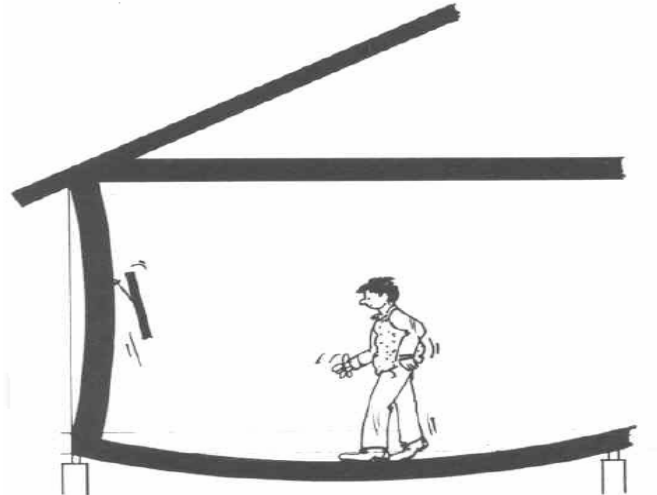


Bruksgränsdimensionering av träbjälklag

-En jämförelse mellan BKR och Eurocode



Johan Jönsson
Charlotte Widnersson

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lund Universitet, 2008

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 LUND

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

Bruksgränsdimensionering av träbjälklag - En jämförelse mellan BKR och Eurocode

Serviceability limit-state design of timber floors
- A comparison between BKR and Eurocode

Johan Jönsson
Charlotte Widner

2008

Bruksgränsdimensionering av träbjälklag
- En jämförelse mellan BKR och Eurocode

Rapport TVBK-5162
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-08/5162+89p

Examensarbete
Handledare: Annika Mårtensson
Februari 2008

Förord

Denna rapport är resultatet av examensarbete utfört på avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola under ht2007/vt2008.

Avsikten med rapporten är att jämföra skillnader mellan BKR och Eurocode med avseende på brukgränsdimensionering.

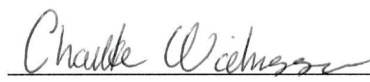
Undertecknande vill framförallt tacka professor Annika Mårtensson för handledning under arbetets gång. Även riktas tack till Per-Olof Rosenkvist för all praktisk hjälp med framför allt byggandet av bjälklaget och till Dr Fredrik Carlsson som har hjälpt oss med den statistiska biten av arbetet och även till examinator Sven Thelandersson.

Omfattningen av arbetet motsvarar 30 högskolepoäng.

Lund, Februari 2008



Johan Jönsson



Charlotte Widnersson

Abstract

Due to the more slender structures constructed in modern time the serviceability limit-state design is of increasing importance. Despite this, most inquiries done on limit-state design codes have focused on the ultimate limit-states, leaving the serviceability limit-state still thoroughly unexplored. One of the reasons for this imbalance is that the consequence of collapse of the structure is much more serious than deflections or vibrations. Another reason for the imbalance is that the serviceability limit-states are much more difficult to define as they mainly are based on human perception.

The structure code used today in Sweden is Boverkets konstruktionsregler, BKR. The Swedish history of structure codes go back to the 12th century. It has been in its present form, as BKR, since 1994. Within the EU a common code, Eurocode, has been available since the 1980's. The objective of the code is to simplify technical trade within the EU and EFTA.

The objective of this master thesis is to compare BKR and Eurocode regarding serviceability limit-states. The thesis is limited to control deflections that occur because of permanent and working loads on wooden joists placed in an office building. Deflection calculations are made according to assumptions in BKR and Eurocode. A reference floor structure is built and its deflections are measured continuously during a period of about 100 days. A statistic analysis is also made on the deflection calculations with the purpose to study how the reliability index β varies with cross sections, limits and span.

The design in both BKR and Eurocode is based on the partial factor method. This means that design values for material properties and loads are obtained by using the characteristic values in combination with partial factors. The factors consider the variance of loads and material properties and how serious the consequence of failure is.

Deflection calculations according to BKR and Eurocode are based on the same structural models. The main difference between the two is the description of live load and the consideration of longterm loads. The live load is in Eurocode considered as one load but in BKR it is divided in to two parts, i.e. fixed load and free load, however is the design values of the live loads similar.

BKR consider longterm loads by reducing the modul of elasticity with the reduction factor κ , a factor considering load duration and the surrounding climate. In a similar way Eurocode reduces the modul of elasticity with the factor k_{def} . This modul gives, if used in deflection calculations, the creep. This is to be added to the initial deflection.

Further more, it can be established, in accordance with the master thesis, that calculated deflection according to BKR and Eurocode don't differ to any great extent. However, there is a big difference between the calculated deflections due only to permanent load. The deflection according to BKR exceeds the measured deflection for the reference floor after only a couple of days while the calculated deflection accrued by permanent load in Eurocode is about double the amount of the measured deflection of the reference floor during the period of 110 days.

By calculating the reliability index β it can be established that the safety of the structure for a cross section optimized for deflection limits is independent of the span.

For an invariant cross section it can be noted that β decreases with both increasing span and stricter deflection limits.

Sammanfattning

I dagens slimmade konstruktioner blir bruksgränskravet oftast dimensionerande. Trots detta är konstruktionens beteende i brukstillståndet dåligt utrett i jämförelse med beteendet i brottgränstillståndet. En anledning till att brottgränstillståndet är mer utrett är att konsekvenserna då konstruktioner går till brott är mycket allvarligare än då konstruktionen deformeras eller kommer i svängning. Vad som kan anses vara relevanta krav i bruksgränstillståndet är svårt att definiera eftersom det främst baseras på människans upplevelse.

I Sverige används för närvarande Boverkets konstruktionsregler, BKR, vid dimensionering av byggnader. Byggregler har funnits länge i Sverige men i sin nuvarande form, som BKR, har den funnits sedan 1994. Inom EU finns en norm, Eurocode, tanken är att denna så småningom ska gälla för alla medlemsstater inom EU och EFTA. Eurocode är en relativt ny norm i tio delar som gavs ut första gången på 1980-talet för att främja handeln med bygg- och konstruktionstjänster mellan länderna.

Syftet med detta examensarbete är att jämföra BKR och Eurocode med avseende på bruksgränsdimensionering. Detta arbete begränsas till att enbart kontrollera nedböjningen som uppstår på grund av nyttig last och egentyngd för ett träbjälklag i en kontorsbyggnad. Nedböjningsberäkningar utförs för ett kontorsbjälklag med förutsättningar enligt BKR och Eurocode. Ett referensbjälklag har byggts där deformationen mäts kontinuerligt under en period på drygt 100 dagar. Även en statistisk analys utförs på nedböjningsberäkningarna med säkerhetsindex β för varierande tvärsnitt, krav och spännvidder.

Både Eurocode och BKR bygger sin dimensionering på partialkoefficientmetoden. Denna metod bygger på att dimensionerande materialparametrar och laster beräknas utifrån karakteristiska värden med hjälp av partialkoefficienter. Partialkoefficienterna beaktar osäkerheter i laster och materialparametrar samt hur allvarliga konsekvenserna blir vid ett eventuellt misslyckande.

Nedböjningsberäkning enligt BKR och Eurocode bygger på samma beräkningsmodeller. Vad som främst skiljer dem åt är uppdelningen av variabla laster och beaktandet av långtidslast.

Den variabla lasten ses enligt Eurocode som en enda last medan den i BKR delas denna upp i en fri och en bunden lastdel, men det dimensionerande värdet på den variabla lasten är i slutändan lika.

Vid beaktandet av långtidslast i BKR reduceras elasticitetsmodulen med κ , en faktor som beaktar lastvaraktighet och omgivande klimat. På motsvarande sett beaktas långtidslast i Eurocode genom att elasticitetsmodulen reduceras med hjälp av faktorn k_{def} . Detta ger krypningen som ska adderas till initialnedböjningen.

Vidare kan man med utgångspunkt från examensarbetet konstatera att långtidsnedböjning beräknad enligt BKR och Eurocode inte skiljer sig nämnvärt. Däremot blir det stora skillnader i resultatet då nedböjningen endast beror på permanent last. Beräknad nedböjning för permanent last enligt BKR överskrider redan efter några dagars mätning på referensbjälklaget, medan beräknad nedböjning för permanent last enligt Eurocode är ungefär dubbelt så stor som uppmätt nedböjning efter 110 dagar.

Genom att beräkna β kan det konstateras att säkerheten av beräkningarna vid ett tvärsnitt som är optimerat för maximal nedböjning är oberoende av spännvidd. För ett tvärsnitt med konstant tvärsnitt kan noteras att β minskar med både ökande spännvidd och striktare nedböjningsgräns.

Innehållsförteckning

1	INLEDNING	1
1.1	BAKGRUND	1
1.2	SYFTE OCH AVGRÄNSNING.....	1
1.3	FRÅGESTÄLLNING	2
1.4	METOD OCH GENOMFÖRANDE	2
1.5	BEGREPP OCH DEFINITIONER.....	3
2	TEORETISK BAKGRUND	5
2.1	BRUKSGRÄNSDIMENSIONERING	7
2.1.1	<i>Bruksgränsdimensionering enligt BKR</i>	7
2.1.2	<i>Bruksgränsdimensionering enligt Eurocode</i>	13
2.2	STATISTISK ANALYS (SÄKERHETSINDEX B).....	17
2.2.1	<i>Brottgränstillstånd</i>	18
2.2.2	<i>Brukgränstillstånd</i>	19
3	METOD – BERÄKNINGAR OCH EXPERIMENT	21
3.1	BRUKSGRÄNSDIMENSIONERING	21
3.1.1	<i>Nedböjningsberäkning enligt BKR</i>	21
3.1.2	<i>Nedböjningsberäkning enligt Eurocode</i>	22
3.2	PRAKTISKT FÖRSÖK MED REFERENSBJÄLKLAG	23
3.2.1	<i>Beräkning av nedböjning för referensbjälklaget</i>	24
3.2.2	<i>Mätning av nedböjning med tiden</i>	28
3.3	STATISTISK ANALYS (SÄKERHETSINDEX B)	29
3.3.1	<i>COMREL</i>	30
3.3.2	<i>Beräkning av β med COMREL</i>	30
3.3.3	<i>Laster och fördelningsfunktioner</i>	31
3.3.4	<i>Optimerat tvärsnitt</i>	32
4	RESULTAT OCH ANALYS	35
4.1	BRUKSGRÄNSDIMENSIONERING	35
4.1.1	<i>Nedböjningsberäkning enligt BKR</i>	35
4.1.2	<i>Nedböjningsberäkning enligt Eurocode</i>	37
4.1.3	<i>Jämförelse av nedböjning beräknad enligt BKR och Eurocode</i>	40
4.2	PRAKTISKA FÖRSÖK MED REFERENSBJÄLKLAGET	41
4.2.1	<i>Mätning av elasticitetsmoduler</i>	41
4.2.2	<i>Beräkning av nedböjning för referensbjälklaget</i>	43
4.2.3	<i>Uppmätt nedböjning på referensbjälklaget</i>	44
4.2.4	<i>Jämförelse mellan beräknad och uppmätt nedböjning</i>	48
4.3	STATISTISK ANALYS (SÄKERHETSINDEX B)	49
4.3.1	<i>Optimerat tvärsnitt (utan samverkan)</i>	50
4.3.2	<i>Konstant tvärsnitt (45x220 mm utan samverkan)</i>	53
4.3.3	<i>Konstant tvärsnitt (45x220 mm och samverkan)</i>	57
5	DISKUSSION	61
6	SLUTSATS	63
7	REFERENSER	65

Bruksgränsdimensionering av träbjälklag
- En jämförelse mellan BKR och Eurocode

BILAGA A NEDBÖJNINGSBERÄKNING.....	67
FIKTIVT TRÖGHETSMOMENT.....	67
BERÄKNING AV FIKTIVT TRÖGHETSMOMENT, BKR.....	68
BERÄKNING AV FIKTIVT TRÖGHETSMOMENT, EUROCODE.....	69
NEDBÖJNINGSBERÄKNING, BKR.....	70
NEDBÖJNINGSBERÄKNING, EUROCODE.....	72
BILAGA B REFERENSBJÄLKLAG.....	75
ELASTICITETSMODUL FÖR TRÄBALKAR.....	75
<i>Balk 1</i>	75
<i>Balk 2</i>	76
<i>Balk 3</i>	76
<i>Balk 4</i>	77
<i>Balk 5</i>	77
BILAGA C STATISTISK ANALYS.....	79
LASTER OCH FÖRDELNINGSFUNKTIONER.....	79

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Vid dimensionering av byggnadsdelar är det viktigt att ta hänsyn till att konstruktionen inte går till brott och att konstruktionens funktion säkerställs under hela livslängden. Det är därför viktigt att man tar hänsyn till variationer på belastningar och materialegenskaper samt att materialegenskaperna förändras med tiden på grund av korrosion, kemiska och biologiska angrepp m.m. (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2004).

För att säkerställa att byggnadsdelar håller en acceptabel kvalitet med avseende på säkerhet och brukbarhet finns det i de flesta länder standarder för dimensionering. Skillnaderna mellan de olika standarderna kan vara variation i lastfall, säkerhetsfaktorer och skillnader i beräkningsmetoder.

I dagens slimmade konstruktioner blir bruksgränskravet oftast dimensionerande, trots detta är konstruktionens beteende i brukstillståndet dåligt utrett i jämförelse med beteendet i brottgränstillståndet. En anledning till att brottgränstillståndet är mer utrett är att konsekvenserna då konstruktioner går till brott är mycket allvarigare än då konstruktionen deformeras eller kommer i svängning. Vad som kan anses vara relevanta krav i bruksgränstillståndet är svårt att definiera eftersom det främst baseras på människans upplevelse. Lutande golv, sprickor, svikt, med mera medför inte någon direkt fara för brukaren utan kan i värsta fall medföra att brukaren känner obehag eller att sekundära konstruktioner som icke bärande väggar, dörrar eller fönster tar skada (Hossain & Stewart, 2001).

Bruksproblem som uppstår rapporteras oftast inte eftersom brukaren förstår att det inte är någon fara för säkerheten. De fall som väl rapporteras blir oftast inte ordentligt utredda vilket medför att tillförlitliga jämförelser inte kan utföras (Hossain & Stewart, 2001).

I Sverige används för närvarande Boverkets konstruktionsregler BKR som konstruktionsnorm men det pågår en successiv övergång till den Europeiska normen Eurocode och för nuvarande kan den enskilda konstruktören använda Eurocode som ett alternativ till BKR vid konstruktion av broar och hus (SIS Eurocode Nytt, augusti 2007).

1.2 Syfte och avgränsning

Detta examensarbete syftar till att jämföra skillnader och likheter vid kontroll av nedböjning enligt Boverkets konstruktionsregler (BKR) och Eurocode. I det här arbetet genomförs teoretiska och praktiska undersökningar som syftar till att kontrollera hur osäkerheter i dimensioneringsprocessen påverkar den slutliga produkten.

Ett bjälklag kan belastas med både horisontella och vertikala laster samtidigt men detta arbete begränsas till att enbart kontrollera nedböjningen som uppstår på grund av nyttig last och egentyngd för ett träbjälklag i en kontorsbyggnad.

1.3 Frågeställning

Utifrån ovanstående syfte och avgränsning har följande frågeställningar formulerats:

- Hur utförs nedböjningsberäkning enligt BKR och Eurocode och vilka skillnaderna är det vid beräkning enligt de båda normerna?
- Hur väl överrensstämmer beräknad nedböjning med verklig nedböjning?
- Vilka krav ställs på ett bjälklag med avseende på nedböjning?
- Hur varierar säkerhetsindex β beroende på spännvidden och tvärsnittets utformning?

1.4 Metod och genomförande

Författarna till denna rapport har undersökt skillnader i beräknad nedböjning med förutsättningar enligt BKR och Eurocode genom att inledningsvis utföra en omfattande litteraturstudie där avsikten var att ta reda på:

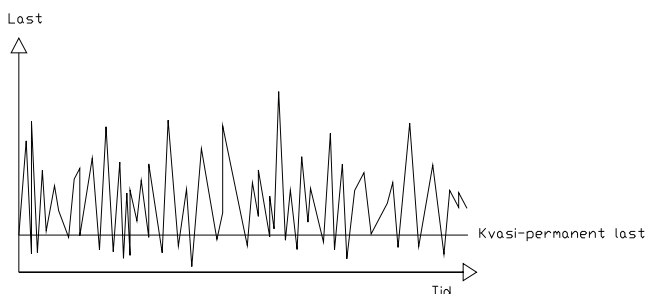
- hur beräkning av nedböjning utförs enligt de båda normerna
- vilka krav som finns i normerna med avseende på nedböjning
- tidigare gjorda studier av deformation på träbjälklag
- vad säkerhetsindex β innebär och hur det beräknas.

Vidare:

- utfördes nedböjningsberäkningar för ett kontorsbjälklag i trä med förutsättningar enligt BKR och Eurocode
- byggdes ett referensbjälklag som belastades med en jämnt utbredd last varpå beräknad deformation för den aktuella lasten och övriga förutsättningar enligt BKR och Eurocode jämfördes med verklig uppmätt deformation.
- utfördes en statistisk analys där säkerhetsindex β beräknades för varierande tvärsnitt, krav och spännvidder.

1.5 Begrepp och definitioner

<i>BKR</i>	Boverkets konstruktionsregler.
<i>Balk</i>	Långsträckt horisontellt bärverkselement vars huvuduppgift är att överföra vertikalt verkande last till balkens upplag.
<i>COMREL</i>	Datorprogram som används för beräkning av <i>Säkerhetsindex</i> , β .
<i>Deformation</i>	Form- eller volymändring som uppstår vid belastning. Deformation kan vara permanent (plastisk) eller återgående vid avlastning (elastisk).
<i>Dimensionering</i>	Fastställande av dimensioner som en byggnadsdel bör ha för att konstruktionen ska uppfylla ställda krav.
<i>Domkraft</i>	Mekanisk eller hydraulisk anordning med vars hjälp man pumpar upp ett tryck som via hydraulik övergår till en lyftplatta.
<i>EFTA</i>	European Free Trade Association.
<i>Elasticitetsmodul, E</i>	En materialberoende parameter som beskriver förhållandet mellan spänning och deformation.
<i>Eurocode, EN</i>	Europeisk standard för dimensionering.
<i>Fördelningsfunktion</i>	Beskriver sannolikhetsfördelningen för en slumpvariabel.
<i>Gränstillstånd</i>	Fas där konstruktionen precis uppfyller de krav som ställs på den.
<i>Klimatklass, KK</i>	Klassificering av omgivande klimat i BKR.
<i>Kvasipermanent last</i>	Värde på lasten som överskrids stor del av referenstiden.



<i>Lastkombination, LK</i>	Beskrivning av hur laster skall kombineras för att erhålla dimensionerande last.
<i>Lasttyp, LT</i>	Indelning av laster på grund av lastvaraktighet.
<i>Medelvärde, μ</i>	Genomsnittligt värde på en parameter.
<i>Nedböjning, δ, u</i>	Uppmätt eller beräknad nedböjning.

<i>Nyttig last</i>	Den del av variabla lasten som förknippas med verksamheten som byggnaden är avsedd för.
<i>Partialkoefficient</i>	Säkerhetsfaktor som beaktar osäkerheter för olika parametrar.
<i>Permanent last, G</i>	Last som är konstant över tiden, t.ex. egentyngd.
<i>Samverkanskonstruktion</i>	Konstruktion sammansatt av olika material, t.ex. balk bestående av konstruktionsvirke och spånskiva.
<i>Serviceklass, SC</i>	Klassificering av omgivande klimat enligt Eurocode.
<i>Spånskiva</i>	Träbaserat skivmaterial tillverkad av sammanpressade träspån.
<i>Standardavvikelse, σ</i>	Mått på hur mycket olika parametrar avviker från medelvärdet.
<i>Säkerhetsindex, β</i>	Mått på hur många standardavvikelser σ som är på den säkra sidan om det aktuella gränstillståndet. $\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z}$
<i>Variabel last, Q</i>	Last som varierar med tiden, tex möbler, personer och snö.
<i>K24</i>	Konstruktionsvirke i hållfasthetsklass 24; styrkevärdet $f_{mk}=24\text{MPa}$
κ	Reduktionsfaktor som i BKR beaktar klimatklass och lastvaraktighet.
k_{def}	Reduktionsfaktor som i Eurocode beaktar lastvaraktighet genom serviceklass och material.
ψ	Reduktionsfaktor som beaktar lastvariationer.

2 Teoretisk bakgrund

Dimensionering av bärande konstruktioner utförs i två olika gränstillstånd. Med gränstillstånd menas den fas där konstruktionen precis uppfyller de krav som ställs på den. Dimensionering av konstruktioner utförs i allmänhet för att de ska:

- förbli funktionsdugliga under den avsedda livstiden
- klara de laster som kan uppträda under uppförande och användning
- motstå eventuella olyckslaster så att omfattningen av skador begränsas
- ha lämplig beständighet med hänsyn till framtida underhållskostnader (<http://www.euro-inox.org>).

I dagens svenska och europeiska byggnormer delas dimensioneringsprocessen upp i två olika gränstillstånd, brottgränstillstånd och bruksgränstillstånd. Dimensionering i *brottgränstillståndet* syftar till att minimera risken för allvarlig personskada då konstruktionen går till brott. Man vill alltså säkerställa att konstruktionens bärförmåga med viss säkerhetsmarginal kan motstå de lasteffekter som den kan komma att utsättas för. Att en konstruktion går till brott kan innebära allt från att en mindre byggnadsdel går sönder och måste bytas ut till att en hel byggnad rasar samman (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2004). Konsekvenserna vid brott kan alltså vara mycket allvarliga och därför regleras ofta säkerhetsmarginalerna av nationella lagar och förordningar (Hossain & Stewart, 2001). Dimensionering i *bruksgränstillståndet* syftar till att byggnadens funktion vid normal användning skall säkerställas. Vid dimensionering i brukgränstillståndet är det främst deformationer och vibrationer som beaktas (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2004).

Vid dimensionering i de båda stadierna utgår man från beräkningsmodeller som beskriver konstruktionens beteende som funktion av belastningarna för det aktuella tillståndet. I brottgränstillståndet säger man att konstruktionen är säker om den aktuella bärförmågan R är större än eller lika med den maximala belastningen S ($R \geq S$). Vid kontroll av deformation säger man att konstruktionen är funktionsduglig om deformationen u är mindre än eller lika med ett förutbestämt värde t.ex. $u \leq L/300$ eller $u \leq 10 \text{ mm}$, där L = konstruktionens spännvidd (Limträhandboken, 2001).

Sannolikheten för att ett visst gränstillstånd skall överskridas i den färdiga konstruktionen är beroende av sannolikheten för att de antagna lasterna överskrids och sannolikheten för att bärförmågan eller styvheten underskrids (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2004).

Verkliga laster och konstruktionens verkliga bärförmåga kan i teorin ses som en funktion av en samling slumpmässiga s.k. stokastiska variabler. Om man känner till fördelningsfunktionerna för de stokastiska variablerna (materialparametrar och lastvärden) kan man med hjälp av matematiska modeller beräkna sannolikheten för att konstruktionen ska gå till brott och sannolikheten för att deformationen ska överskrida de satta gränserna (Limträhandboken, 2001).

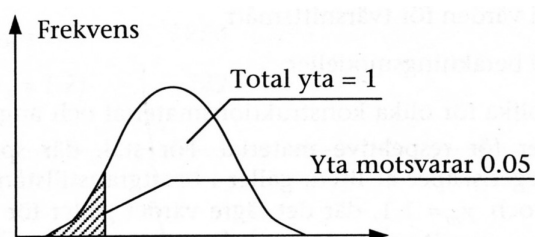
Vid dimensionering används oftast partialkoefficientmetoden. Denna metod bygger på att dimensionerande materialparametrar och laster beräknas utifrån karakteristiska värden med hjälp av partialkoefficienter. Partialkoefficienterna beaktar osäkerheter i

laster och materialparametrar samt hur allvarliga konsekvenserna blir vid ett eventuellt misslyckande (Limträhandboken, 2001).

Partialkoefficienterna har tagits fram med hjälp av lång erfarenhet från dimensionering och statistiska modeller grundade på experimentella försök och fältobservationer (Eurocode).

Materialparametrar

Den viktigaste materialparametern vid dimensionering med avseende på deformation och styvhet är elasticitetsmodulen, E-modulen. De karakteristiska materialparametrarna definieras som p-fraktilen av den statistiska fördelningen för den aktuella hållfasthetsklassen (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2004). Vid deformationsberäkning gäller att $p=50\%$ medan vid hållfasthetsberäkning är $p=5\%$ (se Figur 1). $p=5\%$ innebär att 5% av materialen har en E-modul som är lägre än värdet vid $p=5\%$ (BKR 03).



