

Systemeffekt i träbjälklag

Med beaktande av hållfasthetsvariationer mellan och inom bjälkar

Thomas Håkansson

Camilla Mauritz

Institutionen för Bygg- och miljöteknik
Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 Lund

School of Civil Engineering
Department of Structural Engineering
Lund Institute of Technology
Box 118
S-221 00 Lund
Sweden

Systemeffekter i träbjälklag

Med beaktande av hållfasthetsvariationer mellan och inom bjälkar

System effects of wood structural systems

Taking into account the variability of strength between and within members

Av

Thomas Håkansson
Camilla Mauritz

Abstract

The system effect of sheathed lumber systems is studied, taking into account the variation of strength within and between members. A computer model is constructed and the influence of different parameters on the system interaction is examined. Experimental tests of representative systems are performed in order to confirm the finite element model. (Swedish)

Rapport TVBK-5100
ISSN 0349-4969
ISRN:LUTVDG/TVBK-99/5100+63p

Examensarbete
Handledare: Tord Isaksson
Maj 1999

Förord

Detta examensarbete, omfattande 20 poäng, har utförts på Avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola. Arbetet avslutades i maj 1999.

Handledare och initiativtagare till arbetet har varit Tord Isaksson på Avdelningen för Konstruktionsteknik, LTH.

Vi vill rikta ett speciellt tack till vår handledare Tord Isaksson, som bidragit med värdefull kunskap och engagemang. Per-Olof Rosenkvist har varit oundgänglig under laborationsarbetet, och vi tackar honom för all hjälp.

Ett stort tack riktas också till Södra Timber och Wänerply som har bidragit med material till försöken.

Sist men inte minst vill vi rikta ett speciellt tack till våra kollegor i exjobbsrummet för trevligt sällskap och roliga stunder.

Lund, maj 1999



Thomas Håkansson



Camilla Mauritz

Innehållsförteckning

1	Inledning	1
1.1	Bakgrund	1
1.1.1	Systembeteende	1
1.1.2	Variation av hållfasthet inom balkar	2
1.2	Syfte	5
1.3	Metod	5
1.4	Avgränsningar	5
2	Datormodell och parameterstudie	6
2.1	Syfte	6
2.2	Beskrivning av datormodellen	6
2.2.1	Indata och utdata	6
2.2.2	McCutcheons modell	6
2.2.3	Trilinjär fjädermodell	8
2.2.4	Lasthistoria	10
2.2.5	Brottmekanismer	10
2.2.6	Simuleringsprocedur.....	12
2.3	Parameterstudie.....	13
2.3.1	Generering av balkar	14
2.3.2	Förfarande	16
2.3.3	Resultat	18
2.3.3.1	Lastfördelning	18
2.3.3.2	Systemfaktorn	18
2.3.3.3	Fördelning av totallasten	20
3	Beskrivning av försöksmetoder	22
3.1	Material som används i försöken	22
3.2	Test av varje enskild balks elasticitetsmodul	22
3.2.1	Försöksuppställningen	22
3.2.2	Tillåten tryckkraft vid mätning av elasticitetsmodulen	24
3.3	Test av plywoodskivans elasticitetsmodul	24
3.4	Försök på bjälklagen	26
3.4.1	Ihopsättning av bjälklagen	26
3.4.2	Bestämning av elasticitetsmodulen hos ett T-tvårsnitt	27
3.4.3	Försök på hela bjälklaget	27
3.4.3.1	Testuppställningen	27
3.4.3.2	Försöksförfarande	28
3.5	Kommentar till försöken	29
3.5.1	Bjälklag 1	29
3.5.2	Bjälklag 2, första försöket	29
3.5.3	Bjälklag 2, andra försöket.....	29
3.5.4	Bjälklag 3	30
3.5.5	Luftkudden	30

4	Försöksresultat	31
4.1	De enskilda bjälkarna	31
4.1.1	Behandling av mätdata	31
4.1.2	Resultat	32
4.2	Plywoodskivan	32
4.2.1	Behandling av mätdata	32
4.2.2	Resultat	33
4.3	T-tvårsnitten	34
4.3.1	Behandling av mätdata	34
4.3.2	Resultat	34
4.4	Hela bjälklagen	36
4.4.1	Behandling av mätdata	36
4.4.2	Varje enskild T-balks böjstyvhets	37
4.4.3	Jämförelse mellan EI från försök och beräknad EI	39
4.4.4	Brottordning	40
4.4.5	Omfördelning av last	40
4.4.6	Totallasten	42
4.5	Sammanfattning	44
5	Resultat från datorsimulering	45
5.1	Indata till modellen	45
5.2	Resultat	45
5.3	Införande av empirisk kvot ($EI_{T-balk} / EI_{enskild}$)	47
6	Slutsatser	48
7	Förslag till fortsatta undersökningar	49
	Referenser	50

Bilagor

1. Mothållskonstruktion
2. Lastkapacitet enskild balk
3. Jämförelse av momentkurvor
4. Uppmätt elasticitetsmodul hos enskilda balkar
5. Samband mellan böjhållfasthet och elasticitetsmodul

Sammanfattning

Syftet med denna rapport är att analysera hur systemeffekten i ett träbjälklag påverkas, då hänsyn tas till att hållfastheten varierar inom och mellan balkar.

Jämfört med andra byggnadsmaterial som t ex stål, är trä ett inhomogent material. Kvistar och andra defekter gör att trä har varierande materialegenskaper, såsom hållfasthet och elasticitetsmodul, såväl mellan som inom element.

Träkonstruktioner som består av bjälkar täckta av ett skivmaterial, t ex en golvkonstruktion, är lastfördelande system. Dels samverkar bjälkar, skiva och förband så att ett större T-tvårsnitt bildas, dels verkar skivan så att lasten fördelas innan balkbrott, och omfördelas efter balkbrott. Med andra ord uppför sig sådana konstruktioner som samverkande system. Dock baseras deras dimensioneringen på den enskilda bjälkens hållfasthet, som i vissa normer multipliceras upp med en faktor för att kompensera för systemeffekterna. Exempelvis används i den europeiska byggnormen för träkonstruktioner, Eurocode 5 [2], en systemfaktor på 1.1. Denna faktor tar hänsyn till hållfasthetsvariation mellan balkar, men inte inom balkar.

Det finns olika sätt att dimensionera den här typen av konstruktioner.

1. Den enklaste metoden är att anta att alla balkar har samma hållfasthet som den svagaste bjälken i systemet. Systemets bärförmåga definieras då som den enskilda balkens bärförmåga multiplicerad med antalet ingående balkar.
2. En annat synsätt är det som används i Eurocode 5, vilket definierar systemets bärförmåga som den för den svagaste i systemet, multiplicerad med antalet ingående balkar och en systemfaktor som tar hänsyn till systemeffekten.
3. En tredje metod är att anta att hållfastheten varierar inom såväl som mellan balkarna i ett system.

I denna rapport definieras systemfaktorn som den ökning i bärförmåga ett bjälklag erhåller då hänsyn tas till att hållfastheten varierar inom och mellan bjälkarna.

En finita element modell som beaktar hållfasthetsvariationer byggs upp. Denna används för att utföra en parameterstudie, och ta reda på vilka materialegenskaper och systemdimensioner som har störst påverkan på systemets samverkan. Resultaten tyder på att avståndet mellan bjälkarna är den parameter som har störst inverkan. Även tjockleken på skivmaterialet har relativt stor inverkan. Centrumavståndet mellan balkarna väljs att varieras i försöken.

För att undersöka brottmönster och lastomfördelning hos den här typen av konstruktion, utförs ett antal laboratorieförsök. Till experimenten används 64 bjälkar av gran med dimensionerna 4200x45x145 mm. Dessa testas en och en för att erhålla de individuella elasticitetsmodulerna. Tre bjälklag bestående av tretton bjälkar byggs varav två har cc 600 mm och ett cc 400 mm. Två typer av tester utförs på systemet; ett där T-balkarna en efter en belastas med en tvåpunktslast, och ett där hela systemet belastas med en jämnt utbredd last.

Resultaten från försöken visar på att systemeffekten är större för bjälklag med ett litet avstånd mellan bjälkarna (400 mm istället för 600 mm). Försöket med jämnt utbredd last visar att bärförmågan är högre för ett system med mindre cc-avstånd, vilket tyder på en större samverkan. Under tvåpunktslastförsöken tas en mindre del av den pålagda lasten upp av den belastade bjälken och mer av de intilliggande då cc-avståndet är mindre, vilket också tyder på större samverkan.

Testerna visar att ett bra brottkriterium för ett bjälklag bestående av 13 balkar är brott hos tre godtyckliga balkar eller två intilliggande balkar. Testerna visar också att en bjälkes lastbärande förmåga ungefär är hälften så stor efter brott som före brott.

Datorsimuleringar visade att en faktor på 1,13 kan användas för att kompensera för systemeffekten vid dimensionering av system med balkavståndet 600 mm.

Summary

Compared to other construction materials such as steel, wood is an inhomogeneous material. The presence of knots and other abnormalities in timber gives wood a significant variability of material properties, such as strength and modulus of elasticity, which might be found between as well as within timber joists.

Sheathed lumber systems, such as wood-joint floors, are repetitive-member, load-sharing systems. Two-way action of the sheathing and partial composite action of the sheathing, connectors and lumber produce a system behaviour. However, the design of these systems is based on the single member strength, in some codes modified by a system factor that accounts for the system effects. For example in the European design code for timber structures, Eurocode 5 [2], a system factor of 1,1 is applied. This system factor accounts for strength variability between members, but not within members. The scope of this thesis is to analyse how the system effect of sheathed lumber systems is affected when taking into account the strength variation within beams.

There are different ways of calculating the load carrying capacity of a sheathed lumber system.

1. One approach is assuming all system members having the same individual strength as the weakest beam of the system, and defining the system load carrying capacity as this strength multiplied by the number of members.
2. Another approach, the one used in Eurocode 5, defines the system load carrying capacity as the single member strength, multiplied by the number of members and by a system factor that accounts for the system effects.
3. A third way of defining the system load carrying capacity is assuming a variability of timber strength between as well as within lumber members.

In this report, the system factor is defined by the increase in load carrying capacity of a sheathed lumber system, when the variation of strength within and between members is considered.

A finite element model of such a repetitive-member system, taking into account the variability of strength within and between beams is developed. In order to investigate which material properties and system dimensions that have the greatest influence on the system effect, the model is used to perform a parametric study. The result indicates the beam spacing being the most influential parameter. Hence, this parameter is varied in the following laboratory tests.

In order to investigate failure patterns and load redistribution, for further use as input in the model, laboratory tests on sheathed lumber systems were performed. For the experiments, 64 pieces of Norwegian spruce (*Picea Abies*) with a dimension of 4200x45x145 mm were used. These were first tested one by one, in order to obtain the individual modulus of elasticity. Three systems consisting of 13 beams each were built; two systems with a beam spacing of 600 mm, and one with a beam spacing of 400 mm. Two kinds of tests were performed on the systems; one where each T-beam, one at a time, was subjected to a two-point load, and one where the whole system was subjected to a uniformly distributed ramp load.

The results from the experiments indicate that the system effect is greater for systems with small beam spacing (400 mm instead of 600 mm). This is shown both by the greater load carrying capacity for a system with smaller beam spacing, when subjecting the entire system to a uniformly distributed ramp load, and by the fact that the part of the load carried by the loaded beam itself is smaller for a system with smaller beam spacing when subjecting a T-beam to a two-point load.

The test results show that a good failure criterion for a sheathed lumber system with 13 beams is yielding of any three members or yielding of two adjacent members. Further more, the tests indicate that the load carrying capacity of a single T-beam after yielding is about 0.5 times as high as before yielding.

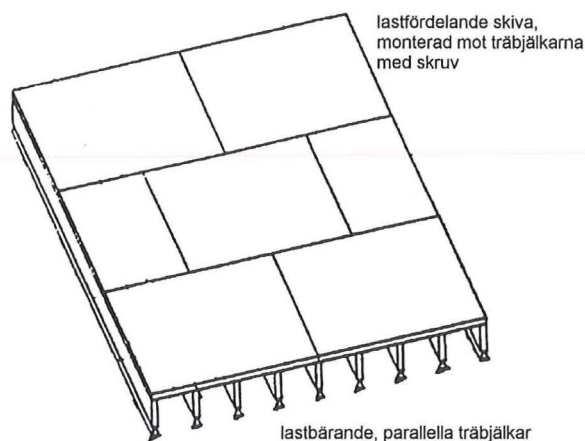
The computer simulations show that in design, for a system with a beam spacing of 600 mm, a factor of 1.13 can be used to compensate for the system effect.

1 Inledning

1.1 Bakgrund

1.1.1 Systembeteende

När en balk ingår i ett system erhåller den en högre bärförmåga eftersom den då interagerar med de övriga balkarna. Den typ av konstruktion som analyseras i den här rapporten illustreras i figur 1.1, och består av ett antal träbjälkar och plywoodskivor, sammanhållna av skruvförband.



Figur 1.1 Den studerade konstruktionen. Kan illustrera ett underlagstak eller undergolv. [1]

Det finns två aspekter på systemeffekten i en sådan konstruktion. Den första är samverkan. Elementen som sammanbinder bjälkarna, i det här fallet plywoodskivorna, agerar i samverkan med bjälkarna och skapar ett T-tvärsnitt, med skivan som fläns och bjälken som liv. Denna samverkan medför ett större tvärsnitt, vilket i sin tur medför en högre böjstyvhet hos T-balken jämfört med den enskilda balken. Under lastpåverkan resulterar detta i en mindre deformation. Dock fungerar samverkan inte fullt ut eftersom det inte existerar någon perfekt tvärkraftsöverföring mellan skivan och balken. Hållfastheten hos skruvarna eller spiken som används är mycket lägre än balkarnas.

Den andra aspekten är lastfördelning och lastomfördelning. Lastfördelning syftar på hur systemet distribuerar den pålagda lasten till de olika balkarna, innan någon av dem går till brott. Effekten av lastfördelningen är att skillnaden i nedböjning mellan de olika balkarna minskar. Deformationen blir mer homogen eftersom en svag balk med lägre styvhet tar mindre last jämfört med en stark, styv balk. Med lastomfördelning menas konstruktionens förmåga att omfördela lasten till hela balkar efter det att en eller flera balkar gått till brott och inte längre kan ta någon ökande last.

Dimensioneringsnormerna för denna typ av konstruktion baseras på den enskilda bjälkens hållfasthet. Den tillåtna spänningen i en enskild balk multipliceras med en systemfaktor för att kompensera för systemeffekter. I den europeiska byggnormen för träkonstruktioner, Eurocode 5 [2], sektion 5.4.6 används en systemfaktor på 1,1 medan den amerikanska

National Design Specification for Wood Construction har en motsvarande faktor på 1,15. I den svenska byggnormen BKR 99 [3], behandlas inte denna typen av sammansatta system.

Denna metod att kompensera för systemeffekten fungerar generellt bra, på så vis att katastrofartade kollapser av den här typen av konstruktioner sällan sker. Men den har dock begränsningar, eftersom den drar alla system över en kam, oavsett materialegenskaper, systemdimensioner och brottkriterium. Utnyttjandegraden maximeras inte och systemen kan bli såväl över- som underdimensionerade.

Med tillförlitlighetsteori och dagens datorteknik kan systemeffekten analyseras grundligare. Under de senaste 20 åren har, framförallt i USA, åtskilliga forskningsprojekt inriktats på detta. Med hjälp av modeller som tar hänsyn till systembeteende och långtidseffekter har man försökt bestämma hur normerna för dimensionering av den här typen av träkonstruktioner bör se ut [1,4,5,6,7]. Forskningen visar att den faktor som används i USA idag på 1,15 är för liten för vissa system där den snarare borde ligga runt 1,2-1,3, medan den fungerar bra för andra typer av system [5].

1.1.2 Variation av hållfasthet inom balkar

Trä är ett inhomogent material. Stål och betong är inte heller några perfekt homogena material, men jämfört med dessa uppvisar träet betydande inhomogeniteter. Detta beror på kvistar och andra naturliga defekter i materialet.

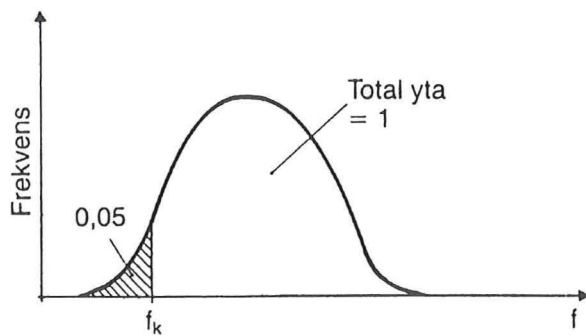
Defekterna gör att hållfastheten kan variera betydligt från balk till balk, men också inom varje balk, vilket gör det svårt att behandla tillförlitlighet och dimensionering av träbalkar på ett rationellt sätt. I dagens normer baseras dimensioneringen på antaganden om att materialet är homogent. Enligt BKR94 [3] bestäms det dimensionerande värdet f_d på hållfastheten för trä ur sambandet

$$f_d = \frac{\kappa_r f_k}{\eta \gamma_m \gamma_n}$$

där

- η faktor som tar hänsyn till systematiska skillnader i hållfastheten i en provkropp och i en konstruktion, normalt sätts $\eta=1$
- γ_n partialkoefficient som beror på konstruktionens säkerhetsklass
- γ_m partialkoefficient som tar hänsyn till
 - 1) osäkerhet i hållfasthetsvärden
 - 2) osäkerhet i värdena för tvärsnittsmått
 - 3) osäkerhet i beräkningsmodeller
- κ_r omräkningsfaktor som tar hänsyn till inverkan av fuktpåverkan och lastvaraktighet på hållfastheten
- f_k karakteristiska värdet på hållfastheten

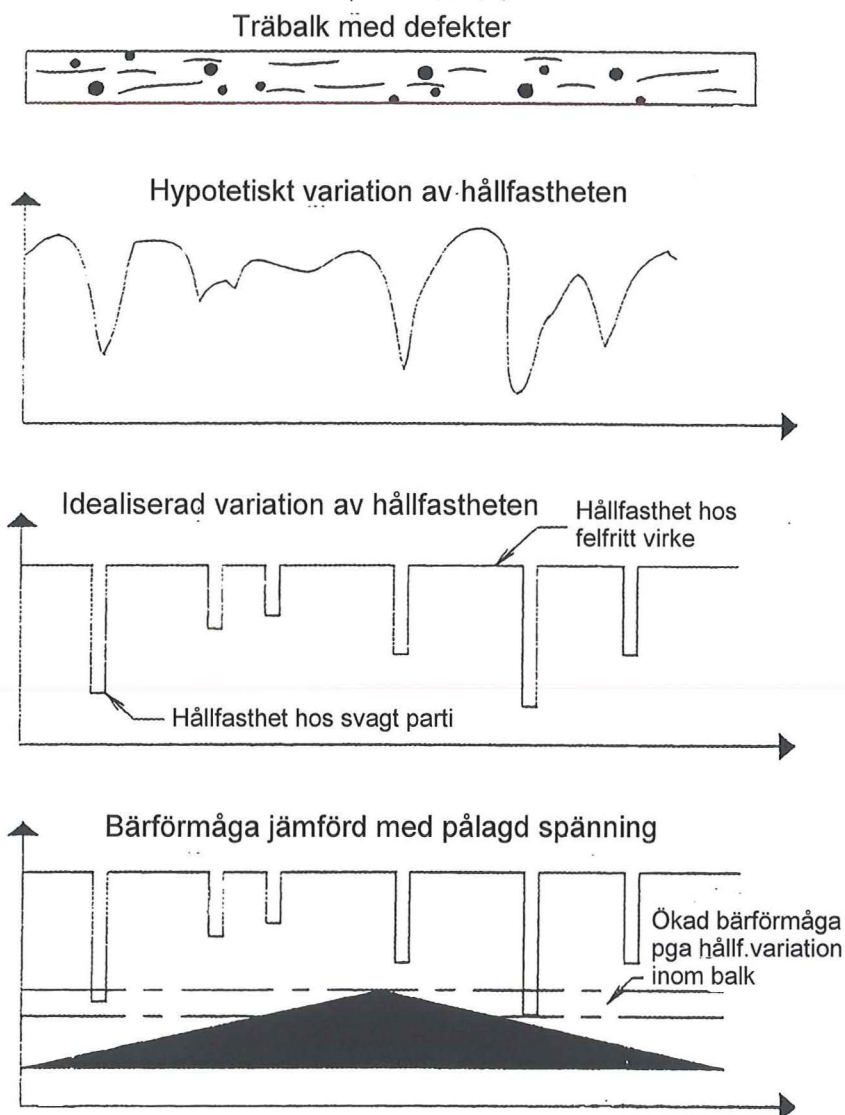
Det karakteristiska värdet på hållfastheten f_k definieras som den nedre 5-procentsfraktilen, dvs om materialet är av kvalitén K24 får 5 % av provkropparna ha en böjhållfasthet som understiger 24 MPa, se figur 1.2.



