



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

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



**Rapport**

**R39:1972**

TEKNISKA HOGSKOLAN I LUND  
SEKTIONEN FOR VAG- OCH VATTEN  
BIBLIOTEKET

# **Stålstommars måttnog- grannhet i hallbyggnader**

**Rolf Baehre**

**Göran Carlsson**

**Byggforskningen**

# Stålstommars måttnoggrannhet i hallbyggnader

Rolf Baehre & Göran Carlsson

*I föreliggande rapport presenteras en kartläggning av aktuella och godtagbara toleransgränser för stålkonstruktioner inom hallbyggnadssektorn. Rapporten bygger på genomförda mätningar vid tre hallbyggnader i stål.*

*Jämförelse görs även med mätresultat och rekommendationer för toleranser som redovisats i en tidigare byggforskningsrapport, nr 54/68 "Stålstommars måttnoggrannhet".*

*Det samlade mätningunderlaget från rapport 54/68 och denna rapport ger en helhetsbild av förekommande geometriska avvikelser storlek och fördelning vid stålkonstruktioner inom hus- och hallbyggnadsområdet och bör därmed kunna ligga till underlag för bedömning av statistiska och säkerhetsmässiga aspekter.*

## Bakgrund

Den ökade användningen av stålstomar för kontors- och varuhusbyggnader aktualiserade under 1960-talet nödvändigheten att fastställa utförande- och toleranskrav för stålkomponenter i samspel med andra byggelement. För att utvärdera förekommande geometriska imperfektioner utfördes fältmätningar på en färdigmonterad stålstomme till ett affärshus i Täby Centrum. Avsikten var att skapa underlag för regler beträffande måttnoggrannhet och toleranser, som skulle gälla vid upphandling av stålkonstruktioner till i första hand flervåningshus. Resultatet av fältmätningarna och en utvärdering av mätresultaten redovisades i Byggforskningens rapport nr 54/68. I rapporten framlades — efter samråd med stålkonstruktionstillverkarna — även förslag till vissa kvalitetsregler för toleranser med speciellt beaktan-

de av tillverknings-, montage- och byggnadstekniska aspekter.

Stålkonstruktioner inom husbyggnadssektorn kännetecknas som regel av att ingående konstruktionselement är relativt styva samt lägesfixerade genom anslutande byggkomponenter. Denna omständighet låter förmoda att i praktiken förekommande geometriska imperfektioner i viss utsträckning kan vara beroende av konstruktionssystemets geometri och styvhet.

## Målsättning

Mot denna bakgrund har det ansetts väsentligt att kartlägga nu aktuella och accepterade toleransgränser vid hallbyggnader och jämföra dessa med resultat och rekommendationer enligt rapport 54/68. Mätningens objekt och mätningens omfattning valdes härvid med utgångspunkt från kravet att, med utnyttjande av det omfattande statistiskt bearbetade mätningunderlaget från den tidigare undersökningen, kunna få en indikation på rimliga toleranskrav för konstruktionselement som är vanliga inom hallbyggnadssektorn.

## Mätobjekt

Som mätobjekt valdes tre hallbyggnader med i huvudsak konventionellt och likartat konstruktionssätt: pelare av valsade standardprofiler, svetsade takbalkar, takåsar av IPE- eller HE-profiler samt vindstabilisering med hjälp av fackverkskonstruktioner. Spännviddsvariationerna vid dessa hallbyggnader har medfört att de svetsade huvudbalkarnas höjd täcker ett dimensionsområde från 900–2 600 mm. Det totala mätningprogrammet omfattar ca 2 500 enskilda mätningar innefattande

# Byggforskningen Sammanfattningar

R39:1972

Nyckelord:

stålstomme, hallbyggnader (fältmätningar), imperfektioner, måttavvikelse, toleransgränser

Denna rapport hänför sig till anslag C 740 från Statens råd för byggnadsforskning.

UDK 624.014.2  
624.94  
621.753.1:69  
SfB (99) Gh 2  
ISBN 91-540-2065-4

Sammanfattning av:

Baehre, R & Carlsson, G, 1972, *Stålstommars måttnoggrannhet i hallbyggnader*. (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Rapport R39:1972, 72 s., ill. 18 kr.

Rapporten är skriven på svenska med svensk och engelsk sammanfattning.

Distribution:  
Svensk Byggtjänst  
Box 1403, 111 84 Stockholm  
Telefon 08-24 28 60  
Grupp:  
konstruktion

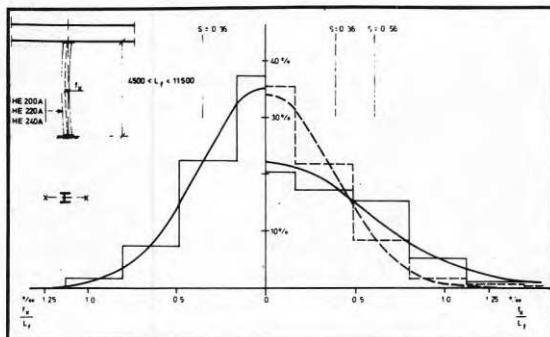


FIG. 1 Pelarkrokighet. Relativ utböjning i x-riktningen,  $f_x/L_f$  ‰. Frekvenskurvorna är symmetriska kring vertikala axeln varför endast halva kurvan lagts in ovan.  $M$  = medelvärde  $S$  = standardavvikelse.

Vänster figurhalva:

--- Resultat av mätningarna enligt rapport 54/68. Antal mätningar 437.  
 $M = 0$   $S = 0,36$  ‰

Höger figurhalva:

— Resultat av mätningarna enligt föreliggande rapport. Antal mätningar 49.  
 $M = 0$   $S = 0,56$  ‰

--- Resultat av mätningarna enligt båda undersökningarna. Antal mätningar 486.  
 $M = 0$   $S = 0,36$  ‰

- sekundärbalkars krokighet (sidoutböjning)
- pelares avvikelser från lodplanet
- pelares krokighet
- livkrumhet hos svetsade balkar
- snedställning av liv
- sidoförskjutning av flänsar
- balkflänsars rätlinighet
- traversbalkars rätlinighet
- fackverksstängers rätlinighet.

De första sex storheterna har valts med anknytning till den tidigare undersökningen och mättningsresultaten kan utnyttjas i en direkt jämförelse. Balkflänsars avvikelser från den räta linjen representerar en geometrisk imperfektion som accentueras med minskande sidostyvhet hos balkarna.

För de flesta av de uppmätta storheterna har frekvensdiagram, fördelningskurvor och standardavvikelse redovisats och – i möjlig mån – jämförts med resultaten från tidigare undersökning. Eftersom mätobjekten varierat i längd har de uppmätta storheterna angivits i relativa tal.

### Mätresultat

Som ett generellt resultat av undersökningen kan nämnas att de absoluta imperfektionerna liksom felens spridning är större vid hallbyggnader än vid husbyggnader. Orsaken till de ökade imperfektionerna är dels att konstruktions-elementen som regel har större mått vid hallbyggnader än vid husbyggnader, dels att konstruktionselementen vid hallbyggnader är mera ofullständigt styrda av anslutande byggnadsdelar, vilket medför att man vid montaget har större möjligheter att tvångsrikta elementen. Sådan tvångsriktning medger å ena sidan att montage- eller tillverkningsfel kan utjämnas genom lämpliga riktningssätgärder men medför å andra sidan att ökade imperfektioner framkallas i konstruktionsdelar med ringa styvhet såsom pelare med I-sektion, slanka valsade profiler eller höga svetsade balkar.

Allmänt kan vidare konstateras att konstruktionselementens imperfektioner som har både tillverknings- och monterings-tekniska orsaker vid hallbyggnader liksom vid husbyggnader uppvisar approximativt statistisk normalfördelning (jfr FIG. 1), medan systematiska fel uppkommer vid exv. tvångsriktning av slanka balkars överflänsar med hjälp av takåsar.

En kritisk granskning av föreliggande mätunderlag leder till följande slutsatser:

#### A. Imperfektioner hos pelare

Imperfektioner hos pelare i form av krokighet och snedställning påverkas i väsentlig utsträckning av pelartopparnas eftergivlighet under riktningprocessen och av sättet för stabilisering av den färdiga byggnaden. Detta medför att avvikelserna från det ideella stomsystemet

och även spridningen av uppmätta imperfektioner är större vid hallbyggnader än vid flervåningshus. Mättningsresultaten indikerar att skillnaden i standardavvikelsena mellan de båda byggnadstyperna varierar mellan 20 % och 50 %. Avvikelsena ökar därvid mera vad gäller pelarkrokighet än snedställningar.

Ändå synes det vara rimligt med avseende på ekonomiska konsekvenser att bibehålla tidigare formulerade toleransgränser, dvs en maximal krokighet om 1,5 ‰ av pelarlängden samt en maximal snedställning om 3,5 ‰ av pelarlängden. Den praktiska konsekvensen av denna regel är att en rimlig skärpning av montagekontrollen avseende pelarnas snedställning erfordras, ett förhållande som redan påtalats i rapport 54/68.

#### B. Imperfektioner hos valsad balk

Föreliggande mättningsresultat, erhållna vid takåsar av IPE- och HE-typ, visar att åsarnas sidoutböjning i förhållande till spännvidden är något större än vad som registrerades vid mätningarna avseende sekundärbalkar i Täby Centrum. Sekundärbalkarna i Täby Centrum ingår som komponenter i horisontella bjälklag. De sekundärbalkar, som mätts i föreliggande undersökning, har varit åsar i tak med varierande lutningar. En förklaring till den relativt sett större sidoutböjningen torde därför vara att vid lutande tak en initiell sidoutböjning erhålls på grund av egentygndens kraftkomposant i takfallets riktning; en annan orsak torde vara den genom infästningen i huvudbalkarnas överfläns påtvingade anpassningen av åssystemet till den riktade stommen.

Utöver den av taklutningen framkallade sidoutböjningen finns det emellertid inget skäl att acceptera större krokighet hos takåsar än hos t ex sekundärbalkar i ett bjälklag.

För takåsar som förutom av transversallast även påverkas av axiallast finns redan i Stålbbyggnadsnormen ett krav på utböjningsbegränsning till  $L/600$ . Kravet borde kunna vara mindre restriktivt då överflänsen kontinuerligt stagas av en profilerad takplåt.

Det föreslås att toleransgränsen, som i rapport 54/68 valdes till  $\sim L/700$ , skall tolkas så att vid takåsar på lutande tak detta kvalitetskrav skall innehållas, frånsett den av åsarnas egentygnd framkallade sidoutböjningen. Den tidigare stipulerade maximalavvikelsen om 40 mm från systemlinjen bör bibehållas.

#### C. Imperfektioner hos svetsad balk

Här redovisat mättningsunderlag omfattar imperfektioner utmed balkarnas hela längd, medan mätningarna enligt rapport 54/68 begränsades till knutpunktslägena. Detta förhållande samt den delvis avsevärt större balkhöjden hos svetsade balkar medför helt naturligt ökade

imperfektioner jämfört med relativt låga balkar och korta spännvidder.

Utvärderingen av mättningsunderlaget ger vid handen att slanka balkar med ökande höjd och spännvidd blir mera känsliga i fråga om livkrumhet och snedställning av liv på grund av yttre påverkan genom t ex tvångsmässig koppling till anslutande komponenter. Redovisade mätningar av balkflänsars rätlinighet indikerar att överflänsens läge relativt underflänsens längs balken varierar på ett oregelbundet sätt, innebärande att det slanka livet inte förmår framtvunga en samverkan i sidled.

En utvärdering av mättningsresultaten med avseende på dels livkrumhet och dels livets snedställning visar att tidigare föreslagna toleransgränser om  $H/150$  för livplåtsdeformationer och  $H/75$  för livets snedställning medför en icke acceptabel kassationsandel. Som rimliga värden på toleransgränser föreslås, med avseende på livkrumheten, en toleransgräns om  $H/100$  och för snedställning av livet  $H/50$ .

Dessa toleransgränser grundas således på villkoret att de ekonomiska konsekvenserna till följd av kassationskrav vid "vanlig" praxis i fråga om tillverkning och kontroll av stålstommar till hallbyggnader hålls inom rimliga gränser.

#### D. Imperfektioner hos fackverk

De mätresultat, som erhållits för fackverksstängers sidoutböjning, är av liten omfattning. Av observationerna framgår emellertid att för de enskilda stängerna i fackverket, t ex diagonalerna, utböjningarna oftast är ensidiga, medan för över- och underramen betraktade som enheter utböjningarna kan ha växlande riktning. Den största relativa utböjningen hos den enskilda stängen har uppmätts till ca 1,5 ‰, medan den största relativa utböjningen för över- eller underramen har uppmätts till ca 1,2 ‰.

### Slutsatser

Rekommendationer för toleransgränser, som grundar sig på här erhållna mättningsresultat, ansluter i huvudsak till dem som utarbetades på grundval av den tidigare undersökningen (rapport nr 54/68). Dessa toleransgränser ger uppenbarligen uttryck för en noggrannhetsnivå som representerar "god praxis", dvs en rimlig sammanvägning av verkstads- och tillverknings-tekniska aspekter med ekonomiska spörsmål. Det bör påpekas att inte vid något av de redovisade mätobjekten mera preciserade toleranskrav formulerades och att erhållna resultat i detta avseende inte föranlett byggnadstekniska problem. Samtidigt skall dock också nämnas att skärpta toleranskrav inte alltid medför ökade ekonomiska uppostringar. Detta gäller speciellt vid en begränsning av imperfektioner till följd av montaget.



# Dimensional accuracy of steel frames in large-span buildings

Rolf Baehre & Göran Carlsson

This report presents a review of current tolerances and acceptable tolerance limits for steel structures in the large-span building sector. The report is based on measurements made on three large-span buildings of steel.

Comparisons are also made with measurement results and recommendations as to tolerances made in an earlier National Swedish Building Research Institute report, No 54/68, "Dimensional accuracy of steel frames".

The combined measurement material from report No 54/68 and this report gives an overall picture of the size and distribution of the geometrical deviations which occur in steel structures in the fields of residential and large-span buildings and can therefore be used as a basis for the assessment of the structural and safety aspects.

## Background

The increased use of steel frames for office and department store buildings focussed attention during the 1960s on the necessity to lay down constructional and tolerance specifications for steel components which interact with other building elements. In order to find out what geometrical imperfections occur, field measurements were carried out on a fully assembled steel frame for a commercial building at Täby Centrum near Stockholm. The intention was to collect data which would serve as a basis of regulations concerning dimensional accuracy and tolerances which would be used during tendering for steel structures for primarily multistorey buildings. The results of field measurements and an evaluation of these results were described in report No 54/68 from the National Swedish Building Research Institute. The report also contained — after consultations with the steel manufacturers — proposals for certain quality rules

regarding tolerances, with special reference to the manufacturing, erection and constructional aspects.

As a rule, steel structures in the residential building sector are characterised by the fact that the structural elements used are relatively rigid and are held in position by adjacent building components. This fact suggests that geometrical imperfections which occur in practice may to some extent be due to the geometry and stiffness of the structural system.

## Objectives

It was considered important in view of this to review the observed and acceptable tolerance limits applicable to large-span buildings and to compare these with the results and recommendations presented in report No 54/68. The basis of selection for the buildings on which measurements were to be carried out and for the scope of the measurements was the requirement that, together with the comprehensive statistically processed measurement results from the previous investigation, they should indicate reasonable tolerance requirements for structural elements which are common in the large-span building sector.

## The buildings measured

Three large-span buildings with mainly conventional and similar methods of construction were selected for the measurements. They consisted of columns of standard rolled sections, welded roof beams, purlins of IPE or HE sections and wind bracing of lattice construction. Owing to variations in span in these buildings, the heights of the welded main beams cover a range of dimensions extending from 900 to 2600 mm. The total measurement programme com-

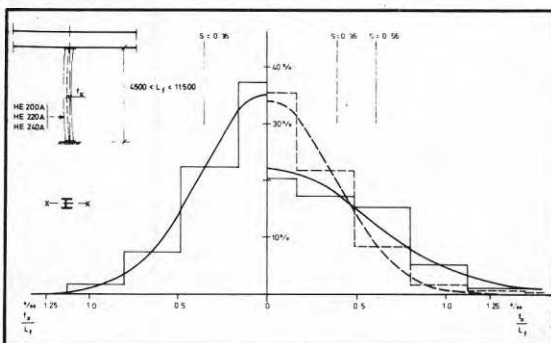


FIG. 1 Column curvature. Relative deflection  $f_x/L_f$  ‰, in the x-direction. The frequency curves are symmetrical in the region of the vertical axis. This explains why only half the curve has been inserted above.

$M$  = mean value  $S$  = standard deviation

Left hand half of figure:

--- Results of measurements in previous investigations, report No. 54/68. Number of measurements 437.

$M = 0$   $S = 0.036$  ‰.

Right hand half of figure:

— Results of measurements in this investigation. Number of measurements 49.

$M = 0$   $S = 0.056$  ‰

--- Results of measurements in both investigations. Number of measurements 486.

$M = 0$   $S = 0.036$  ‰

# National Swedish Building Research Summaries

R39:1972

Key words:

steel frame, large-span buildings (field measurement), imperfections, dimensional deviations, tolerance limits

This report refers to Grant C 740 from the Swedish Council for Building Research.

UDC 624.014.2  
624.94  
621.753.1:64  
SfB (99) Gh2  
ISBN 91-540-2065-4

Summary of:

Baehre, R & Carlsson, G, 1972, *Stålstommars måttnoggrannhet i hallbyggnader*. Dimensional accuracy of steel frames in large-span buildings. (Statens institut för byggnadsforskning) Stockholm. Report R39:1972, 72 p., ill. 18 Sw. Kr.

The report is written in Swedish with Swedish and English summaries.

Distribution:

Svensk Byggtjänst  
Box 1403  
S-111 84 Stockholm  
Sweden

prises about 2500 individual measurements covering

- the curvature of purlins (lateral deflection)
- the deviation of columns from the vertical plane
- the curvature of columns
- the curvature of the web in welded beams
- the inclination of the web
- the lateral displacement of flanges
- the straightness of beam flanges
- the straightness of crane beams
- the straightness of truss members

The first six of the above quantities were chosen with reference to the previous investigation and the measurement results can be used for a direct comparison. The deviations of beam flanges from the straight line represent a geometric imperfection that is accentuated as the lateral rigidity of the beams diminishes.

For most of the quantities measured, frequency diagrams, distribution curves and standard deviations have been calculated and — as far as possible — compared with the results of the previous investigation. Since the spans of the buildings measured vary, the measured quantities have been given in relative terms.

### Measurement results

It may be mentioned as a general result of the investigation that the absolute magnitudes of the imperfections and also the scatter of the errors are greater in large-span buildings than in residential ones. The reasons why the imperfections are larger are that the dimensions of the structural elements are generally larger in large-span than in residential buildings, and that the structural elements in large-span buildings are less completely stiffened by adjacent parts of the building, with the result that during erection there is a greater possibility of forcibly aligning the elements. On the one hand, such forcible alignment permits equalisation of faults in erection and manufacture by suitable straightening procedures, but results on the other hand in increased imperfections being caused in parts of the structure which have small rigidity, such as columns of I-section, slender rolled sections or tall welded beams.

It can further be stated generally that the imperfections in the structural elements which are due to both manufacturing and erection causes exhibit, both in large-span and residential buildings, an approximately normal statistical distribution (see FIG. 1) while systematic errors occur in forcibly aligning the top flanges of slender beams with the aid of purlins.

A critical examination of the available measurement material results in the following conclusions:

#### A. Imperfections in columns

Imperfections in columns in the form of curvature and deviation from the vertical are affected to a very great extent by flexibility of the tops of the columns dur-

ing the alignment process and by the method of stabilisation of the complete building. This results in deviations from the ideal frame system and also the scatter in the imperfections measured being larger in large-span buildings than in multistorey buildings. The measurement results indicate that the difference in standard deviations between the two types of building varies between 20 and 50 %, the deviations in relation to column curvature being larger than for deviations from the vertical.

Retention of the previously formulated tolerance limits, i.e. a maximum curvature of 0,15 % of the length of the column and a maximum deviation from the vertical of 0,35 % of the length of the column still appears reasonable, however, in view of the economic consequences. The practical consequences of this rule are that a reasonable tightening-up of the erection control is required with regard to the deviation of columns from the vertical, which was already mentioned in report No 54/68.

#### B. Imperfections in rolled beams

The available measurement results obtained from purlins of IPE and HE type show that the lateral deflections of the purlins in relation to their spans are somewhat larger than those recorded during measurements on secondary beams at Täby Centrum. The secondary beams at Täby Centrum are components in horizontal floor slabs while the secondary beams measured in this investigation are purlins in roofs of variable slopes. One probable explanation for the relatively larger lateral deflections is that in sloping roofs there is an initial lateral deflection due to the component in the direction of the slope of the roof of the weight of the purlin; another probable cause is forcible adaptation of the purlin system to the aligned frame by their attachment to the top flanges of the main beams.

In addition to the lateral deflection caused by the slope of the roof, however, there is no reason why larger curvatures should be accepted in purlins than in secondary beams in a floor slab.

For purlins which are subjected to an axial load in addition to a transverse one, the Standards for Steel Structures already limit the deflection to  $L/600$ .  $L$  is the length of the purlin. This specification could be made less restrictive when the top flange is continuously braced by shaped roofing sheets.

It is proposed that the tolerance limit which in report No 54/68 was put at  $abt. L/700$  be interpreted in such a way with regard to purlins on sloping roofs that this quality specification must be complied with apart from the lateral deflection due to the weight of the purlin. The maximum deviation of 40 mm from the system line, stipulated earlier, should be retained.

#### C. Imperfections in welded beams

The measurement data reported here comprise imperfections along the whole length of the beams while the measurements in report No 54/68 were confined to the node points. Owing to this and the

fact that the heights of the beams are in some cases considerably greater, the imperfections are naturally more extensive than in the case of relatively low beams and short spans.

It is evident from the evaluation of the measurements that slender beams of greater heights and spans are more likely to exhibit web curvature and web inclination due to external action such as forcible connection to adjacent components. The measurements relating to straightness of the beam flanges indicate that the position of the top flange relative to that of the bottom flange varies irregularly along the beam, which shows that the slender web is not able to bring about lateral co-ordination.

Evaluation of the measurement results relating to web curvature and inclination shows that the tolerance limits of  $H/150$  with regard to web plate deformations and  $H/75$  with regard to web inclination, which were proposed earlier, cause an unacceptable rejection percentage.  $H$  is the height of the beam. It is suggested that reasonable tolerance limits would be  $H/100$  with regard to web curvature and  $H/50$  with regard to web inclination.

These tolerance limits are thus based on the consideration that the economic consequences due to rejection specifications in "usual" practice regarding the manufacture and checking of steel frames for large-span buildings should be kept within reasonable bounds.

#### D. Imperfections in the trusses

The measurement results obtained with regard to the lateral deflection of truss members are limited in extent. It is however evident from the observations that in individual members in the truss, e.g. the diagonals, deflections are most often one way, while in the tie beam and rafter regarded as complete units the deflections may alternate in direction. The largest relative deflection measured in an individual member was approx. 0,15 % while the largest relative deflection measured in the tie beam or rafter was approx. 0,12 %.

### Conclusions

The recommended tolerance limits which are based on the measurement results obtained in this investigation agree in principle with those drawn up on the basis of the previous investigation (report No 54/68). These tolerance limits obviously correspond to an accuracy standard which represents "good practice", i.e. a reasonable balance between fabrication and manufacturing aspects and economics. It should be pointed out that in none of the buildings measured had there been more specific tolerance requirements stipulated, and that the results obtained in this respect did not cause any constructional problems. At the same time it must also be pointed out, however, that more stringent tolerance specifications do not always cause economic sacrifices. This is particularly true with regard to the limitation of imperfections as a result of erection.

STÅLSTOMMARS MÄTTNOGGRANNHET I HALLBYGGNADER

Fältmätningar och utvärdering av mätresultaten

DIMENSIONAL ACCURACY OF STEEL FRAMES IN LARGE-SPAN BUILDINGS

Field measurements and evaluation of the results

av Rolf Baehre & Göran Carlsson

Rolf Baehre, professor, tekn.dr, Avdelningen för Stålbyggnad, Kungl. Tekniska Högskolan, Stockholm

Göran Carlsson, civilingenjör, Göran Carlsson Konsulterande Ingenjörbyrå AB, Sundsvall

---

Denna rapport avser anslag C 740 från Statens råd för byggnadsforskning till professor Rolf Baehre, avdelningen för stålbyggnad, KTH, Stockholm. Försäljningsintäkterna tillfaller fonden för byggnadsforskning.

**Rotobekman Stockholm 1972**  
Statens institut för byggnadsforskning, Stockholm  
ISBN 91-540-2065-4



## INNEHÅLL

CAPTIONS	4
1 FÖRORD . . . . .	7
2 BESKRIVNING AV MÄTNINGSOBJEKT . . . . .	9
3 MÄTNINGARNAS OMFATTNING OCH UTFÖRANDE . . . . .	11
4 MÄTRESULTAT . . . . .	13
4.1 Sekundärbalkars sidoutböjning (krokighet) . . . . .	13
4.2 Pelares avvikelse från lodplanet . . . . .	13
4.3 Pelares krokighet (utböjning) . . . . .	18
4.4 Livkrumhet . . . . .	20
4.5 Snedställning av liv . . . . .	24
4.6 Flänsars sidoförskjutning . . . . .	24
4.7 Balkflänsars rätlinighet . . . . .	24
4.8 Traversbalkars rätlinighet . . . . .	31
4.9 Fackverksstängers rätlinighet . . . . .	31
5 BEDÖMNING AV MÄTRESULTATEN	
JÄMFÖRELSE MED BYGGFORSKNINGENS RAPPORT 54/68 . . . . .	50
5.1 Sekundärbalkars sidoutböjning . . . . .	50
5.2 Pelares avvikelse från lodplanet . . . . .	51
5.3 Pelares krokighet . . . . .	53
5.4 Livkrumhet . . . . .	54
5.5 Snedställning av liv . . . . .	55
5.6 Flänsars sidoförskjutning . . . . .	56
6 SLUTSATSER OCH SAMMANFATTNING . . . . .	58
BILAGOR 1 - 9	

## CAPTIONS

- FIG. 4.1 CURVATURE (LATERAL DEFLECTION) OF PURLINS.
- 4.21 INCLINATION AND DEFLECTION OF COLUMNS. EXAMPLE OF READINGS.
- 4.22 INCLINATION OF INDIVIDUAL COLUMN IN THE X DIRECTION,  $e_x$ .
- 4.23 INCLINATION OF INDIVIDUAL COLUMN IN THE Y DIRECTION,  $e_y$ .
- 4.24 INCLINATION OF CIRCULAR COLUMNS.
- 4.31 COLUMN CURVATURE. DEFLECTION  $f_x$  IN THE X DIRECTION.
- 4.32 COLUMN CURVATURE. DEFLECTION  $f_y$  IN THE Y DIRECTION.
- 4.4 WEB CURVATURE,  $u$ .
- 4.51 WEB DISPLACEMENT,  $v$ .
- 4.52 WEB DISPLACEMENT. EXAMPLE OF THE VARIATION OF THIS ALONG A BEAM WITH HEIGHT = 1700 mm (5 BEAMS).
- 4.53 WEB DISPLACEMENT. EXAMPLE OF THE VARIATION OF THIS ALONG A BEAM WITH HEIGHT = 900 mm (9 BEAMS).
- 4.61 LATERAL DISPLACEMENT  $w$  OF FLANGES.
- 4.62 LATERAL DISPLACEMENT OF FLANGES. EXAMPLE OF THE VARIATION OF THIS ALONG A BEAM WITH  $B \times H = 500 \times 1700$  mm (5 BEAMS).  
 $B$  = WIDTH OF FLANGE,  $H$  = HEIGHT OF BEAM.
- 4.63 LATERAL DISPLACEMENT OF FLANGES. EXAMPLE OF THE VARIATION OF THIS ALONG A BEAM WITH  $H = 900$  mm,  $B = 200-350$  mm (9 BEAMS).
- 4.701 STRAIGHTNESS OF BEAM FLANGES.  
 BEAM NO 1. WELDED BEAM WITH  $B \times H = 500 \times 1740$  mm.
- 4.702 STRAIGHTNESS OF BEAM FLANGES.  
 BEAM NO 2. WELDED BEAM WITH  $B \times H = 500 \times 1740$  mm.
- 4.703 STRAIGHTNESS OF BEAM FLANGES.  
 BEAM NO 3. WELDED BEAM WITH  $B \times H = 500 \times 1740$  mm.
- 4.704 STRAIGHTNESS OF BEAM FLANGES.  
 BEAM NO 4. WELDED BEAM WITH  $B \times H = 500 \times 1740$  mm.