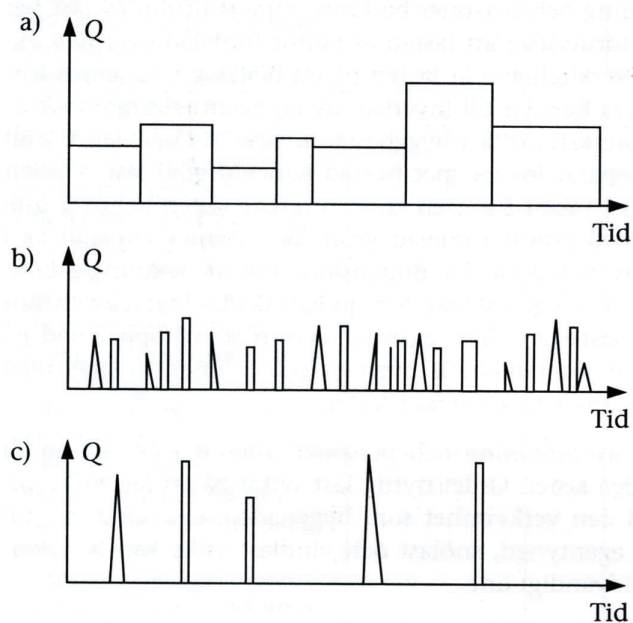
Figur 1 Definition av karakteristiskt materialvärde, $p=5\%$, för hållfasthetsberäkning (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2004).

Laster

En bärande konstruktion belastas ofta av flera olika laster samtidigt. Lasterna kan delas in i de olika grupperna permanent last, variabel last och olyckslast och definieras enligt följande:

- Permanenta laster består främst av egentyngd från konstruktionen.
- Variabla laster består främst av nyttig last, snölast och vindlast, enligt Figur 2.
- Olyckslast är en last som förekommer väldigt sällan och oftast på grund av explosion, brand eller annan olycka.

Som dimensionerande lastvärden används 50%-fraktilen vid beräkning av egentyngd och 98%-fraktilen av årsmaximum vid beräkning av variabla laster. 98%-fraktilen innebär att lasten överskrids i genomsnitt en gång på 50 år (BKR 03). Lasterna kombineras ihop till olika lastkombinationer vilkas utformning varierar mellan olika normer. Hur lasterna ska kombineras finns angivet i respektive norm, men överlag gäller att laster som omöjligt kan verka tillsammans i verkligheten heller inte kan verka i samma lastkombination (Eurocode).



Figur 2 Tidsvariation för nyttig last på bostadsbjälklag. a) Last av möbler och inredning. b) Last av personer i normala situationer. c) Kortvariga laster i speciella situationer (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2004).

2.1 Bruksgränsdimensionering

Dimensioneringen av bärande konstruktioner i bruksgränstillståndet syftar till att säkerställa konstruktionens funktion. Bristande funktion kan uppstå i form av permanent skada eller som en tillfällig olägenhet. Med permanent skada menas deformationer som kan medföra att t.ex. dörrar eller fönster inte går att öppna eller stänga. Med tillfällig olägenhet menas deformationer, sprickor eller vibrationer som medför att personer som vistas i byggnaden tycker det är obehagligt eller irriterande (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2004). Orsakerna till att en konstruktion inte fungerar som den är tänkt kan vara att:

- en lastsituation uppstår som inte har beaktats vid dimensionering
- fel begås vid dimensionering, materialtillverkning eller produktion
- en hög last kombineras oavsiktligt med dålig styvhet i förhållande till dimensionerande värde.

Vid dimensionering i bruksgränstillståndet är konstruktionens geometri och E-modul de viktigaste parametrarna (Limträhandboken, 2001).

2.1.1 Bruksgränsdimensionering enligt BKR

Vid dimensionering enligt BKR (Boverkets konstruktionsregler) i bruksgränstillståndet skall deformation, svängningar, sprickor och beständighet kontrolleras. Kraven som finns angivna i BKR är i huvudsak inriktade på säkerhet och hälsa men byggherren kan även ställa andra och tuffare krav med hänsyn till bl.a. utseende, nedböjning och komfort.

2.1.1.1 Bakgrund

Landskapslagarna, som kom till innan 1300-talet, är den äldsta svenska lagstiftning om byggande och behandlar bland annat byarnas bebyggelse. Lagarna utökades under åren med bland annat stadslagar som berörde gatornas bredd och bebyggelsens utformning. I samband med den industriella revolutionen då folket flyttade från landsbygden till städerna trädde Byggnadsstadgan i kraft 1874. Denna innehöll föreskrifter om byggnadsnämnder, byggnaders konstruktion och stadsplanering. Byggnadsstadgan gällde för hela landet parallellt med de lokala regelsamlingarna.

1947 utfärdade Byggnadsstyrelsen de första statliga föreskrifterna som mest var anvisningar för att samordna de byggtekniska kraven i Byggnadsstadgan.

Nästa stora genombrott för byggregler kom 1959 då de lokala byggnadsordningarna som dittills reglerat byggnaders kvalitet och utformning slutligen helt avskaffades och ersattes av en ny byggnadslag och byggnadsstadga. Tanken med de nya lagarna var att de lättare skulle kunna anpassas till en snabb teknisk utveckling och en allt mer internationell byggmarknad.

När Statens planverk övertog Byggnadsstyrelsens uppgifter 1967 gav de ut en ny regelsamling, Svensk byggnorm. Denna innehöll föreskrifter som i första hand berörde trygg hälsa och säkerhet för dem som vistades i byggnaden och även allmänna råd med exempel på lämpliga tekniska lösningar. Efterhand tillkom flera regler tex handikapskrav (<http://www.ne.se>).

När Svensk byggnorm skulle göras om trädde istället Nybyggnadsrelgerna i kraft 1989. Införandet av Nybyggnadsrelgerna innebar bland annat att de väldigt detaljerade kraven i Svensk byggnorm blev utbytta mot funktionskrav utan tekniska lösningar. Det var i Nybyggnadsrelgerna som partialkoefficientmetoden infördes för första gången i svenska byggregler.

När Nybyggnadsrelgerna skulle göras om resulterade detta i Boverkets byggregler, BBR, som kom ut första gången 1 januari 1994. Detta är en regelsamling med läsanvisningar, författningsregler och lagar. Föreskrifterna ställda av regeringen finns i Boverkets föreskriftsamling, BFS. Kapitel 4 i BBR, som berör konstruktionsreglerna, gjordes som en egen bok för att hålla nere BBRs volym. Detta resulterade i Boverkets konstruktionsregler, BKR (Sjelvgen, 2008.02.08).

2.1.1.2 Beständighet

Enligt BKR skall byggnadsdelar utformas så att dess funktion med hjälp av normalt underhåll kan säkerställas under byggnadsverkets livslängd. För konstruktioner som är åtkomliga för inspektion och underhåll sätts livslängden normalt till 50 år och för oåtkomliga konstruktioner sätts livslängden till 100 år.

2.1.1.3 Svängningar

Byggnadsdelar skall dimensioneras så att besvärande svängningar inte uppkommer. För svängningar i träkonstruktioner gäller enligt BKR att "Nedböjning hos en enskild bjälke i ett träbjälklag bör inte överskrida 1,5mm under inverkan av en kortvarig punktlast (lasttyp C) vars dimensioneringsvärde är 1,0kN. Bjälken förutsätts vara fritt upplagd och belastad i sin mittpunkt. Den får antas samverka med golvpanel och golvskena. Lastfördelning till angränsande bjälkar får tillgodoräknas".

2.1.1.4 Sprickor

Byggnadsdelar skall dimensioneras så att konstruktionens funktion eller beständighet inte försämras på grund av uppkomna sprickor. I BKR finns inga angivelser på hur stora och många sprickorna får vara. Däremot finns angivelser för sprickor i betong i Boverkets betongkonstruktioner.

2.1.1.5 Deformation

Byggnadsdelar skall dimensioneras så att det inte uppkommer deformationer som kan påverka dess funktion eller orsaka skada på andra byggnadsdelar.

I BKR finns inga angivelser på hur stora deformationer som kan accepteras, utan det är upp till konstruktören att bedöma största tillåten nedböjning. Däremot finns det föreskrifter som anger vilka lastkombinationer som skall beaktas vid dimensionering med avseende på tillfällig olägenhet och permanent skada.

Vid dimensionering finns en utbredd praxis som säger att konstruktionen är funktionsduglig om deformationen u är mindre eller lika med ett förutbestämt värde beroende på konstruktionsdel t.ex. $u \leq L/300$, $u \leq L/150$ eller $u \leq 10$ mm, där L = konstruktionens spännvidd (Limträhandboken, 2001).

2.1.1.6 Laster

Dimensionerande last beräknas utifrån karakteristiska laster med hjälp av lastkombinationer och lastreduktionsfaktorer ψ . Karakteristiska laster och lastreduktionsfaktorer finns angivna i Tabell 1. I bruksgränstillståndet gäller lastkombination 8 och lastkombination 9 som finns angivna i Tabell 2.

Lastkombination 8 skall tillämpas vid dimensionering mot permanent skada som inte innebär att konstruktionen går till brott och lastkombination 9 skall tillämpas vid dimensionering mot tillfällig olägenhet. Beräknad deformation enligt lastkombination 8 ger deformation på grund av en last som kan inträffa en gång var 50:e år. Lastkombination 9 ger ett lägre värde på lasten och ger där med en mindre deformation som kan inträffa oftare.

I BKR finns även angivet hur man ska bestämma långtidslast:

$$G_k + \psi_{1,i,bunden} Q_{k,i,bunden} + \psi_{1,i,fri} Q_{k,i,fri}$$

Det är dock oklart i BKR när denna kombination ska användas. Idag används den endast för betong.

Bruksgränsdimensionering av träbjälklag
- En jämförelse mellan BKR och Eurocode

Tabell 1 Karakteristiska laster och lastreduktionsfaktorer ψ (Utdrag ur Tabell 3:41a, BKR 03)

Lastgrupp Lokaltyp/utrymme	Utbredd last kN/m ² Bunden lastdel	Utbredd last kN/m ² Fri lastdel		Koncetrerad last ¹ kN
		$q_k (\psi = 1)$	q_k	
1. <i>Viste/seat</i> Rum i bostadshus och i hotell inklusive källarutrymmen. Patientrum och personalrum i vårdanstalter. Inredningsbara vindsvåningar.	0,5	1,5	0,33	1,5
2. <i>Samlingslast</i> Lektionsrum i skolor, rum i daghem, föreläsningssalar. Kontorsrum utan arkiv. Lokaler för restauranter, kaféer samt matsalar och kök i anslutning till dessa. Laboratorier. Fria utrymmen i bibliotek. Utrymmen med fasta sittplatser i samlingslokaler såsom kyrkor, konsertsalar, teatrar och biografer.	1,0	1,5	0,5	3,0

Tabell 2 Lastkombination 8 (Permanent skada) och Lastkombination 9 (Tillfällig olägenhet). ψ är lastreduktionsfaktor som varierar mellan 0 och 1 beroende på lastfall och byggnadsdel. (BKR 03)

Last	Lastkombination	
	8	9
Permanent laster G_k	1,0 G_k	1,0 G_k
Variabel last		
En variabel last med karakteristiskt värde Q_k	1,0 Q_k	-
Övriga variabla laster med vanligt värde ψQ_k	1,0 ψQ_k	-
Alla variabla laster med vanligt värde ψQ_k	-	1,0 ψQ_k

2.1.1.7 Dimensionerande materialvärden

Vid dimensionering i bruksgränstillståndet skall de karakteristiska (50 %-fraktilen) materialvärdena användas. Träkonstruktioners egenskaper är beroende av fukthalt och lastvaraktighet vilket beaktas genom att dimensionerande styvhet och bärförmåga beräknas med hänsyn till klimatklass och lastvaraktighet.

$$E_d = \kappa_s \frac{E_k}{\eta \gamma_m \gamma_n}$$

- E_d - dimensionerande E-modul
- E_k - karakteristisk E-modul
- η - faktor som tar hänsyn till systematiska skillnader mellan hållfastheten för en provkropp och en konstruktion. Denna faktor tillämpas främst då man bestämmer karakteristiska hållfasthetsvärden genom provning. Normalt sätter man $\eta=1$
- γ_n - en partialkoefficient som tar hänsyn till konsekvensen av brott. Värdet bestäms med avseende på vilken säkerhetsklass konstruktionen hänförs till. γ_n är lika för alla material (i bruksgränstillståndet är $\gamma_n=1,0$)
- γ_m - en partialkoefficient som tar hänsyn till osäkerheter i hållfasthetsvärden, osäkerheter i värden för tvärsnitts dimensioner samt osäkerheter i beräkningsmodeller. γ_m är olika för olika konstruktionsmaterial (i bruksgränstillståndet är $\gamma_m=1,0$)
- κ_s - reduktionsfaktor som tar hänsyn till klimatklass och lastvaraktighet (Tabell 3 och Tabell 4)

2.1.1.8 Reduktionsfaktorer

Fuktens inverkan på träkonstruktioners bärförmåga och styvhet beaktas enligt BKR genom reduktionsfaktorn κ som är beroende av omgivande klimat och lastvaraktighet. κ finns angivet i Tabell 3 för konstruktionsvirke och i Tabell 4 för spånskiva.

Tabell 3 Reduktionsfaktorerna κ_s för konstruktionsvirke och limträ används vid beräkning av dimensionerande E-modul (BKR 03)

Lasttyp	Klimatklass		
	0 och 1	2	3
P	0,55	0,45	0,30
A	0,65	0,55	0,40
B	0,80	0,70	0,55
C	1,0	0,90	0,80

Tabell 4 Reduktionsfaktorerna κ_s för spånskiva används vid beräkning av dimensionerande E-modul (BKR 03)

Lasttyp	Klimatklass		
	0 och 1	2	3
P	0,30	0,20	-
A	0,40	0,30	-
B	0,55	0,40	-
C	0,80	0,55	-

Klimatet delas i BKR in i fyra olika *klimatklasser* (Tabell 5) och lasterna delas in i olika lasttyper (Tabell 6) beroende på lastens varaktighet.

Tabell 5 Klimatklasser med avseende på omgivande klimat för trä (BKR 03)

<i>Klimatklass 0</i>	karaktäriseras av en miljö vars RF endast under några få veckor per år överstiger 65% och i genomsnitt inte överstiger 40%.
<i>Klimatklass 1</i>	karaktäriseras av en miljö vars RF endast under några få veckor per år överstiger 65% och aldrig når 80%.
<i>Klimatklass 2</i>	karaktäriseras av en miljö vars RF endast under några få veckor per år överstiger 80%.
<i>Klimatklass 3</i>	karaktäriseras av en miljö som ger ett större fukttinnehåll i trämaterialen än det som svarar mot klimatklass 2.

Tabell 6 Lasttyper på grund av lastvaraktighet (BKR 03)

Lasttyp	Sammanlagd varaktighet	Exempel på lasttyper
<i>Permanent last</i>		
Lasttyp P	mer än 10 år	Egentyngd av permanenta byggnadsdelar
<i>Variabel last</i>		
Lasttyp A	mellan 6 månader och 10 år	Den bundna lastdelen av nyttig last av inredning och personer. Snölast med vanligt värde
Lasttyp B	mellan 1 vecka och 6 månader	Den fria lastdelen av nyttig last av inredning och personer. Vindlast med vanligt värde, snölast med karakteristiska värde. Last på betongformar och liknande provisoriska konstruktioner.
Lasttyp C	mindre än 1 vecka	Vindlast med karakteristiskt värde. Enstaka koncentrerad last på yttertak.

2.1.1.9 Nedböjningsberäkning

Totaldeformationen som orsakas på grund av laster med olika varaktighet beräknas som summan av deformationen från de olika lasternas bidrag (Carling et al, 1992).

$$u_{tot} = u_{LTP} + u_{LTA} + u_{LTB} + u_{LTC}$$

2.1.2 Bruksgränsdimensionering enligt Eurocode

2.1.2.1 Bakgrund

Commission of the European Community, CEC, tog 1975 fram ett åtgärdsprogram inom konstruktionsområdet. Målet med programmet var att ta bort befintliga hinder för handel över gränserna. Kommissionen införde tekniska regler som först skulle användas som alternativ till de gällande nationella konstruktionsreglerna och så småningom helt ersätta dessa, som Europeisk standard EN.

Med hjälp av representanter från kommissionens medlemsstater kom den första Eurocoden på 1980-talet, efter 15 års arbete. Arbetet togs sedan över av European Committee for Standardisation.

Tanken är att EUs och EFTAs medlemsstater ska använda Eurocode som hänvisningsdokument för att man vid dimensionering och konstruktion av byggnader och anläggningar i dessa länder ska uppfylla likvärdiga krav gällande framförallt hållfasthet och stabilitet samt säkerhet vid brand. Dokumenten kan även användas vid upprättande av kontrakt avseende bygg- och anläggningskonstruktioner. Dokumenten ska även ses som ett ramverk vid upprättande av tekniska handlingar för byggprodukter.

Eurocode är uppdelad i följande tio delar med tillhörande appendix

EN 1990: Allmän

EN 1991: Laster

EN 1992: Betongkonstruktioner

EN 1993: Stålkonstruktioner

EN 1994: Armerade betongkonstruktioner

EN 1995: Träkonstruktioner

EN 1996: Murverkskonstruktioner

EN 1997: Geotekniska konstruktioner

EN 1998: Jordbävningssäkring

EN 1999: Aluminiumkonstruktioner

Till ovanstående delar i Eurocode finns Nationella Anpassningsdokument, som är specifika för varje användningsland. Dessa får endast innehålla parametrar som i Eurocode är lämnade för nationell tolkning, t.ex. när värdet i Eurocode representeras av en symbol eller vid landsspecifik data som snölast, och endast användas vid dimensionering och byggnation i det aktuella landet. Här får även finnas kompletterande information till hur Eurocode skall användas.

2.1.2.2 Laster

I likhet med BKR bygger dimensionering enligt Eurocode på partialkoefficientmetoden där dimensionerande värden beräknas genom att karakteristiskt värde för laster kombineras med aktuella partialkoefficienter enligt:

$$F_d = \gamma_f \cdot \psi \cdot F_k$$

- F_d - lastens dimensionerande värde.
- F_k - lastens karakteristiska värde.
- γ_f - partialkoefficient som tar hänsyn till lastvariationer (i bruksgränstillståndet är $\gamma_f = 1,0$).
- ψ - koefficient som varierar mellan 0 och 1 beroende på lastfall och byggnadsdel. Koefficienternas värde beroende på lasttyp ges i Tabell 7.

Tabell 7 Rekommenderade ψ -värden (Eurocode EN 1990:2001)

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Imposed loads in buildings, category (see EN 1991-1-1)			
Category A : domestic, residential areas	0,7	0,5	0,3
Category B : office areas	0,7	0,5	0,3
Category C : congregation areas	0,7	0,7	0,6
Category D : shopping areas	0,7	0,7	0,6
Category E : storage areas	1,0	0,9	0,8
Category F : traffic area, vehicle weight $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Category G : traffic area, $30\text{kN} < \text{vehicle weight} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Category H : roofs	0	0	0
Snow loads on buildings (see EN 1991-1-3)*			
Finland, Iceland, Norway, Sweden	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H > 1000$ m a.s.l.	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H \leq 1000$ m a.s.l.	0,50	0,20	0
Wind loads on buildings (see EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperature (non-fire) in buildings (see EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTE The ψ values may be set by the National annex. * For countries not mentioned below, see relevant local conditions.			

De olika lastkombinationer som används vid bruksgränsdimensionering enligt Eurocode är:

- *Karakteristisk* lastkombination som används vid plastiskt gränstillstånd (irreversible).
- *Frekvent* lastkombination som normalt används vid tillbakagående gränstillstånd (reversible).
- *Kvasipermanent* lastkombination används vid långtidslast och då byggnadens utseende beaktas.

Hur lasterna kombineras i de olika lastkombinationerna anges i Tabell 8.

Tabell 8 Lastkombinationer som används i Eurocode i bruksgränstillståndet, (Eurocode EN 1990:2001)

Kombination	Permanent last G_d		Variabel last Q_d	
	Ogynnsam	Gynnsam	Huvudlast	Övriga
Karakteristisk	$G_{kj, sup}$	$G_{kj, inf}$	$Q_{k,1}$	$\Psi_{0,i}Q_{k,i}$
Frekvent	$G_{kj, sup}$	$G_{kj, inf}$	$\Psi_{1,1}Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i}Q_{k,i}$
Kvasipermanent	$G_{kj, sup}$	$G_{kj, inf}$	$\Psi_{2,1}Q_{k,1}$	$\Psi_{2,i}Q_{k,i}$

2.1.2.3 Dimensionerande materialvärden

Lastvaraktighetens inverkan på deformationen beaktas genom att elasticitetsmodulen reduceras med reduktionsfaktorn k_{def} genom:

$$E_{mean,fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + \Psi_2 k_{def})}$$

- Ψ_2 – lastreduktionsfaktor för kvasipermanent last
- k_{def} – reduktionsfaktor som tar hänsyn till serviceclass och material

Vid beräkning av deformation ska medelvärdet (50%-fraktilen) för E-modulen användas.

2.1.2.4 Reduktionsfaktorer

Fuktens inverkan på träkonstruktioner beaktas enligt Eurocode genom k_{def} . k_{def} för det aktuella elementet väljs utifrån material och yttre miljöpåverkan (*service classes, SC*) och finns angivet i Tabell 9. SC finns angivna i Tabell 10.

Om byggnadsdelen består av två samverkande träelement tas ett gemensamt k_{def} fram genom:

$$k_{def} = 2\sqrt{k_{def,1}k_{def,2}}$$

där $k_{def,1}$ och $k_{def,2}$ är k_{def} för de olika elementen.

Bruksgränsdimensionering av träbjälklag
- En jämförelse mellan BKR och Eurocode

Tabell 9 Reduktionsfaktorn k_{def} för träbaserade material (Eurocode EN 1995:2003)

Material	Standard	Service class		
		1	2	3
Solid timber	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Glued Laminated timber	EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00
Plywood	EN 636			
	Part 1	0,80	–	–
	Part 2	0,80	1,00	–
	Part 3	0,80	1,00	2,50
OSB	EN 300			
	OSB/2	2,25	–	–
	OSB/3, OSB/4	1,50	2,25	–
Particleboard	EN 312			
	Part 4	2,25	–	–
	Part 5	2,25	3,00	–
	Part 6	1,50	–	–
	Part 7	1,50	2,25	–
Fibreboard, hard	EN 622-2			
	HB.LA	2,25	–	–
	HB.HLA1, HB.HLA2	2,25	3,00	–
Fibreboard, medium	EN 622-3			
	MBH.LA1, MBH.LA2	3,00	–	–
	MBH.HLS1, MBH.HLS2	3,00	4,00	–
Fibreboard, MDF	EN 622-5			
	MDF.LA	2,25	–	–
	MDF.HLS	2,25	3,00	–

Tabell 10 Serviceclasses för träkonstruktioner med avseende på omgivande klimat enligt Eurocode

SC 1	motsvarar ett fuktinnehåll i byggnadsdelen motsvarande 20°C och där RF endast överstiger 65% några veckor per år
SC 2	karakteriseras av ett fuktinnehåll i byggnadsdelen som motsvarar 20°C och RF som endast några veckor per år överstiger 85%
SC 3	gäller för de element som har ett fuktinnehåll som överstiger de för SC 2

2.1.2.5 Nedböjningsberäkning

Enligt Eurocode kan nedböjning i bruksgränstillståndet inträffa som elastisk nedböjning och vid lång belastningstid som krypning. Total nedböjning beräknas som summan av *elastisk nedböjning* och *krypning*.

Nedböjningsberäkningarna baseras på:

- G_k – permanent last
- Q_k – karakteristiskt värde på variabel last
- $\psi_2 Q_k$ – värde på kvasipermanent last

Elastisk nedböjning uppstår antingen på grund av belastning i form av:

- egentyngder G_k tillsammans med en variabel last Q_k som inträffar sällan

$$u_{inst,tot,var} = u_{inst,perm} + u_{inst,var}$$

- eller egentyngder G_k och värdet på den kvasipermanenta lasten $\psi_2 Q_k$ vilken är aktuell under längre tidsperioder

$$u_{inst,tot,kvasi} = u_{inst,perm} + u_{inst,kvasi}$$

Krypning är den tilläggsdeformation som uppkommer på grund av att belastningen verkar under en lång tidsperiod. Denna nedböjning baseras på elastiska nedböjningar för de olika lasterna

- $u_{creep,perm} = u_{inst,perm} k_{def}$
- $u_{creep,var} = u_{inst,var} \psi_2 k_{def}$
- $u_{creep,kvasi} = u_{inst,kvasi} k_{def}$

Krypningen för den variabla lasten bestäms under förutsättning att endast en mindre del av den variabla lasten (= kvasipermanent last) verkar under en längre tidsperiod. Alltså är $u_{creep,var} = u_{creep,kvasi}$

Summan av elastisk nedböjning och krypning ger följande två fall av *total slutdeformation*:

- $$u_{tot,var} = u_{inst,perm} + u_{inst,var} + u_{creep,perm} + u_{creep,var}$$

$$= u_{inst,perm} (1 + k_{def}) + u_{inst,var} (1 + \psi_2 k_{def})$$

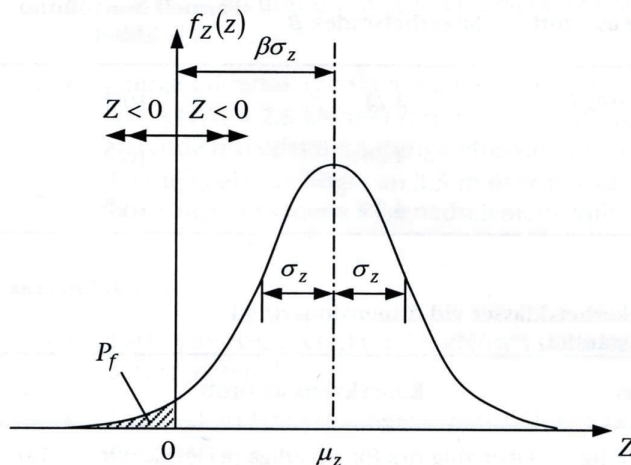
- $$u_{tot,kvasi} = u_{inst,perm} + u_{inst,kvasi} + u_{creep,perm} + u_{creep,kvasi}$$

$$= u_{inst,perm} (1 + k_{def}) + u_{inst,kvasi} (1 + k_{def})$$

Rekommenderad maximal nedböjning kan ges i de Nationella Anpassningsdokumenten, dock finns inga rekommendationer för Sverige utan det är upp till konstruktören att göra en ingenjörsmässig bedömning.

