



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**

**R25:1979**

# **Skivverkan i plattfält av C-formade plåtpaneler**

## **1. Försök och beräkningsmodell**

**Göran Nyberg**

**Byggforskningen**

TEKNISKA HÖGSKOLAN I LUND  
SEKTIONEN FÖR VÄG- OCH VATTEN  
BIBLIOTEKET

R25:1979

SKIVVERKAN I PLATTFÄLT AV C-FORMADE PLÄTPANELER

1. FÖRSÖK OCH BERÄKNINGSMODELL

Göran Nyberg

Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 710913-8  
från Statens råd för byggnadsforskning till Avd. för  
stålbyggnad, KTH, Stockholm.

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

R25:1979

ISBN 91-540-2969-4

Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm

LiberTryck Stockholm 1979 951335

INNEHÅLL	sid
BETECKNINGAR .....	5
FÖRORD .....	7
1. INLEDNING .....	9
2. FÖRSÖK .....	11
2.1 Försöksutformning .....	11
.1 Omfattning .....	14
.2 Material .....	15
2.2 Påkänningsmätning .....	15
.1 Töjningsmätning på kantbalk .....	15
.2 Töjningsmätning på skivan .....	18
2.3 Deformationsmätning .....	18
2.4 Provningsförfarande .....	20
2.5 Mätvärden .....	21
.1 Utvärdering .....	21
.2 Diskussion av mätnoggrannhet .....	23
2.6 Provning av skiva K 1:1 .....	26
.1 Allmänt .....	26
.2 Resultat från försök K 1:1 .....	28
2.7 Provning av skiva K 2:1 .....	43
.1 Allmänt .....	43
.2 Resultat från försök K 2:1 .....	45
2.8 Provning av skiva A 1:1 .....	60
.1 Allmänt .....	60
.2 Resultat från försök A 1:10 .....	60
2.9 Provning av skiva A 2:1 .....	77
.1 Allmänt .....	77
.2 Resultat från försök A 2:10 .....	78
3. BERÄKNINGSMODELL .....	97
3.1 Allmänt .....	97
3.2 Fackverksmodell .....	98
.1 Stänglutning .....	100
.2 Vertikala balkar .....	102
.3 Normalkraft i diagonalstänger .....	105
.4 Normalkraft i vertikala balkar .....	110
.5 Normalkraft i övre kantbalk .....	115
.6 Böjmoment i övre kantbalk .....	119
.7 Deformationer .....	124
4. JÄMFÖRELSE MELLAN TEORI OCH FÖRSÖK .....	133
4.1 Skjuvdeformation och kritisk skjuvbelastning .....	133
4.2 Deformationer .....	134
4.3 Normalkraft i panelerna nr 7 och 13 .....	151
4.4 Normalkraft- och böjmomentfördelning i kantbalk AB ....	159
.1 Normalkraft .....	159
.2 Böjmoment .....	163
4.5 Huvudpåkänning i mätpunkterna nr 1-13 .....	166
5. AVSLUTNING .....	171
REFERENSER .....	177



## BETECKNINGAR

$A_{50 \text{ mm}}$	förlängning vid 50 mm mätlängd	(procent)
$A_{DS}$	tvärsnittsarea hos fackverksmodellens diagonalstänger	( $\text{cm}^2$ )
$A_{vB}$	tvärsnittsarea hos fackverksmodellens vertikala balkar	( $\text{cm}^2$ )
$a$	(vägg)skivans höjd	(mm)
$B$	panelbredd	(mm)
$b$	(vägg)skivans längd	(mm)
$b_e$	panelernas medverkande bredd	(mm)
$E$	elasticitetsmodulen	(MPa)
$I_{vB}$	tröghetsmomentet hos fackverksmodellens vertikala balkar	( $\text{cm}^4$ )
$P$	last, verkande i skivans plan	(kN)
$P_{cr}$	last som ger kritisk skjuvpåkänning	(kN)
$R_{e1}$	sträckgränspåkänning (undre)	(MPa)
$R_m$	brottgräns	(MPa)
$t$	panelernas plåttjocklek	(mm)
$\alpha$	diagonalstängernas lutning i fackverksmodellen	(grader)
$\beta$	huvudpåkänningen $\sigma_1$ :s riktning	(grader)
$\theta$	dragfältets lutning	(grader)
$\sigma_1, \sigma_2$	huvudpåkänning (max, min)	(MPa)
$\sigma_e$	panelernas kantpåkänning	(MPa)
$\tau_{cr}$	kritisk skjuvpåkänning	(MPa)
$v$	tvärkontraktionstalet	

Övriga beteckningar definieras i anslutning till texten.





## FÖRORD

Detta arbete utgör en del av det forskningsprojekt rörande plåtpaneler i byggnadsteknisk användning, som med ekonomiskt stöd från Statens råd för byggnadsforskning bedrivs vid Avdelningen för Stålbyggnad, KTH. Arbetet har tidigare i huvudsak redovisats i byggforskningsrapporten "Diaphragm Action of Assembled C-shaped panels" (Document D9:1976). Den svenska versionen av denna rapport som nu ges ut har kompletterats främst inom två områden. Kapitel 3, som beskriver beräkningsmodellen, har utökats något; bl a har databeräkningar genomförts för ytterligare fackverksmodeller. Kapitel 4, som behandlar jämförelser mellan teori och försök, har omarbetats och utökats.

Förutom av professor Rolf Baehre, som har lett arbetet, har jag fått värdefulla råd och anvisningar från docent Per-Olof Thomasson.

Fru Gunvor Öjemo har skrivit ut manuskriptet, och ingenjör Krister Lindberg har ritat figurerna.

Till ovan nämnda, som har bidragit till arbetets genomförande, vill jag framföra mitt varma tack.

Stockholm i december 1978

Göran Nyberg



## 1 INLEDNING

Forskningen vid Avdelningen för Stålbyggnad är för närvarande koncentrerad till kallformade plåtpanelers lastupptagande förmåga. Därvid har speciellt intresse ägnats åt paneler med C-format tvärsnitt och deras förmåga att motstå olika lastpåverkningar. Panelerna är främst avsedda att ingå i golv- och väggkonstruktioner i funktion som bärande och rumsavskiljande element, vanligtvis i samverkan med skivor av artfrämmande material som t ex plywood eller gips i kombination med lämpligt isoleringsmaterial.

Vägg- och golvkonstruktionerna skall förutom sin primära uppgift att uppbära axiell och transversell belastning även ge erforderlig stabilitet åt byggnadskonstruktionen, d v s de vindlaster som upptas av byggnadskroppen skall via vägg- och golvskivor föras ned till grunden. Därvid aktiveras främst skivornas förmåga att uppta skivbelastning. Med skivbelastning avses sådan belastning (skjuvbelastning) som verkar i skivans plan och i huvudsak ger skjuvpåkänningar i skivan.

Syftet med föreliggande undersökningar är att belysa det statiska verkningssättet hos skivor, sammansatta av tunnväggiga paneler med C-format tvärsnitt, vid skivbelastning. Den väsentligaste frågeställningen har varit huruvida det är möjligt att belasta en dylik skiva med en last som ger skjuvpåkänningar överstigande den påkänning som enligt elasticitetsteorin ger skjuvbuckling i panelliven. Efter det att panelerna har skjuvbucklat måste fortsatt lastökning upptas genom att ett "överkritiskt område" utnyttjas, d v s ett s k dragfält bildas.

Undersökningen har omfattat både försök på provskivor och utvecklandet av en beräkningsmodell. Vid försöken har omfattande mätningar utförts för att erhålla upplysning om påkänningsfördelningen i skivorna och skivornas deformation. De erhållna försöksresultaten har sedan jämförts med resultat från beräkningsmodellen.

Det bör framhållas, att planeringen av det experimentella arbetet inte kunde baseras på tidigare utförda undersökningar eller redovisade erfarenheter, vilket dels medförde oförutsebara komplikationer i försöksgenomförandet, dels gav upphov till svårigheter att tolka det komplexa formändringsbeteendet hos provskivorna. Samma problematik gäller även med avseende på vald beräkningsmodell och jämförelsen med experimentellt erhållna resultat.

Rapporten innehåller i huvudsak en fyllig redogörelse för experimentella och teoretiska undersökningar och bör betraktas som ett arbetsunderlag för fortsatt forskning inom området.



## 2. FÖRSÖK

### 2.1 Försöksutformning

Skivverkan (d v s belastning i skivans plan) studerades experimentellt hos skivor av tunnplåt med yttermåten 2420 x 4200 mm (FIG 2.1:1-2). Skivorna var sammansatta av 7 resp 14 paneler med bredden  $B = 600$  resp  $300$  mm. Panelerna, som var kantbockade, hade C-format tvärsnitt med höjden  $h = 100$  mm. Se FIG 2.1:3.

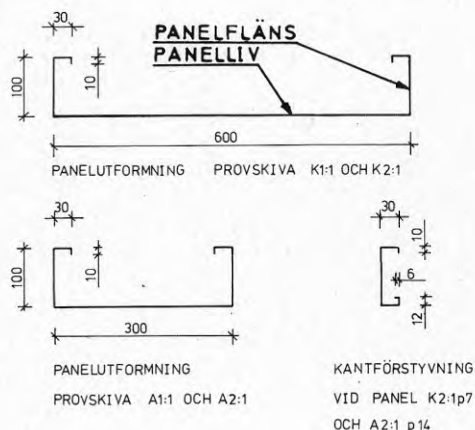


FIG 2.1:3. Panelutformning

Skivorna var längs långsidorna AB och CD fastsatta vid kantbalkar av typen liksidigt T-stål (140 x 140 mm) med tvärsnittsarean  $39,9 \text{ cm}^2$  och tröghetsmomentet (vid böjning i skivans plan)  $I_x = 660,0 \text{ cm}^4$ . Kantbalken var vid upplag A fixerad med ett lager som tillät momentfri vinkeländring. Vid upplag B vilade balken på ett rullager.

Skivorna belastades med en domkraft som verkade mot en platta, vilken var fastsvetsad mot kantbalkens ändsnitt vid D. Lasten mättes med en lastcell som placerades mellan domkraften och plattan.

Panelerna var sammanfogade med smältsvetspunkter mellan panelernas flänsplåtar. Svetspunkterna placerades så nära livplåten som möjligt. Centrumavståndet mellan svetspunkterna var 100 mm.

Smältsvetspunkterna gjordes med hjälp av en punktsvetspistol av typen RIV'ARC med en kontrollenhet av typ Cyretare II A (FIG 2.1:4).

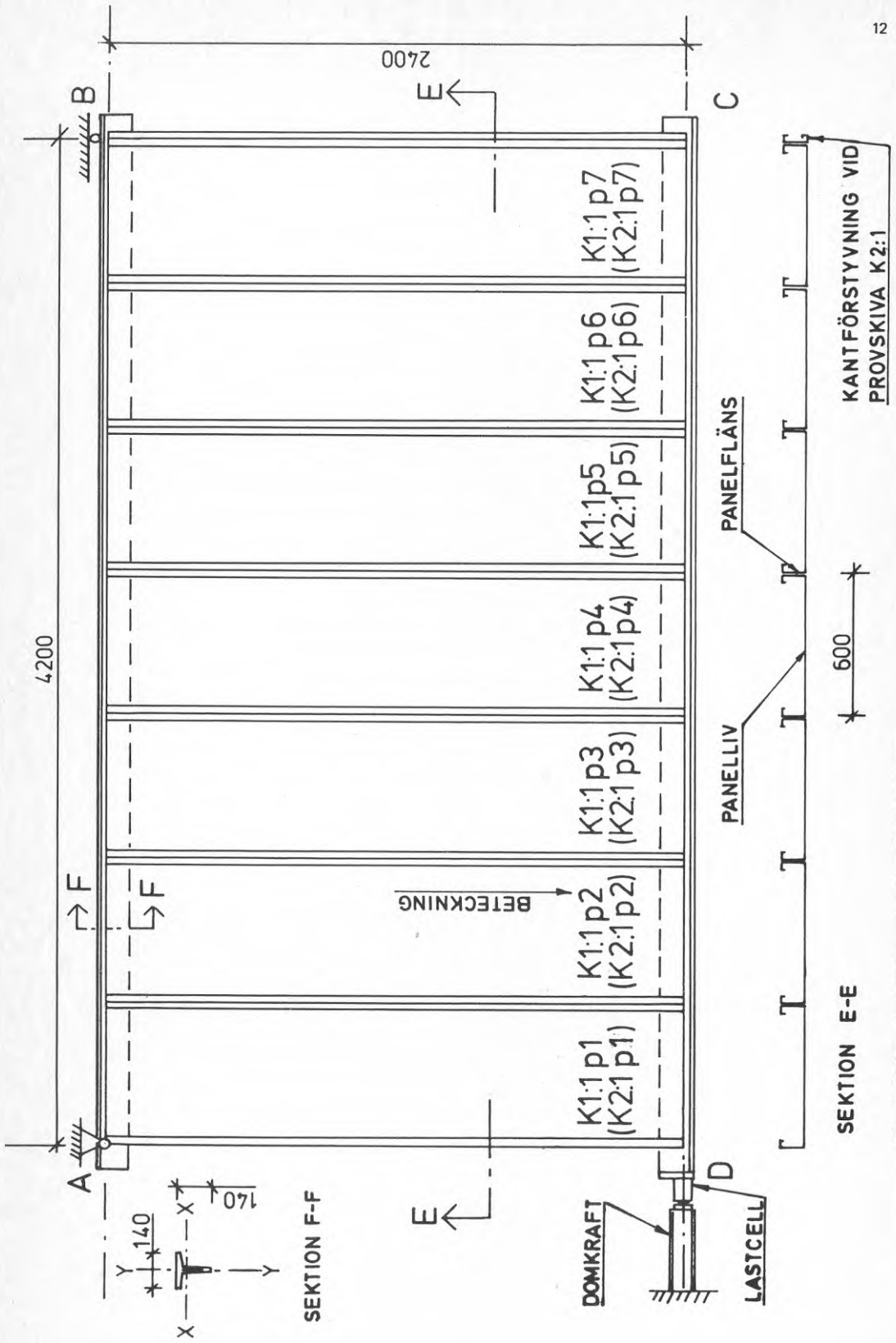


FIG 2.1:1. Provskena K 1:1 och K 2:1

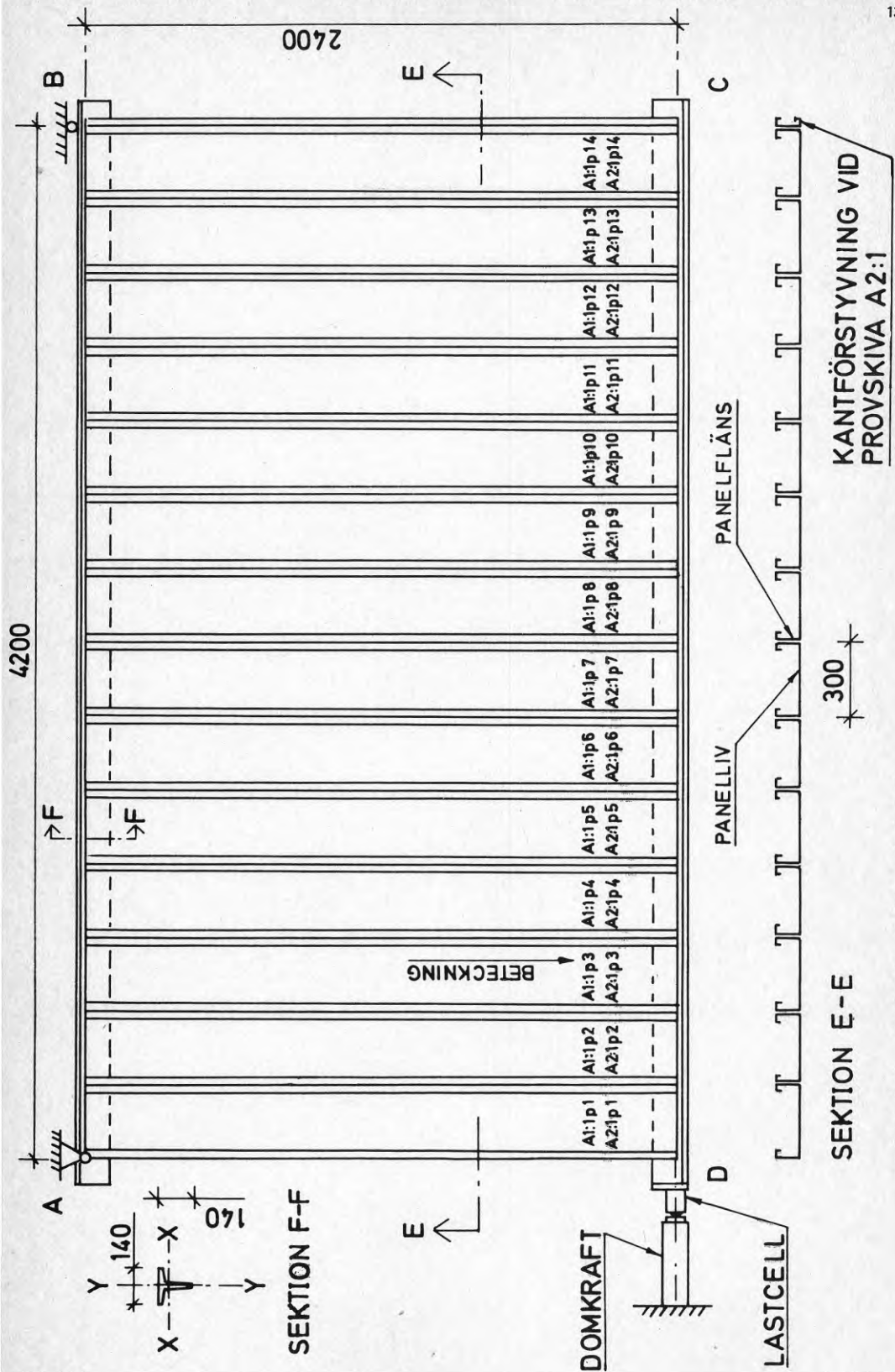


FIG 2.1:2. Provskena A 1:1 och A 2:1

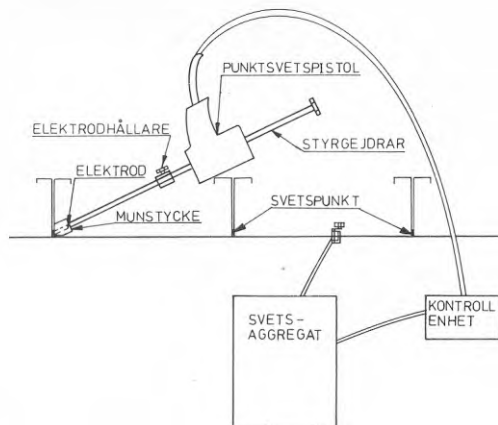


FIG 2.1:4. Sammansvetsning av paneler

Skivorna var med samma metod fastsatta vid kantbalkarna. Eftersom övergången mellan liv och fläns hos de valsade kantbalkarna utgjordes av en cirkelyta med radien  $r = 15$  mm måste svetspunkterna placeras längs en linje ca 10 mm innanför kantbalkarnas symmetrilinje för att avståndet mellan panelkant och svetspunkt skulle bli tillräckligt stort. Panelernas ytterkant kom därigenom att ligga ca 10 mm utanför symmetrilinjen och avståndet mellan kantbalkarnas symmetrilinjer blev ca 2400 mm.

### 2.1.1 Omfattning

Totalt provades fyra olika skivor. Två av dessa var sammansatta av paneler med bredden  $B = 600$  mm och de övriga två skivorna av paneler med bredden  $B = 300$  mm. Panelerna var tillverkade av galvaniserad tunnplåt med de nominella tjocklekarna  $t = 0,7$  resp  $1,2$  mm. Försöksskivorna betecknas K 1:1, A 1:1, K 2:1 och A 2:1. Provingen genomfördes i angiven ordning. Se TABELL 2.1:1.

Beteckning	Panelbredd (mm)	Nominell plåttjocklek (mm)
K 1:1	600	0,7
A 1:1	300	0,7
K 2:1	600	1,2
A 2:1	300	1,2

TABELL 2.1:1. Beteckning av försöksskivorna



## 2.1.2 Material

De paneler som ingick i försöksskivorna var tillverkade av kallvalsad tunnplåt med en nominell undre sträckgräns på 340 MPa. Allt plåtmaterial var varmförzinkat. I samband med tillklippning av plåt till panelerna uttogs dragprover i valsriktningen från restbitar. På detta sätt erhöles dragprover från plåt som var opåverkad av belastning. Från varje provskiva togs två dragprover, ett från var och en av de paneler som var placerade näst ytterst i skivan, d v s panelerna nr 2 och 6 i provskivorna K 1:1 och K 2:1 och panelerna nr 2 och 13 i provskivorna A 1:1 och A 2:1.

Provstavarna utformades enligt SIS 11 21 21. De avzinkade provstavarnas tjocklek och bredd mättes med mikrometerskruv i fem snitt utefter provstaven. Medelvärden av erhållna tvärsnittsareor för resp. provstav har använts vid beräkning av  $R_{e1}$  och  $R_m$ . Resultat av dragprovningen ges i TABELL 2.1:2. Angiven tjocklek avser medelvärdet av de uppmätta tjocklekarna i resp. provstav.

TABELL 2.1:2. Sammanställning av resultat från dragprov

Beteckning	Tjocklek (mm)	$R_{e1}$ (MPa)	$R_m$ (MPa)	$A_{50 \text{ mm}}$ o/o
K 1:1 p 2	0,64	396	467	-
K 1:1 p 6	0,65	400	469	-
A 1:1 p 2	0,66	391	466	32
A 1:1 p 13	0,66	379	463	22
K 2:1 p 2	1,17	381	459	30
K 2:1 p 6	1,15	397	469	28
A 2:1 p 2	1,14	375	454	29
A 2:1 p 13	1,14	389	470	26

## 2.2 Påkänningsmätning

Påkänningsmätning i övre kantbalken AB och skivan ABCD (FIG 2.2:1-2) utfördes med hjälp av pålimmade folietöjningsgivare. Ett dataloginstrument registrerade töjningarna på en hålremsa, som sedan användes som indata vid beräkningar av bl a påkänningar.

### 2.2.1 Töjningsmätning på kantbalk

Resultaterande normalkraft och böjande moment i kantbalken erhöles genom att töjningarna registrerades med tre givare (Showa, F-8) vid varje mätställe (sektion), en givare i vardera hörnet på den T-formade sektionen. Se FIG 2.2:1. Dessa mätningar utfördes vid fyra olika mätställen längs balken AB.

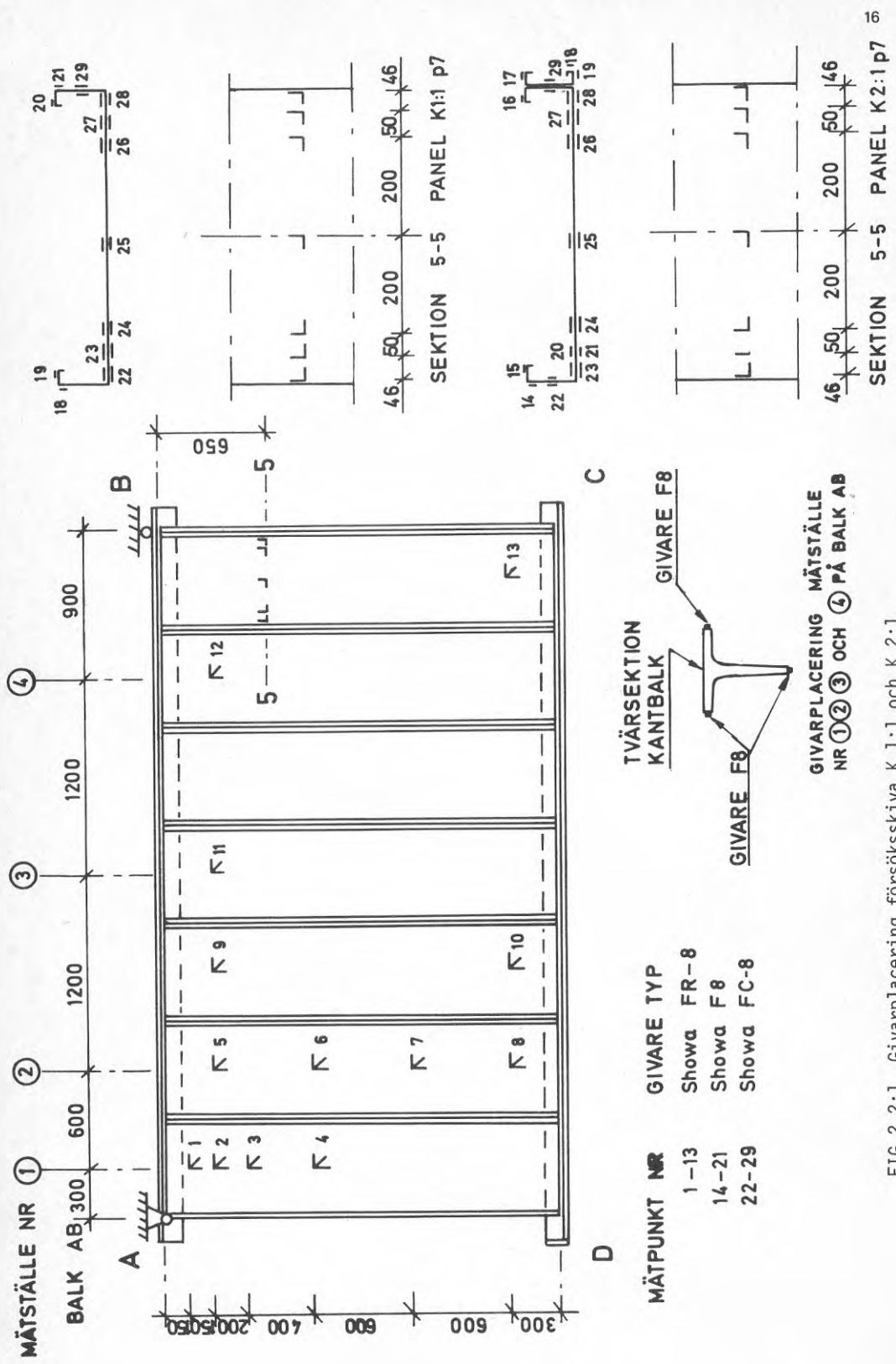
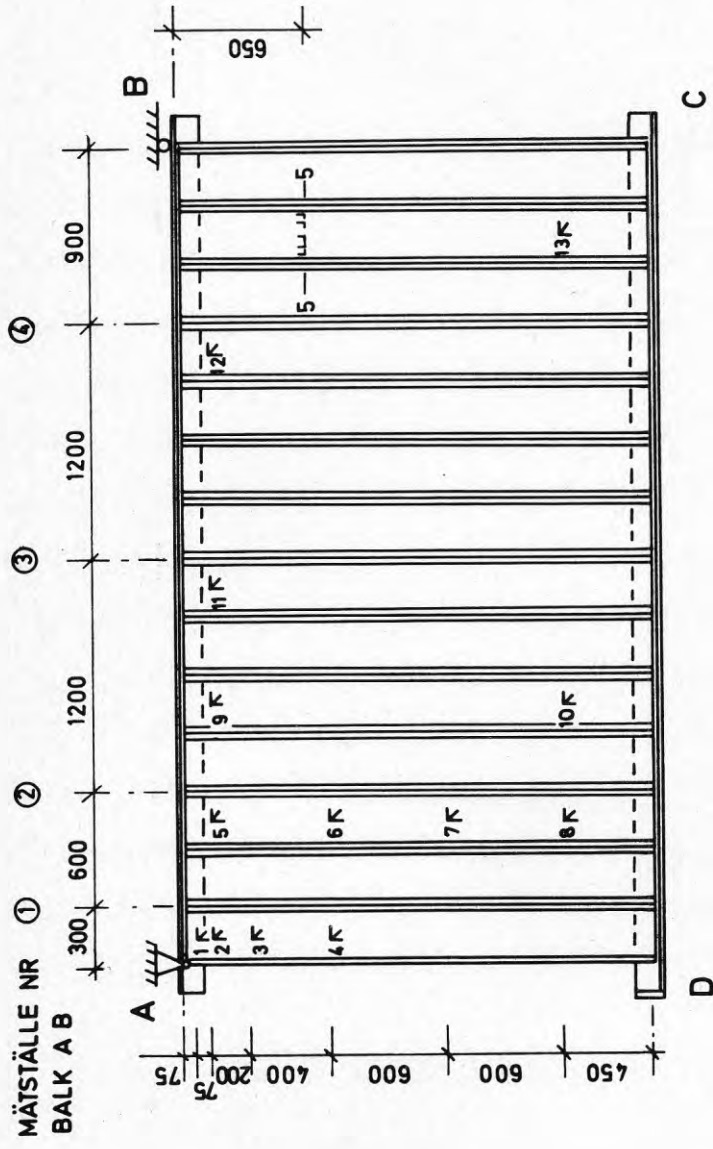


FIG 2.2:1 Givarplacering försökskiva K 1:1 och K 2:1



SEKTION 5-5  
 PANEL A1:1 P13  
 PANEL A2:1 P13

MÄTPUNKT NR	GIVARE	TYP
1-13	Showa	FR 8
14-17	Showa	F 8
18-26	Showa	FC 8

FIG 2.2:2 Givarplacering försökskiva A 1:1 och A 2:1

## 2.2.2 Töjningsmätning på skivan

Töjningarna i tre riktningar som bildade  $45^{\circ}$  vinkel mot varandra mättes i 13 punkter på skivan (FIG 2.2:1-2) med givare av rosett-typ (Showa, FR-8). Genom att givare placerades på vardera sidan om livet hos resp. panel kunde medeltöjningen i livplåten bestämmas. Resultaten från mätningarna användes för att få upplysning om medelhuvudpåkänningens storlek och riktning i resp. punkt.

Resultaterande normalkraft i panel nr 7 hos skivorna K 1:1 och K 2:1 och i panel nr 13 hos skivorna A 1:1 och A 2:1 erhöles genom att töjningarna registrerades med givare (Showa, FC-8) i två vinkelräta riktningar hos panelens liv och i mitten av flänsarna (bara en av flänsarna i skiva K 1:1). Givarna var på samma sätt som rosettgivarna placerade på vardera sidan om plåten för att medeltöjningar skulle erhållas. I omedelbar anslutning till de bockade kanterna vid förstävningarna, där plåten antogs förbli plan vid belastning, registrerades töjningen enbart på ena sidan av plåten med enkelgivare FR-8. På grund av tekniskt fel registrerades medeltöjningarna enbart i en riktning i en av mätpunkterna i livet hos panel nr 7 i skiva K 2:1. Se i övrigt FIG 2.2:1-2.

## 2.3 Deformationsmätning

Deformationsmätning utfördes dels för att registrera rörelse i skivans plan, dels för att registrera rörelse vinkelrätt mot planet. Mätpunkter och mätriktning framgår av FIG 2.3:1. I figuren definieras positiv och negativ rörelseriktning.

Vid mätpunkter 1-18 registrerades deformationerna på elektrisk väg med hjälp av kalibrerade fjäderstål, på vilka foliegivare var applicerade. De olika mätfjädrarna är numrerade från 1 till 18.

Eftersom viss icke förutsatt rörelse kunde förväntas vid upplag A och B, registrerades rörelsen vid upplag A i två riktningar genom mätfjädrarna nr 1 och 2 och vid upplag B genom mätfjäder nr 6. Med kännedom om dessa deformationer kunde övriga deformationer refereras i förhållande till ideala förhållanden vid upplagen.

Rörelsen vinkelrätt mot skivans plan vid upplag B och C registrerades genom mätfjädrarna nr 8 och 12.

Deformationen vinkelrätt mot skivans plan hos den yttersta flänsen hos panelerna K 1:1 p 7, K 2:1 p 7, A 1:1 p 14 och A 2:1 p 14 registrerades med mätfjäder nr 9.

Mätfjädrarna nr 16-18 mätte deformationerna i skivans plan hos panelerna K 1:1 p 1, K 2:1 p 1, A 1:1 p 1 och A 2:1 p 1. Mätpunkterna var placerade i övergången mellan panelens liv och fläns.

Mätfjädrarna nr 3, 4, 5, 11, 13 och 14 registrerade kantbalkarnas rörelser i skivans plan vid belastning. Kantbalkarnas rörelser i balkens längdriktning registrerades med mätfjädrarna nr 7, 10 och 15.

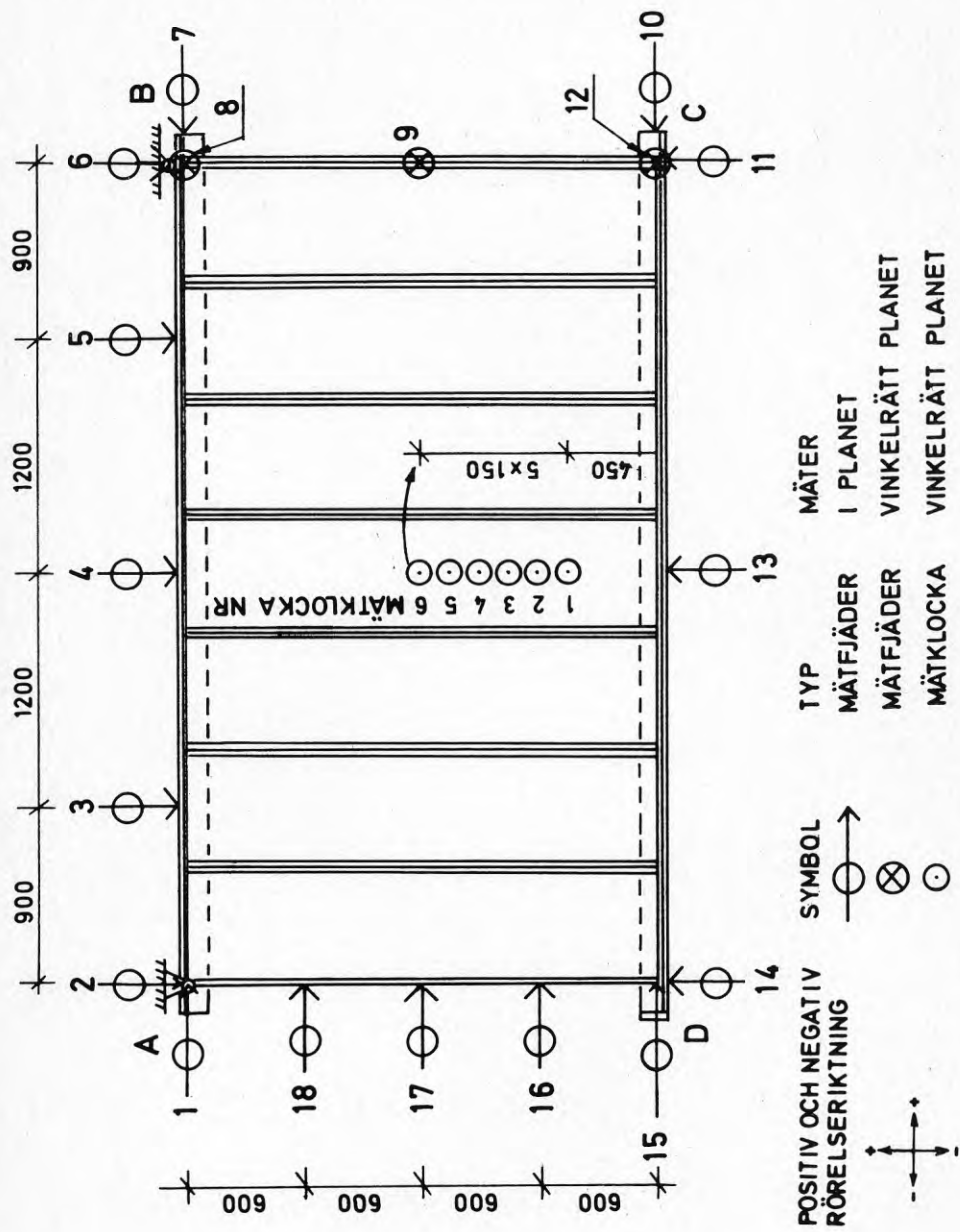


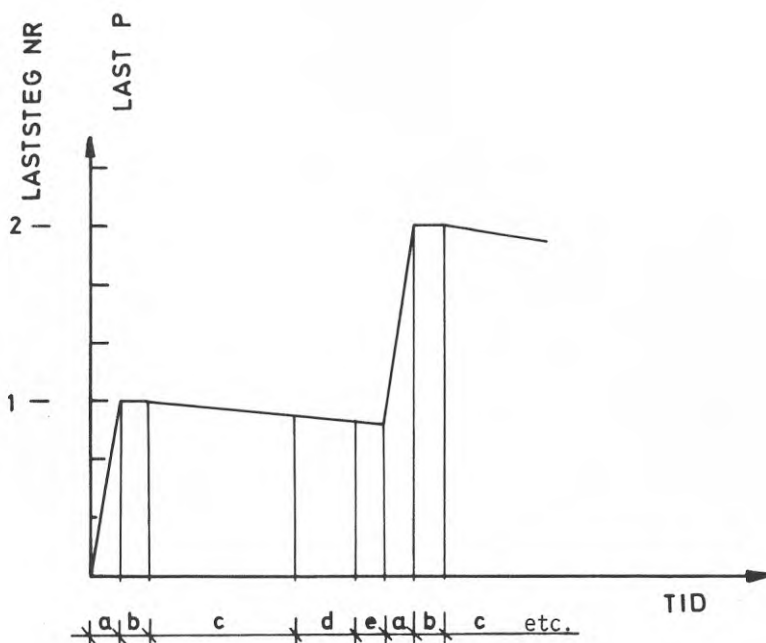
FIG 2.3:1 Deformationsmätning försökskiva K 1:1 och K 2:1.  
 Mätpunktplaceringen är densamma på försökskiva A 1:1 och A 2:1  
 med mätlockorna nr 1-6 på panel A 1:1 p 10 och A 2:1 p 10.