Figur 1.2. Definition av karakteristiskt värde för hållfastheten.[7]

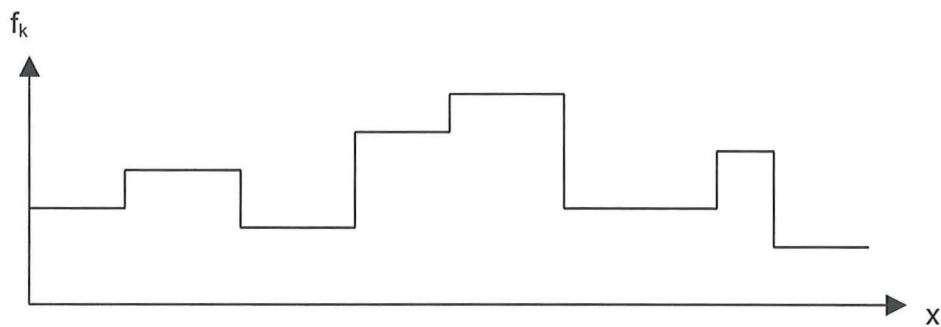
Den här formuleringen tar hänsyn till träets stora spridning i materialegenskaper genom att värdet på γ_m i brottgränstillståndet är högre än för t ex stål. Men ingen hänsyn tas till att hållfastheten varierar inom balkarna. Därför har det i olika undersökningar föreslagits att korrektionsfaktorer introduceras i normerna för att beakta den här variationen.

I ett forskningsprojekt [17] på Avdelningen för Konstruktionsteknik vid LTH har Tord Isaksson undersökt hållfasthetsvariationen mellan och inom träbalkar av gran som växt i södra Sverige. Ett av målen har varit att ta fram en statistisk modell för den längsgående variationen av böjhållfasthet i en träbalk. Modellen visas schematiskt i figur 1.3.



Figur 1.3. Modellering av den långsgående variationen av böjhållfasthet i trä [9].

Teorin bakom modellen är att träbalken består av ett homogent material med ett visst värde på hållfastheten, med inslag av svagare snitt med lägre hållfasthet. Det har dock visat sig svårt att ta fram hållfastheten på materialet mellan de svaga sektionerna. Ett sätt att komma förbi detta problem är att modifiera modellen, se figur 1.4. Principen är att endast hållfastheten från de svaga sektionerna inkluderas i hållfasthetsprofilen. Man tänker sig alltså att varje defekt i balken orsakar ett utbrett svagare parti med en viss hållfasthet, och att det inte finns något felfritt material mellan defekterna. Denna modell understöds av det faktum att skillnaden mellan felfritt och defekt virke är i samma storleksordning som skillnaden mellan svagaste och starkaste defekta snitt. För fritt upplagda balkar med jämt utbredd last har därför hållfastheten mellan svaga snitt liten eller ingen betydelse.



Figur 1.4. Alternativ modellering av den längsgående variationen av böjhållfasthet i trä [9].

1.2 Syfte

Syftet med detta examensarbete är att med hänsyn taget till att böjhållfastheten varierar inom träbalkarna, utföra en analys av systemfaktorn av den typ av konstruktion som beskrivits ovan, och se hur resultatet förhåller sig till de systemfaktorer som dagens normer föreskriver.

1.3 Metod

En datormodell av den aktuella konstruktionen byggs upp, i vilken olika parametrar såsom materialegenskaper och systemdimensioner kan varieras. Denna används för att göra en parameterstudie, och bestämma de parametrar som har störst betydelse för konstruktionens samverkan. Utifrån denna studie byggs ett antal bjälklag upp i laboratorium där de utvalda parametrarna varieras. Statiska belastningsförsök (ramplast) utförs på konstruktionerna för att studera deras deformations- och brottegenskaper, och ge indata till datormodellen. Slutligen används modellen för att beräkna systemfaktorn.

1.4 Avgränsningar

Arbetet begränsas till att analysera systemeffekten, med hänsyn tagen till variationen av hållfasthet inom balkarna. Ingen analys av långtidseffekter görs i den här rapporten.

På grund av den relativt långa tid det tar att bygga upp och testa ett bjälklag avgränsas laboratedelen av arbetet till att omfatta försök på tre konstruktioner.

2 Datormodell och parameterstudie

2.1 Syfte

En datormodell av den aktuella konstruktionen byggs upp. Den ska användas för att utföra en parameterstudie, och bestämma de materialegenskaper och systemdimensioner som har störst betydelse för systembeteendet hos konstruktionen. Resultatet ska sedan ligga till grund för val av de egenskaper hos konstruktionen som ska varieras i laboratorieförsöken. Datormodellen ska även användas för att simulera ramplaster och erhålla värden på systemeffekten.

2.2 Beskrivning av datormodellen

2.2.1 Indata och utdata

En datormodell för analys av lastfördelning och lastomfördelning byggs upp med hjälp av MATLAB och CALFEM. Indata och utdata för modellen ges av tabell 2.1.

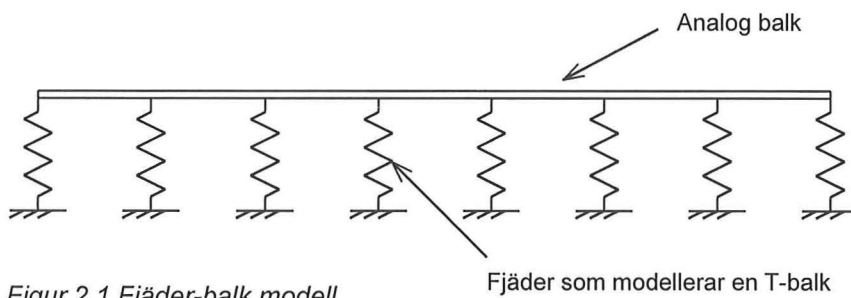
<i>Indata</i>	<i>Utdata</i>
<ul style="list-style-type: none"> • För balkarna <ul style="list-style-type: none"> Antal Längd Höjd Bredd cc-avstånd Elasticitetsmodul Hållfasthetsprofil • För skivan <ul style="list-style-type: none"> Tjocklek Längd Bredd Elasticitetsmodul • För förbandet (skruvar) <ul style="list-style-type: none"> cc-avstånd Styvhet • Den jämnt utbredda lasten 	<ul style="list-style-type: none"> • Varje ingående T-balks deformation • Hur mycket last varje ingående T-balk tar upp och hur den varierar under försökets gång • Brottlast för varje T-balk • Brottlast för systemet • Brottordning för systemet

Tabell 2.1 Indata och utdata för datormodellen.

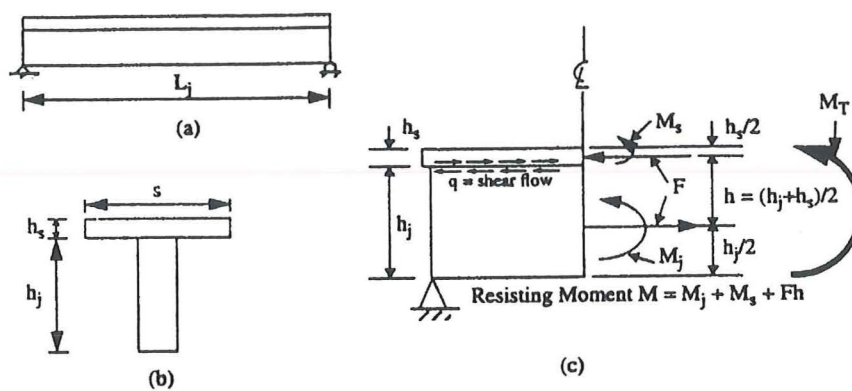
2.2.2 McCutcheons modell

Grunden till datormodellen utgörs av en modell, utvecklad av McCutcheon [10,11] för att analysera konstruktioner som den enligt 1.1.1. Modellen har visat sig stämma bra överens med andra modeller och verkliga försök. Den består av en analog balk på fjäderstöd, se fig

2.1. Balken motsvarar plywoodskivan och varje fjäder symboliserar en sammansatt T-balk, dvs plywood fastskruvat i en bjälke, se fig 2.2.



Figur 2.1 Fjäder-balk modell.



Figur 2.2 Sammansatt T-balk [11].

Den effektiva böjstyvheten hos en sammansatt T-balk ges av ekvation 2.1.

$$EI_e = \frac{EI_r}{1 + f_{\Delta} \left(\frac{EI_r}{EI_u} - 1 \right)} \quad (2.1)$$

där

$$EI_r = EI_u + \frac{(EA_j)(EA_s)}{EA_j + EA_s} h^2,$$

$$EI_u = EI_j + EI_s,$$

$$f_{\Delta} = \frac{10}{(L_s \alpha)^2 + 10},$$

$$\alpha^2 = \frac{h^2 (k_n / s_n)}{EI_r - EI_u} \left(\frac{EI_r}{EI_u} \right)$$

där

EI_e är den effektiva böjstyvheten hos en T-balk

EI_r är böjstyvheten hos en T-balk om skivan är fast inspänd

EI_u är summan av böjstyvheten för den enskilda balken och skivan

EI_j är böjstyvheten hos en enskild balk

EI_s är böjstyvheten hos skivan i balkriktningen, dvs tvärs ytfanérens riktning

EA_j är den axiella styvheten hos en enskild balk

EA_s är den axiella styvheten hos skivan i balkriktningen

$h = (h_j + h_s)/2$, där h_j är balkens höjd och h_s är skivans tjocklek

L_s är avståndet mellan skivskarvarna i balkriktningen

k_n är skruv- eller spikstyvheten (last/deformation)

s_n är cc-avståndet mellan skruvarna / spikarna

Fjäderdeformationen motsvarar nedböjningen i mitten av T-balken, när den är belastad med en jämnt utbredd last. Sålunda är den erforderliga fjäderstyvheten, K_e , lika med kvoten mellan last och nedböjning för T-balken :

$$K_e = \frac{384}{5} \frac{EI_e}{L_j^3} \quad (2.2)$$

där L_j är balklängden.

Böjstyvheten hos balken som i modellen representerar plywoodskivan är lika med styvheten hos skivan tvärs balkriktningen, dvs i ytfanérens riktning. Med tanke på alla de skarvar som finns i denna riktning, kan böjstyvheten approximeras till [10,11] :

$$EI_b = \frac{1}{12} E_s L_j h_s^3 \left(1 - \frac{s}{l_s} \right) \quad (2.3)$$

där

EI_b = böjstyvhet hos den analoga balken

E_s = E-modul (böj) hos skivan tvärs balkriktningen

s = balkavstånd

l_s = längd hos en skiva tvärs balkriktningen

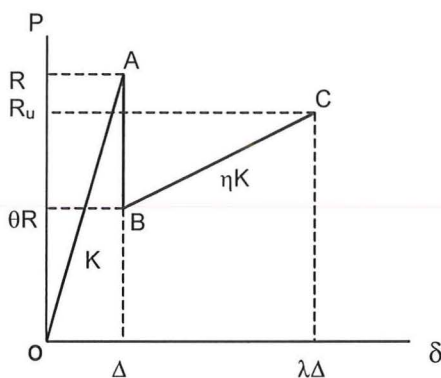
L_j och h_s har förklarats ovan.

2.2.3 Trilinjär fjädermodell

McCutcheon's ursprungliga modell använde linjärelastiska spröda fjädrar för att analysera systemets deformationer i bruksstadiet. I detta arbete ska även konstruktionernas beteende i brottsstadiet studeras, därför används den trilinjära fjädermodell som Melchers och Tang [13,14,15] har föreslagit.

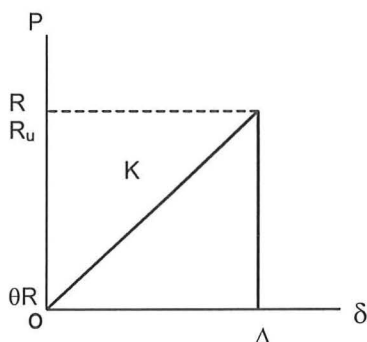
Figur 2.3 visar en last-deformationskurva för en sådan trilinjär fjäder. Den första linjen, O-A, motsvarar den elastiska delen av kurvan, och har lutningen K . Punkt A definierar den övre flytgränsen, R, som erhålls när den pålagda lasten uppnår T-balkens hållfasthet. Denna

punkt motsvarar att balken delvis går till brott. Den andra linjen, AB beskriver hur T-balken förlorar en del av sin bärförmåga efter det här brottet. Punkt B representerar den återstående bärförmågan, θR och kallas den undre flytgränsen. Den tredje sträckan BC representerar en idealiserad linjär ökning av bärförmågan, och har lutningen ηK . Det slutliga brottet inträffar i punkt C, och innebär att T-balken inte kan ta någon mer lastökning. Brottlasten är R_u . Den plastiska styvheten ηK , och bärförmågan efter brott θR i punkt B, antas vara proportionella mot den initiella styvheten K , och den initiella flytgränsen R . η kallas styvhetsparametern och θ resistansparametern. Deformationen i punkt C, $\lambda \Delta$, är brottdeformationen. Deformationsparametern λ utgör kvoten mellan denna och deformationen vid flytgränsen. η , θ och λ beskriver alltså T-balkens egenskaper efter att flytgränsen uppnåtts, och kallas hädanefter i den här rapporten för T-balkens efter-brott-egenskaper.

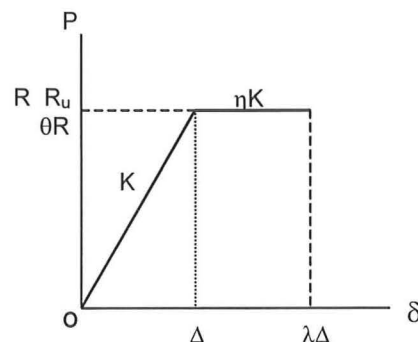


Figur 2.3 Last-deformationskurva för en fjäder [n12,13,14].

I modellen används dessa parametrar på följande sätt : När en balk i systemet delvis gått till brott, ersätts den av en "imaginär" balk med dessa egenskaper, dvs efter-brott-böjstyvhet och -bärförmåga. Storleken på η , θ och λ beror på huruvida systemet är definierat som elastiskt-sprött eller inte. Om det uppvisar ett perfekt elastiskt beteende är η och θ lika med noll och λ lika med 1, se figur 2.4. Den ersättande "imaginära" balken existerar alltså inte. Detta eftersom balken gått till slutbrott (sprött brott) och inte kan ta någon last. Däremot om konstruktionen uppvisar perfekt elastoplastiska egenskaper tillämpas en imaginär balk med η lika med 0, θ lika med 1 och λ lika med 2, se figur 2.5. Slutligen, när en balk i ett elastoplastiskt system gått till det ultimata brottet, ersätts den inte av någon imaginär balk, eftersom dess kapacitet då är helt uttömd.



Figur 2.4 Sprött material.



Figur 2.5 Elastoplastiskt material.

2.2.4 Lasthistoria

I fortsättningen kommer de olika stadierna i lastförloppet för den aktuella konstruktionen att diskuteras, och därför följer här en beskrivning av dem [5].

1. Före första balkbrottet

Detta stadium motsvarar bruksstadiet. Den faktor som huvudsakligen bidrar till systembeteendet är samverkan mellan balk och skiva.

2. Första balkbrottet.

Detta är det första tillståndet som ligger utanför bruksstadiet. När den första balken går till brott kommer systemet antingen att omfördela lasten till de övriga, hela balkarna, och fortsätta ta en ökande last. Eller så kommer systemet att kollapsa. Konstruktionen kallas ett serie-system om första balkbrottet orsakar systemkollaps.

Om konstruktionen kan omdistribuera lasten till de övriga balkarna blir skivmaterialets egenskaper viktiga. Om skivan klarar av att överföra last förbi den kollapsade balken utan att betydande skador uppstår, då är konstruktionen fortfarande i bruksstadiet. Däremot om skivan är skadad så pass att systemet inte längre är brukbart, men ändå inte har kollapsat, anser man att det har gått över i brottstadiet.

3. Efter första balkbrottet

Detta stadium nås om systemet efter att första balken gått till brott fortfarande kan bära en ökande last. Beteendet i detta stadium skiljer serie-systemen från de som kan omfördela lasten. Detta stadium har fått mycket mindre uppmärksamhet i forskningen än de två övriga.

2.2.5 Brottmekanismer

För att kunna göra studier av en konstruktions systembeteende måste dess brottmekanism definieras. Med brottmekanism menas det brottmönster som utlöser systemets kollaps, efter vilken det inte kan ta någon lastökning. I litteraturen [1,7] diskuteras olika brottmekanismer för denna typen av system.

Det enklaste antagandet är att systemet kollapsar efter att en balk gått till brott. Denna definition ger en uppfattning om sannolikheten för skada på systemet, och är mer tillämpbar i studier av bruksstadiet. Eftersom den inte tar hänsyn till den lastomfördelning som kan ske efter att en balk gått till brott, ger den ett mått på tillförlitligheten som är på säkra sidan.

Ett annat mer komplext antagande, som ofta dyker upp i litteraturen [1,7], är att systemkollaps inträffar då två intilliggande balkar går till brott.

De flesta studier som gjorts på det här området har fokuserat på systemkollaps vid brott av en eller av två intilliggande balkar. En annan teori är att gränstillståndet är en funktion av antal ingående balkar i systemet. Jämför t ex ett 4 och ett 12-balkars bjälklag. I det första orsakar brott hos två godtyckliga balkar med all sannolikhet systemkollaps. I det andra däremot, är det mer sannolikt att brott hos fler än två godtyckliga balkar behövs för att systemet ska kollapsa.

Dock visar flera studier av träkonstruktioner av den här typen [1,7] att det är just brott hos två intilliggande balkar som oftast orsakar slutlig kollaps hos konstruktionerna. Denna brottmekanism är också den mest troliga; det är relativt osannolikt att systemet klarar av att omfördela lasten så långt som över två kollapsade balkar, såvida skivmaterialet inte är ovanligt styvt.

I litteraturen förekommer ofta studier av brottmekanismens inverkan på systemeffekten. Bl a Bulleit och Liu [1] har gjort en sådan analys, som presenteras här. Eftersom brottkriteriet varierar med efter-brott-parametrarna η , θ och λ görs följande indelning:

1. spröda system; med $\eta=0,0$, $\theta=0,0$ och $\lambda=1,0$ där brottkriteriet är brott hos en eller två godtyckliga balkar, beroende på hur många balkar som ingår i systemen
2. icke spröda system; med $\eta=0,0-0,2$, $\theta=0,5-0,7$ och $\lambda=2,0-4,0$ där brottkriteriet är brott hos tre godtyckliga balkar
3. icke spröda system; med $\eta=0,0-0,2$, $\theta=0,7-1,0$ och $\lambda=2,0-4,0$ där brottkriteriet är brott hos fyra godtyckliga balkar

Man kom fram till att den systemfaktor som används i dagens amerikanska konstruktionsregler, 1,15, var identisk med den faktor man fick fram för spröda system med brottkriteriet två godtyckliga balkar. Av detta drogs slutsatsen att om man inte vet något om T-balkarnas egenskaper efter brott, så är brott hos två godtyckliga balkar ett bra brottkriterium, och systemfaktorn $\phi=1,15$ ett bra värde på den säkra sidan.

De flesta system har dock en betydligt högre kapacitet än ett sprött system. Olika värden på η , θ och λ ger olika brottkriterier, och systemfaktorn varierar signifikant med vilket brottkriterium som används. Ju bättre T-balkarnas efter-brott-egenskaper är, desto högre är systemets tillförlitlighet och även systemfaktor. Resultaten för de icke-spröda systemen låg i intervallet $\phi=1,2-1,9$, med tyngdpunkt på $\phi=1,3-1,6$. Dessa värden är alla högre än 1,15, och stämmer bra överens med resultat från andra studier [16]. Detta visar på att det är möjligt att tillgodoräkna sig en högre kapacitet än den som ett sprött system har för den här typen av konstruktioner, och alltså sätta ϕ högre än 1,15.

Tabell 2.2 visar rekommenderade värden på systemfaktorn beroende på T-balkarnas efter-brott-egenskaper och variationskoefficienten för böjhållfastheten [1].

