

# Optimering av bärlina i bärande lättregelväggar av trä

Niklas Lundin  
Patrik Samuelsson

Optimering av bärlina i bärande  
lättregelväggar av trä  
Optimization of the supporting beam in  
load-bearing walls of wood.

EXAMENSARBETE TVBK-5066

Handledare: Robert Danewid

LUND mars 1993

Niklas Lundin  
Patrik Samuelsson

# Förord

---

Föreliggande examensarbete har utförts vid avdelningen för Bärande konstruktioner, Lunds Tekniska Högskola, med Robert Danewid som handledare.

Arbetet behandlar en optimering av bärande träregelväggar genom samverkan av hammarband, bärlina och gips.

Uppdragsgivare är tre företag från Linköping; byggnadskonsulterna Bertil Karlssons Konstruktionsbyrå AB och AB Jacobson & Widmark samt byggnadsentreprenören Bygg KB AB.

Karl-Gunnar Olsson och Per-Johan Gustafsson, båda LTH, har gett värdefulla synpunkter vid finita element modelleringen. Per-Olof Rosenkvist vägledde oss vid provningarna i laborationshallen. Till dessa samt vår handledare framför vi ett stort TACK.

Lund, Kronprinsessans namnsdag, Krisens tid 1993.

# Sammanfattning

---

Examensarbetet innehåller en studie av bärande träregelväggar. Bärförmågan har optimerats för en given belastning. Väggen belastas med vertikala punktlaster, från takstolarna, i sin överkant.

Tidigare har bärlinan över stora fönsteröppningar dimensionerats utan hänsyn till hammarbandets och gipsskivornas lastupptagande förmåga. Tanken var att nu ta hänsyn till detta och därmed kunna minska bärlinans dimension. För att studera samverkan mellan hammarband, bärlina och gips gjordes en beräkningsmodell med hjälp av finita element metoden. Dimensioneringen gjordes även med fem olika handräkningsmetoder. Beräkningsresultaten verifieras med fullskaleförsök av väggar som Bygg KB tillverkade. Provningarna visar också hur väggen fungerar vid långtidsbelastning. Målsättningen var att ta fram en enkel handräkningsmetod att dimensionera bärlinan med.

Arbetet är uppdelat i två omgångar. Totalt fanns det åtta väggar att tillgå vid provningarna, fyra vid varje provtillfälle. I den första beräkningen görs dimensioneringen av väggarna med hjälp av datormodellen. De fyra väggarna provas därefter dels med korttidsbelastning och dels med långtidsbelastning. Provresultaten jämförs med datormodellen och handräkningsmodellerna. Det visar sig då att två av handräkningsmodellerna stämmer bäst överens med provresultaten. I Handräkningsmodell 4 görs beräkningarna med antagandet att fast inspänning gäller medans beräkningarna i Handräkningsmodell 5 görs på en balk som är kontinuerlig över två stöd. Provningarna visar också att det är bruksgränstillståndet som är dimensionerande.

Med utgångspunkt från den första provningen tas ett brottkriterium fram och en ny dimensionering görs med avseende på långtidsbelastningen. Nya långtidsbelastningar görs för att jämföras med beräkningarna och för att kontrollera om väggen håller. För att få ytterligare underlag i bedömningen av väggen provas även de fyra sista väggarna med korttidsbelastning.

Den optimala bärlinan för den vägg som studerats är en regel  $34 \times 170$  mm av virkeskvalitet K24. Dimensioneringen kan göras med Handräkningsmodell 4 eller Handräkningsmodell 5.

# Innehållsförteckning

---

Förord	3
Sammanfattning	5
Innehållsförteckning	7
1 Inledning	11
1.1 Bakgrund	
1.2 Syfte	
1.3 Arbetsgång	
1.4 Väggens uppbyggnad	
1.5 Laster	
2 Modellering för datorberäkning	15
2.1 Grundmodellens avgränsning	
2.2 Grundmodellens FEM-uppbyggnad	
2.3 Datorberäkningsmodeller	
2.3.1 Modellerings- och beräkningshjälpmedel	
2.3.2 Modell 1-Symmetrisk last	
2.3.3 Modell 2-Osymmetrisk last	
3 Modeller för handberäkning	25
3.1 Grundmodellens avgränsning	
3.2 Grundmodellens uppbyggnad	
3.3 Handräkningsmodeller	
3.3.1 Modell 1-Fritt upplagd	
3.3.2 Modell 2-Fast inspänd	
3.3.3 Modell 3-Kontinuerlig på fyra stöd	
3.3.4 Modell 4-Fast inspänd med hänsyn till skjuvdeformation	
3.3.5 Modell 5-Kontinuerlig på fyra stöd med hänsyn till skjuvdeformation	

## 4 Material

35

- 4.1 Konstruktionsvirke
  - 4.1.1 Karakteristiska värden
  - 4.1.2 Bruksgränstillstånd
  - 4.1.3 Brottgränstillstånd
- 4.2 Gips
  - 4.2.1 Karakteristiska värden
  - 4.2.2 Bruksgränstillstånd
  - 4.2.3 Brottgränstillstånd
- 4.3 Fästdon
  - 4.3.1 Karakteristiska värden
  - 4.3.2 Bruksgränstillstånd
  - 4.3.3 Brottgränstillstånd

## 5 Beräkning I

45

- 5.1 Överslagsberäkning av dimension på bärlinan.
- 5.2 Resultat av datorberäkningar.
  - 5.2.1 Samverkan mellan hammarband och bärlina.
  - 5.2.2 Gipsens uppstyvande förmåga.
  - 5.2.3 Lastplaceringens inverkan på upplagsreaktioner.
  - 5.2.4 Lastfall.
- 5.3 Dimensionering provelement I.
  - 5.3.1 Förutsättningar.
  - 5.3.2 Brottgränstillstånd.
  - 5.3.3 Bruksgränstillstånd.
- 5.4 Karakteristisk beräkning provelement I.
  - 5.4.1 Förutsättningar.
  - 5.4.2 Datorberäkning.
  - 5.4.3 Handberäkning.

## 6 Provning I

59

- 6.1 Syfte.
- 6.2 Väggelementens uppbyggnad.
- 6.3 Provningsanordning och mätutrustning.
  - 6.3.1 Korttidsbelastning.
  - 6.3.2 Långtidsbelastning.
- 6.4 Provningarnas utförande.
  - 6.4.1 Korttidsbelastning.
  - 6.4.2 Långtidsbelastning.
- 6.5 Resultat.
  - 6.5.1 Korttidsbelastning upp till 12 kN.
  - 6.5.2 Belastning till brott.
  - 6.5.3 Långtidsbelastning.
- 6.6 Slutsatser.

7 Beräkning II	71
7.1 Dimensionering provelement II.	
7.1.1 Beräkningsförutsättningar.	
7.1.2 Dimensioneringskriterium	
7.1.3 Dimensioneringsresultat i bruksgränstillstånd.	
8 Provning II	73
8.1 Syfte.	
8.2 Väggelementens uppbyggnad.	
8.3 Provningens anordning och mätutrustning.	
8.3.1 Korttidsbelastning.	
8.3.2 Långtidsbelastning.	
8.4 Provningarnas utförande.	
8.4.1 Korttidsbelastning.	
8.4.2 Långtidsbelastning.	
8.5 Resultat.	
8.5.1 Korttidsbelastning till 12 kN.	
8.5.2 Belastning till brott.	
8.5.3 Långtidsbelastning.	
8.6 Slutsatser	
9 Slutsatser	83
Referenser	87
Bilagor	





# 1 Inledning

---

## 1.1 Bakgrund

Bertil Karlssons konstruktionsbyrå AB och AB Jacobson & Widmark i Linköping önskade en utredning angående optimering av balken (bärinnan) över fönster, i prefabricerade lättregelväggar av trä. Väggarna används främst i enplans bostadshus. Tillverkare av väggarna och husen är Bygg KB AB i Linköping.

Vid övergången till den nya normen, Nybyggnadsreglerna (NR) [1], blev kraven på värmeisolering i byggnader strängare. Man övergick då till att använda lättreglar, vilka har bättre isoleringsförmåga än vanliga träreglar, i väggarna, för att klara av kraven i NR. Detta medförde dimensioneringsproblem vid stora fönsteröppningar med avseende på bärinnan över öppningen och dess upplagsförhållanden. Man tycker även att bärinnan blir onödigt kraftig. Det borde gå att minska dimensionen genom att även räkna hammarbandet som lastupptagande.

## 1.2 Syfte

Syftet med examensarbetet är att optimera bärinnan och att lösa dess upplagsförhållanden. Målsättningen är att komma fram till en enkel handräkningsmetod att dimensionera bärinnan med.

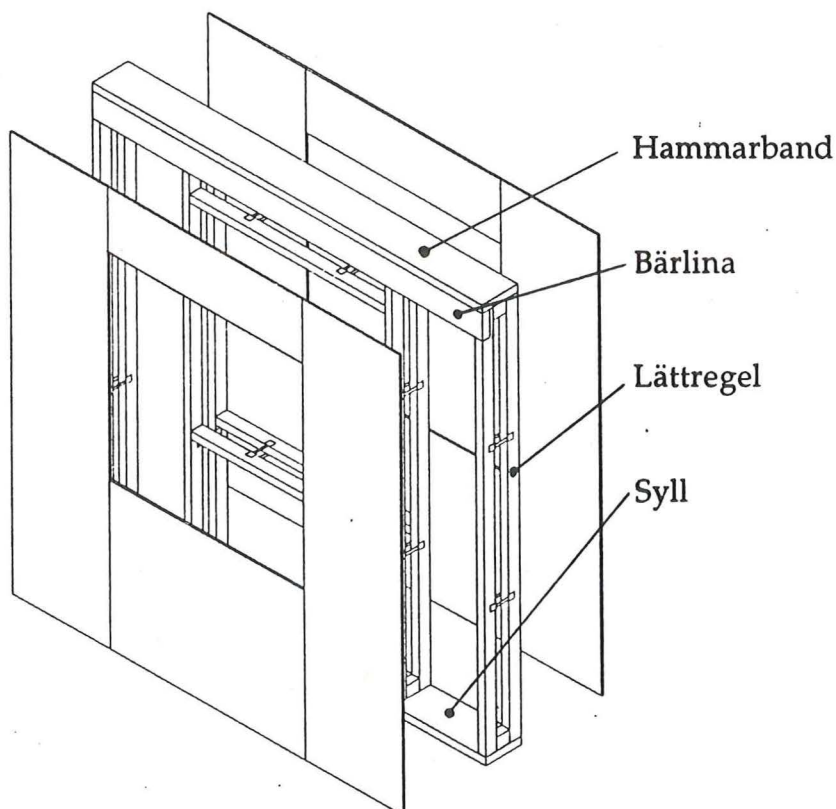
## 1.3 Arbetsgång

Tillsammans med uppdragsgivarna bestämdes följande arbetsgång. Bygg KB tillverkar åtta väggelement som sedan provas i laborationshallen vid sektionen för Väg- och Vattenbyggnad i Lund. Arbetet delas upp i två beräkningsomgångar med efterföljande provningar. Vid varje provtillfälle finns fyra väggelement att tillgå.

Några olika beräkningsmodeller tas fram och erforderliga dimensioner på väggen beräknas. Därefter provbelastas väggen och en utvärdering av hur bra modellerna stämmer med resultatet görs. I den andra beräkningsomgången förbättras eventuellt modellerna och en ny dimensionering och provbelastning görs.

## 1.4 Väggens uppbyggnad

Väggens lättregelstomme är 220 mm tjock, höjden är 2,44 m och bredden 2,40 m. Fönsteröppningen är centriskt placerad i sidled och har dimensionen 1,20×1,20 m. Fönsterbröstningen är 0,90 m hög. Syllen och hammarbandet är massiva träreglar medans vertikala regler samt regler över och under fönstret är lättreglar från Kartro. På insidan av väggen sitter en 13 mm tjock gipsskiva och på utsidan en 9 mm tjock gipsskiva. Sprängskissen i figur 1.1 nedan visar väggens uppbyggnad utan isolering.

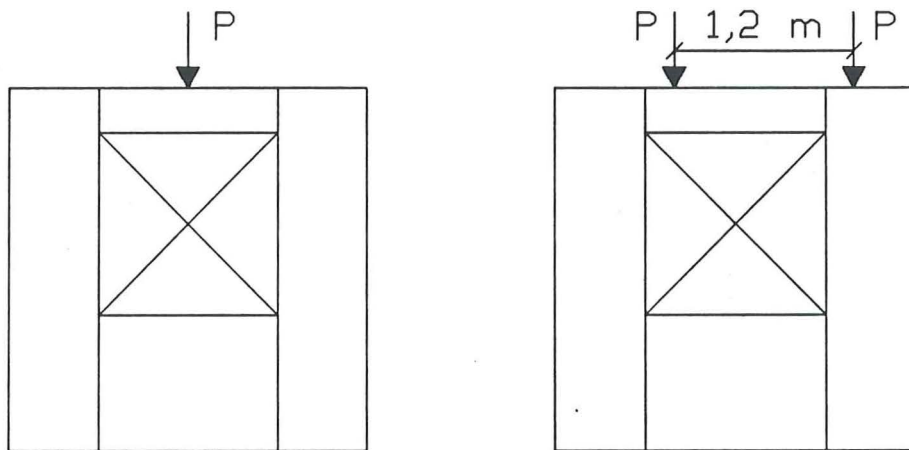


*Figur 1.1 Sprängskiss som visar hur väggen är uppbyggd. Bärlinan placeras på insidan av väggen.*

Kartro lättregel är en väggregel med flänsar av virke 45×70 mm förbundna med metallbeslag. Beslagen har i ändarna utstansade tänder vilka pressas fast i virket. Mellan träflänsarna placeras isolering vilket förbättrar isoleringsförmågan jämfört med en vägg med massiva träreglar.

## 1.5 Laster

Väggen skall klara en dimensionerande last i brottgränstillstånd på 12 kN och i bruksgränstillstånd på 8 kN. Dimensioneringen görs för två olika lastfall enligt figur 1.2 nedan. Belastningen på väggen kommer från takstolarna som står med 1,2 m centrumavstånd från varandra. Lasternas storlek ingick i förutsättningarna från uppdragsgivarna.



Figur 1.2 Lastfall 1 (LF 1) och lastfall 2 (LF 2).  
 $P=12$  kN i brottgräns.  
 $P=8$  kN i bruksgräns.



## 2 Modellering för datorberäkning

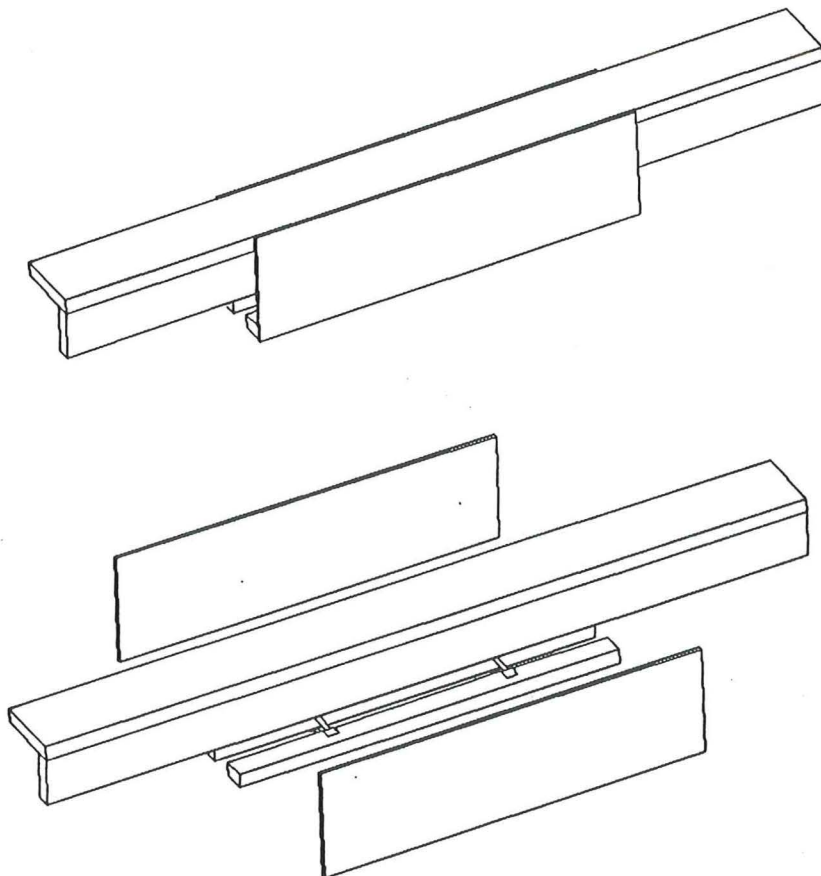
---

### 2.1 Grundmodellens avgränsning

Av hela väggelementet begränsas grundmodellen till att ta med :

- hammarband
- bärlina
- inne- och utegips över fönster
- lättregel över fönster
- spik mellan hammarband och bärlina samt
- gipsskruv och gipsklammer

Se figur 2.1.



Figur 2.1: Övre bilden visar grundmodellens avgränsning av väggkonstruktionen. Undre bilden visar en sprängskiss av den övre.

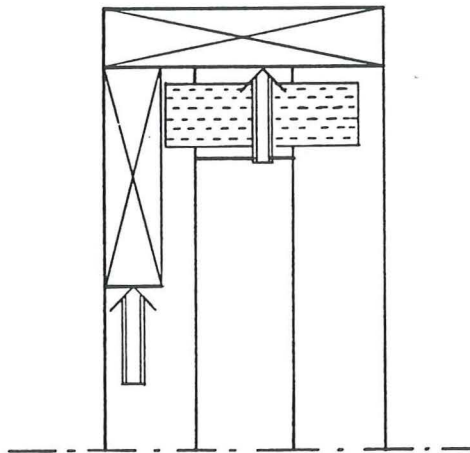
## 2.2 Grundmodellens FEM-uppbyggnad

Modellen utnyttjar symmetri eller alternativt anti-symmetri, varför endast ena halvan av väggelementets avgränsade delar byggs upp av finita element. I fallet med symmetrisk last sätts i symmetrisnittet, förskjutningar i horisontell riktning och rotationer lika med noll. I det anti-symmetriska lastfallet sätts vertikal och horisontal förskjutning till noll i anti-symmetrisnittet.

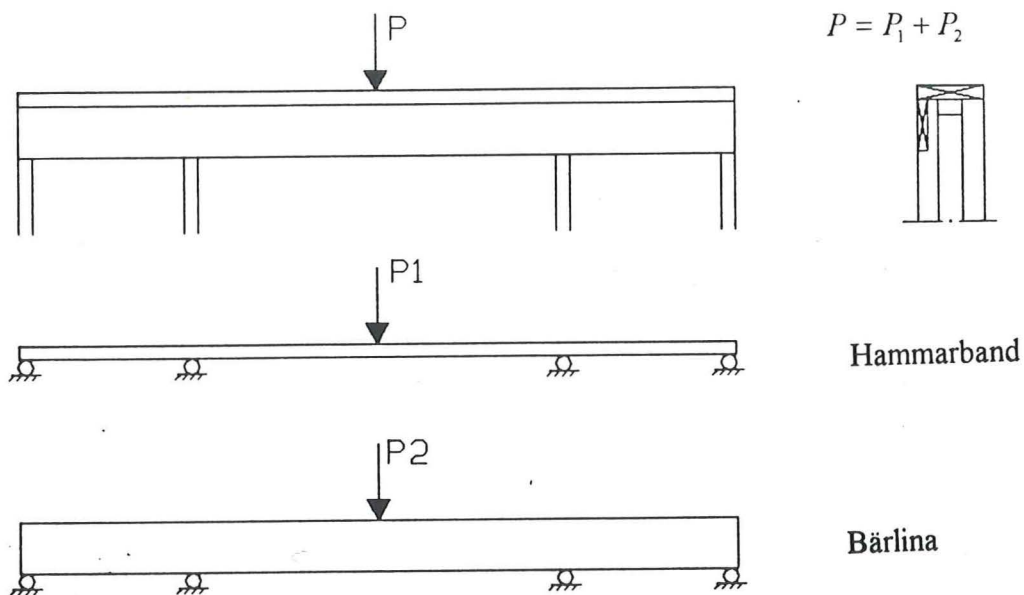
I modellens längsriktning eftersträvas en jämn indelning i 100 mm element, medan elementen i höjddel delas in i ett bestämt antal med lika delning beroende på resultatets önskade tydlighet.

### Upplagsförhållanden för bärlina och hammarband

Alla anliggningar mot stående regler anses vara oförskjutbara i vertikalled. Av figur 2.2 framgår att hammarbandet kan överföra sin del av lasten till de stående reglarna. Vid ytterstöd antas spikförband kunna ta de nedåtriktade reaktionskrafter som kan uppstå och verka på bärlina och hammarband. Upplagsmodellen får då utseendet enligt figur 2.3.



Figur 2.2. *Hammarbandets och bärlinans anliggning mot stående lättreglar. Pilarna anger överföring av respektive reaktionskraft.*



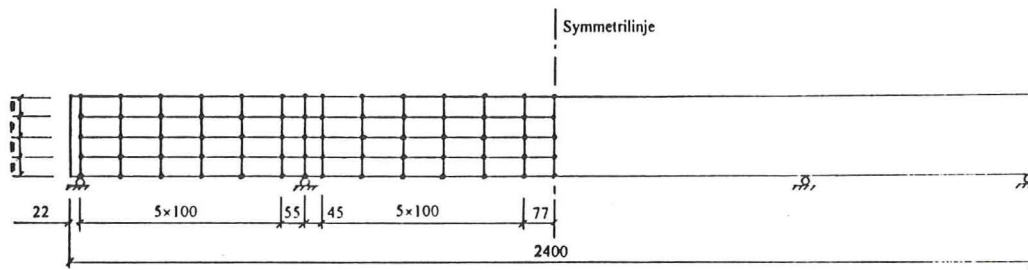
Figur 2.3. Grundmodellens upplagsförhållanden.

### Bärlinan

Bärlinan byggs upp av skivelement för att ta hänsyn till skjuvnedböjning, då bärlinans tvärsnittshöjd i förhållande till dess spännvidd är betydande. Som skivelement används Melosh-element [2]. Valet av skivelement med plant spännings förhållande är godtagbart så länge kvoten mellan bärlinans bredd och höjd är mindre än eller ungefär lika med  $1/4$ . Skivelementens längd varierar mellan 45 och 100 mm. Bärlinan delas i höjddel in i fyra element med lika delning, vilket gör skivelementen beroende av bärlinans totala höjdmått. Skivelementens bredd- längdförhållande bör ej understiga  $1/4$ . Elementindelning visas i figur 2.4. Vid beräkning räknas elasticitetsmodulen,  $E$ , om till en skjuvmodul,  $G$ , enligt förhållandet ;

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

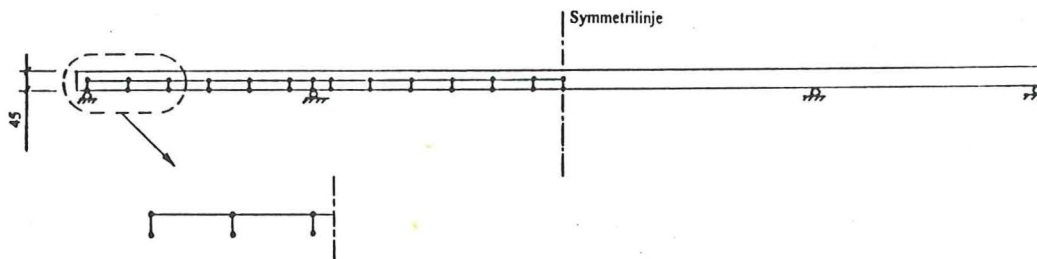
där  $\nu$  är tvärkontraktions-talet.



Figur 2.4. Bärlinans finita element- (FE-) indelning. Mått i mm:

### Hammarbandet

Hammarbandet indelas i balkelement i längsriktningen och dess tjocklek modelleras med hjälp av mycket styva balkelement som sticker ut halva tjockleken tvärs längsriktningen. Se figur 2.5. Figur 2.8 visar de utstickande balkelementens funktion i modellen.

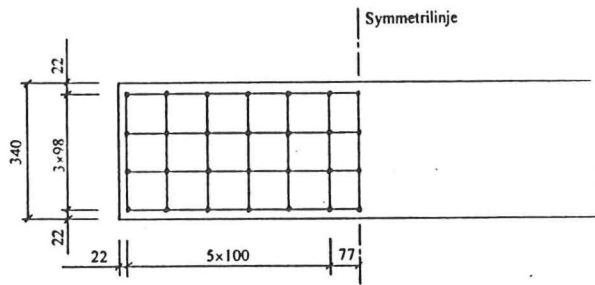


Figur 2.5. Hammarbandets FE-indelning. Mått i mm.

### Gipsskivor

Skivelement, av samma typ som för bärlinan, används vid modellering av gipsskivor. Indelningen i vertikal riktning är tre element som då får höjden 98 mm. I längsriktningen varierar elementens längd mellan 100 mm och 77 mm. Bredd-längdförhållande gäller som för bärlinan ovan. Se figur 2.6 för elementindelning.

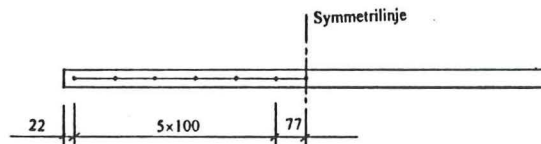




Figur 2.6. Gipsskivornas FE-indelning. Mått i mm.

### Lättregel över fönster

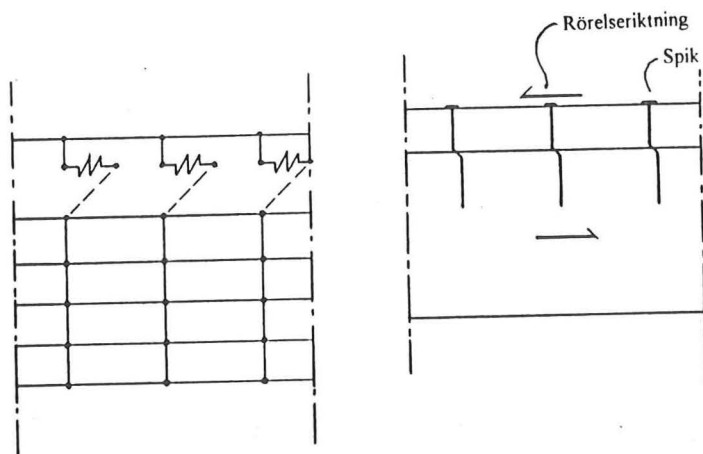
Lättregeln i gipsens underkant utgörs i modellen av två separerade balkar som indelats i balkelement. Balkarnas måttindelning passar ihop med gipsskivornas, se figur 2.7.



Figur 2.7. Lättregelns FE-indelning. Vy från sidan. Mått i mm.

### Spik mellan hammarband och bärlina

Fjäderelement i horisontell riktning mellan hammarband och bärlina simulerar spikarnas motverkan till deras inbördes glidning. Fjäder-modell, se figur 2.8.



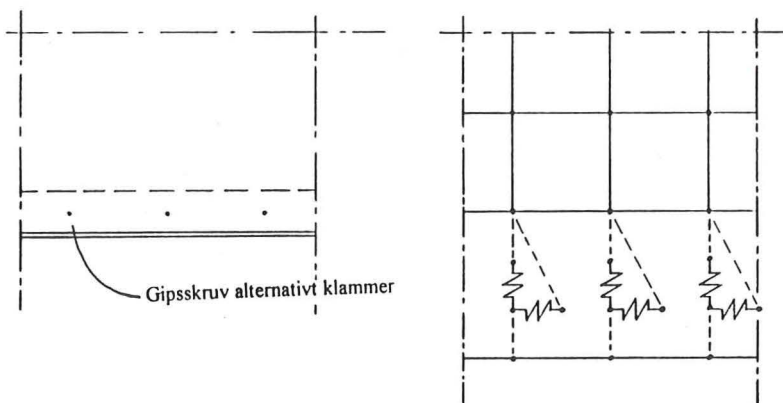
Figur 2.8. FE-modellering av spik mellan hammarband och bärlina (tv). Spikdeformation då hammarband och bärlina, vid belastning, vill glida gentemot varandra (th).

### Kontakttryck mellan hammarband och bärlina

Kontakttryck mellan hammarband och bärlina efterliknas med hjälp av fjädrar i vertikal riktning. Fjädrarna sätts mycket styva vid kontaktpunkter där hammarband och bärlina trycker mot varandra och sätta lika med noll i de punkter där hammarband och bärlina ej har kontakt med varandra.

### Gipsskruv och gipsklammer

Gipsskruv och gipsklammer efterliknas med hjälp av fjäderelement i två vinkelräta riktningar. Se figur 2.9.



Figur 2.9. FE-modellering av gipsskruv och gipsklammer.

Infästningar med skruv eller klammer mot övriga delar, som ej tas med i modellens avgränsning, ses som sammankopplade via fjäderelement gentemot ett fast plan.

## 2.3 Datorberäknings-modeller

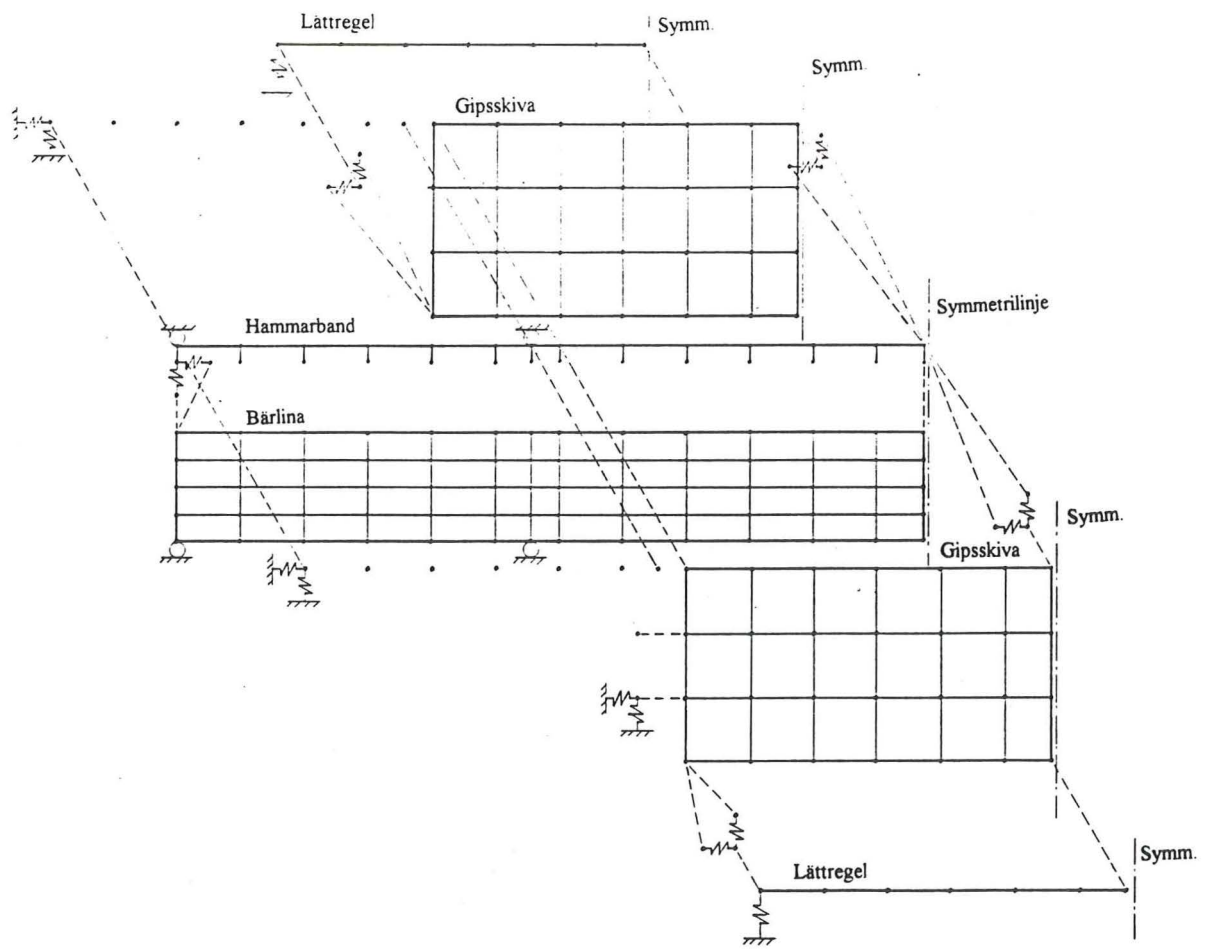
### 2.3.1 Modellerings- och beräkningshjälpmedel

Datorberäknings-modellerna byggs upp och beräknas med hjälp av FEM-programmet, CAMFEM, som utvecklats vid Lunds Tekniska Högskola. Använd manual är [4].

### 2.3.2 Modell 1 - Symmetrisk last

Modell 1 används för beräkning av effekterna av en symmetrisk last. I symmetrisnittet sätts förskjutningar i horisontell riktning och rotationer lika med noll.

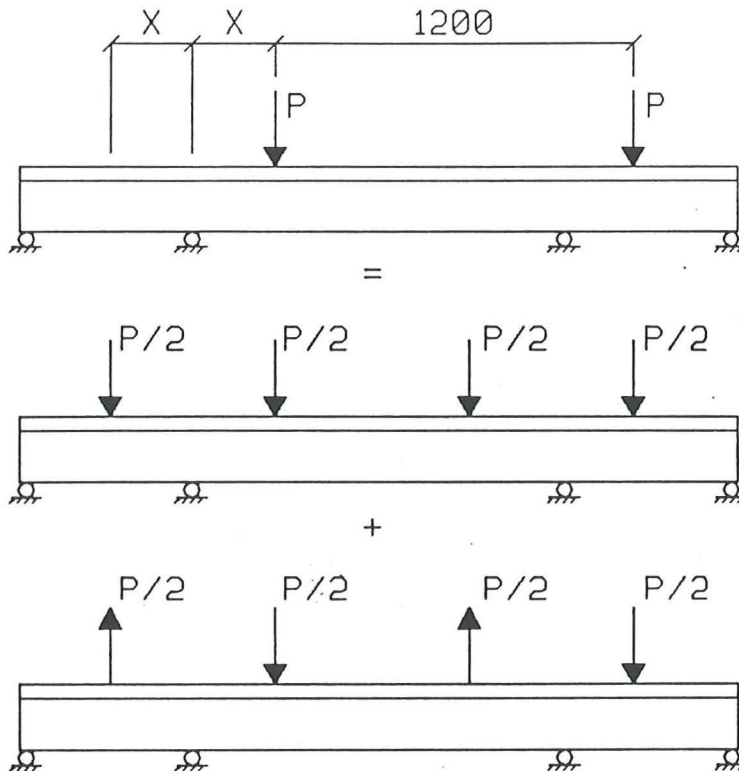
Modell 1 har samma avgränsning som grundmodellen enligt kapitel 2.1. och visas i en principskiss i figur 2.10.



Figur 2.10. FE-uppbyggnad av modell 1. Alla fjäderelement är ej utritade, utan antyds endast i deras begränsningspunkter.

### 2.3.3 Modell 2 - Osymmetrisk last

Modell 2 används då lasten angriper konstruktionen osymmetriskt. Detta osymmetriska lastfall delas upp i ett symmetriskt och ett antisymmetriskt lastfall, som sedan superponeras. Se figur 2.11. Vid symmetri- och antisymmetrisnittet sätts horisontell förskjutning och rotation, respektive vertikal och horisontell förskjutning till noll.

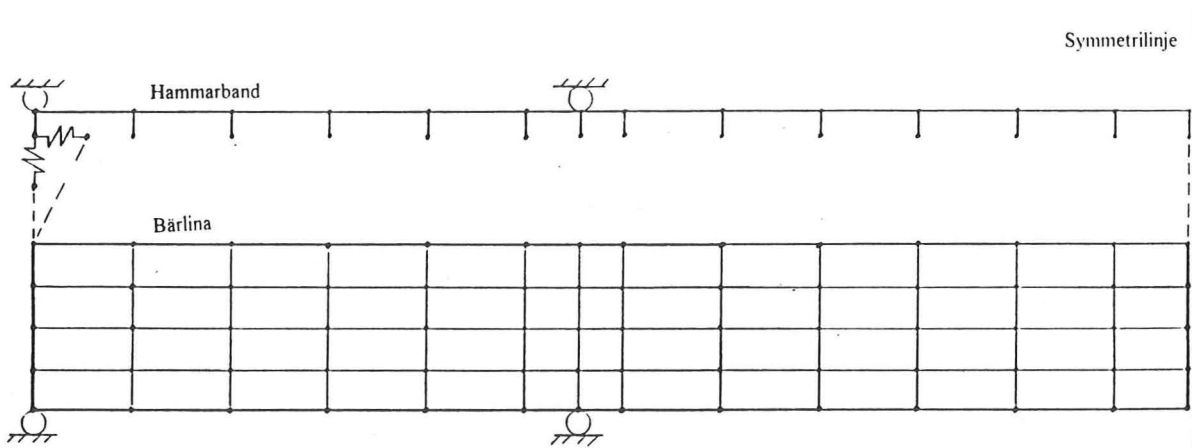


Figur 2.11. Uppdelning av osymmetriskt lastfall i ett symmetriskt och ett antisymmetriskt lastfall.

På grund av de komplicerade effekter som uppstår vid superponering av fästelementens förskjutningar, förenklas modell 2 genom att bortse från ;

- gipsskivor
- skruvreglar underkant gips samt
- gipsskrub och gipsklammer

i grundmodellen i avsnitt 2.1. Modell 2 får då uppbyggnaden enligt figur 2.12.



Figur 2.12. FE-uppbyggnad modell 2.

# 3 Modelling for hand calculation

## 3.1 Grundmodellens avgränsning

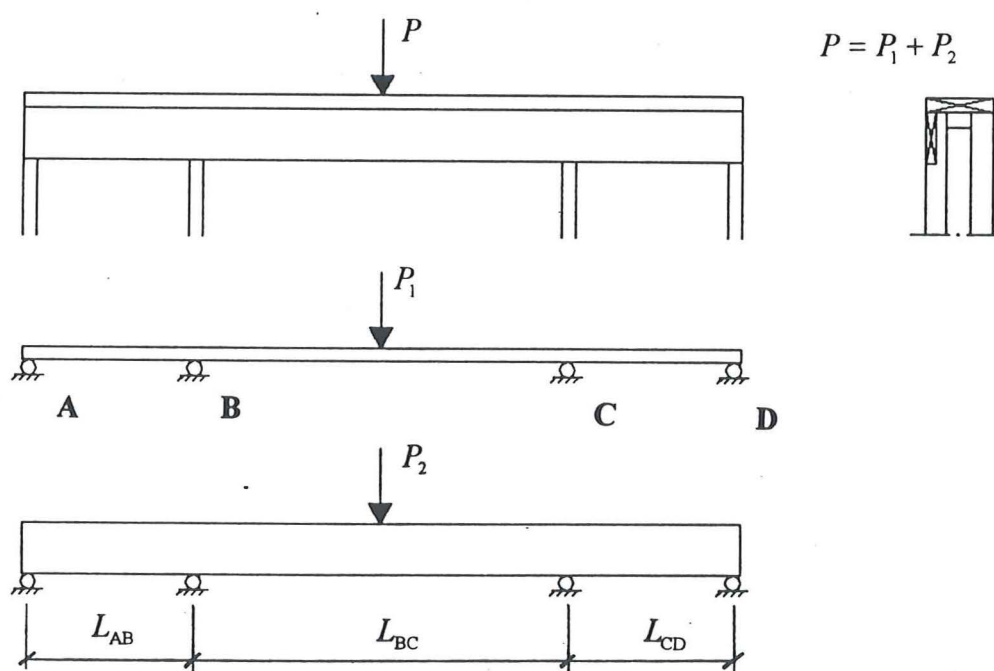
Eftersom handberäkningar kräver enkla beräkningsfall för att kunna genomföras, begränsas grundmodellen till att endast ta hänsyn till :

- bärlina
- hammarband

Vidare begränsas handräknings-modellerna till att endast beakta en punktlast på mitten.

## 3.2 Grundmodellens uppbyggnad

Bärlinans och hammarbandets anliggnings mot stående lättreglar betraktas som upplag, oförskjutbara i vertikalled. Detta enligt resonemang i avsnitt 2.2, se speciellt figur 2.2. Grundmodellen får då följande utseende, se figur 3.1. Modelleringen bygger på att hammarband och bärlina tar var sin andel av totala lasten i förhållande till respektive dels styvhet. Genom att hammarband och bärlina följs åt vid nedböjningen, kan den sättas lika för båda och respektive dels lastupptagning beräknas.

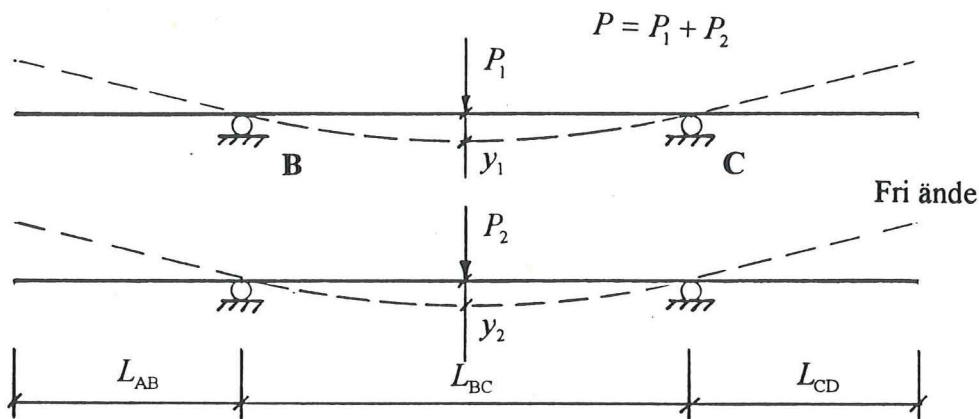


Figur 3.1. Grundmodellens upplagsförhållanden.

### 3.3 Handräknings-modeller

#### 3.3.1 Modell 1 - Fritt upplagd

Om de nedåtriktade reaktionskrafterna på bärlina och hammarband vid ytterstöd antas svåra att överföra, kan ytterlighetsfallet i figur 3.2 gälla.



Figur 3.2. Upplagsmodell för modell 1.

Där mittnedböjningen ges av :  $y_i = \frac{P_i L_{BC}^3}{48 E_i I_i}$

Sätts  $y_1 = y_2$  erhålls :  $\frac{P_1}{E_1 I_1} = \frac{P_2}{E_2 I_2}$

Kombineras detta med uttrycket för totala lasten på konstruktionen fås ekvationssystemet ;

$$\begin{cases} \frac{1}{E_1 I_1} P_1 - \frac{1}{E_2 I_2} P_2 = 0 \\ P_1 + P_2 = P \end{cases}$$

där respektive konstruktionsdels lastandel  $P_1$  och  $P_2$  kan lösas ut.

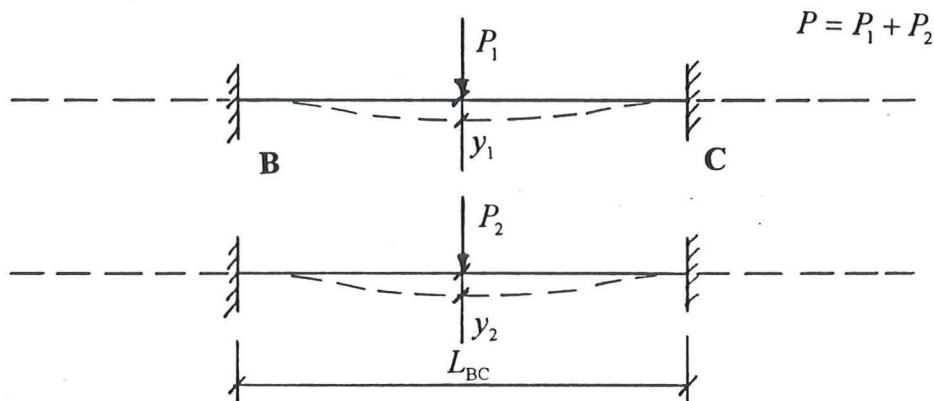
Upplagsreaktion vid innerstöd är då :  $R_{Bi} = R_{Ci} = \frac{P_i}{2}$



Fältmomentet är : 
$$M_{BC_i} = \frac{P_i L_{BC}}{4}$$

### 3.3.2 Modell 2 - Fast inspänd

Om istället infästningen av bärlina och hammarband vid ytterstöd är kraftig samt att sidogipsskivornas uppstyvning av hammarbandet antas vara betydande, kan det andra ytterlighetsfallet, enligt figur 3.3, gälla.



Figur 3.3. Upplagsmodell för modell 2.

Där beräknas respektive mittnedböjningen ur : 
$$y_i = \frac{P_i L_{BC}^3}{192 E_i I_i}$$

Sätts  $y_1 = y_2$  erhålls : 
$$\frac{P_1}{E_1 I_1} = \frac{P_2}{E_2 I_2}$$

Kombineras detta med uttrycket för totala lasten på konstruktionen fås ekvationssystemet ;

$$\begin{cases} \frac{1}{E_1 I_1} P_1 - \frac{1}{E_2 I_2} P_2 = 0 \\ P_1 + P_2 = P \end{cases}$$

där lasterna på respektive konstruktionsdel  $P_1$  och  $P_2$  kan lösas ut.

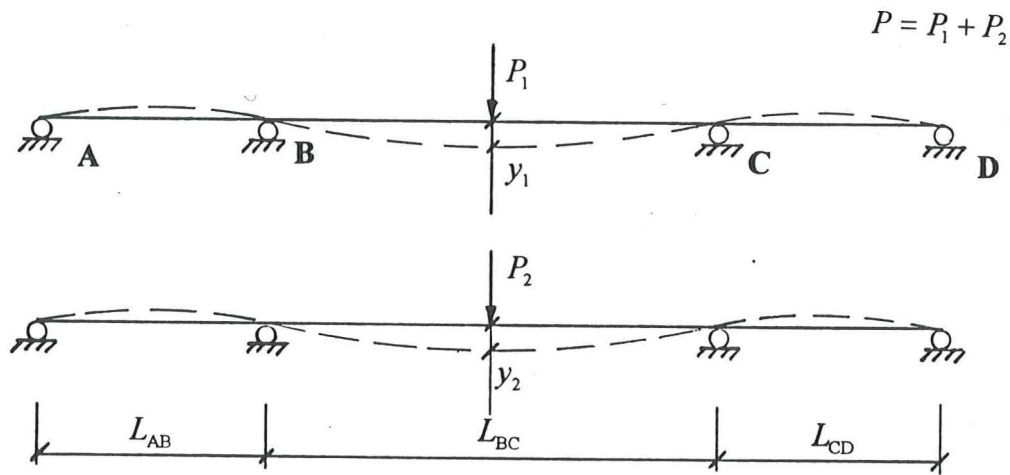
Upplagsreaktion vid innerstöd är då : 
$$R_{Bi} = R_{Ci} = \frac{P_i}{2}$$

Stödmomenten ges av ;  $M_{B_i} = M_{C_i} = -\frac{P_i L_{BC}}{8}$

och fältmomentet :  $M_{BC_i} = \frac{P_i L_{BC}}{8}$

### 3.3.3 Modell 3 - Kontinuerlig på 4 stöd

I modell 3 antas att bärlina och hammarband är stumt kopplade till stående regler vid alla stödpunkter. Det är i enlighet med resonemang angående grundmodell i avsnitt 3.2. Upplagsmodell se figur 3.4.