- FIG. 4.705 STRAIGHTNESS OF BEAM FLANGES.  
BEAM NO 5. WELDED BEAM WITH  $B \times H = 500 \times 1740$  mm.
- 4.706 STRAIGHTNESS OF BEAM FLANGES.  
BEAM NO 6. WELDED BEAM WITH  $B \times H = 200 \times 900$  mm (AT MIDSPAN).
- 4.707 STRAIGHTNESS OF BEAM FLANGES.  
BEAM NO 7. WELDED BEAM WITH  $B \times H = 225 \times 900$  mm (AT MIDSPAN).
- 4.708 STRAIGHTNESS OF BEAM FLANGES.  
BEAM NO 8. WELDED BEAM WITH  $B \times H = 200 \times 900$  mm (AT MIDSPAN).
- 4.709 STRAIGHTNESS OF BEAM FLANGES.  
BEAM NO 9. WELDED BEAM WITH  $B \times H = 200 \times 900$  mm (AT MIDSPAN).
- 4.710 STRAIGHTNESS OF BEAM FLANGES.  
BEAM NO 10. WELDED BEAM WITH  $B \times H = 300 \times 900$  mm (AT MIDSPAN).
- 4.711 STRAIGHTNESS OF BEAM FLANGES.  
BEAM NO 11. WELDED BEAM WITH  $B \times H = 300 \times 900$  mm (AT MIDSPAN).
- 4.712 STRAIGHTNESS OF BEAM FLANGES.  
BEAM NO 12. WELDED BEAM WITH  $B \times H = 300 \times 900$  mm (AT MIDSPAN).
- 4.713 STRAIGHTNESS OF BEAM FLANGES.  
BEAM NO 13. WELDED BEAM WITH  $B \times H = 300 \times 900$  mm (AT MIDSPAN).
- 4.714 STRAIGHTNESS OF BEAM FLANGES.  
BEAM NO 14. WELDED BEAM WITH  $B \times H = 300 \times 900$  mm (AT MIDSPAN).
- 4.81 STRAIGHTNESS OF CRANE BEAMS. CRANE BEAM NO 1.
- 4.82 STRAIGHTNESS OF CRANE BEAMS. CRANE BEAM NO 2.
- 4.83 STRAIGHTNESS OF CRANE BEAMS. CRANE BEAM NO 3.





## 1 FÖRORD

Den ökade användningen av stålstommar för kontors- och varuhusbyggnader aktualiserade under 1960-talet nödvändigheten att fastställa utförande- och toleranskrav för stålkomponenter i samspel med andra byggelement. För att utröna förekommande geometriska imperfektioner utfördes fältmätningar på en färdigmonterad stålstomme till ett affärshus i Täby (Täby Centrum). Avsikten var att skapa underlag för regler beträffande måttnoggrannhet och toleranser, som skulle gälla vid upphandling av stålkonstruktioner till i första hand flervåningshus. Resultatet av fältmätningarna och en utvärdering av mätresultaten redovisades i Byggeforsknings rapport nr 54/68. I rapporten framlades - efter samråd med stålkonstruktionstillverkarna - även förslag till vissa kvalitetsregler för toleranser.

Det har ansetts väsentligt att utreda om de iakttagelser, som gjorts enligt rapport nr 54/68, även gäller för andra typer av stålstommar, t ex stommar till industribyggnader. Därför har den undersökning kommit till stånd, som resulterat i föreliggande rapport. I denna undersökning har fältmätningar utförts i hallbyggnader med varierande spännvidder för balkar och höjder för pelare i följande anläggningar:

- Massmagasin i Tunadal, Sundsvall, tillhöriga Svenska Cellulosa AB (SCA)
- Industrihallar i Härnösand tillhöriga Great Lakes Carbon Sweden AB (GLC), Härnösand
- Fabriksbyggnad i Söråker tillhörig Gunnebo Bruks AB.

Avsikten med denna undersökning har inte varit att för bedömning införskaffa ett statistiskt material av den omfattning, som redovisats i rapport nr 54/68, utan ett material tillräckligt för att man skall kunna göra en jämförelse mellan uppmätta storheters variation hos flervåningshus med stålstomme och hos hallbyggnader av stål. Antalet mätvärden för varje mätt storhet har därför med avsikt begränsats.

Författarna ber att få framföra sitt tack till SCA, GLC och Gunnebo Bruks AB, som givit sitt tillstånd till att mätningarna fått utföras i de nämnda anläggningarna.

Författarna får även tacka ingenjörerna Göran Zeidlitz och Bror Larsson hos Göran Carlsson Konsulterande Ingenjörbyrå AB, Sundsvall, för deras medverkan vid mätningar och beräkningar.

Stockholm i juni 1972.

Rolf Baehre

Göran Carlsson

## 2 BESKRIVNING AV MÄTNINGSOBJEKT

SCA:s två massamagasin i Tunadal i Sundsvalls kommun är enplans hallbyggnader, som var och en har planmått 100 x 200 m (se bilaga 1 och 2). Primärbalkarna, som ligger med 10 m delning, utgörs av svetsade HSI-balkar, som är kontinuerliga i två spann. Vartdera spannet har spännvidden 50 m. Primärbalkarnas höjd är ca 1,7 m utom över mittstödet där höjden är ca 2,6 m. Takåsar (sekundärbalkar) utgörs av IPE 180 och IPE 200, som sidostagats i fältmitt. Bärande pelare är i yttervägg HE 200 A och i hallens mitt stålrör med diametern 500 mm. Mittpelarnas höjd från u k balk till golv är ca 13 m.

Hos GLC i Härnösand har mätningar utförts i flera av anläggningens hallar. Alla mätta hallar är enplansbyggnader. Byggnaderna är illustrerade i bilaga 3 och 4. I byggnaderna 31 - 34 utgörs den bärande konstruktionen i vertikalled av stålpelare av standarddimensionerna HE 220 A och HE 240 A. Primärbalkarna i tak är utförda som enkelspända helsvetsade balkar och takåsarna utgörs av valsade profiler (typ INP och HEA). I vissa av dessa byggnader finns traversbalkar. I byggnaderna 4 och 12 utgörs den vertikala bäringen av stålpelare med standarddimensioner. De horisontella bärverken är utförda som fackverk i stål (se bilaga 7 - 9).

Gunnebo Bruks AB:s fabriksbyggnad i Söråker i Timrå kommun är en enplans hallbyggnad med planmått 75 m x 145 m (se bilaga 5). Bärande pelare är standardprofiler, HE 200 A, HE 220 A, HE 280 A. Primärbalkar i tak är svetsade med höjden ca 0,9 m (se bilaga 6). Takåsar utgörs av INP 220, INP 240, INP 260 och INP 300.





### 3 MÄTNINGARNAS OMFATTNING OCH UTFÖRANDE

Mätningarna, som utförts under tiden november 1970 - oktober 1971, har omfattat följande storheter:

- Sekundärbalkars krokighet (sidoutböjning) i monterat skick. 25 balkar har mätts. Balkarnas oskarvade längd har varierat mellan 8 075 och 10 000 mm. Mätningarna har utförts genom avståndsmätning med spänd tråd, vattenpass och stålmåttband. Se 4.1.
- Pelares avvikelser från lodplanet (pelares lutning). 49 pelare med H-tvårsnitt har mätts beträffande lutning i tvärsnittets x- och y-riktning. 16 runda pelare har mätts i två mot varandra vinkelräta riktningar. Mätningarna har utförts med lodsnöre och stålmåttband. Se 4.2.
- Pelares krokighet (utböjning). 49 pelare med H-tvårsnitt har mätts beträffande utböjning i tvärsnittets x- och y-riktning. Mätningarna har utförts med lodsnöre och stålmåttband. Se 4.3.
- Livkrumhet. Mätningar har utförts vid svetsade stålbalkar i totalt 110 mätpunkter jämnt fördelade längs balkarna. Mätningarna har utförts med hjälp av lodsnöre, rätskiva och stålmåttband. Se 4.4.
- Snedställning av liv. Mätningarna har utförts i totalt 109 mätpunkter och hjälpmedlen vid mätningarna har varit desamma som vid mätning av livkrumhet. Se 4.5.
- Sidoförskjutning av flänsar. Mätningar har utförts i samma mätpunkter som för snedställning av liv. Hjälpmedel som vid mätning av livkrumhet. Se 4.6.
- Balkflänsars rätlinighet. Mätningar har utförts för totalt 14 balkar. För 5 balkar med spännvidden 50 m har mätningarna tillgått så att mätpunkterna lodats ned till golvet, varpå en lina spänts mellan ändmätpunkterna och avvikelserna från linan mätts med stålmåttband. Att spänna en lina

längs balkens överfläns och mäta direkt mot flänsen har ej varit praktiskt möjligt, eftersom en lina på 50 meters längd får en olämpligt stor nedböjning. För 9 balkar med längden 18 m har denna senare mätmetod med fördel kunnat tillämpas. Se 4.7.

- Traversbalkars rätlinighet. 3 st traversbalkar om ca 40 m längd har mätts. Överflänsens (ej traversrälens) avvikelser från den räta linjen mellan ändmätningarna har mätts med hjälp av spänd tråd, lodsnöre och stålmåttband. Se 4.8.
- Fackverksstängers rätlinighet. 3 st stålfackverk med en spännvidd av 20 - 25 m har mätts. Mätningarna har gällt avvikelserna i horisontell riktning för enskilda diagonalstänger och för över- och underramen i hela deras sträckning d v s avvikelser från fackverksplanet. Mätningarna har skett med hjälp av spänd tråd, lodsnöre och stålmåttband. Se 4.9.

För de flesta av de olika uppmätta storheterna har frekvensdiagram upprättats. Normalfördelningskurvorna har beräknats och lagts in i frekvensdiagrammen. Standardavvikelsen s har beräknats. Eftersom mätobjekten varierat i längd har de mätta storheterna angivits i relativa tal (o/oo). Det totala mättningsprogrammet omfattar ca 2 500 enskilda mätningar.

## 4 MÄTRESULTAT

### 4.1 Sekundärbalkars sidoutböjning (krokighet)

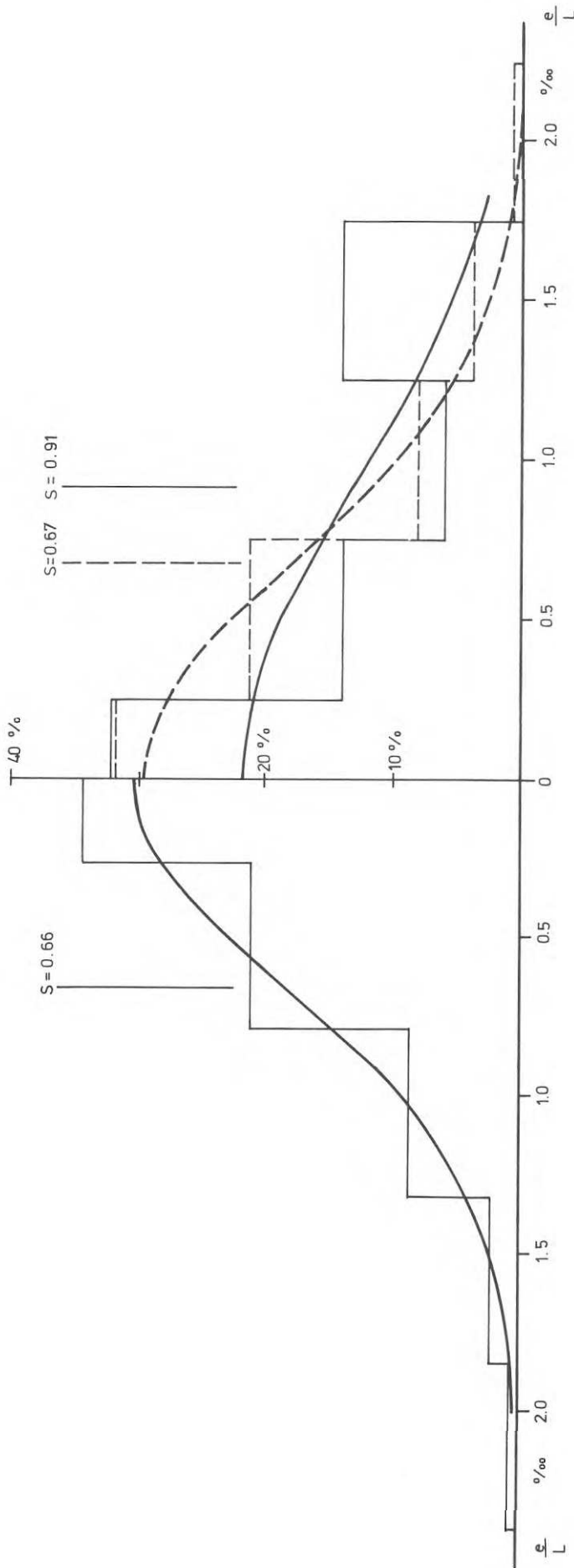
Mätningar har utförts för 25 balkar med längder mellan 8 075 och 10 000 mm av standardprofilerna IPE 180, IPE 200, INP 220 och INP 240. Mätningarna har gällt överflänsens utböjning i takfallets riktning. En del av balkarna har varit styrda av stag, placerade ungefär i mittpunkten. För alla balkarna gäller att de varit upplag för yttertak av profilerad plåt. Plåten bör ha verkat avstyvande på balkarna i den observerade riktningen.

Mätresultat: Mätresultaten visas i frekvensdiagram i figur 4:1. Det heldragna frekvensdiagrammet och den heldragna normalfördelningskurvan till höger om vertikalaxeln gäller för denna undersökning. Klassbredden 0,5 o/oo har valts. Mätvärdena har speglats kring vertikalaxeln, och medelvärdet av mätvärdena är därför noll. Endast halva frekvenskurvan har således visats i figur 4:1. Standardavvikelsen har beräknats till 0,91 o/oo.

### 4.2 Pelares avvikelser från lodplanet

Totalt 49 pelare med H-tvårsnitt har mätts beträffande lutning i x- och y-riktningen. 12 pelare med cirkulärt tvårsnitt har mätts i två mot varandra vinkelräta riktningar. För pelare med H-tvårsnitt varierar dimensionerna mellan HE 200 A och HE 280 A och mätta längder mellan 4 500 och 11 500 mm. Pelare med cirkulärt tvårsnitt har diametern 500 mm och mätta längder ca 12 000 mm. De mätta längderna motsvarar inte alltid pelarnas totala längd mellan fotplåt och upplagsplåt för balk. Praktiska orsaker, t ex hinder på golvet, har ofta gjort det omöjligt att utsträcka mätningen ned till fotplåten. Figur 4:21 visar exempel på uppmätta värden avseende pelares lutning och utböjning.

Mätresultat: Mätresultaten visas i frekvensdiagram i figur 4:22 för lutning i x-riktningen och i figur 4:23 för lutning i y-riktningen. För denna undersökning gäller det heldragna frekvensdiagrammet och den heldragna normalfördelningskurvan till höger



HELDAGEN KURVA:  
 RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
 VID UNDERSÖKNING 54,168

ANTAL MÄTNINGAR: 296  
 M = 0  
 S = 0.66 ‰

HELDAGEN KURVA:  
 RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
 VID FÖRELIGGANDE UNDERSÖKNING

ANTAL MÄTNINGAR: 25  
 M = 0  
 S = 0.91 ‰

STRECKAD KURVA:  
 RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
 VID BÅDA UNDERSÖKNINGARNA

ANTAL MÄTNINGAR: 321  
 M = 0  
 S = 0.67 ‰

FIG. 4.1. SEKUNDÄRBALKARS KROKIGHET (SIDOUTBÖJNING). M = MEDELVÄRDE S = STANDARDAVVIKELSE



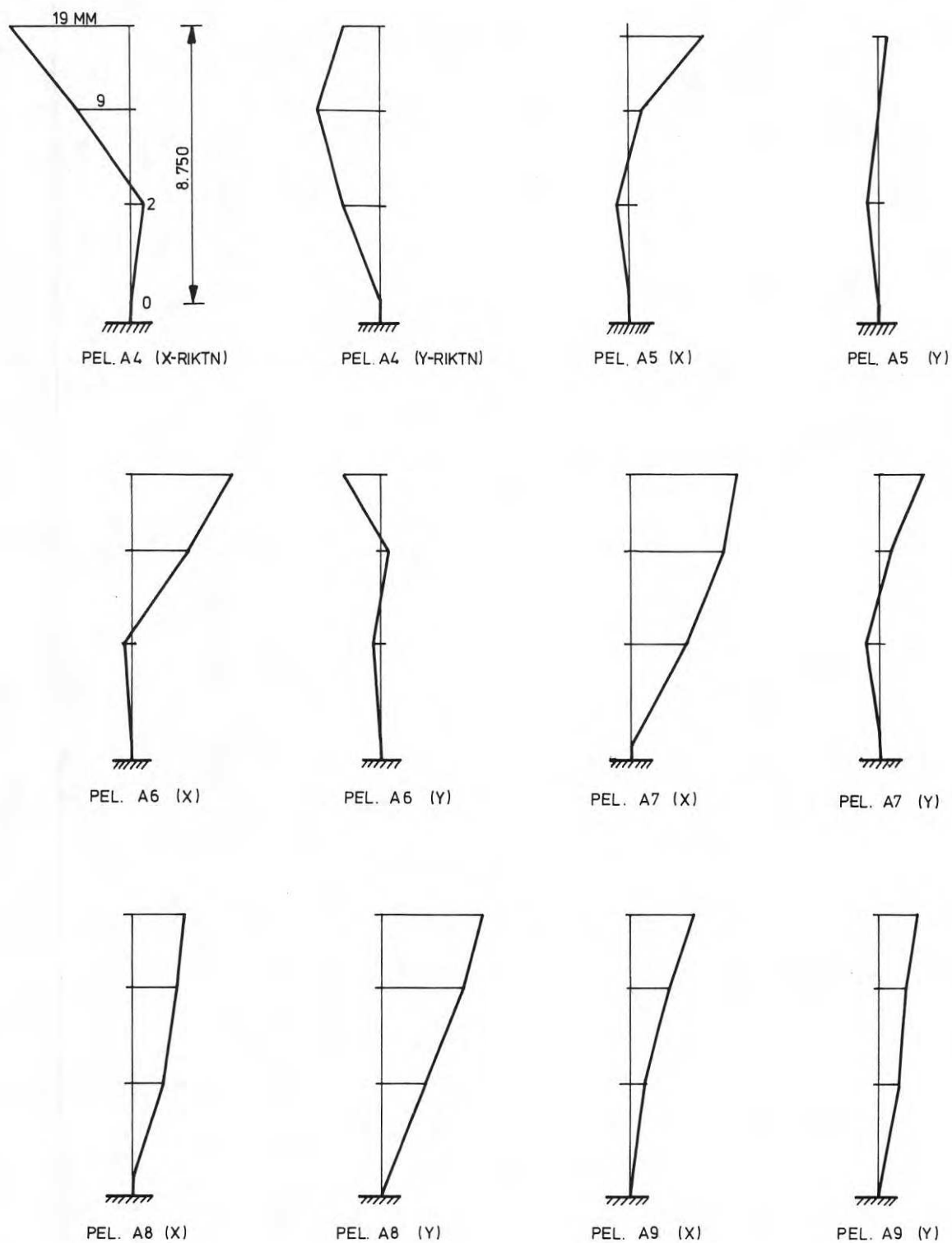
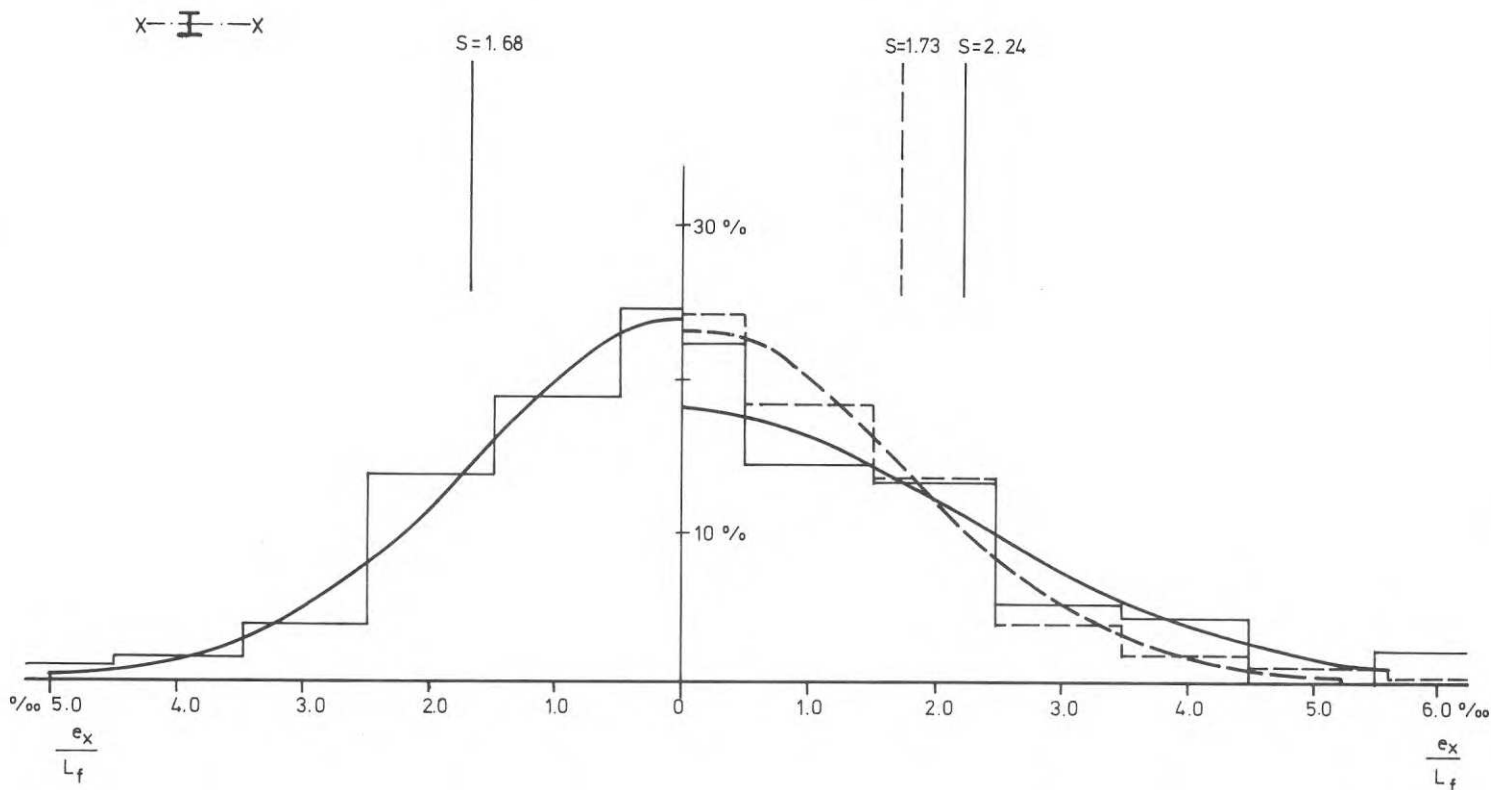
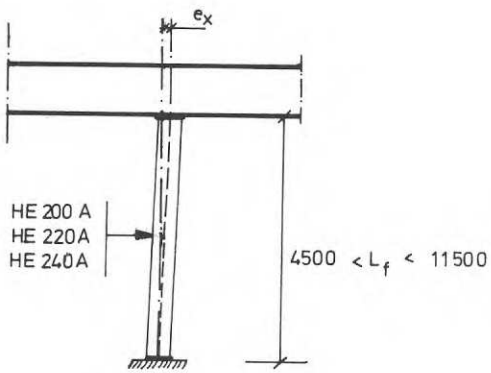


FIG. 4:21 PELARES LUTNING OCH UTBÖJNING.  
EXEMPEL PÅ UPPMÄTTA VÄRDEN.



HELDRAGEN KURVA:  
RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
VID UNDERSÖKNING 54/68

ANTAL MÄTNINGAR : 443  
M = 0  
S = 1.68 ‰

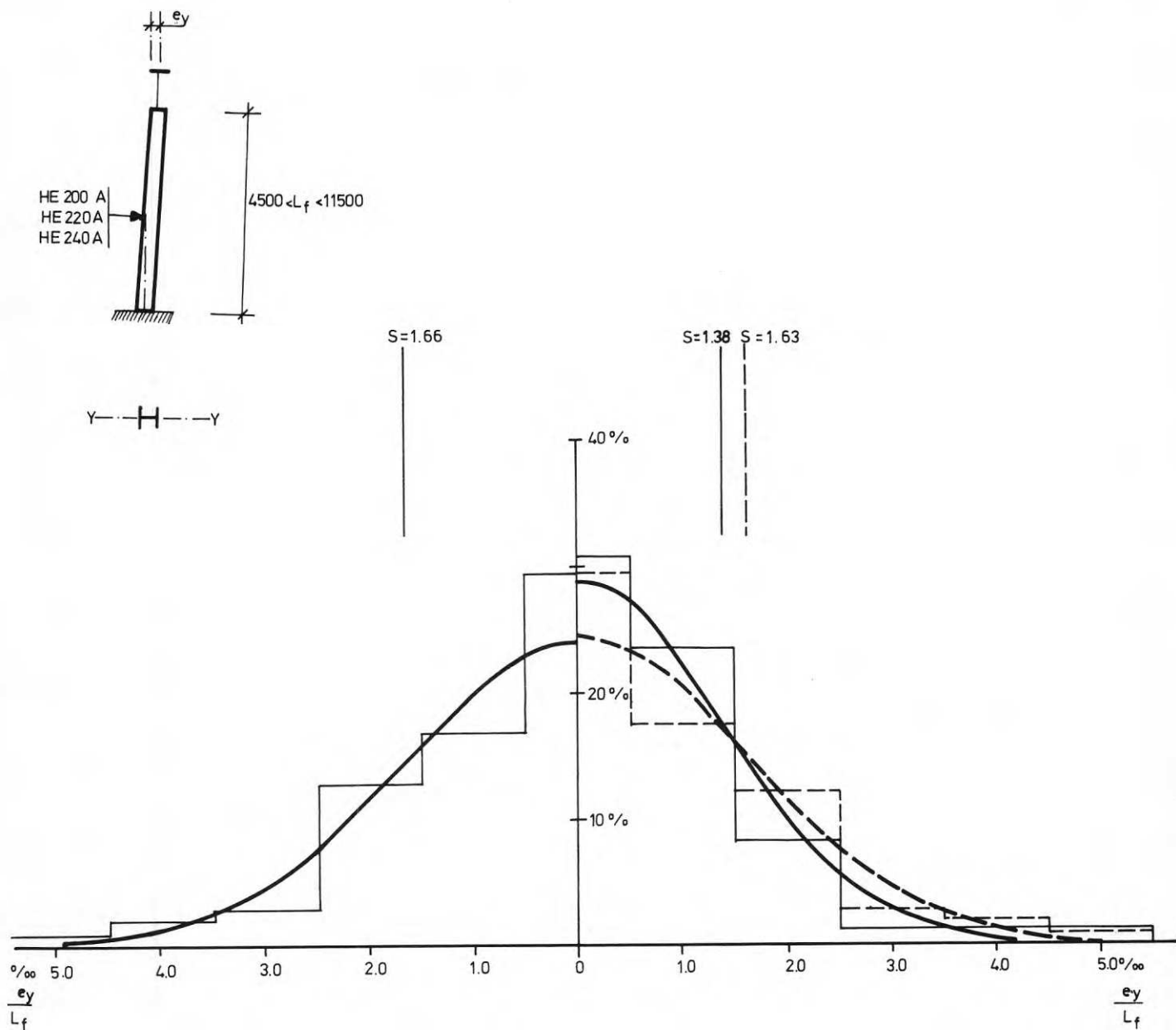
HELDRAGEN KURVA:  
RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
VID FÖRELIGGANDE UNDERSÖKNING

ANTAL MÄTNINGAR : 49  
M = 0  
S = 2.24 ‰

STRECKAD KURVA:  
RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
VID BÅDA UNDERSÖKNINGARNA

ANTAL MÄTNINGAR : 492  
M = 0  
S = 1.73 ‰

FIG. 4:22. ENSKILD PELARES LUTNING I X-RIKTNINGEN,  $e_x$ .