2.2 Statistisk analys (Säkerhetsindex β)

Praktisk dimensionering syftar till att säkerställa att en viss säkerhetsnivå uppnås. I svenska och europeiska normer finns säkerhetsindex β angivna för olika risknivåer. β är ett mått på hur många standardavvikelse σ som är på den säkra sidan om det aktuella gränstillståndet enligt Figur 3 (Carlsson, 2006).



Figur 3 Säkerhetsindex β för $Z=R-S$ där R = bärformågan och S = belastningen (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2004)

2.2.1 Brottgränstillstånd

Vid dimensionering i *brottgränstillståndet* säger man att konstruktionens bärformåga R är lika stor som belastningen S , där R och S är normalfördelade med medelvärdena μ_R och μ_S samt standardavvikelserna σ_R och σ_S . Belastningen S definieras som den maximala belastningen under en viss referenstid, oftast 1, 50 eller 100 år.

- Konstruktionen befinner sig i brottgränstillståndet om $Z=R-S=0$
- Konstruktionen är säker om $Z=R-S>0$
- Konstruktionen går till brott om $Z=R-S<0$

Sannolikheten för att brott inträffar kan beräknas enligt:

$$P_f = P(Z \leq 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right) = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta)$$

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 - \sigma_S^2$$

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z}$$

P_f – sannolikheten för brott

$P(Z \leq 0)$ – sannolikheten att $Z \leq 0$

$\Phi(-x)$ – normalfördelningen av x

μ – medelvärdet

σ – standardavvikelsen

I brottgränstillståndet sätts ett gränsvärde för β beroende på konsekvenserna av eventuellt brott. I Tabell 11 finns värde på β satta av BKR för dimensionering i brottgränstillståndet med avseende på respektive säkerhetsklass (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2004).

Tabell 11 Säkerhetsindex β vid brott enligt BKR

Säkerhetsklass	Konsekvens av kollaps	β	Sannolikhet för kollaps
1	Liten risk för allvarliga personskador	$\geq 3,7$	10^{-4}
2	Någon risk för allvarliga personskador	$\geq 4,3$	10^{-5}
3	Stor risk för allvarliga personskador	$\geq 4,8$	10^{-6}

2.2.2 Brukgränstillstånd

Vid dimensionering i *brukgränstillståndet* kan man analogt med dimensioneringen i brottgränstillståndet säga att tillåten deformation δ_{krav} är lika stor som beräknad deformation δ . δ_{krav} är ett konstant värde som bestäms av konstruktören och δ definieras som den maximala deformationen under en viss referenstid. δ är normalfördelad med medelvärdet μ_δ och standardavvikelsen σ_δ (Isaksson, Mårtensson & Thelandersson, 2004).

- Konstruktionen är i brukgränstillståndet om $Z = \delta_{krav} - \delta = 0$
- Konstruktionen har mindre deformationer än kravvärdet om $Z = \delta_{krav} - \delta > 0$
- Konstruktionen har för stora deformationer om $Z = \delta_{krav} - \delta < 0$

Sannolikheten för att stora deformationer inträffar kan beräknas enligt:

$$P_f = P(Z \leq 0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_\delta}{\sigma_\delta}\right) = \Phi(-\beta)$$

$$\mu_Z = \mu_{\delta_{krav}} - \mu_\delta$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_{\delta_{krav}}^2 - \sigma_\delta^2$$

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z}$$

P_f – sannolikheten för större deformationer än kravet

$P(Z \leq 0)$ – sannolikheten att $Z \leq 0$

$\Phi(-x)$ – normalfördelningen av x

μ – medelvärdet

σ – standardavvikelsen

För bruksgränstillståndet, där konsekvensen av ett misslyckande inte är lika stor som i brottgränstillståndet, gäller enligt BKR att $\beta \geq 1,3$ för tillfällig olägenhet (LK 9)

och $\beta \geq 2,3$ för permanent skada (LK 8). För Eurocode gäller att $\beta \geq 2,9$ för permanent skada för referenstiden ett år och $\beta \geq 1,5$ för referenstiden 50 år.

3 Metod – Beräkningar och experiment

Kapitel 3.1 *Bruksgränsdimensionering* består av att undersöka BKR och Eurocodes beaktande av nedböjning på bjälklag jämfört med varandra genom att beräkna nedböjningen enligt de båda normerna. Beräkningarna i detta arbete begränsas till att omfatta ett kontorsbjälklag i trä med dimensioner enligt referensbjälklaget.

I kapitel 3.2 *Praktiskt försök med referensbjälklag* undersöks hur väl beräknad nedböjning enligt BKR och Eurocode stämmer överens med verklig nedböjning. Därför loggas nedböjningen kontinuerligt på ett bjälklag av trä som byggts i full skala i laborationshallen i V-huset på LTH och belastats med utbredd last på 250 kg/m^2 , vilket motsvarar den variabla lasten på ett kontorsbjälklag enligt BKR. För att kontrollera klimatets inverkan på nedböjningen mäts även fukthalt och temperaturvariationen i laborationshallen under hela försöket. Den uppmätta nedböjningen jämförs med nedböjningarna beräknade enligt principerna för BKR och Eurocode.

I kapitel 3.3 analyseras säkerhetsindex β för nedböjningsberäkningar enligt de båda normerna beroende på krav, spännvidd och tvärsnitt.

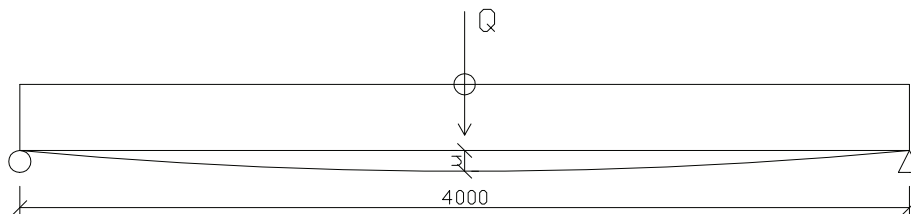
3.1 Bruksgränsdimensionering

Vid beräkningen av nedböjning görs antagandet att bjälklaget fungerar som en fritt upplagd balk på två stöd som i Figur 4.

Nedböjningsberäkning enligt BKR och Eurocode bygger på samma beräkningsmodell. Nedböjningen u för en fritt upplagd balk med jämnt utbredd last beräknas enligt:

$$u = \frac{5qL^4}{384EI}$$

- q – last (N/m)
- L – spännvidd (m)
- E – elasticitetsmodul (Pa)
- I – tröghetsmoment (m^4)



Figur 4 Beräkningsmodell för fritt upplagd balk med utbredd last

3.1.1 Nedböjningsberäkning enligt BKR

Nedböjningsberäkningar ska utföras enligt BKR för ett kontorsbjälklag i trä som befinner sig inomhus i uppvärmd lokal, i klimatklass 0. Beräkningen kommer endast att utföras för bjälklagets mellersta balk. Bjälklaget består av träreglar (K24) och skruvlimmade spånskiva (22 mm).

3.1.1.1 Laster

Laster vid beräkningar av långtidsdeformation för ett kontorsbjälklag bestående av K24-balkar och spånskivor finns i Tabell 12. Värden på Nyttig last och ψ är hämtade från BKR 03 medan densiteterna är hämtade från EN 1991-1-1:2001.

För att ta hänsyn till långtidslast används reduktionsfaktorerna i Tabell 3 och Tabell 4.

Tabell 12 Beräkningsförutsättningar för BKR för kontorsbjälklag i trä

Last	Last	ψ	Lasttyp
<i>Nyttig last</i>			
Bunden last	1000 N/m ²	1	A
Fri last	1500 N/m ²	0,5	B
Koncentrerad last	3000 N	0	
<i>Permanent last</i>			
Densitet spånskiva	7500 N/m ³		P
Densitet k-virke	4200 N/m ³		P

3.1.1.2 Dimensionerande laster

I bruksgränstillståndet beräknas dimensionerande laster utifrån karakteristiska laster enligt:

- *Lastkombination 8 (permanent skadat)*
 $q_d = 1,0G_k + 1,0Q_k$
- *Lastkombination 9 (tillfällig olägenhet)*
 $q_d = 1,0G_k + 1,0\psi Q_k$

3.1.1.3 Total nedböjning

Långtidsdeformation beräknas enligt BKR genom att addera deformationen som orsakas av varje lasttyp.

$$\begin{aligned}
 u_{tot} &= u_{LTP} + u_{LTA} + u_{LTB} + u_{LTC} = \\
 &= \frac{5L^4}{384E_k} \left(\frac{q_{LTP}}{\kappa_{LTP} * I_{fic,P}} + \frac{q_{LTA}}{\kappa_{LTA} * I_{fic,A}} + \frac{q_{LTB}}{\kappa_{LTB} * I_{fic,B}} + \frac{q_{LTC}}{\kappa_{LTC} * I_{fic,C}} \right) = \\
 &= \sum \frac{5q_{LT,i}L^4}{384E_k \kappa_{LT,i} I_{fic,i}} \quad (m)
 \end{aligned}$$

I_{fic} - Tröghetsmomentet för det sammansatta tvärsnittet, beräknas i Bilaga A.

3.1.2 Nedböjningsberäkning enligt Eurocode

Nedböjningsberäkningar ska utföras enligt Eurocode för ett kontorsbjälklag i trä som befinner sig inomhus i uppvärmd lokal, i Service Class 1. Beräkning kommer endast att utföras för bjälklagets mellersta balk. Bjälklaget består av träreglar och skruvlimmade spånskiva.

3.1.2.1 Laster

Laster vid beräkningar av långtidsdeformation på ett kontorsbjälklag bestående av K24-balkar och spånskivor finns i Tabell 13. Värderna för nyttig last, densitet och ψ är hämtade från Eurocode EN 1990, EN 1991, EN 1995 och Nationella anpassningsdokumenten *(BFS 2004:10).

För att ta hänsyn till långtidslast används reduktionsfaktorerna ur Tabell 7 och Tabell 9.

Tabell 13 Beräkningsförutsättningar för Eurocode för kontorsbjälklag i trä

Last	Last	Lasttyp
<i>Nyttig last</i>		
Utbredd last	2500 N/m ²	Variabel
Koncentrerad last	3000 N	Variabel
<i>Permanent last</i>		
Egentyngd spånskiva	7500 N/m ³	Permanent
Egentyngd K24	4200 N/m ³	Permanent

3.1.2.2 Total nedböjning

Total deformation efter lång tid beaktas enligt Eurocode genom addition av varje deformation på grund av permanent och variabel last respektive permanent och kvasipermanent last.

- $$u_{tot,var} = u_{inst,perm} (1 + k_{def}) + u_{inst,var} (1 + \psi_2 k_{def})$$

$$= \sum \frac{5q_{perm} L^4}{384EI_{fic}} (1 + k_{def}) + \sum \frac{5q_{var} L^4}{384EI_{fic}} (1 + \psi_2 k_{def})$$
- $$u_{tot,kvasi} = u_{inst,perm} (1 + k_{def}) + u_{inst,kvasi} (1 + k_{def})$$

$$= \sum \frac{5q_{perm} L^4}{384EI_{fic}} (1 + k_{def}) + \sum \frac{5\psi_2 q_{var} L^4}{384EI_{fic}} (1 + k_{def})$$

I_{fic} - Tröghetsmomentet för det sammansatta tvärsnittet, beräknas i Bilaga A.

3.2 Praktiskt försök med referensbjälklag

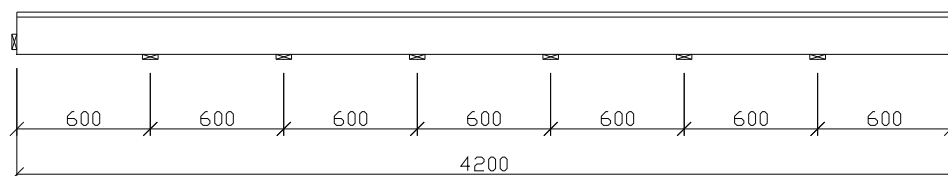
Den praktiska delen av examensarbetet går ut på att jämföra beräknad nedböjning med verklig nedböjning. Undersökningen utförs genom att ett referensbjälklag belastas med en jämnt utbredd last se Figur 5, varpå verklig uppmätt nedböjning jämförs med beräknade nedböjning.

Referensbjälklaget byggs som en skruvlimmad samverkanskonstruktion med fem 45x170 mm K24-balkar som bärande konstruktion i längdriktningen, 22 mm spånskiva som bärande golvmaterial och läkt s600 mm på undersidan (för detaljer se Figur 6 och Figur 7).

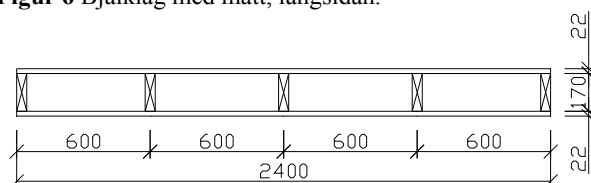
Referensbjälklaget belastas med en jämnt utbredd permanent last på $2,5 \text{ kN/m}^2$ i form av 10 st cementsäckar á 25 kg per m^2 .



Figur 5 Foto på referensbjälklag belastat med cementsäckar.



Figur 6 Bjälklag med mått, långsidan.

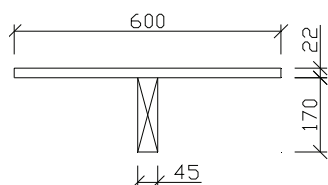


Figur 7 Bjälklag med mått, kortsidan.

3.2.1 Beräkning av nedböjning för referensbjälklaget

Beräkningen av både initial och långtidsnedböjningen för referensbjälklaget utförs för verklig belastning, uppmätta E-moduler och beräkningsmodeller enligt BKR och Eurocode (kapitel 3.1).

Beräkningarna utförs för ett förenklat tvärsnitt enligt Figur 8.



Figur 8 Förenklat tvärsnitt

Vid beräkning av *initial nedböjning* sätts reduktionsfaktorn $\kappa=1,0$ (BKR) och $k_{def}=0$ (Eurocode) för att bortse från långtidseffekter. Förutsättningar för beräkning av initialnedböjning finns i Tabell 14.

Tabell 14 Förutsättningar vid beräkning av initialnedböjning för både BKR och Eurocode.

<i>Beräkningsmodell</i>	
Initialnedböjning	$u = \frac{5qL^4}{384EI_{fic}} \quad (m)$
<i>Belastning</i>	
Yttre last	2500 N/m ²
Egentyngd	Beräknas utifrån egentyngder i Tabell 17.
<i>Elasticitetsmodul</i>	
E-modul k-virke	Mäts separat för varje balk (kapitel 3.2.1.1)
E-modul spånskiva	Mäts separat (kapitel 3.2.1.2)
<i>Övriga parametrar</i>	
Tröghetsmoment	Beräknas för fiktivt tvärsnitt

Förutsättningar för beräkning av *långtidsdeformation* med beräkningsmodell enligt BKR finns i Tabell 15.

Tabell 15 Förutsättningar vid beräkning av långtidsdeformation enligt BKR

<i>Beräkningsmodell</i>	
Långtidsdeformation	$u_{tot} = u_{LTP} = \frac{5q_{LTP}L^4}{384E_k\kappa_{LTP}I_{fic,P}} \quad (m)$
<i>Belastning</i>	
Yttre last	2500 N/m ² (permanent)
Egentyngd	Beräknas utifrån egentyngder i Tabell 17.
<i>Elasticitetsmodul</i>	
E-modul k-virke	Mäts separat för varje balk (kapitel 3.2.1.1)
E-modul spånskiva	Mäts separat (kapitel 3.2.1.2)
<i>Övriga parametrar</i>	
κ	Väljs för lasttyp P och Klimatklass 0
Tröghetsmoment	Beräknas för fiktivt tvärsnitt

Förutsättningar för beräkning av *långtidsdeformation* med beräkningsmodell enligt Eurocode finns i Tabell 16.

Tabell 16 Förutsättningar vid beräkning av långtidsdeformation enligt Eurocode

<i>Beräkningsmodell</i>	
Långtidsdeformation	$u_{tot} = \frac{5qL^4}{384EI_{fic}} (1 + k_{def}) \quad (m)$
<i>Belastning</i>	
Yttre last	2500 N/m ² (permanent)
Egentyngd	Beräknas utifrån egentyngder i Tabell 17.
<i>Elasticitetsmodul</i>	
E-modul k-virke	Mäts separat för varje balk (kapitel 3.2.1.1)
E-modul spånskiva	Mäts separat (kapitel 3.2.1.2)
<i>Övriga parametrar</i>	
k_{def}	Väljs för Service Class 1 $k_{def} = 2\sqrt{k_{def,1}k_{def,2}}$
Tröghetsmoment	Beräknas för fiktivt tvärsnitt

Tabell 17 Laster för referensbjälklaget

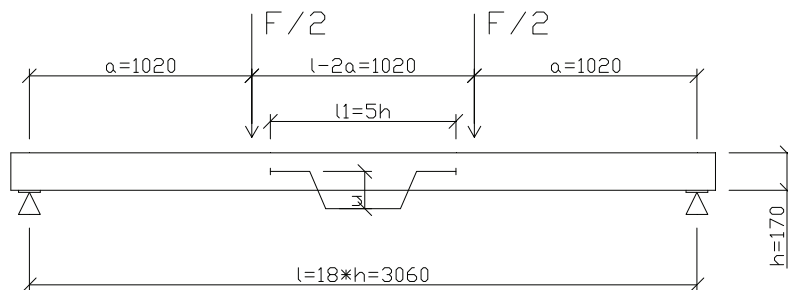
Last	Last	Lasttyp
<i>Yttre last</i>		
Cementsäckar	2500 N/m ²	Permanent
<i>Egentyngd</i>		
Densitet spånskiva	7500 N/m ³	Permanent
Densitet k-virke	4200 N/m ³	Permanent

3.2.1.1 Mätning av elasticitetsmodul för träbalkar

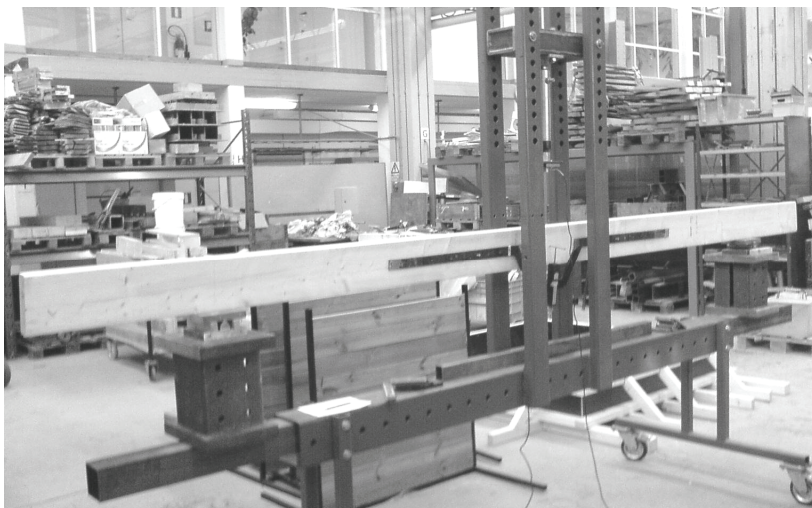
E-modulen för de fem träbalkarna som referensbjälklaget består av bestäms enligt ISO 8375-1985 (E) – *Solid timber in structural sizes - Determination of modulus of elasticity in static bending*. Balkarna riggas var för sig i testriggen enligt Figur 9 och belastas i två punkter med en successivt ökande kraft varpå deformationen mäts. Foto på försöket visas i Figur 10. Kraften påförs med hjälp av en handpumpad domkraft, vilket medför att laststegringen blir ojämn. Testmetoden är en icke förstörande metod, vilket innebär att balken ej belastas till brott. Från mätdata beräknas elasticitetsmodulen E för träbalkarna enligt:

$$E = \frac{a * l_1^2 * \Delta F}{16 * I * \Delta u} \text{ (Pa)}$$

- l_1 - avstånd mellan infästningen av mätskenan = $5h$ (m)
- I - tröghetsmoment (m^4)
- ΔF - skillnad i kraft (N)
- Δu - deformation på grund av ΔF (m)
- a - avstånd mellan den inre lastpunkten och närmsta stödet (m)



Figur 9 Uppställning vid kontroll av Elasticitetsmodul för träbalkar



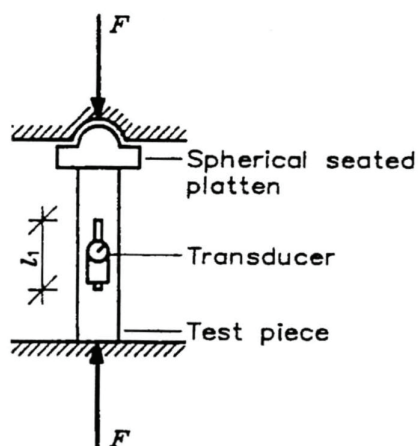
Figur 10 Foto på testriggen

3.2.1.2 Mätning av elasticitetsmodul för spånskiva

Elasticitetsmodulen för spånskivan kontrolleras genom tryckförsök enligt EN 789:1995 E – *Timber structures – Test methods – Determination of mechanical properties of wood based panels*. Mätningen utförs genom att provkroppen belastas med en successivt stegrande last medan deformationen mäts (se Figur 11 och Figur 12). Testet utförs på två provkroppar varpå medelvärdet av E-modulen beräknas.

Tjockleken på provkropparna måste enligt testmetoden överstiga 40 mm. Om skivans tjocklek ej uppgår till 40 mm limmas bitar ihop till en provkropp med en tjocklek som överstiger 40 mm. Övriga mått på provkropparna beror på tjockleken och standarden.

Eftersom tjockleken på referensbjälklagets spånskivor är 22 mm limmas två bitar av skivan på varandra så att provkropparna får dimensionerna 44x100x210 mm.



Figur 11 Uppställning för provtryckning av provkropp



Figur 12 Foto på tryckförsöksupställning

Från mätresultatet beräknas E-modulen för spånskivan enligt:

$$E_c = \frac{(F_2 - F_1) * l_1}{(u_2 - u_1) * A} \text{ (Pa)}$$

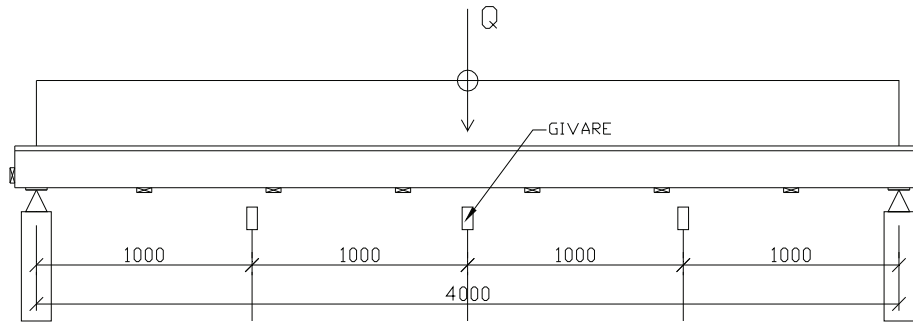
- l_1 - avstånd mellan infästningen av mätanordningen (m)
- F_i - kraft (N)
- u_i - deformation på grund av F_i (m)
- A - tvärsnittsarea (m^2)

F_1 och F_2 väljs enligt testmetoden så att de är 10 % respektive 40 % av brotlasten.

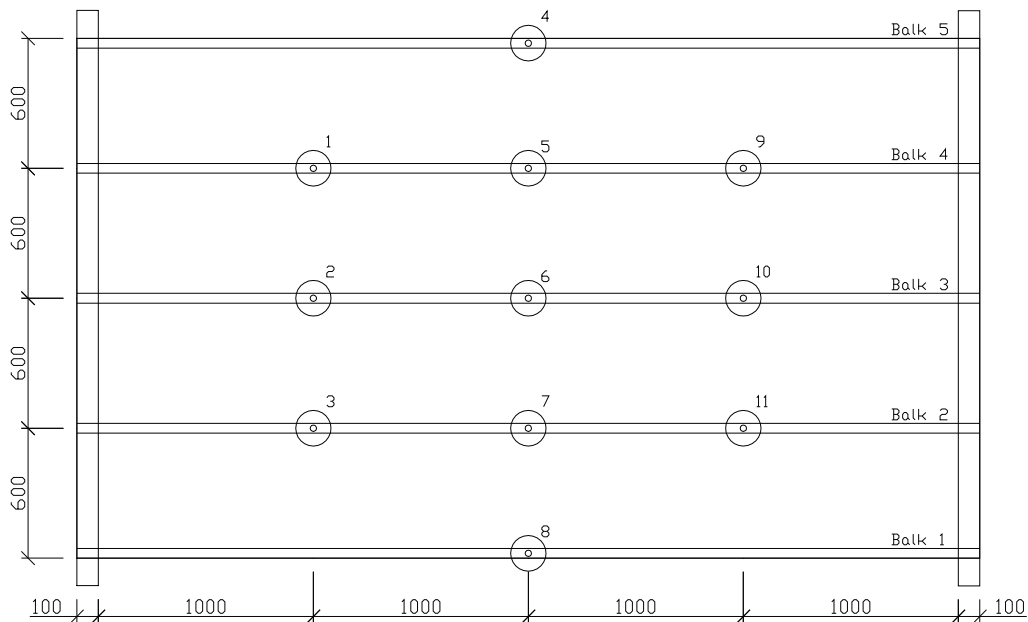
3.2.2 Mätning av nedböjning med tiden

Mätningen av nedböjningen loggas automatiskt med hjälp av 11 st mätare. En skiss över försöksupställningen visas i Figur 13 och mätpunkternas placering finns i Tabell 14.