Figur 3.4. Upplagsmodell för modell 3.

Kraftmetoden används för att beräkna stödmomenten. Uttryck för balkrotation vid stöd sätts upp. På grund av balkens kontinuitet kan rotationen till vänster om stöd sättas lika med rotationen till höger, varefter stödmomentet kan lösas ut. Med införda beteckningar i figur 3.4, blir respektive dels stödmoment :

$$M_{B_i} = M_{C_i} = -\frac{3}{8} \cdot \frac{L_{BC}^2}{2L_{AB} + 3L_{BC}} P_i$$

Fältmomentet :  $M_{BC_i} = \frac{P_i L_{BC}}{4} + M_{B_i}$

Mittnedböjningen erhålls ur :

$$y_i = 2 M_{B_i} \frac{L_{BC}^2}{16 E_i I_i} + P_i \frac{L_{BC}^3}{48 E_i I_i} = \left( -\frac{3}{64} \cdot \frac{L_{BC}^2}{2 L_{AB} + 3 L_{BC}} + \frac{L_{BC}^3}{48} \right) \frac{P_i}{E_i I_i}$$

Sätts  $y_1 = y_2$  erhålls : 
$$\frac{P_1}{E_1 I_1} = \frac{P_2}{E_2 I_2}$$

Kombineras detta med uttrycket för totala lasten på konstruktionen fås ekvationssystemet ;

$$\begin{cases} \frac{1}{E_1 I_1} P_1 - \frac{1}{E_2 I_2} P_2 = 0 \\ P_1 + P_2 = P \end{cases}$$

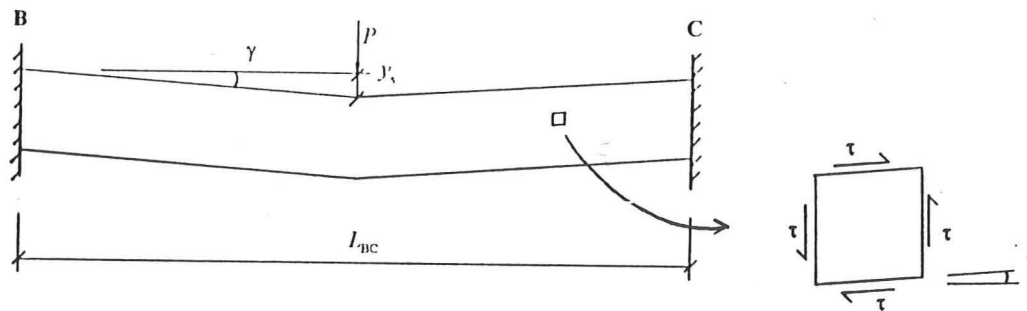
där bärlinans respektive hammarbandets last andelar  $P_1$  och  $P_2$  kan lösas ut.

Upplagsreaktion vid innerstöd är då ; 
$$R_{B_i} = R_{C_i} = \frac{P_i}{2} - \frac{M_{B_i}}{L_{AB}}$$

och vid ytterstöd : 
$$R_{A_i} = R_{D_i} = \frac{M_{B_i}}{L_{AB}}$$

### 3.3.4 Modell 4 - Fast inspänd med hänsyn till skjuvdeformation

Bärlinans höjd i förhållande till dess spännvidd är stor, vilket föranleder att ta hänsyn till skjuvdeformationer. Vid skjuvpåkänning uppstår deformationer, enligt figur 3.5, som ger upphov till mittnedböjning. Den totala nedböjningen erhålls då effekterna av nedböjning vid balkkrökning respektive skjuvning superponeras.



Figur 3.5. Deformationer på grund av skjuvning.

Vid skjuvpåkänning gäller uttrycket ;

$$\tau = G\gamma$$

för förhållandet mellan skjuvspänning,  $\tau$  , och skjuvvinkeln,  $\gamma$  .  $G$  är skjuvmodulen.

Medelskjuvspänningen beräknas genom att dividera tvärkraften,  $V$ , med balkens tvärsnittsarea,  $A$  :

$$\tau_m = \frac{V}{A}$$

Kombineras dessa uttryck erhålls :

$$\gamma = \frac{\tau_m}{G} = \frac{V}{GA}$$

Det har dock visat sig enligt [3] att skjuvvinkeln bör multipliceras med en faktor 6/5 för rektangulära tvärsnitt :

$$\gamma = \frac{6}{5} \frac{V}{GA}$$

Mittnedböjning på grund av skjuvning får uttrycket ;

$$y_{s_i} = \gamma_i \frac{L_{BC}}{2} = \frac{6}{5} \cdot \frac{V_i}{G_i A_i} \cdot \frac{L_{BC}}{2} = \frac{6}{5} \cdot \frac{\frac{1}{2} P_i}{G_i A_i} \cdot \frac{L_{BC}}{2} = \frac{3}{10} \cdot \frac{P_i L_{BC}}{G_i A_i}$$

och mittnedböjning på grund av balkens krökning :

$$y_{b_i} = \frac{P_i L_{BC}^3}{192 E_i I_i}$$

Den totala superponerade mittnedböjningen blir ;

$$y_i = y_{s_i} + y_{b_i} = \left( \frac{3}{10} \cdot \frac{L_{BC}}{G_i A_i} + \frac{L_{BC}^3}{192 E_i I_i} \right) \cdot P_i = K_i \cdot P_i$$

där parentesuttrycket i fortsättningen kan ersättas med  $K_i$ .

Sätts nedböjningen lika för hammarband och bärlina,  $y_1 = y_2$ , samt att detta kombineras med uttrycket för totala lasten på konstruktionen, resulterar det i ekvationssystemet ;

$$\begin{cases} K_1 \cdot P_1 - K_1 \cdot P_2 = 0 \\ P_1 + P_2 = P \end{cases}$$

där lasterna  $P_1$  och  $P_2$  på respektive konstruktionsdel kan lösas ut.

Upplagsreaktion vid innerstöd ges av :  $R_{B_i} = R_{C_i} = \frac{P_i}{2}$

Stödmomenten ges av ;  $M_{B_i} = M_{C_i} = -\frac{P_i L_{BC}}{8}$

och fältmomentet :  $M_{BC_i} = \frac{P_i L_{BC}}{8}$

### 3.3.5 Modell 5 - Kontinuerlig på 4 stöd med hänsyn till skjuvdeformation

Modell 5 har samma geometri som modell 3, men kombineras med uttrycket för mittnedböjning på grund av skjuvning enligt modell 4 :

$$y_{s_i} = \frac{3}{10} \cdot \frac{P_i L_{BC}}{G_i A_i}$$

Mittnedböjning på grund av balkkrökning, enligt avsnitt 3.3.3 ;

$$y_{b_i} = 2 M_{B_i} \frac{L_{BC}^2}{16 E_i I_i} + P_i \frac{L_{BC}^3}{48 E_i I_i}$$

där :  $M_{B_i} = M_{C_i} = -\frac{3}{8} \cdot \frac{L_{BC}^2}{2L_{AB} + 3L_{BC}} P_i$

Superponeras mittnedböjningarna erhålls totala mittnedböjningen på grund av skjuvning och balkkrökning ;

$$y_i = y_{s_i} + y_{b_i} = \left( \frac{3}{10} \cdot \frac{L_{BC}}{G_i A_i} - \frac{3}{4} \cdot \frac{L_{BC}^4}{(2L_{AB} + 3L_{BC}) \cdot 16 E_i I_i} + \frac{L_{BC}^3}{48 E_i I_i} \right) \cdot P_i = K_i \cdot P_i$$

där parentesuttrycket i fortsättningen kan ersättas med  $K_i$ .

Sätts nedböjningen för hammarband och bärlina lika,  $y_1 = y_2$ , fås, i kombination med uttrycket för totala lasten på konstruktionen, ekvationssystemet ;

$$\begin{cases} K_1 P_1 - K_2 P_2 = 0 \\ P_1 + P_2 = P \end{cases}$$

där bärlinans och hammarbandets lastandelar  $P_1$  och  $P_2$  kan lösas ut.

Upplagsreaktion vid innerstöd ges av ;  $R_{B_i} = R_{C_i} = \frac{P_i}{2} - \frac{M_{B_i}}{L_{AB}}$

och vid ytterstöd :  $R_{A_i} = R_{D_i} = \frac{M_{B_i}}{L_{AB}}$

Stödmomenten ges av ; 
$$M_{B_i} = M_{C_i} = -\frac{3}{8} \cdot \frac{L_{BC}^2}{2L_{AB} + 3L_{BC}} P_i$$

och fältmomentet : 
$$M_{BC_i} = \frac{P_i L_{BC}}{4} + M_{B_i}$$





# 4 Material

---

Detta kapitlet innehåller materialdata som används i beräkningsmodellerna och till att dimensionera väggarna. Framtagandet av dimensioneringsvärden i brott- och bruksgränstillstånd görs kortfattat här nedan för de olika materialen. Den intresserade läsaren hänvisas till Nybyggnadsreglerna kapitel 6:4 för en noggrannare beskrivning av tillvägagångssättet.

Då virket levereras från sågverket har det en fuktkvot mellan 12 och 15 %. Virket förvaras ute, under presenning, upp till tre veckor innan det används i produktionen. Gipsen lagras inomhus i ett kallförråd.

## 4.1 Konstruktionsvirke

### 4.1.1 Karakteristiska värden

De karakteristiska värdena för elasticitetsmodulen ( $E_k$ ) och skjuvmodulen ( $G_k$ ) vid deformationsberäkningar är:

Kvalitet K12:  $E_k = 8000$  MPa och  $G_k = 500$  MPa.

Kvalitet K24:  $E_k = 10500$  MPa och  $G_k = 700$  MPa.

De karakteristiska värdena för elasticitetsmodulen ( $E_{Rk}$ ), skjuvmodulen ( $G_{Rk}$ ) och de tillåtna påkänningarna ( $f_{mk}$ ,  $f_{c90k}$  och  $f_{vk}$ ) vid styrkeberäkningar är:

Kvalitet K12:  $E_{Rk} = 4200$  MPa och  $G_{Rk} = 300$  MPa.

$$f_{mk} = 12 \text{ MPa.}$$

Kvalitet K24:  $E_{Rk} = 6900$  MPa och  $G_{Rk} = 450$  MPa.

$$f_{mk} = 24 \text{ MPa.}$$

$f_{c90k} = 7$  MPa och  $f_{vk} = 3$  MPa för båda kvaliteerna .

Tvärkontraktionstalet väljs till 0,25 enligt [5].

### 4.1.2 Bruksgränstillstånd

Elasticitetsmodulen ( $E_d$ ) och skjuvmodulen ( $G_d$ ) i bruksgränstillstånd beräknas för de tråkvaliteter som används i väggen. Tvärkontraktionstalet väljs till 0,25 enligt [5].

$$\gamma_m = 1,0; \Delta\gamma_m = 0 \text{ och } \eta = 1,0$$

$$\text{Klimatklass 1 och lasttyp A} \Rightarrow \chi_s = 0,6$$

$$E_d(K12) = 0,6 \cdot 8000 = \underline{\underline{4800 \text{ MPa}}}.$$

$$E_d(K24) = 0,6 \cdot 10500 = \underline{\underline{6300 \text{ MPa}}}.$$

$$G_d(K12) = 0,6 \cdot 500 = \underline{\underline{300 \text{ MPa}}}.$$

$$G_d(K24) = 0,6 \cdot 700 = \underline{\underline{420 \text{ MPa}}}.$$

### 4.1.3 Brottgränstillstånd

Elasticitetsmodulen ( $E_{Rd}$ ), skjuvmodulen ( $G_{Rd}$ ) och de tillåtna påkänningarna ( $f_{md}$ ,  $f_{c90d}$  och  $f_{vd}$ ) i brottgränstillstånd beräknas för de träkvaliteter som används i väggen. Tvärkontraktionstalet väljs till 0,25 enligt [5].

$$\gamma_m = 1,3$$

$$\alpha < 0,25 \Rightarrow \Delta\gamma_m = 0,20$$

$$\text{Säkerhetsklass 1} \Rightarrow \gamma_n = 1,0$$

$$\text{Klimatklass 1 och lasttyp B} \Rightarrow \chi_r = 0,75; \chi_r = 0,85 \\ \text{respektive } \chi_r = 0,9.$$

$$E_{Rd}(K12) = \frac{0,9 \cdot 4200}{1,3 - 0,2} = \underline{\underline{3440 \text{ MPa}}}.$$

$$E_{Rd}(K24) = \frac{0,85 \cdot 6900}{1,3 - 0,2} = \underline{\underline{5330 \text{ MPa}}}.$$

$$G_{Rd}(K12) = \frac{0,9 \cdot 300}{1,3 - 0,2} = \underline{\underline{245 \text{ MPa}}}.$$

$$G_{Rd}(K24) = \frac{0,85 \cdot 450}{1,3 - 0,2} = \underline{\underline{348 \text{ MPa}}}.$$

$$f_{md}(K12) = \frac{0,9 \cdot 12}{1,3 - 0,2} = \underline{\underline{9,8 \text{ MPa}}}.$$

$$f_{md}(K24) = \frac{0,85 \cdot 24}{1,3 - 0,2} = \underline{\underline{18,5 \text{ MPa}}}.$$

$$f_{c90d} = \frac{0,75 \cdot 7}{1,3 - 0,2} \cdot 1,35^* = \underline{\underline{6,4 \text{ MPa}}}$$

$$f_{vd} = \frac{0,75 \cdot 3}{1,3 - 0,2} = \underline{\underline{2,1 \text{ MPa}}}$$

\* Förhöjningsfaktor  $\chi_c$  enligt Byggvägledning 6:4 [6].

## 4.2 Gips

### 4.2.1 Karakteristiska värden

Gipsens karakteristiska elasticitetsmodul ( $E_k$ ) väljs till 3000 MPa enligt [7] vid deformationsberäkningar. Vid styrkeberäkningar räknas elasticitetsmodulen ( $E_{Rk}$ ) fram enligt följande:

$$E_{Rk} = 0,7^* \cdot 3000 = 2100 \text{ MPa}$$

Tvärkontraktionstalet väljs till 0,1.

### 3.2.1 Bruksgränstillstånd

Elasticitetsmodulen ( $E_d$ ) beräknas för ute- och innegipsen i bruksgränstillstånd. Vid framtagandet av de dimensionerande värdena jämföras gipsskivorna med K-board. Tvärkontraktionstalet väljs till 0,1.

$$\text{Klimatklass } 1^{**} \text{ och lasttyp A} \Rightarrow \chi_s = 0,4$$

$$\gamma_m = 1,0 \text{ och } \eta = 1,0$$

$$E_d = 0,4 \cdot 3000 = \underline{\underline{1200 \text{ MPa}}}$$

### 3.2.2 Brottgränstillstånd

Elasticitetsmodulen ( $E_{Rd}$ ) beräknas för ute- och innegipsen i brottgränstillstånd. Vid framtagandet av de dimensionerande värdena jämföras gipsskivorna med K-board. Tvärkontraktionstalet väljs till 0,1.

$$\text{Säkerhetsklass 1} \Rightarrow \gamma_n = 1,0$$

$$\gamma_m = 1,3$$

Klimatklass 1\*\* och lasttyp B  $\Rightarrow \chi_r = 0,55$

$$E_{Rd} = \frac{0,55 \cdot 2100}{1,3} = \underline{\underline{890 \text{ MPa}}}$$

\* Relation mellan elasticitetsmodulerna i brott- och bruksgränstillstånd som för K-board.

\*\* Utegipsen är behandlad och påverkas inte av fukt förrän RF > 90 %.

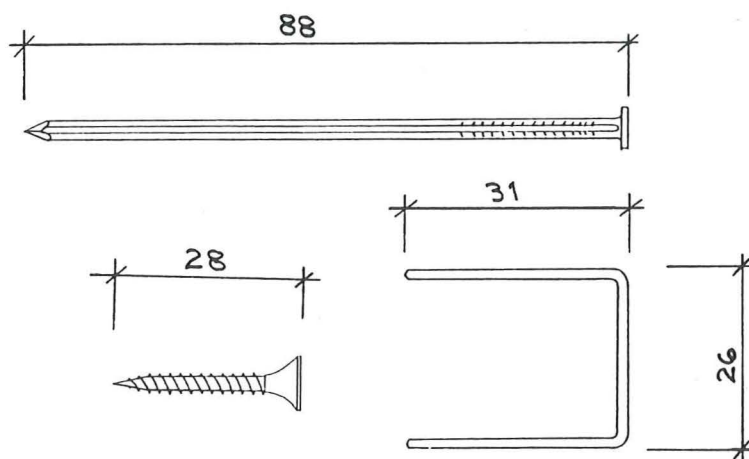
## 4.3 Fästdon

### 4.3.1 Karakteristiska värden

Några egna försök för att bestämma karakteristikan för fästdonen i väggen gjordes inte. Kraft-deformations sambanden för de olika förbanden uppskattades istället utifrån provresultat av liknande fästdon. Noggrannheten som uppskattningarna ger är i detta fallet tillräcklig. Det behöver inte vara exakt rätt värde utan det räcker att storleksordningen är riktig.

Väggens träregelstomme sammanfogas med Kartro skjutspik (CN09031TC). Gipsen på väggens insida är 13 mm tjock och fästs med Kartro gipsskruv (DS30). Utegipsen som är 9 mm tjock fästs dels med gipsskruv och dels med Senco klammer. Fästdonen visas i figur 4.1 nedan.

Arbetskurvorna i figurerna i detta kapitlet visar den förskjutning som uppstår i fästdonet då förbandet utsätts för en belastning. Kurvorna varierar beroende på kraftriktningen i förbandet. Gipsskivorna klarar en mindre kraft från fästdonet om kraften är riktad mot skivans kant.

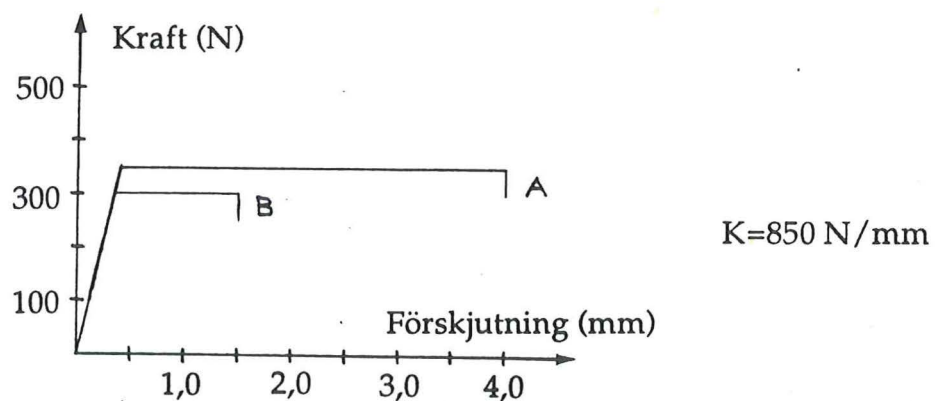


Figur 4.1 Fästdon som används i väggen. Längderna anges i mm.

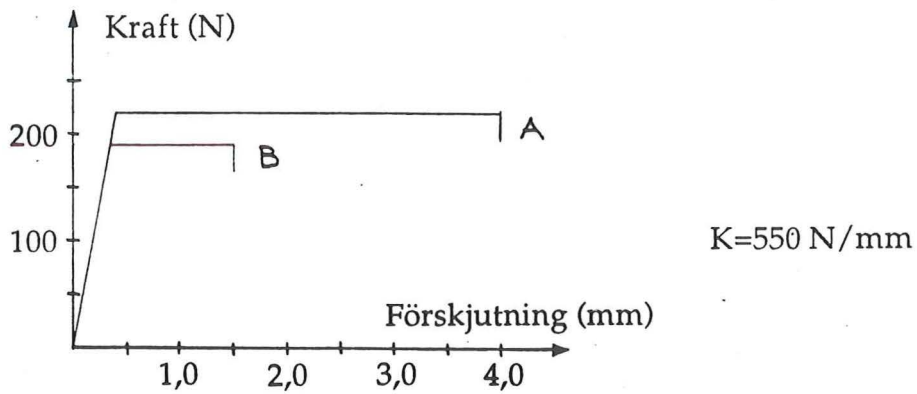
Enligt [8] har en gipsskruv (Gyproc T29) i 13 mm gipsskiva en teoretisk arbetskurva enligt figur 4.2 nedan. Den gipsskruv som används nu skiljer sig något från denna men dessa jämförs eftersom skillnaden är liten. Arbetskurvan för samma gipsskruv i 9 mm gipsskiva tas fram genom att multiplicera kurvans, figur 4.2, lutning med tjockleksförhållandet för skivorna och behålla förskjutningen vid proportionalitetsgränsen. Den teoretiska arbetskurvan för gipsskruv i 9 mm gips blir då enligt figur 4.3 nedan.

Klammerns styvhet, lutningen på kurvans elastiska del, uppskattas vara hälften så stor som gipsskruvens i figur 4.3. Förskjutningen vid proportionalitetsgränsen antas vara den samma som för gipsskruven. Den teoretiska arbetskurvan för klammern blir då enligt figur 4.4 nedan.

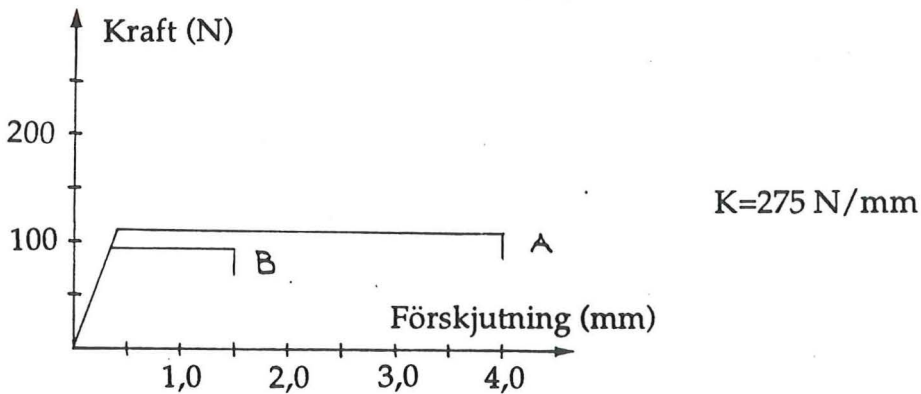
I figur 4.5 visas den teoretiska arbetskurvan som används för skjutspiken. Uppskattningen görs utifrån liknande spikar i [8] och [9], samt att styrkan är proportionell mot spikdiametern upphöjd till 1,7 och styvheten är proportionell mot diametern.



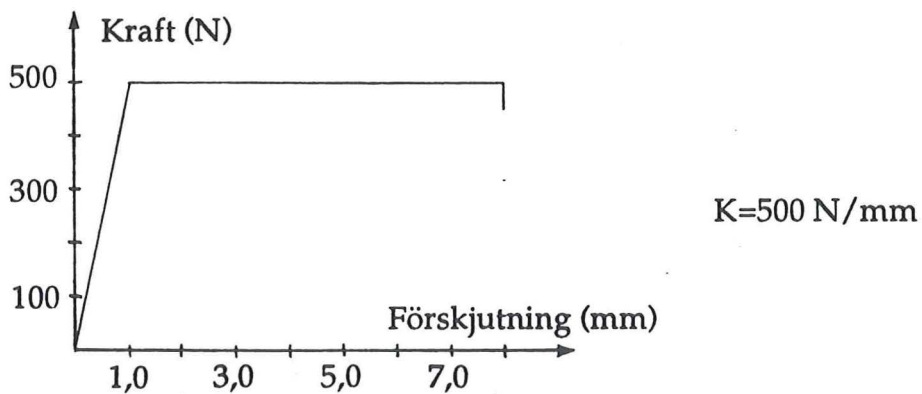
Figur 4.2 Teoretisk arbetskurva för gipsskruv i 13 mm gipsskiva.  
 $K$  anger lutningen på kurvans elastiska del.  
 Kurva A: Kraften från fästdonet går in i gipsen.  
 Kurva B: Kraften från fästdonet går mot gipskanten.



Figur 4.3 Teoretisk arbetskurva för gipsskruv i 9 mm gipsskiva.  
 $K$  anger lutningen på kurvoans elastiska del.  
 Kurva A: Kraften från fästdonet går in i gipsen.  
 Kurva B: Kraften från fästdonet går mot gipskanten.



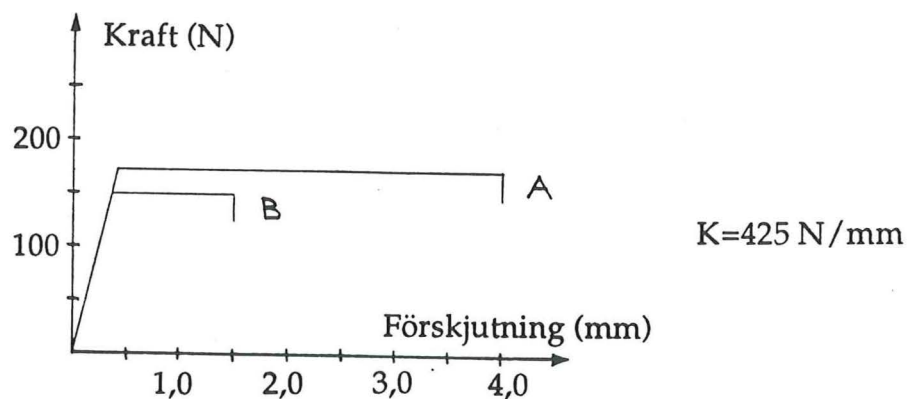
Figur 4.4 Teoretisk arbetskurva för klammern i 9 mm gipsskiva.  
 $K$  anger lutningen på kurvoans elastiska del.  
 Kurva A: Kraften från fästdonet går in i gipsen.  
 Kurva B: Kraften från fästdonet går mot gipskanten.



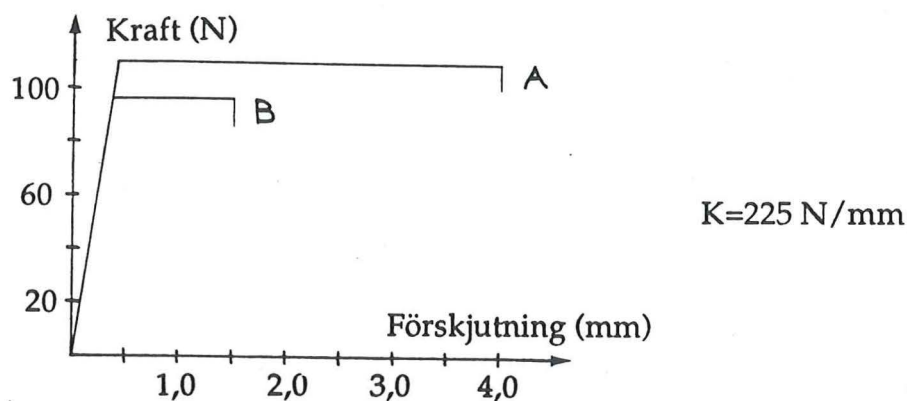
Figur 4.5 Teoretisk arbetskurva för skjutspik.  
 $K$  anger lutningen på kurvoans elastiska del.

### 4.3.2 Bruksgränstillstånd

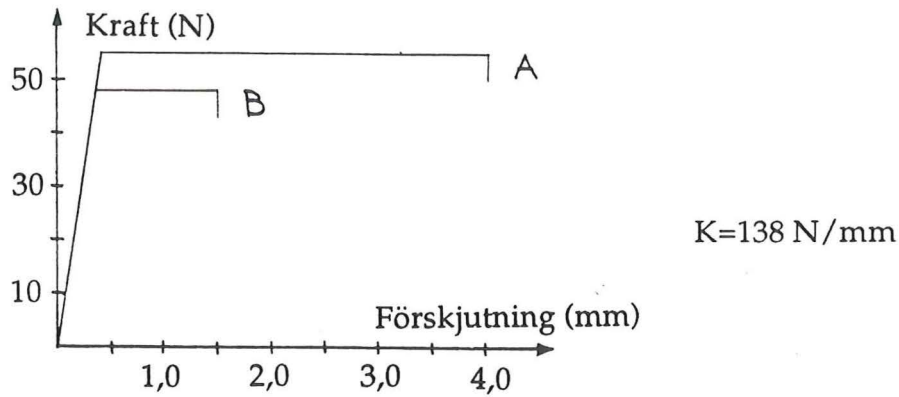
Det "karakteristiska" värdet på styvheten, lutningen på kurvans elastiska del, halveras för de olika fästdonen vid beräkningar i bruksgränstillstånd. Det ger ungefär samma förhållande mellan karakteristiskt- och bruksgränsvärde som för gipsen. Förskjutningen vid proportionalitetsgränsen och maximal förskjutning är de samma som i figur 4.2-4.5 ovan. De teoretiska arbetskurvorna i bruksgränstillstånd visas i figur 4.6-4.9 nedan.



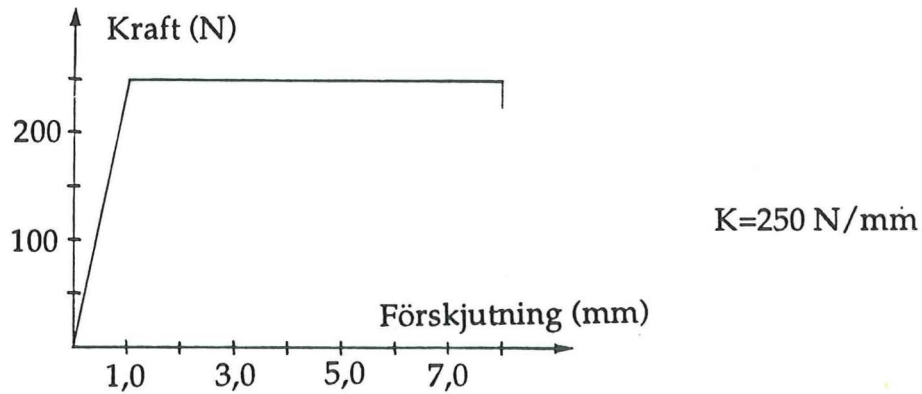
Figur 4.6 Teoretisk arbetskurva i bruksgräns för gipsskruv i 13 mm gipsskiva.  
 $K$  anger lutningen på kurvans elastiska del.  
Kurva A: Kraften från fästdonet går in i gipsen.  
Kurva B: Kraften från fästdonet går mot gipskanten.



Figur 4.7 Teoretisk arbetskurva i bruksgräns för gipsskruv i 9 mm gipsskiva.  
 $K$  anger lutningen på kurvans elastiska del.  
Kurva A: Kraften från fästdonet går in i gipsen.  
Kurva B: Kraften från fästdonet går mot gipskanten.



**Figur 4.8** Teoretisk arbetskurva i bruksgräns för klammern i 9 mm gipsskiva.  
*K* anger lutningen på kurvans elastiska del.  
 Kurva A: Kraften från fästdonet går in i gipsen.  
 Kurva B: Kraften från fästdonet går mot gipskanten.

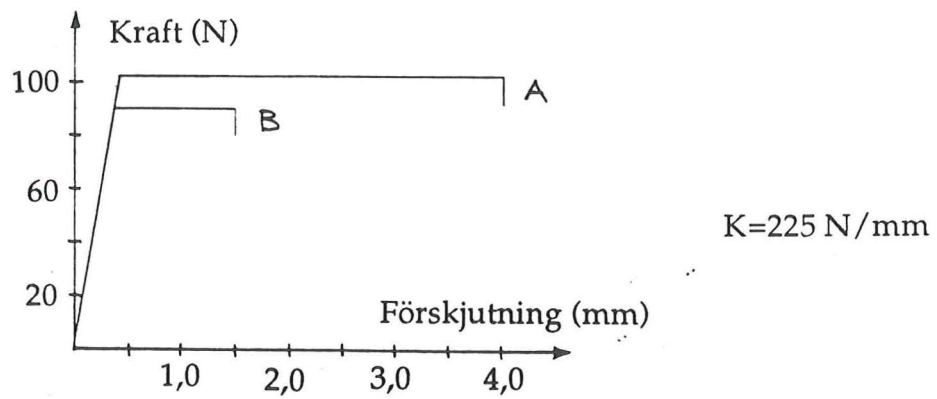


**Figur 4.9** Teoretisk arbetskurva i bruksgräns för skjutspik  
*K* anger lutningen på kurvans elastiska del.

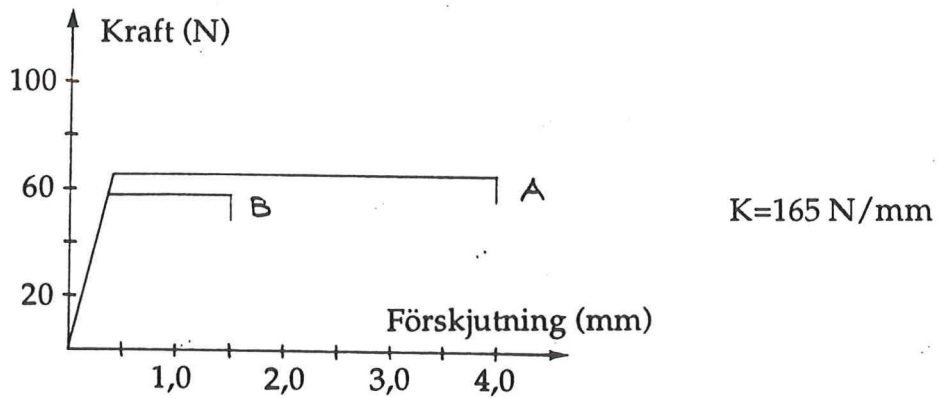
### 4.3.3 Brottgränstillstånd

I brottgränstillstånd görs beräkningarna med 30 % av den "karaktäristiska" styvheten, lutningen på kurvans elastiska del, för de olika fästdonen. Det ger ungefär samma förhållande mellan karakteristiskt- och brottgränsvärde som för gipsen. Förskjutningen vid proportionalitetsgränsen och maximal förskjutning är de samma som i figur 4.2-4.5 ovan. De teoretiska arbetskurvorna i brottgränstillstånd visas i figur 4.10-4.13 nedan.

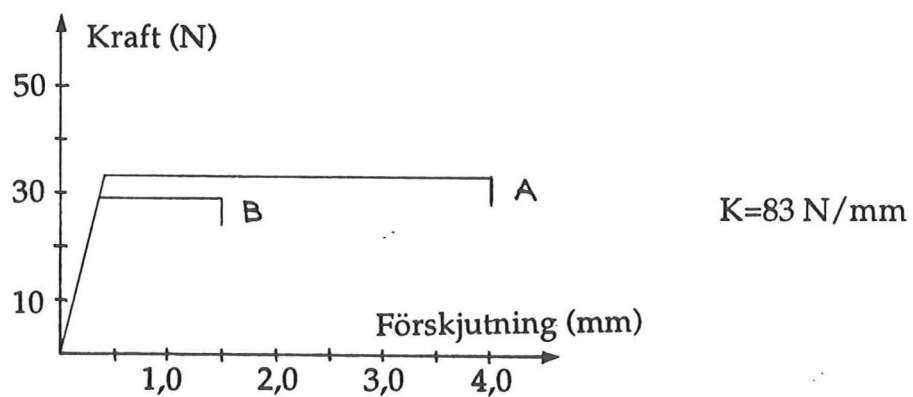




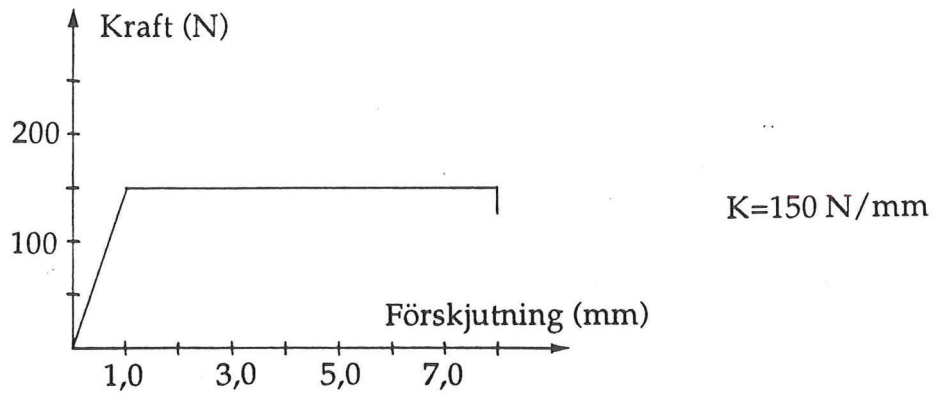
Figur 4.10 Teoretisk arbetskurva i brottgräns för gipsskruv i 13 mm gipsskiva.  
*K* anger lutningen på kurvans elastiska del.  
 Kurva A: Kraften från fästdonet går in i gipsen.  
 Kurva B: Kraften från fästdonet går mot gipskanten.



Figur 4.11 Teoretisk arbetskurva i brottgräns för gipsskruv i 9 mm gipsskiva.  
*K* anger lutningen på kurvans elastiska del.  
 Kurva A: Kraften från fästdonet går in i gipsen.  
 Kurva B: Kraften från fästdonet går mot gipskanten.



Figur 4.12 Teoretisk arbetskurva i brottgräns för klammern i 9 mm gipsskiva.  
*K* anger lutningen på kurvans elastiska del.  
 Kurva A: Kraften från fästdonet går in i gipsen.  
 Kurva B: Kraften från fästdonet går mot gipskanten.



Figur 4.13 Teoretisk arbetskurva i brottgräns för skjutspik.  
*K* anger lutningen på kurvans elastiska del.

# 5 Beräkning I

---

## 5.1 Överslagsberäkning av dimension på bärlina

Överslagsberäkningen syftar till att ge ungefärlig dimension på bärlinan. Denna dimension används som referensvärde vid analys av samverkan i konstruktionen med hjälp av FE-modellerna. Beräkningen återfinns i sin helhet i bilaga 1. Den bygger på antagandet, enligt handräknings-modell 3, att hammarband och bärlina tar var sin andel av totala punktlasten i förhållande till respektive dels styvhet. Se avsnitt 3.3.3.

Förutsättningar :

- hammarband, 45x220, K12
- handräknings-modell 3

För bärlina av kvalitet K12 erhålls dimension 45x170, varvid följande gäller enligt tabell 5.1.

Tabell 5.1. Resultat vid överslagsberäkning. Bärlina, 45x170, K12, LF1. Enheter i mm och MPa.

	Dimensionerande	Tillåtet
<b>Brottgränstillstånd</b>		
Böjpåkänning	9,7	9,8
Skjuvpåkänning	1,1	2,1
Upplagstryck	3,9	6,4
<b>Bruksgränstillstånd</b>		
Mittnedböjning	1,4	4,2

För bärlina av kvalitet K24 erhålls dimension 45x120. Resultat se tabell 5.2.

Tabell 5.2. Resultat vid överslagsberäkning. Bärlina, 45x120, K24, LF1. Enheter i mm och MPa.

	Dimensionerande	Tillåtet
<b>Brottgränstillstånd</b>		
Böjpåkänning	18,5	18,5
Skjuvpåkänning	1,4	2,1
Upplagstryck	3,7	6,4
<b>Bruksgränstillstånd</b>		
Mittnedböjning	2,8	4,2

## 5.2 Resultat av datorberäkningar

### 5.2.1 Samverkan mellan hammarband och bärlina

Beräkningen visar verkan av ihospikning mellan hammarband och bärlina och är gjord för två olika bärlinor, 45x170, K12 respektive 45x120, K24. I övrigt gäller följande förutsättningar:

- Hammarband, 45x220, K12.
- Modell 1 används vid dator-beräkning, men gipsskivorna bortses ifrån och därmed bortses även ifrån gipsskrub alternativt gipsklammer samt lättregel.
- Beräkningen baseras på karakteristiska värden, 50%-fraktilen.
- Punktlast  $a'$  12 kN, vilket motsvarar brottlast, verkar på hammarbandets mitt.

Resultatet från beräkning med hjälp av datorberäknings-modell redvisas i tabell 5.3.

Tabell 5.3. Resultat av dator-beräkning med förutsättningar enligt ovan. Mittnedböjningens och upplagsreaktionernas beroende av spikavståndet för två olika bärlinor. Enheter i mm och kN.

Bärlina		45x170,K12		45x120,K24	
Spikavstånd		---	c100	---	c100
Mittnedböjning					
Bärlina och hammarband		1,27	1,25	2,11	2,06
Upplagsreaktioner					
Bärlina	ytterstöd	-2,32	-2,27	-2,19	-2,15
	innerstöd	7,88	7,82	7,42	7,36
Hammarband	ytterstöd	-0,20	-0,20	-0,35	-0,34
	innerstöd	0,64	0,65	1,12	1,14

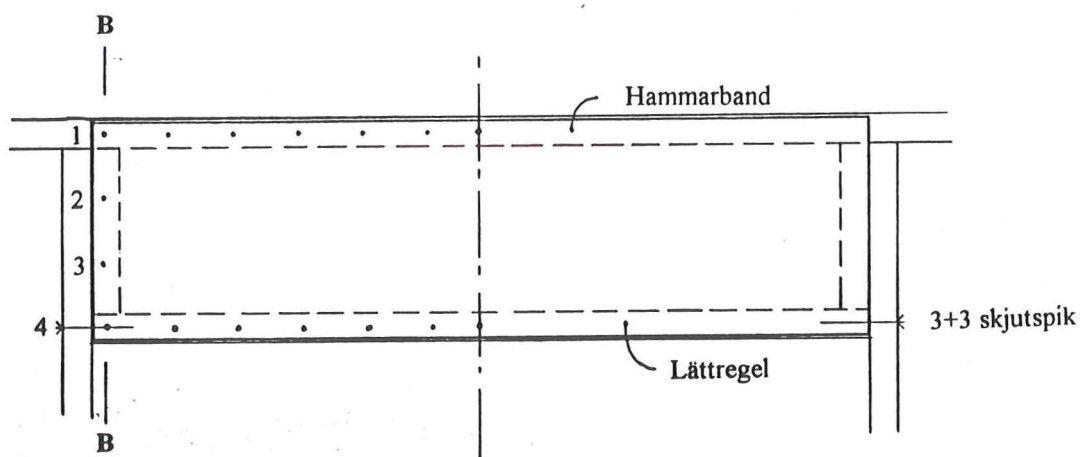
Det är svårt att uppnå samverkan mellan hammarband och bärlina genom ihospikning av dessa. Enligt beräkningsvärden i tabell 5.3 minskar mittnedböjningen under lasten endast med några hundra millimeter, vilket motsvarar ungefär 1/50 av total nedböjning. Likaså ger ihospikningen en nästan försumbar minskning av upplagsreaktionerna från stående regler mot bärlinan. För att uppnå samverkan av detta slag krävs större förskjutningar i glidplanet mellan de båda delarna. Det fås inte i detta fall på grund av den korta spännvidden. Samverkans effekter genom ihospikning kan för denna konstruktion inte tillgodoses.

## 5.2.2 Gipsens uppstyvande förmåga

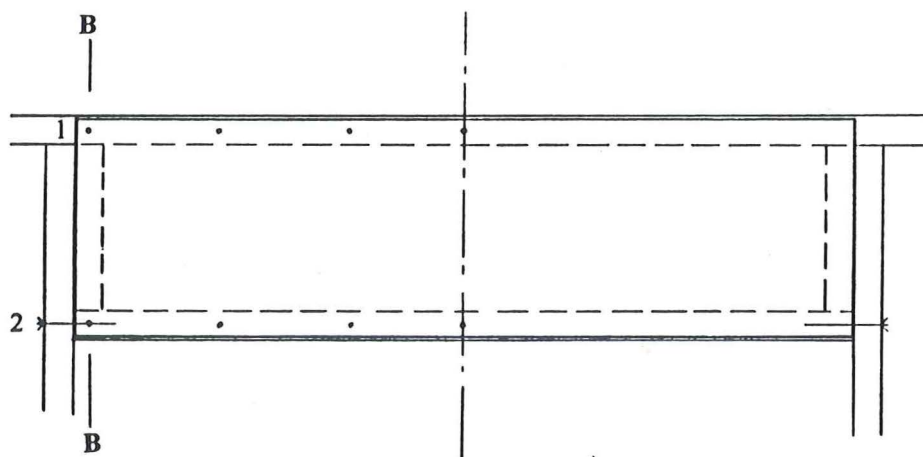
Resultatet, från datorberäkningsanalys av hur inne- och utegipsskivor ovan fönster påverkar konstruktionens styvhet, visas i tabell 5.4. Där framgår hur till exempel mittnedböjningen av bärlina och hammarband, samt dessas upplagsreaktioner förändras vid olika val av fästelement och centrumavstånd vid montering av gipsskivor.

Följande beräkningsfall jämförs :

1. Hammarband och bärlina utan inverkan av gipsskivor och fästdon.
2. Innegipsskiva skruvad, c200, och utegipsskiva klamrad, c200. Se figur 5.2 för fästdonens placering.
3. Både inne- och utegipsskiva skruvad, c200. Fästtons-placering enligt figur 5.2.
4. D:o skruvad, c100. Se figur 5.1 för fästtons placering.



Figur 5.1. Fästdonens placering i beräkningsfall 4. Fästdon i linje B numreras 1 till 4, där 1-3 avser gipsskruvar eller klammrar och 4 avser lättregelns infästning till stående lättregel med 3st skjutspik.



Figur 5.2. Fästdonens placering i beräkningsfall 2 och 3. Fästdon i linje B numreras 1 till 2, där 1 avser gipsskruv eller klammer och 2 avser lättregelns infästning till stående lättregel med 3st skjutspik.