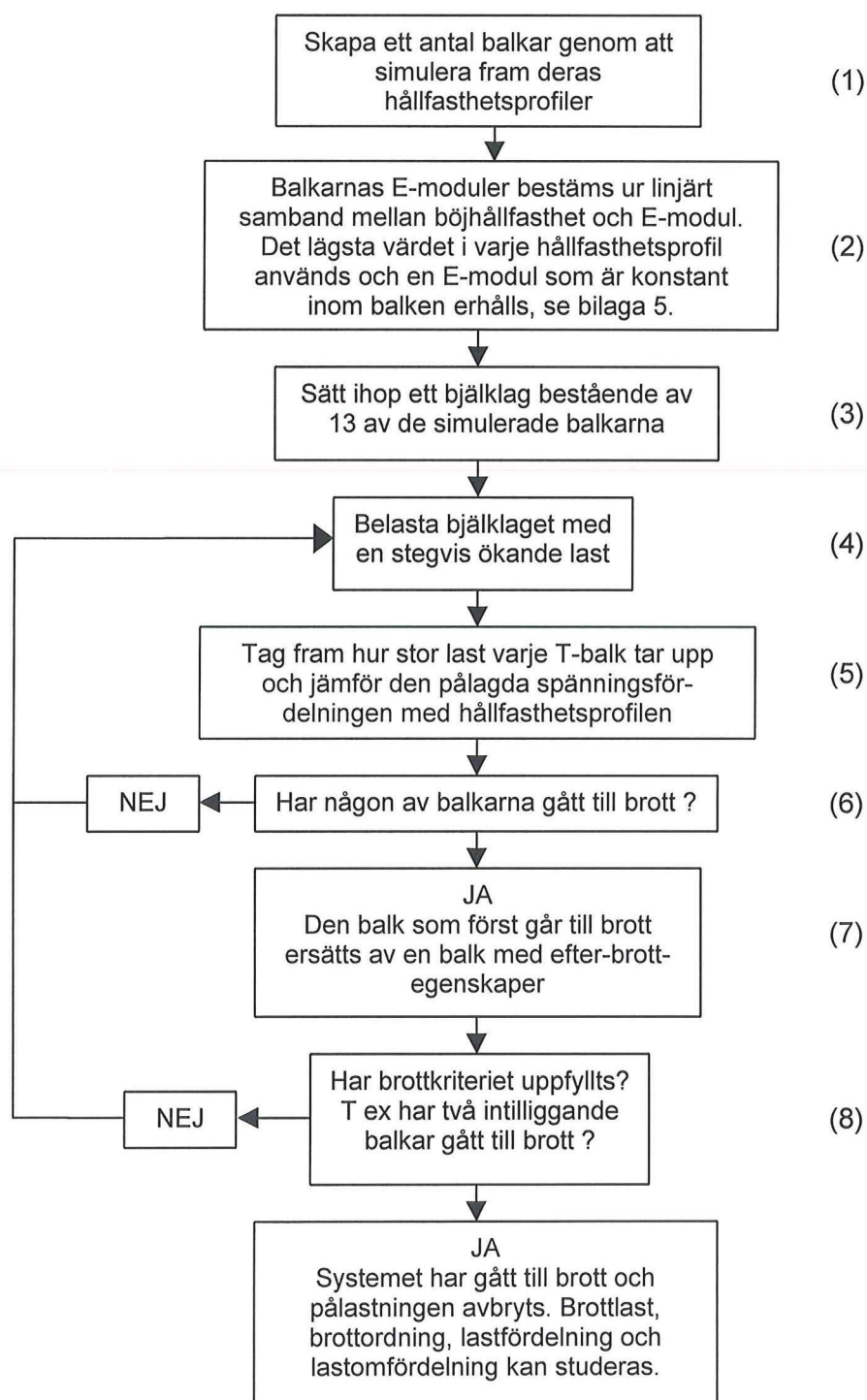
Variationskoefficient (σ/μ) för böj- hållfastheten, V_R	systemtyp 1 ^a	systemtyp 2 ^b	systemtyp 3 ^c
$V_R < 0,3$	1,10 ^d	1,20	1,25
$V_R \geq 0,3$	1,15	1,30	1,40

^aBrottkriterium två godtyckliga balkar
^bBrottkriterium tre godtyckliga balkar
^cBrottkriterium fyra godtyckliga balkar
^dBrottkriterium en godtycklig balk

Tabell 2.2 Rekommenderade värden på systemfaktorn enligt Bulleit och Liu [1].

2.2.6 Simuleringsprocedur

Simuleringsproceduren illustreras i figur 2.6 nedan.



Figur 2.6 Flödesschema för datorsimuleringen.

Närmare beskrivning av flödesschemat :

- Steg 1 : Hållfasthetsprofilen för en balk genereras mha en statistisk modell. Proceduren beskrivs närmare i avsnitt 2.3.1. En grupp på 10 000 balkar med längden fem meter genereras. Med utgångspunkt från dessa balkar tillverkas 10 000 fyrametersbalkar och 10 000 tremetersbalkar, genom att kapa de 10 000 ursprungliga. På så sätt kan man jämföra hållfastheten hos balkar med olika längder utan att hållfasthetsprofilerna dem emellan varierar allt för mycket. Dessa 30 000 balkar utgör databasen ur vilken provkroppar plockas för datorsimuleringen.
- Steg 2 : Inga förstörande försök görs på de enskilda balkarna i laboratorium, de ska ju senare användas i bjälklagen. Därför används ett samband mellan böjhållfastheten och E-modulen som tagits fram ur tidigare gjorda labbförsök [17], se bilaga 5. Hållfastheten i det svagaste snittet för varje balk används för att beräkna dess elasticitetsmodul, som antas konstant längs hela balken.
- Steg 3 : 13 slumpmässigt valda balkar från de 30000 framtagna sätts ihop till ett bjälklag.
- Steg 4 : Bjälklaget belastas med en ramplast som stiger med 1 kN per loop.
- Steg 5 : Programmet tar fram hur den pålagda lasten fördelas bland de 13 balkarna. Därefter studeras varje balk för sig. Lasten ger upphov till en viss spänningsfördelning i balken. Denna jämförs med den genererade hållfasthetsprofilen. Om den pålagda spänningen någonstans längs balken överstiger hållfasthetsprofilen har balken gått till delbrott.
- Steg 6 : Har någon av balkarna gått till delbrott ? Om svaret är nej fortsätter pålastningen med en ny loop där lasten ökas med 1 kN. Om svaret är ja, gå vidare till steg 7.
- Steg 7 : Den balk som först går till delbrott ersätts i nästa loop (där lasten fortsätter att öka med 1 kN) av en balk med vissa värden på de sk efter-brott-parametrarna η , θ och λ . η beskriver hur mycket E-modulen sjunker efter delbrott, θ hur mycket bärförmågan sjunker och λ hur stor deformation hos balken som accepteras efter delbrott innan balken anses ha gått till slutbrott. I parameterstudien sätts $\eta=0,1$, $\theta=0,7$ och $\lambda =2$, systemet antas alltså vara av systemtyp ett (enligt 2.2.5).
- Steg 8 : Kontroll görs huruvida brottkriteriet är uppfyllt eller inte. Enligt definitionen av systemtyp ett borde det valda brottkriteriet vara tre godtyckliga balkar. Dock väljs brott av två intilliggande balkar som kriterium i parameterstudien eftersom flera studier visat att just denna sorts träkonstruktioner oftast kollapsar då två intilliggande balkar går till brott [6]. Om det är uppfyllt har systemet kollapsat och ramplasten avbryts. Om inte, ökas lasten och en ny loop görs.

2.3 Parameterstudie

En studie av hur de olika material- och dimensionsegenskaperna påverkar konstruktionens systembeteende görs för att få en uppfattning om vilka av dessa som är lämpliga att variera från bjälklag till bjälklag i labbtестerna. Den datormodell som beskrivits ovan används för att simulera ramplaster på olika bjälklag.

2.3.1 Generering av balkar

Grunden för parameterstudien utgörs av 10 000 5 meter långa balkar som genereras med ett datorprogram. Programmet är uppbyggt av Isaksson [17] och grundar sig på tester utförda på sammanlagt 450 bjälkar med tvärsnittsmåttet 45*145 mm², samt längder varierande mellan 4,2 och 5,4 meter. I testerna undersöktes avståndet mellan svaga snitt, längden hos svaga snitt, böjhållfastheten hos svaga snitt och böjhållfastheten mellan svaga snitt. Det visade sig att avståndet mellan svaga sektioner representeras bra med en gammafördelning. Böjhållfastheten f_{ij} representeras av en lognormalfördelning, se ekv 2.4.

$$\ln(f_{ij}) = \mu + \tau_i + \varepsilon_{ij} \quad (2.4)$$

där

μ är det logaritmiska medelvärdet av alla svaga snitt i alla balkar

τ_i är skillnaden mellan det logaritmiska medelvärdet av svaga sektioner inom en balk i och μ . Medelvärdet är 0 och standardavvikelsen är σ_i .

ε_{ij} är skillnaden mellan svagt snitt j inom balk i och värdet av $\mu + \tau_i$. Medelvärdet är 0 och standardavvikelsen är σ_j .

i index mellan balkar

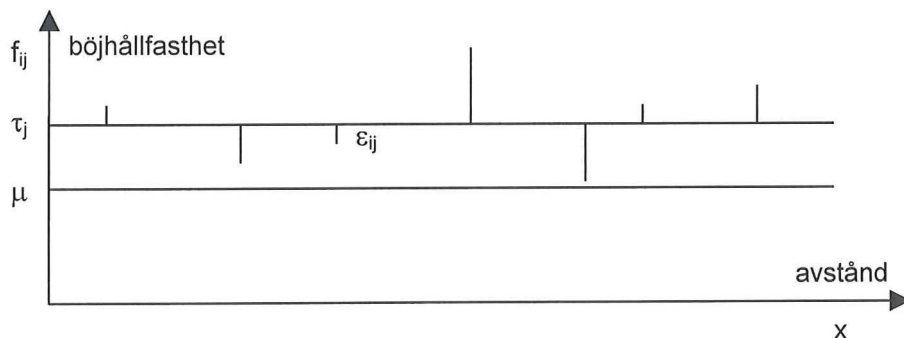
j index inom balk

Standardavvikelserna fås ur ekv 2.5

$$\sigma_{ij} = \sqrt{\sigma_i^2 + \sigma_j^2}, \quad (2.5)$$

och korrelationskoefficienten ρ ur ekv 2.6.

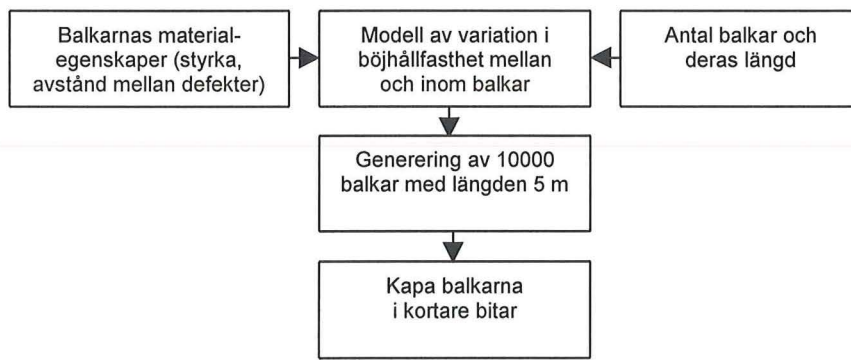
$$\rho = \frac{\sigma_i^2}{\sigma_i^2 + \sigma_j^2} \quad (2.6)$$



Figur 2.7 Statistisk modell av böjhållfastheten i svaga snitt [17].

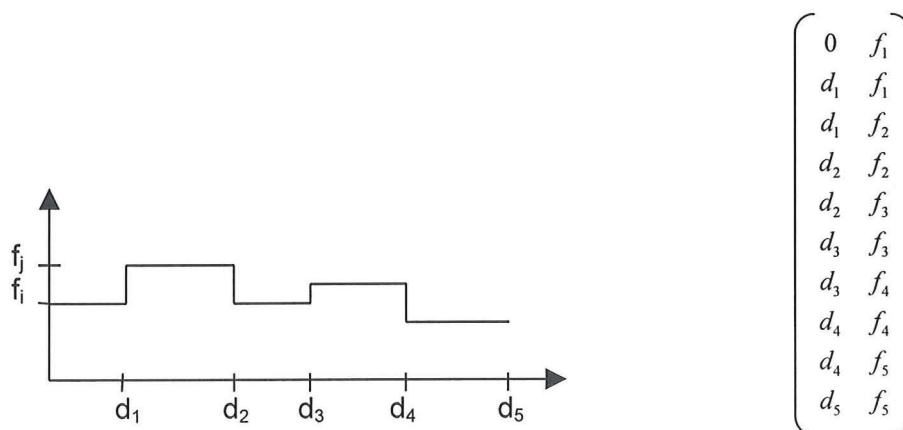
Utifrån testresultaten byggdes en datormodell upp med vilken balkar simuleras. Första steget i simuleringsprocessen är att från respektive statistisk fördelning slumpmässigt bestämma antalet svaga sektioner och avstånden dem emellan. Detta görs för balkar med längden fem meter. Det andra steget är att ge sektionerna styrka. Det görs genom att slumpmässigt välja medelvärdet på hållfastheten hos bjälken ur lognormalfördelningen, och därefter slumpmässigt lägga till eller dra ifrån för att ge styrka åt de olika sektionerna. Medelvärdet för de tillägg och avdrag som gjorts måste hållas vid 0 för att det totala medelvärdet på balkens styrka ska hållas kvar vid det ursprungliga.

För att minska skillnaderna mellan balkar med olika längd pga skillnader i simuleringsprocedur tillverkas kortare balkar genom att kapa de ursprungliga fem-metersbalkarna till kortare längder. Utifrån de 10 000 fem meter långa balkarna tillverkas sålunda 10 000 tre och 10 000 fyra meter långa balkar.



Figur 2.7 Procedur för generering av balkar [17].

Den information som erhålls om en balk illustreras i figur 2.8.



Figur 2.8 Principskiss över hur hållfastheten varierar inom en balk.

2.3.2 Förfarande

För att mäta systemeffekten i en konstruktion jämförs brottlasten för systemet då man dimensionerat med respektive utan hänsyn till systembeteende. Som referens i studien antas en modell där systembeteendet beaktas på så sätt att varje balk har en individuell, varierande böjhållfasthet och elasticitetsmodul (modell 1). I denna modell utnyttjas varje balks kapacitet på ett effektivt sätt eftersom hänsyn tas till varje ingående elements bidrag till hållfastheten i systemet. Som jämförelse ansätts en modell där alla bjälkar i konstruktionen har samma böjhållfasthet och elasticitetsmodul som den svagaste bjälken i systemet (modell 2). I detta fall tas ingen hänsyn till olikheter i kapacitet hos balkarna, utan dimensioneringen utförs på en mer försiktig grund. Ännu mer försiktigt är antagandet i modell 3, där hållfasthet och elasticitetsmodul sätts till den nedre 5-procentsfraktilen, baserad på de 10 000 simulerade balkarna. I det här fallet finns ingen skillnad mellan de olika bjälklagen, utan alla balkar i alla bjälklag har samma dimensioneringsvärden på materialegenskaperna. Denna modell testas eftersom den motsvarar tillvägagångssättet i BKR 99 [3].

Simuleringar görs på 100 bjälklag bestående av 13 balkar var.

Utifrån de tre modellerna erhålls två olika sätt att beräkna systemeffekten:

- $\phi_1 = Q_{\text{tot,modell1}} / Q_{\text{tot,modell2}}$
- $\phi_2 = Q_{\text{tot,modell1}} / Q_{\text{tot,modell3}}$

En annan aspekt på systemeffekten är att studera konstruktionens förmåga att fördela lasten till de olika balkarna. I en konstruktion med perfekt systembeteende är alla ingående balkars kapacitet utnyttjad till fullo, eftersom systemet förmår fördela lasten så att de starkare balkarna tar mer och de svagare tar mindre last. Genom att se på i hur hög grad varje balks kapacitet utnyttjas i systemet fås därför en uppfattning om lastspridningen.

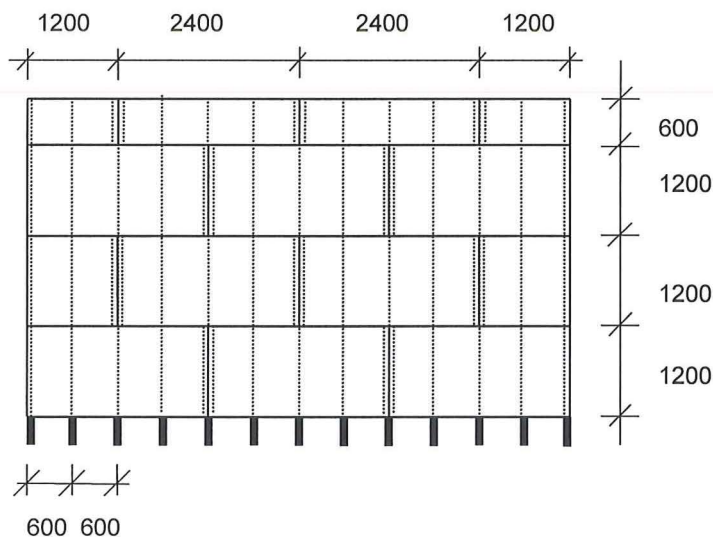
Förfarandet kan beskrivas som att man konstruerar ett bjälklag med vissa egenskaper och lägger på en viss last. Utifrån detta beräknas hur stor last som tas upp av varje balk. Denna last jämförs med varje enskild balks individuella kapacitet, och en vektor kallad jämf med en kvot mellan 0 och 1 för varje balk erhålls. I tabellerna nedan är det jämf vid första balkbrottet som avses. Det betyder att ett av värdena är 1,0 medan resten ligger mellan noll och ett. För denna vektor beräknas medelvärdet. Ju högre medelvärdet är, desto högre är systemeffekten. Då har nämligen skivan lyckats distribuera lasten så att lastfördelningen står i proportion mot kapacitetsfördelningen i systemet.

För denna del av parameterstudien görs simuleringar på 10 bjälklag. Simuleringarna görs enligt modell 1.

I parameterstudien används ett referensbjälklag, med egenskaper illustrerade i figur 2.9. Utifrån denna referens varierar de olika parametrarna enligt tabell 2.3 för att få reda på vilka som har störst betydelse för systemeffekten. Endast en parameter i taget varierar.

Parameter	referensvärde	variationsvärde
cc-avstånd, mm	600	400
Balklängd, mm	4000	3000, 5000
Balkhöjd, mm	145	-
Balkbredd, mm	45	-
Skivtjocklek, mm	12	18
E-modul skiva, Gpa	12	18
Skivlängd, mm	2400	-
Skivbredd, mm	1200	-
Spikavstånd, mm	150	50
Spikstyvhet, kN/mm ²	400	800

Tabell 2.3 Parametervärden för referensbjälklaget och variation. Parametrar markerade med – har inte varierats.



Figur 2.9 Referensbjälklaget, de streckade linjerna symboliserar spikning.

I litteraturen finns resultat från liknande parameterstudier. I sin tillförlitlighetsanalys kom Bulleit och Liu [1] fram till att följande variationer ökar systemeffekten:

- lägre antal balkar i systemet *
- tjockare skiva
- styvare spik
- längre balkar *
- högre variationskoefficient för elasticitetsmodulen
- högre variationskoefficient för böjhållfastheten *
- högre korrelation mellan elasticitetsmodul och böjhållfasthet
- högre värden på "efter-brott-parametrarna", dvs η , θ och λ *

De parametrar som är markerade med * visade sig ha större betydelse än de övriga.

2.3.3 Resultat

2.3.3.1 Lastfördelning

Tabell 2.4 nedan visar resultaten från den del av parameterstudien som behandlar lastfördelningen. Q_{tot} avser totallasten vid systemkollaps, μ medelvärdet, σ standardavvikelsen, och V variationskoefficienten. Vektorn *jamf* innehåller ett element för varje balk med kvoten mellan upptagen last och kapacitet i ögonblicket då första balken går till brott. Kapaciteten är individuell för varje balk, och är beräknad med hänsyn tagen till att hållfastheten varierar inom och mellan balkarna, samt det lastfall som balken utsätts för.

medelvärde för	referens	cc400	E-modul skiva 18 MPa	skiva 18 mm	spikavstånd 50 mm	dubbel spikstyvhet
Q_{tot} kN	132,4	138,4	133,8	138,1	132,4	132,4
μ för <i>jamf</i> , kN	0,692	0,738	0,705	0,736	0,692	0,692
σ för <i>jamf</i> , kN	0,210	0,204	0,209	0,204	0,210	0,210
V för <i>jamf</i> , %	30,4	27,7	29,6	27,7	30,4	30,4

Tabell 2.4 Resultat från den del av parameterstudien som studerar lastfördelningen.