HELDRAGEN KURVA:  
RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
VID UNDERSÖKNING 54 / 68

ANTAL MÄTNINGAR : 441  
M = 0  
S = 1.66 ‰

HELDRAGEN KURVA:  
RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
VID FÖRELIGGANDE UNDERSÖKNING

ANTAL MÄTNINGAR : 49  
M = 0  
S = 1.38 ‰

STRECKAD KURVA:  
RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
VID BÅDA UNDERSÖKNINGARNA

ANTAL MÄTNINGAR : 490  
M = 0  
S = 1.63 ‰

FIG. 4:23. ENSKILD PELARES LUTNING I Y-RIKTNINGEN,  $e_y$ .

om figurens vertikalaxel. I båda figurerna har klassbredden valts 1,0 o/oo. Mätvärdena är speglade kring vertikalaxeln och medelvärdet är noll. Standardavvikelsen har beräknats till 2,24 o/oo för lutning i x-riktningen och 1,38 o/oo för lutning i y-riktningen.

Resultaten från mätningarna för pelarna med cirkulärt tvärsnitt har ej medtagits i diagrammen. Pelarlutningen anges för två ortogonala riktningar i figur 4:24, varvid huvudriktning I avser hallens längdriktning. Som en intressant iakttagelse kan nämnas att pelarlutningen ändras med temperaturen. På grund av att hallbyggnaden är oisolerad varierar stålstommens temperatur med ytterluftens temperatur.

En plan av byggnaden visas i bilaga 1. Byggnadens längd är angiven till 150 m, men är i verkligheten 200 m. För de runda pelarna närmast gavlarna, som står 190 m från varandra, har lutningsmätningar utförts dels vid en temperatur av + 4-8°C, dels vid en temperatur av + 25°C. Mätningarna visar att avståndet mellan pelartopparna var 51 mm större vid den högre temperaturen än vid den lägre. Om man förutsätter att denna differens beror på takåsarnas längdändring på grund av temperaturhöjningen kan differensen beräknas. Man får därvid

$$\Delta L = 190 \cdot 10^3 (25 - 6) \times 12 \cdot 10^{-6} = 43 \text{ mm.}$$

Överensstämmelsen med det uppmätta värdet måste anses som god särskilt med tanke på osäkerheten i temperaturmätningarna.

#### 4.3 Pelares krokighet (utböjning)

49 pelare med H-tvärsnitt har mätts beträffande utböjning i tvärsnittets x- och y-riktning. De mätta pelarnas dimensioner och längder är desamma som under punkt 4.2. I figur 4:21 visas exempel på uppmätta värden. Runda pelare har ej mätts beträffande utböjning. Pelarens utböjning i mätsträckans mittpunkt har förutsatts vara ett karakteristiskt värde för pelarens utböjning. I de fall då denna utböjning ej har blivit mätt på fältet har

Pelare nr	Magasin	$\delta_I$ mm	$\delta_{II}$ mm	L mm	$\delta_I/L$ $\times 10^3$	$\delta_{II}/L$ $\times 10^3$	Temp. $^{\circ}\text{C}$	Mätning utförd
F 39	norra	0	+ 9	11 855	0	+ 0,76	4	70-11-25
F 23	norra	- 4	- 11	11 885	- 0,34	- 0,93	5	70-11-25
F 3	norra	+ 22	- 9	12 172	+ 1,82	- 0,74	8	70-11-27
F 5	norra	+ 20	- 16	12 195	+ 1,64	- 1,31	10	70-11-27
F 3	norra	- 5	+ 3	12 173	- 0,41	+ 0,24	25	71-08-26
F 39	norra	+ 24	+ 15	11 850	+ 2,02	+ 1,26	25	71-08-26
F 39	södra	+ 55	0	11 860	+ 4,62	0	27	71-08-26
F 3	södra	- 30	+ 1	11 990	- 2,50	+ 0,08	18	71-08-27
F 3	södra	- 21	- 1	11 990	- 1,75	- 0,83	18	71-09-01
F 5	södra	+ 22	+ 8	12 270	+ 1,80	+ 0,65	16	71-09-01
F 9	södra	+ 12	- 5	11 950	+ 1,00	- 0,43	16	71-09-01
F 27	södra	0	- 7	11 680	0	- 0,60	16	71-09-01
F 33	södra	+ 16	- 4	12 270	+ 1,30	- 0,33	17	71-09-02
F 37	södra	- 5	+ 18	11 680	- 0,43	+ 1,54	17	71-09-02
F 39	södra	+ 39	- 8	11 860	+ 3,30	- 0,67	17	71-09-02
F 23	södra	- 22	+ 6	12 270	- 1,80	+ 0,49	17	71-09-02

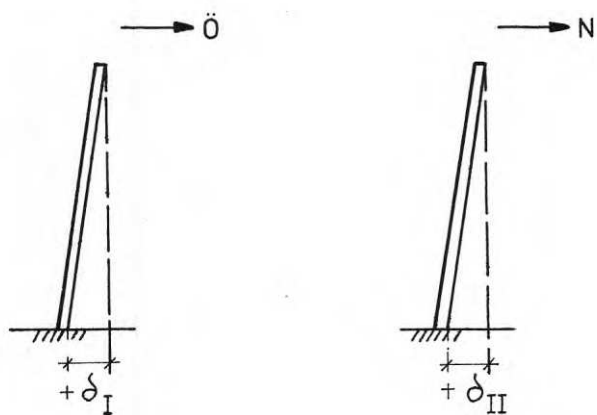


FIG. 4:24. Cirkulära pelares lutning.

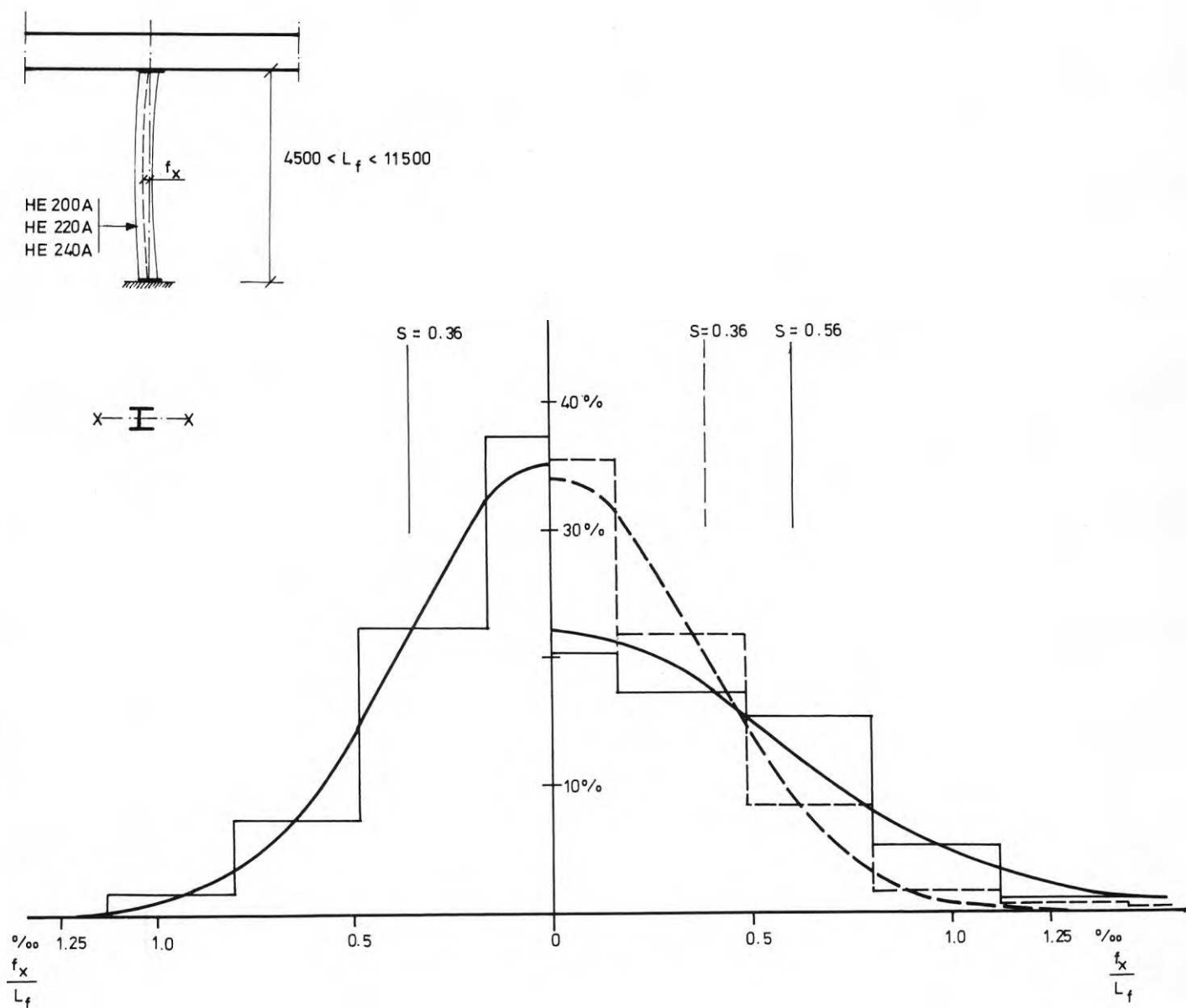
pelarlinjens ekvation beräknats med ledning av övriga mätpunkter och därefter utböjningen i mätsträckans mittpunkt. Beräkningarna har utförts med hjälp av dator.

Mätresultat: I figur 4:31 visas i frekvensdiagram mätresultaten för utböjning i x-riktningen och i figur 4:32 resultaten för utböjning i y-riktningen. Det heldragna frekvensdiagrammet och den heldragna normalfördelningskurvan till höger om figurens vertikalexel gäller för denna undersökning. I båda figurerna har klassbredden valts 0,312 o/oo, samma klassbredd som i undersökning 54/68. En jämförelse har underlättats på detta sätt. Mätvärdena är speglade kring vertikalexeln och medelvärdet är noll. För utböjning i x-riktningen har standardavvikelsen beräknats till 0,56 o/oo och för utböjning i y-riktningen till 0,46 o/oo.

#### 4.4 Livkrumhet

Livkrumheten har mätts hos svetsade stålbalkar med en livhöjd som varierat mellan 900 och 2 650 mm. Sammanlagt har mätningar utförts i 110 snitt. Snitten har varit jämnt fördelade i balkarnas längdriktning. De värden som mätts är livets utböjning i horisontell riktning relativt sammanbindningslinjen mellan livets infästningspunkter i flänsarna i ett vertikalt snitt. Dessa värden har förutsatts vara karakteristiska för livets krumhet. Det bör påpekas att ett sådant värde inte alltid är det största värdet för livets utböjning relativt sammanbindningslinjen i ett visst snitt, vilket har kunnat konstateras vid mätningarna. Man har också kunnat observera, men mera sällan, att balklivet i ett snitt vinkelrätt mot balkens längdriktning bildar en S-kurva, vilket medfört att det uppmätta måttet i livets mitt är noll, medan utböjningarna i fjärdedelspunkterna har större värden.

Mätresultat: I figur 4:4 visas i frekvensdiagram mätresultaten för livkrumheten. Det heldragna diagrammet och den heldragna normalfördelningskurvan till höger om vertikalexeln i figuren gäller för denna undersökning. Mätvärdena är speglade kring medelvärdet noll. Standardavvikelsen har beräknats till 6,2 o/oo.



HELDRAGEN KURVA:  
RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
VID UNDERSÖKNING 54/68

ANTAL MÄTNINGAR: 437  
M = 0  
S = 0.36 ‰

HELDRAGEN KURVA:  
RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
VID FÖRELIGGANDE UNDERSÖKNING

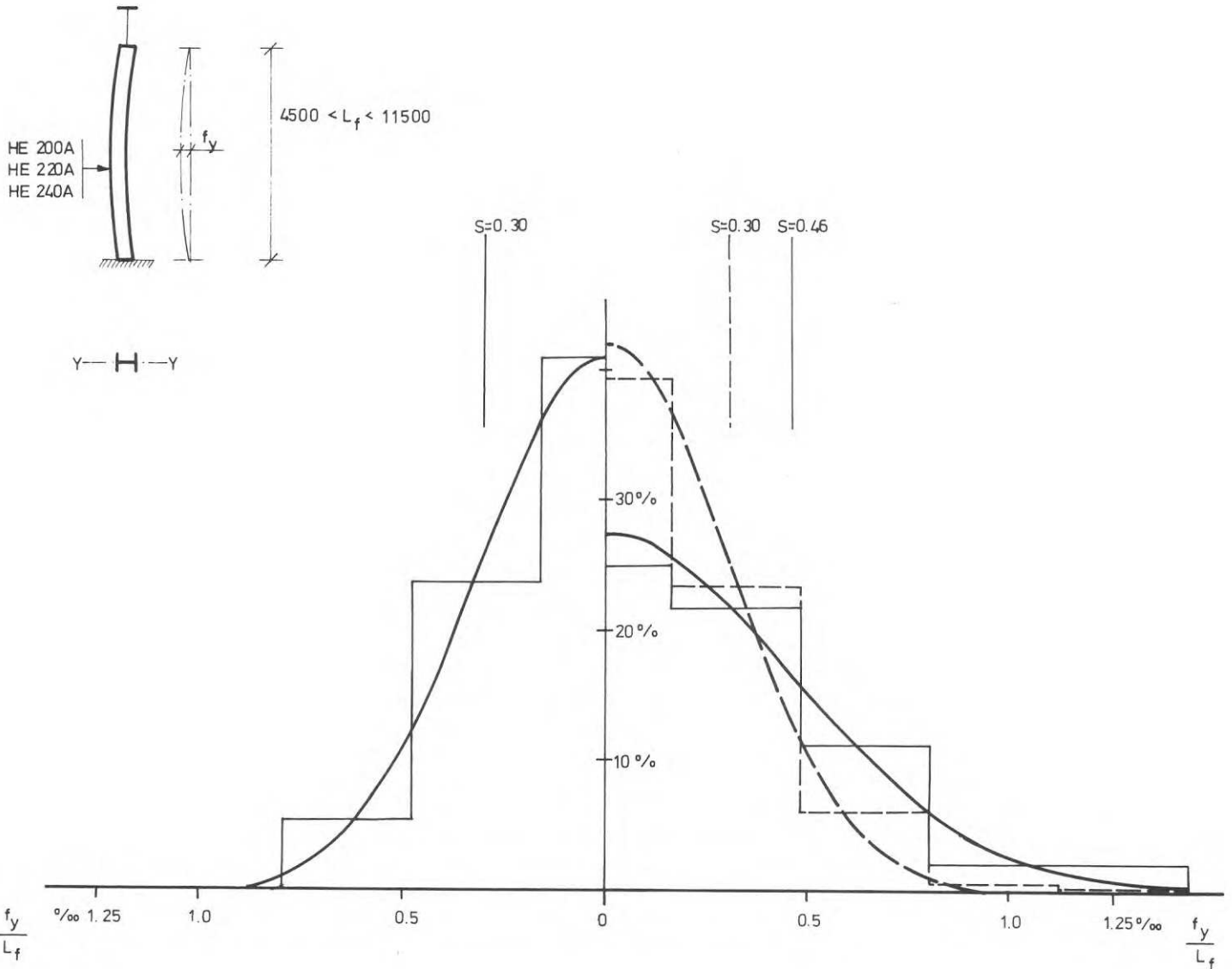
ANTAL MÄTNINGAR: 49  
M = 0  
S = 0.56 ‰

STRECKAD KURVA:  
RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
VID BÅDA UNDERSÖKNINGARNA

ANTAL MÄTNINGAR: 486  
M = 0  
S = 0.36 ‰

FIG. 4:31 PELARKROKIGHET.  
UTBÖJNING I X-RIKTNINGEN,  $f_x$ .





HELDRAGEN KURVA :  
 RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
 VID UNDERSÖKNING 54/68

ANTAL MÄTNINGAR: 437  
 M = 0  
 S = 0.30 ‰

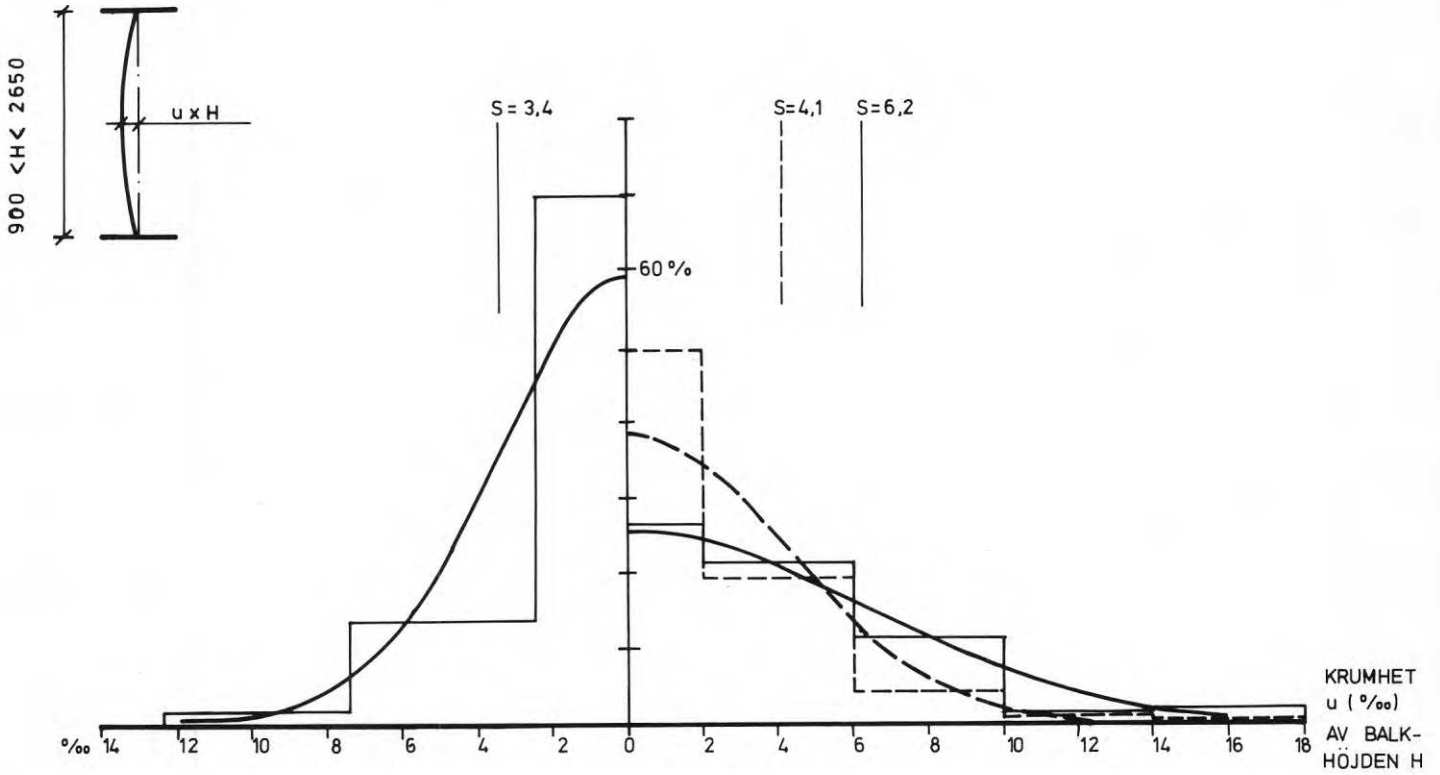
HELDRAGEN KURVA :  
 RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
 VID FÖRELIGGANDE UNDERSÖKNING

ANTAL MÄTNINGAR: 48  
 M = 0  
 S = 0.46 ‰

STRECKAD KURVA :  
 RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
 VID BÅDA UNDERSÖKNINGARNA

ANTAL MÄTNINGAR: 485  
 M = 0  
 S = 0.30 ‰

FIG. 4:32 PELARKRÖKIGHET.  
 UTBÖJNING I Y-RIKTNINGEN,  $f_y$ .



HELDRAGEN KURVA:  
RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
VID UNDERSÖKNING 54/68

ANTAL MÄTNINGAR : 394  
M = 0  
S = 3,4 ‰

HELDRAGEN KURVA:  
RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
VID FÖRELIGGANDE UNDERSÖKNING

ANTAL MÄTNINGAR : 110  
M = 0  
S = 6,2 ‰

STRECKAD KURVA:  
RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
VID BÅDA UNDERSÖKNINGARNA

ANTAL MÄTNINGAR : 504  
M = 0  
S = 4,1 ‰

FIG. 4:4 LIVKRUMHET, u.

#### 4.5 Snedställning av liv

Livets snedställning har mätts i samma balksnitt som livkrumheten. Mätpunkterna har alltså varit jämnt fördelade längs de mätta balkarna och har inte som vid undersökningen 54/68 endast avsett förhållandena vid knutpunkterna. Man har kunnat iakttaga, att graden av snedställning hos livet varierar med det aktuella balksnittets avstånd från balkupplagen. Detta förhållande illustreras av figurerna 4:52 och 4:53. Figur 4:52 gäller balkar med fri spännvidd av ca 50 m. Figur 4:53 gäller balkar med fri spännvidd av ca 18 m.

Mätresultat: Frekvensdiagram i figur 4:51 visar mätresultaten. Mätvärdena är speglade kring medelvärdet noll. Det heldragna frekvensdiagrammet och den heldragna normalfördelningskurvan till höger om vertikalaxeln i figuren gäller för denna undersökning. Standardavvikelsen har beräknats till 10,2 o/oo.

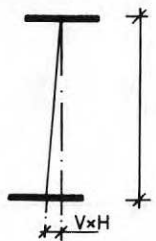
#### 4.6 Flänsars sidoförskjutning

Flänsarnas sidoförskjutning har observerats i samma snitt som balklivets snedställning. Även för denna storhet har man kunnat iakttaga att värdena varierar med balksnittets avstånd från balkupplagen. Variationen framgår av figurerna 4:62 och 4:63.

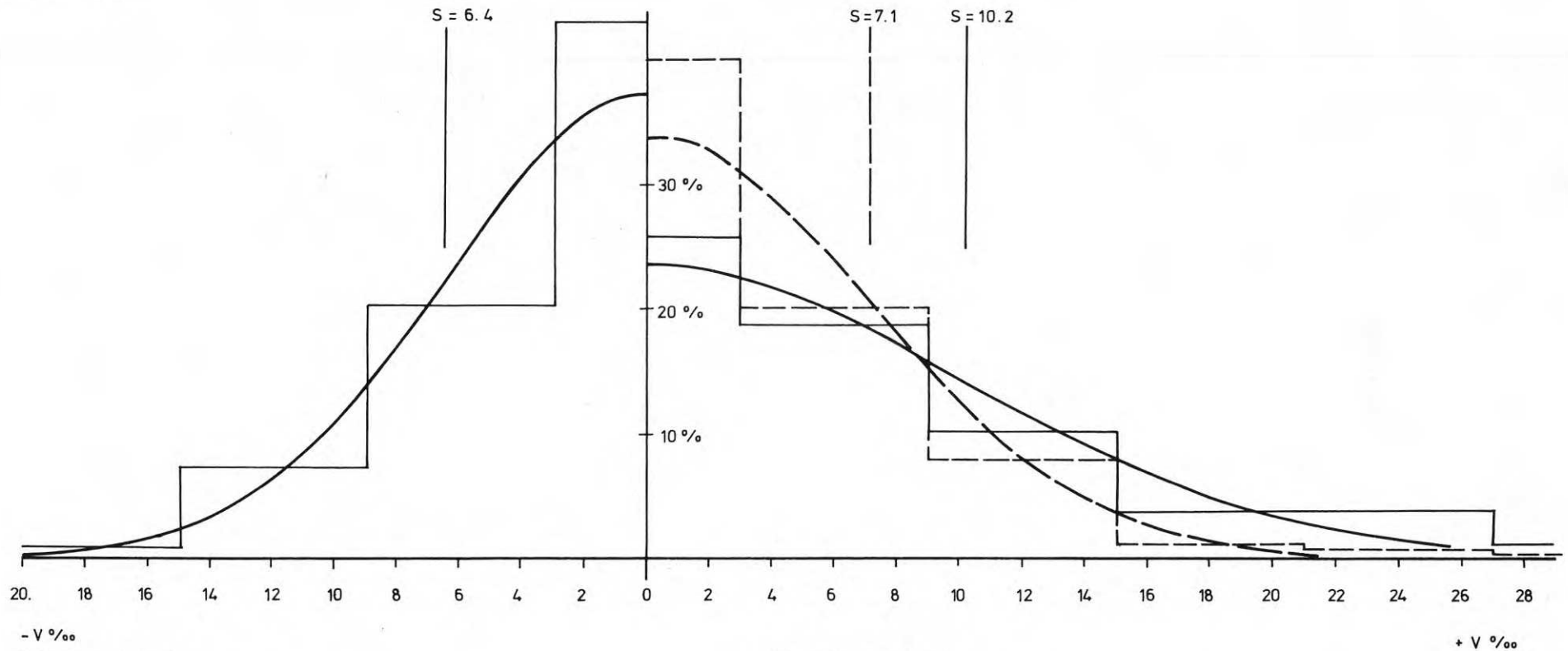
Mätresultat: Figur 4:61 visar frekvensdiagram för mätresultaten. Från undersökning 54/68 finns inga observationer som gäller flänsarnas sidoförskjutning. Frekvensdiagrammet och normalfördelningskurvan i figur 4:61 visar därför resultat från endast den föreliggande undersökningen. Mätvärdena är speglade kring medelvärdet noll. Standardavvikelsen har beräknats till 11,2 o/oo.

#### 4.7 Balkflänsars rätlinighet

Resultaten från mätningarna av balkflänsarnas rätlinighet finns redovisade i figurerna 4:701 - 4:714. Mätningarna har utförts för balkarnas underfläns. I figurerna har underflänsen angivits med heldragen linje. Som nollinje vid beräkningen av flänsarnas



H = 900 - 2650



- V ‰

HELDRAGEN KURVA:  
RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
VID UNDERSÖKNING 54/68

ANTAL MÄTNINGAR: 434  
M = 0  
S = 6.4 ‰

+ V ‰

HELDRAGEN KURVA:  
RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
VID FÖRELIGGANDE UNDERSÖKNING.