Beräkningsförutsättningar :

- Bärlina 45x120, kvalitet K24.
- Hammarband 45x220, kvalitet K12.
- Karakteristiska materialvärden , 50%-fraktilen.
- Brottlast  $a'12kN$  verkar på hammarbandets mitt.
- Datorberäknings-modell 1, enligt avsnitt 2.3.1.
- Olinjär beräkning på grund av fästelementens arbetskurvor, dvs förbanden tillåts plasticera.

Tabell 5.4. Beräkningsresultat som anger gipsens uppstyvande förmåga. Enheter i mm och kN.

Beräkningsfall enl ovan	1.	2.	3.	4.
Mittnedböjning				
Bärlina o hammarband	2,1	1,8	1,8	1,5
Förskjutning nedåt				
Gipsskivans mitt inne(ute)	-- (--)	0,8 (0,6)	0,8 (0,7)	0,8 (0,8)
D:o kant inne(ute)	-- (--)	0,5 (0,4)	0,5 (0,4)	0,3 (0,3)
Upplagsreaktioner				
Bärlina ytterstöd	-2,2	-1,9	-1,9	-1,6
D:o innerstöd	7,4	6,5	6,3	5,4
Hammarband ytterstöd	-0,3	-0,1	-0,1	-0,1
D:o innerstöd	1,1	1,6	1,6	1,3
Överförd last via gipsskivor till linje B. *				
inne (ute)	-- (--)	0,6 (0,2)	0,6 (0,4)	1,0 (0,7)

\* Linje B se figur 5.1 och 5.2

Vid jämförelse mellan beräkningsfall 1 och 4 uppmärksammas att bärlinans och hammarbandets mittnedböjning minskat med cirka 30%, då gipsskivor, skruvade c100 mm, medräknas. Även bärlinans upplagsreaktioner minskar 30%. Beräkningsresultatet visar också att gipsskivorna över fönster själva överför ungefär 30% av takstolslasten till övriga stommen. Minskas skruvavståndet till 200 mm enligt beräkningsfall 3, visar resultatet att mittnedböjning och upplagsreaktioner för bärlinan hamnar mittemellan dito för fall 1 och 4. För fall 3 blir gipsskivornas deformation cirka hälften av fall 4. Skillnaden i förskjutning mellan gipsskivans mitt och kant beräknas till ungefär 0,3 mm för fall 3.

Gipsskivor, som skruvas c100 mm, överför 30% av en punktlast på mitten och gör konstruktionen över fönstret 30% styvare än utan gipsen medräknad. Ju styvare gipsskivorna fästs till konstruktionen desto mindre belastas bärlinan.

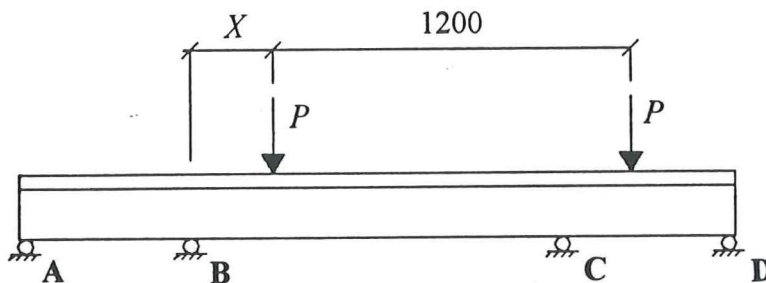
### 5.2.3 Lastplaceringens inverkan på upplagsreaktioner

Beräkningsresultatet visar hur lastens läge längs hammarbandet påverkar upplagsreaktionerna på hammarband och bärlina. Resultatet redovisas i tabell 5.5 samt figur 5.4.

Förutsättningar:

- Bärlina 45x120, K24.
- Hammarband 45x220, K12.

- Beräkningen baseras på karakteristiska materialvärden, 50%-fraktilen.
- Datorberäkning gjord med modell 2, på grund av det osymmetriska belastningsfallet.
- Punktlaster a' 12 kN, med placering enligt figur 5.3, verkar på hammarbandet.



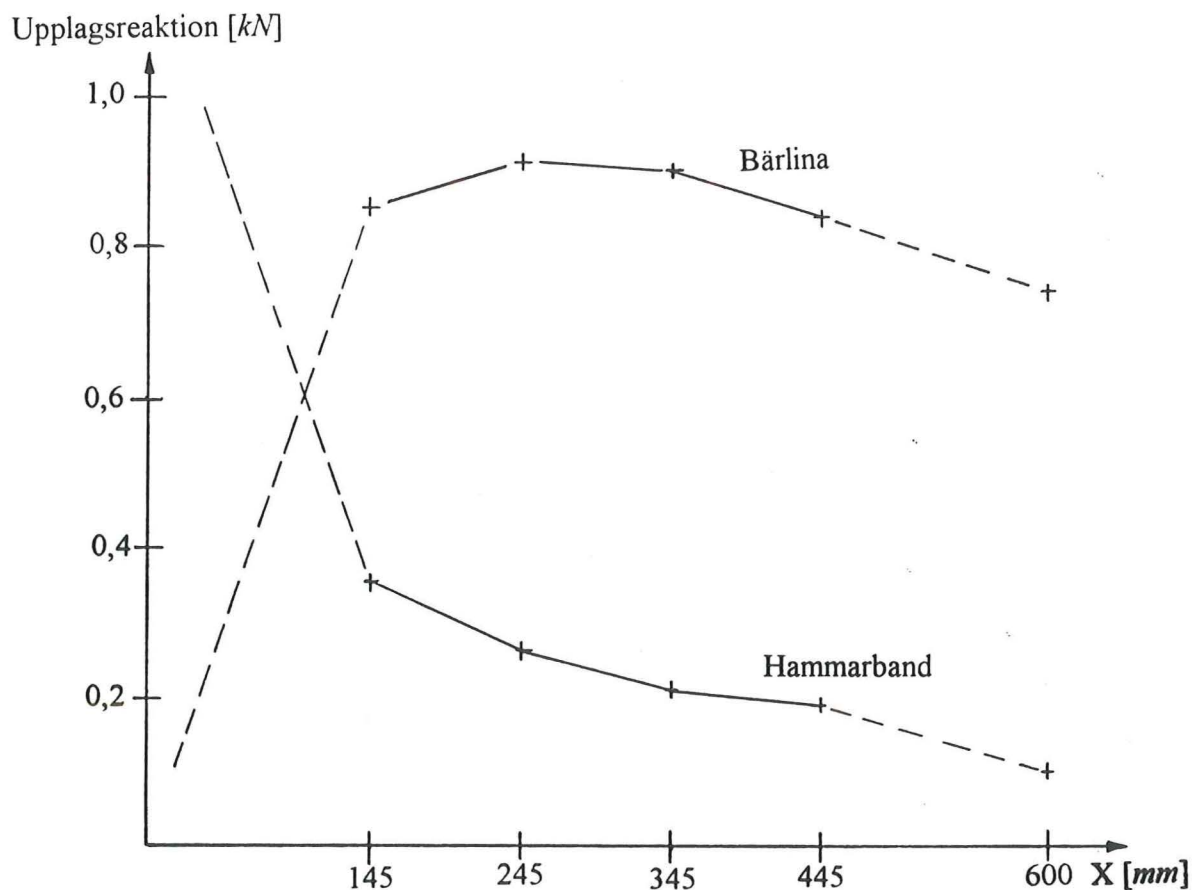
Figur 5.3. Lastplacering vid osymmetriskt lastfall.  $x$  är avståndet från B-stödets centrum till närmaste lastens angreppspunkt.

Tabell 5.5. Upplagsreaktionernas och maximala nedböjningens beroende av takstolslastens angreppsläge längs hammarbandet. Enheter i mm och kN.

Avstånd från stöd (x)		145	245	345	445
Maximal nedböjning bärlina		0,42	0,84	1,27	1,62
Upplagsreaktioner					
Bärlina	stöd A	-0,6	-1,0	-1,2	-1,2
	stöd B	8,5	9,1	9,0	8,4
Hammarbandstöd A*		-0,7	-1,0	-1,2	-1,3
	stöd B	3,5	2,6	2,2	1,9

\*Ej rimliga värden. Eventuellt något fel vid superponering i beräkningsmodell.



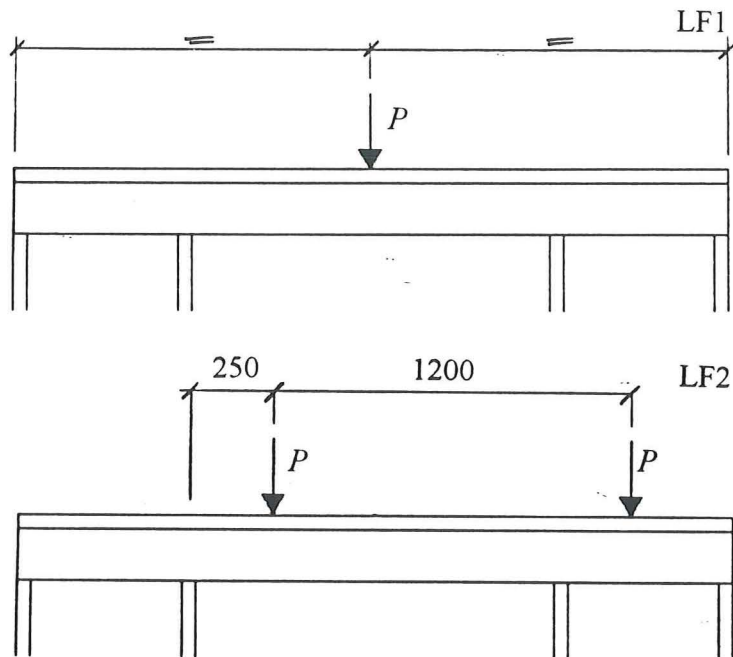


Figur 5.4. Influenslinjer för hammarbandets respektive bärlinans upplagsreaktioner.

Ju närmare upplaget, B, lasten angriper desto större andel av lasten förs över via hammarbandet, till stående regel i B. Enligt beräkningsmodellen får bärlinan störst upplagstryck då lasten verkar 245mm från stödet. Stödreaktionen i C får lägre värden än i B och redovisas därför ej.

#### 5.2.4 Lastfall

Förutsättningarna, som redovisas i kapitel 1.5, angav att punktlaster från takstolarna skulle kunna placeras fritt med  $s = 1200$  mm längs väggelementet. Lastfall 1, LF1, med punktlast på mitten är given, se figur 5.5. Detta lastfall är dimensionerande för bärlinans böjpåkning och maximal mittnedböjning. Lastfall 2, LF2, se samma figur 5.5, ges efter utvärdering av beräkning i avsnitt 5.2.4 och ger dimensionerande upplagstryck och skjuvpåkning för bärlinan.



Figur 5.5. De två olika lastfallen LF1 och LF2, med måttangivelser i mm .

## 5.3. Dimensionering provelement I

### 5.3.1. Förutsättningar

Den optimala bärlinan visar sig efter beräkningar, enligt NR [1], vara av dimension 45x120 och kvalitet K24. Skjuvpåkänningen, som ges av LF 2, är den dimensionerande påkänningen.

FEM-beräkningar baseras på följande indata:

- Bärlina ,45x120, av kvalitet K24.
- Hammarband ,45x220, av kvalitet K12.
- Lättregel, (1+1) 45x70, av kvalitet K12, över fönsteröppning.
- Ute- och innegips över fönster skruvas c100 mm runt om.
- Ute- och innegips vid fönsteröppningens sidor klamras respektive skruvas till hammarband med c200 mm.
- Lättregel fästs till stående regler med skjutspik (3+3 st) i varje ände.
- Lastfall 1 beräknas med hjälp av FEM-modell 1.
- Lastfall 2 beräknas med hjälp av FEM-modell 2 och dess restriktioner, se avsnitt 2.3.2.

### 5.3.2. Brottgränstillstånd

Fullständig beräkning se bilaga 2. Nedan redovisas resultatet kortfattat i tabell 5.6.

Tabell 5.6. Resultat vid datorberäkning av bärlina, 45x120, K24. Enheter i MPa.

	Dimensionerande	Tillåtet
Bärlina		
Böjpåkänning	12,4	18,5
Skjuvpåkänning	2,1	2,1
Upplagstryck	4,7	6,4
Hammarband		
Böjpåkänning	4,0	9,8

#### Spikning av förband vid ytterstöd

Bärlina           4 st skjutspik utsatta för tvärkraft.

Hammarband     3 st skjutspik utsatta för utdragningskraft.

### 5.3.3 Bruksgränstillstånd

Se beräkning bilaga 2.

Bärlina och hammarband :

$$\text{Mittförskjutning (nedböjning)} = 2,0\text{mm}$$

## 5.4 Karakteristisk beräkning provelement I

### 5.4.1 Förutsättningar

För att kunna jämföra resultaten från provning med dito från beräkningsmodellerna, görs här beräkningar med karakteristiska materialvärden som motsvarar 50%-fraktilen, dvs medelvärden. Konstruktionen, beräkningarna utförs för ,är densamma som dimensionerats i avsnitt 5.3. Förutsättningar i avsnitt 5.3.1 gäller med undantag för hammarbandet som, vid leverans av provelementen, visade sig vara av kvalitet K24 istället för K12.

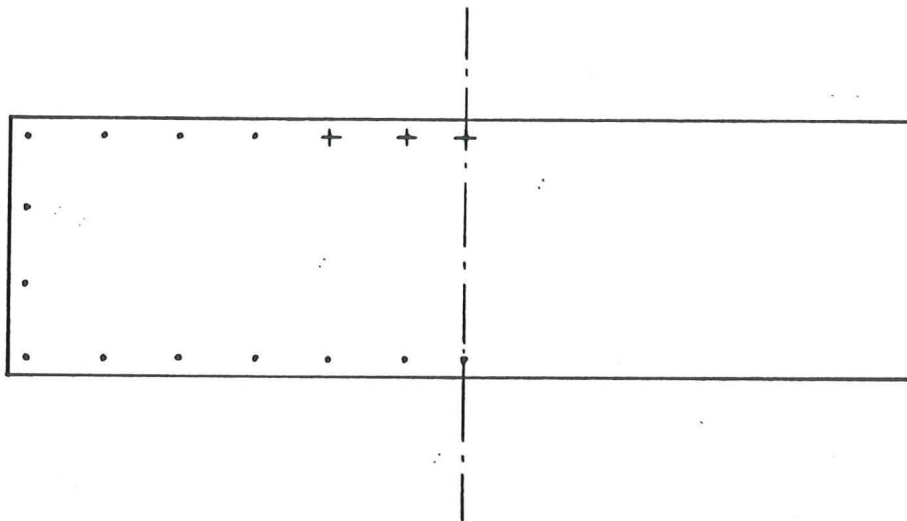
## 5.4.2 Datorberäkning

Nedböjningar, förskjutningar och upplagsreaktioner redovisas i tabell 5.7. I figur 5.6 anges de gipsskruvar som plasticerat vid brottlasten 12kN, LF1.

Tabell 5.7. Karakteristiskt beräkningsresultat vid LF1. Enheter i kN och MPa.

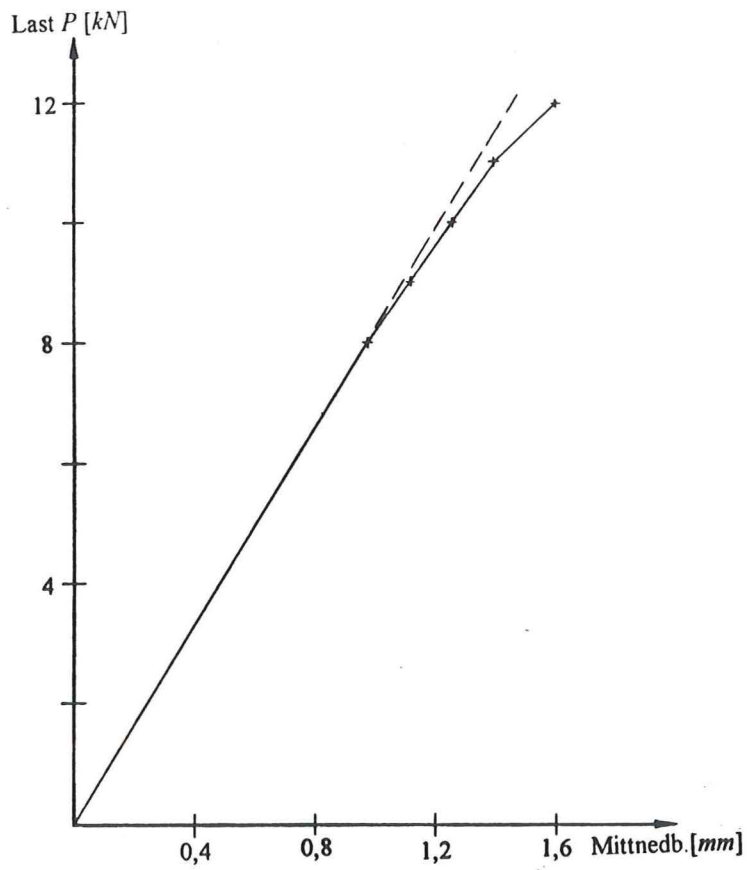
Bärlina, 45x120,K24

Mittnedböjning		
Bärlina o hammarb.		1,6
Förskjutning nedåt		
Gipsskivans mitt		0,9
D:o kant		0,4
Upplagsreaktioner		
Bärlina	ytterstöd	-1,4
	innerstöd	5,5
Hammarb.	ytterstöd	-0,2
	innerstöd	1,8

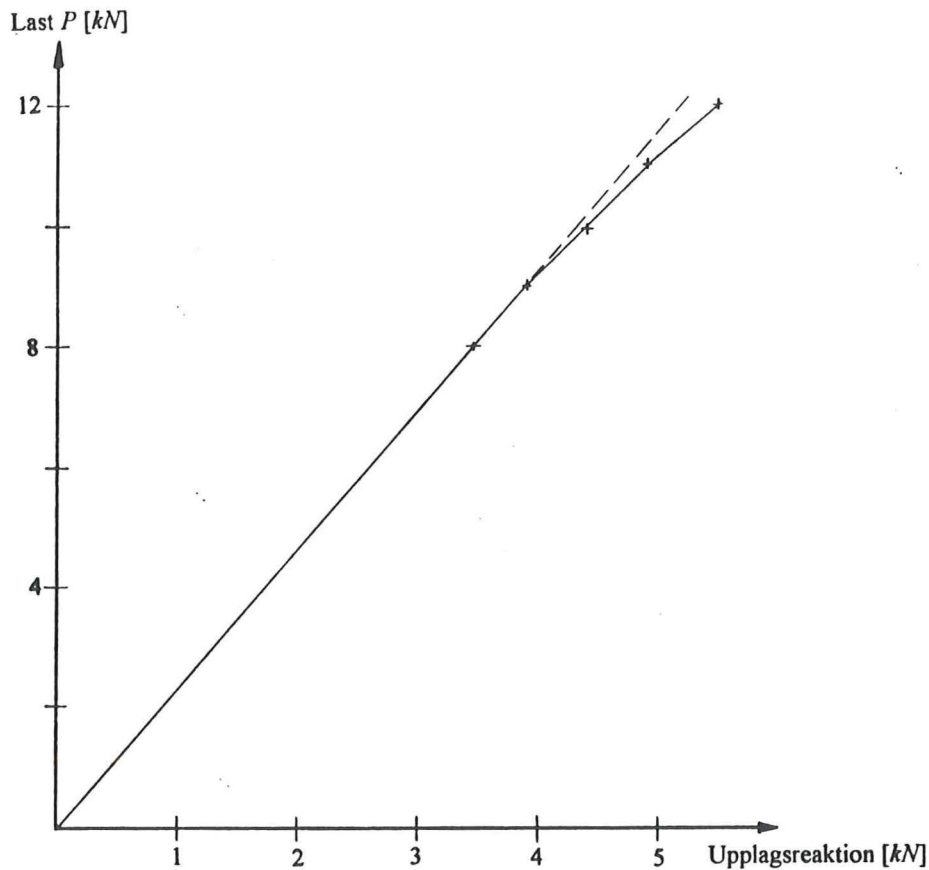


Figur 5.6. Gipsskivor över fönster.+ markerade gipsskruvar har plasticerat vid 12kN. Figuren gäller såväl inne- som utegips.

Figur 5.7 och 5.8 visar sambandet mellan belastningen och mittnedböjningen respektive upplagsreaktionen hos bärlinan. Eftersom gipsskruv och klammer tillåts plasticera i beräkningsmodellen, kröker kurvorna något.



Figur 5.7. Mittnedböjningens beroende av belastningen.



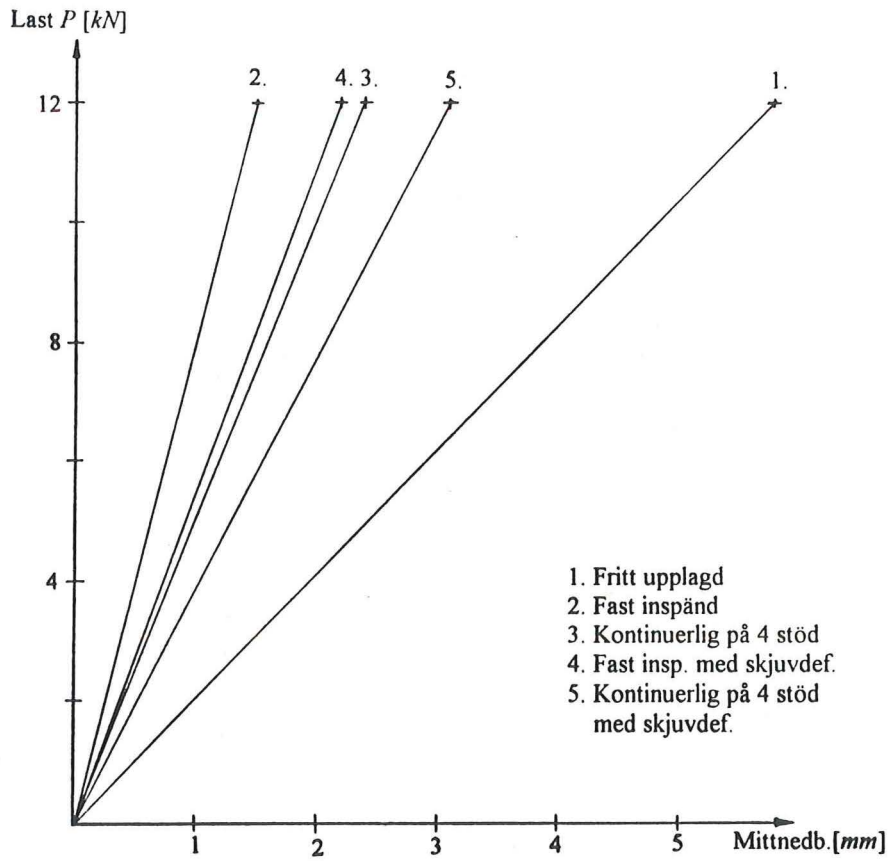
Figur 5.8. Upplagsreaktionens beroende av belastningen.

### 5.4.3 Handberäkning

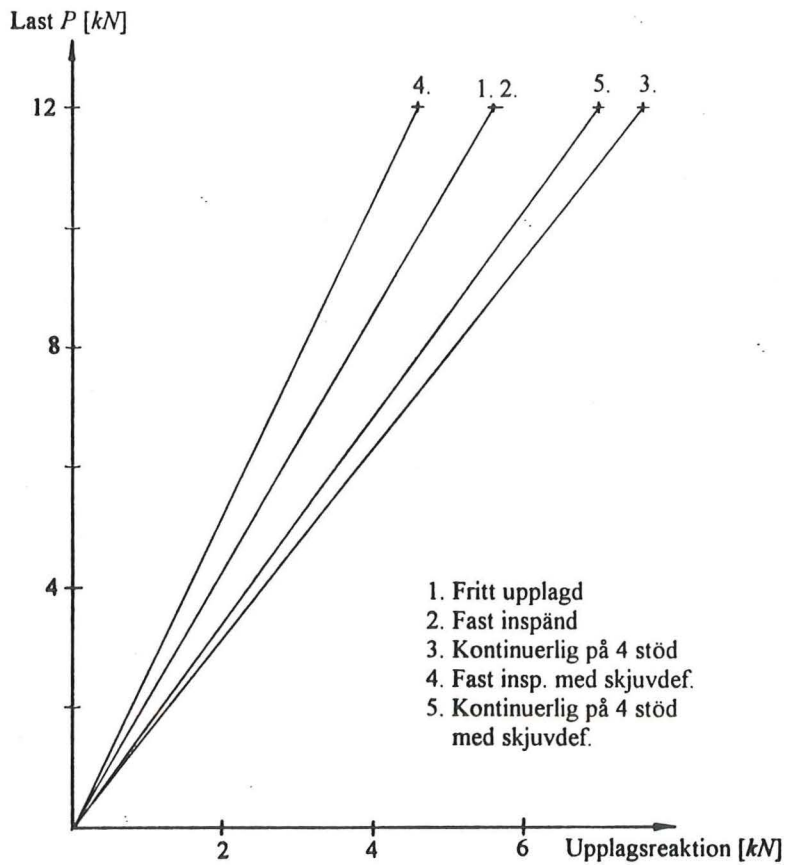
För LF1 med brottlast,  $12\text{kN}$ , visas i tabell 5.8 beräknade nedböjningar och upplagsreaktioner. Beräkningarna utförda enligt kapitel 3. I figur 5.9 och figur 5.10 ses en jämförelse i diagramform av beräkningsmodellerna, med avseende på mittnedböjning respektive upplagsreaktion vid innerstöd.

Tabell 5.8. Resultat av handräkningsmodeller. Bärlina,  $45 \times 120$ , K24. Enheter i  $\text{kN}$  och  $\text{mm}$ .

Beräkningsmodell	1	2	3	4	5
Mittnedböjning					
Bärlina o hammarb	5,8	1,5	2,4	2,2	3,1
Upplagsreaktioner					
Bärlina ytterstöd	---	---	-2,0	---	-2,0
innerstöd	4,8	4,8	6,8	4,3	6,5
Hammarb. ytterstöd	---	---	-0,5	---	-0,7
innerstöd	1,2	1,2	1,7	1,7	2,2



Figur 5.9. Jämförelse handräkningsmodeller med avseende på mittnedböjning



Figur 5.10. Jämförelse handräkningsmodeller med avseende på upplagsreaktion vid innerstöd, LF1.



# 6 Provning I

---

## 6.1 Syfte

Det viktigaste med denna provning är att se hur bra provresultaten stämmer med beräkningsmodellen. Det finns då möjligheter att förbättra beräkningsmodellen och rätta till eventuella fel inför provning II. Provresultatet skall också visa hur gipsen och ändringar av gipsinfästningen påverkar resultatet. Väggen utsätts dessutom för långtidslast för att ge en uppfattning om hur nedböjningen varierar med tiden.

## 6.2 Väggelementens uppbyggnad

Det fanns fyra väggelement att tillgå vid provningen. Tre av väggarna var tillverkade helt efter beräkningsmodellen. Dessa tre väggar betecknas i fortsättningen typ1A, typ1B och typ1C. Vid tillverkningen av den fjärde väggen, som betecknas typ2, styrdes inte tillverkningen av beräkningsresultatet. Det enda kravet på typ2 var att bärlinan skulle vara den samma som för typ1. Här nedan finns en kortfattad beskrivning av väggtypernas uppbyggnad och i bilaga 10 finns utförliga ritningar av väggarna.

### Beskrivning av typ1

Hammarband och syll var plankor 45×220 mm av virkeskvalitet K24. De vertikala reglarna samt regler över och under fönsteröppningen var lättreglar. Bärlinan var en regel 45×120 mm av virkeskvalitet K24.

Insidan av väggen var klädd med en 13 mm tjock gipsskiva som fästes med gipsskruv. Centrumavståndet mellan skruvarna var 100 mm över fönster och 200 mm i övrigt. På utsidan var gipsskivan 9 mm tjock. Över fönstret fästes utegipsen på samma sätt som innegipsen och i övrigt med klammer på centrumavståndet 300 mm.

Typ1A och typ1B hade ett extra urhak under bärlinan för att få plats med ett mätinstrument som användes vid provningen. Detta extra urhak fanns inte på typ1C.

### Beskrivning av typ2

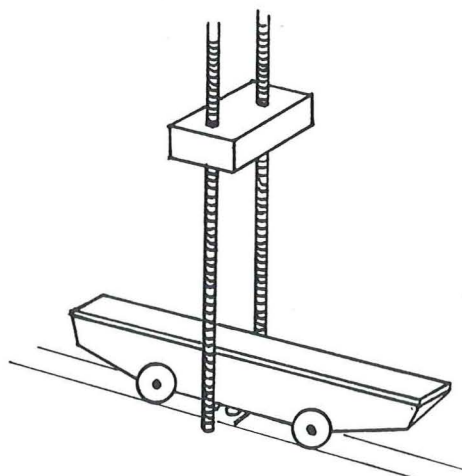
Stommen var uppbyggd som för typ1A och typ1B. Skillnaden mellan typ 1 och typ 2 var infästningen av gipsskivorna. På insidan användes gipsskruv med centrumavstånd 200 mm och på utsidan klammer med centrumavstånd 300 mm.

De färdiga väggarna skiljde sig på några punkter från dimensioneringen i avsnitt 5.3. I samtliga väggar var virkeskvaliten på hammarbandet K24 istället för K12. Höjden och bredden på bärlinor och hammarband var ungefär 2 mm mindre än de mått som anges i virkestabeller, 43x118 respektive 43x218 istället för 45x120 och 45x220.

## 6.3 Provningsanordning och mätutrustning

### 6.3.1 Korttidsbelastning

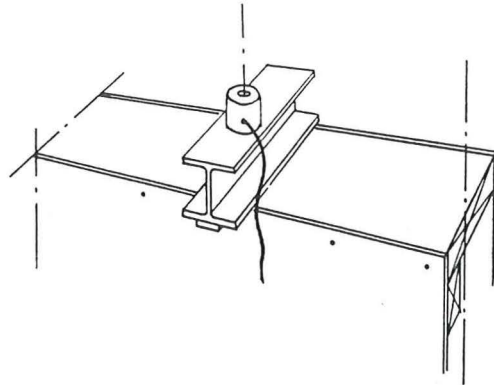
Korttidsbelastningen gjordes med en hydraulisk tryckpress av fabrikatet Man. Provningsmaskinen består av en stor vagn samt en hög och sänkbar spindel. Väggarerna ställs på vagnen som hissas upp mot spindelns av en hydraulisk domkraft under vagnen. Spindelns ger då en belastning på väggen. Domkraft och spindel kan maximalt ge en kraft på 3000 kN. Figur 6.1 nedan visar hur uppställningen ser ut.



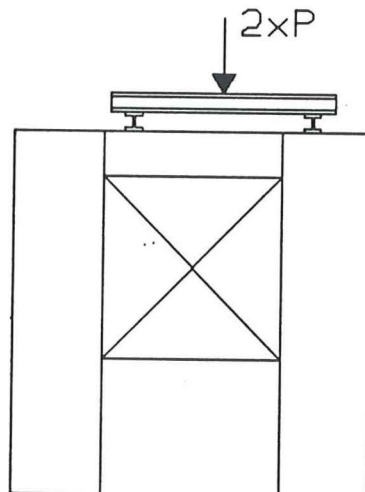
*Figur 6.1*      *Försöksuppställning vid korttidsbelastning. Väggen ställs på vagnen som trycks upp mot spindelns med hjälp av en hydraulisk domkraft under vagnen.*

Lasten överfördes på väggen med hjälp av en I-profil och en plåt med samma upplagsyta som en takstol. Mellan I-profilen och spindelns placerades en lastcell som registrerade belastningens storlek. Lastcellens centrumlinje sammanföll med tyngdpunktslinjen för hammarbandets och bärlinans tvärsnitt. I figur 6.2 visas hur lasten överfördes på väggen vid lastfall 1. Uppställningen var något annorlunda för lastfall 2 eftersom belastningen gjordes i två punkter. I figur 6.3 visas hur lasten fördes ner med hjälp av ytterligare en I-profil. De båda angreppspunkterna utformades i princip som vid lastfall 1. Lastcellen placerades mellan spindelns och den långsgående I-profilen.

Förskjutningarna som uppstod vid belastningen mättes med olika potensiometrar. Alla mätinstrument som användes var kopplade till en dator som registrerade mätvärdena varje sekund.



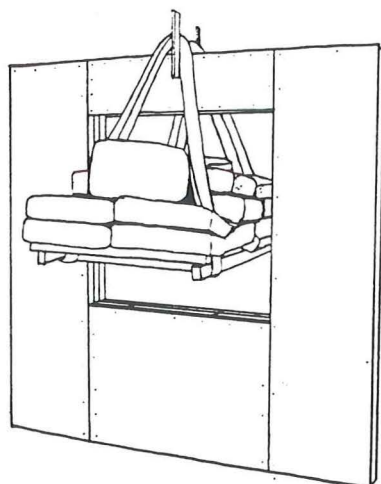
Figur 6.2 Figuren visar hur lasten överföres på väggen vid lastfall 1.



Figur 6.3 Vid lastfall 2 fördelades lasten med hjälp av en I-profil till två lika stora punktlaster.

### 6.3.2 Långtidsbelastning

Vid långtidsbelastningen var det praktiskt omöjligt att använda samma provningsmaskin som vid korttidsförsöken eftersom belastningen skulle pågå i flera veckor. Väggen belastades istället med cementsäckar, enligt figur 6.4, vars vikt motsvarade brukslasten. Den nedböjning som uppstod under försökstiden mättes med en manuell mätklocka. Temperatur och relativ fuktighet registrerades kontinuerligt av fasta givare i laborationshallen.



Figur 6.4 *Försöksuppläggning vid långtidsbelastning. Cementsäcken motsvarande brukslasten belastade väggen.*

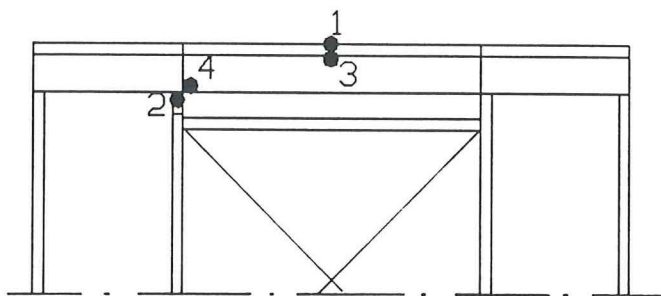
## 6.4 Provningarnas utförande

### 6.4.1 Korttidsbelastning

Väggarna förvarades i laborationshallen i två dygn innan provningarna började. Provningarna gjordes i den mån det var möjligt enligt de regler som anges i SBN godkännanderegler 1975:4 [10]. Varje belastning gjordes enligt följande schema:

- Pålastning till halva dimensionerande lasten ( $P=6$  kN).
- Avlastning till noll.
- Pålastning till den dimensionerande lasten ( $P=12$  kN).
- Dimensionerande last vilande en timme.
- Avlastning till noll.
- Eventuellt belastning till brott.

Förskjutningarna som uppstod vid belastningen mättes i ett antal olika punkter på väggarna. Dessutom mättes upplagsreaktionen för bärlinan vid ett av upplagen. Mätpunkternas placering visas i figur 6.5 nedan.



- 1: Mittnedböjning överkant insida hammarband.
- 2: Upplagsreaktion bärlina.
- 3: Förskjutning gips-hammarband mitt.
- 4: Förskjutning gips kant.

Figur 6.5 Mätpunkternas placering. Figuren visar väggens insida.

Väggarna provades för tre olika lastfall (LF). LF 1 och LF 2 redovisas i avsnitt 5.2.4. Det tredje lastfallet (LF 2B) är en spegelvändning av LF 2. Skillnaden mellan LF 2 och LF 2B ligger i lastplaceringens förhållande till tryckmätaren som mätte upplagsreaktionen för bärlinan. LF 2B utfördes för att kontrollera att upplagsreaktionen i praktiken inte blir större än för LF 2.

För att få en uppfattning om gipsens betydelse togs gipsen på typ2 bort och en belastning med enbart regelstommen gjordes.

Väggtyperna 1A, 1B, 2 och regelstomme till typ2 provades enligt följande:

- Typ2 belastades med LF 1.
- Typ1A belastades med LF 2.
- Typ1A belastades med LF 2B.
- Typ1A belastades med LF 1 till brott.
- Typ1B belastades med LF 1.
- Typ1B belastades med LF 2 till brott.
- Regelstommen till typ2 belastades med LF 1 till brott.

#### 6.4.2 Långtidsbelastning

Väggarna förvarades i laborationshallen i två dygn innan provningarna började. Väggtyp 1C belastades med cementsäcker som tillsammans vägde 800 kg. Uppställningen som visas i figur 6.4 motsvarar lastfall 1 med brukslast ( $P=8$  kN). Väggen hade inte utsatts för någon belastning före långtidsförsöket.

Mittnedböjningen på hammarbandets överkant avlästes med jämna mellanrum. Den exakta tiden för avläsningen antecknades. Temperatur och relativ fuktighet i laborationshallen registrerades kontinuerligt av fasta givare. Försöket skulle pågå tills krypnedböjningen upphörde eller brott uppstod.

## 6.5 Resultat

### 6.5.1 Korttidsbelastning till 12 kN

I tabell 6.1 redovisas resultatet från korttidsbelastningen upp till 12 kN. Det redovisas två olika resultat i tabellen, ett idealiserat resultat och inom parentes ett uppmätt resultat. När väggen utsätts för en belastning sätter sig konstruktionen något. Dessa sättningar finns med i det uppmätta men inte i det idealiserade resultatet. I bilaga 5 redovisas arbetskurvorna från provningarna och hur de idealiserade kurvorna är framtagna. Dessutom görs där en noggrannare jämförelse med resultatet från beräkningsmodellen. Handräkningsmodell 5 och datorberäkningen, se kapitel 3, är medtagna i tabell 6.1 nedan som en jämförelse till provresultatet. Även de tillåtna värdena enligt NR finns med i tabellen.

De sättningar man får beror mycket på måttnoggrannheten i väggen. När väggarna revs mättes glappen mellan hammarband och bärlina samt mellan bärlina och vertikal regel. Dessa glapp redovisas i tabell 6.2 med tillhörande figur nedan. Väggens fulla styvhet uppnås inte förrän dessa glapp har tryckts ihop. Detta syns klart och tydligt i de uppmätta kurvorna som redovisas i bilaga 5.

Tabell 6.1 De idealiserade provresultaten från korttidsbelastning upp till 12 kN. Inom parentes redovisas de uppmätta värdena. De tillåtna och beräknade värdena tas med som en jämförelse. Mätpunkterna visas i figur 6.5. Värdena anges i mm och kN.

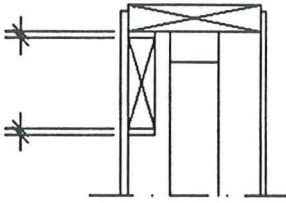
	Typ1A	Typ1B	Typ2	Regelstomme	Tillåtet*	Datorber. Typ1 Typ2		Handräkn. modell 5
<b>LF 1</b>								
Mittnedb. hammarb. vid 8 kN.	1,7 (2,0)	2,0 (2,5)	2,0 (3,2)	2,4 (4,9)	4,0	1,0	1,2	2,1
Mittnedb. hammarb. vid 12 kN.	2,5 (2,8)	3,0 (3,8)	3,1 (4,2)	3,1 (6,0)	-	1,5	1,8	3,1
Upplagsreaktion bärlina vid 12 kN.	2,8 (2,3)	3,5 (3,2)	2,4*** (1,0***)	4,1 (3,5)	13,0	5,4	6,5	6,5
<b>LF 2</b>								
Upplagsreaktion bärlina vid 12 kN.**	4,0 (3,4)	3,8 (3,6)	-	-	13,0	9,1	-	-
<b>LF 2B</b>								
Upplagsreaktion bärlina vid 12 kN.**	3,7 (2,7)	-	-	-	13,0	-	-	-

\* Tillåtet upplagstryck för virke K24 finns i kapitel 4. Upplagsytan är  $45 \times 45 \text{ mm}^2$ . Tillåten nedböjning beräknas som  $L/300$ , skall ses som en jämförelse inte ett krav.

\*\* Två punktlaster på vardera 12 kN. Den totala belastningen är 24 kN.

\*\*\* Tvivelaktigt värde. Läs i texten för förklaring.

Tabell 6.2 Uppmätta glapp i konstruktionen efter provbelastning för de olika väggarna.

	Glapp 1 (mm)	Glapp 2 (mm)	
Typ 1A	2	2	
Typ 1B	1	2	
Typ 2	3,5	0	

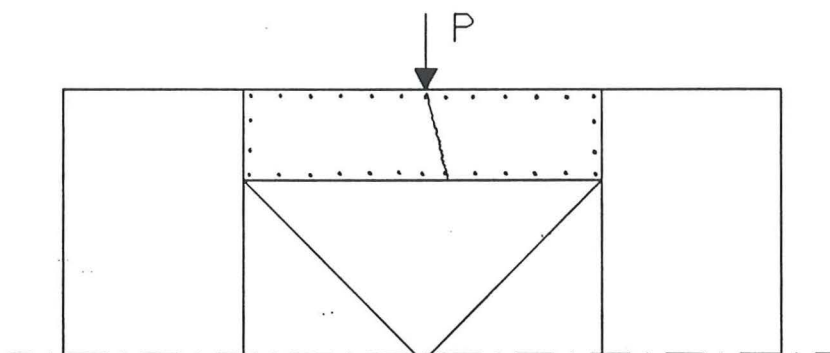
Den uppmätta upplagsreaktionen för typ2 är lägre än för de övriga väggtyperna. Detta beror förmodligen på att bärlinan inte låg mot tryckgivaren ordentligt vid provningens början. För övrigt är de idealiserade och uppmätta resultaten jämbördiga för de tre väggtyperna. Regelstommens

uppmätta värden visar att gipsen gör konstruktionen styvare och minskar bärlinans upplagsreaktion.

### 6.5.2 Belastning till brott

Belastningen avbröts innan något egentligt brott uppstod. Vid lastfall 1, typ1A, avbröts försöket vid belastningen  $P=48$  kN eftersom hammarbandet vred sig på ett sätt som inte inträffar i verkligheten. Utsidan av hammarbandet böjde ner ungefär 10 mm mer än insidan. Belastningen med typ2 avbröts vid  $P=30$  kN eftersom regelstommen skulle användas igen, se avsnitt 6.4.1 och 6.5.1. Vid lastfall 2, typ1B, var väggen för styv för provningsanordningen och försöket avbröts vid belastningen  $P=28$  kN. Arbetskurvorna tillsammans med observationer från provningen redovisas i bilaga 6.

Brott uppstod först i gipsskivorna. För lastfall 1 blev brottet en böjspricka i innergipsen enligt figur 6.6. Sprickan började vid en gipsskrub i underkanten och arbetade sig upp mot belastningspunkten. I tabell 6.3 redovisas vid vilken belastning som sprickan uppstod. Utegipsen däremot krossades i överkanten under belastningen. Lastfall 2 gav ingen synlig åverkan på väggen.



Figur 6.6 Böjspricka i innergipsen vid lastfall 1.

Tabell 6.3 Belastningar (LF 1) som gav en böjspricka i innergipsen. Lasterna anges i kN.

	Belastning (P)	Dimensionerande last (P)
Typ1A	30	12
Typ2	20	12

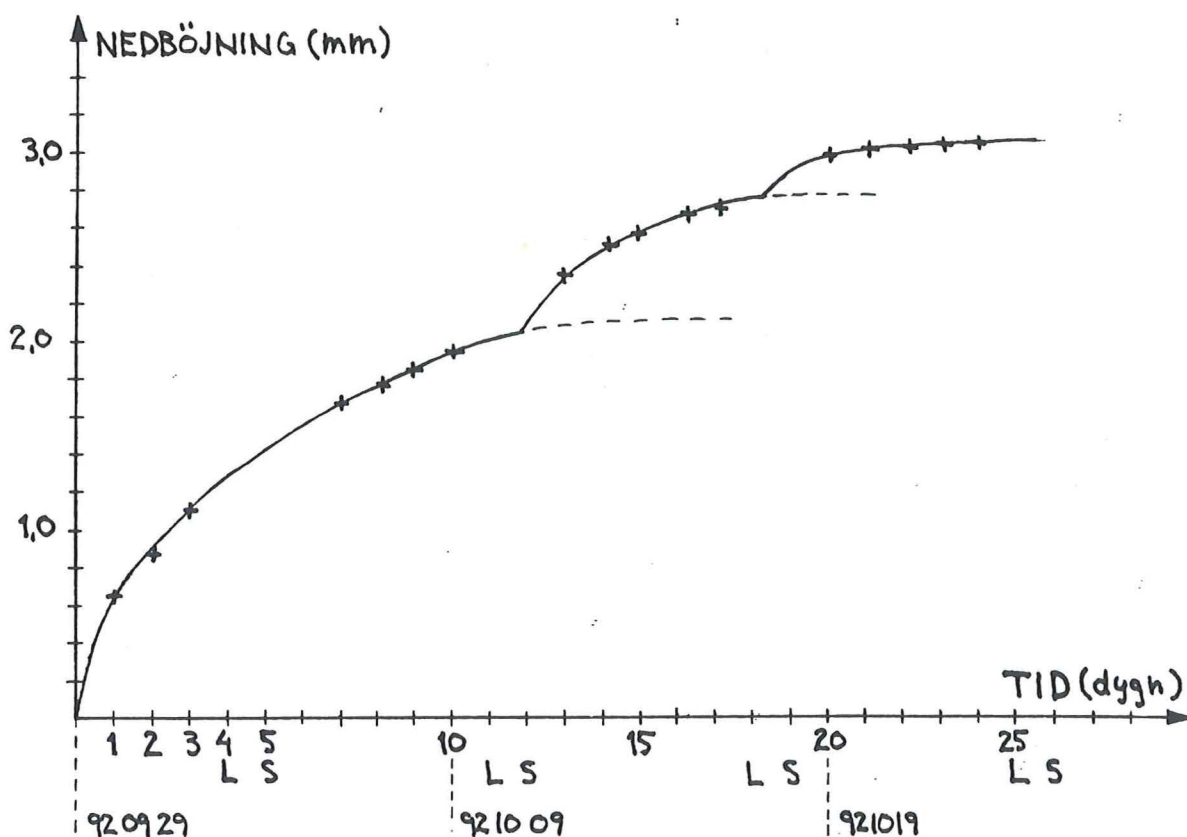


Genom de mätpunkter som användes kan innergipsens deformation under belastningen räknas fram. Gipsskivans mittnedböjning var ungefär 1,5 mm för båda väggarna då sprickan uppstod. Mittnedböjningen är då relaterad till gipsskivans kanter. I bilaga 9 redovisas denna beräkningen för en av väggtyperna.