Mätklockorna nr 1-6 gav upplysning om deformationen hos en av panelernas livplåtar vinkelrätt mot skivans plan.

#### 2.4 Provningsförfarande

Belastningen av provskivorna, fram till dess att brott uppstod i någon del av skivan, uppdelades i ett flertal belastningssteg. Vid tre olika lastnivåer skedde en successiv avlastning till noll-last med efterföljande pålastning i flera steg.

Vid varje belastningssteg, se FIG 2.4:1, erhöjls aktuell last genom att domkraftens kolv bringades att öka sitt utslag.



Tecken	Tid ca min.	Aktivitet
a	1	pålastning
b	1	lasten hålles konstant
c	5	automatisk registrering av mätvärden
d	2	klockavläsning och avläsning av den slutliga belastningsnivån
e	1	inställning av mätpunkts-nr mm (spilltid) före ny pålastning

FIG 2.4:1 Belastningscykel

Lasten hölls sedan konstant i en minut genom att kolvens utslag ökades något. Därefter registrerades följande mätvärden automatiskt på hållremsa i följande ordning:

- 1) den påförda lastens storlek
- 2) samtliga givarvärden
- 3) deformationerna vid mätfjädrarna nr 1-18.

Efter detta avlästes deformationerna vid mätklockorna nr 1-6 och den slutliga lastnivån. Registreringen av samtliga mätvärden betingade ca 5 min. Det noterades att lasten därvid minskade något, medan deformationen var nära konstant.

## 2.5 Mätvärden

### 2.5.1 Utvärdering

Samtliga mätvärden (givarvärden) registrerades automatiskt på en hållremsa, som sedan utgjorde indata vid beräkning av påkänningar och deformationer. Beräkningarna utfördes med dator.

De väsentligaste försöksresultaten redovisas i diagramform, där den oberoende variabeln,  $d$  vs skivbelastningen  $P$ , är avsatt på den vertikala axeln och de beroende variablerna - påkänningar, normalkrafter, moment och deformationer - är avsatta på den horisontella axeln.

Redovisningen av registrerade mätvärden begränsas därvid till att omfatta ökande lastnivåer. I diagrammen inlagda mätvärden är definierade genom respektive laststegsnummer. Endast i FIG 2.6:2, 2.7:2, 2.8:2 och 2.9:2 redovisas hela händelseförloppet vid pålastning, avlastning och efterföljande förnyad pålastning.

Vid beräkning av huvudpåkänningens storlek och riktning i de 13 olika mätpunkterna (se FIG 2.2:1-2) användes medelvärden från givare som var placerade på var sida om plåten. Värdena från dessa beräkningar redovisas i diagramform, ett diagram för varje mätpunkt.

Resultterande normalkraft i panel nr 7 hos skivorna K 1:1 och K 2:1 och i panel nr 13 hos skivorna A 1:1 och A 2:1 redovisas som funktion av påförd last. I den beräkningsmodell (se kap. 3) som använts antas den "resultterande" normalkraften upptas av vertikala balkar, vilka ersätter panelernas flänsar och en del av panelernas liv som ansluter till flänsarna. För att redovisningen av försöksvärdena skall bli jämförbar med de värden som beräkningsmodellen ger uppdelas den "resultterande" normalkraften i två delar.

Påkänningsmätningar för att erhålla den resultterande normalkraften utfördes bara hos en panel i resp. skiva (se 2.2.2), men för att jämförelse med beräkningsmodellen skulle bli möjlig har förutsatts att påkänningsfördelningen är symmetrisk i förhållande till panelernas flänsar.

Den normalkraft som beräknas med de uppmätta påkänningarna från ena sidan (t.v.) om panelens symmetrilinje, d v s mätpunkterna nr 14-15 och 18-22 för panel A 1:1 p 13 och panel A 2:1 p 13 (se FIG 2.2:2), multipliceras med 2 och blir då jämförbara med normalkraften i beräkningsmodellens "vertikala" balk. Denna balk motsvarar de sammanfogade flänsarna och delar av angränsande liv hos panelerna nr 12 och 13.

På samma sätt används påkänningarna t.h. om symmetrilinjen, d v s mätpunkterna nr 16-17 och 22-26, för att beräkna den normalkraft som skall jämföras med den "vertikala" balk som motsvarar de sammanfogade flänsarna och delar av angränsande liv hos panelerna nr 13 och 14.

För panelerna K 1:1 p 7 och K 2:1 p 7 beräknas normalkrafterna på motsvarande sätt men med det undantaget att den normalkraft som härrör från påkänningsmätningar t.h. om symmetrilinjen icke multipliceras med 2, eftersom det i detta fall ej finns någon yttre angränsande panel.

Samtliga påkänningar i de olika mätpunkterna redovisas i diagramform som en funktion av påförd last. Ett diagram avser de mätpunkter som är belägna på panelens liv och ett övriga mätpunkter.

Med påkänningar menas i de flesta mätpunkter resulterande medelpåkänningar, vilka har erhållits som medelvärde från givare placerade på vardera sidan om plåten. Det är bara i ett fåtal mätpunkter som givare är placerade enbart på ena sidan av plåten. Dessa mätpunkter finns på sådana ställen där plåten kan tänkas förbli i det närmaste plan vid belastning, d v s ej i panelens liv. Se FIG 2.2:1-2.

Påkänningsfördelningen tvärs panelen är uppritad för tre lastnivåer, vilka motsvarar ungefär 0,4, 0,6 och 0,8 ggr brottlasten.

Resulterande normalkraft och böjande moment på fyra olika ställen (se FIG 2.2:1-2) längs övre kantbalken AB redovisas i var sitt diagram. Med böjande moment avses här det moment som har momentvektorn vinkelrätt mot skivans plan.

Resulterande deformation i skivans plan, d v s deformationer vid resp mätfjäder efter korrigering för viss icke förutsatt oundviklig rörelse vid upplagen belägna vid A och B (jfr kap. 2.3) redovisas i fem olika diagram .

Skivans deformation i punkt C i belastningsriktningen återges i två diagram: Ett diagram som enbart redovisar deformationen vid växande last och ett diagram i större skala som visar en del av hela belastningsförloppet med pålastning och avlastning och därav följande kvarvarande deformation.

I övrigt är redogörelsen för deformationer i skivans plan uppdelad så att deformationerna vid mätpunkter belägna längs sidan AB (övre kantbalk), sidan CD (undre kantbalk) och sidan DA (se FIG 2.3:1) redovisas i var sitt diagram.



Deformationer hos en av panelernas livplåtar (K 1:1 p5, K 2:1 p5, A 1:1 p10 och A 2:1 p10) vinkelrätt mot skivans plan redovisas i ett eller två diagram beroende på huruvida de olika kurvorna går att särskilja eller inte.

## 2.5.2 Diskussion av mätnoggrannhet

De automatiskt registrerade mätvärdena var stabila. Vid upprepade registreringar var variationen maximalt ett par enheter. Detta ger ett konstant fel som är oberoende av mätvärdets storlek. En avvikelse på 2 enheter ger följande fel:

töjning	$\delta\varepsilon = 0,002$ o/oo ( $\delta\sigma = 0,42$ MPa)
deformation	$\delta\Delta = 0,013$ mm (givarfaktor ca 155 enheter/mm)
last (100 kN tryckdosa)	$\delta P = 50$ N (givarfaktor 40,00 enh./kN)
last (200 kN tryckdosa)	$\delta P = 78$ N (givarfaktor 25,70 enh./kN)

Givarkonstanterna för trådtöjningsgivarna var givna med två decimaler. Den genomsnittliga givarkonstanten var 2,13. Från detta värde kunde enskilda givare avvika med 2/100. Om givarkonstanten är bestämd med noggrannheten 1/100, blir det maximala felet i givarkonstanten 3/100 ( $2,13 \pm 0,03$ ). Detta ger ett relativt fel i töjningen på 1,4 %.

Vid stora påkänningar blir det konstanta felet mindre betydande i förhållande till det procentuella felet. Vid t ex  $\sigma = 100$  MPa blir det procentuella felet 1,4 MPa och det konstanta felet 0,4 MPa.

Det procentuella felet i töjningarna kan ge ett något större procentuellt fel i resulterande normalkraft i panelerna K 1:1 p 7, K 2:1 p 7, A 1:1 p 13 och A 2:1 p 13. Detta beror på att de procentuella felen, som kan vara positiva eller negativa, kan samverka med positiva och negativa påkänningar på ett maximalt ogynnsamt sätt. En schematisk studie av de uppmätta påkänningsfördelningarna som återges i 2.6 - 2.9 tyder på att maximalt procentuellt fel i resulterande normalkraft ej bör överstiga ca 5 %.

Det konstanta felet i registrerad töjning ger ett maximalt konstant fel i panelernas resulterande normalkraft som ej påverkas av aktuell påkänningsfördelning. De uppmätta normalkrafterna redovisas i diagramform genom kurva 1 och kurva 2 för resp. panel (jfr FIG 2.6:14, 2.7:14, 2.8:15 och 2.9:14). Det konstanta töjningsfelet ger följande fel i uppmätt normalkraft:

Skiva	Kurva 1 (kN)	kurva 2 (kN)
K 1:1	0,240	0,120
K 2:1	0,425	0,303
A 1:1	0,158	0,158
A 2:1	0,280	0,280

Vid ökande belastning blir det konstanta felet mindre betydande i förhållande till det procentuella felet i panelernas resulterande normalkrafter.

Det konstanta felet i registrerad töjning ( $\delta\epsilon$ ) på  $2 \cdot 10^{-6}$  ger ett konstant fel i uppmätt normalkraft ( $\delta N$ ) och böjmoment ( $\delta M$ ) i kantbalk AB. De konstanta felen blir:

$$\begin{aligned}\delta N &= 1,7 \text{ kN} \\ \delta M &= 0,04 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Det procentuella felet i registrerad töjning på 1,4 % kan ge ett lika stort procentuellt fel i uppmätt böjmoment. Däremot kan det procentuella felet i uppmätt normalkraft bli större än 1,4 %. Med kännedom om påkänningsfördelningen i en tvärsektion av balken kan man beräkna det maximala felet som kan orsakas av ett procentuellt fel i registrerad töjning. För att illustrera det procentuella felets storlek kan beräkningar genomföras för tvärsektion nr 1 vid en lastnivå  $P \approx 2 P_{cr}$ , där  $P_{cr}$  är den belastning som enligt elasticitetsteorin ger skjuvbuckling i panelliven (jfr 4.1).

Försök	N (kN)	$\delta N$ (kN)	$\delta N/N$
K 1:11	6,6	0,2	0,03
K 2:11	27,3	0,4	0,02
A 1:10	21,5	1,0	0,05
A 2:10	132,8	1,9	0,01

Denna begränsade jämförelse ger en indikation av att ett fel i registrerad töjning på 1,4 % kan resultera i ett större procentuellt fel i uppmätt normalkraft.

Vid kalibrering av mätfjädrarna beräknades fjäderkonstanterna för olika mätintervall upp till 20 mm. De fjäderkonstanter som användes vid beräkning av de uppmätta deformationerna hade bestämts vid kalibreringsvärdet 20 mm. Eftersom de uppmätta deformationerna i allmänhet är mindre än 5 mm, är det speciellt intressant att konstatera hur stor skillnaden är mellan de olika intervallernas fjäderkonstanter upp till kalibreringsvärdet 5 mm. Skillnaden var maximalt någon enhet/mm mellan intervallen 1, 2, 3, 4 och 5 mm. I 12 av de 18 mätfjädrarna är den maximala skillnaden 1 enhet/mm, i 4 mätfjädrar är skillnaden 2 enheter/mm, och i 2 mätfjädrar är skillnaden 4 enheter/mm.

Den erhållna skillnaden mellan de olika mätintervallernas fjäderkonstanter kan förenklat anses representativ för felet i de vid beräkningarna använda fjäderkonstanterna. Ett fel i fjäderkonstanten på 2 enheter/mm ger ett relativt fel i uppmätt deformation på 1,3 %.

Vid beräkning av deformationerna togs hänsyn till uppmätt rörelse vid upplag A och B. Detta gör att både de konstanta och procentuella felen kan adderas på ett ogynnsamt sätt. Ett fel som verkar åt samma håll i registrerad rörelse i mätfjäder 2 och 6 ger maximal påverkan på beräknad deformation vid mätfjäder 3, 4, 5, 11, 13 och 14 (jfr FIG 2.3:1).

Ett fel som verkar åt olika håll vid mätfjäder 2 och 6 ger en "vridning" av skivan som påverkar de beräknade deformationerna i mätfjäder 10, 15, 16, 17 och 18. Även deformationerna vid mätfjäder 3, 4, 5, 11, 13 och 14 påverkas av en "vridning" av skivan. Detta är dock ett mindre farligt fall än när skivan "parallell"-förskjutes, d v s när felen vid mätfjäder 2 och 6 verkar åt samma håll.

Ett fel i registrerad rörelse i mätfjäder 1 påverkar den beräknade deformationen vid mätfjäder 7, 10, 15, 16, 17 och 18.

Ett konstant fel på 0,013 mm i registreringen av rörelserna vid upplag A och B (mätfjäder 1, 2 och 6) kan medföra följande maximala fel i beräknad deformation vid övriga mätfjädrar:

Mätfjäder (nr)	$\delta\Delta$ (mm)
3	0,013
4	0,013
5	0,013
11	0,013
13	0,013
14	0,013
10	0,028
15	0,028
16	0,024
17	0,020
18	0,017

Till dessa fel skall sedan läggas det konstanta och procentuella felet i resp. mätfjäder. Eftersom den horisontella deformationen  $\Delta l_0$  är av speciellt intresse och dessutom bland de största uppmätta deformationerna, kan det vara av intresse att med stöd av ovanstående resonemang beräkna tänkbart maximalt fel. Om man utgår från det maximala värdet på deformationen  $\Delta l_0$  som återges i FIG 2.6:1, 2.7:1, 2.8:1 och 2.9:1, kan det procentuella felet beräknas för detta fall.

Försök	$\delta\Delta l_0$ (mm)			$\delta\Delta l_0/\Delta l_0$
	Konstant fel	Procentuellt fel	Summa fel	
K 1:11	0,028	0,020	0,05	0,03
K 2:11	0,028	0,046	0,07	0,02
A 1:10	0,028	0,051	0,08	0,02
A 2:10	0,028	0,035	0,06	0,02

Vid maximal uppmätt deformation  $\Delta l_0$  blir således det totala felet 2-3 % i de fyra olika försöken. Sannolikheten är dock tämligen begränsad att samtliga fel skall samverka till maximalt ogynnsamt resultat. För att felet i beräknad deformation  $\Delta l_0$  skall bli maximalt krävs det att fyra fel ( $\delta \Delta l$ , 2, 6 och 10) skall verka i samma riktning. Om man förenklat antar att felet vid de enskilda mätfjädrarna slumpmässigt registrerar antingen positiva eller negativa maxfel oberoende av varandra, blir sannolikheten för att de fyra felet samverkar endast 12,5 %.

Tryckdosorna för maxlasten 100 kN resp. 200 kN kalibrerades för fyra olika mätintervaller. Den maximala skillnaden mellan de olika intervallerna var 0,08 resp. 0,33 enheter/kN. Om man utgår från att kalibreringen är helt felfri och att den noterade skillnaden är representativ för variationen i tryckdosornas karaktäristika i olika belastningsintervall, blir det relativa felet 0,2 % för tryckdosan med maxlasten 100 kN och 1,3 % för tryckdosan med maxlasten 200 kN. Till dessa procentuella fel skall adderas de konstanta felet som är 0,05 resp. 0,08 kN.

Det förda resonemanget om typen av mätfel och dess storlek tyder på att de i de flesta fall inte märkbart kan påverka mätresultaten. Man kan dock inte utesluta att de i enskilda fall kan förrycka dem. En vidare bedömning av försöksresultatets relevans kommer att göras i kap. 4, där försöksresultat och beräknade värden jämförs.

## 2.6 Provning av skiva K 1:1

Skiva K 1:1 var sammansatt av paneler med bredden  $B = 600$  mm och nominella tjockleken  $t = 0,7$  mm i enlighet med FIG 2.1:1. Mätanordningarna framgår av FIG 2.2:1 och FIG 2.3:1.

### 2.6.1 Allmänt

Den första provmonteringen och provbelastningen utfördes med skiva K 1:1. Prototypen var behäftad med vissa imperfektioner som framkom under pålastningen och föranledde vissa förstärkningsåtgärder samt en förbättring av svetsstekniken i fråga om panelernas infästning till kantbalkarna.

Det första försöket (försök K 1:10) som utfördes på skiva K 1:1 fick avbrytas vid en lastnivå som motsvarade 16 kN p g a brott i de svetsade förbindningspunkterna mellan kantbalken AB och panel nr 7. En förstärkning gjordes. Denna bestod av ett antal extra svetspunkter och att kallbockade vinkeljärn av 2 mm plåt med längden 100 mm och höjden 80 mm fastsvetsades både till kantbalkarna och till den yttersta flänsen hos panel nr 7. Skivan förstärktes således i hörnen B och C (se FIG 2.1:1) med dessa vinkeljärn. Denna förstärkning gjordes sedan på de tre övriga skivorna A 1:1, K 2:1 och A 2:1 redan vid monteringen.

Vid försök K 1:10 orsakades förbindningsbrottet av resulterande normalkraft i panel nr 7. Dragfältet ger upphov till normalkrafter som via panelerna skall nedföras till kantbalken AB. Dessa normalkrafter har sin största intensitet (jfr kap. 3) vid upplag B (se FIG 2.1:1), d v s vid panel nr 7.

Även nästa försök (försök K 1:11) fick avbrytas p g a förbindningsbrott mellan panel och kantbalk. I detta fall var det förbindningarna mellan panel nr 1 och kantbalk AB som brast vid lasten  $P = 21$  kN. Förbindningsbrottet orsakades av dragfältets förankringskrafter. Krafterna från dragfältet, vilka skall överföras från skivan till kantbalken AB, har den största intensiteten (jfr kap. 3) vid det "fasta" lagret vid upplag A d v s vid panel nr 1.

Efter det att förbindningarna mellan panel nr 1 och kantbalk AB hade förstärkts med ett extra antal svetspunkter genomfördes ett tredje prov (försök K 1:12). Vid  $P = 31$  kN bucklade den oförstyvade yttersta flänsen längs skivans kant BC (se FIG 2.1:1). Brottet (BILD 2.6:1), vilket var beläget ca 25 cm från kantbalken AB, kan karakteriseras som ett instabilitetsbrott med påföljande plätvikning förorsakad av samtidigt verkande tryck- och böjpåkänningar. Dessa påkänningar orsakades av den i panelen excentriskt verkande normalkraften (normalkraften fördes in i panelens liv).

I mätpunkt nr 28, som var belägen i panelens liv i övergången mellan liv- och flänsplåt, uppgick påkänningen till  $-261$  MPa vid brottlasten (ca 31 kN), d v s sträckgränspåkänningen uppnåddes icke. (Jfr dragprovresultat i TABELL 2.1:2).

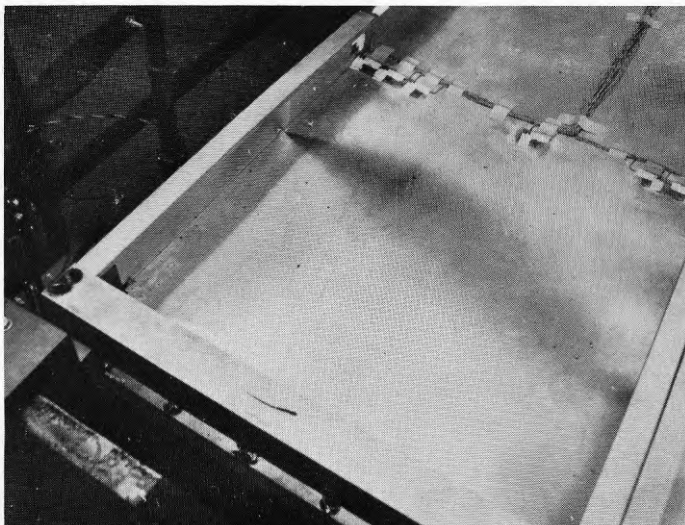


BILD 2.6:1. Försök K 1:12. Den oförstyvade yttersta flänsens deformation efter brott vid lasten  $P = 31$  kN

Resultaten från de båda försöken K 1:11 och K 1:12 överensstämmer väl fram till lasten  $P = 21$  kN; därefter finns resultat bara från försök K 1:12.

I en skiva som utsätts för flera provningsomgångar sker en viss kallbearbetning av materialet och då främst vid förbindningspunkterna. Vid varje pålastning och efterföljande avlastning erhåller en skiva av här aktuell typ bestående deformationer.

För att jämförelse mellan resultaten från provningarna av de olika typerna av skivor (K 1:1, K 2:1, A 1:1 och A 2:1) skall kunna göras bör provningarna vara utförda under så lika förhållanden som möjligt.

Av de olika provningsomgångarna avseende skivan K 1:1 överensstämmer provningsförhållandena vid det andra provet (försök K 1:11) bäst med dem som rådde vid proven på de andra skivorna. I det följande redovisas därför resultaten från försök K 1:11. Utböjningen av livplåten hos panel nr 5 redovisas dock från försök K 1:12, eftersom den slutliga lasten blev större och eftersom det i övrigt icke förelåg någon väsentlig skillnad mellan försöksresultaten från K 1:11 och K 1:12.

#### 2.6.2 Resultat från försök K 1:11

Under pålastning fram till brottlasten ca 21 kN (laststeg nr 15) skedde avlastning till 0-last med följande pålastning vid lasten 10 kN (laststeg nr 6) och vid lasten 18 kN (laststeg nr 10). Samtliga belastningsintervall och motsvarande laststeg återfinns i TABELL 2.6:1.

TABELL 2.6:1. Försök K 1:11.  
Belastningsintervall och motsvarande laststegsnummer.

Laststeg nr	Last (kN)	Laststeg nr	Last (kN)
1	0	10	18
2	1	11	0
3	2	12	18
4	6	13	19
5	8	14	20
6	10	15	21
7	0	16	10
8	10	17	5
9	14	18	0

Försöksresultaten återges i FIG 2.6:1-26, där även flera beräknade jämförelsevärden finns återgivna (jfr kap. 3 och 4).

Fenomen	FIG
Resultande deformationer i skivans plan	2.6:1-5
Utböjning av livplåten hos panel nr 5 (försök K 1:12)	2.6:6
Normalkraft och böjande moment i övre kantbalken AB	2.6:7-8
Påkänning i mätpunkterna nr 18-21 och 29 belägna i flänsarna hos panel nr 7	2.6:9
Påkänningar i mätpunkterna nr 22-28 belägna i livet hos panel nr 7	2.6:10
Påkänningsfördelningen i panel nr 7 vid lastnivåerna 8, 14 och 18 kN	2.6:11-13
Resultande normalkraft i panel nr 7	2.6:14
Huvudpåkänningens storlek och riktning i mätpunkterna nr 1-5 och 7-13 (resultat från mätpunkt nr 6 saknas)	2.6:15-26

Läget på de olika mätpunkterna framgår av FIG 2.2:1 och FIG 2.3:1.

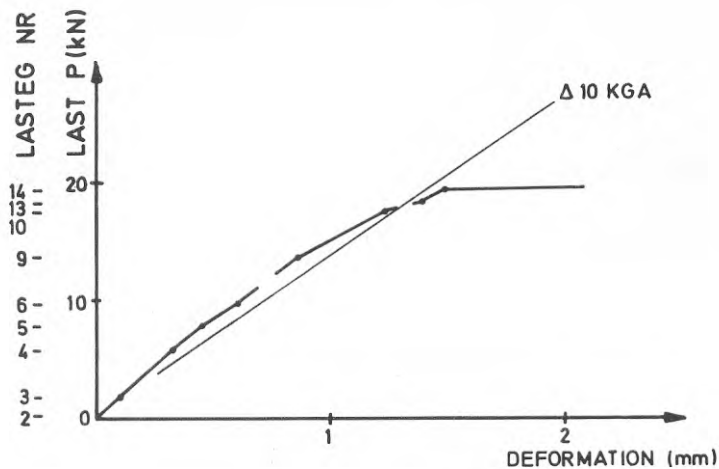


FIG 2.6:1 Försök K 1:11. Resultande deformation vid mätfjäder nr 10 (se FIG 2.3:1). Linjen  $\Delta 10$  KGA anger motsvarande beräknat värde enligt kap. 3.

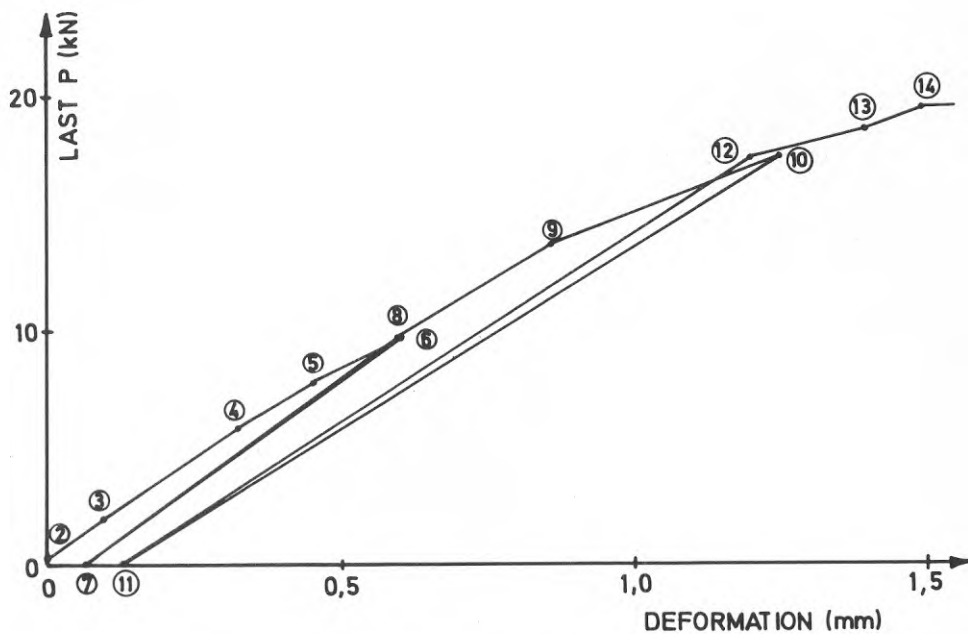


FIG 2.6:2 Försök K 1:11. Resultande deformation vid mätfjäder nr 10 för samtliga laststeg (se FIG 2.3:1).



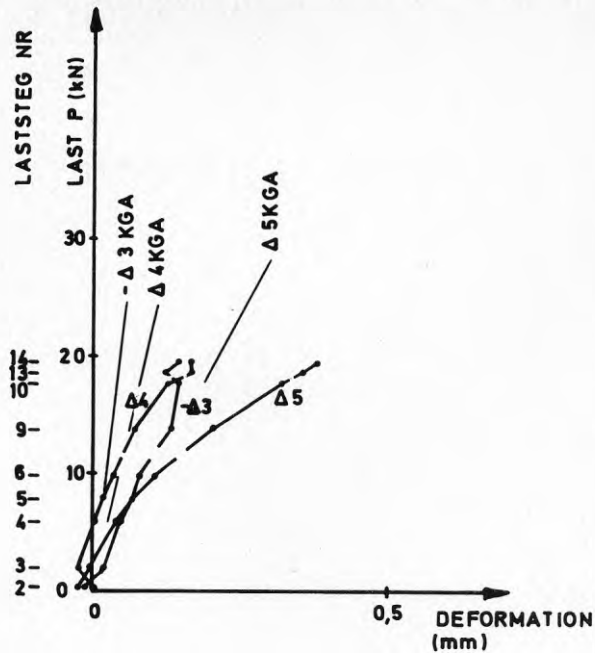


FIG 2.6:3 Försök K 1:11. Övre kantbalken AB:s resulterande utböjning vid mätfjädrarna nr 3, 4 och 5 (se FIG 2.3:1). Linjerna  $\Delta 3$  KGA,  $\Delta 4$  KGA och  $\Delta 5$  KGA anger motsvarande beräknade värden enligt kap. 3.

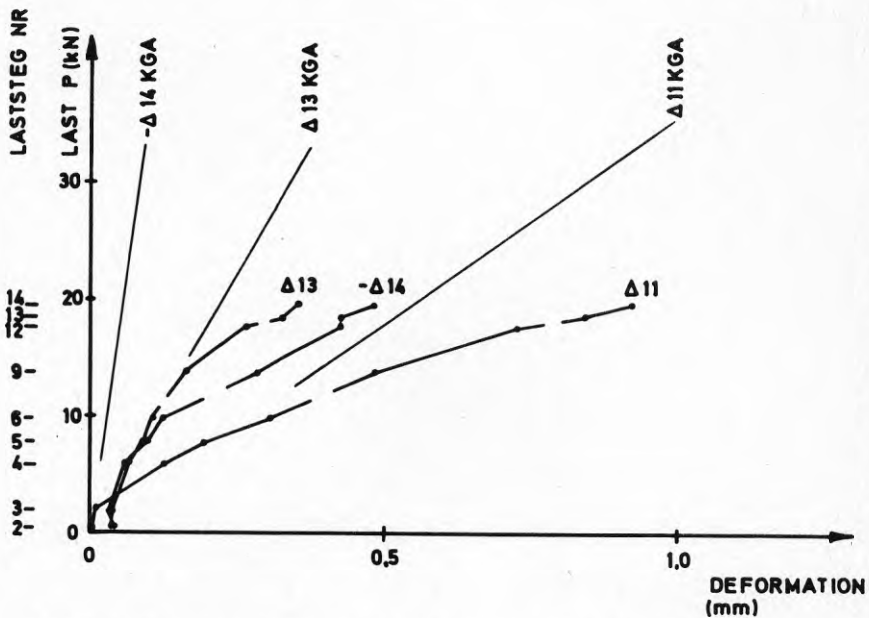


FIG 2.6:4 Försök K 1:11. Undre kantbalken CD:s resulterande deformation vid mätfjädrarna nr 11, 13 och 14 (se FIG 2.3:1). Linjerna  $\Delta 11$  KGA,  $\Delta 13$  KGA och  $\Delta 14$  KGA anger motsvarande beräknade värden enligt kap. 3.

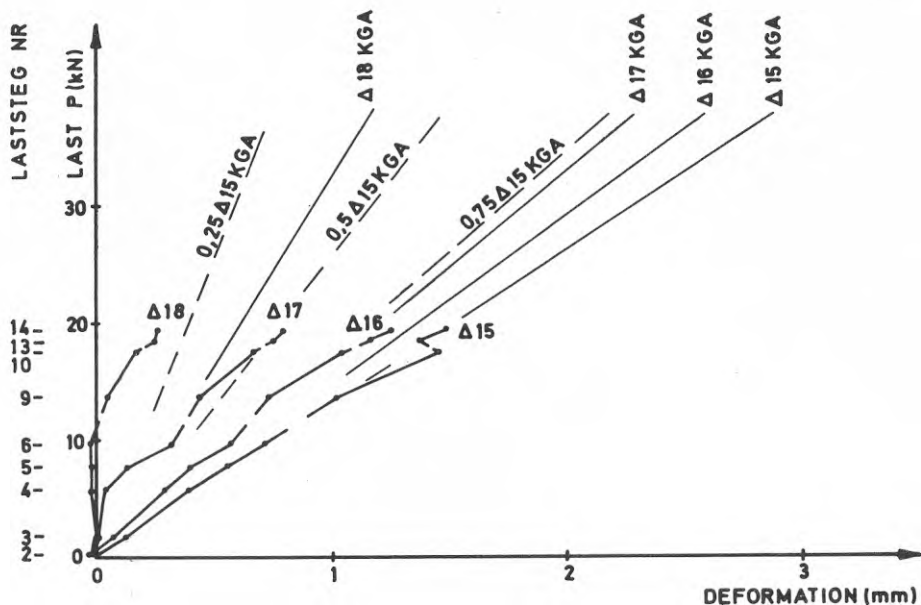


FIG 2.6:5 Försök K 1:11. Kortsidan AD:s resulterande deformation vid mätfjädrarna nr 15, 16, 17 och 18 (se FIG 2.3:1). Linjerna  $\Delta 15$  KGA,  $\Delta 16$  KGA,  $\Delta 17$  KGA och  $\Delta 18$  KGA anger motsvarande beräknade värden enligt kap. 3. Linjerna 0,25-0,75  $\Delta 15$  KGA se 4.2.

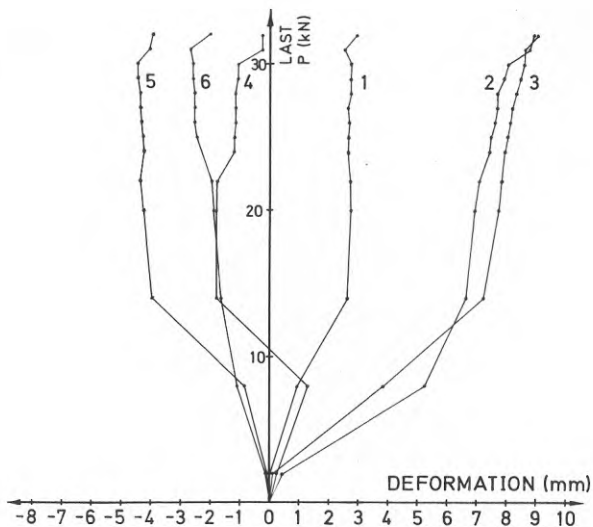


FIG 2.6:6 Försök K 1:12. Utböjning av livplåten hos panel nr 5. Kurvorna 1-6 anger uppmätta deformationer vid mät-klockorna nr 1-6 (se FIG 2.3:1).

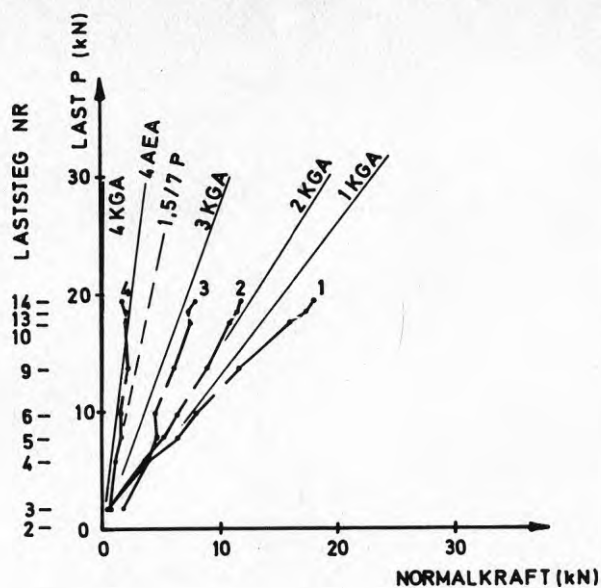


FIG 2.6:7 Försök K 1:11. Normalkraft i övre kantbalken AB vid mätställe (sektion) nr 1, 2, 3 och 4 (se FIG 2.2:1). Linjerna 1 KGA, 2 KGA, 3 KGA och 4 KGA anger motsvarande beräknade värden enligt kap. 3. Linjerna 1,5/7P och 4 AEA se 4.41.

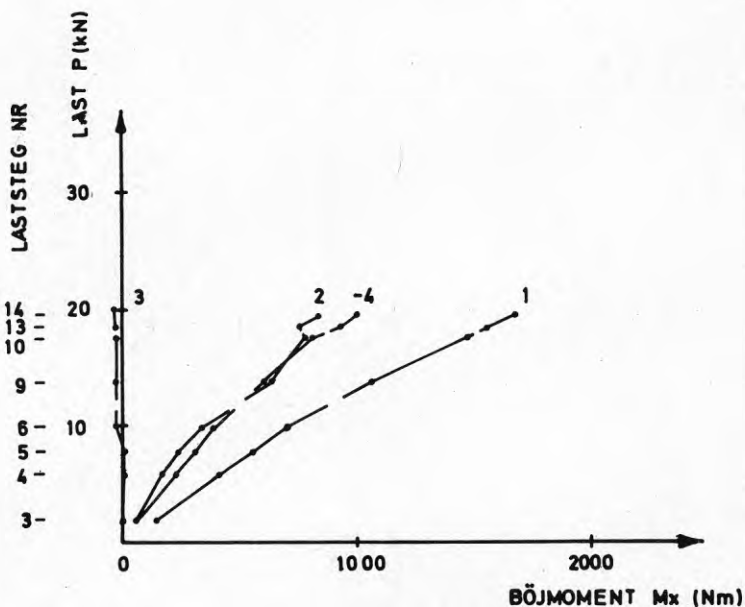


FIG 2.6:8 Försök K 1:11. Böjande moment (momentvektorn vinkelrätt mot skivans plan) i övre kantbalken AB vid mätställe (sektion) nr 1, 2, 3 och 4 (se FIG 2.2:1).