ANTAL MÄTNINGAR: 109  
M = 0  
S = 10.2 ‰

STRECKAD KURVA:  
RESULTAT AV MÄTNINGARNA  
VID BÅDA UNDERSÖKNINGARNA.

ANTAL MÄTNINGAR: 543  
M = 0  
S = 7.1 ‰

FIG. 4:51. SNEDSTÄLLNING AV LIV, V.

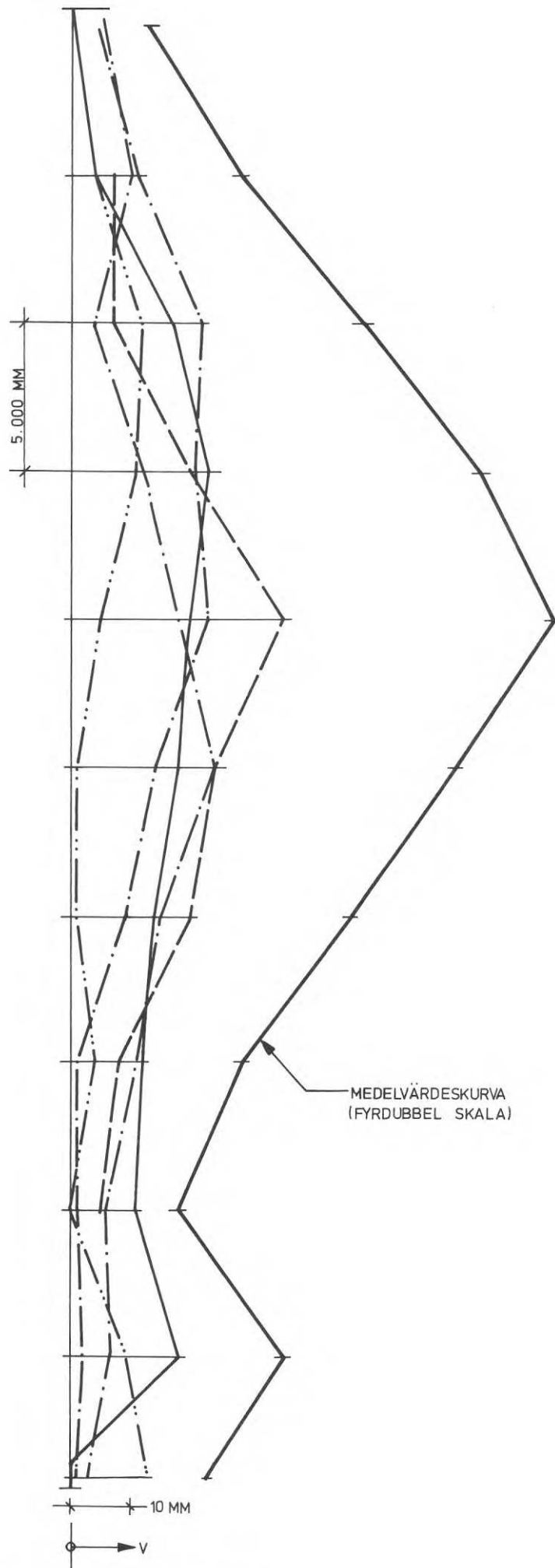


FIG. 4.52. LIVETS SNEDSTÄLLNING. EXEMPEL  
PÅ DESS VARIATION LÄNGS BALK  
MED  $H = 1700$  MM. (5 BALKAR).

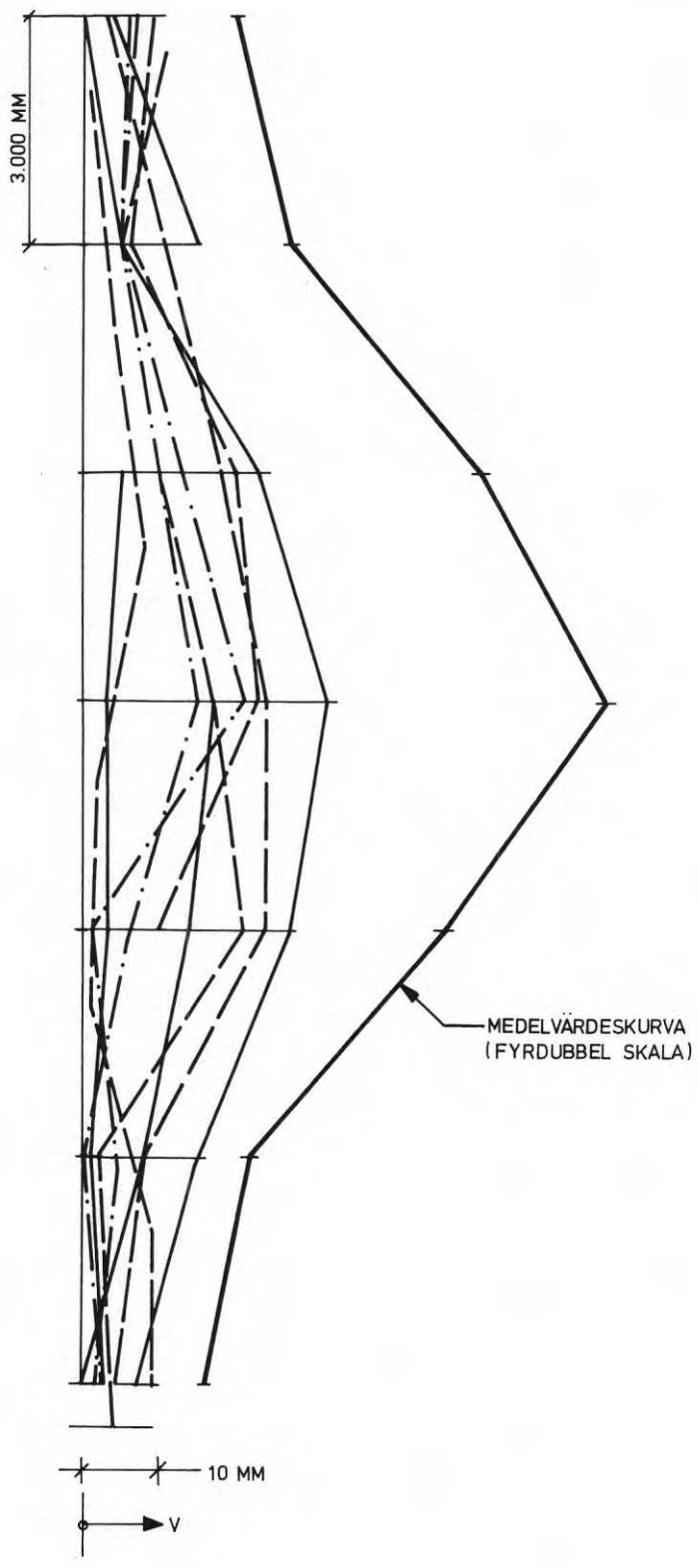
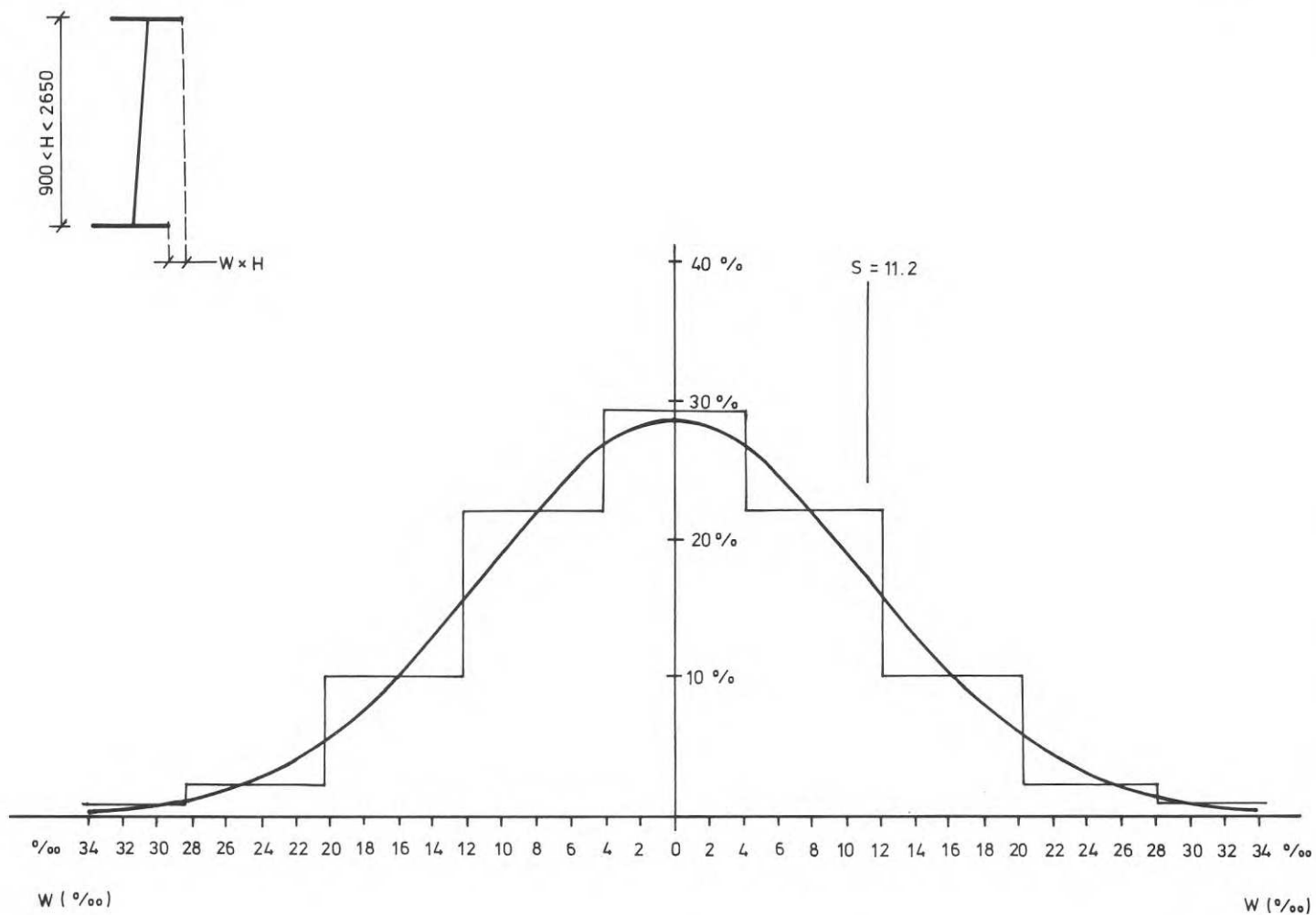


FIG. 4:53 LIVETS SNEDSTÄLLNING. EXEMPEL PÅ DESS VARIATION LÄNGS BALK MED H = 900 MM (9 BALKAR).



ANTAL MÄTNINGAR : 109  
 M = 0  
 S = 11.2 ‰

FIG. 4:61 FLÄNSARS SIDOFÖRSKJUTNING, W.



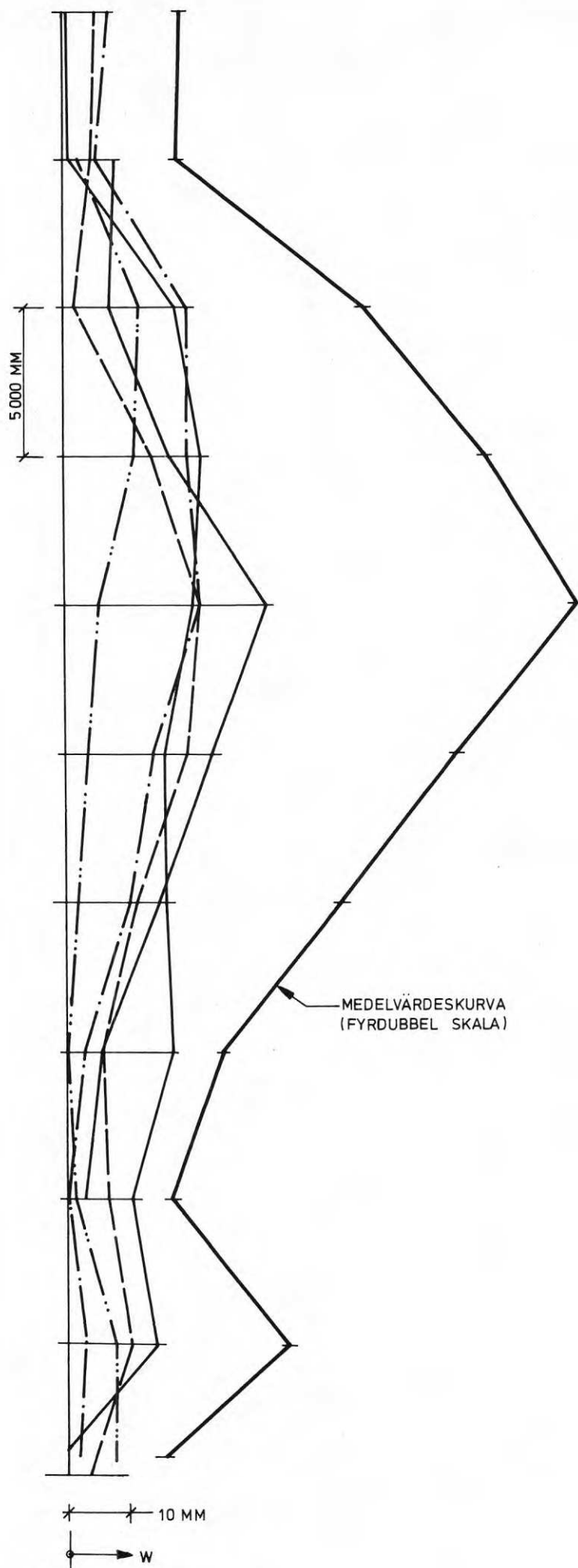


FIG. 4:62. FLÄNSARS SIDOFÖRSKJUTNING.  
 EXEMPEL PÅ DESS VARIATION  
 LÅNGS BALK MED  $B \times H = 500 \times 1700$  MM  
 (5 BALKAR).

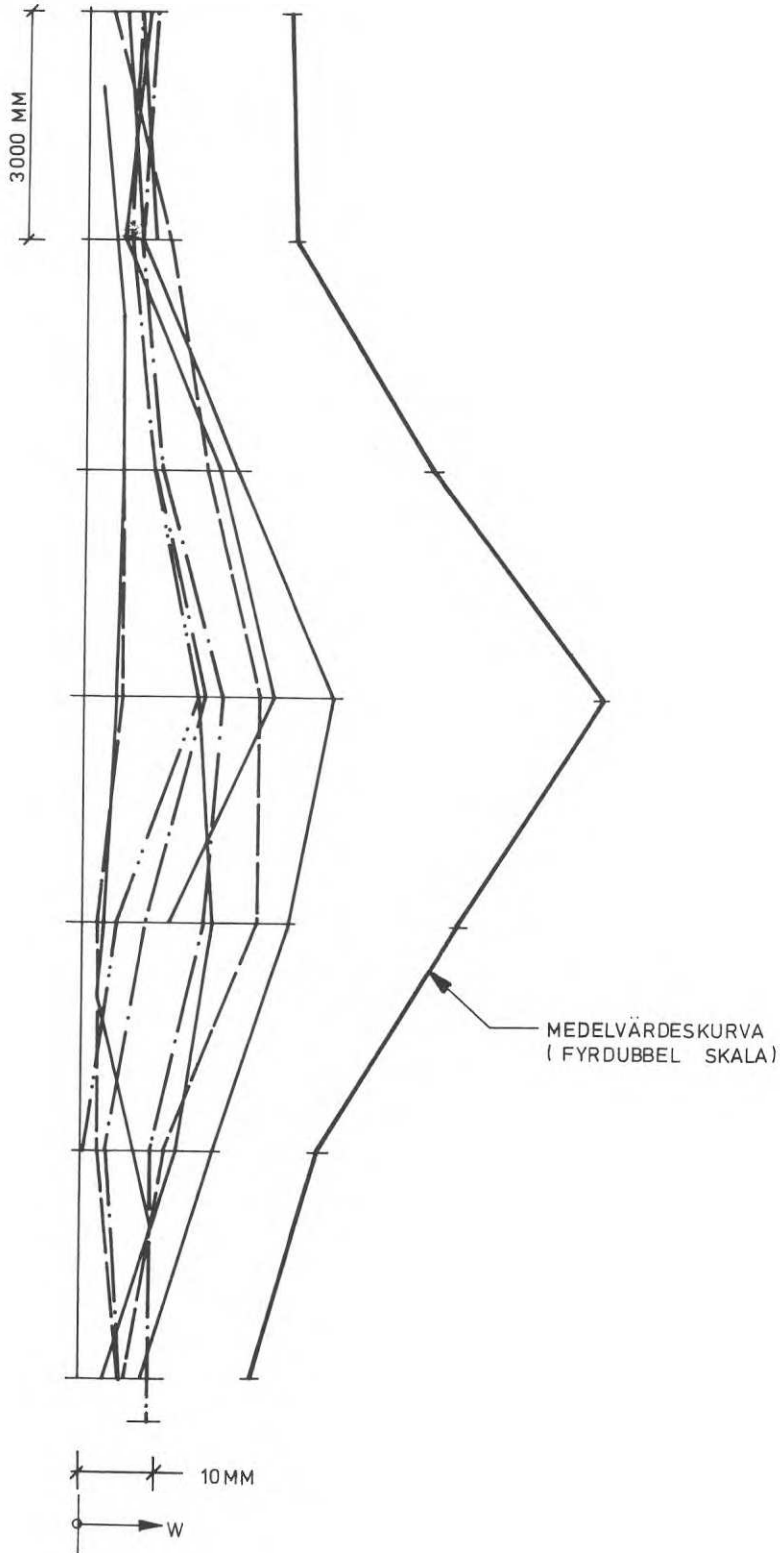


FIG. 4:63 FLÄNSARS SIDOFÖRSKJUTNING.  
EXEMPEL PÅ DESS VARIATION LANGS  
BALK MED  $H = 900$  MM,  $B = 200-350$  MM  
(9 BALKAR).

avvikelser från den rätta linjen har valts en rät linje genom underflänsens ändmät punkter. Överflänsen är i figuren angiven med streckad linje. Avvikelserna för överflänsen har beräknats med hjälp av värdena för underflänsen och mätvärdena som gäller flänsarnas sidoförskjutning. I figurerna har angivits centrumlinjerna för sekundäråsar, som vilar på överflänsen. Även läget för svetsar i flänsar har markerats. En statistisk bearbetning av mätvärdena har ej ansetts vara möjlig. Mättningsresultaten bör kunna ligga till grund för en bedömning av svetsade balkars verkningssätt och lastupptagande förmåga.

#### 4.8 Traversbalkars rätlinighet

Mätningarna av traversbalkars rätlinighet finns redovisade i figurerna 4:81 - 4:83. Mätningarna har gällt överflänsens kant (ej traversrälen). I figurerna har läget av överflänsens kant redovisats relativt en rät linje genom en jämbred traversbalks ändmät punkter. Detta innebär att en omräkning skett med hänsyn till att överflänsen varierar i bredd längs traversbalken.

Något försök till en statistisk bearbetning av mätvärdena har ej gjorts med hänsyn till underlagets relativt ringa omfattning.

#### 4.9 Fackverksstängers rätlinighet

I bilaga 7 - 9 har redovisats resultatet av mätningarna av fackverksstängers rätlinighet. I varje bilaga visas i den övre figuren en elevation av fackverket, som anger de ingående stängernas dimensioner. På denna figur visas också mätpunkternas lägen, avstånden mellan dem och de uppmätta avvikelserna i mm. Avvikelserna anger avståndet i horisontell riktning  $d$  v s från fackverksplanet mellan en spänd tråd och kanten på en profil som ingår i den aktuella stängen. I den nedre figuren visas avvikelserna schematiskt. De streckprickade linjerna anger fackverkets systemlinjer. De heldragna linjerna sammanbinder ändpunkterna på de mätta avvikelserna, som avsatts i papperets plan från systemlinjerna. En omräkning har skett så att avvikelserna vid stängernas ändmät punkter blivit noll. En avvikelse relativt aktuell stängs

ändmät punkter, som är riktad från läsaren i den övre figuren, är i den nedre figuren avsatt uppåt från systemlinjen.

Eftersom antalet mätta värden är litet, har något försök ej gjorts att bearbeta mätmaterialen statistiskt.

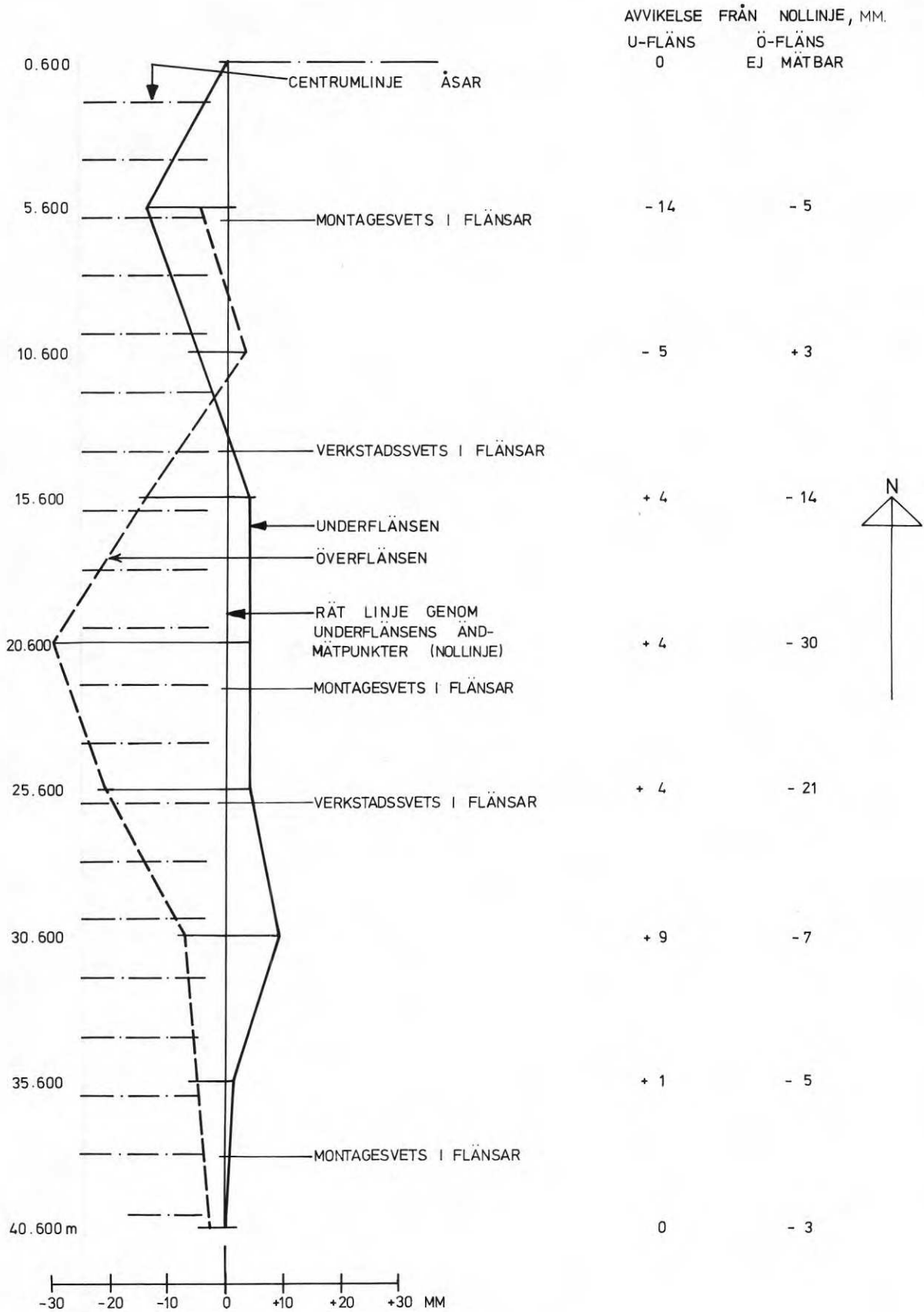


FIG. 4:701 BALKFLÄNSARS RÄTLINGHET.  
 BALK NR 1. SVETSAD BALK MED B×H =  
 = 500 × 1740 MM.

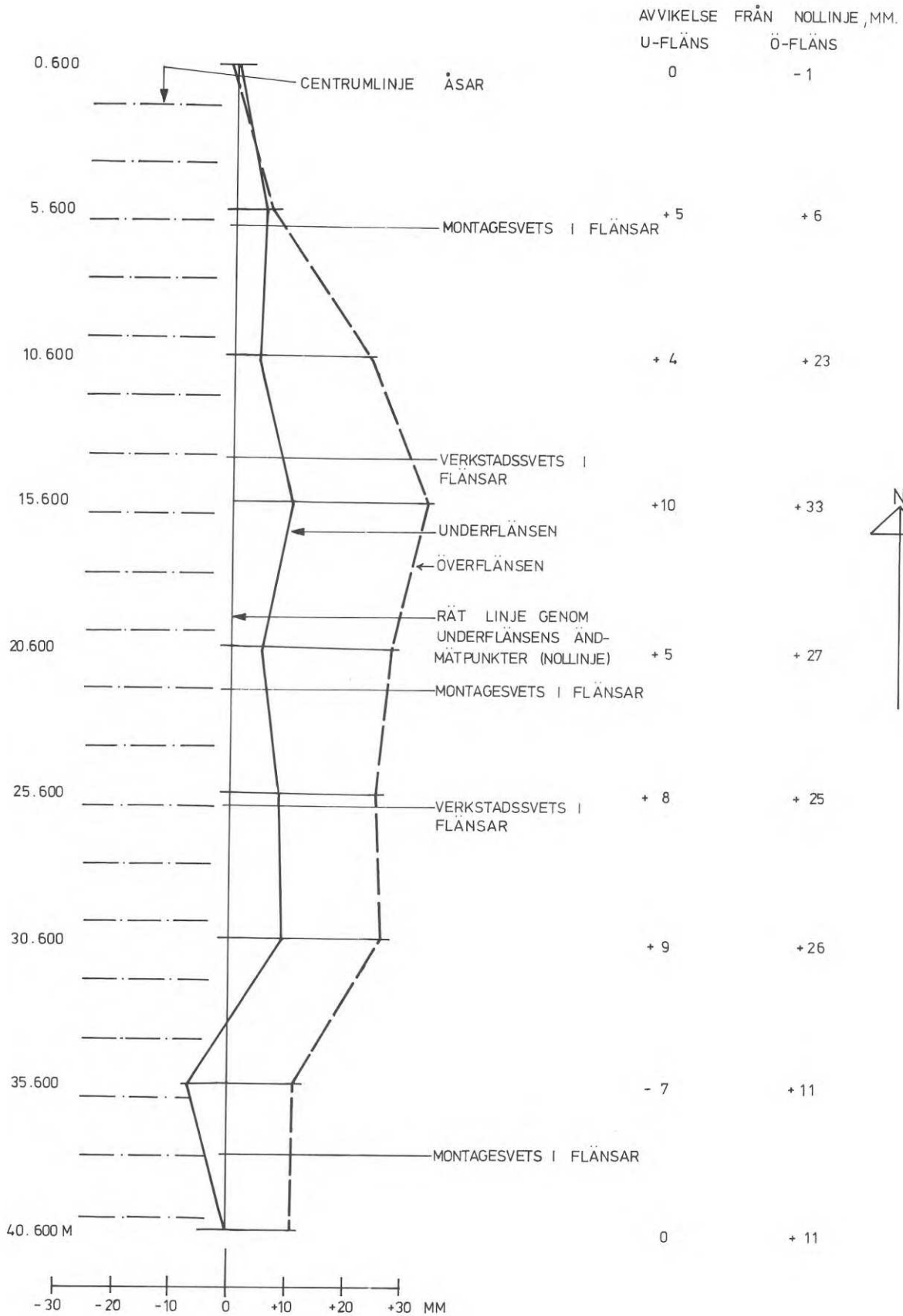


FIG. 4:702 BALKFLÄNSARS RÄTLINIGHET.  
 BALK NR 2. SVETSAD BALK MED B×H  
 = 500 × 1740 MM.