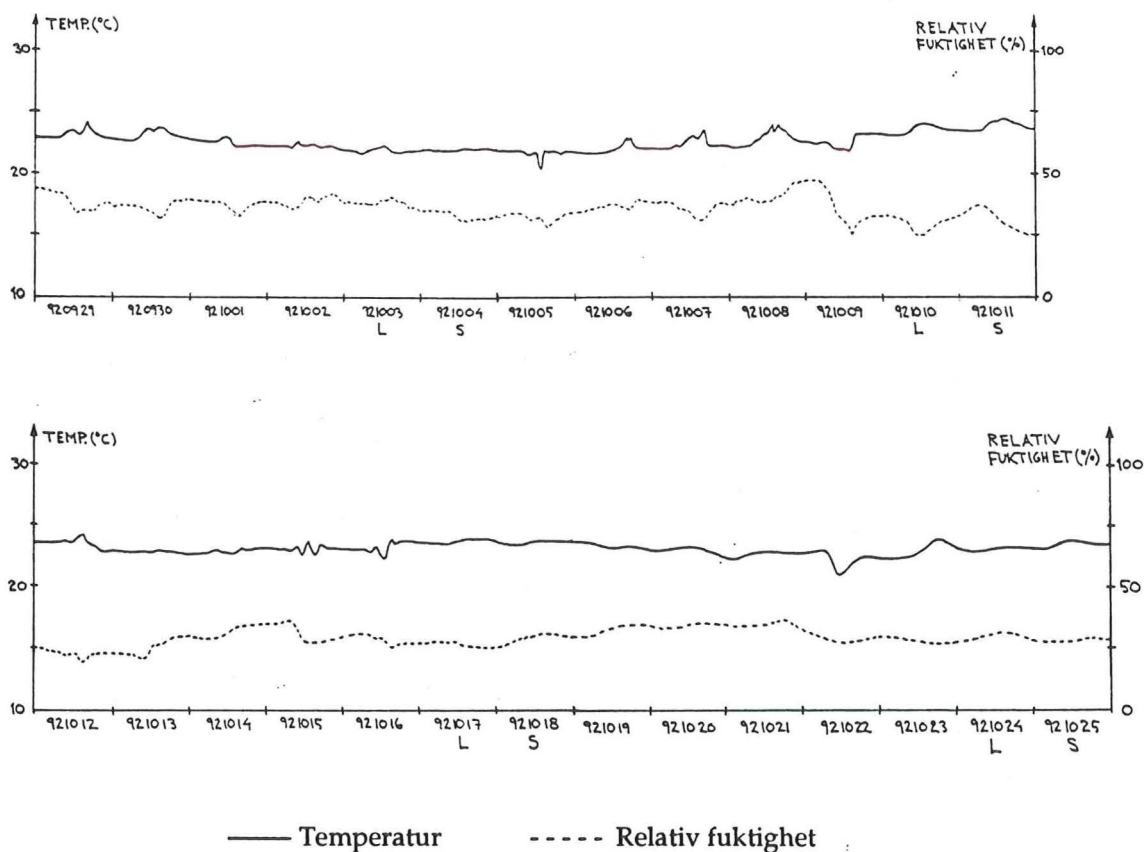
### 6.5.3 Långtidsbelastning

Efter 18 dygns belastning uppstod en böjspricka i innergipsen över fönstret på väggtyp1C. Sprickan började som vid korttidsbelastningen, figur 6.6, vid en gipsskrub i underkanten och arbetade sig upp mot belastningspunkten. I figur 6.7 och 6.8 nedan visas hur nedböjningen respektive klimatet har varierat under provperioden. Krypning är den tillskottsdeformation som erhålles på grund av att lasten verkar under lång tid.

Direkt efter full belastning var mittnedböjningen 3,2 mm. Detta är den elastiska nedböjningen och den finns inte med i figur 6.7 nedan. Den elastiska nedböjningen ska jämföras med de värden inom parentes i tabell 6.1 som visar mittnedböjningen på hammarbandet vid 8 kN belastning.



Figur 6.7 Nedböjningens variation under provperioden. L och S markerar helger. Den elastiska nedböjningen är inte medtagen. Kurvan skall sänkas 0,5 mm för att ta hänsyn till krympeffekter, se texten.



Figur 6.8 Klimatvariationen i laborationshallen under provperioden. L och S markerar helgerna.

Den uppmätta krypnedböjningen på hammarbandets överkant blir för stor eftersom trä krymper vid uttorkning. Krypningen ingår i de uppmätta värdena eftersom mätlocken mätte nedböjningen direkt mot träet. Enligt [11] krymper gran och furu ungefär 8 % tangentiellt fiberriktningen och 4 % radiellt fiberriktningen vid fullständig uttorkning från fibermättat tillstånd. De förhållanden som rådde i laborationshallen vid försöken ger då en krympningen på ungefär 2 %. Detta värde är medelvärdet av tangentiell och radiell krympning. Kurvan i figur 6.7 skall därför sänkas med ungefär 0,5 mm,  $y_{krypning}$ , för att ta hänsyn till krympeeffekterna.

$$y_{krypning} = \frac{0,02 \cdot 45}{2} = \underline{\underline{0,5 \text{ mm.}}}$$

Klimatets påverkan på krympningen framgår av vad som sker under helgerna. De "inprickade" värdena i figur 6.7 gör ett markant hopp. Detta beror på att det är torrare i laborationshallen under helgerna än i veckorna. Framförallt syns detta vid den andra helgen i mätperioden. Belastning och uttorkning i varierande klimat, sorptionskrypning, ger en större krympning än om klimatet varit konstant under belastningstiden. Den första uttorkningen ger den

största sorptionskrypningen enligt [12]. Ett hastigt uttorkningsförlopp ökar också krypnedböjningen.

Klimatet i laborationshallen är mycket torrare än det klimat väggarna utsätts för i praktiken. I verkligheten är heller inte uttorkningshastigheten så stor som vid provningen eftersom väggen då är inbyggd och mer skyddad mot uttorkning. Väggens ut- och insida utsätts inte heller för samma klimat vilket de gör i försöket. Resultatet kan på grund av dessa faktorer ses som ett extremvärde på krypnedböjningen. Dessutom är inte någon hänsyn tagen till samverkan med taket som ytterligare minskar nedböjningen.

De materialvärden som används vid en dimensionering i bruksgränstillstånd skall ta hänsyn till långtidseffekter. I tabell 6.4 nedan redovisas den beräknade mittnedböjningen tillsammans med den uppmätta totala mittnedböjningen.

Tabell 6.4 Tabellen visar total uppmätt mittnedböjning och beräknad mittnedböjning. Beräkningarna är gjorda i bruksgränstillstånd. Värden anges i mm.

	Mittnedböjning överkant hammarband
Handräkningsmodell 4	2,4
Handräkningsmodell 5	3,5
Datorberäkning	2,0
Total uppmätt mittnedböjning	5,7*

\* Krypnedböjningen är avläst efter 25 dygn och korrigerad med avseende på krympning.

Glappet mellan hammarbandet och bärlinan, se figur i tabell 6.2, var 2 mm. Mellan bärlinan och vertikala regler var glappet försumbart.

## 6.6 Slutsatser

Provningarna visar till skillnad mot den teoretiska datorberäkningen att det är lastfall 1 som är dimensionerande. Detta beror på att skjuvmodulen är sex gånger större i datormodellen än vad Nybyggnadsreglerna (NR) föreskriver. Programmet tar inte hänsyn till att trä är ett mycket ortotrop material. Bärlinan blir därmed för styv och tar då upp för stor last jämfört med verkligheten. Detta medför att upplagsreaktionen och skjuvspänningen i praktiken inte blir så stora som den teoretiska modellens lastfall 2 ger.

Vid korttidsbelastningen klarar väggarna de dimensioneringskriterier som anges i NR. Men vid långtidsbelastningen gör krypeffekterna att innergipsen över fönstret spricker då brukslasten har verkat i 18 dygn. Konstruktionen kan alltså inte godkännas eftersom lasten kan tänkas verka under en längre tid och ge sprickor i gips och tapet.

En styvare bärlina måste väljas för att minska krypnedböjningen. Den totala nedböjningen minskas även med en bättre måttnoggrannhet i väggen. Glapp mellan hammarband och bärlina samt mellan bärlina och vertikal regel trycks ihop vid belastningen och ökar nedböjningen. Konstruktionens fulla styvhet uppnås därför inte förrän dessa glapp tryckts ihop.

Framförallt måste gipsskivans nedböjning minskas, eftersom gipssprickan uppstår redan då gipsskivans mittnedböjning, relaterat till gipsskivans kanter, är ungefär 1,5 mm. Detta kan lösas genom att låta gipsskivans överkant sluta några millimeter nedanför hammarbandets överkant. Takstolen belastar då inte direkt gipsskivan utan lasten överförs via gipsinfästningarna till gipsskivan. Infästningarna ger efter något och minskar gipsskivans nedböjning.

Gipsens förmåga att bära last kan inte helt bortses ifrån. Eftersom gipsen ingår i konstruktionen påverkas den också av belastningen. Ambitionen var att öka styvheten på väggen genom att fästa gipsskivorna bättre. Resultatet och observationerna från korttidsbelastningen antyder att åtgärden fungerar och ökar styvheten. Typ2 har sämre gipsinfästning och får en något större nedböjning än typ1. Den lilla eventuella förbättringen är dock obetydlig. Dessutom visar långtidsprovet att gipsen bör fästas "lösare" för att bärlina och hammarband ska kunna deformeras utan att gipsskivorna följer med och brott i dessa uppstår.

Handräkningsmodell 4 och 5 är de modeller som bäst överensstämmer med provresultaten. Beräkningar görs därför i fortsättningen enligt dessa modeller och datormodellen lämnas åt sitt öde.

# 7 Beräkning II

---

## 7.1 Dimensionering provelement II

### 7.1.1 Beräkningsförutsättningar

Dimensioneringen av bärlinan i denna beräkningsomgång, bygger på de provresultat som erhöles under provning I, se kapitel 6.5.

Nedanstående mätvärden registrerades för väggtyp 1 (A,B och C) med:

- bärlina, 45x120, kvalitet K24
- hammarband, 45x220, kvalitet K24
- gipsskivor över fönster, skruvade ute och inne, c100
- lättregel, a' 2 st 45x70, kvalitet K12
- lastfall 1 med brukslast a' 8 kN

Tabell 6.1 anger en idealiserad elastisk mittnedböjning för hammarbandet som är ungefär :

$$y_{\text{elast}_0} = 2,0 \text{ mm}$$

Figur 6.7 ger maximal mittnedböjning på grund av krypning som approximeras till :

$$y_{\text{kryp}_0} = 3,0 \text{ mm}$$

Ur diagram i bilaga 5 avläses förskjutningen nedåt vid sidokanten av inne-gipsskivan över fönsteröppning :

$$y_{\text{gipskant}_0} = 0,7 \text{ mm}$$

### 7.1.2 Dimensioneringskriterium

Baserat på resonemang i bilaga 3 kan dimensioneringskriterium sättas upp för dimensionering med avseende på krypning. Dimensioneringskriteriet bygger på observationer, vid provning I, av hammarbandets nedböjning relaterat till gipsskivornas deformation. Dimensionerings kriteriet ges av ;

$$y_{\text{hammarband}} = y_{\text{elast}} + y_{\text{kryp}} < 2,3 \text{ mm}$$

där  $y_{\text{elast}}$  och  $y_{\text{kryp}}$  fås genom proportionering av uppmätta värden, enligt förutsättning ovan, i förhållande till respektive konstruktionsdels styvhet ;

$$y_{elast} = y_{elast_0} \cdot \frac{\sum_{i=1}^2 E_i I_{i_0}}{\sum_{i=1}^2 E_i I_i}$$

$$y_{kryp} = y_{kryp_0} \cdot \frac{\frac{E_{1_0} I_{1_0}}{E_2 I_2} + 1}{\frac{E_1 I_1}{E_2 I_2} + 1} \cdot \frac{W_{2_0}}{W_2}$$

där index 1 och 2 avser hammarband respektive bärlina och underindex 0 hänför variabeln till gällande vid provning I.

### 7.1.3 Dimensioneringsresultat i bruksgränstillstånd

Dimensioneringen tar, med hjälp av dimensioneringskriterium i avsnitt 7.1.2, hänsyn till krypnedböjning vid långtislaster. Det vill säga beräkningen gäller för bruksgränstillstånd.

Hammarband, 45x220, K24, bibehålls

Beräkning i bilaga 4 ger :

- Bärlina, 45x145, K24, ligger något på osäkra sidan och beräknas få totalnedböjningen 2,5 mm, varav elastisk nedböjning är 1,2 mm. Den beräknade totala nedböjningen är ca hälften av den uppmätta för provelement I (typ 1).
- Bärlina, 34x170, K24, uppfyller dimensioneringskriteriet. Enligt beräkning erhålls 2,1 mm total nedböjning och den elastiska delen står för hälften.

# 8 Provning II

---

## 8.1 Syfte

Den första provomgången visade att väggen håller rent styrkemässigt. Väggen klarar däremot inte långtidsbelastning med brukslasten. Inför denna provningen gjordes därför dimensioneringen med avseende på krypnedböjningen vid långtidsbelastning.

Nya långtidsbelastningar görs därför för att kunna jämföra med beräkningarna och kontrollera att väggen verkligen håller. För att få ytterligare underlag i bedömningen av väggen görs även korttidsbelastningar.

## 8.2 Väggelementens uppbyggnad

Det fanns fyra väggelement att tillgå vid provningen. Väggarna betecknas typ3A, typ3B, typ4A och typ4B. Höjden på väggarna minskades inför denna provningen genom att fönsterbröstningen togs bort. Väggarna blev då mer hanterbara och lättare att provbelasta, utan att dess egenskaper ändras. Här nedan finns en kortfattad beskrivning av väggtypernas uppbyggnad och i bilaga 11 finns utförliga ritningar av väggtyperna.

### Beskrivning av typ3

Hammarbandet och syll var plankor 45×220 mm av virkeskvalitet K24. De vertikala reglarna samt regler över och under fönstret var lättreglar. Bärlinan var en regel 34×170 mm av virkeskvalitet K24.

Insidan av väggen var klädd med en 13 mm tjock gipsskiva som fästes med gipsskruv. Centrumavståndet mellan skruvarna var 200 mm. På utsidan var gipsskivan 9 mm tjock. Gipsskivan över fönstret fästes med gipsskruv på centrumavståndet 200 mm. I övrigt fästes utegipsen med klammer på centrumavståndet 300 mm.

Typ3B hade ett extra urhak i den vertikala regeln under bärlinan för att ge plats åt ett mätinstrument. Detta extra urhak fanns inte på typ3A.

### Beskrivning av typ4

Bärlinan var en regel 45×145 mm av virkeskvalitet K24. För övrigt var uppbyggnaden den samma som för typ3.

Typ4B hade ett extra urhak i den vertikala regeln under bärlinan för att ge plats åt ett mätinstrument. Detta extra urhak fanns inte på typ4A.

Hammarbandet på typ3A var skarvat med två spikplåtar 200 mm från ena kanten på väggen. Dimensionen på bärlinan i typ3B var  $32 \times 168$  mm istället för  $34 \times 170$  mm. Utegipsen på typ3B var fuktig vid leveransen från vägg tillverkaren.

## 8.3 Provningsanordning och mätutrustning

### 8.3.1 Korttidsbelastning

Se avsnitt 6.3.1

### 8.3.2 Långtidsbelastning

Se avsnitt 6.3.2

## 8.4 Provningsanordningens utförande

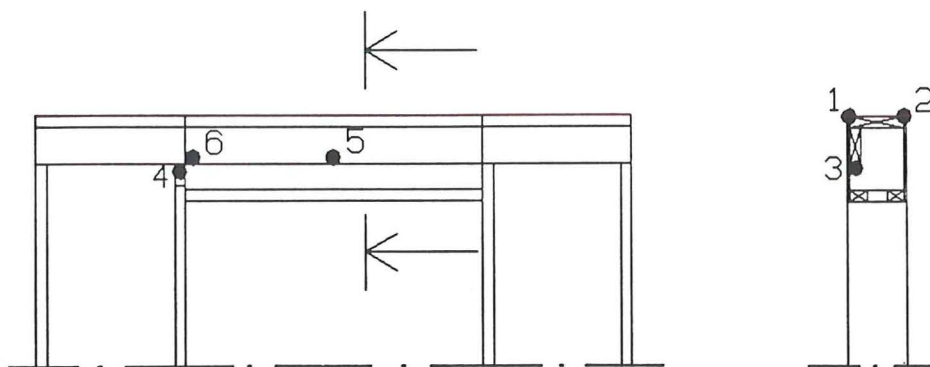
### 8.4.1 Korttidsbelastning

Väggarna förvarades i ett dygn i laborationshallen innan provningarna påbörjades. Provningsanordningarna gjordes i den mån det var möjligt enligt de regler som anges i SBN godkännanderegler 1975:4 [10]. Varje belastning gjordes enligt följande schema:

- Pålastning till halva dimensionerande lasten ( $P=6$  kN).
- Avlastning till noll.
- Pålastning till den dimensionerande lasten ( $P=12$  kN).
- Dimensionerande last vilande en timme.
- Eventuellt belastning till brott.

Förskjutningarna som uppstod vid belastningen mättes i ett antal olika punkter på väggarna. Dessutom mättes upplagsreaktionen för bärlinan vid ett av upplagen. Mätpunkternas placering ädrades något i förhållande till den första provomgången och antalet mätpunkter utökades. Placeringen visas i figur 8.1.





- 1: Mittnedböjning överkant insida hammarband.
- 2: Mittnedböjning överkant utsida hammarband.
- 3: Mittnedböjning underkant bärlina.
- 4: Upplagsreaktion bärlina.
- 5: Förskjutning gips mitt.
- 6: Förskjutning gips kant.

Figur 8.1 Mätpunkternas placering. Figuren visar väggens insida.

I denna provomgången provades väggarna endast för lastfall 1 (LF 1). Den första provomgången visade att det är detta lastfall som är dimensionerande.

Provningen utfördes enligt följande:

- Typ3A belastades med LF 1.
- Typ4A belastades med LF 1.
- Typ3B belastades med LF 1 till brott.
- Typ4B belastades med LF 1 till brott.

#### 8.4.2 Långtidsbelastning

Väggarna förvarades i ett dygn i laborationshallen innan provningarna påbörjades. Väggtyperna 3A och 4A belastades med cementsäckar som tillsammans vägde 800 kg. Uppställningen som visas i figur 6.4 motsvarar lastfall 1 med brukslast ( $P=8$  kN). Väggen belastades enligt avsnitt 8.4.1 före långtidsförsöket.

Mittnedböjningen på hammarbandets överkant samt innergipsens mitt- och kantförskjutning avlästes med jämna mellanrum. Den exakta tiden för avläsningen antecknades. Temperatur och relativ fuktighet i laborationshallen registrerades kontinuerligt av fasta givare. Försöket skulle pågå tills krypnedböjningen upphörde eller brott uppstod.

## 8.5 Resultat

### 8.5.1 Korttidsbelastning till 12 kN.

I tabell 8.1 redovisas resultatet från korttidsbelastningen upp till 12 kN. Tabellen innehåller liksom tabell 6.1 i avsnitt 6.5.1 två olika resultat, ett idealiserat och inom parentes ett uppmätt resultat. Kurvorna från provningen redovisas i bilaga 7. Resultatet från handräkningsmodell 5 och tillåtna värden enligt NR är medtagna i tabellen som en jämförelse.

**Tabell 8.1** De idealiserade provresultaten från korttidsbelastningen upp till 12 kN. Inom parentes redovisas de uppmätta värdena. De tillåtna och beräknade värdena tas med som en jämförelse. Mätpunkternas placering visas i figur 8.1. Värdena anges i mm och kN.

	Typ3A	Typ3B	Typ4A	Typ4B	Tillåtet **		Handräkn.mod. 5	
					Typ3	Typ4	Typ3	Typ4
Mittnedb. hammarb. vid 8 kN.***	1,6 (2,4)	1,7 (2,5)	1,3 (1,9)	1,3* (1,9*)	4,0	4,0	1,4	1,5
Mittnedb. bärlina vid 8 kN.	1,1 (1,6)	1,2 (1,6)	0,9 (1,3)	1,1 (1,1)	-	-	1,4	1,5
Mittnedb. hammarb. vid 12 kN.***	2,4 (3,0)	2,6 (3,3)	1,9 (2,4)	1,9* (2,5*)	-	-	2,1	2,2
Mittnedb. bärlina vid 12 kN.	1,7 (2,2)	1,8 (2,3)	1,4 (1,8)	1,6 (1,9)	-	-	2,1	2,2
Upplagsreakt. bärlina vid 12 kN.	-	2,5 (2,3)	-	3,1 (3,0)	9,8	13	6,2	6,1
Förskjutning gips mitt vid 12 kN.	0,95 (1,2)	1,2 (1,6)	1,4 (1,8)	2,0 (2,6)	-	-	-	-
Förskjutning gips kant vid 12 kN.	0,65 (1,0)	0,65 (1,1)	0,45 (0,68)	1,1 (1,5)	-	-	-	-

\* Korrigerat värde på grund av snedvridning av hammarbandet vid belastningen.

\*\* Upplagsytan är  $34 \times 45 \text{ mm}^2$  respektive  $45 \times 45 \text{ mm}^2$ . Tillåtet upplagstryck för virke K24 finns i kapitel 4. Tillåten nedböjning beräknas som  $L/300$ , skall ses som jämförelse inte ett krav

\*\*\* Medelvärde av insidans och utsidans mittnedböjning.

Måttnoggrannheten är bra i väggarna vilket medför att glappen mellan hammarband och bärlina samt mellan bärlina och vertikala regler är försumbara. Bärlinans och hammarbandets mittnedböjning skiljer sig ändå något från varandra. Detta beror främst på följande två saker.

- Hammarbandets mittnedböjning är medelvärdet av insidans och utsidans nedböjning.
- Plåten som hammarbandets mittnedböjning mäts mot trycks in i trät och ökar därmed värdet på nedböjningen.

## 8.5.2 Belastning till brott

Belastningen avbröts innan något egentligt brott uppstod. Den första provomgången visade att konstruktionen klarar den dimensionerande lasten med en bärlina som är mindre än de som används vid denna provningen. Brottlasten var därför inte av intresse i denna provningen. Däremot var det av intresse att se vid vilken belastning och nedböjning som ett eventuellt gipsbrott uppstod. Detta eftersom dimensioneringen inför denna provomgång grundades på ett antagande om gipsskivans deformation.

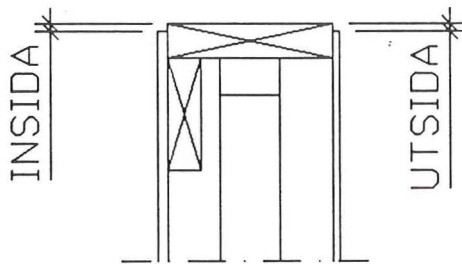
Gipsbrottet blev även denna gång en böjspricka i innergipsen ovanför fönsteröppningen. Sprickan började vid en gipsskrub i underkanten och arbetade sig långsamt uppåt mot belastningspunkten, se figur 6.6. I tabell 8.2 redovisas vid vilken belastning och deformation sprickan uppstod. Tabellen visar också hur stort avståndet var mellan överkanten på hammarbandet och överkanten på gipsskivan ovanför fönstret. I figur 8.2 visas vilket avstånd som avses.

*Tabell 8.2 Tabellen visar vid vilken belastning och deformation som böjsprickan i innegipsen ovanför fönstret uppstod. Värdena anges i mm och kN.*

	Typ3B	Typ4B
Belastning när sprickan uppstod.	26	16*
Förskjutning gips mitt när sprickan uppstod.	3,4	2,5
Förskjutning gips kant när sprickan uppstod.	2,2	1,3
<u>Avstånd mellan överkant gips och överkant hammarband.**</u>		
Insida	2	0
Utsida	0	0

\* Antydanden till spricka observerades redan efter belastning upp till 12 kN.

\*\* Se figur 8.2.



Figur 8.2 Avstånd mellan hammarbandets överkant och överkanten på gipsskivan ovanför fönstret.

Gipsens mittnedböjning är i båda fallen 1,2 mm men belastningen är avsevärt högre för typ3B än för typ4B vid gipsbrott. Anledningen till detta är att gipsskivans överkant slutar kant i kant med hammarbandets överkant på typ4B och därmed belastas gipsen direkt av takstolen. Typ3B däremot har ett glapp på 2 mm mellan de båda överkanterna på insidan.

Gipsskivorna på utsidan trycks istället sönder i sin ovänt under belastningspunkten. Typ3B börjar gå sönder vid 15kN belastning och typ4B vid 21 kN belastning.

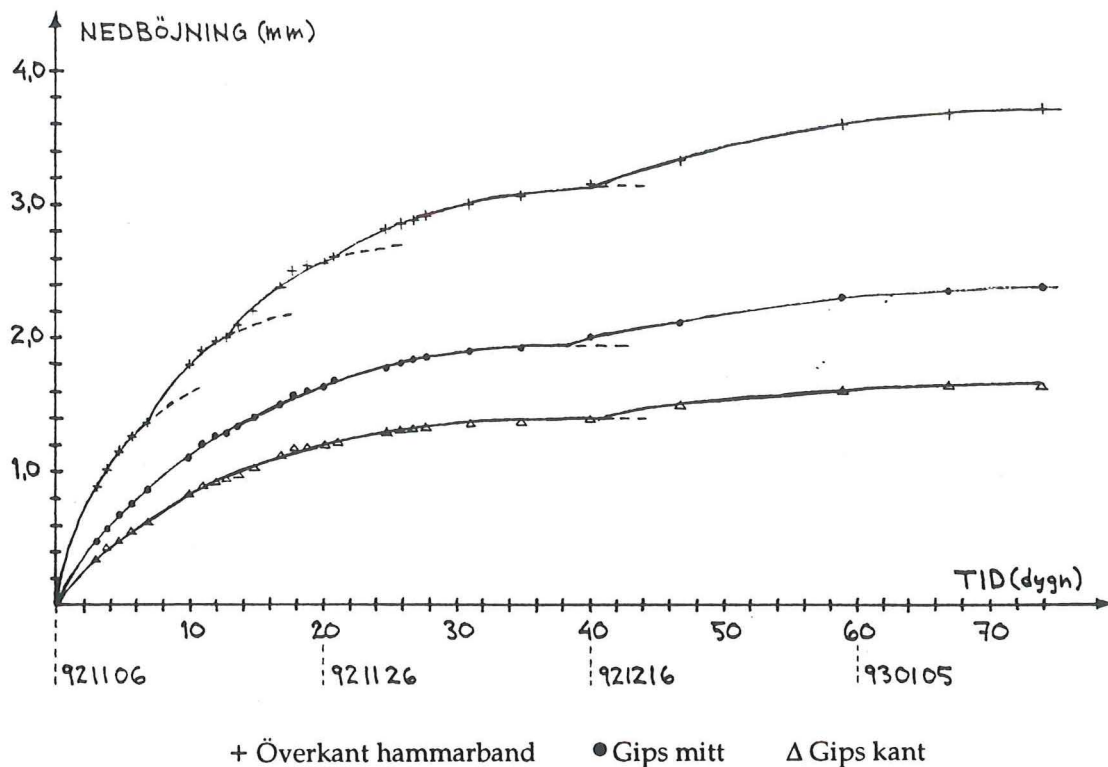
Kurvorna från belastningarna tillsammans med observationer visas i bilaga 8.

### 8.5.3 Långtidsbelastning

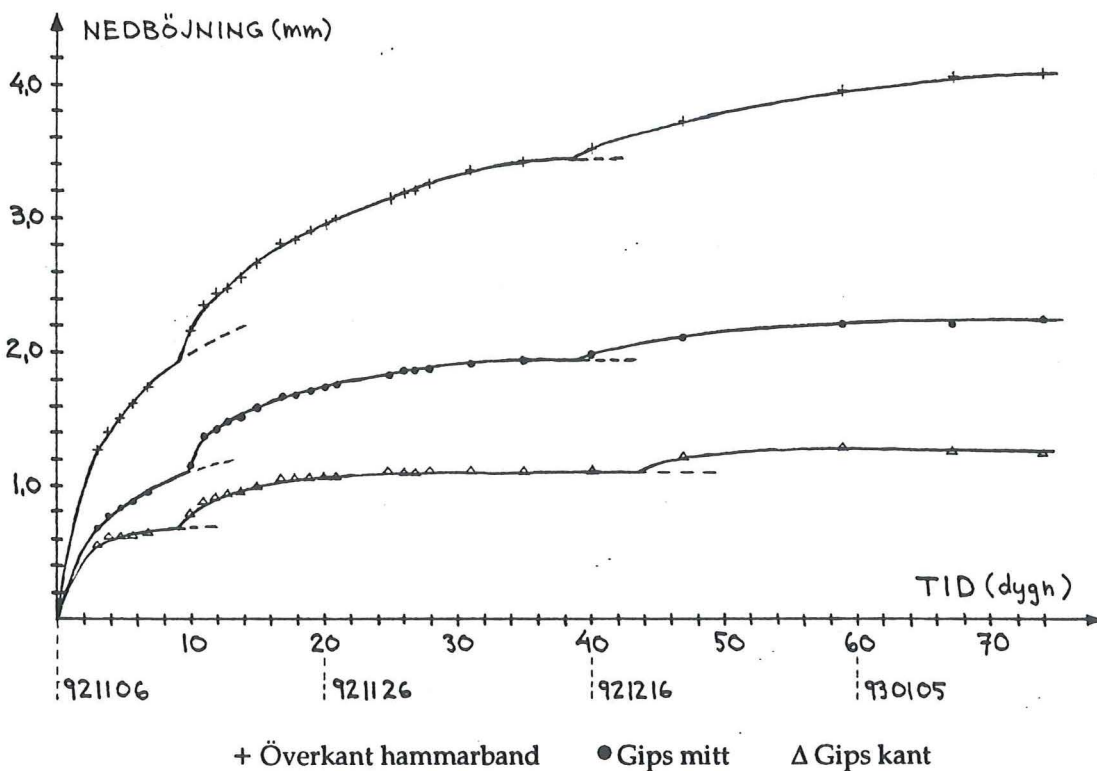
Försöket med typ3A och typ4A pågick i 74 dygn, från den 6 November till den 19 Januari. I figur 8.3 och 8.4 visas hur nedböjningen varierade under provtiden för respektive väggtyp. Figurerna visar enbart krypnedböjningen. Den elastiska nedböjningen som uppmättes direkt efter att full belastning applicerats redovisas i tabell 8.3. Klimatvariationen i laborationshallen under provtiden visas i figur 8.5 nedan.

Tabell 8.3 Uppmätt elastisk nedböjning/förskjutning vid långtidsbelastningen. Värdena anges i mm.

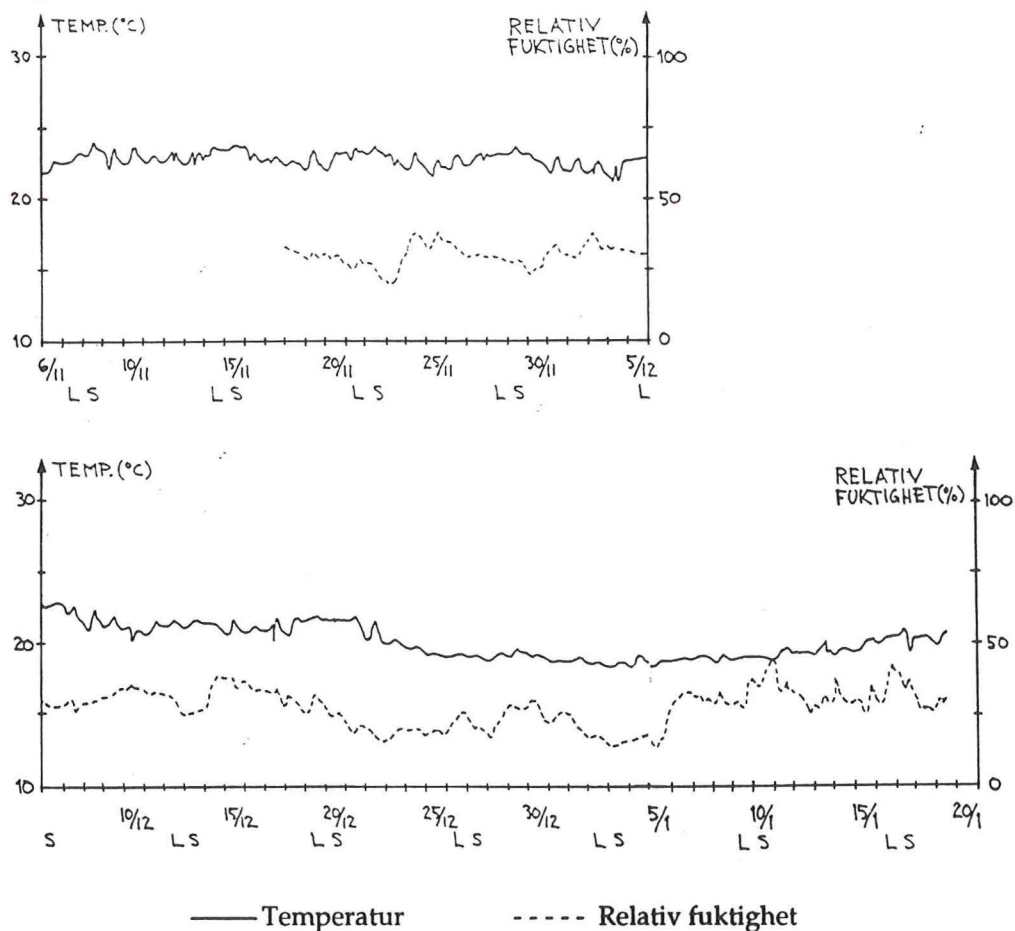
	Typ3A	Typ4A
Mittnedb. hammarband.	1,6	1,5
Förskjutn. innergips mitt.	0,62	0,75
Förskjutn. innergips kant.	0,36	0,34



Figur 8.3 Nedböjningens variation för typ3A under provperioden. Den elastiska nedböjningen är inte medtagen. Kurvan + skall sänkas 0,5 mm för att ta hänsyn till krympeffekter, se avsnitt 6.5.3.



Figur 8.4 Nedböjningens variation för typ4A under provperioden. Den elastiska nedböjningen är inte medtagen. Kurvan + skall sänkas 0,5 mm för att ta hänsyn till krympeffekter, se avsnitt 6.5.3.



— Temperatur      - - - - - Relativ fuktighet

Figur 8.5 Klimatvariationen i laborationshallen under provtiden. L och S markerar helgerna.

Krypnedböjningen på hammarbandets överkant blir 3,2 mm för typ3A och 3,6 mm för typ4A. Dessa värden är korrigerade med avseende på hammarbandets krympning, se avsnitt 6.5.3. Innegipsens krypförskjutning, mitt-kant, blir 0,8 mm för typ3A respektive 1,1 mm för typ4A. Detta är mindre än vad som krävs för att en böjspricka skall uppstå, se avsnitt 8.5.2. Däremot går utegipsen sönder på båda väggarna. I typ3A uppstår en böjspricka efter 20 dygn och i typ4A krossas överkanten under belastningspunkten efter 40 dygn. Avståndet mellan gipsens och hammarbandets överkanter, se figur 8.2, för väggarna i långtidsförsöket redovisas i tabell 8.4.

Tabell 8.4 Avstånd mellan gipssivans och hammarbandets överkanter, se figur 8.2. Värdena anges i mm.

	Typ3A	Typ4A
Inida	2	0
Utsida	2	1

De materialvärden som används vid en dimensionering i bruksgränstillstånd skall ta hänsyn till långtidseffekter. I tabell 8.5 nedan redovisas den beräknade mittnedböjningen tillsammans med den uppmätta totala mittnedböjningen.

Tabell 8.4 Tabellen visar total uppmätt mittnedböjning och beräknad mittnedböjning. Beräkningarna är gjorda i bruksgränstillstånd. Värden anges i mm.

	Mittnedböjning överkant hammarband	
	Typ3A	Typ4A
Handräkningsmodell 4	1,7	1,8
Handräkningsmodell 5	2,3	2,5
Total uppmätt mittnedböjning	4,8*	5,1*

\* Krypnedböjningen är avläst efter 74 dygn och korrigerad med avseende på krympning.

## 8.6 Slutsatser

Konstruktionen klarar nu även långtidsbelastning med brukslast utan att innegipsen går sönder. Krypnedböjningen blir dock fortfarande förhållandevis stor.

Målsättningen var att minska krympningen från den första provningen genom att göra bärlinan styvare. En jämförelse av resultatet från provning ett, figur 6.7, och provning två, figur 8.3 och 8.4, visar att förbättringen är försumbar. Krypnedböjningen är ungefär 2,6 mm efter 25 dygn både för typ1C och typ4A. Typ3A har efter samma tid krypnedböjningen 2,3 mm.

Den totala nedböjningen blir dock mindre med en styvare bärlina eftersom den elastiska nedböjningen halveras.

En anledning till att beräknad och uppmätt förbättring inte stämmer överens ligger i klimatvariationen. Det är svårt att göra exakta beräkningar när förhållandena varierar.

Den åtgärd som har störst betydelse är neddragningen av gipsskivans överkant i förhållande till hammarbandets överkant. Detta framgår tydligt vid korttidsbelastningen där gipsen på typ4B spricker för en väsentligt lägre belastning än gipsen på typ3B.





## 9 Slutsatser

---

### Handräkningsmodell

Lämpliga handräkningsmodeller är:

- Modell 4-Fast inspänd med hänsyn till skjuvdeformationer, se avsnitt 3.3.4.
- Modell 5-Kontinuerlig på fyra stöd med hänsyn till skjuvdeformationer, se avsnitt 3.3.5.

Skjuvdeformationen har stor inverkan på konstruktionens uppförande på grund av den korta spännvidden. Därför ingår skjuvmodulen i modellernas styvhetskvationer.

Modell 4 stämmer bra överens med försöken då det gäller upplagsreaktionernas storlek vid innerstöd, medans modell 5 ger ett för högt värde. Modell 5 stämmer dock bättre överens med försöken då det gäller nedböjningen. Den ger också en bättre uppfattning om konstruktionens funktion, eftersom upplagsreaktioner vid ytterstöden kan beräknas. De högre reaktionskrafterna vid innerstöd fås som en följd av att reaktionskrafterna vid ytterstöd är nedåtriktade. Modellernas svaghet är att de endast tar hänsyn till lastfallet med punktlasten placerad mitt på väggens överkant, lastfall 1.

### Lastfall

Vid optimeringen av bärlinan blir långtidsbelastningen i bruksgränstillstånd dimensionerande. För både brottgräns och bruksgränstillstånd är det lastfall 1, punktlast mitt på väggens överkant, som är det känsligaste lastfallet. I bruksgräns är detta naturligt eftersom denna lastplacering ger den största nedböjningen. I brottgräns är det inte lika självklart eftersom en annan lastplacering kan ge upphov till skjuvpåkänningar och upplagstryck som blir dimensionerande. Provningarna visar emellertid att detta inte är fallet eftersom hammarbandet och gipsskivorna tar upp endel av lasten.

Anledningen till att långtidsbelastningen blir dimensionerande är den förhållandevis stora krypnedböjningen. Krypnedböjningen är mer än dubbelt så stor som den elastiska nedböjningen. Eftersom gipsskivan är känslig för stora deformationer gör detta att gipsskivan går till brott.

Den relativa fuktigheten (RF) i laborationshallen pendlade mellan 20 % och 40 % men i extremfall var det så torrt som 15 %. Enligt Fukthandboken [13] varierar RF ute mellan 60 % och 90 %. Temperaturen i laborationshallen pendlade runt 22-23 °C under största delen av provtiden. Den sista månaden var dock temperaturen ungefär 18 °C. Bärlinan som placeras i väggens

varma sida kommer att ha ungefär samma temperatur som inomhusluften och därmed luften i laborationshallen.

Klimatet i laborationshallen är mycket torrare än det klimat väggarna utsätts för i praktiken. I verkligheten är heller inte uttorkningshastigheten så stor som vid provningen eftersom väggen då är inbyggd och mer skyddad mot uttorkning. Väggens ut- och insida utsätts dessutom inte för samma klimat vilket de gör i försöket. Belastning och uttorkning i varierande klimat, sorptionskrypning, ger en större krypning än om klimatet varit konstant under belastningstiden. Dessutom har inte någon hänsyn tagits till samverkan med taket vid beräkningarna. Denna samverkan skulle minska nedböjningen ytterligare. Den uppmätta krypnedböjningen kan därför ses som ett extremvärde.

### Hammarband

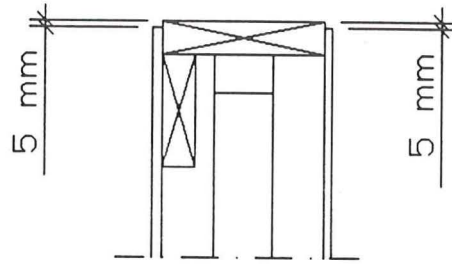
Hammarbandets lastupptagande förmåga ökar då avståndet mellan belastningspunkten och stöd minskar. Bärlinan avlastas därmed och stödreaktionen överförs på en stor upplagsyta, vilket medför att upplagstrycket inte blir dimensionerande.

Det är svårt att uppnå samverkan mellan hammarband och bärlina genom ihopspikning av dessa. Enligt datormodellen minskar mittnedböjningen under lasten endast med några hundra millimeter, vilket motsvarar ungefär 1/50 av total nedböjning, vid ihopspikning av bärlina och hammarband. Likaså ger ihopspikningen en nästan försumbar minskning av upplagsreaktionerna från stående regler mot bärlinan. För att uppnå samverkan genom ihopspikning krävs större förskjutningar i glidplanet mellan de båda delarna. Det fås inte i detta fall på grund av den korta spännvidden och därmed ringa nedböjningen. Samverkans effekter genom ihopspikning kan för denna konstruktion inte tillgodoräknas.

### Gips

Även gipsskivorna tar upp en del av belastningen och bidrar till avlastningen av bärlinan. Framförallt gör de styva gipsskivorna att nedböjningen minskar.

Gipsskivorna är mycket känsliga och spricker vid förhållandevis små deformationer. Provningarna visar att det uppstår en böjspricka när gipsskivans mittnedböjning, i förhållande till sina vertikala kanter, är ungefär 1,2 mm. Det är därför viktigt att vara noggrann med hur gipsskivorna fästs och placeras. Gipsskivorna bör fästas så att överkanten slutar några millimeter nedanför hammarbandets överkant, se figur 9.1 nedan.



Figur 9.1 Neddragning av gipsskivornas överkant i förhållande till hammarbandets överkant.

Eftersom gipsskivorna är känsliga för deformationer och lätt går sönder kan man inte utnyttja dessa som lastupptagande i beräkningarna. Gipsen har trots detta en uppstyvande inverkan på konstruktionen som fås på köpet eftersom gipsskivan ingår i konstruktionen.

### Dimensioner på bärlinan

En bärlina med dimensionen  $45 \times 120$  mm och virkeskvalitet K24 klarar den dimensionerande lasten, punktlast på 12 kN som ingår i förutsättningarna, med bred marginal. En långtidsbelastningen med brukslasten, punktlast på 8 kN, klarar denna vägg däremot inte. Det uppstår en böjspricka i gipsskivan över fönstret på väggens insida. Böjsprickan kan dock undvikas genom den åtgärd som illustreras i figur 9.1 ovan.

Men även om gipsskivan klarar sig från ett brott blir mittnedböjningen fortfarande förhållandevis stor. För att minska nedböjningen måste en styvare bärlina med dimensionen  $34 \times 170$  mm eller  $45 \times 145$  mm av virkeskvalitet K24 användas. Dimensionen  $34 \times 170$  mm är att föredra eftersom den är något styvare och "innehåller" mindre virke.



# Referenser

---

- [ 1 ] Boverket 1988:18, Nybyggnadsregler.
- [ 2 ] N. Saabye Ottosen och H. Petersson, Introduction to the finite element method, Lunds Tekniska Högskola 1991.
- [ 3 ] Egor P. Popov, Mechanics of materials. Prentice-Hall international edition 1978.
- [ 4 ] O. Dahlblom, A. Peterson och H. Petersson, Calfem. Lunds Tekniska Högskola 1985.
- [ 5 ] R. Danewid, Träkonstruktioner, Bärande konstruktioner AK 2. Lunds Tekniska Högskola 1990.
- [ 6 ] J-O. Nylander, Byggvägledning 6:4, Träkonstruktioner. Svensk Byggtjänst 1990.
- [ 7 ] T. Alsmarker, Lunds Tekniska Högskola.
- [ 8 ] A. Ranby och M. Sihvonen, Skiva som stabiliserande element på glespanel. Examensarbete Lunds Tekniska Högskola 1988.
- [ 9 ] B. Enquist, En experimentell jämförelse mellan spikade och skruvade träförband. Lunds Tekniska Högskola 1987.
- [ 10 ] Statens planverk, SBN godkännanderegler 1975:4, Hållfasthetsdimensionering genom provning.
- [ 11 ] Allmän kurs i Byggnadsmateriallära, Lunds Tekniska Högskola 1983.
- [ 12 ] Kompendium i Byggnadsmaterial FK 2, Lunds Tekniska Högskola 1990.
- [ 13 ] L-E. Nevander och B. Elmarsson, Fukthandboken, Svensk Byggtjänst 1981.



# Bilagor

---

Bilaga 1: Överslagsberäkning-avsnitt 5.1.

Bilaga 2: Dimensionering-avsnitt 5.3.

Bilaga 3: Brottkriterium-avsnitt 7.1.2.

Bilaga 4: Dimensionering-avsnitt 7.1.3.

Bilaga 5: Provomgång I, Belastning till 12 kN.

Bilaga 6: Provomgång I, Belastning till brott.

Bilaga 7: Provomgång II, Belastning till 12 kN.

Bilaga 8: Provomgång II, Belastning till brott.

Bilaga 9: Gipsskivans förskjutning.

Bilaga 10: Provomgång I, Väggritning.