Ett högre värde på medelvärdet μ tyder på att systemet förmår fördela lasten bättre, att samverkan mellan balkarna är större. Jämfört med referensbjälklaget är det minskning av cc-avståndet till 400 mm som ger den största höjningen av μ . Även en ökning av skivtjockleken från 12 till 18 mm påverkar lastspridningen. Varken sänkning av spikavståndet till 50 mm eller en fördubbling av spikstyvheten ger någon större skillnad i lastfördelning jämfört med referensbjälklaget.

Tabell 2.5 visar att lastfördelningen är större för system med längre balkar. En ökning av balklängden från fyra till fem meter leder till en ökning av medelvärdet μ med 4,5 procent, medan motsvarande siffra för en minskning av balkavståndet från 600 till 400 mm är 4,6 procent.

medelvärde för	3 m	4 m	5 m
Q_{tot} kN	176,6	132,4	110,3
μ för <i>jamf</i> , kN	0,677	0,692	0,737
σ för <i>jamf</i> , kN	0,212	0,210	0,210
V för <i>jamf</i> , %	31,3	30,4	28,4

Tabell 2.5 Resultat från den del av parameterstudien som studerar lastfördelning, längdvariation.

2.3.3.2 Systemfaktorn

Tabellerna 2.6 och 2.7 nedan sammanställer resultaten från den del av parameterstudien som består i att jämföra systemfaktorer.

Som beskrivits i föregående avsnitt beräknas systemfaktorn på två sätt:

$$\phi_1 = (Q_{tot} \text{ med modell 1}) / (Q_{tot} \text{ med modell 2})$$

$$\phi_2 = (Q_{tot} \text{ med modell 1}) / (Q_{tot} \text{ med modell 3})$$

Av dessa två metoder är den första mest intressant. Den är mest lik tillvägagångssätt som använts när systemfaktorn i Eurocode 5 [2] har beräknats. Skillnaden ligger i att Eurocode-faktorn endast tar hänsyn till hållfasthetsvariationer mellan balkar, och inte inom, samt att dessa beräkningar grundar sig på ett större antal simuleringar, för att få en statistisk säkerhet.

Tabell 2.6 visar att totallasten vid systemkollaps minskar med ökande balklängd, oavsett vilken av dessa tre modeller som använts. Modell tre som har det lägsta värdet på böjhållfastheten ger också de lägsta värdena på totallasten. I modell två är böjhållfastheten något högre, vilket avspeglas i högre värden på totallasten. Modell ett som tar hänsyn till varje enskild balks individuella böjhållfasthet ger de högsta värdena på totallasten vid systemkollaps.

Värdena i tabell 2.6 grundar sig på simuleringar på 100 bjälklag, medan tabell 2.5 baseras på simuleringar på 10 bjälklag. Detta gör att Q_{tot} för modell 1 skiljer sig något tabellerna emellan.

		3 m	4 m	5 m
1) Varierande f och E				
Q_{tot}	μ , kN	177,5	134,5	107,8
	σ , kN	18,4	12,1	8,8
	V , %	10,4	9,0	8,2
2) Samma f och E som svagaste bjälken i systemet				
Q_{tot}	μ , kN	154,6	117,6	95,5
	σ , kN	18,3	13,2	10,5
	V , %	11,8	11,2	11,0
ϕ_1		1,148	1,144	1,129
3) f och E 5 % fraktilen				
Q_{tot}	μ , kN	147,3	112,8	92,0
	σ , kN	0	0	0
	V , %	0	0	0
ϕ_2		1,205	1,192	1,171

Tabell 2.6 Hur totallasten Q_{tot} och systemfaktorn ϕ påverkas av variation av balklängden. μ är medelvärdet och σ standardavvikelsen, medan f står för hållfastheten och E för elasticitetsmodulen. V avser variationskoefficienten, $V = \sigma/\mu$.

Denna delen av parameterstudien visar att systemeffekten är större för bjälklag med mindre spännvidd; både ϕ_1 och ϕ_2 ökar med minskande balklängd. ϕ_1 ökar från 13 till 15 %, och ϕ_2 från 17 till 20 % då balklängden minskas från 5 till 3 meter.

Detta säger emot resultatet i tabell 2.5, där samverkan är större för längre spännvidd. Men om man studerar hur variationskoefficienten för totallasten Q_{tot} varierar med balklängden i tabell 2.6, finner man att detta resultat ändå får anses som rimligt. V ökar med minskad balklängd, vilket betyder att spridningen i bärförmåga är större för bjälklag med kortare balkar. Detta har en förklaring i metoden som används för att generera balkarna. En kort balk har färre antal svaga snitt (se figur 1.4) än en lång, eftersom de kortare tillverkas genom att kapa de längre. Detta gör att spridningen i hållfasthet hos snitten är större, vilket resulterar i större spridning för totallasten. Pga detta blir sannolikheten större för att erhålla högre värden på kvoten mellan två sådana totallaster (modell 1/modell 2).

Tabell 2.7 nedan visar hur de övriga parametrarna påverkar systemfaktorn och totallasten vid systemkollaps.

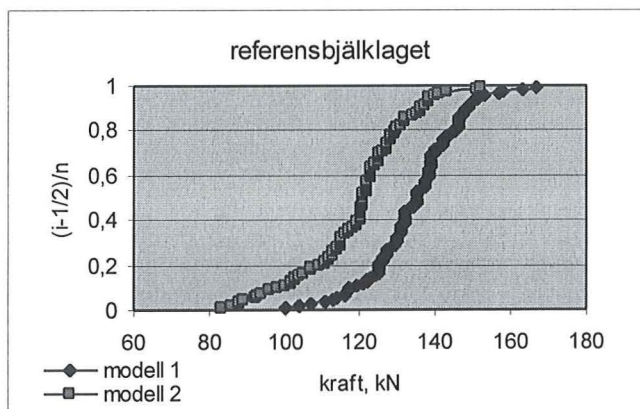
	referens	balkar cc 400 mm	skiva 18 GPa	skiva 18 mm	spik cc 50 mm	spik 800 kN/mm ²
1) varierande f och E						
Q_{tot} μ , kN	134,5	138,8	135,1	138,6	134,5	134,5
σ , kN	12,1	11,6	11,9	11,5	12,1	12,1
2) samma f och E som den svagaste bjälken i systemet						
Q_{tot} μ , kN	119,3	122,0	119,4	122,0	119,1	119,1
σ , kN	13,2	14,7	13,6	14,7	13,2	13,2
ϕ_1 μ	1,127	1,138	1,131	1,136	1,127	1,127
3) f och E 5 % fraktilen						
Q_{tot} μ , kN	113,8	116,4	114,0	116,5	113,8	113,8
σ , kN	0	0	0	0	0	0
ϕ_2 μ	1,182	1,192	1,185	1,190	1,182	1,182

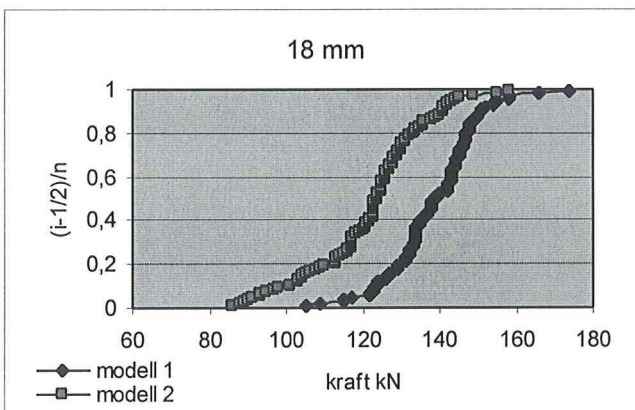
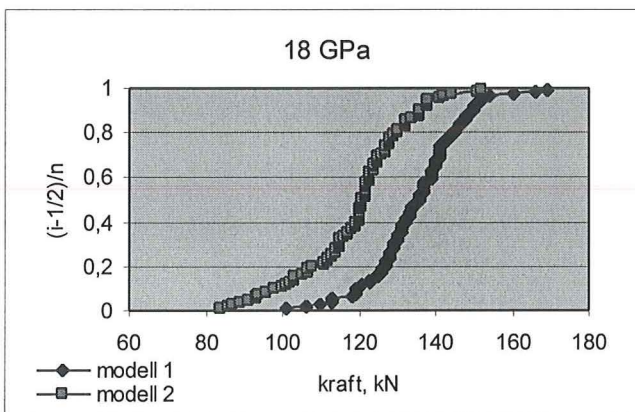
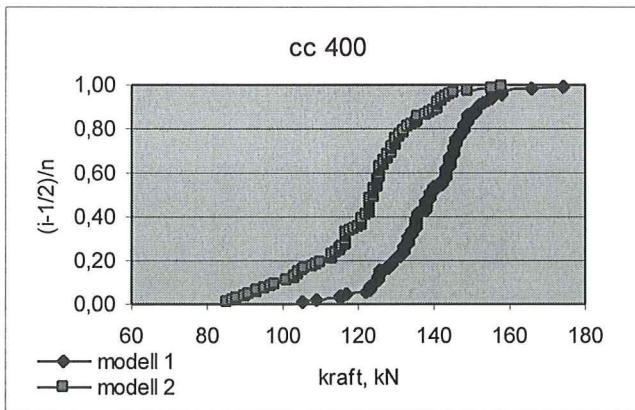
Tabell 2.7 Hur olika parametrar påverkar systemfaktorn och totallasten vid systemkollaps.

Den största ökningen av systemfaktor uppstår när cc-avståndet minskas från 600 till 400 mm. ϕ ökar då med en dryg procentenhet från 12,7 till 13,8 % för modell två, och från 18,2 till 19,2 % för modell tre. Den parameter som näst efter balkarnas cc-avstånd har störst påverkan på systemeffekten är skivtjockleken. Övriga parametrar har inte någon större inverkan, vilket också visats i andra studier [1,7]. Samma förhållande gäller för totallasten vid systemkollaps, Q_{tot} .

2.3.3.3 Fördelning av totallasten

Figur 2.10 nedan visar fördelningen för totallasten vid systemkollaps för de simulerade bjälklagen, vid simulering enligt modell ett respektive modell två. Kurvorna följer varandra bra, vilket indikerar att de två modellerna följer samma fördelning.





Figur 2.10 Fördelning av totallasten vid systemkollaps, enligt modell 1 resp. modell 2.

3 Beskrivning av försöksmetoder

3.1 Material som används i försöken

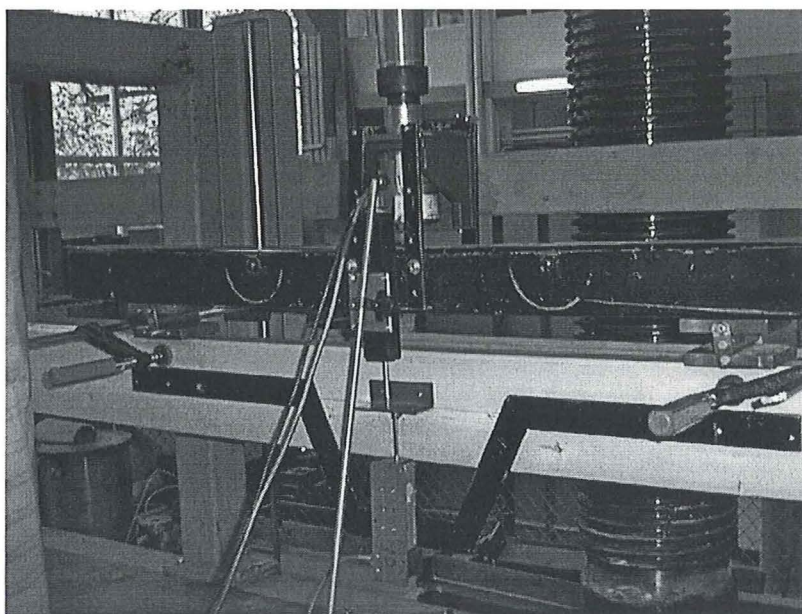
I försöken används 4,2 meter långa träbalkar, klass I - V och bättre delen av klass VI, av gran som växt i södra Sverige. Materialet kommer från Södra Timber, Kinda sågverk och har dimensionen 45 mm x 145 mm. Skivmaterialet är plywood med tjockleken 12 mm och storleken 2400 x 1200 mm, kvalitet P30 från Wänerply.

3.2 Test av varje enskild balks elasticitetsmodul

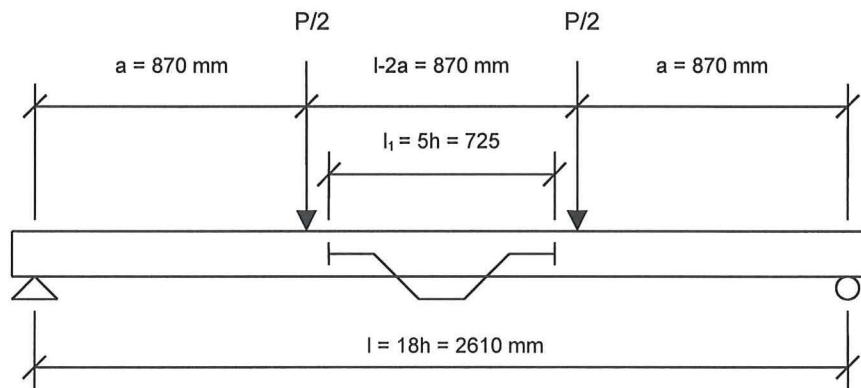
Elasticitetsmodulen på de enskilda balkarna mäts på tre olika sätt. Innan mätningarna utförs plockas det svagaste snittet i varje balk ut genom en okulärbedömning. Försöksuppställningens natur, se figur 3.1 och figur 3.2, gör det omöjligt att belasta de yttersta 870 mm i varje ände av balken. Därför väljs det svagaste snittet inte i dessa delar. Efter att det svagaste snittet valts ut bestäms slumpmässigt vilken sida som ska vara vänd uppåt i försöken.

3.2.1 Försöksuppställningen

Försöksuppställningen för EN 408 illustreras i figur 3.1 nedan.



Figur 3.1 Detalj av försöksuppställning enligt EN 408.



Figur 3.2 Försöksuppställning enligt EN 408.

Balken läggs på två stöd med avståndet $18 \cdot h = 2610$ mm där h är bjälkens höjd, 145 mm. Balken placeras med den slumpmässigt valda sidan uppåt och med det svagaste snittet någonstans mellan de två punkter där lasten påförs. Avståndet mellan lastpunkterna är $6 \cdot h$, dvs 870 mm.

Fyra skruvtvingar fästs i balkens överkant, vid de båda stöden och vid lastpunkterna, för att förhindra att balken vippar. Skruvtvingarna ska endast ta upp krafter i horisontalled och får därför röra sig fritt i vertikalled längs stänger.

Enligt standarden ska lasten påföras med en konstant maximal hastighet av $0,003 \cdot h$ mm/s, där h är balkens höjd, i detta fall $0,003 \cdot 145 = 0,435$ mm/s. Hastigheten 0,2 mm/s väljs för dessa försök eftersom denna hastighet använts vid tidigare försök [17].

Två deformationsgivare används, en som mäter förskjutningen inom de $5 \cdot h = 725$ mm runt det svagaste snittet mha en bygel som standarden föreskriver, samt en som mäter balkens totala nedböjning, dvs med $18 \cdot h = 2610$ mm mellan stöden.

Spännvidden på bjälklagen som senare ska testas är 4000 mm, därför görs även ett test av elasticitetsmodulen över detta spann på de enskilda balkarna. Vid test av bjälklagen ska en utbredd last påföras. För att efterlikna den momentfördelning som då uppstår belastas den enskilda balken med två punktlaster placerade på det inbördes avståndet 2000 mm, se momentkurva bilaga 3. Bjälken belastas med samma sida upp som vid mätningar av elasticitetsmodulen enligt EN 408. Vid detta test mäts endast den totala nedböjningen mitt på balken.

På så sätt erhålls tre olika värden för balkarnas elasticitetsmoduler, där det lägsta borde vara det som erhållits med bygeln, eftersom mätningen där är koncentrerad runt det snitt som okulärt bedömts som det svagaste.

Elasticitetsmodulen beräknas enligt standarden m h a ekvation 3.1.

$$E_m = \frac{a \cdot l_1^2 \cdot \Delta F}{16 \cdot I \cdot \Delta w} \quad (3.1)$$

där

I = balkens tröghetsmoment dvs $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

a = avstånd mellan upplag och närmaste punktlast

l_1 = bygelvidd

ΔF = lastökningen

Δw = förskjutningen

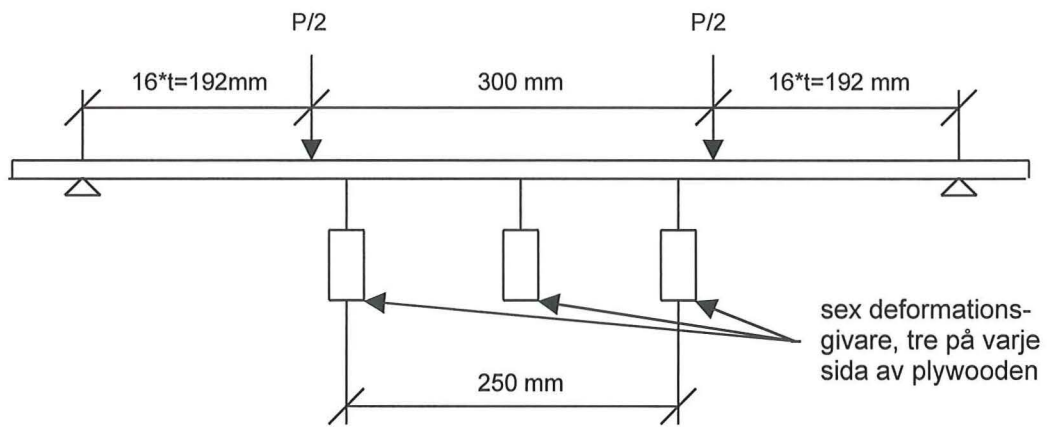
3.2.2 Tillåten tryckkraft vid mätning av elasticitetsmodulen

För att inte balkarna ska skadas under elasticitetsmodulmätningarna görs en överslagsmässig beräkning av den maximalt tillåtna lasten ur den karakteristiska böjhållfastheten för virket. Kvaliteten uppskattas vara K24, vilket ger en karakteristisk böjhållfasthet på 24 MPa. Enligt beräkningar i bilaga 2 blir den maximalt tillåtna tryckkraften 8.7 kN för fallet med 2610 mm mellan stöden, och 7.6 kN för fallet med 4000 mm. För att vara på den säkra sidan påförs endast halva den maximalt tillåtna lasten.

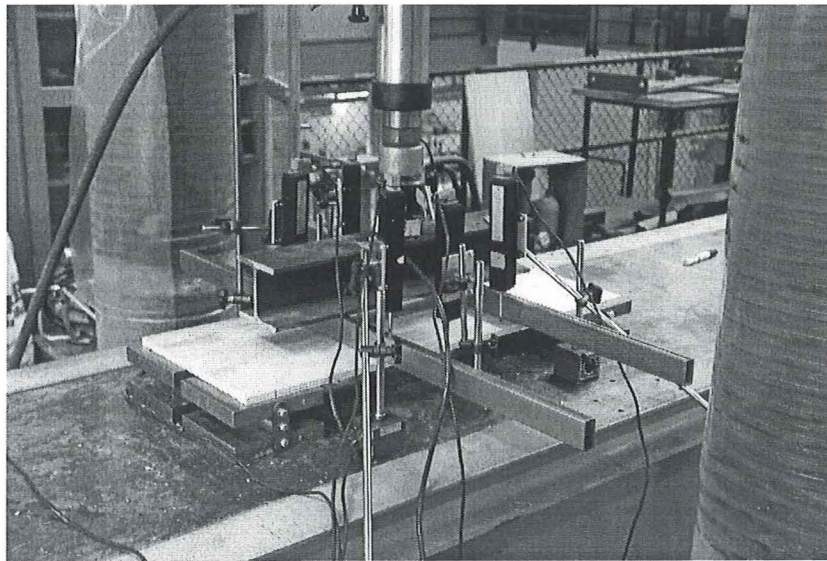
3.3 Test av plywoodskivans elasticitetsmodul

Åtta prover med måtten 300*784 mm testas varav fyra har långsidan i plywoodens ytfiberriktning och fyra vinkelrätt mot plywoodens ytfiberriktning. Skivan har tjockleken 12 mm och proverna tas slumpmässigt från till synes oskadda skivor som har ingått i de testade systemen. Det är dock möjligt att vissa skivor har skador som inte syns utanpå.