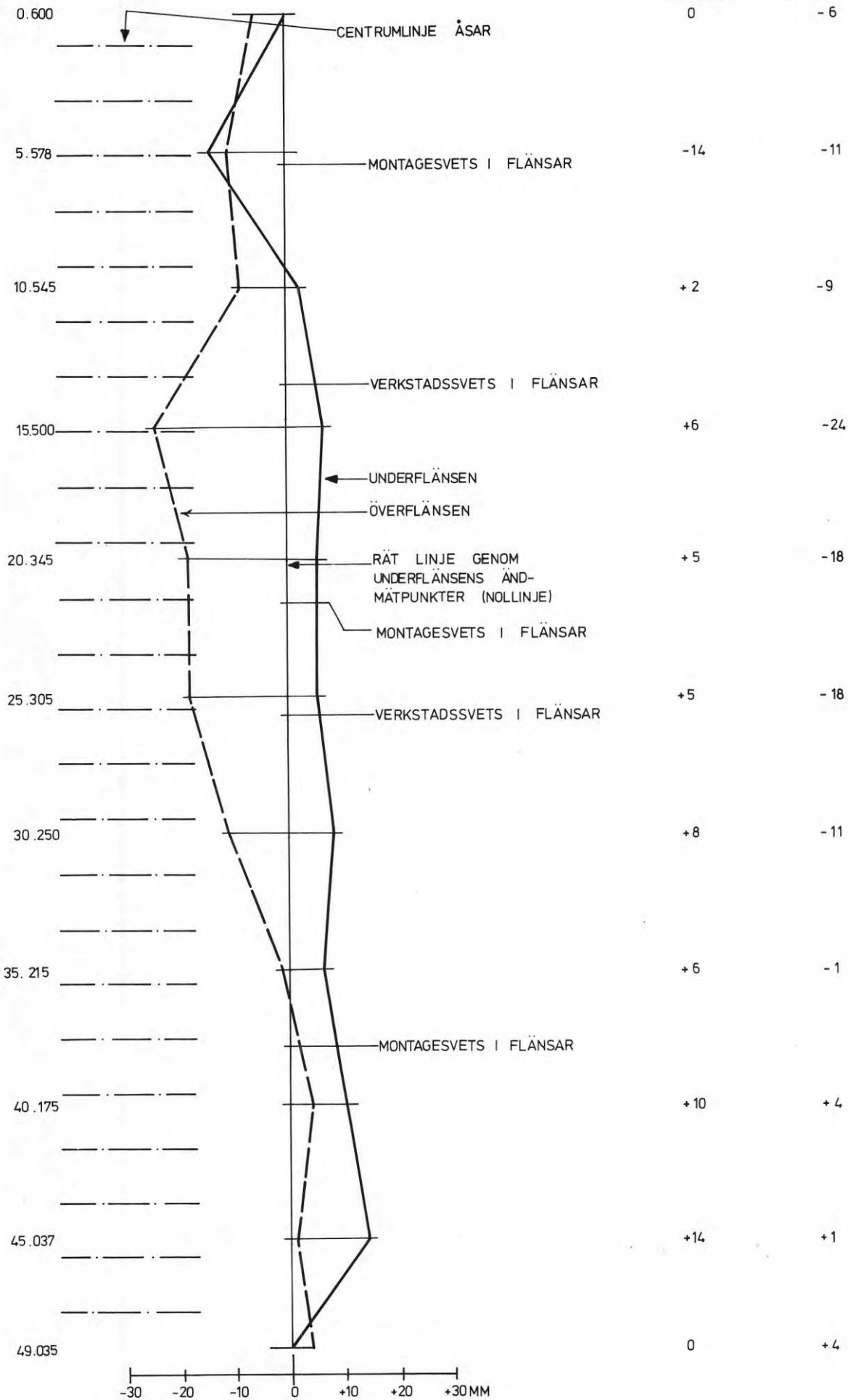


FIG. 4:703. BALKFLÄNSARS RÄTLINIGHET.  
 BALK NR 3. SVETSAD BALK MED B×H  
 = 500×1740 MM.

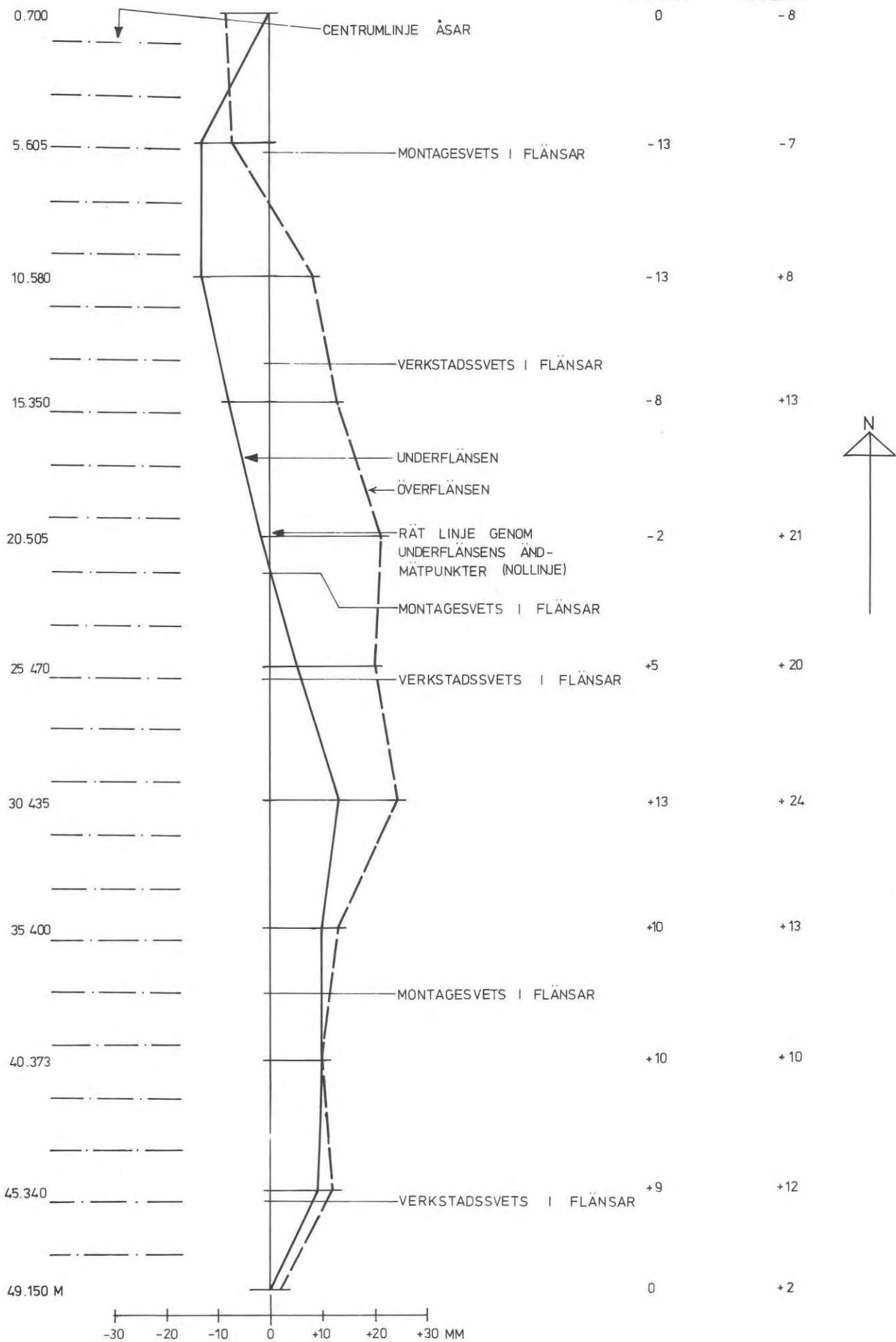


FIG. 4.704. BALKFLÄNSARS RÄTLINIGHET.  
 BALK NR 4. SVETSAD BALK MED B×H=  
 = 500 × 1740 MM.



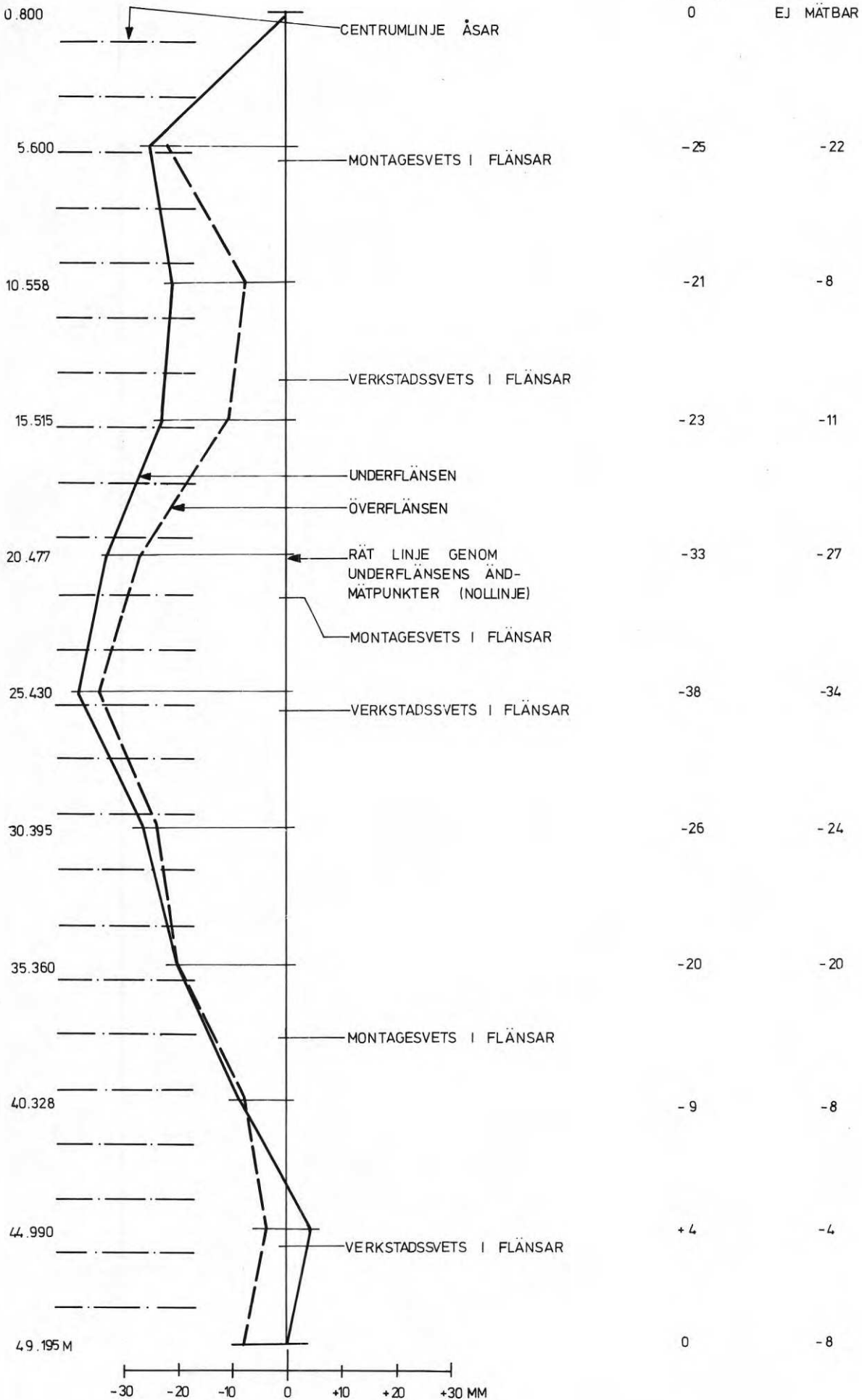


FIG. 4:705. BALKFLÄNSARS RÄTLINIGHET.  
 BALK NR 5. SVETSAD BALK MED B×H =  
 = 500 × 1740 MM.

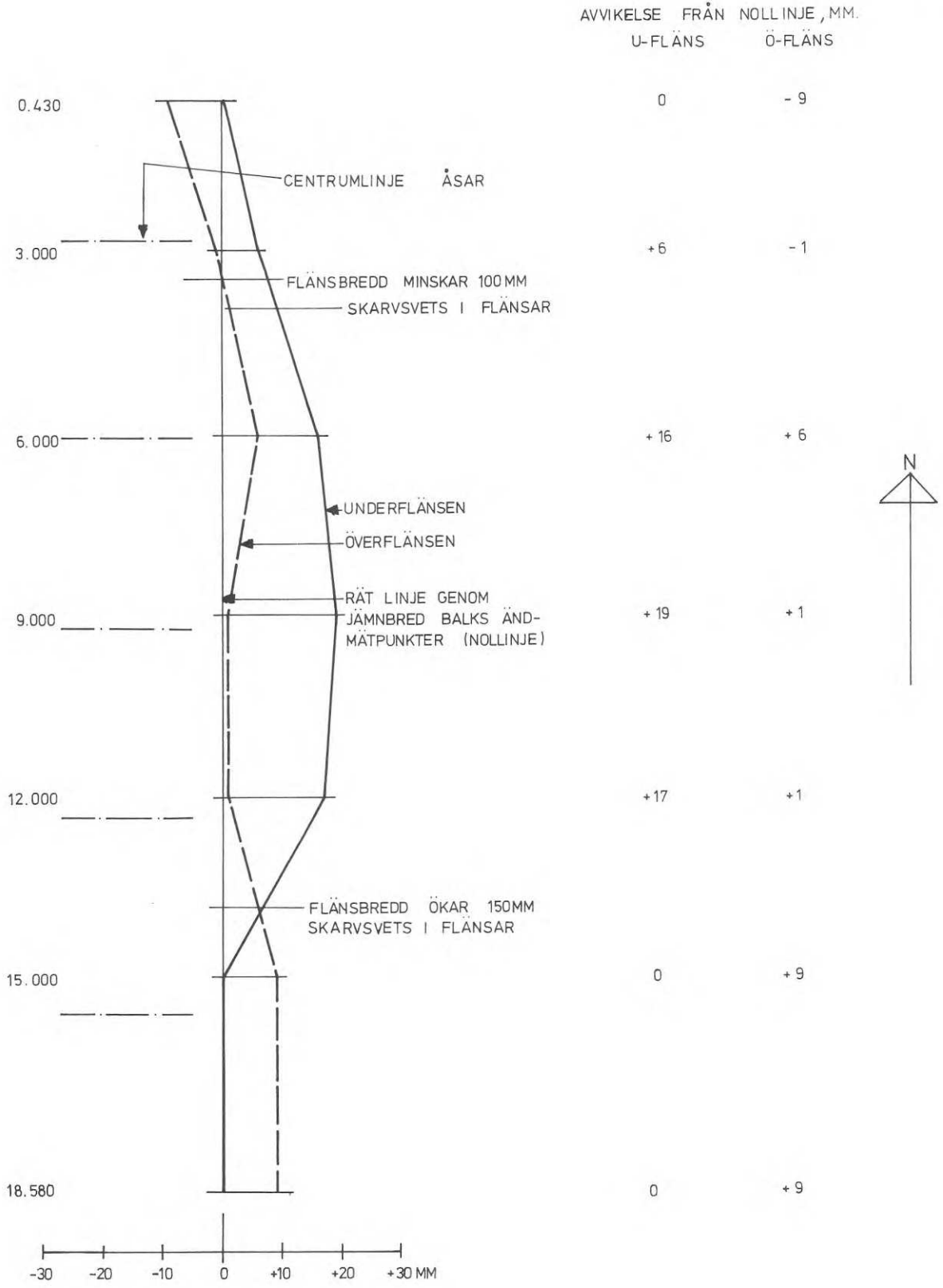


FIG. 4:706. BALKFLÄNSARS RÄTLINIGHET.  
 BALK NR 6. SVETSAD BALK MED B×H=  
 = 200 × 900 (I BALKMITT).

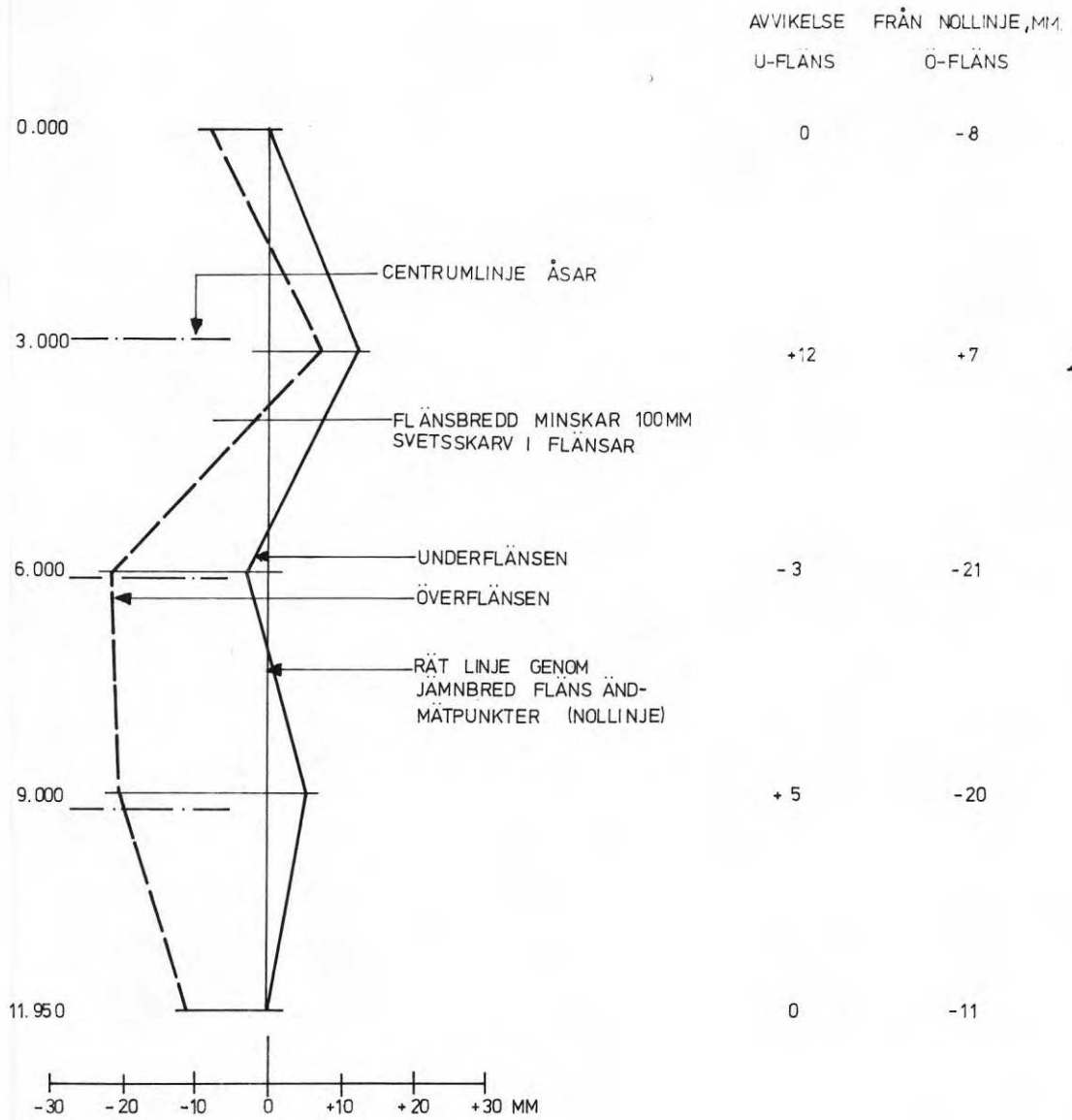


FIG. 4:707. BALKFLÄNSARS RÄTLINIGHET.  
 BALK NR 7. SVETSAD BALK MED  $B \times H =$   
 $= 225 \times 900$  (I BALKMITT).

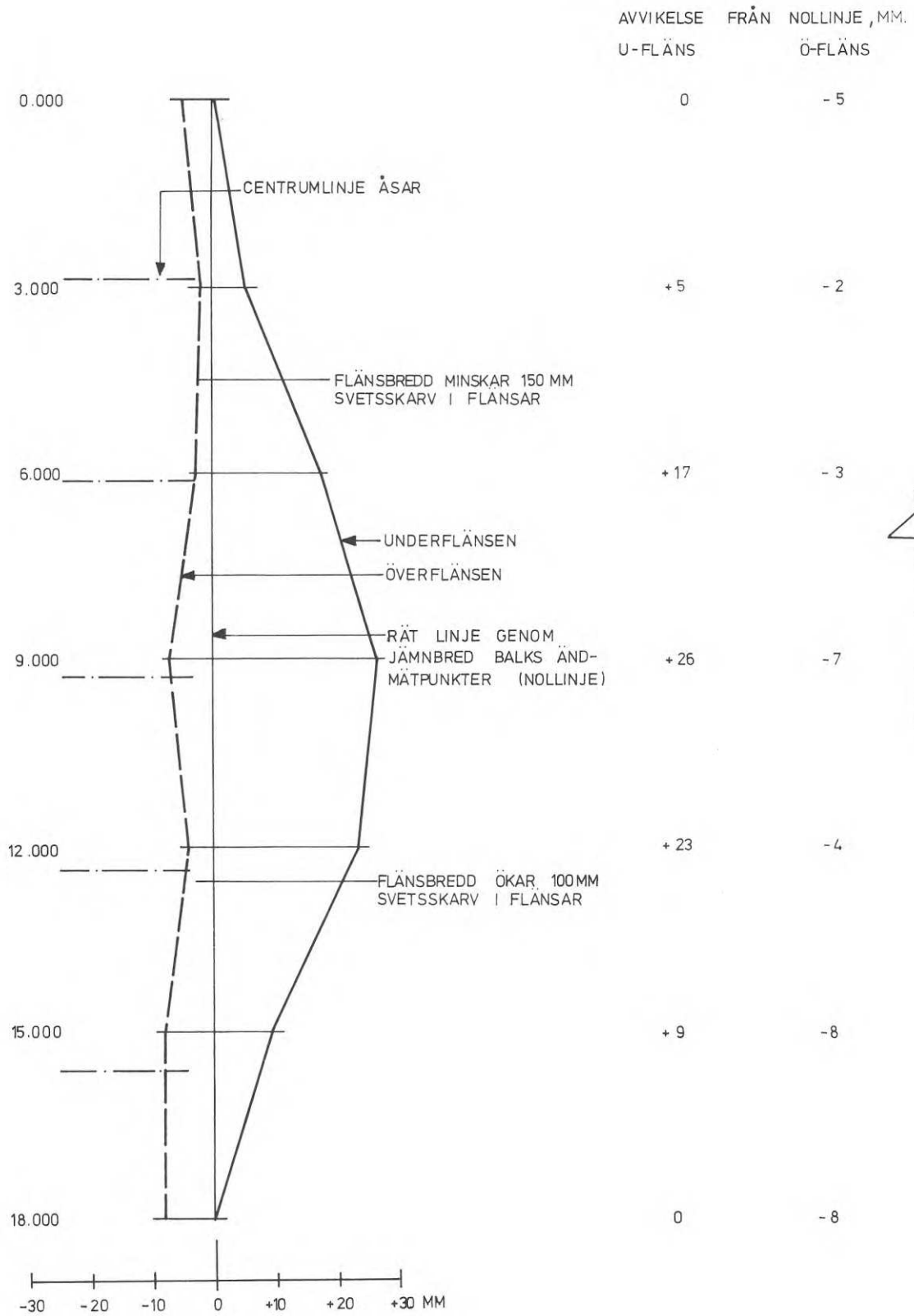


FIG. 4:708 BALKFLÄNSARS RÄTLINIGHET.  
 BALK NR 8 SVETSAD BALK MED B×H= 200 × 900 (I BALKMITT).

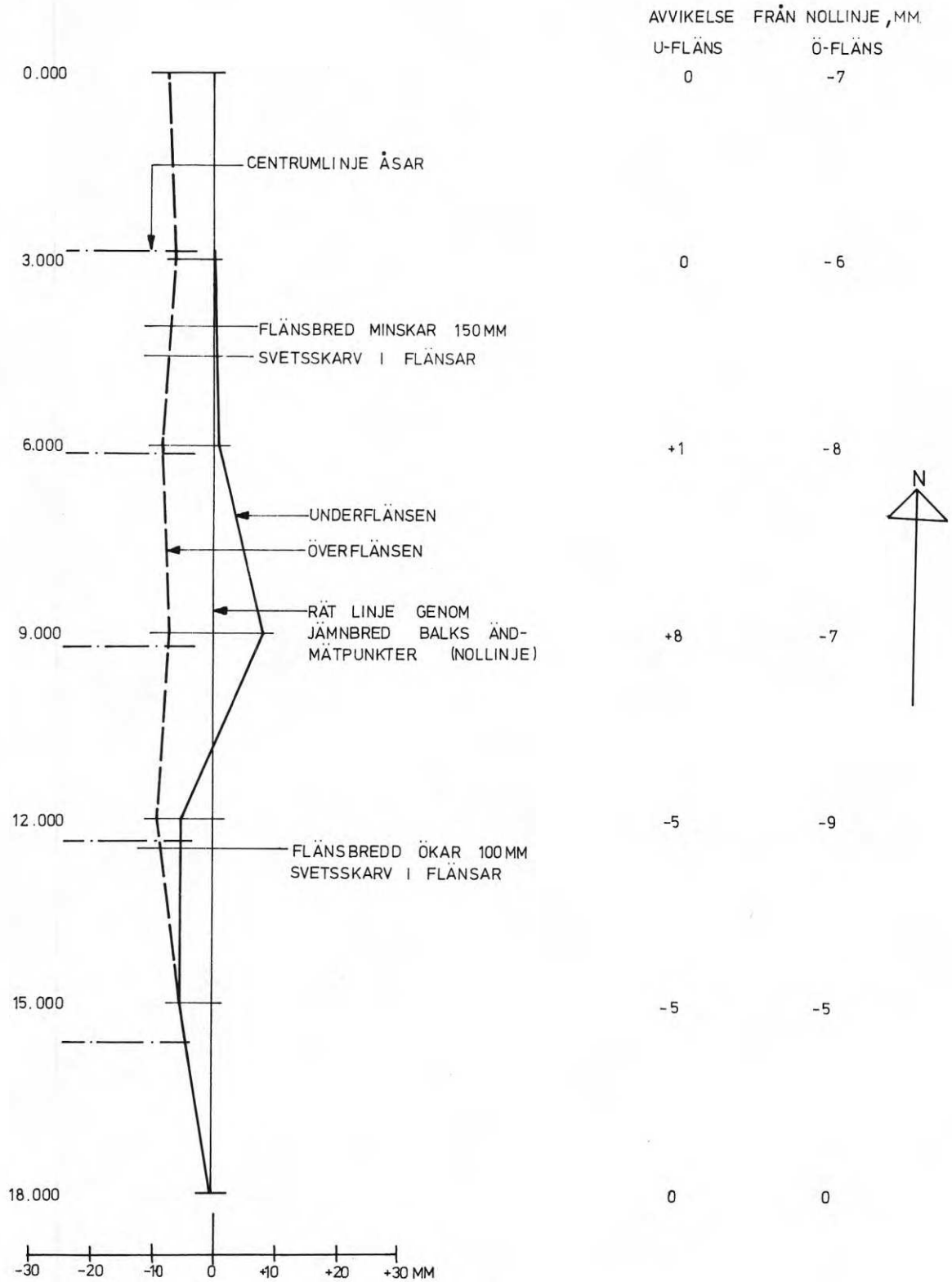


FIG. 4:709 BALKFLÄNSARS RÄTLINIGHET.  
 BALK NR 9. SVETSAD BALK MED B×H=  
 200 × 900 (I BALKMITT).