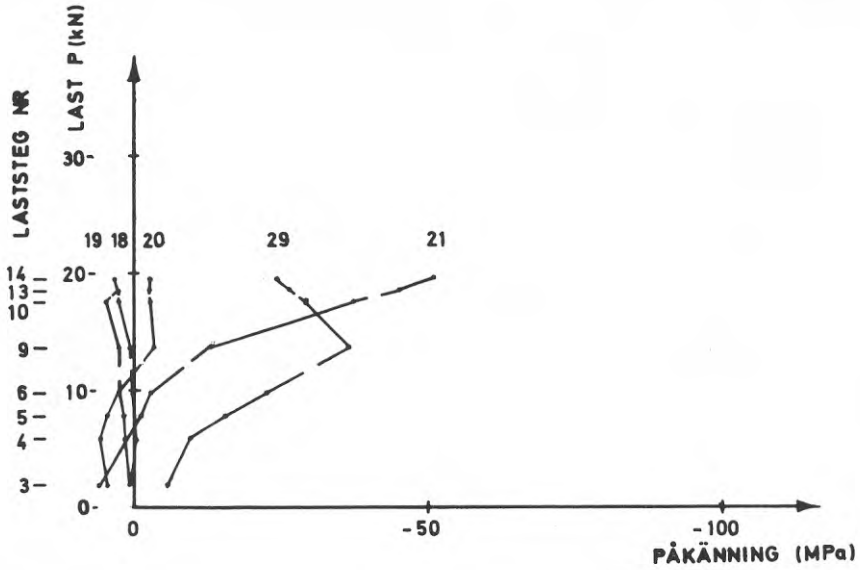


FIG 2.6:9 Försök K 1:11. Påkänning i panel nr 7, mätpunkterna nr 18-21 och 29 (se FIG 2.2:1).

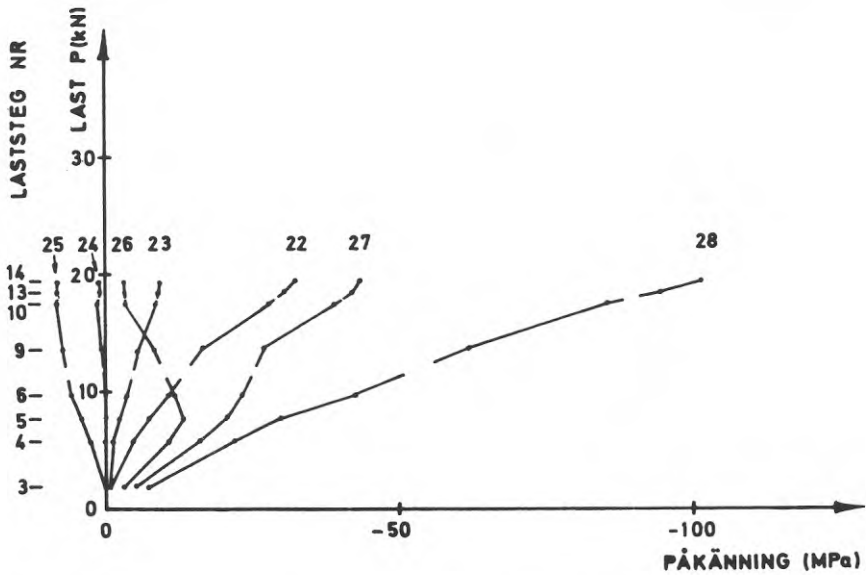


FIG 2.6:10 Försök K 1:11. Påkänning i panel nr 7, mätpunkterna nr 22-28 (se FIG 2.2:1).

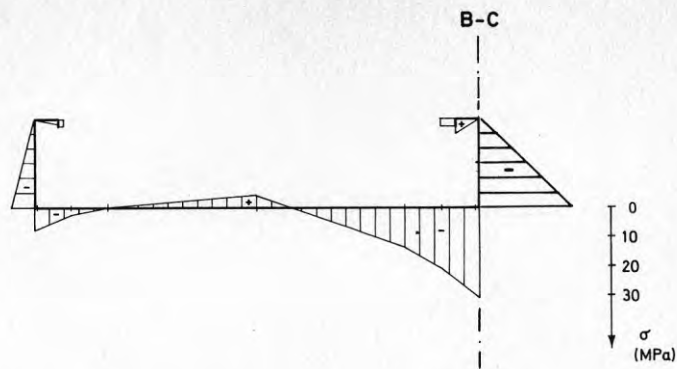


FIG 2.6:11 Försök K 1:11. Påkänningsfördelning i panel nr 7 vid lasten  $P = 7,8$  kN (laststeg nr 5)

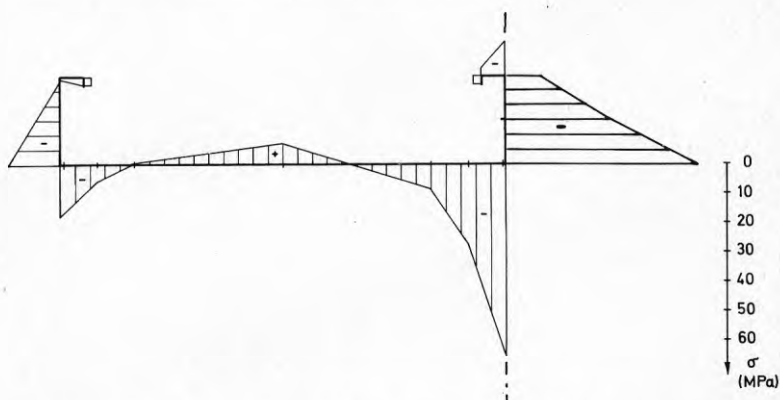


FIG 2.6:12 Försök K 1:11. Påkänningsfördelning i panel nr 7 vid lasten  $P = 13,6$  kN (laststeg nr 9).

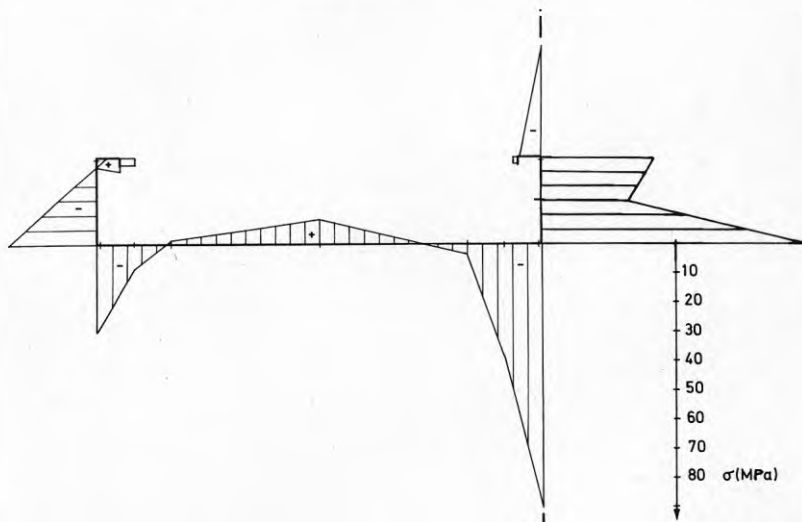


FIG 2.6:13 Försök K 1:11. Påkänningsfördelning i panel nr 7 vid lasten  $P = 17,5$  kN (laststeg nr 10).

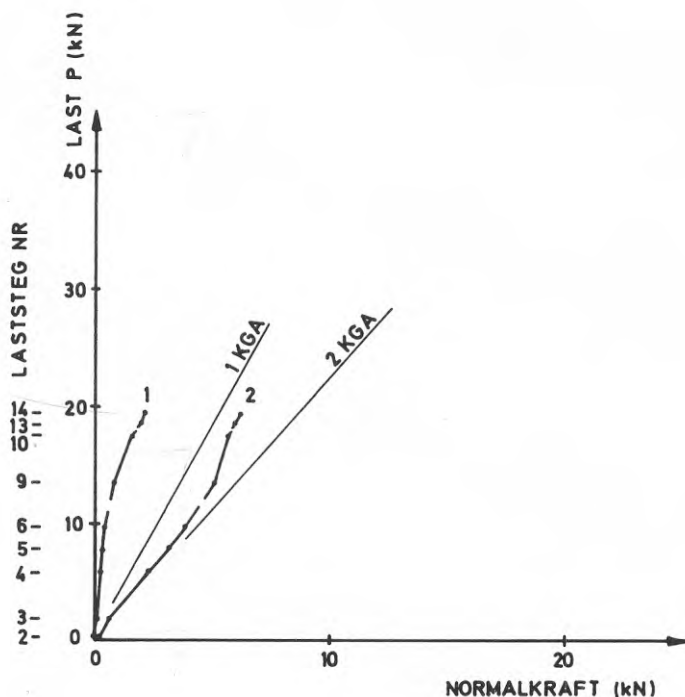


FIG 2.6:14 Försök K 1:11. Resultande normalkraft i panel nr 7. Kurva 1 anger normalkraften i vänstra halvan av panelen multiplicerad med 2 och kurva 2 anger normalkraften i panelens högra halva (se kap. 2.5). Linjerna 1 KGA och 2 KGA anger motsvarande beräknade värden enligt kap. 3.

FIG 2.6:15-26 Försök K 1:11. Huvudpåkänningens storlek och riktning i mätpunkterna nr 1-5 och 7-13 (se FIG 2.2:1). Linjerna KGA anger beräknat jämförelsevärde för  $\sigma_1$  enligt kap. 4.

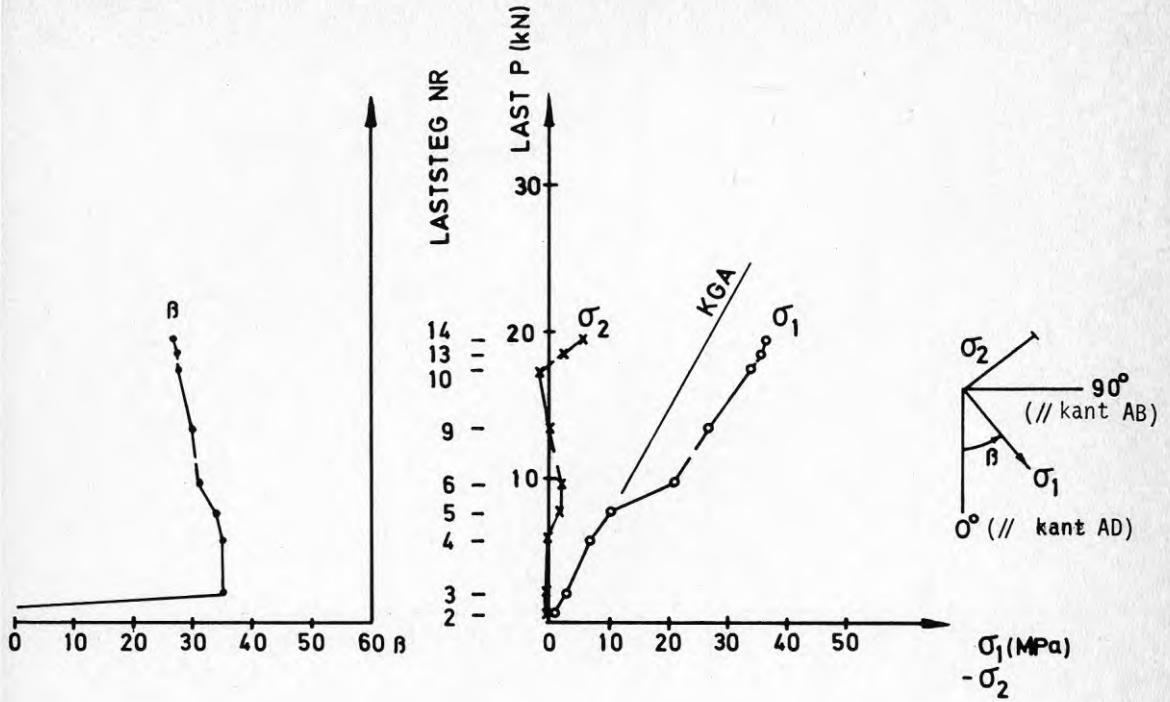


FIG 2.6:15 Mätpunkt nr 1

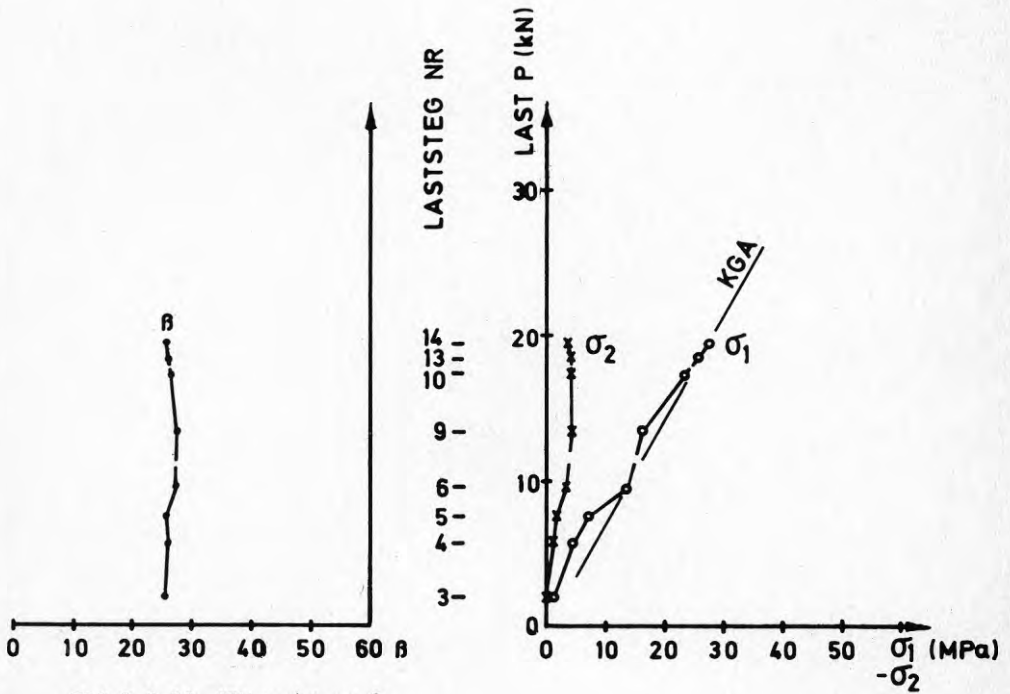
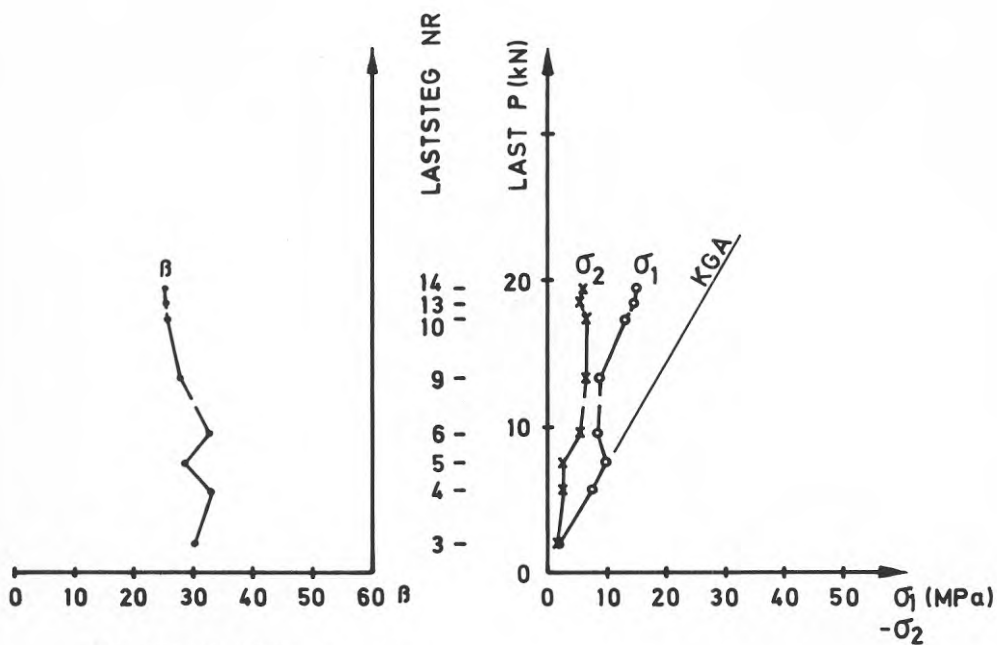
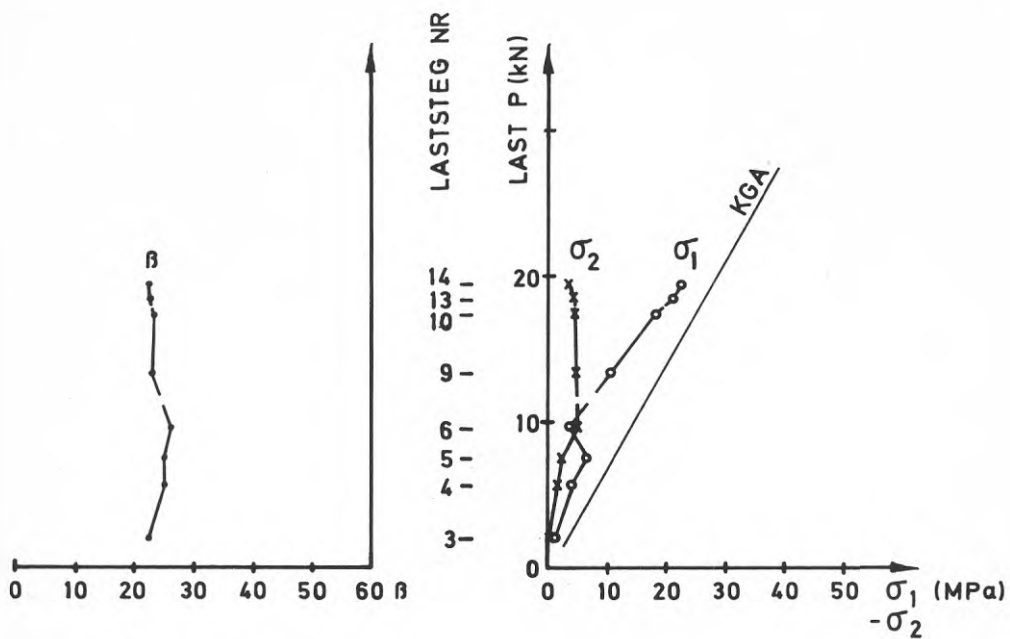


FIG 2.6:16 Mätpunkt nr 2





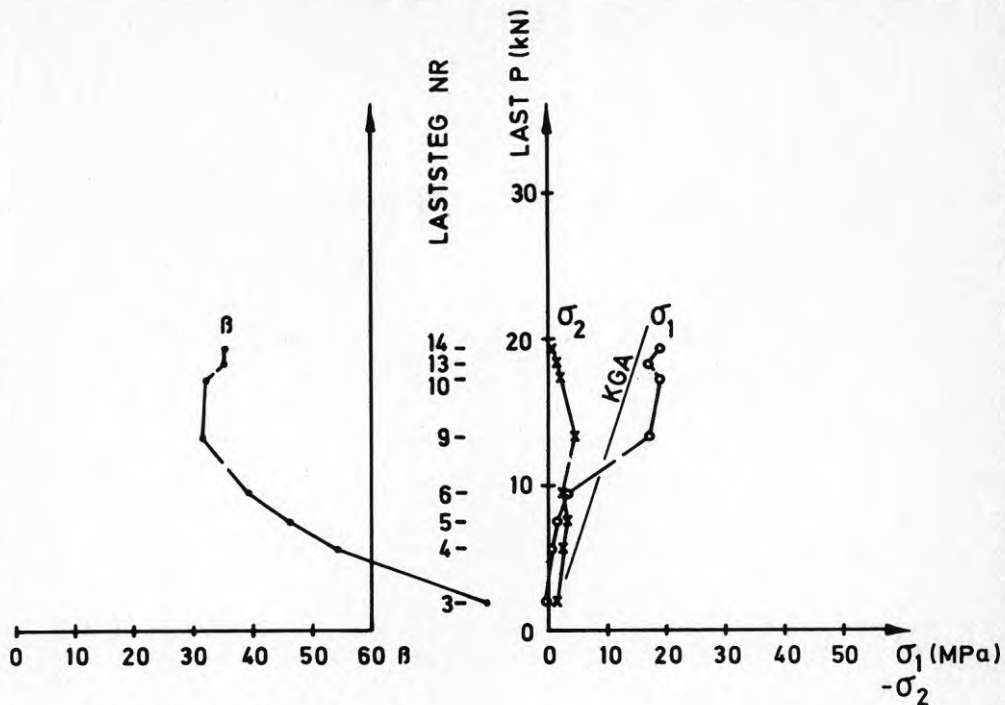


FIG 2.6:19 Mät punkt nr 5

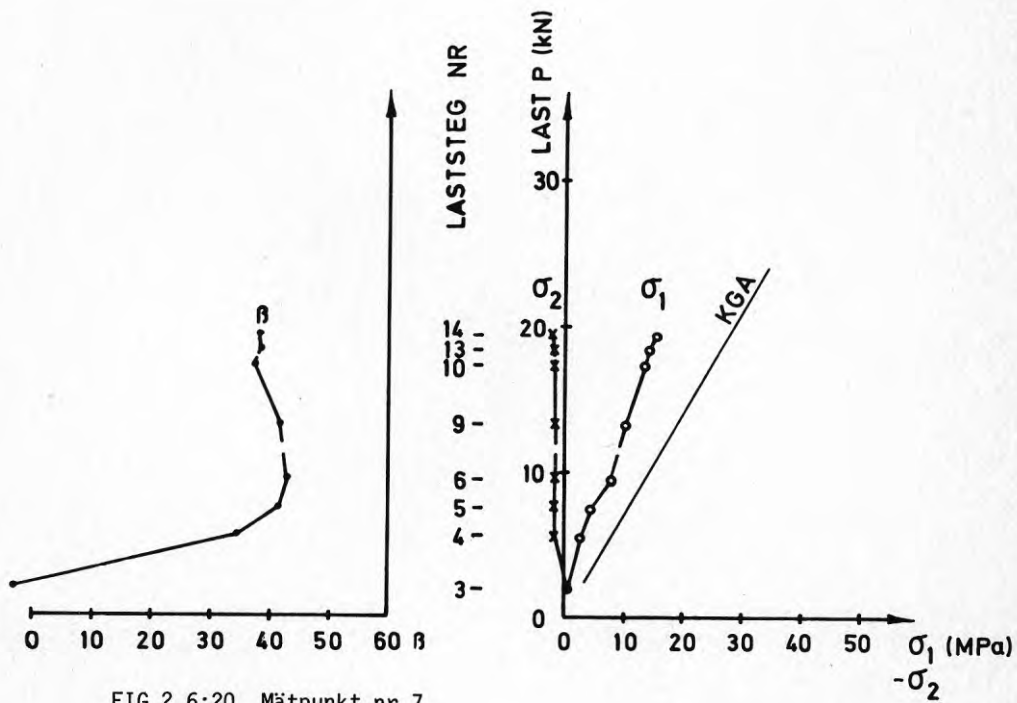


FIG 2.6:20 Mät punkt nr 7

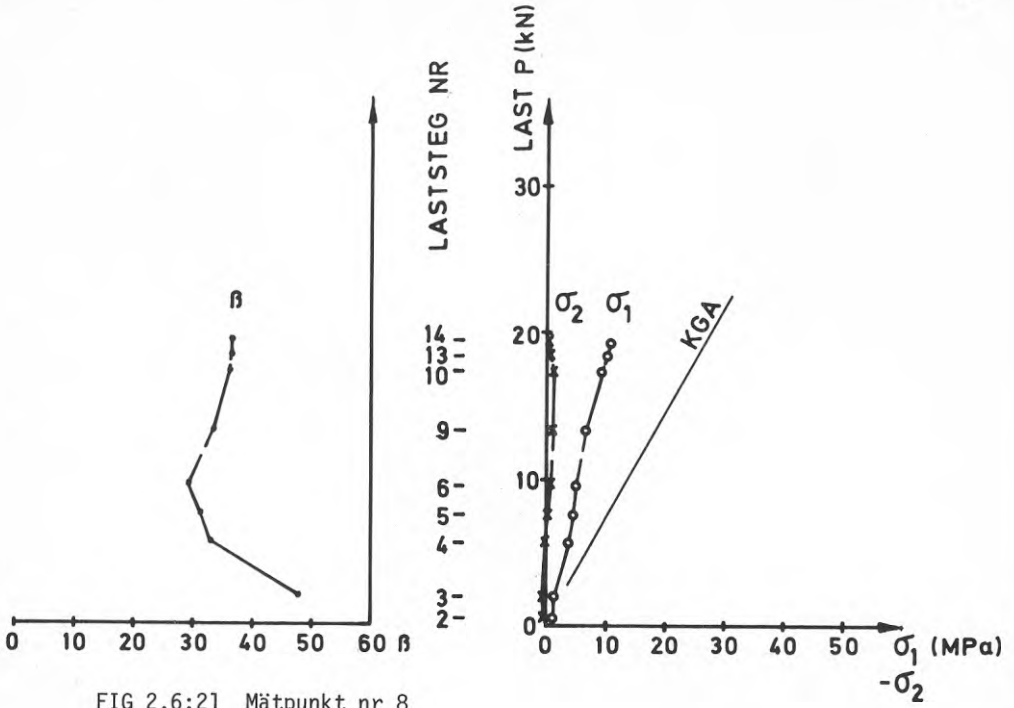


FIG 2.6:21 Mätpunkt nr 8

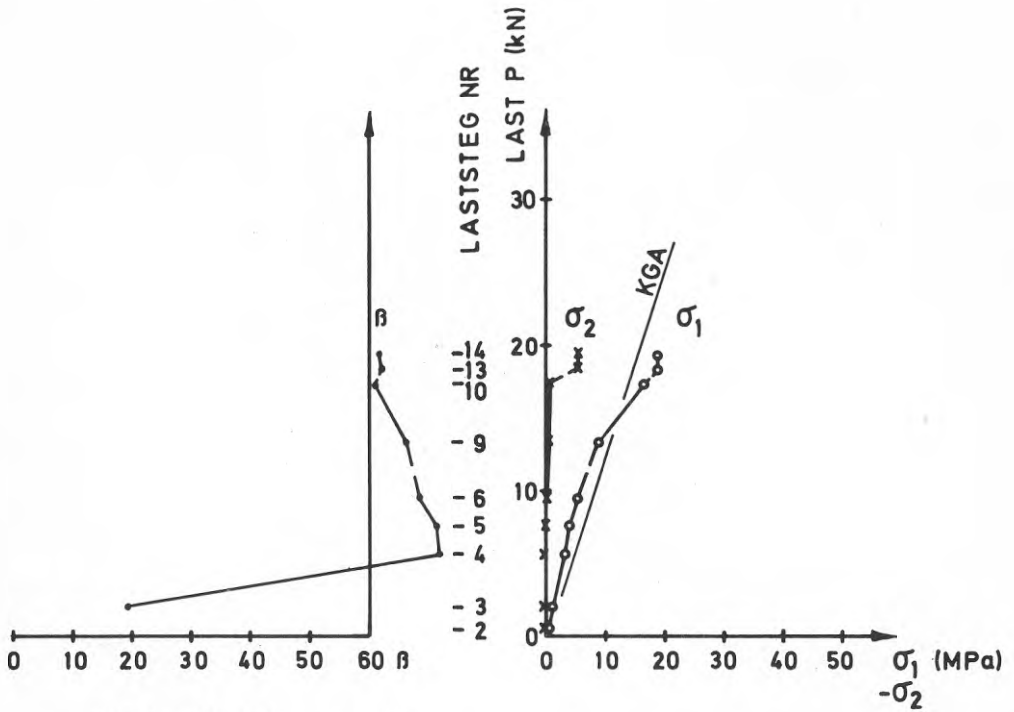


FIG 2.6:22 Mätpunkt nr 9

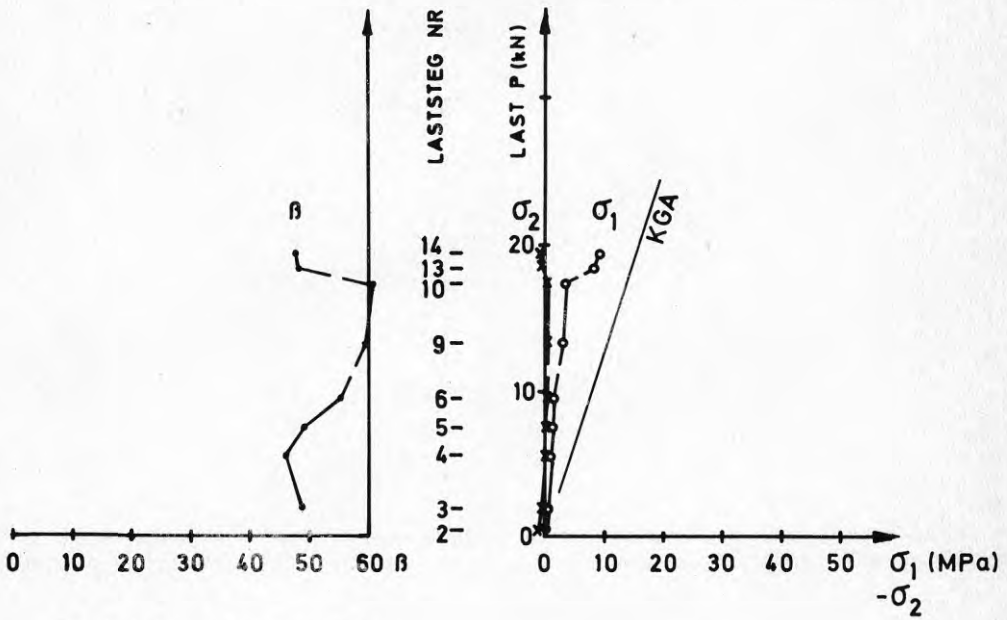


FIG 2.6:23 Mätpunkt nr 10

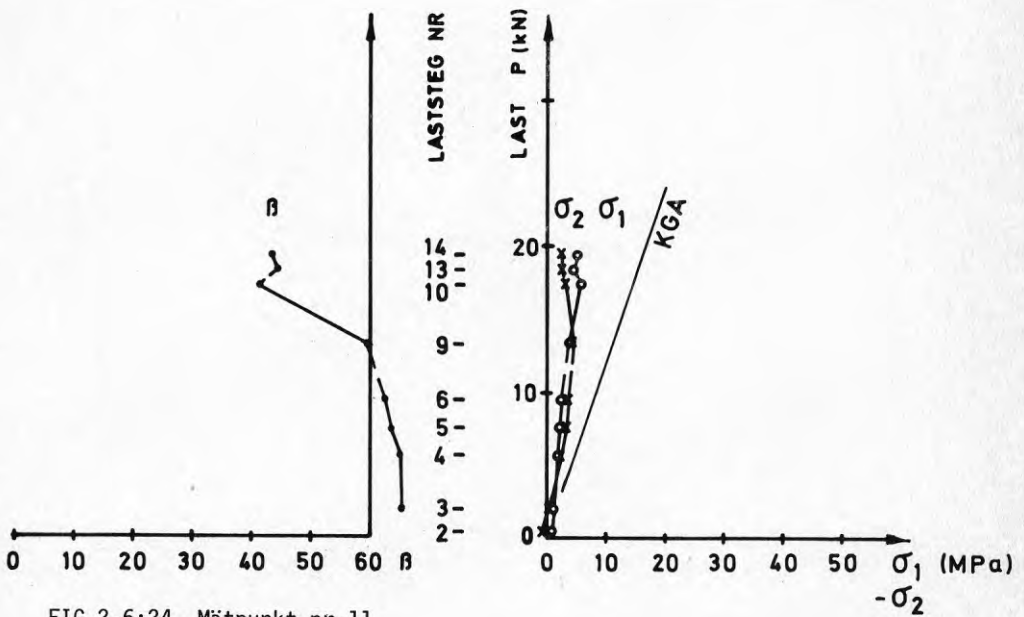


FIG 2.6:24 Mätpunkt nr 11

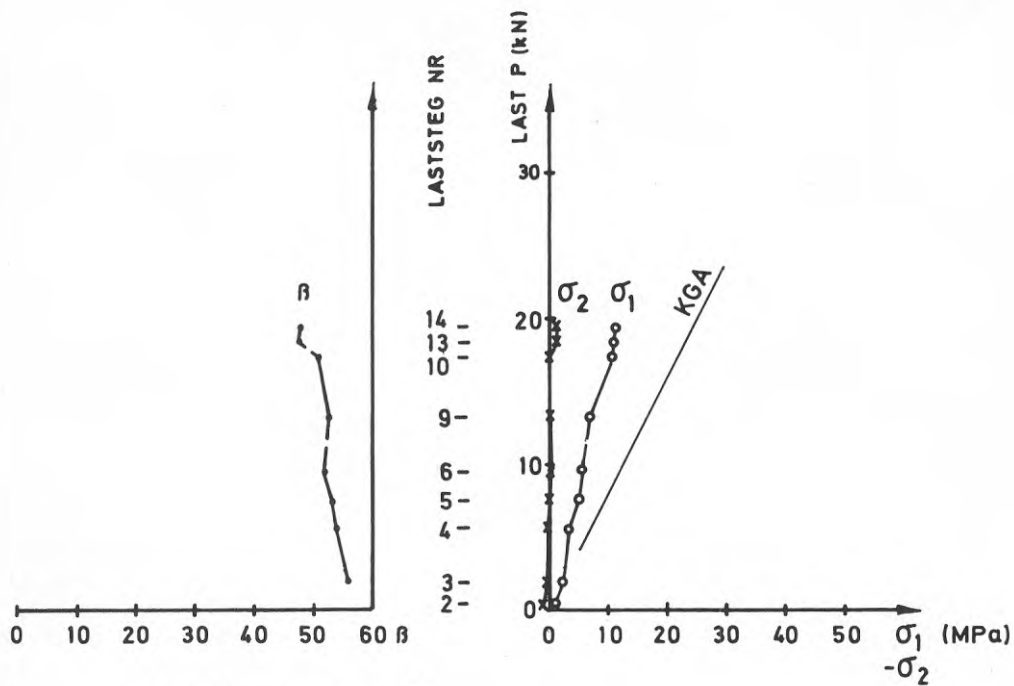


FIG 2.6:25 Mätpunkt nr 12

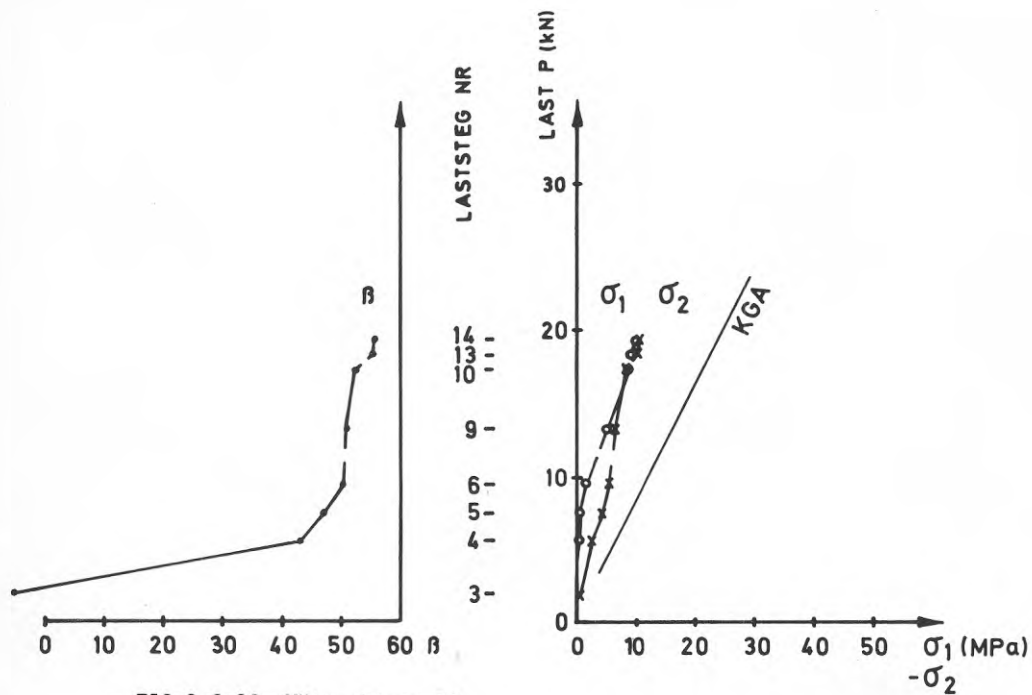


FIG 2.6:26 Mätpunkt nr 13

## 2.7 Provning av skiva K 2:1

Skiva K 2:1 var sammansatt av paneler med bredden  $B = 600$  mm och nominella tjockleken  $t = 1,2$  mm i enlighet med FIG 2.1:1. Mätanordningarna framgår av FIG 2.2:1 och FIG 2.3:1.

### 2.7.1 Allmänt

Vid monteringen av skiva K 2:1 förstärktes infästningen till kantbalkarna redan från början med extra svetspunkter och vinkeljärn (se 2.6.1). Det första försöket (K 2:10) som utfördes fick dock avbrytas redan vid lasten  $P = 12$  kN på grund av fel på den apparat som stansade in mätvärdena på remsa.

Det andra försöket (K 2:11) genomfördes utan komplikationer till dess brott uppstod vid lasten  $P = 120$  kN (laststeg nr 41), i den yttersta flänsen längs skivans kant BC. Den yttersta flänsen var vid skiva K 2:1 till skillnad mot skiva K 1:1 förstärkt med en kantförstyvning (se FIG 2.1:3), som var så utformad att den inte skulle knäckas förrän sträckgränspåkänningen var uppnådd i tvärsnittets mest ansträngda punkt.

Påkänningen var störst i den mätpunkt (nr 19) som var belägen längst ut på förstyvningens undre fläns (FIG 2.2:1) och uppgick till  $-354$  MPa vid laststeg nr 41. Den uppmätta påkänningen registrerades för en lägre last än 120 kN, eftersom lasten omedelbart sjönk till ca 107 kN efter brottet i skivan innan någon registrering av påkänningar hann utföras.