Testen utförs enligt standarden EN 789. Plywooden belastas $16 \cdot t = 192$ mm (där t är plywoodskivans tjocklek) från upplagen med 300 mm mellan lasterna, och deformationen mäts i sex punkter, se figur 3.3. Skivan läggs fritt upplagd på två stöd med det inbördes avståndet 684 mm. En ramplast läggs på med en domkraft och förs via en järnbalk ner till två stålprofiler med avståndet 300 mm. Last och deformationer registreras varefter skivans elasticitetsmodul kan beräknas.



Figur 3.3 Testuppställning för plywooden enligt EN 789.



Figur 3.4 Test av plywoodens elasticitetsmodul.

3.4 Försök på bjälklagen

3.4.1 Ihopsättning av bjälklagen

Parameterstudien i kapitel 2 visade att cc-avståndet mellan balkarna är den parameter som har störst betydelse för systemeffekten, och därför varieras denna i försöken. De mått på cc-avståndet som testas är cc 600 mm och cc 400 mm.

Enligt litteraturen [1] sjunker systemeffekten med ökande antal balkar i systemet. Men minskningen avtar då antalet överstiger 16, vilket tyder på att ett bjälklag med 16 bjälkar är en bra representant för alla sorters system vid denna typen av test. Tyvärr är utrymmet i labhallen otillräckligt för att utföra test på så stora bjälklag. Därför begränsas systemen till att innehålla 13 balkar.

Det första bjälklaget som testas har 13 balkar med cc-avståndet 600 mm, alltså 4,2 x 7,2 meter. På grund av datorproblem under sista delen av försöket kunde lasten inte registreras. Därför fick ytterligare ett bjälklag med samma dimensioner byggas. Det tredje och sista systemet innehöll också 13 balkar, men med cc-avståndet 400 mm, d.v.s. 4,2 x 4,8 meter.

För att kunna se effekten på brottlast, nedböjning, lastfördelning och lastomfördelning när cc-avståndet varieras, krävs att de olika bjälklagen är så lika som möjligt. Det innebär att utplaceringen av balkar med olika elasticitetsmodul görs på samma sätt i alla bjälklag. Därför slumpas 13 balkar fram, ur de 64 ursprungliga, och även deras inbördes placering i bjälklaget slumpas fram. De övriga bjälklagen tillverkas med utgångspunkt från denna fördelning på elasticitetsmodulen, för att erhålla en så lik fördelning som möjligt.

För att kunna göra jämförelser med de elasticitetsmoduler som erhållits för de enskilda balkarna läggs de ut i systemet med samma sida upp som i de tidigare försöken.

Skivorna monteras med fiberriktningen tvärs bjälkarna och fogarna förskjuts 1200 mm. Detta gör att bjälkarna sammanfogas på ett så styvt sätt som möjligt. Skivorna fästs med elförzinkad spånskiveskruv med rillor 4,2*42 mm som skruvas fast med avståndet 150 mm längs med varje bjälke.



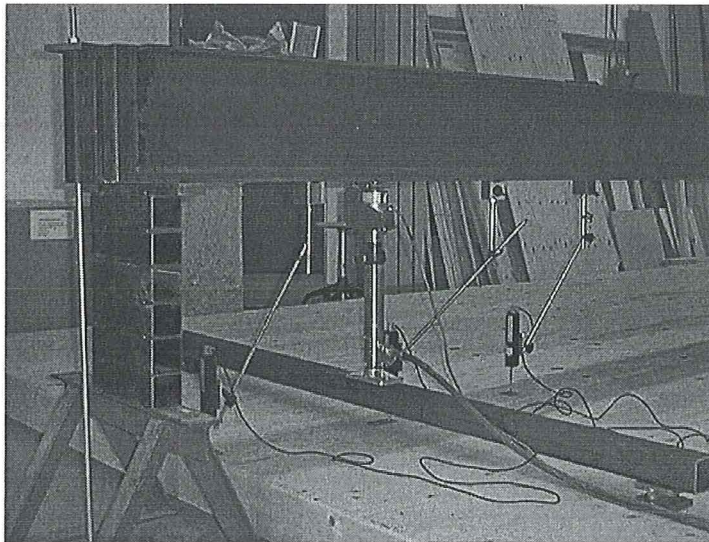
Figur 3.5 Uppbyggnad av bjälklag.

3.4.2 Bestämning av elasticitetsmodulen hos ett T-tvärsnitt

För att se hur mycket böjstyvheten ökar då bjälkarna samverkar med skivan i form av ett T-tvärsnitt mäts elasticitetsmodulen för varje T-balk. Belastningen sker med samma lastfördelande ok som användes i mätningarna av de enskilda balkarnas elasticitetsmoduler (4-metersspann) för att få samma momentfördelning. Det är alltså en tvåpunktslast i form av en ramplast som läggs på med 2000 mm mellan lastpunkterna, se figur 3.6.

Stöden under bjälklaget utgörs av träbjälkar, 45 x 145 mm, vilka läggs på flatan utmed långsidorna. De placeras så att T-balkarnas spann blir 4 meter.

Under testet mäts den påförda lasten samt deformationerna hos den belastade balken och de två intilliggande balkarna, se figur 3.6.



Figur 3.6 Test av elasticitetsmodul hos T-balk.

Lasten ökar sakta upp till 5 kN, där testet avslutas. Lasten är vald så att bjälklaget ej ska skadas under försöket; jämför påford last vid test av de enskilda balkarna. Försöket upprepas för varje T-balk, genom att utrustningen flyttas från bjälke till bjälke.

3.4.3 Försök på hela bjälklaget

3.4.3.1 Testuppställningen

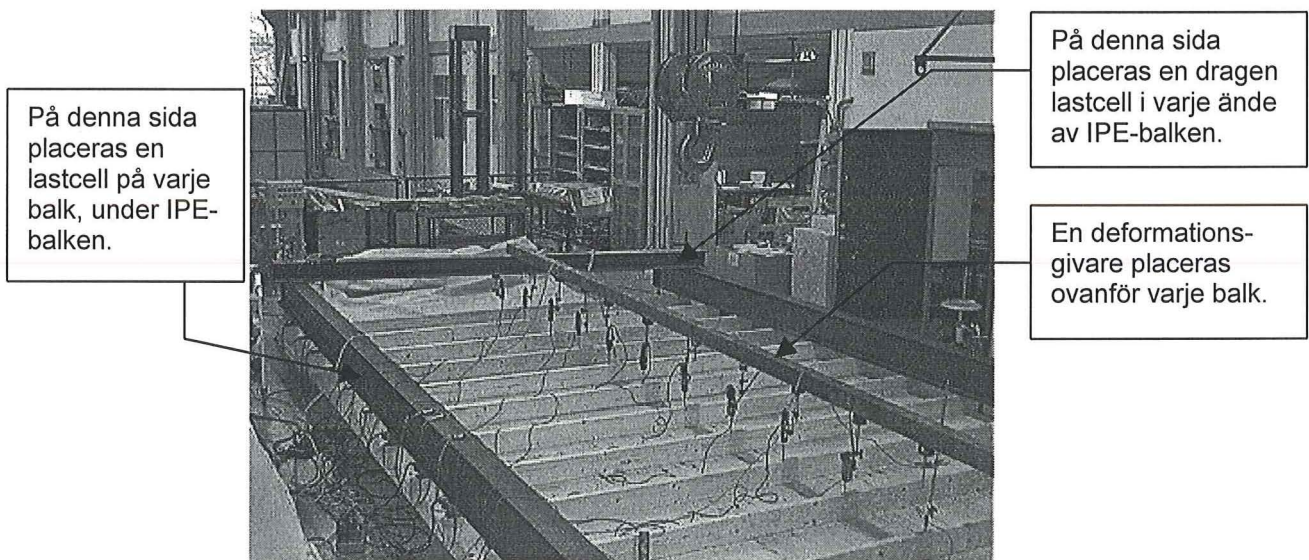
För att kunna utföra belastningsförsök med luftkudde vänds bjälklaget så att plywooden riktas mot golvet. Principen är att kudden ska läggas under bjälklaget och sedan blåsas upp. Den blir då fastkilad mellan golvet och bjälklaget, vilket ger upphov till en jämnt utbredd last.

Konstruktionen läggs på 90 mm höga stöd. Anledningen att bjälklaget inte läggs direkt på golvet är att luften i kudden ska hinna bli jämnt fördelad innan belastningen sker. Mottålet utgörs av två IPE 300-balkar som läggs längs långsidorna och är förankrade i golvet, se figur 3.7.

De parametrar som mäts under försökets gång är last som tas upp av varje balk, den totala pålagda lasten samt nedböjningen i varje balk. Lastcellerna är placerade som figur 3.7 visar.

För att förhindra att bjälklaget blir fast inspänt mellan de 90 mm höga stöden (träbalkar på flatan) och IPE- balkarna när luftkudden börjar blåsas upp, tillåts hela systemet lyfta 10 mm innan förankringen sätter stopp för ytterligare rörelse.

Deformationsgivarna monteras på en järnbalk som är rörlig i höjdlid, och kan följa med bjälklaget när det lyfts 10 mm. På så sätt erhålls ett absolut värde på deformationen.



Figur 3.7 Försökuppställning för ramplast på hela bjälklaget.

3.4.3.2 Försöksförfarande

När försöken genomförs blåses luftkudden sakta upp. Eftersom kudden ligger fastkilad mellan bjälklag och betonggolvet kommer den att fungera som en utbredd last. Last och deformation hos bjälkarna registreras under försökets gång, en gång per sekund.

När deformationerna har blivit så stora att risk för brott föreligger tas deformationsgivarna bort för att de ej ska skadas under försöket. Därefter ökas trycket i luftkudden sakta ända tills bjälklaget går till brott.

3.5 Kommentarer till försöken

I det här avsnittet ges kommentarer och beskrivningar av iakttagelser som gjorts under försökens gång.

3.5.1 Bjälklag 1

Luftkudden som används för detta försök har längden 12 m och bredden 3 m. Eftersom bjälklaget endast har längden 7,2 meter, måste en del av kudden sticka ut vid ändarna. På grund av utrymmesskäl får 1 meter sticka ut vid en ände, och tre meter vid den andra. Detta gör att den senare änden av bjälklaget blir mer belastad än den förra. Dessutom gör randeffekten att den yttersta balken blir belastad inte bara underifrån, utan även från sidan.

Den använda luftkudden har några år på nacken, vilket gör att den spricker innan bjälklaget hinner gå till brott.

En ny luftkudde med måtten 3,5*9 m beställs. Eftersom deformationsmätningar på bjälklaget redan gjorts mäts endast lasten när bjälklaget trycks igen. Även i detta försök sticker kudden ut en knapp meter på båda sidor och ger upphov till randeffekter. Trots detta initieras inte brottet i någon av de yttersta bjälkarna. Tyvärr uppstod datorproblem under sista delen av försöket vilket innebär att lasten ej registrerades under denna del.

3.5.2 Bjälklag 2, första försöket

Samma luftkudde används som i det förra försöket. Även här sticker ca 1 meter ut vid varje ände, och randeffekterna är sannolikt en bidragande orsak till brottet (tre ytterbalkar samtidigt). Eftersom det resterande bjälklaget är oskadat sågas de tre knäckta balkarna bort och det resterande bjälklaget trycks ytterligare en gång (bjälklag två andra försöket).

3.5.3 Bjälklag 2, andra försöket

Återigen uppstår problem med luftkudden. Det är nu tredje gången den blåses upp för att trycka ett bjälklag, och halvvägs in i försöket upptäcks en liten spricka i sömmen. Försöket avbryts och kudden skickas iväg för att svetsas om. Dimensionerna efter kapning är 8,5*3,5 m.

För att komma ifrån randeffektproblemet läggs kudden ut så att endast 30 cm sticker ut vid ena änden. För att hålla ner den stora utstickande delen i andra änden konstrueras en träbalk som ska hålla den nere. Denna förankras 40 cm från bjälklagsändan. Det görs ingen deformationsmätning på den kvarvarande delen eftersom det gjorts tidigare. De tio kvarvarande balkarna får samma nummer som i första knäckningen vilket innebär att de numreras från 4 till 13. Detta är värt att hålla i minnet när man läser tabellerna i kapitel 4.

3.5.4 Bjälklag 3

Detta bjälklag har cc-avståndet 400 mm och den totala längden 4,8 m. Bjälklaget ligger 0,6 m från ena kanten på de mothållande stålbalkarna och 2,6 m från andra kanten. Det är alltså osymmetriskt utlagt, vilket måste beaktas senare i beräkningarna.

Även här hålls kudden ner med en träbalk ca 40 cm ut från bjälklaget och kudden sticker ut ca 30 cm på andra sidan. Under försökets gång uppstår ett hål i luftkudden, som dock ej är större än att det kan lagas utan att försöket behöver avbrytas.

3.5.5 Luftkudden

Under samtliga försök uppstod problem med luftkudden, dels med kvaliteten, dels med randeffekterna. Problemen med luftkuddens kvalité gick tyvärr ej att lösa utan den fick ständigt skickas på lagning. Antagligen var inte sömmarna dimensionerade för det lufttryck som uppnåddes under försöken. Randeffekterna uppkom pga att luftkudden tryckte mot golvet utanför bjälklaget. Enligt lagen om jämvikt finns det en lika stor motriktad kraft till alla krafter, därför måste det finnas en motkraft till den kraft som tryckte mot golvet utanför bjälklaget, vilken tas av den yttersta bjälken och därmed orsakar randeffekter. Problemen med randeffekterna kunde dock lösas med bjälkar som höll ned luftkudden utanför bjälklaget och under de två sista försöken var dessa effekter inte så stora.

4 Försöksresultat

4.1 De enskilda bjälkarna

4.1.1 Behandling av mätdata

Utdata från testerna består av kraft- (ΔF) och deformationsvärden (Δw), registrerade en gång per sekund. För att få fram förhållandet $\Delta F/\Delta w$ i ekvation 4.1, plottas kraften mot deformationen i Excel. Med hjälp av regressionsanalys anpassas en rät linje vars riktningskoefficient motsvarar den sökta kvoten $\Delta F/\Delta w$, se figur 4.1.

Enligt EN 408 beräknas elasticitetsmodulen enligt ekvation 4.1. För fallet med spännvidden 2610 mm beräknas elasticitetsmodulen enligt ekvation 4.2.

$$E_m = \frac{a \cdot l_1^2 \cdot \Delta F}{16 \cdot I \cdot \Delta w} \quad (4.1)$$

$$E = \frac{a \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2) \cdot \Delta F}{48 \cdot I \cdot \Delta w} \quad (4.2)$$

där

I = balkens tröghetsmoment dvs $I = \frac{b \cdot h^3}{12}$

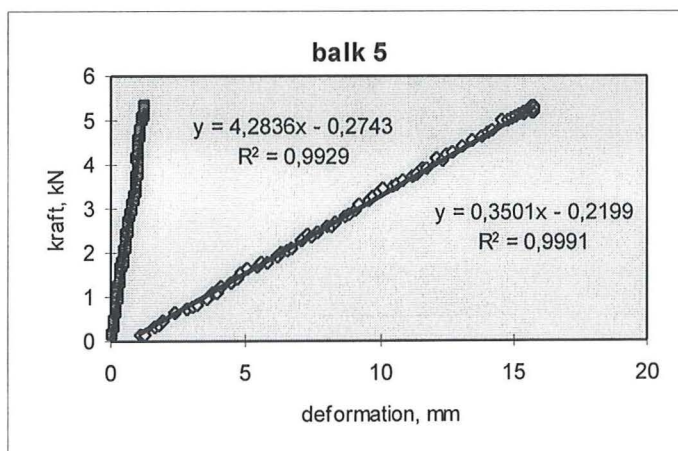
a = avstånd mellan upplag och närmaste punktlast (870 mm)

L_1 = bygelvidd (725 mm)

L = avstånd mellan upplag (2610 mm)

ΔF = lastökningen

Δw = förskjutningen



Figur 4.1 Kraft-deformationsdiagram för balk 5, den vänstra linjen motsvarar mätresultat från bygelgivaren och den högra resultat från testet med 2610 mm mellan stöden.

4.1.2 Resultat

Tabell 4.1 visar resultaten från mätningarna av elasticitetsmodulen för de enskilda balkarna. E1 avser värden från testen där det svagaste snittet placeras mitt under lasten, och nedböjningen mäts över hela spannet på 2610 mm. E2 kommer också från mätningar där det svagaste snittet är centrerat, men där nedböjningen mäts med hjälp av bygel. E3 kommer från testen med balkens fulla längd, dvs 4000 mm mellan stöden. E3 har det högsta värdet på elasticitetsmodulen, vilket kan beror på att det svagaste snittet ej är centrerat i detta fall. Variationskoefficienten är lägst för E3. Detta förklaras av den utjämnande effekt längden har på spridningen i styrka mellan starkaste och svagaste snittet.

<i>medelvärde på balkarnas elasticitetsmodul</i>			
metod	E1	E2	E3
E-modul, GPa	12,97	13,25	13,34
V, %	0,243	0,265	0,182

Tabell 4.1 Resultat från mätningen av elasticitetsmodulen hos de enskilda balkarna. V avser variationskoefficienten.

I bilaga 4 finns resultat från samtliga balkar redovisade.

4.2 Plywoodskivan

4.2.1 Behandling av mätdata

Elasticitetsmodulen beräknas enligt standarden EN 789 m h a ekvation 4.3.

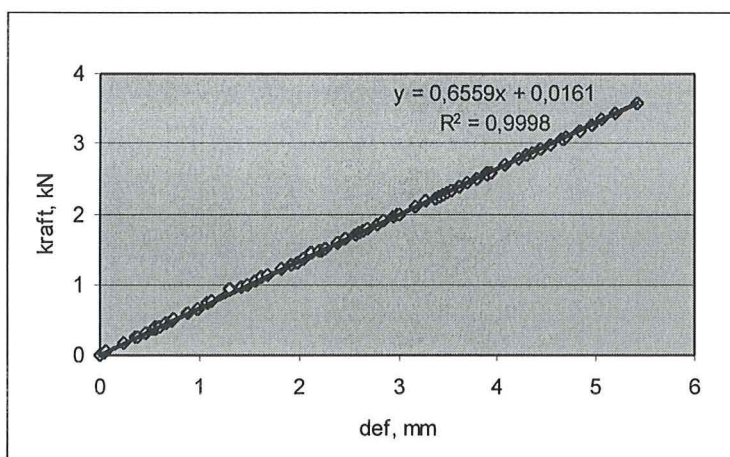
$$E_m = \frac{l_2 \cdot l_1^2 \cdot \Delta F}{16 \cdot I \cdot \Delta w} \quad (4.3)$$

där

- I = skivans tröghetsmoment
- l_2 = avståndet mellan upplag och närmaste punktlast (192 mm)
- l_1 = bygelvidden, i det här fallet avståndet mellan de två yttersta deformationsgivarna (250 mm)
- ΔF = lastökningen
- Δw = förskjutningen

Den tvärsnittsarea som används när tröghetsmomentet I beräknas består endast av de skikt som har yttfibreriktningen tvärs den axel runt vilken skivan böjs. De svagare skikten som har fiberriktningen parallellt med denna axel ger egentligen även de ett tillägg till tvärsnittet, men eftersom detta bortses ifrån blir värdet på skivans elasticitetsmodul något hög.

Liksom vid behandlingen av mätdata för de enskilda balkarna används Excel och regressionsanalys för att få fram kvoten $\Delta F/\Delta w$, se figur 4.2.



Figur 4.2 Kraft-deformationsdiagram för en provbit av plywoodskivan.

4.2.2 Resultat

I tabell 4.2 redovisas resultaten från mätningarna av elasticitetsmodulen hos plywoodskivan.

provbit nr	ytfanérriktningen		tvärs ytfanérriktningen	
	E-modul, Gpa	böjstyvhhet, Nm ²	E-modul, GPa	böjstyvhhet, Nm ²
1	14,35	492	-	-
2	14,17	485	17,07	153
3	11,14	381	12,98	117
4	11,22	384	14,31	129
medelvärde	12,72	435	14,78	133

Tabell 4.2 Elasticitetsmoduler för plywoodtestet. För provbit 1 blev värdet tvärs ytfanérriktningen orimligt.

