  $\sigma_h$  mot en enstaka spik  $S$ , som "angrips" av en livbräda med kraften  $D$  (eller  $T$ ) blir alltså

$$\sigma_h = \frac{D}{d \times s}$$

där  $d$  = diagonalbrädans tjocklek (normalt 2,2 cm)

$s$  = spikens  $S$  bredd (för t.ex. 6"/47 0,47 cm)

Enligt ett stort antal provningar brukar  $\sigma_h$  ha storleksordningen 300 kg/cm<sup>2</sup> eller något däröver.

IV D 2. Beräkning av spikningen mellan solida (t.ex. hel-limmade) flänsar och livbräder. I snitten "c", Fig. 88 mellan flänsar och balkliv skall genom spikningen överföras ändringen av flänsarnas normalkrafter per längdenhet av flänslängden till diagonalpanellivet. Eftersom flänsarna i detta fall är solida behöver spikningen endast överföra skjuvkrafter mellan flänsar och liv, ej mellan flänsbräder inbördes.

Denna kraftändring uttryckes enligt kap. IV C 1 (sid. 86 ) av uttrycket

$$\frac{dT}{dx} = \frac{R_x}{h'} \quad (= \frac{dS}{dx} \text{ i den dragna flänsen})$$

Den anger tryck- eller dragkraftändringen i flänsarna per cm fläns längd, om  $h'$  mätes i cm.

Erforderligt antal spik mellan liv och fläns anges lämpligen i antal spik per längdmeter fläns = 100 cm. Antalet spik  $N_1$  i flänssnittet "c" blir då

$$N_1 = \frac{R_x}{h'} \cdot \frac{100}{P_s} \quad (a)$$

där  $R_x$  liksom förut är avskärningskraften i balkdelen ifråga, och  $P_s$  är tillåten spikkraft i spikarna mellan balkliv och flänsar, (2-skäriga spikar).

Värdet på  $P_s$  kommer att närmare diskuteras senare.

Vid balkar med ej parallella flänsar ändras uttrycket för  $dT/dx$  på sätt angivits på sid. 87 till

$$\frac{dT}{dx} = \frac{R_x}{h'} \pm \frac{M_x}{h'} \cdot \tan \alpha$$

där  $\alpha$  är vinkeln mellan ena flänsen och "horisontalen"

Erforderligt antal spik per meter fläns ändras då till

$$N_1 = \frac{100}{h' \cdot P_s} \cdot \left( R_x \pm \frac{M_x}{h'} \cdot \tan \alpha \right) \quad (b)$$

+ användes när momentets abs. värde avtager med ökande balkhöjd och - användes när samma värde avtar med minskande balkhöjd.

IV D 3. Tillåtna spikkrafter  $P_s$  för flänsspikar. Med utgångspunkt från de genom talrika provningar funna medelvärdena för hålkanttryck vid brott av ca 300 kg/cm<sup>2</sup> kan man beräkna storleksordningen av tillåten spiklast  $P_s$  för spikar mellan flänsar och liv. Man utgår då lämpligen från Fig. 89 , som schematiskt visar anslutningen av en tryckt och en dragen

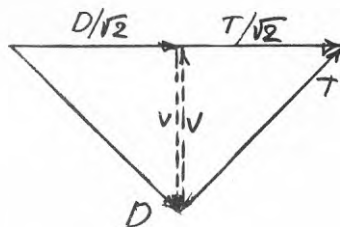


Fig. 90

diagonalbräda till en fläns via en enda spik  $S$ . Den dragna diagonalbrädan angriper spiken  $S$  med kraften  $D$ , som har en komponent i flänsens riktning av storleken  $D/\sqrt{2}$  och en komponent vinkelrätt häremot av storleken  $V$ .

På samma sätt angriper den tryckta diagonalbrädan spiken  $S$  med en kraft  $T$ , som har en komponent i flänsens riktning av storleken  $T/\sqrt{2}$  och en "vertikal" komponent likaledes av storleken  $V = T/\sqrt{2}$ . Om  $D$  och  $T$  antas lika stora angriper deras horisontalkomponenter tillsammans spiken  $S$  med kraften  $2 D/\sqrt{2}$  (eller  $2 T/\sqrt{2}$ ), medan deras resp. vertikalkomponenter drar i spiken  $S$  åt motsatta håll och sålunda upphäver varandra. Se Fig. 90.

Av Fig. 89 framgår vidare, att brottvärdet för den dragna diagonalen  $D$ :s infästning i spiken  $S$  kan skrivas

$$D_{\text{brott}} = d \cdot s \cdot \sigma_h$$

där  $d$  = diagonalbrädans tjocklek (2,2 cm)

$s$  = spikens  $S$  bredd (för t.ex. 6"/47 0,47 cm)

$\sigma_h$  = hålkanttryckets brottvärde (ca 300 kg/cm<sup>2</sup>)

$D_{\text{brott}}$  blir alltså i detta exempel  $2,2 \times 0,47 \times 300 =$   
 $=$  ca 310 kg. I flänsens längdriktning angripes spiken  $S$  av

$$\sqrt{2} \times 2,2 \times 0,47 \times 300 = \text{ca } 440 \text{ kg}$$

Med 4-faldig säkerhet motsvaras detta av en tillåten spikbelastning av storleksordningen  $1/4 \times 440 = 110$  kg.

På motsvarande sätt kan tillåtna spiklaster för de grövre spiktyperna 6"/51 och 7"/55 uppskattas till 120 resp. 130 kg.

Det bör i samtliga fall noteras, att spiken  $S$  överför krafterna  $D$ :s och  $T$ :s horisontalkomponenter i två olika flänsnitt "b". Spiken är alltså här 2-skärig. Eftersom tillåtna spikkrafter ofta anges per spikskär blir de tillåtna spikkrafterna per skär för angivna spikdimensioner resp. 55, 60 och 65 kg.

Man ser också av kraftplanen i Fig. 90 att i spiksnit-

tet "a" mellan de båda diagonalerna D och T inbördes uppkommer en ("vertikal") transversalkraft V, som är hälften av den sammanlagda "horisontella" skjuv- och spikkraften i de båda spiksnitten "b". Krafterna V angriper den i snittet "a" l-skäriga spiken S med krafter i motsatta riktningar som tar ut varandra och sålunda inte verkar dimensionerande för spiken S.

Jämföres ovannämnda värden för tillåtna spikkrafter per skär, resp. 55, 60 och 65 kg, med "Tillåten last på räfflad trådspik i furu och gran" enligt 1950 års upplaga av "Anvisningar till byggnadsstadgan" eller med nära likalydande senare års byggnormer så finner man, att däri tillåten spiklast per spikskär, sid 106, är resp. 80, 90 och 100 kg. alltså avsevärt högre än här ovan angivna värden 55, 60, 65 kg. Detta beror väsentligen på, att Byggnormens värden är baserade på en helt annan typ av kraftöverföring än den som äger rum mellan flänsar och liv i en HB-balk. Byggnormens värden

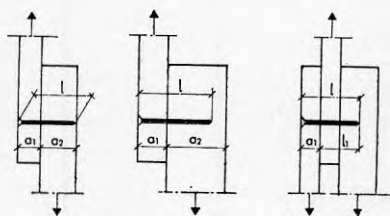


Fig. 91

är baserade på kraftöverföringstypen enligt Fig. 91 där kraften från en trädel till den andra överförs genom direkt tvärkraftöverföring utan komponentuppdelning. Varje enskild spik överför därför vid given tvärkraftöverföringsförmåga  $\sqrt{2}$  gånger så stor "nyttig" kraft från den ena trädelen till den andra än vad som sker mellan diagonalpanelbräder och HB-balksflänsar.

Tillåten spiklast  $P_s$  för 2-skäriga spikar mellan livbräder och flänsar vid HB-balkar har därför fastställts till nedan angivna värden vid normalt belastningsfall. För exceptionellt belastningsfall har räknats med ca 10 % högre spiklast. Livbräds-bredd bör inte vara smalare än 6".

Spik nr	$P_s$ vid normalt bel.fall	$P_s$ vid exc. bel.
6"/47	110 kg	120 kg
6"/51	120 "	135 "
7"/55	130	145 "
8"/60	140 "	155 "

IV D 4. Beräkning av spikningen vid olimmade lamell-flänsar eller skadade hakskarvar. Om balkflänsarna genom perfekt limning bildar solida helt sammanhängande enheter eller utgöres av oskarvade massiva reglar, har spikningen mellan flänsar och liv ingen annan funktion än att överföra av avskärningskraften i balksnittet vållade skjuvkrafter mellan flänsar och livbräder på sätt beräknats härövan,

Om däremot en eller flera längdskarvar (hakskarvar) i flänsarnas brädsträngar upphör att fungera eller limningen mellan lamellerna inbördes i en fläns blir felaktig, så kan en sådan fläns ändå bilda en kraftöverförande enhet (om än med något reducerad hållfasthet) genom att en av lamellerna via spikning bildar skarvelement för de två andra (i en fläns av tre lameller). Principen för en sådan skarvning är visad i patentfiguren i Fig. 9, sid. 14.

Spikningen mellan flänslameller och liv skall då både räckta till för det för avskärningskraftens överförande behövlige antalet spikar (beräknad i IV D 2) och det antal spik som behövs för att föra skarvkrafterna förbi en icke fungerande lamell-längdskarv. Beräkning av erforderligt antal spik för sålunda skarvad fläns skall först exemplifieras.

Vid en flänshalva, som består av t.ex. tre lameller, varav endast 2/3 d.v.s. två lameller överför flänsens normalkrafter (Fig. 9), erfordras uppenbarligen endast 2/3 så många spik som vid "hel" fläns för överförande av avskärningskraften. I det generella fallet med  $n$  flänslameller erfordras på samma sätt  $\frac{n-1}{n}$  så många spik. Antalet spik  $N_{2R}$  för överförande av avskärningskraftens  $R_x$  andel blir då (jfr ekv. för  $N_1$  sid.103):

$$N_{2R} = \frac{n-1}{n} \cdot \frac{R_x \cdot 100}{h' \cdot P_{S1}}$$

där  $P_{S1}$  är tillåtna lasten på två-skäriga spik i flänssnittet "c". Värdet på  $P_{S1}$  skall senare diskuteras.

Den flänskraft, som skall överföras förbi en ej fungerande längdskarv (t.ex. hakskarv), är vid 3 lameller uppenbar-

ligen  $1/2$  av totala kraften i flänshalvan, i det allmänna fallet sålunda  $\frac{1}{n-1}$  av samma kraft. I ett balksnitt med momentet  $M_x$  och normalkraften  $S$  utgör totala normalkraften i flänsen värdet  $M_x/h' \pm S$ .

Den flänskraft som skall överföras om en hakskarv (i vardera flänshalvan) inte fungerar, utgör då

$$\left( \frac{M_x}{h'} \pm S \right) \cdot \frac{1}{n-1}$$

Denna flänskraft skall överföras genom spikning på tillgänglig del av skarvad lamell. Om samtliga lamellbräder har samma längd  $L$  (vilket är nödvändigt) så måste hela skarvkraften för en lamell överföras på lamell-längden  $L/n$ , om antalet lameller i flänsen är  $n$  st. (Framgår tydligt av Fig. 9).

Härav erhålles erforderligt spikantal per löpmeter fläns på grund av flänskraften (i allmänhet främst orsakad av momentet  $M_x$ ):

$$N_{2M} = \frac{\left( \frac{M_x}{h'} \pm S \right) \cdot \frac{1}{n-1}}{\frac{L}{n}} \cdot \frac{100}{P_{s2}}$$

Totala erforderliga antalet spik per löpmeter i snittet b-b erhålles då enligt:

$$N_2 = N_{2R} + N_{2M} = \frac{n-1}{n} \cdot \frac{R_x \cdot 100}{h' \cdot P_{s1}} + \frac{n}{n-1} \cdot \frac{100}{L \cdot P_{s2}} \cdot \left( \frac{M_x}{h'} \pm S \right)$$

Värdet på tillåtna spiklasten  $P_{s1}$  är detsamma som för den vanliga 2-skäriga flänsspikkraften  $P_s$ , se tabellvärdena nedtill på sid. 105. Däremot avser spiklasten  $P_{s2}$  överföring av tvärkrafter genom spikning av den typ som visas i Fig. 91. Det gäller nämligen där tvärkraftöverföring mellan två parallella flänslameller, och därvid tillåten belastning är densamma som anges i Svensk Byggnorm, se sid. 111, nämligen för 1-skärig spik (t.ex. för 6"/47 spik tillåten spiklast 80 kg).

IV\_D\_5. Spikplacering. Lämplig placering av spikarna i en HB-balks-fläns kräver beaktande av ett flertal faktorer.

En viktig sådan faktor är att vid spikplaceringen skall beaktas att tät spikning - med de relativt kraftiga spik som vid bärande system är erforderliga - inte vållar onödig sprickrisk i flänsaterialet. En annan faktor är att spikningen inte endast skall tillgodose kravet enligt ekv. (a) sid 103 utan också också måste tillgodose vissa minimikrav för knäck-säkring av flänsarna. Placeringen bör också kunna enkelt och noggrant definieras med enkla beteckningar på en ritning.

I flänsreglarnas tvärled anordnas spiken i rader, som vid viss regelbredd och visst radantal alltid är lika anordnade enligt reglerna på sid. 110. Spiken placeras dock inte exakt i de "matematiska raderna" utan spikplaceraren anordnar med stöd av ögonmått varannan spik i längdriktningen några millimeter på ena sidan om den "matematiska radlinjen" och varannan spik på motsatt sida om samma linje. Orsaken är att man generellt sett bör undvika att placera närliggande spikar i samma längsgående fiber i regelmaterialet.

I reglarnas längdled placeras spikarna på så sätt, att de blir i möjligaste mån jämnt fördelade över reglarnas yta. Därvid är det dock också viktigt, att spikningen inte bildar sammanhängande rader i  $45^{\circ}$ -riktningen av flänsen, eftersom de då kan vålla sprickbildning i de i  $45^{\circ}$ -riktningen gående livbräderna. Spikarna anordnas i stället enligt ett system, som så gott som omöjliggör sammanhängande rader i livpanelernas fiberriktningar, se Fig. 92 och 93.

Spikarna betecknas i det följande och på ritningar:  
 med x om de är inslagna på en balks "framsida"  
 med o om de är inslagna på en balks "baksida"

Om med spikdelningen  $t$  avses avståndet i längdled mellan angränsande spikar i samma spikrad och inslagna från samma sida av balken, så skall iakttagas att spikplaceringen i flänsens båda sidor skall ske efter en av nedanstående två typer A och B, alltefter storleken på  $t$ :

Spikplacering typ A tillämpas vid  $t$  mindre än 20 cm  
 " typ B tillämpas vid  $t = e.l. >$  än 20 cm  
 Spiktyperna A resp. B markeras på resp. ritningar.



Spikplacering typ A:

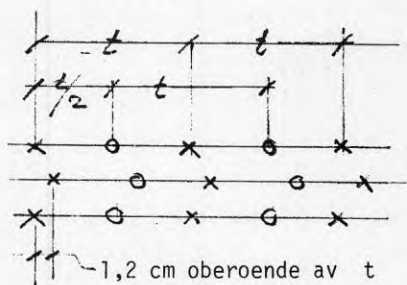


Fig. 92

Spikplacering typ B:

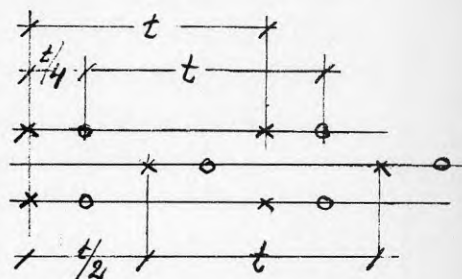


Fig. 93

Av ovanstående figurer framgår, att i bägge fall "spikfigurerna" är lika på fram- och baksidan, men att förskjutningen i längdled mellan fram- och baksidans figurer är  $t/2$  i fall A men är  $t/4$  i fall B. Skillnaden har samband med olika krav på spiktäthet vid olika konstruktionskrav.

Det är vid spikningens utförande mycket viktigt att förskjutningen mellan fram- och baksida utsättes exakt.

Ovan har påpekats att spikraderna inte heller får bilda sammanhängande rader i  $45^\circ$ -riktningen, alltså inte så här:

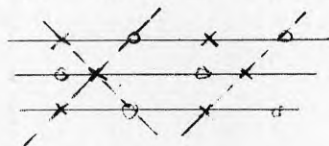


Fig. 94

I ovanstående figurer har hela tiden antagits 3 spikrader. Vid ökat (eller minskat) antal spikrader bestäms spikplaceringen av den enkla regeln, att spikplaceringen i längdled är exakt lika vid varannan spikrad. Se nedan.

Spikplaceringsreglerna kan förefalla komplicerande, men vid balktillverkningen använder man i förväg preparerade mallar, som utan problem fixerar spikplaceringen.

Exempel: Fall A, 4 rader:

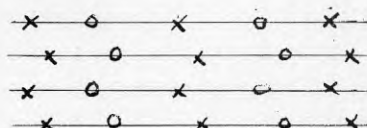


Fig. 95

Spikradavstånd. Principen att vid spikplaceringen minimera sprickrisken styr också inplaceringen av spikraderna inom en balkfläns.

En generell regel är att minsta radavståndet - avståndet mellan angränsande spikrader - är 1" eller 25 mm. Där med hänsyn till regelbredd och antalet spikrader plats finnes ökas radavståndet 25 mm till 30 eller 35 mm. De nämnda måtten gäller också radavstånd till en flänsregels innerkant. Den kanten ligger på betryggande avstånd från livbrädernas ändpartier, vilka av naturliga skäl är mera känsliga för sprickrisk än brädernas mera centrala partier.

Av samma skäl måste den spikrad, som ligger närmast en flänsregels ytterkant ("fria kant"), anordnas med större avstånd från samma regelkant. Därför stipuleras vid HB-balkarna att minimiavståndet mellan yttersta spikraden och fria flänsregelkanten skall utgöra 45 mm - där plats finnes dock 50 mm. En långvarig erfarenhet har visat att med dessa minimimått sprickrisk sällan föreligger vid livbrädernas ändpartier.

Vid vertikala regler och upplagsreglar gäller i princip samma radavstånd som ovan angivits med den skillnaden, att radavstånden räknas från vertikalregelns fria ytterkant i stället för från horisontalregelns motsvarande fria kant.

Spikningens beteckning på ritningar. Som redan inledningsvis betonats bör spikplaceringen kunna enkelt och noggrant definieras på en ritning. Som exemplifieras på Fig. 96 har vid HB-balkarna införts ett beteckningssätt, som i koncentrerad form noggrant definierar spikningens utförande på en

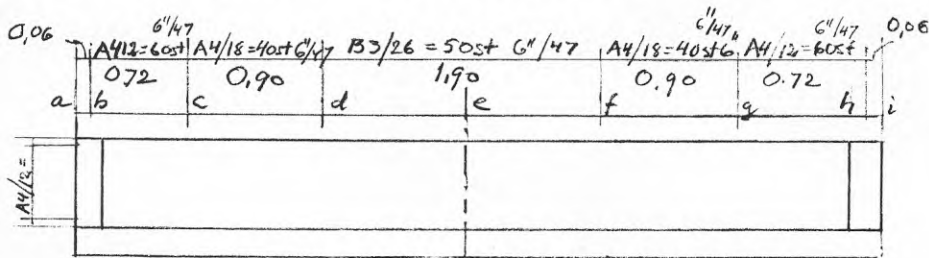


Fig. 96

viss sträcka av en balkfläns eller en upplagsregel. Exempelvis betecknar A 4/18 = 40 st. 6"/47 en spikplacering av typ A, antal spikrader = 4, spikavstånd i varje rad och på samma sida av balken = 18 cm. 40 anges som kontroll och betyder totalantalet spik på den måttsatta sträcka påskriften gäller (alltså summan av antalet spik från bägge sidorna). Spikdimensionen står sist och anger spikens längd i tum och grovlek i nummer.

På ritningen anges den sträcka, på vilken en viss spikning gäller.

Här måste inskjutas, att spikens grovlek (nummer) under årens lopp betecknats på olika sätt. Tidigare i denna skrift har från professor Hjalmar Granholms skrift "Om sammansatta balkar och pelare med särskild hänsyn till spikade träkonstruktioner" exemplifierats "förskjutningsmodulen" k för en räfflad trådspik "av dimensionen 5" nr 24". På andra ställen har talats om spikar 6" nr 26. I nyare upplagor av "Anvisningar till byggnadsstadgan" användes däremot en helt annan måttserie för spikars grovlek, nämligen "nummer" (eller helt enkelt tvärmått") som utgör 10 gånger spikens tvärmått i mm. En 6"-spik med tvärmåttet 4,7 mm har då numret 47, en 6" spik med tvärmåttet 5,1 mm numret 51 etc. De nya nummerserierna ger därför - till skillnad mot de äldre - direkt upplysning om spikens grovlek (tvärmått).

Till förtydligande av det sagda återges nedan "Tillåten last på räfflad trådspik i furu och gran". Uppgifterna är från 1950 års upplaga av "Anvisningar till byggnadsstadgan" men i stort sett likalydande tabeller återges i Svensk Byggnorm 1960 och 1967. Det kan med visst intresse noteras, att det "gamalmodiga" men bekväma tum-måttet använts så sent som 1967 i en statlig normskrift.

Tabell 22

Spikens dimensioner				Tillåten spiklast per skär kg	Lämplig virkestjocklek i förbandet tum
Grovlek		Längd			
nr	mm	tum	mm		
28	2,8	3"	75	30	$\frac{3}{4}$ "-1"
31	3,1	3"	75	35	$\frac{3}{8}$ "-1 $\frac{1}{4}$ "
34	3,4	4"	100	40	1"-1 $\frac{1}{4}$ "
37	3,7	4"	100	50	1"-1 $\frac{1}{2}$ "
40	4,0	5"	125	60	1 $\frac{1}{4}$ "-1 $\frac{1}{2}$ "
43	4,3	5"	125	70	1 $\frac{1}{4}$ "-2"
47	4,7	6"	150	80	1 $\frac{1}{2}$ "-2"
51	5,1	6"	150	90	1 $\frac{1}{2}$ "-2"
55	5,5	7"	175	100	1 $\frac{3}{4}$ "-2 $\frac{1}{2}$ "
60	6,0	8"	200	115	2"-2 $\frac{1}{2}$ "
65	6,5	9"	225	130	2"-2 $\frac{1}{2}$ "
70	7,0	10"	250	145	2"-3"
80	8,0	12"	300	175	2 $\frac{1}{2}$ "-3"

För att därefter återgå till spikbeteckningarna på den exemplifierade balken i Fig. 96, så måttsättes spikningen

i riktning från balkupplag mot balkmitt. På framsidan ingen spikning på sträckan  $ab = 0,06$  m. I linjen genom  $b$  inslås de första spikarna av A-figurs-typen, vilken figur gäller på sträckan  $bc$ . I linjen genom  $c$  inslås de första spikarna av nästa figurstyp, vilken typ gäller på sträckan  $cd$  o.s.v. fram till  $e$ . Motsvarande gäller för sträckan  $i-e$ .

På baksidan ingen spikning på sträckan  $0,06 + \frac{t}{2} = 0,06 + 0,06 = 0,12$  m. I vertikallinjen  $12$  cm från  $^2$  balkändan inslås alltså de första spikarna av första A-figurs-typen, vilket gäller på sträckan  $bc$ , andra A-typens första spikar slås  $\frac{t}{2} = 9$  cm från  $c$ -linjen o.s.v. på sträckan  $c-d$ , och B-typens första spikar  $\frac{t}{4} = 6,5$  cm från  $d$ -linjen o.s.v. på sträckan  $d-e$ . Motsvarande gäller på sträckan  $i-e$ .

Genom beskrivet beteckningssätt och genom användning av spikmallar i fabriken erhålles exakt spikning med minsta möjliga tidsåtgång både på ritkontoret och i fabriken.

#### IV D 6. Minimispikning.

Vid HB-balkarna är, som i olika sammanhang beskrivits, balkflänsarna sammansatta av delar som är inbördes förbundna med spikning. Spikningen ger ej ett stelt förband utan ett elastiskt eftergivligt sådant, vilket på ett teoretiskt mycket svårberäkneligt sätt påverkar flänsarnas knäcksäkerhet i sidled. Vid HB-balkarna användes en metod för beräkning av knäcksäkerheten, som är baserad på en viss enhetlig reduktion (till 80%) av värdena i den s.k. Euler-Tetmajer-kurvan för trästrävors knäcksäkerhet. Knäcksäkerheten hos HB-balksflänsarna är beroende av spiktätheten mellan flänsar och liv. För att nyssnämnda enhetliga reduktionsfaktor, 80 %, skall kunna generellt användas, måste flänsdelarna sammanfogas med en viss minimispikning.

Minimispikningen har fastlagts till att ske enligt spikning med beteckningen B 20 enl. ovan. Detta betyder att i varje spikrad, vars antal varierar enligt ovan med flänsbredden, skall spikavståndet i varje rad vara högst 20 cm c/c från vardera flänssidan.

#### IV. E. Dimensionering av "HB-balks-hörnet"

"HB-Balks-hörnet" är en anordning för böjningsstyvt förbindning i vinkel med varandra av två raka balkdelar, (Sv. patentet 108 235), och dess tekniska utförande och funktion har tidigare beskrivits (Sid. 25 - 29 ).

Hållfasthetsdimensioneringen av ett "HB-Balks-hörn" omfattar huvudsakligen följande moment:

E 1. Bestämning av hörnkonstruktionen påverkande böjningsmoment och normalkrafter

E 2. Beräkning av stångkrafterna i hörnet

E 3. Beräkning av livbräderna i hörnet

E 4. Beräkning av spikningen i hörnet

E 1. Bestämning av hörnkonstruktionen påverkande böjnings- och normalkrafter.

Som tidigare exemplifierats t.ex. enligt Fig. 33, 34, 36, 39, 22, m.fl. utgöres bärande HB-balks-konstruktioner ofta av ramar av olika slag, t.ex. treledsramar, tvåledsramar eller sammansatta ramar. Sådana konstruktioner påverkas på grund av yttre belastningar och egenvikt förutom av upplagskrafter av böjningsmoment, normalkrafter och avskärningskrafter. Beräkningen av sådana påverkande krafter sker i stort

sett enligt hållfasthetslärans vanliga regler, vilka här förutsättes kända.

I Fig. 97 visas en del av en ramkonstruktion, där ett ramben och en rambalk böjningsstyvt förbundits med ett HB-balks-hörn. De dimensionerande påkänningarna vållas i regel av momenten i ramen och man börjar därför med att räkna ut största hörnmomentet och tillhörande momentkur-

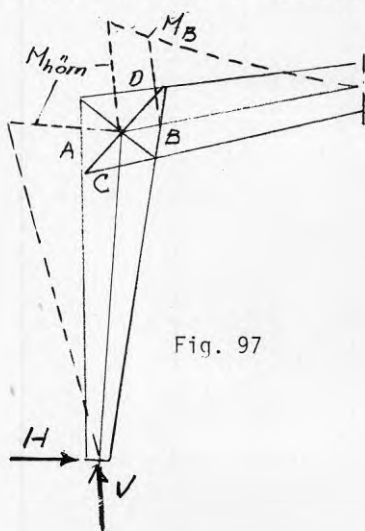


Fig. 97

vor (streckade kurvor i Fig. 97) som i allmänhet ser ut som fig. 97 visar. Eftersom momentet minskar från den teoretiska hörnpunkten ut mot balken blir momentet  $M_B$  i figuren mindre än  $M_{\text{hörn}}$ . Det är därför försvarligt att räkna med ett dimensionerande hörnmoment  $M_r$ , som utgör ett medelvärde av det teoretiska hörnmomentet  $M_{\text{hörn}}$  och  $M_B$ .

$$M_r = \frac{M_{\text{hörn}} + M_B}{2}$$

Sedan också normalkrafterna i ramkonstruktionen beräknats kan stång- eller flänskrafterna i hörnet bestämmas. Beräkningen härav beror dock närmare på hörnkonstruktionens utseende på sätt behandlas i följande avsnitt:

### E 2. Beräkning av stångkrafterna i hörnet.

För att bättre åskådliggöra kraftspelet vid ett rambens infästning i rambalken behandlas till en början det idealiserade fallet där såväl balk som ramben är parallellflänsiga balkar, som mötas i rät vinkel, Fig. 98.

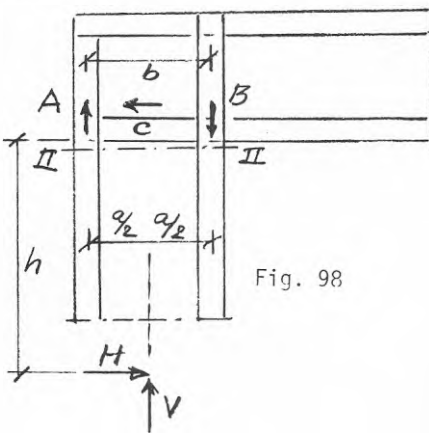


Fig. 98

Rambenet påverkas vid upplaget av en horisontalkraft  $H$  och en vertikalkraft  $V$ . I skarvsnittet II - II mellan ben och balk uppträda de inre krafterna  $A$ ,  $B$  och  $C$ , som skall hålla jämvikt mot de yttre krafterna  $H$  och  $V$ . Med beteckningar enligt figuren erhålles ur jämviktsekvationerna:

$$A = H \cdot \frac{h}{b} - \frac{V}{2}$$

$$B = H \cdot \frac{h}{b} + \frac{V}{2}$$

$$C = H$$

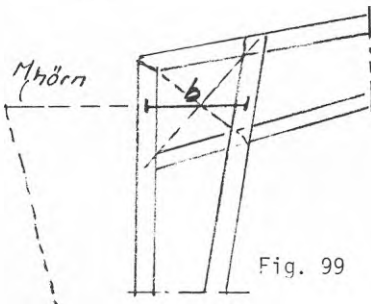


Fig. 99

I praktiken är både benet och balken vanligen balkar med varierande höjd och möts

ofta i annan än rät vinkel, Fig. 99 . Samma jämviktsvillkor som i föregående fall uttrycks då lämpligare genom de något approximativa uttrycken:

$$A = -\frac{M_{\text{hörn}}}{b} - \frac{V}{2}$$

$$B = -\frac{M_{\text{hörn}}}{b} + \frac{V}{2}$$

$$C = H$$

I det följande anges det exaktare beräkningssättet för kraftspelet i hörnförbindningar av generell typ, d.v.s. där ingen av flänsarna är vare sig vertikal eller horisontell. Ur de generella uttrycken kan därefter förenklade specialfall erhållas genom att insätta värden på karakteriserande flänsvinklar lika med  $0$  eller  $90^\circ$ , Fig. 100 .

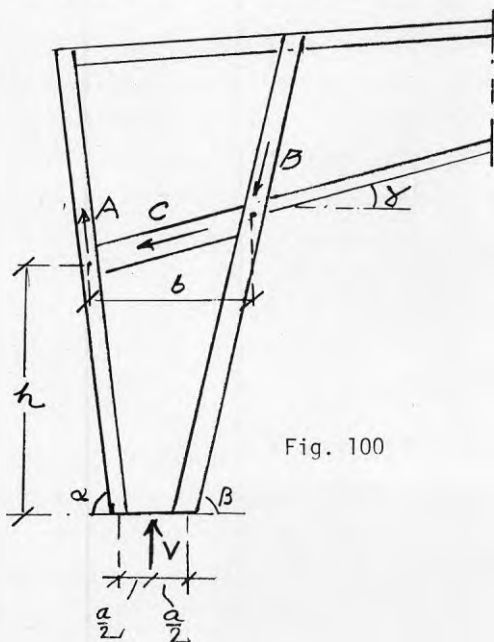


Fig. 100

Då emellertid ovanstående uttryck för flänskrafterna är mycket enklare i såväl form som beräkning och då de i allmänhet ger något större värden än de noggrannare beräkningarna, används de förenklade värdena vanligen för åtminstone överslagsberäkningar, de flesta offertberäkningar m.m.

I det allmänna fallet karakteriseras utförandet av ett ramhörn enl. figuren av flänsvinklarna  $\alpha$ ,  $\beta$  och  $\gamma$  .

Vinklarna  $\alpha$  och  $\beta$  variera vanligen från ungefär  $70^\circ$  upp till  $90^\circ$  , medan vinkeln  $\gamma$  kan variera från  $0$  till ungefär  $45^\circ$  . Vinkelfunktionerna insätts i formlerna med sina tecken, vilket t.ex. betyder att  $\sin(180^\circ - (\alpha + \gamma))$  är samma som  $\sin(\alpha + \gamma)$  .siffermässigt.

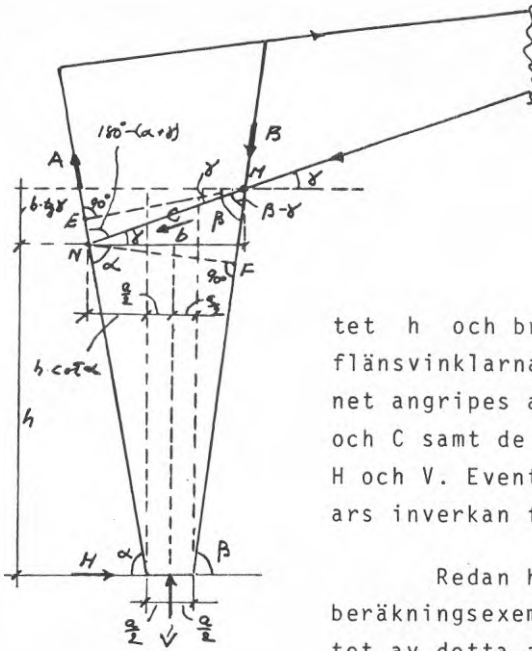


Fig. 101

För att tydligare kunna visa dimensionerande vinklar och längder återges Fig. 100 i schematiserad form i Fig. 101. Hörnkonstruktionens huvudmått definieras av höjdmåttet  $h$  och breddmåttet  $b$  samt av

flänsvinklarna  $\alpha$ ,  $\beta$  och  $\gamma$ . Rammet angripes av flänskrafterna  $A$ ,  $B$  och  $C$  samt de yttre upplagskrafterna  $H$  och  $V$ . Eventuella lokala belastningars inverkan får adderas separat.

Redan här bör nämnas, att i det beräkningsexempel som redovisas i slutet av detta avsnitt har endast beaktats vertikala belastningar (egenvikts- och snöbelastningar), detta för att

förenkla och koncentrera framställningen. I verkligheten påverkas den exemplifierade ramkonstruktionen också av horizontella laster, främst vindkrafter. Sådana laster leder till andra värden på t.ex.  $H$  och  $V$  än de här redovisade, men i den slutliga beräkningen måste självfallet hänsyn tas till samtliga på ramkonstruktionen ifråga påverkande belastningar. Kombinationen av dessa beräknas enligt statikens vanliga beräkningsgrunder och återges inte här.

Flänskrafterna  $A$  och  $B$  i Fig. 101 beräknas genom att vid jämviktsekvationernas uppställande momentet beräknas av rådande krafter kring momentpunkterna  $M$  resp.  $N$ . För definition av de olika flänskrafternas momentarmar har dessa visats som streckade linjer, som från resp. momentpunkter  $M$  och  $N$  dragits vinkelrätt mot flänskrafterna, alltså linjerna  $ME$  resp.  $NF$ . Med utgångspunkt från de definierade måtten  $h$  och  $b$  (samt flänsarnas inbördes  $c/c$ -avstånd  $a$  vid rambensfoten) har momentarmarnas längder beräknats ur figuren sålunda:

(Observera att måttet  $b$  är mätt horisontellt mellan  $M$  och  $N$ ).





Från de generella uttrycken för flänskrafterna enligt ekv. (a), (b) och (c) erhålles olika specialfall genom insättning av tillämpliga värden på  $\alpha$ ,  $\beta$  och  $\gamma$  i formlerna:

Det i praktiken oftast förekommande fallet med vertikal ytterfläns i rambenet erhålles om  $\alpha$  insättes med  $90^\circ$  i form-

lerna. Med beaktande av att  $\sin(90^\circ + \gamma) = \cos \gamma$  erhålles:

$$A = H \cdot \left( \frac{h}{b} + \tan \gamma \right) - V \cdot \left( 1 - \frac{a}{2b} \right)$$

$$B = \frac{\cos \gamma}{\sin(\beta - \gamma)} \cdot \left[ H \cdot \frac{h}{b} + V \cdot \frac{a}{2b} \right]$$

$$C = \frac{1}{\cos \gamma} \cdot (H - B \cos \beta)$$

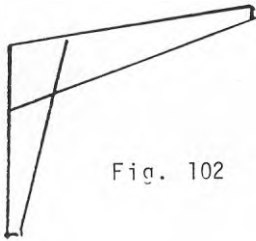


Fig. 102

Om både ramens ytterfläns är vertikal och balkens underfläns horisontell blir  $\gamma = 0$  och flänskrafterna blir

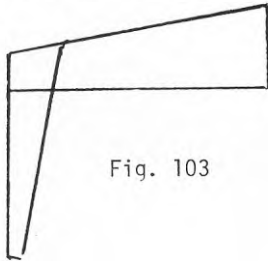


Fig. 103

$$A = H \cdot \frac{h}{b} - V \cdot \left( 1 - \frac{a}{2b} \right)$$

$$B = \frac{1}{\sin \beta} \cdot \left( H \cdot \frac{h}{b} + V \cdot \frac{a}{2b} \right)$$

$$C = H - B \cos \beta$$

Ibland utföres rambenen med utåtlutande ytterfläns och vertikal innerfläns, t.ex. enligt Fig. 104. Rambenens ytterfläns är då - vid vertikal yttervägg - vanligen anordnad utanför vägglivet, vilket ger viss arkitektonisk specialeffekt. Krafterna i hörnet erhålles nu om  $\beta$  insättes med  $90^\circ$  i form-

lerna ovan: (obs.  $\sin(90^\circ - \gamma) = \cos \gamma$ )

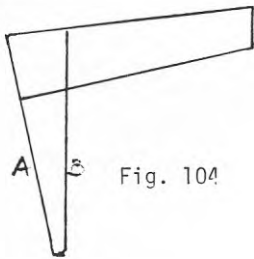
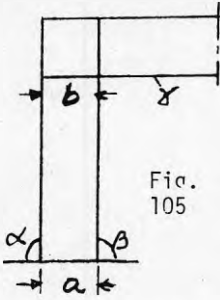


Fig. 104

$$A = \frac{\cos \gamma}{\sin(\alpha + \gamma)} \cdot \left( H \cdot \left( \frac{h}{b} + \tan \gamma \right) - V \cdot \left( 1 - \frac{a}{2b} - \frac{h}{b} \cdot \cot \alpha \right) \right)$$

$$B = H \cdot \frac{h}{b} + V \cdot \left( \frac{a}{2b} + \frac{h}{b} \cdot \cot \alpha \right)$$

$$C = \frac{1}{\cos \gamma} \cdot (H - A \cos \alpha)$$



Ett intressant specialfall erhålles om man sätter vinkelvariablerna  $\alpha$  och  $\beta = 90^\circ$  och  $\delta = 0$ . Det fallet innebär att rambenets bägge flänsar är vertikala och balkens underfläns horisontell. Genom insättning i ekv. (a) på sid. 117, erhålles då:

$$A = \frac{1}{1} \cdot \left( \frac{H}{b} \cdot h + 0 \right) - V \cdot \left( 1 - \frac{a}{2b} - 0 \right)$$

I detta fall blir uppenbarligen  $a = b$ , varav

$$A = H \cdot \frac{h}{b} - V + \frac{V}{2} = H \cdot \frac{h}{b} - \frac{V}{2}$$

På motsvarande sätt erhålles  $B = H \cdot \frac{h}{b} + \frac{V}{2}$

Man finner som sig bör att dessa värden på A och B är exakt desamma som på annat sätt erhållits vid fig. 98, sid 114.

### E\_3. Dimensionering av livbräderna i hörnet.

Sedan flänskrafterna A och B enligt ovan beräknats kan krafter och påkänningar i livbräderna i "hörnområdet" mellan flänsarna A och B relativt enkelt och i regel med tillräcklig noggrannhet beräknas genom att flänskraften A sättes lika med avskärningskraften  $R_x$  i hörnytan mellan A och B. Inom denna yta erhålles då enligt ekv. (a), sid. 81 i avsnittet IV C i "DIMENSIONERING AV HB-BALKENS LIV":

$$\sigma = \frac{R_x}{d \cdot h'} \quad , \quad \text{eller om } R_x \text{ utbytes mot flänskraften A:}$$

$$\sigma = \frac{A}{d \cdot h'} \quad \text{kg/cm}^2 \quad (a)$$

Här är  $d$  livbrädernas tjocklek i cm (för vardera brädsnittet) och  $h'$  genomsnittliga höjdvståndet i cm mellan horisontalflänsarnas tyngdpunktslinjer. Vid mycket "sneda" hörn kan en noggrannare beräkning av påkänningarna i livbräderna behöva genomföras (t.ex. med hjälp av ett upprättat Cremonas kraftplan), men i allmänhet ger ovanstående beräkning nöjaktigt resultat.

Liksom vid det vanliga balklivet för en HB-balk skall den enligt (a) beräknade livpåkänningen hålla sig inom tillåtna

tryck- och dragpåkänningar för det använda virket (sid. 61 )  
Genom den starka spänningskoncentrationen i hörnområdet blir dock påkänningarna i livbräderna där vanligen större än medelpåkänningen i anslutande balkliv i övrigt.

Beräkningen av ett HB-balks-hörn kan lämpligen åskådliggöras genom beräkning av hörnförbindningen vid takbalkarna för sporthallen (vid Hårsfjärden) enligt Fig. 22 , sid.28. Principiellt är dessa av den typ som schematiskt visas i Fig. 44 , d.v.s. treledsramar med vertikal ytterfläns i rambenet. Dimensionsdata för ramarna ifråga visas i Fig. 106 .

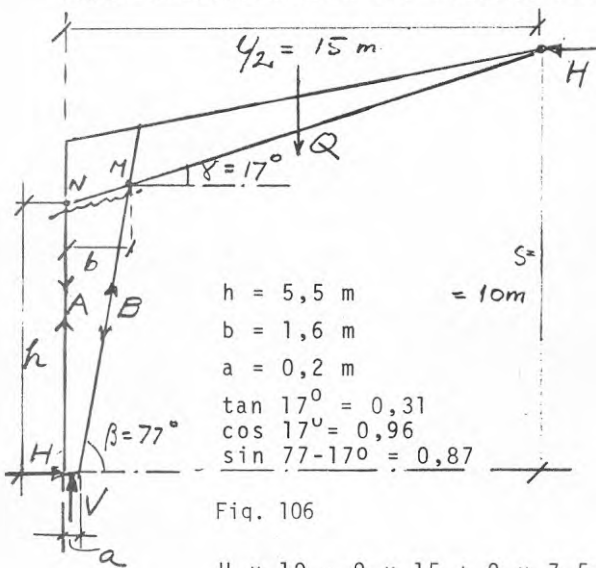


Fig. 106

Takkonstruktionen antas överkad av snölast  $100 \text{ kg/m}^2$  och egenvikt  $50 \text{ kg/m}^2$ , totalt  $150 \text{ kg/m}^2$ .  
Horisontalkraften  $H$  vid hjässa och fotled beräknas genom moment kring hjässleden. Takstolsavstånd  $4 \text{ m c/c}$ , total vertikallast på halva spännvidden  $Q = 9 \text{ ton}$  ( $4 \times 15 \times 150 = 9000 \text{ kg}$ ).  
Upplagskraft  $V = Q = 9 \text{ t}$ .

$$H \times 10 - 9 \times 15 + 9 \times 7,5 = 0 \quad \underline{H = 6,75 \text{ ton}}$$

Flänskrafterna  $A$  och  $B$  i sidopelaren beräknas nu enligt formlerna vid Fig. 102 , sid. 118 :

$$A = 6,75 \times \left( \frac{5,5}{1,6} + 0,31 \right) - 9 \times \left( 1 - \frac{0,2}{2 \times 1,6} \right) = 25,3 - 8,5 = \underline{+16,8 \text{ ton}}$$

$$B = \frac{0,96}{0,87} \times \left( \frac{5,5}{1,6} \times 6,75 + 9 \times \frac{0,2}{2 \times 1,6} \right) = \underline{-26,1 \text{ ton}}$$

Enklare, särskilt vid överslagsberäkningar, kan de båda flänskrafterna  $A$  och  $B$  beräknas genom att man dividerar hörnmomentet  $M_{\text{hörn}}$  (jfr sid. 115 ) med motsvarande flänsavstånd, här

uppmätta omedelbart under takbalken: (jfr ekv. sid. 115 ):

$$M_{\text{hörn}} = H \times h = 6,75 \times 5,5 = 37,2 \text{ tonmeter}$$

$$b = 1,6 \text{ m} \quad M/b = 37,2/1,6 = \pm 23,2 \text{ ton}$$

$$A = 23,2 - 1/2 \times 9 = +18,7 \text{ ton}$$

$$B = 23,2 + 1/2 \times 9 = -27,7 \text{ ton}$$

Skillnaden mellan de båda metoderna är inte större än att den approximativa men bekvämare metoden oftast kan tillämpas. I fortsättningen av hörndimensioneringen användes dock den mera exakta metoden nedan.

Om man nu betraktar "hörndelen" MN av takbalken som understödd av sidobenet tryckfläns B och åverkad av dragkraften A i sidobenet ytterfläns, så vållar kraften A = 16,8 ton en lika stor avskärningskraft  $R_x$  i hörndelen mellan A och B.

Enligt (a) sid. 86 erhålles då livpåkänningen  $\sigma$ :

$$\sigma = A/d \cdot h'$$

där d är livbrädernas tjocklek (2,2 cm) och h' är genomsnittliga höjdvståndet mellan horisontalflänsarnas TP-linjer, här 190 cm - 15, om 15 antas utgöra bredden på flänsarna.

$$\therefore \sigma_{\text{liv}} = \frac{16800}{2,2 \times (190-15)} = 43,6 \text{ kg/cm}^2$$

Enligt ekv. (a), sid. 86 erhålles samma påkänning i både dragna och tryckta livbräder. I föreliggande exempel vållar en dragpåkänning av 43,6 kg/cm<sup>2</sup> inga som helst problem - den ligger en bra bit under tillåtna dragpåkänningen för även ganska dåligt trämaterial.

För de tryckta bräderna är dock förhållandena andra. Om inga livavstyvningar funnes i hörnområdet skulle de tryckta bräderna ha en knäcklängd om ca  $190 \times \sqrt{2} = \text{ca } 270 \text{ cm}$ . Man finner då, att tryckta livbräder med bredden b cm har ett tröghetsmoment av  $\frac{b \cdot 2,2^3}{12}$  och följaktligen i-värdet  $i = \sqrt{\frac{b \cdot 2,2^3}{12 \cdot 5 \times 2,2}} = 0,635 \text{ cm}$

Med knäcklängden 270 cm erhålles  $1/i = 270/0,635 = 430$ , d.v.s. ett helt omöjligt slankhetstal.

Livbräderna i hörndelen måste alltså avstyvas. Detta utföres enligt samma principer som i kap. IV C2 beskrivits för balkliv i övrigt, här med vertikala livavstyvningar av regler på ömse sidor av livet, vilka genom inbördes spikning bragts att samverka till sammansatta sektioner. Enligt sid. 91 har sådana avstyvningsreglar standardiserats till 2 st. 1 1/2"x3" för balkar upptill 1,5 meters höjd. I detta exempel är balkhöjden brutto i balkhörnet ca 1,90 å 2 meter, och det kan därför vara aktuellt att öka livavstyvningarna till 2"x3". Beräkningarna genomförs dock nedan för det "virkessnålare" alternativet med dubbla regler av 1 1/2"x3".

c/c-avståndet mellan avstyvningarna blir normalt tätare i balkhörnet än för balklivet i övrigt på grund av de högre livbrädesspänningarna i hörndelen. Man finner i detta exempel att det är lämpligt att i hörnet anordna 5 stycken avstyvningar. Livbrädernas nettolängd mellan flänsarnas innerkanter blir ca  $190 - 15 = 175$  cm och avstyvningarnas c/c-avstånd  $= 175/6 = 29$  cm.

Eftersom livbräderna förlöper i  $45^{\circ}$ -riktningen blir deras teoretiska knäcklängd mellan avstyvningarnas c/c-linjer  $= 29 \times \sqrt{2} = 41$  cm. Med ovan beräknat i-värde  $= 0,635$  cm blir  $1/i = 41/0,635 = 65$ .

Man finner från kurva 4 i diagrammet sid. 74 att mot  $1/i = 65$  svarar tillåtna knäckspänningen  $\sigma_k = 43$  kg/cm<sup>2</sup>, d.v.s. mycket nära ovan beräknade livspänning av 43,6 kg/cm<sup>2</sup>.

Härvidlag bör emellertid uppmärksammas två varandra motverkande faktorer. Å ena sidan är kurva 4 reducerad till 80 % relativt Euler-Tetmajerkurvan i samma diagram (utan säkerhetsfaktor). Denna reduktion är betingad av att kurva 4 gäller en via spikning sammansatt flänssektion, som har lägre verkligt I-värde än en stel sektion. Livbräderna är däremot massiva och borde därför ej utsättas för 20 % reduktion.

Å andra sidan är livbrädernas knäcklängd räknad mellan livavstyvningar som inte är helt stela utan i viss mån elastiskt fjädrande. Detta ökar livbrädernas faktiska knäcklängd, dock beräkningsvis mindre än 20 %. Kurva 4 har därför ansetts

med någon marginal på säkra sidan fungera som dimensionerande för avståndet mellan livets knäckavstyvningar. Detta har ytterligare bestyrkts av de provningar av HB-balks-hörn i full storlek (se kap.IV c,s.177) som utförts, och där brottlasten inte i något av de provade fallen utlösts av livutknäckning.

Aterstår livavstyvningarnas dimensionering. Avstyvningsreglar av 1 1/2"x3" bildar tvärsektionen enligt vidstående

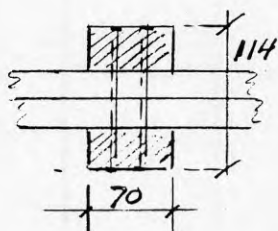


Fig. 107

figur (skala 1:5, mått i mm). Utan avdrag för livdelens obetydliga bidrag till sektionens  $W_x$  blir detta  $W_x$  vid full samverkan mellan regeldelarna

$$W_x = b \cdot h^2 / 6 = \frac{7 \cdot 11,4^2}{6} = 152 \text{ cm}^3$$

Med hänsyn till spikförbindningen mellan reglarna reduceras detta  $W_x$  till 80 %  
 $= 0,8 \times 152 = 122 \text{ cm}^3$

Livavstyvningarna beräknas enligt reglerna i kap. IV C 2 utsatta för en sidobelastning av 2 % av tryckkraften i livbräderna. Avstyvningarna har mellan flänsinnerkanterna en fri spännvidd av 175 cm. Tryckkraft från livbräderna =

$$T = \frac{43,6 \cdot 175 \cdot 2,2}{\sqrt{2}} = 11900 \text{ kg, varav } 2 \% = 238 \text{ kg}$$

Detta ger på spännvidden 175 cm vid jämnt utbredd last momentet

$$M_{\text{avstyvning}} = QL/8 = \frac{238 \cdot 175}{8} = 5210 \text{ kgcm}$$

eller på avstyvningsreglarna  $5210/122 = \sigma_b = 43 \text{ kg/cm}^2$

Avstyvningsreglarnas böjpkänning är sålunda ganska låg. Intressantare är dock deras styvhet, lämpligen uttryckt genom deras utböjning för samma - hypotetiska sidolaster.

Enligt kända uttryck är utböjningen för jämnt fördelad last  $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q \cdot l^3}{E \cdot I}$ , där  $I = \frac{7 \cdot 11,4^3}{12} = 866 \text{ cm}^4$  och  $E = 100.000$ . Styvhetsvärdet  $I$  skall dock på grund av spikförbindningen mellan reglarna likaväl som för  $W_x$  reduceras med 80 % (grovt närmevärde!!) alltså till  $866 \times 0,8 = 690$  varvid erhålles  $f = 0,24 \text{ cm} = 1/730 \times h_0$  (175 cm)  $< 1/400 \cdot h_0$

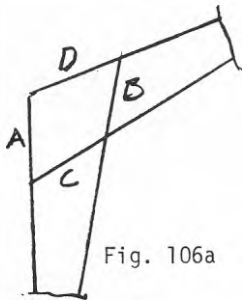
Avstyvningarna är enligt denna beräkning tillräckligt styva för att hindra balklivets utknäckning i hörnet.