För att erhålla upplysning om den maximala påkänningen i mätpunkt nr 19 vid kollaps av kantförstyvningen kan man studera förändringen i påkänningsnivån i förhållande till påförd last vid de laststeg som föregick avlastning till 0-last före uppnåendet av brottlasten. I FIG 2.7:9 kan man utläsa att sambandet mellan påförd last ( $P$ ) och uppmätt påkänning i mätpunkt nr 19 är linjärt mellan laststeg nr 27 och 33. Extrapoleras denna del av kurvan till lasten  $P = 120$  kN, erhålles en påkänning på ca  $-370$  MPa. Detta skall jämföras med resultaten från de utförda dragproven, som gav de undre sträckgränserna  $R_{e1}$  381 resp. 397 MPa. Även om de uppmätta påkänningarna är tidsberoende och uppnåendet av brottlasten föregicks av avlastning till 0-last och därefter pålastning i ett fåtal steg upp till brottlasten, ger ovanstående resonemang en antydning om att sträckgränspåkänning uppnåddes i förstyvningens mest ansträngda punkt.

Kantförstyvningen gick till brott genom att dess fria undre fläns (se BILD 2.7:1) bucklade lokalt ca 35 cm från kantbalken AB. Detta medför att maximalpåkänning uppträder ca 30 cm från det tvärsnitt i vilket påkänningarna registrerades.

Vid fortsatt belastning under starkt ökande deformation skedde ingen nämnvärd lastupptagning i den yttersta flänsen, medan den näst yttersta flänsen fick uppbära jämförelsevis större lastandel. Därför uppstod brott (BILD 2.7:2) även i den näst yttersta flänsen vid laststeg nr 42 och en belastning på ca 97 kN. Brottstället var beläget ca 17 cm från kantbalken AB.

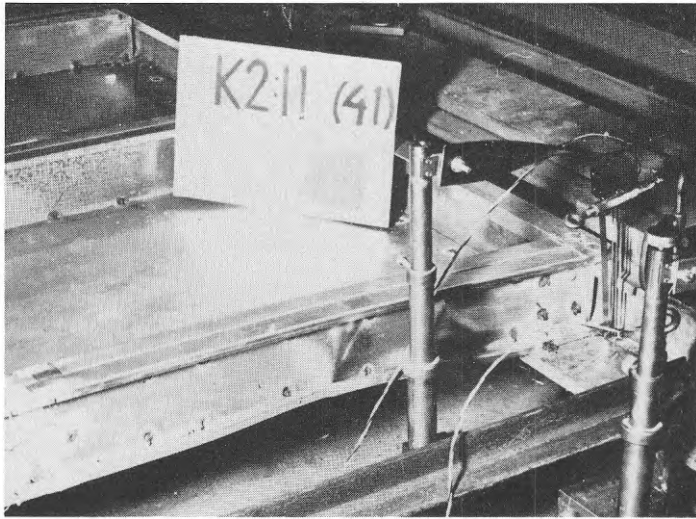


BILD 2.7:1 Försök K 2:11. Den yttersta flänsens deformation efter brott vid laststeg nr 41 och lasten  $P = 120$  kN.

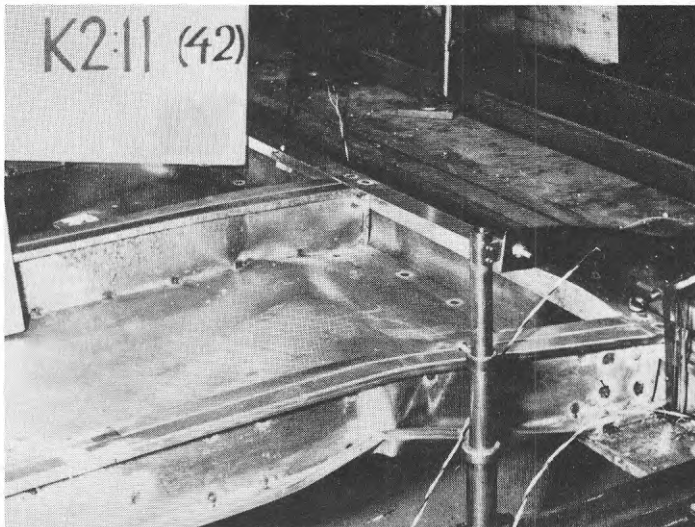


BILD 2.7:2 Försök K 2:11. Den yttersta och den näst yttersta flänsens deformation vid laststeg nr 42 och lasten  $P = 97$  kN.

## 2.7.2 Resultat från försök K 2:11

Under pålastning till brottlasten  $P = 120$  kN (laststeg nr 41) skedde en successiv avlastning till 0-last med påföljande successiv pålastning vid lasten  $P = 12$  kN (laststeg nr 6), 30 kN (laststeg nr 13) och 100 kN (laststeg nr 33). Samtliga belastningsintervall och motsvarande laststeg återfinns i TABELL 2.7:1.

TABELL 2.7:1. Försök K 2:11.  
Belastningsintervall och motsvarande laststegsnr.

Laststeg nr	Last (kN)	Laststeg nr	Last (kN)
1	0	23	50
2	1	24	55
3	2	25	60
4	4	26	65
5	6	27	70
6	12	28	75
7	6	29	80
8	0	30	85
9	6	31	90
10	12	32	95
11	18	33	100
12	24	34	50
13	30	35	18
14	18	36	0
15	6	37	18
16	0	38	50
17	6	39	100
18	18	40	110
19	30	41	120*
20	35	42	97
21	40	43	95
22	45	44	0

\* Brottlast

Försöksresultaten återges i FIG 2.7:1-27, där även ett antal beräknade jämförelsevärden finns återgivna (jfr kap. 3 och 4).

Fenomen	FIG
Resulterande deformation i skivans plan (övre kantbalken AB's resulterande deformation vid mätfjädrarna nr 3-5 återges icke p g a mätfel)	2.7:1-4
Utböjningen av livplåten hos panel nr 5	2.7:5-6
Normalkraft och böjande moment i övre kantbalken AB	2.7:7-8
Påkänning i mätpunkterna nr 14-19, 22 och 29 belägna i flänsarna och i kantförstyvningen hos panel nr 7	2.7:9
Påkänning i mätpunkterna nr 23-28 och 18-19 belägna i livplåten och dess förlängning hos panel nr 7	2.7:10
Påkänningsfördelningen i panel nr 7 vid lastnivåerna 40, 60 och 80 kN	2.7:11-13
Resulterande normalkraft i panel nr 7	2.7:14
Huvudpåkänningens storlek och riktning i mätpunkterna nr 1-13	2.7:15-27

Läget på de olika mätpunkterna framgår av FIG 2.2:1 och FIG 2.3:1.



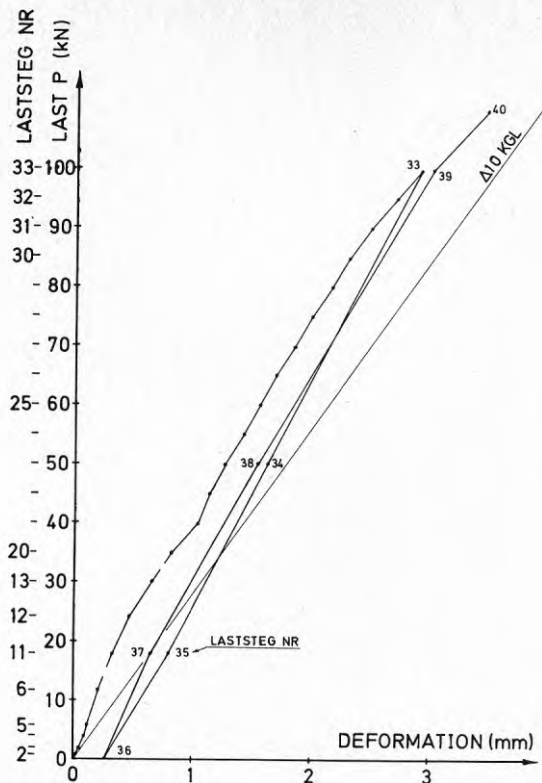


FIG 2.7:1 Försök K 2:11. Resultande deformation vid mät-fjäder nr 10 (se FIG 2.3:1). Linjen  $\Delta 10$  KGL anger motsvarande beräknat värde enligt kap. 3.

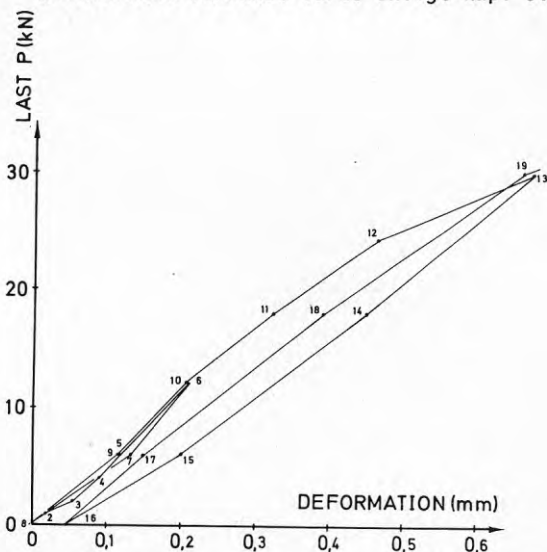


FIG 2.7:2 Försök K 2:11. Resultande deformationer vid mät-fjäder nr 10 (se FIG 2.3:1) för samtliga laststeg fram till  $P = 30$  kN (laststeg nr 19).

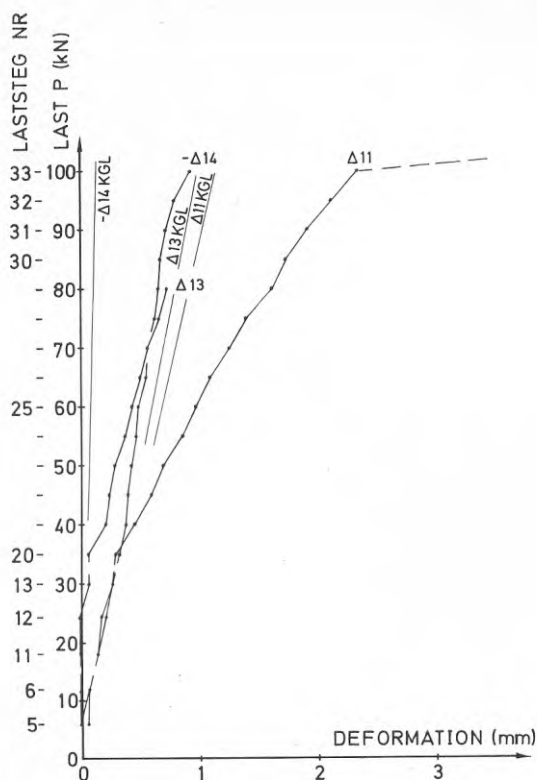


FIG 2.7:3

Försök K 2:11. Undre kantbalken CD:s resulterande deformation vid mätfjädr nr 11, 13 och 14 (se FIG 2.3:1). Linjerna  $\Delta 11$  KGL,  $\Delta 13$  KGL och  $\Delta 14$  KGL anger motsvarande beräknade värden enligt kap. 3.

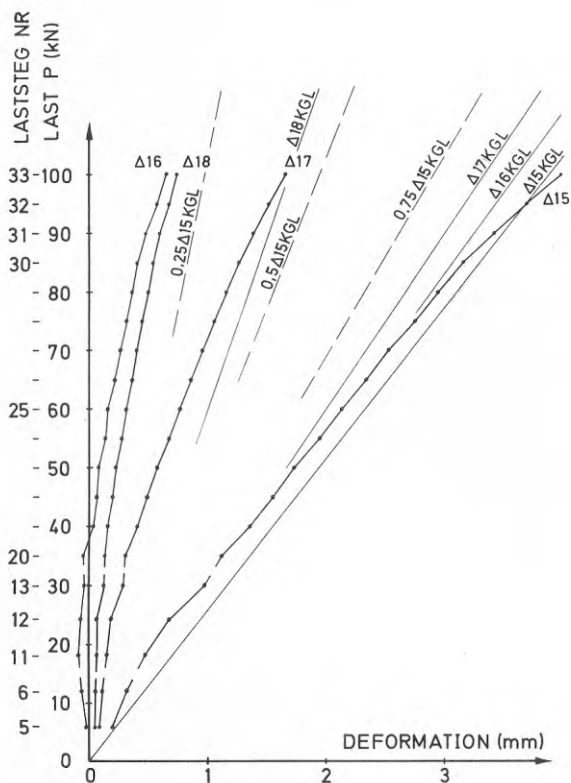


FIG 2.7:4

Försök K 2:11. Kortsidan AD:s resulterande deformation vid mätfjädr nr 15, 16, 17 och 18 (se FIG 2.3:1). Linjerna  $\Delta 15$  KGL,  $\Delta 16$  KGL,  $\Delta 17$  KGL och  $\Delta 18$  KGL anger beräknat värde enligt kap. 3. Linjerna 0,25-0,75  $\Delta 15$  KGL se 4.2.

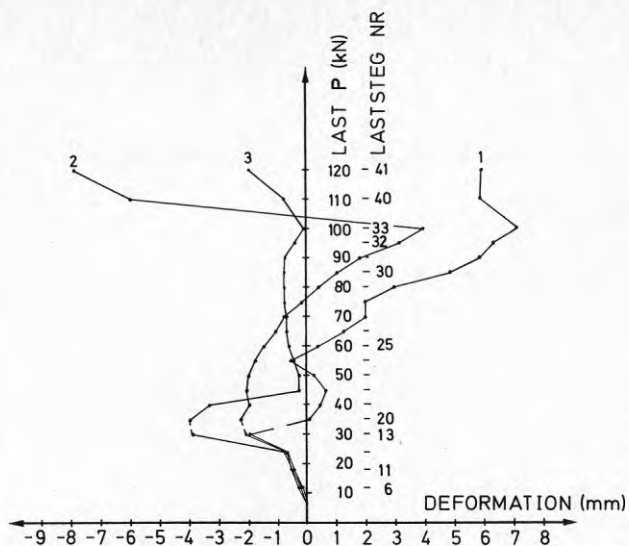


FIG 2.7:5 Försök K 2:11. Utböjning av livplåten hos panel nr 5. Kurvorna 1-3 anger uppmätta deformationer vid mät-klockorna nr 1-3 (se FIG 2.3:1).

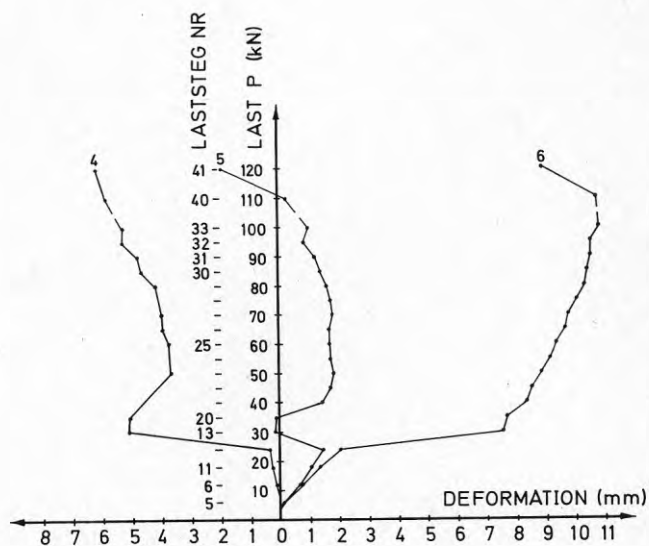


FIG 2.7:6 Försök K 2:11. Utböjning av livplåten hos panel nr 5. Kurvorna 4-6 anger uppmätta deformationer vid mät-klockorna nr 4-6 (se FIG 2.3:1).

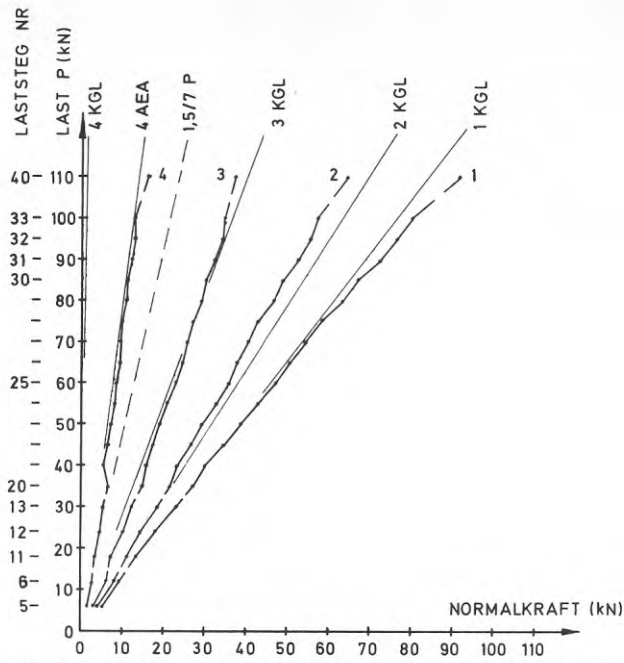


FIG 2.7:7 Försök K 2:11. Normalkraft i övre kantbalken AB vid mätställe (sektion) nr 1, 2, 3 och 4 (se FIG 2.2:1). Linjerna 1 KGL, 2 KGL, 3 KGL och 4 KGL anger motsvarande beräknade värden enligt kap. 3. Linjerna 1,5/7 P och 4 AEA se 4.4.1.

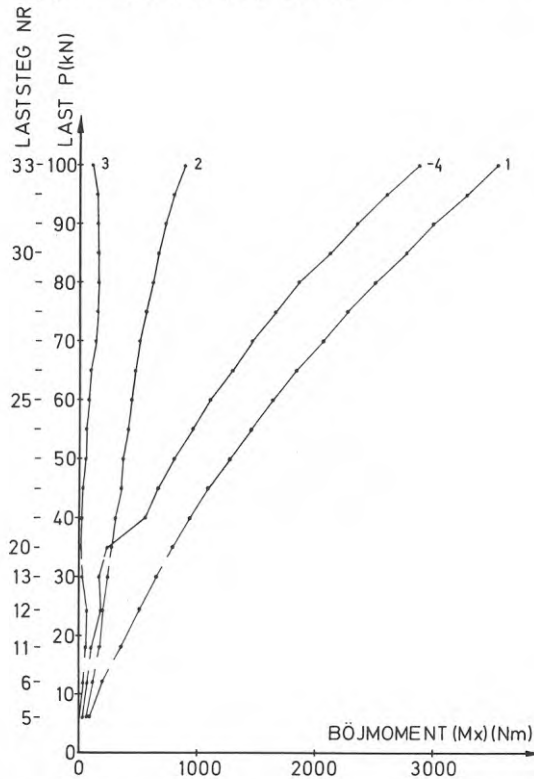


FIG 2.7:8 Försök K 2:11. Böjande moment (momentvektorn vinkelrätt skivans plan) i övre kantbalken AB vid mätställe (sektion) nr 1, 2, 3 och 4 (se FIG 2.2:1).

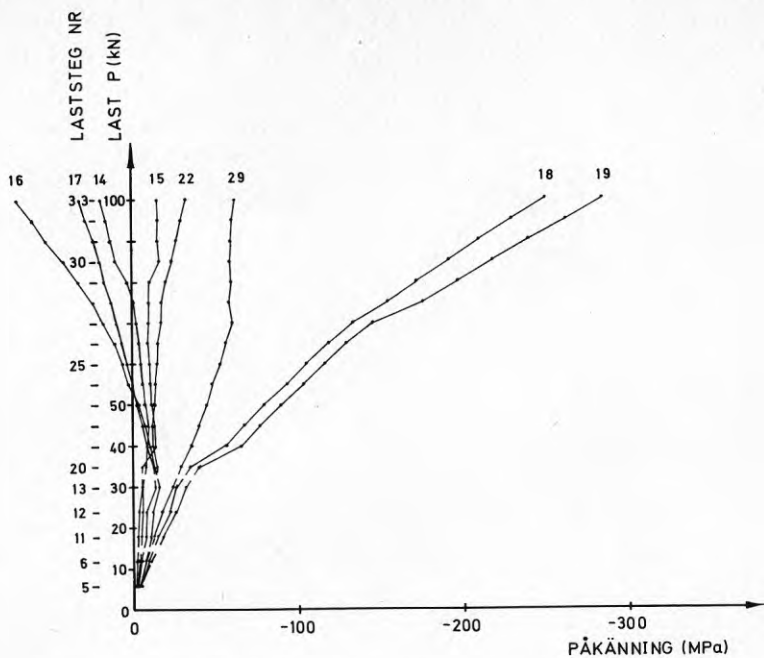


FIG 2.7:9 Försök K 2:11. Påkänning i panel nr 7 mätpunkterna nr 14-19, 22 och 29.

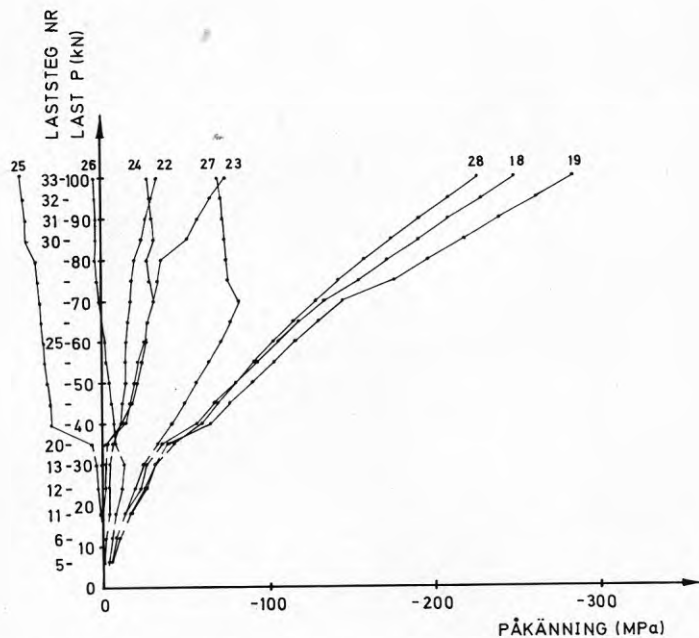


FIG 2.7:10 Försök K 2:11. Påkänning i panel nr 7 mätpunkterna nr 23-28 och 18-19.

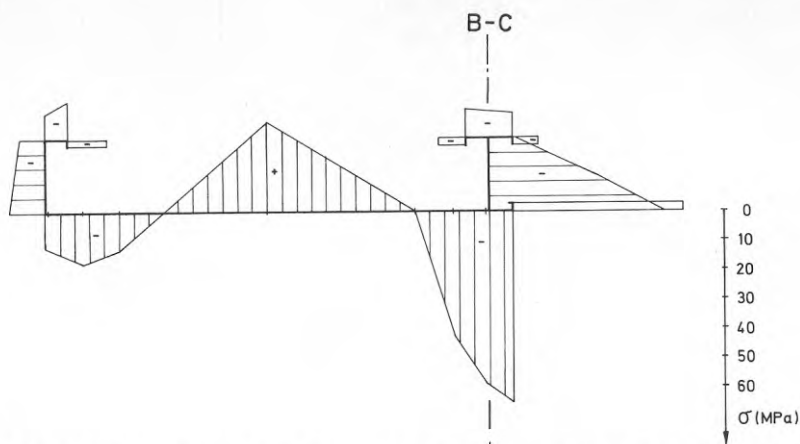


FIG 2.7:11 Försök K 2:11. Påkänningsfördelning i panel nr 7 vid lasten  $P = 40,0$  kN, laststeg nr 21.

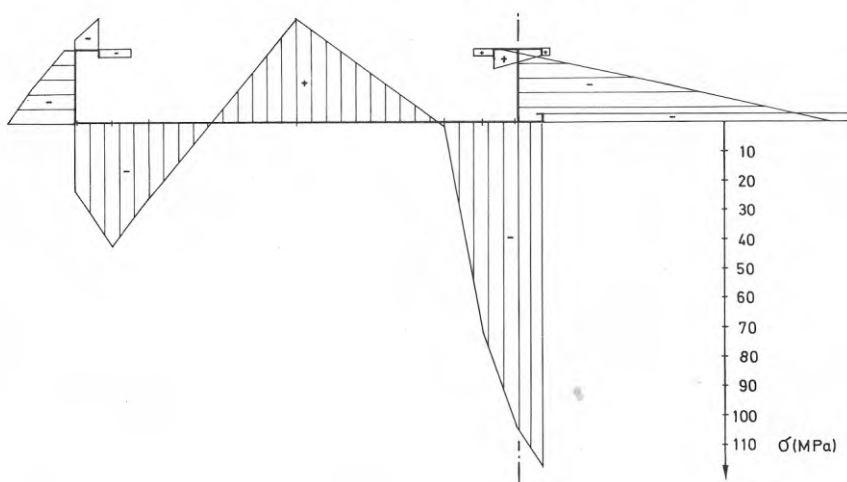


FIG 2.7:12 Försök K 2:11. Påkänningsfördelning i panel nr 7 vid lasten  $P = 59,9$  kN, laststeg nr 25.

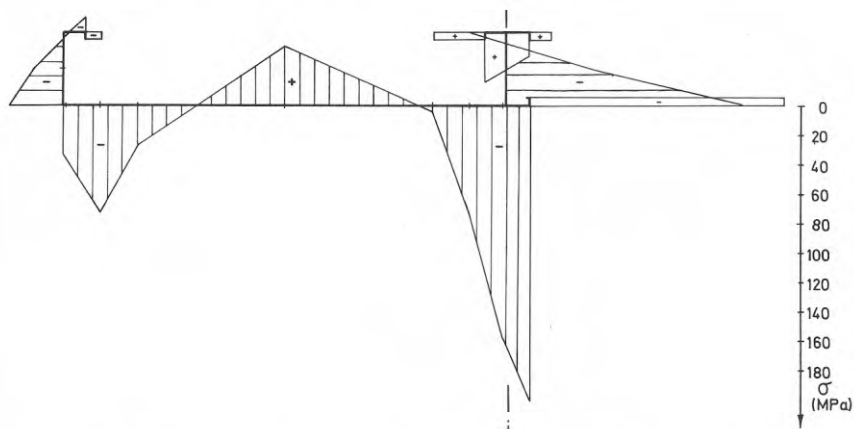


FIG 2.7:13 Försök K 2:11. Påkänningsfördelning i panel nr 7 vid lasten  $P = 80,0$  kN, laststeg nr 29.

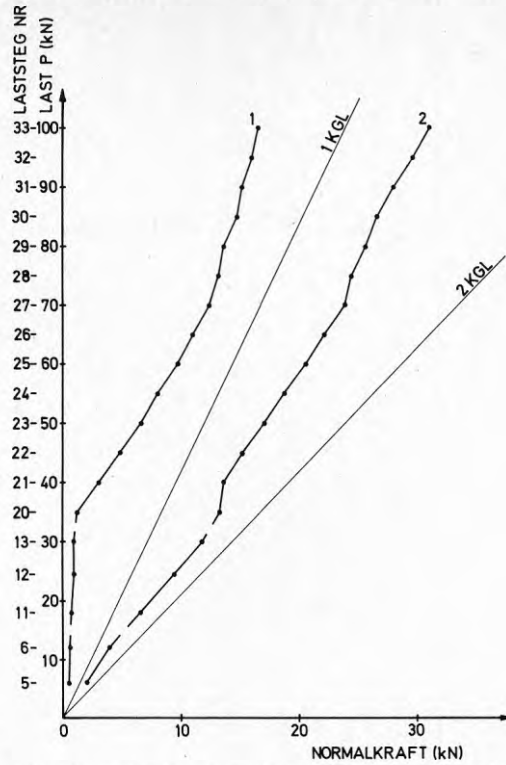


FIG 2.7:14 Försök K 2:11. Resultande normalkraft i panel nr 7. Kurva 1 anger normalkraften i vänstra halvan av panelen multiplicerad med 2 och kurva 2 anger normalkraften i panelens högra halva (se kap. 2.5). Linjerna 1 KGL och 2 KGL anger motsvarande beräknade värden enligt kap. 3.

FIG 2.7:15-27 Försök K 2:11. Huvudpåkänningens storlek och riktning i mätpunkterna nr 1-13 (se FIG 2.2:1). Linjerna KGL anger beräknat jämförelsevärde för  $\sigma_1$  enligt kap. 4.