Under försökets första vecka mäts fuktkvoten i balkarna med en fuktkvotsmätare och under hela försökstiden loggas även omgivningens temperatur och relativa fuktighet.



Figur 13 Uppställning vid deformationsförsök, vy från sidan

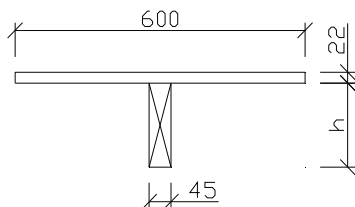


Figur 14 Placering av mätpunkter, vy uppifrån

3.3 Statistisk analys (säkerhetsindex β)

I den statistiska analysen utförs beräkningar av säkerhetsindex β för ett kontorsbjälklag i trä med olika tvärsnitt (Figur 15) och spännvidder som varierar mellan $L = 0,5$ och 10 m. Beräkningarna utförs i brukgränstillståndet med datorprogrammet COMREL (se kap 3.3.1) för funktionen $Z = \delta_{krav} - \delta$ där $\delta_{krav} =$ maximal tillåten deformation och $\delta =$ beräknad deformation. Följande förutsättningar gäller:

- δ_{krav} sätts till $L/150$, $L/300$ och 20 mm (vanligt förekommande gränsvärden för nedböjning).
- δ beräknas med beräkningsmodeller enligt BKR och Eurocode samt laster och fördelningsfunktioner enligt JCSS (Joint Committee on Structural Safety).



Figur 15 Tvärsnitt som används vid beräkning av β

De olika fall som kontrolleras är:

- Träbalk där tvärsnittet 45xh mm optimeras så att $\delta = \delta_{krav}$ uppfylls vid belastning med respektive norms kontorslast (samverkan mellan träbalkar och spånskiva beaktas inte). Optimerat tvärsnitt beräknas i kapitel 0.
- Träbalk med dimensionerna 45x220 mm (samverkan mellan träbalkar och spånskiva beaktas inte).
- Träbalk med dimensionerna 45x220 mm och fullständig samverkan med spånskiva 22x600 mm.

3.3.1 COMREL

COMREL är ett datorprogram som används vid beräkning av säkerhetsindex β enligt FORM och SORM (First- and Second order reliability methods). Vid beräkning enligt FORM approximeras problemet i närheten av dimensioneringspunkten till en linjär funktion och vid beräkning enligt SORM approximeras problemet till en kurva.

Vid beräkning av β med hjälp av COMREL skrivs den matematiska funktionen och de statistiska fördelningarna för ingående parametrar in i programmet. Eftersom funktionerna i våra analyser är linjära utförs enbart beräkningarna enligt FORM. (Carlsson, F, 2008.02.05)

3.3.2 Beräkning av β med COMREL

Ingående parametrar med fördelningstyper, medelvärden och standardavvikelser som används vid beräkning av β med förutsättningar enligt BKR och Eurocode finns angivna i Tabell 18. Beräkningen av β görs under antagandet att beräkningsmodellerna stämmer och att även reduktionsfaktorerna är korrekta.

Ekvationen som används vid beräkning av β med förutsättningar enligt BKR lyder:

$$FLIM(1)\{BKR\} = c_r \delta_{krav} - c_l \frac{5L^4}{384E_k} \left(\frac{Q_{LTP}}{I_p \kappa_{LTP}} + \frac{Q_{LTA}}{I_A \kappa_{LTA}} + \frac{Q_{LTB}}{I_B \kappa_{LTB}} \right)$$

$$I_i = \frac{b * h^3}{12}$$

För sammansatt tvärsnitt sätts I_i till en konstant beräknad för ett fiktivt tvärsnitt.

$$Q_{LTP} = 0,6 * 0,022 * \gamma_{spånskiva} + b * h * \gamma_{K-virke}$$

Ekvationen som används vid beräkning av β med förutsättningar enligt *Eurocode* lyder:

$$FLIM(1)\{Eurocode\} = c_r \delta_{krav} - c_l \frac{5L^4}{384E_k I} (G_K (1 + k_{def}) + Q_{LTA} (1 + \psi_A k_{def}) + Q_{LTB} (1 + \psi_B k_{def}))$$

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

För sammansatt tvärsnitt sätts I_i till en konstant beräknad för ett fiktivt tvärsnitt.

$$G_K = 0,6 * 0,022 * \gamma_{spånskiva} + b * h * \gamma_{K-virke}$$

3.3.3 Laster och fördelningsfunktioner

Samtliga laster, fördelningar, medelvärden, standardavvikelse och övriga variabler som används vid beräkning av β finns sammanfattade i Tabell 18. Yttre laster som verkar på tvärsnittet i Figur 15 är beräknade i Bilaga C.

Bruksgränsdimensionering av träbjälklag
- En jämförelse mellan BKR och Eurocode

Tabell 18 Laster, fördelningar, medelvärden, standardavvikelse σ och övriga variabler som används vid beräkning av β

Variabel		Fördelning	μ	σ		Källa medelvärde	Källa standardavvikelse
-Laster							
Variabel, bunden	Q_{LTA}	Gamma	300,0	540,0	N/m	JCSS	JCSS
Variabel, fri	Q_{LTB}	Exponential	120,0	339,4	N/m	JCSS	JCSS
Permanent, Egt ¹	Q_{LTP}, G_k				N/m	-	-
-Material							
E-modul	E_k	Lognormal	10,5	1,365	GPa	BKR	JCSS
Tvärsnitt							
Längd ²	L	Konstant		-		-	-
Bredd	b	Normal	45	2	mm	-	JCSS
Höjd ³	h	Normal		2	mm	-	JCSS
-Densitet							
Spånskiva	$\gamma_{spån}$	Normal	7500	750	N/m ³	Eurocode	JCSS
K-virke	$\gamma_{K-virke}$	Normal	4200	420	N/m ³	Eurocode	JCSS
-Modell, BKR							
K_{LTP}		Konstant	0,55	-		BKR	-
K_{LTA}		Konstant	0,65	-		BKR	-
K_{LTB}		Konstant	0,80	-		BKR	-
-Modell, Eurocode							
ψ_A		Konstant	1,0	-		BKR	-
ψ_B		Konstant	0	-		BKR	-
$k_{def, trä}$		Konstant	0,6	-		Eurocode	-
$k_{def, spånskiva}$		Konstant	2,25	-		Eurocode	-
-Modellosäkerhet							
Last	c_l	Lognormal	1	0,2		JCSS	JCSS
Krav	c_r	Lognormal	1	0,1		JCSS	JCSS

¹ Permanentlast beräknas med avseende på aktuellt tvärsnitt

² Längd varierar mellan 0,5 och 10m

³ Höjden varierar i beräkningarna

3.3.4 Optimerat tvärsnitt

Höjden på en träbalk med tvärsnitt 45x h mm optimeras med avseende på höjden för att $\delta = \delta_{krav}$ med förutsättningar enligt respektive norms kontorslast skall uppfyllas.

Eftersom egentygden är beroende av det aktuella tvärsnittets utformning måste ett optimerat tvärsnitt itereras fram.

3.3.4.1 BKR

Optimeringen sker för kontorslast och lastkombination 8.

$$\delta_{krav} = \delta = \sum \frac{5Q_{LTi}L^4}{384E_k\kappa_{LTi}I}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{krav} = \frac{5L^4}{384E_k I} \left(\frac{Q_{LTP}}{\kappa_{LTP}} + \frac{Q_{LTA}}{\kappa_{LTA}} + \frac{Q_{LTB}}{\kappa_{LTB}} + \frac{Q_{LTC}}{\kappa_{LTC}} \right) \\ Q_{LTP} = 0,6 * 0,022 * \gamma_{spånskiva} + h * 0,045 * \gamma_{K-virke} \\ I = \frac{bh^3}{12} \\ L = 0,5 \text{ till } 10m \\ E_k = 10,5 \text{ GPa} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{5L^4}{32E_k\delta_{krav}b} \left(\frac{Q_{LTP}}{\kappa_{LTP}} + \frac{Q_{LTA}}{\kappa_{LTA}} + \frac{Q_{LTB}}{\kappa_{LTB}} + \frac{Q_{LTC}}{\kappa_{LTC}} \right)}$$

Lastförutsättningar och κ finns angivna i Tabell 19.

Tabell 19 Lastförutsättningar och κ för kontorsbjälklag i trä (BKR)

Last	Last	Lasttyp	κ
<i>Nyttig last</i>			
Bunden last	1000 N/m ²	A	0,7
Fri last	1500 N/m ²	B	0,8
<i>Permanent last</i>			
Densitet spånskiva	7500 N/m ³	P	0,6
Densitet k-virke	4200 N/m ³	P	0,6

3.3.4.2 Eurocode

Optimeringen sker för kvasipermanent lastkombination. Eftersom den variabla lasten i Eurocode inte är uppdelad i bunden och fri lastdel utan anges som en last. På grund av att fördelningen för denna last inte är känd används BKRs uppdelning och värde på kontorslasten för beräkning av det optimerade tvärsnittet. Detta har till följd att även reduktionsfaktorer ψ hämtas från BKRs långtidslast. De Nationella anpassningsdokumenten i Eurocode tillåter att information från nationella standarderna vid behov.

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{krav} = \delta = \sum \frac{5q_{perm}L^4}{384E_k I} (1 + k_{def}) + \sum \frac{5q_{var}L^4}{384E_k I} (1 + \psi_2 k_{def}) \\ q_{var} (1 + \psi_2 k_{def}) = Q_{LTA} (1 + \psi_A k_{def}) + Q_{LTB} (1 + \psi_B k_{def}) \end{array} \right.$$

Bruksgränsdimensionering av träbjälklag
- En jämförelse mellan BKR och Eurocode

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_{krav} = \frac{5L^4}{384E_k I} (G_K (1 + k_{def}) + Q_{LTA} (1 + \psi_A k_{def}) + Q_{LTB} (1 + \psi_B k_{def})) \\ G_K = 0,6 * 0,022 * \gamma_{spånskiva} + h * 0,045 * \gamma_{K-virke} \\ I = \frac{bh^3}{12} \\ L = 0,5 \text{ till } 10m \\ E_k = 10,5 \text{ GPa} \\ k_{def} = 0,6 \\ \left. \begin{array}{l} \psi_A = \psi_{1,Bunden} = 1,0 \\ \psi_B = \psi_{1,Fri} = 0 \end{array} \right\} \text{ BKR} \\ \psi_B \text{ och } \psi_A \text{ beror på långtidslast} \end{array} \right.$$

$$\rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{5L^4}{32E_k \delta_{krav} b} (G_K (1 + k_{def}) + Q_{LTA} (1 + \psi_A k_{def}) + Q_{LTB} (1 + \psi_B k_{def}))}$$

Lastförutsättningar finns angivna i Tabell 20.

Tabell 20 Lastförutsättningar för kontorsbjälklag i trä (Eurocode)

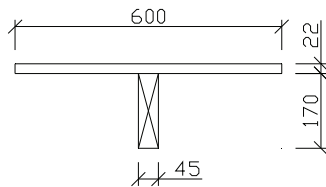
Last	Last	Lasttyp
<i>Nyttig last</i>		
Bunden last	1000 N/m ²	Bunden
Fri last	1500 N/m ²	Fri
<i>Permanent last</i>		
Densitet spånskiva	7500 N/m ³	Permanent
Densitet k-virke	4200 N/m ³	Permanent

4 Resultat och analys

4.1 Bruksgränsdimensionering

Nedböjningsberäkning utförs nedan för ett kontorsbjälklag med dimensioner enligt referensbjälklaget (kapitel 3.2) och beräkningsförutsättningar enligt BKR och Eurocode. Nedböjningen beräknas i detta avsnitt endast för den mellersta balken i referensbjälklaget.

Tvärsnittet som används vid beräkning av nedböjning återfinns i Figur 16 och i Tabell 21 finns mer information om tvärsnittet.



Figur 16 Dimensionerande tvärsnitt

Tabell 21 Information om beräkningstväsnt

	b [m]	h [m]	A [m ²]	e [m]	L[m]	E _k [MPa]
K24	0,045	0,170	0,00765	0,085	4	10500
Spånskiva	0,600	0,022	0,01320	0,181	4	2200

Fiktivt tröghetsmomentet för det sammansatta tvärsnittet beräknas i Bilaga A.

4.1.1 Nedböjningsberäkning enligt BKR

Långtidsdeformationen u_{tot} beräknas enligt kap 3.1.1 som summan av de olika lasttypernas bidrag.

$$u_{tot} = u_{LTP} + u_{LTA} + u_{LTB} + u_{LTC} = \sum \frac{5Q_{LTi} L^4}{384E_k \kappa_{LTi} I_{fic}}$$

4.1.1.1 Laster

Karakteristiska laster för kontorsbjälklaget beräknas i Tabell 22.

Tabell 22 Karakteristiska laster för kontorsbjälklaget, BKR

Lasttyp			
Permanent last			
Egentyngd Spånskiva (LT P)	$7500 \cdot 0,022 \cdot 0,6 =$	99	N/m
Egentyngd Träbalk (LT P)	$4200 \cdot 0,170 \cdot 0,045 =$	32,13	N/m
	Summa	131,13	N/m
Variabel last			
Fri last (LT B)	$1500 \cdot 0,6 =$	900	N/m
Bunden last (LT A)	$1000 \cdot 0,6 =$	600	N/m
	Summa	1500	N/m

4.1.1.2 Nedböjning enligt lastkombination 8

Dimensionerande last med hänsyn till permanent skada beräknas enligt:

$$q_d = 1,0G_k + 1,0Q_k$$

De olika lasttyperna ger på grund av olika varaktighet upphov till olika långtidsdeformationer som beräknas i Bilaga A, resultat och delresultat anges i Tabell 23.

Tabell 23 Beräknad deformation enligt BKR, Lastkombination 8

	LT P	LT A	LT B		Hänvisning
q_d	1*131,13	1*600	1*900	N/m	Tabell 22
K_k -virke	0,55	0,65	0,80		Tabell 3
$K_{spänskiva}$	0,30	0,40	0,55		Tabell 4
A_{fic}	0,009159	0,009352	0,009551	m ²	Bilaga A
e_{fic}	0,1008	0,1025	0,1041	m	Bilaga A
I_{fic}	30,0975	31,3232	32,5355	10 ⁻⁶ m ⁴	Bilaga A
E_k	10,5	10,5	10,5	GPa	Tabell 21
u	0,0025	0,0094	0,0110	m	

Den totala långtidsdeformationen för kontorsbjälklaget beräknat med lastkombination 8 blir:

$$\begin{aligned}
 u_{tot} &= u_{LTP} + u_{LTA} + u_{LTB} + u_{LTC} = \\
 &= \frac{5 \cdot 4^4}{384 \cdot 10,5 \cdot 10^9} \left(\frac{131,13}{0,55 \cdot 30,0975 \cdot 10^{-6}} + \frac{600}{0,65 \cdot 31,3232 \cdot 10^{-6}} + \frac{900}{0,8 \cdot 32,5355 \cdot 10^{-6}} \right) \\
 u_{tot} &= 0,0025 + 0,0094 + 0,0110 = 0,0229 \text{ m}
 \end{aligned}$$

4.1.1.3 Nedböjning enligt lastkombination 9

Dimensionerande last med hänsyn till tillfällig olägenhet beräknas enligt:

$$q_d = 1,0G_k + 1,0\psi Q_k$$

där lasterna hämtas ur Tabell 23 och lastreduktionsfaktorn ψ ur Tabell 1.

De olika lasttyperna ger på grund av olika varaktighet upphov till olika långtidsdeformationer som beräknas i Bilaga A, resultat och delresultat anges i Tabell 24.

Tabell 24 Beräknad deformation enligt Lastkombination 9

	LT P	LT A	LT B		Hänvisning
Q _d	1*131,13	1*1*600	1*0,5*900	N/m	Tabell 22
K _{k-virke}	0,55	0,65	0,80		Tabell 3
K _{spånskiva}	0,30	0,40	0,55		Tabell 4
A _{fic}	0,009159	0,009352	0,009551	m ²	Bilaga A
e _{fic}	0,1008	0,1025	0,1041	m	Bilaga A
I _{fic}	30,0975	31,3232	32,5355	10 ⁻⁶ m ⁴	Bilaga A
E _k	10,5	10,5	10,5	GPa	Tabell 21
u	0,0025	0,0094	0,0055	m	

Den totala långtidsdeformationen för kontorsbjälklaget beräknat med lastkombination 9 blir:

$$u_{tot} = u_{LTP} + u_{LTA} + u_{LTB} + u_{LTC} =$$

$$= \frac{5 \cdot 4^4}{384 \cdot 10,5 \cdot 10^9} \left(\frac{131,13}{0,55 \cdot 30,0975 \cdot 10^{-6}} + \frac{600}{0,65 \cdot 31,3232 \cdot 10^{-6}} + \frac{450}{0,8 \cdot 32,5355 \cdot 10^{-6}} \right)$$

$$u_{tot} = 0,0025 + 0,0094 + 0,0055 = 0,0174 \text{ m}$$

4.1.2 Nedböjningsberäkning enligt Eurocode

Långtidsdeformationen u_{tot} beräknas som summan av initialdeformation och krypdeformation för respektive lasttyp enligt kap 3.1.2.

- $$u_{tot,var} = \sum \frac{5q_{perm}L^4}{384EI_{fic}}(1 + k_{def}) + \sum \frac{5q_{var}L^4}{384EI_{fic}}(1 + \psi_2 k_{def})$$
- $$u_{tot,kvasi} = \sum \frac{5q_{perm}L^4}{384EI_{fic}}(1 + k_{def}) + \sum \frac{5\psi_2 q_{var}L^4}{384EI_{fic}}(1 + k_{def})$$

4.1.2.1 Laster

Karakteristiska laster för kontorsbjälklaget beräknas i Tabell 25.

Tabell 25 Karakteristiska laster för kontorsbjälklag, Eurocode

Lasttyp			
Permanent last			
Egentyngd spånskiva	7500 * 0,022 * 0,6 =	99	N/m
Egentyngd K24	4200 * 0,170 * 0,045 =	32,13	N/m
	Summa	131,13	N/m
Nyttig last			
Utbredd last	2500 * 0,6 =	1500	N/m

4.1.2.2 Nedböjning på grund av de olika lasttyperna

För trä gäller reduktionsfaktorn $k_{def}=0,6$ och för spånskiva 2,25, hämtade från Tabell 9.

Kvasipermanent lastfall och kontorslast ger enligt Tabell 7 $\psi_2=0,3$ för kvasipermanent last.

Då material med olika långtidsdeformationsegenskaper är sammansatta till ett tvärsnitt beräknas gemensamt k_{def} genom $k_{def} = 2\sqrt{k_{def,1}k_{def,2}}$

De initiala nedböjningarna beräknas för permanent, variabel och kvasipermanent lasttyp i Tabell 26 enligt:

$$u_{inst,permanent} = \frac{5q_{perm}L^4}{384EI_{fic}}$$

$$u_{inst,variabel} = \frac{5q_{var}L^4}{384EI_{fic}}$$

$$u_{inst,kvasi} = \frac{5\psi_2q_{var}L^4}{384EI_{fic}}$$

Beräkningarna utförs i Bilaga A.

Tabell 26 Beräknad elastisk nedböjning enligt Eurocode med hänsyn till de olika lasttyperna

Lasttyp	Permanent	Variabel	Kvasi		Hänvisning
q _k	131,13	1500	1500	N/m	Tabell 25
ψ ₂	-	-	0,3	-	Tabell 7
A _{fic}	1,04	1,04	1,04	10 ⁻² m ²	Bilaga A
e _{fic}	0,110	0,110	0,110	m	Bilaga A
I _{fic}	37,3	37,3	37,3	10 ⁻⁶ m ⁴	Bilaga A
E _k	10,5	10,5	10,5	GPa	Tabell 21
u	0,0011	0,0127	0,0038	m	

Krypning beräknas för permanent, variabel och kvasipermanent lasttyp i Tabell 27 enligt:

$$u_{creep,permanent} = \frac{5q_{perm}L^4}{384EI_{fic}} * k_{def}$$

$$u_{creep,variabel} = \frac{5q_{var}L^4}{384EI_{fic}} * \psi_2 k_{def}$$

$$u_{creep,kvasi} = \frac{5\psi_2q_{var}L^4}{384EI_{fic}} * k_{def}$$

Beräkningarna utförs i Bilaga A.

Tabell 27 Beräknad krypning enligt Eurocode med hänsyn till de olika lasttyperna

Lasttyp	Permanent	Variabel	Kvasi		Hänvisning
q_k	131,13	1500	1500	N/m	Tabell 25
ψ_2	-	0,3	0,3	-	Tabell 7
$k_{def, trä}$	0,6	0,6	0,6	-	Tabell 9
$k_{def, spån}$	2,25	2,25	2,25	-	Tabell 9
A_{fic}	1,04	1,04	1,04	$10^{-2} m^2$	Bilaga A
e_{fic}	0,110	0,110	0,110	m	Bilaga A
I_{fic}	37,3	37,3	37,3	$10^{-6} m^4$	Bilaga A
E_k	10,5	10,5	10,5	GPa	Tabell 21
u	0,0026	0,0089	0,0089	m	

4.1.2.3 Total deformation

Den totala långtidsdeformationen för bjälklaget beräknad enligt variabel lastkombination för Eurocode blir:

$$\begin{aligned}
 u_{tot,var} &= \sum \frac{5q_{perm}L^4}{384EI_{fic}}(1+k_{def}) + \sum \frac{5q_{var}L^4}{384EI_{fic}}(1+\psi_2k_{def}) \\
 &= \frac{5*131,13*4^4}{384*10,5*10^9*37,3*10^{-6}}*(1+2*\sqrt{0,6*2,25}) + \\
 &+ \frac{5*1500*4^4}{384*10,5*10^9*37,3*10^{-6}}*(1+0,3*2*\sqrt{0,6*2,25}) \\
 u_{tot} &= 0,0037 + 0,0217 = 0,02541 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Den totala långtidsdeformationen för bjälklaget beräknad enligt kvasipermanent lastkombination för Eurocode blir:

$$\begin{aligned}
 u_{tot,kvasi} &= \sum \frac{5q_{perm}L^4}{384EI_{fic}}(1+k_{def}) + \sum \frac{5\psi_2q_{var}L^4}{384EI_{fic}}(1+k_{def}) \\
 &= \frac{5*131,13*4^4}{384*10,5*10^9*37,3*10^{-6}}*(1+2*\sqrt{0,6*2,25}) + \\
 &+ \frac{5*0,3*1500*4^4}{384*10,5*10^9*37,3*10^{-6}}*(1+2*\sqrt{0,6*2,25}) \\
 u_{tot} &= 0,0037 + 0,0127 = 0,0164 \text{ m}
 \end{aligned}$$

4.1.3 Jämförelse av nedböjning beräknad enligt BKR och Eurocode

En sammanställning av de beräknade totalnedböjningarna med förutsättningar enligt BKR och Eurocode finns i Tabell 28.

Tabell 28 Total nedböjning beräknade enligt BKR och Eurocode.

BKR		Eurocode	
LK 8	LK 9	Variabel	Kvasipermanent
0,0229 m	0,0174 m	0,0254 m	0,0164 m
<i>L/1753</i>	<i>L/230</i>	<i>L/160</i>	<i>L/250</i>

Beräknad nedböjning enligt lastkombination 8 i BKR och den variabla lastkombinationen i Eurocode får liknande resultat. Detsamma gäller BKR:s lastkombination 9 och Eurocodes kvasipermanenta kombination.

Om man jämför beräknad långtidsnedböjning p.g.a. permanent och variabel last beräknad enligt BKR (Tabell 29 och Tabell 30) och Eurocode (Tabell 31 och Tabell 32) ser man att:

- deformation p.g.a. permanent last blir större om man räknar med förutsättningar enligt Eurocode än om man räknar enligt BKR.
- för deformation på grund av variabel last inte går att dra några övergripande slutsatser eftersom de olika lastkombinationerna skiljer sig åt. Men det kan konstateras att både den största och minsta deformationen på grund av variabel last ges av beräkning enligt Eurocode.

Tabell 29 Permanent och variabel långtidsnedböjning beräknad enligt BKR för lastkombination 8.