Bekvämare än att på nu beskrivet sätt dimensionera livavstyvningarna i hörnet är att helt enkelt utnyttja diagrammen på sid. 97 - 100, här närmast diagrammet för livavstyvningar av  $1\ 1/2 \times 3$ ".

Här är enligt föregående  $R_x = 16,8$  ton och  
 $h' = 175$  cm

Direkt ur diagrammet sid. 97 erhålles då c/c-avståndet för  $1\ 1/2 \times 3$ " avstyvningsreglar till c/c 25 cm, vilket nära överensstämmer med ovan tillämpade c/c 29 cm. Man ser också att värdet c/c 25 cm ligger just i gränsläget för diagrammet för  $1\ 1/2 \times 3$ " avstyvningsreglar.

#### E. 4. Beräkning av spikningen i hörnet



I hörnytan ABCD råder enligt ovanstående exempel avskärningskraften  $R_x (= A) = 16,8$  ton och en genomsnittlig  $h'$ -höjd = 175 cm. Spikningen i flänsdelen D (och C) kan då beräknas direkt enligt ekvationerna (a) eller (b) i kap. IV D 2, sid. 103.

På grund av kraftöverföringen i hörnet med  $45^\circ$  riktning på livbräderna blir krafterna nära desamma i fläns A som i D och i B som i C, varför spikningen kan väljas densamma i flänsarna D resp. C.

Man kan emellertid appr. beräkna spikningen också från en annan utgångspunkt. Både takbalksdelen och rambenet kan anses inspända i hörnytan ABCD, varav flänskrafterna D och C, resp. A och B kan beräknas ur hörnmomentet (+ ev. normalkrafter). Exempelvis flänsen D infästes då i hörnet med så många spik som erfordras för att ansluta D till hörnskivan. Detsamma gäller övriga flänsanslutningar.

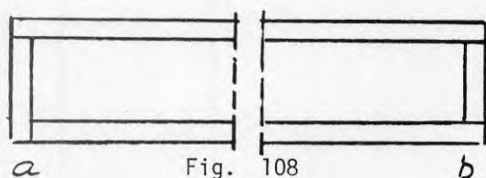


## V. Hållfasthetsberäkning av speciella HB-balksdetaljer

I detta avsnitt behandlas hållfasthetsberäkning och dimensionering, särskilt av spikningen, vid ett antal specifika HB-balks-detalljer, bl.a. upplagsvertikaler, livavstyvningar, skarvning av HB-balkar, ledanordningar vid nock, balkleder vid inhängda balkar, dragbandsinfästningar, traverskoso-ler m.m.

### V. A. Upplagsvertikalers och livavstyvningars spikning

HB-balkar måste alltid förses med upplagsvertikaler över förekommande upplag.



Upplagsvertikalerna kan vara utförda enligt Fig. a eller b. Vid överkragande och kontinuerliga balkar måste upplagsreglar påspikas även över mellanstöden. I sådana fall kommer utförandet enligt Fig. b till användning.

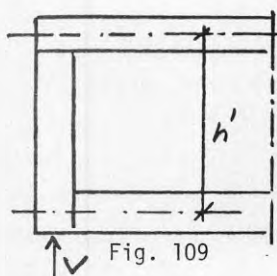
Upplagsreglar påspikas även över mellanstöden. I sådana fall kommer utförandet enligt Fig. b till användning.

Upplagsvertikalerna skall kunna överföra upplagsreaktionen "V" genom livet till flänsarna. På samma sätt som vid flänsarna överföres kraften från vertikalen till livet enbart genom spikning. I normalfallet, d.v.s. vid balk med parallella eller nära parallella flänsar och  $45^\circ$  lutning på livbräderna, angrips upplagsvertikalerna av krafterna i livbräderna på exakt samma sätt som balkflänsarna, d.v.s. de axiella krafterna i de lutande livbräderna sammansättes till resulterande krafter som förlöper i upplagsreglarnas riktning. För kraftändringen per längdenhet har enl. ekv. (d) sid. härletts uttrycket

$$\frac{dT}{dx} = \frac{R_x}{h'}$$

Detta gäller också för upplagsregeln om  $R_x$  sättes = V. För en sådan regel med totala höjden  $h'$  blir alltså den kraft som skall överföras med spikning

till balklivet =  $\frac{V}{h'} \cdot h' = V$ . Totala antalet spikar som er-



fordras i upplagsregeln.  $N$  blir då

$$N = \frac{V}{P_s}$$

där  $P_s$  = tillåten last för 2-skärig spik enligt uppställningen nedtill på sid. 105.

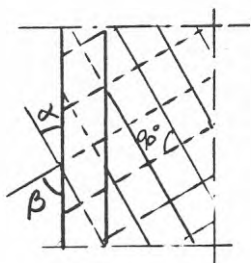


Fig. 110

Vid andra vinklar än  $45^\circ$  mellan livbräder och upplagsreglar men med vinkelrätt korsande bräder (Fig. 110) erhålles

$$N = \frac{V \cdot 2}{P_s \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \cot \beta)}$$

Insättes i detta uttryck vinklarna  $\alpha$  och  $\beta = 45^\circ$  erhålles som sig bör

$$N = \frac{V}{P_s}$$

Livavstyvningars spikning. De standardiserade vertikala livavstyvningarna ha alla samma bredd, 3", men varierande "tjocklek", 1 1/2", 2" och 3". Samtliga avstyvningar spikas i två vertikala rader på 25 mm avstånd symmetriskt kring mittlinjen. Livavstyvningarna med 1 1/2" tjocklek spikas i varje rad och från vardera sidan med 4"/34, c/c 125 mm och zig-zag med spikarna i bredvidliggande rad. 2"x3" avstyvningar spikas på samma sätt med 5"/40, c/c 125 mm i varje rad och 3"x3" avstyvningar med 6"/47 c/c 125 mm. Totalt 32 spik/meteravstyvning p.b.s. (på båda sidor).

Horisontella avstyvningar 1 1/2"x2" spikas i en central rad med 4"/34, även här totalt 32 spik per m. avst. p.b.s.

## V. B. Beräkning av HB-balkars skarvning

Vid tillverkning av större HB-balkskonstruktioner kan balkarna inte alltid tillverkas färdiga i full längd på tillverkningsplatsen utan måste där utföras i kortare stycken, som senare på monteringsplatsen hopskarvas böjningsstyvt till sina slutliga längder. Längdrekordet för på så sätt sammanfogade större balkar är f.n. 110 meter, som i sin tur sammanfogats av på järnväg resp. bil transporterbara stycken om ca 20 meters längd. De olika delbalkarna måste då kunna sammanfogas

böjningsstyvt på monteringsplatsen (i en del fall också på tillverkningsplatsen). För sådan skarvning, som ibland kan gälla mycket stora både böjningsmoment och avskärningskrafter, har vid HB-balks-systemet utvecklats ett antal olika skarvningsmetoder.

#### V B 1. Skarvning med utanpåliggande skarvstycken

Detta representerar den först tillämpade och enklaste skarvningsmetoden. Den erfordrar ingen limning - i varje fall inte med nödvändighet - och kan därför tillämpas i alla klimat och också på primitiva byggnadsplatser. Fig. 111 visar skarvningen av en balkfläns utförd av 2" tjocka flänsreglar av massivt virke, skarven sedd uppifrån.

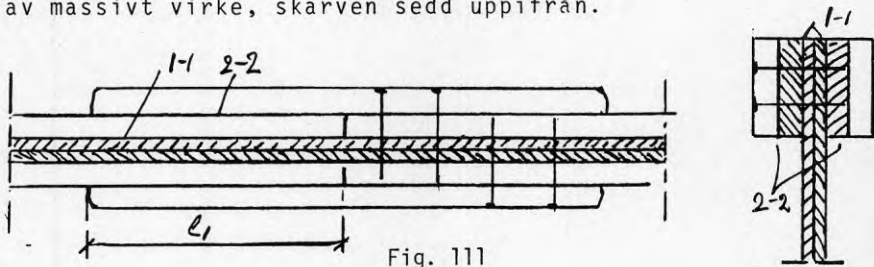


Fig. 111

Flänsskarven är utförd med massiva träreglar av samma tjocklek som den fläns som skall skarvas. På ömse sidor om skarvsnittet skall därvid genom spikning överföras krafterna i det oskarvade fläns-snittet. Spikningen skall därvid också upptaga av avskärningskraften i snittet vållade krafter.

I snittyta 1-1 skall endast avskärningskraft överföras. Enligt de tidigare (kap. IV D, sid. 103) framräknade formlerna erhålles:

$$N_1 = \frac{R_x \cdot 100}{h' \cdot P_1} \quad \text{spik/lm}$$

På längden  $L_1$  (cm) erfordras sålunda

$$N_L = \frac{R_x \cdot L_1}{h' \cdot P_1} \quad \text{stycken spik}$$

där  $P_1$  är tillåten spiklast för i detta fall 2-skärig spik

I snittytan 2-2 verkar spiken en-skärig (om inte extremt långa spikar använts vid skarvningen). Spiken skall

överföra den i flänsen uppträdande kraften, som är

$$\frac{M_x}{h} \pm S, \text{ där } S \text{ är eventuellt rådande normalkraft}$$

Erforderligt antal spik sålunda

$$N_2 = \frac{\frac{M_x}{h} \pm S}{P_2} \quad \text{stycken spik}$$

Härovan är  $P_1$  = tillåten spiklast för 2-skärig spik mellan flänsar och diagonalpanelliv, som enligt ovan (sid. 105, sammanställningen nedtill) utgör 120 kg för 2-skärig 6"/51 spik och 130 kg för 2-skärig 7"/55 spik, i det här fallet lämpligen 7"/55 spik med 130 kg (se Fig. 111).

$P_2$  är tillåtna spikkraften mellan de 2" skarvreglar som "överlappar" avbrottet (skarvsnittet) och balkens 2" flänsar. Detta är en annan typ av spikning än den som motsvarar spikkraften  $P_1$ . Spiklasten  $P_2$  motsvarar nämligen spikningen mellan två massiva trästycken av typen enligt Fig. 91 sid. 105. som legat till grund för tillåtna påkänningar enligt byggnormerna.  $P_2$  är sålunda tillåten last för 1-skärig spik och för spikkrafterna  $P_2$  gäller därför tillåtna påkänningar enligt Anvisningar till byggnadsstadgan, t.ex. enligt tabellen på sid. 111, visande för 1960 gällande värden. Dessa är f.ö. nära desamma som i Svensk Byggnorm av 1967 och senare upplagor. Enligt 1960 års tabell är  $P_2$  för 1-skärig 7"/55 spik = 105 kg per skär.

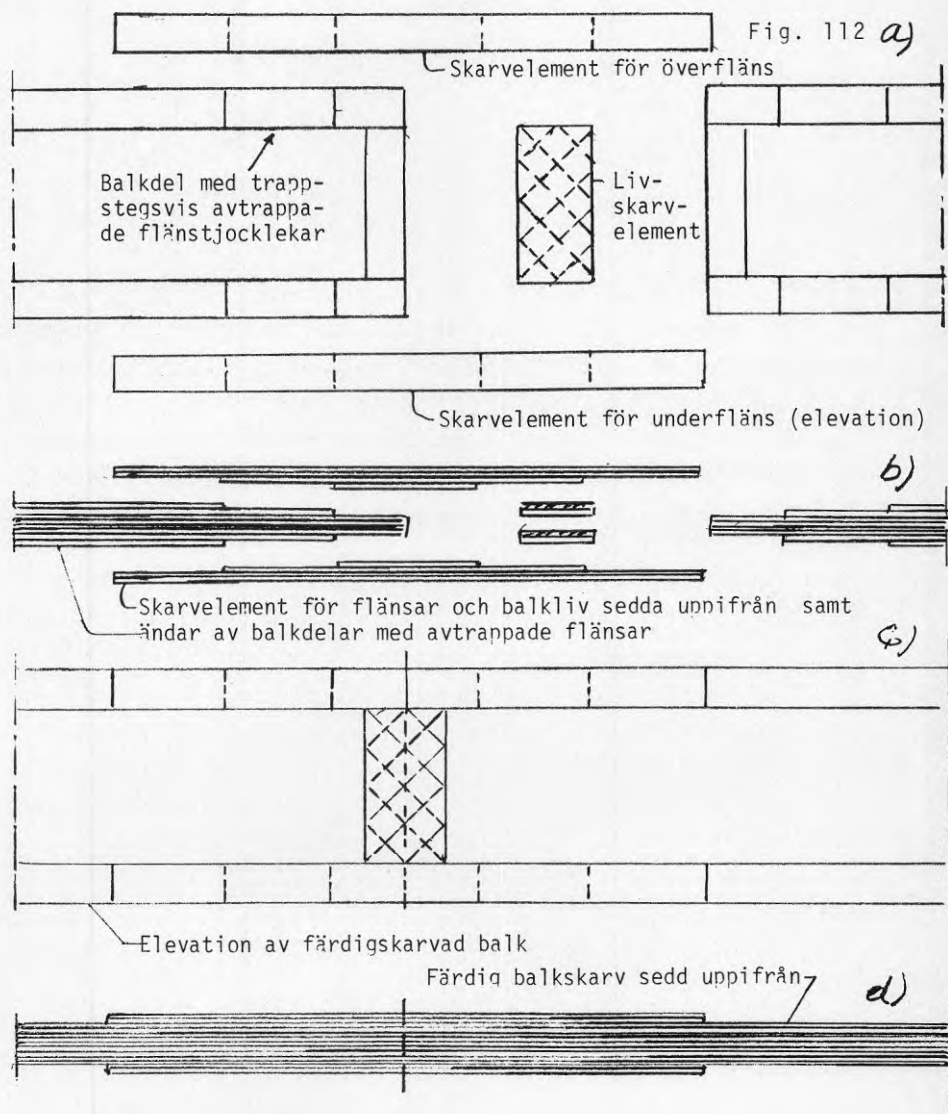
(Anm. Vid tolkningen av ovanstående ekvationer bör noteras, att  $R_x/h'$  representerar ändringen av normalkraften i en fläns per längdenhet, medan  $M_x/h'$  representerar den faktiska normalkraften i ett tvärsnitt).

Det inses att ovanstående ger två olika värden på erforderliga antalet spik i skarvregeln,  $N_1$  och  $N_2$ . Det värde som ger största antalet spik tillämpas. Härvidlag bör observeras att för en viss spik de båda dimensionerande lasterna avskärningskraft resp. moment + ev. normalkraft inte påverkar samma spiksnitt utan två olika snitt som inte samverkar inbördes.

3" massiva balkflänsar är i regel för tjocka att lämpa sig för skarv.

## V B 2. Skarvning med trappstegsskarvar

De flesta HB-balkskonstruktioner utförs med s.k. lamelllimmade balkflänsar, d.v.s. flänsarna består som tidigare beskrivits av ett antal, i regel minst tre, 1"-bräder som inbördes hoplimmats till "paket" och där bräderna i varje skikt i sin tur längdskarvats på likaledes tidigare beskrivet sätt. Att inbördes hopskarva t.ex. 20 meter långa på så sätt utförda balkdelar med hjälp av utanpåliggande skarvstycken skulle bli mycket klumpigt ur utseendesynpunkt och dessutom kräva mycket långa och därmed grova spikar. För HB-balkssystemet har



därför utvecklats ett skarvsystem, svenska patenten nr 111 493 och 114 478, som undviker dessa nackdelar. Skarvkonstruktionen framgår av Fig. 112 och kännetecknas för balkflänsarnas del av att dessa trappstegsformigt avtunnas mot skarvstället och omvänt täckes av flänsskarvstycken, som trappstegformigt tillväxer i tjocklek (d.v.s. i antalet brädlameller) mot skarvstället. Balklivet skarvas med särskilda livskarvstycken.

I Fig. 112 visas i fig. a balkändarna av de balkar som skall skarvas i elevation och på ömse sidor om dessa deras flänsskarvstycken. I Fig. b visas flänsar och skarvstycken sedda uppifrån före skarvningen. I Fig. c visas de båda balkdelarna i elevation efter utförd skarvning och i Fig d toppflänsen färdigskarvad sedd uppifrån. Rent utseendemässigt torde framgå av Fig. 112 d att den skarvade flänsen föga störes av skarvstyckena - erfarenheten från praktiken bestyrker att man knappast observerar denna typ av balkskarvar även vid mycket stora balkar med stora skarvmoment. Se även Fig. 17.

Flänsskarvar av trappstegstyp kan utan svårigheter utföras för upp till 4 lameller tjocka balkflänsar och i extremfall med 5 lamellers flänsar. Flänsskarvstyckena utföras med 1 lamell mera än de skarvade flänsarnas, d.v.s. två brädsnitt i yttersta lamellskiktet, och de tillverkas som "monteringsfärdiga" element med i fabrik utförd hoplimning av de ingående brädsnitten. Genom hoplimningen av olika skikt blir skarvstyckena anmärkningsvärt motståndskraftiga mot sprickbildning också vid den relativt täta spikning, som oftast erfordras vid dessa skarvutföranden.

Balklivet, som ju består av två varandra diagonalt korsande brädsnitt, skarvas medelst två krysspanselskivor, Fig. a, som spikas på ömse sidor om balklivet. Själva krysspanselskivorna tillverkas av två lag 3/4" eller 1" bräder, som limmas ihop i fabrik. Denna limning skall endast behöva hålla tills skarvspikningen är utförd. Limningen av så grova virkesdelar som 3/4" - 1" med korsande fiberriktningar kan nämligen på grund av de olika rörelserna hos längsgående och tvärgående fibrer inte beräknas ha någon längre livstid men är inte heller behövlig eftersom "krysspanselsbindningen" endast behövs vid spikningen.

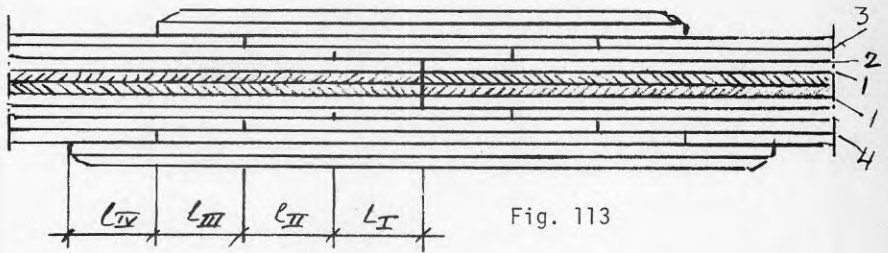


Fig. 113

För beräkning av spikningen i de olika skarvsnitten återges i Fig. 113 en flänsskarv i något större skala. Figuren visar på övre sidan av balklivet en skarv med 3 flänslameller och på undre sidan en fläns med 4 lameller.

Vid beräkningen av spikningen i de olika snitten har man att utgå från att i skarvområdet bör råda samma kraftfördelning mellan de olika lamellerna som i den oskarvade delen av balken. I den sistnämnda är sålunda avskärningskraften  $R_x$  jämnt fördelad på alla tre lamellerna i en 3-lamells-fläns. Detta betyder att avskärningskraften är fullt utvecklade i snittet 1-1, utvecklade till  $2/3$  i snittet 2-2 och till  $1/3$  i snittet 3-3, vilka kraftandelar sålunda skall kunna överföras genom spikningen.

Flänskrafter som vållas av moment eller normalkrafter i flänsen är däremot jämnt fördelade över flänsen, varför varje lamell överför  $1/3$  av dessa krafter i en 3-lamellesfläns.

Vid tillämpningen av efterföljande formler måste också observeras, att om  $R_x$  och  $M_x$  betyder avskärningskraft resp. moment i hela balksnittet så måste vissa uttryck, som endast avser en flänshalva (flänsdelen på ena sidan balklivet) delas med faktorn 2. Så har skett i berörda uttryck nedan.

#### Skarv av 3-lamellfläns:

I snittytan 1-1 verkar endast avskärningskraft varvid analogt med tidigare erhålles totala spikantalet  $N_1$  på sträckan  $L_1$

$$N_1 = \frac{R_x \times L_1}{h' \times P_1}$$

där  $P_1$  är tillåtna spiklasten för här 2-skärig spik. Om spikningen i detta fall utföres med 7" spik är det dock något tveksamt om spiklasten  $P_1$  bör räknas som 1-skärig eller 2-skärig. Som framgår av Fig. 113 passerar en 7" spik genom 5 lamellskikt på ena sidan livet och dessutom två skikt livbräder, alla av 22 mm tjocklek. En 7" lång spik,  $7 \times 25 = 175$  mm lång, intränger därför  $175 - 7 \times 22 = 21$  mm i lamellskiktet på andra sidan livet. Enligt utförda provningar bör man räkna med ett inträngningsdjup av åtminstone ca  $1 \frac{1}{2}" = 37$  mm på andra sidan livet för att motsvarande spik skall kunna anses som väl 2-skärig. En försiktig men acceptabel bedömning är här att  $P_1$  ges ett värde mellan 1-skärig och 2-skärig spik, d.v.s.  $1 \frac{1}{2} \times 65$  kg = ca 100 kg.

I snittytan 2-2 skall dels överföras  $\frac{2}{3}$  av avskärningskraften, dels skall axialkraften i en flänsbräda överföras till skarvstycket.

Avskärningskraften erfordrar bidraget  $N_R$  till spikantalet på sträckan  $L_1$ :

$$N_R = \frac{2}{3} \times \frac{R_x \times L_1}{h' \times P_1} \quad (P_1 \text{ samma som ovan})$$

Flänskraften på grund av moment och normalkraft erfordrar bidraget

$$N_M = \frac{1}{3} \times \frac{\frac{M_x/2}{h'} \pm S/2}{P_2}$$

Totalt erfordras därför  $N_R + N_M$  st. spikar på sträckan  $L_1$ . Spikskären för  $P_2$  är här 1-skäriga men avser direkt tvärkraftöverföring mellan två "hela brädsnitt", varför för  $P_2$  bör användas tabellvärdena på sid. 111, alltså  $P_2 = 105$  kg för 7" spik.

I snittytan 3-3 beräknas antalet spik på motsvarande sätt med iakttagande av att överförd avskärningskraft här är  $\frac{1}{3}$  av  $R_x$  medan kraften av moment etc. är samma som i snitt 2-2.

Balkskarvar med 4 lamellskikt beräknas på motsvarande sätt. Vid balkar med stora moment och avskärningskrafter kräver skarvarna stort antal skarvspikar, varför skarvarna helst bör placeras nära momentminima.



### V\_B\_3. Skarvning av balkliv

Balklivet, som ju består av två varandra diagonalt korsande brädsnitt, skarvas medelst två krysspanselskivor, som spikas på ömse sidor om livet. Beräkningen av skarvspikningen är i princip enkel. Man betraktar varje bräda som ingår i skarvskivorna som överlappsskarvar för i samma riktning gående bräder i motstötande balkliv, och spikningen behöver då endast beräknas för att genom skarvbräderna axiellt överföra livbrädernas spänningar från den ena balkdelen till den andra. Skarvspikarna blir i regel 2-skäriga och tillåtna påkänningarna blir av typen enligt tabellen på sid. 113.

Genom skarven skall den i skarvsnittet uppträdande avskärningskraften  $R_x$  överföras. Erforderligt antal spik på vardera sidan av skarven erhålles då enligt

$$N = \frac{R_x \cdot \sqrt{2}}{P_1}$$

där  $P_1$  är lika med värdena enligt ovannämnda tabelluppgifter.

### V\_B\_4. Stumskarvar med plåtmellanlägg

Skarvar av flänsar, i vilka endast tryck kan uppstå, kan utföras som s.k. stumskarvar med plåtmellanlägg. Företrädesvis användes denna form av flänsskarv vid skarvning av överflänsar i nockbalkar av typen i Fig. 24 c. Kraftöverföringen räknas här ske till hälften genom stum anliggning mellan de tryckta flänsändarna och till hälften via skarvbräder, som anbringas genom spikning på ömse sidor om balkflänsarna.

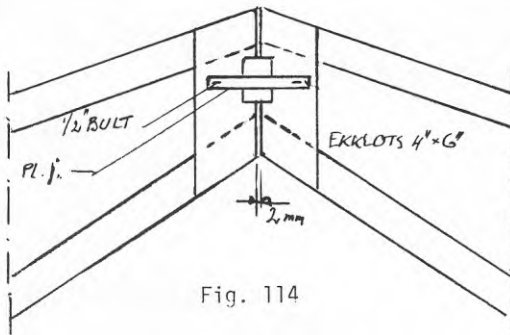
Skarvtypen är baserad på det faktum, att man inte kan överföra stora tryckkrafter genom direkt stumanliggning mellan två ändträytor. De tryckta träfibrerna riskerar nämligen då att tränga in i varandra varigenom kraftöverföringen hotas. Enligt anordningen läggs de flänsar som skall skarvas tätt i hop och låses i det läget med ett utanpåliggande skarvstycke på undersidan av skarven. Därefter utföres ett sågskär, lämpligen med en s.k. fogsvans, i skarven mellan flänsarna, så att en öppning med ca 2 mm tjocklek och med noggrant parallella sidor åstadkommes. I det sålunda uppkomna mellanrummet indrives

ett plåtmellanlägg av samma dimension som flänsarnas tvärsnitt och med 2 mm tjocklek. Tryckkrafterna i flänsen överföres då från den ena tryckflänsen till den andra utan att träfibrer intränger i varandra. Sedan påspikas ett skarvstycke av trä t.ex. bestående av två hoplimmade lameller, ovanpå skarven. Erforderlig spikning beräknas på samma sätt som för skarvstyckena enligt Fig. a) sid. 129 med den skillnaden att spikningen endast utföres för halva anliggningskraften i skarven.

Metoden möjliggör ett elegantare utförande av nock-balkar enligt Fig. 24 b-c, än om dessa skarvas i nock för hela spiklasten. Den har beviljats sv. patentet 125 021. (E. Norrefeldt).

## V. C. Ledanordningar

Ledanordningar förekommer vid HB-balks-systemet som nockleder vid treledsramar, som balkleder vid s.k. Gerber-balkar, som grundinfästningar vid ramar m.m. Grundinfästningar för ramkonstruktioner har utbildats främst för att överföra förekommande horisontalkrafter, medan vertikalkrafterna överföres genom direkt anliggning mellan träflänsarna och betonggrunden. I detta avsnitt behandlas därför endast nockled och Gerberbalksleder.



En nockled utföres i princip i enlighet med vidstående figur. Den egentliga ledpunkten utföres som en ekklots, och den skall kunna överföra de i leden uppkommande krafterna, som alltid kan uppdelas i en horisontal och en vertikal komponent.

Ekklotsen dimensioneras för att kunna överföra nämnda krafter genom stum anliggning till balkarna. Dessutom måste avskärningskraften i själva klotsen kontrolleras. Ett plattstål enligt figuren har till uppgift att förhindra att ekklotsen för-

skjuter sig. För att inte förhindra rörelser i leden bör bult-hålen vara avlånga, vilket även underlättar monteringen.

Den praktiska utformningen av nockdetaljen går så till, att ett mellanlägg med flänsarnas tjocklek och 8" bredd anbringas mellan över- och underfläns, varefter en extra vertikal påspikas. Denna vertikal utföres av en 1 1/2"x8" hoplimmad med en 10 mm plywoodskiva för att minska sprickrisken vid den oftast ganska täta spikningen i nocken. Spikningen beräknas så, att de i nocken uppträdande krafterna kan överföras via mellanlägg etc. till balkflänsarna.

Gerber-leder. Gerber-balkar är enligt hållfasthetsläran utkragande balkar, som via en ledanordning uppbär i leden inhängda balkar. Genom anordningen möjliggöres en gynnsammare momentfördelning mellan stöd- och fältmoment och därigenom också större spännvidder med samma balksektion. Ledanordningen möjliggör också att återföra ett statiskt obestämt system av kontinuerliga balkar till ett statiskt bestämt system.

Vid sådana ledanordningar gäller det vanligtvis att överföra vertikala upplagsreaktioner från den inhängda balken till den utkragande konsolbalken. Mera i undantagsfall skall även krafter i balkarnas längdriktning överföras.

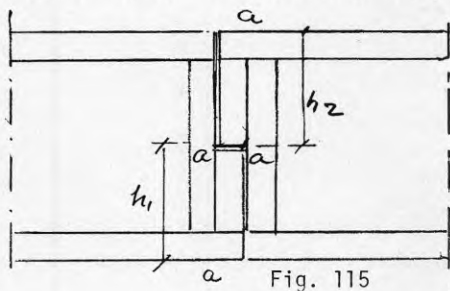


Fig. 115

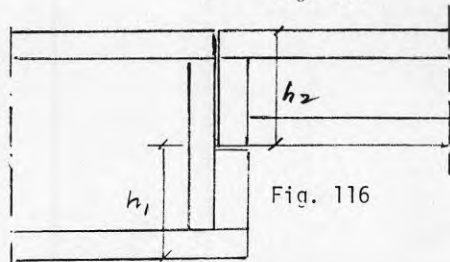


Fig. 116

Ledpunkten utföres i princip enligt någon av de vidstående figurerna. Kraftöverföringen sker genom stum anliggning mellan de korta upplagsvertikalerna. Spikningen i dessa vertikaler beräknas i enlighet med vad som angivits i avsnitt IV A. Dessutom måste kontrolleras att påkänningarna i livet i snittet a-a inte överstiger de tillåtna påkänningarna, som erhålles enligt

$$\sigma = \frac{R}{d \cdot h_1}$$

där  $R_x$  är upplagsreaktionen från den inhängda balken,  $d$  är livbrädernas tjocklek i cm (2,2 cm vid 1" hyvlat virke) och  $h_1$  är höjden enligt figurerna. Obs. Plåtmellanlägg i kontaktytorna!

Skall förutom den vertikala upplagsreaktionen även en i balkarnas längdriktning verkande kraft överföras, anordnas på ömse sidor om balkarna en horisontell plank, som medelst bultar och eventuellt brickor förbindes med balkarna.

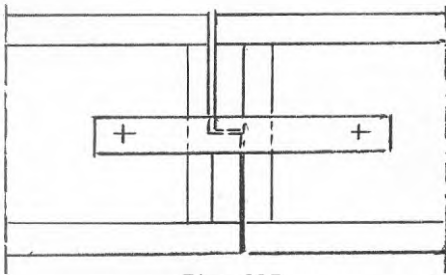


Fig. 117

Ett sådant plankpar anordnas ibland även för att styra balkarna. Bulthålerna i plankorna skall då utföras något större än bultdiametern för att medge erforderliga rörelser i leden.

#### V. D. Dragbandsinfästningar

I Fig. 54 och 55, sid.48 visas två takkonstruktions-typer, treledsram med dragband resp. takstol med dragband, där man genom anordnande av dragband mellan primärbalkarna i konstruktionen vunnit betydande kostnadsvinster. Dragbanden infästas därvid i speciella konsoler på sådant sätt, att hopfogningen av de olika delarna bekvämt kan ske på monteringsplatsen och att själva infästningen blir både elegant, hållfast och ekonomisk. Samtidigt möjliggör den speciella infästningsanordningen, att dragbandet kan infästas i ett gynnsamt

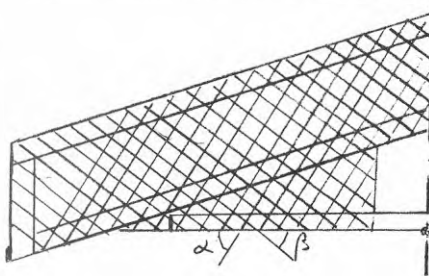


Fig. 118

läge och i sådan höjd vid konstruktionerna av typen enl. Fig.54 - 55, att dragbandets centrumlinje går genom korsningspunkten mellan balkarnas och rambenets eller murstödet's teoretiska centrumlinje.

Infästningsanordningen framställs genom att livbrä-

derna i balkarna vid infästningspunkten av dragbandet utdragas, så att en triangulär fästyta för dragbandet bildas. Till denna fästyta anslutes dragbandet med spikning. Dragbandet utföres i allmänhet av två regler antingen av massivt virke eller hoplimmat av lameller på samma sätt som balkflänsarna. Fästytaens fria kant avslutas lämpligen med kantreglar enligt Fig. 118.

Anordningen ifråga tillhör inte HB-balks-systemets grundläggande principdetaljer men har ändå ansetts så väsentlig att den lett till ett patent, sv. patentet 106 649.

Spikningen mellan dragband och infästningsanordning beräknas på i princip samma sätt som vid anslutning till upplagsvertikaler ehuru anslutningen här är horisontell. Vid en given dragkraft  $D$  erhålles erforderligt antal spik enligt

$$N = \frac{D \cdot \sqrt{2}}{P_s \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \cot \beta)}$$

där  $N$  = erforderligt antal spik från båda sidor

$P_s$  = tillåten spiklast enl. tabellvärdena sid. 105.

$\alpha$ ,  $\beta$  = vinkel mellan panelbräderna och dragbandet

(jämför också anslutningen till upplagsvertikaler, sid. 126.)

## V. E. Traverskonsoler

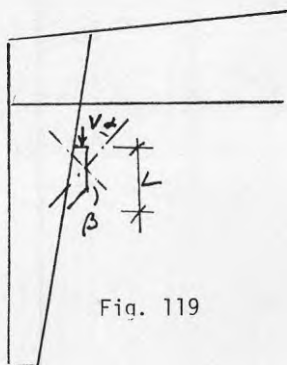


Fig. 119

Om en traversbalk med tillhörande spår skall uppläggas på en HB-ramben så kan detta ske genom att upplaget för traversbanan utbildas till en s.k. traverskonsol. Exempel på sådana visas i Fig. 120, som visar ett virkesmagasin med 40 meters bredd och 16 meters höjd och där virket hanteras med en 25 ton tung traversvagn, vars traversbana just är upplagd på här visade traverskonsoler. Traverskonsolerna framställes på principiellt samma sätt som de under f) ovan beskrivna dragbandsinfästningarna. Livbräderna i rambenet fram-

na framställes på principiellt samma sätt som de under f) ovan beskrivna dragbandsinfästningarna. Livbräderna i rambenet fram-

drages vid upplagspunkten så, att en fästyta för en upplagsvertikal bildas. Denna upplagsvertikal uppbär sedan traversbalken. Dimensioneringen av spikningen beräknas på samma sätt som vid principerna enligt IVØ). Dessutom kontrolleras att påkänningen i konsollivet närmast benets innerfläns inte överstiger de enligt kap. B i tillåtna påkänningarna. Påkänningen erhålles ur

$$\sigma = \frac{V \cdot \sqrt{2}}{d \cdot L}$$

där  $V$  = maximalupplagsreaktion från traversbanan  
 $d$  = livbrädernas tjocklek i cm (2,2 cm vid 1" hyvlat)  
 $L$  = höjd enligt Fig. 119 .

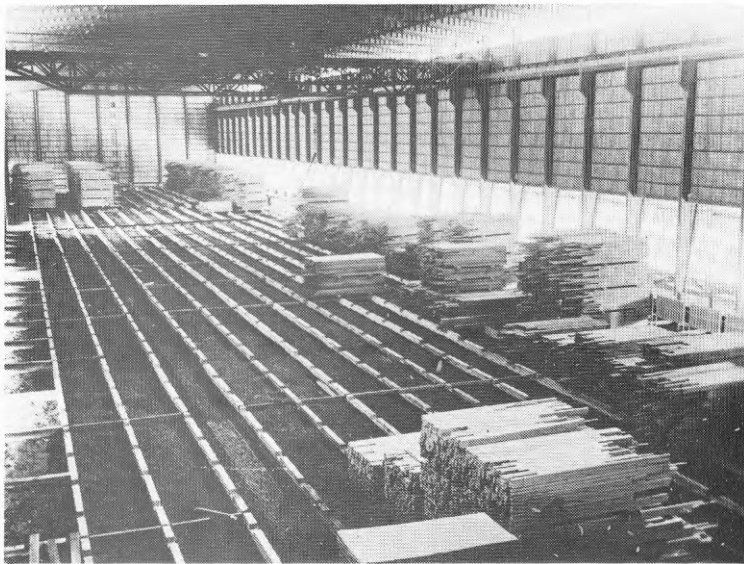


Fig. 120

## VI. Provningar och provningsresultat; provningsanordningar

Vid utformningen av ett nytt bärande konstruktionssystem är det självfallet att man stöter på ett ganska stort antal problem, där befintliga statliga bestämmelser och tillgängliga litteraturuppgifter inte ger besked om hållfasthet och bärighet av olika detaljutföranden. I avsaknad av sådana besked har det blivit nödvändigt att genom egna provningar skaffa fram erforderliga hållfasthetsdata o.d. Den första provningen av sådan art har redan beskrivits - det var den högst primitiva provning med pålastade tyngder, cementsäckar, som enligt Fig. 2 utfördes med ett par hopspikade balkar redan dagen efter den grundläggande idéns uppkomst.

I fortsättningen har det dock blivit nödvändigt med en mera systematisk provningsverksamhet. Till en början utfördes erforderliga provningar med hjälp av ganska enkla provningsanordningar, men successivt förbättrades dessa och några år efter verksamhetens start kunde uppföras den ganska avancerade provningsanläggning, som visas i exteriör av Fig. 121 och som anordnats vid HSB:s trähusfabrik i Uddevalla. Den var bl.a. försedd med frändragbara portar på solsidan, så att man kunde registrera även mycket stora provkroppar genom fotografering.

Provningsanläggningen har en längd av 33 m, en bredd vid basen av 8 m och vid toppen av 3 m samt en invändig höjd av

9 m. Den möjliggör provning av upp till 20 m långa och 3,5 meter höga HB-balkar, men också provtryckning på högkant av upp till 6,5 m långa balkar för knäckningsprovning.



Fig. 121

I provningsanläggningen fanns bl.a. uppställda två provningspressar med en tryckkapacitet av upptill 100 ton. Av kostnadsskäl kunde pressarna inte utföras på sätt som är vanligt vid offentliga provningsanstalter med kraftiga motordrivna skruvanordningar, som kontinuerligt förskjuter pressplattor e.d. De hade i stället till blygsam kostnad utförts med vertikalstomme av två par kraftiga plattstål (Fig. 122), vilka var försedda med en serie hål för stältappar. Med hjälp av dessa kunde mellan plattstålen anbringas tvärstycken av stålbalkar på varierande avstånd med hålavstånden i plattstålen som intervall och med ett maximalt inbördes höjdvstånd av 6,5 meter. På det undre tvärstycket kunde anbringas en oljedomkraft (Fig. 123), vars tryck kunde relativt noggrant mätas med en oljetrycksmätare och därmed också presstrycket.

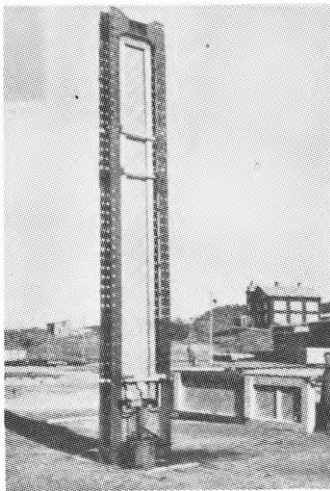
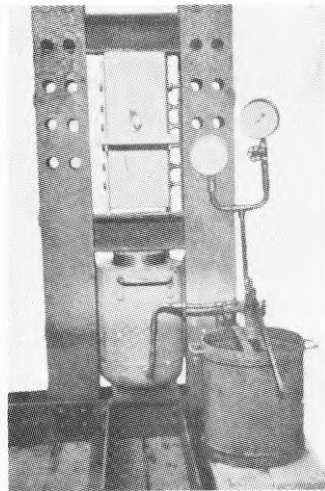


Fig. 122



ig. 123

Mellan oljedomkraften och ett övre flyttbart tvärstycke kunde sedan olika provstycken anbringas och utsättas för mätbar tryckkraft. I Fig. 122 visas just en komplett HB-balk utsatt för tryck i flänsens längdriktning, och där visas också anordningar för mätning av balkens utbuktning i tvärled. Provanordningen kom att användas för många olika provningar och möjliggjorde på ett prisbilligt sätt provning av ett stort antal provkroppar.

En annan särskilt viktig anordning vid provanläggningen



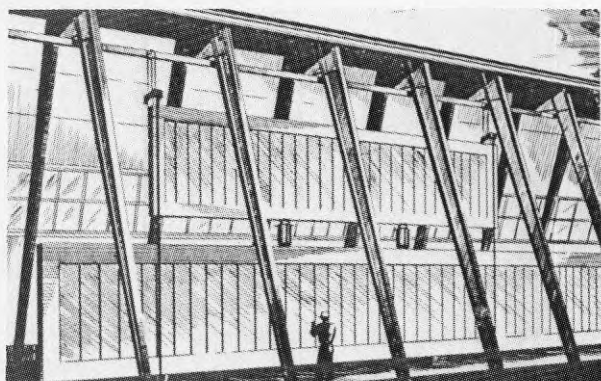
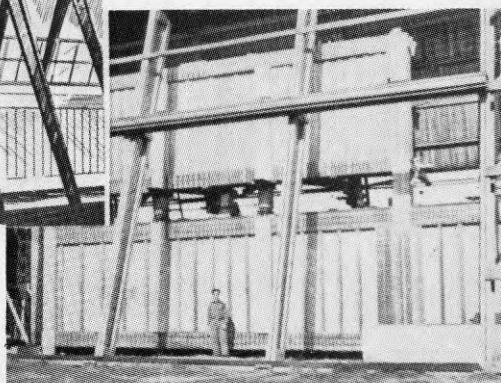


Fig. 124

Fundamentsbalk ("mothållsbalk") för 400 tons last



utgöres av en mycket kraftig s.k. fundamentsbalk ("mothållsbalk")

Fig. 124 . Den möjliggör

provbekastning av mycket stora HB-balkar med hjälp av domkrafter upptill 400 tohs last. För böjbelastning av de största HB-balkarna har f.ö. använts 2 stycken av de 400-tonns domkrafter, som på sin tid användes för att justera bågtrycket vid Tranebergsbron och som HB-avdelningen fått låna. Mothållsbalken har en beräknad böjhållfasthet av över 2000 tonmeter och har bl.a. använts för provning av särskilt stora hangarbalkar eller andra stora balkar (tyvärr först i efterhand efter avslutat byggande av de stora hangarbalkarna!).

Andra anordningar vid provanläggningen avser mera sedvanliga laboratorietrustningar för trämaterialprovningar, limhållfasthetsprovningar m.m. Bland andra anordningar kan nämnas särskilda dragprovningssmaskiner, en hävarmsbalanserad press för små belastningar m.m. I en speciell sidobyggnad har inrättats ett laboratorium för mätningar med förvaring av ömtåligare instrument, fukthaltsbestämningar m.m.

För hantering av tyngre provkroppar o.d. finns i toppen av provningsanläggningen en telferbalk, som sträcker sig i byggnadens hela längd. Det antalsmässigt ojämförligt största antalet provningar - det mäts i tusental - avser trækvalitetsprov, provningar av limningshållfastheter etc. Trækvalitetsproven

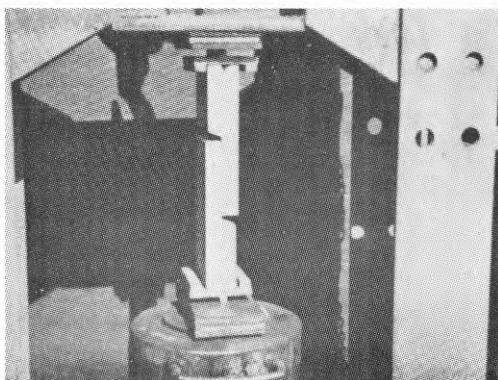


Fig. 125

principiellt intresse för föreliggande framställning och behandlas därför inte ytterligare här.

Resultaten av den andra typen av "mass-prov", limprovningarna, har i mindre utsträckning behandlats i avsnittet om HB-balkarnas tillverkning (kap. VIII), men beträffande limningsdetaljer har numera en sådan omfattande forskning bedrivits av limfabrikanterna, att det här förefaller lämpligast att endast hänvisa till fabrikanternas anvisningar betr. olika limningar. Som viss illustration av provningarna ifråga visas dock i Fig. 125 en standardprovkropp för limhållfasthet, där en limfog kunde utsättas för en väl centrerad möjligast momentfri belastning.

I det följande skall för HB-balks-systemet mera specifika provningar närmare behandlas.

### VI. A. Provning av HB-balksflänsars knäckhållfasthet

I den grundläggande beskrivningen av tryckta HB-balks-flänsars dimensionering med avseende på knäckning (kap. IV B2) har framhållits, att den i viss utsträckning eftergivliga förbindningen genom spikning mellan flänsar och liv vållar stora svårigheter att genom rent teoretisk beräkning bestämma sådana flänsars knäckhållfasthet under olika betingelser. Först 1949, d.v.s. 10 år efter HB-balkssystemets till-

hade normalt två huvudsyften. Det ena var att om möjligt söka finna sådana träleverantördistrikt, som resulterade i hög medelhållfasthet hos levererade råvaror. Det andra var en ren rutinprovning av levererat trämaterial. Ingentenda av dessa provningar har dock något

komst, framlade professorn Hjalmar Granholm en riktig om än industriellt svårligen tillämpbar metod för sådan beräkning. För HB-balkssystemets beräkning var det kring 1940 nödvändigt att utfinna någon annan pålitlig metod för sådana tryckflänsars hållfasthetsberäkning. Denna metod är till stor del baserad på provningsresultat, vilka här skall redovisas.

#### VI A 1. Knäcklastberäkning på basis av E.I-mätning

HB-balken är en förhållandevis sidovek konstruktion - för de flesta balkar är balkens tröghetsmoment  $I$  kring den vertikala symmetriaxeln litet jämfört med tröghetsmomentet kring T.P.-axeln. Det betyder bl.a. att fria balkflänsar är relativt känsliga för knäckning i sidled resp. vippning. Fria balkflänsar förekommer vid inre flänsar för två- och treledsramar både vid stödben och takbalkar, vidare vid kontinuerliga balkars underflänsar strax utanför mellanstöd och på många andra ställen.

En tryckt strävas knäcklast  $P$  uttrycks ju enligt andra knäckfallet av den kända Euler-formeln

$$P = \frac{\pi^2 E I}{\ell^2}$$

Värdet på en balksektions  $E.I$ -värde i sidled kan i princip bestämmas genom att man mäter nedböjningen av en balk, som på en given spännvidd  $\ell$  belastas på lågkant med en känd belastning. Vid t.ex. över spännvidden jämnt fördelad belastning  $Q$  erhålles nedböjningen  $f$  enligt det kända uttrycket

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q \cdot \ell^3}{E \cdot I} \quad (a)$$

Värdet på  $I$  kan vid en HB-balk med dess flänsar av rektangulära delytor vanligen enkelt och ganska noggrant beräknas varför tillämpligt värde på  $E$  därefter kan beräknas ur mätvärden enligt (a). Enligt Byggnormerna antas  $E$  ha normalvärdet  $E = 100.000 \text{ kg/cm}^2$  för en homogen träsektion. Vid fullständig samverkan mellan flänssektionsytor och liv bör därför det sålunda beräknade värdet på  $E$  ligga i närheten av 100.000.

Vid ofullständig samverkan - genom eftergivligheten i spikförbanden - blir det sålunda beräknade värdet på  $E$  däremot

mindre än 100 000, ju mindre ju mindre samverkan ifråga är. Man kan därför uttrycka graden av samverkan med ett fiktivt värde på  $E$ , som är mindre än 100 000. Vid HB-balks-systemet har i regel tillämpats detta förfarande, bl.a. för att ange nedböjningar för olika takkonstruktioner. Om t.ex. nedböjningen på mitten för en sådan teoretiskt beräknats (med  $E = 100000$ ) till 6 cm men på platsen uppmätts till 10 cm, så anges detta med ett genomsnittsvärde på  $E$  av  $\frac{6}{10} \cdot 100\ 000 = 60\ 000\text{ kg/cm}^2$ .

Normalvärdet för nedböjningar vid HB-balkskonstruktioner brukar ligga kring ett fiktivt  $E$ -värde av ca 65.000, som alltså inkluderar nedböjningar också vållade av förskjutningarna hos spikförbanden. Hade dessa förband i stället kunnat ske helt och hållet genom limning borde det fiktiva  $E$ -värdet ha utgjort ca 100 000. Är nedböjningen omvänt avsevärt större än vad som motsvarar  $E = 65\ 000$  är detta ett tecken på att någon felaktighet föreligger någonstans.  $E = 65000$  avser långtidslast.

(Här bör inskjutas, att ett annat sätt att korrigera en nedböjning eller annan förskjutning till följd av spikförbandens eftergivlighet är att multiplicera  $E$ -värdet med en korrektionsfaktor (mindre än 1). Detta är en teoretiskt sett på sätt och vis korrektare metod, men vid HB-balks-systemet har det befunnits mest praktiskt att använda ett korrigerat och reducerat  $E$ -värde).

Att döma av ovanstående bör knäcksäkerheten i sidled och därmed tillåtna knäckpåkänningar för olika HB-balksektioner kunna bestämmas genom att man bestämmer deras verkliga  $E$ -värdet genom böjningsförsök på lågkant med balkar utförda med respektive sektioner. Ett 60-tal sådana försök har också genomförts vid systemet med ett stort antal olika kombinationer av flänsutförande, spiktäthet, lamellantal med flera faktorer.

En viktig faktor som vid sådana mätningar måste beaktas är att vid en nyspikad provbalk en avsevärd friktion kunde förväntas mellan balkliv och flänsar, som vid provningar skulle komma att öka den provade flänssektionens sidostyvhet.

En sådan friktion skulle emellertid inte kunna påräknas i praktiken, eftersom man då måste räkna med att trämaterialet i balken skulle torka, och öppna om än små springor skulle uppstå mellan flänsar och liv. Provkropparna utfördes med hänsyn härtill av virke, som före hopspikningen legat ett dygn i vatten

och då svällt en del. Efter hopspikningen torkades balkarna så att ett mellanrum av minst 1 mm uppkom mellan flänsar och liv. Detta sätt befanns enklare än att spika provbalkarna med tillfälliga borttagbara mellanlägg.

En annan viktig faktor är att styvheten av spikförbandet mellan flänsar och liv givetvis är beroende av antalet förbindande spik i förhållande till flänsstorleken. Till denna faktor skall återkommas i samband med resp. mätningar.

Nedan återges i stark förkortning några karaktäriserande mätserier jämte kommentarer. Samtliga mätvärden utgör medeltal från tre provkroppar av inbördes samma utförande:

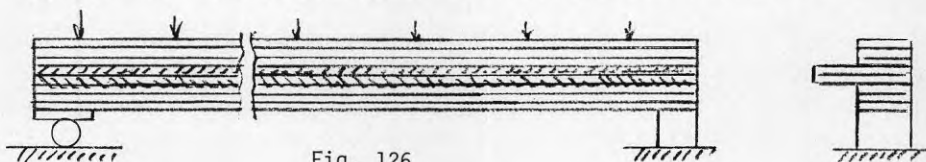


Fig. 126

Mätserierna enligt Fig. 126 avser nedböjningsmätningar på lågkant av "halva HB-balkar" d.v.s. av enbart en fläns med en kort bit av livet. Belastning Q jämnt fördelad. E-värde beräknat enligt ekv. (a) sid. 143 .

Prov.nr	Flänsar	Sp.vidd cm	Spikning	Nedböjn. cm	Q-last kg	Provtid tim	E-värde kg/cm <sup>2</sup>
1	2"x6" (massiv)	292	B3/20 5" ("gles")	1,6	420	0	25300
				4,2	825	3/4	18900
				4,7	825	15	16900
2	2"x6" (massiv)	297	A3/8 5" ("tät")	1,9	825	1	44200
				2,2	825	8	38200
3	3"x6" (lamell)	292	B3/20 "gles"	2,4	825	15	20600
4	3"x6"	292	A3/8 "tät"	1,3	825	8	36500
Samtliga prov härovan utförda med ca 1 mm mellanrum mellan flänsar och liv							
5	3"x6"	292	A3/8 "tät"	2,0	1485	12	47400
6	3"x6"	292	A3/8 (limmad)	1,2	1485	12	79000

Prov nr 5 är utförd utan mellanrum mellan fläns och liv (tät). Prov nr 6 är limmad i denna fog (ej hållbart i längden!)