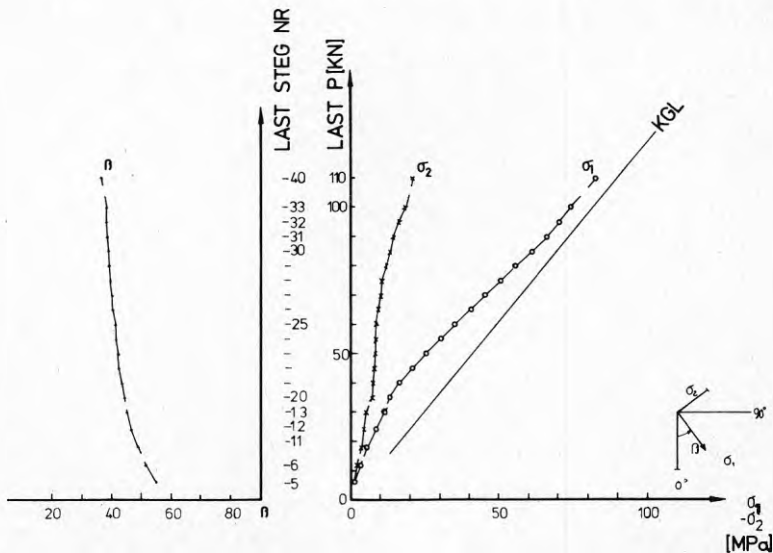


FIG 2.7:15 Mät punkt nr 1

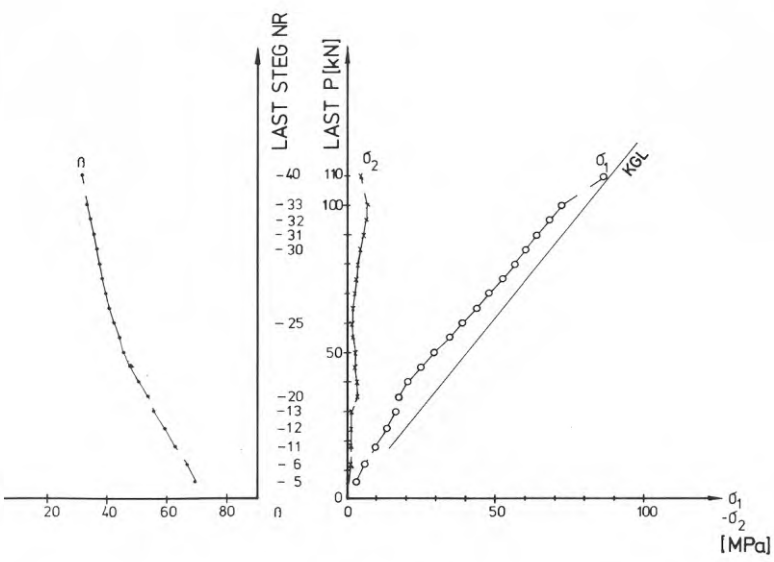


FIG 2.7:16 Mät punkt nr 2

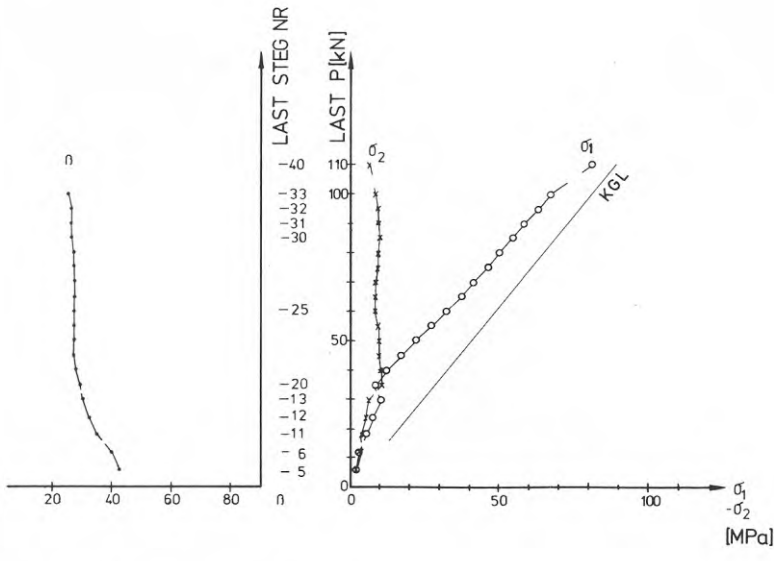


FIG 2.7:17 Mät punkt nr 3



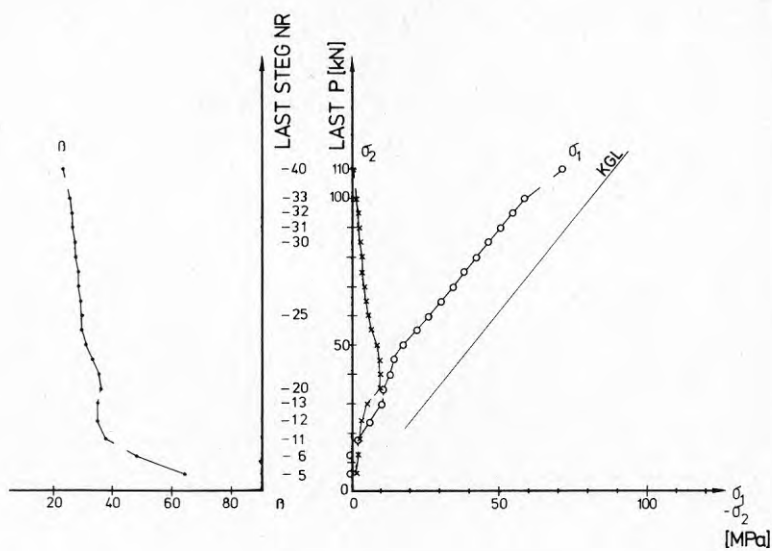


FIG 2.7:18 Mätpunkt nr 4

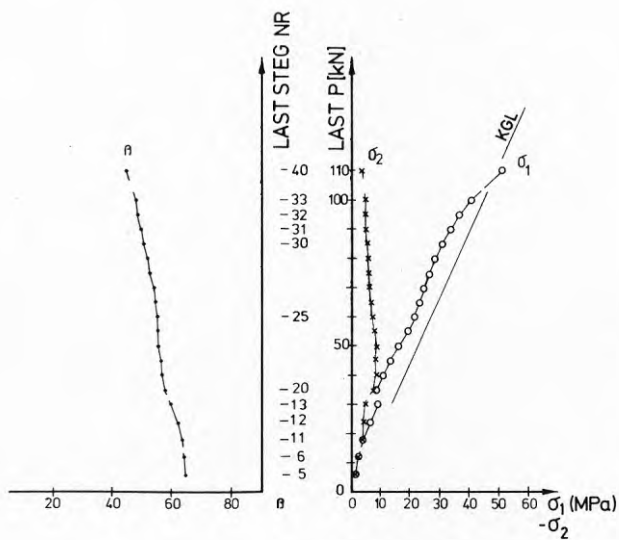


FIG 2.7:19 Mätpunkt nr 5

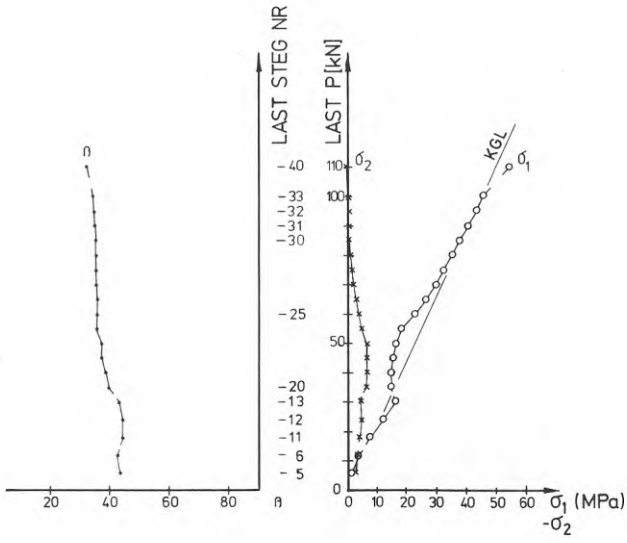


FIG 2.7:20 Mätpunkt nr 6

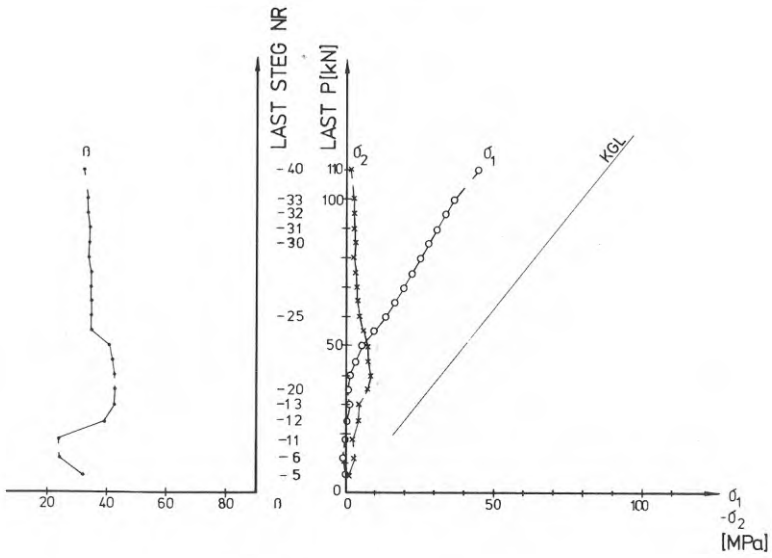


FIG 2.7:21 Mätpunkt nr 7

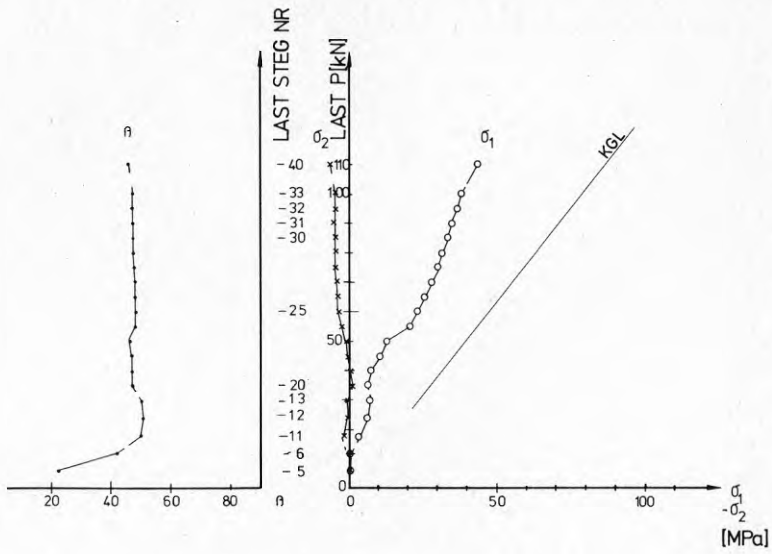


FIG 2.7:22 Mätpunkt nr 8

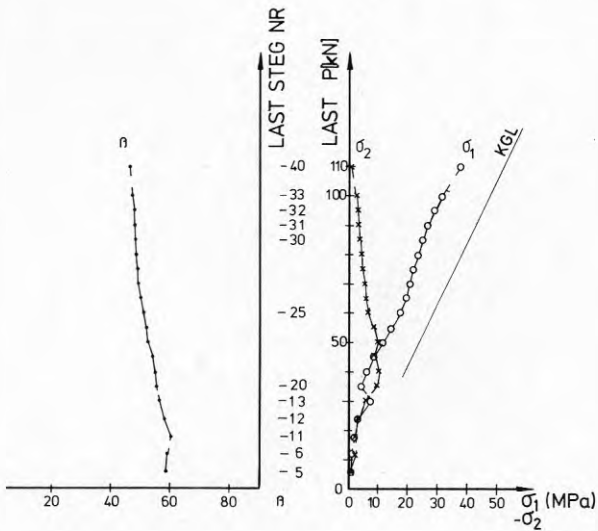


FIG 2.7:23 Mätpunkt nr 9

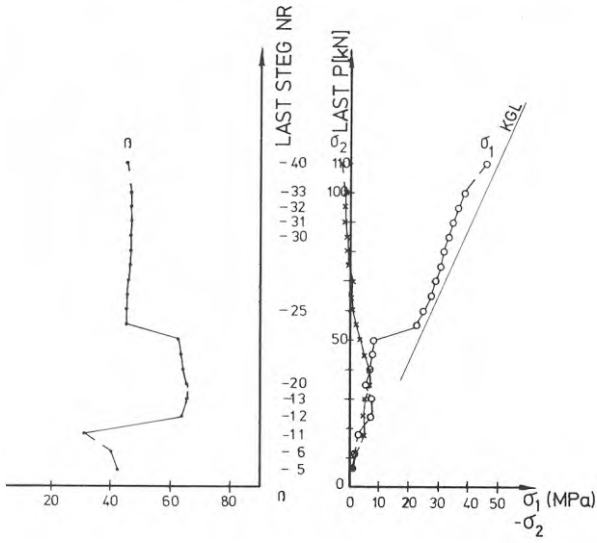


FIG 2.7:24 Mät punkt nr 10

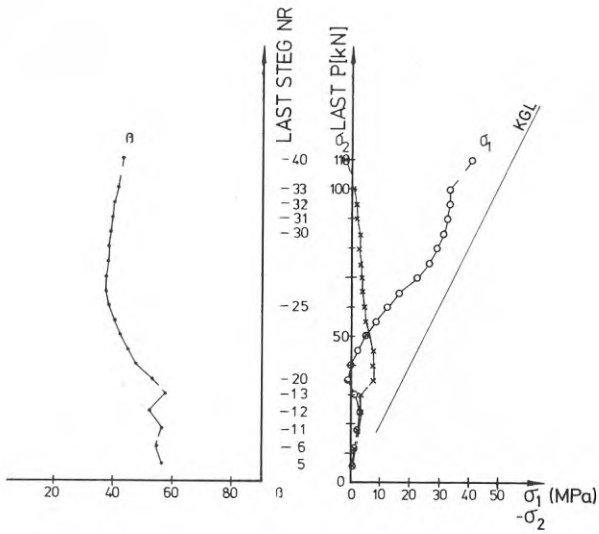


FIG 2.7:25 Mät punkt nr 11

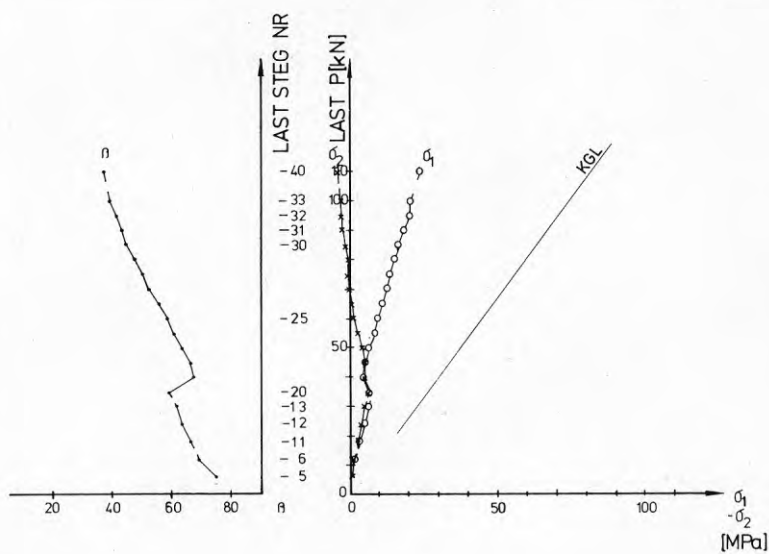


FIG 2.7:26 Mätpunkt nr 12

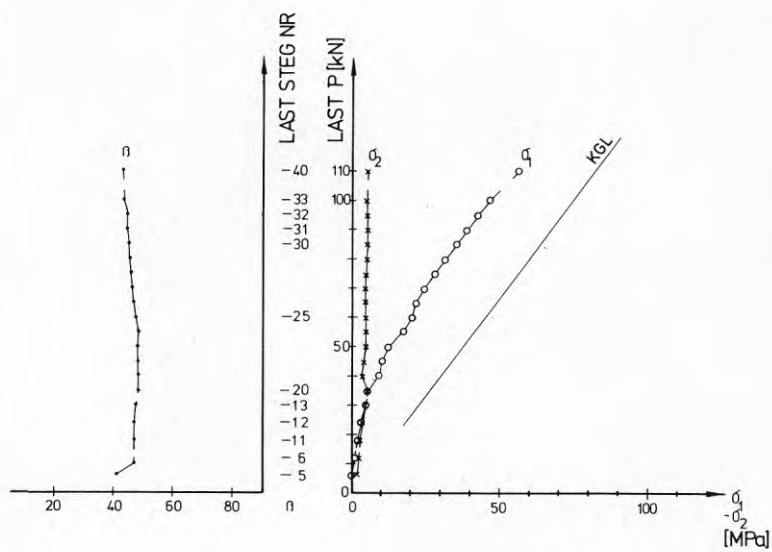


FIG 2.7:27 Mätpunkt nr 13

## 2.8 Provning av skiva A 1:1

Skiva A 1:1 var sammansatt av paneler med bredden  $B = 300$  mm och nominella tjockleken  $t = 0,7$  mm i enlighet med FIG 2.1:2. Mätanordningarna framgår av FIG 2.2:2 och FIG 2.3:1.

### 2.8.1 Allmänt

Det första försöket (A 1:10) som gjordes på skivan genomfördes utan komplikationer till dess brott, vid lasten  $P = 50$  kN (laststeg nr 25), uppstod i den yttersta flänsen längs skivans kant BC. Skivan A 1:1 hade liksom skivan K 2:1 försetts med en kantförstyvning längs denna kant. Förstyvningen hos A 1:1 var dock inte optimalt utformad, vilket skulle inneburet dubbla läppar längs dess nedre fria fläns. Den nedre flänsen hade i detta fall en bredd på 50 mm och var avstyvad med enbart en läpp på 12 mm. Kantförstyvningsens övre fläns var utformad på samma sätt som hos skiva K 2:1 (se FIG 2.1:3). Denna utformning av kantförstyvningen gör att brott i form av lokalbuckling av dess tryckta undre fläns kan uppstå innan sträckgränspåkänningen är uppnådd.

Någon mätning av påkänningarna i den mest ansträngda panelen, d v s panel nr 14, företogs icke. Mätningarna var i stället koncentrerade till panel nr 13. Den maximala påkänningen i panel nr 13 (mätpunkt 25) uppgick till  $-75$  MPa vid laststeg nr 25. Detta värde kan jämföras med motsvarande värde på  $-177$  MPa vid försök A 2:1; se 2.9.

Sedan brott uppstått i den yttersta flänsen vid lasten 50 kN, kunde lasten ökas till ca 65 kN med starkt ökande deformationer som följde innan även den näst yttersta flänsen gick till brott. Påkänningarna i panel nr 13 (se FIG 2.8:11) ökade starkt sedan den yttersta flänsen kollapsat. Detta tyder följdriktigt på att de näst yttersta flänsarna fick uppbära en relativt större del av lastökningen efter den yttersta flänsens kollaps. I BILD 2.8:1 visas kantförstyvningsens brottdeformation vid laststeg nr 26.

### 2.8.2 Resultat från försök A 1:10

Under pålastning till brottlasten  $P = 50$  kN (laststeg nr 25) skedde en successiv avlastning till 0-last med påföljande successiv pålastning vid lasten  $P = 20$  kN (laststeg nr 9) och vid lasten 50 kN (laststeg nr 19). Samtliga belastningsintervall och motsvarande laststeg återfinns i TABELL 2.8:1.

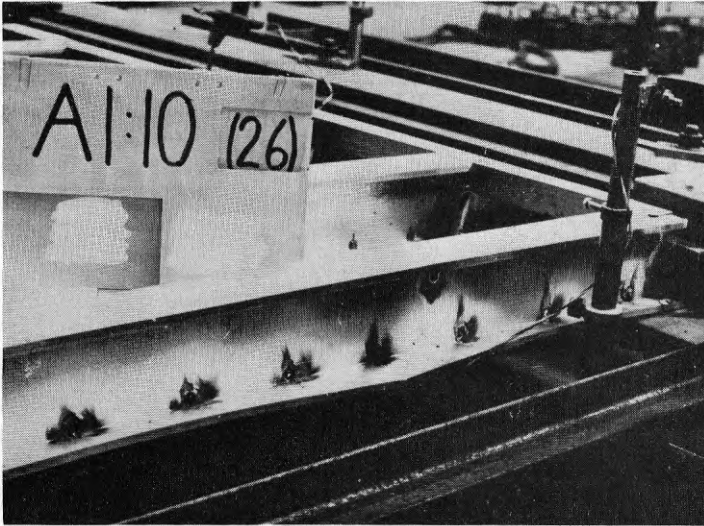


BILD 2.8:1. Försök A 1:10. Den yttersta flänsens deformation efter brott vid laststeg nr 26 och lasten  $P = 60^{**}$  kN

TABELL 2.8:1. Försök A 1:10. Belastningsintervall och motsvarande laststegsnr.

Laststeg nr	Last (kN)	Laststeg nr	Last (kN)
1	0	15	30
2	1	16	35
3	2	17	40
4	3	18	45
5	4	19	50
6	5	20	25
7	10	21	10
8	15	22	0
9	20	23	10
10	10	24	25
11	0	25	50*
12	10	26	60**
13	20	27	65**
14	25	28	0

\* Brottlast

\*\* Lasterna uppnåddes men kunde inte kvarhållas på samma nivå p g a kraftigt tilltagande deformationer

Försöksresultaten återges i FIG 2.8:1-28, där även flera beräknade jämförelsevärden finns återgivna (jfr kap. 3 och 4).

Fenomen	FIG
Resultterande deformationer i skivans plan	2.8:1-5
Utböjning av livplåten hos panel nr 10	2.8:6-7
Normalkraft och böjande moment i övre kantbalken AB	2.8:8-9
Påkänningar i mätpunkterna nr 14-18 och 26 belägna i flänsarna hos panel nr 13	2.8:10
Påkänningar i mätpunkterna nr 19-25 belägna i livet hos panel nr 13	2.8:11
Påkänningsfördelningen i panel nr 13 vid lastnivåerna 25, 35 och 45 kN	2.8:12-14
Resultterande normalkraft i panel nr 13	2.8:15
Huvudpåkänningens storlek och riktning i mätpunkterna nr 1-13	2.8:16-28

Läget på de olika mätpunkterna framgår av FIG 2.2:2 och FIG 2.3:1.



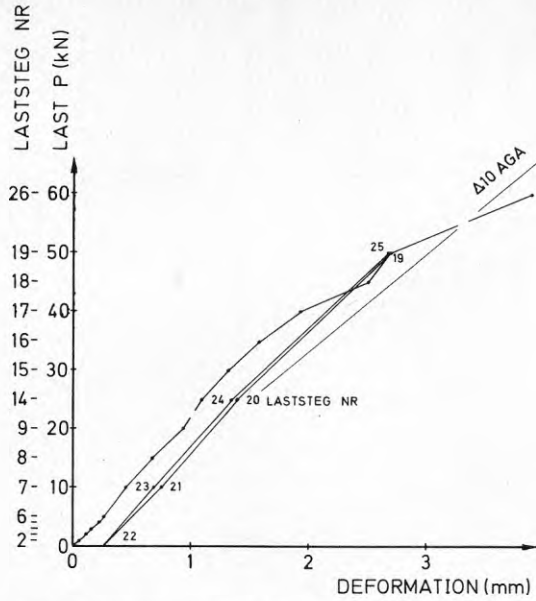


FIG 2.8:1 Försök A 1:10. Resultande deformation vid mätfjäder nr 10 (se FIG 2.3:1). Linjen  $\Delta 10$  AGA anger motsvarande beräknat värde enligt kap. 3.

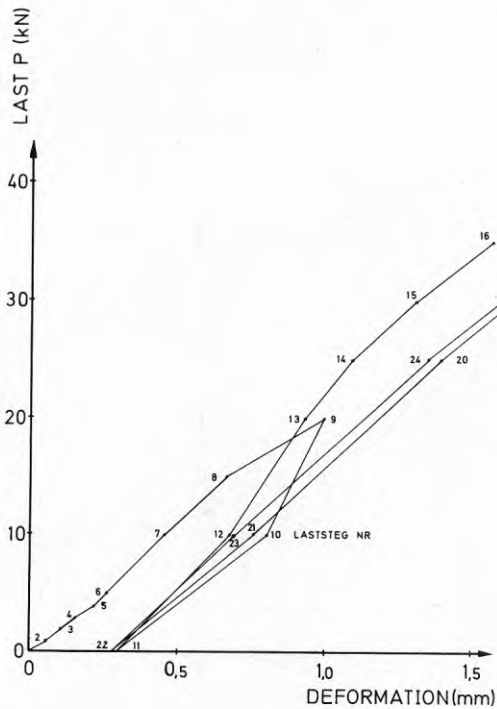


FIG 2.8:2 Försök A 1:10. Resultande deformation vid mätfjäder nr 10 (se FIG 2.3:1) för samtliga laststeg fram till  $P = 35$  kN (laststeg nr 16).

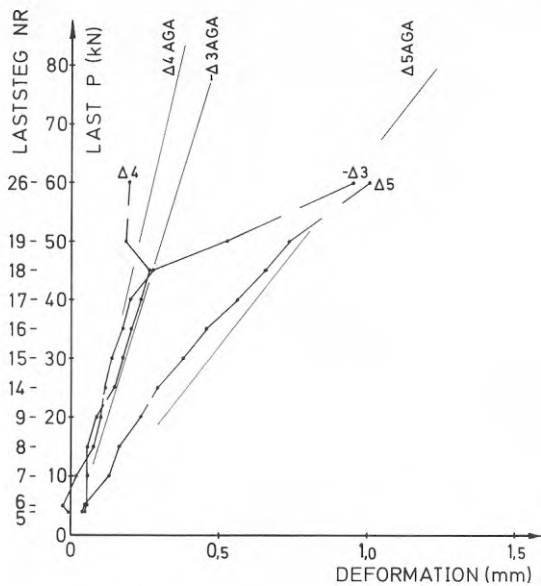


FIG 2.8:3 Försök A 1:10. Övre kantbalken AB:s resulterande utböjning vid mät fjädrarna nr 3, 4 och 5 (se FIG 2.3:1). Linjerna  $\Delta 3$  AGA,  $\Delta 4$  AGA och  $\Delta 5$  AGA anger motsvarande beräknade värden enligt kap. 3.

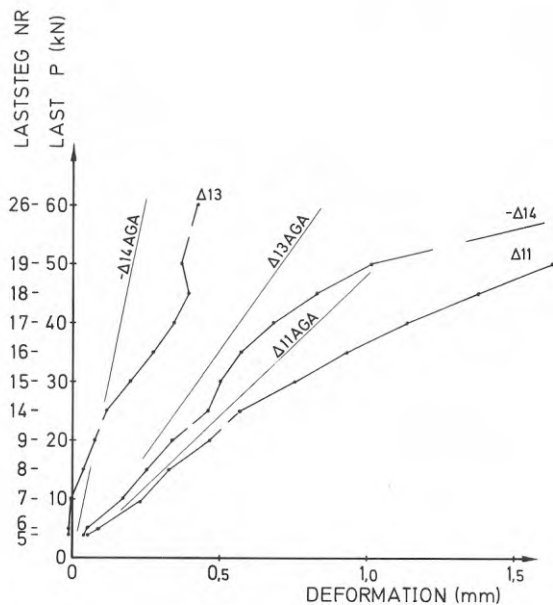


FIG 2.8:4 Försök A 1:10. Undre kantbalken CD:s resulterande deformation vid mät fjädrarna nr 11, 13 och 14 (se FIG 2.3:1). Linjerna  $\Delta 11$  AGA,  $\Delta 13$  AGA och  $\Delta 14$  AGA anger motsvarande beräknade värden enligt kap. 3.

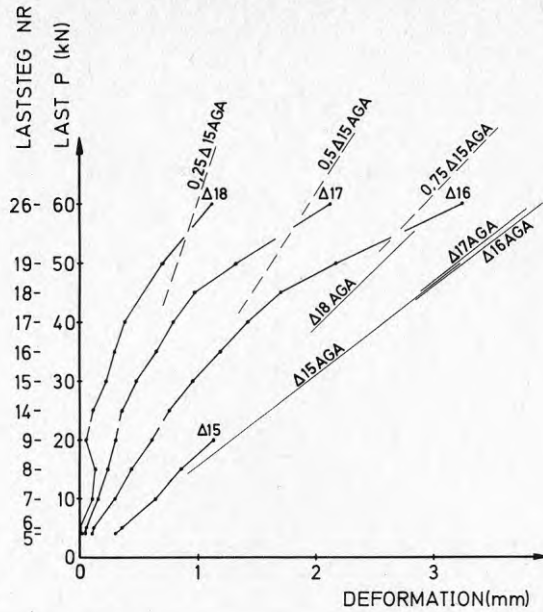


FIG 2.8:5 Försök A 1:10. Kortsidan AD:s resulterande deformation vid mätfjädrarna nr 15, 16, 17 och 18 (se FIG 2.3:1). Linjerna  $\Delta 15$  AGA,  $\Delta 16$  AGA,  $\Delta 17$  AGA och  $\Delta 18$  AGA anger beräknat värde enligt kap. 3. Linjerna 0,25-0,75  $\Delta 15$  AGA se 4.2.

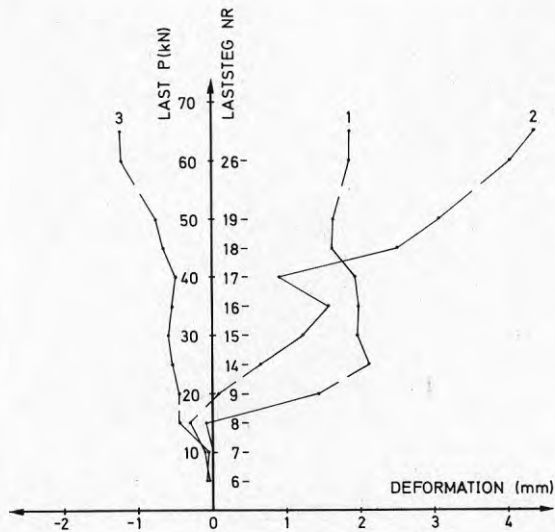


FIG 2.8:6 Försök A 1:10. Utböjning av livplåten hos panel nr 10. Kurvorna 1-3 anger uppmätta deformationer vid mätklockorna nr 1-3 (se FIG 2.3:1).

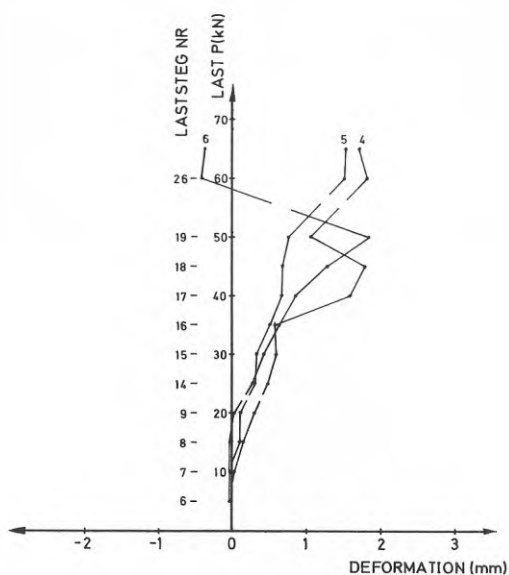


FIG 2.8:7 Försök A 1:10. Utböjningen av livplåten hos panel nr 10. Kurvorna 4-6 anger uppmätta deformationer vid mätlockorna nr 4-6 (se FIG 2.3:1).

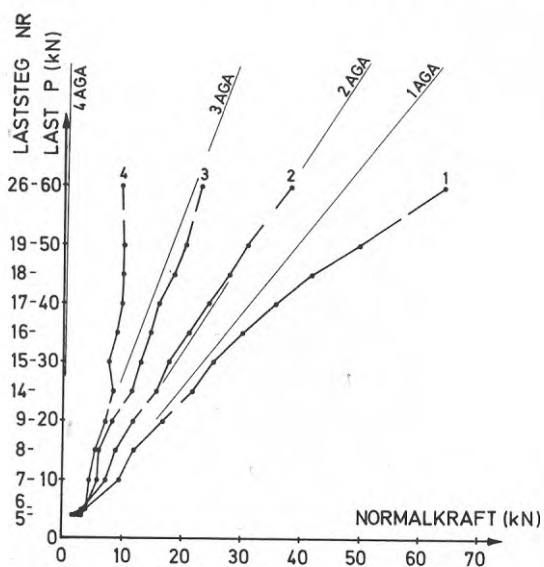


FIG 2.8:8 Försök A 1:10. Normalkraft i övre kantbalken AB vid mätställe (sektion) nr 1, 2, 3 och 4 (se FIG 2.2:2). Linjerna 1 AGA, 2 AGA, 3 AGA och 4 AGA anger motsvarande beräknade värden enligt kap. 3.

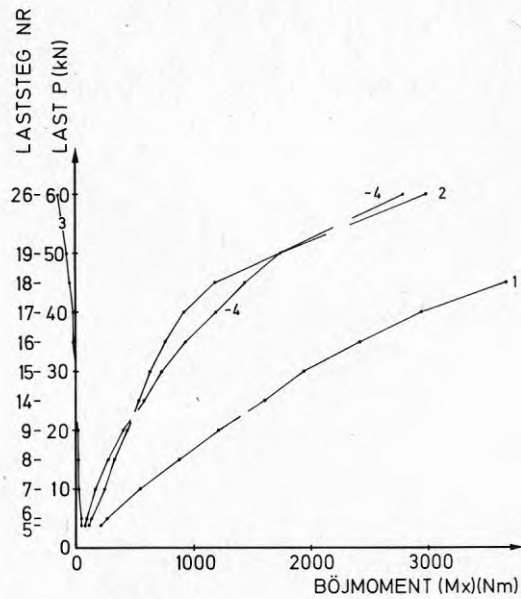


FIG 2.8:9 Försök A 1:10. Böjande moment (momentvektorn vinkelrätt mot skivans plan) i övre kantbalken AB vid mätställe (sektion) nr 1, 2, 3 och 4 (se FIG 2.2:2).

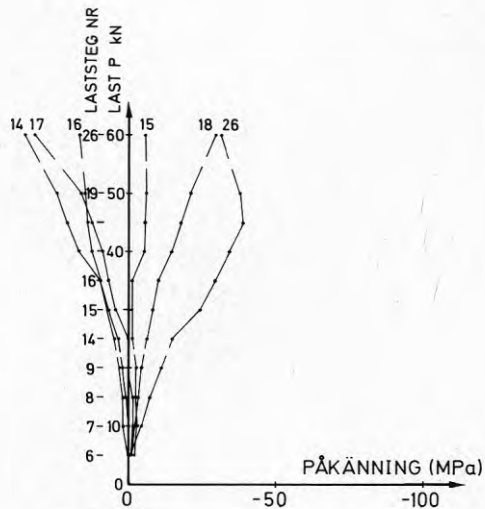


FIG 2.8:10 Försök A 1:10. Påkänning i panel nr 13, mätpunkter nr 14-18 och 26 (se FIG 2.2:2).

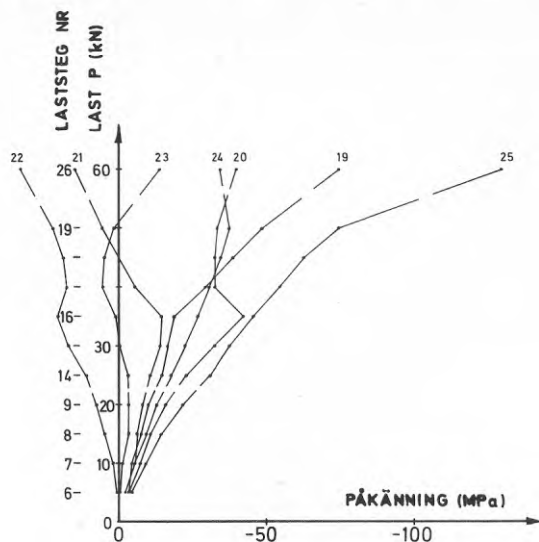


FIG 2.8:11 Försök A 1:10. Påkänning i panel nr 13, mätpunkterna nr 19-25 (se FIG 2.2:2).

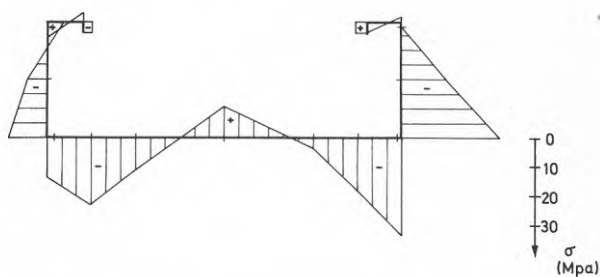


FIG 2.8:12 Försök A 1:10. Påkänningsfördelning i panel nr 13 vid lasten  $P = 25,0$  kN (laststeg nr 14).

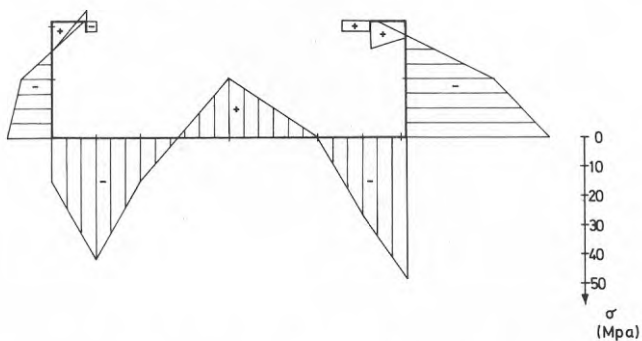


FIG 2.8:13 Försök A 1:10. Påkänningsfördelning i panel nr 13 vid lasten  $P = 34,9$  kN (laststeg nr 16).

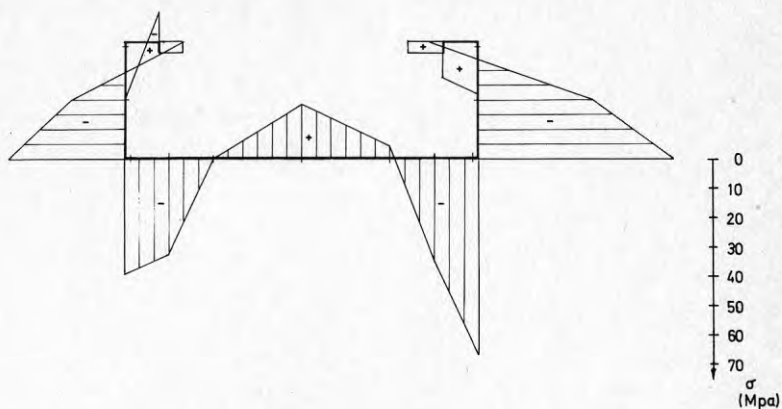


FIG 2.8:14 Försök A 1:10 Påkänningsfördelning i panel nr 13 vid lasten  $P = 44,9$  kN (laststeg nr 18).

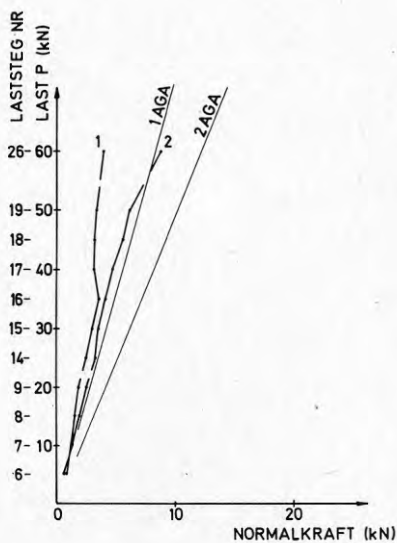


FIG 2.8:15 Försök A 1:10. Resultande normalkraft i panel nr 13. Kurva 1 anger normalkraften i vänstra halvan av panelen multiplicerad med 2 och kurva 2 anger normalkraften i panelens högra halva multiplicerad med 2 (se kap. 2.5). Linjerna 1 AGA och 2 AGA anger motsvarande beräknade värden enligt kap. 3.

FIG 2.8:16-28 Försök A 1:10. Huvudpåkänningens storlek och riktning i mätpunkterna nr 1-13 (se FIG 2.2:2). Linjerna AGA anger beräknat jämförelsevärde för  $\sigma_1$  enligt kap. 4.