BKR (Lastkombination 8)			
Permanent Last	Variabel last		
<i>LTP</i>	<i>LTA</i>	<i>LTB</i>	<i>LTA + LTB</i>
2,5 mm	9,4 mm	11 mm	20,4 mm

Tabell 30 Permanent och variabel långtidsnedböjning beräknad enligt BKR för lastkombination 9.

BKR (Lastkombination 9)			
Permanent Last	Variabel last		
<i>LTP</i>	<i>LTA</i>	<i>LTB</i>	<i>LTA + LTB</i>
2,5 mm	9,4 mm	5,5 mm	14,9 mm

Tabell 31 Permanent och variabel långtidsnedböjning beräknad enligt Eurocode för variabel lastkombination.

Eurocode (Variabel lastkombination)	
Permanent Last	Variabel last
3,7 mm	22 mm

Tabell 32 Permanent och variabel långtidsnedböjning beräknad enligt Eurocode för kvasipermanent lastkombination.

Eurocode (Kvasipermanent lastkombination)	
Permanent Last	Variabel last
3,7 mm	12,7 mm

4.2 Praktiska försök med referensbjälklaget

4.2.1 Mätning av elasticitetsmoduler

E-modul mäts för de balkar och spånskivor som ingår i referensbjälklaget enligt standarder i kapitel 3.2.1.1 och 3.2.1.2

4.2.1.1 Mätning av elasticitetsmodul för träbalkar

Vid tryckprovningen av reglerna loggades deformationen som funktion av last och sedan beräknades E-modulerna för balkarna enligt:

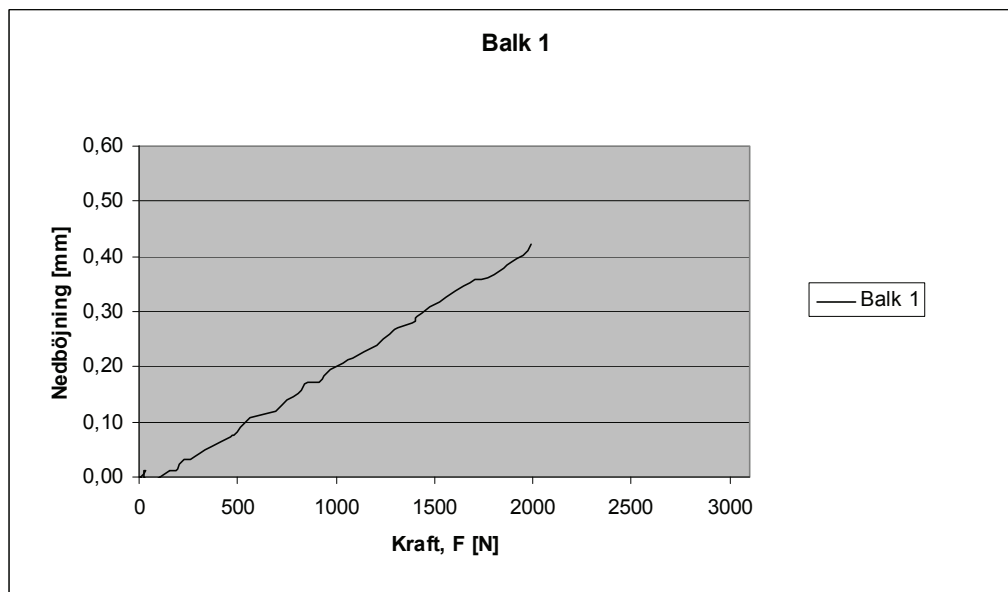
$$E = \frac{a * l_1^2 * \Delta F}{16 * I * \Delta u}$$

För alla balkar gäller indata enligt Tabell 33.

Tabell 33 Indata för beräkning av E-modul för balkarna i referensbjälklaget.

Indata	
$b=$	45 mm
$b=$	170 mm
$I=$	18423750 mm ⁴
$A=$	1020 mm
$l_1=$	850 mm

I Figur 17 visas mätresultat för balk 1 och i Bilaga B redovisas resultaten för samtliga balkar.



Figur 17 Deformation som funktion av last för balk 1.

Ur mätdata väljs två lämpliga F och sedan tas motsvarande deformation u fram.

$$E_1 = \frac{1020 * 850^2 * (1556,0 - 471,9)}{16 * 18423750 * (0,32 - 0,08)} = 11293 \text{ MPa}$$

För sammanställning av resultat för alla balkar se Tabell 34.

Tabell 34 Resultat från deformationsmätningar och uträknade E-moduler

Balk	1	2	3	4	5	
F_1	471,9	2001,0	598,3	570,6	702,2	N
F_2	1556,0	2742,2	1656,4	1807,1	1393,2	N
ΔF	1084,1	741,20	1058,10	1236,5	691	N
δ_1	0,08	0,15	0,12	0,11	0,05	mm
δ_2	0,32	0,37	0,40	0,42	0,27	mm
$\Delta\delta$	0,24	0,22	0,28	0,31	0,22	mm
E-modul	11292,7	8422,7	9447,3	9971,8	7852,3	MPa

Medelvärde för balkarnas E-modul blir:

$$E_{medel} = \frac{11292,7 + 8422,7 + 9447,3 + 9971,8 + 7852,3}{4} = 9397,4 \text{ MPa}$$

Detta kan jämföras med karakteristisk E-modul för K24 som enligt litteraturen är 10500 MPa.

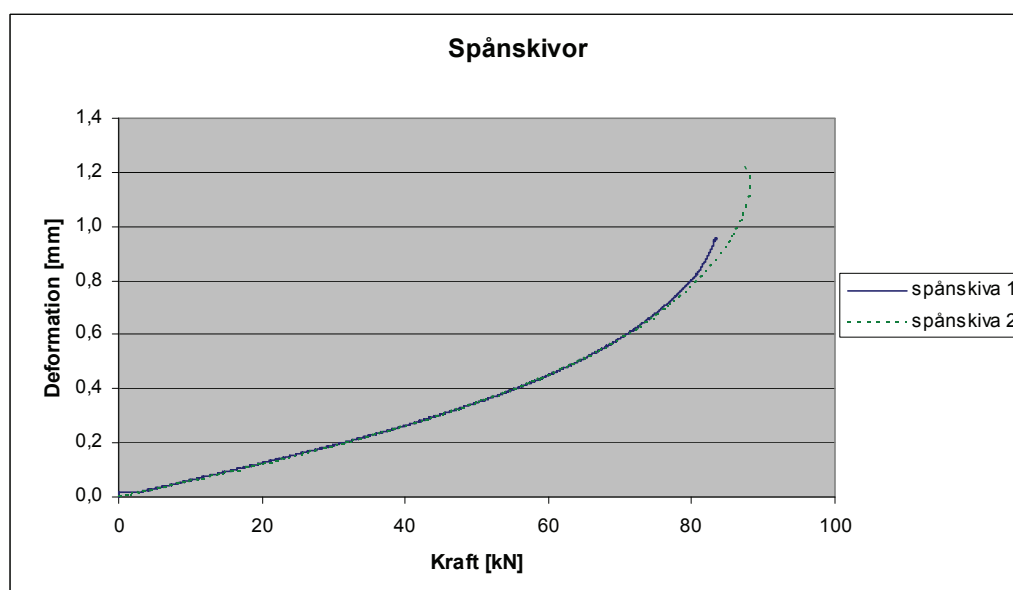
Eftersom lasten påfördes med handdriven domkraft blir kurvan något hackig, speciellt i början av mätningarna.

4.2.1.2 Mätning av elasticitetsmodul för spånskiva

Efter trycktestet på provkropparna erhålls mätresultat enligt Figur 18 varpå E-modulen beräknas enligt:

$$E_c = \frac{(F_2 - F_1) * l_1}{(u_2 - u_1) * A}$$

Ur mätdata väljs $F_1=0,1 * F_{max}$ och $F_2=0,4 * F_{max}$ och motsvarande deformation u .



Figur 18 Deformation som funktion av kraft för spånskiva

$$E_c = \frac{(33,356 - 8,339) * 0,08}{(2,1 * 10^{-4} - 5,1 * 10^{-5}) * 0,00484} = 2600,65 \text{ MPa}$$

Sammanställning av resultat för båda provkropparna finns i Tabell 35.

Tabell 35 Resultat från elasticitetsberäkningar för spånskivan

	Spån 1	Spån 2	
$F_1=10\%*F_{\max}$	8,339	8,7165	kN
$F_2=40\%*F_{\max}$	33,356	34,866	kN
$\delta_1(F_1)$	5,1E-05	4,9E-05	m
$\delta_2(F_2)$	2,1E-04	2,2E-04	m
l_1	0,08	0,08	m
A	0,00484	0,00484	m
E_c	2600,65	2527,62	MPa

Medelvärde för spånskivans E-modul blir:

$$E_{\text{medel}} = \frac{2600,65 + 2527,65}{2} = 2564,14 \text{ MPa}$$

Detta kan jämföras med karakteristisk E-modul för K-spånskiva som enligt litteraturen är 2200 MPa.

4.2.2 Beräkning av nedböjning för referensbjälklaget

Nedböjning för referensbjälklaget beräknas enligt BKR och Eurocode. E-modulerna för spånskiva och balkar är beräknade i kapitel 4.2.1.1 respektive 4.2.1.2. Spännvidd och dimensioner för bjälklaget finns angivna i Figur 6 och Figur 7. Nedböjningen beräknas för den mellersta balken i referensbjälklaget.

4.2.2.1 Initial nedböjning

Initiala nedböjningen för referensbjälklaget beräknas för BKR och Eurocode enligt:

$$u_{\text{initial}} = \frac{5qL^4}{384E_k I_{\text{fic}}}$$

Parametrar		
L	4	m
I_{fic}^1	$4,11 * 10^{-5}$	m^4
E_{mitt}	$9,4 * 10^9$	Pa
q	131,13+1500	N/m

$$u = \frac{5 * (131,13 + 1500) * 4^4}{384 * 9,4 * 10^9 * 4,11 * 10^{-5}} = 0,0141 \text{ m}$$

¹ I_{fic} är beräknat för det sammansatta tvärsnittet utan hänsyn till κ i Bilaga A

4.2.2.2 Långtidsnedböjning enligt BKR

Långtidsdeformationen för referensbjälklaget beräknas för BKR enligt:

$$u_{tot} = u_{LTP} = \frac{5q_{LTP}L^4}{384E_k\kappa_{LTP}I_{fic,P}}$$

Parametrar		
L	4	m
I_{fic}^2	$6,40 \cdot 10^{-5}$	m^4
E_{mitt}	$9,4 \cdot 10^9$	Pa
q	131,13+1500	N/m
κ	0,55	

$$u = \frac{5 \cdot (131,13 + 1500) \cdot 4^4}{384 \cdot 0,55 \cdot 9,4 \cdot 10^9 \cdot 6,40 \cdot 10^{-5}} = 0,0164 \text{ m}$$

4.2.2.3 Långtidsnedböjning enligt Eurocode

Långtidsdeformationen för referensbjälklaget beräknas för Eurocodes permanenta lastkombination enligt:

$$u_{tot} = \frac{5qL^4}{384EI_{fic}} (1 + k_{def})$$

$$k_{def} = 2 \sqrt{k_{def,1} k_{def,2}}$$

Parametrar		
L	4	m
I_{fic}^3	$4,11 \cdot 10^{-5}$	m^4
E_{mitt}	$9,4 \cdot 10^9$	Pa
q	131,13+1500	N
$k_{def,1}$	0,6	
$k_{def,2}$	2,25	

$$u = \frac{5 \cdot (131,13 + 1500) \cdot 4^4}{384 \cdot 9,4 \cdot 10^9 \cdot 4,11 \cdot 10^{-5}} \left(1 + 2 \cdot \sqrt{0,6 \cdot 2,25}\right) = 0,0468 \text{ m}$$

4.2.3 Uppmätt nedböjning på referensbjälklaget

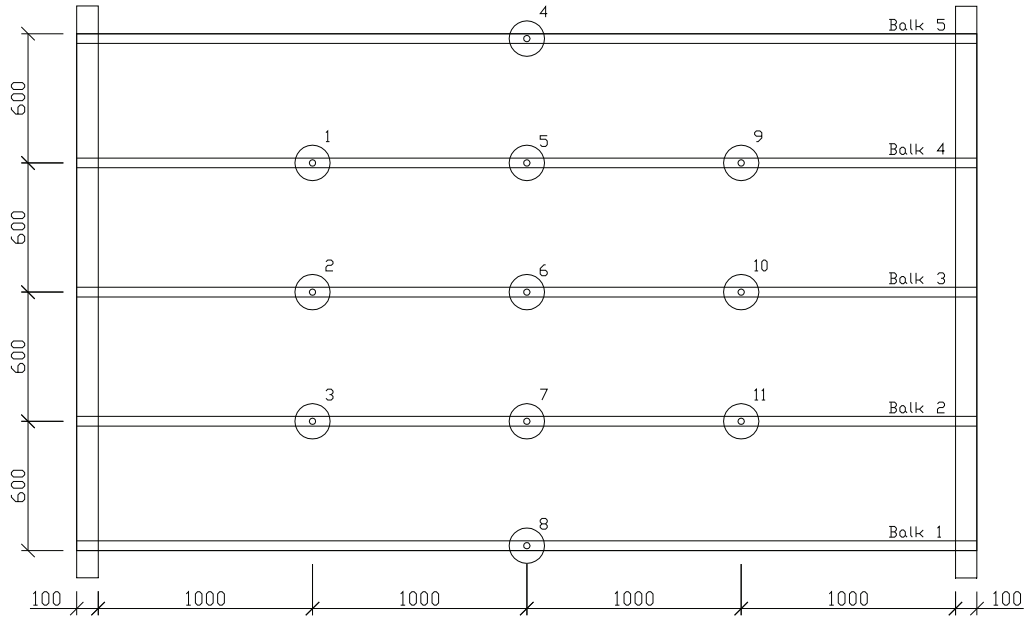
Uppmätt nedböjning för referensbjälklaget i mätpunkterna som visas i Figur 19 och omgivningens klimat finns angivna i Figur 20. Uppmätt fuktkvot i balkarna finns i Tabell 36 för försökets sju första dagar.

I Figur 21 visas nedböjningen i punkt 6 tillsammans med omgivande klimat och i Figur 22 till Figur 24 finns nedböjningen för mätpunkt 1-3, 4-8 respektive 9-11.

² I_{fic} är beräknat för det sammansatta tvärsnittet i Bilaga A

³ I_{fic} är beräknat för det sammansatta tvärsnittet i Bilaga A

4 Resultat och analys

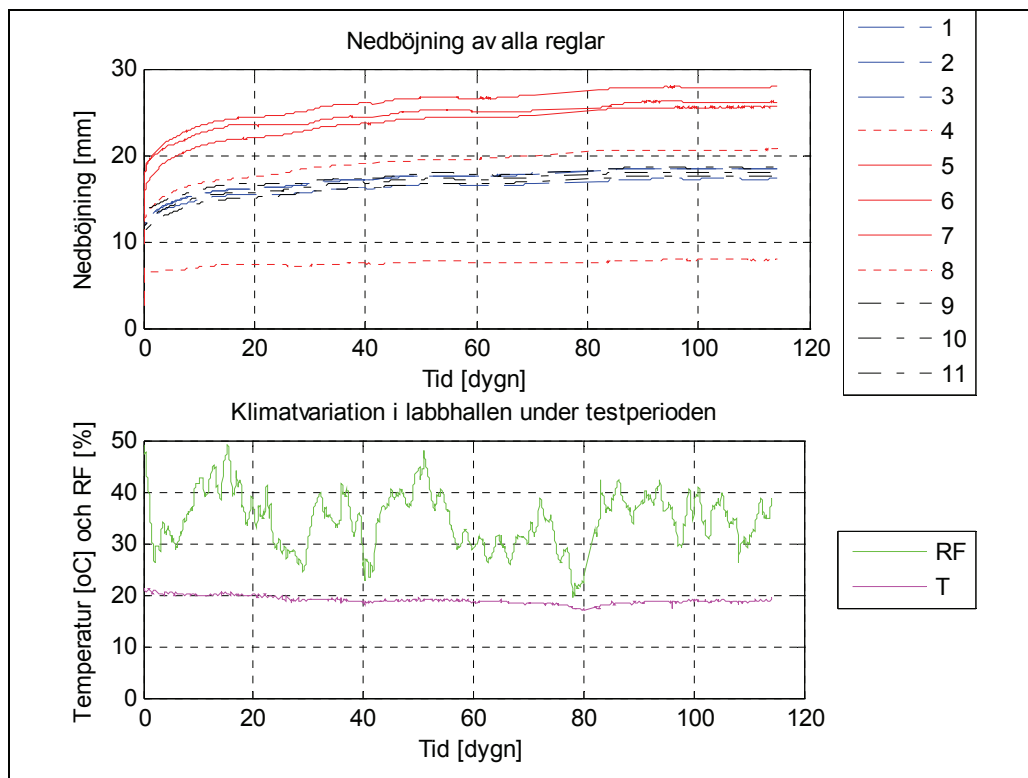


Figur 19 Mätpunkter på bjälklaget

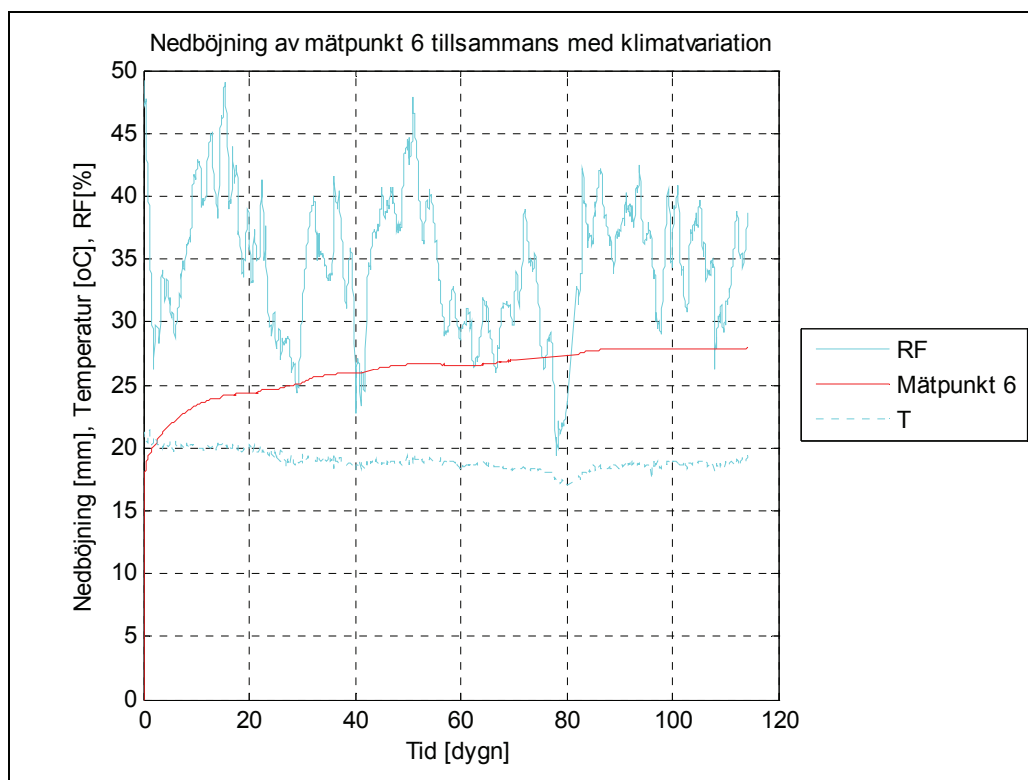
Tabell 36 Uppmätt fuktkvot i balkarna under de första sju dagarna av försöket

Balk	20071017 (11:30)	20071018 (13:30)	20071019 (13:20)	20071022 (11:30)	20071023 (11:30)	20071024 (11:30)	20071025 (14:30)
1	9	9	8,7	8,9	8,8	8,9	9
2	9,1	9	8,7	8,8	8,7	8,8	8,8
3	9	8,9	8,6	8,7	8,7	8,7	8,8
4	9,1	9,1	8,6	8,8	8,7	8,8	9
5	9	8,9	8,8	8,9	8,7	8,8	8,9

Bruksgränsdimensionering av träbjälklag - En jämförelse mellan BKR och Eurocode

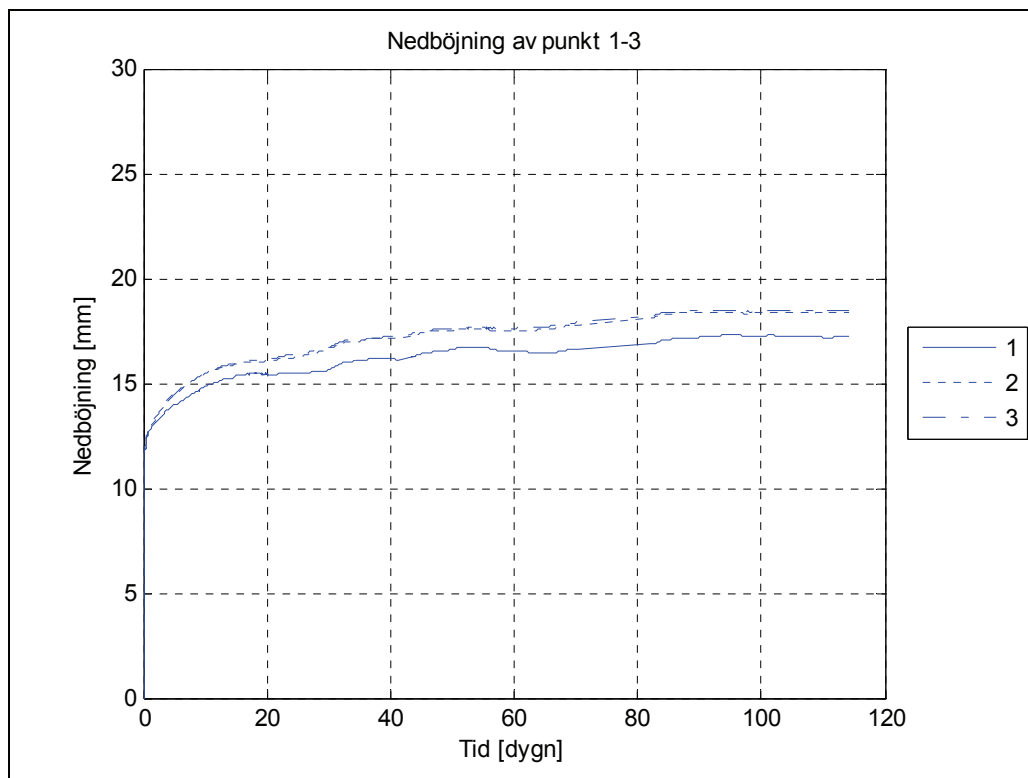


Figur 20 Alla balkars nedböjning och klimatvariation under försöket. Siffrorna i legenden anger mätpunkterna från Figur 19

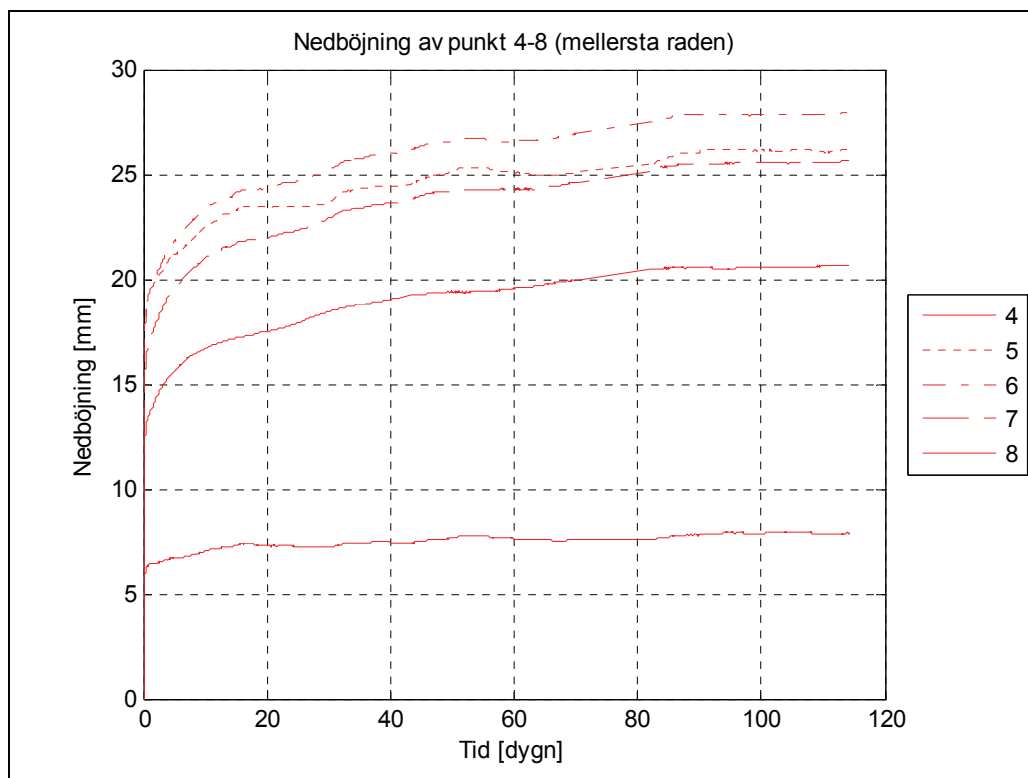


Figur 21 Uppmätt nedböjning i mätpunkt 6 och klimatet under försöket

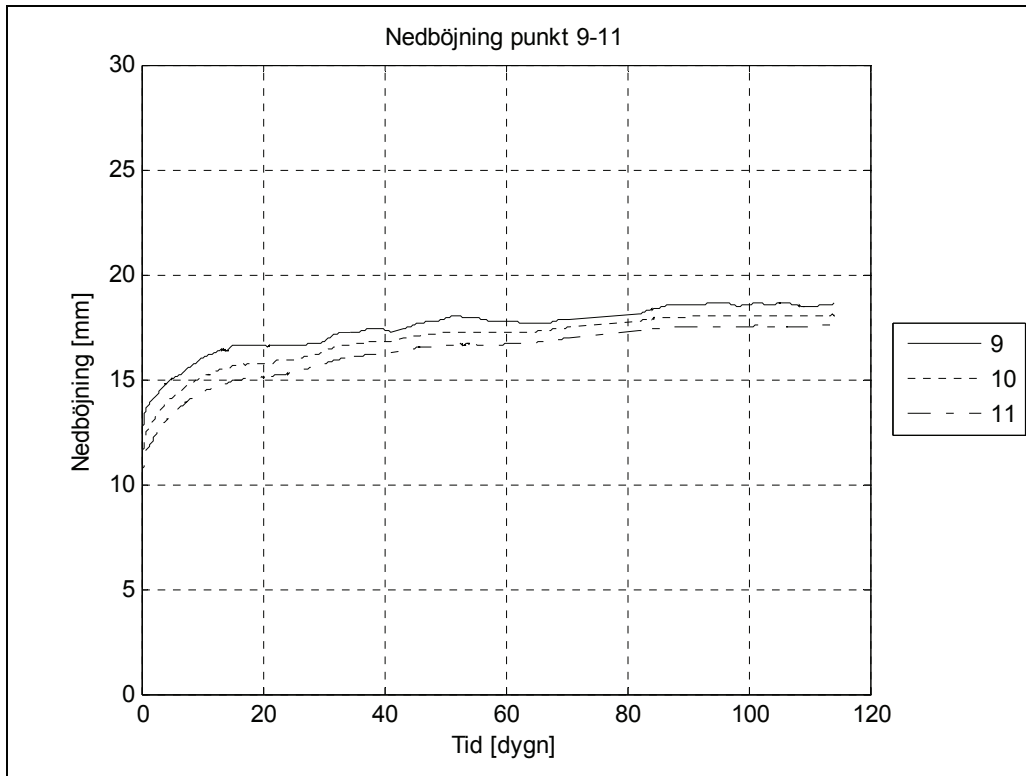
4 Resultat och analys



Figur 22 Nedböjning för mät punkt 1-3



Figur 23 Nedböjning för mät punkt 5-8, mätpunkterna i mittenraden



Figur 24 Nedböjning för mätpunkt 9-11

4.2.4 Jämförelse mellan beräknad och uppmätt nedböjning

En sammanställning av de beräknade och uppmätta nedböjningarna för mitten på den mellersta balken (mätpunkt 6) av referensbjälklaget finns i Tabell 37.