Kommentarer: Ehuru ovanstående provserie inte kommit att slutgiltigt utnyttjas belyser den ett flertal för HB-balks-systemet viktiga erfarenheter:

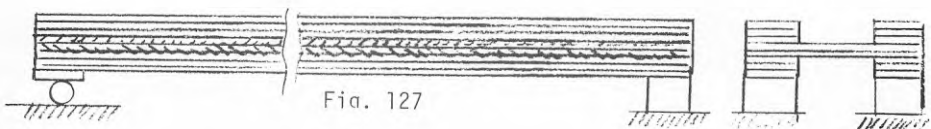
Betr. samtliga prov gäller att nedböjningen växer en hel del med belastningstiden (endast belyst vid proven 1 och 2). Detta gäller dock väsentligen enbart vid böjprov på lågkant, inte alls i samma mån vid böjprov av HB-balkar på högkant. Nedböjningar och E-värden stabiliserar sig småningom och för flertalet prov har E-värdet beräknats efter "stabilisering".

Man noterar också (jämför prov 1 med 2 och 3 med 4) den avsevärda skillnaden i fiktivt E-värde mellan prover med gles resp. tät spikning (16900 och 38200 resp. 20600 och 36500).

Ännu mera markant dokumenteras betydelsen av "stum" förbindning mellan flänsar och liv av proven 5 och 6. Vid prov nr 5 är flänsar och liv stumt förbundna och då ökar fiktiva E-värdet - vid samma spikning - från 36500 till 47400. Ännu större blir skillnaden om flänsar och liv (tillfälligt) hoplimmas, då samma E-värde ökar till 79000, d.v.s. inte så långt från "ideala" 100000. I de båda sistnämnda fallen dessutom vid högre last (1485 kg) i stället för 825 kg.

I stort sett likartade resultat har erhållits vid flänsar med 4 resp. 5 lameller.

Däremot erhålles en betydande skillnad om nedböjningsmätningarna genomföres med "hela HB-balkar" (både över- och underfläns) i stället för som ovan med "halva HB-balkar".



Prov nr	Flänsar	Sp.vidd	Spikning	Nedböjn.	Q-last	Provtid	E-värde
7	3"x5"	328 cm	A3/8 6"	1,7	2215	42 tim	66500
8	3"x5"	342	A3/8 6"	2,5	2180	12	81500

Prov 7 spikat med mellanrum flänsar/liv, prov 8 utan mellanrum

En jämförelse mellan provserien 7-8 och 1-6 visar, att också vid oförändrad spikning serien med "hela HB-balkar" visar betydligt större styvhet hos de spikade flänsarna, alltså högre E-värde, än serien med "halva HB-balkar". Prov 8 med flänsarna spikade dikt mot livet (alltså med fullt utvecklade friktion) anger t.o.m. ett fiktivt E-värde av 81500, d.v.s. mycket nära "idealvärdet" 100 000.

En rättvisande provning bör alltså arbeta med "hela balkar". Anledningen är uppenbarligen den, att hopspikningen av flänsar och liv i form av en fullständig balksektion ger ett styvare förband än utnyttjandet av "halva balkar". Det sistnämnda har provningsmässigt motiverats av önskvärldheten av ekonomiska metoder vid provningar som för att täcka förekommande varianter måste utföras i stort antal.

Den provserie som måste läggas till grund för tillåtna knäcklaster (efter omräkning av E-värdet enligt Euler-formeln) är emellertid den, som beaktar de ofrånkomliga torksprungorna, "mellanrummen", mellan flänsar och liv. Och även de gynnsamma värdena ligger mycket långt under de knäcklastvärden som man erhåller om man direkt provtrycker motsvarande flänsar i flänsriktningen (d.v.s. den riktning i vilken flänsen angripes av resp. tryckkrafter). Den "indirekta provningsmetoden, EI-metoden" har därför befunnits böra ersättas av i det följande beskriven provningsmetod. Angivna resultat från "EI-metoden" belyser emellertid så tydligt ett antal på knäcklasten inverkan faktorer, särskilt spiktätheten, att man bör ha den i minnet när resultaten tolkas från efterföljande metod.

VI A 2. Knäcklastbestämning genom direkta tryckprov.  
Knäcklastprovning av axiellt tryckta HB-balks-flänsar har i princip utförts med 4 olika typer av provkroppar:

1) Genom böjningsprov på kompletta balkar av sådan höjd och längd, att tryckkraften kunnat hållas konstant och relativt jämnt fördelad över den provade tryckflänsens yta. Detta är egentligen den närmast tillhands liggande provtypen, eftersom praktiken mest handlar om knäcklast för sidoveka balkar.

Principen för denna provningstyp visas i Fig. 128. I den-

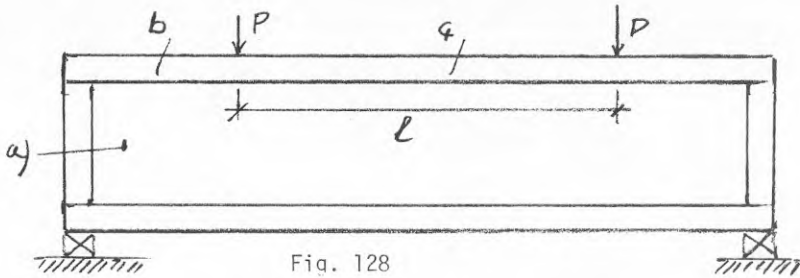


Fig. 128

na är a) en komplett HB-balk, fritt upplagd vid balkändarna. Den belastas endast med två punktlaster  $P$ , som vållar tryck i överflänsen b). På sträckan c) är böjningsmomentet i balken konstant och därmed också tryckkraften i överflänsen på sträckan  $l$ , vilken utgör den provade knäcklängden. Balkens övriga dimensioner är så avpassade, att vid lastökning av belastningarna  $P$  så uppstår brott genom utknäckning av flänsen b) på mätsträckan  $l$ . Balken är sidoavstyvad mittför lasterna  $P$ .

Använd enbart som provkropp är denna typ helt naturligt en relativt dyr sådan och kan inte provas i större antal, men den motsvarar mycket nära verkliga belastningsförhållanden.

2) Genom provtryckning i axiell riktning direkt på bägge flänsarna i en komplett HB-balk, Fig. 129. Knäckkraften

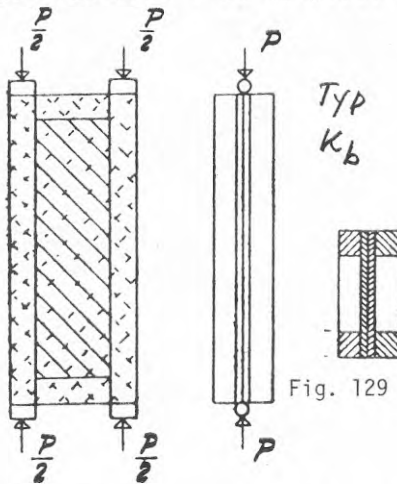


Fig. 129

har i detta fall påförts så, att den lika fördelas på bägge flänsarna. En bild av just denna provtyp visas i Fig. 122. Provbalkarna är som delvis antytts på Fig. 129 men som inte syns på Fig. 122 anbragta mellan centringsrullar av stål som i sin tur är anbragta mellan två stålplattor vid vardera änden av provbalken. Provtypen benämnes "Provtyp  $K_b$ ".

Belastningen på provkroppen stegras vid provning successivt till dess att utknäckning sker av endera eller bägge flänsarna och ger direkt knäcklasten på de två lika flänsarna.

3) Genom provtryckning i axiell riktning av s.k. "hal-



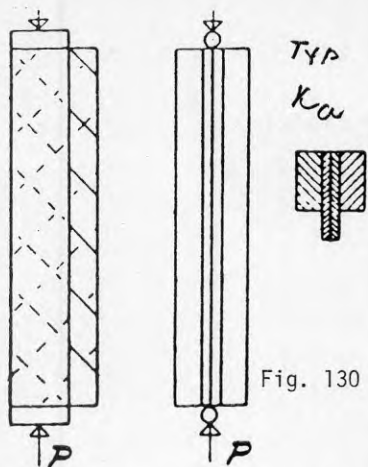


Fig. 130

va HB-balkar". Dessa består som redan omnämnts i kap. VI A 1 av en enda tryckfläns i stället för två men med stycken av diagonalpanel-liv mellan de sammanspikade flänshalvorna. Livet har dock endast utförts till obetydligt större utsträckning än vad som motsvarar flänsbredden. "Provtyp  $K_a$ ", Fig. 130 .

4) Genom provtryckning i axiell riktning av HB-balksflänsar, som är hopspikade på ömse sidor om mellanlägg, som vardera består av långsgående 2x22 mm tjocka bräder. Dessa mellanlägg är dock avskurna på minst två ställen för att inte själva överföra delar av den påförda tryckbelastningen. "Provtyp  $K_c$ ", Fig. 131 .

Provkropparna 2-4 ovan har i diagram och sammanställningar betecknats som knäckprov b), a) och c), angivet genom förkortningarna  $K_b$ ,  $K_a$  och  $K_c$ .

Kostnaden för ovan angivna provkroppar varierar avsevärt och sjunker i den ordning som de här ovan angivits. Provkropparna 1) är sålunda dyrast per fläns räknat, provkropparna 4) billigast. Vid det relativt stora antal provkroppar som behövt provas har det varit av betydelse att utforma provkropparna så att ett stort antal kunnat framställas till rimliga kostnader.

Å andra sidan måste framhållas, att de båda dyraste typerna av provkroppar i tur och ordning bäst motsvarar de förhållanden under vilka balkflänsarna förekommer och kraftpåverkas i praktiken. I total avsaknad av "officiella" normkrav på området har dessa provningar varit av särskilt stor betydelse för HB-balkens beräkning.

För att både tillgodose rimliga kostnadskrav och möjliggöra utformandet av en provkroppstyp, som ger bästa möjliga korrelation till verkliga konstruktioner, har ett betydande antal provkroppar utförts med samtliga nu angivna provkroppstyper. En jämförelse mellan de olika provkroppstyperna skall här först redovisas.

Knäckprov som utförts genom axiell provtryckning av hela provbalkar (typen  $K_b$  ovan) har givit brottnresultat, som synes väl överensstämma med de resultat som erhållits genom direkta böjprovningar enligt typ 1). Antalet provningar av typ 1), vid vilka enbart och renodlat studerats tryckflänsarnas knäckhållfasthet, är dock med beaktande av spridningen i trämateriallets hållfasthetsegenskaper för litet för att tillåta slutsatsen, att direkt överensstämmelse råder mellan provkroppar av typ 2) ( $K_b$ ) och de direkt verklighetsbetonade provkropparna av typ 1). Provkropparna av typ 1) synes nämligen ge något högre knäckvärden än provkropparna av typ 2), vilket sannolikt beror på att de tryckta flänsarna vid böjda balkar av typ 1) sekundärt avstyvas effektivare än vad som motsvarar den direkta sidoavstyvningen som kan tillämpas vid typ  $K_b$ . Detta betyder emellertid resultat i viss mån på säkra sidan för de verkliga konstruktionerna.

Knäckprov utförda med "halva HB-balkar" (typen  $K_a$ ) har givit brottnresultat, som ligger avsevärt under dem som erhållits vid provning av böjda balkar eller genom provtryckning av hela balkar (typ  $K_b$ ). Orsaken synes uppenbarligen vara den att eftergivligheten i förbandet mellan de båda flänshalvorna via de efter vattenläggning och torkning tämligen läst liggande korta livbitarna vid proven enligt typ  $K_a$  blivit väsentligt större än vid verkliga konstruktioner, där balklivet består av hela bräder, fast fixerade i båda ändar. Provbalkar av typ  $K_a$  har därför inte kunnat anses ge rättvisande resultat.

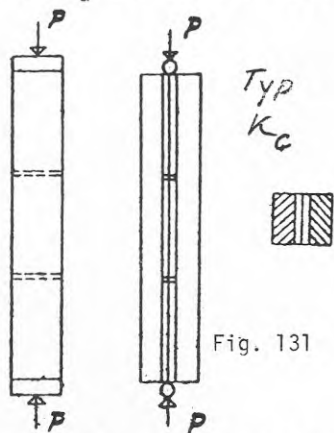


Fig. 131

För att om möjligt erhålla en provkroppstyp, som förenar den låga kostnaden vid provtypen enligt typ  $K_a$  med erforderlig överensstämmelse med verkliga konstruktioner i avseende på spikförbandens styvhet, har ett flertal provningar genomförts med provtypen enligt typ  $K_c$ , Fig. 131. Provningsresultat av denna typ har givit resultat av ungefär samma storlek som provkropparna enligt typ  $K_b$ . De ha

dock inte kunnat anses få ersätta de sistnämnda men ha använts

för jämförande studium av inverkan på knäckhållfastheten av vissa möjliga defekter i flänsarna, särskilt inverkan av fellinglimmade snedskarvar.

IV A 3. Redovisning av provningsresultaten. De erhållna värdena på knäcklast, uttryckta i  $\text{kg/cm}^2$  av den tryckta flänsytan, har redovisats grafiskt som funktion av slankhetstalet  $\lambda = L/i$  i ett antal diagram K1 - K8, Fig. 132 - 139. Till komplettering av de grafiska kurvorna har förts skriftliga protokoll med mera detaljerade uppgifter om de olika provningarna med hänvisning till provnumren på diagrammen.<sup>x)</sup> De är dock alltför skrymmande för att kunna medtas här. Resultaten markeras i diagrammen med symboler som anger flänstyp (t.ex. 3" flänsar med o, 4" flänsar med x, 5" och 6" med vinkeltecken).

Med stöd av provningsresultaten har bedömts, att 80% av Euler-Tetmajer-kurvans värden kan anses utgöra knäckvärdet för spikade HB-balksflänsar. Reduktionstalet för spikförbandens eftergivlighet relativt Euler-Tetmajer är alltså 80%. Det sålunda reducerade knäckvärdet anges som kurva (3), Fig. 132

På grundval av vissa för träknäckning tillämpliga fakta användes för  $\lambda = L/i$  mindre än 50 konstanta säkerhetsfaktorn 3, för  $L/i$  större än 100 säkerhetsfaktorn 4 och för mellanliggande värden en faktor mellan 3 och 4. Den på detta sätt erhållna kurvan, kurva (4) Fig. 132, visar då tillåten knäckpåkänning för tryckta HB-balks-flänsar som funktion av  $\lambda = L/i$ .

En rutinmässig dimensionering av seriekonstruerade balkar blir därigenom lika enkel för tryckflänsarna som för dragflänsarna. Se också kurvan för (4) å sid. 74.

Betr. detaljresultaten visar t.ex. diagrammen K2 och K4 att flertalet resultat ligger mellan 80%-kurvan och 100%-kurvan, Provtyp  $K_b$ . Liknande resultat visar provtyp  $K_c$  diagram K3 samt K5. Dock har för en del prover avsiktligt valts särskilt frodvuxet (dåligt) virke för att studera dess inverkan på provningsresultaten, som då fallit under 80%-kurvan.

Inverkan av fellinglimmad hakskarv. Diagrammen K 6, Fig. 137 (provtyp  $K_c$ ) och K 8, Fig. 139 (provtyp  $K_b$ ) visar resultaten vid en balkfläns, som avsiktligt utförts med en grov felaktig-

x) numren ha av tydlighetsskäl slöpnats på bifogade diagramkopior

het. Den detalj i en lamell-limmad HB-balksfläns, som kan anses som "farligaste snittet" i en sektion, är snedskarven (hakskarven) vid längdskurvning av två efter varandra följande bräder i en brädsträng. Felaktigheter i brädernas tjocklek kan medföra otillräckligt limpresstryck på snedskarven. Effekten av skarven kan då bli otillräcklig hållfasthet i den.

Det syntes särskilt på det tidiga stadium, när föreliggande provningar utfördes, önskvärt att undersöka inverkan på en sammansatt flänskonstruktions knäckhållfasthet om en eller flera snedskarvar vore satta ur funktion. Detta har provningsmässigt utförts så, att vissa, ibland alla snedskarvar i en provad fläns utförts helt o-limmade (brädpaketet i övrigt har däremot varit normalt sammanlimmat). Då en enstaka snedskarv lämnats olimmad har detta normalt skett på halva knäcklängden och i yttersta brädskiktet, där inverkan av en dylik felaktighet måste bedömas som farligast. En sådan provning borde ge upplysning om bottenvärdet av tryckflänsarnas knäckhållfasthet.

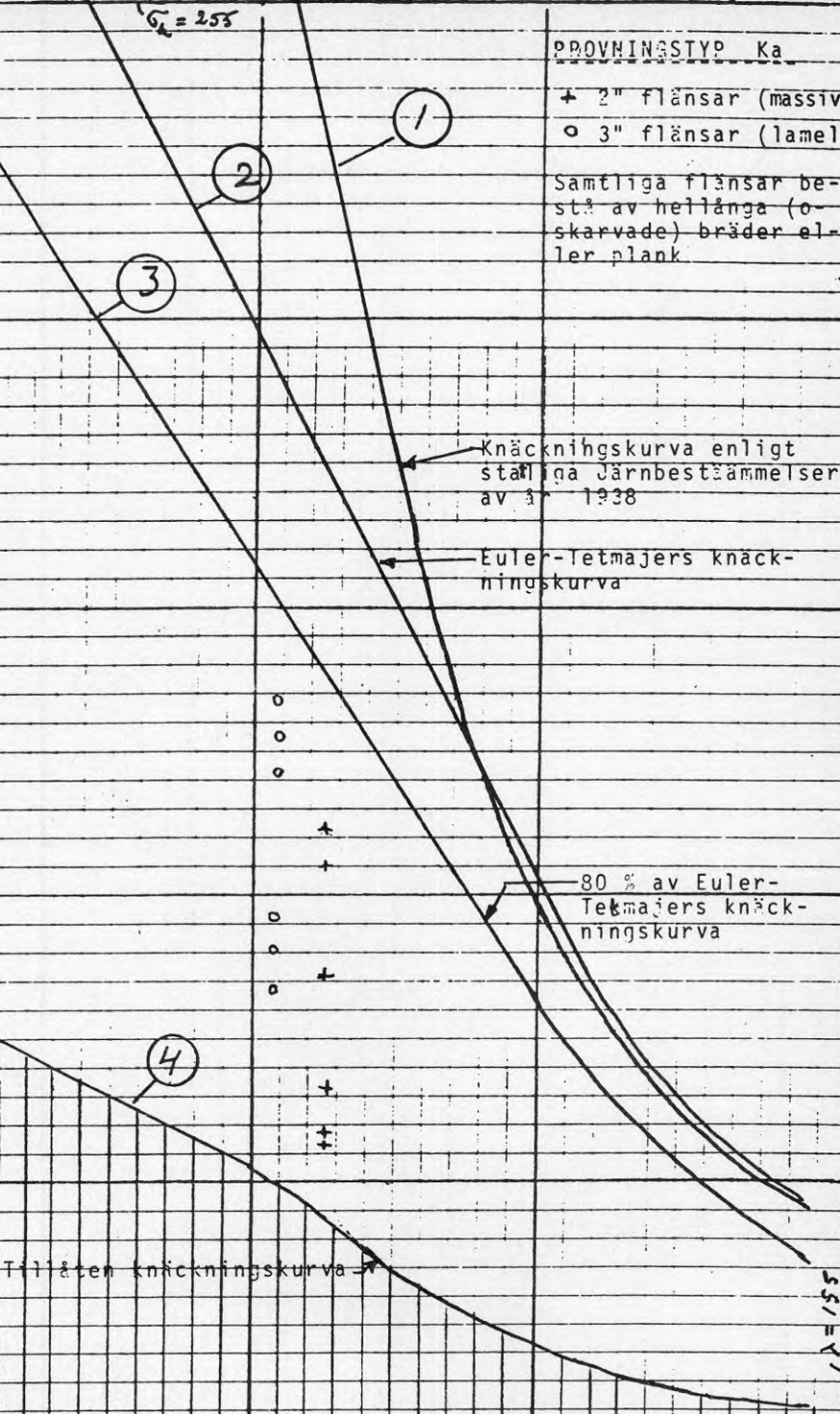
Bägge diagrammen K 6 och K 8 visar också som väntat ett flertal provresultat som ligger en bra bit under 80%-kurvan, men som dock fortfarande visar någorlunda nöjaktig säkerhetsfaktor. Resultaten har emellertid medfört att limningen av särskilt de yttre snedskarvarna i en flänsregel särskilt noggrant kontrollerats. Numera - efter utvecklingen av fingerskarvtekniken - är dock just detta problem inte längre lika aktuellt.

Ännu sämre knäckpåkänningsresultat än genom felaktiga snedskarvar har dock erhållits vid provningarna av typ  $K_a$ , diagrammet K 1. En del av provningsresultaten ligger där till och med på gränsen till tillåtna påkänningar, alltså utan någon säkerhetsfaktor alls. Som redan tidigare framhållits avviker provkroppar av typ  $K_a$  i avseende på resultaten så avsevärt från övriga resultat, att hänsyn icke torde behöva tas till resultaten från provkropparna  $K_a$ .

Typ K1

$\sigma_k$  kg/cm<sup>2</sup>

250  
240  
230  
220  
210  
200  
190  
180  
170  
160  
150  
140  
130  
120  
110  
100  
90  
80  
70  
60  
50  
40  
30  
20  
10  
0



PROVNINGSTYP Ka

- + 2" flänsar (massiva)
- o 3" flänsar (lamell)

Samtliga flänsar består av hellånga (oskarvade) bräder eller plank

Knäckningskurva enligt statliga Järnbestämmelser av år 1938

Euler-Tetmajers knäckningskurva

80 % av Euler-Tetmajers knäckningskurva

Tillåten knäckningskurva

$\lambda = 150$

$\lambda = 4/3$

10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150

$\sigma_k$  kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_k = 255$

PROVNINGSTYP Kb

- + 2" flänsar (massiva)
- o 3" flänsar (1" lameller)
- x 4" flänsar ( " )
- ∟ 5" flänsar ( " )
- 7 6" flänsar ( " )

250  
240  
230  
220  
210  
200  
190  
180  
170  
160  
150  
140  
130  
120  
110  
100  
90  
80  
70  
60  
50  
40  
30  
20  
10  
0

10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150

Euler-Tetmajers  
knäckningskurva

80% av (2)

Tillåten  
knäckpåkärning

$\lambda = 155$

$\lambda = 155$

(2)

(3)

(4)

L

Typ K3

$\sigma_k$  kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_k = 255$

PROVNINGSSTYP Kc

- o 3" flänsar (1" lameller)
- x 4" flänsar ( , )

Samtliga flänsar bestå av  
hellånga (oskarvade) bräder

250  
240  
230  
220  
210  
200  
190  
180  
170  
160  
150  
140  
130  
120  
110  
100  
90  
80  
70  
60  
50  
40  
30  
20  
10  
0

10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150

Euler-Tetmajers  
knäckningskurva

2

80% av 2

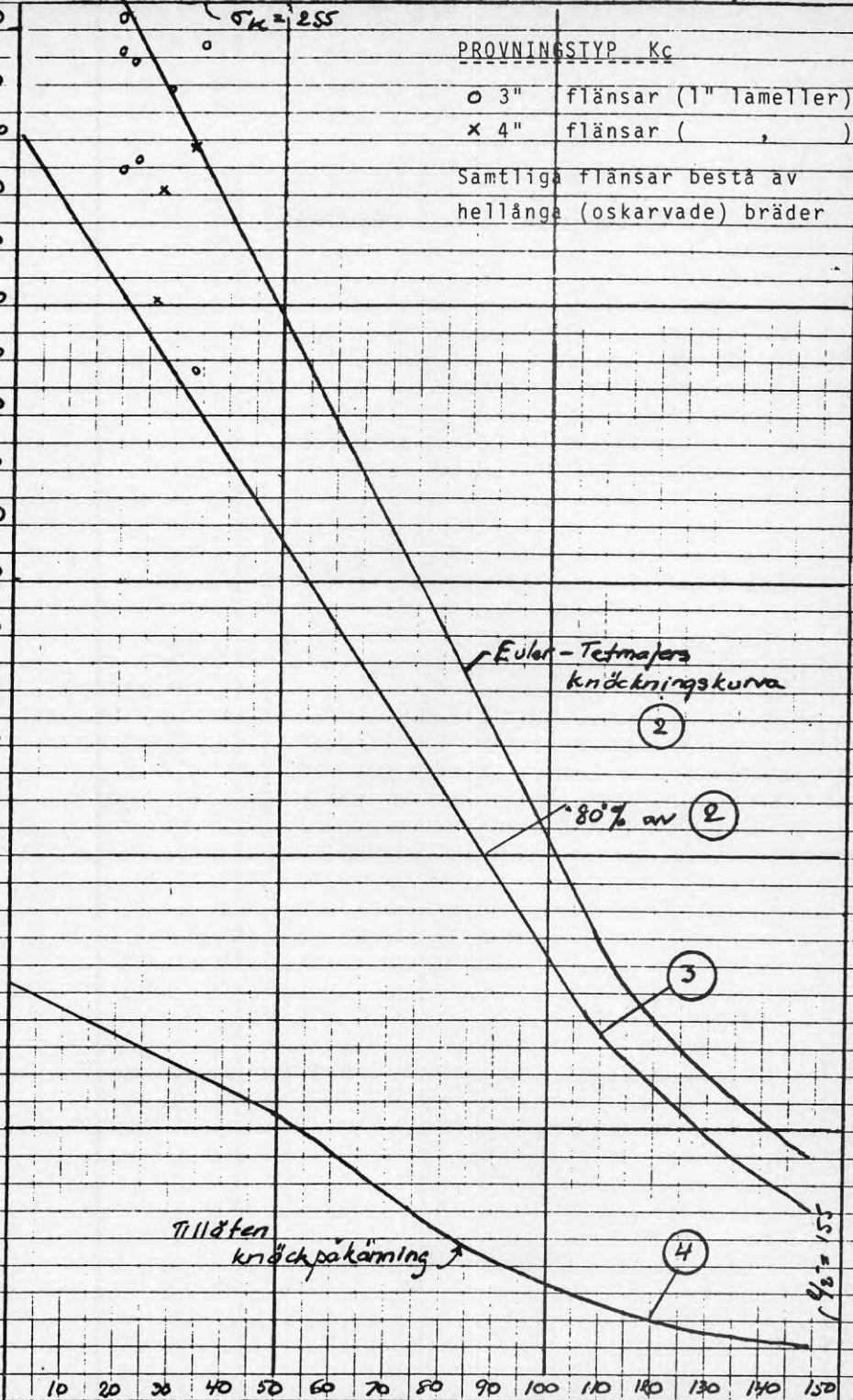
3

4

Tillåten  
knäckpåkärning

$\lambda = 151$

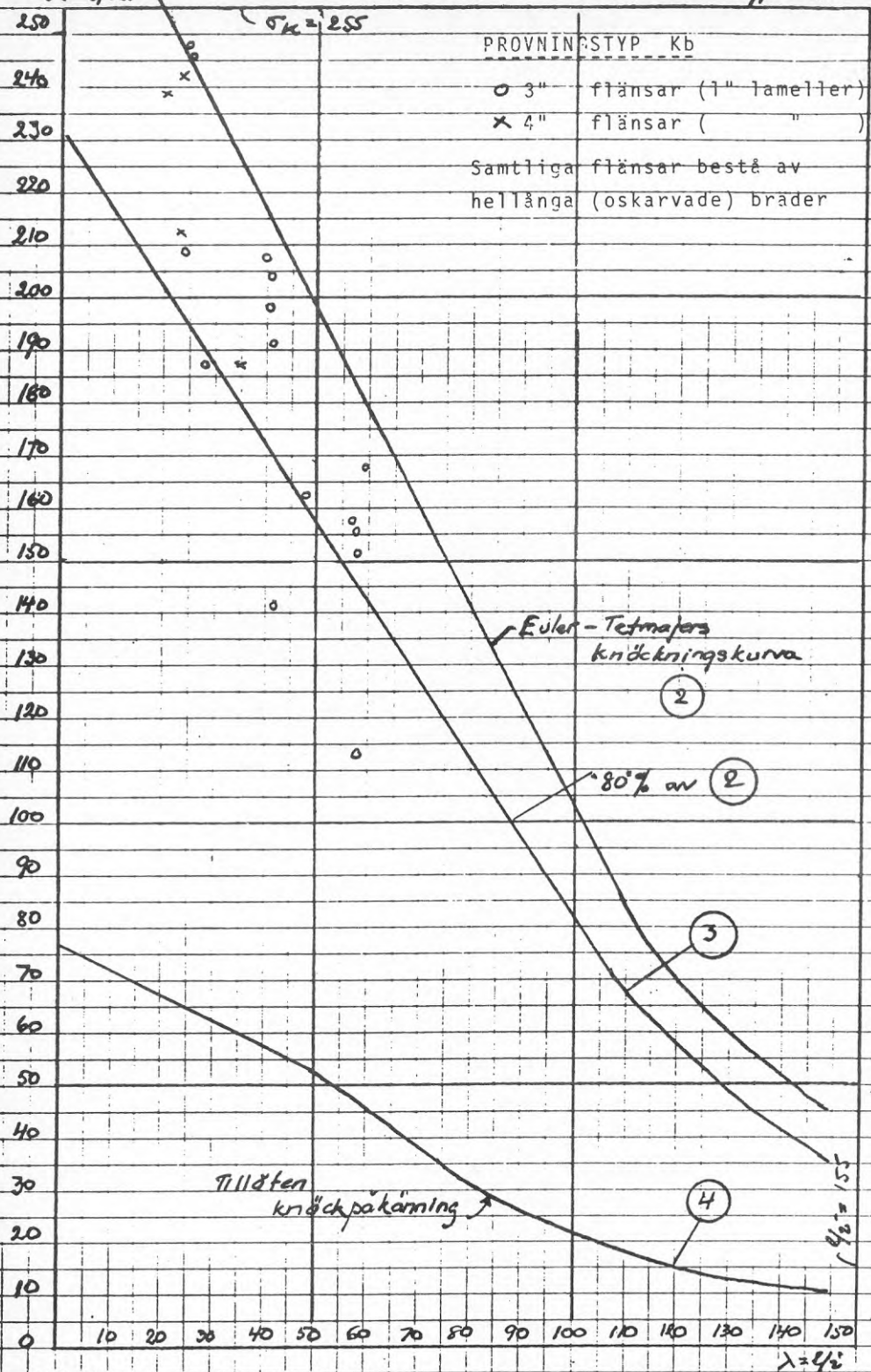
$\lambda = 151$



$\sigma_k$  kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_k = 255$

PROVNINGSSTYP Kb	
○ 3"	flänsar (1" lameller)
× 4"	flänsar ( " )
Samtliga flänsar bestå av hellånga (oskarvade) bräder	



(2)

(3)

(4)

$\frac{4}{2} = 155$

$\lambda = \frac{4}{2}$

Euler-Tetmajers  
knöckningskurva

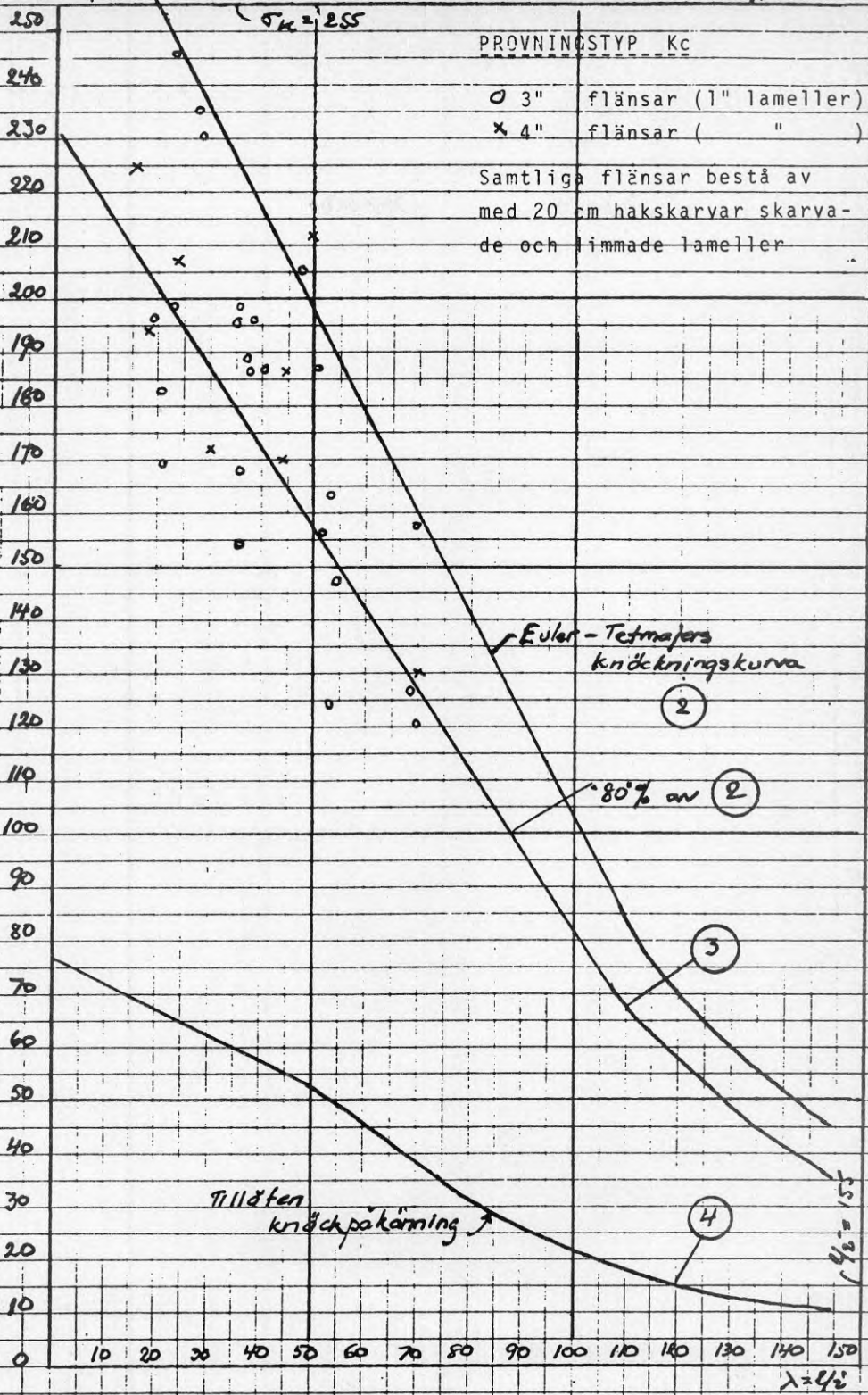
80% av (2)

Tillåten  
knöckpåkänning



Typ K5

$\sigma_k$  kg/cm<sup>2</sup>



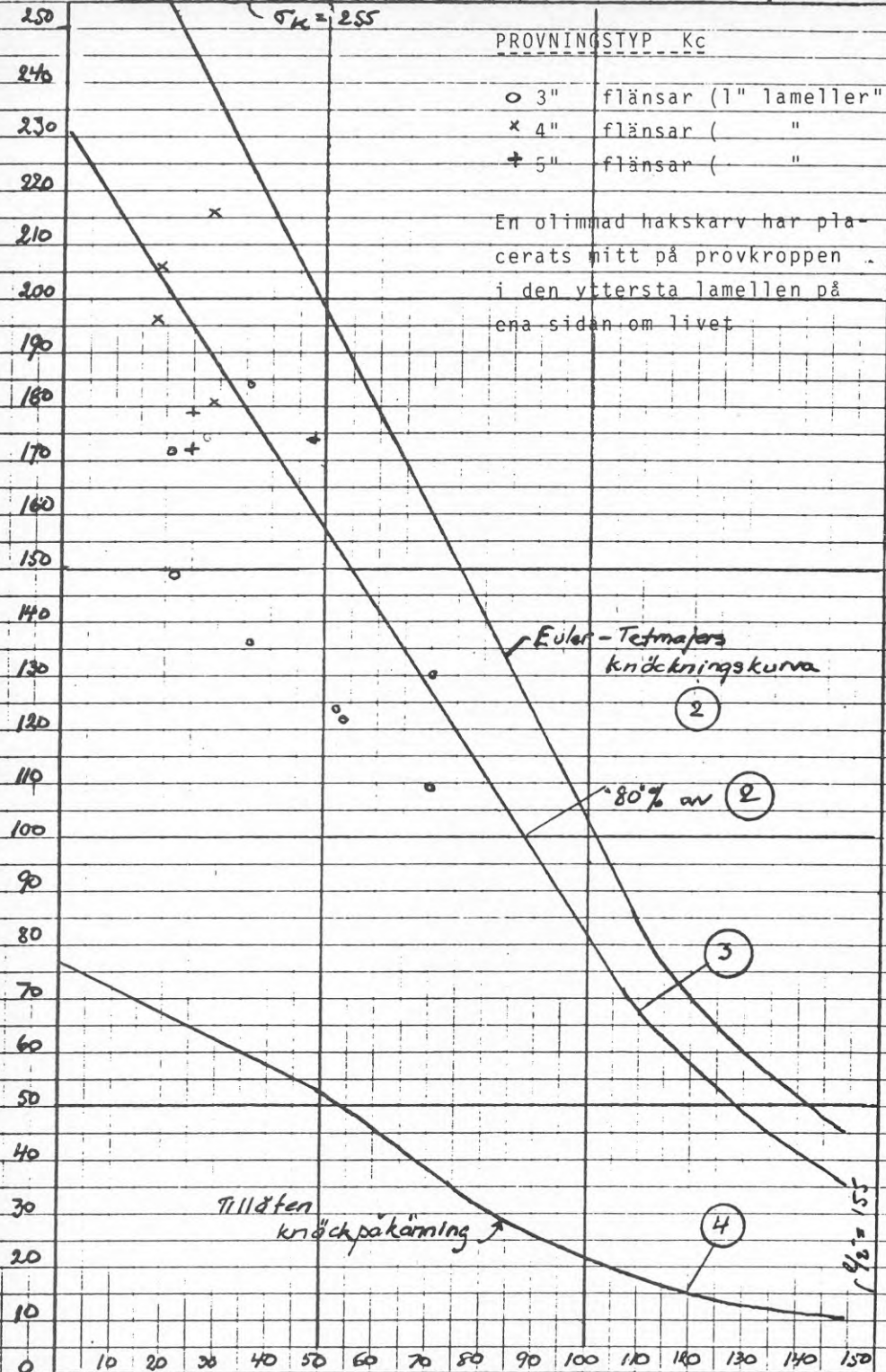
$\sigma_K$  kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_K = 255$

PROVNINGSTYP Kc

- o 3" flänsar (1" lameller"
- x 4" flänsar ( " "
- + 5" flänsar ( " "

En olinnad hakskarv har placerats mitt på provkroppen i den yttersta lamellen på ena sidan om livet



Euler-Tetmajers knöckningskurva

(2)

80% av (2)

(3)

Tillåten knöckpåkänning

(4)

$\lambda = 155$

$\lambda = 4/2$

Typ K7

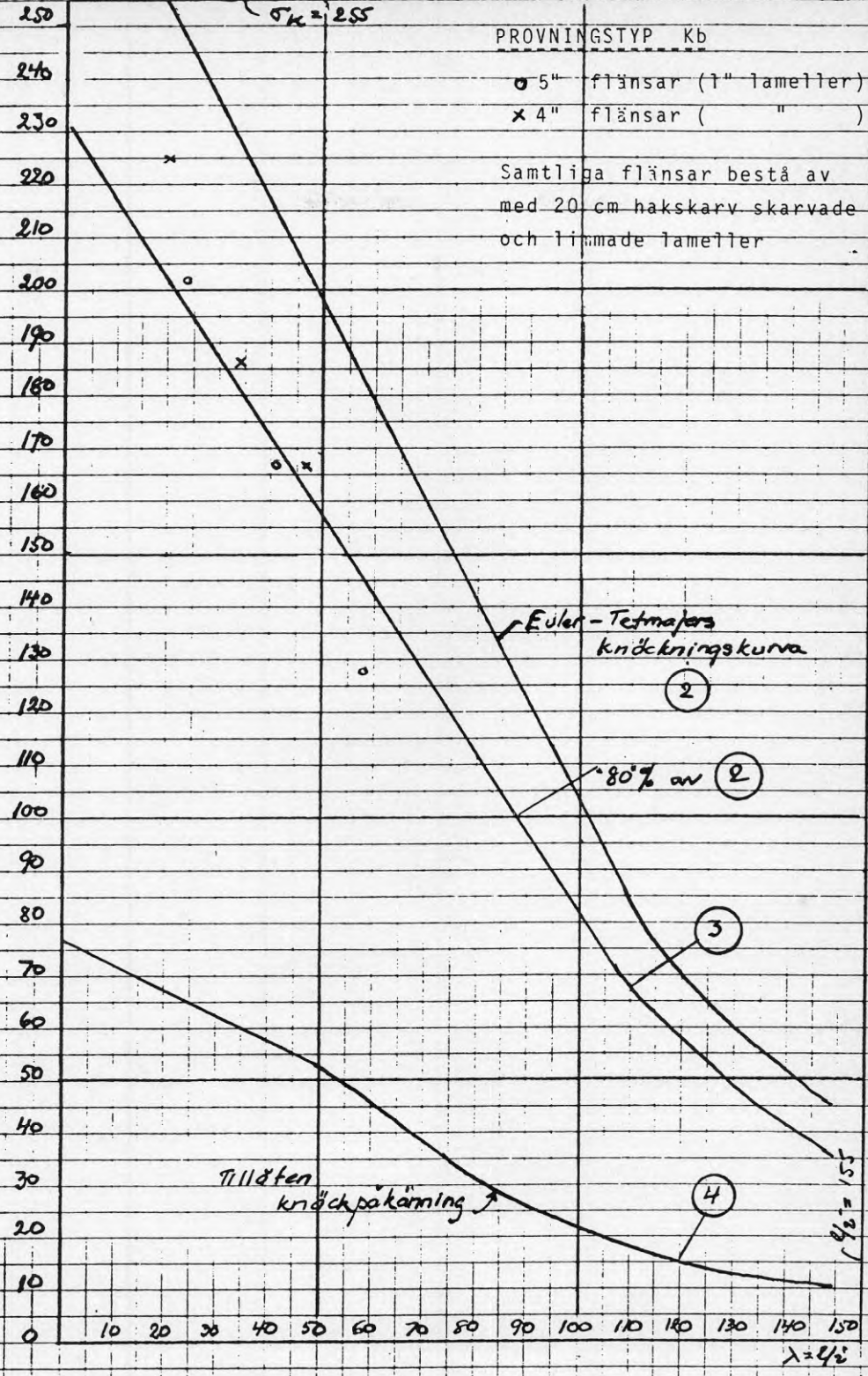
$\sigma_K$  kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_K = 255$

PROVNINGSTYP Kb

- 5" flänsar (1" lameller)
- × 4" flänsar ( " )

Samtliga flänsar bestå av med 20 cm hakskarv skarvade och limmade lameller



Euler-Tetmajers knäckningskurva

②

80% av ②

③

④

Tillåten knäckpåkärning

$\epsilon/2 = 155$

$\lambda = 42$

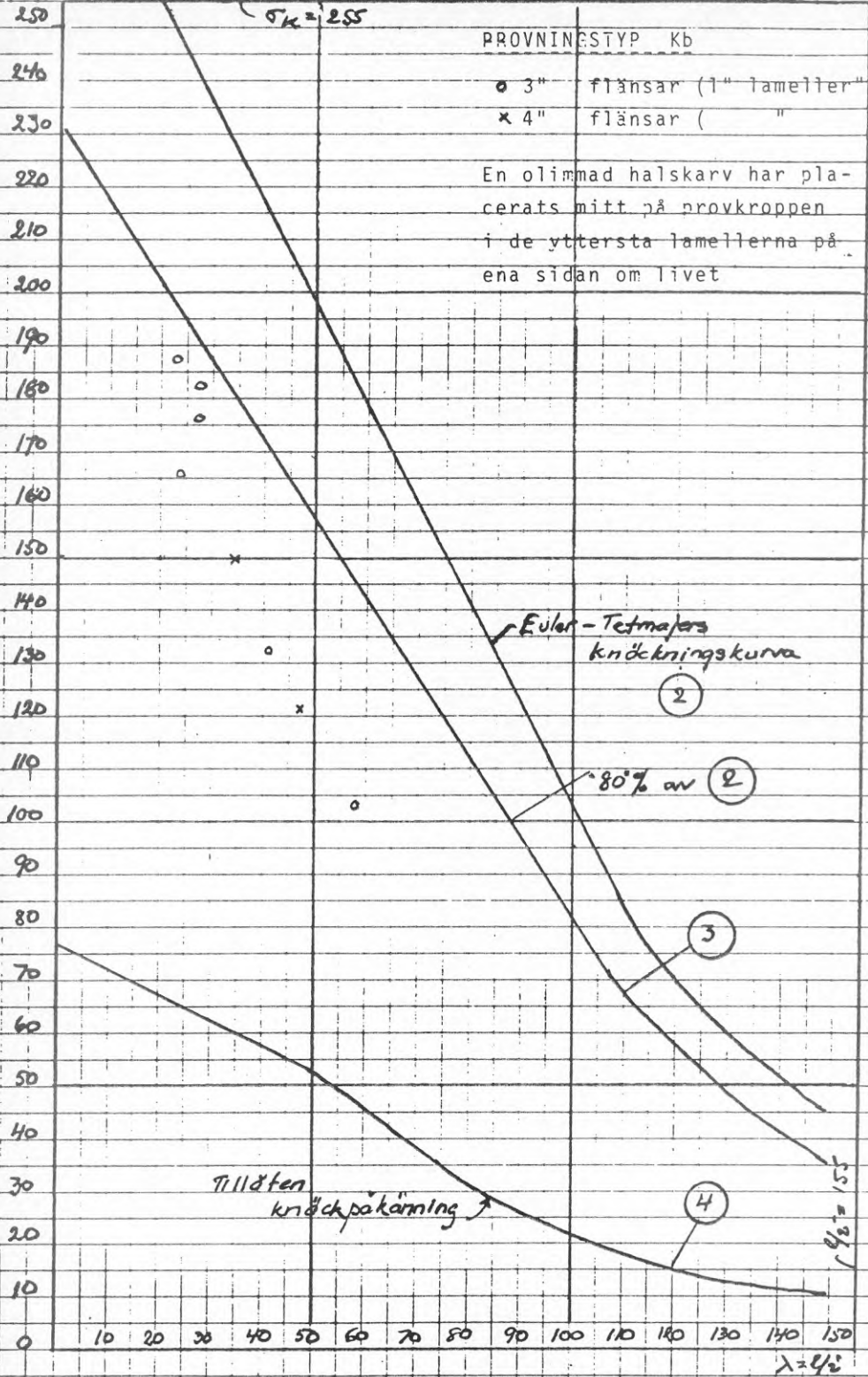
$\sigma_k$  kg/cm<sup>2</sup>

$\sigma_k = 255$

PROVNINDESTYP Kb

- 3" flänsar (1" lameller)
- × 4" flänsar ( " )

En olinjad halskarv har placerats mitt på provkroppen i de yttersta lamellerna på ena sidan om livet



Euler-Tetmajers knäckningskurva

(2)

80% av (2)

(3)

Tillåten knäckpåkärning

(4)

$\lambda = 155$

VI A. 4. PROVNING AV TRYCKFLÄNSAR VID STYRD DRAGFLÄNS

I kap. IV B2 d. sid. 80 har redovisats uttryck för tryckta flänsars totala knäcklast  $P_e$  när motsvarande dragna flänsar är "gångjärnsartat" styrda utefter hela sin längd, nämligen

$$P_e = P_k + P_t$$

där  $P_k$  är knäcklasten för en tryckfläns enligt (det till 80 % reducerade) värdet från Euler-Tetmajer-kurvan (kurva 3 i diagrammet på sid. 74), och  $P_t$  är den ökning av samma knäcklast, som vållas av den "gångjärnsstyrda" balkens torsionsstyrning av tryckflänsen.

"Torsionsbidraget  $P_t$  är enligt samma kap. för en parallellflänsig balk

$$P_t = \frac{T}{h} \cdot 2$$

där torsionsstyvheten  $T$  kan beräknas enligt

$$T = c_v \cdot 40000 \cdot a^3 \cdot (b - 0,63 a)$$

( $\text{kgcm}^2$ ), där  $a$  och  $b$  är flänsarnas bredd resp. höjd i cm och  $c_v$  är en koefficient, som beror av  $b/a$  se sid. 79.



Fig. 140

De angivna värdena på både  $P_k$  och  $P_t$  är emellertid ytterligare beroende av en del andra faktorer, t.ex. spikningstätheten mellan flänsar och liv, träets kvalitet och hårdhet, de faktiska storlekarna av  $a$  och  $b$  m.m. Både  $P_k$  och  $P_t$  kan därför vid givna flänsdimensioner förväntas variera en hel del. Det har därför befunnits angeläget att genom direkta provningar i full skala jämföra beräknade och provade värden på de tryckta flänsarnas knäckhållfasthet men också att få en uppfattning om spridningen i erhållna resultat. Tyvärr är dock antalet provbalkar av kostnadsskäl så pass begränsat, att någon analys av hållfasthetsvärdenas spridning inte är möjlig, men de relativt få värdena ger dock viktiga upplysningar om storleksordningen av torsionsbidragen  $P_t$  till tryckflänsarnas knäckhållfasthet.

DE flesta av provbalkarna har utförts som parallellflänsiga balkar med 6,20 meters längd, 50 cm total höjd och med något varierande flänsdimensioner p.b.s. (2"x5", 3"x5", 4"x5" och 4"x 6"). En provbalk har utförts med 4,49 m längd. Ett flertal av balkarna har provtryckts med både hela och halva balklängden som knäcklängd. För undvikande av friktionsinverkan av förbandet mellan flänsar och liv har livbräderna före hopspikningen med flänsarna legat ett dyggn i vatten och därefter ångtorkats så att ett mellanrum av ca 1 mm mellan flänsar och liv erhållits.

Provbalkarna har sedan anbragts i "provningssmaskinen" enligt Fig. 122 (sid. 140) på sådant sätt, att endast den ena flänsen utsatts för tryck, se också Fig. 140. Den andra flänsen, "dragflänsen", är medelst ett antal korta träreglar fast men "gångjärnsartat" ansluten i sidled till ett fast upplag. Den tryckutsatta flänsen är medelst stålruddar mellan plåtar centriskt tryckt.

Provbalkarna har därefter i provningssmaskinen tryckts till utknäckning av den tryckta flänsen. Tryckstegring i regel 2 ton per minut. Knäckningsvärdet (ibland krossning)  $P_e$  har sedan jämförts med beräknade värdet  $P_k + P_t$ .

Beräkningsprinciperna har tidigare redovisats i kap. IVB2d. De genomförs nedan i detalj för en av provbalkarna men för övriga provbalkar anges endast slutresultaten.

Balkprov V 1 - 702. Flänsar 3"x5" p.b.s. = 6,6 x 11,9 cm  
Flänsarea  $A = 78,5 \text{ cm}^2$ .  $2 A = 159 \text{ cm}^2$ . Balkhöjd 50 cm,  $h' = 50 - 11,9 = 38,1 \text{ cm}$ .  $a = 6,6 \text{ cm}$ ,  $b = 11,9 \text{ cm}$   $l = 6,20 \text{ m}$ .

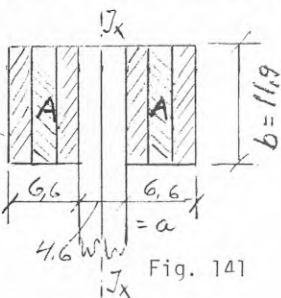
Avstånd mellan flänshalvorna (= dubbla livbrädstjockleken) = 4,6 cm. Tröghetsmomentet  $I_x$  för en fläns =

$$I_x = \frac{(2 \times 6,6 + 4,6)^3}{12} \cdot 11,9 = 5590$$

$$i = \sqrt{\frac{5590}{159}} = 5,92$$

$$l/i = 620/5,92 = 104,7$$

$$\sigma_k \text{ enligt kurva 3, sid. 74} = 75 \text{ kg/cm}^2$$



$$P_k = 75 \times 159 \text{ kg} = \underline{11,9 \text{ ton}}$$

$$b/a = 5"/3" = 1,67 \quad c_v \text{ (efter interpolering fr sid 79)} = 0,207^{(1)}$$

$$T = 0,207 \cdot 40000 \cdot 6,6^3 \cdot (11,9 - 0,63 \cdot 6,6) = 18,6 \cdot 10^6 \text{ kgcm}^2$$

$$P_t = \frac{18,6 \cdot 10^6}{(38,1)^2} = \underline{12,8 \text{ ton}} \quad (12800 \text{ kg})$$

$$P_k + P_t = 11,9 + 12,8 = \underline{24,7 \text{ ton}} \quad (= \text{beräknad knäcklast})$$

Utknäckning av tryckfläns vid provbalken: 25,2 ton

(Överensstämmelsen mellan beräknad knäcklast och provad var i detta fall osedvanligt god, vilket måste betecknas som slumpartat).