Testen av plywooden i tabell 4.2 visar att elasticitetsmodulen är något lägre för böjning i ytfanérens riktning än tvärs ytfanérens riktning, medan böjstyvheten är tre gånger så hög för böjning i ytfanérens riktning. När yttröghetsmomentet beräknas används endast de skikt i skivan där fibrerna belastas i fiberriktningen eftersom deras elasticitetsmodul är betydligt större än hos de skikt där belastningen sker i andra riktningen. Detta förklarar att elasticitetsmodulen är något högre då skivan belastades tvärs ytfanérens riktning, eftersom det då är fler skikt som inte räknas med vid beräkningen av yttröghetsmoment medan de i verkligheten ger ett litet tillskott.

4.3 T-tvårsnitt

När bjälklagen byggts ihop görs mätningar av elasticitetsmodulen på varje enskilt T-tvårsnitt, genom att belasta det med en tvåpunktslast. Därefter kan böjstyvheten jämföras med den som beräknas i modellen.

4.3.1 Behandling av mätdata

Utdata från försöken består av last- och deformationsvariationer under försökets gång. De analyseras på samma sätt som mätdata från försöken på de enskilda bjälkarna och plywooden, dvs med hjälp av Excel och anpassning av en regressionslinje.

Böjstyvheten beräknas med hjälp av ekvation 4.4.

$$EI = \frac{a \cdot (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2)}{48} \cdot \frac{\Delta F}{\Delta w} \quad (4.4)$$

där

a = avståndet mellan upplag och närmaste punktlast (1000 mm)

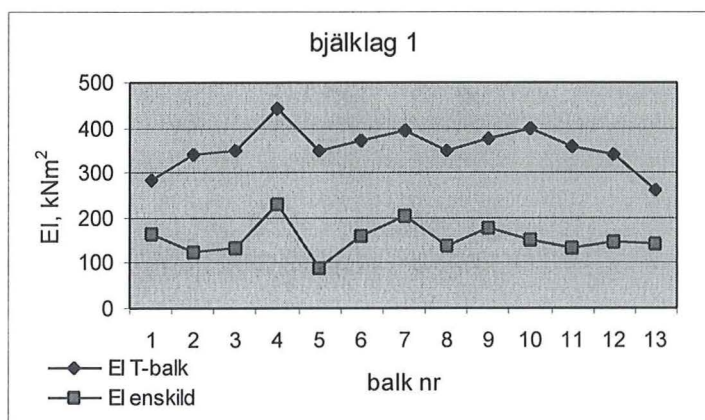
l = avståndet mellan upplagen (4000 mm)

ΔF = kraftökningen

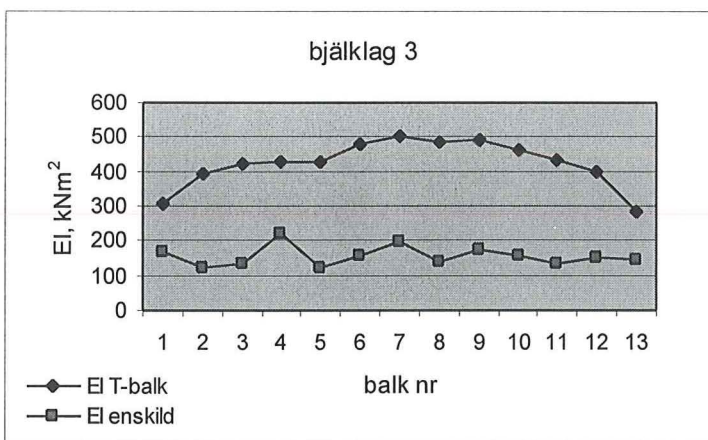
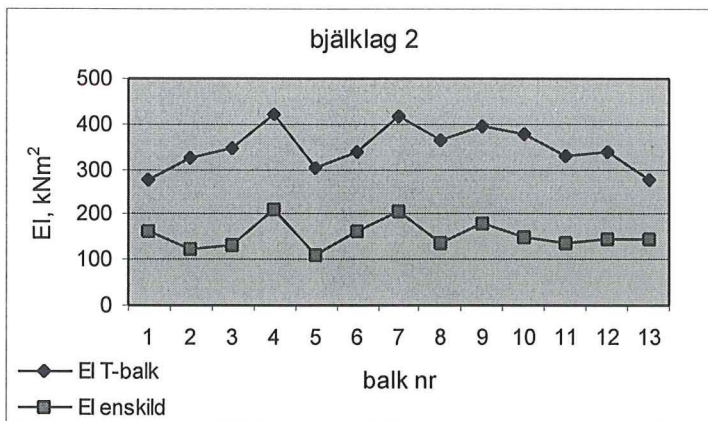
Δw = förskjutningen

4.3.2 Resultat

Figur 4.3 visar de uppmätta värdena på böjstyvheten för bjälklag ett och två, med cc-avståndet 600 mm mellan balkarna, och för bjälklag tre som har cc-avståndet 400 mm. Bjälklagen är konstruerade med lika inbördes fördelning på elasticitetsmodulen för enskild balk.



$$\text{medel } EI_{T\text{-balk}}/EI_{\text{enskild}} = 2,41$$



Figur 4.3 Böjstyvheter för balkarna som ingår i de tre bjälklagen, dels från testen på de enskilda balkarna, dels från försöken med tvåpunktslast på T-tvårsnittet.

I diagrammen jämförs böjstyvheter för de enskilda bjälkarna med den för bjälkarna när de samverkar dels med varandra och dels med skivan i form av ett T-tvårsnitt. Böjstyvheter är något mer än två gånger högre för T-tvårsnittet än för de enskilda balkarna vid cc 600 mm, medan kvoten är nästan tre för cc 400 mm. Av det kan man dra slutsatsen att samverkan mellan balkarna emellan ökar då cc-avståndet minskar.

Kurvorna för T-tvårsnittet med cc 400 mm är mer utjämnade (dvs att böjstyvheter varierar mindre dem emellan) än för de med cc 600 mm, vilket tyder på större samverkan.

En halvcirkelform, dvs att balkarna i mitten av bjälklaget har högre styvhet än de i kanterna, kan anas hos kurvorna för T-tvårsnittet. Den kan förklaras av att mittbjälkarna just ligger i mitten, och därmed har störst hjälp av samverkan via skivan. Halvcirkelformen är mer påtaglig för bjälklaget med det mindre cc-avståndet, vilket tyder på större samverkan ju närmare bjälkarna ligger varandra.

I alla försöken har ytterbalkarna lägre styvhet än de övriga balkarna. Det beror på att den yttersta bjälken endast har hjälp av en intilliggande bjälke medan övriga har två. Dessutom består ytterbalkarna endast av halva T-tvårsnittet.

I försöken mättes utöver deformationen hos den belastade balken även nedböjningarna hos de två intilliggande balkarna. Tabell 4.3 visar resultaten.

Nedböjning vid last 4,5 kN på mittbalken, mm			
	vänster balk	mittbalk	höger balk
Bjl 1, cc 600 mm	4,1	10,8	4,4
Bjl 2, cc 600 mm	4,2	11,6	4,4
Bjl 3, cc 400 mm	5,7	9,4	5,9

Tabell 4.3 Deformationer under försök på T-balkarna.

Med ett mindre cc-avstånd deformeras den belastade balken mindre, och de intilliggande balkarna mer, än med ett större cc-avstånd. Med andra ord blir deformationen mer jämnt fördelad mellan bjälkarna, dvs ännu ett tecken på att samverkan gynnas av ett mindre cc-avstånd.

4.4 Hela bjälklagen

Försöken görs på tre olika bjälklag och målet är att studera brottkriterium, och skaffa indata till modellen i form av värden på efter-brott-parametern θ . Det hade varit önskvärt att även mäta η och λ , men eftersom det är svårt att mäta deformationer hos balkarna efter balkbrott utan att förstöra utrustningen är detta omöjligt.

4.4.1 Behandling av mätdata

Utdata från försöken på de tre bjälklagen består av

- kraft på varje enskild balk
- deformation hos varje ingående balk
- systemets totallast

Vid behandling av dessa mätdata måste hänsyn tas till följande faktorer:

- att lastceller ibland under försökets gång hamnar snett och ger felaktiga värden, pga att den mothållande ytan (underkant IPE300 balk) inte följer med den vinkeländring som bjälklagets utböjning innebär.
- stålballarna som fungerar som mothåll till bjälklaget böjs under lasten. För att kompensera för detta och erhålla absoluta värdena på träbjälkarnas deformationer mäts nedböjningen vid stålballens mitt.
- testuppställningen varierar något mellan försöken, exempelvis används kuddar med olika storlekar.

Liksom vid de tidigare försöken används Excel för att behandla de data som erhållits från försöken. För tvåpunktslasten beräknas böjstyvheten enligt ekvation 4.4 och för den utbredda lasten används ekvation 4.5.

$$EI = \left(\frac{5 \cdot l^4}{384} - \frac{a^2 \cdot l^2}{16} \right) \cdot \frac{\Delta q}{\Delta w} \quad (4.5)$$

där

a = avståndet mellan upplag och den utbredda lastens ytterkant (1000 mm)

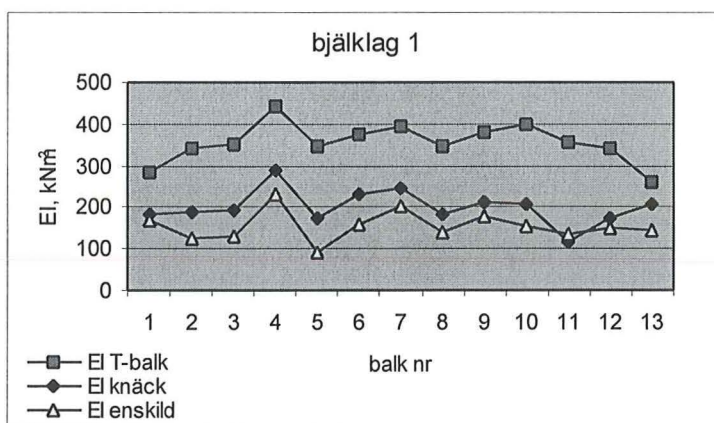
l = avståndet mellan upplagen (4000 mm)

Δq = kraftökningen hos den utbredda lasten

Δw = förskjutningen

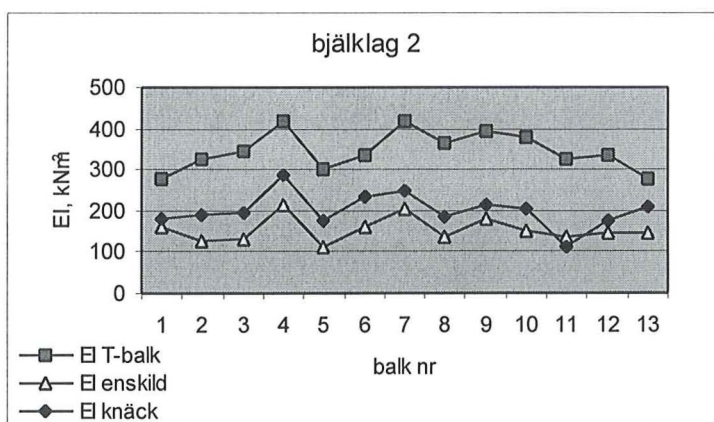
4.4.2 Varje enskild T-balks böjstyvhhet

I figur 4.5 nedan har resultaten från böjstyvhetsmätningarna från kuddförsöken lagts in i de tre diagrammen från föregående avsnitt. EI från kuddförsöken är något högre än EI för de enskilda bjälkarna, kvoten är ungefär 1,34. Detta förklaras av den ökning av tvärsnittets storlek som skivan ger upphov till. Vidare är EI från kuddförsöken ungefär hälften så stor som EI från tvåpunktsmätningen. Att de senare är så pass mycket högre förklaras av att endast en balk åt gången belastas, medan i kuddförsöken samtliga balkar belastas och får ungefär samma nedböjning samtidigt. Vid belastning av endast en balk åt gången blir samverkan mellan balkarna större, medan det i kuddförsöken snarare är ökningen av tvärsnittets storlek som bidrar till att öka böjstyvheten jämfört med de enskilda balkarnas.



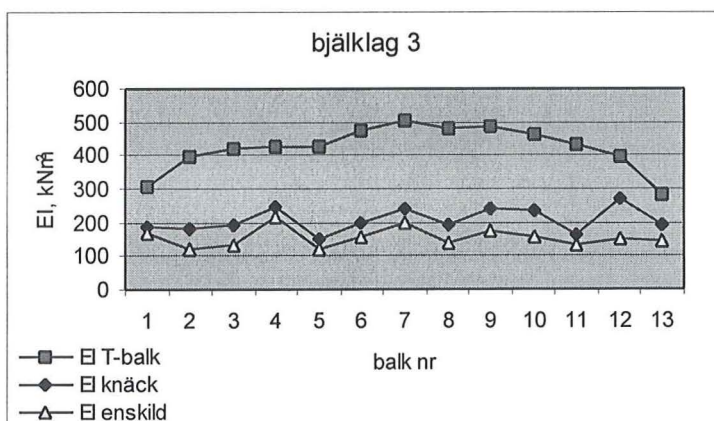
$$\text{medel } EI_{T\text{-balk}}/EI_{\text{enskild}} = 2,41$$

$$\text{medel } EI_{\text{knäck}}/EI_{\text{enskild}} = 1,33$$



$$\text{medel } EI_{T\text{-balk}}/EI_{\text{enskild}} = 2,29$$

$$\text{medel } EI_{\text{knäck}}/EI_{\text{enskild}} = 1,34$$



$$\text{medel } EI_{T\text{-balk}}/EI_{\text{enskild}} = 2,82$$

$$\text{medel } EI_{\text{knäck}}/EI_{\text{enskild}} = 1,35$$

Figur 4.5 Jämförelse av de tre uppmätta EI -värdena för de tre bjälklagen. $EI_{\text{knäck}}$ är styvheten för T-balkarna uppmätt vid belastning av hela bjälklaget, $EI_{T\text{-balk}}$ kommer från tvåpunktbelastningen av varje enskilt T-tvärsnitt och EI_{enskild} är styvheten för de enskilda balkarna.

Alla tre bjälklagen konstruerades med så lika inbördes fördelning på elasticitetsmodulen för enskild bjälke som möjligt. Detta syns i diagrammen; alla tre har liknande kurvor med toppar och dalar på samma ställen. Maximal elasticitetsmodul för de enskilda bjälkarna ligger vid balk 4, 7 och 9, medan minimum ligger vid balk 5, 8 och 11.

Något som är anmärkningsvärt är hur låg EI från kuddförsöken är för balk 11 i samtliga bjälklag. Den är t o m lägre än EI för enskild bjälke hos bjälklag ett och två. Till de tre yttersta balkarna, (11, 12 och 13) användes deformationsgivare av en enklare typ än de övriga 10. Det är möjligt att de inte gav lika tillförlitliga värden som de övriga, och att detta är förklaringen till den elfte balkens låga värden.

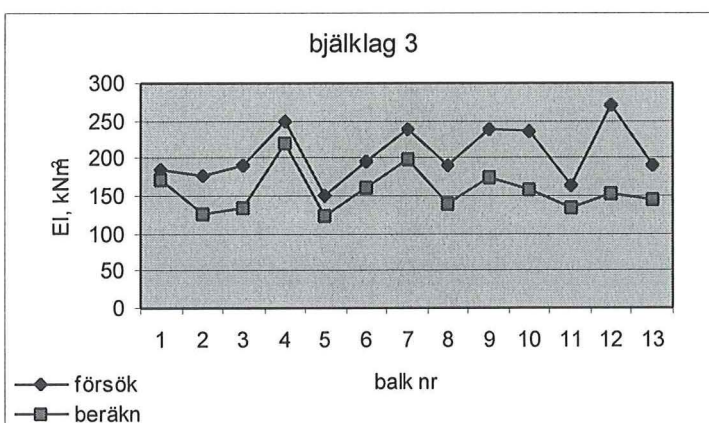
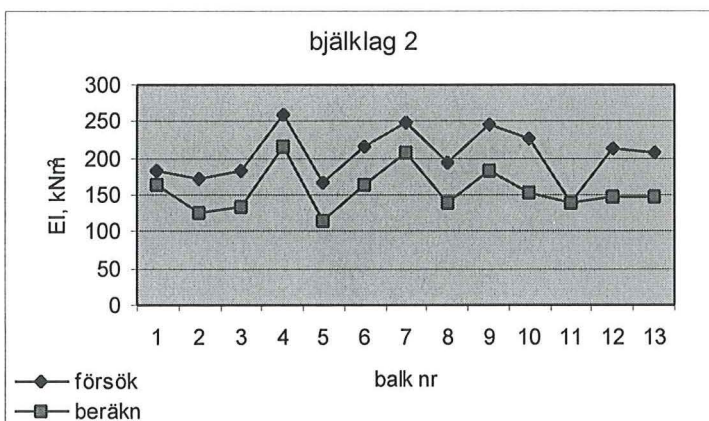
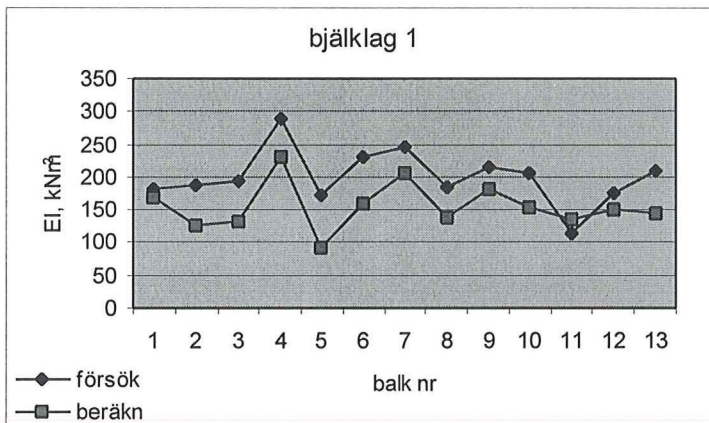
Inom varje diagram följer de tre kurvorna för EI för enskild balk, EI från knäckning av bjälklag och EI från tvåpunktsmätning varandra. Även inbördes ligger toppar och dalar på samma ställen. Dock är kurvan för EI T-balk något mer halvcirkelformad än de två övriga, vilket förklarades i förra avsnittet.

Det syns ingen direkt ökning av EI från kuddförsöket på bjälklag tre, jämfört med de två övriga, vilket kunde förväntats p g a den tätare placeringen av balkarna. Förklaringen är återigen att alla balkar lyfts och böjs samtidigt, vilket inte ger så stort utrymme för samverkan balkarna emellan. I stället har varje balks T-tvårsnitt minskats; cc 400 mm istället för cc 600 mm.

För att kontrollera hur väl de beräknade värdena på böjstyvheten för T-balkarna som erhålls i modellen stämmer överens med de uppmätta värdena tas kvoten mellan EI_{T-balk} och $EI_{enskild}$ fram. Två värden på EI_{T-balk} erhålls; ett från tvåpunktsbelastningen av de enskilda T-balkarna (kallad EI_{T-balk}) och ett från belastningen med luftkudde på hela bjälklaget (kallad $EI_{knäck}$). Det kan vara intressant att modifiera modellen så att denna kvot används för att beräkna EI_{T-balk} istället för ekvationerna i kapitel 2. I så fall är det snarare kvoten $EI_{knäck} / EI_{enskild}$ än $EI_{T-balk} / EI_{enskild}$ som är aktuell att använda. I modellen är det ju fallet då samtliga balkar belastas och böjs samtidigt som gäller, och inte att en enskild balk belastas. Medelvärdet för denna kvot är för cc-avståndet 600 mm 1,34, och för cc-avståndet 400 mm 1,35.

4.4.3 Jämförelse mellan EI från försök och beräknad EI

Figur 4.4 redovisar T-tvärnittens böjstyvheter, dels de uppmätta värdena från försöken med luftkudde (dvs $EI_{knäck}$), dels de beräknade värdena från McCutcheons modell, EI_e i ekvation 2.1, kapitel 2.



Figur 4.4 Böjstyvheter för T-tvärnitt, från försök och modell, i de tre bjälklagen.

Som diagrammen visar är skillnaden mellan EI från försöken och EI från modellen ganska stabil för de tre försöken. De något låga värdena för balk nr 11 i bjälklag 1 och 2 och det höga värdet för balk 12 i bjälklag 3 beror troligtvis på mätfel. Kvoten ligger mellan 0,8 och 1,9 med ett totalt snitt på 1,32 både för cc 400 och 600 mm. Standardavvikelsen ligger på 0,17.