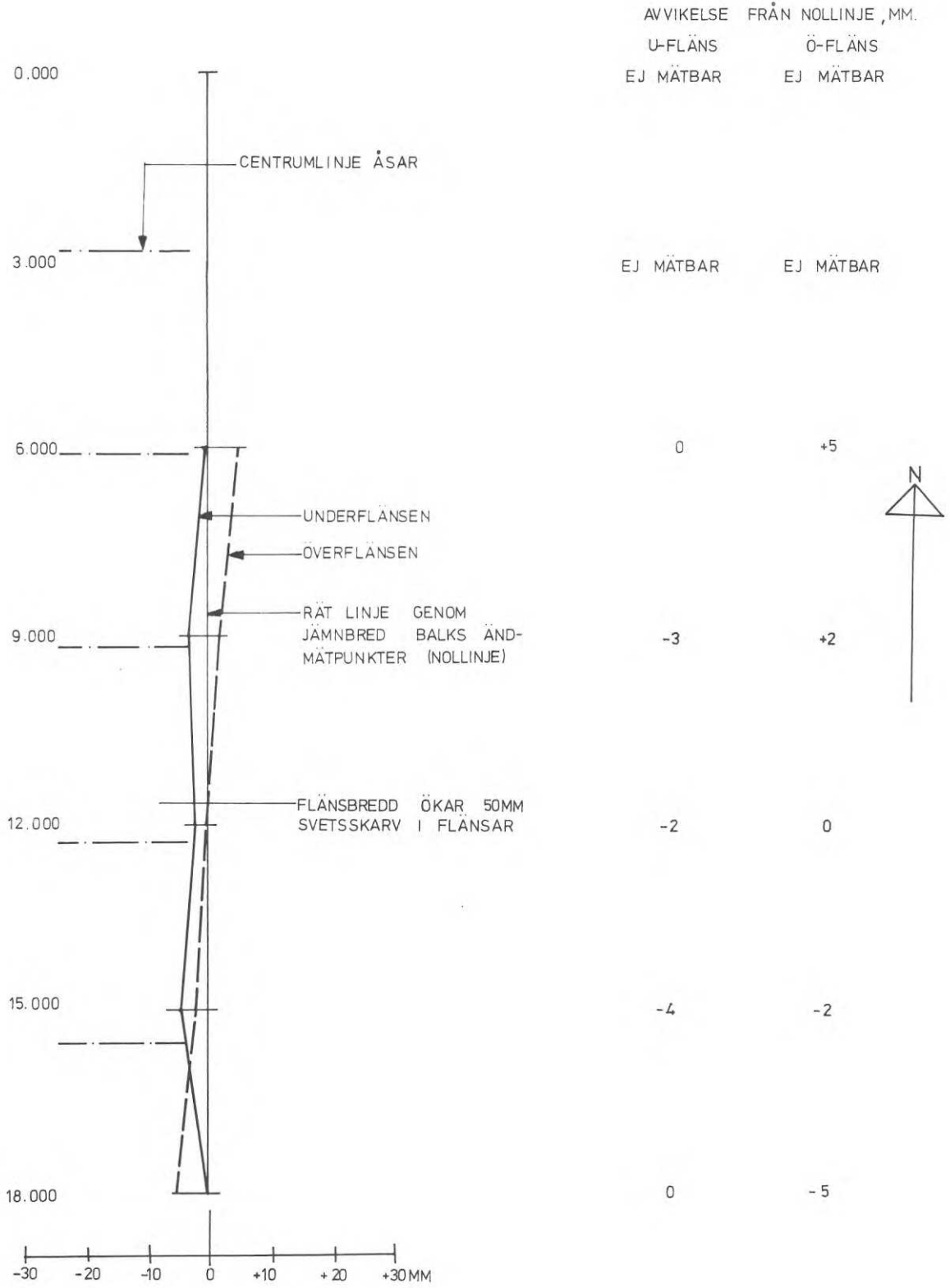


FIG. 4:710 BALKFLÄNSARS RÄTLINIGHET.  
 BALK NR 10. SVETSAD BALK MED B×H=  
 = 300 × 900 (I BALKMITT).

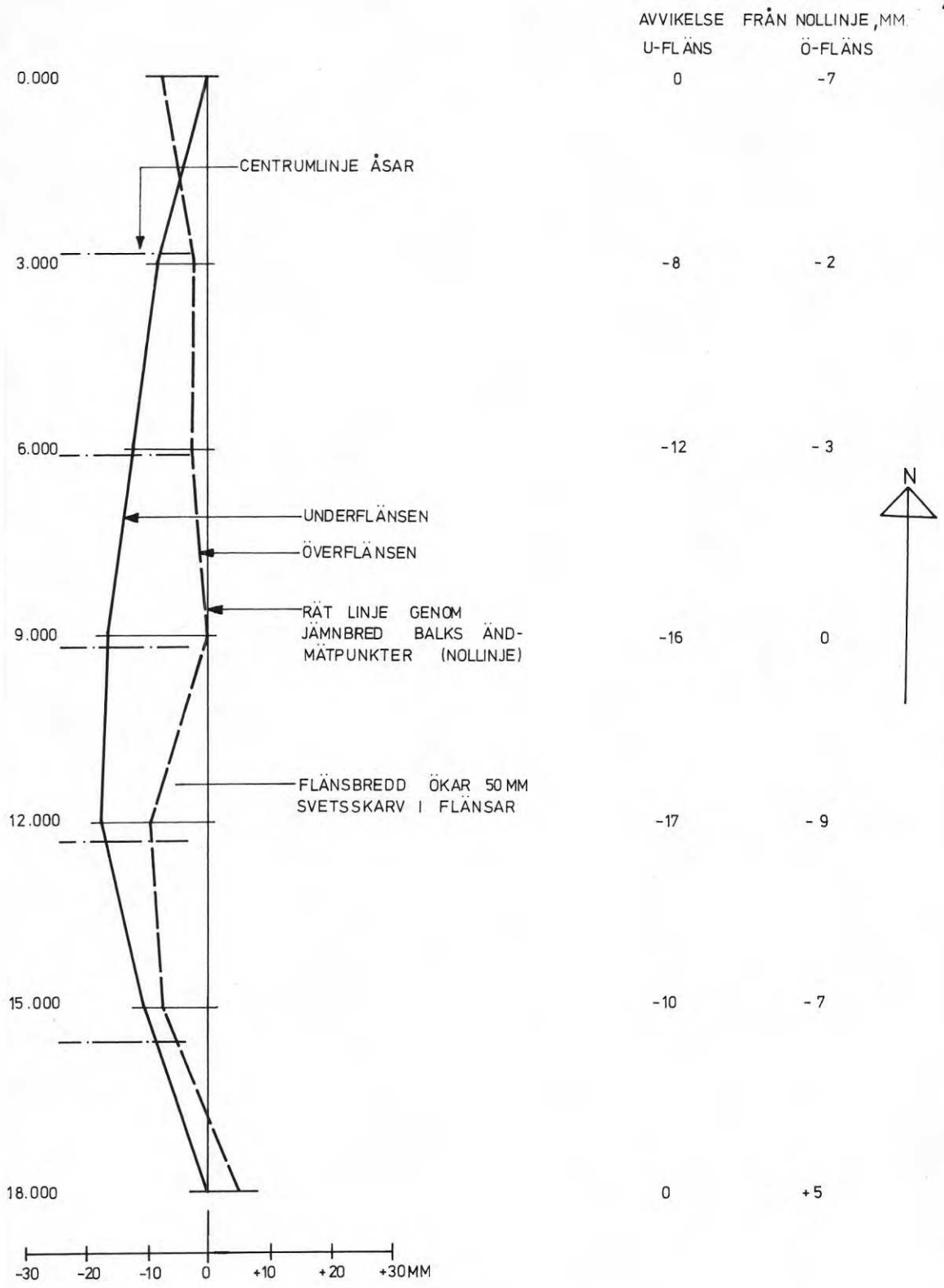


FIG. 4:711 BALKFLÄNSARS RÄTLINIGHET.  
 BALK NR 11. SVETSAD BALK MED B×H = 300×900 (I BALKMITT).



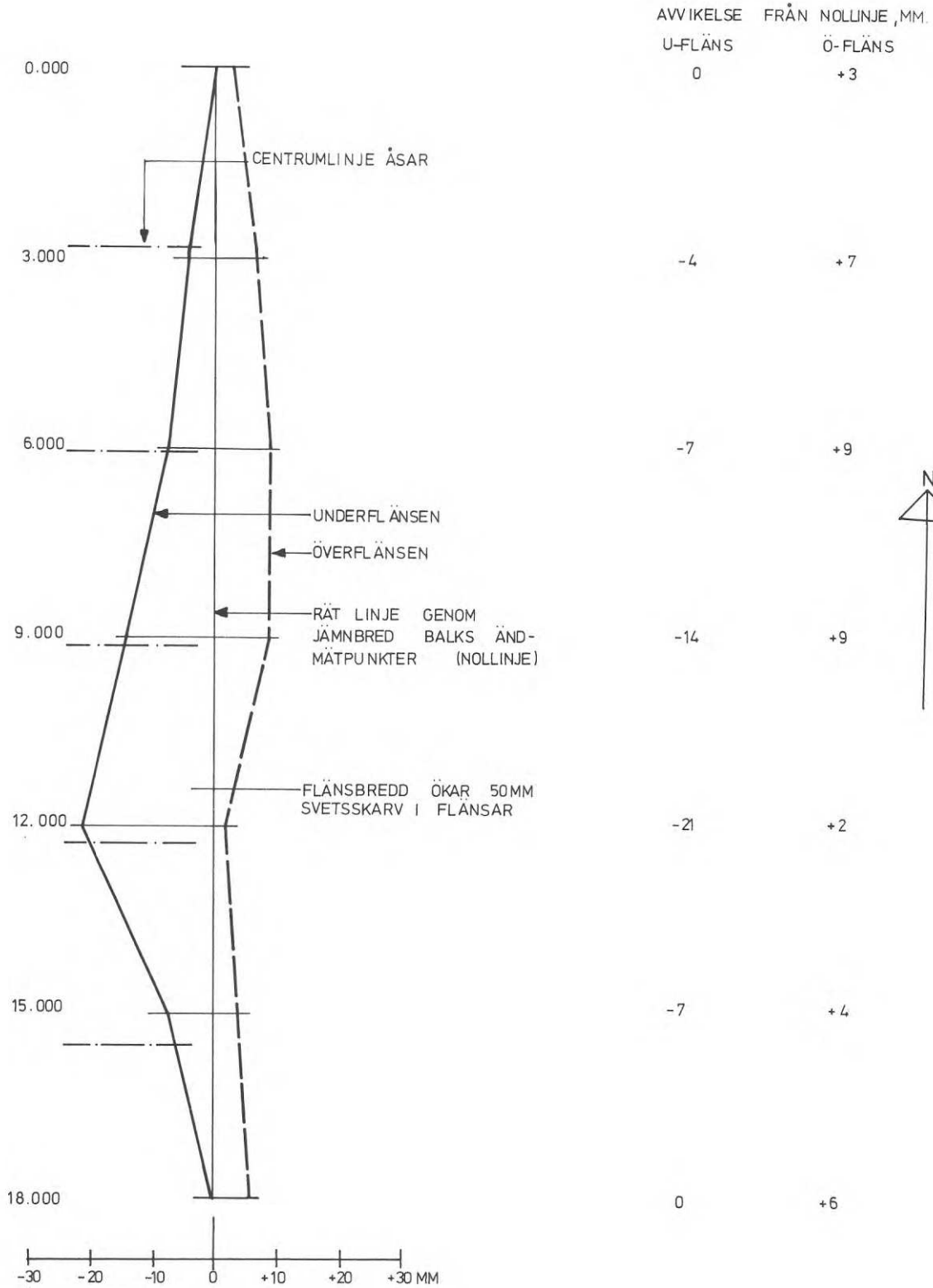


FIG. 4:712 BALKFLÄNSARS RÄTLINIGHET.  
 BALK NR 12. SVETSAD BALK MED B×H=  
 =300 × 900 (I BALKMITT).

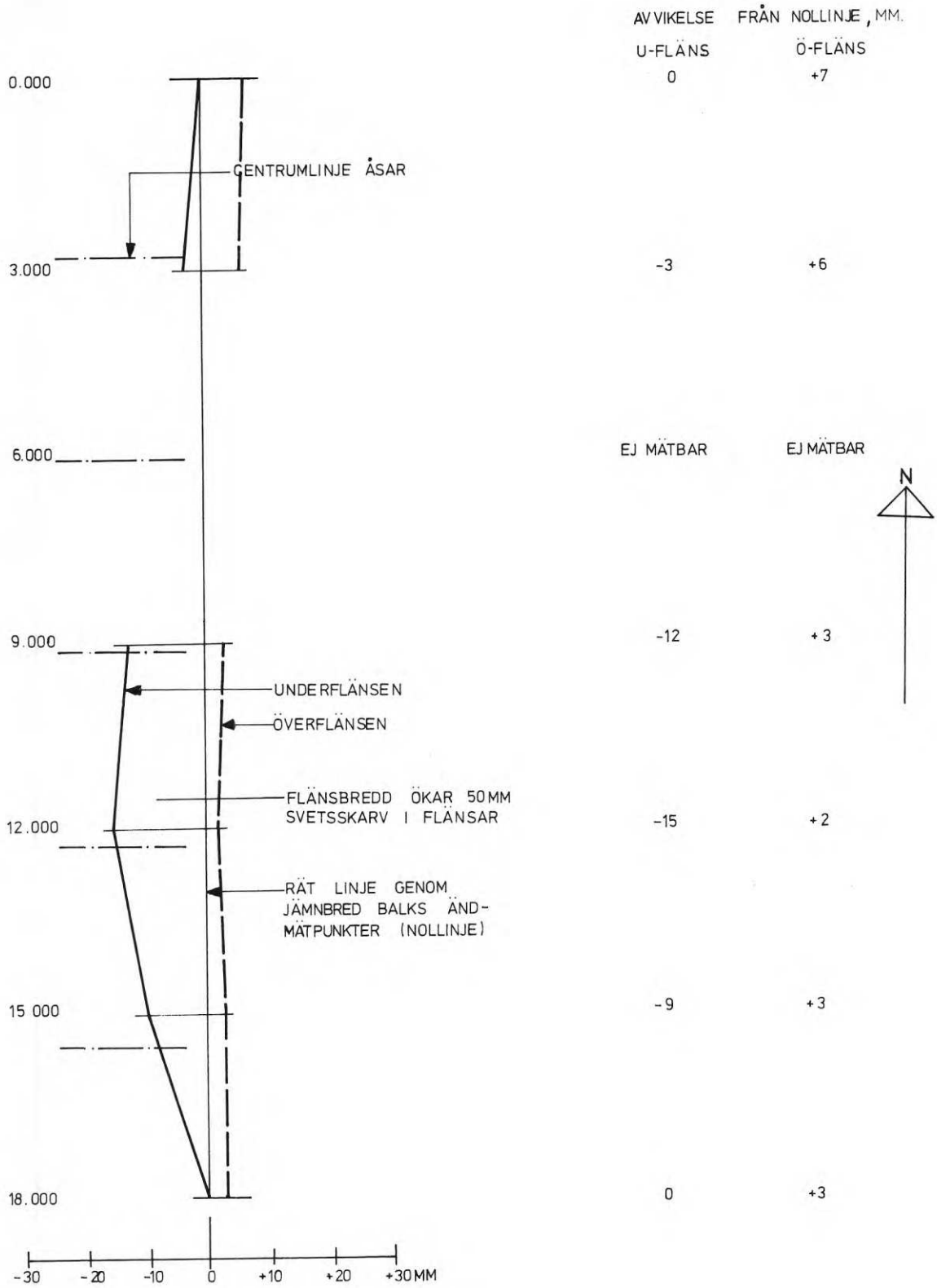


FIG. 4:713 BALKFLÄNSARS RÄTLINIGHET.  
 BALK NR 13. SVETSAD BALK MED B×H=  
 = 300×900 (I BALKMITT).

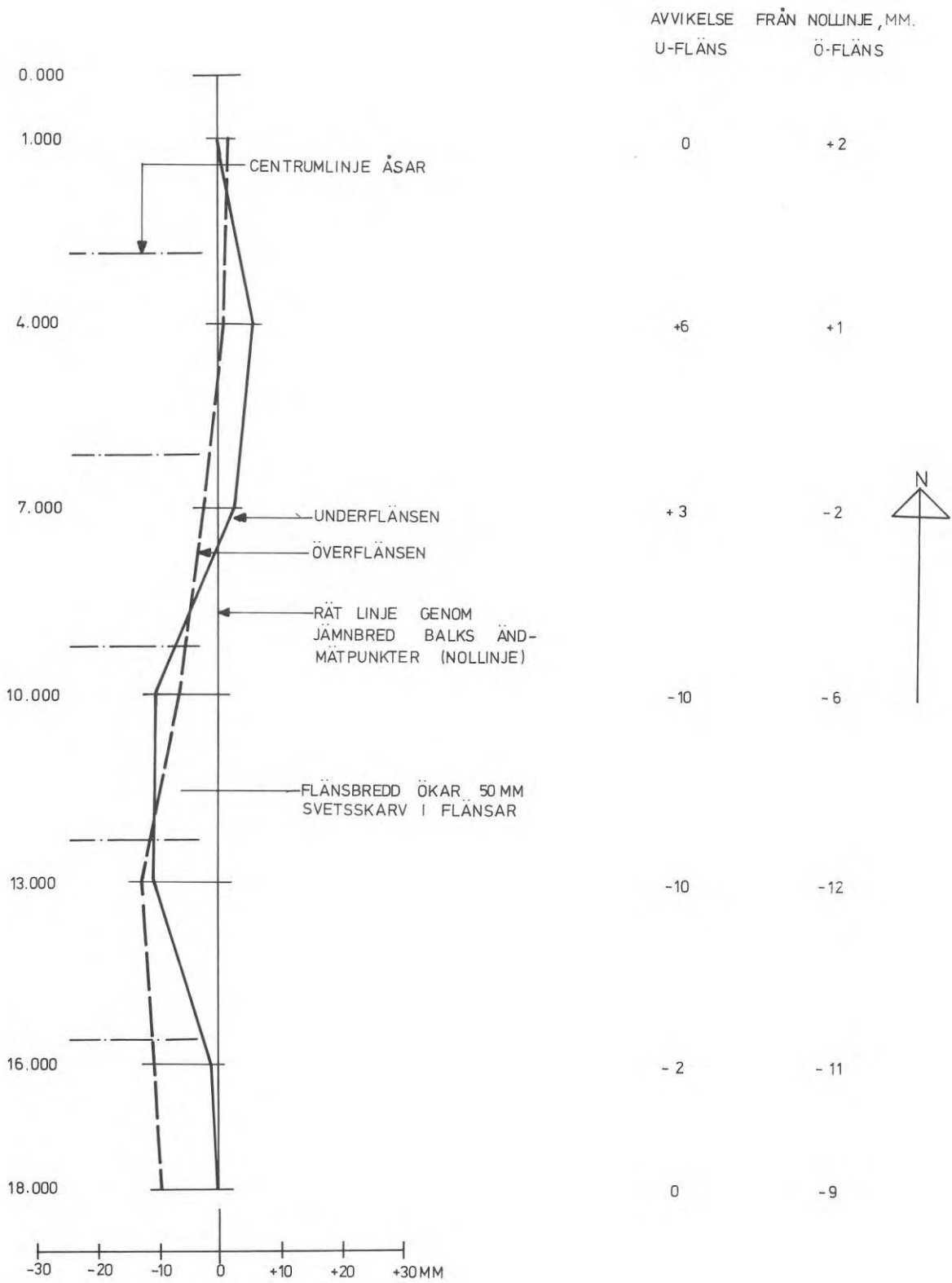


FIG. 4:714 BALKFLÄNSARS RÄTLINIGHET.  
BALK NR 14. SVETSAD BALK MED  $B \times H =$   
 $= 300 \times 900$  (I BALKMITT).

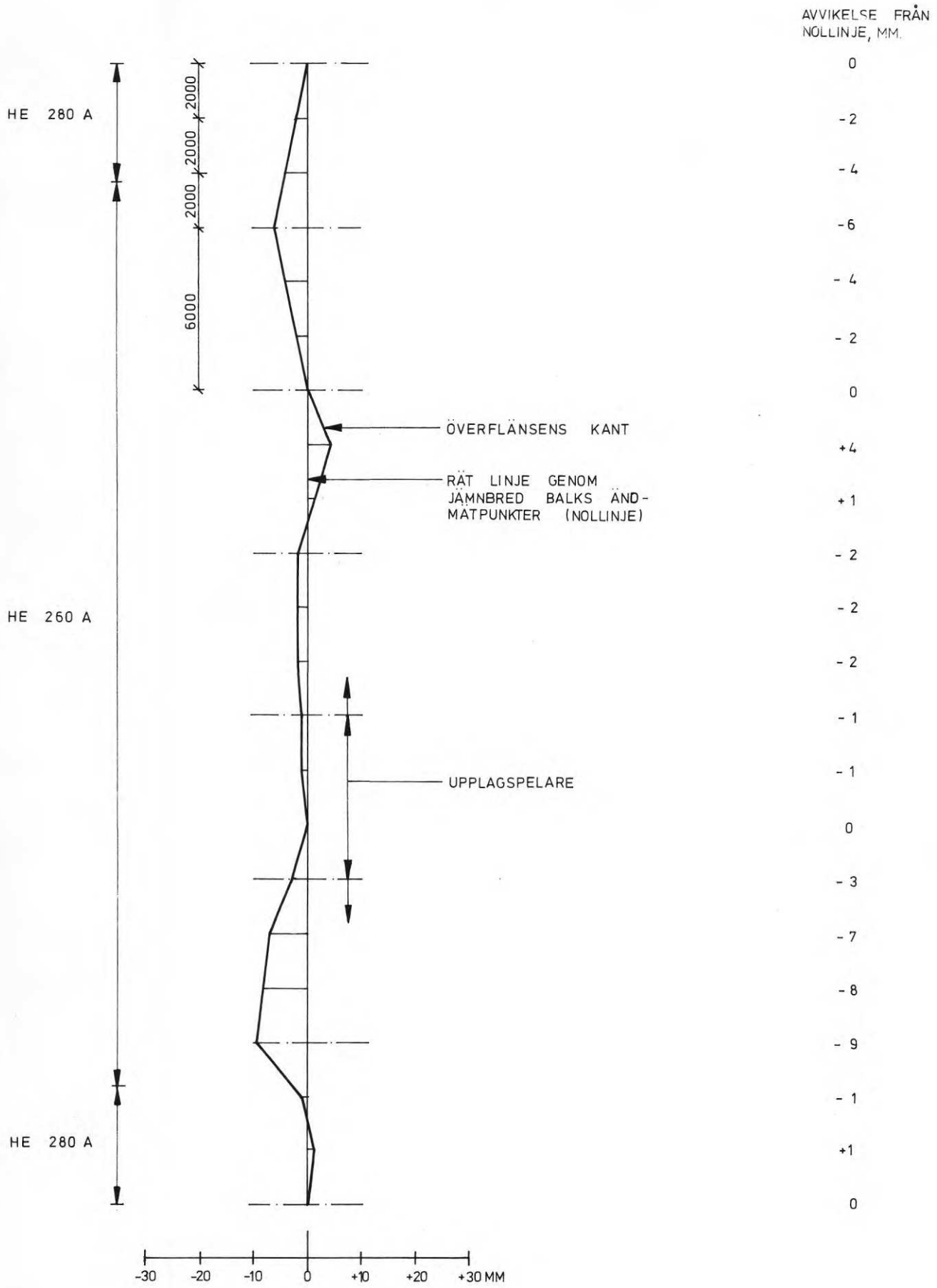


FIG. 4:81 TRAVERSBALKARS RÄTLINIGHET. TRAVERSBALK NR 1.

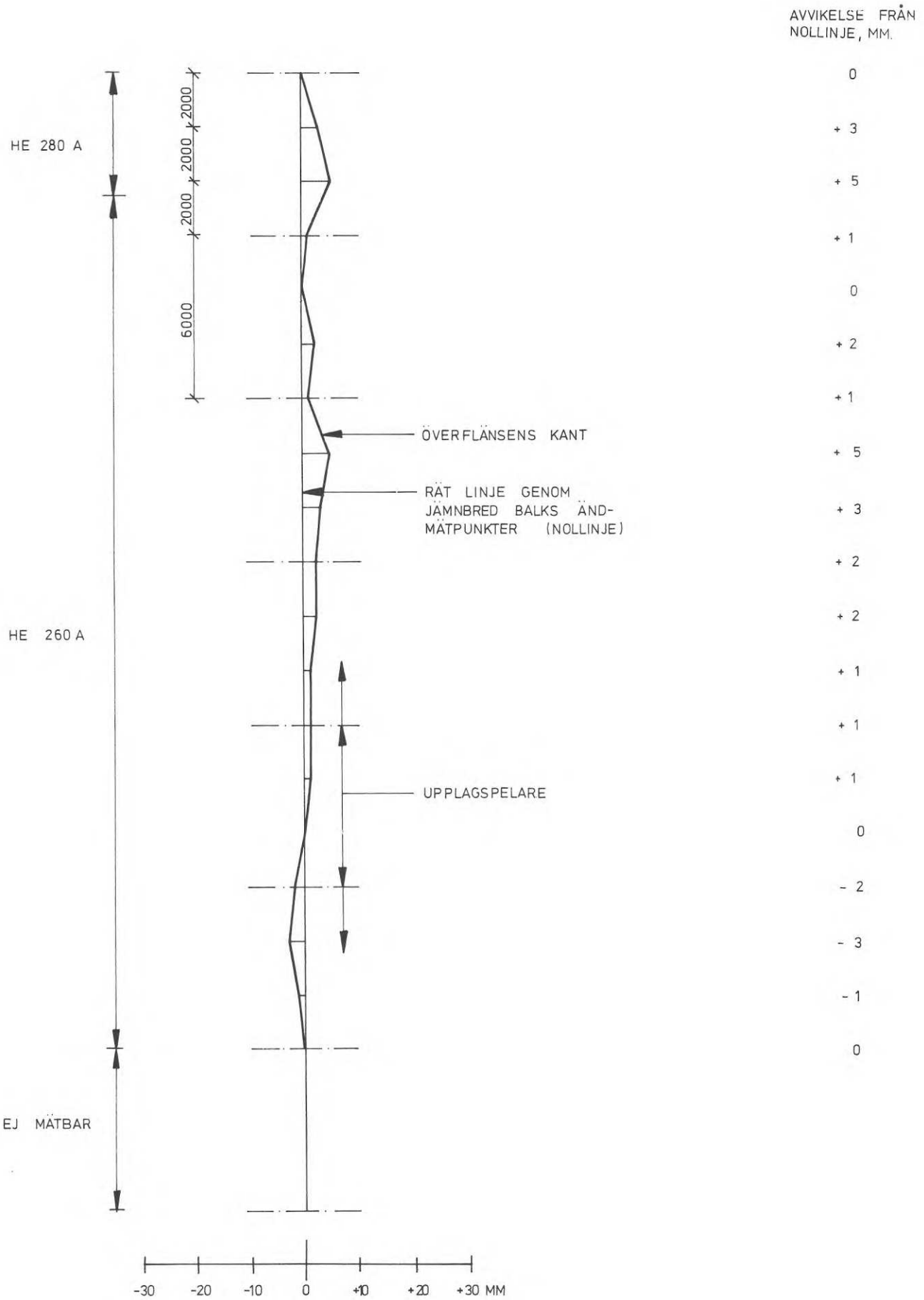


FIG. 4:82 TRAVERSBAKARS RÄTLINIGHET. TRAVERSBAK NR 2.