Balkprov V 1 - 703. Flänsar 3"x5" = 6,5 x 12 cm  
 Flänsarea  $A = 78 \text{ cm}^2$ ,  $2A = 156 \text{ cm}^2$   $I = 5355$   $i = 5,86 \text{ cm}$   
 $1/i = 620/5,86 = 105,8$   $\bar{\sigma}_k = 74 \text{ kg/cm}^2$   $c_v = 0,207$   
 $P_k = 11,5 \text{ ton}$   $P_t = 12,4 \text{ ton}$   $l_v = 6,20 \text{ m}$   
 $P_k + P_t = \underline{23,9 \text{ ton}}$  Knäcklast vid prov = 25,2 ton

(Överensstämmelsen beräknad last - provlast även här god. Provlast lika 702)

Balkprov V 1 - 704. Flänsar 4"x5" = 8,6 x 11,9 cm  
 Flänsarea  $A = 102,3 \text{ cm}^2$ ,  $2A = 204,6 \text{ cm}^2$   $I = 10415$   $i = 7,14$   
 $1/i = 620/7,14 = 86,8$   $\bar{\sigma}_k = 101 \text{ kg/cm}^2$   $b/a = 1,25$   $c_v = 0,168$   
 $P_k = \underline{20,7 \text{ ton}}$   $P_t = \underline{19,1 \text{ ton}}$   $l_v = 6,20 \text{ m}$   
 $P_k + P_t = \underline{39,8 \text{ ton}}$  Knäcklast 36,7 ton

(Den beräknade lasten var här något större än den provade, vilket markerar att viss försiktighet bör iakttagas vid alla former av knäcklastberäkningar vid sammansatta träkonstruktioner. Angivna värden gäller vidare brottlaster, ej tillåtna laster). Se också kommentaren till nästa provbalk 705)

Balkprov V 1 - 705. Flänsar 4"x5" = 8,6 x 11,9 cm  
 Flänsarea  $A = 102,3 \text{ cm}^2$ ,  $2A = 204,6 \text{ cm}^2$   $I = 10415$   $i = 7,14$   
 $1/i = 620/7,14 = 86,8$   $\bar{\sigma}_k = 101 \text{ kg/cm}^2$   $c_v = 0,168$   
 $P_k = \underline{20,7 \text{ ton}}$   $P_t = \underline{19,1 \text{ ton}}$   $l_v = 6,20 \text{ m}$   
 $P_k + P_t = \underline{39,8 \text{ ton}}$  Knäcklast 46,6 ton

(Den vid provningen erhållna knäcklasten är alltså här betydligt större än vid provet 704 trots att flänsdimensioner och knäcklängder är desamma vid bägge provbalkarna. Anledningen är emellertid uppenbarligen en faktor,

som icke skäligen kunnat tillfullo beaktas vid de nödvändigtvis något schematiserade teoretiska beräkningarna, nämligen spikningstätheten mellan flänsar och liv vid provbalkarna. Provbalken 704 är spikad med särskilt gles spikning, typ B 3/20 (se spikbeteckningarna sid. 108), medan provbalken 705 är spikad med betydligt tätare spikning, typ A 3/9. Genom den tätare spikningen vid balk 705 har samverkan mellan flänshalvorna på ömse sidor om balklivet ökat och därigenom har provningsvärdet på knäcklasten ganska kraftigt påverkats. Hänsyn till sådana olikheter kan ibland böra tas vid bedömningen av erforderlig säkerhetsfaktor).

Balkprov V 1 - 706. Flänsar 4"x6" = 8,8x14,6 cm  
 Flänsarea  $A = 128,5 \text{ cm}^2$ ,  $2 A = 257 \text{ cm}^2$   $I = 12900$   $i = 7,08$   
 Spikning mellan flänsar och liv relativt gles, typ B 4/20, 7"  
 $1/i = 449/7,08 = 63,4$  (Balklängden här alltså mindre än 6.20)  
 $\sigma_k = 136 \text{ kg/cm}^2$   $P_k = \underline{34,9 \text{ ton}}$   $b/a = 6/4 = 1,5$   $c_v = 0,196$   
 $h^3 = 50 - 14 = 36 \text{ cm}$   $T = 48,6 \cdot 10^6$   $P_t = \underline{37,5 \text{ ton}}$   
 $P_k + P_t \quad 34,9 + 37,5 = \underline{72,4 \text{ ton}}$  Knäcklast 63 ton.

(Provningsvärdet för knäcklasten är alltså även här mindre än det teoretiska värdet, d.v.s. samma förhållande som vid provbalken 704. Anledningen är också troligen densamma som vid balk 704, nämligen att också provbalk 706 spikats med särskilt klen spikning (typ B 3/20), se kommentaren till provbalk 705).

Balkprov V 1 - 701. Massiva flänsar 2"x5" = 4,8x11,9 cm  
 Flänsarea  $A = 57,2 \text{ cm}^2$   $2 A = 114$   $I = 2740$   $i = 4,9 \text{ cm}$   
 Spikning typ A 3/12.  $1/i = 620/4,9 = 127$   $\sigma_k = 52 \text{ kg/cm}^2$   
 $P_k = 52 \times 114 = \underline{5,9 \text{ ton}}$   $b/a = 5/2 = 2,5$   $c_v = 0,246$   
 $P_t = \underline{6,7 \text{ ton}}$   $P_k + P_t = 5,9 + 6,7 = \underline{12,6 \text{ ton}}$   
 Knäcklast 23,1 ton

(Av tillgänglig serie av "gångjärnsstyrda" provbalkar har denna behandlats sist emedan det höga provningsvärdet inte står i rimlig relation till protokollets dimensionsuppgifter. Knäckpåkänningen uppgår till  $12600/114 = 203 \text{ kg/cm}^2$ , vilket för denna slanka balk är extremt höga värden. I avsaknad i tillgängligt protokoll av ytterligare data synes resultatet tyda antingen på rent protokollfel eller på att man råkat erhålla de av massivt virke utförda flänsarna med extremt högvärdigt virke)



Gångjärnsstyrda balkar provade med halv knäcklängd. Några av de ovan redovisade balkproven har också genomförts med halv knäcklängd, d.v.s. ursprungsbalken har stagats på halva höjden. Av de två beräkningskomponenterna  $P_k$  och  $P_t$  ändras därvid endast  $P_k$  medan det torsionsberoende värdet  $P_t$  inte påverkas av knäcklängden (se ekv. (1) sid. 79). Följande provningar med halv knäcklängd har genomförts:

Balkprov V 1 - 703. Knäcklängd 310 cm, övriga data se sid. 163.  $1/i = 310/5,86 = 52$   $\bar{\sigma}_k = 152 \text{ kg/cm}^2$   
 $P_k = 152 \times 156 = 23700 = \underline{23,7 \text{ ton}}$   $P_t = \underline{12,4 \text{ ton}}$   
 $P_k + P_t = \underline{36,1 \text{ ton}}$  Knäcklast krossning 43,0 ton

(En jämförelse med samma balk med knäcklängden 620 cm visar att det är värdet på  $P_k$  som ökat så avsevärt vid provningen med halva knäcklängden)

Balkprov V 1 - 704. Knäcklängd 310 cm, övriga data samma  
 $P_k = \underline{34,2 \text{ ton}}$ ,  $P_t = \underline{19,1 \text{ ton}}$ ,  $P_k + P_t = \underline{53,3 \text{ ton}}$   
 Knäcklast 50,6 ton

Balkprov V i - 706. Knäcklängd 224,5 cm, övr. data samma  
 $P_k = \underline{47,5 \text{ ton}}$   $P_t = \underline{37,5 \text{ ton}}$ ,  $P_k + P_t = \underline{85,0 \text{ ton}}$   
 Knäcklast 63 ton (krossning)

(Här har inträffat det egendomliga, att knäcklasten (63 ton) inte nämnvärt ökats från de  $P = 62 \text{ ton}$ , som erhållits vid dubbla knäcklängden 449 cm. Troligen har provbalken på sådant sätt skadats vid provningen med 449 cm knäcklängd, att ytterligare lastökning vid halv knäcklängd ej möjliggjorts)

Balkprov V 1 - 701. Knäcklängd 310 cm, övr. data samma  
 $P_k = \underline{15,4 \text{ ton}}$ ,  $P_t = \underline{6,7 \text{ ton}}$ ,  $P_k + P_t = \underline{22,1 \text{ ton}}$   
 Knäcklast 33,6 ton

(Den betydande skillnaden mellan beräkningsvärde och provlast vid denna balk har förutdiskuterats i samband med knäcklängden 620 cm).

VI A. 5. PROVNING AV KNÄCKAVSTYVNINGAR ÅVERKANDE KRAFTER

I kap. IV B 2e. har behandlats hur knäcklängden för tryckta balkflänsar vid HB-balkar vid behov kunnat avkortas genom att flänsarna på lämpliga punkter avstyvats i sidled med s.k. knäckavstyvningar. Dessa utgöres av tryckta strävor eller dragstag, som utgående från i sidled fasta upplag låser tryckta flänsar i sidled i nämnda punkter. Dessa strävor eller stag måste därvid kunna upptaga sidokrafter från flänsarna. I kap. IV B 2e har dessa sidokrafter på basis av egna provningar och vissa statliga bestämmelser antagits till 2 % av flänsarnas totala tryckkrafter, ehuru med påpekande att egna provningar indikerat en storleksordning av ca 1,25 % av dessa sidokrafter. Föreliggande avsnitt behandlar bestämningen av dessa krafter genom provning.

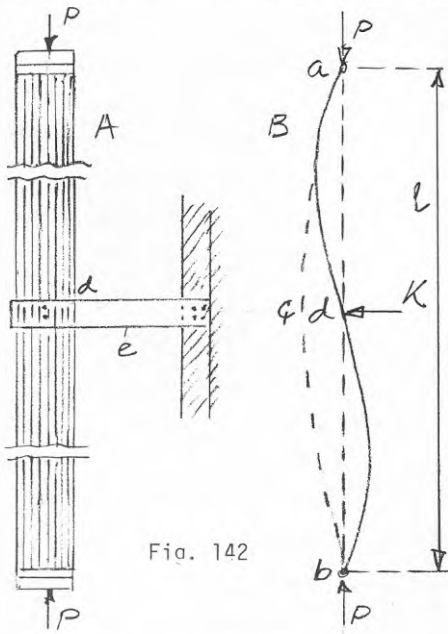


Fig. 142

Fig. 142 visar en HB-balk anbragt "på högkant" i en provningspress enligt Fig. 122 (sid. 140), och avsedd att utsättas för tryck i provningspressen. Balken är här sedd i riktning mot en av flänsarna - bägge flänsarna belastas lika och i tryckriktningen. Motsvarande belastningsfall visas i högra delfiguren; Fig. 142 B.

Uppgiften ur provnings-synpunkt är att bestämma den kraft  $K$ , som knäckavstyvningen på balkmitt utsättes för från de tryckta flänsarna, och som är just så

stor, att den tvingar flänsarna att vid utknäckning kvarbli "fastlåst" vid knäckpunkten ( $d$ ) men i övrigt anta formen  $adb$  enligt Fig. 142 B. Ett problem är att om flänsarna  $ab$  i Fig. B från början är raka, så utövar de vid tryckbelastningen ingen åskådlig sidokraft alls vid punkten  $d$ . Även vid viss obetydlig initialkrökning (vilket flänsarna egentligen alltid har)

så blir av flänsen utövad sidkraft inte i vanlig mening mätbar förrän utknäckningen ägt rum.

Ett annat problem är hur knäckningen hindrande sidkraft skall mätas. Närmast tillhands är att anordna något mätorgan som mäter den elastiska längdförändringen i sidstödet och därmed sidkraften, men samtidigt måste iakttagas att sidstödet bör ur knäckningssynpunkt möjligast stumt låsa flänsarna i sidled i punkten "d" och därför inte bör ha någon elastisk längdförändring alls. Anordningen bör slutligen med hänsyn till erforderliga ganska många prov vara prisbillig.

De delvis motriktade kraven på provningsanordningen löstes ganska förmånligt genom följande anordning. Träreglar "e" anordnades symmetriskt mellan ett möjligast fast stöd vid sidan av de tryckutsatta flänsarna och knäckpunkten d (av symmetriskäl måste bägge balkflänsarna utsättas för knäcklasten). Träreglarna e anordnades givetvis vinkelrätt mot balkklivet så att de låste tryckflänsarnas utknäckning i sidled. Träreglarna (som stabilt anslutits till det fasta stödet) anslöts därefter med till en början en enda spik (vanligen 6") till knäckpunkterna d på tryckflänsarna, varefter dessa utsattes för successivt ökad tryckkraft. Till en början gav 6"-spiken stel och orörlig förbindning men vid viss tryckkraft uppnåddes glidning vid spiken och begynnande utknäckning av typ acb.

Antalet spik ökades nu i knäckpunkterna d från ett till två och förnyad presskraft P påfördes till förnyad påbörjad utknäckning av typ acb. Detta upprepades med stigande antal spik tills dess att utknäckning i stället skedde med två sinusbågar enligt linjen adb. Antalet spik multiplicerat med deras sidomotstånd - som separat uppmättes - angav ett tillfredsställande mått på en stel sidokraft i punkten d.

Ett stort antal provningar av denna typ genomfördes (bl.a. tillämpade i närmast föregående provningsserie med "gångjärnsstyrda" tryckflänsar). Tyvärr finns inga protokoll från dessa ganska enkla provningar bevarade, men de låg konsekvent mellan 1,0 % och 1,5 % av knäcklasten, i medeltal 1,25 %, varför jag väl minns detta mycket betydelsefulla resultat.

## VI. B. Provning av spikförband vid HB-balkar

Provningen av spikförband och hur olika faktorer påverkar deras hållfasthet var bland de provningar, som vid utformningen av HB-balkarna först måste genomföras. Ett mycket stort antal - flera hundra - av sådana provningar har tidigt genomförts med variation av olika data. Av utrymmesskäl har här endast en del viktigare resultat kunnat medtas.

Dimensionerande kvantitet är i regel hållkanttrycket mellan spik och omgivande trämaterial. Avskjuvning av spik i kontaktytan mellan sammanspikade trädelar är ovanlig medan böjning av spik är vanligt i närheten av brottstadiet. Viktigt vid 2-skäriga spik är att spikspetsen intränger viss minimisträcka i träet på andra sidan livet för att spiken skall fungera som 2-skärig. En inträngning av 15 mm räcker oftast inte till för att spiken skall fungera som 2-skärig utan räknas då som 1 1/2-skärig. Den bör minst intränga 35-40 mm eller  $7d$  ( $d$  = spikbredden) för att räknas som 2-skärig.

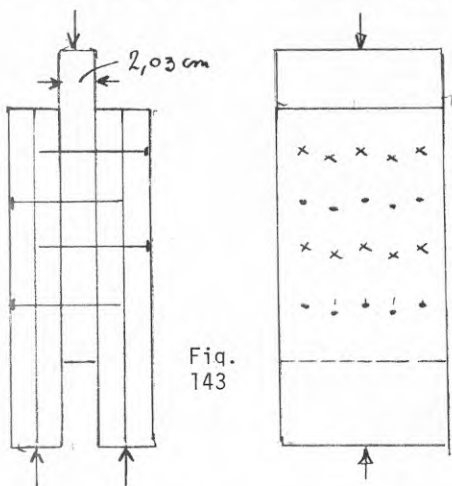


Fig.  
143

Enligt en provserie (Fig. 143) var en enda lamellbräda (här tjocklek 2,03 cm) anbragt mellan två "överstarka" flänsar, var efter 20 st. spikar 6"/47 omväxlande från bägge sidor genomspikade lamellbräda och flänsar. Liksom vid VI A beskrivits hade provkropparna tillverkats av virke som legat ett dygn i vatten och därefter ångtorkats.

Därigenom hade åstadkommits ca 1 mm mellanrum mellan trädelarna för att undvika friktionskrafter mellan dem.

Två serier om resp. 5 och 4 provkroppar tillverkades och insattes därefter i en provtryckningspress. Lastökning 1 ton per minut.

Provningsresultaten i form av hållkanttryck blev:

## Provserie 1:

Brottlaster: 7,25, 7,35, 6,95, 6,60, 6,30 ton

Hållkantryck: 347, 350, 331, 314, 300, medel 328 kg/cm<sup>2</sup>

## Provserie 2:

Brottlaster: 6,80, 7,15, 7,65, 6,40 ton

Hållkantryck: 324, 341, 369, 305, medel 332 kg/cm<sup>2</sup>

I ytterligare två likadana serier erhöles medelvärdena 300 och 288 kg/cm<sup>2</sup>. Angivna resultat visar vid trämaterial o-frånkomlig spridning men också att medelvärdena inte varierar särskilt mycket utan i allmänhet ligger kring eller nära över 300 kg/cm<sup>2</sup>.

I en liknande serie med 20 st. spik 7"/55 erhöles för en serie om 5 provkroppar medelvärdet för hållkantrycket 320 kg/cm<sup>2</sup>. Samtliga ovanstående värden gäller "korttidslast".

För att undersöka tidsfaktorns inverkan genomfördes en liknande serie för "långtidslast" med 30 st. spik 5"/43, där spiklasten för vissa lastintervall hölls konstant medan glidningen i spikförbandet noterades vid olika belastningstider. Vid totallasten 14,2 ton, som visade sig utgöra 77 % av den slutliga brottlaster, avlästes följande värden på förskjutningarna mellan de hopspikade trädelarna:

Efter 1/3 tim	9,45 mm
" 5 "	9,63 "
" 9 "	11,61 "
" 24 "	13,27 "

Redan vid 77 % av brottlaster är således glidningen i spikförbandet ganska starkt beroende av belastningstiden. Hållkantrycket vid brott utgjorde vid denna provning 316 kg/cm<sup>2</sup> som medeltal av två provkroppar.

En vid HB-balkar vital fråga var på sin tid den huruvida brottvärdet av hållkantrycket per spik väsentligt minskades vid stort antal spikar efter varandra i en axiellt belastad fläns ("långa förband"). Sålunda angav vissa tyska bestämmelser en markant nedsättning av effektiv spiklast i spikförband med fler än 10 spikar i följd. Något decennium senare (1949) visade professor Hj. Granholm genom en teoretisk beräkning

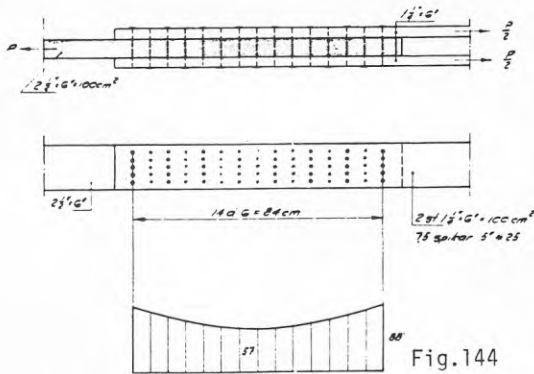


Fig. 144

beräkningen och spikmängden .

Därför genomfördes på ett tidigt stadium en provningsserie med relativt "långa förband" enligt Fig. 145 . Vid denna provningsserie användes till varje prov - inalles 6 stycken - kompletta HB-balkar till enlängd av 115 cm, som var utförda med flänsar av 2"x6", och vilka flänsar var spikade till livet med 60 stycken 2-skäriga 6"/47. Till den mittre delen av livet hade med 56 stycken dubbelskäriga 6"/47 anslutits två plankor 2"x8" på vardera sidan om diagonalpanellivet.

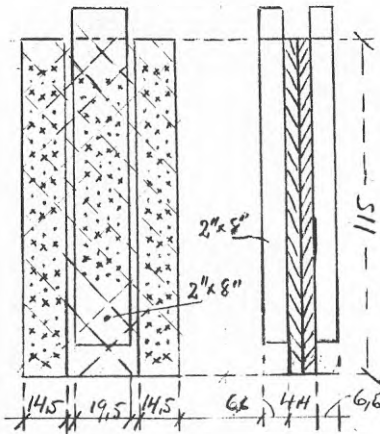


Fig. 145

vilket motsvarade hållkantrycken 299, 302, 302 och 303 kg/cm<sup>2</sup> med medelvärdet 302 kg/cm<sup>2</sup>. Spridningen mellan de olika proven var här ovanligt liten, men medelvärdet jämfört med ovan beskrivna prov indikerar inte någon egentlig minskning av brottlasten jämfört med "korta spikförband".

att vid en skarv av ett dragband av trä med 75 st. spikar de yttre spikarna i skarven belastas med 1,54 gånger större last än mittspikarna.

Om detta också skulle gälla för vissa HB-balksflänsar så skulle det kraftigt påverka

Flänsspikningen med 2 x 60 = 120 stycken 6"/47 var alltså ordentligt överstark jämfört med "mittplankornas" spikning, varför vid brottbelastning brottet måste ske i sistnämnda förband.

I en första provning provtrycktes 4 av provkropparna med relativt snabb laststegring (belastningsökning 1 ton/minut). Härvid erhöles brottvärdena 38,0, 38,4, 38,4 och 38,6 ton,

Vid beräkningen av spikningen mellan flänsar och liv vid HB-balkar tas därför ingen hänsyn till olikheter i längden av resp. spikförband. (Vid resterande 2 provkroppar med konstanthållning av lasten totalt 8,5 timmar erhöles 5,5 % lägre medelbrottlast).

Däremot måste observeras, att de ovan redovisade proven främst avsett att bestämma brottvärdet av hålkanttrycket vid spikförband, däremot ej av spiklasten vid spikningen mellan flänsar och liv vid HB-balkarna. Som påpekats redan i kap. IV D, "Dimensionering av balkflänsarnas spikning", angrips spikarna mellan flänsar och liv vid HB-balkar på ett annat sätt än vad som motsvarar Byggnormens spikning (enligt Fig. 91 ).

I ovan redovisade provningar är provkropparna enligt Fig. 145 av samma typ som "Byggnormens". De anger brottvärden av hålkanttryck men ej av spiklaster mellan flänsar och liv vid HB-balkar.

Provkropparna enligt Fig. 145 är skenbart av samma typ som HB-balkarnas, eftersom de redovisar brottlasterna för spikförband mellan centralt anordnade "flänsar" (av 2"x8") och balkliv av korsande 1" livbräder. I verkligheten är dock dessa provkroppar principiellt sett av samma typ som i Fig. 91 men med några skillnader. Den viktigaste av dessa är att när de rörliga 2"x8" flänsarna vid provningen pressas nedåt så "angriper" deras spikar det dubbla diagonalpanellivet på precis samma sätt som den centrala livbrädan i Fig. 143 vid provningen angripes, men med den skillnaden att spikningen enligt Fig. 143 angriper livbrädan parallellt med dess fibrer men enligt Fig. 145 snett mot fiberriktningen. Detta vållar dock ingen större skillnad i brottvärdet för hålkanttrycket. Det handlar fortfarande om ren tvärkraftöverföring mellan flänsbräderna 2"x8" och diagonalpanellivet, ej om "komponentomvandling".

(En annan skillnad, som dock ej märkbart syns på resultaten, är att en del av spikningen mellan 2"x8" och livet borde träffa fogarna mellan diagonalbräderna och därför bli mindre effektiva. Den skillnaden behandlas utförligare nedan).

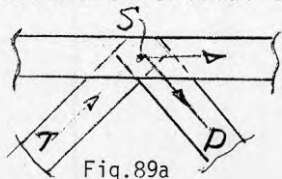


Fig. 89a

Vid HB-balkarna sker kraftöverföringen mellan flänsar och livbräderna ju inte genom direkt tvärkraftöverföring

utan i stället som redan tidigare framhållits genom omvandling av de sneda kraftkomposanterna från livbräderna till "horisontella" flänskrafter. För att genom direkt provning erhålla brottvärdet på denna typ av spikning måste provkropparna anordnas på ett annat sätt än vad som motsvarar anordningarna enligt Fig. 143 och 145 tillika på annat sätt än underlaget för Byggnormens tillåtna spiklaster.

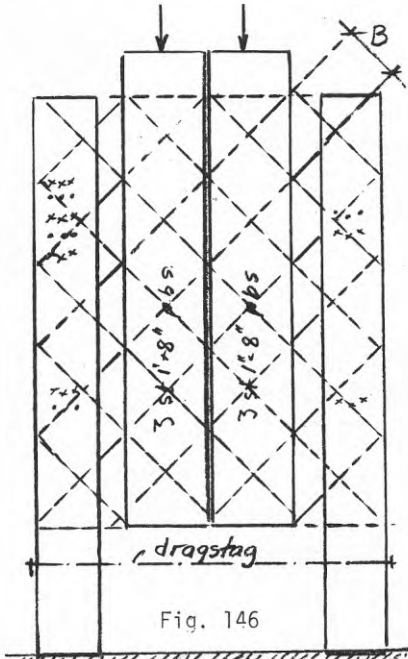


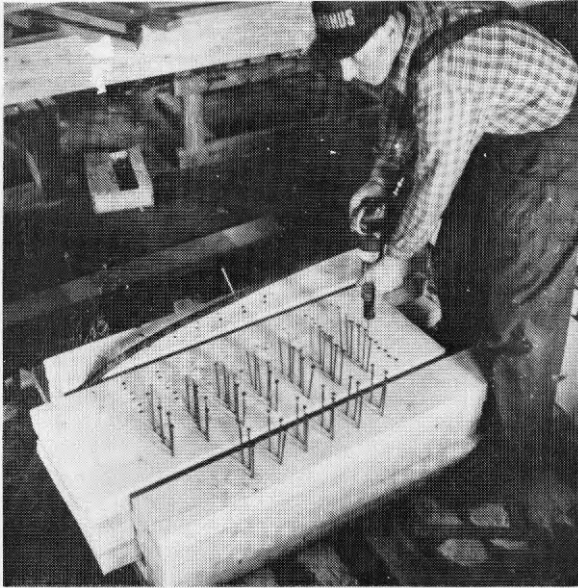
Fig. 146

En sådan provkropp visas schematiskt i Fig. 146. Den liknar delvis provkroppen enligt Fig. 145, men här är det "mittflänsarna" som är överstarkt spikade medan spikningen vid ytterflänsarna är den som skall mätas och som utsätts för direkt brottbelastning.

Viktigare än detta är dock att livbräderna är så anordnade att de vid provtryckningen skall utsättas för tryck- och dragkrafter i livbrädernas riktning och inte av de tvärkrafter, som erhålles enligt anordningen i Fig. 145. För att uppnå detta är de för presstrycket utsatta centrala "belastningsflänsarna" uppdelade i två åtskilda sådana, var dera utförda av 3"x8" (av 3 st. 1" sammanlimmade lamellbräder). Vidare är livbräderna helt avskurna i "foglinjen" mellan de dubbla belastningsflänsarna, och slutligen är de yttre för provning avsedda flänsarna nedtill förbundna med dragband av stålstag för att motverka utglidningen nedtill av provflänsarna. Provkropparnas utförande i övrigt framgår av Fig. 147 som visar en provkropp under tillverkning, och av Fig. 149 som visar en sådan efter avslutat prov.

En viktig detalj, som samtidigt skulle provas vid denna provserie, är inverkan av livbrädernas bredder. Vid spikningen av flänsarna till livet vid en HB-balk, där ju spikningen utföres från flänsarnas utsida, kommer de inslagna spikarna att





träffa springorna mellan balkklivets bräder slumpvis. De spikar som träffar springorna och även de som träffar i närheten av springorna har ingen eller nedsatt bärförmåga och påverkar alltså medelhållfastheten hos det provade spikförbandet.

För att i tillräcklig grad

vid provkroppen utjämna den statistiska sannolikheten för antalet spikträffar i springorna har spikantalet per fläns vid den beskrivna provkroppen valts relativt stort eller till 36 stycken spikar per fläns.

Genom att spikningen från flänsarna in i balkklivet

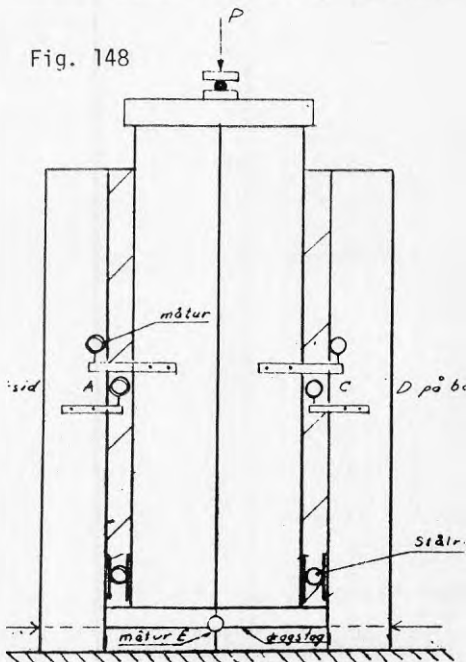
träffar springorna mellan livbräderna slumpvis är det

klart att det blir färre spikar som träffar i eller nära springorna och därigenom blir mindre effektiva om livbräderna är breda.

Den beskrivna provkroppen tillåter bl.a. studium av inverkan av olika bredd på diagonalpanelbräderna på spikhållfastheten. För detta ändamål tillverkades olika provkroppar med olika bredd på livbräderna, se nedan.

Provkropparna anordnades vid provningen på det sätt

Fig. 148



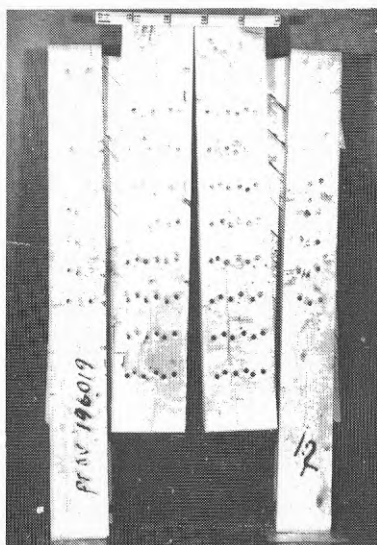


Fig. 149

som visas i Fig. 148. För att kraftöverföringen mellan de centrala flänsarna och de yttre skall ske via axiella längskrafter i diagonalbräderna och inte genom böjning på högkant av livbräderna är provbalken och livbräderna uppskurna efter mittlinjen, d.v.s. mellan de två centrala flänsarna. Den är i övrigt styrd på sätt visas i Fig. 148 med bl.a. stålrul-lar mellan stålplattor för att undvika friktioner. Mät-klockor har anordnats för att noggrant mäta förskjutningar i relation till belastningarna.

Efterföljande tabell visar provningsresultaten från en av mätserierna med denna provkroppstyp.

Prov nr	Spikdi- mension i ytter- flänsar	Livbräder- nas bredd (B)	Antal lamel- ler i ytter- flänsar	Brott- last (P) kg	Skärkraft per spik- skär fläns/liv- trä kg	Hålkant- tryck edeltal kg/cm <sup>2</sup>
16	6"/47	4"	3	30400	211	316
17	6"/47	4"	3	29700	206	309
18	6"/47	5"	3	35800	249	372
19	6"/47	5"	3	34300	238	356
20	6"/47	5"	3	42400	294	441
21	6"/47	6"	3	43800	304	455
22	6"/47	6"	3	41400	288	430
24	7"/55	4"	4	37100	258	347
25	7"/55	5"	4	38800	269	363
26	7"/55	5"	4	40800	283	382

Prov nr 23 uteslutet på grund av felaktighet. Proven 20-22 troligen av trämaterial med extremt hög hållfasthet. Viss inspänningsverkan i spikgrupperna i de centrala flänsarna kan störande påverka resultaten.

Av provningsvärdena framgår att brottvärdet per spikskär mellan fläns och liv, uträknat som medelvärde för samtliga inslagna spik, som väntat varierar avsevärt med livbrädernas bredd och ökar med tilltagande sådan bredd. Medelvärdena av spikkrafterna enligt denna provserie framgår av efterföljande uppställning (kolumn 3).

1	2	3	4	5	6	7
Livbrädesbredd	Spiktyp	Medelskärkraft/skär enl. prov	1/4 av värden i kol. 3	Tillåten spiklast i HB-fläns	Värden kol. 5 x $\sqrt{2}$	Byggnormens värden
4"-bräder	6"/47	209 kg	52 kg	60 kg	85 kg	80 kg
5"- "	6"/47	260 kg	65 kg	60 kg	35 kg	80 kg
6"- "	6"/47	296 kg	74 kg	60 kg	85 kg	80 kg
4"- "	7"/55	258 kg	64 kg	65 kg	92 kg	100 kg
5"- "	7"/55	276 kg	69 kg	65 kg	92 kg	100 kg

I en separat kolumn (kol. 4) har nämnda medelvärden dividerats med säkerhetsfaktorn 4. Man finner att dessa värden (med ett undantag) ganska väl motsvarar tillåtna spiklaster enligt sammanställningen å sid. 105, där man dock inte varierat tillåten spiklast med livbrädbredden. Se kol. 5.

(Undantaget är 6" livbräder, spikade med 6"/47 spik, som visar ett särskilt högt medelvärde, 74 kg/cm<sup>2</sup> tillåtet. Detta undantag torde bero på att man i provkroppen råkat erhålla exceptionellt hållfast virke)

I kolumn 7 har för jämförelsens skull även angivits tillåtna spiklaster enligt Byggnormens tabeller. Rent teoretiskt (se sid. 105) bör dessa värden vara  $\sqrt{2}$  gånger HB-balkarnas värden mellan fläns och liv, och dessa ha därför i kol. 6 multiplicerats med  $\sqrt{2}$  för de olika spik- och brädbredderna. I stort sett stämmer storleksordningarna.

Av uppställningen ovan framgår emellertid också, att spiklast-värdena för 4" livbräder ligger klart under tillåtna värden. Man bör därför inte som livbräder använda smalare livbräder än 5". Ett optimalvärde kan anses ligga vid 6" bredd.

En ytterligare faktor som kan bära beaktas är att spikningen mellan livbräder och flänsar passerar livbräderna ganska nära dessas ändar och att därför en del av spikarna kan riskera att få nedsatt bärighet.

## VI. C. Provning av "HB-balks-hörnet"

I kap. IV E har beskrivits dimensionering av förbindningen i vinkel mellan två HB-balkar, det s.k. "HB-balkshörnet", och som exempel på sådan dimensionering har behandlats en sporthall vid Hårsfjärden med 30 meters spännvidd. Efter som HB-balkshörnet också principiellt sett avviker en hel del från gängse träkonstruktioner - det använder bl.a. fyrsidingen i stället för triangeln som kraftöverförande system - har det ansetts önskvärt att i full skala prova ett antal sådana HB-balkshörn. Ett av de provade "hörnena" är just hörnkonstruktionen vid ovannämnda sporthall.

Principen för en sådan hörnprovning visas i Fig. 150 . Det provade hörnet sammansattes av två balkdelar A och B, utförda i samma storlek och detaljutförande som den blivande hörnkonstruktionen.

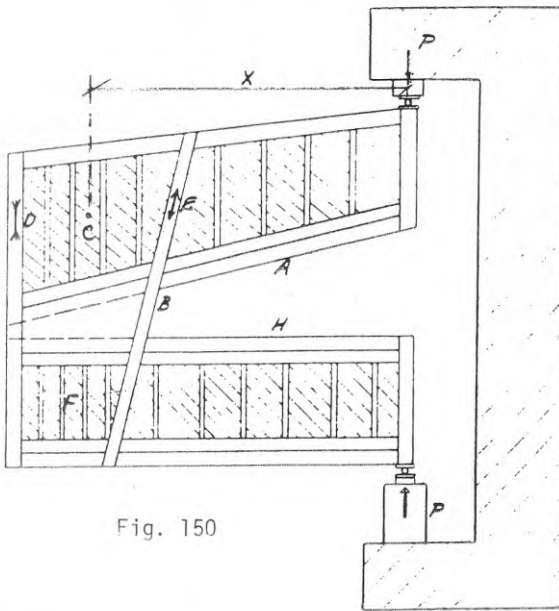


Fig. 150

Till denna hörnkonstruktion är böjningsstyvt ansluten en "hjälpbalk" H, så att de tre balkarna tillsammans bildar en U-liknande konstruktion med liggande U. U-konstruktionens båda skänklar inpassas vid provningen mellan tryckplattorna i en provningspress, som enligt Fig. 150 applicerar provtrycket P på U-konstruktionens skänklar.

Härigenom angrips hörnkonstruktionen av ett böjningsmoment  $P \times X$ , vars brottvärde m.m. skall provas genom successiv ökning av presstrycket P i provningsmaskinen.

Längden av hjälpbalken H och provbalken A är så valda, att det provade hörnet C åverkas av ungefär samma relationer

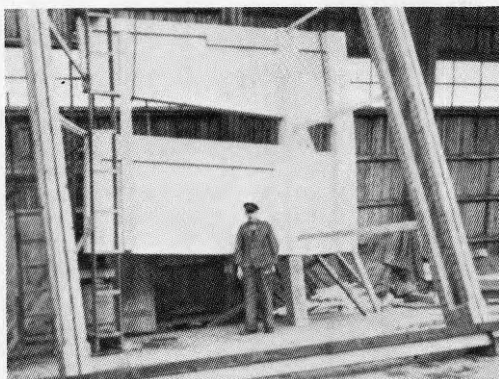


Fig. 151

Eftersom det vid provningen är meningen att denna skall drivas så långt att hörnet C kollapsar medan "hjälp hörnet" F fortfarande håller inses att detta ställer rätt besvärliga krav på utförandet av hjälp hörnet F, om balken B är utförd å det vid t.ex. treledsramar normala sättet med "triangulär" sidopelarförm. Avståndet mellan flänsarna D och E är ju rätt avsevärt mycket mindre vid hjälp hörnet än vid det för provning avsedda hörnet C. Hörnet F måste därför vid provningar på lämpliga sätt förstärkas (eller, som visats vid Fig. 151, prov hörnet utföras med parallella D- och E-flänsar).

Vid provningsanordningen i Fig. 150 är "U-konstruktionens" båda fria flänsar inpassade mellan tryckplattorna i en provningsanordning av typen i Fig. 122.

Några typiska provningsresultat återges i nedanstående tabell:

Provkropp	Beräknat M	Max. M enl. prov	Kommentarer
Övre hörn loge (Fig. 51)	4,1 mt	24,0 mt	
Nedre hörn dito (Stödbensinfästn)	21,7 mt	62,0 mt	
Sporthall Härsfjärden	46,4 mt	128,8 mt	Dragbrott i mothållsbalken
Loge Mölnbacka-Trysil	14,3 mt exc.	30,5 mt	Mothållsbalkens ytterfläns sprack längs yttersta spikraden
Verkstad Köping	20,6 mt	30 mt	Dragbrott vid infästn. av benets ytterfläns i mothållsbalken
Säkerhetsfaktor vid helt genomförda prov ca 3-faldig.			

mellan normalkrafterna D och E i hörnflänsarna och momentet M i hörnet som vid den verkliga konstruktionen.

Som framgår av Fig. 150 bildar också hjälpbalken H tillsammans med stödbensbalken B en förbindning av "HB-hörntyp".

## VI. D. Provning av kompletta HB-balkar

I ett tidigt skede av utvecklingen av HB-balks-systemet kom intresset att koncentreras på frågeställningen "hur starka" HB-balkarna kunde vara och var brottrisken var störst. Provkropparna kom då att tillverkas i form av kompletta balkar och av bedömningsmässigt bra virke. Böjningsspänningarna vid brott kom vid dessa tidigare utförda provbalkar i regel att ligga kring  $350 \text{ kg/cm}^2$  eller mera, d.v.s. påkänningar som ungefär motsvarade vanliga brottpåkänningar för böjning vid ordinärt homogent konstruktionsvirke.

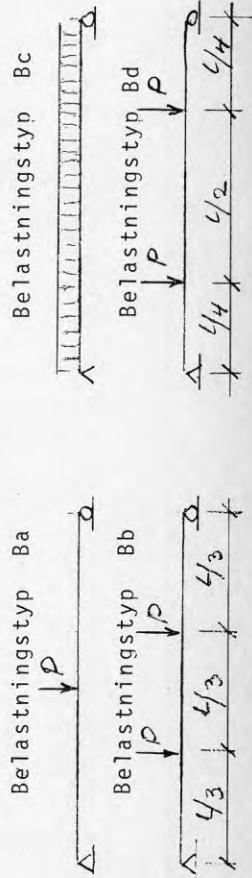
Senare inriktades provningarna i högre grad på att utfinna svagheter i systemet - kommersiella leveranser av balkar var tidigt igång, och det var viktigt att se till att inte några okända svagheter kunde äventyra balkarnas hållfasthet och funktion. I den mån provkropparna fortfarande utfördes som kompletta balkar - flertalet utfördes senare i annan form än som balkar - så var det inte längre aktuellt att uppnå bästa möjliga böjningshållfasthet utan snarare tvärtom: det gällde att undersöka eventuella allvarliga felaktigheter i tillverkningen eller materialförsörjningen, som kunde ned-sätta hållfastheten på färdiga balkar.

Detta kan tydligt utläsas på den sammanställning av tillgängliga resultat från utförda böjningsprovningar, som presenterats på efterföljande sida. En hel del av vid senare datum genomförda prov visar där böjningspåkänningar vid brott, som är avsevärt lägre än för de tidigast utförda provbalkarna. Orsaken härtill är dock inte att hållfasthetskvaliteten försämrats utan i stället just den att man velat studera inverkan av allvarliga felaktigheter o.d. i tillverkning och konstruktion. Även de sämsta resultaten innebär dock - vid en tillåten böjningspåkänning av då tillämplig  $80 \text{ kg/cm}^2$  - en drygt 2-faldig provad säkerhet.

I tillgängliga protokoll noteras, att den vanligaste typen av balkbrott utfördes av brott i dragflänsen invid kvist, ofta protokollförda som bladkvistar. I viktiga sektioner bör man alltså om möjligt undvika större kvistar, i och för sig kända saker.

Sammanställning av resultat för böjningsprov på HB-balkar

Datum	Provnr	Balkdimension	Spännv. m	Belastn. typ	P <sub>mx</sub> ton	M <sub>max</sub> tonm	$\sigma_{max}$ kg/cm <sup>2</sup>	Brottorsak	Anmärkning
1939	301	60,5/1 1/2" x6"	2,8	Ba	13,3	9,3	245	Dragbrott	St.Provn.anst. int.68189
1939	302	60/2" x6"	5,85	Ba	14,2	20,8	432	Tryck+drag	" 68208
1939	303	60/2" x6"	5,85	Ba	11,6	17,0	353	Dragbrott	" 68408
1939	304	82/2" x4"	7,8	Bb	8,0	20,8	355	Dragbrott	Siporex, Södertälje
1939	305	100-125/2" x6"	14,85	Bc	10,1	18,7	137	-	Landsbro, ej till brott
1940	306	65/3 st 1"5"	8,9	Bd	9,5	20,2	303	Dragbrott	Magasinstack Lindholmen
1940	307	60/2 st 1"6"	4,85	Ba	15,0	18,1	412	Dragbrott	Prov snedskarv, ej i skarv
1940	307a	60/3 st 1" x6"	8,99	Bd	10,7	24,0	435	Tryck-dragbr.	" " , ej i skarven
1940	308	60/3 st 1" x6"	8,99	Bd	6,5	14,5	393	Dragbrott	Unders.stumskarv,
1941	309	70/3 st 1" x5"	8,32	Bd	10,0	20,8	310	Drag-tryck	-
	310	70/3 st 1" x5"	8,0	Bc	6,1	6,1	85	-	Ej till brott, E = 90000
1943	1001	80/3 st 1" x4"	5,8	Bb	10,3	19,7	257	Knäckn.stukn.	E = 80000, dåliga hakskarv
	1001a	80/3 st 1" x4"	5,8	Bb	8,1	15,4	201	"	E = 50000, långtid 35 dygn
	1021	80/3 st 1" x4"	5,8	Bb	7,5	14,2	177	"	E = 55000, olimmade haksks.
	1034	335/4 st 1" x6"	10,1	Bb	32,0	293,6	170	Tryck-dragn.	Hål i livet, dåligt virke
1944	1035	80/3 st 1" x4"	6,0	Bb	9,0	18,0	360	Livknäckning	E = 92000, dragbr.kvist
	1035a	80/3 st 1" x4"	6,0	Bb	7,0	14,0	273	Dragbrott	Vid skarv, långtid, E 80000
1944	1042	335/5 st 1" x16"	18,1	Bd	72,0	322,0	178	Dragbrott	långtid 48 dygn, dåligt virke, olimmade hakskarv E = 64000



Allteftersom olika detaljfrågor kom att studeras genom särskilda specialanordningar och med användning av speciellt utformade provkroppar, har direkta böjningsprov på kompletta balkar blivit mindre intressanta, men två provbalkar i sammanfattningen är fortfarande av särskilt intresse. Det gäller provbalkarna nr 1034 och 1042, bägge 335 cm höga.

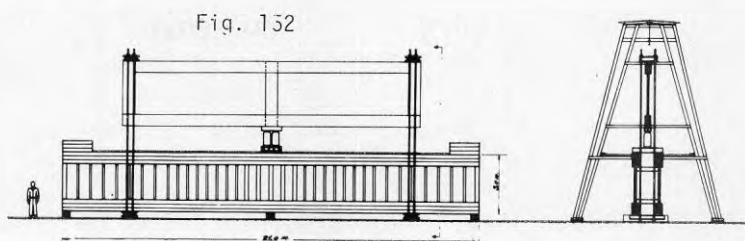
Den ena av dessa balkar var 10,1 meter lång och är avbildad i Fig. 124, men den intressantaste av dessa två balkar är balken nr 1042 med 18,1 m spännvidd och en total längd av nära 20 meter. Den tillverkades ett par år efter färdigställandet av en flyghangar för F 11 invid Nyköping, och den var utförd med samma konstruktionshöjd som huvudbalkarna för denna hangar, 3,35 meter. Däremot var den inte utförd med maxisektionen (över stöd) för F 11-hangaren (där varje delfläns hade dimensionen 5"x26") utan den hade närmast sektionen i närheten av spannmitt för dessa huvudbalkar. Närmare bestämt var varje flänshalva i provbalken utförd av fem stycken dubbla lameller av 1"x8", d.v.s. som 5"x16".

Provbalken hade i övrigt utförts med den sämsta kvaliteten som rimligtvis kunde tänkas under ogynnsamma förhållanden. Flänsvirket var sålunda extremt frodvuxet (vilket betyder minimerad hållfasthet), och samtliga hakskarvar var utförda helt olimmade (vilket betyder att åtminstone en lamellsektion förblir överksam inom flänssektionsytan). Spikningen var däremot utförd enligt gällande ritningar. Vidare var provbalken försedd med de hål i balklivet, som vid F-11-hangaren utförts för passage av sekundärbalkarnas flänsar (se Fig. 153). Totaliter borde därför provbalken ha sämsta tänkbara kvalitet.

Provningen ägde rum som "långtidsbelastning" under regniga höstmånader 1944 i uteklimat men under tak och genom stegvis lastökning. Brottet inträffade efter 48 dygn efter senast föregående lastökning och innebar nästan samtidig kollaps av både tryck- och dragzon och delar av livet invid ett av de nyssnämnda balklivshålen. Med hänsyn till det kompakta urvalet av ogynnsamma faktorer torde brottvärdet, som motsvarade en böjningspåkänning i provsektionen av  $178 \text{ kg/cm}^2$ , betraktas som tillfredsställande. Det motsvarade vid tillåten böj-



påkänning vid normalt belastningsfall av  $80 \text{ kg/cm}^2$  en säkerhetsfaktor av 2,23.



Det viktigaste principiella resultatet av denna speciella provning var dock, att den - vid sidan av de praktiska erfarenheterna - måste anses bekräfta, att diagonalpanelbalkar kan pålitligt utföras med åtminstone 30 gånger större totalt och maximalt motståndsmoment  $W_x$  och däremot svarande spännvidder och belastningar än vad de kända tyska forskarna Fonrobert och Gabler kring 1940 ansåg vara maximalt möjligt och tillrädligt.

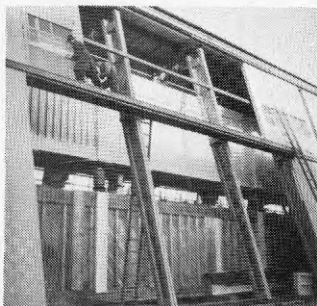


Fig. 153

Kanske ännu viktigare än de här redovisade laboratorieprovningarna - som utfördes två år efter hangarernas byggande - var den högst ofrivilliga provning, som naturen utsatte den beskrivbara huvudbalken (med sekundärbalkar) för. Redan första vintern efter färdigställandet inträffade nämligen den berömda krigsvintern 1942 med århundradets största snölast i trakten, drygt 10 % över "norm-maximum". Taken var då belastade med 110 cm snö, kontrollmätt i ett stort antal punkter.

Samtidigt mättes balkarnas nedböjning i ett antal olika balk-mittpunkter, varvid genom jämförelse med teoretiskt beräknade nedböjningar med  $E = 100\ 000$  noterades ett motsvarande fiktivt  $E$ -värde för konstruktionerna av ca  $65\ 000 \text{ kg/cm}^2$ .

Denna "praktiska" provning med hela takytorna engagerade av belastning kan ur viss synpunkt anses intressantare än de rent laboriemässiga provningarna.

I det föregående redovisade redogörelse för beräkningsmetoder och provningsverksamhet är som redan nämnts primärt avsedd att utan någon form av personlig handledning och enbart med stöd av beskrivningen möjliggöra tillämnning av systemet. Ur den synpunkten är kanske beskrivningen ändå i knappaste laget - den skulle i många avseenden helst bort vara mera detaljerad och heltäckande, men där har utrymmesbegränsningen satt hinder i vägen.

A andra sidan har den rent tekniska motiveringen för olika detaljanordningar och beskrivningen av deras tillkomst ägnats åtskilligt utrymme. Avsikten härmed har varit att skapa en så ingående uppfattning om konstruktionsprinciperna, trämateriallets speciella egenskaper vid bärande system och arten av därmed sammanhängande risker, att läsaren skall få ökad möjlighet att själv bedöma konsekvenserna av olika konstruktionslösningar.

Noteras bör också att provningar och provningsresultat i regel är tillkomna under den tidspress, som den industriella produktionens krav ställt. Vetenskapliga institutioners mera eftertänksamma arbetstakt har mera sällan kunnat tillämpas och mera djupgående undersökningar av grundläggande träegenskaper har sällan medhunnits. Omvänt betyder detta att plats finnes för mera systematisk ytterligare forskning betr. åtskilliga av systemets hittillsvarande lösningar, kanske både ur principiell och ekonomisk synpunkt.

Ett centralt problem vid HB-balks-systemet är hur spikförbandens eftergivlighet påverkar egenskaper som har med konstruktionens styvhet att göra, alltså nedböjningar, krypning, knäcksäkerhet, torsionsstyvhet m.m. Ökad kännedom om trämateriallets reologiska egenskaper och dessas konstruktiva betydelse är av stort intresse för HB-balks-systemet och för bärande träkonstruktioner överhuvudtaget. En ytterligare precisering och kanske ibland ökning av tillåtna påkänningar för såväl trämaterial som spikförband förutsätter ofta ökad kunskap om just trämaterials reologi.

Som ett intressant exempel på nyare forskning inom detta område kan nämnas en doktorsavhandling från 1987 "Studier av krypning hos trä" av Sepehr Mohager vid inst. för Byggnadsmateriallära vid KTH. Där visas bland annat, att starkt varierande fukthalt hos träkonstruktionsvirke kan avsevärt påverka hållfasthetsegenskaperna i sänkande riktning. För de flesta HB-balks-konstruktioner under tak torde dock fuktvariationerna i trämaterial ligga avsevärt under dem som särskilt behandlats i denna studie, men resultaten är av stort allmänt intresse för bärande träkonstruktioners säkerhet och tillåtna påkänningar och då särskilt för fuktutsatta sådana.

## VII. Speciella hållfasthetsproblem vid stora hallbyggnader

Vid särskilt stora hallbyggnader med bärande HB-balkssystem förekommer hållfasthets- och dimensioneringsproblem, som inte utan vidare kan behandlas enligt i det föregående redovisade metoder. Som lärorikt exempel på sådana hallbyggnader skall här behandlas tre stycken hangarbyggnader med extremt stora spännvidder eller belastningar, som uppförts vid dåvarande flygflottilen F 11 utanför Nyköping. Vid dessa hangarer förekommer en rad av de specialproblem som förekommer vid byggnadsstommar med stora spännvidder, alltså inte endast vid hangarer, och dessa problem skall i det följande belysas. i anknytning till en samtidig beskrivning av resp. system.