Tabell 37 Uppmätt och beräknad initial- och långtidsnedböjning för mätpunkt 6

	Initialnedböjning	Långtidsnedböjning	Krypning (=långtid – initial)
BKR	0,014 m	0,016 m	0,002 m
Eurocode	0,014 m	0,047 m	0,033 m
Uppmätt (punkt 6)	0,017 m	0,028 m (110 dygn)	0,011 m (110 dygn)

Direkt efter pålastningen avtar nedböjningshastigheten successivt med tiden och efter 110 dagar är hastigheten nära noll, men nedböjningen pågår fortfarande. Vid denna tidpunkt har nedböjningen beräknad enligt BKR redan överskridits.

Den beräknade långtidsdeformationen för Eurocode är nästan tre gånger så stor som deformationen beräknad med förutsättningar enligt BKR.

För både BKR och Eurocode stämmer den beräknade initialnedböjningen ganska bra överrens med den uppmätta initialnedböjningen i mätpunkt 6.

I Figur 20 och Figur 21 syns det tydligt hur variationer i klimatet påverkar nedböjningen. Då RF ökar ökar även nedböjningshastigheten. Under försöket ligger klimatet i laborationshallen inom de gränser som gäller för Klimatklass 0 och Serviceklass1.

Mät punkt 4 och 8 skiljer sig markant från övriga mätpunkter. Dessa är de två yttersta balkarna och är därför bara belastade med hälften av den last som övriga balkar är belastade med. Innan bjälklaget belastades noterades även att balk 8 var något överhöjd vilket kan förklara varför den avviker mest från de övriga mätningarna.

4.3 Statistisk analys (säkerhetsindex β)

I detta kapitel genomförs beräkning av säkerhetsindex β för träbjälklag med varierande nedböjningskrav δ_{krav} , tvärsnitt och spännvidd utifrån beräkningsmodeller baserade på BKR och Eurocode.

Beräkning av β utförs i kapitel:

- 4.3.1 för ett tvärsnitt som är optimerat så att beräknad nedböjning δ blir lika stor som det satta kravet δ_{krav} vid aktuell spännvidd L .
- 4.3.2 för ett konstant tvärsnitt (45x220 mm) med avseende på kravet δ_{krav} och spännvidden L .
- 4.3.3 för ett konstant tvärsnitt (45x220 mm) med avseende på kravet δ_{krav} och spännvidden L . Här beaktas samverkan mellan spånskiva och balk.

I samtliga kapitel beräknas β för nedböjningskravet $\delta_{krav} = L/150, L/300$ och 20 mm.

Ekvationen som används vid beräkning av β med förutsättningar enligt *BKR* lyder:

$$FLIM(1)\{BKR\} = c_r \delta_{krav} - c_l \frac{5L^4}{384E_k} \left(\frac{Q_{LTP}}{I_P \kappa_{LTP}} + \frac{Q_{LTA}}{I_A \kappa_{LTA}} + \frac{Q_{LTB}}{I_B \kappa_{LTB}} \right)$$

$$I_i = \frac{b * h^3}{12}$$

För sammansatt tvärsnitt sätts I_i till en konstant beräknad för ett fiktivt tvärsnitt.

$$Q_{LTP} = 0,6 * 0,022 * \gamma_{spånskiva} + b * h * \gamma_{K-virke}$$

Ekvationen som används vid beräkning av β med förutsättningar enligt *Eurocode* lyder:

$$FLIM(1)\{Eurocode\} = c_r \delta_{krav} - c_l \frac{5L^4}{384E_k I} \left(G_K (1 + k_{def}) + Q_{LTA} (1 + \psi_A k_{def}) + Q_{LTB} (1 + \psi_B k_{def}) \right)$$

$$I = \frac{b * h^3}{12}$$

För sammansatt tvärsnitt sätts I_i till en konstant beräknad för ett fiktivt tvärsnitt.

$$G_K = 0,6 * 0,022 * \gamma_{spånskiva} + b * h * \gamma_{K-virke}$$

Ingående parametrar med fördelningstyp, medelvärde och standardavvikelse finns angivna i Tabell 18.

4.3.1 Optimerat tvärsnitt (utan samverkan)

Optimering av tvärsnittet med avseende på δ_{krav} och aktuell spännvidd utförs enligt kapitel 0.

4.3.1.1 Beräkning av β för optimerat tvärsnitt enligt BKR

Resultat finns angivna för:

- $\delta_{krav}=L/150$ i Tabell 38
- $\delta_{krav}=L/300$ i Tabell 39
- $\delta_{krav}=20$ mm i Tabell 40

Tabell 38 Beräkning av β för optimerat tvärsnitt för att klara $\delta_{krav}=L/150$ enligt BKR

L (m)	L/150	I (m ⁴)	h (m)	q _{LTP} (N/m)	δ	β
0,5	0,003	5,20E-08	0,024	103,5	0,003	1,487
1,0	0,007	4,18E-07	0,048	108,1	0,007	1,513
2,0	0,013	3,36E-06	0,096	117,2	0,013	1,513
3,0	0,020	1,14E-05	0,145	126,4	0,020	1,527
4,0	0,027	2,73E-05	0,194	135,6	0,027	1,529
5,0	0,033	5,37E-05	0,243	144,9	0,033	1,528
6,0	0,040	9,36E-05	0,292	154,2	0,040	1,524
7,0	0,047	1,50E-04	0,342	163,6	0,047	1,528
8,0	0,053	2,25E-04	0,391	173,0	0,053	1,521
9,0	0,060	3,23E-04	0,441	182,4	0,060	1,520
10,0	0,067	4,46E-04	0,492	191,9	0,067	1,524

Tabell 39 Beräkning av β för optimerat tvärsnitt för att klara $\delta_{krav}=L/300$ enligt BKR

L (m)	L/300	I (m ⁴)	h (m)	q _{LTP} (N/m)	δ	β
0,5	0,002	1,04E-07	0,030	104,7	0,002	1,478
1,0	0,003	8,37E-07	0,061	110,5	0,003	1,540
2,0	0,007	6,76E-06	0,122	122,0	0,007	1,535
3,0	0,010	2,30E-05	0,183	133,6	0,010	1,526
4,0	0,013	5,51E-05	0,245	145,3	0,013	1,528
5,0	0,017	1,09E-04	0,307	157,0	0,017	1,526
6,0	0,020	1,89E-04	0,370	168,8	0,020	1,528
7,0	0,023	3,03E-04	0,432	180,7	0,023	1,521
8,0	0,027	4,57E-04	0,496	192,7	0,027	1,524
9,0	0,030	6,56E-04	0,559	204,7	0,030	1,520
10,0	0,033	9,09E-04	0,623	216,8	0,033	1,518

4 Resultat och analys

Tabell 40 Beräkning av β för optimerat tvärsnitt för att klara $\delta_{krav}=20$ mm enligt BKR

L (m)	20 mm	I (m ⁴)	h (m)	q _{LTP} (N/m)	δ	β
0,5	0,020	8,65E-09	0,013	101,5	0,020	1,362
1,0	0,020	1,39E-07	0,033	105,3	0,020	1,481
2,0	0,020	2,24E-06	0,084	114,9	0,020	1,519
3,0	0,020	1,14E-05	0,145	126,4	0,020	1,527
4,0	0,020	3,65E-05	0,214	139,4	0,020	1,533
5,0	0,020	9,02E-05	0,289	153,6	0,020	1,530
6,0	0,020	1,89E-04	0,370	168,8	0,020	1,528
7,0	0,020	3,55E-04	0,456	185,1	0,020	1,525
8,0	0,020	6,14E-04	0,547	202,4	0,020	1,522
9,0	0,020	9,96E-04	0,643	220,5	0,020	1,521
10,0	0,020	1,54E-03	0,743	239,5	0,020	1,517

4.3.1.2 Beräkning av β för optimerat tvärsnitt enligt Eurocode

Resultat finns angivna för:

- $\delta_{krav}=L/150$ i Tabell 41
- $\delta_{krav}=L/300$ i Tabell 42
- $\delta_{krav}=20$ mm i Tabell 43

Tabell 41 Beräkning av β för optimerat tvärsnitt för att klara $\delta_{krav}=L/150$ enligt Eurocode

L (m)	L/150	I (m ⁴)	h (m)	G _k (N/m)	δ	β
0,5	0,003	4,71E-08	0,023	103,4	0,003	1,367
1,0	0,007	3,78E-07	0,047	107,8	0,007	1,448
2,0	0,013	3,05E-06	0,093	116,6	0,013	1,419
3,0	0,020	1,04E-05	0,140	125,5	0,020	1,423
4,0	0,027	2,47E-05	0,187	134,4	0,027	1,422
5,0	0,033	4,86E-05	0,235	143,4	0,033	1,429
6,0	0,040	8,45E-05	0,282	152,4	0,040	1,423
7,0	0,047	1,35E-04	0,330	161,4	0,047	1,424
8,0	0,053	2,03E-04	0,378	170,5	0,053	1,423
9,0	0,060	2,91E-04	0,427	179,6	0,060	1,428
10,0	0,067	4,02E-04	0,475	188,8	0,067	1,424

Tabell 42 Beräkning av β för optimerat tvärsnitt för att klara $\delta_{krav}=L/300$ enligt Eurocode

L (m)	L/300	I (m ⁴)	h (m)	G _k (N/m)	δ	β
0,5	0,002	9,43E-08	0,029	104,5	0,002	1,381
1,0	0,003	7,57E-07	0,059	110,1	0,003	1,440
2,0	0,007	6,11E-06	0,118	121,2	0,007	1,435
3,0	0,010	2,08E-05	0,177	132,5	0,010	1,428
4,0	0,013	4,98E-05	0,237	143,7	0,013	1,431
5,0	0,017	9,80E-05	0,297	155,1	0,017	1,429
6,0	0,020	1,71E-04	0,357	166,5	0,020	1,425
7,0	0,023	2,74E-04	0,418	178,0	0,023	1,426
8,0	0,027	4,12E-04	0,479	189,5	0,027	1,425
9,0	0,030	5,92E-04	0,540	201,1	0,030	1,422
10,0	0,033	8,19E-04	0,602	212,8	0,033	1,422

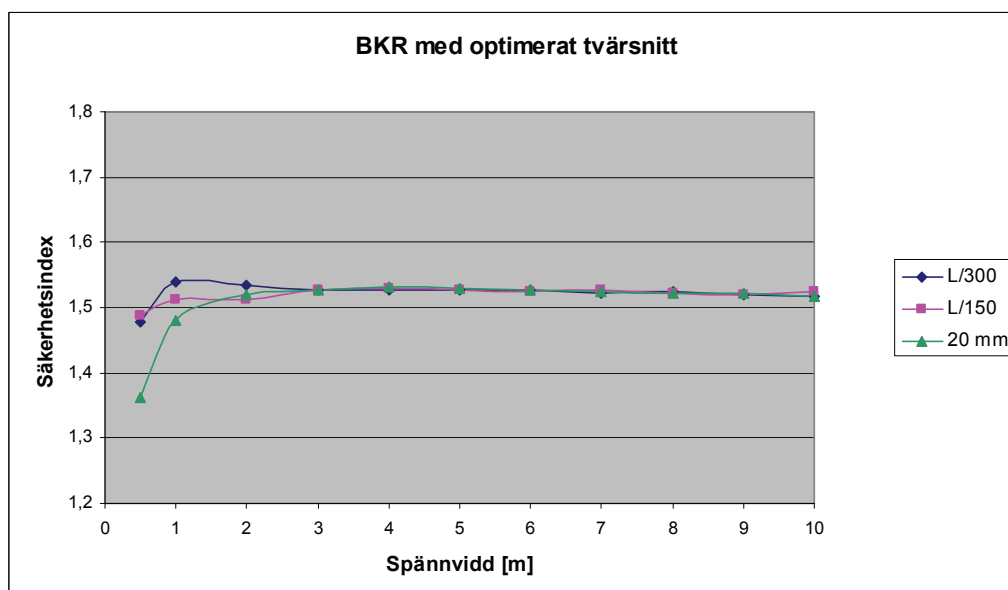
Tabell 43 Beräkning av β för optimerat tvärsnitt för att klara $\delta_{ktra}=20$ mm enligt Eurocode

L (m)	20 mm	I (m ⁴)	h (m)	G _k (N/m)	δ	β
0,5	0,020	7,84E-09	0,013	101,4	0,020	1,361
1,0	0,020	1,26E-07	0,032	105,1	0,020	1,391
2,0	0,020	2,03E-06	0,081	114,4	0,020	1,412
3,0	0,020	1,04E-05	0,140	125,5	0,020	1,423
4,0	0,020	3,30E-05	0,207	138,0	0,020	1,435
5,0	0,020	8,15E-05	0,279	151,7	0,020	1,427
6,0	0,020	1,71E-04	0,357	166,5	0,020	1,425
7,0	0,020	3,20E-04	0,440	182,2	0,020	1,423
8,0	0,020	5,53E-04	0,528	198,9	0,020	1,422
9,0	0,020	8,97E-04	0,621	216,3	0,020	1,423
10,0	0,020	1,39E-03	0,718	234,6	0,020	1,423

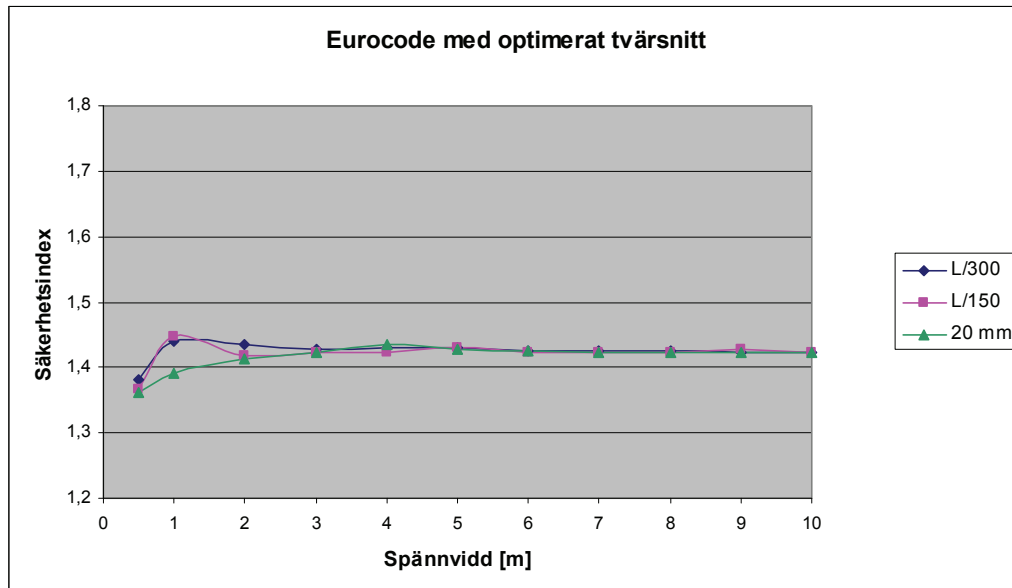
4.3.1.3 Jämförelse av β för optimerade tvärsnitt

Resultaten på β som funktion av spännvidden L från beräkningar med förutsättningar enligt:

- BKR finns plottade i Figur 25.
- Eurocode finns plottade i Figur 26.



Figur 25 β för optimerat tvärsnitt enligt BKR



Figur 26 β för optimerat tvärsnitt enligt Eurocode

För det optimerade tvärsnittet kan konstateras att säkerhetsindex β är lägre än rekommenderade β i både BKR ($\beta \geq 2,3$) och Eurocode ($\beta \geq 2,9$). Under förutsättning att beräkningsmodeller och parametrar är sanna kan det konstateras att säkerheten i beräkningarna är för låg. Kravet på β är högre i Eurocode än i BKR, men det framräknade β för Eurocode är lägre. Alltså är Eurocodes beräkningsmodell i förhållande till kravet mindre säkert än BKR.

4.3.2 Konstant tvärsnitt (45x220 mm utan samverkan)

4.3.2.1 Beräkning av β för konstant tvärsnitt 45x220 mm enligt BKR

Resultat finns angivna för:

- $\delta_{krav}=L/150$ i Tabell 44
- $\delta_{krav}=L/300$ i Tabell 45
- $\delta_{krav}=20$ mm i Tabell 46

Tabell 44 Beräkning av β för tvärsnittet 45x220 mm med $\delta_{krav}=L/150$ enligt BKR

L (m)	L/150	I (m ⁴)	h (m)	q _{LTP} (N/m)	δ	β
0,5	0,003	3,99E-05	0,220	140,6	0,000	17,621
1,0	0,007	3,99E-05	0,220	140,6	0,000	10,377
2,0	0,013	3,99E-05	0,220	140,6	0,001	5,054
3,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,006	2,980
4,0	0,027	3,99E-05	0,220	140,6	0,018	1,912
5,0	0,033	3,99E-05	0,220	140,6	0,045	1,250
6,0	0,040	3,99E-05	0,220	140,6	0,093	0,771
7,0	0,047	3,99E-05	0,220	140,6	0,172	0,378
8,0	0,053	3,99E-05	0,220	140,6	0,293	0,042
9,0	0,060	3,99E-05	0,220	140,6	0,469	-0,241
10,0	0,067	3,99E-05	0,220	140,6	0,715	-0,477

Bruksgränsdimensionering av träbjälklag
- En jämförelse mellan BKR och Eurocode

Tabell 45 Beräkning av β för tvärsnittet 45x220 mm med $\delta_{krav}=L/300$ enligt BKR

L (m)	L/300	I (m ⁴)	h (m)	q _{LTP} (N/m)	δ	β
0,5	0,002	3,99E-05	0,220	140,6	0,000	15,036
1,0	0,003	3,99E-05	0,220	140,6	0,000	8,358
2,0	0,007	3,99E-05	0,220	140,6	0,001	3,782
3,0	0,010	3,99E-05	0,220	140,6	0,006	2,101
4,0	0,013	3,99E-05	0,220	140,6	0,018	1,228
5,0	0,017	3,99E-05	0,220	140,6	0,045	0,647
6,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,093	0,184
7,0	0,023	3,99E-05	0,220	140,6	0,172	-0,194
8,0	0,027	3,99E-05	0,220	140,6	0,293	-0,494
9,0	0,030	3,99E-05	0,220	140,6	0,469	-0,733
10,0	0,033	3,99E-05	0,220	140,6	0,715	-0,927

Tabell 46 Beräkning av β för tvärsnittet 45x220 mm med $\delta_{krav}=20$ mm enligt BKR

L (m)	20 mm	I (m ⁴)	h (m)	q _{LTP} (N/m)	δ	β
0,5	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,000	
1,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,000	14,009
2,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,001	5,915
3,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,006	2,980
4,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,018	1,614
5,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,045	0,802
6,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,093	0,184
7,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,172	-0,313
8,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,293	-0,691
9,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,469	-0,978
10,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,715	-1,196

4.3.2.2 Beräkning av β för konstant tvärsnitt 45x220 mm enligt Eurocode

Resultat finns angivna för:

- $\delta_{krav}=L/150$ i Tabell 47
- $\delta_{krav}=L/300$ i Tabell 48
- $\delta_{krav}=20$ mm i Tabell 49

Tabell 47 av β för tvärsnittet 45x220 mm med $\delta_{krav}=L/150$ enligt Eurocode

L (m)	L/150	I (m ⁴)	h (m)	G _k (N/m)	δ	β
0,5	0,003	3,99E-05	0,220	140,6	0,000	17,473
1,0	0,007	3,99E-05	0,220	140,6	0,000	10,261
2,0	0,013	3,99E-05	0,220	140,6	0,001	4,984
3,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,005	2,941
4,0	0,027	3,99E-05	0,220	140,6	0,017	1,896
5,0	0,033	3,99E-05	0,220	140,6	0,040	1,254
6,0	0,040	3,99E-05	0,220	140,6	0,084	0,798
7,0	0,047	3,99E-05	0,220	140,6	0,155	0,430
8,0	0,053	3,99E-05	0,220	140,6	0,265	0,107
9,0	0,060	3,99E-05	0,220	140,6	0,425	-0,183
10,0	0,067	3,99E-05	0,220	140,6	0,648	-0,436

4 Resultat och analys

Tabell 48 av β för tvärsnittet 45x220 mm med $\delta_{krav}=L/300$ enligt Eurocode

L (m)	L/300	I (m ⁴)	h (m)	G _k (N/m)	δ	β
0,5	0,002	3,99E-05	0,220	140,6	0,000	14,896
1,0	0,003	3,99E-05	0,220	140,6	0,000	8,256
2,0	0,007	3,99E-05	0,220	140,6	0,001	3,729
3,0	0,010	3,99E-05	0,220	140,6	0,005	2,079
4,0	0,013	3,99E-05	0,220	140,6	0,017	1,233
5,0	0,017	3,99E-05	0,220	140,6	0,040	0,681
6,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,084	0,245
7,0	0,023	3,99E-05	0,220	140,6	0,155	-0,133
8,0	0,027	3,99E-05	0,220	140,6	0,265	-0,455
9,0	0,030	3,99E-05	0,220	140,6	0,425	-0,725
10,0	0,033	3,99E-05	0,220	140,6	0,648	-0,952

Tabell 49 av β för tvärsnittet 45x220 mm med $\delta_{krav}=20$ mm enligt Eurocode

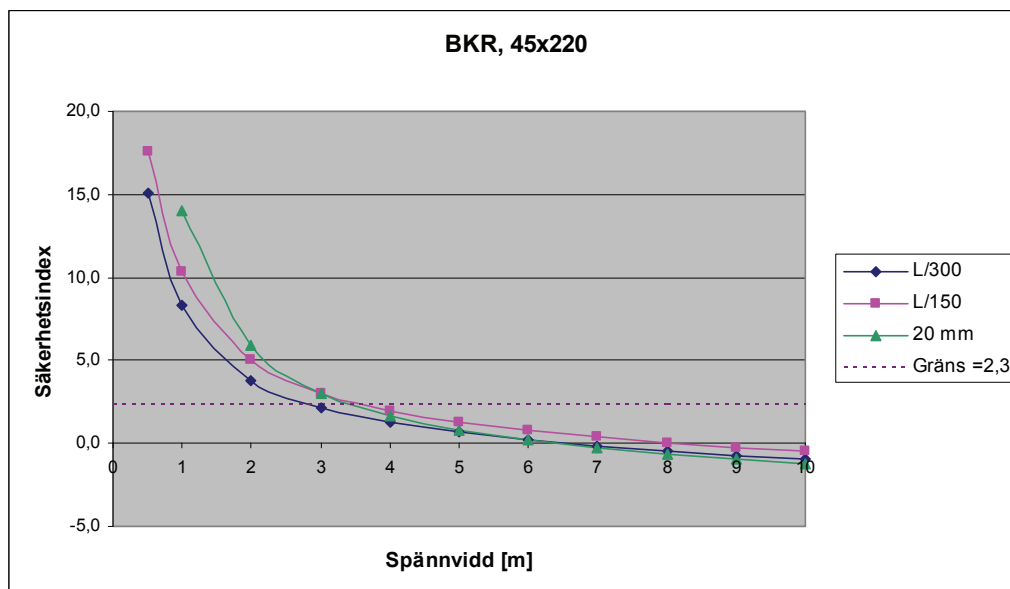
L (m)	20 mm	I (m ⁴)	h (m)	G _k (N/m)	δ	β
0,5	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,000	
1,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,000	13,874
2,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,001	5,835
3,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,005	2,941
4,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,017	1,605
5,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,040	0,827
6,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,084	0,245
7,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,155	-0,259
8,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,265	-0,676
9,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,425	-1,014
10,0	0,020	3,99E-05	0,220	140,6	0,648	-1,291

4.3.2.3 Jämförelse av beräknade β för konstant tvärsnitt 45x220mm

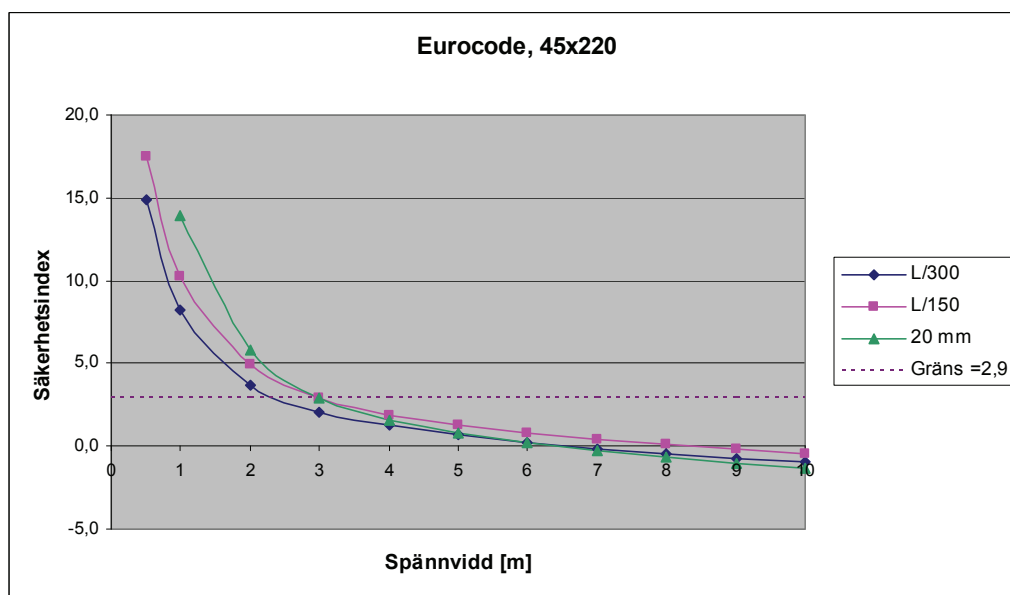
Resultaten på β som funktion av spännvidden L från beräkningar med förutsättningar enligt:

- BKR finns plottade i Figur 27
- Eurocode finns plottade i Figur 28.