AVVIKELSE FRÅN  
NOLLINJE, MM.

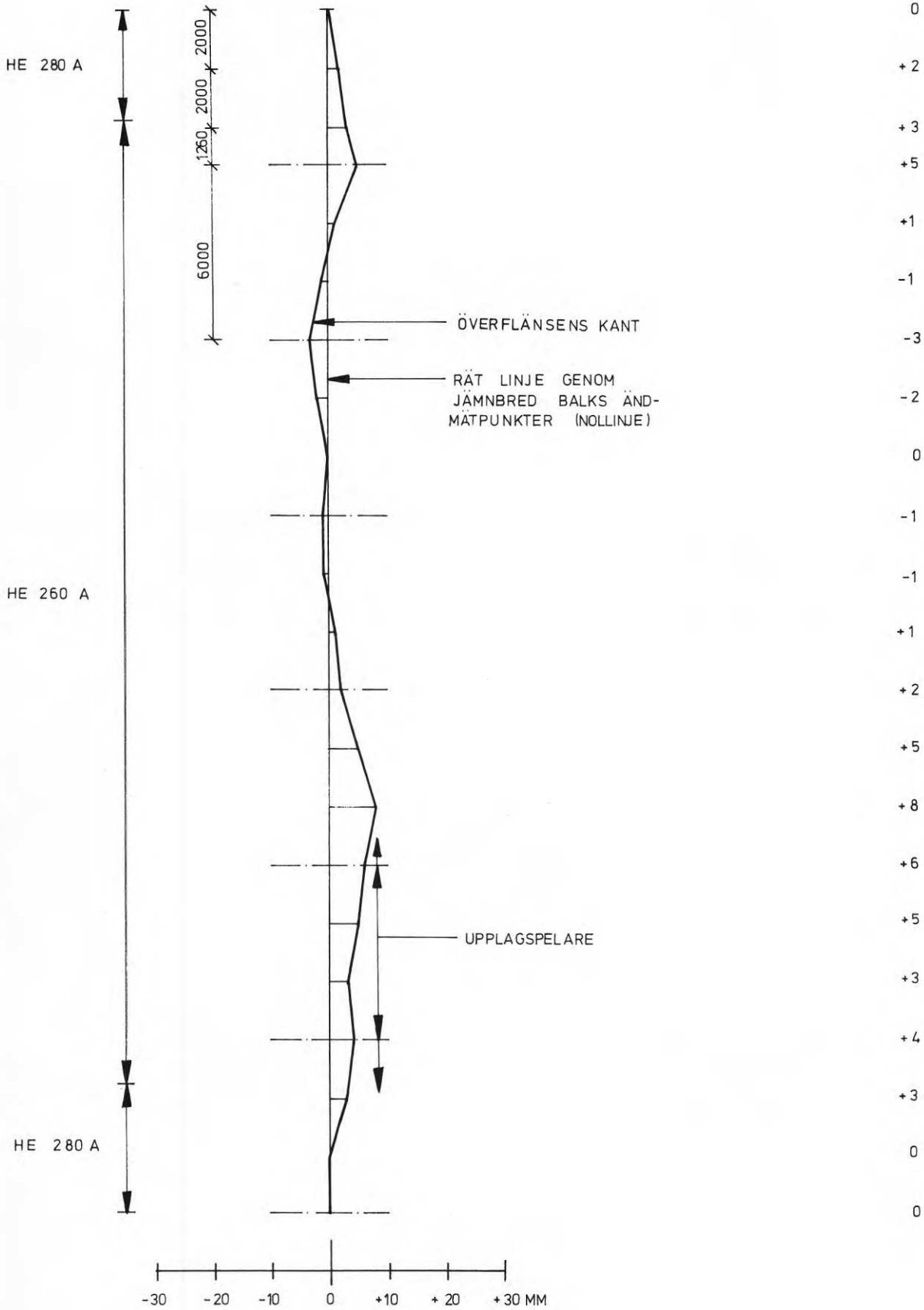


FIG. 4:83 TRAVERSBALKARS RÄTLINIGHET.  
TRAVERSBALK NR 3

## 5 BEDÖMNING AV MÄTRESULTATEN.

## JÄMFÖRELSE MED BYGGFORSKNINGENS RAPPORT 54/68

I följande bedömning av mätresultaten kommer för varje mätt storhet - där så är möjligt - en jämförelse att göras med resultaten i rapport 54/68. För att jämförelsen skall underlättas har resultaten i rapport 54/68 visats vid sidan av resultaten i denna rapport i alla figurer, som innehåller frekvensdiagram och normalfördelningskurvor. Frekvensdiagram och normalfördelningskurvor från den tidigare undersökningen har i figurerna visats till vänster om vertikalaxeln med heldragna linjer. Till höger om axeln har med streckade linjer visats det resultat, som man erhåller, om mätvärdena från de båda undersökningarna sammanföres och bearbetas statistiskt. Standardavvikelserna har beräknats och angetts i figurerna. I samtliga fall har mätvärdena speglats kring vertikalaxeln och medelvärdet är således noll.

## 5.1 Sekundärbalkars sidoutböjning

För de resultat som erhållits i denna undersökning avviker frekvensdiagrammet inte oväsentligt från normalfördelningskurvan. Orsaken härtill är i huvudsak att antalet mätvärden är relativt litet. Det är alltså inte möjligt att på grundval av mätningssunderlaget bedöma om sekundärbalkars krokighet vid hallbyggnader av stål följer normalfördelningskurvan eller ej. En sammanläggning av samtliga mätvärden till en grupp ger ingen ytterligare grund för en bedömning, eftersom gruppen helt domineras av mätvärdena från den tidigare undersökningen. Snedfördelningen av mätvärdena kan emellertid vara beroende av en systematisk initialutböjning i takfallets riktning som följd av böjningspåverkan i planet vinkelrätt mot balkens huvudtröghetsaxel. Vid normalt takläggningsförfarande kompenseras inte sådan initialutböjning. Även om profilerna ges en sidostagning med hjälp av t ex armeringsstänger i balkmitt, påverkas initialdeformationen endast i begränsad utsträckning.

För exempelvis takåsar med lutning  $8^{\circ}$  (jfr mätobjekt SCA) erhålls vid åsspännvidden 10 000 mm för profil IPE 180 under inverkan av

egenvikt en sidoutböjning om approximativt 5 - 10 mm eller 0,5 - 1,0 o/oo av spännvidden. Utböjningen är härvid beroende av inspänningsgraden vid upplagen.

Bortsett från detta fenomen finns inget speciellt argument som talar för att toleranserna i här aktuellt avseende skulle vara signifikant större vid hallbyggnader än vid tidigare (rapport 54/68) redovisat likartat konstruktionssystem.

Nämnda sidoutböjning, vars storlek är beroende av takplanet lutning, ger emellertid anledning att ifrågasätta om kravet på en begränsning av initialutböjningen till 1,5 o/oo av åsspännvidden i enlighet med rapport 54/68 bör uppfyllas i aktuellt fall. I den mån åsarna ingår som tryckta strävor i ett fackverkssystem eller eljest utsätts för längskraft skall enligt Stålbyggnadsnorm 70 (StBK-N1, kap. 33:35) normalt förutsättas att initialutböjningen inte överstiger värdet  $L/600$ . För åsar med stagnering av överflänsen genom takplåt torde från stabilitetssynpunkt normalt ett mindre restriktivt krav vara motiverat.

Det förefaller därför skäligt att tillåta en måttavvikelse som svarar mot den av egenvikt framkallade sidoutböjningen i kombination med ett toleransmått om 1,5 o/oo av balkspännvidden. Härvid förutsätts att vederbörlig hänsyn tas till av egenvikt framkallade böjningsspänningar. En överslagsmässig bedömning av den totala tillåtna måttavvikelsen tyder på att vid här aktuella balktyper och taklutningar ett maximalvärde på sidoutböjningen är av storleksordningen 2 o/oo av balkspännvidden. Med beaktande av den tidigare toleransgränsen om maximalt 40 mm torde sådant kvalitetskrav inte medföra från utförandesynpunkt oacceptabla konsekvenser.

## 5.2 Pelares avvikelse från lodplanet

Som framgår av figur 4:22, som visar pelares lutning i x-riktningen, ansluter frekvensdiagrammet för denna undersökning relativt väl till normalfördelningskurvan. Standardavvikelsen är 2,24 o/oo vilket är större än motsvarande värde om 1,68 o/oo från tidigare undersökning. Orsaken är att några få stora värden



i denna undersökning fått relativt stort inflytande på slutresultatet. Även för denna storhet, pelares lutning i x-riktningen, kan man alltså konstatera att antalet mätvärden är i minsta laget för att man skall få en entydig anvisning på eventuella skillnader beträffande pelares lutning i hallbyggnader av stål jämfört med flervåningshus av stål.

Frekvenskurvan i figur 4:23, som gäller pelares lutning i y-riktningen, ansluter väl till normalfördelningskurvan. Standardavvikelsen är 1,38 o/oo mot 1,66 o/oo för undersökning 54/68. Orsaken till att spridningen av mätvärdena är större vid hallbyggnader än vid flervåningshus av typen Täby Centrum kan vara att mätningssfattningen i här aktuell undersökning är för begränsad för att möjliggöra en säker statistisk bedömning. Å andra sidan förefaller det troligt att imperfektioner av här aktuell typ liksom även pelarnas krokighet är beroende av konstruktionssystemets uppbyggnad och av montagesättet - speciellt riktningsförfarandet. Medan vid flervåningsbyggnader med inbördes beroende stomkomponenter en tvångsmässig styrning av toleranser genom ett nät av kopplingar i horisontalplanet är vanlig, har hallbyggnader ofta en glesare och mera eftergivlig koppling av konstruktionsenheter. Detta innebär att montage- och tillverkningsfel i stagningspunkter kan utjämnas genom en tvångsriktning av vertikalstommen som därigenom emellertid kan få något större geometriska imperfektioner i otagade partier.

Det förefaller emellertid rimligt att även vid denna typ av byggnader det tidigare formulerade kvalitetskravet med en maximal snedställning om 3,5 o/oo av pelarlängden skall innehållas. Konsekvensen av denna felbegränsning medför att kravet på monteringsdisciplin skärps. Samma förhållande har för övrigt påtalats i samband med tidigare undersökning.

Om förslaget från rapport 54/68 att den maximala snedställningen för pelare bör begränsas till  $e = 3,5$  o/oo av pelarlängden accepteras, innebär detta för de nya mätningar som gjorts att konfidensområdet för pelare i x-riktningen blir 88 % och för pelare i y-riktningen 99 %. Kassationsandelen skulle med tillämpning av

föreslagen kvalitetsregel uppgå till 6 pelare vad gäller lutningen i x-riktningen och 2 pelare vad gäller lutningen i y-riktningen.

### 5.3 Pelares krokighet

Liksom för pelares lutning gäller det för denna storhet att relationen mellan frekvensdiagrammet och normalfördelningskurvan endast är relativt god för mätresultat i x-riktningen men god för mätresultat i y-riktningen. Det förefaller troligt att denna överensstämmelse inte är en tillfällighet. En pelares utböjning är en avvikelse som uppkommer vid pelarens tillverkning, medan en pelares lutning är en avvikelse som uppkommer vid pelarens montage. Enligt figurerna 4:31 och 4:32 gäller för båda undersökningarna att standardavvikelsen för utböjning i veka riktningen (x-riktningen) är större än standardavvikelsen för utböjning i starka riktningen (y-riktningen). Relativt sett är överensstämmelsen mycket god. För undersökning 54/68 är kvoten mellan standardavvikelseerna i x- och y-riktningen  $0,36/0,30 = 1,20$ , medan motsvarande kvot för föreliggande undersökning är  $0,56/0,46 = 1,22$ . I praktiken innebär detta att initialkrokigheten hos en pelare är större i veka riktningen än i starka riktningen. Detta medför att svårigheterna att utföra ett vertikalt montage bör vara större när det gäller en pelares x-riktning än när det gäller dess y-riktning, särskilt med tanke på att initialkrokigheten inte på något sätt uppträder systematiskt (se figur 4:21). Det föreligger alltså en koppling mellan mätresultaten för en pelares lutning och mätresultaten för en pelares krokighet.

Standardavvikelsen för pelarkrokigheten är ca 50 % större för pelare i hallbyggnader än i affärshus. Detta kan förklaras av att utböjningen ej är en linjär funktion av pelarens längd utan ökar progressivt. (Pelarlängden i undersökning 54/68 var 3 200 mm. I denna undersökning har den haft värden mellan 4 500 och 11 500 mm). Den felgräns för pelarkrokigheten, som föreslås i rapport 54/68, om 1,5 o/oo av mätlängden överskrides dock endast i ett fall i denna undersökning. Felgränsen 1,5 o/oo kan därför gälla som förslag även för hallbyggnader. Emellertid bör man - såsom det har

framhållits i rapport 54/68 - innan en felgräns slutgiltigt fastslås, utreda konsekvenserna av felgränsen för byggnadernas statik. Detta påpekande gäller särskilt i fråga om en kombination av toleransgränser för pelares krokighet och lutning.

(I figur 4:32 ligger vertex på den streckade kurvan, som ju visar fördelningen vid en kombination av resultaten från de båda undersökningarna, högre än vertex på den heldragna kurvan till vänster om figurens vertikalexel, som visar fördelningen vid undersökning 54/68. Detta förhållande är inte rimligt. Orsaken till felet är en mindre olikhet vid beräkningen av kurvorna i de båda undersökningarna. I undersökning 54/68 har vid beräkning av standardavvikelsen som klassmedelvärde valts det aritmetiska mediet av klassgränserna, medan i den föreliggande undersökningen klassmedelvärdet har beräknats på grundval av de aktuella mätvärdena.)

#### 5.4 Livkrumhet

Som figur 4:4 visar, ansluter frekvensdiagrammet väl till normalfördelningskurvan för denna undersökning. Antalet mätvärden är också så stort att man måste anse det statistiska resultatet pålitligt. Skillnaden i standardavvikelse för de två undersökningarna är påfallande, 3,4 o/oo för flervåningshus och 6,2 o/oo för hallbyggnader. Orsaken till denna skillnad är inte bara olikheten i de mätta objekten. Orsaken torde också till en del vara det förhållandet att mätvärdena i undersökning 54/68 alla observerats vid balkupplaget, medan mätvärdena i denna undersökning observerats i mätpunkter jämnt fördelade över balkens längd. Vilken faktor, som här har avgörande betydelse, är omöjligt att avgöra med ledning av det befintliga mätmaterialiet. Det är emellertid sannolikt att livkrumheten påverkas av dels den absoluta livplåts höjden som i här behandlade mätobjekt delvis är väsentligt större än i tidigare undersökning och dels olika balktillverkningsmetoder. Vidare kan ej uteslutas att livkrumheten påverkas under montaget och därvid främst i samband med låsningen av överflänsen. Resultatet av mätningar, utförda vid relativt höga balkar, visar att den tidigare stipulerade toleransgränsen för livkrumheten om H/150 uppenbarligen är svår att innehålla. Tillämpas denna tole-

ransgräns på föreliggande material omfattar kassationsandelen vid hela populationen, innefattande balkar med höjdmått mellan 900 och 2 650 mm, teoretiskt ca 6 balksnitt mot i verkligheten 29 uppmätta snitt eller ca 26 % av det totala mätunderlaget.

En uppdelning av mätvärdena för balkar med  $H \lesssim 900$  mm och sådana med  $H \gtrsim 1\,700$  mm visar att i det förra fallet 12 mätvärden är större än  $H/150$  motsvarande ca 20 % av tillhörande antal mätvärden. I det senare fallet överskrids toleransgränsen i 17 fall motsvarande ca 32 % av tillhörande antal mätvärden.

Uteslutes ur mätunderlaget enstaka onormalt stora mått på livkrumhet ( $> 14$  o/oo av balkhöjden) kan konstateras att en toleransgräns om  $H/100$  innehålls med en felkvot om ca 3 %. Balkens statistiska funktion, t ex beträffande balklivets deformationer, blir beroende av den felgräns som bestämmes för livets krumhet. Det förefaller därför nödvändigt att bedöma innebörden av livkrumheten med avseende på den svetsade balkens lastupptagande förmåga och säkerhet mot instabilitet.

#### 5.5 Snedställning av liv

Av figur 4:51 framgår att överensstämmelsen för denna undersökning mellan frekvensdiagrammet och normalfördelningskurvan är god. Liksom när det gäller livkrumheten är det statistiska materialet tillfredsställande stort. Skillnaden i standardavvikelse är stor för de två undersökningarna, 6,4 o/oo mot 10,2 o/oo.

I undersökning 54/68 har alla mätvärden tagits vid balkupplag. I denna undersökning har mätvärden tagits i olika punkter längs balkarna med jämn delning. Att skillnaden i standardavvikelse till en del beror på mätpunkternas lägen framgår tydligt av figurerna 4:52 och 4:53. Till en del kan också skillnaden bero på att olika typer av byggnader har uppmätts. Hur orsakerna till skillnaderna skall fördelas på dessa faktorer kan man inte bedöma med det föreliggande mätmaterial.

Det är intressant att jämföra standardavvikelserna vid uppmät-

ning av snedställning av liv med motsvarande storheter vid uppmätning av livkrumhet. För snedställning av liv gäller att kvoten mellan standardavvikelsen vid denna undersökning och vid undersökning 54/68 blir  $10,2/6,4 = 1,59$ . Motsvarande kvot för livkrumhet är  $6,2/3,4 = 1,82$ . En jämförelse mellan dessa kvoter leder till följande slutsats: En del av orsaken till den större standardavvikelsen i denna undersökning vid uppmätning av snedställning av livet är det faktum att mätpunkterna är tagna längs hela balkarna och inte endast vid balkupplagen. Eftersom standardavvikelsen vid livkrumhet har ökat procentuellt mera förefaller det sannolikt att livkrumheten till en del - som förut sagts - beror på mätpunkternas lägen längs balken (jfr fig. 4:701 - 714). Detta skulle tala för att livkrumheten inte enbart är en tillverkningsavvikelse utan också en montageavvikelse.

I figur 4:52 har medelvärdeskurvan ingen kontinuerlig form som i figur 4:53 utan är "insnörd" ca 10 m från det upplag som är längst ned på figuren. Denna "insnörning" beror på den uppriktande verkan på livet som utövas av vindfackverket i tak (se takplan i bilaga 1).

Enligt undersökning 54/68 har den acceptabla snedställningen av livet med innehållande av en felkvot om  $\pm 2,3\%$  motsvarande dubbla standardavvikelsen ( $s = 6,4$  o/oo av H) bestämts till H/75. En tillämpning av denna toleransgräns på föreliggande material innebär ett överskridande av maximalt tillåten avvikelse i 20 mät-snitt.

Motsvarande felkvot, baserad på här aktuell standardavvikelse  $s = 10,2$  o/oo, ger som resultat att snedställningen av livet borde begränsas till  $\sim H/50$ . Tillåten snedställning av livet bör ses i samband med livkrumheten och göras till föremål för en sammanfattande studie med avseende på svetsade balkars lastupptagande förmåga och säkerhet mot instabilitet.

## 5.6 Flänsars sidoförskjutning

Överensstämmelsen i denna undersökning mellan frekvensdiagram

och normalfördelningskurva är god (se figur 4:61). Detta talar bl a för att det statistiska materialet är tillfredsställande stort. Eftersom sidoförskjutning av flänsar ej har mätts i undersökning 54/68, kan någon jämförelse inte göras mellan de två undersökningarna.

Flänsarnas sidoförskjutning och livets snedställning är företeelser, som är beroende av varandra. Livets snedställning relativt flänsarnas centrumaxel är en tillverkningsavvikelse. I den monterade balken är flänsarnas sidoförskjutning och som en följd därav livets snedställning avhängig av montagetets utförande.

Anm.: En kombination av mätvärdena avseende livets snedställning och flänsarnas sidoförskjutning ger, om man känner flänsbredden, ett mått på livets excentricitet, som i undersökning 54/68 har åsatts en maximal toleransgräns om 2,5 % av flänsbredden, dock högst 10 mm.

I föreliggande undersökning har balkarnas flänsbredd ej mätts, och det har därför ej varit möjligt att exakt beräkna livets excentricitet. Förutsatt att flänsbredderna överensstämmer med de nominella enligt konstruktionsritningarna ger en beräkning som resultat att den angivna toleransgränsen överskrides i endast ett fall av 218.



## 6 SLUTSATSER OCH SAMMANFATTNING

Föreliggande undersökning rörande stålstommars måttnoggrannhet omfattar en studie av tre industribyggnader. Urvalet av objekten har skett med tanke på att mätningsunderlaget skulle innefatta olika representativa bärverkstyper och konstruktionselement.

Syftet med undersökningen har främst varit att utröna huruvida stålstommar till hallbyggnader i toleranshänseende är jämförbara med stommar till flervåningsbyggnader. Geometriska imperfektioner hos den senare byggnadstypen har behandlats i Byggeforskningsrapporten 54/68, där ett omfattande mätningsunderlag har legat till grund för en statistisk behandling av sådana storheter, som kan anses vara av betydelse för stålkonstruktionens kvalitet. Arbetet har därvid utmynnat i rekommendationer för toleransgränser med speciellt beaktande av tillverknings-, montage- och byggnadstekniska aspekter. När det gäller hallbyggnader har hittills motsvarande bedömningsgrund saknats. Stålkonstruktioner inom denna sektor är normalt inte i lika hög grad beroende av anslutande byggnadskomponenter som stålkonstruktioner inom husbyggnadssektorn. Bland annat av denna orsak har man kunnat förvänta att vissa imperfektioner vid hallbyggnader skulle vara mera accentuerade än vad som är fallet vid husbyggnader enligt undersökning 54/68.

Den här redovisade undersökningen bekräftar denna förmodan. Hallbyggnadernas mindre beroende av anslutande byggnadskomponenter är orsak till ökade imperfektioner på två sätt. Dels bidrar det till att minska noggrannheten vid montagets utförande, eftersom kravet inte är lika accentuerat som vid husbyggnader att måttkritiska utrymmen skall lämnas åt fönster, dörrar och andra anslutande stomkompletteringar. Dels tillåter bärverkens mera ofullständiga styrning genom anslutande byggnadskomponenter att montagearbetet kan utföras på ett annat sätt än vid husbyggnader. Vid montaget har sålunda bärverken en avsevärt mindre styvhet än vid flervåningshus, vilket medger en enklare utjämning av montage- eller tillverkningsfel genom lämpliga riktningsåtgärder. Sådan "tvångspassning" medför emellertid ökade imperfektioner i konstruktions-

delar med ringa styvhet såsom pelare, höga svetsade balkar och slanka balkprofiler. En bidragande orsak till de ökade imperfektionerna vid hallbyggnader är också konstruktionselementens absoluta storlek, som i vissa fall avviker väsentligt från vad som är vanligt inom husbyggnadssektorn. En balk med stor höjd (t ex i SCA:s magasinsbyggnader) har en avsevärt mindre sidostyvhet än balkar, som är vanliga vid flervåningshus. En följd härav blir att svårigheterna att utföra ett exakt montage ökar och att imperfektionerna blir större i den färdigmonterade byggnaden.

En granskning av föreliggande mätningunderlag leder till följande slutsatser:

#### A. Imperfektioner hos pelare

Imperfektioner hos pelare i form av krokighet och snedställning påverkas i väsentlig utsträckning av pelartopparnas eftergivlighet under riktningsprocessen och av sättet för stabilisering av den färdiga byggnaden. Detta medför att avvikelserna från det ideella stomsystemet och även spridningen av uppmätta imperfektioner är större vid hallbyggnader än vid flervåningshus. Mätningresultaten indikerar att skillnaden i standardavvikelse mellan de båda byggnadstyperna varierar mellan 20 % och 50 %. Avvikelse ökar därvid mera vad gäller pelarkrokighet än snedställningar.

Ändå synes det vara rimligt med avseende på ekonomiska konsekvenser att bibehålla tidigare formulerade toleransgränser d v s en maximal krokighet om 1,5 o/oo av pelarlängden samt en maximal snedställning om 3,5 o/oo av pelarlängden. Den praktiska konsekvensen av denna regel är att en rimlig skärpning av montagekontrollen avseende pelarnas snedställning erfordras, ett förhållande som redan påtalats i undersökning 54/68.

Vidare kvarstår - med hänvisning till nämnda rapport - osäkerheten, huruvida den sammanlagda effekten av imperfektionerna, som här bedöms som praktiskt acceptabla toleransgränser, i varje fall garanterar ett innehållande av säkerhetskravet.



## B. Imperfektioner hos valsad balk

Föreliggande mättningsresultat, erhållna vid takåsar av IPE- och HE-typ, visar att åsarnas sidoutböjning i förhållande till spännvidden är något större än vad som registrerades vid mätningarna avseende sekundärbalkar i Täby Centrum. Sekundärbalkarna i Täby Centrum ingår som komponenter i horisontella bjälklag. De sekundärbalkar, som mätts i föreliggande undersökning, har varit åsar i tak med varierande lutningar. En förklaring till den relativt sett större sidoutböjningen torde därför vara att vid lutande tak en initiell sidoutböjning erhålls på grund av egentynghets kraftkomponent i takfallets riktning; en annan orsak torde vara den genom infästningen i huvudbalkarnas överfläns påtvingade anpassningen av åssystemet till den riktade stommen.

Utöver den av taklutningen framkallade sidoutböjningen finns det emellertid inget skäl att acceptera större krokighet hos takåsar än hos de sekundärbalkar i ett bjälklag.

För takåsar som förutom av transversallast även påverkas av axiallast finns redan i Stålbyggnadsnormen ett krav på utböjningsbegränsning till  $L/600$ . Kravet borde kunna vara mindre restriktivt då överflänsen kontinuerligt stagas av en profilerad takplåt.

Det föreslås att toleransgränsen, som i rapport 54/68 valdes till  $L/700$ , skall tolkas så att vid takåsar på lutande tak detta kvalitetskrav skall innehållas, frånsett den av åsarnas egentynghet framkallade sidoutböjningen. Den tidigare stipulerade maximalavvikelsen om 40 mm från systemlinjen bör bibehållas.

## C. Imperfektioner hos svetsad balk

Här redovisat mättningsunderlag omfattar imperfektioner utmed balkarnas hela längd, medan mätningarna enligt rapport 54/68 begränsades till knutpunktslägena. Detta förhållande samt den delvis avsevärt större balkhöjden hos svetsade balkar medför helt naturligt ökade imperfektioner jämfört med relativt låga balkar och korta spännvidder.

Utvärderingen av mätningsunderlaget och den därtill knutna diskussionen enligt avsnitt 5.4 - 5.6 ger vid handen att slanka balkar med ökande höjd och spännvidd blir mera känsliga i fråga om livkrumhet och snedställning av liv på grund av yttre påverkan genom t ex tvångsmässig koppling till anslutande komponenter. I figurerna 4:701 - 714 redovisade mätningar av balkflänsars rätlinighet indikerar att överflänsens läge relativt underflänsens längs balken varierar på ett oregelbundet sätt, innebärande att det slanka livet inte förmår framtvinga en samverkan i sidled.