Utgångspunkten för de här konstruktionsproblemen var en förfrågan från K. Flygförvaltningen redan kring årsskiftet 1940/41 - d.v.s. bara ett år efter tillkomsten av HB-balkssystemets grundidé - om HB-avdelningen kunde offerera planerade hangarer för bombplan enligt i huvudsak planen i Fig.154 med 110 meters längd och 40 meters bredd. Detta motsvarade en yta av ungefär samma storlek som Gustav Adolfs torg i Stockholm mellan omgivande husfasader (110 meter motsvarar nästan exakt torgets bredd medan dess djup är något större än 40 meter). På den ytan, inalles ca 4500 m<sup>2</sup>, fick högst anbringas två mellanstöd och inga alls stöd i frontfasaden.

Projektet föreföll till en början ligga helt utanför HB-balks-systemets möjligheter, men till sist framkom dock den lösning som i fortsättningen skall beskrivas. Balksystemets anordning framgår av Fig.154. (Här beskrives det projektförslag, som till sist kom till utförande)

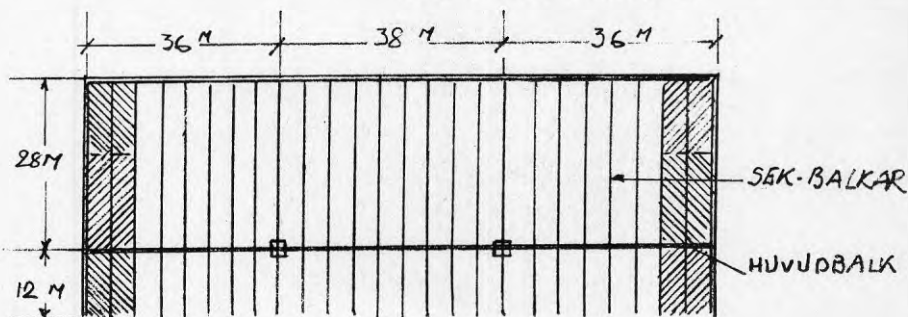


Fig. 154

### VII. A. Balksystemens allmänna anordning

Balksystemet består enligt denna lösning dels av en 110 meter lång dubbel huvudbalk (Fig. 155), upplagd som kontinuerlig balk på de två mellanstöden av betong och på två ytterstöd av HB-balkar, dels av 24 stycken 40 meter långa sekundärbalkar c/c 4,22 resp. 4,50 m., vilka är upplagda som konsolbalkar på hangarens bakvägg och på huvudbalken med 12 meters fri utkragning av konsolbalken utanför huvudbalken.

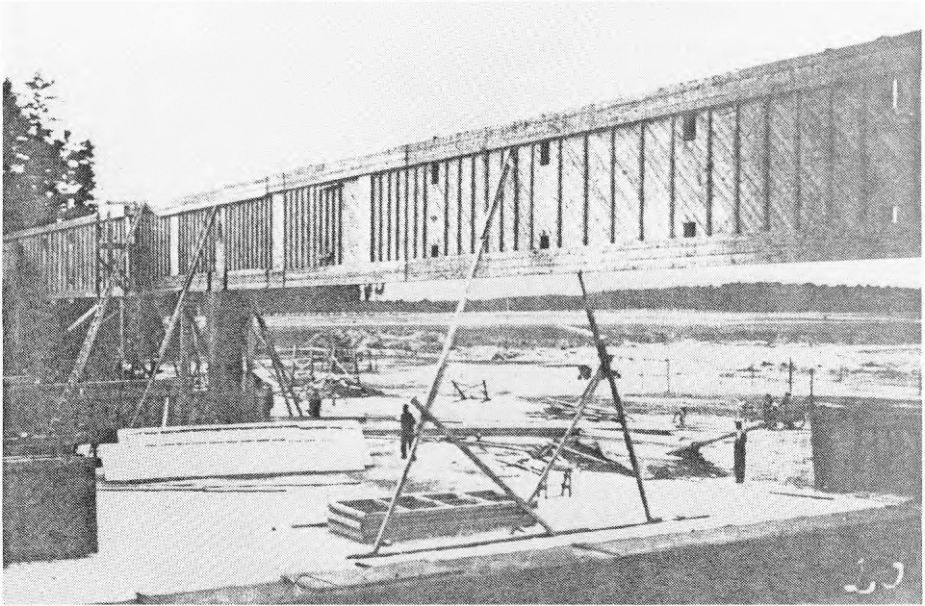


Fig. 155

Konsolbalkarnas upplagssätt framgår närmare av den schematiska Fig. 156.. Som framgår av denna är varje konsolbalk vid bakre långväggen av hangaren upplagd på och böjningsstyvt förenad med en i elevation något triangulär HB-

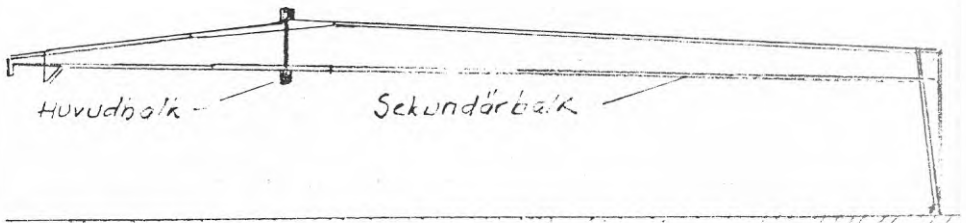


Fig. 156

balks-pelare. Den i tvärsektion dubbla huvudbalken är utförd som en kontinuerlig balk i tre spann om 36 + 38 + 36 m spännvidd, d.v.s. 110 meter total längd.

Hangarstommens sidostabilisering åstadkommes i riktning vinkelrätt mot portfasaden med hjälp av de böjningsstytvt inspända rambenen vid bakre långväggen. I riktning parallellt med portfasaden stabiliseras stommen i huvudsak av de mycket sidostyva mellanstöden av betong för huvudbalken, varom mera nedan.

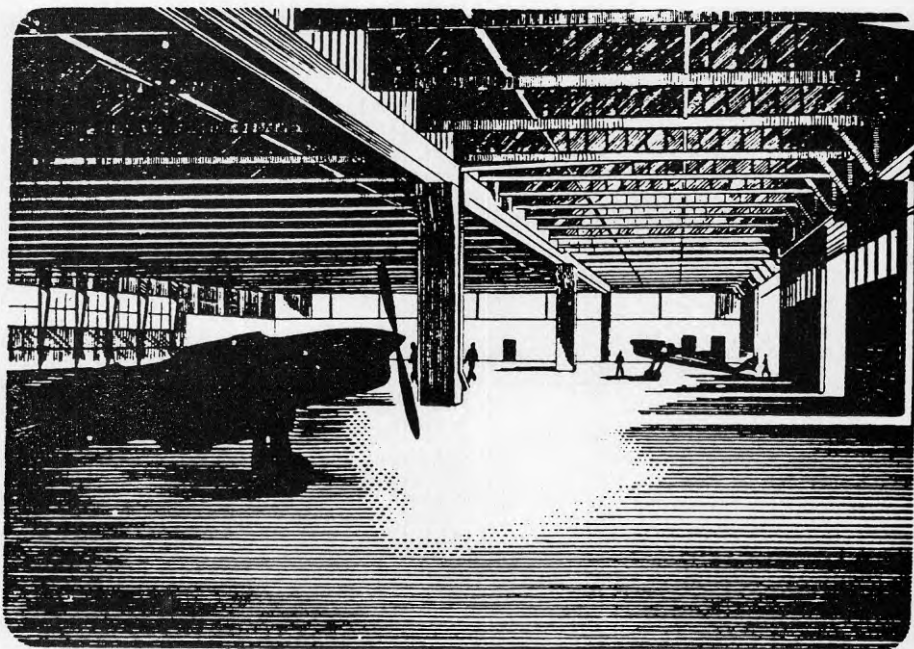


Fig. 157

Balksystemets allmänna anordning och inbördes samverkan framgår kanske bäst av en interiörbild av en av de tre färdiga hangarbyggnaderna enligt Fig. 157. Bilden är ritad efter ett foto och en exakt efterbildning av detta, då det har visat sig svårt att få fram ett tydligt foto på grund av de stora dimensionerna i plan och den relativt begränsade höjden. Interiörbilden är emellertid såtillvida missvisande, att den kan ge intryck av att konsolbalkarna är understödda vid konsolspötsarna av de kraftiga hangarportarna. I verkligheten är sekundärbalkarna fritt utkragande på hela konsollängden. på sätt som bäst framgår av systemfiguren i Fig. 156. (Även F.158)

Den angivna hangarstommen är i sin helhet - bortsett från en del livavstyvningar - utförd av max. 4,8 m långa 1"-bräder.

Balkstommens utformning är delvis styrd av möjliga transportlängder, dels via tåg från trähusfabriken, dels via lastbil från järnvägsstation till hangarplatsen. Med 20 meters maximal transportlängd skulle det skenbart räcka med 6 balkelement för huvudbalken och 2 element för varje sekundärbalk, men i verkligheten måste balkarna uppdelas på sådant sätt, att erforderliga skarvar om möjligt placerades i momentminimipunkterna. I det här fallet har huvudbalken uppdelats på 7 och sekundärbalkarna på 3 balkelement.

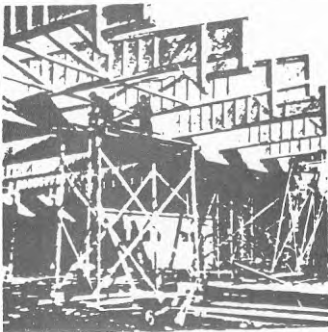


Fig. 158

Som tydligast framgår av Fig.156 belastas huvudbalken av större delen av de utkragande sekundärbalkarnas belastningslängder, närmare bestämt av 28 meter av dessa längder. Det betyder att ungefär 70 % av totala takytan jämte rörlig last på denna kommer att belasta huvudbalken.

Med huvudbalkens spännvidder på resp. 36 och 38 m erhålles i detta fall ett maximalmoment över mellanstöden i huvudbalken av 680 tonmeter, en maximal upplagskraft över vardera mellanstödet av 205 ton (vid ändstöden 71 ton) och en maximal avskärningskraft intill mellanstöd av 110 ton. Detta är stora krafter vid en träkonstruktion, och de kunde inte heller under givna transportbetingelser upptas av en enda balksektion. Det befanns däremot möjligt att uppta dem med två sektioner. Huvudbalken utformades därför som en dubbelbalk enligt tvärsektionen i Fig.156 och Fig.160 och med ur transportsynpunkt maximal höjd av 3.35 m.

För vardera huvudbalkens båda delbalkar måste hittills rekordstora flänsar anordnas för att kunna uppta uppkommande, moment. Vid momentmaximum över mellanstöden (med 680 tonmeters moment för dubbelbalken) utgjordes flänsarna för både över- och underfläns av tre flänspaket på vardera sidan om balklivet. Två av dessa flänspaket bestod över stöden av 5 lager av 8" breda lamellbräder och ett flänspaket av inte mindre än 10" breda lamellbräder, alltså inalles 26" eller ca 65 cm bre-

da och 11 cm tjocka flänsar på vardera sidan balklivet. Ute på spännvidden minskades dock flänsstorleken till 3 x 8" lameller och antalet lamellskikt till 4 stycken i anpassning till momentkurvan. Livtjockleken var alltså 2 x 2,2 = 4,4 mm och största spiklängd mellan flänsar och liv 8" spik.

Som redan i annat sammanhang angivits hade - redan ett drygt år efter den första HB-balks-idéens tillkomst - den nu beskrivna balksektionen ett motståndsmoment som var inte mindre än 30 gånger större än den maximalstorlek, som de berömda tyska forskarna professorerna Fonrobert och Gaber ansåg maximalt tillåtliga för spikade diagonalpanelbalkar. Detta ingav onekligen betänkligheter men en rent matematisk hållfasthetsberäkning kunde inte egentligen påvisa bristande hållfasthet hos den angivna balksektionen. En viktig förutsättning var dock att balksektionen under alla omständigheter var så effektivt styrd i alla detaljhänseenden, att inga störande knäckningsfenomen kunde inträffa. Som senare skall belysas måste därför knäckningsstabiliteten vid stora bärande träkonstruktioner ägnas särskild uppmärksamhet.

Innan knäckningsproblematiken närmare behandlas skall dock först sekundärbalkarnas utförande i huvudsak beskrivas. Som framgår av systemfiguren Fig.156 och nedanstående Fig.159 är sekundärbalkarna såtillvida något egenartade att de passerar rakt igenom huvudbalkens liv, åtminstone tillsynes. Detta har utförts genom att sekundärbalkarnas flänsar - men ej deras liv - dragits fram genom upptagna hål i huvudbalkslivet,

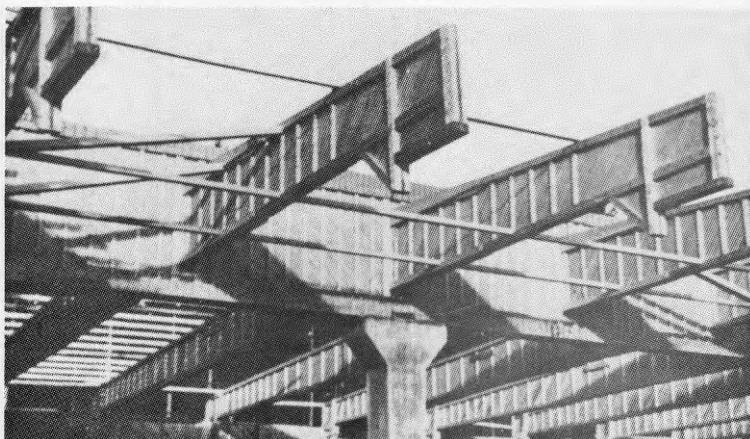


Fig. 159

Hålen i huvudbalkarnas liv - som helt naturligt vållar betydande störningar i kraftöverföringen i dessa liv - framgår tydligt av huvudbalk(arna) under montering på Fig. 155. Man noterar på bilden, att de övre hålen (för sekundärbalkarnas överflänsar) är större än hålen för underflänsarna. De övre hålen vållar därför också större störningar i huvudbalksliven än de undre hålen.

Sekundär-balkarna är vid leverans från fabrik uppdelade i tre delar, två på spännvidden mellan huvudbalk och bakvägg och en del som utkragar från huvudbalken. De båda förstnämnda delarna hopskarvas på arbetsplatsen med den redan i Fig. 112 beskrivna skarvtypen, vars beräkning tidigare angivits. Det sålunda hopskarvade huvudspannet av en sekundärbalk kan sedan vid balkänden närmast huvudbalken förses med påspikade skarvelement av typen enligt Fig. 112b, , som bringas att passera genom hålen i huvudbalkslivet. och som i sin tur anslutas till sekundärbalkens utkragande del med tillräcklig spikning och sålunda på andra sidan av huvudbalken. Fig. 160

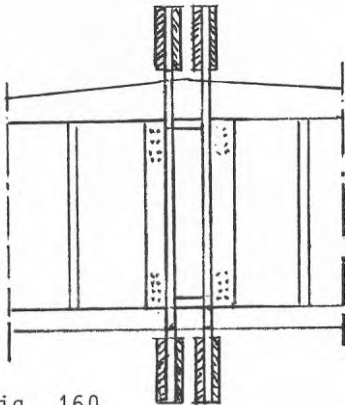


Fig. 160

visar hur flänskrafterna i sekundärbalkarna på detta sätt framföres genom huvudbalkarnas liv.

Till sist anslutes sekundärbalkarnas liv genom spikning i massiva eller vinkelformade regler till liven i huvudbalkarna. Även avskärningskrafterna i sekundärbalksliven kan därigenom framföras tvärs igenom huvudbalksliven. (via mellanlägg mln liven)

Den färdiga "korsningen" mellan sekundär- och huvudbalkar påminner i princip rätt mycket om motsvarande korsningar vid stålkonstruktioner mellan svetsade balksystem. Det något ovanliga utförandet i föreliggande exempel har därför ibland något skämtsamt brukat benämnas "svetsade träbalkar".

I det nu beskrivna systemet av huvud- och sekundärbalkar - liksom i princip i andra motsvarande bärverkssystem - finns



det vissa detaljer som måste ägnas särskild uppmärksamhet. Dessa gäller framförallt stabilitetsfrågor - men även några andra detaljfrågor - och dessa skall här närmare diskuteras, eftersom de har stor betydelse för säkerheten också vid andra större konstruktioner vid HB-balks-systemet. Här måste beaktas bl.a. att större HB-balks-sektioner utgör relativt sidoveka sektioner men också det faktum, att sektionens teoretiska styvhet reduceras genom glidningen i spikförband.

### VII. B. Sekundärbalkarnas stabilitetsfrågor

I det nu exemplifierade fallet betr. F 11-hangarerna utgör sekundärbalkarna på sätt och vis den lättast hanterbara komponenten i avseende på stabilitetsfrågorna. Sekundärbalkarna är visserligen 40 meter långa totalt med 2,10 meters maxihöjd (vid passagen genom huvudbalkarna), men knäcksäkerheten i själva sekundärbalksliven har kunnat tillgodoses med sedvanliga vertikala knäckavstyvningar av 1 1/2"x3", jfr Fig. 159. .

Intressantare är knäcksäkerheten vid balkflänsarna. Vid sekundärbalkarnas 12 meter utkragande delar är uppenbarligen underflänsarna på hela sin längd utsatta för tryck (på 12 meters utkragning relativt stora tryck). Innanför den dubbla huvudbalken är sekundärbalkarnas underflänsar tryckta på en del av spännvidden. På de tryckta delarna av underflänsen måste denna effektivt låsas, styras, i sidled och detta i punkter, vars inbördes avstånd högst motsvarar den fria knäcklängden enligt Eulers 2:a knäckfall ( $P_{kr} = \pi^2 E.I/l^2$ ).

I det här fallet har sekundärbalkarnas knäcksäkerhet för underflänsarna lösts enligt Fig. 161 genom att dessa låsts i sidled med hjälp av längsgående strängar av träreglar. Dessa strängar har i sin tur låsts i längdriktningen genom att i vart 5:e fack dubbla snedstråvor anordnats upp mot takplan-

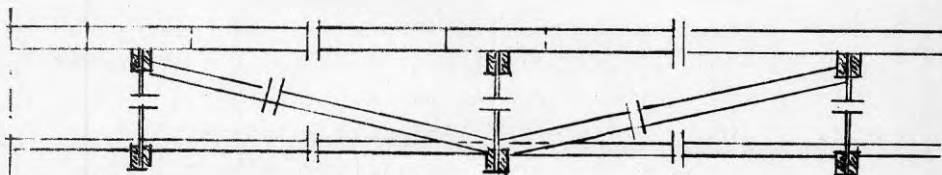


Fig. 161

et enligt detaljritningen i Fig. 161 (visad i avkortad skala). (Snedsträvorna ifråga skymtar tillhöger på bilden Fig. 159, men motsvarande träregelsträngar på insidan av huvudbalken (för knäcksäkring av sekundärbalkarnas tryckta del därstädes) är skynd på Fig. 159).

Sidostabilisering av fria flänsar generellt. I detta sammanhang bör rent allmänt erinras om metoderna för sidostabilisering av fria underflänsar utsatta för tryck. Dessa kan vid HB-balkskonstruktioner utföras på två olika sätt:

a) med strängar av träreglar, som genom stum anliggning och tryckkrafter i reglarna sidostabiliserar en balkfläns

b) med strängar av rundstål, utsatta för dragning, som med hjälp av skruvmuttrar är förspända och fastlåsta vid varje balkunderfläns.

Den förstnämnda formen har här använts. Den senare formen användes företrädesvis där av utseendeskäl sidostabiliseringen av träreglar bör undvikas. I bägge fallen fixeras de nämnda strängarna i längdled genom snedstag upp mot takskivan i vart 4:e till 6:e balkfack. Vid strängar av rundstål kan det vara angeläget att ibland efterspanna dessa eftersom särskilt fästpunkterna med tiden kan undgå torkning och krympning och att spännkrafterna då minskas och stagen slakas.

## VII. C. Huvudbalkarnas stabilitetsfrågor

Som i annat sammanhang framhållits är livtjockleken densamma vid alla HB-balkar oavsett balkhöjden. Även den här exemplifierade huvudbalken (dubbla) med totalhöjd 3,35 meter är sålunda utförd med liv av dubbla lag 1" diagonalpaneler med en tjocklek i hyvlat skick av 22 mm per skikt. Man finner nämligen att detta är tillräckligt ur kraftöverföringssynpunkt mellan flänsar och liv trots att största avskärningskraften i föreliggande fall uppgår till inte mindre än 110 ton.

Däremot måste balklivet vid så stora avskärningskrafter och så höga balkar kraftigt knäckavstyvas. Med stöd av de i kap. IV C angivna reglerna finner man att huvudbalkens liv på en sträcka av 8,5 meter på ömse sidor om mellanstöden måst

förses med knäckavstyvningar av 2"x5" c/c 35 cm. Även vid huvudbalkens upplag vid ändstöden har erfordrats kraftiga livavstyvningar, här 2"x3" c/c 42 cm. Vid balkmitt har livavstyvningarnas avstånd ökats till ett maximivärde av 85 cm c/c. Ytterligare avstyvning har skett genom att de dubbla huvudbalkarnas liv inbördes och genom mellanstycken förenats med spikning c/c 3 meter.

Vid höga balkliv i kombination med stora avkärningskrafter bör dock fortfarande viss försiktighet iakttas vid dimensioneringen av balklivens knäcksäkerhet. De genom spikning samverkande livavstyvningarna är ju exempelvis inte stelt samverkande utan viss "glidning" i inbördes spikförband måste beaktas. På det här området finns fortfarande plats för ytterligare forskning.

Betr. balkflänsarnas knäcksäkerhet uppträder vid den här aktuella huvudbalken mycket stora flänskrafter i balkunderfläns över och närmast utanför upplagen på de båda betongpelarna - mitt över stöd utgör den teoretiska flänskraften sålunda inte mindre än 248 ton vilket är mycket i en träkonstruktion. Det är uppenbart livsviktigt att så stora tryckkrafter i den fria delen av underflänsen hålles stabilt styrda på hela den sträcka som underfläns(arna) är tryckta. Så har

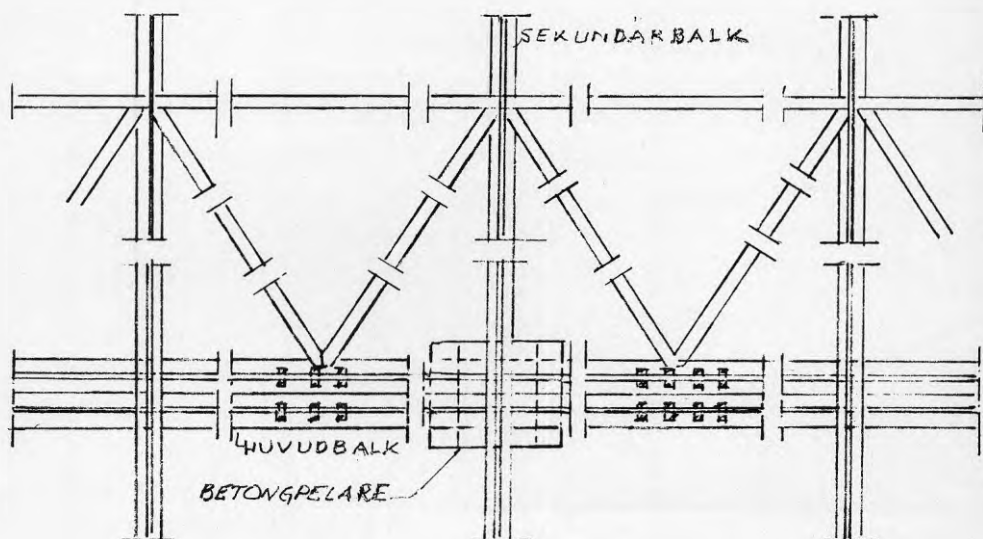


Fig. 162

skett genom det kraftiga knäckavstyvningsförband, som i avkortad skala visas i Fig. 162. Det är utfört som ett fackverk som är anordnat i bägge sekundärbalksfälten på ömse sidor om bägge mellanstöden på sätt visas också i planen i Fig. 163. Fackverket är utfört av kraftiga massiva träsektioner, vilka med plattstålsförband, bult och brickor anslutits till huvudbalkarnas underflänsar resp. innanförhängande delar av sekundärbalkarnas underflänsar.

I den schematiska planen i Fig. 163 visas såväl de nu angivna huvudfackverken, som avstyvar huvudbalkarnas fria underflänsar, som de tidigare beskrivna avstyvningarna för sekundärbalkarnas fria underflänsar. I sistnämnda fall är också på samma plan angivna de diagonala "låsningarna" av resp. strängar av avstyvningsreglar.

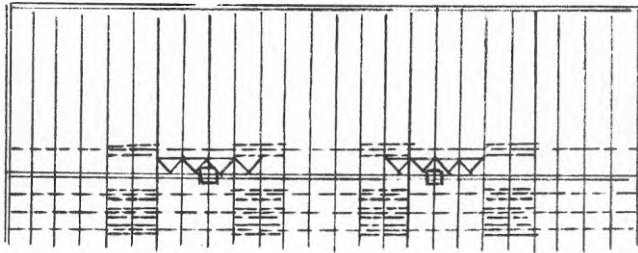


Fig. 163

För dimensionering av det nu behandlade avstyvningsfackverket fanns vid konstruktionstillfället egentligen inget helt pålitligt underlag. Det var emellertid här fråga om mycket stora krafter, som nämnts flänskrafter om 248 ton, och det var därför nödvändigt - och är i brist på fortsatta forskningsuppgifter på området fortfarande nödvändigt - att finna rimliga grunder för knäckavstyvningsfackverkens beräkning.

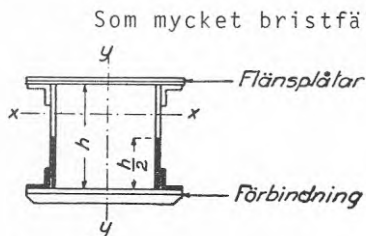


Fig. 164

Som mycket bristfälligt underlag för denna beräkning - eller snarare utgångspunkt - valde förf. 1941 den enda någorlunda tillämpbara bestämmelse som då fanns i enda tillgängliga offentliga bestämmelser, nämligen 1938 års "Normalbestämmelser

för Järnkonstruktioner". Där stadgas för sammansatta järnsektioner (obs. "stål" fanns ej på den tidens bestämmelser) t.ex. enligt Fig. 164 att sektionens förbindningar "må dimensioneras under antagande att strävan i sin helhet åverkas av en konstant avskärningskraft uppgående till 2 % av strävans totala axialbelastning". (Anm. Sedan ovanstående skrivits har detta redan behandlats i kap. IV B 2e)

Här fanns alltså åtminstone antydning om en storleksordning på de sidokrafter som ett knäckavstyvningsförband av typen i Fig. 162 måste kunna upptaga. Det här aktuella belastningsfallet var dock alldeles för betydelsefullt för att den mycket knapphändiga och inte heller direkt tillämpliga uppgiften i "Järnbestämmelserna" skulle kunna accepteras som enda vägledning. Förf. igångsatte därför en provningsserie - den har sedan detta skrivits redan behandlats i kap. VI A 6, "Provning av knäckavstyvningar.. - där sambandet mellan tryckkrafter och knäckavstyvningskrafter studerades ehuru för mindre krafter än de här aktuella. Studierna gav mycket kort uttryckt till resultat att det skulle vara tillräckligt med en sidoavstyvningskraft av ca 1,25 % av tryckkraften för att en sträva enligt 2:a Eulerska knäckfallet skulle kunna hållas styrd. Bestämmelsernas "2 %" syntes då innebära viss extra säkerhet och har i det här fallet lagts till grund för huvudknäckförbandets dimensionering. De har också utnyttjats för att dimensionera "låsninganordningarna" för sekundärbalkarnas knäckförband.

#### **VII. D. Vindförband (gavelvindförband)**

Anordningen av byggnadens vindförband har rätt nära anknytning till knäckförbandets funktion. Det är viktigt att stödpunkterna för de sistnämnda är så stela och orubbliga som möjligt. Här har vindförbandets utförande en hel del betydelse. Exempelvis skulle ett vindförband utfört på relativt konventionellt sätt av träfackverk med elastiska eller något eftergivliga förbindningar mellan fackverksknutpunkterna lätt kunna dra med sig oönskade eftergivligheter i strategiska punkter av den bärande stommen.

Utgående från dessa synpunkter har här i första hand utnyttjats den mycket stumma vindförbandsanordning, som den spikade takskivan i ett av bräder på tätliggande åsar utfört

tak kan utformas till. En sammanhängande spåntad takskiva av här aktuell storlek skulle med hänsyn till denna skivas stora konstruktionshöjd i förhållande till spännvidden kunna anses tänkbar att ersätta särskilda gavelvindförband trots att den inte innehåller några diagonala förband.

För långvarigt verkande sidobelastningar, exempelvis vållade av snedställningar hos pelare eller mycket långvarig storm, kan emellertid styvhet och lastöverföringsförmåga hos en sådan takskiva ändå diskuteras. Med hänsyn till de stora spännvidder det här gällde och framförallt sidostabiliteten hos den stora dubbla huvudbalken bedömdes därför en vanlig takskiva inte utgöra en fullt tillfredsställande vindförbandsanordning. I stället har vind- och huvudknäckförband utformats på det sätt som schematiskt framgår av Fig. 154. .

För att åstadkomma ett fullt beräkningsbart vindförband med små sido-deformationer anordnades vid takpanelen i de båda yttersta sekundärbalksfacken utöver det vanliga brädsnittet ett extra brädsnitt utfört som diagonalpanel (streckat i Fig. 154),, som tillsammans med det vanliga brädsnittet hopspikades med åsarna ovanpå sekundärbalkarna. De två varandra korsande brädsnitten bildade därvid ett slags motsvarighet till livet i en mycket stor HB-balk, där åsarna fungerade som livavstyvningar och i sin tur överförde krafterna till sekundärbalkarnas överflänsar, som bildade flänsar i vindförbandet.

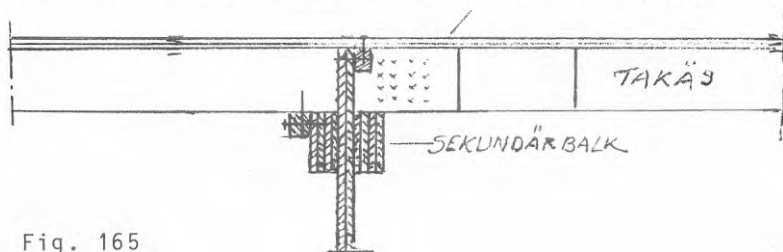


Fig. 165

För att den dubbla diagonalspikade takpanelen skulle kunna effektivt anslutas till sekundärbalkarnas överflänsar uppdrogs livet i de sekundärbalkar, som ingingo i vindförbandet enligt Fig. 165 ända upp till takpanelen och anslöts till takpanelen medelst särskilda spikreglar enligt Fig. 165 inpassade mellan åsarna. På detta sätt erhöles till det måttliga pris-

et av en extra takpanel i två ändfack en fullt beräkningsbar och tillräckligt sidostyv vindkraftupptagande diagonalpanelbalk vid vardera hangargaveln. Den diagonalpanelbalken är i sin tur (sido)-upplagd på den vindförsträvade bakväggen vid hangaren baktill och på huvudbalken framtill och utkragar därifrån till hangarens front, Fig.154.

Med utgångspunkt från de sidostyva gavelvindförbanden sidofixerades i sin tur de övriga sekundärbalkarnas överflänsar genom att takåsarna var anordnade som kontinuerliga balkar över sekundärbalkarna och genom sammanspikning bildade sammanhängande långsgående ås-strängar. Sekundärbalkarna erhöll på detta sätt en effektiv sido- och knäckavstyvning i vad avser överflänsarna.

Även huvudbalkarnas överflänsar erhöll genom takskivan och dess anslutning via sekundärbalkarna till de bakre pelarstöden en effektiv sidostyrning. Huvudbalkarnas underflänsar är vidare sidoavstyvade vid varje sekundärbalksinfästning men inte mellan dessa punkter. Eftersom dessa underflänsar ej är knäcksäkra på knäcklängden mellan sekundärbalksinfästningarna har knäcklängden avkortats genom de knäckförband som ovan beskrivits i Fig.162.

Ovanstående kanske något omständliga beskrivning har velat belysa vikten av att varje detalj i ett större och mera sammansatt bärverkssystem måste var för sig kontrolleras att den är ordentligt sidostyrd när den är utsatta för tryckkrafter.

### VII. E. Sandöbroställningsraset – en teori

En takskiva av två transversalt resp. diagonalt korsande brädsnitt, som tillika genom tät spikning är mycket styvt förbundna med ett system av ganska tätt anbragta åsar och som tillika har stor utsträckning i bägge leder bildar en mycket styv avstyvningsanordning och då vida styvare än ett större fackverk med dettas många eftergivliga knutpunktsförbindningar. Förf. vill här för viss diskussion framföra en visserligen helt obestyrkt teori: Kunde Sandö-raset ha undvikits om bågställningen upp till avslutats med en takskiva av här antydd art: två lag diagonalpanel kraftigt sammanspikade med ställningsbågarna via dessas tvärbalkar???

Genom F 11-hangarernas konstruktioner har på visst sätt belysts ytterligare tre viktiga principfrågor, som här skall redovisas:

**VII. F. Temperatur- och krympspänningar** Vid de balkdimensioner som här har varit aktuella - huvudbalken är ju i den färdiga konstruktionen sammansatt till en enda längd av inte mindre än 110 meter - skulle en stålkonstruktion behöva utföras med noggrant iakttagande av erforderliga rörelsemöjligheter hos huvudbalkens upplag till följd av varierande temperaturförhållandena. Vid träbalkar påverkas balklängden dels av variationer i temperaturen, dels även av variationer i fuktighetshalten hos balkflänsarnas trämaterial. Emellertid är längdvariationerna på grund av temperaturändringar långt mindre än exempelvis vad förhållandet är vid bärande stålkonstruktioner..

De 110 meter långa huvudbalkarna vid denna hangar har därför ansetts kunna uppläggas utan särskilda glidanordningar på de båda sidostyva mellanstöden av betong med ett inbördes avstånd av 38 m och där ansetts fixerade i dessa punkter. Där-  
emot har stödpelarna vid huvudbalkens båda ändar utformats relativt slanka i huvudbalkens längdriktning men styva i dess tvärriktning (se vidstående fig.)

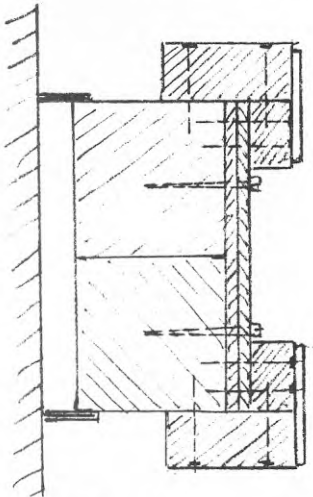


Fig. 166

Längdvariationer till följd av temperatur- och fuktighetsändringar i huvudbalken har därvid kunnat tas utan att vålla större extraspänningar genom deformationer i ändpelarna. Härvid har räknats med att också träets plasticitetsegenskaper vid långtidsbelastning medverkar till att utjämna och reducera extra spänningar. Erfarenheterna under de gångna ca 45 åren synes ha bekräftat att nämnda längdvariationer inte vållat några märkbara olägenheter.

Inverkan av extrem flänsstorlek. Vid den över två stöd kontinuerligt utförda dubbla huvudbalken är flänsdimensionerna över stöd som tidigare nämnts av storleken 4 gånger 26" x 5"



eller ca 65 x 11 cm vid huvudbalkens både över- och underfläns. Detta är som också nämnts 30 gånger större än dimensionerna för de diagonalpanelbalkar som de kända tyska forskarna Fonrobert och Gaber ansett som maximalt tillåtliga för sådana balkar. Rent matematiskt har det dock enligt författarens mening inte funnits någon egentlig grund att underkänna användandet av så stora balkflänsar som föreslagits för F 11-hangarerna. Den praktiska erfarenheten har därefter bekräftat riktigheten av de rent matematiska övervägandena. Balkflänsar av angiven storleksordning - och i själva verket ännu större flänsar - bör alltså kunna användas vid balksektioner av HB-balkstyp.

Huvudbalk(arnas) upplag på mellanstöden. Ett problem som utöver maximala flänsstorleken vållade betänkligheter vid projekteringen var huvudbalkens upplag på de båda mellanstöden. Upplagskraftens storlek, max. ca 205 ton, visade sig nämligen inte på rimligt sätt kunna upptas av "konventionella" HB-balkspelare. Redan på ett tidigt stadium beslöts därför att rekommendera att de båda mellanpelarna utfördes som i grunden inspända armerade betongpelare.

I det läget visade sig det besvärligaste problemet vara att överföra belastningen på huvudbalken till betongpelaren. Konventionellt borde huvudbalken uppläggas på betongpelaren via vertikala upplagsreglar, där upplagskraften överfördes till upplagsregeln i dennas längdriktning (parallellt med träfibrerna). I samband med de korsande sekundärbalkarna - som i och för sig hade en viktig funktion som knäckavstyvande organ för huvudbalken - fanns dock ej plats för de konventionella upplagsreglarna av tillräcklig storlek.

Den lösning som till sist valdes var egentligen "konstruktionsvidrig". Den innebar att huvudbalkarna upplades på betongpelaren direkt på sina underflänsar och alltså med upplagsstrycket vinkelrätt mot träfibrerna. Därigenom erhöles tillräckligt stor upplagsyta för att med tillåtna påkänningar vinkelrätt mot fibrerna kunna uppta det stora upplagsstrycket.

## VIII. Tillverkningsfrågor vid HB-balkssystemet

Sortering, hyvling och kapning av virkesdelar till HB-balkar sker på konventionellt sätt och förbigås därför här.

Den dominerande tillverkningsvolymen avser framställning av balkarnas flänsar. Sådana utföres antingen av massivt virke eller av "glulams", glued laminated boards, d.v.s. i två eller flera skikt sammanlimmade bräder. Därutöver omfattar produktionsprocessen tillverkning av ett antal speciella detaljer såsom livskarvplattor, flänsskarvelement m.m. ävensom sammansättning av raka balkdelar i vinkel med varandra till ramar av olika slag.

HB-balkarna kan tillverkas både ute "på fältet" utan större produktionsanordningar och i fabrik med för tillverkningen anpassade specialverktyg, pressar, fixturer, lyftanordningar m.m.

### VIII. A. Tillverkning med handverktyg på fältet

Vad som kanske i särskild grad karaktäriserat HB-balkssystemet är att bärande konstruktioner också för stora spännvidder om så erfordras kan tillverkas med högst primitiva metoder ute "på fältet" och utan tillgång till vare sig egentliga fabriksresurser eller nämnvärt komplicerade verktyg eller apparaturer. Strängt taget erfordras i det enklaste fallet endast ett plant arbetsunderlag med en längd motsvarande de längsta behövliga balkarna samt verktyg av typen yxa, hammare och handsåg. Det plana arbetsunderlaget behöver inte ens utgöras av ett komplett arbetsgolv utan kan utgöras av ett antal på marken någorlunda tätt (t.ex. c/c 60 cm) placerade träbockar, som avvägts till jämn höjdnivå i bekväm arbetshöjd.

Därjämte erfordras givetvis lämplig materialtillgång, men karakteristiskt för systemet är just att sådan tillgång normalt finnes i anslutning till varje ordinär brädgård (i kombination med tillgång till viss grövre spik). Systemet erfordrar nämligen normalt inga grövre virkesdimensioner, utan även mycket stora balkar kan utföras med sådant klenare virke, som

finns vid de flesta brädgårdar. I själva verket kan även de största bärverk utföras av 1"-bräder med några sekundära kompletteringar av 2" virke.

Efterföljande kortfattade beskrivning av tillverkningen av HB-balkar "på fältet" bör läsas i kombination med den mera detaljerade framställningen (i avsnitt B) av fabrikstillverkning av samma system.

#### Fälttillverkning av HB-balkar med o-limmade massiva flänsar

I det enklaste fallet utgöres flänsarna av oskarvade massiva träreglar av balkens fulla längd och av 2" tjocklek. Flänsreglar av denna tjocklek och av vanligen 4"-8" bredd utläggas därvid för ena balksidan och i exakt läge på det plana underlaget och "fastlåses" provisoriskt vid underlaget. Därefter anbringas livbräder av 1" tjocklek (som kan vara både ohyvlade (25 mm) och hyvlade (22 mm)) och ändkapade till rätt längd och i 45<sup>0</sup> vinkel tätt intill varandra ovanpå de utlagda flänsarna, så att ett sammanhängande skikt av 1" livbräder bildas. Ovanpå detta anbringas på samma sätt ett andra livskikt med bräderna korsande det första skiktets bräder i 90<sup>0</sup> vinkel, varefter på det nu dubbla skiktet av livbräder utlägges flänsreglar av samma utförande som de först utlagda flänsarna.

Vid balkändarna utföres mellan flänsreglarna upplagsreglar av vanligen samma dimensioner som flänsreglarna. Slutligen inslås från balkens översida spikning enligt på resp. ritning föreskrivna dimensioner och spikmönster. Denna spikning är normalt dimensionerad så, att den genomtränger eller intränger i samtliga skikt - övre flänsar, bägge livpanelerna och delvis de undre flänsarna, i det här fallet med 6" spik.

De olika träskikten bildar efter denna spikning en sammanhängande balk, som kan vändas helt om. Efter vändningen inslås spik från den nya översidan av samma typ som spikningen från motsatta sidan.

En balk av t.ex. 80 cm höjd med flänsreglar av 4 st. 2"x6" har samma böjningshållfasthet (resp. motståndsmoment  $W_x$ ) som

en massiv träbjälke 14"x14" ( $\phi$  36,5 cm). Sådana mycket dyra och svårhanterade bjälkelement kan alltså enligt HB-balkssystemet enkelt ersättas av 4 st. i varje brädgård lagerförda 2"x6" reglar plus brädlivet. Dessa förhållanden utgjorde en huvudorsak till att de svenska ingenjörtrupperna under krigsåren 1940-1945 vid sina brobyggen i stor utsträckning gick över till HB-balkssystemet från tidigare använda träkonstruktionsmetoder.

Till flänsvirke vid HB-balkar bör helt naturligt användas virke av relativt hög kvalitet. Omvänt kan däremot till livet användas "utrensat" virke av betydligt lägre kvalitet, eftersom påkänningarna i livbräderna i regel är betydligt längre än flänspåkänningarna.



Fig. 167

Vid HB-balkar med ej parallella flänssar, t.ex. pelarben för två- och treledsramar, tillkapas livbräderna i ungefärliga längder, som täcker snedavståndet mellan flänssarna. Sedan de "sneda" balkarna färdigspikats och då bildar synbart "taggiga" balkar, renskåres balkarna utmed flänssytterkanter, Fig. 167.

Nu kan massiva flänsreglar av t.ex. 2" virke sällan erhållas till längre längder än högst ca 6 meter. För längre balkar måste alltså flänssarna kunna hopskarvas av kortare delar. Överlapps-skarvning av 2" olimmade flänssar erfordrar skarvstycken av likaledes 2" tjocklek och därmed på skarvsträckorna spiklängder av 8" längd, om spikarna skall kunna genomtränga flänsmaterialet på bägge sidor om livet. Detta är både obekvämt och oekonomiskt.

Mera ekonomiskt framställes därför olimmade balkflänssar av större längder av dubbla 1 1/2" flänsreglar med inbördes förskjutna tvärskarvar. Ett utanpåliggande skarvstycke av likaledes 1 1/2" tjocklek skarvar därvid successivt bägge innanförvarande flänsreglar, och detta kan nu ske med endast 7" lång spikning. Spikningen utföres och dimensioneras enligt de regler som angivits i kap. IV D.

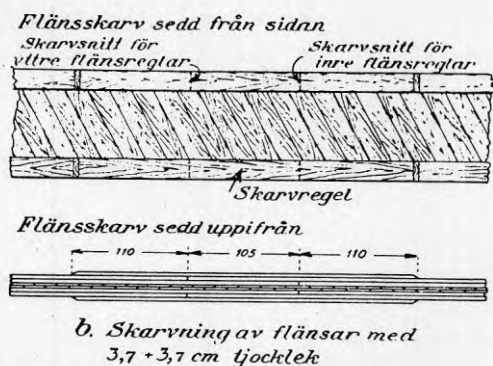


Fig. 168

anordnas därvid dubbla flänsar i balkens höjded.

Detta sätt att utföra HB-balksflänsar på fältet av massivt olimmat virke kan i princip användas vid obegränsat långa balkar. Det har i den svenska militära handboken "Ingenjörtruppsinstruktion, 1945" detaljberäknats för upptill 20 meter långa balkar. Ett exempel på en sådan tabell visas i Fig.174, sid.216.

Det ovan beskrivna sättet att utföra i princip obegränsat långa balkar med flänsar av massivt olimmat virke innebär i praktiken, att vid långa balkar de fyra dubbla 1 1/2" flänsarna måste var och en kontinuerligt skarvas med utanpåliggande 1 1/2" skarvregel av samma totallängd som balkens. Till den "nyttiga" effektiva flänsytan av vardera 2 st. 1 1/2"-reglar - som med sina fulla sektionstyror medverkar i balksektionens motståndsmoment  $W_x$  - tillkommer alltså en ur " $W_x$ -synpunkt" "onyttig" 1 1/2"-skarvregel. Denna ökar alltså den "nyttiga" sektionstyrta med 50 % "onyttig" flänsyta.

Tillsynes innebär detta en oekonomisk tillverkningsmetod. I praktiken är dock det "onyttiga" materialtillskottet procentuellt väsentligt mindre, eftersom balkens livbräder inte behöver skarvas. För t.ex. en balk med 100 cm höjd och med 4 st. flänsar av 1 1/2"x6" utgör skarvreglarnas "onyttiga" yta endast knappt 24 % av totala balkytan. Eftersom på sådant sätt kan utföras teoretiskt sett obegränsat långa och tillika höga balkar vid tillgång till enbart mycket enkla anordningar, är detta sätt att utföra stora bärande balkar höggradigt generellt tillämpligt.

En bild av på sådant sätt skarvad balk med olimmade flänsar visas i Fig.168 (från Ingenjörtruppinstruktion av 1945).

Variation av flänsregelytan (resp. av motståndsmomentet  $W_x$  för hela balksektionen) åstadkommes lämpligast genom variation av flänsarnas bredd. Event.

Rent allmänt förefaller det dock rimligt, att allt flänsmaterial borde kunna utnyttjas effektivt. Den frågan behandlas närmare i ett efterföljande avsnitt.

Spikning. Spikningen utföres mellan flänsar och livpaneler vid olimmade flänsar med 6" räfflad trådspik vid balkar med 2" flänsar och med 7" trådspik vid flänsar av 2x 1 1/2" flänsar. Spikningen utföres med spikplacering enligt de mönster som beskrivits i kap. IV D2. Vid livavstyvningar för balkliv användes dock delvis klenare spikning, se specifikationerna för sådan spikning på sid. 121.

Spikningen kan vid manuell spikning inslås med tyngre hammare, men i regel brukar flänsspikningen utföras med en yxa (baksidan), som har större "levande kraft" än en hammare. Den tidigare tillverkningen av HB-balkar utfördes regelmässigt på detta sätt. Sådan spikning är dock ganska arbetskrävande, och metodiken lämpar sig därför bäst där man har relativt gott om arbetskraft och folk med god armstyrka. Så har ofta varit fallet vid militära brobyggen med HB-balkar som då spikats manuellt, men liknande kan vara fallet i en del U-länder.

Vid större produktion (se kap. B) är det dock lämpligt att utbyta hammare eller yxa mot trycklufthammare. Spikningen tillgår då så, att resp. spik först med vanlig hammare löst inslås i det på ritningarna föreskrivna mönstret. Mönster av standardtyp markeras enklast på flänsen med hjälp av hålförsedda mallar av papp, tunn träfiberskiva, plåt e.d. Därefter sker indrivning av spiken till fullt djup med trycklufthammaren. För att underlätta det arbetet bör hammarens slagdyna förses med en omslutande gummihylsa, som dels styr verktyget kring spikskallen, dels genom axiell fjädring i hylsan markerar när spiken slagits i botten.

Metoden med trycklufthammare är ofta tillämplig också ute "på fältet" eller vid byggnadsplatser, där man av någon anledning har tillgång till tryckluft. Den förut omnämnda tillverkningen av brobalkar vid de svenska ingenjörtrupperna har sålunda ofta utförts med hjälp av tryckluftinslagen spikning.

Fälttillverkning av HB-balkar med limmade massiva flänsar.  
Flänslimningens allmänna egenskaper.

Vid tillverkning av HB-balksflänsar av massivt virke kan i princip limning användas för två olika ändamål:

a) för längdskarvning av i flänsarna ingående delsektorer ("lameller", regler, bräder)

b) för inbördes limningsförbindning mellan flänslamellers sidoytor och angränsande materialskikt.

Här kan betr. a) först konstateras, att limningsförbindning i kontaktytan mellan vinkelrätt mot längdriktningen avskurna flänslameller veterligen inte ännu kunnat utföras med nöjaktig draghållfasthet (i själva verket inte heller med nöjaktig tryckhållfasthet om inte mellan angränsande lamellers kontaktytor stumt inpassas ett plåtstycke, som hindrar lamellernas fibrer att intränga i varandra (se även kap. V B d).

För ändskarvning mellan två motstötande flänslameller med större draghållfasthet erfordras därför, att de motstötande lamellernas ändar utformas som snett avskurna ytor eller som olika typer av s.k. "fingerskarvar" för att limning mellan lamelländarna skall möjliggöra överförande av större dragkrafter i skarvytan.

Sådan utformning av lamell-ändarna resp. deras limning under de mera primitiva förhållanden, som brukar föreligga "på fältet", är besvärlig om än icke omöjlig att genomföra. Dentyper av ändskarvning behandlas därför här endast i samband med fabrikstillverkning, se kap. B.

Däremot kan enl. b) limning mellan flänslamellers sidoytor och angränsande materialskikt med fördel tillämpas även vid viss fälttillverkning. Sådan limning innebär flera påtagliga fördelar:

1. Limning mellan två träytor innebär i princip att dessa stelt förbindas och att ingen elastisk rörelse eller deformation mellanytorna förekommer. Kostnaden för en limfog, som håller, blir per överförd belastningsenhet normalt låg relativt andra förbindningsmedel.

2. Limning mellan trälamellerna inbördes i en flänsregel och mellan skarvade flänsreglar och tillhörande skarvregel enligt Fig. 168 innebär, att samtliga lameller ur styvhets-synpunkt fungerar som en enda solid enhet (ehuru med skarvavbrott i lamellernas längdskarvsnitt). Inga "glidningsrörelser" inom flänsens olika delar kan uppkomma.

3. Limningsförbindningen mellan två eller flera flänslameller inbördes ökar på i och för sig välkänt sätt den sammansatta flänsens minimihållfasthet, eftersom hållfasthetsnedsättningen genom kvistfel och andra fel i en enskild lamell här kompenseras av de stelt anslutna angränsande lamellernas annorlunda belägna ev. fel.

4. Kraftöverföringen genom skarvregeln förbi skarvsnittet i övriga flänsreglar (jämför Fig. 168) blir mycket effektivare genom limningen än genom andra skarvförband, i själva verket hundra procentig så länge limskarven håller. Egentligen skulle sålunda ingen skarvspikning alls behövas om skarvregeln i Fig. 168 är ansluten till övriga flänsreglar medelst limning. På grund av sin styvhet eller stelhet upptar nämligen limfogen - om limningen håller! - hela skarvkraften; spikarna i skarven överför inte någon kraft alls. I en både limmad och spikad skarv fungerar alltså spikningen enbart som säkerhet ifall limfogen skulle brista.

Limfogen är emellertid också - bl.a. just genom sin stelhet - mera känslig för överbelastning, utförandefel m.m. än t.ex. ett spikförband. Om ett limförband genom fuktpåverkan eller genom olämpligt utförande eller av andra skäl överbelastas, "släpper", så sjunker dess hållfasthet plötsligt till noll. Ett överbelastat spikförband deformeras men behåller fortfarande en viss hållfasthet, som ev. varnar för ett förestående brott.

Vid tillverkning av HB-balkar "på fältet" under förhållanden där limningens kvalitet inte kan garanteras kan det därför vara lämpligt att kombinera limning och spikning i förekommande skarvförband. Limningen svarar för styvhet och hög men kanske något opålitlig hållfasthet, spikningen för (om än reducerad) säkerhet också vid limbrott.