En faktor runt 1,32 mellan värden från försök och värden från beräkningsmodellen kan tyckas vara hög. Den tyder på att modellen inte antar lika stora samverkans effekter mellan balk och skiva som försöken visar. En kontroll av hur stor kvoten mellan böjstyvhet för T-balk och böjstyvhet för enskild balk är i modellen, visar på ett värde runt 1,03. Samma kvot, fast från försöken finns i figur 4.5, där värdet ligger runt 1,34. En kontroll av hur modellen reagerar om skivan är fast inspänd i balkarna, dvs fullständig lastöverföring mellan skiva och balkar råder, visar på en kvot på 2,90. Denna ligger alltså en bra bit över den uppmätta 1,34 vilket visar att modellen i detta hänseende ger rimliga värden.

4.4.4 Brottordning

När man jämför böjstyvhet och brottordning för balkarna finner man ett visst samband. Det är vanligt att balkar med låga böjstyvheter går till brott tidigt. Det visar sig att böjstyvheten för T-tvårsnittet stämmer bättre överens med brottordningen än böjstyvheten för de enskilda bjälkarna. Tabell 4.4 nedan illustrerar i vilken ordning balkarna gått till brott i varje bjälklag, samt balkarna ordnade efter stigande böjstyvhet. Tre av de fyra försöken slutade med att tre eller flera balkar plötsligt gick till brott samtidigt, vilket tydligt visar på en lastomfördelning till de intilliggande balkarna efter att en balk brustit.

<i>bjälklag nr</i>	<i>El från kuddförsök, balknummer i stigande ordning</i>	<i>El för enskilda balkar, balknummer i stigande ordning</i>	<i>brottordning</i>
1	11,5,12,1,8,2,3,10,13,9,6,7,4	5,2,3,11,8,13,12,10,6,1,9,7,4	11, 8, 10-12-13
2, 13 balkar	11,5,12,1,8,2,3,10,13,9,6,7,4	5,2,3,11,8,13,12,10,6,1,9,7,4	1-2-3
2, 10 balkar	11,5,12,1,8,2,3,10,13,9,6,7,4	5,2,3,11,8,13,12,10,6,1,9,7,4	5, 8, 9
3	5,11,2,1,8,3,13,6,10,7,9,4,12	5,2,3,11,8,13,12,10,6,1,9,7,4	5, 11, 8-9-10-12-13

Tabell 4.4 Brottordning för de fyra försöken. 10-12-13 betyder att dessa tre balkar gick till brott samtidigt.

Det är svårt att dra slutsatser om brottkriterium utifrån dessa resultat. Ett mönster som dock kan urskiljas i samtliga försök är att tre balkar går till brott innan systemkollaps sker.

Försök ett och tre har ungefär samma brottmönster. Först går en av de svagaste balkarna i systemet till brott. Efter en liten lastökning brister ytterligare en av de svagare balkarna. Därefter ökas lasten ytterligare och slutligen går ett antal balkar till brott samtidigt, varefter systemet inte längre kan ta någon ökande last.

Endast ett bjälklag har ett annat brottmönster och det är bjälklag två del ett där brottet initierades i ena kanten och de tre yttersta bjälkarna knäcks samtidigt. Anledningen till detta är att randeffekterna gör att den yttersta bjälken tar högre last än de inre och då en bjälke går till brott finns det endast en intilliggande balk som tar hela lastökningen, vilket gör att brottet löper inåt. Om luftkudden saknar randeffekter blir lasten som de yttersta bjälkarna tar endast hälften av vad alla andra bjälkar tar och därför bör brott ej initieras i dessa balkar.

4.4.5 Omfördelning av last

Genom att studera hur lasten som tas upp av varje enskild T-balk varierar under försökens gång, erhålls en idé om hur systemet omfördelar lasten efter brott i en balk.

Som nämnts tidigare misslyckades registreringen av mätdata för den avslutande delen av försök ett, så där finns inget fullständigt material att analysera. Resultatet från första försöket på bjälklag två (brott hos tre intilliggande balkar samtidigt) ger inte heller något utrymme för analys av lastomfördelningen. För de två sista försöken däremot, finns det data att analysera. Men här brottas man med ett annat problem; att lastcellerna efter att brott uppstått i en balk gärna ställer sig snett på grund av den vinkelförändring som brottet orsakat, vilket har gjort att vissa mätdata saknas.

Tabell 4.5 nedan sammanfattar hur lasterna varierar i försöken för de balkar som går till brott.

<i>balk som går till brott</i>	<i>last hos knäckt balk före brott, kN</i>	<i>last hos knäckt balk efter brott, KN</i>	<i>lastökning intilliggande balk till vänster, kN</i>	<i>lastökning intilliggande balk till höger, kN</i>
Bjälklag 1				
11	6,4	3,1	1,6	1,6
Bjälklag 2 del 1				
1, 2, 3 ¹⁾	-	-	-	-
Bjälklag 2 del 2				
5	8,2	1,7	3,2 ²⁾	3,2
8	8,8	1,5 ³⁾	3,5	3,7
9 ⁴⁾	14,4	-	-	-
Bjälklag 3				
5	7,8	6,4	0,2	0,6
11	9,2	8,5	0,3	0,3
8, 9, 10, 12, 13 ⁵⁾	-	-	-	-

Tabell 4.5 Lastvariation hos de balkar som går till brott i försöken, samt hur mycket last som tas upp av de intilliggande balkarna.

^{1) 4) 5)} Systemet kollapsar då dessa balkar går till brott, alltså är det inte intressant att studera hur den förlorade lasten tas upp efter brott.

^{2) 3)} Uppskattat värde, ty lastcellen föll ur position efter brottet. Uppskattningen grundas på tendensen från de övriga balkarna att summan av lastökningen hos de två intilliggande balkarna nästan är lika stor som den förlorade lasten hos den knäckta bjälken.

Tabell 4.5 visar att den last som förloras av den balk som går till brott, till stor del tas upp av de två intilliggande balkarna. Den enda balk som hann gå till brott i försök ett innan kudden brast tappade 3,3 kN medan de två intilliggande tog upp nästan all last, 3,2 kN. Likaså i försök 2, del 2; om man tänker sig att balk 8 tappar ungefär lika mycket som balk 5 gjorde, och vidare att vänstra intilliggande för balk 5 tar ungefär lika stor last som den högra, så tas nästan all tappad last upp av de två intilliggande här också. Samma gäller för balkarna i försök 3.

Med hjälp av resultaten i tabell 4.5 bör slutsatser kunna dras om värdet på efter-brott-parametern θ som motsvarar kvoten mellan last före brott och last efter brott hos den knäckta balken. I försök ett är $\theta = 48\%$, i försök två 21% respektive 17%, och i försök tre 82% respektive 92%. Det är tydligt att brotten har varit olika kraftiga i de olika försöken, vilket också observerades under deras gång. Vissa brott var i det närmaste explosiva och resulterade i att bjälken knäcktes totalt. Andra brott var betydligt mindre kraftiga, och resultatet var snarare att en spricka uppstod, eller att en tunnare flisa gick av.

En tänkbar förklaring till att bjälklagen med cc 400 mm kan bära en större last efter brott är att när brott uppstår i en bjälke frigörs en stor mängd energi, som måste användas på något sätt. Antingen förs den över till de intilliggande bjälkarna eller används den till att knäcka

bjälken. Vid cc 400 mm för plywoodskivan snabbt över energin till de intilliggande bjälkarna och därmed används inte så mycket last till att skada bjälken. Vid cc 600 mm får brottet pågå längre innan plywooden för över lasten till de intilliggande bjälkarna vilket gör att mer energi tas om hand av den knäckta bjälken och mindre av de intilliggande bjälkarna vilket leder till en större skada på bjälken. Denna skada gör att bjälken kan bära mindre last efter brott vid ett högre cc-avstånd.

4.4.6 Totallasten

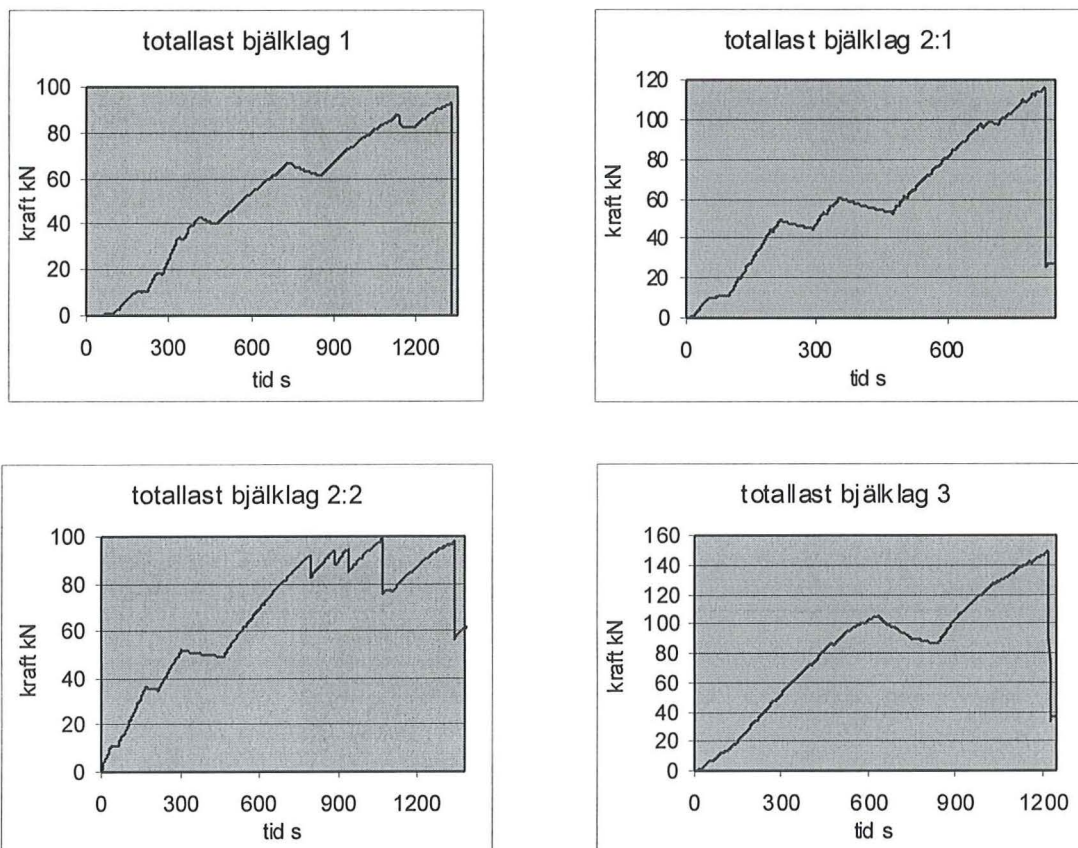
Tabell 4.6 visar total maxlast utslaget på antal ingående balkar för bjälklagen. Anledningen till att lasten är given per bjälke och inte på hela bjälklaget är att bjälklag 2 endast innehåller tio bjälkar under den andra delen av bjälklagets knäckning. Upptagen last per bjälke är lägre för bjälklag med cc 600 mm än för bjälklag med cc 400 mm. Kvoten ligger mellan 0,77 och 0,87.

bjälklag nr	last per balk, kN	last /last bjl 3
1	9,6-10,4 ¹⁾	10,5/11,5 = 0,87
2 del 1	8,9	8,9/11,5 = 0,77
2 del 2	9,9	9,9/11,5 = 0,86
3	11,5	1,00

Tabell 4.6 Last per bjälke för de tryckta bjälklagen.

¹⁾ Uppskattat värde då exakt värde saknas.

Diagrammen i figur 4.7 nedan visar hur totallasten varierar i försöken.



Figur 4.7 Variation av totallasten i de fyra försöken.

Samtliga kurvor uppvisar en liten plåtå vid 10 kN i början av försöken. Detta beror på att lasten på konstruktionen just nått de mothållande stål balkarnas egentynghd, som är ca 10 kN, se bilaga 1. Vid den lasten börjar mothållet som är tillåtet att röra sig 10 mm uppåt, att lyftas. Plåtån illustrerar detta lyft, då inget mothåll finns, och därför ingen lastökning kan ske.

De två följande plåtåerna motsvarar pauser i uppblåsandet av kudden, som gjordes för att ta bort deformationsgivarna. Att detta gjordes vid två tidpunkter beror på att två olika typer av deformationsgivare användes, en som tål 100 mm i deformation och en som endast tål en deformation på 38 mm, och därför måste tas bort tidigare. Grafen för kuddförsök tre har inte dessa två plåtåer. Detta beror på att deformationsmätningar redan gjorts under ett tidigare försök, och därför inte upprepades här.

För bjälklag ett motsvarar raset i totallast efter 1300 sekunder inte att konstruktionen kollapsar, utan att luftkudden spricker. Som nämnts tidigare erhöles inga värden av brotlasterna för detta bjälklag.

Bjälklag två, första delen, kollapsade då de tre yttersta balkarna gick till brott samtidigt, vilket syns tydligt som ett ras av totallasten efter ca 800 sekunder. Lastbilden för del två av samma bjälklag är lite mer komplex. Här går balkarna till brott, en efter en, med ungefär en minut mellan varje. Vid varje brott uppstår en liten minskning av totallasten, vilken dock återhämtas innan nästa brott sker. Balk 9 brister strax innan 1000 sekunder och systemet kollapsar.

För bjälklag tre uppstod problem med en söm på kudden som gick sönder under försökets gång. Hålet var dock ej större än ett det kunde lagas utan att försöket avbröts, vilket syns i grafen som en lastminskning i mitten av försöket. Det uppstod ingen minskning av totallasten, varken när balk 5 eller balk 11 brast, vilket tyder på att det endast handlade om mindre knäckningar. När man studerar hur de enskilda lasterna varierar, se tabell 4.5, ser man också att lastminskningarna är förhållandevis små; 1,4 respektive 0,7 kN. Lastminskningarna vid andra delen av försök två var betydligt större; balkarna hade uppnått laster på 8 respektive 14 kN var innan de gick till brott och den upptagna lasten sjönk till under 2 kN.

4.5 Sammanfattning

Försöken har gett följande indata till modellen:

- **Skivans elasticitetsmodul**

I modellen används skivans elasticitetsmodul i riktningen längs balkarna som indata. Av de två värden som uppmätts här är det alltså elasticitetsmodulen tvärs ytfanérens riktning som avses. Endast fyra test gjordes, vilket är för få för att dra några egentliga slutsatser om en materialegenskap. Men de gav i vilket fall som helst en fingervisning om hur stor elasticitetsmodulen är. Medelvärde från testen är 14,8 GPa.

$$E_s = 14 \text{ GPa}$$

- **Brottkriterium**

Som diskuterats i kapitel 4.4.3 är det även här svårt att dra några slutsatser, pga att antalet försök var så få. Trenden är dock att systemen kollapsar efter att tre balkar, eller två intilliggande balkar har gått till brott.

Brottkriterium: brott hos två intilliggande eller tre godtyckliga balkar

- **Efter-brott-parametrarna θ , η och λ**

Även här är det svårt att urskilja något mönster, beroende dels på att antalet försök var få, dels på att balkbrotten var olika kraftiga. De tre försöken gav tre olika nivåer på θ :

$$\theta_1 = 20 \%$$

$$\theta_2 = 50 \%$$

$$\theta_3 = 80 \%$$

η och λ har inte mätts i försöken.

- **Kvoten $EI_{T\text{-balk}} / EI_{\text{enskild}}$**

Kvoten kan användas i modellen för att beräkna $EI_{T\text{-balk}}$ istället för att använda ekvationerna i kapitel 2. Två värden erhöles; ett för cc 600 mm och ett för cc 400mm.

$$(EI_{T\text{-balk}} / EI_{\text{enskild}})_{600} = 1,34$$

$$(EI_{T\text{-balk}} / EI_{\text{enskild}})_{400} = 1,35$$

5 Resultat från datorsimulering

I detta kapitel redovisas systemeffekten för referensbjälklaget (se beskrivning i tabell 2.3) och ett system med cc-avståndet 400 mm då de indata som erhållits under försöken används. Simuleringsproceduren är beskriven i kapitel 2.2.6.

5.1 Indata till modellen

De nya värdena är:

$$E_s = 14 \text{ GPa}$$

$$\theta = 0,5$$

$$\eta = 0,1 \text{ (samma som vid parameterstudien)}$$

$$\lambda = 2 \text{ (samma som vid parameterstudien)}$$

Brottkriterium = brott hos två intilliggande balkar eller tre godtyckliga balkar

$$(EI_{T\text{-balk}} / EI_{\text{enskild}})_{600} = 1,34 \text{ (behandlas i kapitel 5.3)}$$

$$(EI_{T\text{-balk}} / EI_{\text{enskild}})_{400} = 1,35 \text{ (behandlas i kapitel 5.3)}$$

5.2 Resultat

Som beskrivits i kap 2.3.2 beräknas systemfaktorn på två sätt.

- $\phi_1 = (Q_{\text{tot}} \text{ med modell 1}) / (Q_{\text{tot}} \text{ med modell 2})$
- $\phi_2 = (Q_{\text{tot}} \text{ med modell 1}) / (Q_{\text{tot}} \text{ med modell 3})$

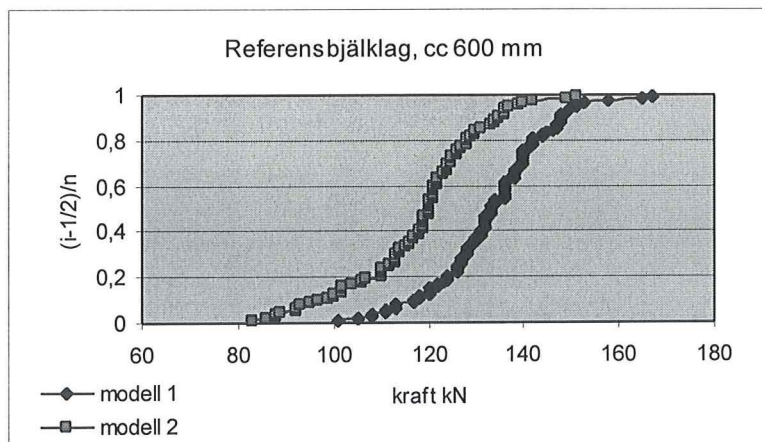
I tabell 5.1 sammanställs resultaten från simuleringarna på de 100 bjälklagen. Q_{tot} avser totallasten vid systemkollaps, μ medelvärdet, σ standardavvikelsen och V variationskoefficienten.

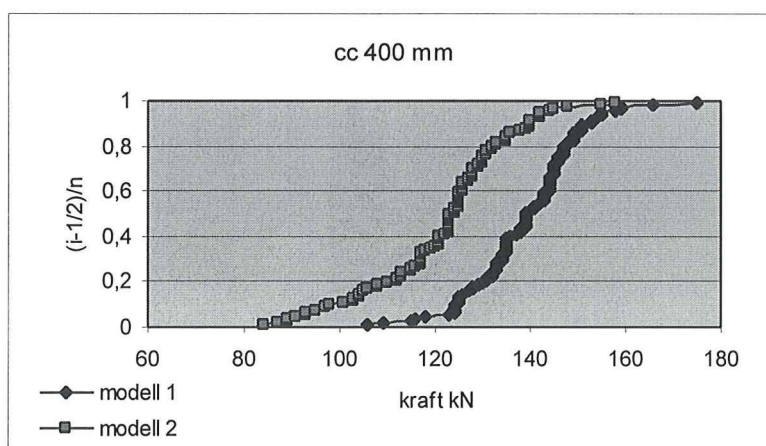
	referensbjälklaget cc 600 mm	cc 400 mm
1) varierande f och E		
Q_{tot} μ , kN	133,3 (134,5)	139,2 (138,8)
σ , kN	12,2	11,5
V, %	9,15	8,26
2) samma f och E som den svagaste bjälken i systemet		
Q_{tot} μ , kN	118,1 (119,3)	121,8 (122,0)
σ , kN	13,8	14,9
V, %	11,7	12,2
ϕ_1	1,129 (1,127)	1,143 (1,138)
3) f och E 5 % fraktilen		
Q_{tot} μ , kN	113,8 (113,8)	116,4 (116,4)
σ , kN	0	0
V, %	0	0
ϕ_2	1,171 (1,182)	1,196 (1,192)

Tabell 5.1 Totallaster och systemfaktorer för referensbjälklaget samt för cc 400 mm. Värdena inom parentes är de som erhöles vid parameterstudien.