Bilaga 11: Provomgång II, Väggritning





# Bilaga 1

## Överslagsberäkning - avsnitt 5.1

---

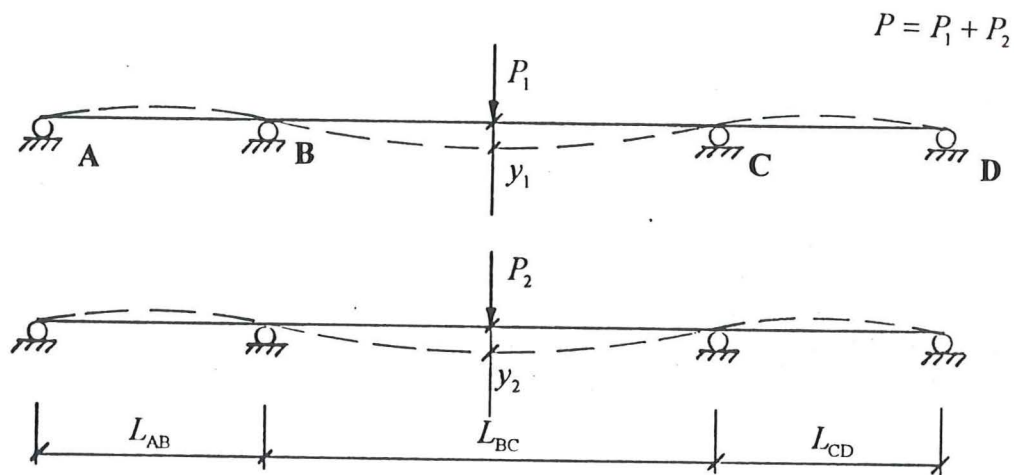
### Förutsättningar

Enligt avsnitt 5.1.

Hammarbandet väljs till att vara 45x220, K12.

Beräkning görs för bärlina i två olika kvaliteter, K12 och K24.

Handräkningsmodell 3 :



# Brottgränstillstånd

**Brottlast** :  $P = P_1 + P_2 = 12kN$

**Hammarband, 45x220, K12 :**

$$\begin{aligned}E_1 &= 3440 \text{ MPa} \\I_1 &= 1,67 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 \\W_1 &= 74,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \\A_1 &= 9900 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2\end{aligned}$$

**1 Bärlina, 45x170, K12 :**

$$\begin{aligned}E_2 &= 3440 \text{ MPa} \\I_2 &= 18,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 \\W_2 &= 217 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3 \\A_2 &= 7650 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2\end{aligned}$$

**Konstruktionsdelarnas respektive lastandel**

Ekvationssystemet, som angavs i avsnitt 3.3.3 :

$$\begin{cases} \frac{1}{E_1 I_1} P_1 - \frac{1}{E_2 I_2} P_2 = 0 \\ P_1 + P_2 = P \end{cases}$$

ger med införda värden resultatet :

$P_1 = 1,0kN$  (hammarbandets lastandel)

$P_2 = 11,0kN$  (bärlinans lastandel)

## Stödmoment

$$M_{B_1} = M_{C_1} = -\frac{3}{8} \cdot \frac{L_{BC}^2}{2L_{AB} - 3L_{BC}} P_1 = -0,1kNm \quad (\text{hammarbandet})$$

$$M_{B_2} = M_{C_2} = -\frac{3}{8} \cdot \frac{L_{BC}^2}{2L_{AB} - 3L_{BC}} P_2 = -1,3kNm \quad (\text{bärinnan})$$

## Fältmoment

$$M_{BC_1} = \frac{P_1 L_{BC}}{4} + M_{B_1} = 0,2kNm$$

$$M_{BC_2} = \frac{P_2 L_{BC}}{4} + M_{B_2} = 2,1kNm$$

## Upplagsreaktion innerstöd

$$R_{B_1} = R_{C_1} = \frac{P_1}{2} - \frac{M_{B_1}}{L_{AB}} = 1,7kN$$

$$R_{B_2} = R_{C_2} = \frac{P_2}{2} - \frac{M_{B_2}}{L_{AB}} = 7,9kN$$

## Max böjpåkänning

$$\sigma_1 = \frac{M_{BC_1}}{W_1} = \underline{\underline{2,6MPa}} \quad (< f_{md} = 9,8MPa)$$

$$\sigma_2 = \frac{M_{BC_2}}{W_2} = \underline{\underline{9,7MPa}} \quad (< f_{md} = 9,8MPa)$$

### Max skjuvpåkänning

$$\tau_2 = 1,5 \cdot \frac{\frac{1}{2}P_2}{A_2} = \underline{\underline{1,1\text{MPa}}} \quad (< f_{vd} = 2,1\text{MPa})$$

### Max upplagstryck

$$\sigma_{u_2} = \frac{R_{B_2}}{A_u} = \frac{7,92}{45 \cdot 45} = \underline{\underline{3,9\text{MPa}}} \quad (< f_{c,90} = 6,4\text{MPa}) \quad (\text{bärinnan})$$

### 2 Bärlina, 45x170, K24 :

$$E_2 = 5330\text{MPa}$$

$$I_2 = 6,48 \cdot 10^{-6}\text{m}^4$$

$$W_2 = 108 \cdot 10^{-6}\text{m}^3$$

$$A_2 = 5400 \cdot 10^{-6}\text{m}^2$$

### Konstruktionsdelarnas respektive lastandel

Ekvationssystemet, som angavs i avsnitt 3.3.3 :

$$\begin{cases} \frac{1}{E_1 I_1} P_1 - \frac{1}{E_2 I_2} P_2 = 0 \\ P_1 + P_2 = P \end{cases}$$

ger med införda värden resultatet :

$$P_1 = 1,6\text{kN} \quad (\text{hammarbandets lastandel})$$

$$P_2 = 10,4\text{kN} \quad (\text{bärlinans lastandel})$$

### Stödmoment

$$M_{B_1} = M_{C_1} = -\frac{3}{8} \cdot \frac{L_{BC}^2}{2L_{AB} - 3L_{BC}} P_1 = -0,2\text{kNm} \quad (\text{hammarbandet})$$

$$M_{B_2} = M_{C_2} = -\frac{3}{8} \cdot \frac{L_{BC}^2}{2L_{AB} - 3L_{BC}} P_2 = -1,2kNm \quad (\text{bärplanen})$$

### Fältmoment

$$M_{BC_1} = \frac{P_1 L_{BC}}{4} + M_{B_1} = 0,3kNm$$

$$M_{BC_2} = \frac{P_2 L_{BC}}{4} + M_{B_2} = 2,0kNm$$

### Upplagsreaktion innerstöd

$$R_{B_1} = R_{C_1} = \frac{P_1}{2} - \frac{M_{B_1}}{L_{AB}} = 1,2kN$$

$$R_{B_2} = R_{C_2} = \frac{P_2}{2} - \frac{M_{B_2}}{L_{AB}} = 7,5kN$$

### Max böjpåkänning

$$\sigma_1 = \frac{M_{BC_1}}{W_1} = \underline{\underline{1,4MPa}} \quad (< f_{md} = 9,8MPa)$$

$$\sigma_2 = \frac{M_{BC_2}}{W_2} = \underline{\underline{18,5MPa}} \quad (< f_{md} = 18,5MPa)$$

### Max skjuvpåkänning

$$\tau_2 = 1,5 \cdot \frac{\frac{1}{2} P_2}{A_2} = \underline{\underline{1,4MPa}} \quad (< f_{vd} = 2,1MPa)$$

Max upplagstryck

$$\sigma_{u_2} = \frac{R_{B_2}}{A_u} = \frac{7,92}{45 \cdot 45} = \underline{\underline{3,7\text{MPa}}} \quad (< f_{c90_d} = 6,4\text{MPa}) \quad (\text{bärinnan})$$

# Bruksgränstillstånd

Brukslast :  $P = P_1 + P_2 = 8kN$

Hammarband, 45x220, K12 :

$$E_1 = 4800 MPa$$

$$I_1 = 1,67 \cdot 10^{-6} m^4$$

1 Bärlina, 45x170, K12 :

$$E_2 = 4800 MPa$$

$$I_2 = 18,4 \cdot 10^{-6} m^4$$

## Konstruktionsdelarnas respektive lastandel

Ekvationssystemet, som angavs i avsnitt 3.3.3 :

$$\begin{cases} \frac{1}{E_1 I_1} P_1 - \frac{1}{E_2 I_2} P_2 = 0 \\ P_1 + P_2 = P \end{cases}$$

ger med införda värden resultatet :

$$P_1 = 0,7kN \quad (\text{hammarbandets lastandel})$$

$$P_1 = 7,3kN \quad (\text{bärlinans lastandel})$$

## Mittnedböjning

$$y_1 = y_2 = \left( -\frac{3}{64} \cdot \frac{L_{BC}^2}{2L_{AB} - 3L_{BC}} + \frac{L_{BC}^3}{48} \right) \frac{P_1}{E_1 I_1} = \underline{\underline{1,4mm}}$$

$$\left( < \frac{1_{BC}}{300} = \frac{1,25}{300} = 4,2mm \right)$$

## 2 Bärlina, 45x170, K24 :

$$E_2 = 6300 \text{ MPa}$$

$$I_2 = 6,48 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4$$

### Konstruktionsdelarnas respektive lastandel

Som ovan ger ekvationssystemet med införda värden resultatet :

$$P_1 = 1,3 \text{ kN} \quad (\text{hammarbandets lastandel})$$

$$P_1 = 6,7 \text{ kN} \quad (\text{bärlinans lastandel})$$

### Mittnedböjning

$$y_1 = y_2 = \left( -\frac{3}{64} \cdot \frac{L_{BC}^2}{2L_{AB} - 3L_{BC}} + \frac{L_{BC}^3}{48} \right) \frac{P_1}{E_1 I_1} = \underline{\underline{2,8 \text{ mm}}}$$

$$\left( < \frac{l_{BC}}{300} = \frac{1,25}{300} = 4,2 \text{ mm} \right)$$



# Bilaga 2

## Dimensionering - avsnitt 5.3

---

### Förutsättningar

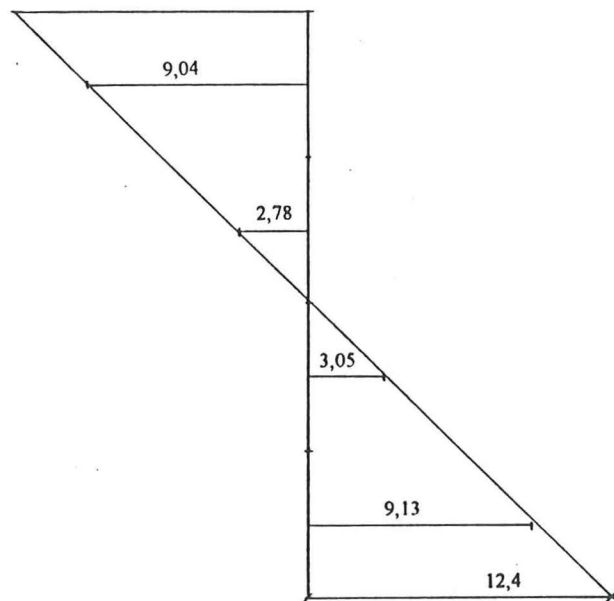
Se avsnitt 5.3.1.

### Brottgränstillstånd

#### Bärlina

#### Böjpåkänning

LF1 ger den maximala böjpåkänningsfördelningen. Den uppstår vid bärlinans mittpunkt och visas i figur 1 nedan.



Figur 1. Maximal böjpåkänningsfördelning i bärlinan. Medelspänning i respektive skivelement anges i MPa.

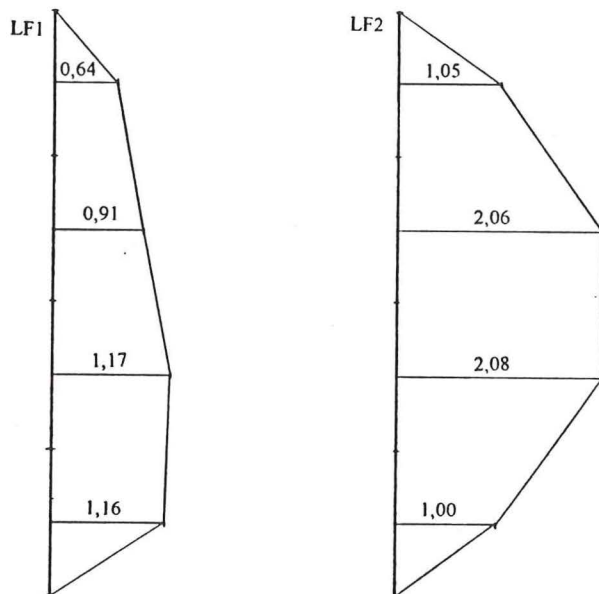
Extrapolering ger den dimensionerande böjpåkänningen som blir ;

$$\sigma_d = \underline{12,4 \text{ MPa}} \quad (< f_{md} = 18,5 \text{ MPa})$$

och verkar i bärlinans underkant.

## Skjuvpåkänning

Figur 2 visar den maximala skjuvpåkänningen som beräknats vid LF1 respektive LF2. Från beräkning med LF2 erhöles den maximala skjuvpåkänningsfördelningen som ger det dimensionerande skjuvpåkänningsvärdet.



Figur 2. Maximal skjuvpåkänningsfördelning. Medelskjuvpåkänningen i respektive skivelement anges i MPa.

I figur 2 avläses dimensionerande skjuvpåkänning till :

$$\tau_d \approx \underline{\underline{2,1MPa}} \quad (< f_{vd} = 2,1MPa)$$

### Upplagstryck innerstöd

LF2 ger dimensionerande upplagsreaktion :

$$R_{B_d} = 9,5kN$$

Mellan bärlina, 45x120, och stående lättregel, (1+1) 45x70, erhålls då upplagstrycket :

$$\sigma_{u_d} = \frac{R_{B_d}}{A_u} = \frac{9,5}{45 \cdot 45} = \underline{\underline{4,7MPa}} \quad (< f_{c90_d} = 6,4MPa)$$

## Spikförband ytterstöd

Bärlinan kan komma att utsättas för nedåtriktade upplagsreaktioner vid ytterstöd. Dessa krafter överförs via spikförband mellan bärlina och stående lättregel. LF1 ger dimensionerande upplagsreaktion :

$$R_{A_d} = -2,0 \text{ kN}$$

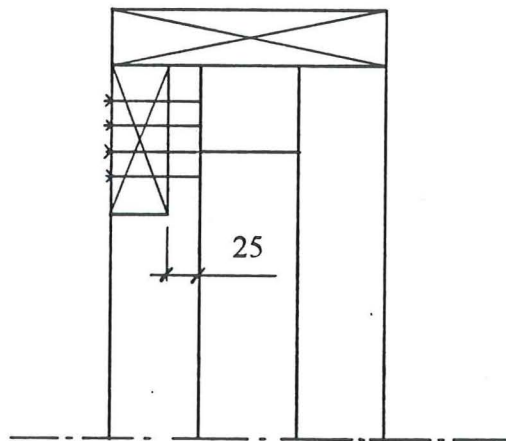
Spikförbandet dimensioneras för tvärkraft enligt NR [1].

Kartro skjutspik med minsta tvärsnittsmått  $3,0 \text{ mm}$ , används. Hela spikens tvärsnittsmått,  $\phi$ , kan ej tillgodoräknas, då förankringslängden,  $l_2$ , i stående lättregel är mindre än kravet i NR :

$$l_2 \geq 10\phi$$

$l_2$  är maximalt  $25 \text{ mm}$ , se figur 3, vilket ger det utnyttjbara tvärsnittsmåttet :

$$l_2 = 25 \geq 10\phi \Rightarrow \phi = 2,5 \text{ mm}$$



Figur 3. Förankringslängd för spikförband vid bärlinans ytterstöd.

Karakteristiskt grundvärde på spikens bärförmåga blir :

$$R_{v_k} = 160 \cdot \phi^{1,7} = 160 \cdot 2,5^{1,7} = 760 \text{ N}$$

Dimensionerande bärförmåga för en spik ges av :

$$R_{v_d} = \frac{\chi_r \cdot R_{v_k}}{\gamma_m \cdot \gamma_n} = \frac{0,8 \cdot 760 \text{ N}}{1,3 \cdot 1,0} = 480 \text{ N}$$

$$\text{Antal spik} : \frac{R_{A_d}}{R_{v_d}} = \frac{2,0 \text{ kN}}{480 \text{ N}} = 4,2 \Rightarrow \approx \underline{\underline{4 \text{ st}}}$$

## Hammarband

### Böjpåkänning

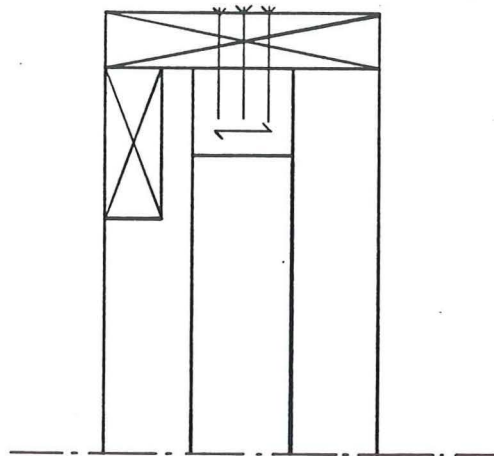
Dimensionerande böjpåkänning erhålls vid LF1 i symmetrisnittet :

$$\sigma_d = \frac{M_{BC_d}}{W} = \frac{0,3 \text{ kNm}}{74,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3} = \underline{\underline{4,0 \text{ MPa}}} \quad (< f_{md} = 9,8 \text{ MPa})$$

### Spikförband ytterstöd

Vid hammarbandets ytterstöd kan nedåtriktade upplagsreaktioner uppkomma, då hammarbandets ände vill lyfta vid belastning på dess mittdel. Dessa upplagsreaktioner tas upp av ett spikförband som visas i figur 4. Dimensionerande upplagsreaktion uppskattas till :

$$R_{A_d} < 1,0 \text{ kN}$$



Figur 4. Spikförband i hammarbandets ändar, utsatt för utdragningskraft. Pilsymbol anger fiberriktning i distansklots.

Förbandet dimensioneras för utdragningskraft enligt NR [1]. Ur typgodkännandebevis, 1251/79, fås spikens hållfasthetsparametrar :

$$f_{hk} = 5,0MPa$$

$$f_{tk} = 55MPa$$

Karakteristiskt grundvärde på spikens bärförmåga blir det minsta värdet på ekvationerna nedan. Spikens förankringslängd är  $l = 40mm$  och virkestjockleken är  $t = 45mm$ .

$$\phi(l - 1,5\phi) \cdot f_{tk} = 3,0 \cdot (40 - 1,5 \cdot 3,0) \cdot 5 = 530N$$

$$\phi \cdot t \cdot f_{tk} + \phi^2 \cdot f_{hk} = 3,0 \cdot 45 \cdot 5 + 3,0^2 \cdot 55 = 1200N$$

$$\Rightarrow R_{tk} = 530N$$

Dimensionerande bärförmåga :

$$R_{td} = \frac{\chi_r \cdot R_{tk}}{\gamma_m \cdot \gamma_n} = \frac{0,8 \cdot 530N}{1,3 \cdot 1,0} = 330N$$

$$\text{Antal spik : } \frac{R_{Ad}}{R_{td}} = \frac{1,0kN}{330N} = 3,0 \Rightarrow \approx \underline{\underline{3st}}$$

## Bruksgränstillstånd

Hammarbandets och bärlinans mittnedböjning beräknades till :

$$y_{\text{mitt}} = \underline{\underline{2,0mm}} \quad \left( < \frac{l}{300} = \frac{1,25}{300} = 4,2 \right)$$



## Bilaga 3

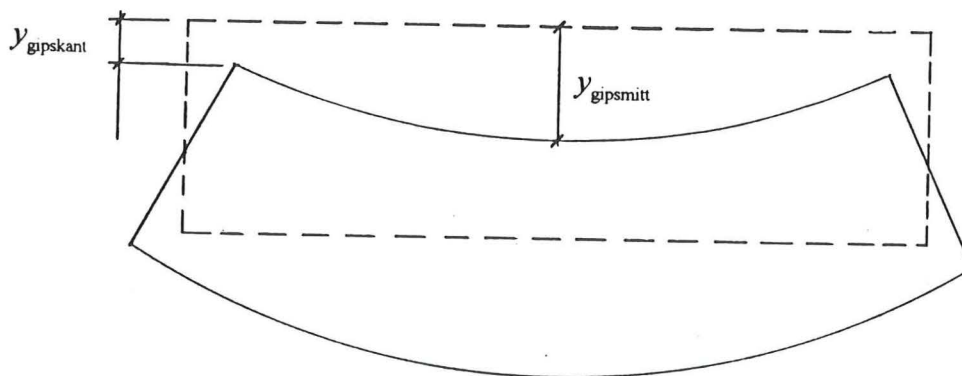
### Dimensioneringskriterium - avsnitt 7.1.2

---

Vid belastning till brott i provning I, uppmärksammades att böjsprickor uppstod i innegipsskivan då skillnaden mellan mitt- och kantförskjutning var cirka 1,5 mm, se avsnitt 6.5.2. Det ger ett samband som kan tecknas ;

$$y_{\text{gipsmitt}} - y_{\text{gipskant}} < 1,5 \text{ mm}$$

där respektive förskjutning förklaras i figur 1.



Figur 1. Definition på gipsskivans förskjutningar.

Gipsskivans överkant antas ligga i nivå med hammarbandets överkant och kommer därför att direkt belastas av takstolslasten. Gipsskivornas mitt följer då med i hammarbandets nedböjning. Det innebär att  $y_{\text{gipsmitt}}$  kan sättas lika med  $y_{\text{hammarband}}$  som innefattar både elastisk mittnedböjning och mittnedböjning på grund av krypning för hammarbandet.

Antas också att förskjutningen av gipsskivans mitt och kant kan vara linjärt beroende av varandra, erhålls uttrycket ;

$$y_{\text{gipskant}} = \frac{0,7}{2,0} \cdot y_{\text{hammarband}}$$

under förutsättning att även krypdeformationen följer detta samband.

Stoppas uttrycket ovan in i ekvationen för sambandet mellan  $y_{\text{gipsmitt}}$  och  $y_{\text{gipskant}}$  samt att  $y_{\text{gipsmitt}} = y_{\text{hammarband}}$  används, fås :

$$y_{\text{hammarband}} - \frac{0,7}{2,0} y_{\text{hammarband}} < 1,5 \text{ mm}$$

Förenkling ger det sökta dimensioneringskriteriet :

$$y_{\text{hammarband}} < 2,3 \text{ mm}$$

Dimensioneringskriteriet ovan förutsätter att böjdragbrott i gipsskivor inträffar utan att skivornas krossning vid takstolslastens angreppspunkt blir allt för stor.

Om man bortser från skjuvdeformationernas inverkan, är elastisk nedböjning,  $y_{\text{elast}}$ , omvänt proportionell mot styvheten,  $EI$ . Det vill säga :

$$y_{\text{elast}} \sim \frac{1}{\sum EI}$$

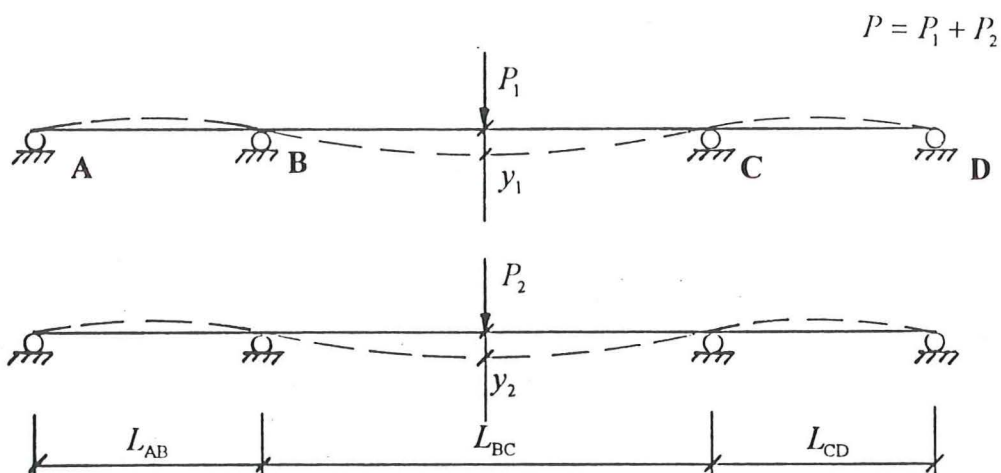
För krypdeformation,  $y_{\text{kryp}}$ , gäller proportionalitet mot normalpåkänningen i fiberriktningen, vilket ger :

$$y_{\text{kryp}} \sim \sigma = \frac{M}{W}$$

Där  $M$  och  $W$  står för böjmoment respektive böjmotstånd.

Bortse från gipsskivor och räkna endast med hammarband och bärlina enligt handräknings-modell 3, se avsnitt 3.3.3. Beräkningsmodellen ser då ut som i figur 2. Indexen 1 och 2 anger hammarband respektive bärlina.





Figur 2. Handräkningsmodell 3

Om endast bärlinan betraktas som styrande av krypningens storlek, då den är mer ansträngd än hammarbandet, kan proportionaliteten för krypdeformation skrivas ;

$$y_{\text{kryp}} \sim \frac{P_2}{W_2}$$

eftersom momentet för bärlinan är proportionellt mot dess verkande last,  $P_2$ .

Löses  $P_2$  ut ur ekvationssystemet i avsnitt 3.3.3, där handräkningsmodell 3 finns upptagen, erhålls ;

$$P_2 = P_{\text{tot}} \cdot \frac{1}{\frac{E_2 I_2}{E_1 I_1} + 1}$$

vilket medför att :

$$P_2 \sim \frac{1}{\frac{E_2 I_2}{E_1 I_1} + 1}$$

Stoppas proportionaliteten för  $P_2$  in i densamma för  $y_{\text{kryp}}$  ger detta till slut den sökta proportionaliteten :

$$y_{kryp} \sim \frac{1}{\frac{E_2 I_2}{E_1 I_1} + 1} \cdot \frac{1}{W_2}$$

Som ovan sätts dimensioneringskriteriet till :

$$y_{hammarband} = y_{elast} + y_{kryp} < 2,3 \text{ mm}$$

De uppmätta värdena  $y_{elast0}$  och  $y_{kryp0}$  kan nu proportioneras, beroende på valet av ny bärlina, så att dimensioneringskriteriet uppfylls. Enligt resonemanget i denna bilaga sätts:

$$y_{elast} = y_{elast0} \cdot \frac{\sum_{i=1}^2 E_{i0} I_{i0}}{\sum_{i=1}^2 E_i I_i}$$

$$y_{kryp} = y_{kryp0} \cdot \left( \frac{\frac{1}{\frac{E_2 I_2}{E_1 I_1} + 1} \cdot \frac{1}{W_2}}{\frac{1}{\frac{E_{20} I_{20}}{E_{10} I_{10}} + 1} \cdot \frac{1}{W_{20}}} \right) = y_{kryp0} \frac{\frac{E_{20} I_{20}}{E_{10} I_{10}} + 1}{\frac{E_2 I_2}{E_1 I_1} + 1} \cdot \frac{W_{20}}{W_2}$$

För handräkningsmodell 4 och 5, som även tar hänsyn till skjuvdeformationer, kan styvheten,  $E_i I_i$ , i formler ovan, bytas ut mot :

$$\frac{1}{K_i}$$

För  $K_i$ , se avsnitt 3.3.4 och 3.3.5.

# Bilaga 4

## Dimensionering - avsnitt 7.1.3

---

### Förutsättningar

Förutsättningar i avsnitt 7.1.1 och bilaga 3 gäller. Där redovisas även använda beteckningar. Dimensioneringen görs med avseende på krypnedböjning vid långtidslast. Beräkningen behandlar bruksgränstillstånd, men i ekvationer används de karakteristiska materialvärdena från 50%-fraktilen, eftersom endast styvhetsförhållandet är intressant.

Tvärsnittskonstanter och materialvärden för konstruktion vid provning I :

#### Hammarband, 45x220, K24

$$\begin{aligned}E_{1_0} &= 10500 \text{ MPa} \\I_{1_0} &= 1,67 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 \\W_{1_0} &= 74,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3\end{aligned}$$

#### Bärlina, 45x120, K24

$$\begin{aligned}E_{2_0} &= 10500 \text{ MPa} \\I_{2_0} &= 6,48 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 \\W_{2_0} &= 108 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3\end{aligned}$$

# Bruksgränstillstånd

Hammarband, 45x220, K24

$$\begin{aligned}E_1 &= 10500 \text{ MPa} \\I_1 &= 1,67 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 \\W_1 &= 74,2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3\end{aligned}$$

## 1 Bärlina, 45x145, K24

$$\begin{aligned}E_2 &= 10500 \text{ MPa} \\I_2 &= 11,4 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 \\W_2 &= 158 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}y_{\text{elast}} &= y_{\text{elast}_0} \cdot \frac{\sum_{i=1}^2 E_i I_i}{\sum_{i=1}^2 E_i I_i} = 2,0 \cdot 0,62 = 1,2 \text{ mm} \\y_{\text{kryp}} &= y_{\text{kryp}_0} \cdot \frac{\frac{E_1 I_1}{E_2 I_2} + 1}{\frac{E_1 I_1}{E_2 I_2} + 1} \cdot \frac{W_2}{W_1} = 3,0 \cdot 0,43 = 1,3 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dimensioneringskriterium :  $y_{\text{hammarband}} = y_{\text{elast}} + y_{\text{kryp}} < 2,3 \text{ mm}$

$$y_{\text{elast}} + y_{\text{kryp}} = 1,2 + 1,3 = 2,5 \text{ mm}$$

Detta överstiger kriteriet något.

## 2 Bärlina, 34x170, K24

$$\begin{aligned}E_2 &= 10500 \text{ MPa} \\I_2 &= 13,9 \cdot 10^{-6} \text{ m}^4 \\W_2 &= 164 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3\end{aligned}$$

$$y_{elast} = y_{elast_0} \cdot \frac{\sum_{i=1}^2 E_i I_{i_0}}{\sum_{i=1}^2 E_i I_i} = 2,0 \cdot 0,52 = 1,1 \text{ mm}$$

$$y_{kryp} = y_{kryp_0} \cdot \frac{\frac{E_{2_0} I_{2_0}}{E_1 I_1} + 1}{\frac{E_1 I_1}{E_2 I_2} + 1} \cdot \frac{W_{2_0}}{W_2} = 3,0 \cdot 0,35 = 1,0 \text{ mm}$$

$$y_{elast} + y_{kryp} = 1,2 + 1,3 = 2,1 \text{ mm} \quad (< 2,3 \text{ mm})$$

Kriteriet är uppfyllt.

# Bilaga 5

## Provomgång I: Belastning till 12 kN

---

I de uppmätta arbetskurvorna, heldragen linje, finns effekter av sättningar och glapp i konstruktionen med. Beräkningsmodellerna tar inte hänsyn till dessa effekter. För att kunna jämföra modellerna med provresultaten måste en idealiserad kurva tas fram.

I diagrammen här bredvid framgår tydligt hur konstruktionen sätter sig vid på- och avlastningen. Om en ny pålastning upp till 12 kN skulle göras följer mittnedböjningen ungefär den punktstreckade linjen 1. Linjen parallellförflyttas så att den går genom origo. Då får man den idealiserade kurvan, punktstreckad linje 2. Datorberäkningsmodellens resultat visas av den streckade kurvan.

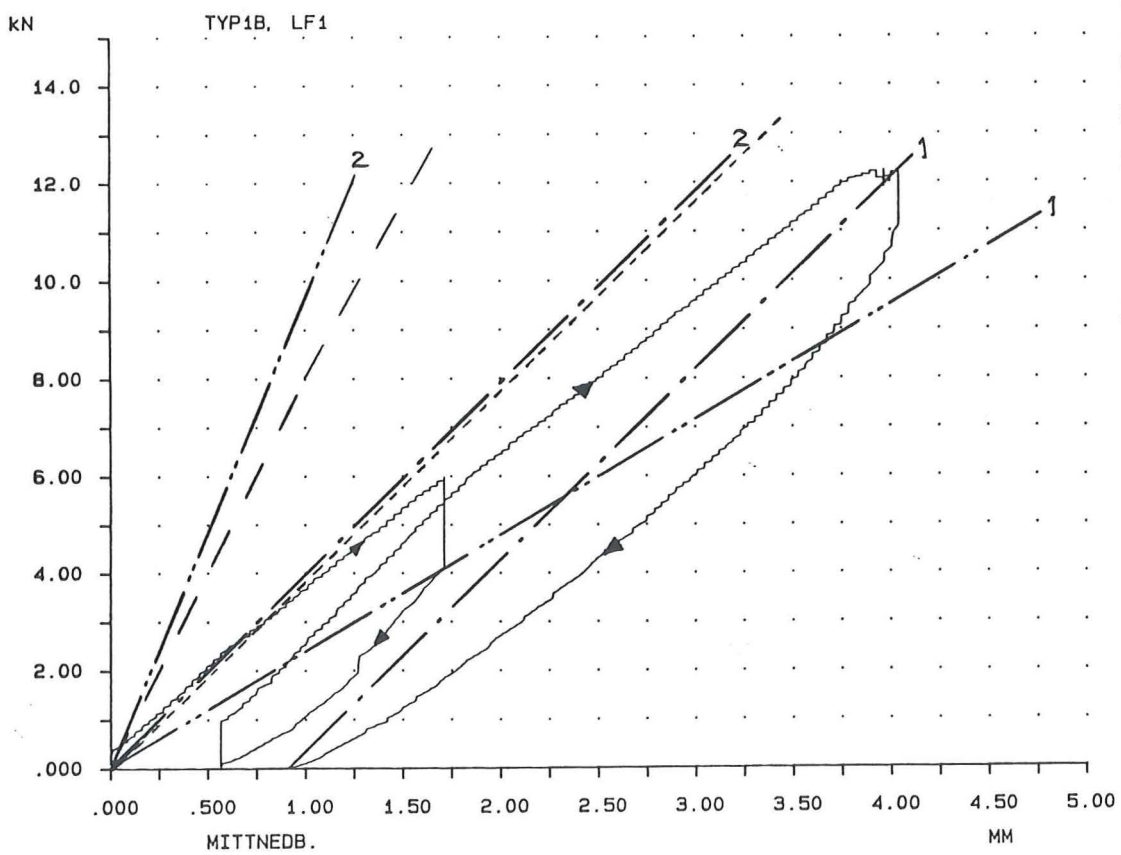
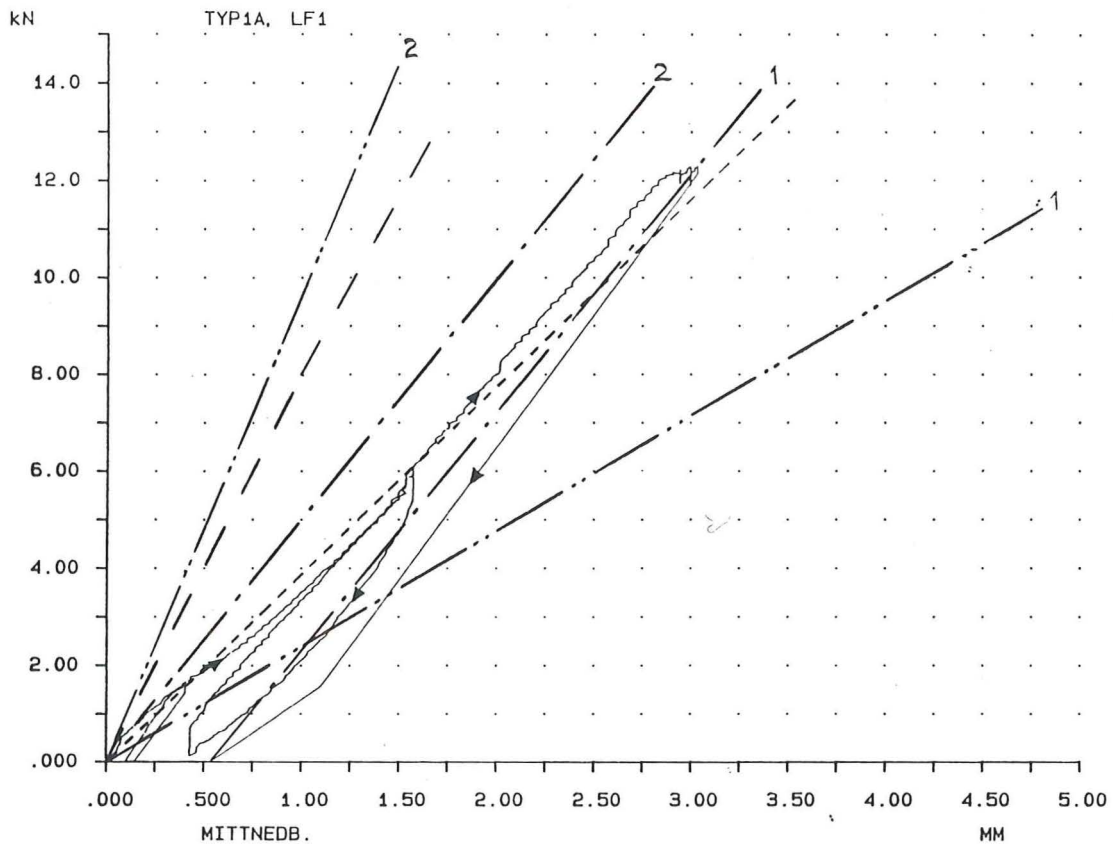
Som en ytterligare jämförelse har kurvorna för fast inspänt och fritt upplagt fall samt handräkningsmodell 5 lagts in i diagrammen. Beräkningarna för dessa fall är redovisade i kapitel 5. Det fast inspända och det fritt upplagda fallet är de två extremfallen uppåt respektive nedåt.

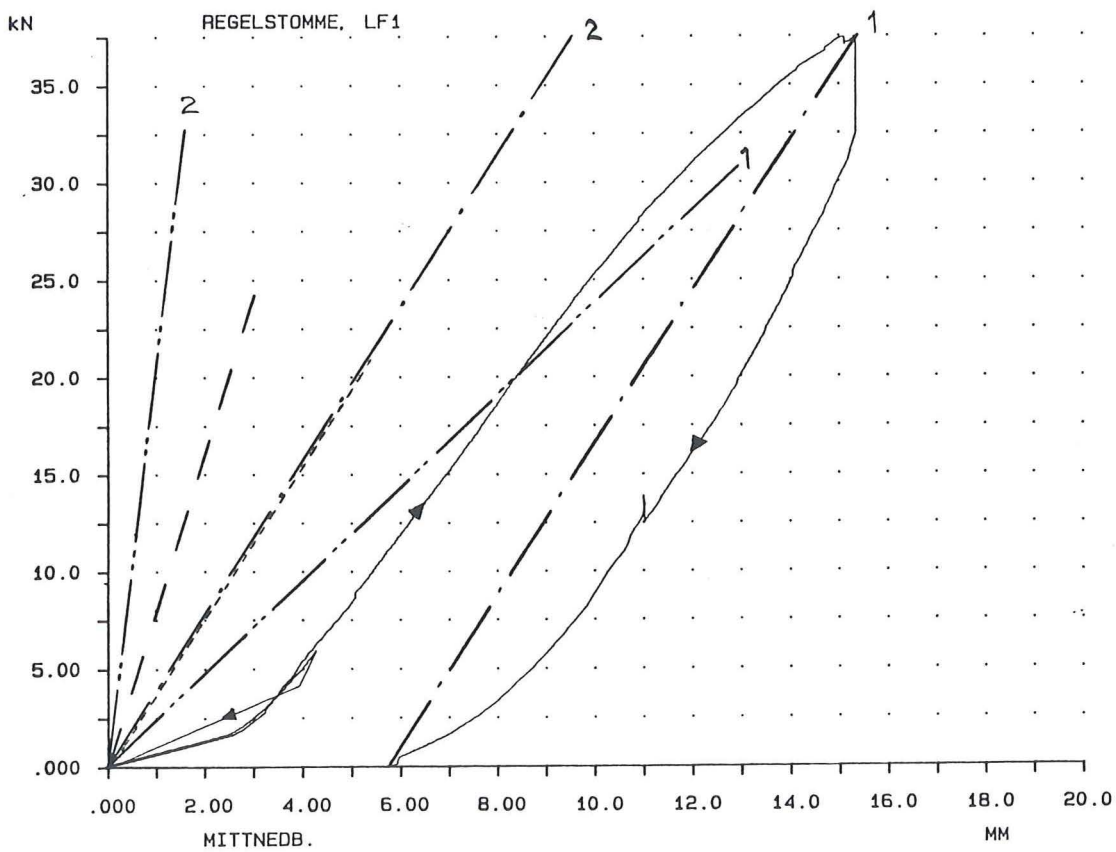
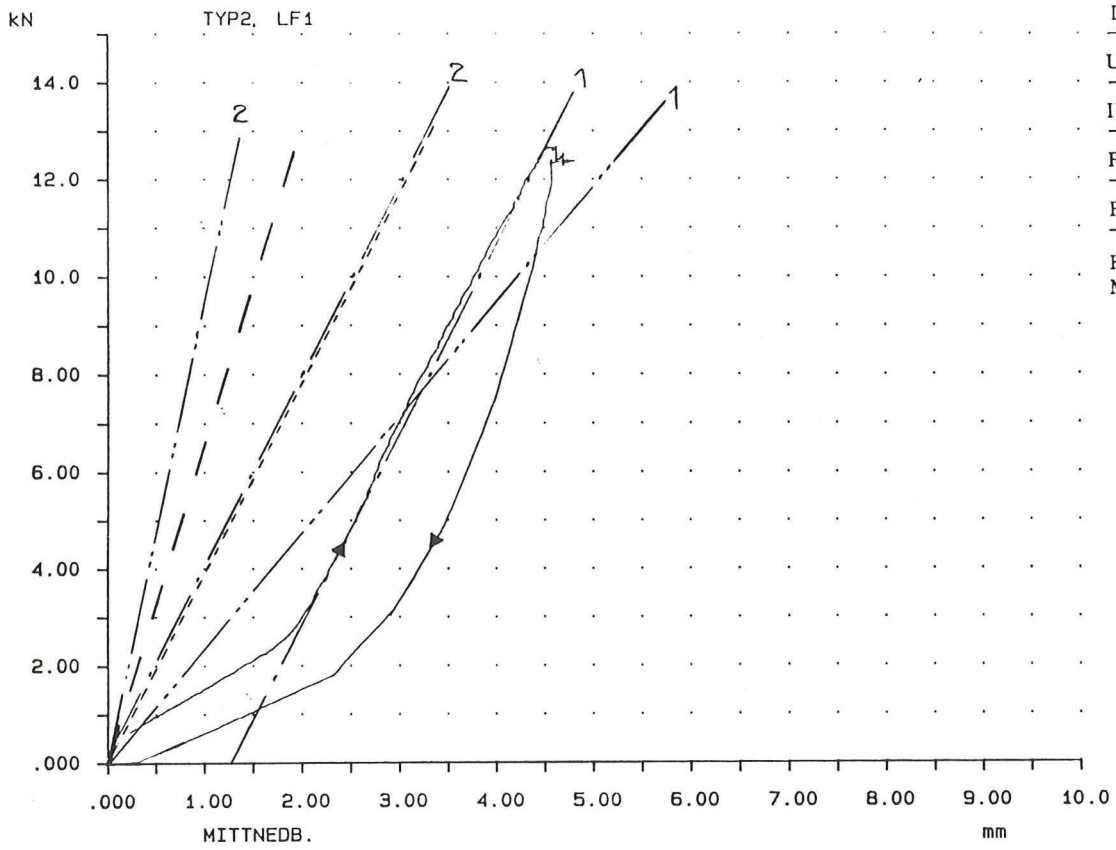
### Datorberäkningsmodell

Skillnaden mellan beräknad och idealiserad kurva beror framförallt på två saker. 1) I beräkningsmodellen är skjuvmodulen för trä sex gånger större än vad NR föreskriver. Detta beror på att trä är ett mycket ortotrop material vilket beräkningsprogrammet inte tar hänsyn till. Eftersom skjuvnedböjningens bidrag är betydande vid korta spännvidder blir mittnedböjningen för liten i beräkningsmodellen. 2) Den plåt som belastar hammarbandet trycks in ungefär 0,5 mm vid 12 kN belastning. Hammarbandets mittnedböjningen mättes mot denna plåt vilket medför att uppmätt och idealiserad nedböjning blir för stor.

### Handräkningsmodell

Skillnaden mellan modellens resultat och provresultatet beror främst på två anledningar. I modellen är inte gipsskivorna medräknade vilket gör att nedböjningen blir för stor. Modellen tar heller inte hänsyn till att stöden i verkligheten ger efter något och ökar nedböjningen jämfört med beräkningsmodellen.







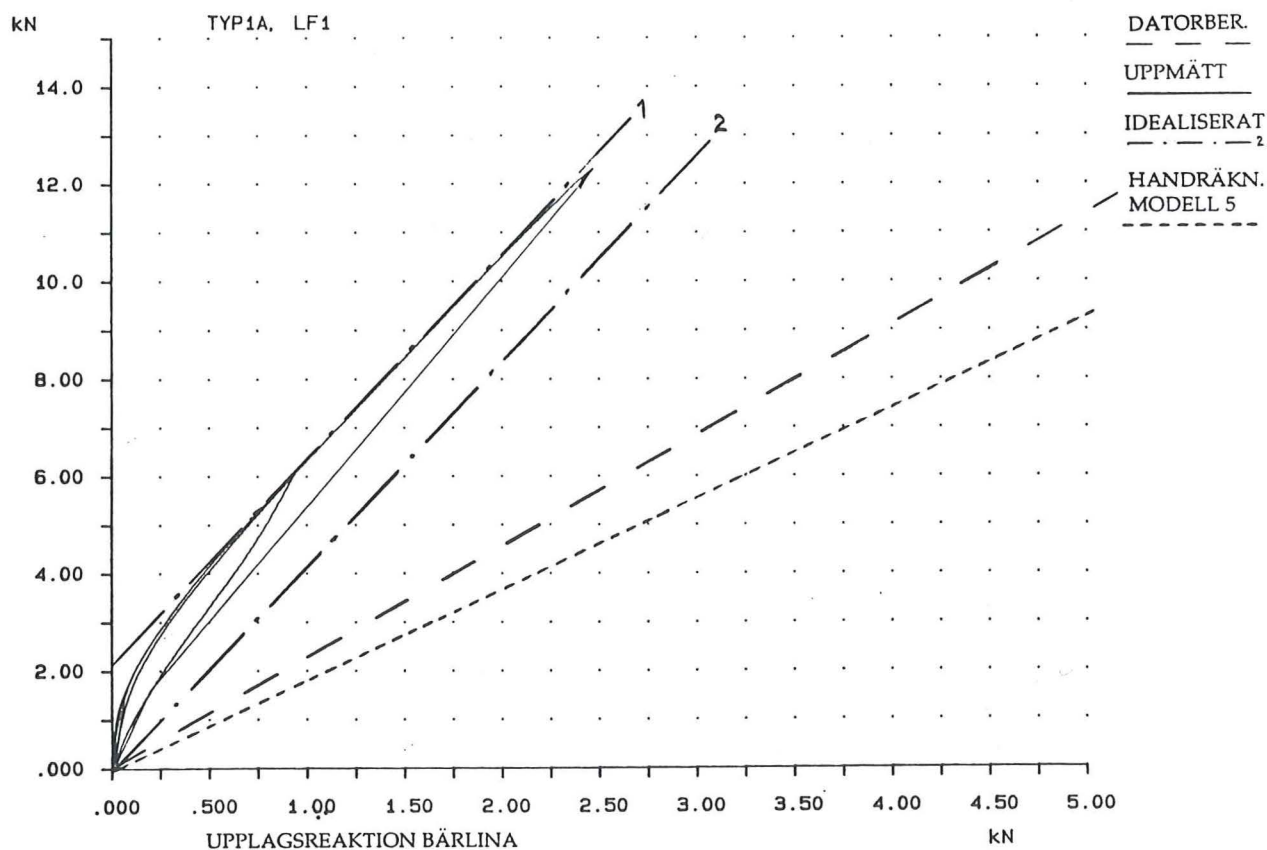
Konstruktionens fulla styvhet uppnås inte förrän alla glapp i konstruktionen har tryckts ihop. I diagrammen här bredvid, heldragen linje, syns att bärlinan inte belastas fullt förrän glappet mellan hammarbandet och bärlinan har gått ihop. Om hammarbandet och bärlinan legat dikt an från början skulle bärlinans upplagsreaktion följa den punktstreckade linjen 2.