Limning vid olika fiberriktningar. Limningens ovan omnämnda stelhet är en orsak till att hoplimmade trädelar måste ha parallella fiberriktningar i kontaktytrona, om förbandet skall få bestående hållfasthet. Vid korsande fiberriktningar rör sig träfibrerna vid fuktvariationer allt för olika i tvär- och längdriktningen. Man kan därför inte med bestående hållfasthet hoplimma bräder med korsande fiberriktningar. Av samma skäl kan inte HB-balkarnas flänsreglar hållfasthetsmässigt sammanlimmas med balklivets i  $45^{\circ}$  vinkel mot flänsriktningen anslutande livbräder.

Det finns dock ett slags undantag från nu nämnda regel. Ett belysande undantag representeras av s.k. kryssfänér av trämaterial. Här är tunna fanér av trä sammanlimmade med just korsande fiberriktningar, men man erhåller ändå en högst hållfasthetsbeständig produkt, som dessutom är mycket okänslig för sprickbildning vid t.ex. tät spikning. Anledning härtill är att de enskilda korsande fiberskikten är så pass tunna, att limfogens hållfasthet överstiger de spännkrafter som de olika fiberriktningarna vållar i kontaktytan mellan fibrerna. En del träkonstruktioner (t.ex. parkettbräder) är vidare baserade på att några få millimeter tjocka trärelement kan med "limkraft" sammanlimmas med element med korsande fiberriktningar utan att limningens hållfasthet överskrides.

Ett annat undantag är direkt aktuellt vid HB-balks-systemet. Det finns ett flertal konstruktionselement (t.ex. livskarvplattor av korsande 1" bräder vid balkskarvar), där 1" tjocka bräder sammanlimmas med korsande bräder i  $45^{\circ}$  eller  $90^{\circ}$  vinkel mellan resp. fiberriktningar. Det karakteristiska för dessa konstruktionselement är emellertid, att limförbindningen endast är ått anse som tillfälligt verksam, nämligen tills dess att planerad tät spikning genom elementet hunnit utföras. Även av grövre trärelement (1") sammanlimmade trädelar (bräder) bildar då ett slags grovt "kryssfänér", där de olika fiberriktningarna armerar varandra mot spräckande krafter. De kan då genomspikas med tät grov spikning utan att de enskilda bräderna spricker. I längden fungerar (består) inte limningen mellan de grova brädsnitten, men dessa anpassar sig gradvis till tät grov spikning utan att spricka. (genom armeringsverkan).

Den här principen kan också tillämpas vid tät spikning av limmade flänsar mot vanligt balkliv av i  $45^{\circ}$  korsande bräder. Genom limbetrykning av flänsarna i kontaktytan mot livbräderna kan nämligen tätare spikning genom tillfällig armeringsverkan mellan fibrerna utföras än utan sådan limning.

Limningens speciella egenskaper är också en orsak till att perfekt limning kräver möjligast tät anliggning mellan motstående limmade ytor. Detta betyder i praktiken dels behov av högt anliggningstryck - presstryck - mellan hoplimmade ytor, dels vid träytor att ytorna är möjligast släta och plana, d.v.s. i praktiken hyvlade. Limning vid hyvlade plana ytor behandlas dock först i nästa avsnitt B.

Det sagda hindrar inte att limning också vid de enbart sågade ytor, som vanligen förekommer vid massivt virke "på fältet", kan ha positiv effekt. Sågade ytor har nämligen ofta så pass slät yta - om än med viss råhet i ytan - att de i kombination med "gap-filling" limsorter (t.ex. caseinlim, se nedan) ändå kan åstadkomma hyggliga limförband och detta t.o.m. utan de höga presstryck, som fabriksmässigt tillämpas vid kvalificerad limning. Nödigt presstryck kan därför i sådana fall åstadkommas med tyngdbelastning eller med s.k. spiktryck. Ofta vill man dock inte basera ett helt bärverks existens och säkerhet på sådan typ av limning. Limfogen kombineras därför gärna med spikning om än med reducerad säkerhet för den sistnämnda.

Limningsförfarandet. Limning under fältförhållanden och vid ej hyvlat virke utföres lämpligast med s.k. caseinlim. Sådan limning erfordrar ingen högtemperatur, endast vanlig rumstemperatur - dock ej lägre än ca  $+10^{\circ}\text{C}$ . Caseinlim har vidare viss s.k. "gap-filling" kapacitet, d.v.s. viss förmåga att med bibehållen hållfasthet utfylla ojämnheter mellan skarvytorna. Kravet på presstryck under limningens hårdnande är också måttligt och erfordrar inte nödvändigtvis de stora pressar, som ofta är nödvändiga vid andra typer av limning. Priset för caseinlim är vidare betydligt lägre än för vissa mera högkvalificerade lim (ungefär 1/5), varom mera nedan.

: Å andra sidan är limfogar utförda med caseinlim ej vattenfasta eller fuktbeständiga. De bör därför inte användas för utomhuskonstruktioner eller för konstruktioner under tak men utsatta för mera långvarig fuktpåverkan. För sådana konstruktioner bör användas den mera avancerade limningsteknik och tillhörande lim-medel, som bl.a. behandlas i avsnittet B nedan.

(Att caseinlim ansetts ej fuktbeständiga har sedan mycket länge varit en allmän uppfattning. Allting synes dock vara relativt att döma av efterföljande erfarenhet från slutet av 1940-talet. HB-avdelningen hade strax efter krigsslutet fått beställning på en hangarstomme till Shiphoofs flygplats i Holland, tvåledsramar med ca 43 meters spännvidd. Ramdelarna levererades med båt till flygplatsen, men det föreföll som ingen hade det egentliga ansvaret för bygget. Först flera veckor efter leveransen inkom från beställaren en anhållan om instruktionshjälp, och en man från HB-avdelningen reste ner till Shiphoof. Vid ankomsten kunde han konstatera att samtliga hangardelar (f.ö. med den största spännvidden i ett spann dittills för HB-systemet) i flera veckor hade legat utlagda horisontellt på hangarplattan utan något som helst regnskydd. På både hangarplattan och i balkdelarnas av flänsar och avstyvningar omgivna "fördjupningar" hade bildats större eller mindre lokala "insjöar", som i veckor dränkt de caseinlimmade (men också i vanlig ordning spikade) balkdelarna. Vattendränkningen av hangarplattan omedelbart efter hangarresningen synes rätt tydligt på Fig. 38. Hangarstommen uppfördes dock med användning av de vattendränkta HB-balkdelarna, men några anmärkningar mot den sålunda utförda stommen har aldrig därefter rapporterats. Casein-limningen hade därför kanske trots vattendränkningen behållit del av sin hållfasthet. En möjlig förklaring i detta fall är dock att enbart spikningen ehuru med reducerad säkerhet ensam svarat för hållbarheten!).

Det rent tekniska utförandet av limning av HB-balksdelar "på fältet" kan också genomföras med enkla hjälpmedel. Caseinlimmet kan påföras med pensel e.d. Erforderlig kvantitet utgör ca 450 gram per m<sup>2</sup> limningsyta enligt de närmare detaljanvisningar från limtillverkaren, som brukar åtfölja resp. förpackningar. Sedan limbestrukna trädelar anbragts i rätt inbördes läge fixeras de provisoriskt inbördes med hjälp av klenare spikning (som anbringas där den icke kolliderar med föreskriven men senare anbragt kraftöverförande spikning). Presstryck skall därefter påföras.

Vid caseinlimmade och på fältet utförda förband kan presstrycket ofta åstadkommas helt enkelt genom påfötande av tillgängliga tunga material, t.ex. betongtyngder. Ett annat sätt är genom s.k. spiktryck, d.v.s. det tryck mellan angränsande trädelar, som åstadkommes genom kraftig inslagning av resp. spikförband. Presstryck genom spiktryck förutsätter dock, att

.spikningen kan genomföras inom tiden för limmets härdning. Vid användning av caseinlim kan man, event. genom vissa fördröjningstillsatser i limmet, utnyttja uppemot 2-3 timmar för spikning innan härdning äger rum. Anordningen med "spiktryck" har då den kan användas givetvis den fördelen, att presstrycket inte erfordrar några särskilda yttre anordningar för presstryckets åstadkommande.

De samlade fördelarna med utnyttjande av limning också vid "fälttillverkade" balkdelar i kombination med det ganska enkla tekniska förfarandet är sådana, att föreskriven spikning gärna kompletteras med limning enligt ovan. Längdskarvning av kraftöverförande flänsreglar kan dock som regel inte utföras "på fältet".

### VIII. B. Fabriksmässig tillverkning av HB-balkar

I föregående huvudavsnitt VIII A har behandlats tillverkning av HB-balkar under mera primitiva förhållanden och med tillgång huvudsakligen endast till sådan verktygsutrustning, som normalt finns tillgänglig vid alla träarbeten. Denna typ av tillverkning bör vara tillämplig vid tillverkning av enbart enstaka bärverk enligt HB-balkssystemets principer eller i länder eller trakter med avsaknad av industriella resurser.

Vid tillverkning i större skala måste däremot förutsättas, att tillverkningen sker inomhus i lämplig fabrikslokal, under lämpliga temperaturförhållanden och att för tillverkningen anpassade specialanordningar står till förfogande. Det är därvidlag framförallt limningstekniken för balkarnas flänsar som avsevärt skiljer sig från metoderna "på fältet".

Tillverkningslokal. Fig. 169 visar ett exempel på fabrikslokal för tillverkning av HB-balkar ävensom dess utrustning med olika tillverkningsanordningar.

Fabriksbyggnadens storlek i plan är givetvis beroende av produktionens omfattning men också av storleken av de stör-

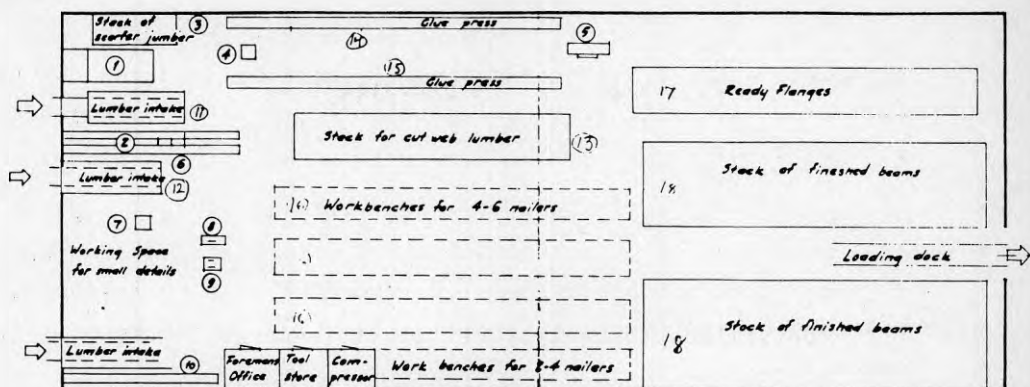


Fig. 169

sta balkelement, som kan beräknas bli tillverkade i byggnaden. Byggnadens fria höjd bestäms av att ovanför arbetsbänkarna med en arbetsbekväm höjd av ca 0,75 m måste finnas dels en fri höjd som tillåter vändning av bredast förekommande balk-element, dels en traversanordning med lyftkapacitet för hantering och uttransport av tyngsta förekommande balkdelar.

Erfarenhetsmässigt innebär detta att tillverkningslokalen bör ha en fri höjd av åtminstone ca 5 meter. Traversen bör ha en lyftkapacitet av minst 2 ton och dess lyftkrok bör vara åkbar i två riktningar över större delen av lokalytan.

Eftersom limningsarbetena kräver en lägsta temperatur om ca + 10<sup>0</sup> C bör lokalen vara uppvärmningsbar men man kan reducera uppvärmningsbehovet genom att förse limningsbänkarna med borttagbara och värmeisolerade huvanordningar.

Efterföljande korta beskrivning av de i Fig.169 visade tillverkningsanordningarna ger samtidigt en koncentrerad översikt över tillverkningsprocessen i en HB-balksanläggning.

Hylvlade bräder anländer från fabriken hyvleri och intas vid (11), medan övrigt virke t.ex. för livavstyvningar m.m. intas vid (12) eller (10). Virket kapas till rätta längder på kapbänken (2), som också är försedd med inställningsorgan för ändkapning av livbräder i 45<sup>0</sup> vinkel eller i andra vinklar. Det längdkapade virket går vidare till ett mellanlager (13) eller direkt till arbetsbänkarna (16) eller slutligen till en skarvbehandlingsmaskin (1) enligt nedan.

Från kapbänken (2) går vidare för flänstillverkningen avsedda bräder till skarvmaskinen (1), där brädändarna bearbetas för blivande längdskarvning genom limning, mera ingående beskrivet senare.

Från skarvmaskinen (1) fortsätter flänsbräderna genom en limspridare (4), som kontinuerligt bestryker flänsbräderna (i regel bara ena sidan) med lim, varefter de direkt anbringas i någondera av limpressarna (14) eller (15), varom också mera nedan.

Skarvningsprocessen för flänsbräderna (i maskinen (1)) är nog den som vållat mest problem vid tillverkningen, men eftersom den samtidigt belyser viktiga data vid tillverkningen kan det vara av intresse att här erinra om de skarvningsmetoder som kommit till användning.

Till skillnad från vid "fälttillverkade HB-balkar" har det vid fabrikstillverkade balkar varit både självklart och nödvändigt att hela flänssektionsytan är hundra procentigt verksam vid upptagande av förekommande belastningar (böjningsmoment och normalkrafter). Vid en av flera bräder, "lameller", sammansatt flänsregel har man helt enkelt inte råd att låta någon av flänsbräderna fungera enbart som skarvelement på sätt som beskrivits vid fälttillverkade balkar (i avsnitt A), utan alla flänsbräderna måste var för sig kunna överföra förekommande spänningar. Detta betyder i sin tur att varje enskild lamellbräda måste ändskarvas på sådant sätt, att den i skarven förmår överföra full belastning både för tryck och för dragning. Vilket i sin tur förutsätter limning i skarven!

De metoder för ändskarvning vid HB-balksflänsar som kommit till användning vid dessa ha kortfattat beskrivits å sid. 15-16. Närmast tillhands liggande lösning har varit att snedskära motstående brädändar i sådan vinkel, erfarenhetsmässigt lämpligast i lutning 1:7, att vid hopläggning av de snedskurna och tillika limbestrukna ytorna man skulle efter limmets hårdnande under presstryck erhålla en kraftöverförande fog (Fig. 12). En sådan snedfog kan framställas med hjälp av en vanlig sågklinga men har vissa nackdelar (se sid. 16).

För att komma ifrån flertalet av dessa nackdelar utveckl-

lades den s.k. "hakskarven", där med hjälp av ett särskilt fräsverktyg brädändarna utformades med en liten hake, Fig. 13 , som möjliggjorde snabb inbördes placering av snedytorna i korrekt ingreppsläge. Haken minskade den kraftöverförande sneda ytan och borde därför göras möjligast liten, ca 3 mm.

Numera har verktygsutvecklingen möjliggjort utförande av s.k. "fingerskarvar", Fig. 14 , som nog numera mest användes.

Flänslimningen. Sedan flänsbräderna i skarvmaskinen 1 i Fig. 169 försetts med sned- eller fingerskarvar och därefter passerat limbstrykningsmaskinen (4) är de färdiga att läggas in i endera av flänspressarna (14) eller (15). I regel innehåller en viss balkbeställning ett större antal likadana balkar, och pressarna (14) och (15) är inrättade att på en gång framställa ett större antal flänsar av lika stor längd, i regel motsvarande totala längden av resp. balk eller balkdel. Balkarna kan däremot av transportskäl inte alltid framställas

i samma längd som resp. bärverk. Dessa måste då på byggnadsplatsen hopskarvas medelst separat beskrivna skarvanordningar.

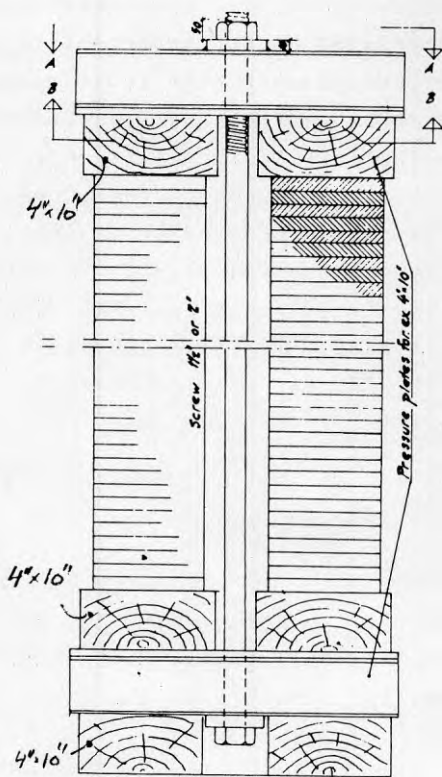


Fig. 170

Den typ av flänspress som använts både vid HSB:s fabriker och vid flertalet av dess licensstagare, framgår av tvärsektionen i Fig. 170. . Pressen består av ett större antal "press-ok". Oken är placerade c/c ca 60 cm ovanpå två långsgående kraftiga fundamentbjälkar, här 4"x10". Varje ok består av en kraftig central rundstång  $\varnothing$  35 å 50 mm med muttrar i bägge ändar, och som inbördes sammankopplar ett undre och ett övre balkpar av U-balkar nr 10. Ett mot flänslängden svarande tillräckligt antal sådana ok är uppställda på de båda fundamentbjäl-

karna 4"x10", varefter en rad av liknande bjälkar i lastfördelande syfte placeras ovanpå de undre balkparen.

Ovanpå sistnämnda bjälkar placeras nu i tur och ordning limbestrukna brädlameller så att full längd på resp. flänsar erhålles. Sned- eller fingerskarvytor i motstående lameller limbestrykas på bägge ändar - däremot limbestrykes endast ena sidan av lamellbräderna i övrigt. Lamellbräderna travas därefter symmetriskt på ömse sidor om de centrala bultarna, så att bägge lamellstaplarna förblir lika höga. De fästas inbördes med klen spikning (i andra lägen än blivande kraftspikning). När bägge staplarna nått en maximihöjd av lämpligen 75 cm (eller vid mindre antal flänsar dessförinnan) placeras över de båda staplarna en ny omgång av lastfördelande 4"x10" bjälkar, och slutligen ovanpå dessa ett nytt balkpar för varje bult.

Bultmuttrarna förses nu med underlagsplåtar enligt figuren och åtdragas, till en början förmånligen med snabbrotterande tryckluftdrivna mutteråtdragare. I slutänden dras muttrarna för hand med drygt meterlånga åtdragsnycklar så mycket en man förmår. Bägge flänsstaplarna utsättes därigenom för avsevärt tryck, och detta får kvarstå tills limmet hårdnat, då staplarna rives. Detta underlättas genom den centrala placeringen av bultarna. Efter limningens hårdnande köres flänsarna genom hyvelmaskinen (5), som avlägsnar utpressat lim och andra ojämnheter. De färdiglimmade flänsarna placeras därefter alternativt i tillfälliga förråd (17) eller överförs direkt till spikningsbänkarna (16) för hopsättning med balkliv och spikning till färdiga balkar.

Sistnämnda procedur sker i stort sett på liknande sätt som förut beskrivits för fälttillverkade balkar och torde inte behöva ytterligare beskrivas.

Sedan balkens huvudkomponenter, flänsar och liv, genom flänsspikningen förbundits kompletteras balktillverkningen genom anbringande av upplagsreglar, livavstyvningar och ev. andra speciella detaljer.



## IX. HB-balkssystemets tillämpning på brobyggande

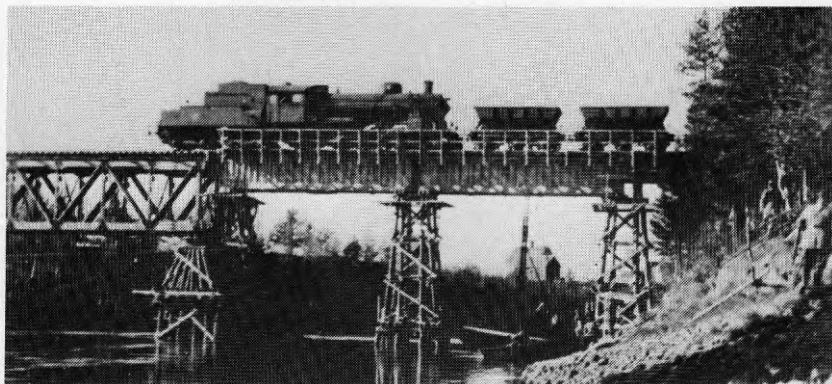


Fig. 171

Balkar utförda enligt HB-balkssystemet har av flera skäl blivit ett förmånligt material för vissa typer av brobyggnader. Hållfastheten är ju god i kombination med ett kompakt utförande, vilket övertygande framgår av Fig. 2. Den visar den allra första HB-balken men med bara en femtedel av slutlig brottlast! Material för brobalkar också för stora spännvidder finns vidare nästan var som helst i landet bara det finns spik och en ordinär brädgård med vanliga bräder. Balkstorleken kan enkelt varieras snart sagt i oändlighet från ett par decimeter i höjd till 3 meter eller mera, och tillverkningen kan vid behov ske med enkla verktyg, såg och yxa.

I första hand är dock brobalkar av HB-balkstyp avsedda för mera temporära broar, och de har därför främst kommit till användning för militära broar, s.k. fältbroar. Tillverkningen har där oftast utförts av trupp direkt på fältet. Flera ganska stora broar har dock också utförts för rent civila ändamål, t.ex. enligt Fig. 173, men eftersom trämaterialiet har begränsad livslängd utomhus handlar det även härvidlag om mera tillfälliga brokonstruktioner. Utfört av impregnerat trämaterial kan dock även sådana broar erhålla avsevärd livslängd.

I svenska armén kom HB-balkssystemet att användas redan i februari 1940, då den första större bron uppfördes av ingenjörtrupp strax utanför Boden i Norrland med författaren

som instruktör och på initiativ av kaptenen Klingspor i ingenjörtrupperna. Det gällde den gången en 62 meter lång lnadsvägsbro för 7 tons biltrafik och utförd i 3 spann á 18 meter och ett á 8 meter, Fig.172..

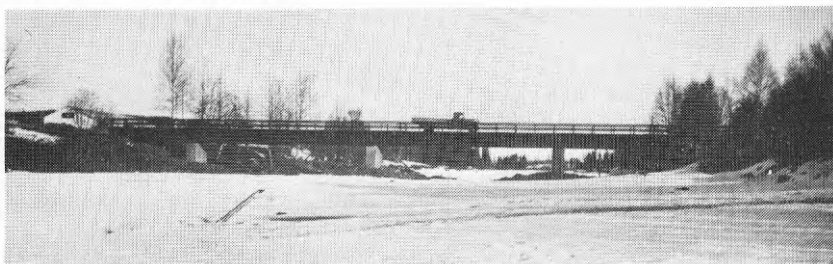


Fig. 172. Den första HB-balksbron i Sverige utanför Boden

Efter visst initiellt motstånd före byggandet av denna bro kom de svenska ingenjörförbanden på grund av de goda resultaten från denna första brobyggnad att under en följd av år använda HB-balkssystemet som det troligen mest använda systemet för s.k. fältbroar. I den i juni 1940 publicerade upplagan av den militära handboken "Ingenjörtruppinstruktion", Del V, Fältbroar och fältbrofärjor, behandlades HB-balkssystemet på drygt 20 sidor, till större delen på basis av tekniskt underlag, som författaren fått i uppdrag att utarbeta.

Här kan det kanske också ur materialförsörjningssynpunkt vara av intresse att omnämna ett militärt intresse 12 år senare. Året 1952 pågick ännu det s.k. Korea-kriget, där amerikansk trupp på initiativ av FN (Förenta Nationerna) var inblandad. En av fördelarna vid HB-balks-systemet för broar är ju att också stora spännvidder kan äverbrosas enbart med hjälp av bräder i vanliga handelsdimensioner (ca 4 meter i längd). Sådana bräder finns tillgängliga mycket allmänt och detta i motsats till äldre system, där man ofta måste använda grova och långa timmer vid större militära brobyggnader.

En av officerarna i kriget hade uppmärksammat omnämmandet av HB-balkssystemet i någon tidskrift, och detta ledde så småningom till en inbjudan till författaren till ett sammanträde i Pentagon i Washington, USA. Där diskuterades möjligheterna att använda HB-balkssystemet för militära broar i när-

varo av ett rätt stort antal militära experter. Det beslöts därvid att HB-balkssystemet skulle i "byråkratisk ordning" utredas i vederbörande Pentagon-avdelning. Två veckor senare blev det emellertid fred i Korea och uppdraget blev inaktuellet, men det belyser rätt väl just den speciella fördelen av HB-balkssystemet vid fältbroar: de kan också för stora spännvidder utföras av material som finns "överallt" tillgängligt. Numera torde dock utvecklingen på stål- och lättmetallområdet ävensom användningen av allt tyngre stridsvagnar m.m. ha lett till minskad användning av trä som fältbro-material.

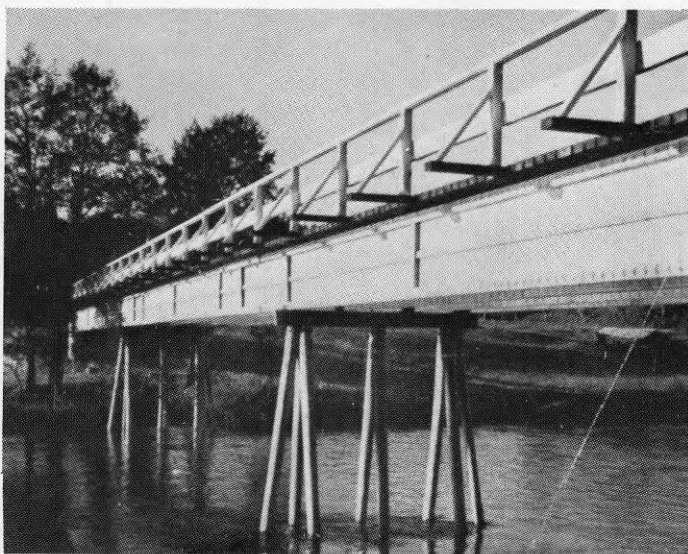


Fig. 173

upplagskrafter, böjningsmoment och avskärningskrafter i resp. brobalkar, och därefter utföres dimensionering av flänsar, balkliv och spikning enligt samma regler som angivits i nyssnämnda avsnitt IV.

Måhända kan som specifikt för militära fältbroar anges att beräkningarna i möjligaste mån utföres i förväg och anges i tabellform. Nedan i Fig.174 anges som exempel en sådan tabell från nyssnämnda "Ingenjörtruppinstruktion".

De raka brobalkar, som är aktuella vid användning som brobalkar, kännetecknas inte heller av några egentliga teknis-

Hållfasthetsberäkningen av brobalkar enligt HB-balkssystemet innebär inga egentliga nyheter utöver vad i föregående avsnitt "IV", Hållfasthetsberäkning...." redan angivits. På konventionellt sätt och med utgående från resp. trafikbelastningar beräknas först

Spännvidd m	4 underslag										Q kg/m
	Bal- kens höjd	Fläns- dimen- sion	Bal- kens vikt kg/m	Spikning				Avstyvnings- reglar			
				Antal spik- rader	t	Spik per m fläns		λ cm	Tvär		
						Antal	Sort				
5	40	5 × 10	26	2	11	36	6"/26	—	—	450	
6	45	5 × 10	28	2	11	36	6"/26	—	—	460	
	40	7,5 × 12,5	37	3	13	46	7"/27	—	—		
7	50	5 × 12,5	33	3	15	40	6"/26	—	—	470	
	40	7,5 × 12,5	37	3	12	50	7"/27	—	—		
8	55	5 × 12,5	35	3	20	30	6"/26	—	—	480	
	45	7,5 × 12,5	39	3	15	40	7"/27	—	—		
9	60	5 × 15	39	4	20	40	6"/26	—	—	490	
	50	7,5 × 12,5	41	3	13	46	7"/27	—	—		
10	55	7,5 × 12,5	42	3	15	40	7"/27	—	—	500	
	50	7,5 × 20	55	6	20	60	—	—	—		
11	75	5 × 15	44	4	30	27	7"/27	—	—	510	
	60	7,5 × 12,5	44	3	15	40	—	—	—		
12	65	7,5 × 12,5	46	3	20	30	7"/27	—	—	520	
	60	7,5 × 17,5	54	4	20	40	—	—	—		
13	75	7,5 × 12,5	49	3	20	30	7"/27	40	3,75 × 7,5	530	
	65	7,5 × 17,5	55	4	25	32	—	—	—		
14	80	7,5 × 12,5	51	3	20	30	7"/27	45	3,75 × 7,5	540	
	70	7,5 × 20	62	6	30	40	—	—	—		
15	90	7,5 × 12,5	54	3	20	30	7"/27	45	3,75 × 7,5	550	
	75	7,5 × 20	63	6	30	40	—	—	—		
16	100	7,5 × 12,5	58	3	20	30	7"/27	50	3,75 × 7,5	570	
	80	7,5 × 22,5	70	7	30	47	—	—	—		
17	100	7,5 × 15	63	4	25	32	7"/27	45	3,75 × 7,5	590	
	90	7,5 × 20	69	6	30	40	—	—	—		
18	130	7,5 × 12,5	68	3	25	24	7"/27	50	3,75 × 7,5	610	
	100	7,5 × 20	72	6	30	40	—	—	—		
19	140	7,5 × 12,5	71	3	25	24	7"/27	50	3,75 × 7,5	630	
	100	7,5 × 22,5	77	7	30	47	—	—	—		
20	140	7,5 × 15	76	4	30	27	7"/27	50	3,75 × 7,5	650	
	110	7,5 × 22,5	80	7	30	47	—	—	—		

Fig. 174

nekonstruktionen bli en rätt tidskrävande komponent att utföra.

Efter påpekande av dessa problem från en inkallad ingenjörskamrat utformade författaren en snabbt monteringsfärdig och relativt lätt men belastningstålig brobanekonstruktion Fig. 175, som klarade alla de nämnda byggmomenten. Den beviljades snabbt svenska patentet nr 104 848, närmast utgående från att i brosektionen fanns anordnade 4 huvudbalkar ("underslag") enligt Fig. 175a. Alternativt kan dock endast två huvudbalkar anordnas i en en-filig brokonstruktion.

Som framgår av Fig. 175 består brobanan av ett antal "brobaneblock". Varje sådant block består av ett antal kantställda plank av själva körbanans bredd som längd och åtskilda av mellanliggande klotsar. På undersidan av planken sammanhålls dessa av i brons längdriktning gående bräder, som anord-

ka avvikelser från vad redan beskrivits. Däremot skall här visas ett för HB-balkssystemet specifikt utförande av en monteringsfärdig och snabbt utförd brobaneanordning. Traditionellt utföres en sådan brobana av träbjälkar på tvären ovanpå brobalkarna, och på bjälkarna i sin tur inplankning med grova träplank. Med ytterligare tillägg av en körbanebegränsande gångbana på vardera sidan med räcken kunde brobana-



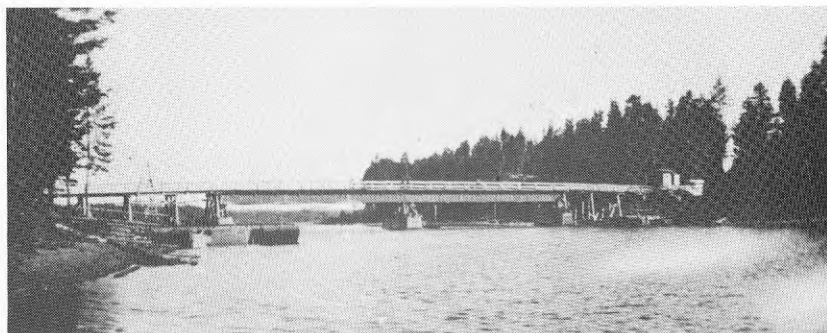


Fig. 176

Fig. 176 visar en politiskt ganska intressant HB-balksbro i två spann å 24 meter för 7 tons trafik, där de bärande HB-balkarna nyss fått ersätta en ursprunglig bro. Denna ingick som del i den enda vägförbindelsen på ett långt gränssnitt mot Norge under krigsåren. Det var en strategiskt viktig bro och den var kraftigt minerad för att snabbt kunna sprängas i händelse av övermäktigt anfall från nazi-tyska trupperna i Norge. Mellan bron och gränsen fanns en svensk försvarsstyrka grupperad för att i första hand avvärja ett anfall. För denna styrka var bron ifråga samtidigt både tillförselled och möjlig reträttled.

Nu kom i sinom tid brons minering till 100-procentig användning men inte på det avsedda sättet. Det var nämligen åskan som slog ned och på någon sekund helt förintade broöverbyggnaden medan däremot brostöden stod kvar någorlunda intakta. Förbindelserna med gränsen var sålunda plötsligt spärrade. Man var i en då rådande politiskt kritisk period mycket angelägna att tyskarna inte skulle få kännedom om sprängningen men å andra sidan rådde sådan brist på grövre stål balkar, att inga sådana kunde framskaffas som reserv. HB-avdelningen fick då en blixtoorder att leverera ersättningsbalkar och på några dagar hade sådana tillverkats och transporterats till platsen.

En annan politiskt sett i viss mån likartad broförbindelse visas i bildserien i Fig. 177 a) - c). Inför tysk anfallsrisk från södra Norge över Bohuslän behövde man en reservbromöjlighet över Göta Älv. I Göteborg fanns gott om korta prämar som kunde användas som pontoner och mellan dessa ville man anord-

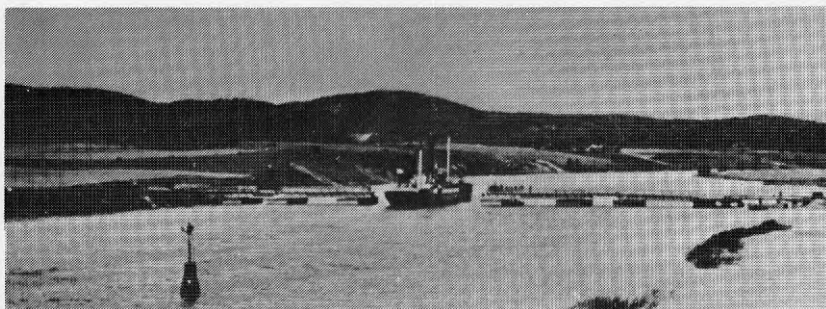
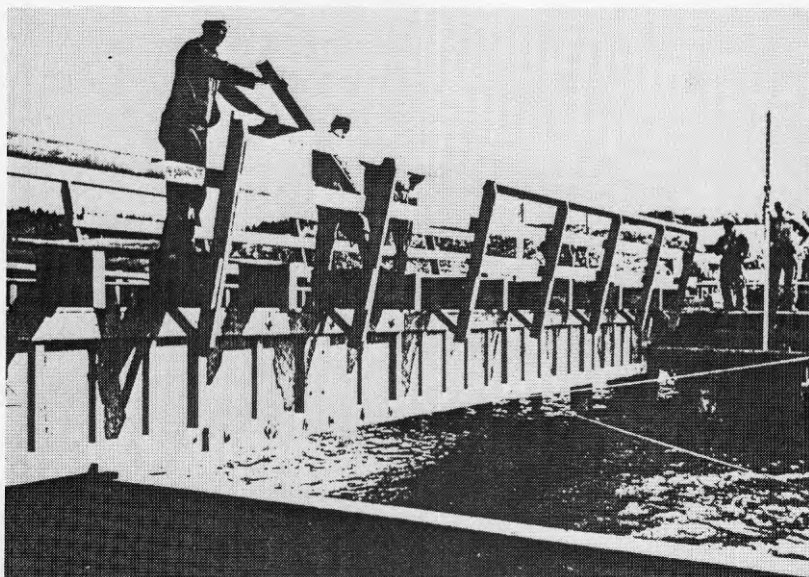


Fig. 177 a)



b)



c)

na brobalkar av HB-balkar. Fig. a) visar den färdiga broförbindelsen tvärs över Göta Älv med "broöppning" för en passerande båt. Broöppningen ordnades helt enkelt genom att två pontoner och mellanvarande brospann tillfälligt bogserades bort.

Fig. b) visar förberedelser för brobygget med ansamling av brobalkar, varav en del tillverkats fabriksmässigt och en del direkt av trupp på platsen. Fig. c) visar slutligen i större skala en detalj av ett brospann, där brobanan utförts med de monteringsfärdiga brobaneblock, som visats i Fig. 175. Såvitt jag minns tillverkades hela broförbindelsen enligt Fig. a) med sådana brobaneblock.

Ett annat användningsområde, som låg naturligt till för HB-balks-broar, var s.k. flottledsbroar. De utgjordes i allmänhet av enkla bilbroar med relativt små spännvidder och upplagda på enkla landfästen av timmerkistor och avsedda för överbroande av lokala flottleder, Fig.178.

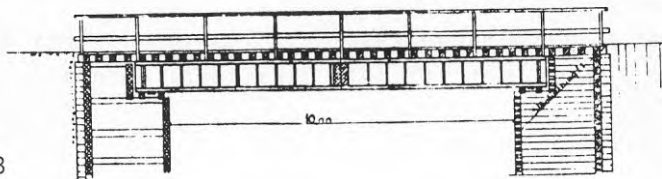


Fig. 178

Som avslutning av föreliggande exemplifiering av militära fältbroar av HB-balkar må här visas en av trupp på platsen tillverkad lokal bro över en mindre älv i Norrland.



Fig. 179



## X. HB-balkssystemets tillämpning på träbåtsbyggande

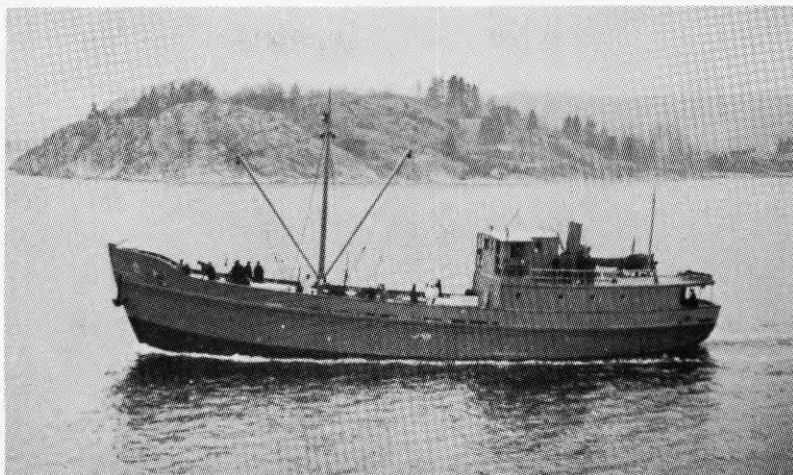


Fig. 180

Det finns en typ av bärande konstruktioner som kan ha stora "spännvidder" och som ofta är utsatta för stora påkänningar i det bärande systemet, ibland så stora att det uppstår brott i detta och att hela bärverket kapsejsar. Utan att ha tillgång till någon exaktare statistik kan det ändå göras gällande, att sådana bärverksbrott under tidernas lopp vållat tiotusentals eller kanske hundratusentals människors död. Det märkliga med denna typ av bärverk är att dess hållfasthet helt grundats på friktion mellan smala kantytter av trämaterial, och att brott därför brukat uppstå när denna friktion åtminstone delvis upphört.

Egentligen ännu märkligare är att så många olyckor till följd av denna typ av bärverksbrott sällan uppmärksammas till följd av just bärverksbrottet - man har mer eller mindre ansett sådana vara ofrånkomliga resultat av vädrets ogina makter och av tekniken på området ungefär som man ganska stillatigande accepterat massdöden på bilismens område. Men ingen byggnadsnämnd i världen skulle stillatigande ha accepterat ens bråkdelen av sådana olyckor om de inträffat vid bärande byggnadskonstruktioner.

Ingressfiguren torde redan ha avslöjat vilken typ av

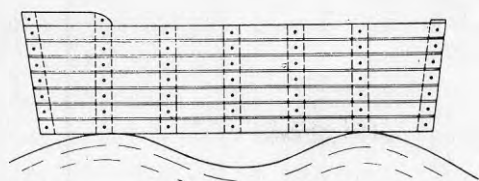
bärverk det här är frågan om. Det handlar om fartyg, närmare bestämt om träfartyg av det slag vars skrov under århundradens lopp byggts av längsgående bräder eller plank på tvärgående spant. Sådana skrov utgör ju en typ av skalkonstruktioner, där de enskilda bordläggningsplanken tillsammans förvandlats till ett bärande sammanhängande skal enbart med hjälp av friktionen mellan bordläggningsplankens kanter.

Större träfartyg har visserligen på senare år i allt större utsträckning ersatts av stålfartyg, där skalverkan inte är baserad på friktionskrafter, men en uppmärksam läsare har under årens lopp alltför ofta noterat tidningsuppgifter av typen: "i samband med stormen hade läckage uppstått och fartyget vattenfyllts". Vad som hänt var att särskilt vid äldre träfartyg bordläggningsplanken genom röta eller slitage förlorat friktionen mot angränsande plank och att skalverkan därigenom spolierats och läckage uppstått, och att skrovet under stormens påfrestningar som följdfeffekt brutits sönder. Gamla träfartyg bli vidare ej sällan vad man kallar "uppseglade", d.v.s. skrovet krokmar långskepps - man har på svenska äldre träfartyg mätt upp en långskeppskrokighet på upptill 1/2 meter i förhållande till den ursprungliga formen!

### **X. A. Principskillnader mellan konventionellt träbåtsbyggeri och HB-balkssystemets**

Denna långa inledning ger den tekniska bakgrunden till HB-balkssystemets tillämpning på fartygsbyggande. Principen för sådana fartyg är helt enkelt att fartygens sidor utföres som en form av HB-balkar! Tillsammans med spant, skott och däck bildar de längsgående HB-balkarna utan medverkan av bordläggningen ett styvt fartygsskelett, som ensamt kan ta upp alla påkänningar i skrovet vid dess rörelser i hög sjö och detta utan att behöva utnyttja någon friktion mellan bordläggningsplanorna. Detta har den konsekvensen, att bordläggningen kan inskränkas till ett tätande men icke bärande hölje på båten, vilket väsentligt underlättar och förenklar bordläggningen och speciellt dennas tätning och tillika resulterar i att denna tätning blir bestående också vid äldre fartyg.

Enligt det sålunda antydda systemet har byggts sammanlagt 15 större träfartyg om totalt 7600 ton vid HSB:s trähusfabrik i Uddevalla. Att HSB:s HB-avdelning kom att bygga fartyg hade



*Schematisk framställning av den statiska konstruktionen hos ett traditionellt träfartyg.*

Fig. 181

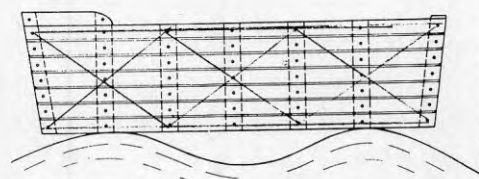


Fig. 182

en koncentrerad redogörelse för detta systems hållfasthetsprinciper här lämnas. Vid sidan om den förbättrade hållfastheten här dock en annan viktig bakgrund för systemet varit att detta möjliggjort industriellt byggande av träfartyg på helt annat sätt än det konventionella systemet. Denna synpunkt skall senare också närmare belysas.

Först må två systemfigurer redovisas, som grovt schematiskt illustrerar de resp. systemens funktion. Fig. 181 visar principen för det konventionella systemet, Fig. 182 visar principen för HB-balks-systemet. Det torde inte behövas någon kommentar för att förstå att systemet enligt Fig. 182 rent principiellt erhåller den högre långskeppshållfastheten!

### X. B. HB-balkssystemets tillämpning på stora pråmar

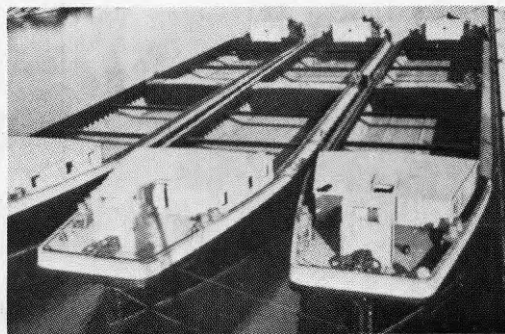


Fig. 183

närmast sin grund i brist på arbete vid fabriken som följd av att andra världskriget utestängde trähusfabriken från den trähusexport till England, för vilken fabriken ursprungligen byggts.

Med åren vann emellertid synnerligen gynnsamma långtidserfarenheter av systemet, och detta synes motivera att - trots sedvanligt konventionellt motstånd mot nya idéer på detta starkt traditionsbetonade område -

Den praktiska utformningen av systemet demonstreras tydligast på dess tillämpning på kolpråmar av mellaneuropeisk modell, varav Fig. 183 visar ett antal färdiga pråmar. De är i detta fall 55 meter långa, 8,2 meter breda men endast 2,3 meter höga, det sistnämnda för

att de skall kunna passera under lågt liggande broar över kanaler och floder som pråmarna skall passera. Vid HSB:s trähusfabrik i Uddevalla har tillverkats 10 sådana pråmar. Konventionellt byggda pråmar av denna storlek och typ - d.v.s. pråmar som består av långsgående bordläggning på tvärgående spant enligt principfiguren Fig. 181 - är påtagligt långskeppsveka. Detta inverkar både på sjösättningen och lastningen av färdiga pråmar.

Sjösättningen av en konventionellt byggd pråm av angivna mått måste ske på tvären för att inte pråmen skall brytas av vid sjösättningen. Vid en normal sjösättning av ett större fartyg vilket som helst då detta glider i sjön i sin längdriktning erhåller inte sällan fartyget vid själva sjösättningen de största påkänningar i skrovet, som detta får uppleva under hela sin livstid. Normalt sjösättes större fartyg med aktern först i sjön, och just när aktern börjar lyftas av vattnet medan fören ännu är kvar på slipen så uppstår en våldsam böjning av fartygsskrovet. Detta gäller desto mer vid de här aktuella pråmarna, eftersom dessa har så påtagligt låga sidor i förhållande till längd och tyngd. Av samma skäl måste de konventionella pråmarna i drift lastas med lasten möjligast jämnt fördelad i längdled. Man kan alltså inte vid konventionellt byggda pråmar lasta en större del av t.ex. en kol-last mitt på pråmen, eftersom pråmen då skulle "gå av på mitten".

Pråmar enligt HB-balksystemet kan däremot både sjösättas på längden och lastas ytterst omilt. Eftersom pråmsidorna är utformade som bärande HB-balkar kan sådana pråmar t.o.m. uppläg-

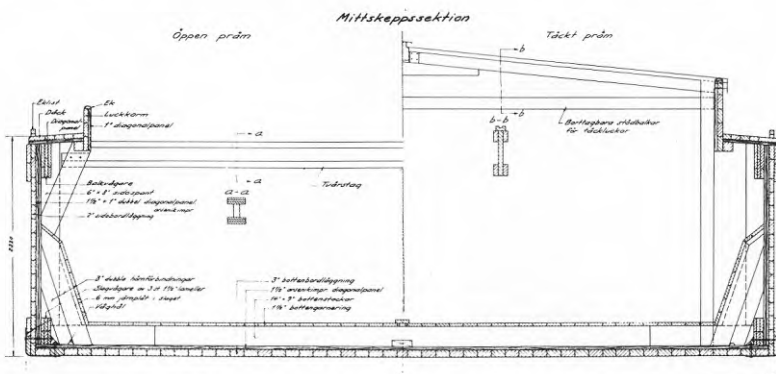


Fig. 184

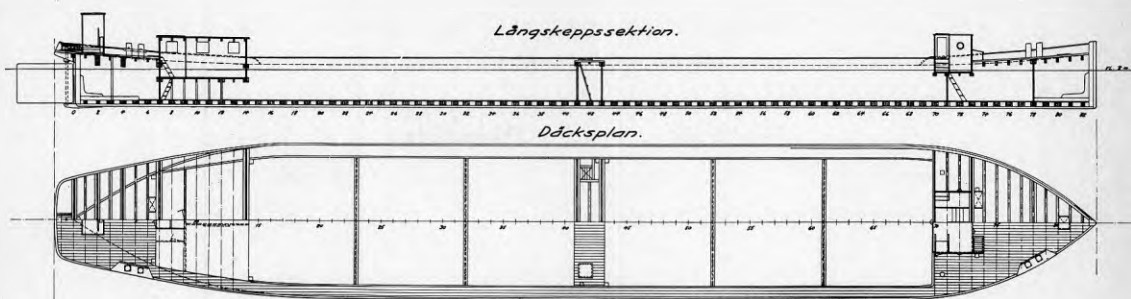
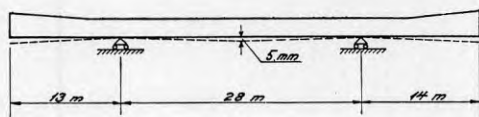


Fig. 185

gas fribärande på för och akter med hela längden som spännvidd utan att detta vållar några problem vid en sjösättning. Pråmarna blir också sjögående över öppet hav.

Konstruktivt är pråmarna utförda på det sätt som framgår av Fig. 184 och Fig. 185. Det som speciellt karaktäriserar konstruktionen är att mellan den vanliga sidobordläggningen och spanten anordnats två skikt av varandra korsande diagonalpaneler, som spikats till spanten och flänsar enligt nedan. Upptill och nedtill på pråmsidorna är anordnade förstärkta "bordlägningspaket", som fungerar som flänsar i de som HB-balkar utformade pråmsidorna. Sidospanten kommer i sin tur att fungera som motsvarigheten till livavstyvningarna vid vanliga HB-balkar. Pråmsidorna kommer på detta sätt att fungera som långsgående kompletta HB-balkar. Diagonalbräderna är här till skillnad från det övriga virket utförda av rötimpregnerat virke med 1 1/2" tjocklek på sätt som framgår av Fig. 184.

Denna anordning ger pråmkonstruktionen en utomordentlig längskepsstyvhet. Betecknande är att pråmarna vid tillverkningen kunde uppläggas fribärande på två sjösättningsvagnar, en i



Uppläggning av koltransportpråm vid styvhetsmätning och sjösättning.

Fig. 186

fören och en i aktern, Fig. 186.. För att undersöka vilka påkänningar sådan uppläggning orsakade i de bärande HB-balkssidorna hade spänningsmätare applicerats i olika punkter av sidobalkarnas flänsar medan pråmkroppen ännu vilade på det fasta underlaget (stödbockar). Pråmkonstruktionen lyftes därefter med domkrafter och med varierande

avstånd mellan de bärande sjösättningsvagnarna. Även när dessa placerats så nära resp. för och akter som möjligt blev spänningsmätarnas utslag mycket små, mindre än 30 % av flänsträmaterialets normalt tillåtna påkänningar. Även nedböjningen mellan stöden uppmättes - vid anordningen enligt Fig. 186 utgjorde den endast 5 mm.

Den extra virkesmängd som representeras av diagonalpanelerna intjänas ekonomiskt flerfalt av de besparingar i andra avseenden som anordningen möjliggör. Detta framgår ännu mera markant vid systemets tillämpning på havsgående fartyg, som mera i detalj skall redovisas i det följande.

Konstruktionssystemet för HB-balksavstyvade pråmar har beviljats svenska patentet nr 113 410 och ett stort antal utländska patent.

### **X. C. HB-balkssystemets tillämpning på oceangående fartyg**

Ingressfiguren, långskeppssektionen i Fig. 187 och mittskeppssektionen i Fig. 188 visar huvuddragen av systemets tillämpning på ett relativt stort havsgående fiskefartyg, en 320 tons fisketrålare, varav 5 fartyg tillverkats enligt HB-balkssystemet och för vilka några av erfarenheterna här skall redovisas.