Bruksgränsdimensionering av träbjälklag
- En jämförelse mellan BKR och Eurocode



Figur 27 β med 45x220 balkar enligt BKR utan samverkan mellan balk och spånskiva



Figur 28 β med 45x220 balkar enligt Eurocode utan samverkan mellan balk och spånskiva

Med det konstanta tvärsnittet, där inte samverkan beaktas, avtar β med ökande spännvidd. De spännvidder som är godtagbara för att klara kraven på β för respektive norm och nedböjningskrav finns i Tabell 50.

Tabell 50 Största tillåtna spännvidder för att klara nedböjningskravet och β -kravet utan samverkan

Nedböjningskrav	$\beta=2,3$, BKR	$\beta=2,9$, Eurocode
L/300	L= 2,8 m	L=2,3 m
L/150	L=3,5 m	L=3,0 m
20 mm	L=3,4 m	L=3,0 m

De spännvidder som är klarar både kravet på β och nedböjning är korta för att vara bjälklag.

4.3.3 Konstant tvärsnitt (45x220 mm och samverkan)

Beräkning av fiktivt tröghetsmoment för ett sammansatt tvärsnitt är svåra att utföra i COMREL och därför beräknades I_{fic} separat och skrevs in i datorprogrammet som en konstant.

4.3.3.1 Beräkning av β för konstant tvärsnitt 45x220 mm och samverkan mellan balk och spånskiva enligt BKR

Resultat finns angivna för:

- $\delta_{krav}=L/150$ i Tabell 51
- $\delta_{krav}=L/300$ i Tabell 52
- $\delta_{krav}=20$ mm i Tabell 53

Tabell 51 Beräkning av β för tvärsnittet 45x220 mm och samverkande spånskiva med $\delta_{krav}=L/150$ enligt BKR

L (m)	L/150	I_P (m ⁴)	I_A (m ⁴)	I_B (m ⁴)	h (m)	q_{LTP} (N/m)	δ	β
0,5	0,003	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,000	36,754
1,0	0,007	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,000	11,923
2,0	0,013	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,001	6,009
3,0	0,020	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,004	3,639
4,0	0,027	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,012	2,410
5,0	0,033	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,029	1,661
6,0	0,040	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,060	1,141
7,0	0,047	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,111	0,738
8,0	0,053	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,189	0,395
9,0	0,060	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,302	0,090
10,0	0,067	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,461	-0,177

Tabell 52 Beräkning av β för tvärsnittet 45x220 mm och samverkande spånskiva med $\delta_{krav}=L/300$ enligt BKR

L (m)	L/300	I_P (m ⁴)	I_A (m ⁴)	I_B (m ⁴)	h (m)	q_{LTP} (N/m)	δ	β
0,5	0,002	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,000	16,995
1,0	0,003	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,000	9,702
2,0	0,007	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,001	4,560
3,0	0,010	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,004	2,626
4,0	0,013	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,012	1,637
5,0	0,017	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,029	1,012
6,0	0,020	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,060	0,541
7,0	0,023	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,111	0,142
8,0	0,027	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,189	-0,197
9,0	0,030	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,302	-0,479
10,0	0,033	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,461	-0,715

Bruksgränsdimensionering av träbjälklag
- En jämförelse mellan BKR och Eurocode

Tabell 53 Beräkning av β för tvärsnittet 45x220 mm och samverkande spånskiva med $\delta_{krav}=20$ mm enligt BKR

L (m)	20 mm	I_p (m ⁴)	I_A (m ⁴)	I_B (m ⁴)	h (m)	q_{LTP} (N/m)	δ	β
0,5	0,020	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,000	
1,0	0,020	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,000	15,881
2,0	0,020	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,001	6,980
3,0	0,020	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,004	3,639
4,0	0,020	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,012	2,070
5,0	0,020	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,029	1,174
6,0	0,020	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,060	0,541
7,0	0,020	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,111	0,010
8,0	0,020	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,189	-0,428
9,0	0,020	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,302	-0,779
10,0	0,020	5,92E-05	6,13E-05	6,34E-05	0,220	140,6	0,461	-1,062

4.3.3.2 Beräkning av β för konstant tvärsnitt 45x220 mm och samverkan enligt Eurocode

Resultat finns angivna för:

- $\delta_{krav}=L/150$ i Tabell 54
- $\delta_{krav}=L/300$ i Tabell 55
- $\delta_{krav}=20$ mm i Tabell 56

Tabell 54 Beräkning av β för tvärsnittet 45x220 mm och samverkande spånskiva med $\delta_{krav}=L/150$ enligt Eurocode

L (m)	L/150	I (m ⁴)	h (m)	G_k (N/m)	δ	β
0,5	0,003	7,17E-05	0,220	140,6	0,000	36,756
1,0	0,007	7,17E-05	0,220	140,6	0,000	12,325
2,0	0,013	7,17E-05	0,220	140,6	0,001	6,288
3,0	0,020	7,17E-05	0,220	140,6	0,005	3,846
4,0	0,027	7,17E-05	0,220	140,6	0,015	2,578
5,0	0,033	7,17E-05	0,220	140,6	0,036	1,811
6,0	0,040	7,17E-05	0,220	140,6	0,075	1,289
7,0	0,047	7,17E-05	0,220	140,6	0,140	0,898
8,0	0,053	7,17E-05	0,220	140,6	0,238	0,577
9,0	0,060	7,17E-05	0,220	140,6	0,381	0,295
10,0	0,067	7,17E-05	0,220	140,6	0,581	0,038

Tabell 55 Beräkning av β för tvärsnittet 45x220 mm och samverkande spånskiva med $\delta_{krav}=L/300$ enligt Eurocode

L (m)	L/300	I (m ⁴)	h (m)	G_k (N/m)	δ	β
0,5	0,002	7,17E-05	0,220	140,6	0,000	17,461
1,0	0,003	7,17E-05	0,220	140,6	0,000	10,067
2,0	0,007	7,17E-05	0,220	140,6	0,001	4,797
3,0	0,010	7,17E-05	0,220	140,6	0,005	2,800
4,0	0,013	7,17E-05	0,220	140,6	0,015	1,786
5,0	0,017	7,17E-05	0,220	140,6	0,036	1,161
6,0	0,020	7,17E-05	0,220	140,6	0,075	0,712
7,0	0,023	7,17E-05	0,220	140,6	0,140	0,344
8,0	0,027	7,17E-05	0,220	140,6	0,238	0,018
9,0	0,030	7,17E-05	0,220	140,6	0,381	-0,270
10,0	0,033	7,17E-05	0,220	140,6	0,581	-0,521

4 Resultat och analys

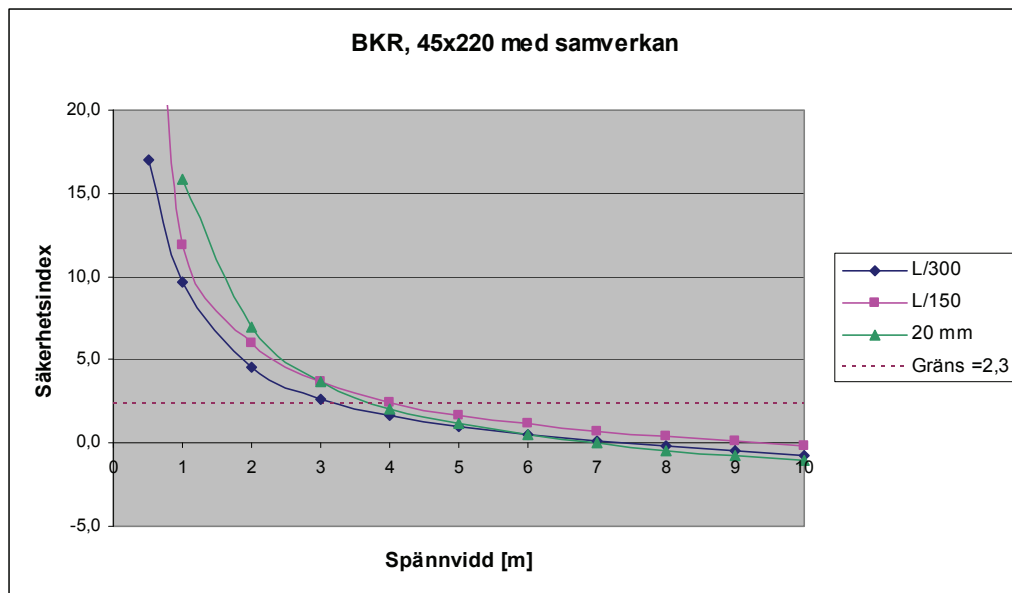
Tabell 56 Beräkning av β för tvärsnittet 45x220 mm och samverkande spånskiva med $\delta_{krav}=20$ mm enligt Eurocode

L (m)	20 mm	I (m ⁴)	h (m)	G _k (N/m)	δ	β
0,5	0,020	7,17E-05	0,220	140,6	0,000	
1,0	0,020	7,17E-05	0,220	140,6	0,000	16,335
2,0	0,020	7,17E-05	0,220	140,6	0,001	7,285
3,0	0,020	7,17E-05	0,220	140,6	0,005	3,846
4,0	0,020	7,17E-05	0,220	140,6	0,015	2,228
5,0	0,020	7,17E-05	0,220	140,6	0,036	1,321
6,0	0,020	7,17E-05	0,220	140,6	0,075	0,712
7,0	0,020	7,17E-05	0,220	140,6	0,140	0,22
8,0	0,020	7,17E-05	0,220	140,6	0,238	-0,217
9,0	0,020	7,17E-05	0,220	140,6	0,381	-0,589
10,0	0,020	7,17E-05	0,220	140,6	0,581	-0,9

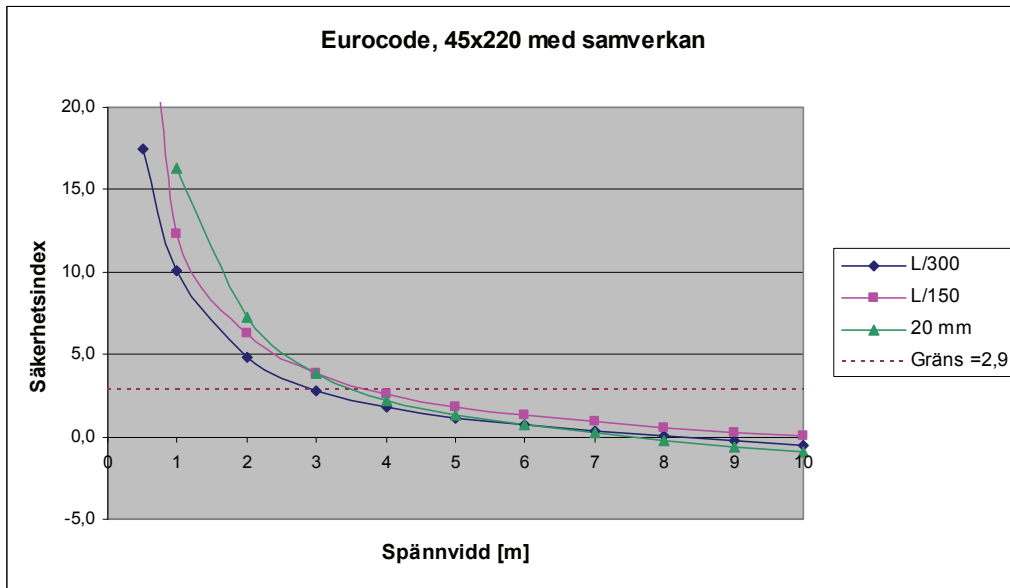
4.3.3.3 Jämförelse av beräknade β för konstant tvärsnitt 45x220 mm och samverkan

Resultaten på β som funktion av spännvidden L från beräkningar med förutsättningar enligt:

- BKR finns plottade i Figur 29
- Eurocode finns plottade i Figur 30.



Figur 29 β med samverkan mellan spånskiva och 45x220 balkar enligt BKR



Figur 30 β med samverkan mellan spånskiva och 45x220 balkar enligt Eurocode

Med det konstanta tvärsnittet, där samverkan beaktas, avtar β med ökande spännvidd. De spännvidder som är godtagbara för att klara kraven på β för respektive norm och nedböjningskrav finns i Tabell 57.

Tabell 57 Största tillåtna spännvidder för att klara nedböjningskravet och β -kravet med samverkan

Nedböjningskrav	$\beta=2,3$, BKR	$\beta=2,9$, Eurocode
L/300	L= 3,2 m	L=3,0 m
L/150	L=4,2 m	L=3,7 m
20 mm	L=3,8 m	L=3,5 m

4.3.3.4 Jämförelse av beräknade β för konstant tvärsnitt 45x220 mm med och utan samverkande spånskiva

Beräkning av I_{fic} för ett sammansatt tvärsnitt är svårt att utföra i COMREL, därför beräknas I_{fic} separat och skrivs in i datorprogrammet som en konstant. Detta medför att β beräknas utan några variationer på I_{fic} . Men det kan ändå konstateras att β ligger högre för det sammansatta tvärsnittet än det utan samverkan.

5 Diskussion

Beräkningsmodellen som används för beräkning av långtidsnedböjning i Eurocode är att föredra framför beräkningsmodellen i BKR. Beräkningarna i Eurocode är enklare att följa på grund av uppdelningen i initial nedböjning och krypdeformation. Dock är texten i Eurocode mer komplicerad och mer svårtolkad till vissa delar, vilket medför att Eurocode till en början kan vara svårare att använda.

Vid jämförelsen mellan beräknad och uppmätt nedböjning utfördes endast undersökningarna på ett bjälklag. Om hade mätningarna utförts på fler bjälklag hade kanske resultaten blivit annorlunda.

En intressant fortsatt studie hade varit att undersöka hur dimensionerna på bjälklaget påverkar hur väl beräkningarna stämmer. Långtidseffekterna som är beroende av lasttyp och omgivande klimat bör rimligtvis även vara beroende av hur stora tvärsnitt som används. Ett stort tvärsnitt bör till exempel inte vara lika känsligt för klimatvariationer som ett mindre är. Hade bjälklaget utförts med större dimensioner hade kanske beräkningsmodellerna gett bättre resultat.

Anledningen till att det blev stora skillnader mellan beräknad långtidsnedböjning för referensbjälklaget är att BKR och Eurocode beaktar långtidseffekterna olika. Om beräknad långtidsnedböjning för det aktuella fallet ska bli lika för de båda normerna måste långtidseffekterna på grund av permanent last beaktas lika och fiktivt tröghetsmoment beräknas utifrån samma elasticitetsmoduler. För att långtidseffekterna ska bli de samma måste följande gälla:

$$\frac{1}{\kappa} = (1 + \psi k_{def})$$

Hur tröghetsmomentet för ett sammansatt tvärsnitt, I_{fic} , beräknas skiljer sig lite mellan BKR och Eurocode. I BKR beräknas I_{fic} med dimensionerande elasticitetsmodul medan de karakteristiska elasticitetsmodulerna används i Eurocode. Detta avspeglar sig givetvis i nedböjningsresultaten.

För ett tvärsnitt med samverkan mellan material med olika reduktionsfaktorer avseende omgivande klimat ska enligt nuvarande Eurocode ett gemensamt k_{def} beräknas för konstruktionen enligt:

$$k_{def} = 2\sqrt{k_{def,1}k_{def,2}}$$

I tidigare utgåvor av Eurocode och även i *Dimensionering av träkonstruktioner* (Carling, 1992) står det att ett gemensamt k_{def} ska beräknas enligt:

$$k_{def} = \sqrt{k_{def,1}k_{def,2}}$$

Beräkningen av k_{def} enligt nuvarande Eurocode känns inte helt rätt då 2:an i ekvationen för vissa samverkanskonstruktioner medför att beräknad långtidsnedböjning blir större då samverkan beaktas än om samverkan ej beaktas. Detta kan vara av intresse för fortsatta studier.

6 Slutsats

Med utgångspunkt från denna rapport kan följande konstateras:

- Långtidseffekterna vid nedböjningsberäkning beaktas på olika sätt i BKR och Eurocode.
 - Enligt BKR beräknas långtidsnedböjningen separat för varje last genom att tvärsnittets elasticitetsmodul reduceras med avseende på lastens varaktighet och omgivningens klimat. Total långtidsnedböjning beräknas som summan av långtidsnedböjningar för de olika lasterna.
 - Enligt Eurocode beräknas initialnedböjning och krypeffekter separat för varje last. Total långtidsnedböjningen beräknas som summan av initialnedböjning och krypeffekter.
- För referensbjälklaget:
 - stämmer uppmätt initialnedböjning väl överens med initialnedböjning beräknad enligt BKR och Eurocode.
 - överskrider beräknad långtidsnedböjning med beräkningsmodell enligt BKR, och detta inträffar då referensbjälklaget endast har belastats ett fåtal dagar.
 - har beräknad långtidsnedböjning med beräkningsmodell enligt Eurocode fortfarande god marginal då bjälklaget har belastats i 110 dagar.
- I Sverige ställs samma krav på den färdiga konstruktionen oavsett om den dimensioneras enligt BKR eller Eurocode.
 - Enligt båda normerna gäller att byggnadsverksdelar skall dimensioneras så att uppkomna deformationer inte påverka dess funktion eller orsakar skada på andra byggnadsdelar.
- Att säkerhetsindex β :
 - som anges i de båda normerna ligger i samma storleksordning. Beräkningarna i denna rapport indikerar att säkerhetskraven enligt dessa index ofta underskrider vid dimensionering i bruksgränstillståndet.
 - är oberoende av spännvidden då träbjälklaget är dimensionerat för att uppfylla ett visst nedböjningskrav
 - är beroende av spännvidden och nedböjningskravet för ett träbjälklag med konstant tvärsnitt

7 Referenser

Böcker

Carling O. (2001). *Limträhandboken*, Svenskt limträ, Sundsvall. ISBN 91-631-1453-4.

Carling O. et al. (1992), *Dimensionering av träkonstruktioner*, Svensk byggtjänst, Stockholm. ISBN 91-7332-608-9.

Carlsson F. (2006). *Modelling of Traffic Loads on Bridges*. Diss. Avdelningen för konstruktionsteknik, Lunds Tekniska Högskola, Lund, Rapport TVBK–1032, ISSN 0349-4969

Isaksson T., Mårtensson A. och Thelandersson S. (2004). *Grunderna i Byggkonstruktion*. Konstruktionsteknik LTH, Lund

Artiklar

Hossain N. B. och Stewart M. G. (2001). *Probabilistic Models of Damaging Deflections for Floor Elements*, Journal of performance of constructed facilities, november 2001, ss135-139.

JCSS (2001). *Probabilistic model code*.

Standarder

BKR (2003). *Regelsamling för konstruktion - Boverkets konstruktionsregler, BKR, byggnadsverkslagen och byggnadsverksförordningen*. Boverket april 2003. ISBN 91-7147-740-3.

BFS 2004:10. EBS 1. *Nationellt Anpassningsdokument*. Boverket juni 2004, Sverige

EN 789:1995 E *Timber structures – test methods – Determination of mechanical properties of wood based panels*. CEN, Bryssel

Eurocode 0 (2001). *Basis of structural design*. prEN 1990-1-1:2001.06. CEN, Bryssel.

Eurocode 1 (2001). *Action on structures*. prEN 1991-1-1:2001.06. CEN, Bryssel.

Eurocode 5 (2003). *Design of timber structures*. prEN 1995-1-1:2003.11. CEN, Bryssel.

ISO 8375-1985 (E). *Solid timber in structural sizes – Determination of some physical and mechanical properties*.

Internet

Euro inox. <http://www.euro-inox.org/html/p_29_SW.html>. 2007.09.21

Klimatdata Byggnadsmekanik. <<http://www.klimatdata.byggmek.lth.se/>>/filarkiv. 2008.02.09

Nationalencyklopedin (2008). <<http://www.ne.se/>>/bygglagstiftning.2008.02.12

Nationalencyklopedin (2008). <<http://www.ne.se/>>/byggnadsrelger. 2008.02.12

SIS Eurocode Nytt augusti 2007. <http://e2.relationbrand.com/sis/_Eurokoder-Eurokodnytt_augusti_07/mail.html#4a>. 2008.02.19

Otryckta källor

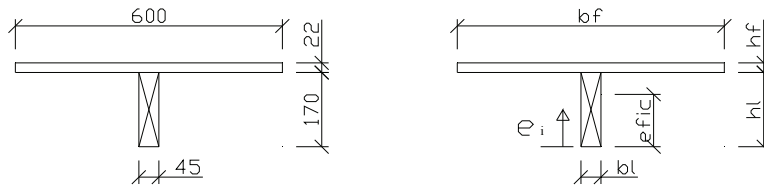
Sjelvgren Anders. Husbyggn div., Bygg och förvaltning, Boverket, Karlskrona. Telefonsamtal 2008.02.08

Carlsson Fredrik. Teknisk doktor/ Professorassistent vid avdelningen för konstruktionsteknik Lunds Tekniska Högskola, Lund. Intervju 2008.01.31

Bilaga A Nedböjningsberäkning

Fiktivt tröghetsmoment

Beräkning av tröghetsmoment för sammansatt balk med fullständig samverkan mellan material med olika styvhetsegenskaper med förutsättningar enligt BKR och Eurocode. Beräkningarna utförs för tvärsnittet i Figur A 1, mått och E-moduler finns angivna i Tabell A 1.