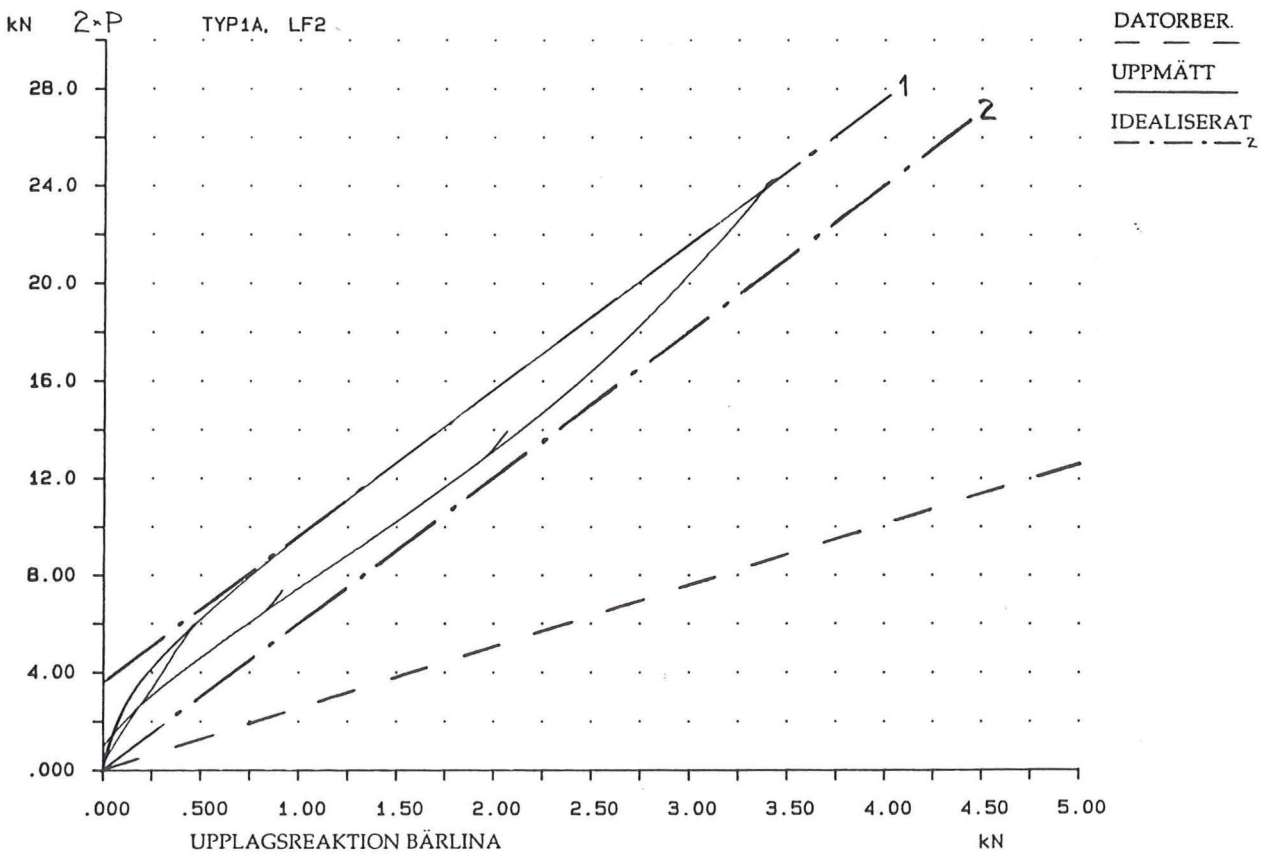
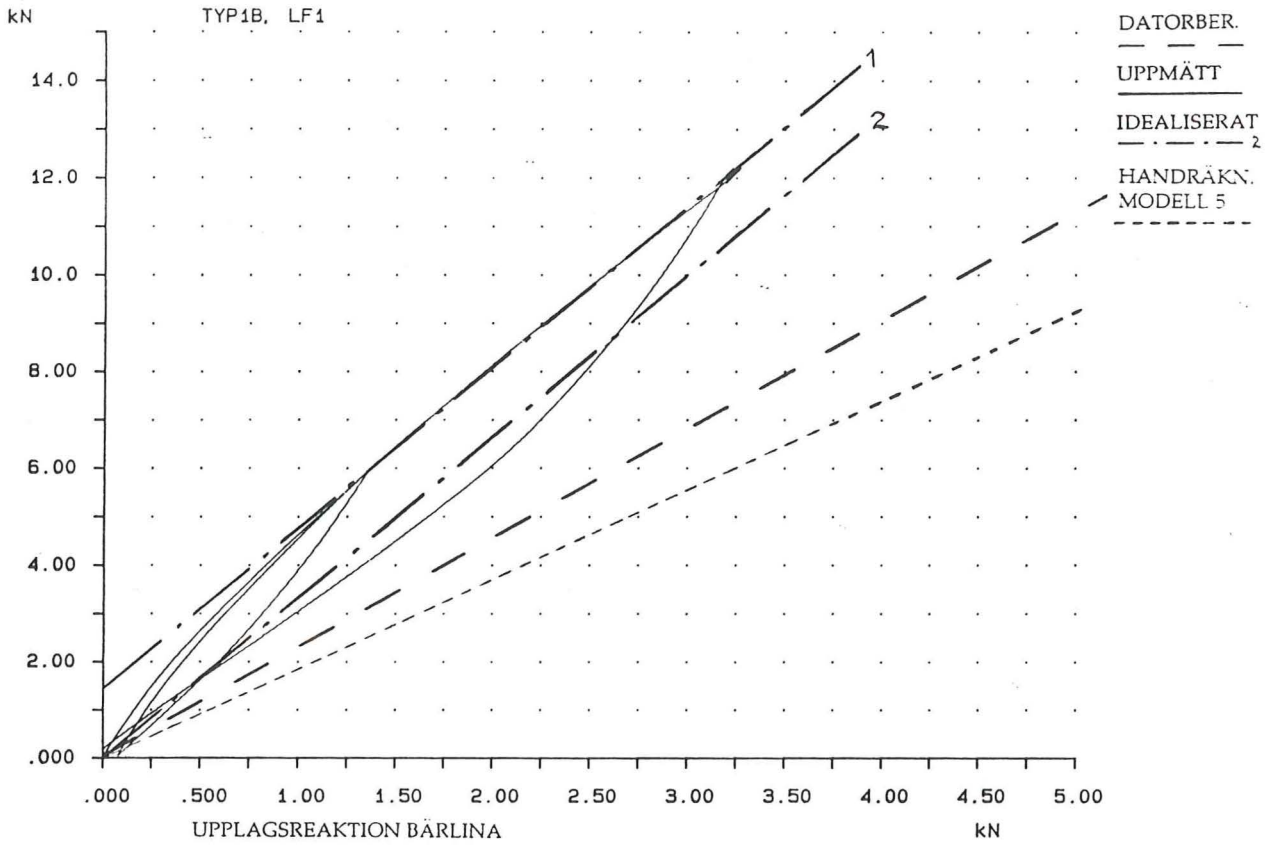
### Datorberäkningsmodell

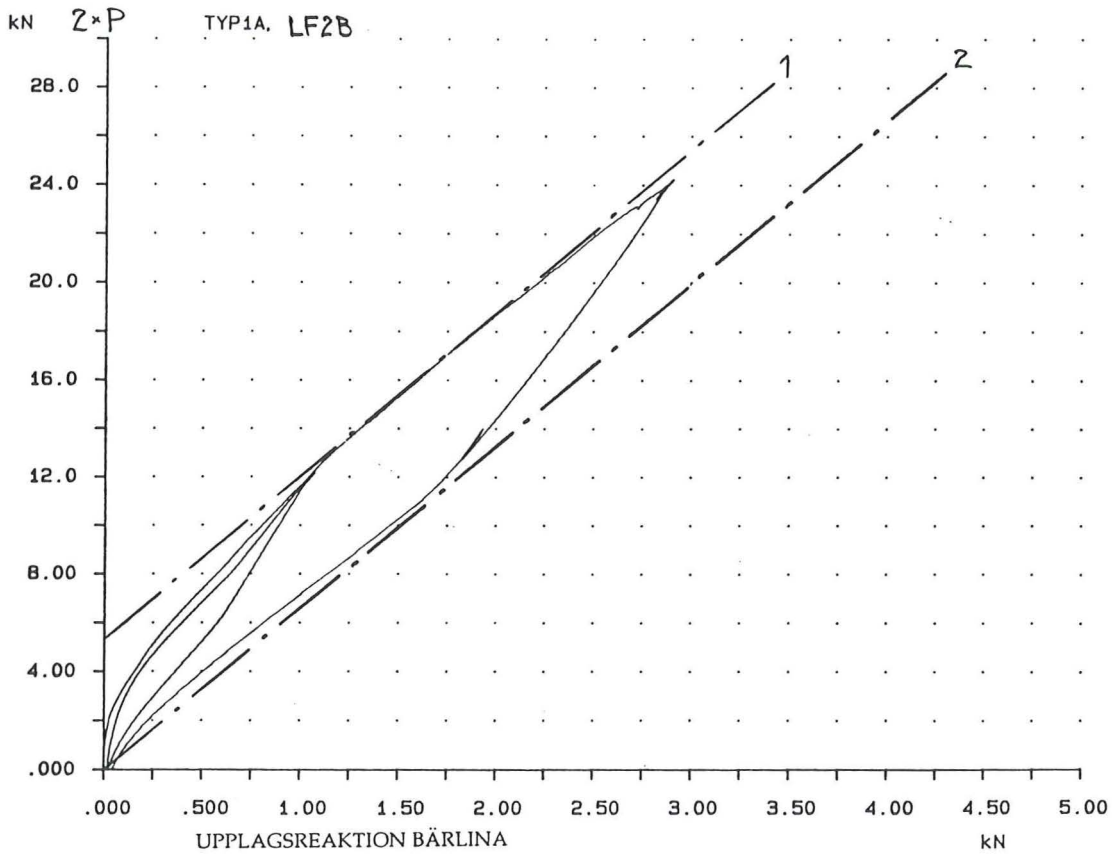
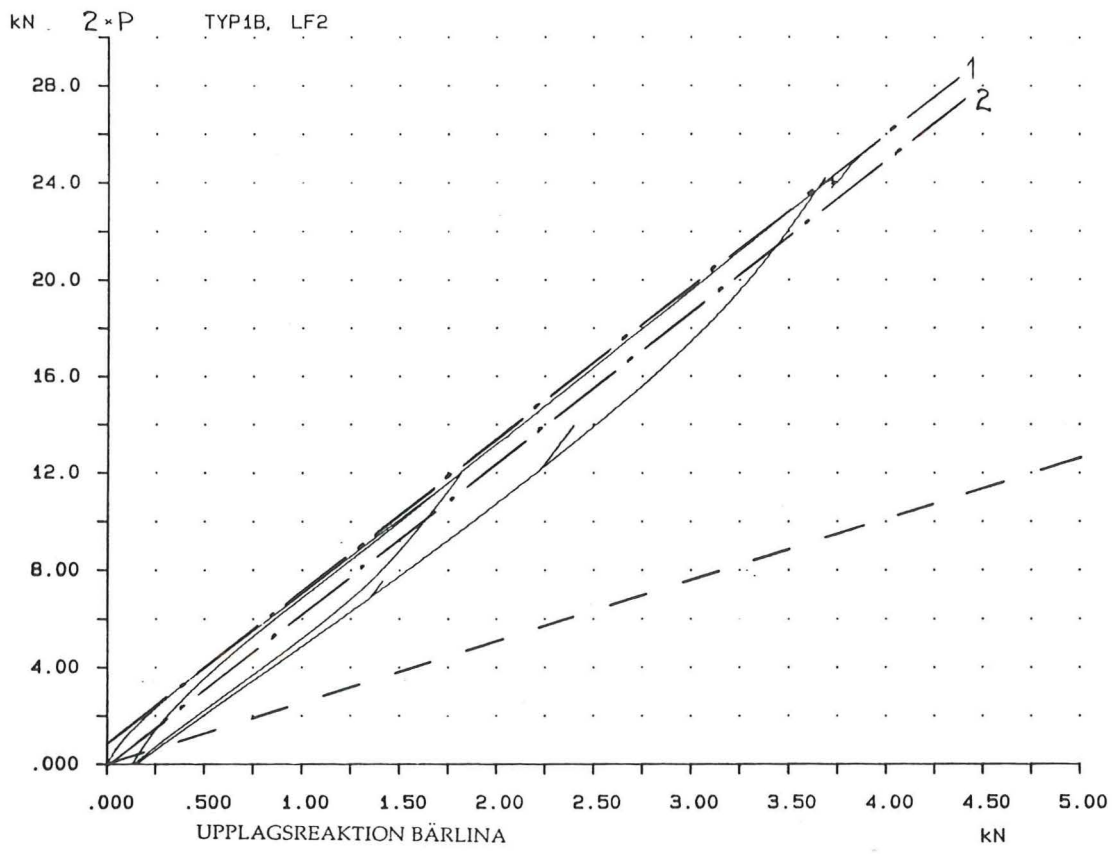
Den streckade linjen visar resultatet från datorberäkningsmodellen. I och med att bärlinans skjuvmodul är för stor blir bärlinan för styv i modellen. Bärlinan drar då till sig en för stor del av lasten jämfört med verkligheten. Följden av detta blir att även bärlinans upplagsreaktion blir för stor i beräkningsmodellen.

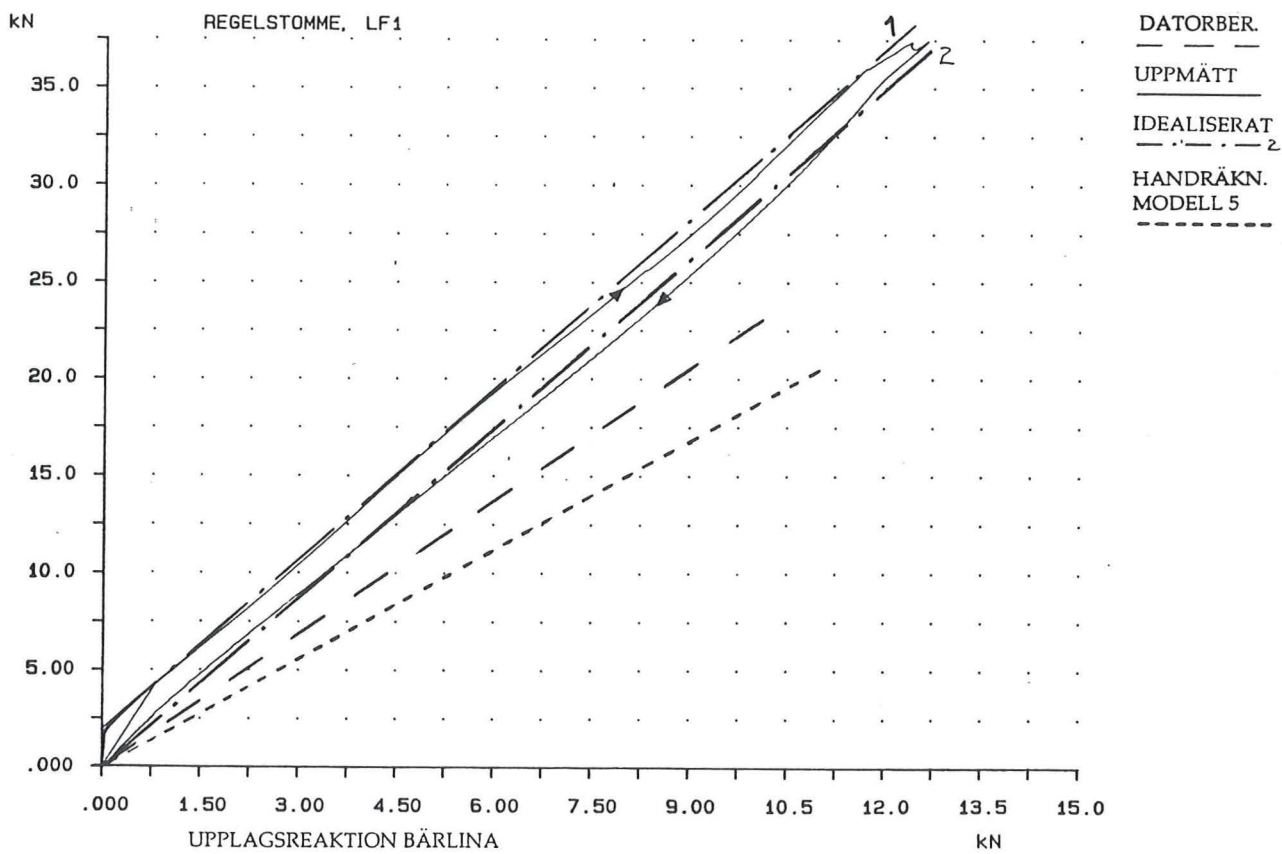
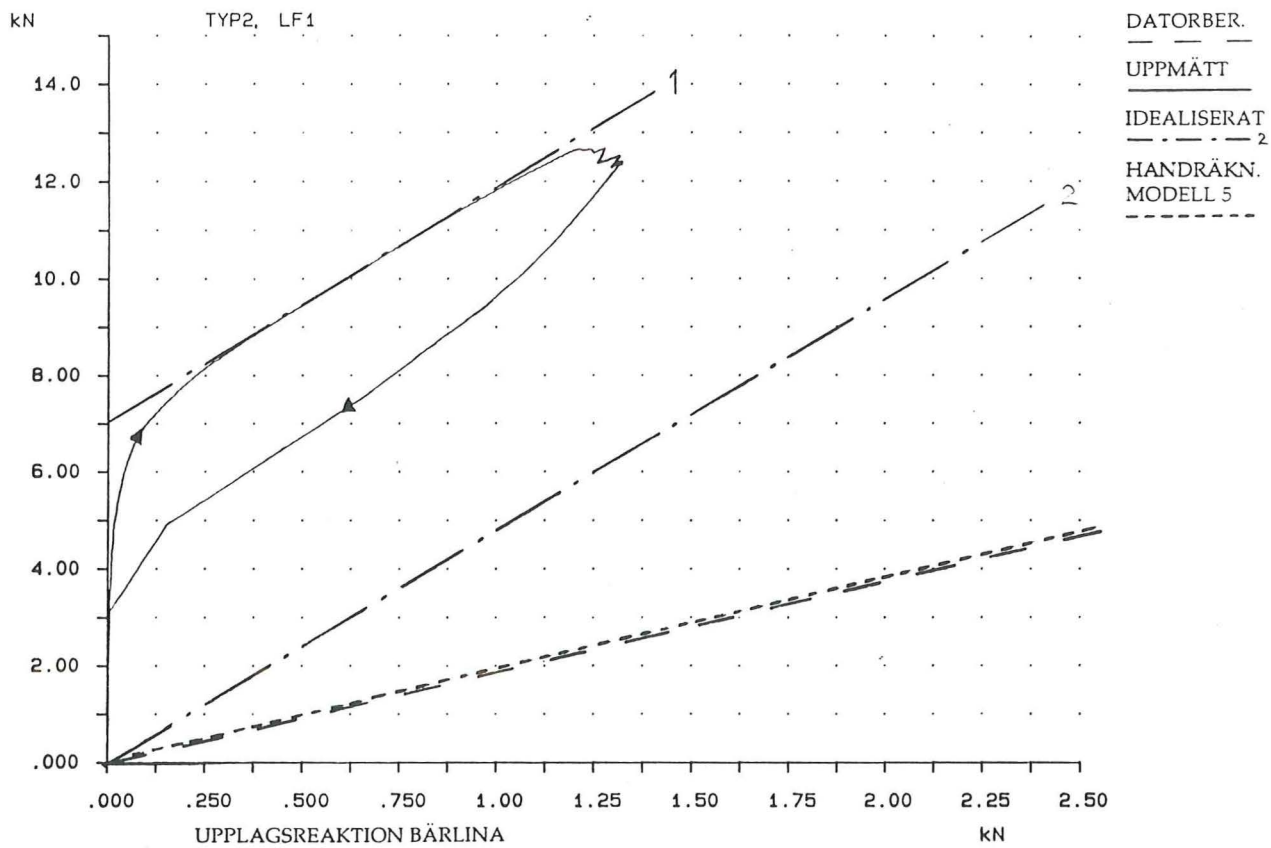
### Handräkningsmodell

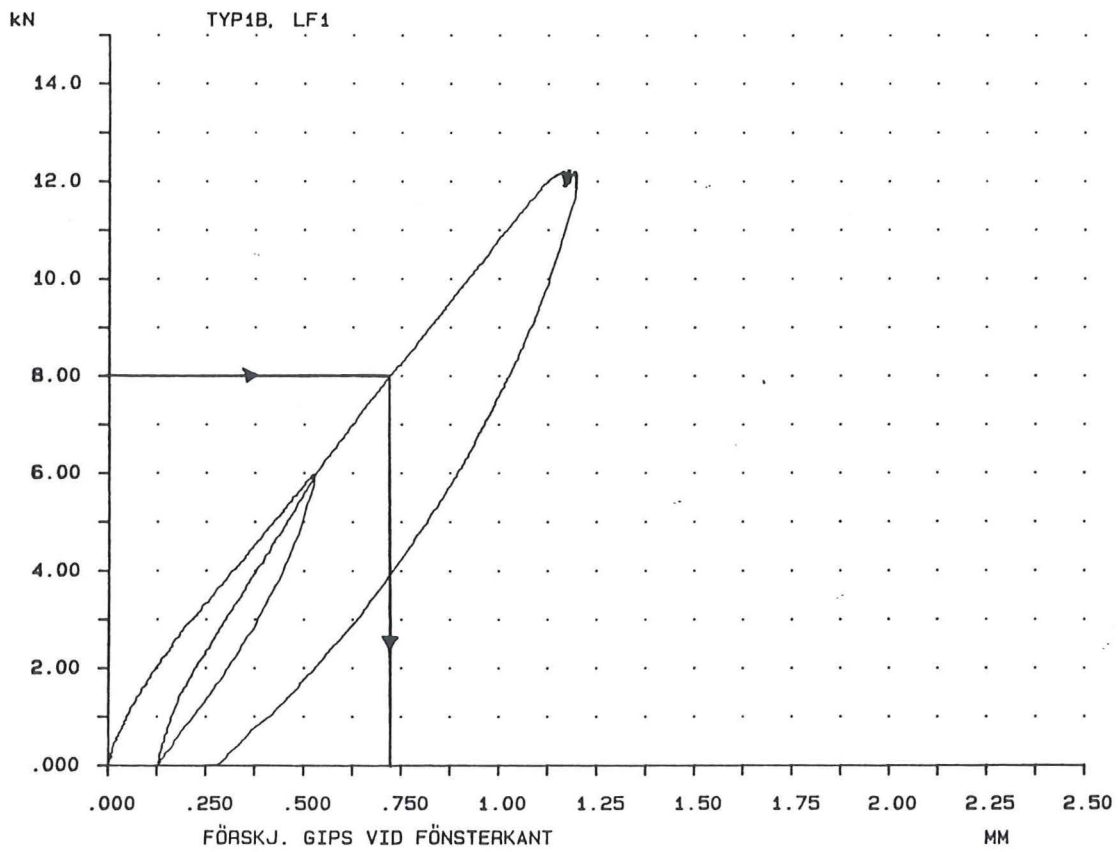
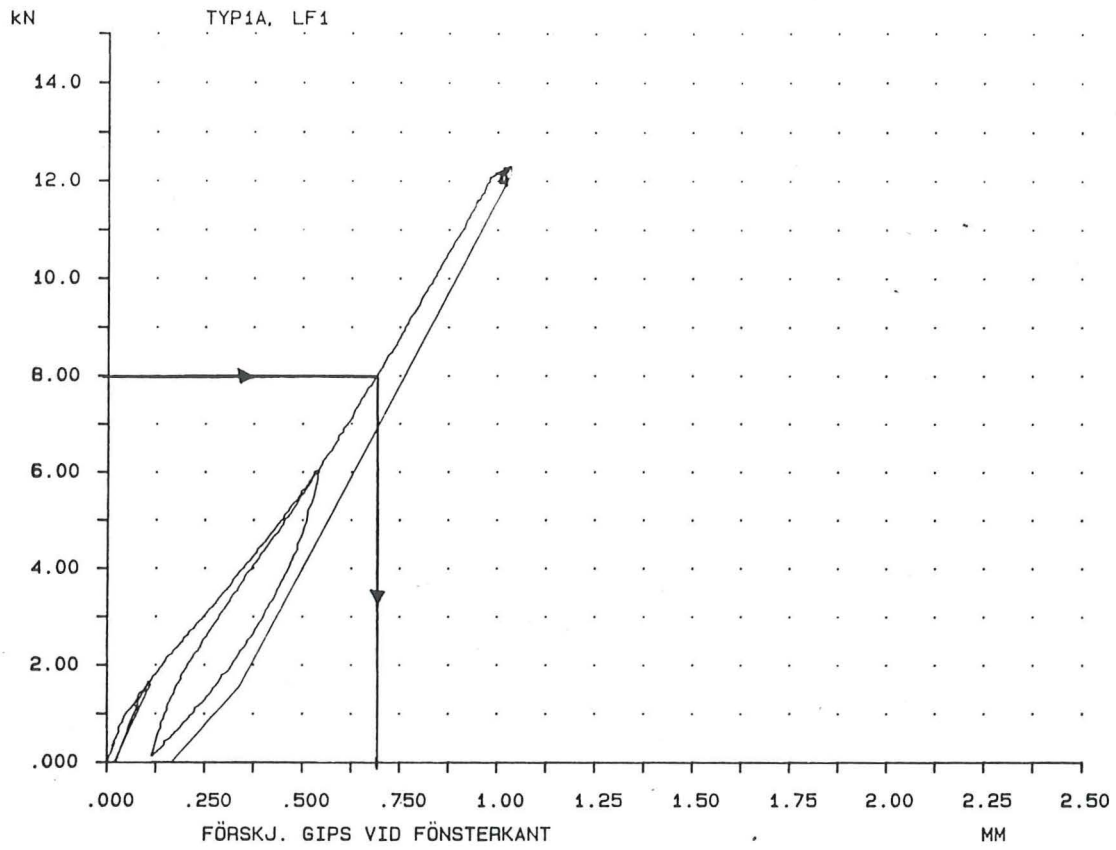
Skillnaden mellan modellens resultat och provresultatet beror främst på två saker. I modellen är inte gipsskivorna medräknade vilket gör att upplagsreaktionen blir för stor i beräkningarna jämfört med provresultatet.











# Bilaga 6

## Provomgång I: Belastning till brott

---

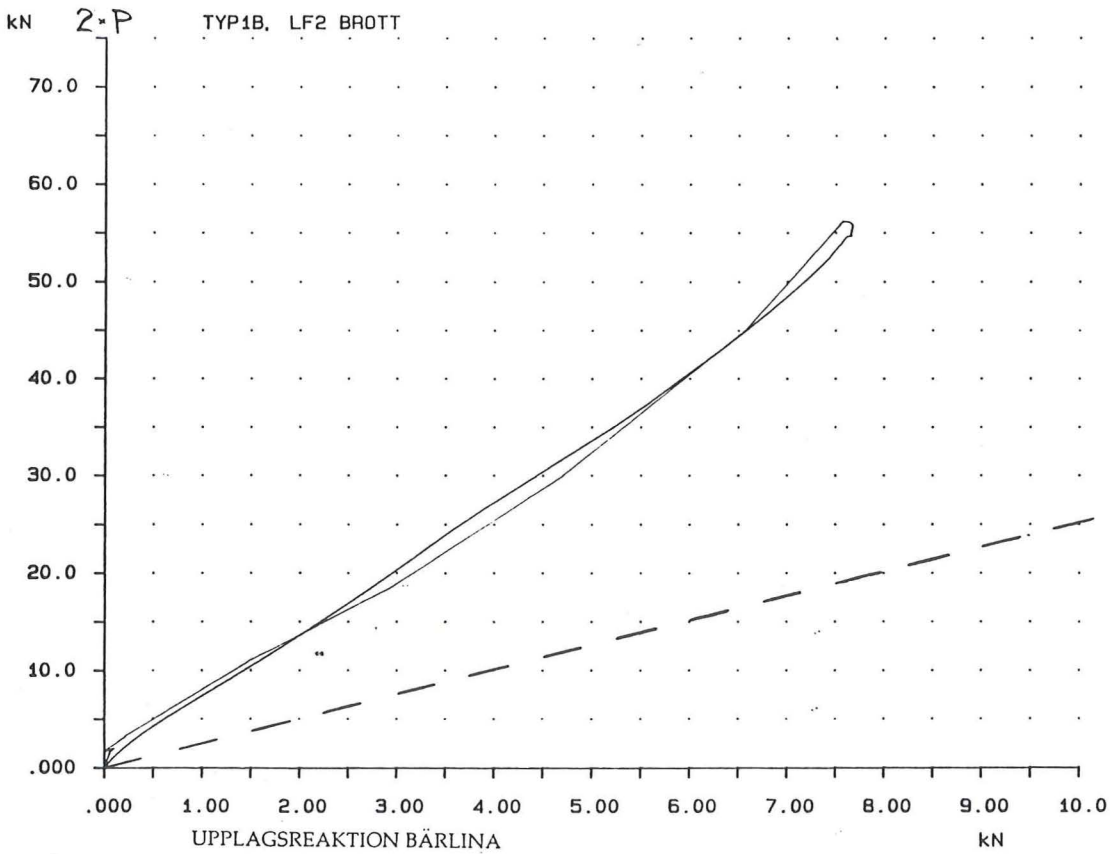
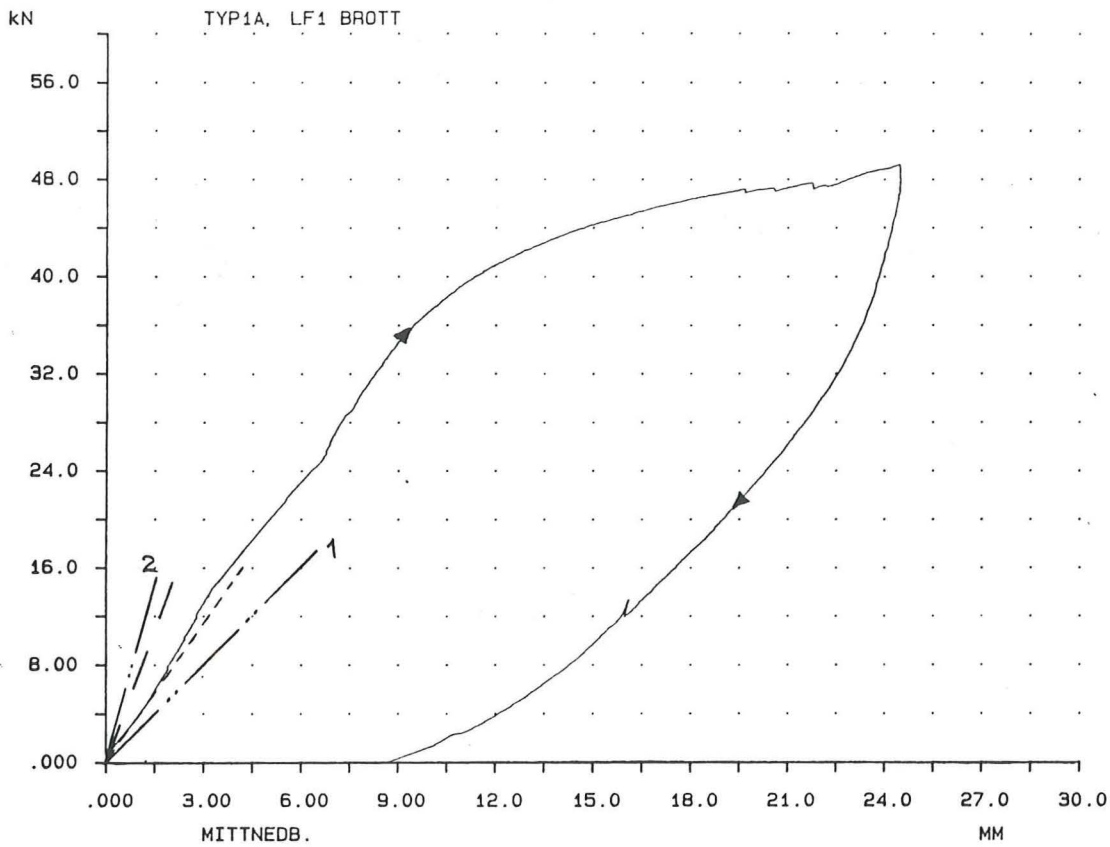
Följande observationer gjordes under belastningen till brott för de olika väggarna. De mest intressanta kurvorna för respektive lastfall redovisas i denna bilaga.

### Typ1A, lastfall 1:

- Vid 25 kN belastning trycktes gipsen ihop under lasten på grund av belastningsplåten.
- Vid 30 kN belastning sprack innergipsen över fönstret genom en skruv i underkanten. Innergipsens, över fönstret, nedre hörn påverkades mest. Skruvarna där trycktes in i gipsen då skivan rörde sig.
- Vid 47 kN belastning knakade det rejält i konstruktionen och belastningen minskade.
- Efter försöket då väggen undersöks framgick det att bärlinan och hammarbandet hade spruckit i underkanten.

### Typ1B, lastfall 2:

- Försöket avbröts vid ungefär 57 kN totalbelastning ,  $2 \times P$ , eftersom stålbalken som delade upp lasten, figur 5.3, började vippa.
- Det uppstod ingen synlig åverkan på väggen under försöket.

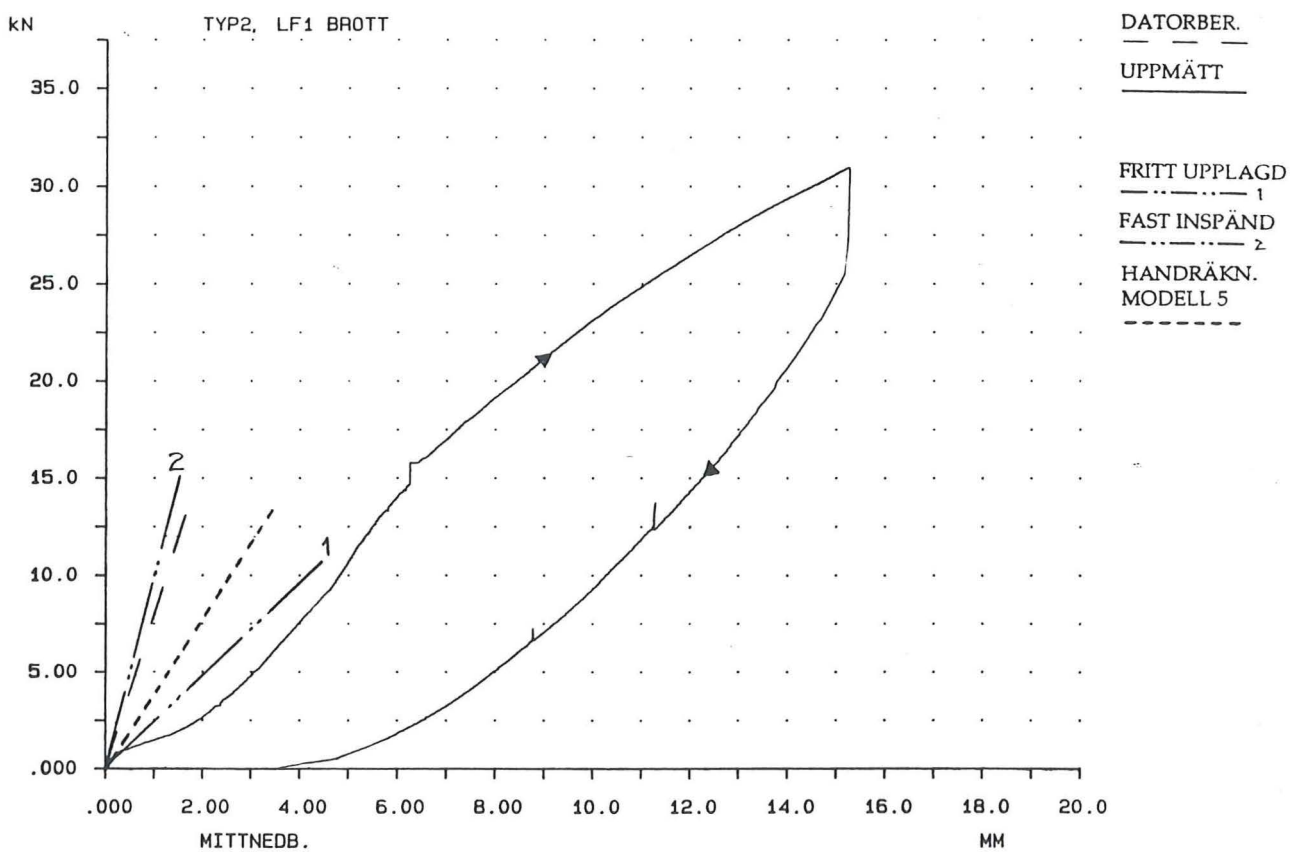


### Typ2, lastfall 1:

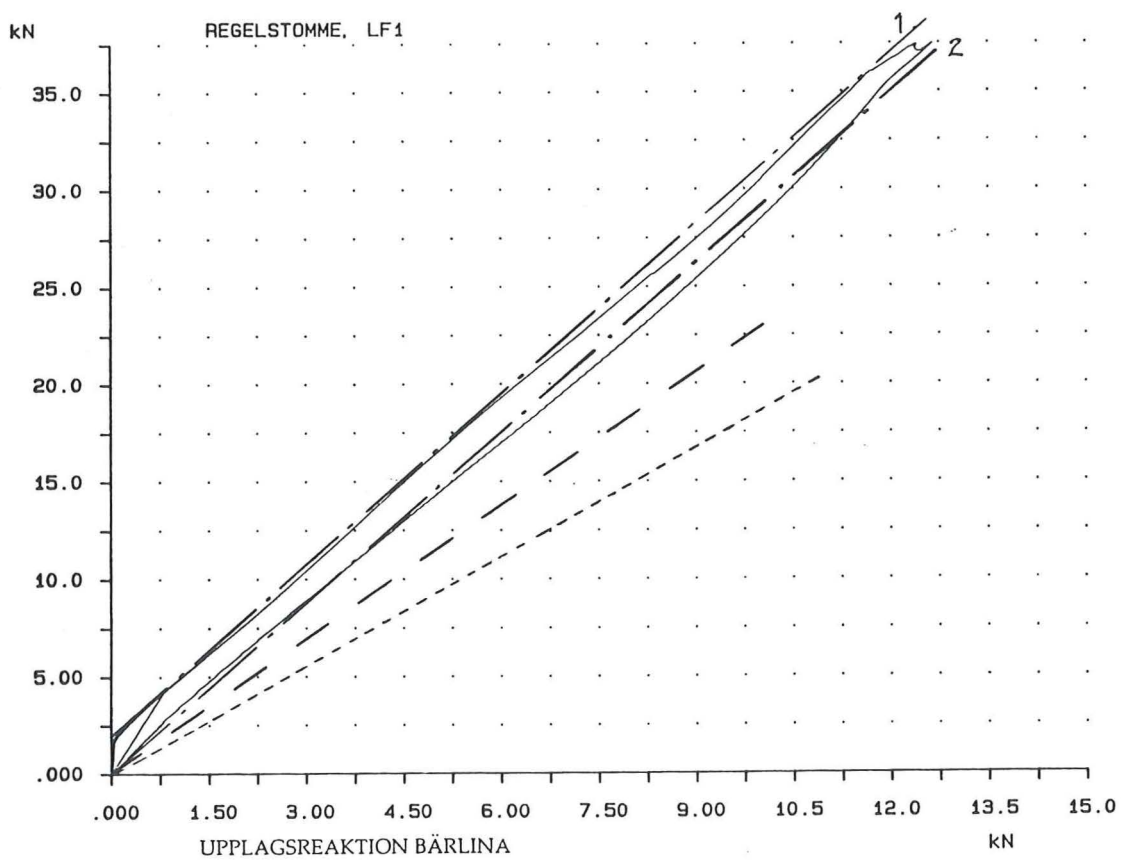
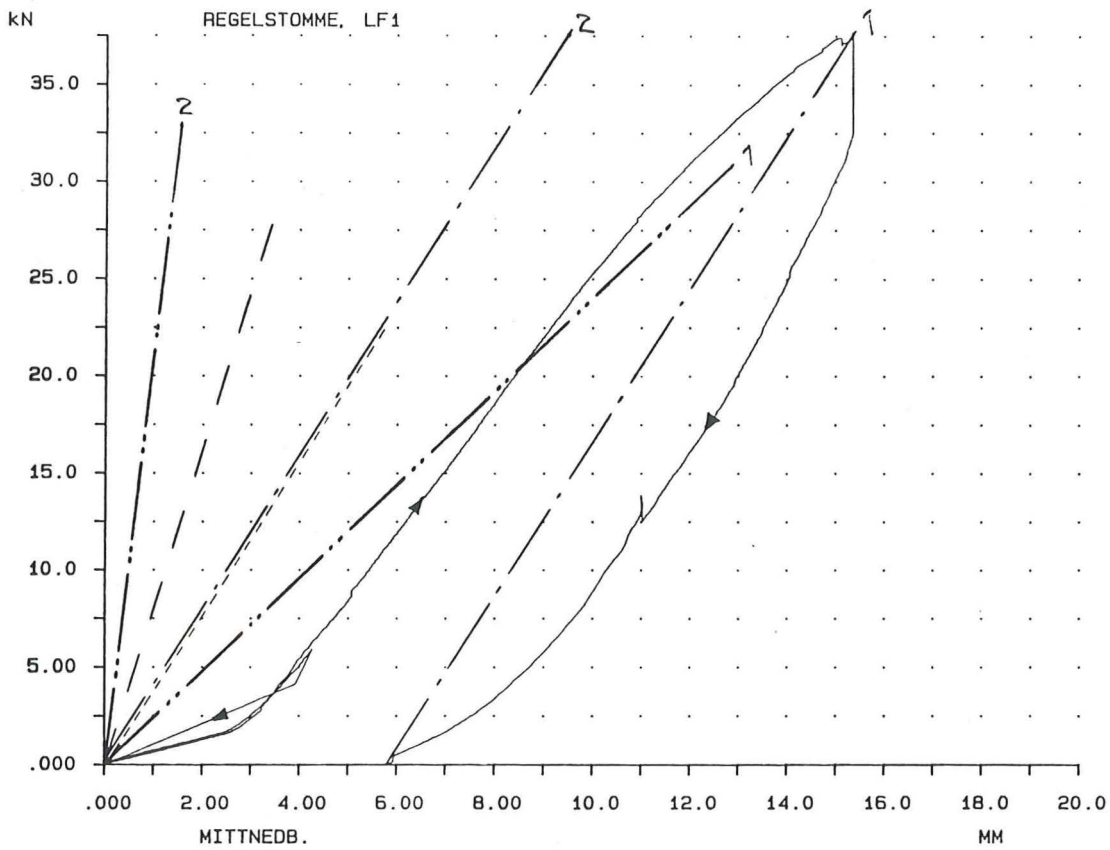
- Vid 20 kN belastning spricker gipsen på samma sätt som typ1A ovan.
- Försöket avbröts innan regelstommen gick sönder eftersom den skulle användas vid fler försök.

### Regelstomme till typ2, lastfall 1:

- Vid 34 kN belastning började hammarbandets ändrar att lyftas.
- Försöket avbröts innan brott eftersom hammarbandet vrider sig kraftigt.