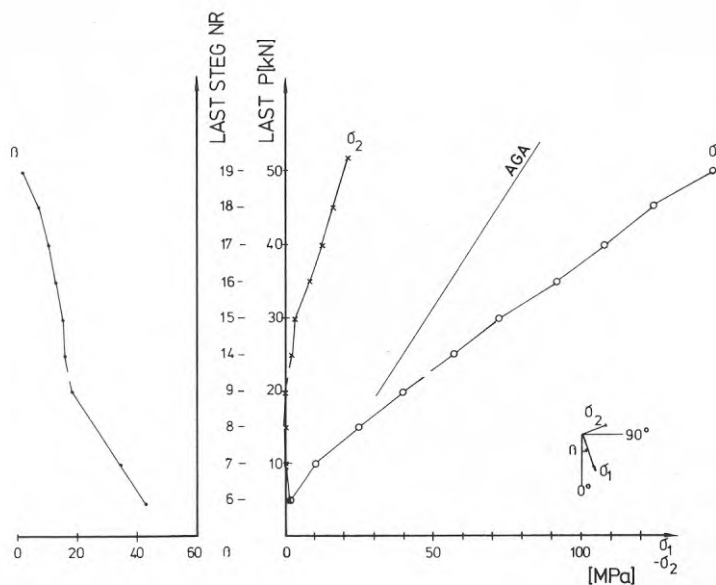


FIG 2.8:16 Mätpunkt nr 1

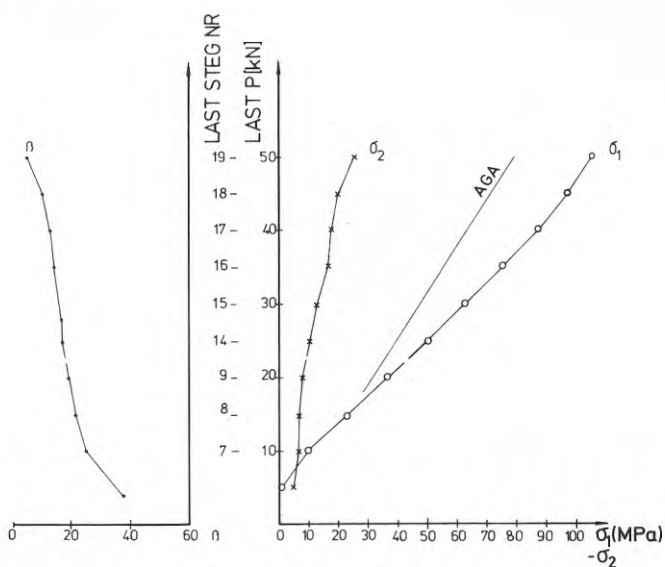


FIG 2.8:17 Mätpunkt nr 2



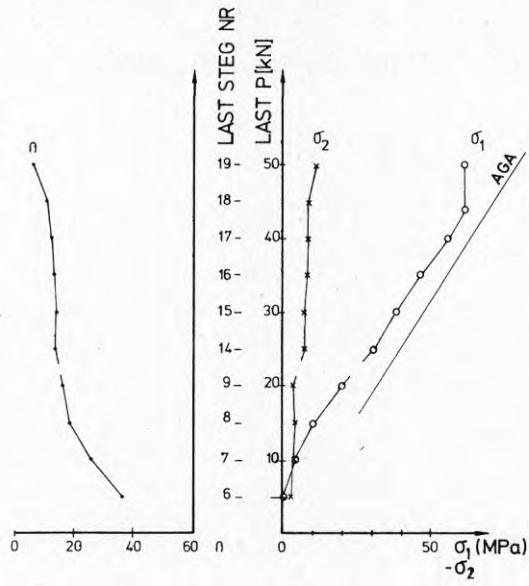


FIG 2.8:18 Mätpunkt nr 3

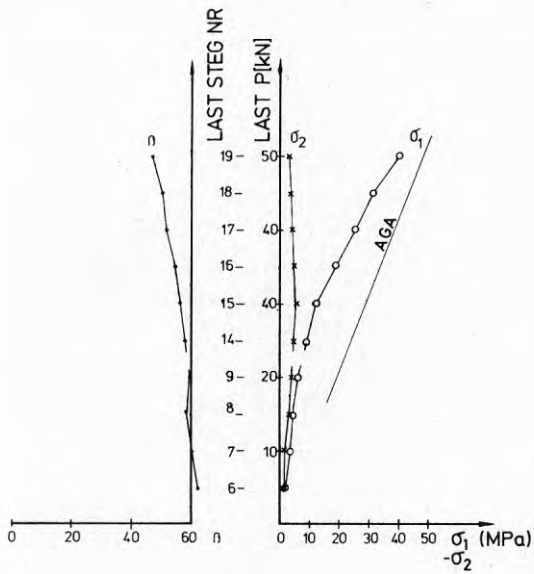


FIG 2.8:19 Mätpunkt nr 4

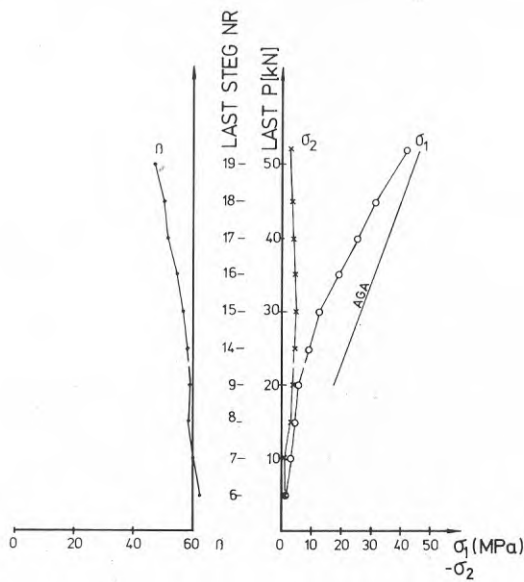


FIG 2.8:20 Mätpunkt nr 5

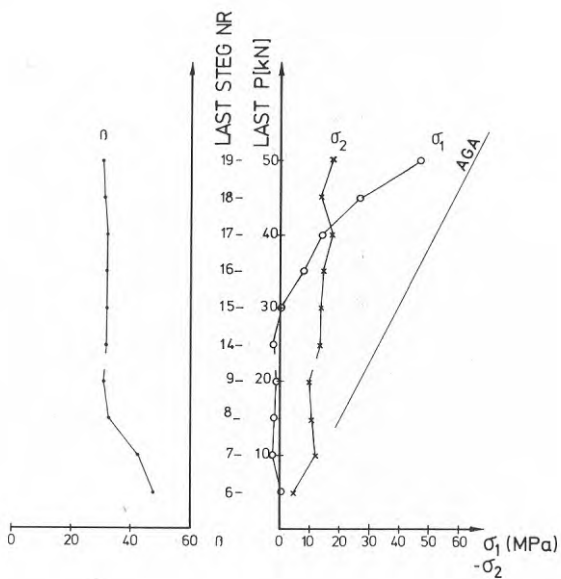


FIG 2.8:21 Mätpunkt nr 6

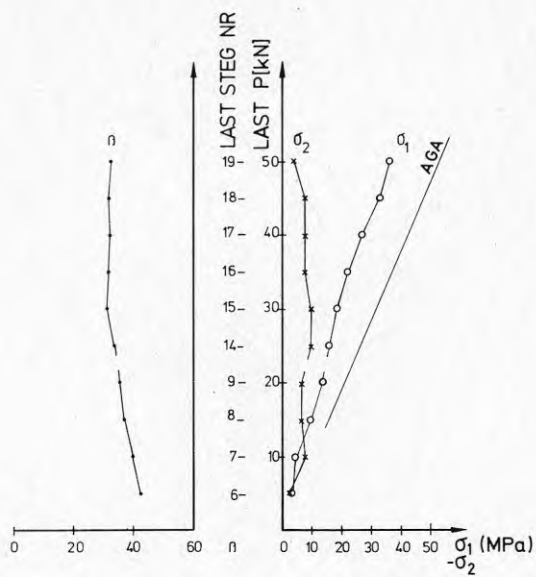


FIG 2.8:22 Mätpunkt nr 7

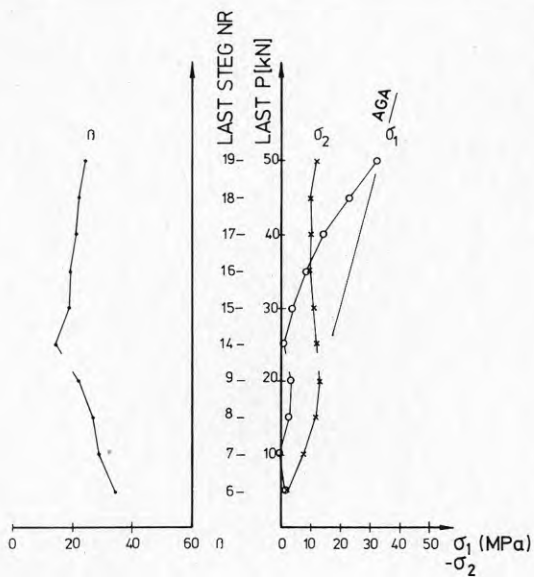


FIG 2.8:23 Mätpunkt nr 8

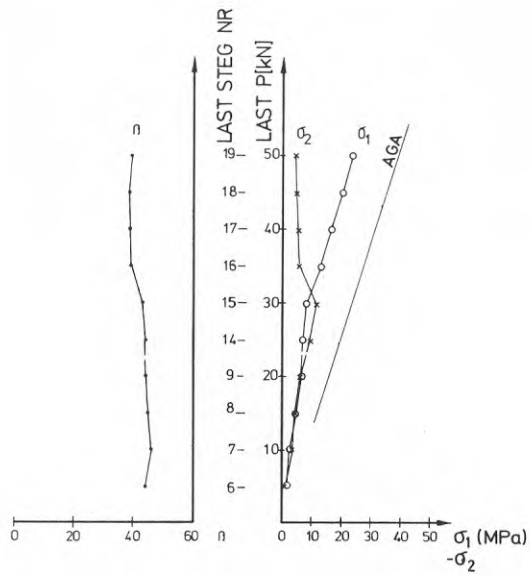


FIG 2.8:24 Mätpunkt nr 9

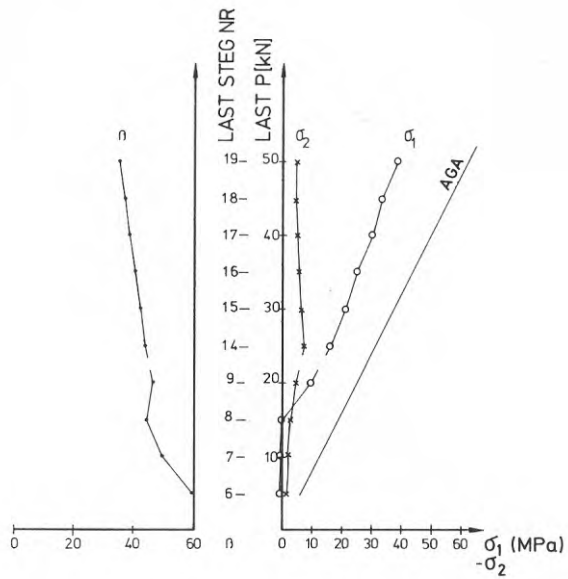


FIG 2.8:25 Mätpunkt nr 10

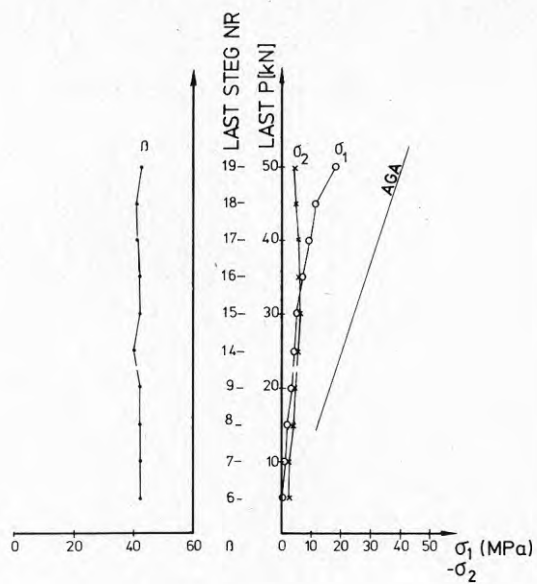


FIG 2.8:26 Mätpunkt nr 11

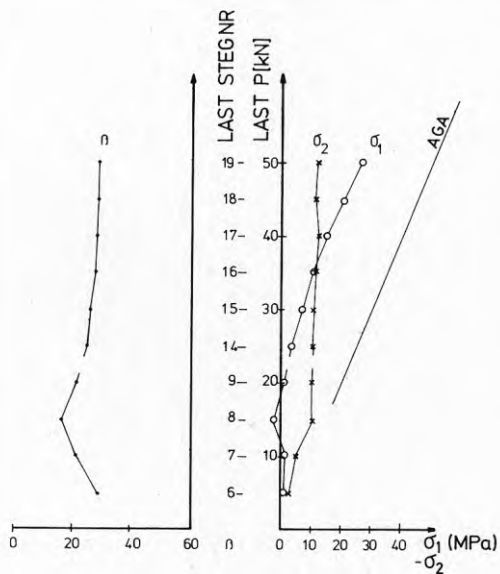


FIG 2.8:27 Mätpunkt nr 12

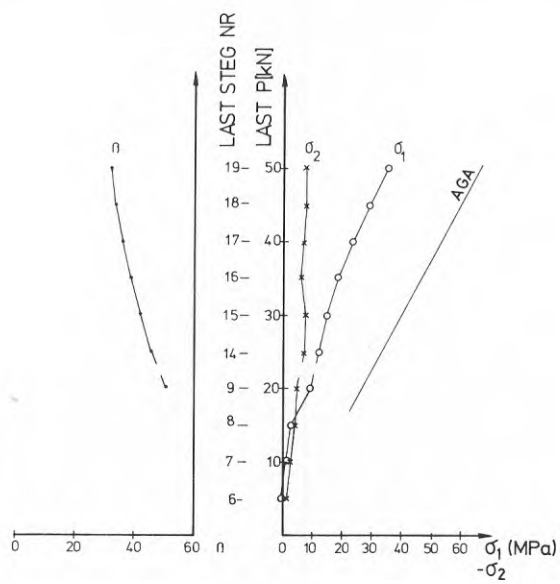


FIG 2.8:28 Mät punkt nr 13

## 2.9 Provning av skiva A 2:1

Skiva A 2:1 var sammansatt av paneler med bredden  $B = 300$  mm och nominella tjockleken  $t = 1,2$  mm i enlighet med FIG 2.1:2. Mätanordningarna framgår av FIG 2.2:2 och FIG 2.3:1.

### 2.9.1 Allmänt

Endast ett försök (försök A 2:10) genomfördes på denna skiva. Vid lasten  $P = 145$  kN uppstod brott i den yttersta flänsen längs skivans kant BC genom att kantförstyvningsens fria undre fläns bucklade lokalt ca 28 cm från kantbalken AB. I BILD 2.9:1 visas flänsens brottdeformation efter laststeg nr 34.

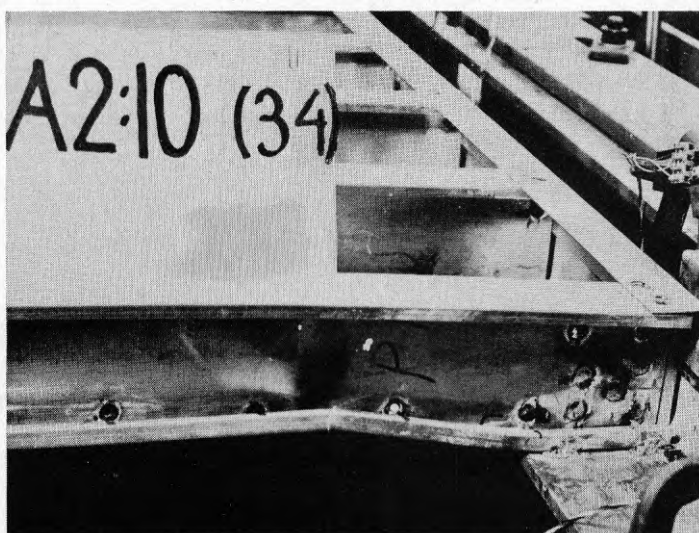


BILD 2.9:1. Försök A 2:10. Den yttersta flänsens deformation efter brott vid laststeg nr 34 och lasten  $P = 145$  kN

Skivan A 2:1 var på samma sätt som skivan K 2:1 förstärkt med en kantförstyvning (se FIG 2.1:3). Denna var så utformad att den inte skulle knäckas vid axial belastning förrän en påkänning motsvarande sträckgränsen var uppnådd i tvärsnittets mest ansträngda punkt.

Med ledning av de uppmätta påkänningarna i panel nr 13 (se FIG 2.2:2) kan påkänningarna i panel nr 14 uppskattas. Vid brottlasten (145 kN, laststeg nr 34) var i mätpunkt nr 25 påkänningen ca - 177 MPa. Motsvarande påkänning i panel nr 14 kan då approximativt erhållas genom att proportionera detta värde med kvoten mellan normalkrafterna i den yttersta (0,38 P) och den näst yttersta (0,20 P) vertikala balken i beräkningsmodell AGL (se kap. 3). Detta ger  $- 0,38/0,20 \times 177 = - 336$  MPa.

Mät punkt nr 25 är belägen i panelens liv vid övergången mellan liv- och flänsplåt. För att erhålla påkänningen längst ut i förstyvningens fläns kan resultaten från påkänningsfördelningen i panel nr 7 vid försök K 2:11 användas (se 2.7). I FIG 2.7:11-13 framgår det att påkänningen längst ut på förstyvningens fläns överstiger påkänningen vid övergången mellan panelens liv- och flänsplåt. Om det erhållna värdet (- 336 MPa) multipliceras med kvoten mellan påkänningarna i mätpunkterna nr 28 (- 288 MPa) och nr 19 (- 354 MPa) vid lasten  $P = 110$  kN, erhålles  $- 354/288 \times 336 = - 413$  MPa. Detta skall jämföras med sträckgränsvärdena (375 resp. 389 MPa) erhållna vid dragprov (TABELL 2.1:2).

Påkänningen i förstyvningens mest ansträngda punkt kan anses ha uppnått sträckgränsvärdet innan lokalbuckling uppstod till följd av på panelen excentriskt verkande normalkraft. Excentriciteten beror på att normalkraften förs in i panelens liv.

### 2.9.2 Resultat från försök A 2:10

Under pålastning till brottlasten  $P = 145$  kN (laststeg nr 34) skedde en successiv avlastning till 0-last med påföljande successiv pålastning vid lasten  $P = 12$  kN (laststeg nr 4), 30 kN (laststeg nr 10) och 100 kN (laststeg nr 23). Samtliga belastningsintervall och motsvarande laststeg återfinns i TABELL 2.9:1.

TABELL 2.9.1. Försök A 2:10.  
Belastningsintervall och motsvarande laststegsnr.

Laststeg nr	Last (kN)	Laststeg nr	Last (kN)
1	0	19	60
2	2	20	70
3	6	21	80
4	12	22	90
5	6	23	100
6	0	24	50
7	6	25	18
8	12	26	0
9	18	27	18
10	30	28	50
11	18	29	100
12	6	30	110
13	0	31	120
14	6	32	130
15	18	33	140
16	30	34	145*
17	40	35	0
18	50		

\* Brottlast



Försöksresultaten återges i FIG 2.9:1-27, där även flera beräknade jämförelsevärden finns återgivna (jfr kap. 3 och 4).

Fenomen	FIG
Resultterande deformationer i skivans plan	2.9:1-5
Utböjning av livplåten hos panel nr 10	2.9:6
Normalkraft och böjande moment i övre kantbalken AB	2.9:7-8
Påkänningar i mätpunkterna nr 14-18 och 26 belägna i flänsarna hos panel nr 13	2.9:9
Påkänningar i mätpunkterna nr 19-25 belägna i livet hos panel nr 13	2.9:10
Påkänningsfördelningen i panel nr 13 vid lastnivåerna 60, 80 och 110 kN	2.9:11-13
Resultterande normalkraft i panel nr 13	2.9:14
Huvudpåkänningens storlek och riktning i mätpunkterna nr 1-13	2.9:15-27

Läget på de olika mätpunkterna framgår av FIG 2.2:2 och FIG 2.3:1.

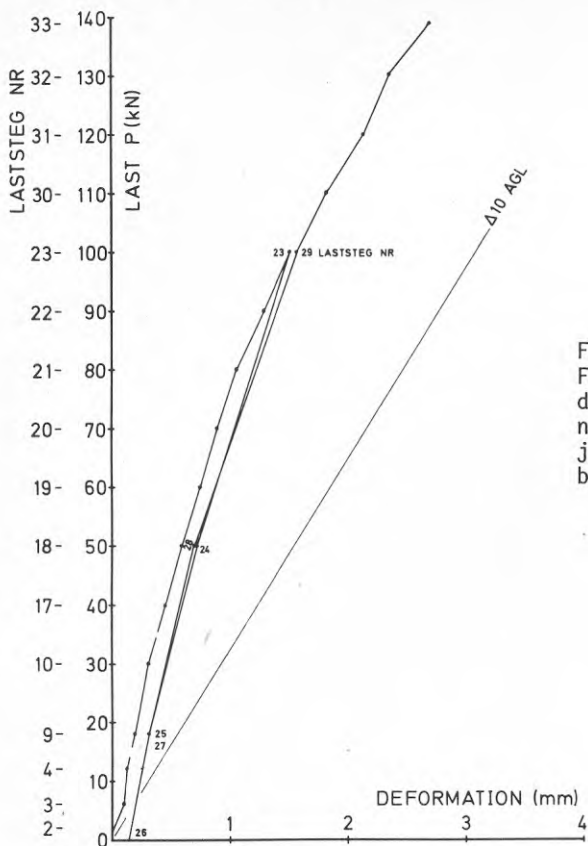


FIG 2.9:1  
Försök A 2:10. Resultande deformation vid mät fjäder nr 10 (se FIG 2.3:1). Linjen  $\Delta 10$  AGL anger motsvarande beräknat värde enligt kap. 3.

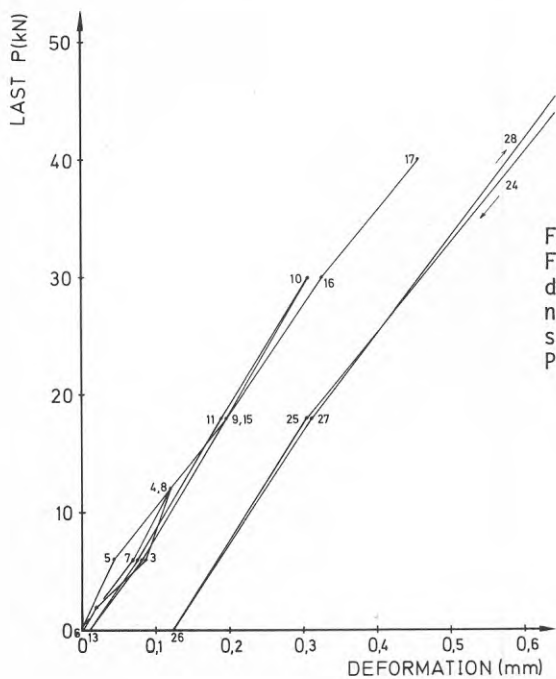


FIG 2.9:2  
Försök A 2:10. Resultande deformation vid mät fjäder nr 10 (se FIG 2.3:1) för samtliga laststeg fram till  $P = 40$  kN (laststeg nr 17).

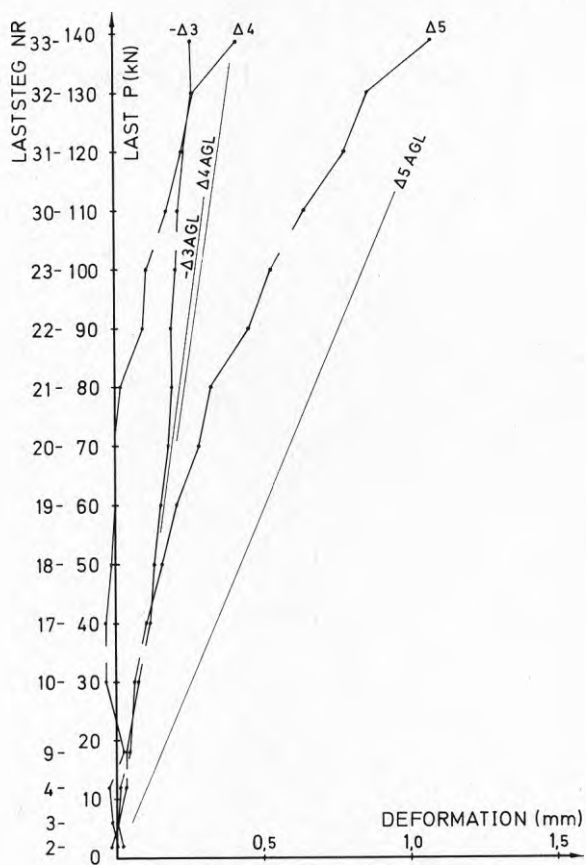


FIG 2.9:3 Försök A 2:10. Övre kantbalken AB:s resulterande utböjning vid mät fjädrarna nr 3, 4 och 5 (se FIG 2.3:1). Linjerna  $\Delta 3$  AGL,  $\Delta 4$  AGL och  $\Delta 5$  AGL anger motsvarande beräknade värden enligt kap. 3.

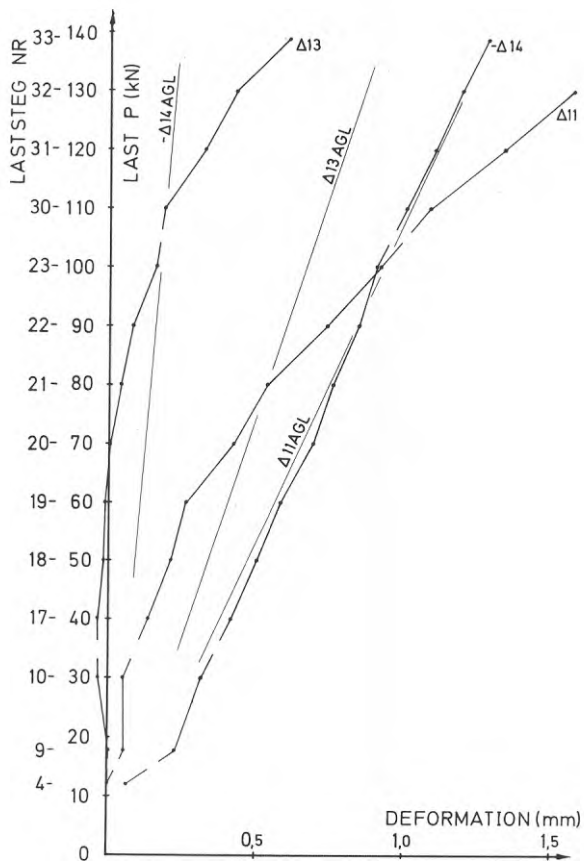


FIG 2.9:4 Försök A 2:10. Undre kantbalken CD:s resulterande deformation vid mät fjädrarna nr 11, 13 och 14 (se FIG 2.3:1). Linjerna  $\Delta 11$  AGL,  $\Delta 13$  AGL och  $\Delta 14$  AGL anger motsvarande beräknade värden enligt kap. 3.

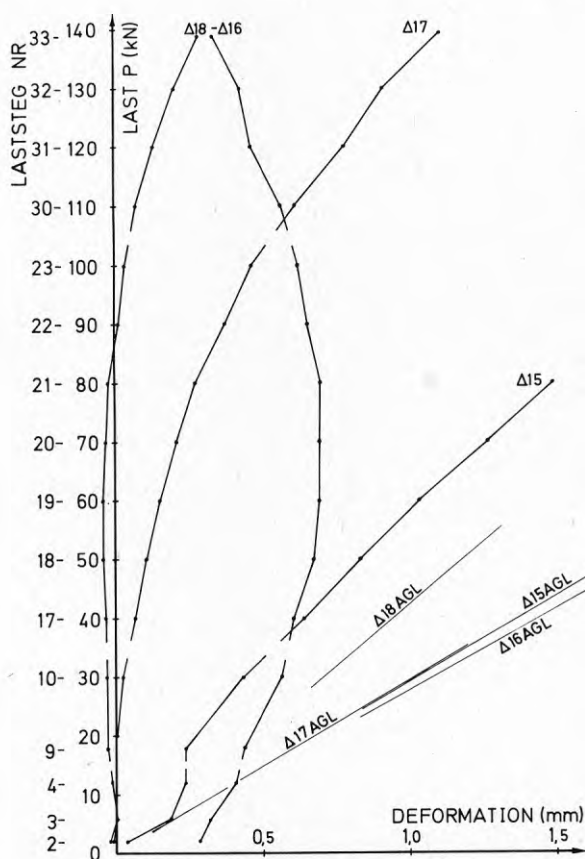


FIG 2.9:5 Försök A 2:10. Kortsidan AD:s resulterande deformation vid mät fjädrarna nr 15, 16, 17 och 18 (se FIG 2.3:1). Linjerna  $\Delta 15$  AGL,  $\Delta 16$  AGL,  $\Delta 17$  AGL och  $\Delta 18$  AGL anger beräknat värde enligt kap. 3.

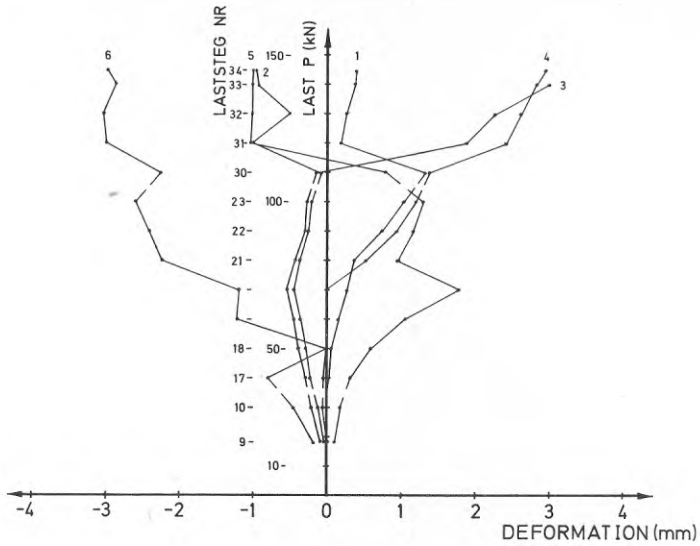


FIG 2.9:6 Försök A 2:10. Utböjningen av livplåten hos panel nr 10. Kurvorna 1-6 anger uppmätta deformationer vid mätklockorna nr 1-6 (se FIG 2.3:1).

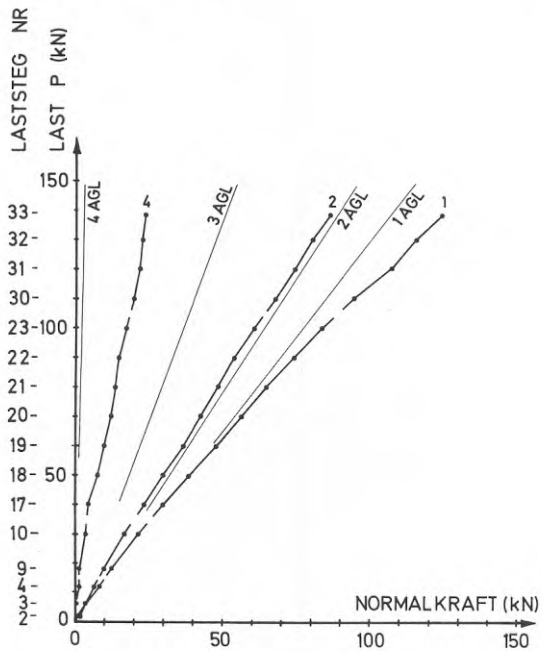


FIG 2.9:7 Försök A 2:10. Normalkraft i övre kantbalken AB vid mätställe (sektion) nr 1, 2 och 4 (se FIG 2.2:2). Linjerna 1 AGL, 2 AGL, (3 AGL) och 4 AGL anger motsvarande beräknade värden enligt kap. 3.

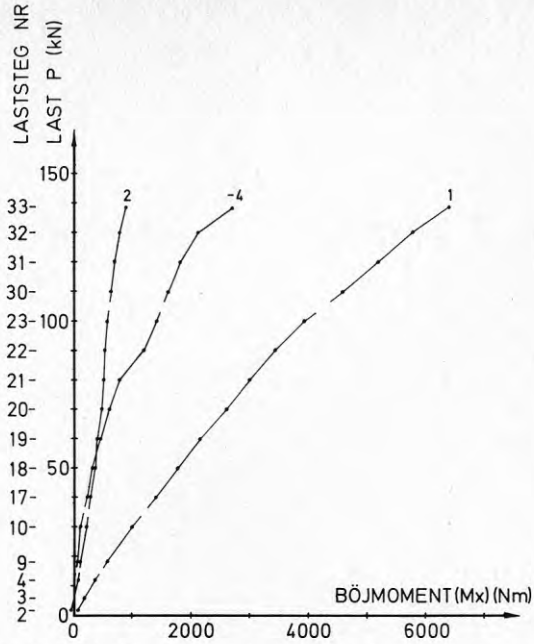


FIG 2.9:8 Försök A 2:10. Böjande moment (momentvektorn vinkelrätt mot skivans plan) i övre kantbalken AB vid mätställe (sektion) nr 1, 2 och 4 (se FIG 2.2:2).

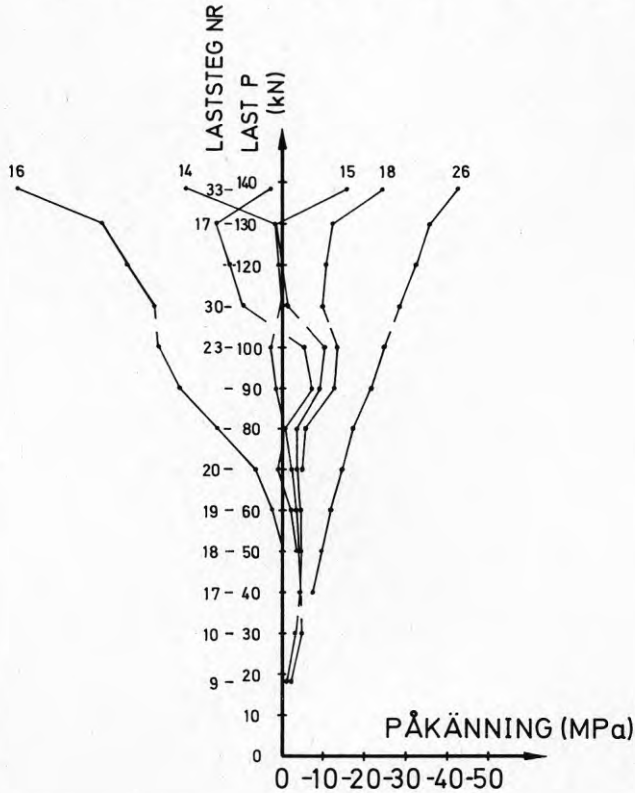


FIG 2.9:9 Försök A 2:10. Påkänning i panel nr 13, mätpunkterna nr 14-18 och 26 (se FIG 2.2:2).

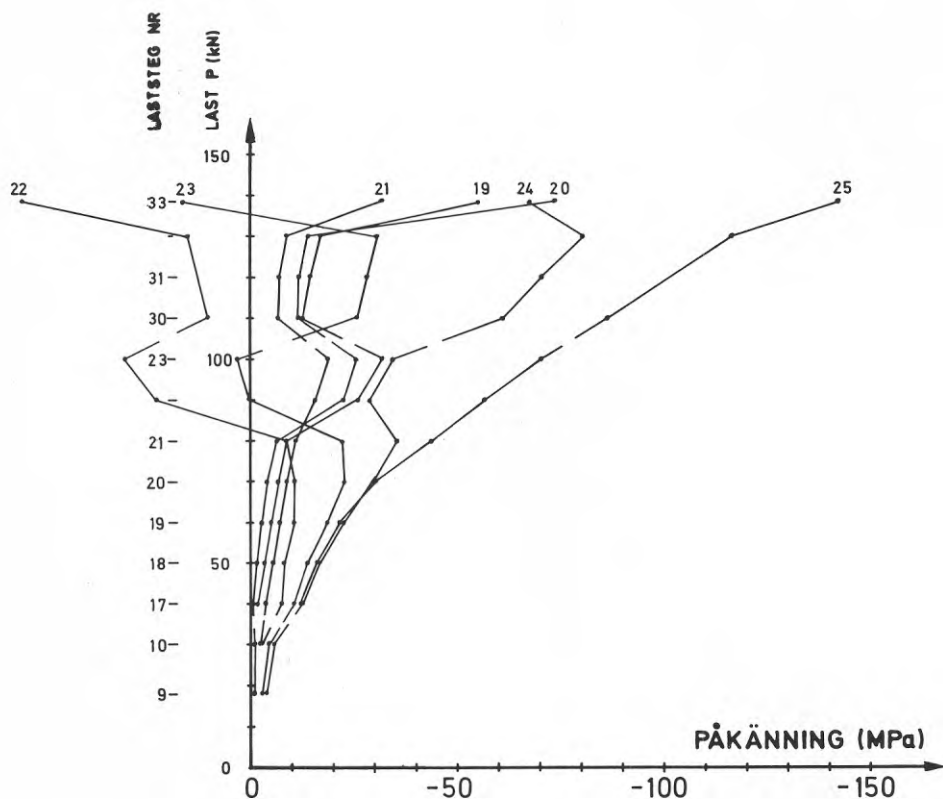


FIG 2.9:10 Försök A 2:10. Påkänning i panel nr 13, mätpunkterna nr 19-25 (se FIG 2.2:2).

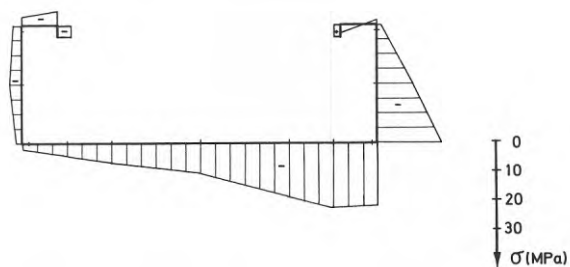


FIG 2.9:11 Försök A 2:10. Påkänningsfördelning i panel nr 13 vid lasten  $P = 60,0$  kN (laststeg nr 19).



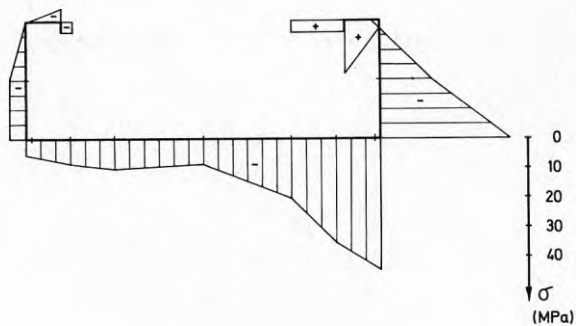


FIG 2.9:12 Försök A 2:10. Påkänningsfördelning i panel nr 13 vid lasten  $P = 80,0$  kN (laststeg nr 21).

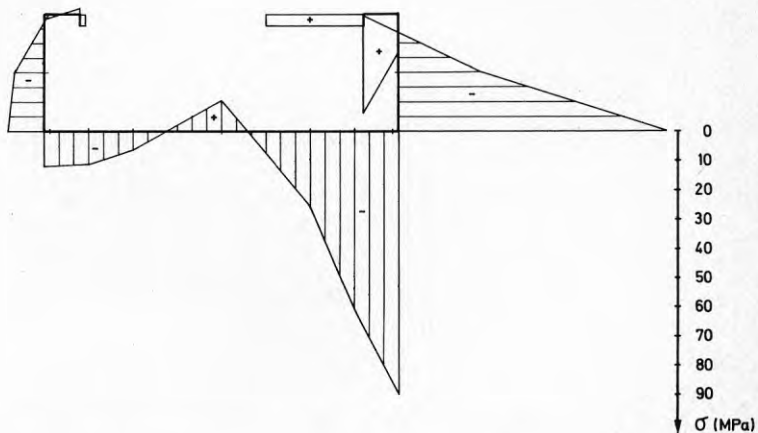


FIG 2.9:13 Försök A 2:10. Påkänningsfördelning i panel nr 13 vid lasten  $P = 109,8$  kN (laststeg nr 30).

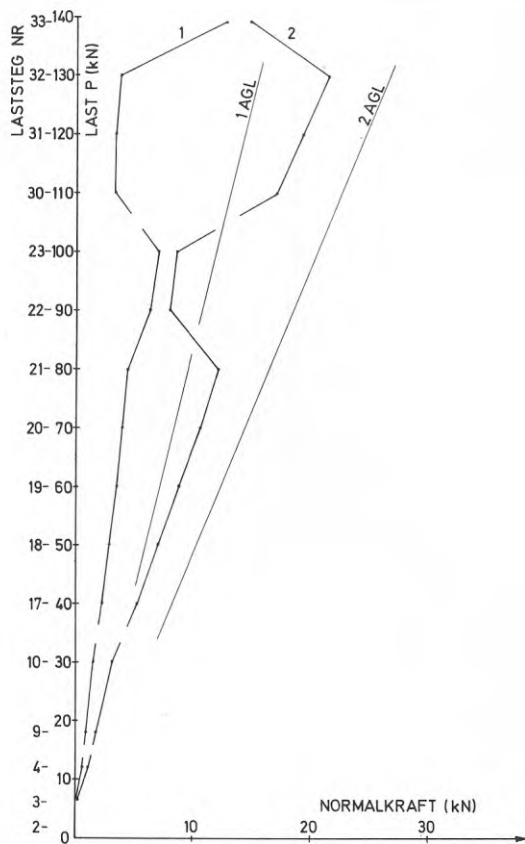


FIG 2.9:14 Försök A 2:10. Resultterande normalkraft i panel nr 13. Kurva 1 anger normalkraften i vänstra halvan av panelen multiplicerad med 2 och kurva 2 anger normalkraften i panelens högra halva multiplicerad med 2 (se kap. 2.5). Linjerna 1 AGL och 2 AGL anger motsvarande beräknade värden enligt kap. 3.

FIG 2.9:15-27. Försök A 2:10. Huvudpåkänningens storlek och riktning i mätpunkterna nr 1-13 (se FIG 2.2:2). Linjerna AGL anger beräknat jämförelsevärde för  $\sigma$ , enligt kap. 4.