Det mest karakteristiska för tillämpningen på dessa fisketrålare är även här att fartygssidorna utförts som en form av bärande HB-balkar. Även bottenstockarna ("bottenspanten")

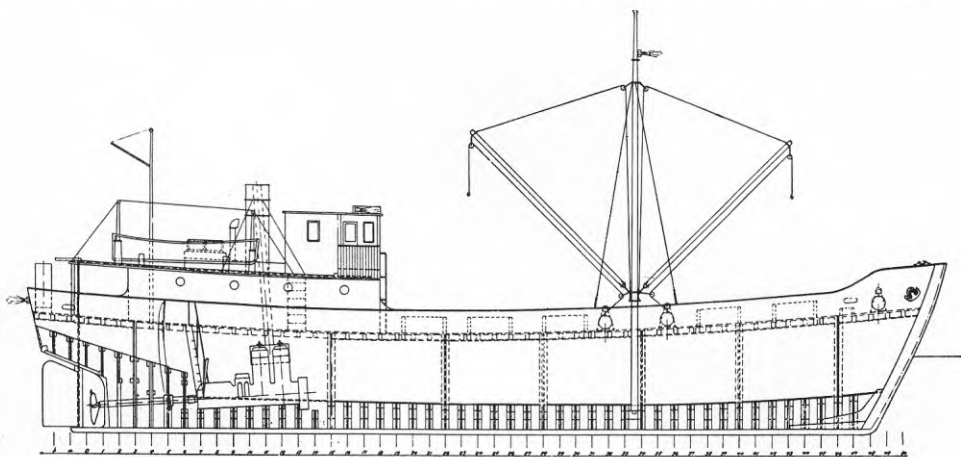


Fig. 187

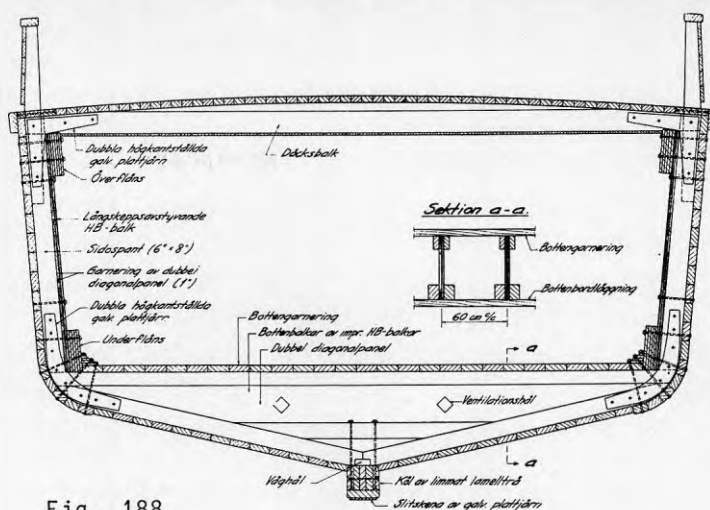


Fig. 188

är utförda som modifierade HB-balkar, medan sidospanten i anslutning till bottenstockarna utförts som raka massiva bjälkar. Formen på hela fartygsskrovet har härvid blivit mera "kantig" än konventionellt men likväl visat sig väl anpassbar till kraven på ett sjögående fartyg.

Formen på ett fartygsskrov definieras av dess s.k. linjeritningar som geometriskt visar hur hela skrovet ser ut i både tvär- och längskeppsriktning. Det är ganska självklart att varken författaren eller någon annan inom bostadsbyggnadsföretaget HSB haft kompetens att upprätta de ganska komplicerade linjeritningarna för ett havsgående fartyg. Dessa har därför upprättats av en skeppsbyggnadsingenjör, förre överingenjören vid Götaverken Folke Seldén, med vilken författaren haft ett ingående samarbete. Samarbetet har bl.a. resulterat i ett gemensamt princippatent för författaren och Folke Seldén för havsgående fartyg, sv. patentet nr 114 568, utformat som ett tilläggsopatent till författarens ovannämnda patent 113 410. Ledningen för HSB bedömde det princippatentet som så betydelsefullt att företaget sökt och erhållit motsvarande patent i ett 15-tal länder.

Här bör lämpligen inskjutas, att prämkonstruktionen, på vilken HB-balkssystemet i första hand tillämpades och det första patentet beviljades, linjemässigt är ofantligt mycket enk-

lare och därför kunnat utföras utan hjälp av båtbyggare. De angivna pråmarna har nämligen - ehuru stora till sina dimensioner - linjemässigt karaktären av stora "fyrkantiga" lådor ehuru med avsmalnande för och akter. De lämpade sig genom sina rätlinjiga former i hög grad för en trähusfabriks resurser och utgjorde därför också en utmärkt produktionsreserv för en träindustri med tillfällig brist på arbete. Detta gällde destomera som pråmarna akteröver var försedda med bostadsanordning för besättningen av i stort sett samma konstruktiva anordning som trähusfabrikens ordinarie program för bostadshus "på land".

HB-balkarnas utförande i fisketrålarnas sidor framgår med flänsanordningar tydligt av mittskeppssektionen i Fig. 188. (Denna har med stöd av erfarenheterna från den först tillverkade trålaren något ändrats på sätt Fig. 188 visar). Gentemot pråmkonstruktionen föreligger den principiella olikheten, att HB-balkarnas livbräder är anordnade på insidan av sidospanten och alltså är åtskilda av spanten från bordläggningen på spantens yttersidor. Detta är av betydelse för ventilation och livslängd av livbräderna. Vid fisketrålare e.d. kan nämligen åtminstone det innersta livbrädskiktet inte utföras av impregnerat virke som vid pråmarna. Livbräderna - utförda av dubbla  $1\frac{1}{2}$  " diagonalpanelskikt - bildar samtidigt den s.k. "garneringen", d.v.s. den invändiga beklädnad av spanten som normalt erfordras vid lastutrymna vid konventionellt båtbyggande men som då utföres av långsgående plank.

Till de dubbla diagonalpanelliven är enligt HB-balksprincipen anslutna flänsar, dels övre flänsar s.k. balkvägare, dels undre flänsar s.k. slagvägare. Flänsarna ifråga är i stort sett utförda enligt gällande HB-balksprinciper och är med galvaniserade grovdimensionerade spikar anslutna till resp. balkliv. Till skillnad från "ordinarie HB-balkar" är dock flänsarna i detta fall utförda som ensidiga flänsar (på endast ena sidan av livet), men denna osymmetri kompenseras av att HB-balkarna ju här alltid förekommer parvis, en vid varje sida av skrovet.

Flänsspikningen beräknas hållfasthetsmässigt enligt samma principer som tidigare redovisats för "ordinarie HB-balkar".



Kanske ännu mera radikalt än längskeppsstrukturen är tvärskeppssystemet vid HB-balkssystemet olika konventionellt byggande. Det annorlunda tvärskeppssystemet får sin karaktär av att bottenstockarna, "bottenspannten", utformats som tillnärmelsevis triangulära HB-balkar, som vid sina båda ändar ansluter till raka sidospant. De sistnämnda utgöres här av vanligt massivt virke enligt Fig. 188, här 6" x 8". Bottenspannten kan betraktas som balkar som i ett spann överspänner avståndet mellan fartygssidorna och uppifrån stödes av dessa, och som underifrån åverkas av det vattentryck, som vid statisk last motsvaras av fartygets djupgående.

Vid HB-balkssystemet har bottenspanntens böjningshållfasthet och motsvarande säkerhet mot vattenupptrycket vare sig av statisk eller dynamisk art grundligt provats genom direkta provbelastningar av en spantsektion till brott. Fig. 189 visar

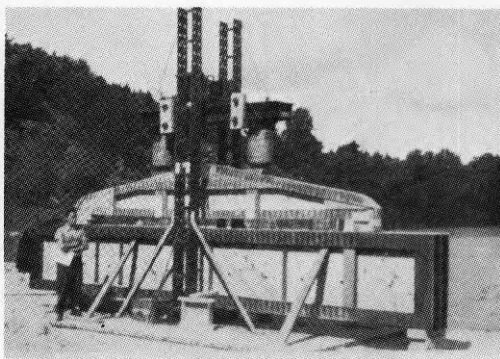


Fig. 189

en sådan provbelastning, där ett bottenspannt jämte en motsvarande "mothållsbalk" anordnats mellan ett par av de provningsanordningar, som beskrivits i avsnittet "Provningsanordningar" för vanliga HB-balkar.

Dessa spantprovningar, som givit högst värdefulla erfarenheter innan spanten slutligt utformats och börjat tillverkas, är veterligen de första rent vetenskapligt utförda provningar av styrkekonstruktionerna för träfartyg, som utförts. Vad detta betyder ur ekonomisk och hållfasthetsteknisk synpunkt skall senare något diskuteras.

Självfallet varierar bottenspanntens spännvidder med deras läge i fartyget - spännvidden blir givetvis mindre mot fartygets ändar. Dessutom måste formen ändras mera väsentligt vid maskin-rum och akterparti på sätt här endast antydats på Fig. 188.

Vid bottenspanntens båda ändupplag, spantkonstruktionens

hörn, "slaget", är bottenpantet böjningsstyvt förbundet med sidospanten medelst på högkant böjda galvaniserade<sup>12 mm</sup> platt-stål, som med bultförbindningar är anslutna med botten- och sidospant. Hörnförbindningen är ytterligare förstärkt med ett antal "radiella" bultar mellan en förstärkt bottenfläns till sidobalkarna och förstärkt yttre bordläggning i slaget, se Fig. 188. Med de i Fig. 188 visade dimensionerna på plattstålsbeslaget kan hörnförbindningen i slaget anses jämnstark med sidospanten.

Sidospanten är vidare upptill böjningsstyvt anslutna till tvärs över fartygsbredden gående massiva s.k. däcksbalkar med hjälp av vinkelformade högkantställda plattstålsbeslag enligt Fig. 188. Bottenpant (bottenbalkar), sidospant och däcksbalkar bildar tillsammans med angivna böjningsstyva hörnförbindningar mycket sidostyva ramkonstruktioner, som har stor hållfasthet i jämförelse med det konventionella utförandet. De är samtidigt billigare i utförandet och väsentligt mera lämpade för industriellt byggande, varom mera senare. Denna skillnad är så väsentlig att författaren ansett det önskvärdt att belysa HB-balkssystemets fördelar för träfartygs tvärskeppshållfasthet genom en kort redovisning av det konventionella systemet. En motsvarande tvärsektion enligt detta visas därför här i Fig. 190.

Det karakteristiska för det konventionella tvärskepps-sy-

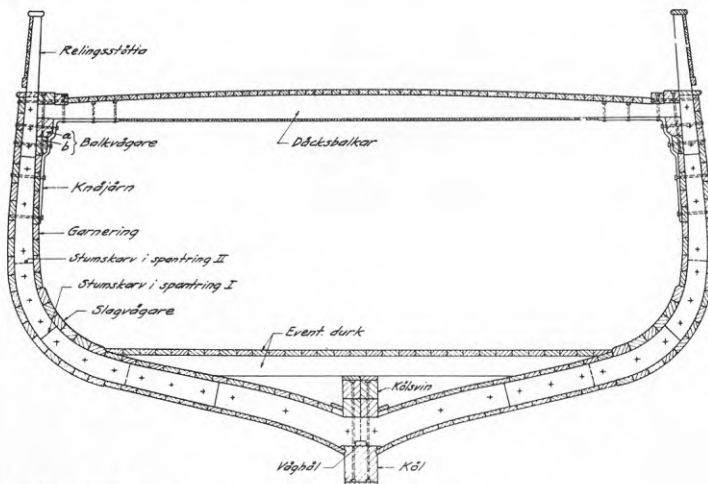


Fig. 190

. stemet är att spanten utföres av "naturkrokiga" relativt korta spantdelar, som var för sig endast täcker en del av en "spantring" och som skarvas stumt mot varandra. Spantdelarna måste alltså skarvas, och detta sker genom att varje spantring är dubblerad med en annan ring anbragt omedelbart intill den första men med spantskarvarna anbragta ungefär mittemellan skarvarna i den första spantringen. De båda spantringarna är sedan inbördes förbundna med ett förhållandevis fåtal bultar, se Fig. 190.

Genom att på detta sätt den ena spantringen fungerar som skarvstycken åt den andra får man en sammanhängande spantkonstruktion med fartygets krökta form. Med beaktande av att styrkan av bultförbindningarna ofta inte är jämnstark med den träsektion som skall skarvas, att skarvarna är ensidiga (osymmetriska), att de båda spantringarna i praktiken inte kommer att ligga dikt an mot varandra och ytterligare ett antal faktorer torde i realiteten den konventionella spantkonstruktionen högst ha en tredjedel av den böjningshållfasthet, som motsvarar den i spantkonstruktionen ingående virkesmängden.

Då har ändå inte beaktats svårigheten att anskaffa naturvuxet virke med den "rätta" krokigheten, och inte heller den avsevärda skillnaden i förstärkningseffekt som skillnaden mellan de olika beslagen mellan spant och däcksbalkar medför. Enligt det konventionella systemet användes där s.k. "knäjärn" Fig. 190 med oregelbunden form av på lågkant utsmidda plattjärn, i och för sig ganska dyra produkter med lågt motståndsmoment. Enligt HB-balkssystemet användes däremot "knäprofiler" av plattstål på högkant och med en form som möjliggör billig "massproduktion", samtidigt som dess motståndsmoment är högt.

Som senare skall åberopas har skillnaden i hållfasthet mellan det konventionella tvärskeppssystemet och HB-systemet dramatiskt belysts genom en högst erfarenhetsskapande olycka.

#### **X. D. Erfarenheter av HB-balkssystemet för träfartyg**

Redovisningen i det föregående utgör i stort sett en beskrivning av huvuddragen av HB-balkssystemet vid fartyg men framhåller därutöver en del särdrag enligt vilka HB-balkssystemet skulle vara bättre än det konventionella systemet. Det är

naturligt att en sådan beskrivning, utformad av konstruktören till systemet, av en läsare mottas med en hel del misstänksamhet, särskilt som systemet under en lång följd av år inte kommit till fortsatt tillämpning. En redovisning av utomstående erfarenheter av systemet bör då vara av intresse.

Klassifikation. Konstruktionssystemet för fisketrålarna underställdes redan från början klassifikationssällskapet Det Norske Veritas, ett klassningsorgan med väl förankrat världsrykte. Efter en nästan dagslång diskussion i vilken även sällskapets högsta och mest erfarna chefer deltog och där de visade en mycket positiv uppskattning av systemets ganska radikala nyheter, erhöll fisketrålarna enligt systemet en tillsvidare provisorisk klassning, "Klassning Experimental" att gälla de närmaste 5 åren.

Redan före utgången av de 5 "experimental-åren" inträffade emellertid en händelse, som kom att bli rätt allmänt känd i fackkretsar och som gynnsamt påverkade uppfattningen om det nya systemet. En av de fem fisketrålarna gick nämligen i tjock dimma i full fart på ett klippgrund. Efter grundstötningen skrev kaptenen ett brev till oss i HSB, där sammanfattningen löd ungefär så här: "Ett traditionellt byggt träfartyg skulle efter den våldsamma grundstötningen ha blivit ett rent vrak, men den här båten fick bara för tjänstbarheten obetydliga skador".

När man beaktar hur speciellt de för tvärskeppsstyrkan avgörande spantsystemen ser ut i de båda alternativen är den citerade kaptenens slutsatser ganska naturliga. HB-balkssystemets spantsystem bildar slutna väl sammanfogade ramsystem med oskarvade ramelement i varje enskild ramdel. Det traditionella systemets spant består däremot av en hel mängd löst hopfogade smådelar, som tillsammans bilda ett slags omvända valvkonstruktioner, och i själva verket torde det i många fall endast genom valvverkan vara möjligt att den traditionella spantkonstruktionen överhuvudtaget håller.

Författaren minns inte nu om nyssnämnda olycka påskyndade det fulla godkännandet av HB-balkssystemet från Det Norske Veritas sida, men ganska snart därefter erhöll systemet "full"

klassifikation med obegränsad rätt till oceantrafik. Bakom den rätten låg emellertid då ytterligare fem års erfarenheter av de fem fartygens dagliga tjänstgöring i ett av nordatlantens svåraste havsområden, havet utanför Lofoten i Norge.

**X. E. Systemets lämplighet för industriell tillverkning** Sedan systemet av Det Norske Veritas erhållit klassifikation för obegränsad oceantrafik började man på några olika håll i Norge propagera för att fortsätta nya byggen enligt systemet. En av Norges mera kända träbåtsbyggare, ingenjören Eivind Erichsen, skrev ett flertal artiklar både i norsk dagspress och i fackpressen, där han beskrev systemets principer och propagerade för dess användning. Eftersom ett skriftligt dokument väl är mera övertygande än enkla påståenden skall här återges exempel på en sådan artikel, publicerad i "Fiskaren" av 18 febr. 1953, men i anslutning till denna skall här först mera systematiskt belysas varför HB-balkssystemet särskilt väl lämpar sig för industriell tillverkning.

En orsak är att HB-balkskonstruktionen såväl för bottenbalkar som för sidospant kan tillverkas av vanligt i brädgårdarna lagerfört standardvirke av relativt klena dimensioner. Spantkonstruktionen vållar därför inga svårigheter vid materialanskaffningen och innehåller dessutom för större träfartyg betydligt mindre virke än vanliga spant.

Hela den färdiga spantkonstruktionen är oföränderlig till sina mått (i motsats till den traditionella) och kan därför fabriksmässigt framställas i förväg i en fabrik.

En mycket viktig faktor i sammanhanget har samband med den s.k. drevningen av ett träfartygsskrov. Drevningen innebär att man med särskilda verktyg pressar in tätningsmaterial, t.ex. oljedränkt lin, i de delvis mycket smala springorna mellan bordläggningsplankorna i skrovet. Vid ett konventionellt byggt fartyg har drevningen avgörande betydelse inte bara för tätningen utan framförallt för att skrovet skall få karaktären av ett bärande system, enkelt uttryckt att skrovsidorna fungerar som ett ytbärande skal. Detta ernås genom att drevningen vållar erforderlig friktion mellan bordläggningsplankens kantsidor.

Drevningen vid større tråfartyg är ett ganska tidskrävande arbete, som dessutom kräver betydande yrkeskicklighet. Vid det här beskrivna systemet användes endast 1/3 så mycket drevning som konventionellt och utfördes av ovan folk. Trots detta blev båtarna helt och bestående täta. Detta sammanhänger med att båtsidorna egentligen endast bildar beklädnad av en separat styv stomme och att de olika bordläggningsplanken inte rör sig i förhållande till varandra. Systemet blir därigenom också arbetsbesparande genom att bordläggningsplanken kan anbringas utan den noggranna passning som erfordras vid konventionella båtar. Det kan nämnas att vid de fem beskrivna fisketrålarna utgjordes 95 % av arbetarna av vanliga byggnadssnickare med hantlangare och utan erfarenhet av båtbyggeri.

Till ytterligare belysning av ovan angivna synpunkter återges nedan ett faximile av Ing. Erichsens artikel i fack-tidskriften "Fiskaren":

**Skipsmottaker E-super**  
 siste type - er konstruert spesielt med hensikt på de nye skrapede krav som stilles til telefonanlegg på fiskeribygging. - Skrift etter bestyrer.



# FISKAREN

ORGAN FOR NORSG FISKERILAG

NR. 7 Abonnement kan kjøpes ved alle poststeder og i ekspedisjonen Strand-  
 kallen 6, Kongsberg nr. 120 pr. år. Arvord stammer hver søndag. ONSDAG 18. FEBRUAR 1933. Ansvarshaver: Lassevalde  
 Tilsatt for reservat plass 10

## Rasjonalisering av treskipsbygging

AV INGENIØR EIVIND ERICHSEN

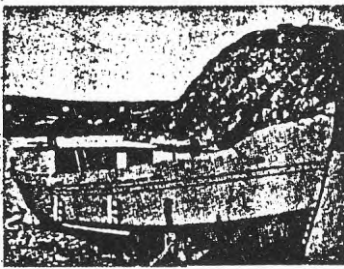


Fig. 1.

Både store og små treskip har vært, og blir stadig bygd på så å si ras håndverksmessig måte. For at fartøyene skal få den nødvendige styrke og tetthet utføres praktisk tatt alt arbeid på skrog og på selve boddningen med stor vektighet av gode folk. Dessuten stilles ofte særlig krav til det anvendte materiale både hva form og dimensjoner angår.

Denne framgangsmåten svarer dårlig til tidens krav. I lys av utviklingen og forholdene nå til dags synes det å være mer og mer påkrevd å innføre industrielle metoder også i treskipsbyggingen. — en den skal kunne fortsette å eksistere i samme utstrækning som hittil.

Hovedvilkårene for en utvikling:

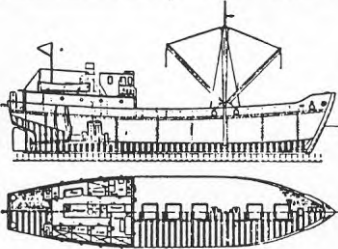


Fig. 2.

**SIMRAD** *Narvodd 0-1 Kystfodd 0-2*

## Storsildfi med over

Vårsildsesongen går

DET ER REGISTRERT MYKJE SILL

Også den siste veka av størstid i seosongen vart ein plaga av mykje søvramt halling og sterk frost, som m. a. hindra lomofartya i å komme fram til den staden dei var dirige, og lauslaga tok og mykje

tett hulle. En følge herav er at huden kan utføres av vanlige korte bord slik de forekommer i hundelen. Andre hoveddeler kan også utføres av vanlig forekommende materialer.

På grunn av at byggedelene bare inneholder tre med fibrene i lengderetningen, beholder de sin eksakte form både ved vekslende fuktighet og temperatur. Da skroget er absolutt stivt, vil det ikke under arbeid i sjøen kunne oppstå forskyvninger mellom hudplankene slik at tettheten opprettholdes selv om driving av natene utelates eller reduseres til et minimum.

På disse fartøyene ble alle de byggedelene som utsettes for råte impregneret etter Boliden-metoden, hvorved levetiden forlenges til det to- og tre-doble. Det ble etter inngående prøver fastslått at impregneringen ikke hadde noen skadelig innvirkning på f.eks. fiskelast.

Fartøyene fikk høyeste klasse i Det Norske Veritas.

En ytterligare markering från utomstående tekniskt håll av HB-balkssystemets fördelar ur industriell tillverknings-synpunkt och hållfasthetssynpunkt, som kan anses ha mera påtagligt intresse, utgjorde på sin tid förslaget från finskt håll att bygga ett större antal stora träskonare för Sovjet enligt HB-balkssystemet. Finska staten hade i fredsavtalet med Sovjet efter kriget 1945 ålagts att som del av ett krigsskadestånd leverera ett stort antal träskonare till segrarmakten. Byggande av dessa fartyg hade anförtrotts den framstående finske skeppsbyggaren och företagsledaren Jarl Lindblom. Eftersom HB-balkssystemet just i hög grad inriktats på industriella byggnadsmetoder kom det att väcka intresse i Finland, och författaren fick flera besök från Jarl Lindblom för diskussion av mitt system.

Från finsk sida var man mycket angelägen att kunna utnyttja HB-systemet, eftersom det var baserat på användning av vanligt standardvirke medan däremot det konventionella byggnads-sättet nödvändiggjorde anskaffning av naturvuxna trädelar för spantkonstruktionerna, mest i ek. De sistnämnda var svåra att få fram i tillräcklig mängd. Man hade också från Norge fått rapporter om vårt systems överlägsenhet ur rent hållfasthets-teknisk synpunkt.

Det till Sovjet offererade systemet enligt HB-balkssystemet godkändes dock ej av ryssarna, som ville ha det gamla kända systemet!

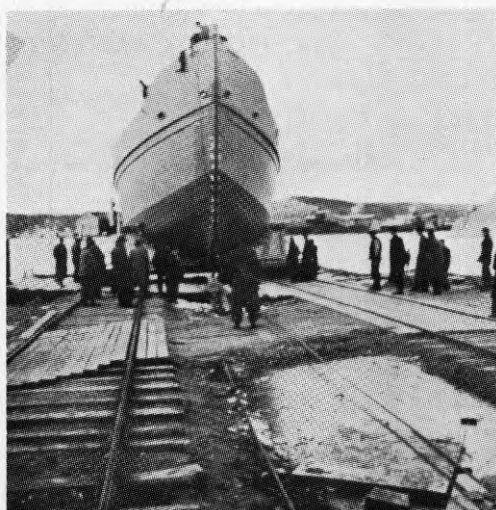


Fig. 192

Författaren har här ägnat åtskilligt utrymme åt HB-balkssystemet för träfartyg då han anser att åtminstone spantsystemet är generellt användbart och samtidigt ekonomiskt och hållfasthetsmässigt överlägset det konventionella systemet. Det stora hindret är inte teknik eller ekonomi utan bundenheten till traditionellt tänkande!

## XI. Omvandlingsfaktorer mellan äldre hållfasthetsenheter och nyare samt omvänt

I introduktionen till denna skrift har beklagats att i skriften måst användas "gamla" hållfasthetsenheter för att slippa omräkning av de tusentals hållfasthets- och provningsdata, som utgör basmaterial för skriften. Omvändningen är betydligt enklare, nämligen att vid behov omräkna moderna enheter till de i skriften använda. Denna sistnämnda omräkning är nämligen i praktiken mycket enkel.

Moderna enheter är baserade på det internationella SI-systemet (Système International d'Unités), som ju omfattar alla slags tekniska enheter (kraft, påkänning, värmenheter m.m.). I HB-balks-skriften förekommer emellertid endast ett fåtal av dessa enheter, egentligen enbart enheter för kraft (laster) och spänning (påkänning). För dessa enheter i skriften har huvudsakligen använts enheterna kg (möjligen ton = 1000 kg) och  $\text{kg/cm}^2$ . Det är egentligen endast dessa enheter som behöver "omvandlas" i endera eller motsatta riktningen.

I ett övergångsskede - efter tillkomsten av HB-balkssystemet men före övergången till SI-systemet - användes i stället för tidigare kraftenheten kilogram, kg, som numera enbart betecknar massa, en speciell enhet för kraft nämligen kilopond, förkortat kp. Påkänning uttrycktes då med enheten  $\text{kp/cm}^2$  (eller  $\text{kp/mm}^2$  etc.). Denna enhet (som direkt föregick SI-enheterna) kan emellertid här helt bortses från och omvandlingsfaktorerna enbart begränsas till ändringarna mellan HB-balks-systemets kg-enheter och SI-systemets enheter.

Den moderna SI-enheten för kraft är 1 Newton (1 N), vilken är i runt tal 1/10 av 1 kg (ca 1 "hekto"), närmare bestämt  $1 \text{ kg} = 9,807 \text{ N}$ . Eftersom 1 N, 1 Newton, är en relativt liten kraft används i praktiken ofta 1 kiloNewton,  $1 \text{ kN} = 1000 \text{ N} = \text{ca } 100 \text{ kg}$ . vadan sålunda  $1 \text{ kg} = (\text{ca}) 0,01 \text{ kN}$ . (Om man vill vara noggrannare  $1 \text{ kg} = 0,01 \text{ kN} - 2 \%$ ). Observera att "kg" här används som kraft, eftersom vi här helt hoppat över skedet med "kilopond".

Tyngdbegreppet ton (= 1000 kg = ca 10 kN) finns alltså



inte inom SI-systemet, men det är så inarbetat i det allmänna medvetandet, att man hellre använder enheten ton än 10 kN i många fall. (Det behöver väl här inte erinras om, att omvandlingsfaktorn  $1 \text{ kg} = 9,807 \text{ N}$  är bestämd av ett medelvärde av den allmänna gravitations-konstanten).

"Spänning", "påkänning", d.v.s. last per ytenhet (vid trämaterial vanligen  $\text{cm}^2$ ) mäts i HB-balks-framställningen i det gamla invanda begreppet " $\text{kg/cm}^2$ ". I SI-systemet mäts samma begrepp med måttet "Pascal", "Pa", varvid  $1 \text{ Pa} = 1 \text{ N/m}^2$ . 1 Pa är uppenbarligen en mycket liten påkänning, varför för praktiskt bruk man brukar föredra "kiloPascal" (kPa) = 1000 Pa eller "megaPascal" (MPa) = 1000 kPa eller 1 miljon Pa. Eftersom  $1 \text{ Pa} = 1 \text{ N/m}^2$  blir följaktligen också  $1 \text{ kPa} = 1 \text{ kN/m}^2$  och  $1 \text{ MPa} = 1 \text{ MN/m}^2$ .

Omvandlingsfaktorerna blir här  $1 \text{ kg/cm}^2 = 100 \text{ kPa} = 0,1 \text{ MPa}$ , och omvänt  $1 \text{ MPa} = 10 \text{ kg/cm}^2$ .

Tabeller över tillåtna påkänningar MPa, uttrycks därför enligt SI-systemet med siffror, som utgör ungefär 1/10 av siffrorna för  $\text{kg/cm}^2$  med samma reella innebörd. (Vid större noggrannhet bör SI-siffrorna reduceras med ca 2 %).

Omvänt måste SI-siffrorna i MPa multipliceras med ca 10 för att bli jämförbara med HB-balks-systemets siffror i  $\text{kg/cm}^2$ .

Utöver nu nämnda enheter är bl.a. den "gamla" enheten "specifik vikt" ofta av intresse vid beräkning av byggnadskonstruktioners egenviktsbelastning. Enheten benämnes i SI-systemet "densitet" och mätes i  $\text{gram/cm}^3$  eller vanligare i  $\text{ton/m}^3$  ( $1000 \text{ kg/m}^3$ ).

Enheten för längd är i SI-systemet meter, m, och vållar knappast några omvandlingsproblem. Dock har i HB-balks-beskrivningen genomgående använts det ännu äldre måttet tum (") för virkestjocklekar och virkesbredder samt för spiklängder, dels därför att 6" är kortare än att ständigt upprepa 6 x 22 mm vid hyvlade lameller, 145 mm vid bredden av hyvlade bräder, 150 mm vid bredd av ohyvlade bräder och 150 mm vid spiklängder, där 6" utan missförstånd täcker samtliga dessa mått. Tummåttet används dessutom fortfarande internationellt i anglosachsiska länder.

## XII. HB-balksregler jämförda med bestämmelser i senare årgångar av Svensk Byggnorm

Betr. tillåtna drag- och böjningspåkänningar. I denna fråga har egentligen aldrig några särbestämmelser erfordrats för HB-balkarna. De första av dessa utfördes enligt de fåtaliga "träbestämmelserna" för sågat konstruktionsvirke i 1938 års "järnbestämmelser" med tillåtna påkänningen för drag- och böjningspåkänningar av  $80 \text{ kg/cm}^2$  (i normalt belastningsfall). Dock utfördes de stora hangarkonstruktionerna på 1940-talet med upptill 100, resp.  $120 \text{ kg/cm}^2$  som normalpåkänning, se närmare sid. 62.

I senare års normer har å ena sidan träkvaliteten för konstruktionsvirke höjts genom tillkomsten av speciella träkvaliteter, t.ex. T 100, T 70, T 300 m.fl., och normalvärdet på nyssnämnda påkänningar har då ökat till värden kring 90 -  $100 \text{ kg/cm}^2$ . I senast f.n. tillgängliga bestämmelser, Svensk Byggnorm 1980, har dock tillåten dragpåkänning parallellt med fibrerna minskats radikalt till 7 MPa (d.v.s. ca  $70 \text{ kg/cm}^2$ ) samtidigt som bestämmelserna ökat värden för olika slags limträ. Denna ändring skulle försämra HB-balkssystemets användbarhet såvitt inte dess limmade flänsar får räknas som limträ.

Betr. tillåtna tryck- och knäckpåkänningar. Dessa ha ju betr. HB-balkarna ägnats särskilt omfattande provningar, speciellt med hänsyn till att spikningen mellan flänsar och balkliv utgjort något eftergivliga förband, som påverkat styvhet, nedböjningar och knäcksäkerhet relativt styva förband. Vid HB-balkarna tillämpades "att börja med" en kombination av provningar och tekniska bestämmelser för spikningsintensiteten i för knäckrisk utsatta konstruktionsdelar. Tanken var då att teoretiskt acceptabla beräkningsmetoder med tiden skulle kunna förväntas i sedvanliga statliga normer.

Det problemet har dock synbarligen varit för svårt för att finna en acceptabel generell lösning. I 1950 års "Anvisningar till byggnadsstadgan" fanns - synbarligen under påverkan från professor Hjalmar Granholms uppmärksammade och ovan återopade skrift om spikade träkonstruktioner från 1949 - knapphändiga regler för träpelare men ej tillämpliga på HB-

balks-flänsar. I 1960 års "Anvisningar" kvarstod dessa regler tämligen oförändrade. Först i "1967 års byggnorm" hade detta problem ägnats en mera ingående behandling, men fortfarande utan generell tillämpbarhet och utan direkt användbarhet på HB-balkarnas spikade flänsar.

I när detta skrives senast tillgängliga upplaga av Svensk Byggnorm, SBN 1980, har det mesta om eftergivliga förband mellan träkonstruktionsdelar helt försvunnit men viss hänvisning gjorts till handboken Bygg. Tyngdpunkten i SBN 1980 om träkonstruktioner har ägnats limmade sådana. I avsnittet "Dimensionering" (av träkonstruktioner) finns dock en högst intressant bestämmelse, varifrån må citeras: "Förbindarna" (vid samverkan mellan skilda trädelar) "dimensioneras för moment och krafter beräknade enligt elasticitetsteorin, men konstruktionen dimensioneras i övrigt för snittkrafter och moment som svarar mot att momenten i förbanden är högst 0,8 av momenten enligt elasticitetsteorin". Siffran 0,8 är samma reduktionsfaktor, som lagts till grund för HB-balkssystemets knäcksäkerhetsberäkningar med hänsyn till eftergivligheten för dess spikförband.

I övrigt finns emellertid inget nytt att hämta från SBN 1980 betr. beräkning av knäckning vid eftergivliga förband.

Betr. tillåtna spiklaster. I det hänseendet kan noteras, att tillåten "tvärkraft" vid spikförband redan i 1950 års "Anvisningar till byggnadsstadgan" tas upp till 80, 90 och 100 kg per spikskär för resp. spikarna 6"/47, 6"/51 och 7"/55, och att dessa spiklaster (med ett obetydligt undantag) stått sig oförändrade genom samtliga senare bestämmelser (i SBN 1980 dock med benämningarna 0,80, 0,90 och 1,00 kN/skär, vilket på 2 % när är detsamma som tidigare). Samtliga dessa spiklaster är dock som tidigare förklarats i princip  $\sqrt{2}$  gånger högre än tillåtna spiklasterna per skär för spik mellan HB-balkarnas flänsar och liv, men överensstämmer betr. tvärkraftlasten.

Sammanfattningsvis kan dock sägas, att med sistnämnda enbart skenbara undantag kan påkänningar och laster vid HB-balkssystemet helt anslutas till gällande statliga normer.

### XIII. Koncentrerad instruktion för beräkning och dimensionering av HB-balkssystemet

Efterföljande kapitel utgör en mycket koncentrerad sammanfattning av kap. I-VIII ovan men avses att möjliggöra utformning av de vanligaste typerna av HB-balks-konstruktioner, dock under hänvisning till specifika tabeller, diagram m.m.

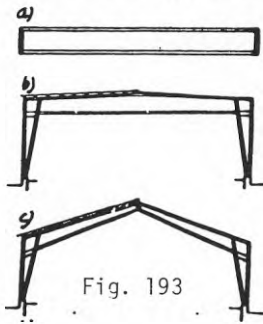


Fig. 193

i redogörelsen i kap. I-VIII.

Vidstående figurer visar i liten skala a) den raka balken b) en tvåledsram c) en treledsram av HB-balkstyp. Dessa tre typer jämte sammansättningar av dem torde i princip täcka minst 90 % av utförda HB-system.

Efterföljande beräkningsexempel med beskrivningar behandlar dessa tre balktyper.

Framställningen är uppdelad på en elementär och en något mera avancerad beskrivnings- och beräkningsdel.

Den elementära delen behandlar de olika grundläggande beräkningarna vid tillämpning på en mindre, rak, balk.

Den mera avancerade delen behandlar tillämpning på alla de tre balktyperna a)-c) där spännvidden, 30 m., valts så att de tekniska lösningarna ej är självklara utan olika lösningar måste diskuteras. Vidare behandlas där de speciella problemen vid utformning av två- och treledsramar, särskilt vid större spännvidder, beräkning av "HB-balks-hörnet" m.m.

I det allmänna fallet behandlas följande beräkningar, som beskrives i de olika beräkningsexemplen: 1) Bestämning av belastningar, upplagskrafter, moment, avskärningskrafter m.m. i regel enligt gängse statiska metoder 2) Bestämning av erforderlig takbalk-sektion, ev. med stöd av  $W_x$ -tabeller ( $W_x$  = sektions motståndsmoment) 3) Kontroll av tryckflänsens knäcksäkerhet 4) Kontroll av takbalklivets knäcksäkerhet samt bestämning av erforderliga liv-knäckavstyvningar 5) Dimensionering av erforderlig spikning mellan flänsar och balkliv 6) Vid två- och treledsramar motsvarande beräkningar för stödbenen 7) Inverkan på knäcksäkerheten för tryckta stödbens- eller takbalksflänsar av s.k. gångjärnsstyrning från dragflänsar.

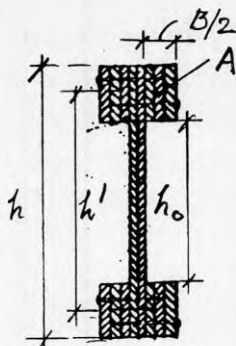


Fig. 194

HB-balken utföres normalt i I-sektion med liv av två lag diagonalställda korsande skikt av 1"-bräder och därtill med spikning anslutna flänsar. Flänsar och upplagsreglar i normalfallet utförda av 3, 4 eller mera sällan 5 skikt av inbördes sammanlimmade och längdskarvade 1" hyvlande bräder av varierande bredd (4", 5", 6", 7" och som mest 10"), i primitivare utförande av ohyvlat virke. Tjockleks- och breddmätt "tum", betecknat ". 1" hyvlat = 22 mm, ohyvlat 25 mm.

### Beräkningsexempel 1. parallellflänsig lågbyggd balk

enligt Fig. 2. Spännvidd  $L = 6,0$  m, last 12 ton fördelad på två balkar.  $G_b = 90$  kg/cm<sup>2</sup>.

Böjningsmoment per balk  $M_{\max} = \frac{Q}{8} \cdot L = \frac{6000}{8} \cdot 6,0 = 4500$  kgm =  $4,5 \times 10^5$  kgcm. Avskärningskraft  $R_x = \max. 3000$  kg

Härav erforderligt motståndsmoment  $W_x = 4,5 \times 10^5 / 90 = 5 \times 10^3$  cm<sup>3</sup> (= 5000 cm<sup>3</sup>).

Erforderlig HB-balkssektion erhålles nu enklast om man har tillgång till tabell över  $W_x$  som funktion av flänsareor  $A$  och balkhöjder  $h$  resp.  $h'$ , se följande sida. 1" = 2,2 cm.

$W_x$  kan med obetydlig approximation beräknas enligt (c), sid. 59:  $W_x = \frac{2}{h} \cdot A \cdot h'$ , där  $A =$  arean i cm<sup>2</sup> av varje flänsdel (4 st.) vid symmetrisk balksektion,  $h'$  är höjdvståndet c/c mellan flänsarna och  $h$  totala balkhöjden. I den mån efterföljande tabell behöver kompletteras för högre värden på  $h$  eller tätare intervaller kan  $W_x$  med nöjaktig noggrannhet beräknas enligt detta uttryck.

Noggrannare kan  $W_x$  beräknas enligt  $W_x = \frac{I_1}{h} - \frac{I_2}{h^2}$  där  $I_1 = \frac{B \cdot h^3}{12}$  och  $I_2 = \frac{B \cdot h_0^3}{12}$

där  $B =$  sammanlagda "tjockleken" av flänsarna (mätt horisontellt),  $h$  liksom förut är totala balkhöjden och  $h_0$  är fria höjdvståndet mellan flänsarnas innerkanter. Efterföljande tabell är beräknad enligt sistnämnda uttryck.

För det aktuella beräkningsexemplet med erforderligt  $W_x = 5000$  cm<sup>3</sup> finner man från tabellen att balkhöjden  $h = 40$  cm

Tabell över  $W_x$  i  $\text{cm}^3$  för olika flänsar och olika balkhöjder  $h$ .

h cm	3"x4"	3"x5"	3"x6"	3"x7"	3"x8"	4"x5"	4"x6"	4"x7"	4"x8"	3"x4
30	1840	1940	1970	-	-	2590	2630	-	-	3060
35	2360	2560	2650	2690	-	3410	3540	3580	-	3940
40	2900	3200	3380	3470	3510	4260	4510	4630	4680	4840
50	4000	4530	4920	5190	5350	6040	6560	6910	7140	6670
60	5120	5910	6530	7000	7360	7870	8700	9340	9810	8540
70	6220	7220	8170	8890	9450	9620	10890	11850	12600	10360
80	7360	8640	9840	10810	11610	11520	13130	14410	15490	12270
90	8510	10070	11530	12750	13790	13420	15370	16990	18380	14190
100	9660	11500	13230	14710	16020	15330	17640	19610	21350	16110
110	10820	12940	14930	16680	18240	17240	19900	22230	24310	18030
120	11970	14370	16650	18670	20500	19160	22190	24890	27330	19960
130	13120	15820	18360	20630	22770	21080	24470	27500	30350	21880
140	14290	17250	20080	22670	25040	23000	26770	30220	33380	23810
150	15440	18700	21810	24590	27300	24930	29070	32780	36390	25740
160	16600	20150	23510	26650	29580	26850	31340	35520	39430	27670
170	17360	21590	25230	28650	31880	28780	33630	38190	42500	28940
180	18920	23040	26990	30680	34170	30710	35980	40900	45550	31540
190	20100	24480	28800	32690	36470	32640	38390	43580	48610	33500
200	21240	25930	30430	34700	38760	34570	40560	46260	51670	35400
220	23560	28830	33910	38750	43370	38410	45200	51650	57810	39270
240	25830	31720	37390	42460	47980	42290	49840	56600	63960	43060
260	28200	34620	40920	46910	52700	46150	54550	62530	70250	47010

inte räcker ens om man väljer de allra bredaste flänsarna 4"x8". Däremot räcker  $h = 50$  cm med flänsar 3"x7" ( $W_x = 5190$ ). Med  $h = 60$  cm räcker flänsar 3"x4". Uppenbarligen är det sist-nämnda alternativet det mest ekonomiska och väljes därför.

Det bör observeras att beräkningen hittills inte tagit hänsyn till ev. knäckrisk för tryckflänsen resp. spikplats.

Ätminstone för högre balkar (större  $h'$ ) kan flänsarna också beräknas på ett annorlunda sätt, nämligen ungefär som över- och underramstängerna i ett fackverk. Flänsarna åverkas då (se även ekv. (b) sid. 60) på grund av moment av maximala flänskrafterna  $S$  (dragning) eller  $T$  (tryck), bestämda av

$$S = T = \frac{M_{\max}}{h'}$$
 varav  $\sigma_d = \sigma_t = \frac{M_{\max}}{2A \times h'}$  (medelpåkänning i flänsen).

Tillåtna flänspåkänningar har i Svensk Byggnorm varierat åtskilligt under olika år men kan här för vanligt konstruktionsvirke antas enligt följande:

Böjning $\sigma_b$	90 $\text{kg/cm}^2$
Dragning $\sigma_d$	80 "
Tryck utan knäckrisk $\sigma_t$	75

För s.k. limträ antas i genomsnitt tillåtet  $\sigma = 100 \text{ kg/cm}^2$ .

Enligt beräkningsexemplet erhålles då för dragflänsen

$$\sigma_2 = 80 = \frac{4,5 \cdot x \cdot 10^5}{2 A \cdot h'} \quad \text{varav} \quad A \cdot h' = 2812$$

Härav får A och h' bestämmas genom passning, så att lämpliga motsvariga värden erhålles. Antas h' = 50 cm fås A = 2812/50 = 56 cm<sup>2</sup>, vilket närmast motsvarar 3"x4" = 6,6 x 8,8 = 58 cm<sup>2</sup>. Härav h = h' + 8,8 = 50 + 8,8 = 58,8 cm. Välj h = 60 cm med flänsar 3"x4", vilka sistnämnda då blir något "överstarka": Man får

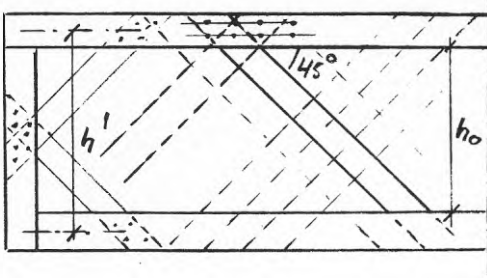
$$\sigma_a \text{ med} = \frac{4,5 \cdot x \cdot 10^5}{2 \cdot 58 \cdot x \cdot (60 - 8,8)} = 76 \text{ kg/cm}^2 < 80 \text{ kg/cm}^2$$

Genom rätlinjig proportionering i balktvärsnittet (jfr också ekv. (e) sid. 59) blir mot medelpåkänningen 76 kg/cm<sup>2</sup> svarande kantpåkänning =  $-\frac{h}{h'} \cdot 76 = -\frac{60}{51,2} \cdot 76 = 89,1 \text{ kg/cm}^2$  ( $\sigma_{\text{kant.till}} = 90 \text{ kg/cm}^2$ ) h'

Man ser därav, att bägge beräkningsmetoderna ("typ W<sub>x</sub>" eller "typ S/2A") givit ungefär samma resultat, nämligen flänsar 3"x4" vid totala balkhöjden h = 60 cm. Beräkningen är dock därmed inte helt färdig; man måste bl.a. kontrollera tryckflänsens säkerhet mot knäckning. Vidare måste man dimensionera erforderlig spikning och kontrollera att vald fläns har utrymme för behövlig spikning. Tillsynes är alltså beräkningarna rätt omfattande men i praktiken sker de till stor del genom avläsning av tabellvärden o.d.

Tryckflänsen. Tillåten medeltryckpåkänning, 75 kg/cm<sup>2</sup>, är här mindre än tillåten dragpåkänning, 80 kg/cm<sup>2</sup>, varför teoretiskt tryckflänsen erhåller större area A. Enligt ovan har dock för 3"x4" flänsar erhållits  $\sigma = 76 \text{ kg/cm}^2$ , varför dessa flänsar för rent tryck kan anses nöjaktiga, om knäckrisk ej föreligger. De kan därför accepteras om tryckflänsen är kontinuerligt knäckavstyvad, t.ex. genom anslutning till angränsande takskena, vägg e.d. De är däremot med säkerhet otillräckliga för tryckfläns, som är fri i sidled.

Erforderlig flänsspikning. Mellan flänsar och liv uppkommer på grund av balkens belastning en i flänsriktningen riktad skjuvkraft, som måste upptas av spikningen mellan fläns och liv. Skjuvkraften är proportionell mot avskärningskraften R<sub>x</sub>



och utgör per längdenhet av balken (se även sid. 103)  $R_x/h'$  kg/cm om  $R_x$  uttryckes i kg och  $h'$  i cm.

Fig. 195

I det aktuella beräkningsexemplet är  $R_{x-\max} = 3000$  kg invid balkupplagen och teoretiskt sett noll vid balkmitt. Spikningsintensiteten varierar i princip i proportion till  $R_x$ .

Antalet spik per meter fläns  $N_1$  bestäms av uttrycket

$$N_1 = \frac{R_x}{h'} \times \frac{100}{P_s} \quad (\text{Se även (a) sid. 103})$$

där  $P_s$  är tillåten spiklast (skjuvkraft) vid de tvåskäriga spikarna mellan flänsar och balkliv. För att kunna räknas som två-skäriga måste spikarna från vardera flänssidan intränga minst 35 å 40 cm förbi livet och in i motsatta flänsen. Detta betyder att spikarna måste utföras enligt schemat:

6" spik vid 3" flänsar (på vardera sidan livet)

7" spik vid 4" flänsar

8" spik vid 5" flänsar

Tillåtna spiklaster är vid normalt belastningsfall (se sid. 105) resp. 110 kg vid 6"/47 spik (spik med 6" i längd och 0,47 cm i bredd), 120 kg vid 6"/51, 130 kg vid 7"/55 och 140 kg vid 8"/60, allt gällande två-skäriga spik.

Vid balken enligt beräkningsexemplet erhålles

$$N_1 = \frac{3000}{51,2} \times \frac{100}{110} = 58 \text{ st. } 6"/47 \text{ spik per meter}$$

För spikplaceringen måste hänvisas till den detaljerade beskrivningen på sid. 107-111. I flänsar 3"x4", d.v.s. av 4" bredd, finns plats för 2 spikrader, vilket motsvarar 29 st. spik per meter i varje spikrad, d.v.s. spikar c/c ca 3,5 cm totalt men c/c ca 7 cm från vardera flänssidan. Enligt olika upplagor av Svensk Byggnorm bör minsta avståndet i fiberriktningen vara 12 d eller åtminstone 10 d, där d är spikbredden, alltså i exemplet 5,6 eller 4,7 cm. Flänsar 3"x4" uppfyller inte detta krav åtminstone i närheten av balkupplagen.

I föreliggande fall - som handlar om ovanligt tung last i sam-



band med så låga balkar - är 3"x4" flänsar alltså otillräckliga. De måste breddas till antingen 3"x5" = 15 kvadrattum, vilket ger ur dragspänningssynpunkt onödigt stor flänsyta, eller 2"x6", som ger samma flänsyta som 3"x4". Då ökas antalet spikrader från 2 till 3, resp. från 2 till 4, och spikavståndet blir acceptabelt resp. bra. Dock är 2"x6" utförd som lamellfläns inte önskvärd men kan däremot som massivfläns utföras utan invändning (oskarvad).

Skarvavståndet i längdled ökas gradvis mot balkmitt, där spikantalet teoretiskt är noll. Bestämmelsen om "minimispikning" (plus lastfördelningsmaximering) resulterar dock i att glesaste spikning vid balkmitt är typ B 20, d.v.s. c/c 20 cm från vardera sidan (c/c ca 10 cm totalt).

Upplagsreglar över stöd. Upplagsreglar över stöd utförs med samma flänsdimension som angränsande dragna och tryckta flänsreglar. Man kan visa att spikningen i upplagsreglarna skall utföras med samma spikmängd och spiktäthet som i närmast angränsande delar av balkflänsarna. Särskild beräkning av upplagsreglarna erfordras därför normalt inte. Jfr Fig. 195.

Balklivet. Balklivets bräder måste hållfasthetsberäknas för dragspänningar i de dragna bräderna och tryckspänningar, inklusive knäcksäkerhet, hos de tryckta.

Axialpåkänningen i bägge brädtyperna utgör (se sid. 86):

$$\sigma = \frac{R_x}{d \cdot h'} \quad , \quad \text{där } R_x \text{ och } h' \text{ ovan definierats och } d = \text{livbrädernas tjocklek.}$$

I beräkningsexemplet är  $R_x$  invid balkupplag = 3000 kg och  $h' = 51,2$  cm.

$$\text{Härav } \sigma = \frac{3000}{2,2 \times 51,2} = 26,6 \text{ kg/cm}^2$$

I de dragna livbräderna ligger sålunda dragspänningen ett gott stycke under tillåten dragpåkänning,  $80 \text{ kg/cm}^2$ .

Knäcklängden för de tryckta livbräderna utgör för de i  $45^\circ$ -riktningen gående bräderna (högst)  $h' \times \sqrt{2} = 51,2 \cdot \sqrt{2} = 72$  cm. Knäcklängden har då räknats mellan balkflänsarnas centrum-linjer, d.v.s. teoretiskt riktig knäcklängd.

Det är dock ofta försvarligt att räkna knäcklängden (enligt andra knäckfallet) mellan flänsarnas innerkanter, eftersom

livbräderna är inklämda mellan de hopspikade flänshalvorna. (Om denna inspanning fungerade permanent kunde livbräderna t.o.m. räknas efter fjärde knäckfallet, vilket dock ej kan påräknas i praktiken).

Knäcklängden i  $45^\circ$ -riktningen mellan flänsinnerkanterna blir  $(60 - 2 \times 8,8) \times \sqrt{2} = 42,4 \times \sqrt{2} = 54$  cm.

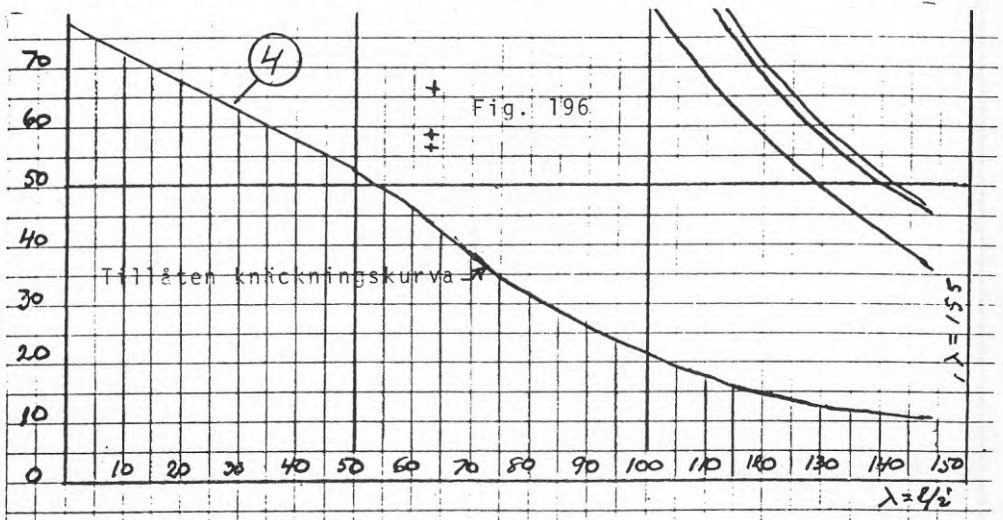
Tillåten knäckpåkänning erhålles - efter division med säkerhetsfaktor - ur kurva (4) nedan som utgör 80 % av Euler-Tetmajer, men som är avsedd för med eftergivliga spikförband hopspikade flänsar. Tryckta livbräder är däremot utförda av solitt virke (ej av sammanspikade skikt) och skall därför beräknas enligt med  $\frac{1}{0,8}$ , d.v.s. med 1.25 multiplicerade knäckvärden.