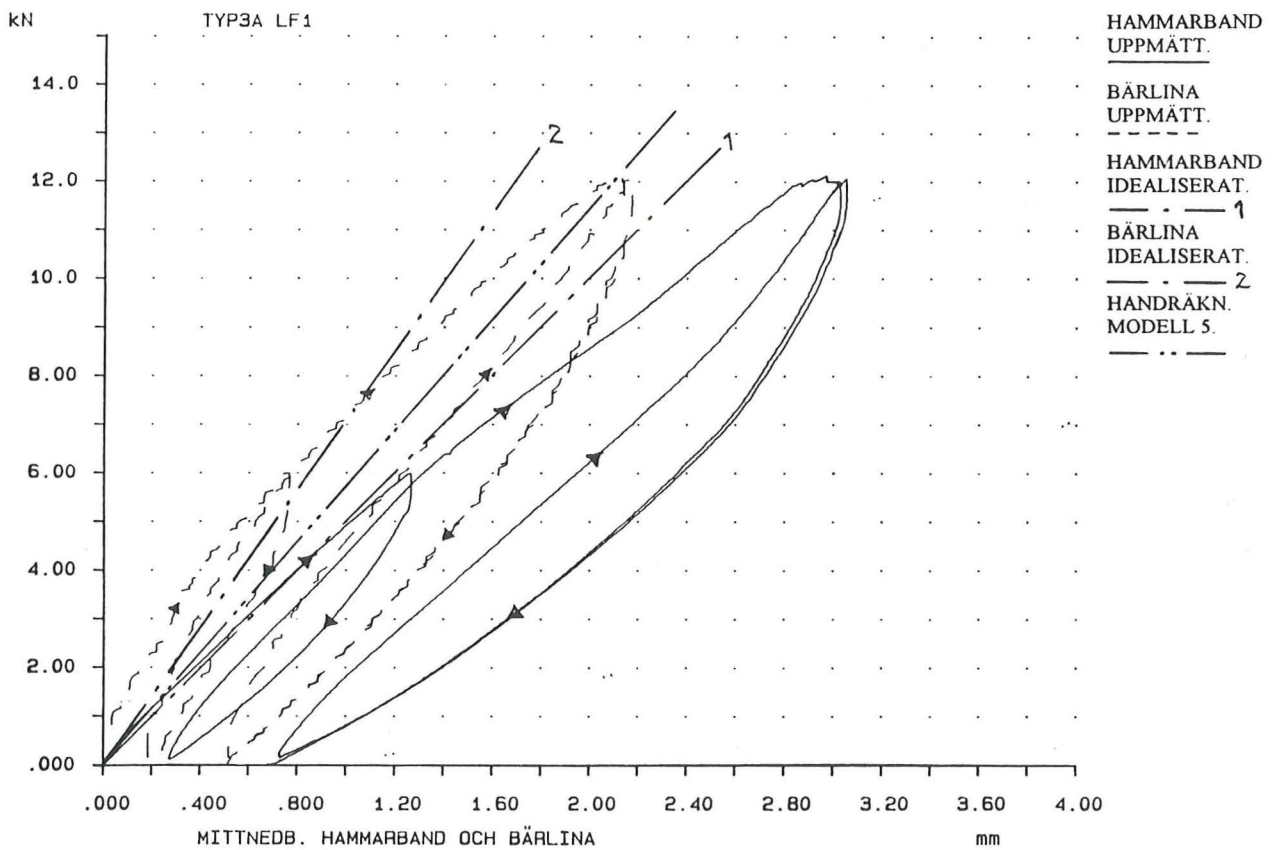


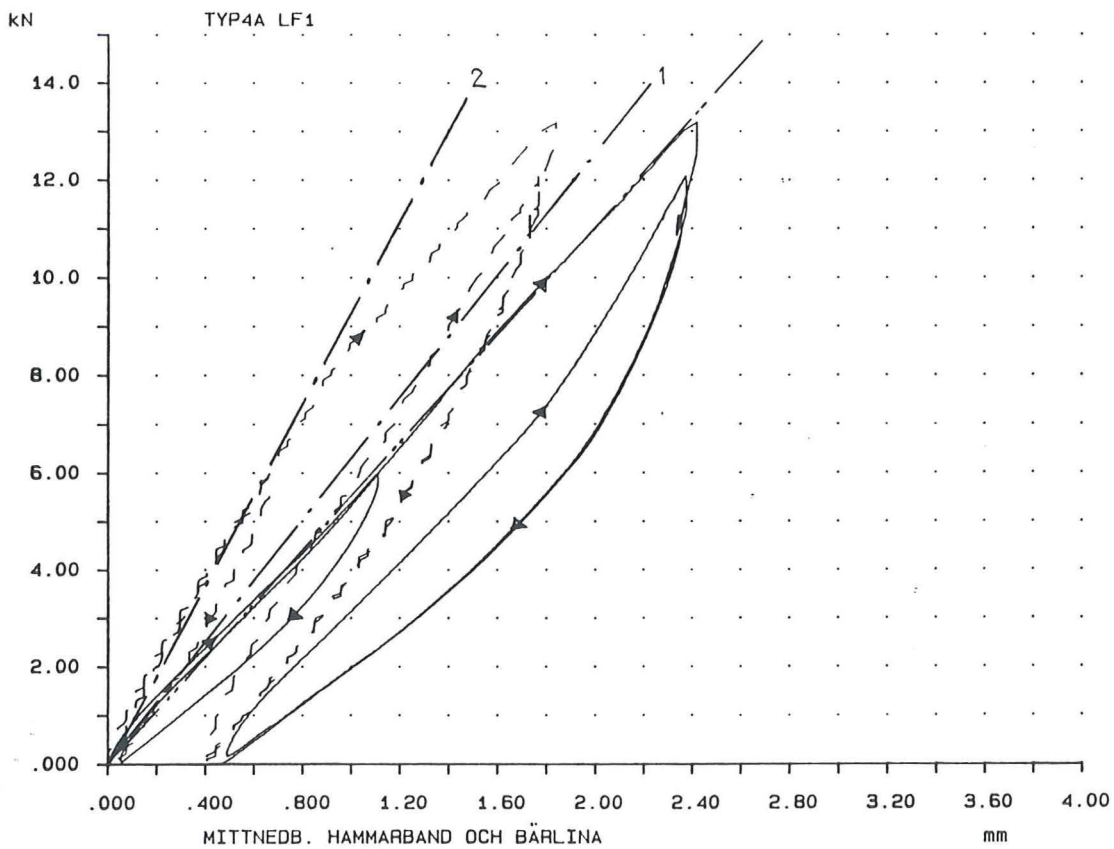
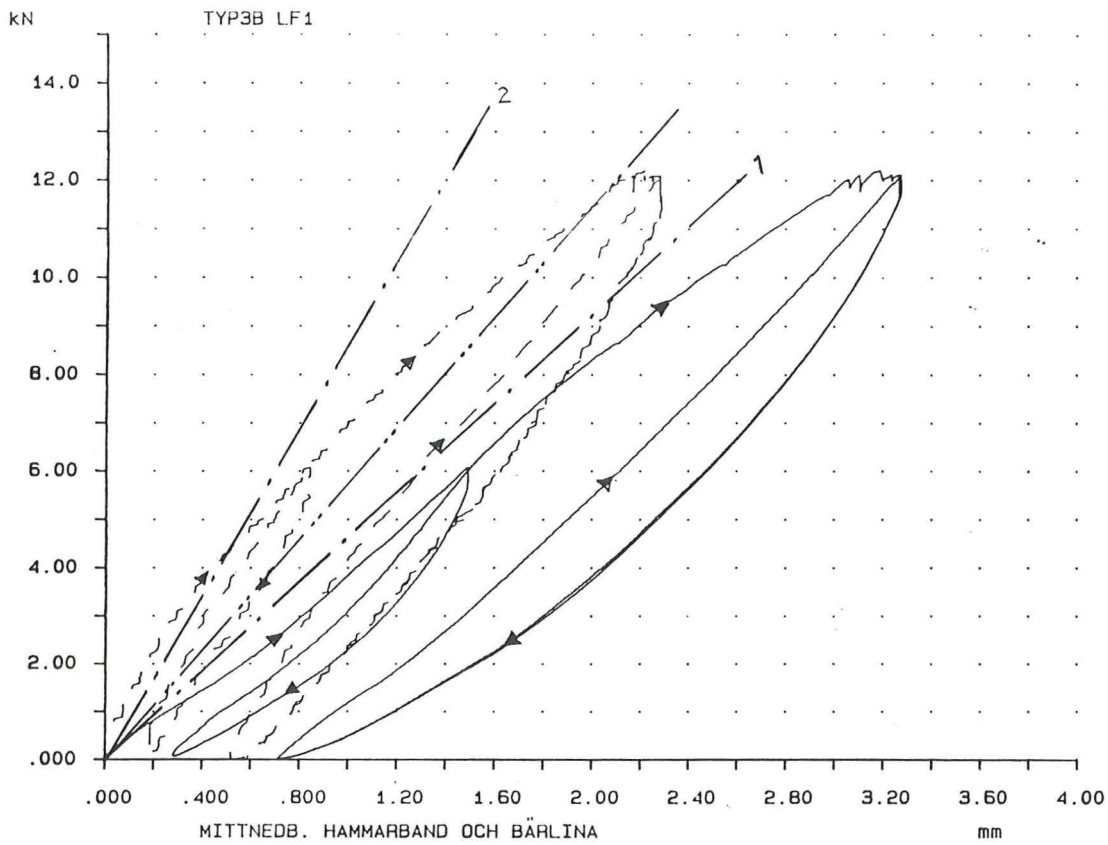


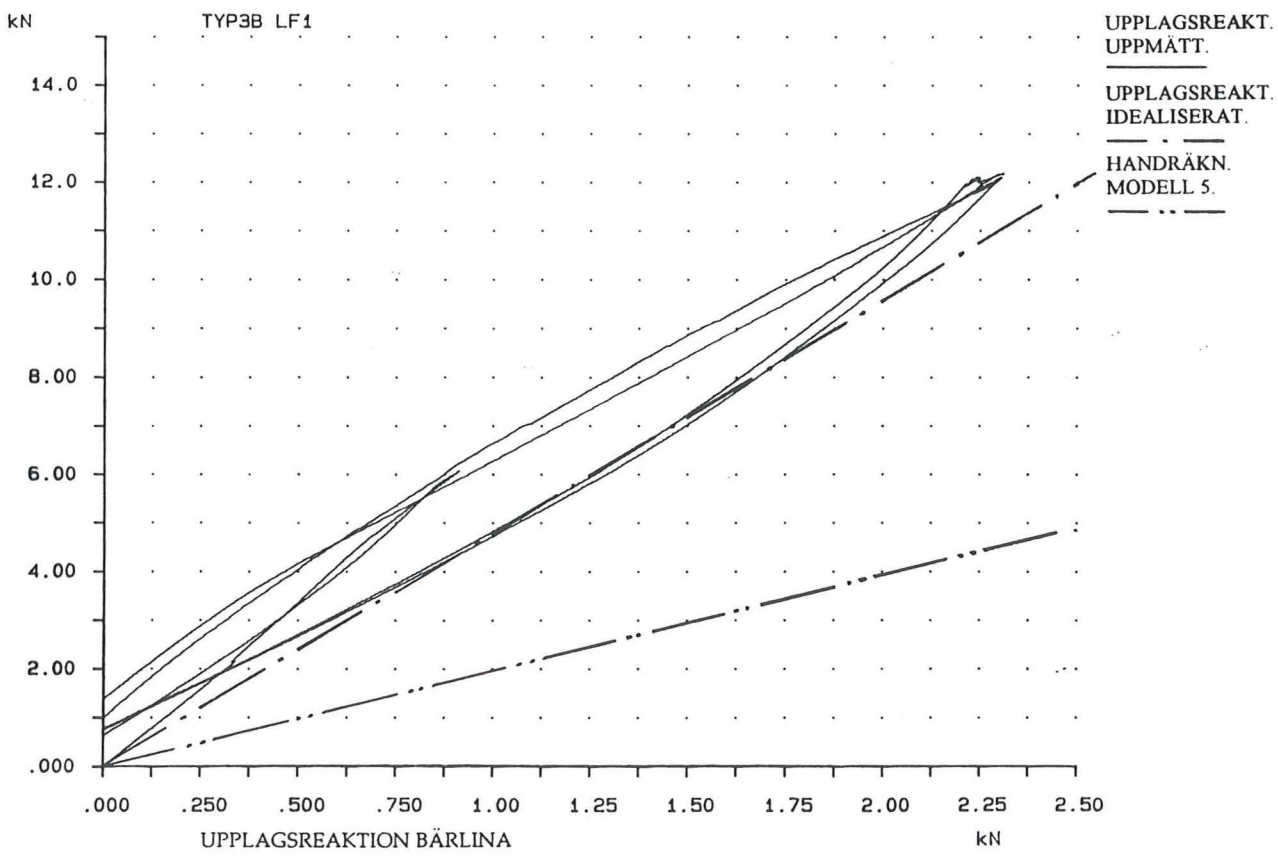
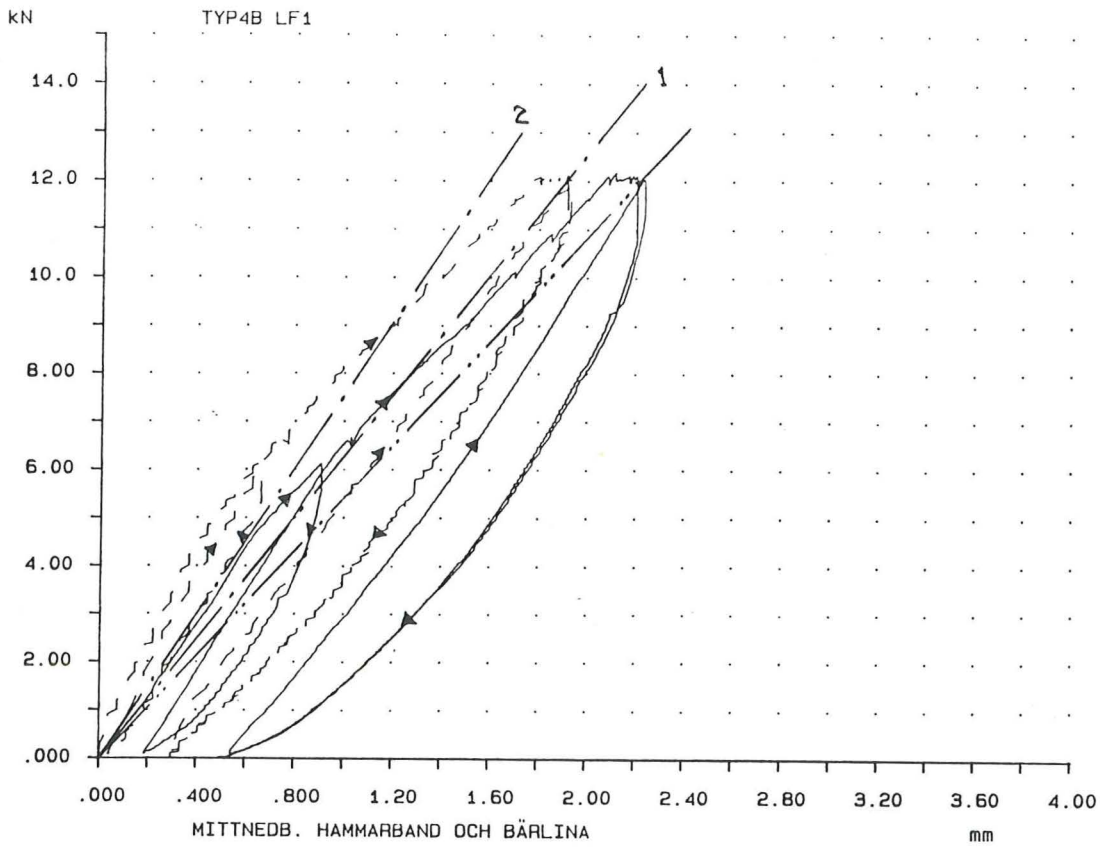
# Bilaga 7

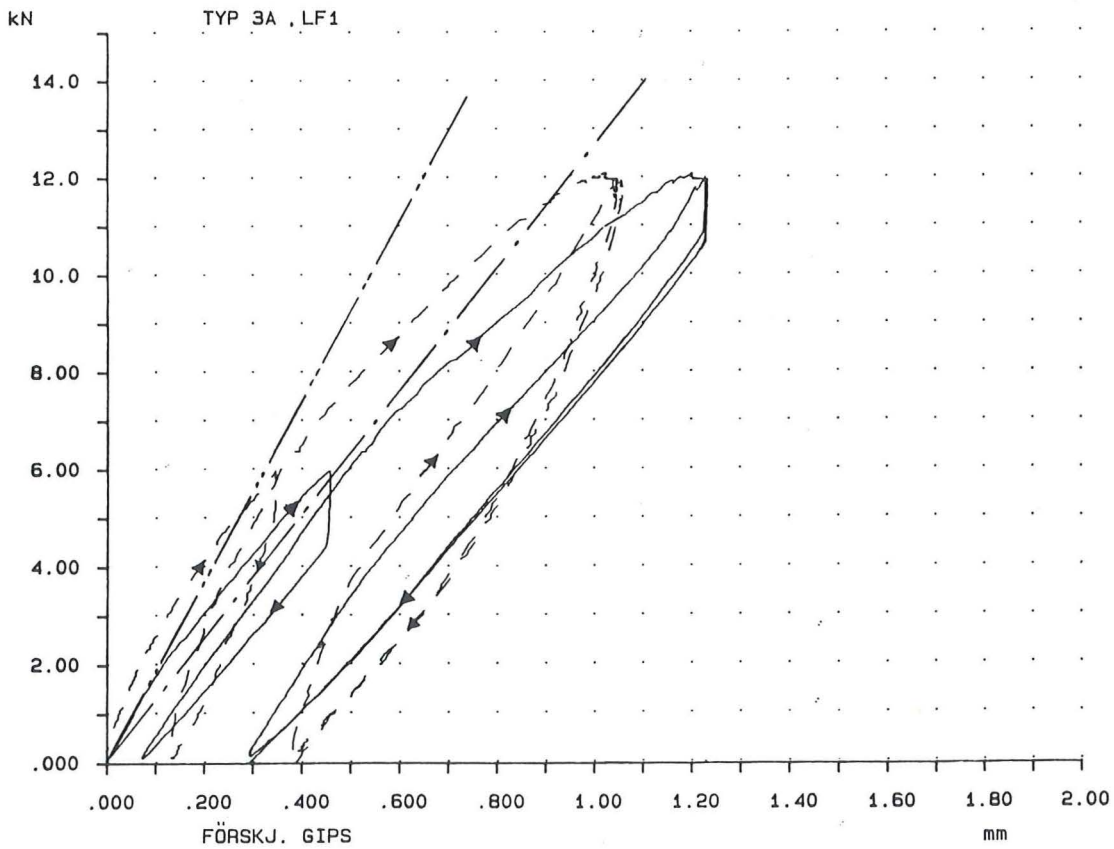
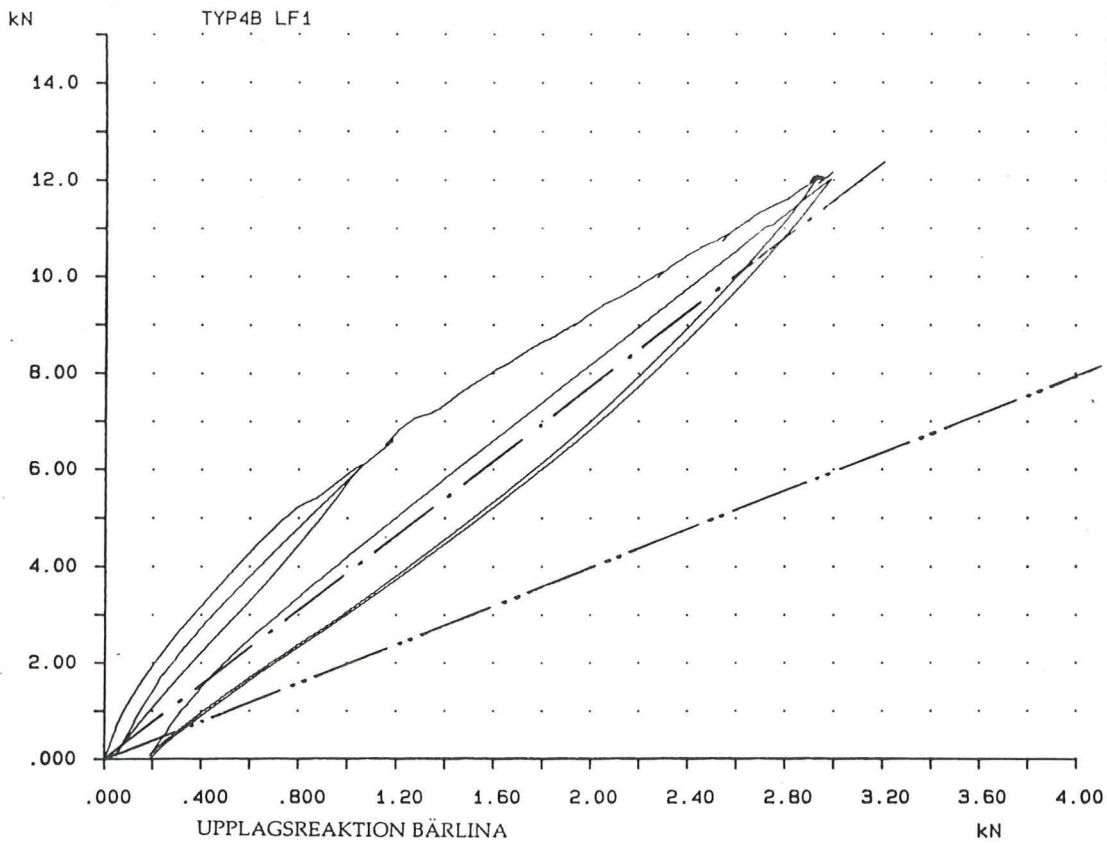
## Provomgång II: Belastning till 12 kN

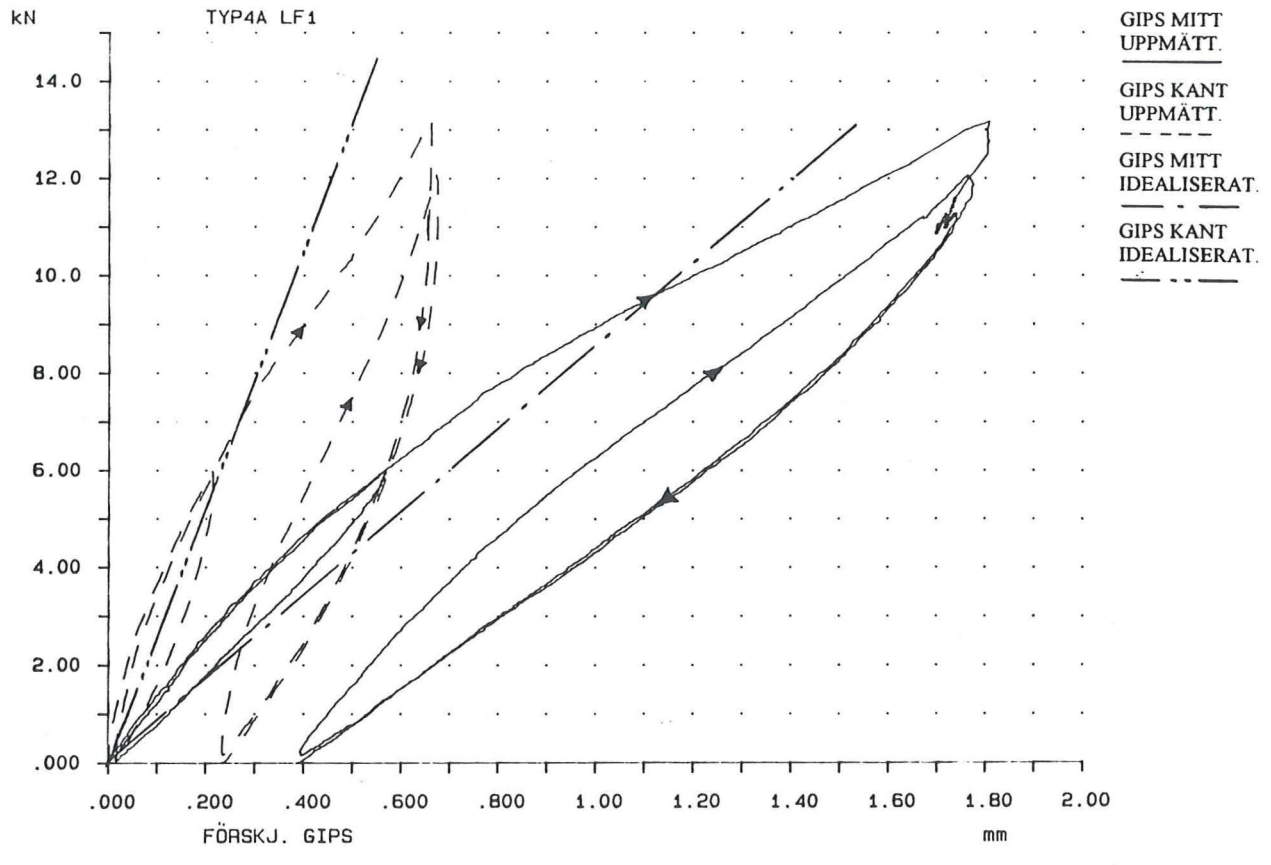
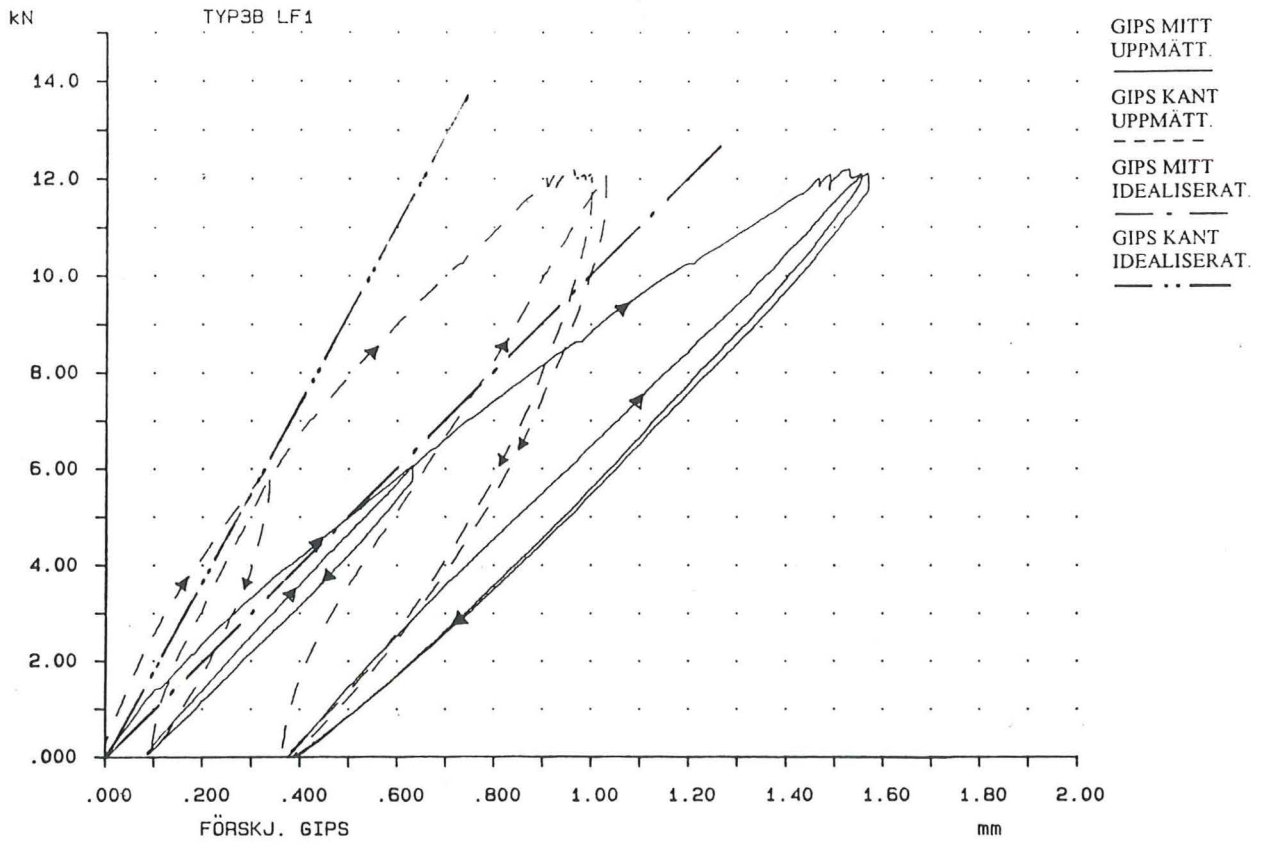
De idealiserade kurvorna i denna bilaga är framtagna på samma sätt som redovisas i bilaga 5. Handräkningsmodell 5 är redovisad i kapitel 3.

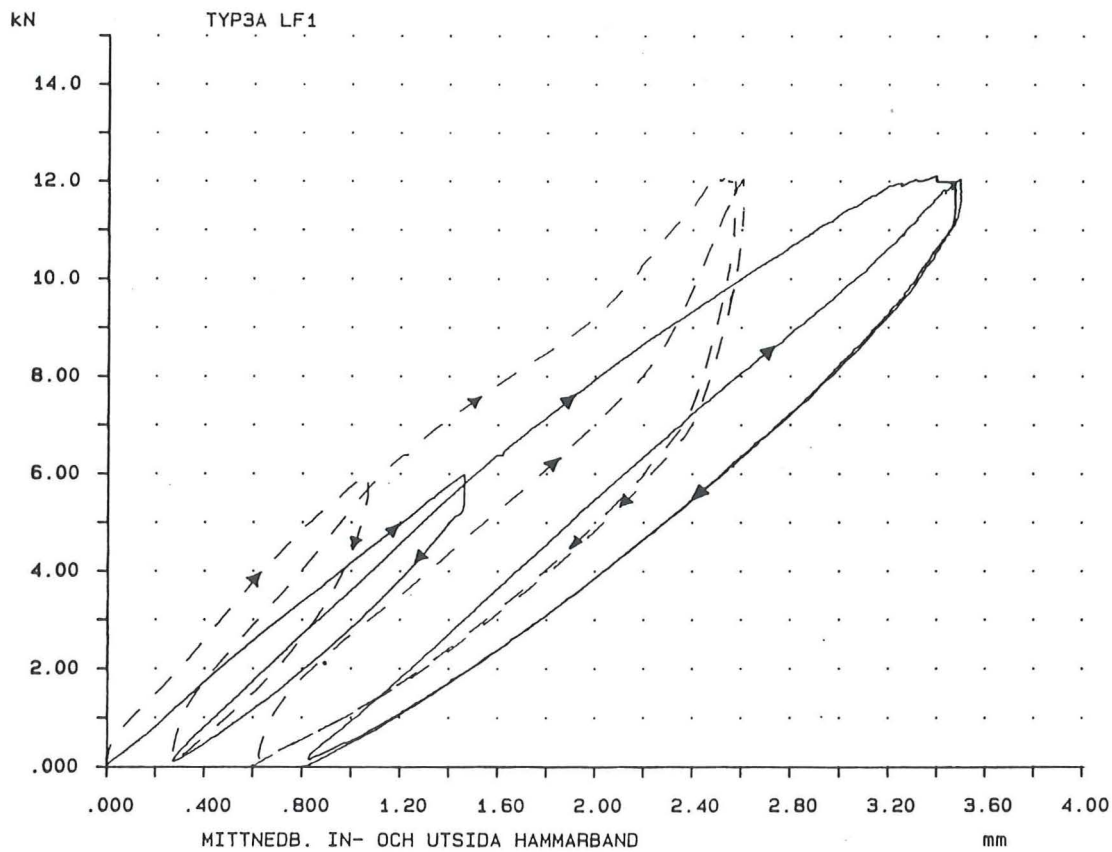
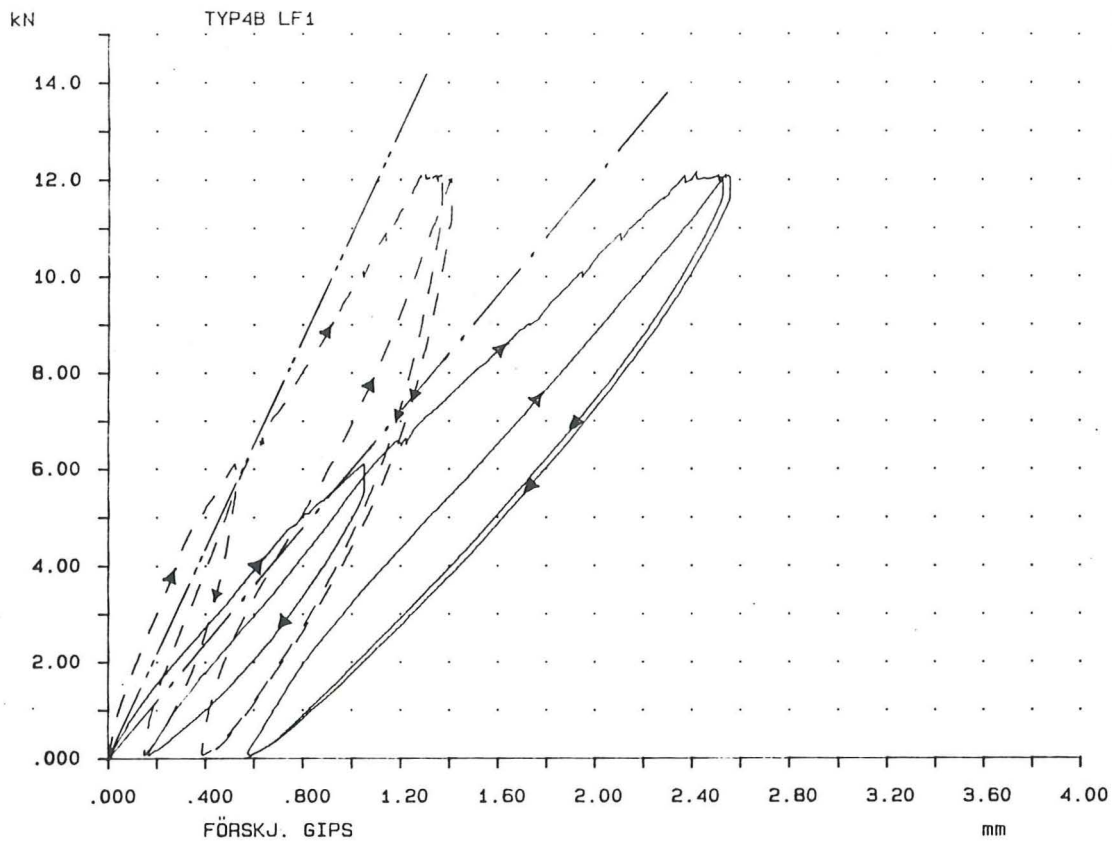


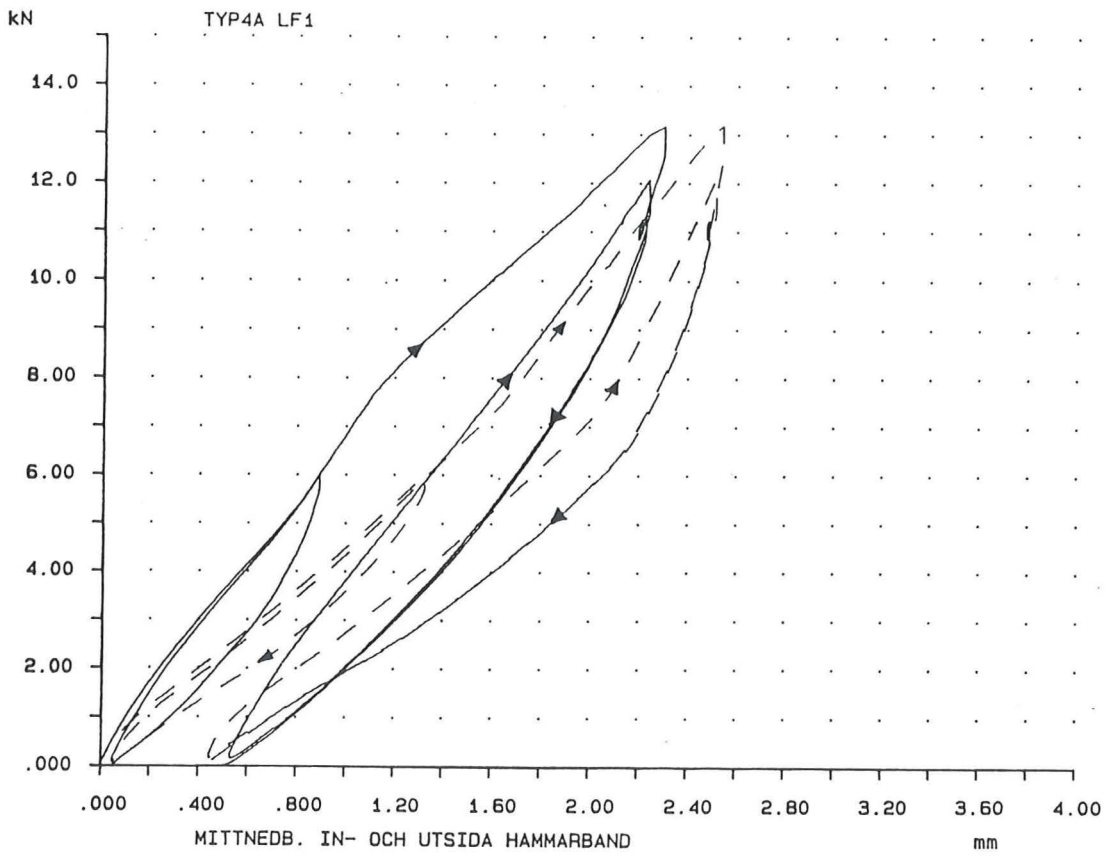
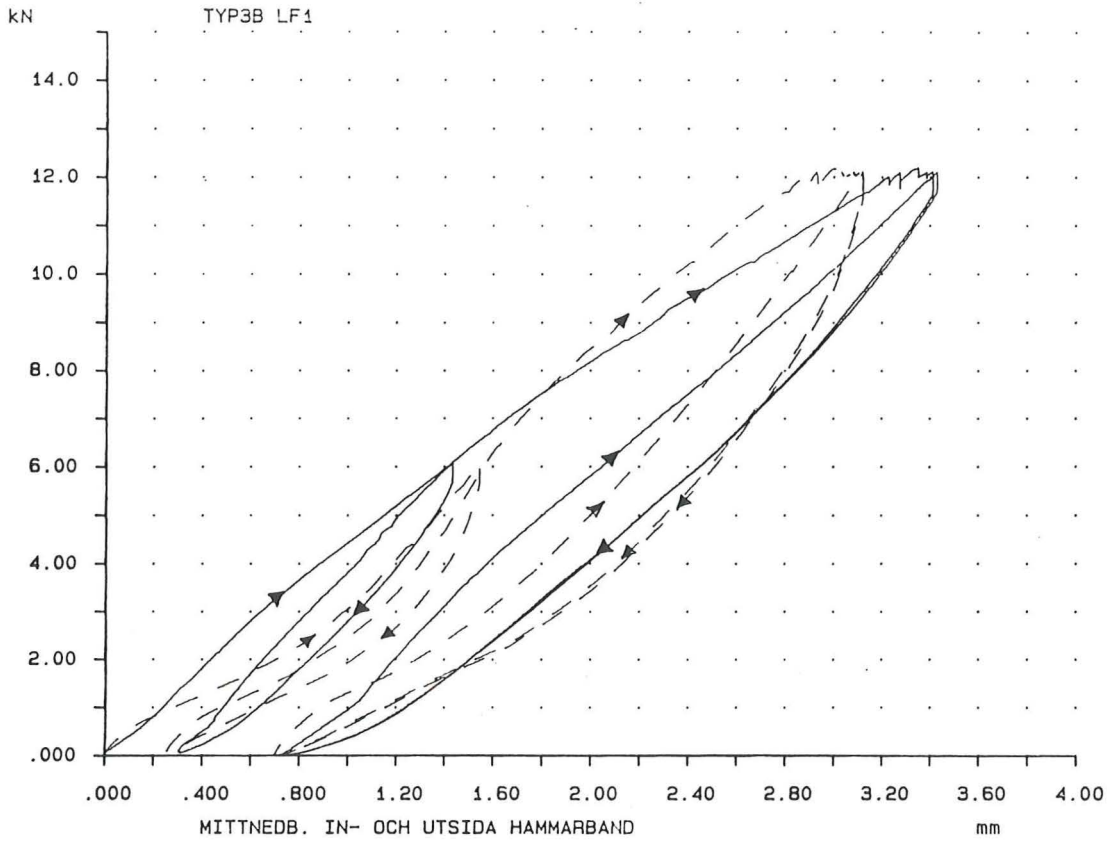




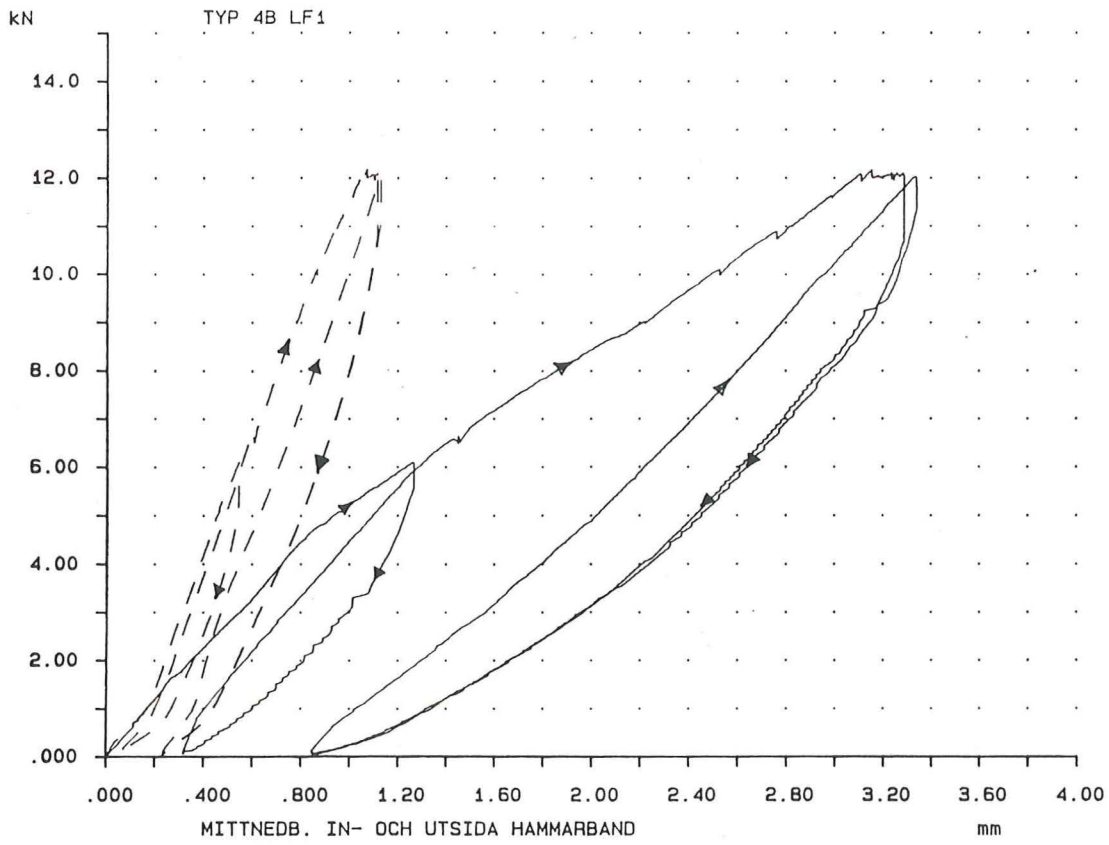












# Bilaga 8

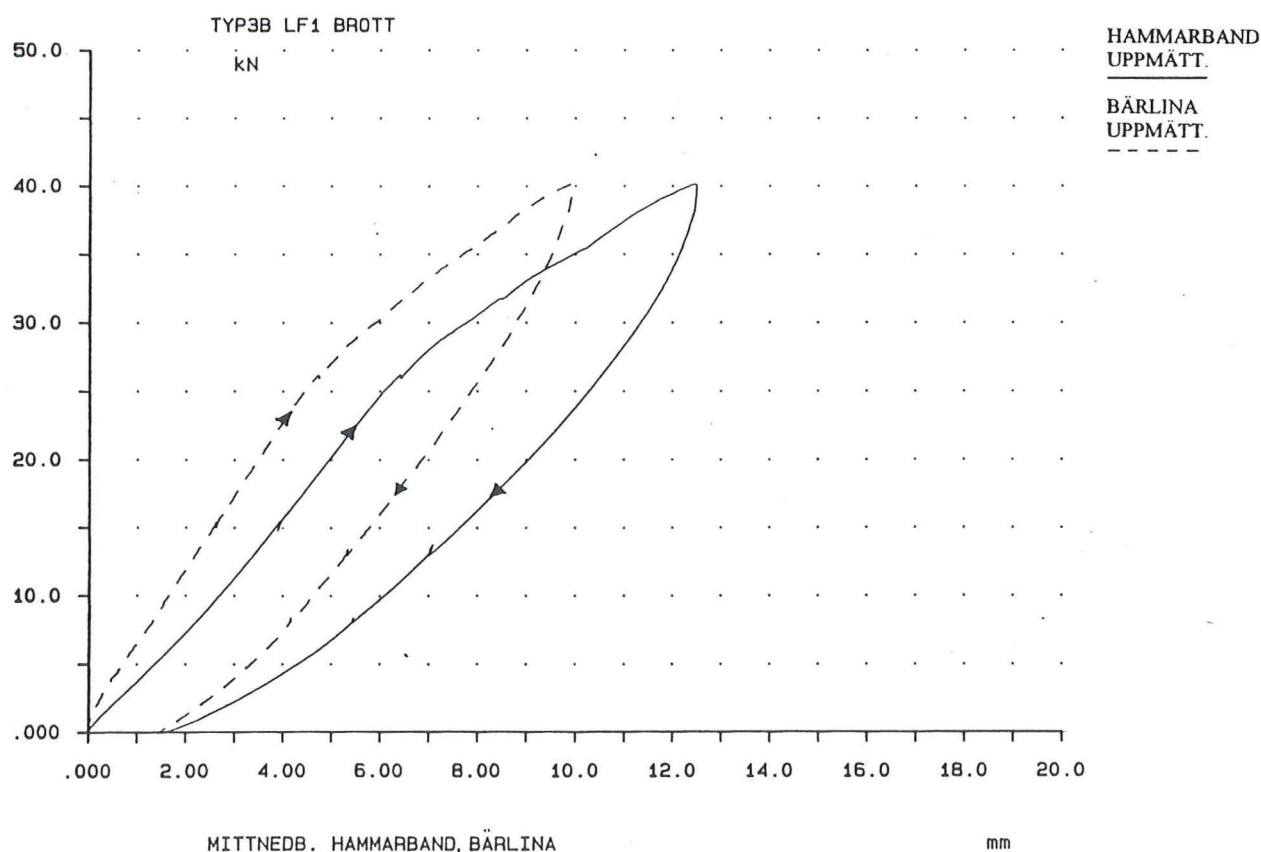
## Provomgång II: Belastning till brott

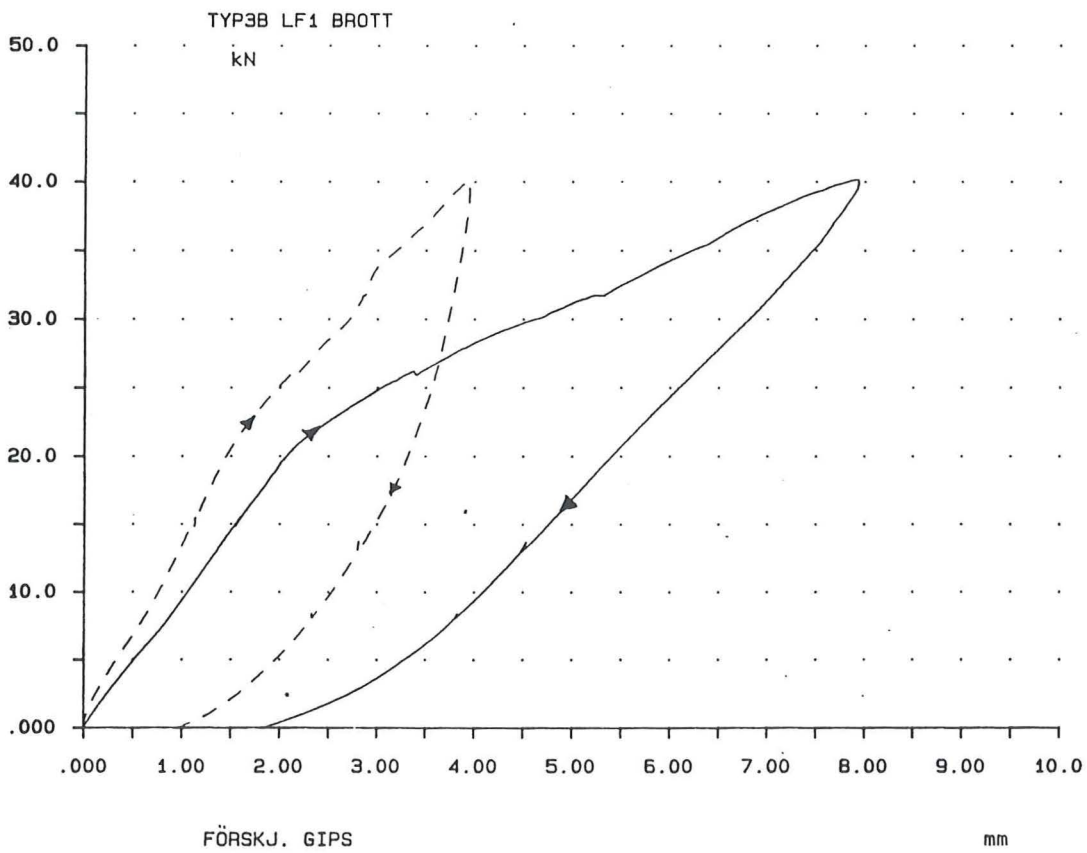
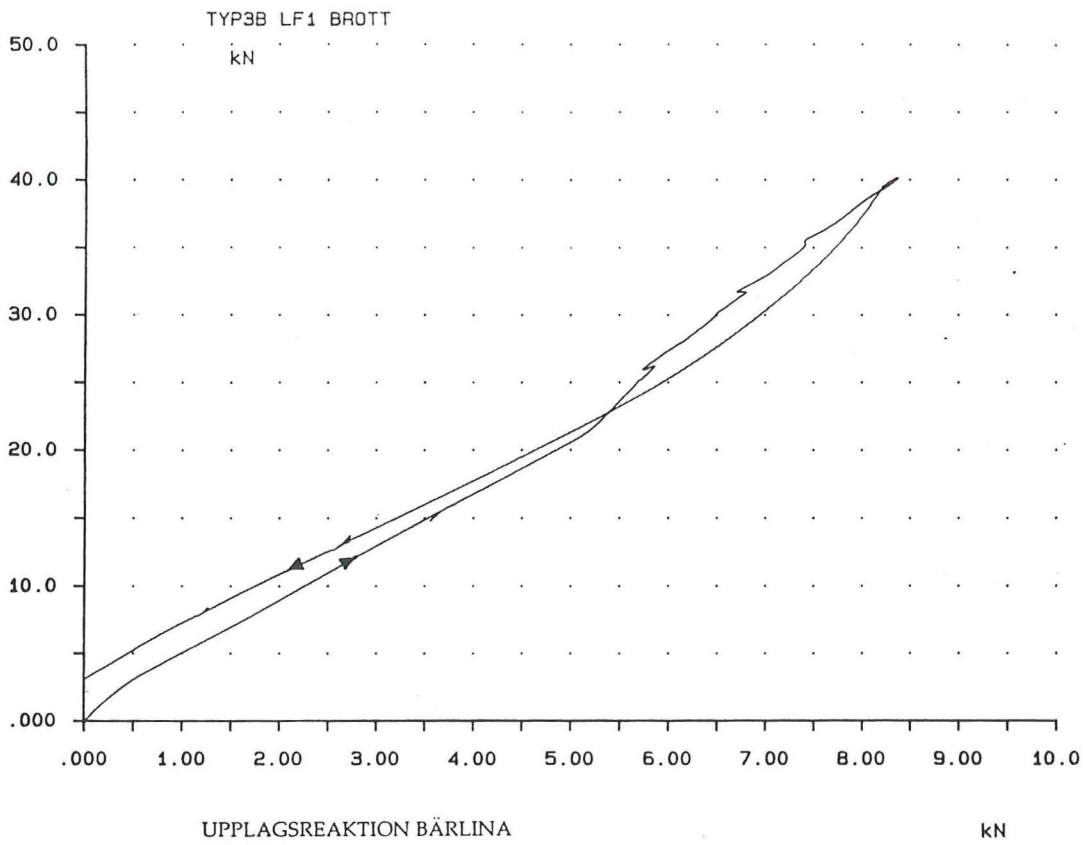
---