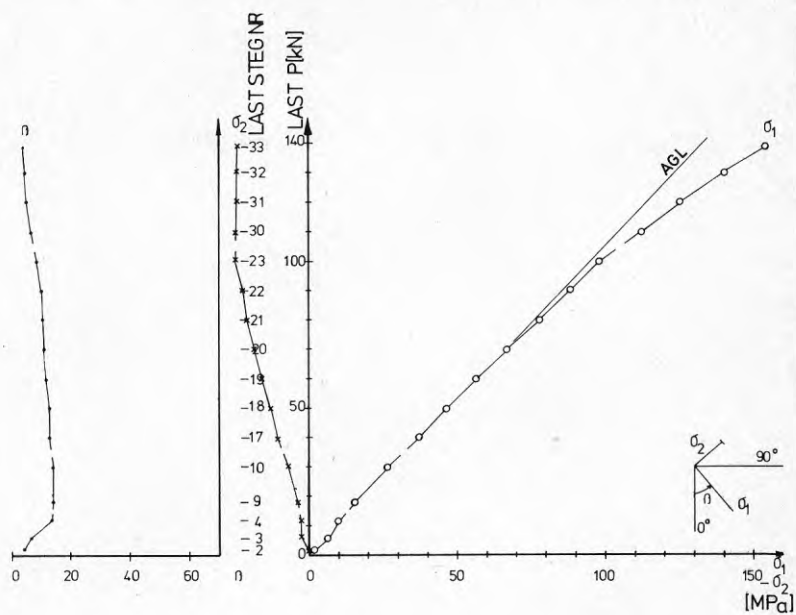


FIG 2.9:15 Mätpunkt nr 1

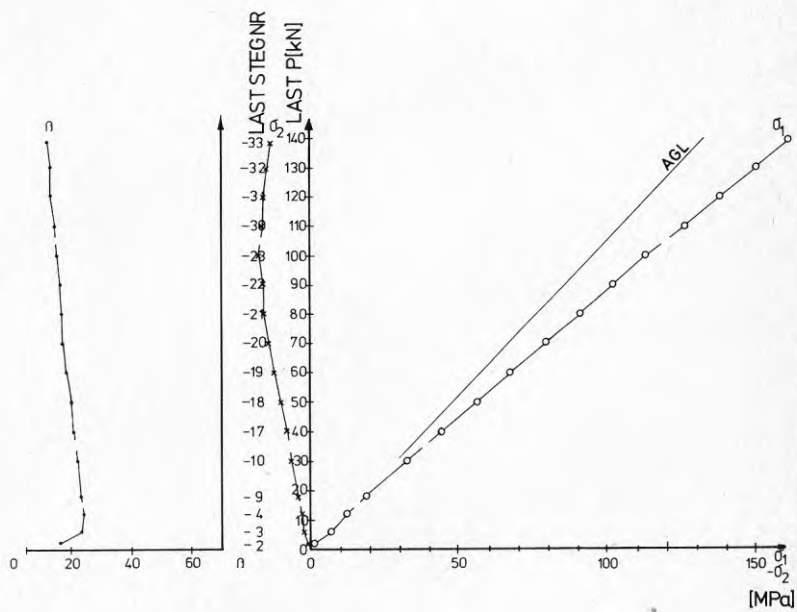


FIG 2.9:16 Mätpunkt nr 2

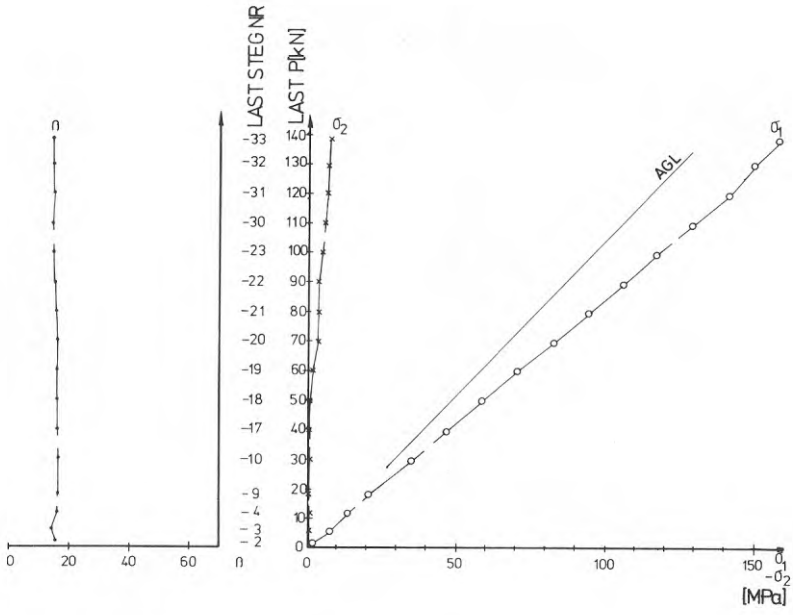


FIG 2.9:17 Mätpunkt nr 3

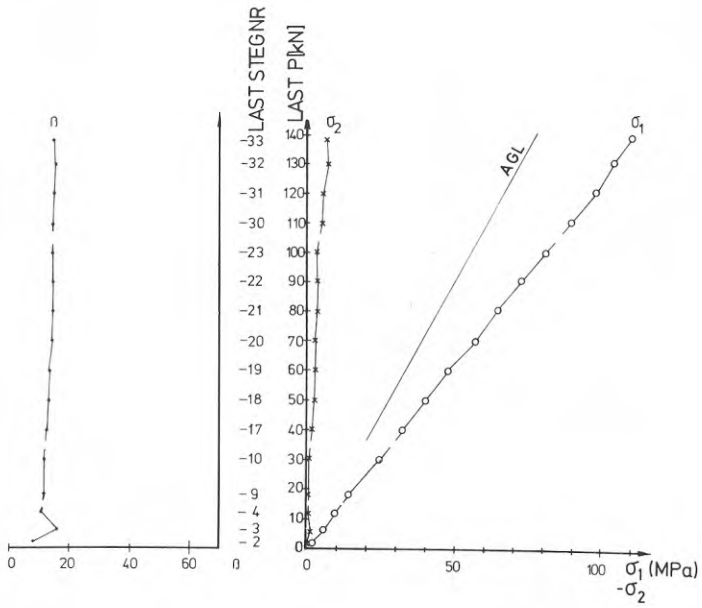


FIG 2.9:18 Mätpunkt nr 4

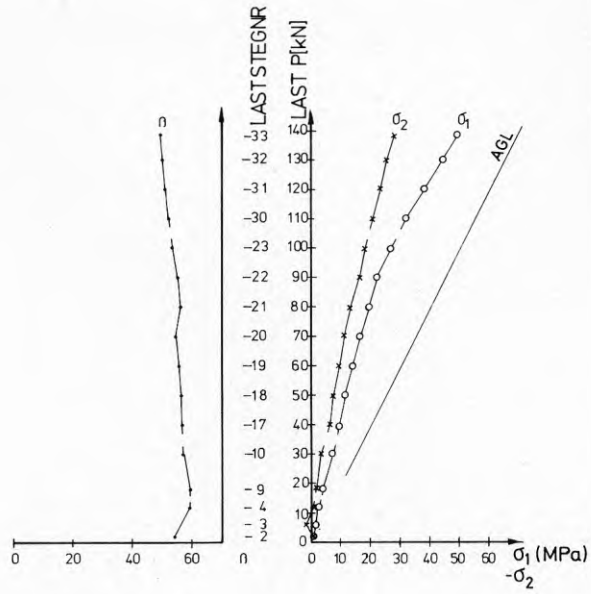


FIG 2.9.19 Mät punkt nr 5

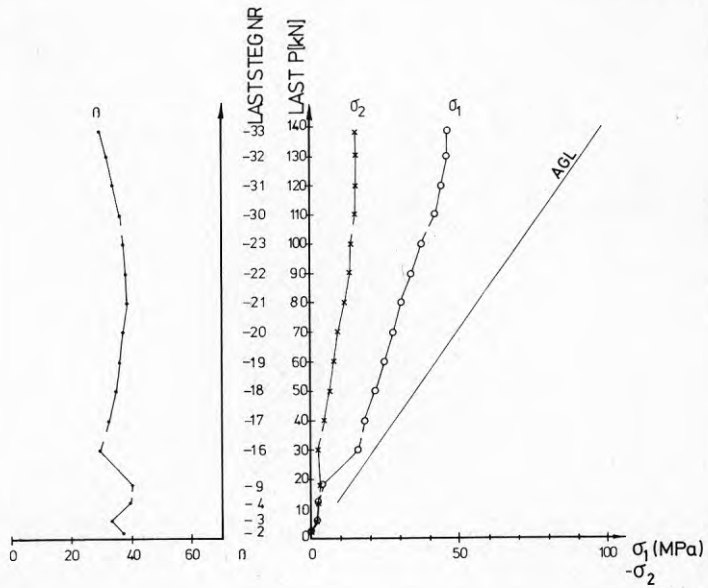


FIG 2.9:20 Mät punkt nr 6

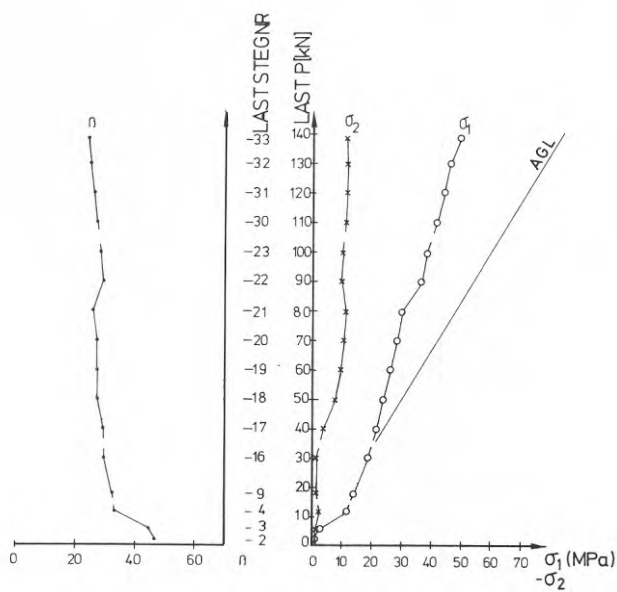


FIG 2.9:21 Mätpunkt nr 7

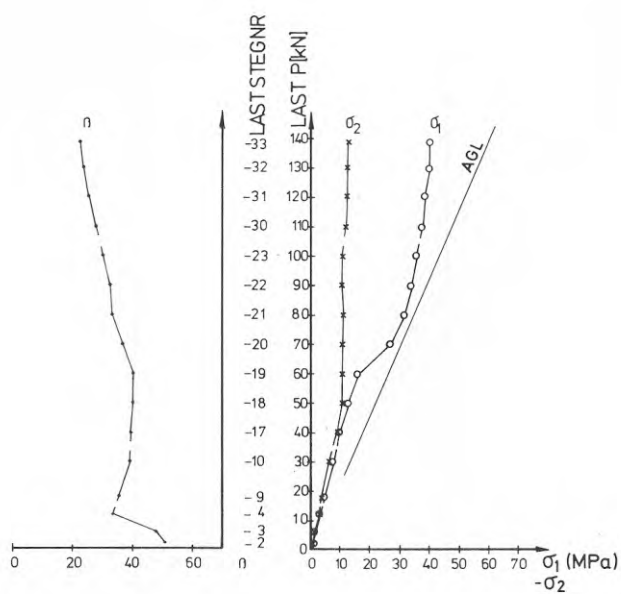


FIG 2.9:22 Mätpunkt nr 8

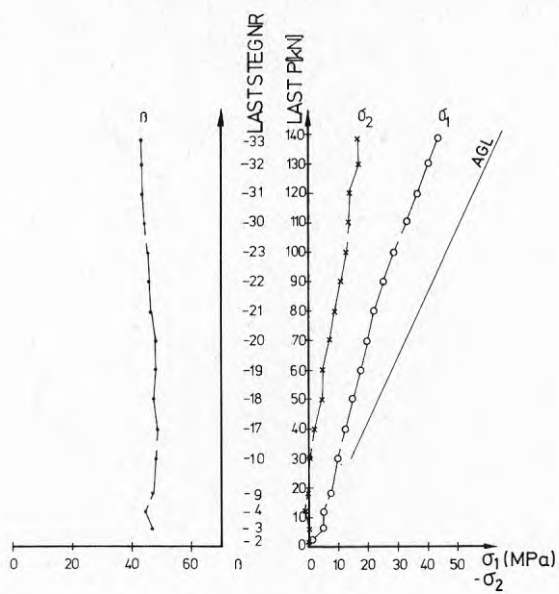


FIG 2.9:23 Mätpunkt nr 9

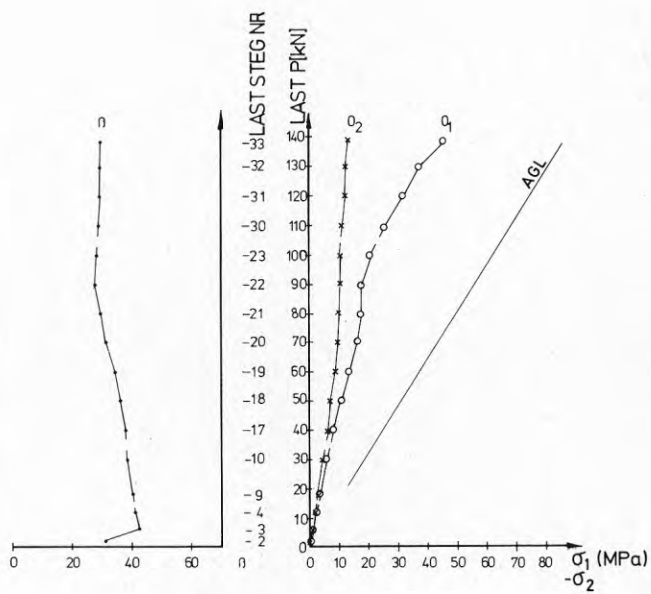


FIG 2.9:24 Mätpunkt nr 10

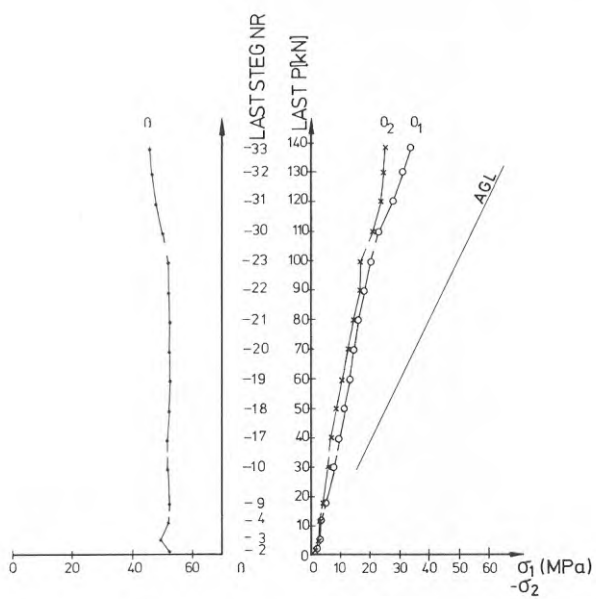


FIG 2.9:25 Mätpunkt nr 11

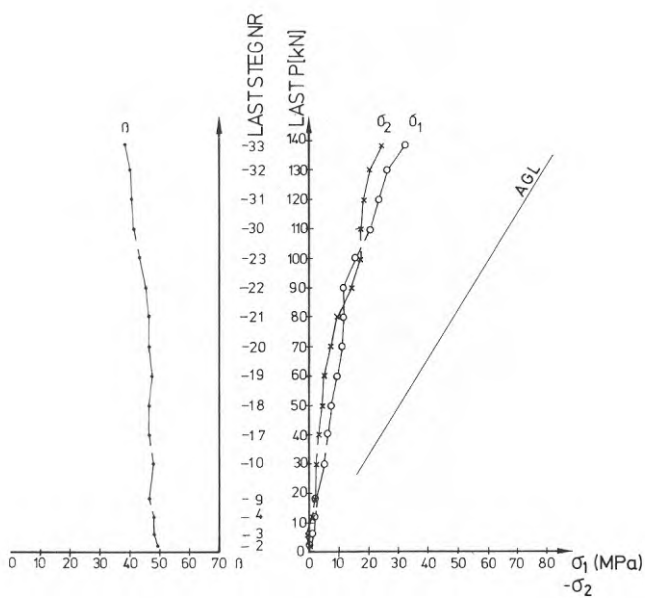


FIG 2.9:26 Mätpunkt nr 12



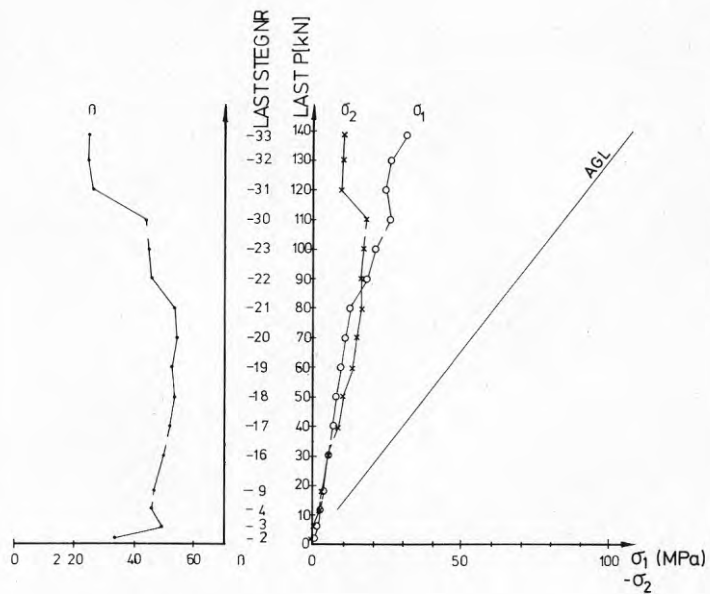


FIG 2.9:27 Mät punkt nr 13



### 3. BERÄKNINGSMODELL

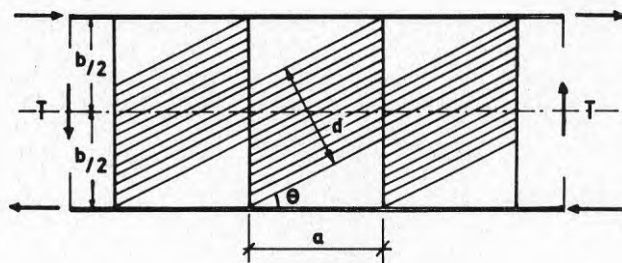
#### 3.1 Allmänt

I skjuvkraftbelastade plattor existerar ett överkritiskt område om omgivande konstruktionsdelar kan uppta dragpåkänningar. Vid ren skjuvkraftbelastning av en initiiellt plan platta är huvudpåkänningarna  $\sigma_1 = -\sigma_2 = \tau$  så länge  $\tau < \tau_{cr}$  (den kritiska skjuvbucklingspåkänningen). Uppnåendet av  $\tau_{cr}$  innebär att plattan bucklar och en omfördelning av påkänningarna sker. Ytterligare pålastning medför att  $|\sigma_1|$  ökar snabbare än  $|\sigma_2|$  (jfr 4.3). För en mycket tunn platta kommer  $\sigma_2$  att vara försumbar jämfört med  $\sigma_1$ .

Att det existerar ett överkritiskt område vid skjuvkraftbelastade plattor har länge varit känt (Wagner, 1929, och Bergman, 1948), men det var först K. Basler (Basler, 1959, och Basler, 1961) som uppställde en enkel beräkningsmodell för att beräkna den totala skjuvkraftupptagande förmågan. Baslers beräkningsmodell är främst tillämplig vid I-balkar med tunna liv och relativt tätt sittande livavstyvningar. Modellen har sedan förbättrats av bland andra T. Fujii (Fujii, 1968).

I Baslers beräkningsmodell (se FIG 3.1:1) tas tvärkraften  $T$  av en andel  $T_\tau$  som motsvarar den klassiska elasticitetsteorins bucklingslast och en andel  $T_D$  som upptas av komponenten från dragkraften  $D$  i dragbandet. Dragbandet går enbart mellan balkens förstyvningar, eftersom flänsarna antas vara för vecka för att breda ut dragbandet (dragfältet). Dragbandets lutning  $\theta$  erhålles

genom att söka den lutning  $\theta = \arctan(\sqrt{1 + \lambda^2} - \lambda)$  som ger det maximala värdet på  $T_D$  (se FIG 3.1:1).



$$T = T_\tau + T_D$$

$$T_\tau = \tau_{cr} \cdot b \cdot t$$

$$T_D = D \cdot \sin \theta = \sigma_D \cdot t \cdot d \cdot \sin \theta$$

$$t = \text{plättjocklek}$$

$$d = b \cos \theta - a \sin \theta$$

$$T_D = \max \text{ för } \frac{dT_D}{d\theta} = 0, \text{ vilket ger}$$

$$\tan \theta = \sqrt{1 + \lambda^2} - \lambda \quad \lambda = \frac{a}{b}$$

FIG 3.1:1. Dragfältsteori enligt Basler

Även vid skivor sammansatta av tunnväggiga plåtpaneler existerar under vissa förutsättningar ett överkritiskt område vid skjuvbelastning. Nilson (1960) konstaterade att i skivor sammansatta av paneler utformade på sådant sätt att en kontinuerlig platta bildades kunde ett dragfält utvecklas. Förbindningarna måste då vara tillräckligt starka och ej heller får skivans förstyvningar (panelernas flänsar) sitta för tätt. Om så är fallet kommer skivan att gå till brott av andra anledningar än dragfältspåkänningar innan panelerna har bucklat och ett dragfält bildats. Det bildade dragfältet måste förankras i anslutande konstruktioner, t ex kantbalkar.

Ett dragfält som utvecklas i ett tunt balkliv har principiella likheter med ett dragfält som utvecklas i en väggskiva av tunnväggiga plåtpaneler. Man kan tänka sig att balken i FIG 3.1:1 ställes vertikalt och att livavstyvningarna utgör bjälklag och att mellan dessa bjälklag löper tunnväggiga plåtpaneler som är utformade och sammanfogade på sådant sätt att ett dragfält kan utvecklas mellan bjälklagen. Väggskivans höjd blir då sträckan a och dess längd sträckan b.

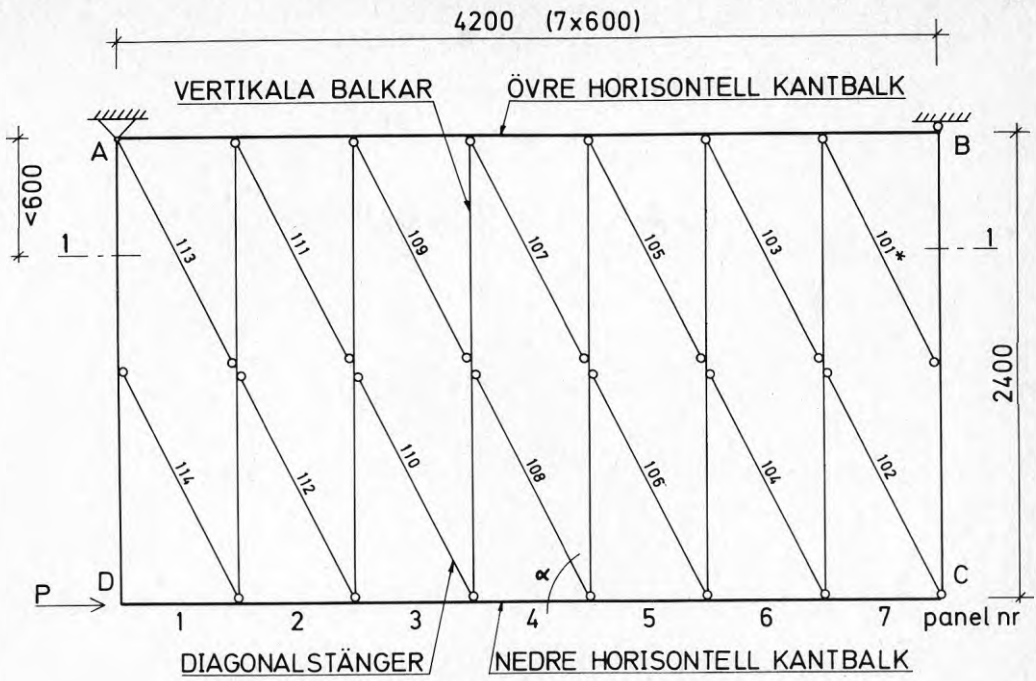
Problemet är nu att teckna en teori hur detta dragfält skall beräknas. I de flesta dragfältsmodeller som har kommit till användning vid beräkning av tvärkraftbelastade I-balkar har man förutsatt att påkänningarna inom dragfältet är konstanta. Vid de stora väggskivor det här är fråga om kan ett mera nyanserat betraktelsesätt vara av värde framför allt vid grundläggande studium av överkritiskt område. En möjlig väg är att ersätta väggskivan med ett fackverk.

I det följande redovisas en fackverksmodell som har framtagits för att erhålla referensvärden med vilka försöksresultaten kan jämföras.

### 3.2 Fackverksmodell

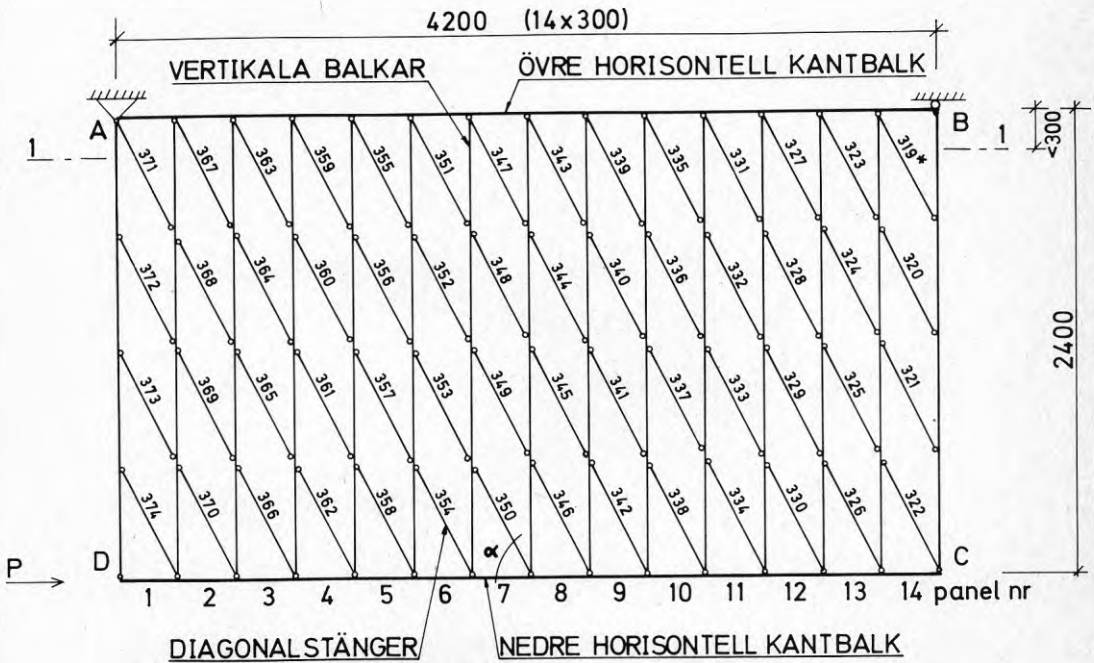
Fackverket som är anslutet till horisontella kantbalkar längs långsidorna AB och CD består av lutande diagonalstänger och av vertikala balkar (se FIG 3.2:1-2). Diagonalstängerna ersätter panelernas livplåtar och har en lutning motsvarande det tänkta dragfältet. De vertikala balkarna ersätter panelernas flänsar och delar av angränsande livplåtar. Den fackverksmodell (FIG 3.2:1) som motsvarar försöksskivorna K 1:1 och K 2:1 (se FIG 2.1:1) kommer då att bestå av 8 vertikala balkar och den (FIG 3.2:2) som motsvarar försöksskivorna A 1:1 och A 2:1 kommer att bestå av 15 vertikala balkar.

Antalet diagonalstänger och antalet knutpunkter mellan dessa och de vertikala balkarna är beroende av stängernas lutning. Om man önskar att fackverk med olika stänglutningar skall bli principiellt lika måste det villkoret uppfyllas att en diagonalstäng skall ansluta till varje knutpunkt mellan vertikalbalkar och kantbalkar. Detta medför en begränsning av användbara stänglutningar i fackverksmodellen.



\*DIAGONALSTÄNG NR 101-114 I FACKVERKSMODELL KG\_

FIG 3.2:1 Fackverksmodell typ K \_ \_



\*DIAGONALSTÄNG NR 319-374 I FACKVERKSMODELL AG\_

FIG 3.2:2 Fackverksmodell typ A \_ \_

Diagonalstängerna som är ledade i varje knutpunkt kan enbart uppta normalkrafter, medan de vertikala balkarna som enbart är ledade vid ändpunkterna kan uppta både tvärkraft (böjande moment) och normalkraft. Kantbalkarna kan uppta både tvärkraft och normalkraft.

Genom att använda arbetsekvationer i matrisform kunde snittkrafter och deformationer i fackverkets knutpunkter beräknas med dator. Vid beräkningarna användes deformationsmetoden (enligt Lorentsen, 1973), eftersom denna metod i förhållande till kraftmetoden gav den enklaste systematiken vid uppställning av erforderliga matriser.

Beräkningarna är utförda med antagandet om proportionalitet mellan kraft och deformation (linjär elasticitetsteori) och små deformationer (1:a ordningens teori). Vidare förutsattes superpositionslagen gälla. Vid uppställningen av arbetsekvationerna medräknas enbart böjningsarbetet och normalkraftens arbete, d v s tvärkraftens arbete försummas.

### 3.2.1 Stånglutning

En väsentlig frågeställning vid användning av den här föreslagna fackverksmodellen är vilken stånglutning som skall väljas. En möjlig väg är att använda den dragfältslutning ( $\theta$ ) som Basler kom fram till vid sina beräkningar av den tvärkraft som kunde upptas av ett dragfält mellan livavstyvningarna i en I-balk (se 3.1). Stånglutningen ( $\alpha$ ) blir då komplementvinkel till dragfältslutningen  $\theta$ , jfr FIG 3.1:1 och FIG 3.2:1-2. Stånglutningen blir då

$$\alpha = 90 - \arctan(\sqrt{1 + \lambda^2} - \lambda)$$

där

$$\lambda = \frac{a}{b}$$

a = väggsnivans höjd

b = väggsnivans längd

$\alpha$  som funktion av  $\lambda$  visas i FIG 3.2:3.

$\lambda$ -värdet för försöksskivorna är  $\frac{2400}{4200}$ , vilket ger  $\alpha = 59,9^\circ$ .

Enligt tidigare resonemang fanns det vissa begränsningar vid valet av stånglutningar. Möjliga stånglutningar vid fackverksmodell typ A  $\frac{8}{n}$  (motsvarar provskiva typ A 1:1 och A 2:1) är

$$\alpha = \arctan \frac{8}{n} \text{ där } n = 1, 2, 3 \dots \dots \dots 14.$$

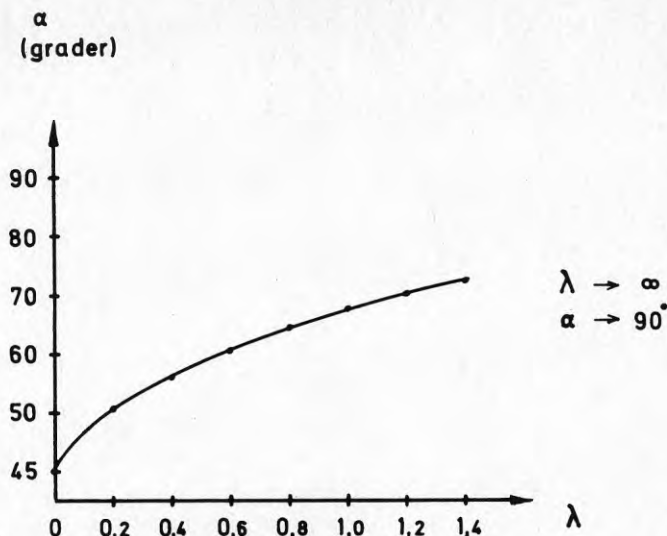


FIG 3.2:3. Stånglutningen  $\alpha$  som funktion av  $\lambda$  (väggskivans höjd/väggskivans längd)

n	$\alpha$	fackverksmodell typ
2	76,0	A E _
3	69,4	
4	63,4	A G _
5	58,0	
6	53,1	
7	48,8	
8	45,0	A K _

Möjliga stånglutningar för fackverksmodell typ K \_\_ (motsvarar provskiva K 1:1 och K 2:1) är

$$\alpha = \arctan \frac{4}{n} \text{ där } n = 1, 2, 3 \dots 7.$$

n	$\alpha$	fackverksmodell typ
1	76,0	
2	63,4	K G _
3	53,1	
4	45,0	

Eftersom stånglutningen  $\alpha = 63,4^\circ$  vid fackverksmodell typ K \_\_ är den lutning som stämmer bäst med den beräknade stånglutningen  $\alpha = 59,9^\circ$  utföres beräkningar av båda typerna av fackverk med denna stånglutning. För att utröna olika stånglutningars inverkan på beräkningsresultaten utföres beräkningar med fackverksmodell typ A \_\_ även för stånglutningarna  $\alpha = 76,0^\circ$  och  $\alpha = 45,0^\circ$ .

De olika fackverksmodellerna betecknas med en trebokstavskombination.

- Den första bokstaven A eller K anger om modellen avser försöksskiva A 1:1 och A 2:1 eller försöksskiva K 1:1 och K 2:1.
- Den andra bokstaven anger stängernas lutningsvinkel  $\alpha$ .
- Den tredje bokstaven är beroende av vertikalbalkarnas tvärsnittsarea och tröghetsmoment. Den anger även olika tvärsnittsareor hos diagonalstängerna beroende på plättjockleken.

### 3.2.2 Vertikala balkar

Förutom uppskattningen av lämplig stänglutning är valet av de vertikala balkarnas tvärsnittsarea och deras tröghetsmoment mot böjning i fackverkets (skivans) plan mycket problemfyllt. En väg att gå är att först anta ett rimligt värde på tvärsnittsarean och tröghetsmomentet och genomföra beräkningarna av fackverket för detta värde. För att sedan testa inverkan av hur olika antaganden påverkar resultaten kan samma beräkningar utföras för angränsande värde på tvärsnittsarea och tröghetsmoment. Med dessa resultat som grund kan man sedan erhålla upplysning om hur väsentligt det egentligen är att hitta det "rätta" värdet.

Med hjälp av von Karmans eller Winters (Karman, 1932, och Winter, 1950) "medverkande bredd"-formel kan ett uttryck erhållas för den del av panelernas livplåt, som vid olika randpåkänningar "deltar" vid upptagning av den normalkraft som orsakas av dragfältet.

Von Karmans formel ger

$$b_e = \frac{\pi \cdot t}{\sqrt{3(1 - \nu^2)}} \sqrt{\frac{E}{\sigma_e}}$$

$b_e$  = plattans medverkande bredd

$\sigma_e$  = plattans kantspänning

$t$  = plattans tjocklek

$E$  = elasticitetsmodulen ( $2,1 \cdot 10^5$  MPa)

$\nu$  = tvärkontraktionstalet.

Vid kantpåkänningarna  $\sigma_e = 300, 200, 100$  resp.  $50$  MPa blir vid plättjocklekarna  $0,7$  resp.  $1,2$  mm medverkande bredden  $b_e$  enligt von Karman:



$\sigma_e$ (MPa)	t (mm)	$b_e$ (mm)	t (mm)	$b_e$ (mm)
300	0,7	35,2	1,2	60,4
200	0,7	43,1	1,2	74,0
100	0,7	61,0	1,2	104,6
50	0,7	86,3	1,2	147,9

Antas som approximation att normalkraften angriper i det normalkraftupptagande tvärsnittets tyngdpunkt kommer enligt medverkande-bredd-teorin den normalkraftupptagande tvärsnittsarean ( $A_{VB}$ ) att bli  $(3 \cdot b_e + 80) \cdot t$  när  $b_e \leq 100$  mm och  $(b_e + 280) \cdot t$  när  $b_e > 100$  mm (se FIG 3.2:4).  $A_{VB}$  kommer då att motsvara tvärsnittsarean hos fackverksmodellens vertikala balkar.

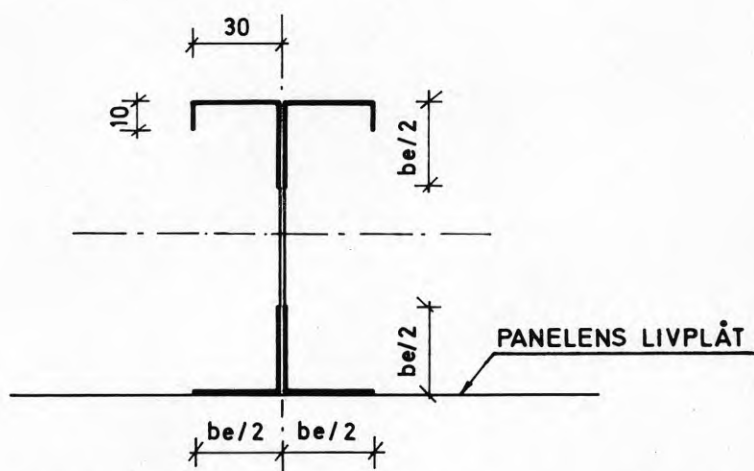


FIG 3.2:4. Den normalkraftupptagande delen av panelernas liv och flänsar

$\sigma_e$ (MPa)	t (mm)	$A_{VB}$ (mm <sup>2</sup> )	t (mm)	$A_{VB}$ (mm <sup>2</sup> )
300	0,7	130	1,2	313
200	0,7	147	1,2	362
100	0,7	184	1,2	462
50	0,7	237	1,2	513

Vid uppskattningen av de vertikala balkarnas tröghetsmoment ( $I_{vB}$ ) är det rimligt att anta att det främst är panelernas liv som medverkar vid upptagandet av det böjande momentet som orsakas av dragfältet (fackverkets diagonalstänger). Hur stor del av livet som deltar blir en mycket vansklilig fråga. Om man antar att på var sida om panelernas flänsar deltar en del av panelens liv som motsvarar medverkande bredden ( $b_e$ ), erhålls tröghetsmomentet

$$I_{vB} = \frac{t (b_e \cdot 2)^3}{12}$$

Detta skulle för plåttjocklekarna 0,7 resp. 1,2 mm och kantpåkänningarna  $\sigma_e = 300, 200, 100$  resp. 50 MPa ge följande tröghetsmoment:

$\sigma_e$ (MPa)	t (mm)	$I_{vB}$ (cm <sup>4</sup> )	t (mm)	$I_{vB}$ (cm <sup>4</sup> )
300	0,7	2,0	1,2	17,6
200	0,7	3,7	1,2	32,4
100	0,7	10,6	1,2	91,6
50	0,7	30,0	1,2	258,8

Det valdes att för plåttjockleken 0,7 mm utföra beräkningarna med följande tröghetsmoment:  $I_{vB} = 5,0, 10,0$  och  $30,0$  cm<sup>4</sup>, vilket skulle motsvara medverkande bredderna 47,5, 59,8 resp. 86,3 mm. Enligt samma resonemang skulle den normalkraftupptagande tvärsnittsarean bli 1,56, 1,82 resp. 2,37 cm<sup>2</sup>. Följande fackverksmodell har beräknats för plåttjockleken  $t = 0,7$  mm.