För avläsning av kurvvärdena på tillåten knäckpåkänning  $\sigma_k$  måste först de tryckta livbrädernas tröghetsradie "i" beräknas:  $i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \cdot d^3}{12 \cdot b \cdot d}} = \sqrt{\frac{d^2}{12}} = 0,29 d = 0,635$  cm (se även sid. 88).

För ovan beräknade knäcklängder för de tryckta livbräderna av alternativt 72 och 54 cm erhålles då värdet på  $L/i$  i knäckkurvan till resp.  $72/0,635 = 113$  och  $54/0,635 = 85$ .

För dessa värden på  $L/i$  avläses på knäckkurvan tillåtna knäckpåkänningen  $1,25 \times 18 = 22,5$  kg/cm<sup>2</sup> resp.  $1,25 \times 29 = 36,2$  kg/cm<sup>2</sup>.

Den faktiska knäckpåkänningen i livbräderna, enligt ovan  $26,6$  kg/cm<sup>2</sup>, är alltså något högre än den mera ogynnsamt beräknade tillåtna knäckpåkänningen men lägre än den mera sannolika



knäckpåkänningen  $36,2 \text{ kg/cm}^2$ . Balklivet för den aktuella balken får därför anses med föreskriven säkerhetsfaktor knäcksäkert utan särskilda knäckavstyvningar för livbräderna.

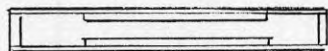
Beräkningsexempel 2. Större parallellflänsig balk. Ett industritak i mellansverige uppbärs av 30 m långa raka takbalkar c/c 4,5 meter, upplagda på sidostabila väggar. Takkonstruktionens totalvikt  $50 \text{ kg/m}^2$ , snölast  $100 \text{ kg/m}^2$ . Bestäm takbalkarnas huvuddata.

$$\text{Balklast } 4,5 \times 150 = 675 \text{ kg/lm}, \quad M_x = \frac{0,675 \times 30^2}{8} = 75,9 \text{ mt}$$

Antag  $h' = 1,5$  meter. Flänskrafter  $S$  (dragning) =  $T$  (tryck) =  $S = T = \frac{75,9}{1,5} = 50,5$  ton. Flänsarna har i tidigare exempel antagits utförda av s.k. konstruktionsvirke med tillåten dragpåkänning  $80 \text{ kg/cm}^2$ . Emellertid är flänsarna särskilt vid större balkar sammanlimmade av kanske minst 4 lameller på vardera sidan av livet och bör då kunna räknas som limträ. Enligt SBN 80 godtas för limträ drag/tryckhållfastheten  $100 \text{ kg/cm}^2$ . Erf. dragflänsyta blir då  $50500/100 = 505 \text{ cm}^2$ .

Välj på prov flänsar  $4" \times 13" = 2 \times 8,8 \times 28,6 \text{ cm} = 503 \text{ cm}^2$   
(Vid flänsbredder  $> 8$  å  $10"$  sammansättes bredden av två delbredder)

Total balkhöjd  $h$  blir då  $150 + 28,6 = 178,6 \text{ cm}$ , säg  $180 \text{ cm}$ . Flänsar kring balkmitt utförs då lämpligen i "två våningar", 1 st.  $4" \times 8"$  och 1 st.  $4" \times 5"$ . Mot balkändarna avtunnas flänsarna i höjddled enligt momentkurvan till enbart  $4" \times 8"$ .



Tryckflänsarna kan ha andra tillåtna påkänningar än dragflänsarna men torde vid aktuella stora balkar dimensioneras av knäckningskraven. Takkonstruktionen antas utformad så, att tryckflänsarna är sidostyrda i punkter c/c 1,20 meter.

Antas som första ansats att tryckflänsarna är utförda på samma sätt som dragflänsarna med  $4"$  flänsar blir total flänstjocklek  $4" + 2" + 4" = 10" = 22,0 \text{ cm}$ . Tröghetsradie  $i = \frac{\sum d}{\sqrt{12}} = 0,29 \times \sum d$  (se exempel 1)  $= 0,29 \times 22 = 6,4 \text{ cm}$ . Alltså  $l/i = 120/6,4 = 18,8$ .

Från Euler-Tetmajer-kurvan (sid.246) avläses för  $l/i = 18,8$  tillåten knäckpåkänning  $= \text{ca } 68 \text{ kg/cm}^2 \ll 100$ . Dragflänsarnas dimensioner är alltså inte tillräckliga för tryck-

flänsarna (som vid limträ också tillåter  $100 \text{ kg/cm}^2$ ).

Öka därför tryckflänsarna ungefär i proportion till påkänningarna 100 resp. 68 till 5"x15" (vid balkmitt). Tryckflänsytan blir då  $2 \times 11,0 \times 33 \text{ cm}^2 = 726 \text{ cm}^2$ , varav

$$\sigma_k = \frac{50500}{726} = 69,5 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Viss ändring av } h' \text{ då försummad})$$

Detta är obetydligt mera än  $\sigma_k = 68 \text{ kg/cm}^2$ , men genom ändring av flänsarna från 4" till 5" ökas tröghetsradien "i" något, nämligen till  $0,29 \times (5" + 2" + 5") = 0,29 \times 12" = 0,29 \times 12 \times 2,2 = 7,65 \text{ cm}$ . Därav  $1/i = 120/7,65 = 15,6$ .

Enligt Euler-Tetmajerkurvan bli nu

$$\sigma_k = \text{ca } 70 \text{ kg/cm}^2 > 68$$

Balklivet. Utan beräkningar inses (jfr Exempel 1) att balklivet inte är knäcksäkert utan avstyvningar.

Avskärningskraft vid upplagen är här  $R_x = \frac{30}{2} \times 0,675 = 10,1 \text{ ton}$ . Balkhöjden  $h'$  är ca 150 cm..

Erforderliga livavstyvningar erhålles här enklast enligt diagrammen sid. 97-100. Man finner för abscissan  $h' = 150$  och ordinatan  $R_x = 10,1 \text{ ton}$  i korsningspunkten för dessa båda att livavstyvningar bör utföras av 2"x3", c/c ca 40 cm, alternativt från angränsande diagram av 3"x3" c/c ca 45 cm.

Närmare balkmitt - med minskande  $R_x$  - kan avståndet mellan avstyvningarna gradvis ökas i enlighet med uppgifterna i samma diagram, t.ex. vid L/4 med  $R_x = \text{ca } 5 \text{ ton}$  2"x3" c/c 60 cm.

Dragpåkänningarna i de dragna livbräderna närmast upplagen blir (jfr uppgifterna i Exempel 1):

$$\sigma_d = \frac{R_x}{d \cdot h'} = \frac{10100}{150} = 30,6 \text{ kg/cm}^2$$

Dragpåkänningarna i livet är alltså rätt små (Vanligt!)

Spikningen. Antalet spik per längdmeter fläns nära upplag beräknas liksom i Ex. 1 enligt

$$N_1 = \frac{R_x}{h'} \times \frac{100}{P_s} = \frac{10100}{150} \times \frac{100}{130} = 51 \text{ st. spik/meter}$$

Flänsar närmast upplag av 8" bredd ger plats för 6 st. spikrader, motsvarande  $51/6 = 8,5$  spik per meter = c/c 11,5 cm. Spikningstätheten vållar alltså inte några dimensioneringsproblem.



Fig. 197  
mitt utan det snitt, där  $M_x/W_x$

Beräkningsexempel 3.  
Ej parallella flänsar. Sådana balkar använda som takbalkar har i regel så pass liten flänslutning, att de kan beräknas som parallellflänsiga balkar men med beaktande av balkhöjden i resp. snitt. Dimensionerande balksnitt behöver inte vara balk-

Beräkningsexempel 4. Tvåledsram. Som framgår av exempel-samlingen av utförda HB-balksbyggnader på sid. 35-56 är två- och treledsramar ett par av de ojämförligt vanligaste typerna av HB-balkskonstruktioner, eftersom bägge ramtyperna ger sidostabila stomsystem på ett enkelt sätt. Av de två ramtyperna är tvåledsramen - i motsats till treledsramen - ett 1-falt statiskt obestämt system, vilket något komplicerar beräkningen. Egentligen måste man i förväg känna just de dimensioner som man skall beräkna och dimensionera. I praktiken får man passa sig fram med stöd av tabellverk. Fig. 198 visar den typiska formen av en 2-ledsram av HB-balkstyp och Fig. 199 dess data.

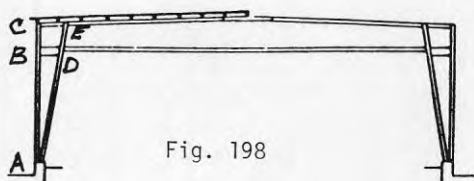


Fig. 198

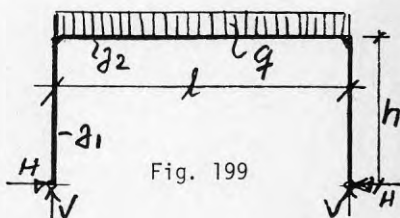


Fig. 199

Med i Fig. 199 angivna beteckningar kan för en ram, som enbart belastas av vertikallast t.ex. snö, horisontalkraften  $H$  beräknas sålunda: (enligt A. Kleinlogel, Rahmenformeln):

$$k = \frac{J_2}{J_1} \times \frac{h}{l} \quad H = \frac{q \cdot l^2}{4h \cdot (2k + 3)}$$

$$\text{Hörnmomenten } M_C = M_D = - \frac{q \cdot l^2}{4 \cdot (2k + 3)} \quad M_{\max} = + \frac{2k + 1}{2k + 3} \times \frac{q \cdot l^2}{8}$$

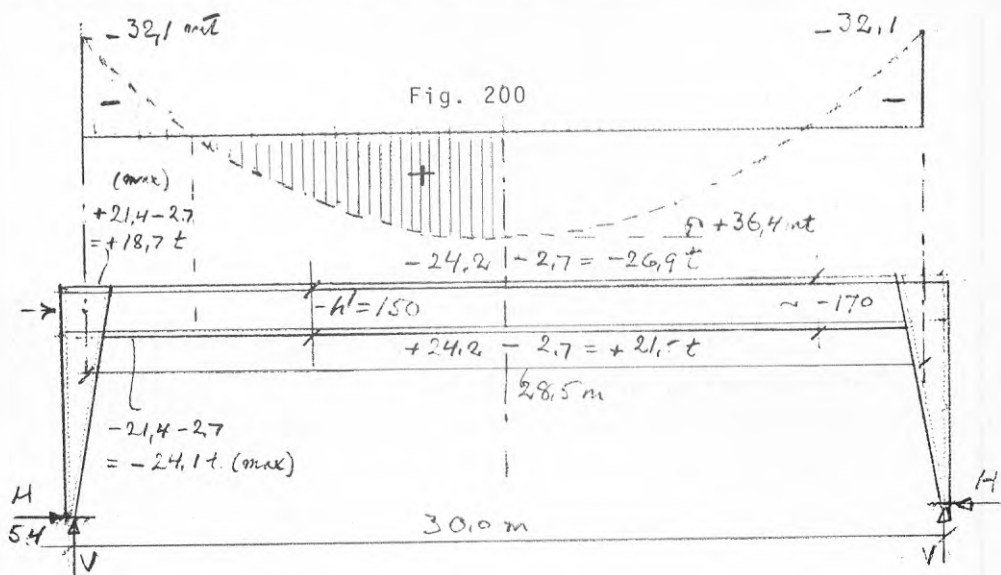
I beräkningsexemplet antas  $q = 675 \text{ kg/lm}$ , totallängd 30 m, teor. spännvidd 28,5 m,  $h = 6 \text{ m}$ ,  $J_2/J_1 = 3$ , varav fås

$$k = 3 \times \frac{6}{28,5} = 0,63 \quad H = \frac{0,675 \times 28,5^2}{4 \times 6 \times (1,26 + 3)} = 5,4 \text{ ton}$$

$$\text{Hörnmomenten} = \frac{0,675 \times 28,5^2}{4 \times (1,26 + 3)} = -32,1 \text{ tonmeter}$$

$$\text{Mittmomentet} = \frac{1,26 + 1}{1,26 + 3} \times \frac{0,675 \times 28,5^2}{8} = +36,4 \text{ tonm}$$

Horisontalkraften H ger, flyttad till takbalkens T.P-linje,  $-1/2 \times 5,4 = -2,7$  ton i vardera balkflänsen.



För att underlätta den annars något svåröverblickbara variationen av moment och flänskrafter vid en tvåledsram har den exemplifierade tvåledsramen med 30 m. total bredd här uppritats i verkliga proportioner med flänskrafter etc. direkt angivna på figuren. Ungefärlig skala 1:200. Den teoretiska spännvidden har med hänsyn till stödbenens form uppskattats till 28,5 meter, varvid erhållits ovan angivna hörnmoment, mittmoment och horisontalkraft H vid jämnt fördelad vertikal last  $q = 4,5 \times 150 = 675 \text{ kg/lm}$ . För att koncentrera framställningen har endast beaktats vertikal last. Sidolast av vind m.m. kan ge tillskottsmoment som här ej beräknats.

Med stöd av Exempel 2 har balkhöjden valts till  $h' = 1,5 \text{ m}$  ( $h = \text{ca } 1,7 \text{ m}$ ). Härav erhålles maximala flänskrafterna enl. figuren  $= 32,1/1,5 = 21,4 \text{ ton}$  resp.  $36,4/1,5 = 24,2 \text{ ton}$ , bägge

på grund av enbart moment. Horisontalkraften  $H = 5,4$  ton ger därutöver tryckkraft ca  $-2,7$  ton i vardera balkflänsen. Flänskrafternas totala max.värden framgår av Fig. 200, där också momentkurvan av vertikal last  $0,675$  t/m angivits.

Vi antar nu  $\sigma_{till} = 100$  kg/cm<sup>2</sup> för både dragning och tryck utan knäckrisk (limträ) och erfordrar då följande flänsdimensioner:

Takbalkens bottenfläns, mittdelen,  $21500/100 = 215$  cm<sup>2</sup>, väljes flänsar  $2 \times 3" \times 8" = 232$  cm<sup>2</sup> ( $3" \times 7"$  ger  $204$  cm<sup>2</sup>)

Takbalkens toppfläns, mittdelen,  $26900/100 = 269$  cm<sup>2</sup>, förutsättes sidostagad av takskena hela vägen utan knäckrisk, väljes flänsar  $2 \times 3" \times 10" = 291$  cm<sup>2</sup>, (möjligen  $3" \times 9" = 262$  cm<sup>2</sup>)

Takbalkens toppfläns, hörndelen,  $18700/100 = 187$  cm<sup>2</sup>, erfordras flänsar  $2 \times 3" \times 7" = 204$  cm<sup>2</sup>. Här måste beaktas att mittdelen av samma fläns, som är tryckt, erfordrar  $3" \times 10"$ , som invid de dragna delarna vid hörnen skulle kunna övergå till  $3" \times 7"$ . Ekonomiskt kan detta utföras så, att toppflänsen utföres med en genomgående fläns  $3" \times 7"$  hela balklängden men med en förstärkningsfläns av  $3" \times 3"$  på erforderlig sträcka på mitten. Här måste emellertid också beaktas, att flänsdelarna kring det "momentstyva hörnet" kan erfordra kraftig spikning, varför extra bred fläns där kan behövas, kanske samma  $10"$  som i flänsmitt. Slutlig dimensionering av hörndelen bör därför anstå tills dess att spikningen i hörnet dimensionerats, se nedan.

Takbalkens bottenfläns, hörndelen, är tryckt och ostagad och sålunda utsatt för knäckrisk. Tryckkraften varierar mellan  $-2,7$  ton i momentnollpunkten och  $-24,1$  ton vid hörncentrum med en total knäcklängd enligt momentdiagrammet av ca  $3,8$  m. För en tryckfläns med varierande tryckkraft kan knäckhållfastheten beräknas enligt en i kap. IV B 2, sid. 76, redovisad metod med tillhörande diagram. För  $P_{min}/P_{max} = 2,7/24,1 = 0,11$  blir enligt diagrammet "beräkningsmässig knäcklängd"  $= 0,75 \times 3,8 = 2,85$  m med  $P_{max}$  som knäcklast. För bottenflänsens enligt ovan beräknade flänsar för mittdelen,  $2 \times 3" \times 8"$ , blir "i"-värdet  $= 0,29 \times 8" = 0,29 \times 17,6 = 5,1$  cm. Således  $L/i = 285/5,1 = 56$ , vilket enligt knäckningsdiagrammet motsvarar tillåten knäckpåskänning  $= 49$  kg/cm<sup>2</sup>. För flänsar  $2$  ggr  $3" \times 8"$

= 233 cm<sup>2</sup> blir dock  $\sigma = 24100/233 = 103 \text{ kg/cm}^2$ , d.v.s. mer än det dubbla mot tillåtet (åtminstone i hörnpunkten). Den knäckutsatta tryckflänsen i hörndelen måste alltså förstärkas och detta avsevärt.

Det finns tre näraliggande möjligheter härför. En är att öka balkens konstruktionshöjd  $h$  (resp.  $h'$ ), som dock uppenbarligen inte kan ökas dubbelt. Den har enligt Fig. 200 dock utformats relativt smäckert, vilket i någon mån framgår genom jämförelse med Fig. 62a, som visar en tvåledsram med 35 m total bredd men med större belastningsbredd.

Ett annat sätt är att minska tryckflänsens knäcklängd. Vi har förutsatt att tryckflänsen sidoavstyvas (låses) vid momentnollpunkten och vid ytterväggen, men genom att med en sträng av knäckavstyvningar (se sid. 76) sidoavstyva flänsen också mellan nämnda punkter minskas knäcklängden till  $3,8/2 = 1,9$  meter. Då blir  $l/i = 190/5,1 = 37$  och  $\sigma_k = 59 \text{ kg/cm}^2$ , vilket värde bör ytterligare öka i samband med variabel knäckkraft. Flänsyta  $2 \times 3 \times 8$  räcker dock ej utan måste ökas.

Det mest närliggande sättet är att öka tryckflänsens sektionstyta vid hörnet. Ett sätt är att öka tjockleken 3" till 4". Då ökar samtidigt "i"-värdet och därmed också tillåten knäckpåkänning, men vid tvåledsramar, där inre rambenet skall "omgripa" takbalken i hörnet, är det ogynnsamt med lokal "förtjockning" av takbalksflänsen. Därför bör flänssektionen i stället bättre ökas genom att bottenflänsens totala bredd ökas lokalt vid hörnet, här lämpligen med  $3 \times 6$ " enligt Fig. 201.

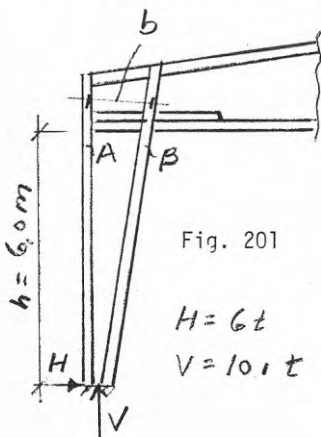


Fig. 201

$$H = 6t$$

$$V = 10,1t$$

Detta är samtidigt en mycket ekonomisk lösning, eftersom det negativa hörnmomentet snabbt avtar och extraflänsen därför kan göras mycket kort enl. fig.

Genom kombination av de två sista åtgärderna erhålles:

$$\text{Avkortad knäcklängd ger } \sigma_k = 59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Lokal extrafläns } 3 \times 6 \text{'' ökar flänsytan till } 3 \times 14 \text{''} = 407 \text{ cm}^2, \text{ varav } \sigma = 24100/407 = 59 \text{ kg/cm}^2 \text{ (} \sigma_{\text{till}} = 59 \text{ kg/cm}^2 \text{)}$$



Stödbenen. Den allmänna anordningen av stödbenen för tvåledsramen framgår av Fig. 201. Stödbenet bildar alltså en tillnärmelsevis triangelformad HB-balk med en yttre (närmast vägg) fläns normalt utsatt för dragning och en inre tryckfläns. Stödbenets flänsar är med hjälp av "HB-balkshörnet" momentstyvt infästade i takbalken. Ytterflänsen är (med spikning) vanligen via en tunn kantbräda direkt ansluten till hörnets livbräder, medan innerflänsen "omgriper" takbalken och alltså med sina kraftöverförande flänsdelar passerar utanpå takbalkens flänsar. (syns tydligt på t.ex. Fig. 4, 52 och 62 a). Detta möjliggöres genom att innerflänsens ordinarie flänsar avskäres vid undersidan av takbalkens underfläns och att kraftöverföringen till HB-hörnet sker genom utanpå innerflänsarna anbragta "skarvstycken" som passerar takbalkens flänsar och via en mellanläggsdel ansluter till HB-hörnet. Nämda skarvstycken kan ofta vara neddragna ända till stödbensfoten. Se Fig. 202.

Innerflänsarna blir på detta sätt dubbla, varav endast de yttre flänsdelarna är direkt lastöverförande till HB-hörnet. Ur knäckningssynpunkt kan dock hela flänssektionen inräknas eftersom styvheten helt domineras av de yttre genomgående flänsdelarna. Eftersom stödbenens innerflänsar oftast har långa knäcklängder - från grund till takskena - är det beskrivna utförandet av innerflänsarna förmånligt ur knäckningssynpunkt.

c/c-avståndet "b" mellan flänsarna vid hörninfästningen Fig. 201 (och därmed stödbensbredden i hörnet) väljes lämpligen till samma värde som för takbalken, här 1,50 m. Stödbensflänsarnas krafter kan beräknas med detaljerat hänsynstagande till hörnets vinklar enligt på sid. 115-119 angiven metod, men vanligtvis beräknas flänskrafterna med fullt tillräcklig noggrannhet enligt den förenklade metoden på sid. 114 enligt nedan:

Med beteckningarna i Fig. 201 erhålles då flänskrafterna A i ytterflänsen och B i innerflänsen vid hörnet sålunda:

$$A = + Hxh/b - V/2 = 5,4 \times 6,0 / 1,5 - 10,1 / 2 = + 21,6 - 5,1 = + 16,5 \text{ ton}$$

$$B = - Hxh/b - V/2 = 5,4 \times 6,0 / 1,5 - 10,1 / 2 = - 21,6 - 5,1 = - 26,7 \text{ ton}$$

Ytterflänsen är i hela sin längd styrd av ansluten yttervägg med maximal dragkraft i hörnet av 16,5 ton. Med  $\sigma = 100 \text{ kg/cm}^2$  (limträ-värdet) erfordras  $16500/100 = 165 \text{ cm}^2$  dragfläns-

yta. Teoretiskt kan härför väljas 3"x6" eller möjligen 4"x5", men praktiskt bör föredras flänssektion med möjligast stor bredd, detta för att skapa ökat utrymme för spikningen. Därför väljes här 3"x6" ( $174 \text{ cm}^2$ ) eller rentav 3"x7".

Innerflänsen med tryckkraft-max. = 26,7 ton och utsatt för knäckning på den fria sträckan mellan grund och takskiva ( $6,0 + 1,7 = 7,7 \text{ m}$ ), erfordrar enbart för trycköverföring (utan knäcksäkring) av trycklasten till hörnet en flänsyta av min.  $26700/100 = 267 \text{ cm}^2$ , motsvarande 3"x10",  $291 \text{ cm}^2$ . Åtminstone närmast hörnet får då innerflänsen tjockleken 3" (av ena skarvdelen) + 3" (ordinarie flänsdel) + 2" (dubbla brädlivet) + 3" + 3" = 14" (varav livet är icke lastbärande men däremot bidrar till knäckstyvheten). Härav "i" =  $0,29 \times 14 \times 2,2 = 8,9 \text{ cm}$ .

Om innerflänsens fria knäcklängd räknas från grundinfästningen till takskivan (den kan ibland om än med större osäkerhet räknas till takbalkens underkant), blir totala knäcklängden =  $6,0 + 1,5 + 0,2 = 7,7 \text{ meter}$ , och sålunda  $\ell/i = 770/8,9 = 86$ . Härav enligt knäckningsdiagrammet  $G_k = 27 \text{ kg/cm}^2$ . Ur ren knäckningssynpunkt bör tryckflänsens hela flänsyta kunna medräknas som aktiv trots att de inre flänsdelarna är avskurna, detta eftersom de takbalken omgripande flänsdelarna är de för styvheten helt dominerande.

Härav knäcklast  $P_k = (291 + 291) \times 27 = 15700 = 15,7 \text{ ton} < 26,7 \text{ ton}$ . Innerflänsen är alltså tillsynes inte knäcksäker för flänslasten 26,7 ton

"Gångjärnsstyrning". Variabel trycklast. Den tryckta innerflänsen har emellertid av två skäl ännu större knäckhållfasthet än vad ovan beräknats.

Den tryckta innerflänsen har ovan räknats "fri" mellan grundinfästning och takskiva. I verkligheten är den på visst sätt hopkopplad med den av ytterväggen sidostyrda dragflänsen, nämligen via balklivet i stödbenet. Detta åstadkommer en extra sidostyrning av innerflänsen, som närmare behandlats i kap. IV, B2 d, sid. 77. Kopplingen innebär att stödbenet vid innerflänsens utknäckning måste vrida sig "gångjärnsartat" kring dragflänsen. Därvid vållas ett vridningsmotstånd, "torsionsmotstånd",

som bidrar till att motverka innerflänsens utknäckning. Torsionsmotståndet ger ett bidrag till innerflänsens knäcklast,  $P_e$ , som i nyssnämnda kapitel beräknats enligt uttrycken:

$$P_e = -\frac{T}{h^2}, \text{ där } T = c_v \cdot 40000 \cdot a^3 \cdot (b - 0,63 a) \text{ kgcm}^2$$

I dessa delvis empiriska formler är  $T$  torsionsmotståndet,  $a$  och  $b$  innerflänsens flänsmått i cm,  $h'$  stödbenets (genomsnittliga) flänsavstånd  $c/c$  i cm, och  $c_v$  en koefficient, som varierar med förhållandet  $b/a$  ( $b =$  = flänsmåttet i v-balkens höjdlid.  $a$  i dess tvärled). I exemplet är  $b/a = 3$  och  $c_v = 0,26$ .

(Som närmare utvecklats i kap. IV utgörs osäkerheter i formeln av varrostioner i spikningstätheten mellan flänsdelarna, av variationer i koefficienten  $c_v$  m.m., varför formeln måste betraktas som något osäker).

Insättes vid det aktuella exemplet  $a = 3'' = 6,6$  cm,  $b = 10'' = 22$  cm,  $c_v = 0,26$  för  $b/a = 3,3$ , så fås

$$T = 0,26 \times 40000 \times 6,6^3 \times (22 - 0,63 \times 6,6) = 64,4 \times 10^6$$

För  $h'$  har insatts medelvärdet  $h' = 90$  cm, varav

$$P_e = \frac{64,4 \times 10^6}{90 \times 90} = 8000 = 8 \text{ ton}$$

Detta värde måste dock divideras med säkerhetsfaktorn, lämpligen 4, varav  $P_{e\text{-tillät.}} = 8,0/4 = 2,0$  ton

Härav  $P_k + P_e = 15,7 + 2,0 = 17,7$  ton, fortfarande  $< 26,7$  ton

$P_k$  har emellertid ovan räknats med sitt maximivärde på hela knäcklängden 7,7 m. På sätt som redan visats för takbalkens bottenfläns, hörndelen, beräknas verklig knäcklast vid varierande tryckkraft enligt på sid. 76 redovisad metod:

$P_{\min}/P_{\max} = 5,1/26,7 = 0,19$ . Beräkningsmässig knäcklängd enligt diagram =  $0,78 \times 7,7 = 6,0$  m.

$$\therefore 1/i = 6,0/8,9 = 67. \text{ Härav } \sigma_k = 40 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_k = 40 \times (291 + 291) = 23,3 \text{ ton}$$

$$P_k + P_e = 23,3 + 2,0 = 25,3 \text{ ton, fortfarande } < 26,7 \text{ ton}$$

Tillåten knäcklast är sålunda fortfarande mindre än verklig. Väsentlig ökning av knäcklasten nås genom att stödbensflänsen "låses" i sidled med knäckavstyvningar, typ. Fig. 77, i korsningspunkten mellan stödbensfläns och undre takbalksfläns. Då minskas knäcklängden för stödbensflänsen från 7,7 till 6,0 m, varav "beräkningsmässig knäcklängd" som ovan =  $0,78 \times 6,0 = 4,7$  m

$$\therefore 1/i = 4,7/8,9 = 53, \sigma_k = 50 \text{ kg/cm}^2 \quad P_k = \frac{50}{40} \times 23,3 = 29,2 \text{ ton}$$

$$P_k + P_e = 29,2 + 2,0 = 31,2 \text{ ton } > 26,7 \text{ ton}$$

Sistnämnda sätt att minska knäcklängden ger då snabbt resultat.

Stödbenets balkliv. Detta utsättes utefter hela stödbenshöjden för en i stort sett konstant avskärningskraft, motsvarande horisontalkraften  $H$ , här 5,4 ton. Beräkningen sker efter samma principer som för balklivet i takbalken och upprepas inte i detalj här. Dock varierar balkhöjden (stödbensbredden)  $h'$  med ett minimivärde vid stödbensfoten, vilket brukar leda till relativt tät spikning vid stödbensfoten. I övre delarna av stödbenet erfordras oftast livanstyvningar, också beräknade enligt förut beskrivna principer. Utföringsexemplen sid. 30-55 torde ge en relativt god översikt över utförandet av livanstyvningar vid såväl två- som treledsramar.

Flänsspikningen. Såväl stödbenens som takbalkens flänsar kan betraktas som inspända i ramhörnet, betraktat som en momentstyv skiva med totala konstruktionshöjden i exemplet =  $1,5 + 0,2 = 1,7$  m i både höjd- och längdriktning. Maximala flänskrafterna i stödbenen ha ovan beräknats till resp.  $A = + 16,5$  ton,  $B = - 26,7$  ton. ( $A$  ytterfläns,  $B$  innerfläns).

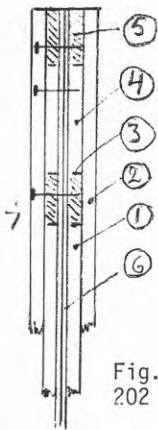


Fig.  
202

Vidstående figur visar en vertikalsektion genom hörnet sedd i riktning mot takbalksmitt. Här är (1) stödbenets innerfläns, avskuren mot underkant av takbalkens underfläns (3). (2) är den skarvfläns som förbinder stödbenet med hörnkonstruktionen. (4) är en "mellanläggsfläns" av samma bredd som skarvflänsen (2) och vilket mellanlägg har liknande funktion som en upplagsvertikal. (5) är övre takbalksfläns, (6) är det dubbla livet i stödbenet och 7 en av de spikar som förbinder skarvflänsarna (2) med livbräderna i hörnet.

Stödbenets ytterfläns är ej avskuren vid takbalken utan dras förbi takbalksflänsarna direkt upp till takbalksöverkant.

Av figuren framgår nu, att de spikar (7), med vilka stödbenet anslutes till hörnet med hjälp av skarvstyckena (2) måste utföras av 8" spik ( $d = 0,6$ , längd 200 mm) för att spiken skall passera 3" skarvstycke (2), 3" mellanlägg (4) och nå in i motsatta flänsar och mellanlägg, det sistnämnda teor. 24 mm. 8"-spiken kan då vid anslutning till balklivet räknas  $1 \frac{3}{4}$ -skärrig =  $70 \times 1,75 = 123$  kg.

För innerflänsens anslutning till ramhörnet erfordras då

$$N = \frac{26700}{123} = 217 \text{ st. spik } 8''/60$$

Innerflänsens 10" skarvfläns lämnar plats för 8 spikrader med  $217/8 = 27$  spikar i varje rad å 170 cm. Spikars c/c sålunda  $170/27 = 6,3 \text{ cm} = 12,6 \text{ cm}$  från vardera sidan c/c. ( $10 d = 6,0 \text{ cm}$ ). Spikningstätheten är sålunda ej dimensionerande.

I ytterflänsen med 7"55 helt tvåskäriga spik ( $P = 130 \text{ kg}$ ) erfordras  $16500/130 = 127$  st. spik. 7" flänsar ger plats för 5 spikrader =  $127/5$  stspik pr rad =  $\frac{170}{127/5} = 6,7 \text{ cm c/c}$ . Helt tillräckligt. Preliminärt vald 3"x7" fläns kan då godtas.

Spikinfästning i takbalkens hörndel blir resp.  $18700/130 = 144$  st. 7"/55 i dragfläns och  $24100/130 = 183$  st. 7"/55 i tryckflänsen, vilka få plats i resp. 7" och 10" flänsar.

HB-hörnet. Sedan flänsdimensionerna på alla sidor av HB-hörnet nu fastställt och deras spikning i princip beräknats, återstår att kontrollera påkänningarna i HB-hörnets livbräder. Dessa bestäms på samma sätt som för takbalkslivet i övrigt av ekv.

$$\sigma = \frac{R_x}{d \cdot h}$$

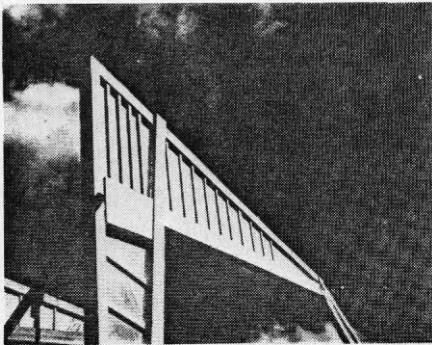


Fig. 203

vet på bägge sidor om B medan kraften A måste utbalanseras av livbrädeskrafter från enbart en sida. Dimensionerande blir då kraften A, varav

$$\sigma = \frac{16500}{2,2 \times 150} = 50,0 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{både för drag och tryck})$$

Dragspänningen ligger fortfarande väl under tillåten påkänning.

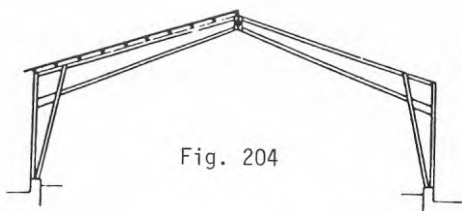
För de tryckta livbräderna i HB-hörnet måste knäckning

d är här som vanligt = 2,2 cm, 'h' är = 150 cm,  $R_x$  är i hela hörnet = kraften i fläns A = 16,5 ton. En nära tillhands liggande fråga är då: varför är inte  $R_x$  = kraften B i innerflänsen? Svaret är helt enkelt det, att kraften B hålles i jämvikt av krafter i li-

kontrolleras, vilket enklast sker med diagrammen sid. 97-100. Man finner för  $R_x = 16,5$  ton och  $h' = 150$  cm ur diagram sid. 98 och genom interpolering, att livet i hörnet bör knäckavstyvas med 2"x3" avstyvninar c/c 26 cm eller sid. 97 något knappt med avstyvningar 1 1/2"x3", c/c 25 cm.

Vidare skall horisontalkraften från stödbenet överföras till takbalken. Ofta nöjer man sig med att den överföres genom böjning i de båda stödbensflänsarna, men vid större horisontalkrafter bör den enligt Fig. 203 hellre överföras genom påspikade diagonalpanelskivor.

Beräkningsexempel 5. Treledsram. För detta beräkningsexempel, Fig. 204, har valts samma huvuddata som för tvåledsramen i Beräkningsexempel 4, totalbredd 30 m, stödbenshöjd till underkant av takbalk 6,0 m, belastning jämnt fördelad



från sekundärkonstruktion c/c 4,5 m å  $150 \text{ kg/m}^2 = 675 \text{ kg/lm}$ . Angivna data stämmer vidare så när som på stödbenshöjden (5,5 m) exakt med motsvarande data för marinens sporthall i Fig. 22.

Treledsramen kan därigenom till sitt statiska och beräkningsmässiga funktionssätt lätt jämföras ned tvåledsramen av samma storlek, i bägge fallen med relativt stor spännvidd för att belysa de speciella problem som därvid uppstår.

Treledsramen är i motsats till tvåledsramen en statiskt bestämd konstruktion och kan alltså beräknas enbart på basis av jämviktsekvationer. Vid verklig projekteringsberäkning måste beaktas olika belastningsfall, vertikal snölast i olika placeringar, punktlaster, vindbelastning från sidan m.m. - vilket naturligtvis också gäller föregående beräkningsexempel. Sådana beräkningar är ock dels alltför utrymmekrävande vid mera fullständig framställning i denna beskrivning, och dels kan de i regel utföras enligt allmänt kända statik-regler. Framställningen har därför här inskränkts till beräkningar, som är

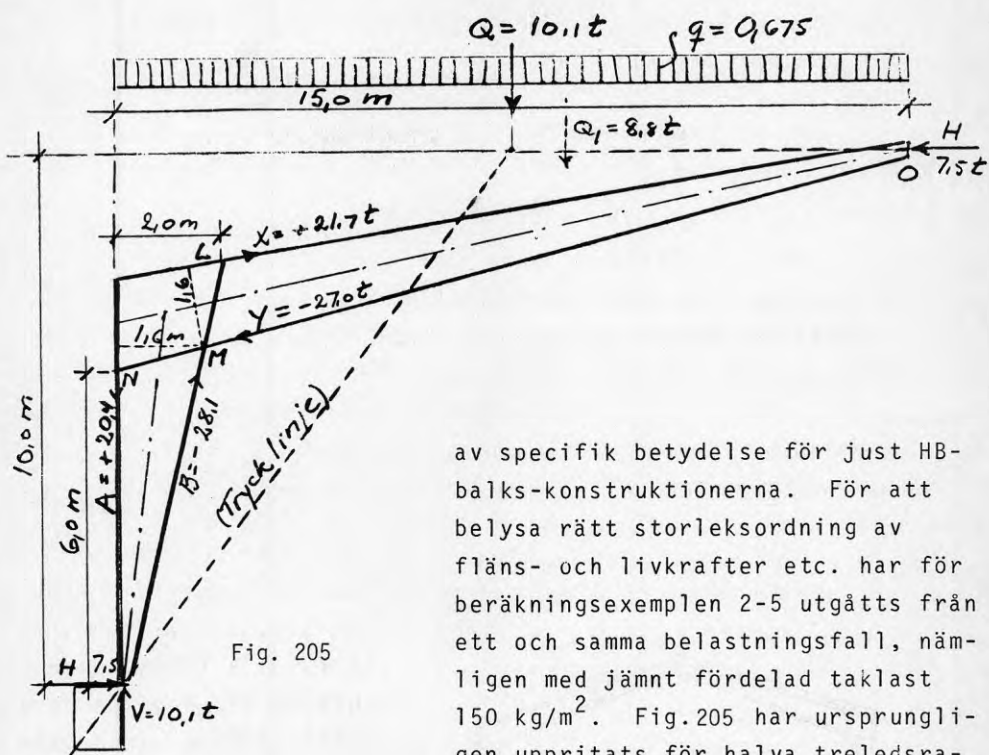


Fig. 205

av specifik betydelse för just HB-balks-konstruktionerna. För att belysa rätt storleksordning av fläns- och livkrafter etc. har för beräkningsexemplen 2-5 utgått från ett och samma belastningsfall, nämligen med jämnt fördelad taklast  $150 \text{ kg/m}^2$ . Fig. 205 har ursprungligen upprättats för halva treledsramen i skala 1:100 men sedan förmin-

kats (till 80 %). Redovisningen av väsentliga data har för treledsramen skett på något annat sätt än för tvåledsramen.

Vid treledsramen i Fig. 205 bestäms först horisontalkraften  $H$  genom att moment tas kring nockpunkten  $O$  av yttre laster (vertikallastens resultant  $Q = 15,0 \times 0,675 = 10,1$  ton samt vertikala upplagskraften  $V =$  likaledes  $10,1$  ton). Härav  $H = 7,5$  ton.

Flänskrafterna närmast ramhörnet  $A$  och  $B$  i stödbenet och  $X$  och  $Y$  i takbalken erhålls enklast genom moment kring resp. punkterna  $M$ ,  $N$ ,  $M$  och  $L$  resp., och ha sålunda beräknats till  $+20,4$ ,  $-28,1$ ,  $+21,7$  och  $-27,0$  ton resp. (+ dragning, - tryck). Taklasten har i de båda sista fallen inskränkts till den del som belastar takbalken utanför hörnet,  $Q_1 = 8,8$  ton. Pilarna i figuren visar flänsarnas kraftriiktning mot hörnet.

Vid jämförelse av dessa flänskrafter med motsvarande krafter intill "hörnskivan" vid tvåledsramen finner man att

storleksordningen är nära densamma. Utrymmet tas därför inte här upp med att ånyo redovisa detaljdimensionering av flänsdimensioner, spikning, knäcklaster, hörndimensionering etc. för treledsramen, utan hänvisning görs här till den likartade och ganska detaljerat utförda beskrivningen av dessa detaljer vid tvåledsramen.

Däremot skall de mera väsentliga skillnaderna mellan två- och treledsramar här särskilt belysas, vilken särskilt tydligt framträder vid inläggning i figuren av den s.k. trycklinjen, som annars är vanlig vid båg- och valvkonstruktioner. Den är något schematiserad med avseende på taklasten. Avståndet mellan trycklinjen och TP-linjerna för takbalk och stöbben är ett uttryck för momentet i resp. balksektioner.

Vid treledsramen noteras det dominerande negativa momentet vid hörnförbindningen mellan stöbben och takbalk samtidigt som det positiva momentet i resten av takbalken är litet och väsentligt avtar motnockpunkten (och blir ännu mindre om trycklinjen anpassas inte bara till resultanten  $Q$  av taklasten utan också till dennas detaljfördelning). Man finner rent allmänt, att treledsramen av naturliga skäl mer än något annat bärverk närmar sig valvets, bågens, statiskt gynnsamma verknings sätt. Bortsett från ramhörnet och dess närmast anslutna balkdelar blir momentet i en stor del av takbalken litet och långt mindre än i tvåledsramen (eller ännu mer den fritt upplagda balken). Treledsramen blir redan av detta skäl, där den kan användas, normalt ett mycket ekonomiskt konstruktionsalternativ.

Härtill medverkar ytterligare, att treledsramen normalt levereras i fyra var för sig åtskilda delar av relativt spännvidden måttlig längd. Den är alltså förmånlig också ur transportsynpunkt.

En del av dessa fördelar måste dock "betalas" av en viss moment- och kraftkoncentration till hörnet. Vid treledsramen finns dock som regel god plats för ett kraftigt dimensionerat hörn. Påkänningarna i dess livbräder blir därvid ofta höga, och därmed erfordras ofta täta knäckavstyvningar i sådana hörn. Fig. 22 visar ett exempel på just detta. En detaljerad beräkning av treledsramens hörnkonstruktion har redovisats i kap. IV E på sid, 120-124.



#### XIV. Erfarenheter från HB-balksbyggnader från en 50-årsperiod

I programmet för föreliggande skrift har som en självklar del ingått att besiktiga ett större antal byggnader för att ge underlag för bedömning av systemets långsiktiga hållbarhet. Så har skett och besiktningarna har särskilt koncentrerats på de tidigare utförda byggnaderna med numera kring eller nära 50 års ålder. Som exempel på särskilt intressanta byggnader inom denna grupp kan nämnas de i skriftens huvuddel ingående behandlade F 11-hangarerna, vidare de första större hallbyggnaderna baserade på "HB-balkshörnet" (t.ex. enligt Fig. 22), utländska "rekordspännvidder" (t.ex. Alvar Aaltos olympiad-hall, Fig. 39) m.m. Systemmässigt har besiktningarna helt naturligt främst inriktats på de vanligaste systemtyperna, sålunda treledsramar, tvåledsramar och raka balkkonstruktioner i nu nämnd ordning.

Vid utförda besiktningar har främst beaktats sådana faktorer som nedböjningar (eller andra deformationer), spikningens kondition, trämaterialets åldrande, eventuell rötbildning i trävirket, konstruktionernas allmänna utseende o.d.

Helt generellt kan konstateras att konstruktioner under tak förändrat sig förvånansvärt litet under nära ett halvsekel för flertalet av besiktigade byggnader. Vad som hänt är att obehandlat trämaterial normalt mörknat en del relativt det färska virket - det är numera bruntonat. Många konstruktioner har dock täckmålats och någon åldringsförändring av träet har då inte kunnat observeras, medan färgskikten som sådana naturligtvis påverkats av åldringen.

Även spikningen synes vara helt opåverkad av åldern om än med undantag av viss naturlig rostfärgning av de synliga spikskallarna (vid omålade balkar). En fråga beträffande spikningen, som på ett mycket tidigt stadium vållade viss tvekan om spikade balkars beständighet, var den tänkbara risken att spikhuvudena skulle successivt "arbeta sig upp", "lyftas" från träytan och med tiden sticka upp ovanför denna yta alltmera. Deras kraftöverföringsförmåga kunde därigenom också be-

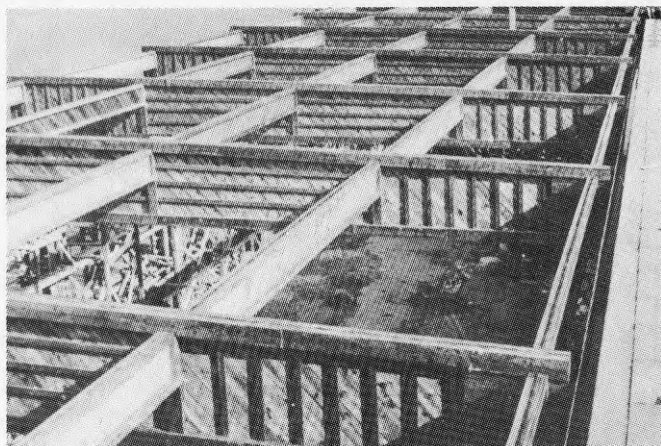
faras minska. Nämnda effekt kunde tänkas uppstå genom att trämaterialiet vid omväxlande grad av fuktighet svällde och krympte och därvid fick benägenhet att ständigt "lyfta" spiken men inte omvänt sänka den tillbaka. Besiktningarna har emellertid visat, att sådan effekt normalt inte uppkommit utan att spikskallarna förblivit i nivå med träytan. I de få kända undantagsfallen, som gällt balkar som varit utsatta för extrem nedfuktning före uttorkningen, har spikskallarna endast "lyft" sig någon enda millimeter varefter "lyftningen" avstannat.

Inte heller nedböjningarna har visat sig utgöra någon långsiktigt verkande störande faktor. Nedböjningarna har visserligen vid flertalet besiktningar endast kunnat konstateras genom okulär besiktning (utan exakta mätningar), men de har normalt ej varit observerbara, åtminstone ej vid tre- eller tvåledsramar. Endast vid några enstaka raka balkar med extremt höga tillåtna påkänningar (vilket förekommit några gånger) har för ögat synliga nedböjningar kunnat noteras.

Den enda faktor som synes kunna begränsa de spikade balkarnas långtidshållbarhet är därför risken för rötbildning, vilken i sin tur är helt beroende av om balkarna långvarigt utsatts för väta. Inga balkar under vattentätt tak har enligt besiktningarna rötskadats. Däremot har flera byggnader med utvändigt anordnade sidopelare (av typen i Fig. 35) rötskadats närmast pelar-foten, om intäckningen av de utvändiga pelarna inte varit noggrann. Omvänt har de flesta sådana konstruktioner med utvändiga sidopelare (typexempel Svenska Träforskningsinstitutets hall, Fig. 56) men med god tätning klarat sig helt utan rötskador. Viss noggrannhet vid utförandet av utvändiga pelares vattenskydd bör därför anbefallas.

Rötskada kan också uppkomma om takavtäckningen blivit skadad och otät, t.ex. vid skadad pappavtäckning. Just en del balkar enligt Fig. 155 drabbades ett 20-tal år efter uppförandet av sådan skada, vilket nödvändiggjort viss avlastning, eftersom resp. byggnader fortfarande användes men nu som uppvärmda byggnader med extra undertak (ehuru enligt uppdrag projekterade för 10 års användning som temporära ej värmda byggnader).

För undvikande av rötrisk är det vid alla träkonstrukti-

Fig.  
206

ener viktigt, att trämaterialiet förblir torrt och någorlunda väl ventilerat. Tät inbyggnad av fuktigt utrymme kring bärande träsektioner måste därför ovillkorligen undvikas.

Resultatet av utförda besiktningar synes därför kunna sammanfattas så, att HB-balkskonstruktioner under täta tak och normalt ventilerade ha praktiskt taget obegränsad livslängd och samtidigt - till skillnad från t.ex. stålkonstruktioner - förbli helt underhållsfria.

De utförda besiktningarna kom även på sitt sätt att belysa de stora variationsmöjligheter, som HB-balkssystemet möjliggör. Denna sida må därför avslutas med ännu ett par varianter av HB-balkarnas användning (bilder före intäckningen).

Fig.  
207

## XV Litteratur (urval)

- Gesteschi, Th, Hölzerne Dachkonstruktionen, Berlin 1938
- Gaber, E, Mitteilungen des Fachausschusses für Holzfragen, Berlin 1938
- Fonrobert, Felix, Grundzüge des Holzbaues in Hochbau, Berlin 1940
- Brosenius H.
- HB-balkar, Teknisk Tidskrift nr 25, 1940
- Ingenjörtruppinstruktion, Del V, Fältbroar och fältbrofärjor, spikade träbalkar, 1940
- Spikade I-balkar av trä för bro- och hallbyggnader, Tidskrift i Fortifikation nr 2, 1940/41
- Träindustrin i försvarets tjänst, HB-balkar och -portar, broschyr 1940
- HB-balkar i flottleder, Svenska Flottledsförbundets Årsbok 1941
- HB-balken, Tidning för byggnadskonst nr 18, 1941
- Spikade och limmade träkonstruktioner; några nya typer såsom resultat av träforskning, Tekn. Tidskrift 1943
- Landsvägsbroar av trä med HB-balkar, Svenska Vägföreningens tidskrift nr 10, 1943
- Industribyggnader av stenmaterial med stomkonstruktion av trä, Byggmästaren nr 7, 1943
- En ny träfartygskonstruktion för industriell framställning, Teknisk Tidskrift 1944
- Rationalisering av träskeppsbygge, Nordisk Fiskebåtbyggar kongress 1947, Sjövarsmuseets i Göteborg Årsbok Unda Maris 1947-48
- Uppfinnarminnen, Härnöförlaget AB, 1987
- Granholm, Hjalmar, Om sammansatta balkar och pelare med särskild hänsyn till spikade träkonstruktioner, Chalmers Tekniska Högskolas Handlingar, 1949
- Erichsen, Eivind, Rasjonalisering av treskipsbygging, Tidskriften FISKAREN, Organ for Norges fiskarlag, Febr. 1953
- Heath, C.O., The HB Beam, Oregon State Tech. Record, 1954
- Bouwen en wonen, Maandsblad Juni 1955
- La Techniques de Bois: Nouvelles Charpentes en Suède, 1955
- Puu Kannattaa (större hallbyggnader), Suomen Puutalous no 4, 1961
- Timber Construction Manual, kap. "HB System of Timber Constructions", Canadian Inst. of Timber Construction, 1959
- Träkonstruktioner, kap. HB-balkar, Handboken Bygg 1961.K.364
- Mohager, S, Studier av krypning hos trä, Byggnadsmateriallära, KTH 1987.
- Kliger, R - Johansson G, Virkeskvalitet - framtida krav, V-byggaren nr 3, 1989





**Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 861079-8  
från Statens råd för byggnadsforskning till Hilding  
Broenius, Stockholm**

**R35: 1990**

**ISBN 91-540-5183-5**

**Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm**

**Art.nr: 6801035**

**Abonnemangsgrupp:  
Z. Konstruktioner och material**

**Distribution:  
Svensk Byggtjänst  
171 88 Solna**

**Cirka pris: 88 kr exkl moms**