Figur A 1 Tvärsnitt

Tabell A 1 Tvärsnittsdata

	b [m]	h [m]	E_k [MPa]
K24	0,045	0,170	10500
Spånskiva	0,600	0,022	2200

Av ingående tvärsnittsdelar väljs ett material som referensmaterial. Alla övriga delar skall viktas mot denna med avseende på E-modul.

$$A_{fic} = \sum \frac{E_i}{E_{ref}} * A_i \quad \text{Den fiktiva tvärsnittsarean}$$

$$a_{fic} = \frac{\sum \left(\frac{E_i}{E_{ref}} * A_i * e_i \right)}{A_{fic}} \quad \text{Det fiktiva tvärsnittets tyngdpunkt}$$

$$a_i = a_{fic} - e_i \quad \text{Avstånd mellan tvärsnittsdelens TP och fiktiv TP}$$

$$I_{fic} = \sum \frac{E_i}{E_{ref}} * \left(\frac{bh^3}{12} + A_i * a_i^2 \right) \quad \text{Det fiktiva tröghetsmomentet}$$

b = bredd

h = höjd

E_i = E-modul för aktuell del ⁴*

E_{ref} = E-modul för referens tvärsnittet och där med fiktiva tvärsnittet*

⁴ För BKR gäller att $E = E_k \cdot \kappa$

Beräkning av fiktivt tröghetsmoment, BKR

Vid viktningen med E-modul tas hänsyn till reduktionsfaktorn κ .

$$A_{fic} = \frac{2,2 * 10^9 * 0,3}{10,5 * 10^9 * 0,55} * 0,022 * 0,6 +$$

$$+ \frac{10,5 * 10^9 * 0,55}{10,5 * 10^9 * 0,55} * 0,045 * 0,17 = 0,0092 \text{ m}^2$$

$$a_{fic} = \frac{\frac{2,2 * 10^9 * 0,3}{10,5 * 10^9 * 0,55} * 0,022 * 0,6 * (0,17 + \frac{0,022}{2})}{0,0092} +$$

$$+ \frac{\frac{10,5 * 10^9 * 0,55}{10,5 * 10^9 * 0,55} * 0,045 * 0,17 * \frac{0,17}{2}}{0,0092}$$

$$a_{fic} = 0,101 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a_{w\ddot{a}} = 0,101 - \frac{0,17}{2} = 0,0158 \text{ m} \\ a_{sp\ddot{a}n} = 0,101 - (0,17 + \frac{0,022}{2}) = -0,08 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$I_{fic} = \frac{2,2 * 10^9 * 0,3}{10,5 * 10^9 * 0,55} * \left(\frac{0,6 * 0,022^3}{12} + 0,6 * 0,022 * (-0,08)^2 \right) +$$

$$+ \frac{10,5 * 10^9 * 0,55}{10,5 * 10^9 * 0,55} * \left(\frac{0,045 * 0,17^3}{12} + 0,045 * 0,17 * 0,0158^2 \right)$$

$$I_{fic} = 3,0 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

Fiktiva tröghetsmoment beräknade för med κ för lasttyp P, A och B finns i Tabell A 2.

Tabell A 2 Fiktiva tröghetsmoment beräknade med reduktionsfaktorer enligt BKR

	$\kappa_{sp\ddot{a}n}$	$\kappa_{tr\ddot{a}}$	I_{fic}
Lasttyp P	0,3	0,55	$3,0 * 10^{-5} \text{ m}^4$
Lasttyp A	0,4	0,65	$3,13 * 10^{-5} \text{ m}^4$
Lasttyp B	0,55	0,8	$3,25 * 10^{-5} \text{ m}^4$

Beräkning av fiktivt tröghetsmoment, Eurocode

Vid viktning med E-modul enligt tas inte hänsyn till några reduktionsfaktorer.

$$A_{fic} = \frac{2,2 * 10^9}{10,5 * 10^9} * 0,022 * 0,6 + \frac{10,5 * 10^9}{10,5 * 10^9} * 0,045 * 0,17 = 0,01042 \text{ m}^2$$

$$a_{fic} = \frac{\frac{2,2 * 10^9}{10,5 * 10^9} * 0,022 * 0,6 * (0,17 + \frac{0,022}{2}) + \frac{10,5 * 10^9}{10,5 * 10^9} * 0,045 * 0,17 * \frac{0,17}{2}}{0,01042}$$

$$a_{fic} = 0,110 \text{ m}$$

$$\begin{cases} a_{trä} = 0,110 - \frac{0,17}{2} = 0,025 \text{ m} \\ a_{spån} = 0,110 - (0,17 + \frac{0,022}{2}) = -0,071 \text{ m} \end{cases}$$

$$I_{fic} = \frac{2,2 * 10^9}{10,5 * 10^9} * \left(\frac{0,6 * 0,022^3}{12} + 0,6 * 0,022 * (-0,071)^2 \right) +$$

$$+ \frac{10,5 * 10^9}{10,5 * 10^9} * \left(\frac{0,045 * 0,17^3}{12} + 0,045 * 0,170 * 0,025^2 \right)$$

$$I_{fic} = 3,73 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

Nedböjningsberäkning, BKR

Långtidsdeformationen u_{tot} beräknas som summan av de olika lasttypernas bidrag.

$$u_{tot} = u_{LTP} + u_{LTA} + u_{LTB} + u_{LTC} = \sum \frac{5q_{LT}L^4}{384E_k\kappa_{LTi}I_{fic}}$$

För **lastkombination 8** beräknas deformationen genom:

$$q_d = 1,0G_k + 1,0Q_k$$

$$q_{LTP} = 4200 \text{ N/m}^3 * 0,045 \text{ m} * 0,17 \text{ m} + 7500 \text{ N/m}^3 * 0,6 \text{ m} * 0,022 \text{ m} = 32,13 + 99 = 131,13 \text{ N/m}$$

$$q_{LTA} = 1000 \text{ N/m}^2 * 0,6 \text{ m} = 600 \text{ N/m}$$

$$q_{LTA} = 1500 \text{ N/m}^2 * 0,6 \text{ m} = 900 \text{ N/m}$$

$$L = 4 \text{ m}$$

$$E = 10,5 \text{ GPa}$$

$$I_{fic,P} = 30,1 * 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ för uträkning se annat avsnitt}$$

$$I_{fic,A} = 31,3 * 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$I_{fic,B} = 32,5 * 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$\kappa_{LTP} = 0,55$$

$$\kappa_{LTA} = 0,65$$

$$\kappa_{LTB} = 0,8$$

$$u_{tot} = u_{LTP} + u_{LTA} + u_{LTB} + u_{LTC} =$$

$$= \frac{5 * 4^4}{384 * 10,5 * 10^9} \left(\frac{1 * 131,13}{0,55 * 30,0975 * 10^{-6}} + \frac{1 * 600}{0,65 * 31,3232 * 10^{-6}} + \frac{1 * 900}{0,8 * 32,5355 * 10^{-6}} \right)$$

$$u_{tot} = 0,0025 + 0,0094 + 0,0110 = 0,0229 \text{ m}$$

För **lastkombination 9** beräknas deformationen genom:

$$q_d = 1,0G_k + 1,0\psi Q_k$$

$$q_{LTP} = 1 * (4200 \text{ N/m}^3 * 0,045 \text{ m} * 0,17 \text{ m} + 7500 \text{ N/m}^3 * 0,6 \text{ m} * 0,022 \text{ m}) = 32,13 + 99 = 131,13 \text{ N/m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{LTA} = 1 * (1000 \text{ N/m}^2 * 0,6 \text{ m}) = 600 \text{ N/m} \\ \psi_{LTA} = 1 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{LTA} = 0,5 * (1500 \text{ N/m}^2 * 0,6 \text{ m}) = 450 \text{ N/m} \\ \psi_{LTA} = 0,5 \end{array} \right.$$

$$L = 4 \text{ m}$$

$$E = 10,5 \text{ GPa}$$

$$I_{fic,P} = 30,1 * 10^{-6} \text{ m}^2 \text{ för uträkning se annat avsnitt}$$

$$I_{fic,A} = 31,3 * 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$I_{fic,B} = 32,5355 * 10^{-6} \text{ m}^2$$

$$\kappa_{LTP} = 0,55$$

$$\kappa_{LTA} = 0,65$$

$$\kappa_{LTB} = 0,8$$

$$u_{tot} = u_{LTP} + u_{LTA} + u_{LTB} + u_{LTC} =$$

$$= \frac{5 * 4^4}{384 * 10,5 * 10^9} \left(\frac{131,13}{0,55 * 30,0975 * 10^{-6}} + \frac{600}{0,65 * 31,3232 * 10^{-6}} + \frac{450}{0,8 * 32,5355 * 10^{-6}} \right)$$

$$u_{tot} = 0,0025 + 0,0094 + 0,0055 = 0,01736 \text{ m}$$

Nedböjningsberäkning, Eurocode

Långtidsdeformationen u_{tot} beräknas som summan av initialdeformation och krypdeformation för respektive lasttyp:

$$\begin{aligned} \bullet \quad u_{tot, var} &= \sum \frac{5q_{perm} L^4}{384EI_{fic}} (1 + k_{def}) + \sum \frac{5q_{var} L^4}{384EI_{fic}} (1 + \psi_2 k_{def}) \\ \bullet \quad u_{tot, kvasi} &= \sum \frac{5q_{perm} L^4}{384EI_{fic}} (1 + k_{def}) + \sum \frac{5\psi_2 q_{var} L^4}{384EI_{fic}} (1 + k_{def}) \end{aligned}$$

För det sammansatta tvärsnittet är $k_{def} = 2\sqrt{k_{def,1} k_{def,2}}$

De initiala nedböjningarna beräknas för permanent, variabel och kvasipermanent lasttyp enligt:

$$u_{inst, permanent} = \frac{5q_{perm} L^4}{384EI_{fic}} = \frac{5 * 1500 * 4^4}{384 * 10,5 * 10^9 * 37,3 * 10^{-6}} = 0,0011 \text{ m}$$

$$u_{inst, variabel} = \frac{5q_{var} L^4}{384EI_{fic}} = \frac{5 * 131,13 * 4^4}{384 * 10,5 * 10^9 * 37,3 * 10^{-6}} = 0,0127 \text{ m}$$

$$u_{inst, kvasi} = \frac{5\psi_2 q_{var} L^4}{384EI_{fic}} = \frac{5 * 0,3 * 1500 * 4^4}{384 * 10,5 * 10^9 * 37,3 * 10^{-6}} = 0,0038 \text{ m}$$

Krypning beräknas för permanent, variabel och kvasipermanent lasttyp enligt:

$$u_{creep, permanent} = \frac{5q_{perm} L^4}{384EI_{fic}} * k_{def} = 0,0011 * 2\sqrt{0,6 * 2,25} = 0,0026 \text{ m}$$

$$u_{creep, variabel} = \frac{5q_{var} L^4}{384EI_{fic}} * \psi_2 k_{def} = 0,0127 * 0,3 * 2\sqrt{0,6 * 2,25} = 0,0089 \text{ m}$$

$$u_{creep, kvasi} = \frac{5\psi_2 q_{var} L^4}{384EI_{fic}} * k_{def} = 0,0038 * 2\sqrt{0,6 * 2,25} = 0,0089 \text{ m}$$

Totala långtidsdeformationen för bjälklaget beräknat enligt variabel lastkombination för Eurocode blir:

$$\begin{aligned} u_{tot, var} &= \sum \frac{5q_{perm} L^4}{384EI_{fic}} (1 + k_{def}) + \sum \frac{5q_{var} L^4}{384EI_{fic}} (1 + \psi_2 k_{def}) \\ &= \frac{5 * 131,13 * 4^4}{384 * 10,5 * 10^9 * 37,3 * 10^{-6}} * (1 + 2 * \sqrt{0,6 * 2,25}) + \\ &+ \frac{5 * 1500 * 4^4}{384 * 10,5 * 10^9 * 37,3 * 10^{-6}} * (1 + 0,3 * 2 * \sqrt{0,6 * 2,25}) \\ u_{tot} &= 0,0037 + 0,0217 = 0,02541 \text{ m} \end{aligned}$$

Totala långtidsdeformationen för bjälklaget beräknat enligt kvasipermanent lastkombination för Eurocode blir:

$$\begin{aligned}u_{tot,kvasi} &= \sum \frac{5q_{perm}L^4}{384EI_{fic}}(1+k_{def}) + \sum \frac{5\psi_2q_{var}L^4}{384EI_{fic}}(1+k_{def}) \\&= \frac{5*131,13*4^4}{384*10,5*10^9*37,3*10^{-6}}*(1+2*\sqrt{0,6*2,25}) + \\&+ \frac{5*0,3*1500*4^4}{384*10,5*10^9*37,3*10^{-6}}*(1+2*\sqrt{0,6*2,25}) \\u_{tot} &= 0,0037 + 0,0127 = 0,0164 \text{ m}\end{aligned}$$

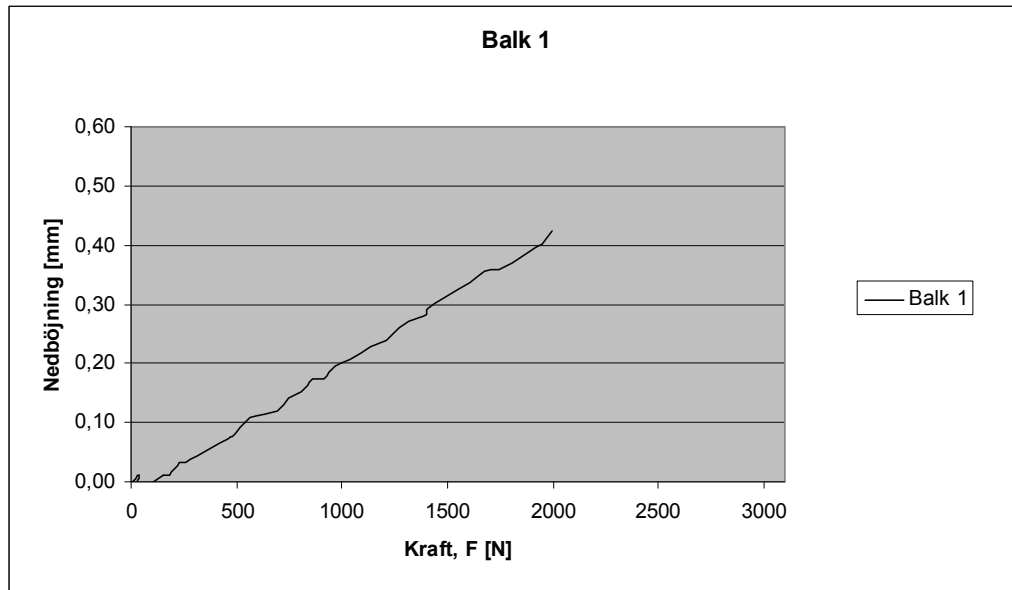
Bilaga B Referensbjälklag

Vid beräkning av nedböjning för referensbjälklaget utförs samtliga beräkningar med avseende på verklig last och uppmätta E-moduler.

Elasticitetsmodul för träbalkar

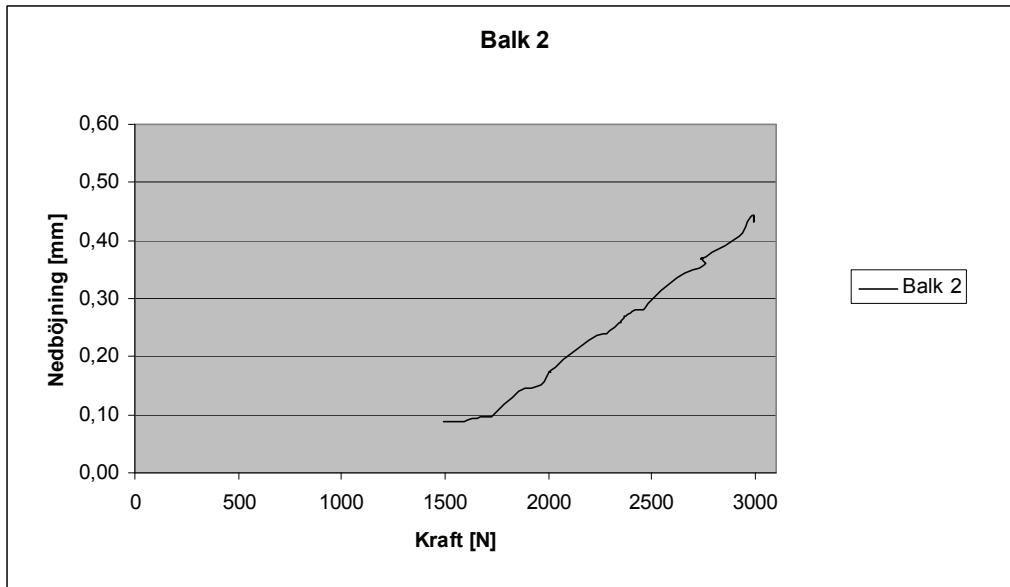
E-modulen tas fram genom testning för fem balkar

Balk 1



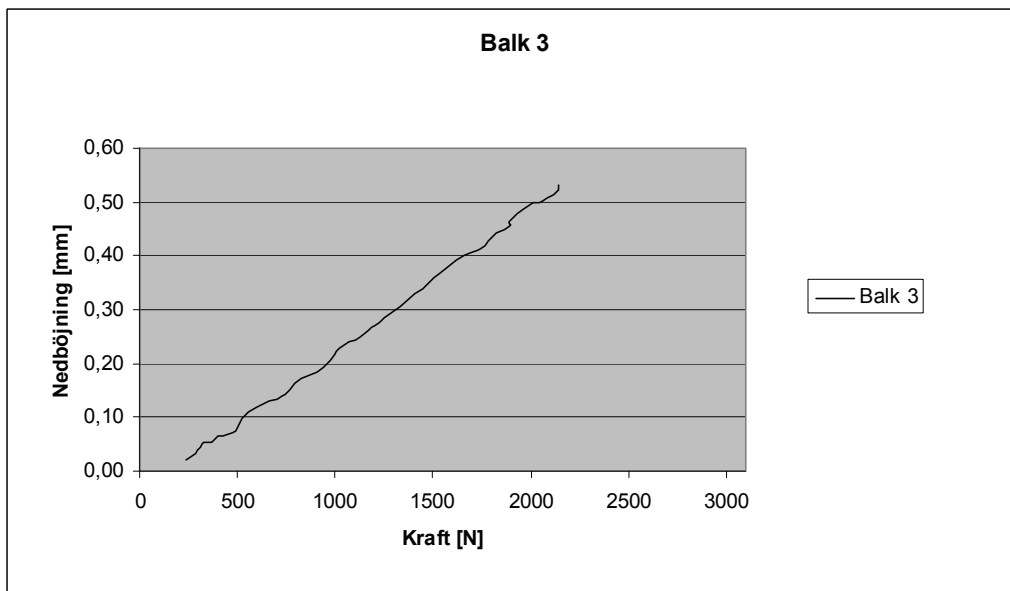
$$E_1 = \frac{1020 * 850^2 * (1556,0 - 471,9)}{16 * 18423750 * (0,32 - 0,08)} = 11293 \text{ MPa}$$

Balk 2

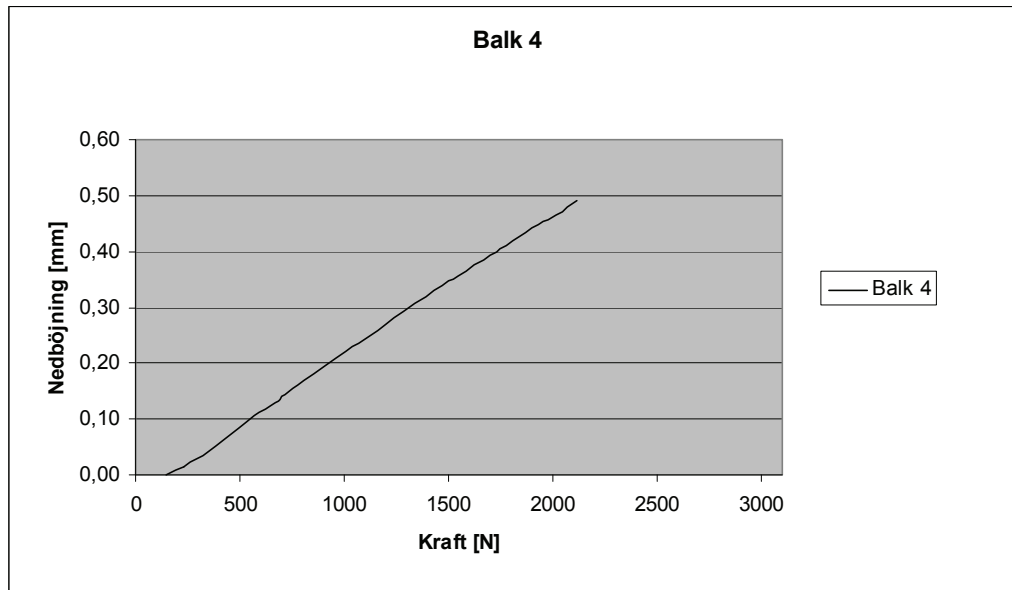


$$E_2 = \frac{1020 * 850^2 * (2742,2 - 2001,0)}{16 * 18423750 * (0,37 - 0,15)} = 8423 \text{ MPa}$$

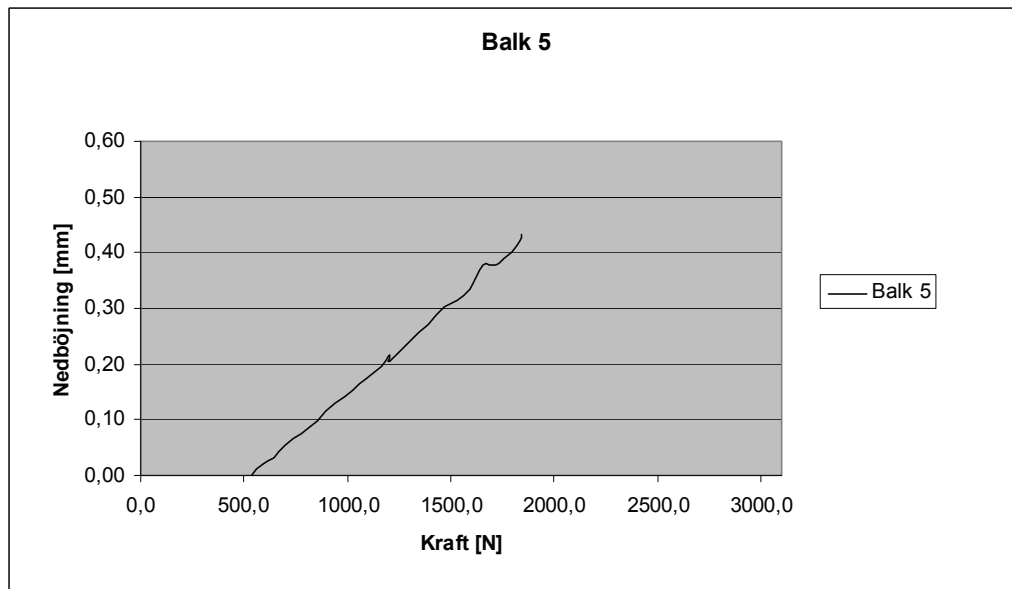
Balk 3



$$E_3 = \frac{1020 * 850^2 * (1656,4 - 598,3)}{16 * 18423750 * (0,40 - 0,12)} = 9447 \text{ MPa}$$

Balk 4

$$E_4 = \frac{1020 \cdot 850^2 \cdot (1807,10 - 570,6)}{16 \cdot 18423750 \cdot (0,42 - 0,11)} = 9972 \text{ MPa}$$

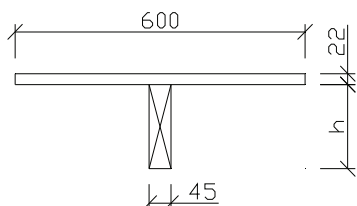
Balk 5

$$E_5 = \frac{1020 \cdot 850^2 \cdot (1393,2 - 702,2)}{16 \cdot 18423750 \cdot (0,27 - 0,05)} = 7852 \text{ MPa}$$

Bilaga C Statistisk analys

Laster och fördelningsfunktioner

Följande laster med tillhörande fördelningsfunktioner, medelvärden och standardavvikelser är beräknade enligt JCSS (Joint Committee on Structural Safety). Samtliga laster beräknas för tvärsnittet i Figur C 1.



Figur C 1 Tvärsnitt som används vid beräkning av β

Bunden variabel last

Fördelning:

Gammafördelad

Medelvärde, μ :

$$500 \text{ N/m}^2 \rightarrow 500 * 0,6 = 300 \text{ N/m}$$

Standardavvikelse, σ :

$$\sigma = \sqrt{\sigma_V^2 + \sigma_U^2 * \frac{A_0}{A} \kappa}$$

$$\sigma_V = 300 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma_U = 600 \text{ N/m}^2$$

$$A_0 = 20 \text{ m}^2$$

$$A = \text{belastad area (m}^2\text{)}$$

$$\text{då } A_0 > A \rightarrow \frac{A_0}{A} = 1$$

$$\kappa = 2$$

$$\sigma = \sqrt{(300 * 0,6)^2 + (600 * 0,6)^2 * 1 * 2} = 540 \text{ N/m}$$

Fri variabel last

Fördelning:

Exponentialfördelad

Medelvärde, μ :

$$200 \text{ N/m}^2 \rightarrow 200 * 0,6 = 120 \text{ N/m}$$

Standardavvikelse, σ :

$$\sigma = \sqrt{\sigma_U^2 * \frac{A_0}{A} \kappa}$$

$$\text{då } A_0 > A \rightarrow \frac{A_0}{A} = 1$$

$$\kappa = 2$$

$$\sigma_U = 400 \text{ N/m}^2$$

$$\sigma = \sqrt{(400 * 0,6)^2 * 1 * 2} = 339 \text{ N/m}$$