Systemfaktorn ligger mellan 1,13 och 1,20, beroende på balkarnas cc-avstånd och vilken referens på hållfastheten som använts (modell 2 eller 3). Som nämnts tidigare i kapitel 2.3.3.2 är det lägre av dessa värden, dvs det som fås då modell 1 och modell 2 jämförs, som är det mest intressanta.

Genom att modifiera modellen och införa de indata som beskrevs i föregående avsnitt, har inte resultaten förändrats nämnvärt. Systemens bärförmåga har minskat en aning, en skillnad som dock ligger inom felmarginalen. Samma gäller för systemfaktorn. Som diagrammen i figur 4.1 visar tillhör resultaten för modell 1 och modell 2 samma typ av statistisk fördelning, kurvorna följer varandra bra.





Figur 4.1 Fördelning av totallasten vid systemkollaps, enligt modell 1 respektive modell 2

5.3 Införande av empirisk kvot ($EI_{T-balk} / EI_{enskild}$)

I försöken uppmättes böjstyvheten dels för de enskilda balkarna, dels för de sammansatta T-balkarna. Kvoten dem emellan kan jämföras med kvoten mellan EI_e och EI_j i McCutcheons modell, se kapitel 2.2.2.

Den kvot som uppmättes i försöken ligger runt 1,34, medan motsvarande kvot i McCutcheons modell är betydligt lägre, 1,03 (se kapitel 4.4.3).

Om den uppmätta kvoten införs i modellen borde resultatet vara en högre bärförmåga. Tabell 5.2 redovisar resultaten.

	med McCutcheons modell			med uppmätt kvot		
	$Q_{tot}^{1)}$	ϕ_1	ϕ_2	$Q_{tot}^{1)}$	ϕ_1	ϕ_2
cc 600 mm	133,3	1,127	1,182	148,5	1,126	1,185
cc 400 mm	139,2	1,138	1,192	153,6	1,139	1,192

Tabell 5.2 Jämförelse av totalaster och systemfaktorer mellan modellering med McCutcheons modell och med den uppmätta kvoten mellan EI_{T-balk} och $EI_{enskild}$.

¹⁾ Q_{tot} för modell 1, dvs varierande E och f .

Som tabellen visar resulterar införande av den uppmätta kvoten i modellen, i att systemets totala bärförmåga ökar med ungefär 10 procent. Detta gäller för modell 1, dvs då hållfastheten och elasticitetsmodulen varierar mellan balkarna. För modell 2 och 3 är ökningen i stort sett identisk, vilket leder till att systemfaktorn ligger kvar på samma nivå som vid modellering med McCutcheons modell.

6 Slutsatser

Parameterstudien visade att centrumavståndet mellan balkarna i konstruktionen är den parameter som påverkar systemets samverkan mest. När det minskas från 600 till 400 mm ökar systemeffekten med en dryg procent till 1,14. Även skivans tjocklek har relativt sett stor betydelse för hur systemets komponenter samverkar.

Eftersom antalet laboratorieförsök var begränsat till tre stycken är resultaten inte statistiskt sett tillräckliga för att dra några slutsatser. De får snarare ses som en fingervisning om inom vilka gränser parametervärdena kan ligga.

Även experimenten antydde en högre systemeffekt för bjälklag med cc 400 mm än för bjälklag med cc 600 mm. Denna ökning av systemeffekten visades genom:

- Den upptagna lasten vid systemkollaps hos en bjälke i ett system med cc 400 mm är 15-30 procent större än för en bjälke i ett system med cc 600 mm. Eftersom T-tvårsnittet minskas då cc-avståndet minskas, måste det helt och hållet vara skivans lastfördelningsförmåga som orsakar denna ökning.
- Vid två-punktsbelastningen tar den belastade balken upp endast en tredjedel av lasten vid cc 400 mm och drygt halva lasten vid cc-avståndet 600 mm, medan resten tas upp av intilliggande balkar. Samverkan fungerar alltså bättre vid mindre cc-avstånd.

Resistansparametern θ fick väldigt olika värden i försöken, med ett snitt på 0,5. Eftersom detta värde ofta förekommer i litteraturen [1,7] och där motsvarar brottkriteriet brott hos tre godtyckliga balkar, vilket är det som erhållits i försöken, används det som indata i modellen. θ är högre för system med mindre centrumavstånd mellan balkarna.

Brottkriteriet för den här typen av konstruktioner visade sig vara brott hos två intilliggande eller tre godtyckliga balkar, oavsett cc-avstånd. Det stämmer bra överens med den indelning efter brottkriterium och efter-brott-parametrar som gjorts i tidigare studier [1].

Förhållandet mellan böjstyvheten för en T-balk och böjstyvheten för en enskild balk uppmättes till 1,34 för system med centrumavståndet 600 mm, och 1,35 för system med centrumavståndet 400 mm. Dessa är höga värden jämfört med motsvarande kvot i McCutcheons modell, som ligger på 1,03.

Värdet på systemfaktorn varierar mellan 1,13 och 1,14, beroende på vilket centrumavstånd balkarna har. Dessa värden ligger något lägre än de resultat man erhållit i studier där hållfasthetsvariationen inte beaktats [1]. Det är dock svårt att göra några egentliga jämförelser med dessa undersökningar eftersom parametervärden och brottkriterier inte valts på samma sätt. Klart är dock att de här värdena ligger högre än den systemfaktor som används i Eurocode idag, 1,1, vilket skulle kunna härföras till beaktandet av den långgående hållfasthetsvariationen inom balkar.

Den uppmätta kvoten mellan böjstyvheten för en T-balk och böjstyvheten för en enskild balk visade sig inte ha någon inverkan på systemfaktorn. Genom att införa den i modellen erhöles högre värden på systemets bärförmåga, ungefär 10 procent högre, medan systemeffekten hölls kvar på samma nivå som när McCutcheons modell används.

7 Förslag till fortsatta undersökningar

Nedan följer en lista över idéer för framtida undersökningar.

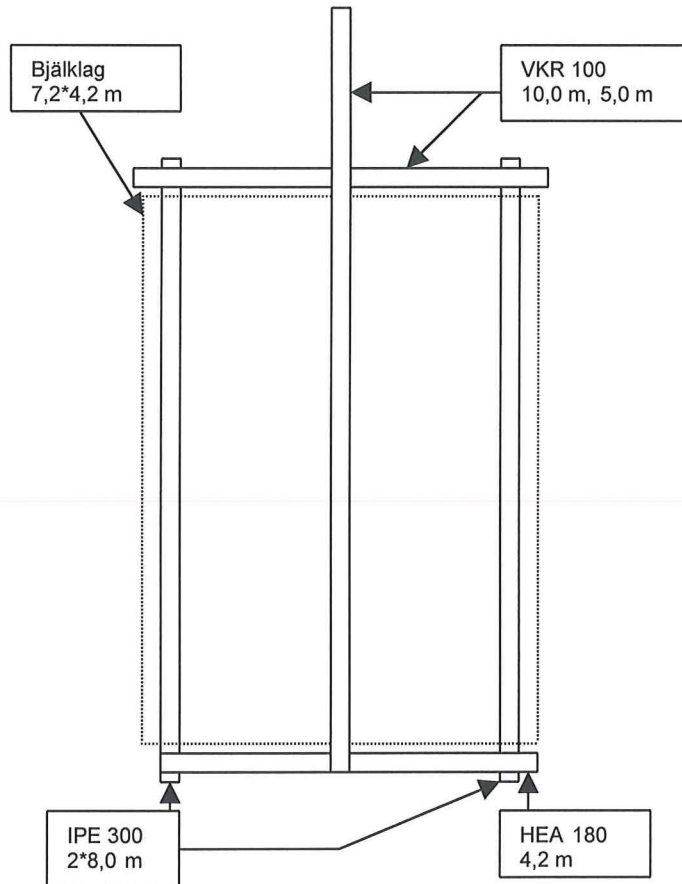
- Under försöken på bjälklagen kan det vara intressant att även mäta deformation och last efter att bjälkarna har givit vika. På så sätt kan inte bara θ , utan även η och λ undersökas, och användas i datormodellen. Analysen av systemeffekten kan då bli mer noggrann.
- Statistiskt säkerställa ökningen i bärförmåga då bjälklagen simuleras med bjälkar med varierande hållfasthet, genom att utföra simuleringar på fler än 100 system.
- Utföra fler försök för att testa flera parametrar t ex inverkan av en tjockare skiva eller en styvare skiva. Försöken kan även användas för att dra mer exakta slutsatser om modellens riktighet och systemeffekten för olika bjälklag.
- Belasta bjälklagen på ett annorlunda sätt t ex med sandsäckar. Detta kan vara ett intressant alternativ till luftkudde pga de problem som den medförde i försöken. Trycket i luftkudden och därmed lasten sjönk då en bjälke gick till brott, vilket inte motsvarar beteendet hos en verklig last. Dessutom belastas delen av bjälklaget kring en kollapsad balk inte korrekt eftersom luftkudden inte följer bjälklagets deformation fullt ut.

Referenser

- [1] Bulleit W., Liu W., *First-order reliability analysis of wood structural systems*, (1994)
- [2] European Committee for Standardisation, *Eurocode 5 – Design of timber structures- Part 1-1: General rules for buildings*, (1992)
- [3] *Boverkets konstruktionsregler, BFS 1993:58, med ändringar tom BFS 1998:39* (1999)
- [4] Rosowsky D., Ellingwood B., *System reliability and load sharing effects in light-frame wood construction*, (1990)
- [5] Bulleit W., *Reliability-based design of wood structural systems*, (1991),
- [6] Liu W., Bulleit W., *Approximate reliability analysis of wood structural systems*, (1995)
- [7] Liu W., Bulleit W., *Overload behavior of sheathed lumber systems*, (1993)
- [8] Danewid R., Alsmarker T., Thelandersson S., *Laster och stommar*, (1995)
- [9] Isaksson T., *Length and Moment Configuration Factors*, (1998)
- [10] McCutcheon W. J., *Method for predicting the stiffness of wood joist floor systems with partial composite action*, (1977)
- [11] McCutcheon W. J., *Deflection of uniformly loaded floors: A beam – spring analogy*, (1984)
- [12] Vanderblit M.D., Goodman J.R., Chriswell, M.E., *Service and overload behaviour of joist floor systems*, (1974)
- [13] Melchers R. E., *Structural reliability analysis and prediction*, (1987)
- [14] Melchers R. E., Tang L.K., *Failure modes in complex stochastic systems*, (1985)
- [15] Tang K., Melchers R.E., *Incremental formation for structural reliability analysis*, (1987)
- [16] Folz B., Foschi R.O., *Reliability-based design of wood structural systems*, (1989)
- [17] Isaksson T., *Modelling the variability of bending strength in structural timber, length and configuration effects*, Lunds Tekniska Högskola, (1999)

Bilaga 1 Mothållskonstruktion

När hela bjälklaget belastas utgörs mothållet av en ställning, se figuren nedan.



Vikten hos de balkar som ingår i mothållskonstruktionen:

VKR 100= 12 kg/m

HEA 180= 35,5 kg/m

IPE 300 = 42,2 kg/m

Balkarna är placerade så att masscentrum är placerad så nära bjälklagets centrum som möjligt.

Balkarnas sammanlagda vikt är = $12 \cdot (10+5) + 35,5 \cdot 4,2 + 42,2 \cdot (8 \cdot 2) = 1004,3 \text{ kg}$

Bilaga 2 Lastkapacitet enskild balk

I denna bilaga görs en överslagsmässig beräkning av den maximala lasten för en balk i försöken.

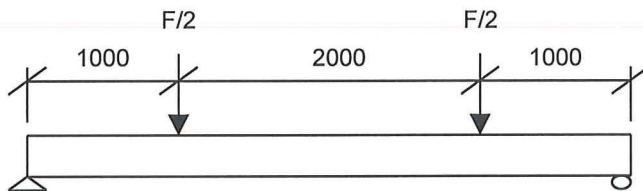
Virket antas vara K24 vilket ger en karakteristisk böjhållfasthet f_k på 24 MPa. Eftersom det inte är en beräkning på en befintlig konstruktion tas inga säkerhetsfaktorer med vilket ger en dimensionerande böjhållfasthet f_{md} på 24 MPa. Träbalkens dimensioner är 45*145 mm.

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

h = balkens höjd 0,145

b = balkens bredd 0,045

$$\Rightarrow W = 157,69 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3$$



$$M = F * L \quad (1)$$

$$M = W * f_{md} \quad (2)$$

M = balkmoment

F = pålagd last

f_{md} = dimensionerande böjhållfasthet

Ekv 1 och 2 slås ihop,

$$F = 2Wf_{md}$$

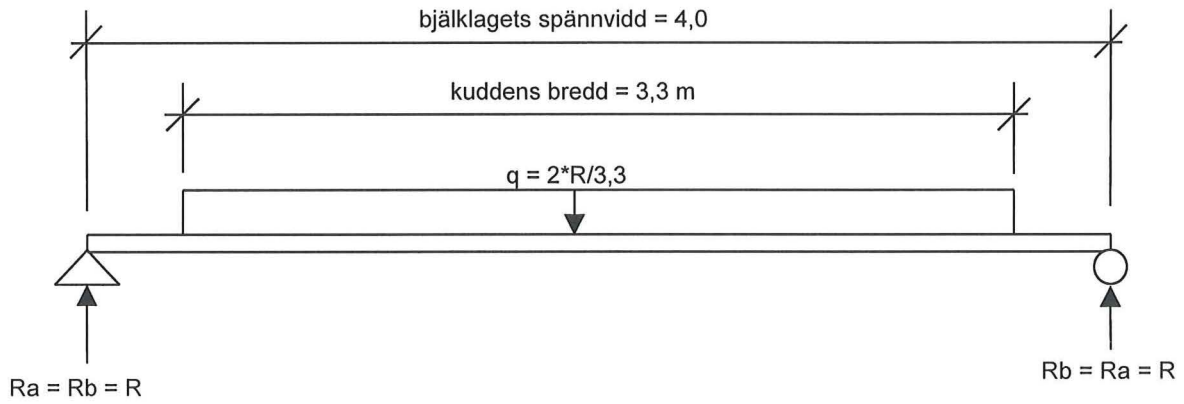
$$\Rightarrow \mathbf{F=7.6 \text{ kN}}$$

Samma sak som ovan görs för spännvidden 2610 mm och avståndet mellan upplag och lastpunkt 870 mm.

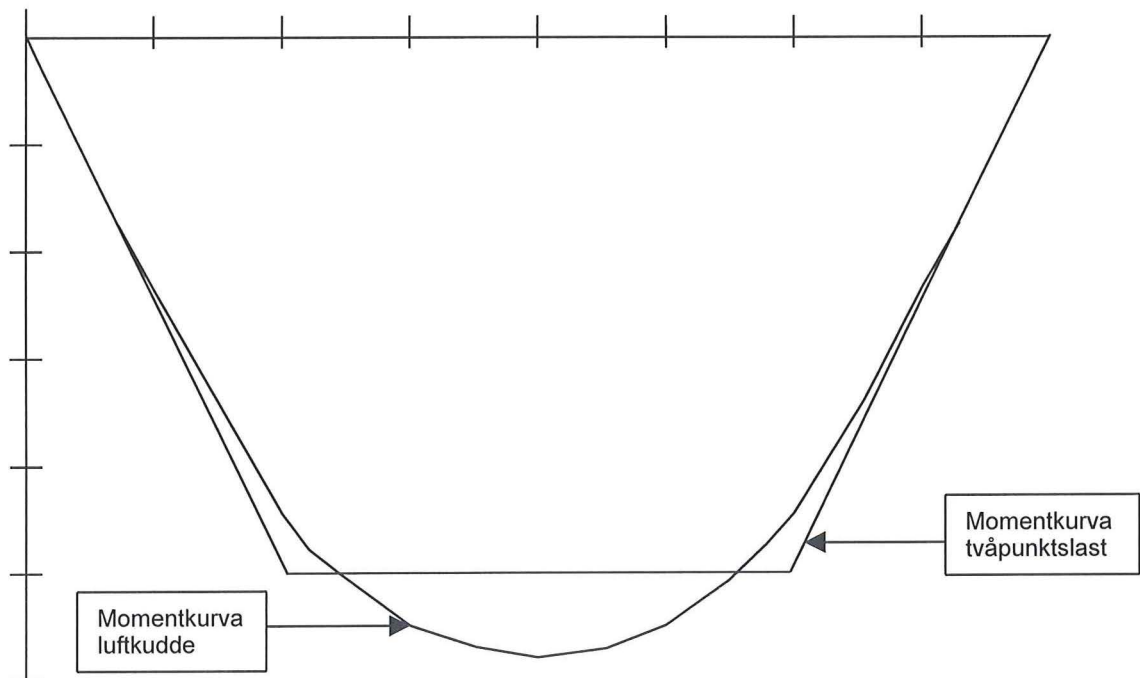
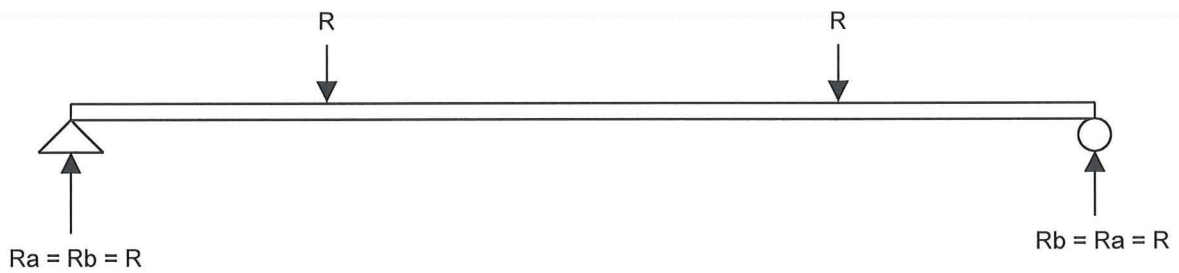
$$F = \frac{Wf_{md}}{0,435}$$

$$\Rightarrow \mathbf{F=8.7 \text{ kN}}$$

Bilaga 3 Jämförelse av momentkurvor



Den utbredda lasten ersätts med två punktlaster:



Bilaga 4 Uppmätt elasticitetsmodul hos enskilda balkar

balk nr	E1 (GPa)	E2 (GPa)	E3 (GPa)
1	13,17	13,63	13,31
2	10,37	11,90	11,38
3	20,23	23,40	18,53
4	18,03	16,70	17,16
5	9,66	10,71	11,58
6	12,30	13,22	13,82
7	11,11	11,82	11,55
8	11,79	12,32	12,33
9	13,17	13,94	15,56
10	16,01	19,31	17,66
11	12,83	14,74	14,3
12	9,78	10,85	11,45
13	11,88	9,49	13,01
14	11,13	11,01	10,37
15	11,72	9,52	11,31
16	11,02	11,65	11,52
17	9,58	10,89	12,61
18	10,23	12,00	10,84
19	12,52	12,91	14,07
20	11,19	11,02	12,38
21	11,88	10,55	13,76
22	10,36	9,90	12
23	12,53	11,94	11,96
24	17,77	19,68	19,02
25	9,22	9,94	9,69
26	12,85	13,68	13,6
27	9,40	9,83	11
28	14,42	14,33	14,13
29	10,28	9,30	11,67
30	11,02	11,66	12
31	18,70	17,56	16,04
32	15,40	16,60	16,44
33	15,23	15,31	15,66
34	14,95	16,60	14,8
35	10,61	6,41	12,06
36	12,80	13,10	13,29
37	17,50	19,59	18,66
38	10,78	9,55	11,45
39	11,59	10,70	13,08
40	11,84	13,58	12,73
41	14,73	15,42	15,49
42	6,87	6,60	7,88
43	11,04	9,83	11,97
44	12,71	12,35	13,25
45	10,48	10,96	10,7
46	11,93	11,01	12,97
47	14,25	15,70	14,51
48	14,07	15,24	15,1
49	10,07	10,72	10,78
50	13,29	13,72	10,86
51	14,55	15,42	14,56
52	11,39	11,63	12,01
53	12,14	11,65	12,93
54	15,25	16,68	14,2
55	13,40	14,93	13,67
56	15,30	15,33	12,7
57	14,55	16,40	14,92
58	12,14	12,13	11,53
59	9,64	8,07	10,54
60	11,53	14,40	11,99
61	25,38	21,78	20,05
62	14,71	16,51	13,04
63	12,84	10,28	12,53
64	21,03	20,39	18,01
medel	12,97	13,25	13,34

Bilaga 5 Samband mellan böjhållfasthet och elasticitetsmodul