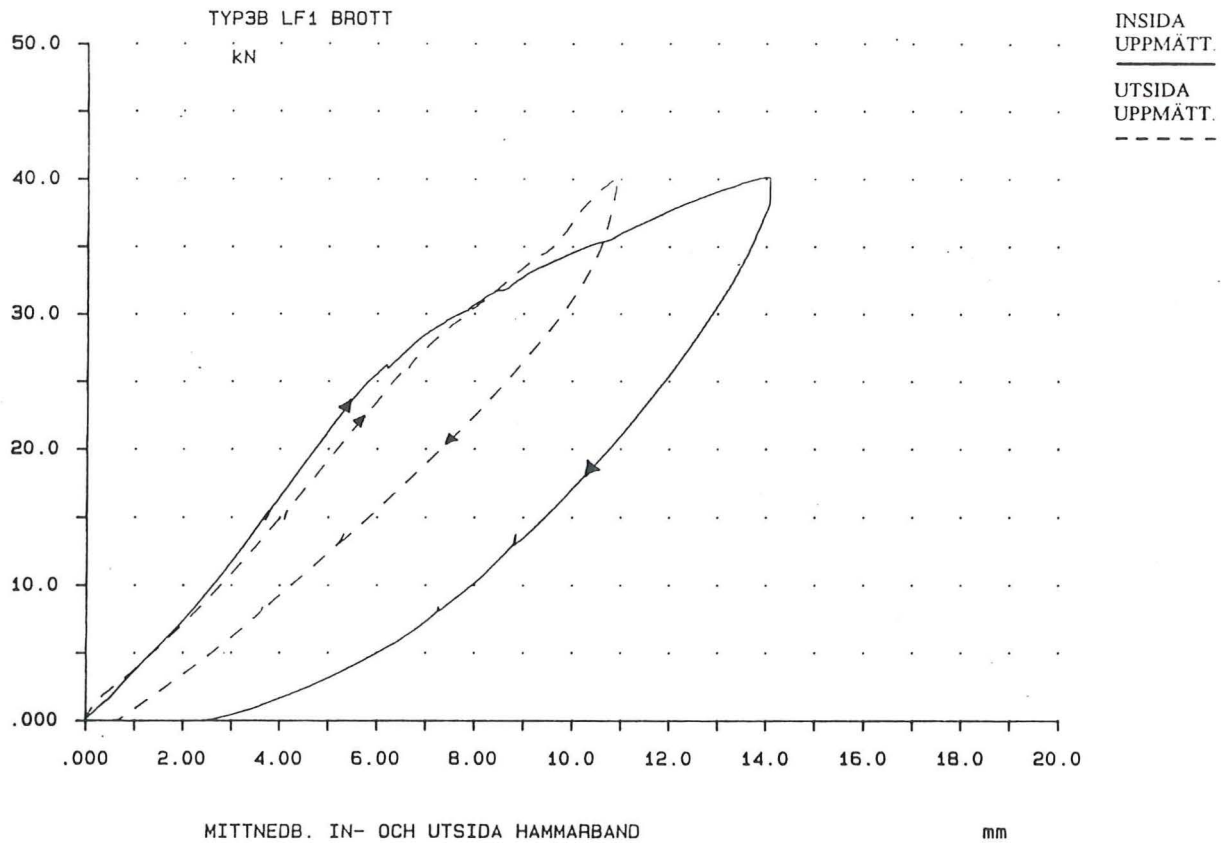
Följande observationer gjordes under belastningen till brott för de olika väggarna.

### Typ3B, lastfall 1:

- Vid 15 kN belastning uppstår tryckbrott i utegipsens överkant under belastningspunkten.
- Avlastning till noll eftersom hammarbandets vridning blev för stor. En ny mätning påbörjas med lastens angreppspunkt flyttad något mot väggens insida.
- Vid 26 kN belastning observeras sprickbildning i innegipsens underkant.
- Vid 29 kN belastning blir sprickan även synlig i pappen på gipsskivan.
- Provningsen avbröts vid 40 kN belastning.

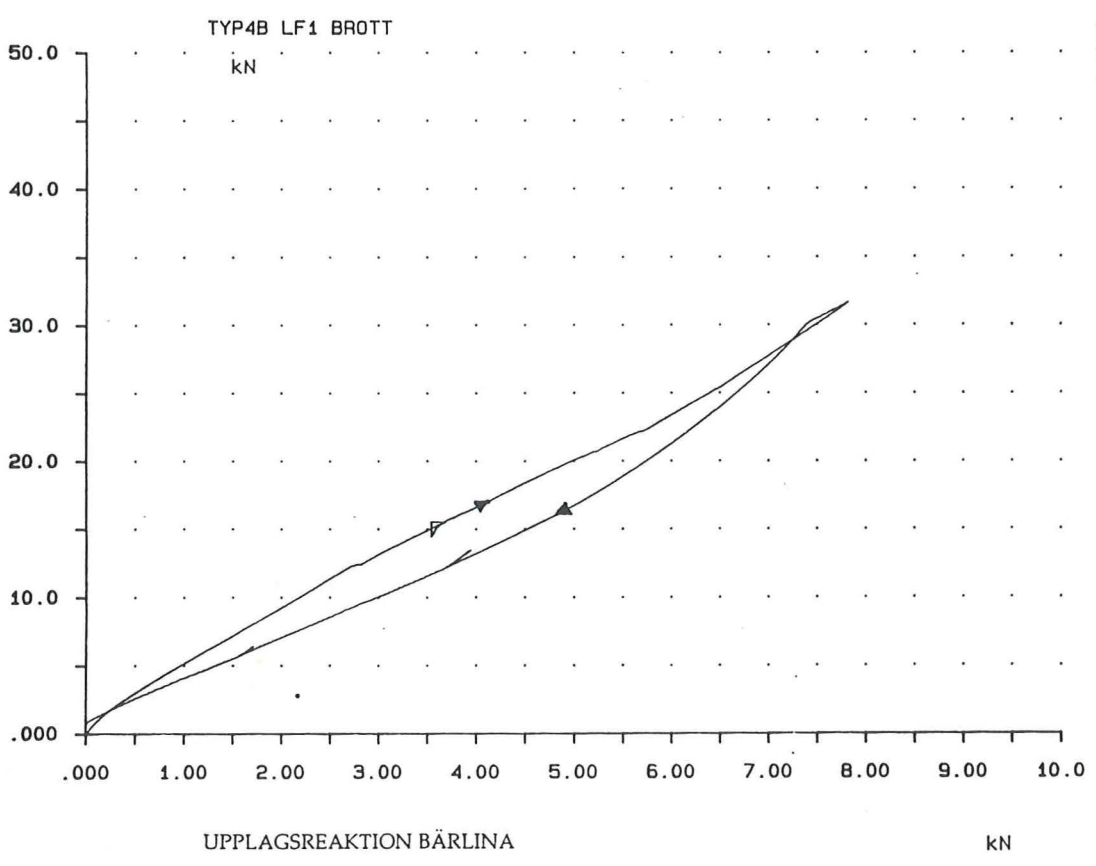
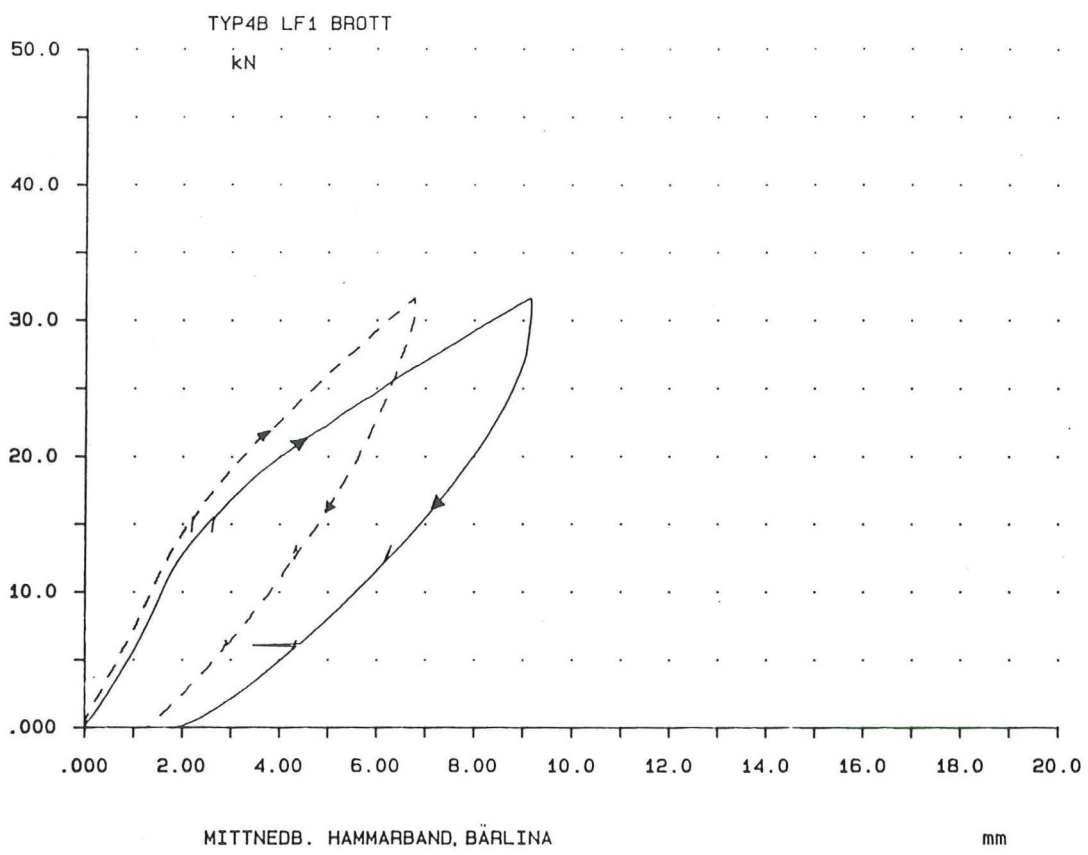


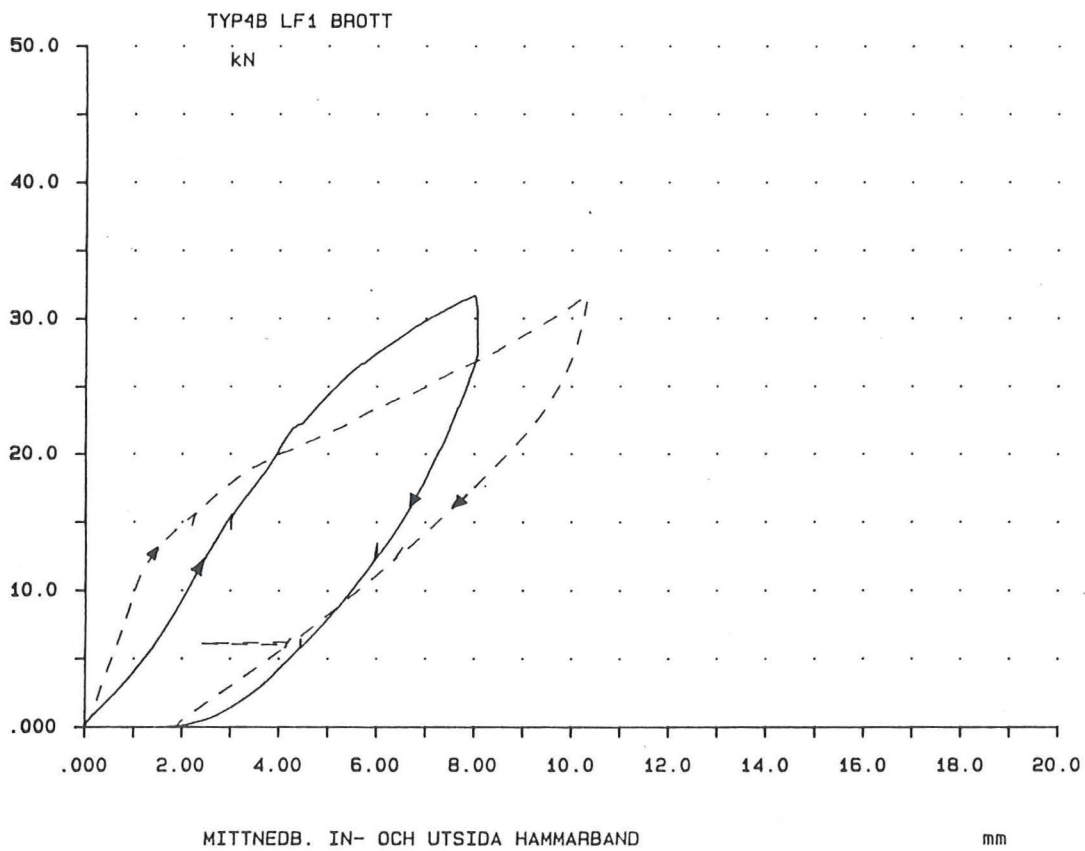
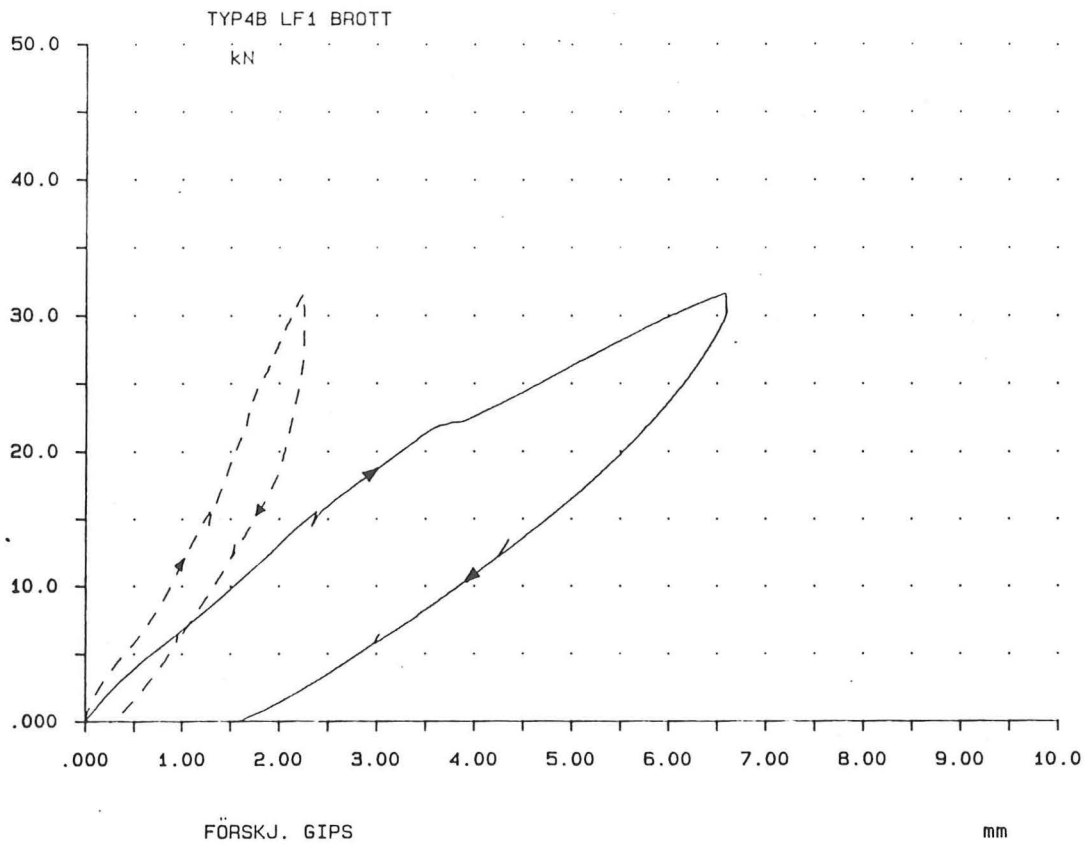




#### Typ4B, lastfall 1:

- En antydning till böjspricka uppstod i innegipsens underkant redan belastningen upp till 12 kN.
- Vid 16 kN belastning börjar sprickans längd att öka.
- Vid 17 kN belastning ökar spricktillväxten markant.
- Vid 21 kN belastning uppstår ett tryckbrott i utegipsens överkant under belastningspunkten.
- Provningsen avbröts vid 32 kN belastning.







# Bilaga 9

## Gipsskivans förskjutning

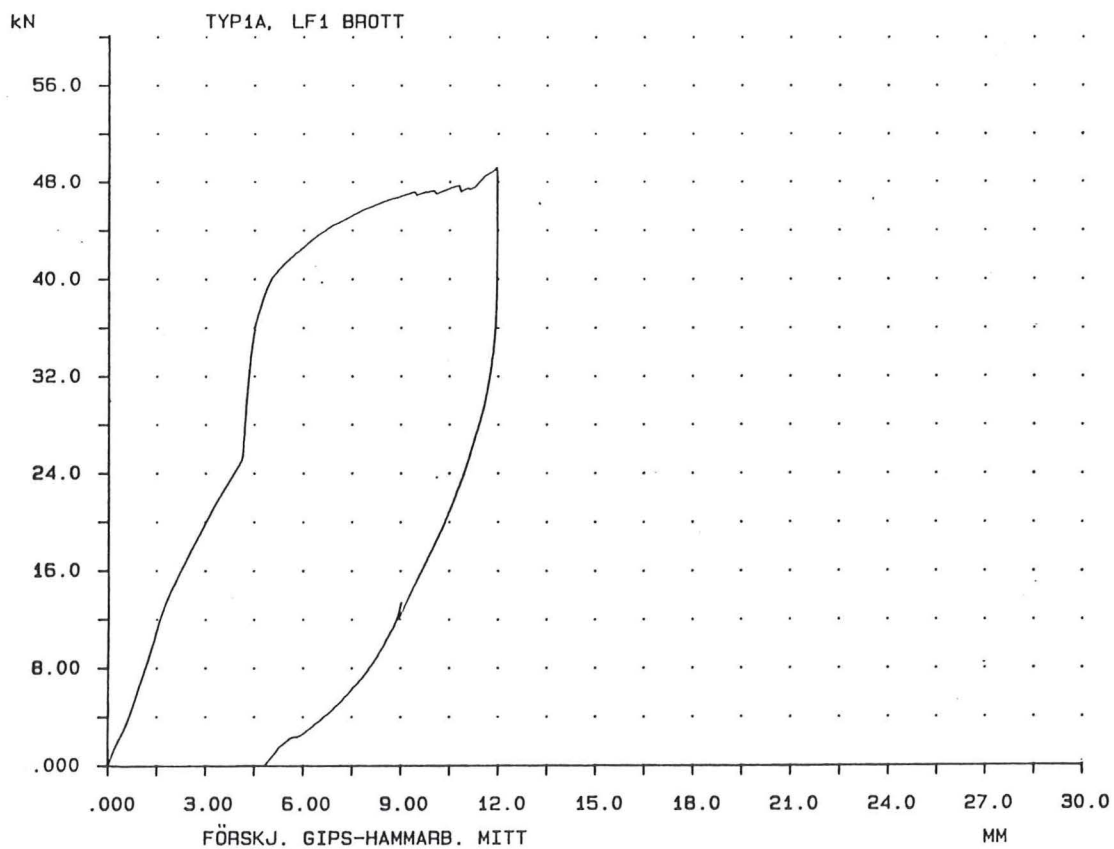
---

Vid försöket observerades att gipssprickan uppstod vid belastningen 30 kN. Diagrammen här bredvid visar då följande:

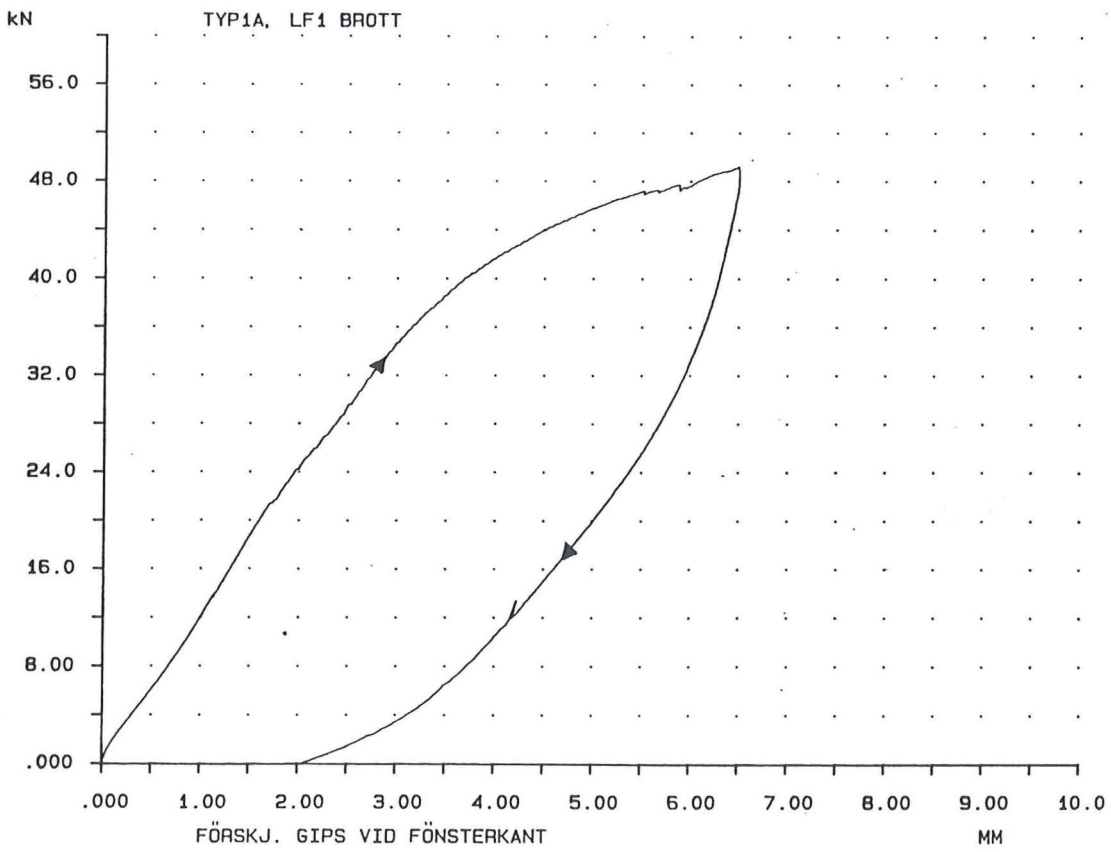
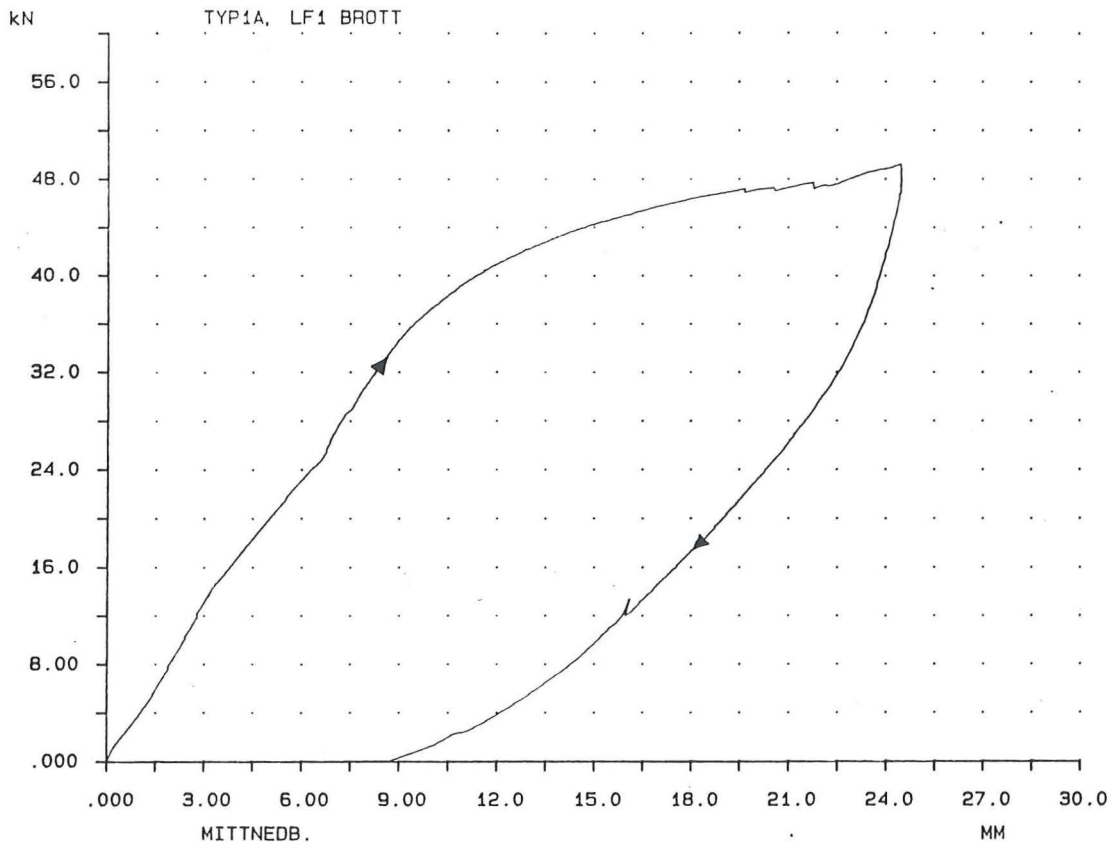
- Förskjutning gips-hammarband mitt är ungefär 4 mm.
- Mittnedböjningen på hammarbandet är ungefär 8 mm.
- Förskjutning gips vid fönsterkant är ungefär 2,5 mm.

Ur detta kan gipsskivans mittnedböjning i förhållande till sina kanter räknas fram.

$$y = 8 - 4 - 2,5 = \underline{\underline{1,5 \text{ mm}}}.$$



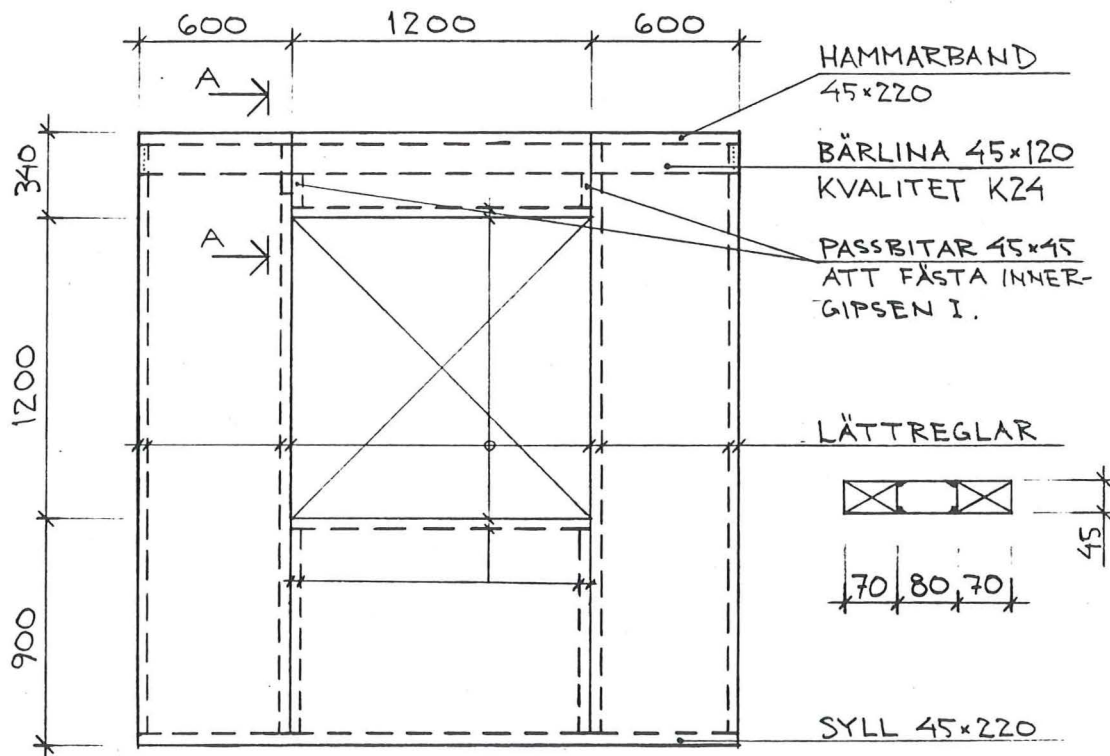




# Bilaga 10

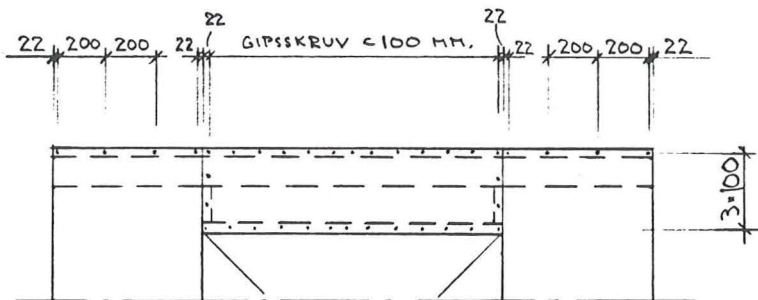
## Provomgång I: Väggritning

---



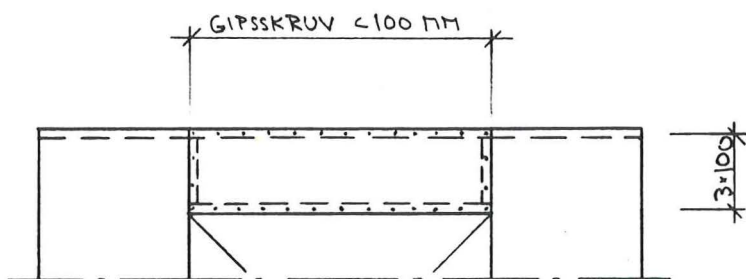
TYP 1 INSIDA  
1:300

- BÄRLINAN FÄSTS MED 5 SPIK I BÅDA ÄNDAR TILL VERTIKALA LÄTTREGLAR.
- HAMMARBANDET FÄSTS MED 3 SPIK TILL VARJE VERTIKAL LÄTTREGEL.
- LÄTTREGEL ÖVER FÖNSTER FÄSTS TILL DE VERTIKALA LÄTTREGLARNA MED 6 SPIK I BÅDA ÄNDARNA.



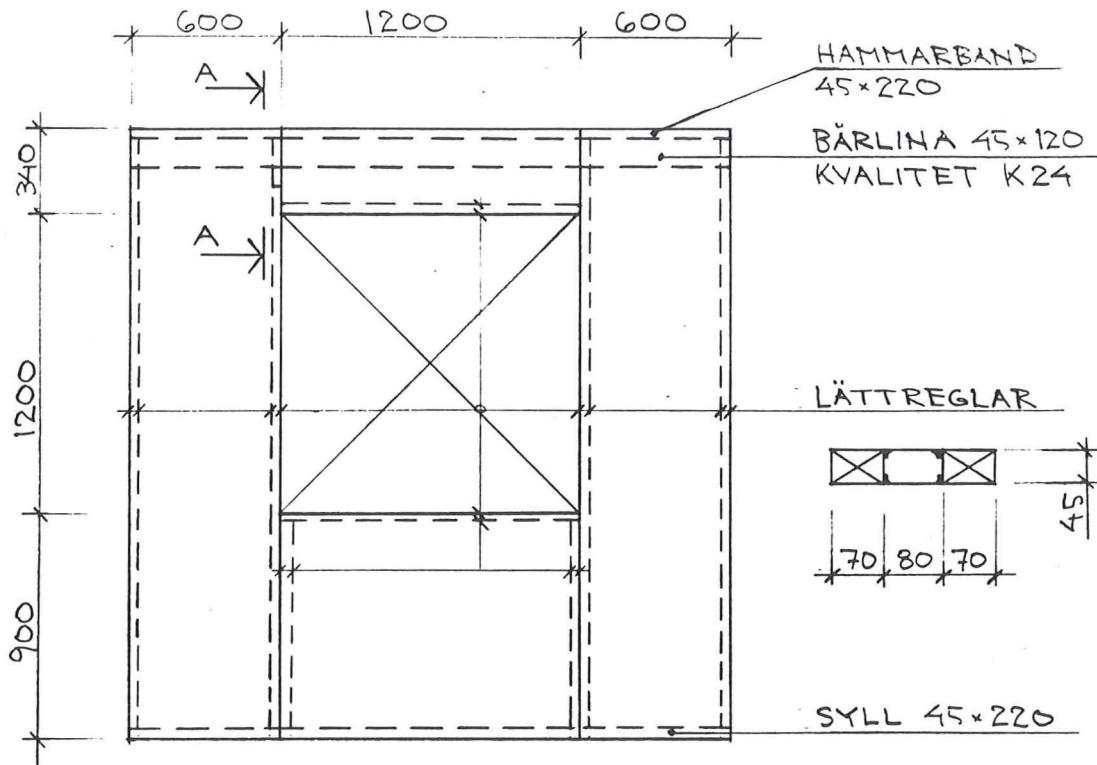
### GIPSINFÄSTNING ÖK INSIDA TYP 1

- I ÖVRIGT FÄSTS INNERGIPSEN MED GIPSSKRUV PÅ CENTRUMAVSTÅNDET 200 MM.



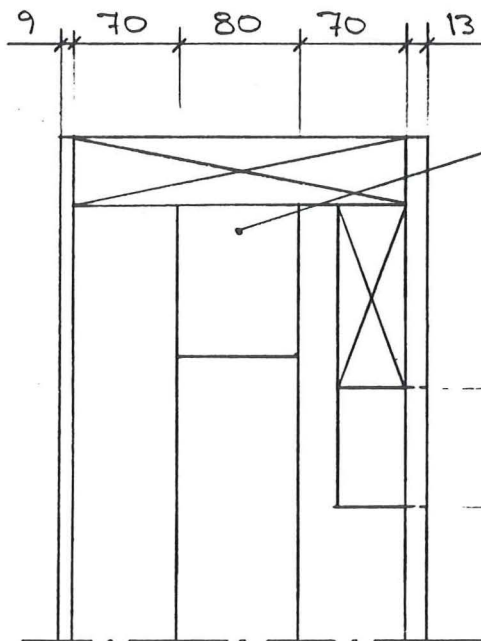
### GIPSINFÄSTNING ÖK UTSIDA TYP 1

- I ÖVRIGT FÄSTS UTEGIPSEN MED SENCO KLAMMER PÅ CENTRUMAVSTÅNDET 300 MM.



TYP 2 INSIDA  
1:300

- INNERGIPSEN FÄSTS MED GIPSSKRUV PÅ CENTRUMAVSTÅNDET 200 MM.
- UTEGIPSEN FÄSTS MED SENCO KLAMMER PÅ CENTRUMAVSTÅNDET 300 MM.



VIRKESDEL FÄSTS MELLAN FLÄNSARNA MED SPIKPLÅT I LÄTTREGLENS BÅDA ÄNDAR.

URHAK I LÄTTREGLN FÖR ATT GE PLATS ÅT MÄTINSTRUMENT. HÅLTÄGNING I GIPSEN 45x85  
OBS URHAKET FINNS ENDAST PÅ EN SIDA OM FÖNSTRET OCH EJ PÅ TYPIC.

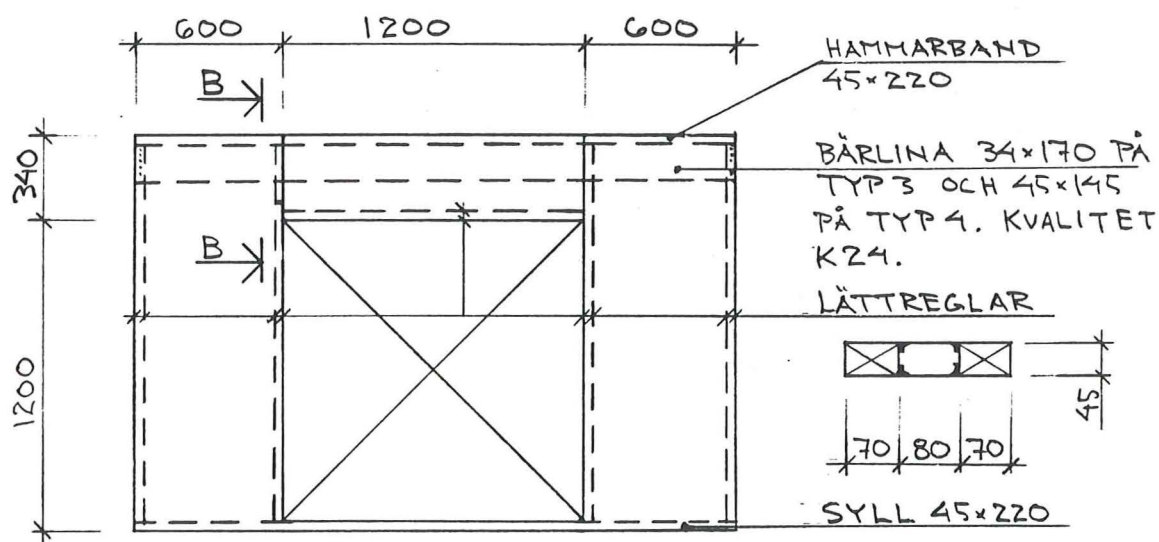
A  
1:5



# Bilaga 11

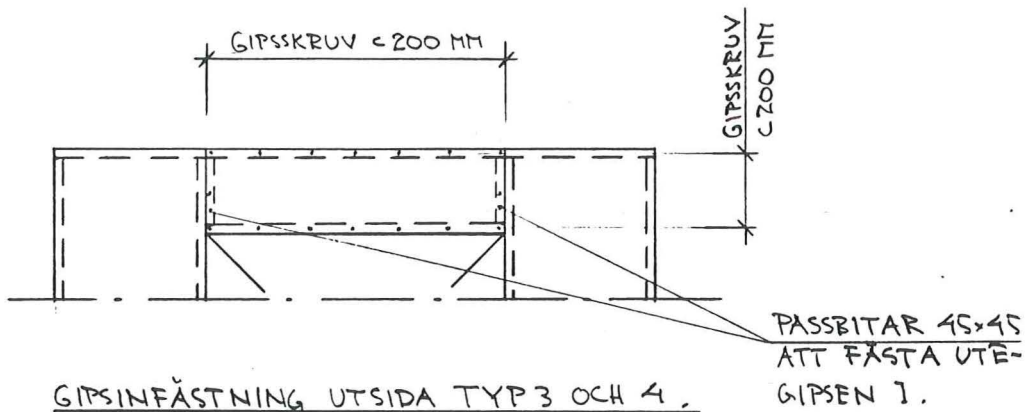
## Provomgång II: Väggritning

---

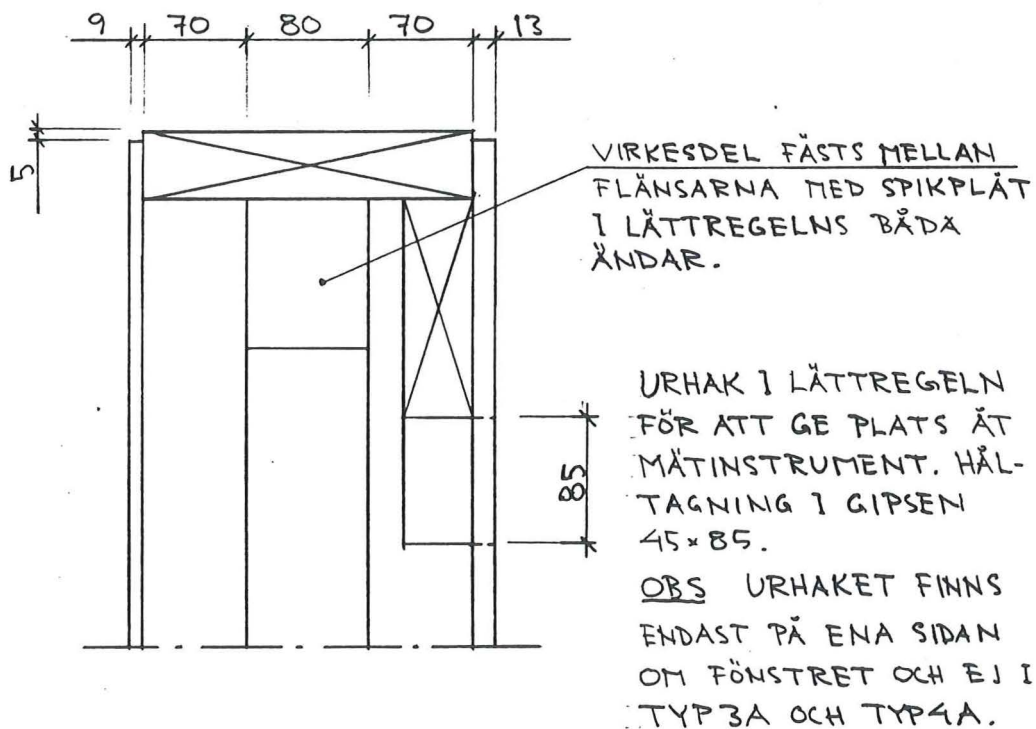


TYP 3 RESP. TYP 4 INSIDA.  
1:300

- BÄRLINAN FÄSTS MED 5 SPIK I BÅDA ÄNDAR TILL VERTIKALA LÄTTREGLAR.
- HAMMARBANDET FÄSTS MED 3 SPIK TILL VARJE VERTIKAL LÄTTREGEL.
- LÄTTREGEL ÖVER FÖNSTER FÄSTS TILL DE VERTIKALA LÄTTREGLARNA MED 6 SPIK I BÅDA ÄNDARNA.
- INNERGIPSEN FÄSTS MED GIPSSKRUV PÅ CENTRUMAVSTÅNDET 200 MM.



- I ÖVRIGT FÄSTS UTEGIPSEN MED SENCO KLAMMER PÅ CENTRUMAVSTÄNDET 300 MM.



B  
1:5