En utvärdering av mätningsresultaten med avseende på dels livkrumhet och dels livets snedställning visar att tidigare föreslagna toleransgränser om  $H/150$  för livplåtsdeformationer och  $H/75$  för livets snedställning medför en icke acceptabel kassationsandel. Som rimliga värden på toleransgränser har med avseende på livkrumheten funnits en toleransgräns om  $H/100$  och för snedställning av livet  $H/50$ .

Dessa toleransgränser grundas således på villkoret att de ekonomiska konsekvenserna till följd av kassationskrav vid "vanlig" praxis i fråga om tillverkning och kontroll av stålstommar till hallbyggnader hålls inom rimliga gränser.

Redovisade avvikelser från det ideella stomsystemet ger emellertid anledning att granska säkerhetsaspekterna mot bakgrund av de idealiserande beräkningsförutsättningar som ligger till grund för dimensioneringen av bärverket. Ett slutgiltigt ställningstagande till acceptabla toleransgränser måste ske på basis av såväl tekniskt- ekonomiska som säkerhetsmässiga överväganden.

#### D. Imperfektioner hos fackverk

De mätresultat, som erhållits för fackverksstängers sidoutböjning, är av liten omfattning. Av observationerna framgår emellertid att för de enskilda stängerna i fackverket, t ex diagonalerna, utböjningarna oftast är ensidiga, medan för över- och underramen betraktade som enheter utböjningarna kan ha växlande riktning. Den största relativa utböjningen hos den enskilda stängen har uppmätts

till ca 1,5 o/oo, medan den största relativa utböjningen för över- eller underramen har uppmätts till ca 1,2 o/oo.

De förslag till toleransgränser, som har framlagts i det föregående, är inte att anse som definitiva. Ytterligare utredningar om imperfektioner hos stålstommar kommer att kunna ge ännu bättre underlag för bedömning av toleransgränsernas storlek. Ett studium av imperfektionernas inverkan från byggnadsstatiska och säkerhetsmässiga synpunkter kommer med sannolikhet att medföra att de föreslagna toleransgränserna måste omprövas. Författarna anser emellertid, att man inte bör avvakta dessa framtida utredningar utan redan nu med hänsyn till det aktuella behovet framlägga förslag till gränser för imperfektionerna.

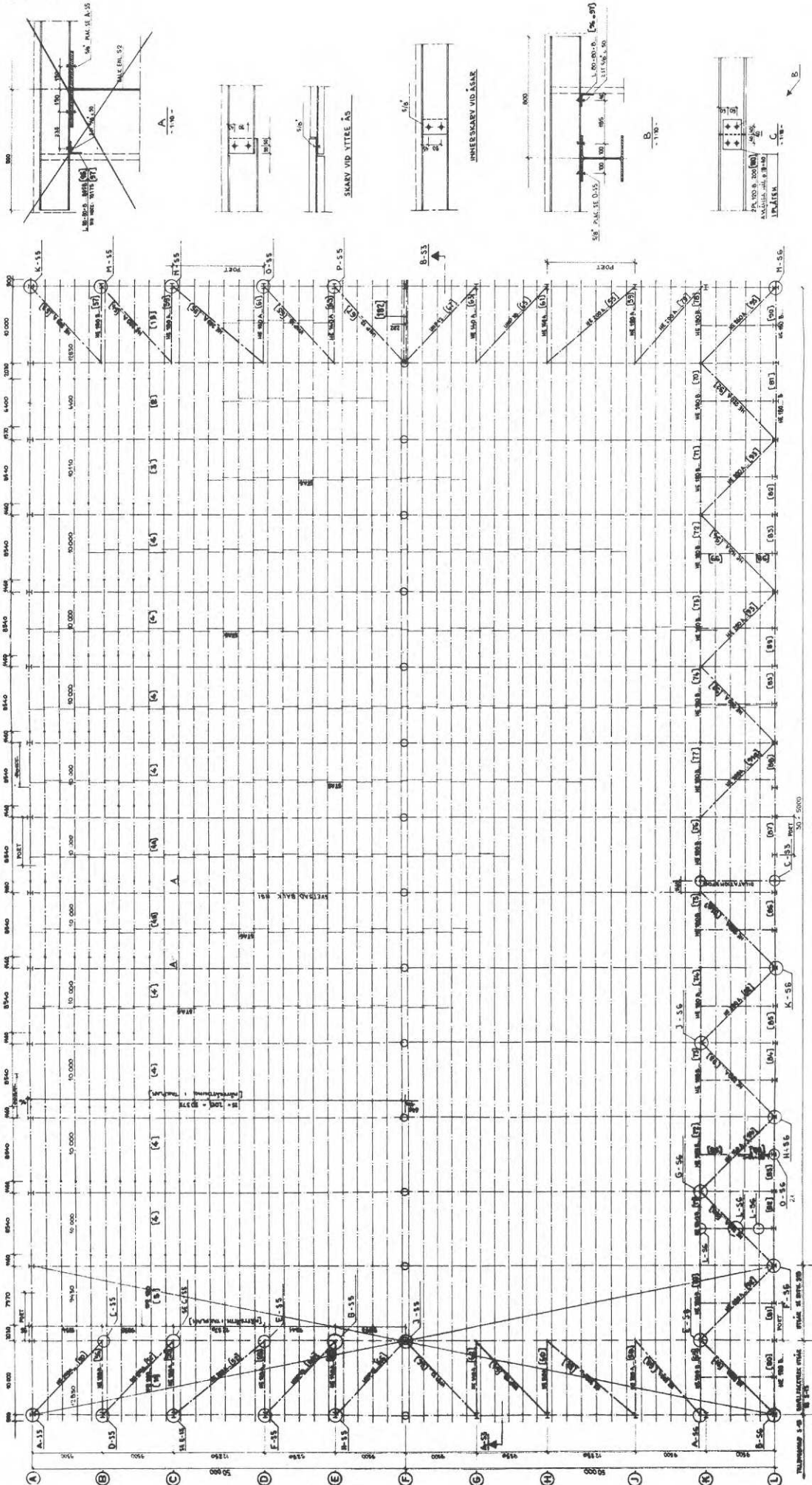
#### Sammanfattning

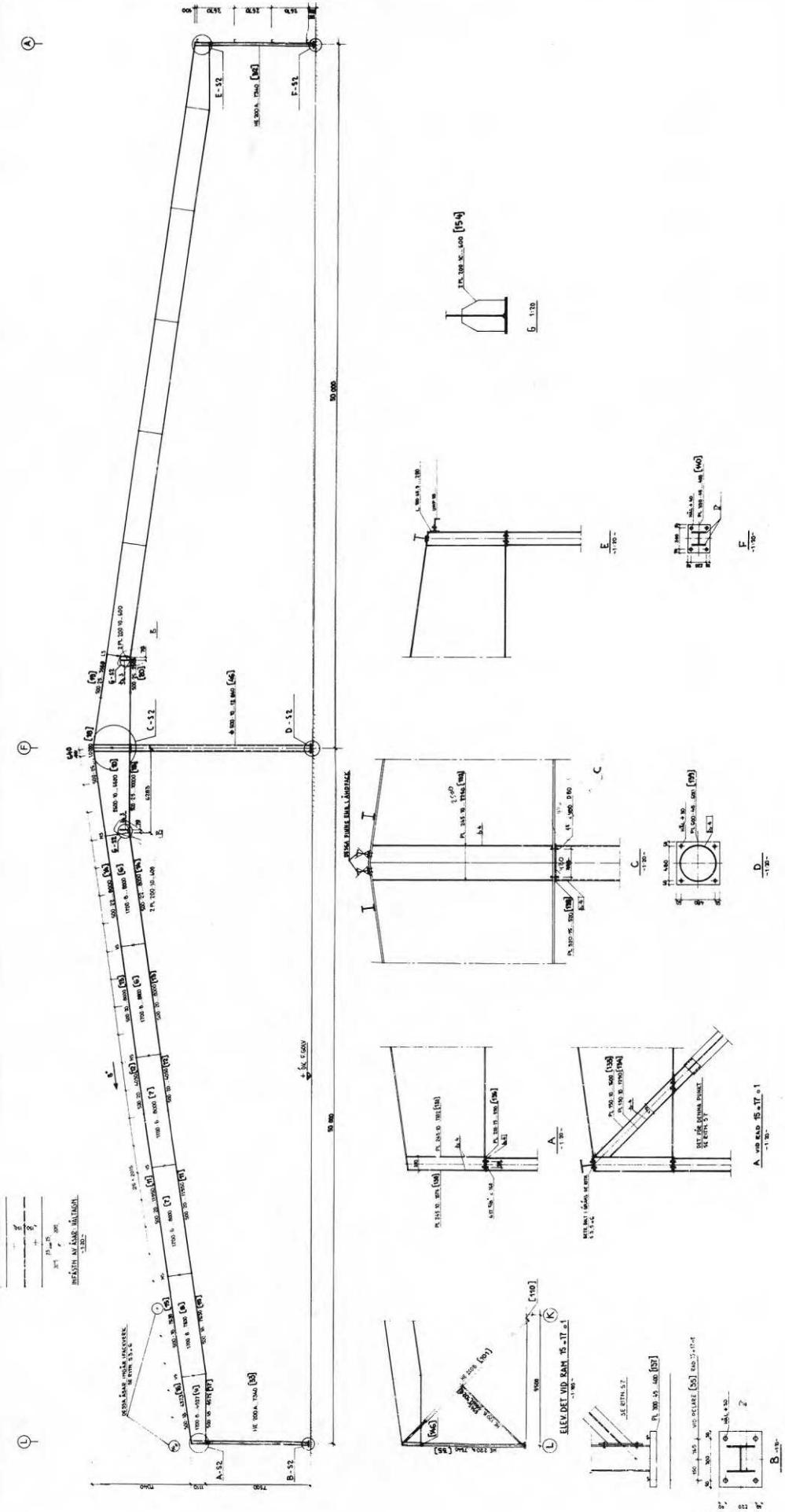
Bearbetningen av mätresultaten från hallbyggnaderna har givit följande resultat:

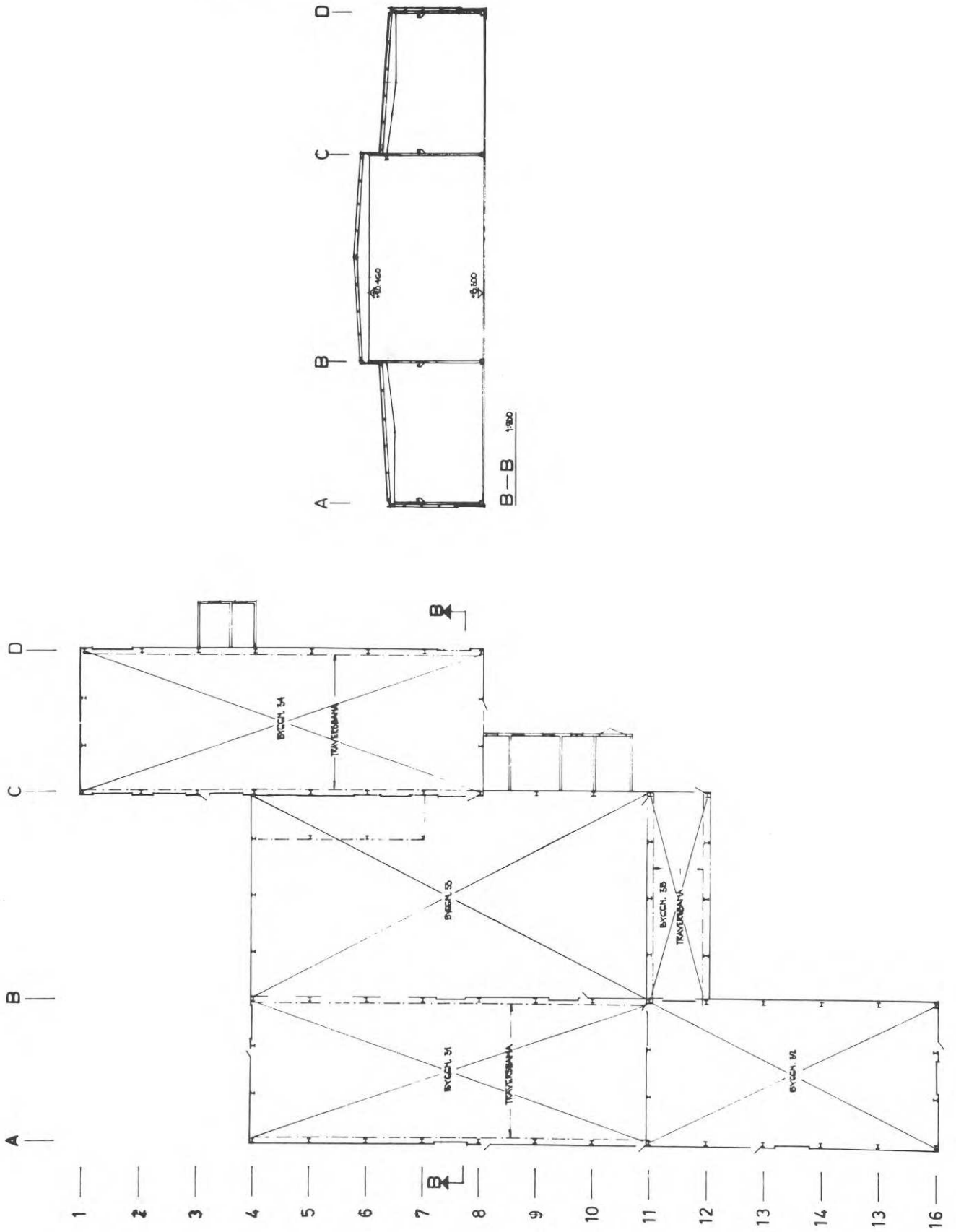
1. Konstruktionselementens imperfektioner, som har både tillverkningstekniska och monteringstekniska orsaker, uppvisar vid hallbyggnader liksom vid husbyggnader approximativt statistisk normalfördelning.
2. De absoluta felen liksom felens spridning är större vid hallbyggnader än vid husbyggnader. Orsaken till de ökade imperfektionerna är dels att konstruktionselementen har större mått vid hallbyggnader än vid husbyggnader, dels att konstruktionselementen vid hallbyggnader är mera ofullständigt styrda av anslutande byggnadsdelar, vilket medför att man vid monntaget har större möjligheter än vid husbyggnader att tvångsrikta elementen. Denna tvångsriktning medför ökade imperfektioner i konstruktionsdelar med liten styvhet.
3. Rekommendationer har gjorts för toleransgränser för olika slag av imperfektioner. Dessa rekommendationer ansluter till dem, som gjorts i rapport 54/68. De rekommenderade toleransgränserna är ej att anse som slutgiltiga. Ett studium av

imperfektionernas betydelse från byggnadsstatiska och säkerhetsmässiga synpunkter kan medföra att de måste omprövas.

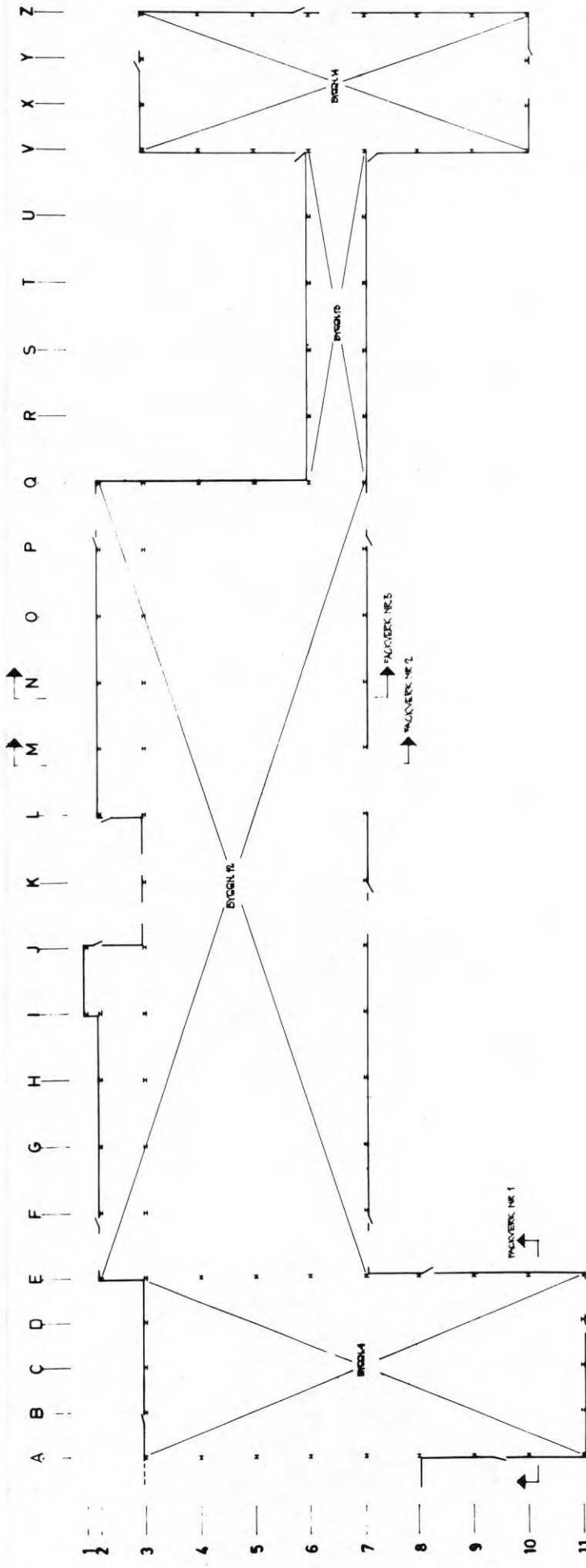
4. Författarna anser att denna undersökning tillsammans med undersökning 54/68 har givit en helhetsbild av imperfektionernas storlek och fördelning vid stålbyggnader. Det samlade mättingsunderlaget är av den arten och den omfattningen, att det bör kunna ligga som grund för en bedömning av imperfektioner vid stålbyggnader från byggnadsstatiska och säkerhetsmässiga synpunkter.







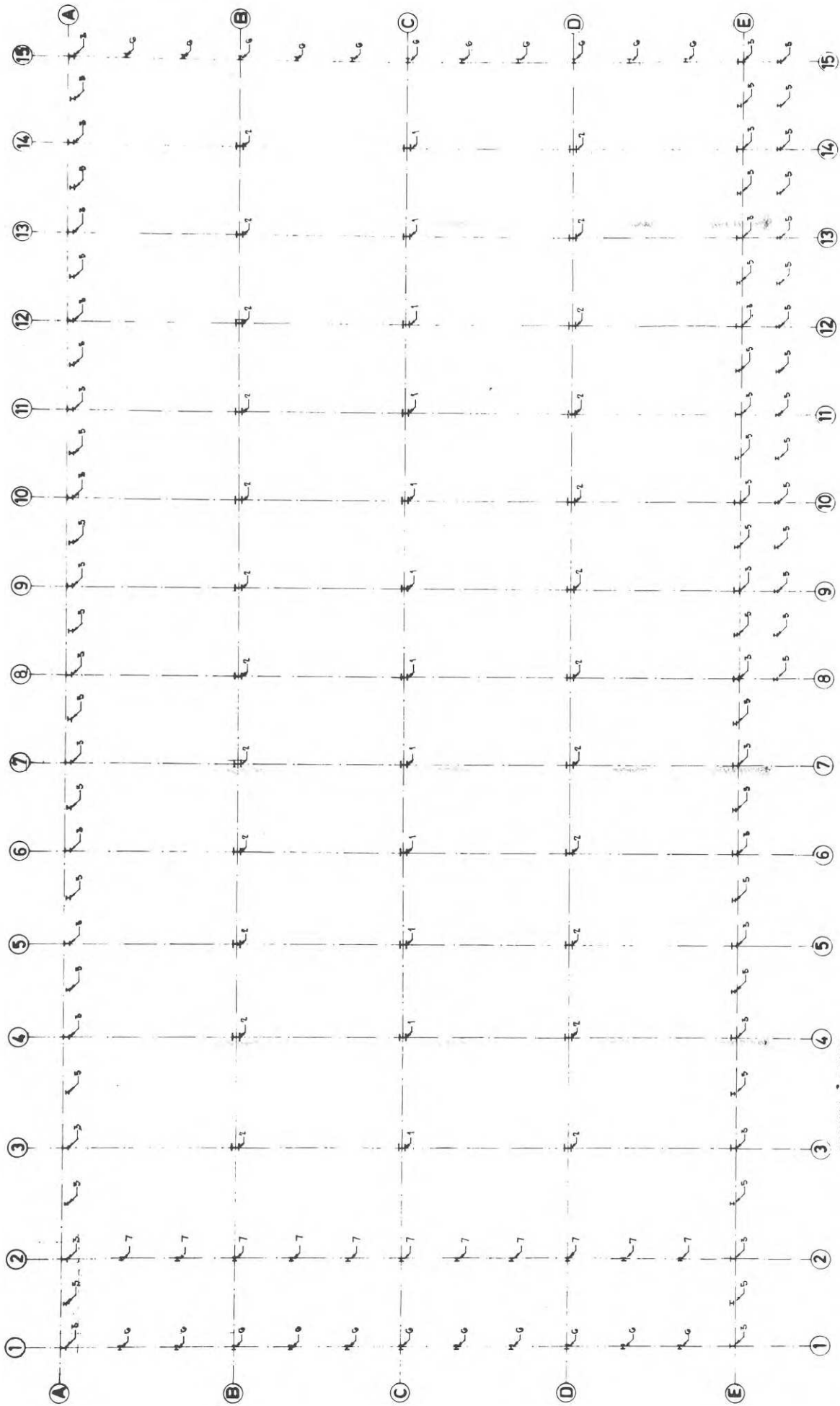
0 0 50 100 150 200 MM



PLAN 1:1000







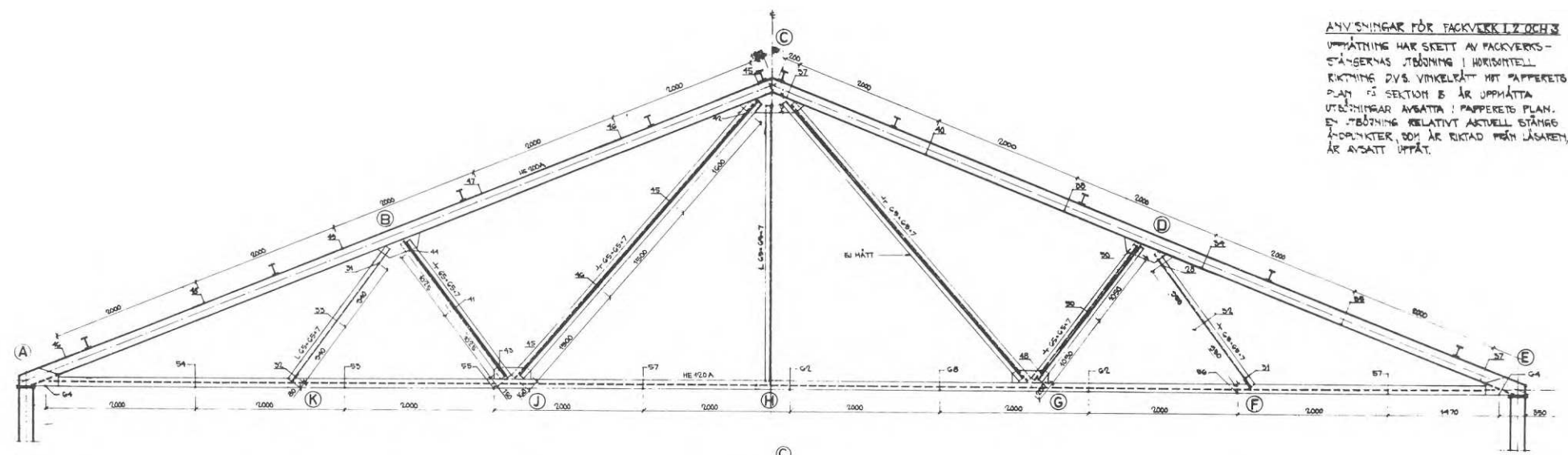
DIMENSION IN PELAKSE 1  
 HEBOGA LIT MKS  
 HEBOGA LIT MKS  
 HEBOGA LIT MKS  
 HEBOGA LIT MKS

A5 PLAN 1:200

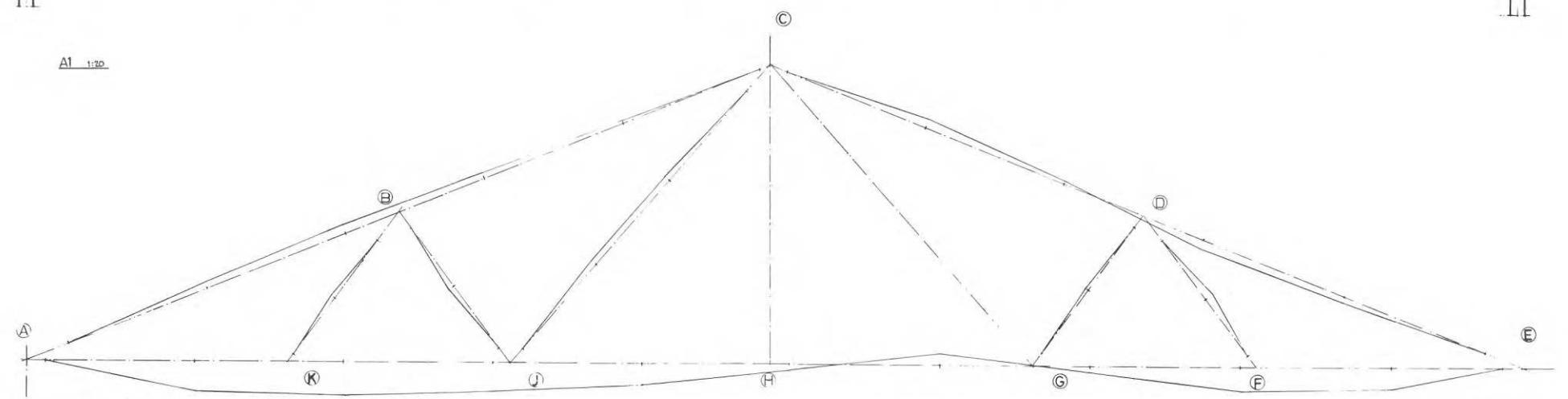




ANVÄNINGAR FÖR PÄCKVERK 1, 2 OCH 3  
 UPPMÄTNING HAR SKETT AV PÄCKVERKS-  
 STÄNGERNAS JÄTBÖJNING I HORIZONTAL  
 RIKTNING DVS. VINKELÄTT MOT PÄCKERETS  
 PLAN I SEKTION B ÄR UPPMÄTTA  
 UTEBNINGAR AVGÄTTA I PÄCKERETS PLAN.  
 EN JÄTBÖJNING RELATIVT AKTUELL STÄNGO  
 ÄR PUNKTER, SOM ÄR RIKTAD FRÅN LÄSAREN,  
 ÄR AVGÄTT UPPÅT.

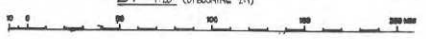


A1 1:20



B1 1:20 (UTBÖJNING 1:1)

0 10 20 30MM  
 SKALA FÖR UTBÖJNING



PÄCKVERKSSTÄNGERS EDRINGAR  
 PÄCKVERK NR 1





**R39: 1972**

**Denna rapport avser anslag C 740 från Statens råd för byggnadsforskning till professor Rolf Baehre.**

**Försäljningsintäkterna tillfaller fonden för byggnadsforskning.**

**Distribution: Svensk Byggtjänst, Box 1403, 111 84 Stockholm**

**Grupp: konstruktion**

**Pris: 18 kronor**