Fackverksmodell (B = panelbredd, mm)	Stånglutn. $\alpha$ [grader]	Vertikala balkar		Stångarea, $A_{DS}$ (cm <sup>2</sup> )	Horis. balkar	
		Tvärsn.-area $A_{vB}$ (cm <sup>2</sup> )	Trögh.-mom. $I_{vB}$ (cm <sup>4</sup> )		Tvärsn.-area (cm <sup>2</sup> )	Trögh.-mom. (cm <sup>4</sup> )
AGO(B=300)	63,4	1,56	5,0	1,88	39,9	660,0
AGA(B=300)	63,4	1,82	10,0	1,88	39,9	660,0
AGB(B=300)	63,4	1,56	10,0	1,88	39,9	660,0
AGC(B=300)	63,4	2,37	10,0	1,88	39,9	660,0
AGD(B=300)	63,4	1,82	5,0	1,88	39,9	660,0
AGE(B=300)	63,4	1,82	30,0	1,88	39,9	660,0
AGF(B=300)	63,4	1,82	10,0	3,76	39,9	660,0
AGG(B=300)	63,4	1,82	10,0	5,63	39,9	660,0
AGT(B=300)*	63,4	1,82	10,0	1,88	39,9	660,0
AGU(B=300)**	63,4	1,82	10,0	1,88	1000,0	40000,0
KGA(B=600)	63,4	1,82	10,0	3,76	39,9	660,0
AGS(B=300)	63,4	2,37	30,0	1,88	39,9	660,0
AEA(B=300)	76,0	1,82	10,0	2,04	39,9	660,0
AKA(B=300)	45,0	1,82	10,0	1,48	39,9	660,0

### Anmärkningar:

\*) För att studera inverkan av att placera styva kantbalkar längs skivans (fackverkets) kortsidor BC och DA har beräkningar genomförts med de data som AGA är beräknad för med det undantaget att de yttersta vertikala balkarna har åsatts samma tröghetsmoment och tvärsnittsarea som övre och undre horisontella kantbalkarna, d v s  $I_{yVB} = 660,0 \text{ cm}^4$  och  $A_{yVB} = 39,9 \text{ cm}^2$ . Denna fackverksmodell benämnes AGT.

\*\*\*) Vid fackverksmodell AGU har kantbalkarna runt skivan (fackverket) ersatts med mycket styva balkar med  $I = 400000,0 \text{ cm}^4$  och  $A = 1000,0 \text{ cm}^2$ .

För plåttjockleken 1,2 mm har beräkningar genomförts för fackverksmodeller som motsvarar AGA och KGA, d v s fackverk med stånglutningen  $\alpha = 63,4^\circ$  och en tvärsnittsarea hos vertikalbalkarna som motsvarar den som erhålles vid den kantpåkänning som ger  $I_{yVB} = 10,0 \text{ cm}^4$  för plåttjockleken 0,7 mm, d v s randpåkänningen  $\sigma_e \approx 100 \text{ MPa}$ . Samma kantpåkänning ger då  $I_{yVB} = 10,0 \left(\frac{1,2}{0,7}\right)^4 = 86,3 \text{ cm}^4$  och tvärsnittsarean  $A_{yVB} = (102,6 + 280) \cdot 1,2 = 459,1 \text{ mm}^2$  vid plåttjockleken 1,2 mm.

Följande fackverksmodeller har beräknats för plåttjockleken  $t = 1,2 \text{ mm}$ .

Fackverksmodell (B = panelbredd, mm)	Stånglutn. $\alpha$ [grader]	Vertikala balkar		Stångarea, $A_{DS}^2$ ( $\text{cm}^2$ )	Horis. balkar	
		Tvärsn.-area $A_{yVB}$ ( $\text{cm}^2$ )	Trögh.-mom. $I_{yVB}$ ( $\text{cm}^4$ )		Tvärsn.-area ( $\text{cm}^2$ )	Trögh.-mom. ( $\text{cm}^4$ )
AGL (B=300)	63,4	4,59	86,3	3,22	39,9	660,0
KGL (B=600)	63,4	4,59	86,3	6,44	39,9	660,0

### 3.2.3 Normalkraft i diagonalstänger

I FIG 3.2:5 är normalkrafterna i diagonalstängerna i fackverksmodell AGA redovisade. Där framgår att normalkraften i resp. stång förblir i det närmaste konstant längs stängan från den ena horisontella kantbalken till den andra. Eftersom normalkrafterna varierar mycket litet längs de olika stängerna är det tillräckligt att vid jämförelse mellan olika fackverksmodeller enbart studera normalkraftfördelningen längs ett bestämt snitt 1 - 1. Det har visat sig lämpligt att lägga detta snitt just ovanför den första raden av knutpunkter mellan diagonalstängerna och de vertikala balkarna vid stånglutningen  $\alpha = 45,0^\circ$  (se FIG 3.2:1-2).

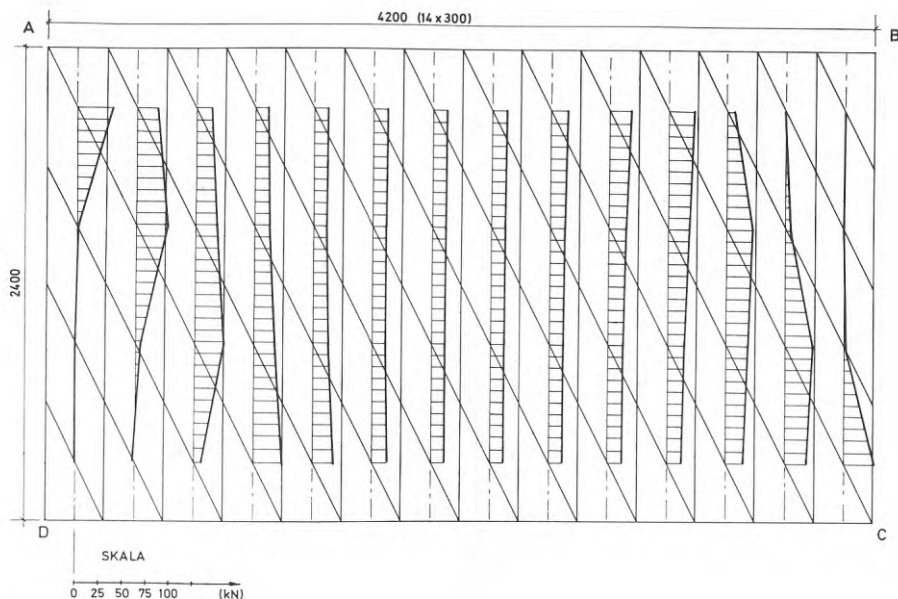


FIG 3.2:5 Diagonalstängernas normalkraft i fackverksmodell AGA vid belastningen  $P = 100 \text{ kN}$  ( $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$ ). Normalkrafterna är avsatta som horisontell ordinata från resp. stängmitt.

Normalkrafterna ( $N_{DS}$ ) i diagonalstängerna är starkt beroende av den valda stänglutningen  $\alpha$ . I FIG 3.2:6 redovisas normalkrafterna för lutningarna  $\alpha = 45,0^\circ$  (fackverksmodell AKA),  $63,4^\circ$  (fackverksmodell AGA) och  $76,0^\circ$  (fackverksmodell AEA). Längs större delen av skivan ger  $\alpha = 76,0^\circ$  de största stängkrafterna och därefter kommer stängkrafterna för  $\alpha = 63,4^\circ$  och  $\alpha = 45,0^\circ$ .

Vid dimensionering av t ex förbindningarna mellan panelerna är normalkraftens intensitet av intresse. Med intensitet menas i detta fall normalkraft per breddenhet plåt, d v s stängkraft/stängbredd. Stängbredden är direkt proportionell mot sin  $\alpha$ . Stängbredderna blir 212, 268 resp. 291 mm för  $\alpha = 45,0^\circ$ ,  $63,4^\circ$  resp.  $76,0^\circ$ . Den totala verksamma stängbredden (dragfältsbredden) erhålls genom att multiplicera ovanstående med det antal stänger som går från den ena horisontella kantbalken till den andra. Detta antal är 7, 11 resp. 13 stänger i fackverksmodellerna AKA, AGA och AEA. De stänger som slutar längs fackverkets kortsidor bidrar i ringa grad till att sprida ut dragfältet. I vad mån dessa stänger kan bidra till att sprida ut dragfältet beror på vertikalbalkarnas tröghetsmoment och antalet vertikalbalkar som aktiveras för att förankra stängerna. Det framgår i FIG 3.2:6 att fackverksmodell AKA, som i jämförelse med fackverk AGA och AEA har de längsta diagonalstängerna, även får ett utvidgat dragfält genom dragkrafter av någon betydelse i två extra stänger (panel nr 8 och 9 i figuren) förutom de sju, som ansluter till

långsidorna. I fackverk AGA aktiveras ett extra diagonalstag (panel nr 12 i figuren) och i fackverk AGA inget extra diagonalstag förutom de som ansluter till långsidorna.

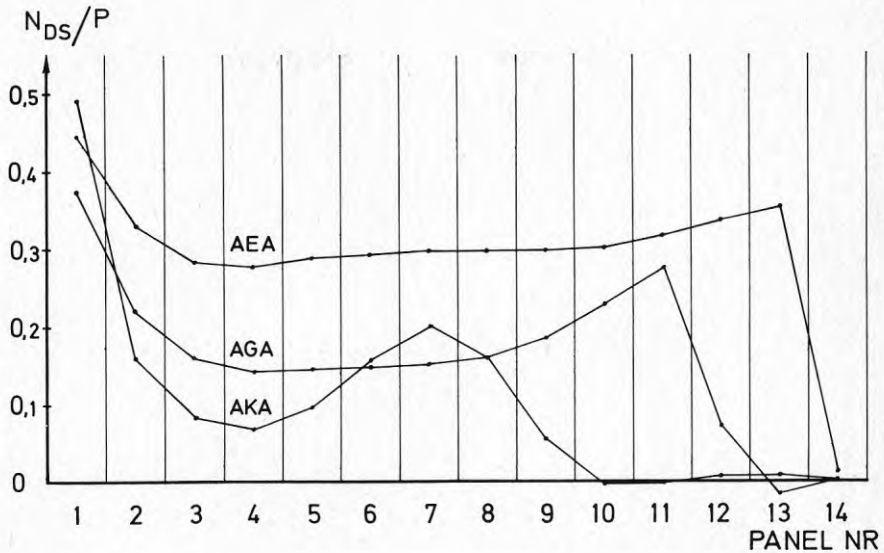


FIG 3.2:6.

Diagonalstängernas normalkraft ( $N_{DS}$ ) i sektion 1 - 1

(FIG 3.2:2) relativt påförd last  $P$  i fackverksmodell

AEA:  $\alpha = 76,0^{\circ}$ ,  $A_{DS} = 2,04 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$

AGA:  $\alpha = 63,4^{\circ}$ ,  $A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$

AKA:  $\alpha = 45,0^{\circ}$ ,  $A_{DS} = 1,48 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$

Det kan i det här sammanhanget vara av intresse att beräkna den påkänning som råder i en väggskiva där lasten upptas enbart av ett dragfält som löper mellan "oändligt" styva balkar. Dragfältet liknar Baslers och utvecklas i balkliv mellan närliggande livavstyvningar. Om kantbalkarna är mycket styva kommer påkänningen  $\sigma_D$ , som är konstant i dragfältet, att bli:

$$\sigma_D = \frac{P}{t \cdot a} \frac{1}{\left(\frac{b}{a} - \frac{1}{\tan \alpha}\right) \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha}$$

$a$  = väggskivans höjd

$b$  = väggskivans längd

$P$  = påförd last på väggskivan

$t$  = plättjocklek

$\alpha$  = dragfältets lutning.

Om  $\frac{b}{a} = \frac{4200}{2400}$  blir den relativa påkänningen  $\sigma_D / \frac{P}{t \cdot a}$  för olika  $\alpha$ -värden följande:

$\alpha$	$\sigma_D / \frac{P}{t \cdot a}$	
45,0 <sup>0</sup>	2,67	* diagonalstängernas lutningsvinkel
55,0 <sup>0</sup>	2,03	i fackverksmodell AGA resp. AEA
(59,9 <sup>0</sup> **	1,97)	** dragfältslutning enligt Basler
(63,4 <sup>0</sup> *	1,98)	(se sid 95)
65,0 <sup>0</sup>	2,03	
75,0 <sup>0</sup>	2,70	
(76,0 <sup>0</sup> *	2,83)	

Av ovanstående framgår att den minsta påkänningen erhålls vid ca  $\alpha = 60^0$  och att påkänningen ökar starkt för  $\alpha > 75^0$ .

De största stångkrafterna uppträder i närheten av upplag A. Av de olika fackverksmodellerna uppvisar AKA den största stångkraften vid panel nr 1, d v s vid upplag A.

Normalkraften i diagonalstängerna påverkas vid konstant stånglutning i mycket ringa grad av en variation i värdena på de vertikala balkarnas tvärsnittsarea ( $A_{yVB}$ ) och tröghetsmoment ( $I_{yVB}$ ). Detta framgår av FIG 3.2:7, där beräkningsresultaten från bl a fackverk AGO och AGS redovisas. Fastän tröghetsmomentet hos de vertikala balkarna är 6 ggr större i AGS än i AGO och tvärsnittsarean 1,5 ggr så stor (2,37 resp. 1,56 cm<sup>2</sup>), framgår en viss skillnad i stångkrafterna först vid panelerna nr 10-14. Det större tröghetsmomentet medför att även de stänger som slutar längs fackverkets kortsidor BC och DA kan uppta någon normalkraft.

Om en jämförelse görs mellan stångkrafterna i fackverk AGB och AGC, där enbart de vertikala balkarnas tvärsnittsarea varierar från 1,56 cm<sup>2</sup> till 2,37 cm<sup>2</sup>, ger båda fackverken i det närmaste lika stora stångkrafter. Vid given stånglutning och variabla tvärsnittsareor och tröghetsmoment hos vertikalbalkarna är det således en variation av tröghetsmomentet som i huvudsak påverkar stångkrafterna i diagonalstagen.

För att studera inverkan av styva kantbalkar även längs skivans (fackverkets) kortsidor har beräkningar gjorts på fackverk AGT. De yttersta kantbalkarna hade samma tvärsnittsarea och tröghetsmoment som de horisontella kantbalkarna, d v s  $A_{yVB} = 39,9 \text{ cm}^2$  och  $I_{yVB} = 660,0 \text{ cm}^4$ . Normalkraftfördelningen blev något jämnare i detta fall jämfört med fackverk utan styva vertikala kantbalkar.

För att erhålla en konstant fördelning av normalkraften längs skivan måste de horisontella och vertikala kantbalkarna vara "oändligt" styva. Fackverksmodellen AGU som är beräknad för kantbalkar med  $I = 400000,0 \text{ cm}^4$  och  $A = 1000,0 \text{ cm}^2$  ger en i det närmaste konstant normalkraftfördelning längs snitt 1 - 1 (se FIG 3.2:7).

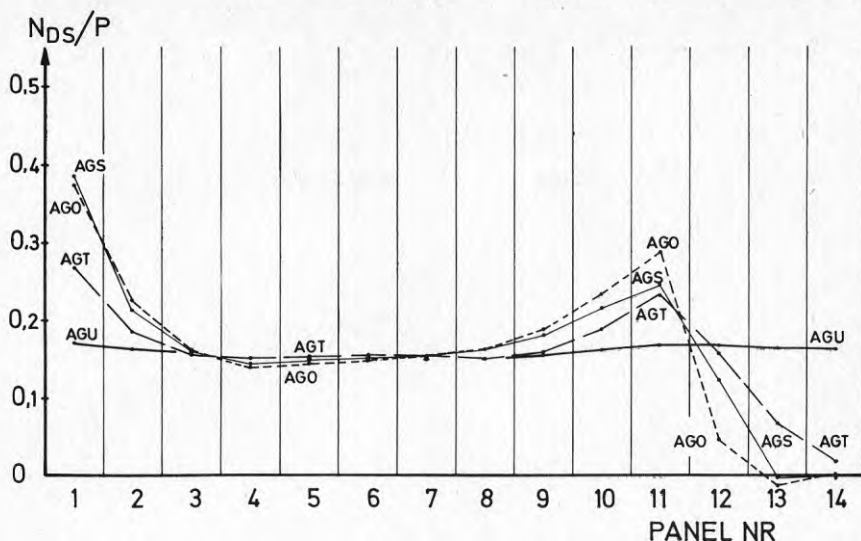


FIG 3.2:7.

Diagonalstängernas normalkraft ( $N_{DS}$ ) i sektion 1 - 1

(FIG 3.2:2) relativt påförd last  $P$  i fackverksmodell

AGO:  $\alpha = 63,4^{\circ}$ ,  $A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 5,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,56 \text{ cm}^2$

AGS:  $\alpha = 63,4^{\circ}$ ,  $A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 30,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 2,37 \text{ cm}^2$

AGT:  $\alpha = 63,4^{\circ}$ ,  $A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$

$I_{yVB} = 660,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{yVB} = 39,9 \text{ cm}^2$

AGU:  $\alpha = 63,4^{\circ}$ ,  $A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$

och  $I = 400000 \text{ cm}^4$  och  $A = 1000 \text{ cm}^2$  för samtliga kantbalkar

I FIG 3.2:8 finns beräkningsresultat från fackverksmodellerna KGA, KGL, AGA och AGL. KGA och KGL motsvarar försöksskiva K 1:1 resp. K 2:1. AGA och AGL motsvarar försöksskiva A 1:1 resp. A 2:1. Stänglutningen är konstant ( $63,4^{\circ}$ ) i samtliga dessa modeller, vilket medför att stängarean hos KGA och KGL är dubbelt så stor som stängarean hos AGA och AGL. Detta medför att i skivornas mellersta del längs snitt 1 - 1, d v s panelerna nr 2, 3, 4 och 5 hos KGA (KGL) och panelerna nr 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9 och 10 hos AGA (AGL), är stängkraften dubbelt så stor i KGA och KGL som i AGA och AGL. Vid början och slutet av skivan i det undersökta snittet, d v s panelerna nr 1, 6 och 7 hos KGA (KGL) och panelerna nr 1, 2, 11, 12, 13 och 14 hos AGA (AGL), påverkar randstörningar stängkraftfördelningen.

Den speciella karaktären av normalkraftfördelningen med ett maxvärde vid början och slutet av det undersökta snittet kan jämföras med skjuvpåkänningsfördelningen längs en källsvets med kon-

centrerad belastning, d v s ej kontinuerligt påförd belastning längs svetsen.

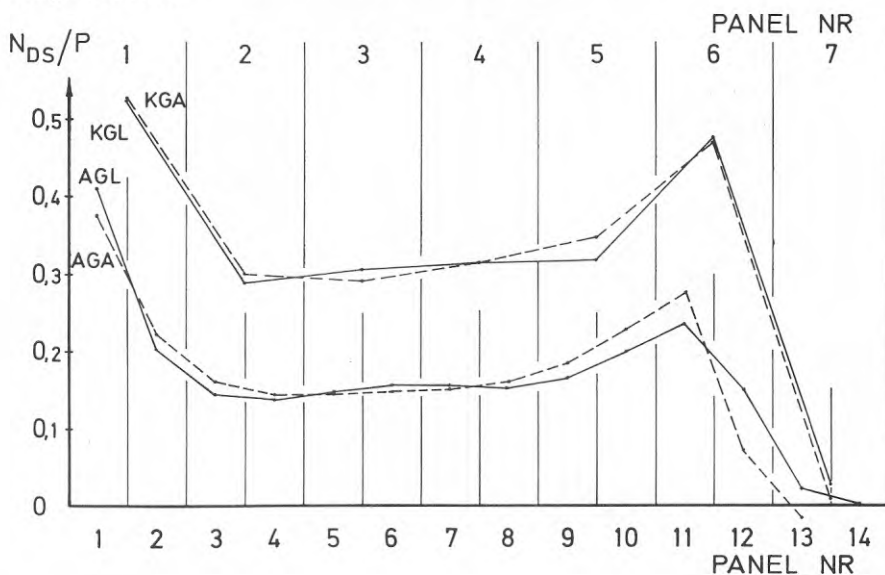


FIG 3.2:8.

Diagonalstängernas normalkraft ( $N_{DS}$ ) i sektion 1 - 1 (FIG 3.2:1-2) relativt påförd last  $P$  i fackverksmodell

AGA:  $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,  $I_{vB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{vB} = 1,82 \text{ cm}^2$

AGL:  $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 3,22 \text{ cm}^2$ ,  $I_{vB} = 86,3 \text{ cm}^4$ ,  $A_{vB} = 4,59 \text{ cm}^2$

KGA:  $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 3,76 \text{ cm}^2$ ,  $I_{vB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{vB} = 1,82 \text{ cm}^2$

KGL:  $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 6,44 \text{ cm}^2$ ,  $I_{vB} = 86,3 \text{ cm}^4$ ,  $A_{vB} = 4,59 \text{ cm}^2$

### 3.2.4 Normalkraft i vertikala balkar

Fackverksmodellernas konstruktion med diagonalstänger som löper mellan de horisontella kantbalkarna AB och CD gör att den normalkraft som orsakas av dragfältet nästan enbart förs in i de vertikala balkarnas ändpunkter. Normalkraften blir således i det närmaste konstant längs balkarna. Detta framgår av FIG 3.2:9, där normalkraftfördelningen i de vertikala balkarna och i de horisontella kantbalkarna redovisas. Vid jämförelse mellan olika fackverksmodeller är det därför tillräckligt att studera vertikalbalkarnas normalkraftfördelning längs skivan vid ett bestämt snitt (snitt 1 - 1 se FIG 3.2:1-2 och 3.2.3).



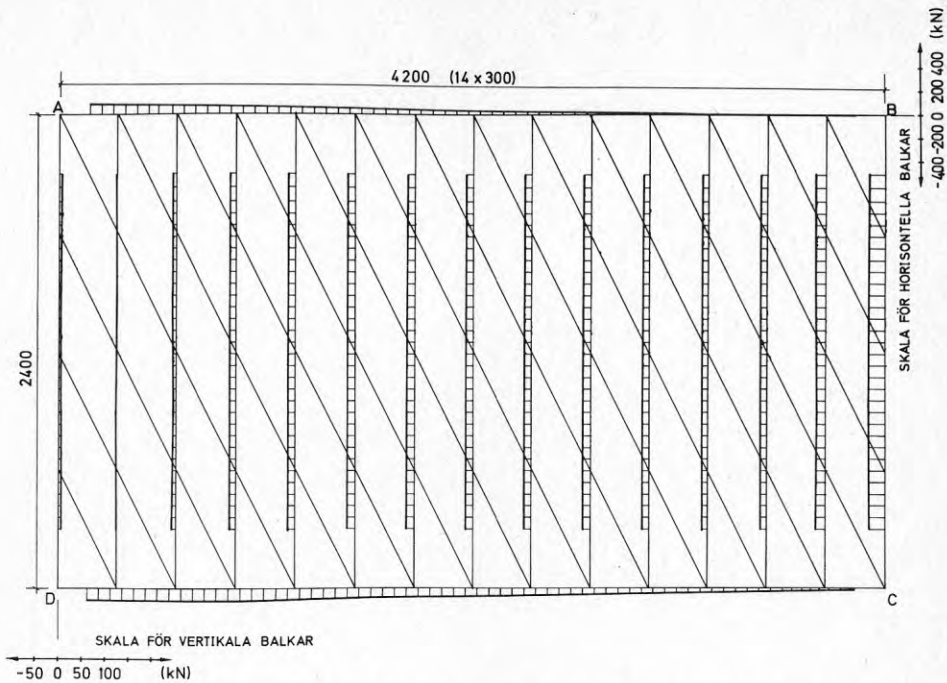


FIG 3.2:9 Normalkraftfördelningen i de vertikala balkarna och i de horisontella kantbalkarna i fackverksmodell AGA vid belastningen  $P = 100 \text{ kN}$  ( $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$ ). Normalkrafterna är avsatta som vinkelrätt ordinata från resp. balkmitt.

Storleken på normalkrafterna ( $N_{VB}$ ) i fackverksmodellens vertikala balkar är på samma sätt som normalkrafterna i diagonalstängerna starkt beroende av den valda stånglutningen  $\alpha$ . Vid "oändligt" styva kantbalkar längs långsidorna AB och CD i en "oändligt" lång skiva skulle normalkrafterna erhållas som den vertikala komponenten till diagonalstängernas krafter, d v s  $N_{VB} = \sin \alpha \cdot N_{DS}$ .

Liknande effekt som av "oändligt" styva horisontella kantbalkar erhålles om den påförda lasten införes vid varje knutpunkt längs sidan CD och upptages på samma sätt längs sidan AB. Genom den stora stånglutningen  $\alpha = 76,0^\circ$  blir kantbalkarna i fackverksmodell AEA i det närmaste raka i mittpartiet och uppfyller således i detta parti ovanstående ideala förhållanden med "oändligt" styva kantbalkar. Fackverksmodell AKA som har den minsta stånglutningen  $\alpha = 45,0^\circ$  uppvisar den största avvikelser från ideala förhållanden, eftersom kantbalkarna böjs ganska starkt (jfr 3.2.6). Det framgår i FIG 3.2:10 att fastän ingen av dessa fackverksmodeller har "oändligt" styva horisontella kantbalkar förhåller sig de vertikala balkarnas normalkrafter i skivans mittparti på samma sätt som krafterna i diagonalstängerna. Maximal normalkraft i vertikalbalkarna erhålles vid upplag B. Eftersom diagonalstängerna lutar och det råder viss symmetri i skivan (se FIG 3.2:5), gör detta att de diagonalkrafter som redovisas i FIG 3.2:6 i panelerna nr 1 och 2 skall jämföras med normalkrafterna i vertikalbalkarna i panelerna nr 13 och 14.

Panelerna i en skjuvkraftbelastad skiva utsättes i huvudsak för tryckkraft. Det är enbart de paneler, som närmast ansluter till den sida av skivan där belastningen införs, som erhåller dragkraftbelastning.

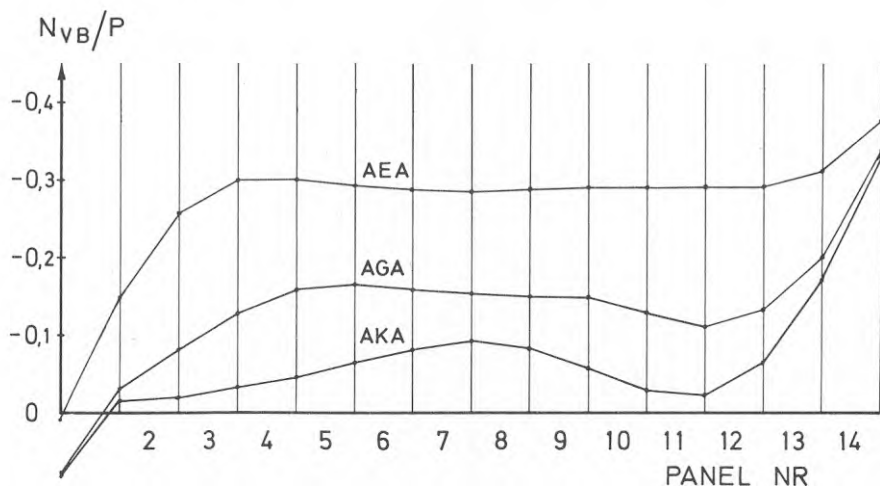


FIG 3.2:10

Vertikalbalkarnas normalkraft ( $N_{VB}$ ) i sektion 1 - 1 (FIG 3.2:2) relativt påförd last  $P$  i fackverksmodell

AEA:  $\alpha = 76,0^{\circ}$ ,  $A_{DS} = 2,04 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$   
 AGA:  $\alpha = 63,4^{\circ}$ ,  $A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$   
 AKA:  $\alpha = 45,0^{\circ}$ ,  $A_{DS} = 1,48 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$

Vid konstant stånglutning påverkas normalkrafterna i vertikalbalkarna mycket litet av en måttlig variation i vertikalbalkarnas tvärsnittsarea ( $A_{VB}$ ) och tröghetsmoment ( $I_{VB}$ ). Detta framgår i FIG 3.2:11, där bl a beräkningsresultat från fackverksmodell AGO och AGS redovisas. Till skillnad mot fallet i kap. 3.2.4 när krafter i diagonalstagen studerades påverkar vertikalbalkarnas tvärsnittsareor något den normalkraft som tas upp av balkarna. Om normalkraftfördelningen i vertikalbalkarna i fackverk AGB jämförs med motsvarande i fackverk AGC, förefaller det vara så att när tvärsnittsarean ökar - i detta fall från  $1,56 \text{ cm}^2$  till  $2,37 \text{ cm}^2$  - sker en koncentration av normalkraft som direkt förs till upplagen A och B. Om enbart vertikalbalkarnas tröghetsmoment ändras som i fackverk AGD och AGE från  $5,0 \text{ cm}^4$  till  $30,0 \text{ cm}^4$ , blir vertikalbalkarnas normalkrafter större framför allt i början och slutet av skivan på samma sätt som beräkningsresultaten för fackverk AGO och AGS visar i FIG 3.2:11.

För att studera inverkan av styva vertikala kantbalkar längs kortsidorna BC och DA har beräkningar utförts för fackverksmodell AGT och AGU. AGT hade likadana vertikala som horisontella kant-

balkar, d v s med  $I = 660,0 \text{ cm}^4$  och  $A = 39,9 \text{ cm}^2$ , och AGU hade kantbalkar som var i det närmaste "oändligt" styva. Normalkrafternas fördelning längs skivan i fackverksmodell AGT uppvisar principiellt samma förlopp som för AGO och AGS. Vid fackverksmodell AGU upptar däremot de mycket kraftiga vertikala kantbalkarna större delen av den normalkraft som orsakas av den påförda lasten.

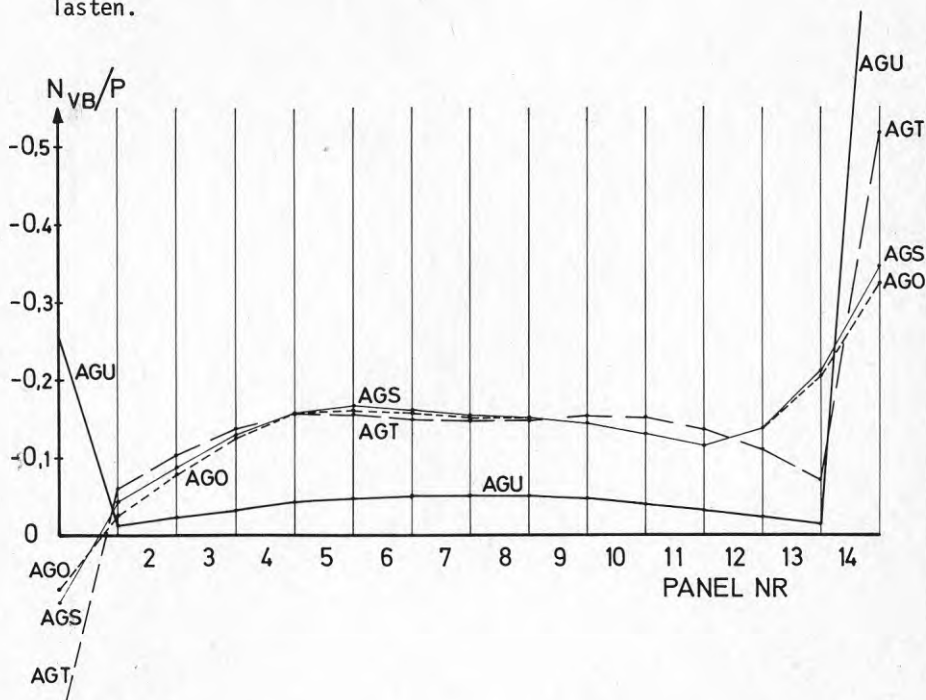


FIG 3.2:11

Vertikalbalkarnas normalkraft ( $N_{VB}$ ) i sektion 1 - 1 (FIG 3.2:2) relativt påförd last  $P$  i fackverksmodell

$$\text{AGO: } \alpha = 63,4^{\circ}, A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2, I_{VB} = 5,0 \text{ cm}^4, A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$$

$$\text{AGS: } \alpha = 63,4^{\circ}, A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2, I_{VB} = 30,0 \text{ cm}^4, A_{VB} = 2,37 \text{ cm}^2$$

$$\text{AGT: } \alpha = 63,4^{\circ}, A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2, I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4, A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$$

$$I_{yVB} = 660,0 \text{ cm}^4, A_{yVB} = 39,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{AGU: } \alpha = 63,4^{\circ}, A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2, I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4, A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$$

och  $I = 400000 \text{ cm}^4$  och  $A = 1000 \text{ cm}^2$  för samtliga kantbalkar

I FIG 3.2:12 finns beräkningsresultat från fackverksmodellerna KGA, KGL, AGA och AGL som motsvarar försöksskiivorna K 1:1, K 2:1, A 1:1 och A 2:1. Stånglutningen ( $\alpha = 63,4^{\circ}$ ) är lika i dessa fyra modeller. Förutom att olika tvärsnittareor och tröghetsmoment hos de vertikala balkarna har liten inverkan på beräkningsresultaten framgår det att olika stångareor inte heller påverkar normalkraftfördelningen i någon större grad. Diagonalstängernas

tvärsnittsareor i modellerna KGA och AGA förhåller sig till tvärsnittsareorna i modellerna KGL och AGL som förhållandet mellan plåttjockleken 0,7 mm och plåttjockleken 1,2 mm.

I skivornas mittparti där normalkraften i det närmaste är konstant är de vertikala balkarnas (panelernas) normalkraft dubbelt så stor i modellerna KGA och KGL som i AGA och AGL. Detta beror på att modellerna KGA och KGL motsvarar försöksskivor med panelbredderna 600 mm och modellerna AGA och AGL motsvarar försöksskivor med panelbredderna 300 mm. Vid skivornas ändpartier störs den jämna normalkraftfördelningen av oundvikliga randstörningar. Oberoende av skivornas längd uppträder dessa randstörningar, men deras påverkan på framför allt deformationerna blir mindre med ökande skivlängd.

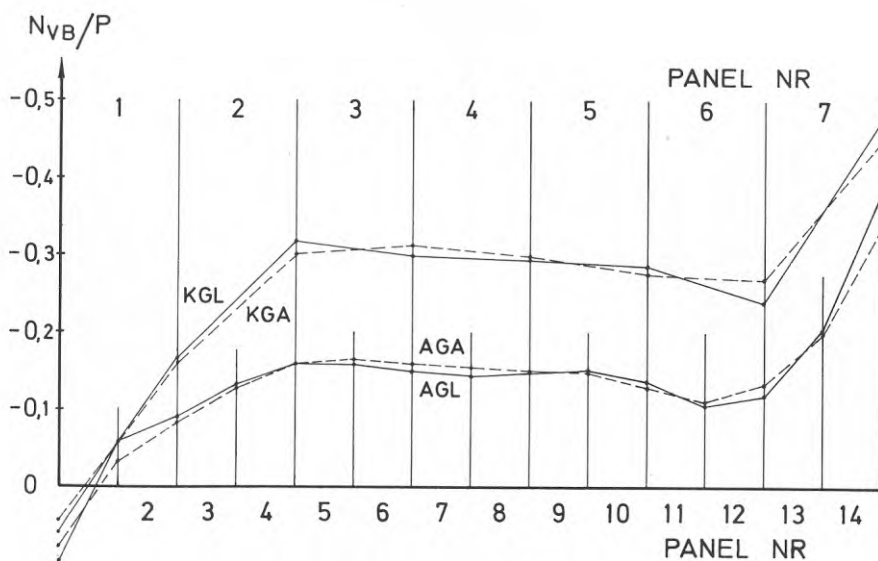


FIG 3.2:12.  
Vertikalbalkarnas normalkraft ( $N_{VB}$ ) i sektion 1 - 1 (FIG 3.2:1-2) relativt påförd last  $P$  i stångmodell

AGA:  $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$   
 AGL:  $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 3,22 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 86,3 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 4,59 \text{ cm}^2$   
 KGA:  $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 3,76 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$   
 KGL:  $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 6,44 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 86,3 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 4,59 \text{ cm}^2$

## 3.2.5 Normalkraft i övre kantbalk

Även om uttrycket dragfält och dragfältsbredd är benämningar som används vid teorier där man förutsätter konstant påkänning inom fältet, så kan det även användas vid här aktuella fackverk. I fackverksmodellerna bestäms dragfältets bredd av de stänger som löper mellan de horisontella kantbalkarna AB och CD. Indirekt bestämmer stånglutningen det så kallade dragfältets bredd. Stånglutningen kommer således starkt att påverka normalkraftfördelningen i de horisontella kantbalkarna. I FIG 3.2:13 redovisas normalkraftfördelningen i den övre horisontella kantbalken AB. Det räcker med att studera den övre av de båda horisontella kantbalkarna, eftersom skivans "symmetri" gör att normalkraftfördelningen är likartad i de båda kantbalkarna, se FIG 3.2:9.

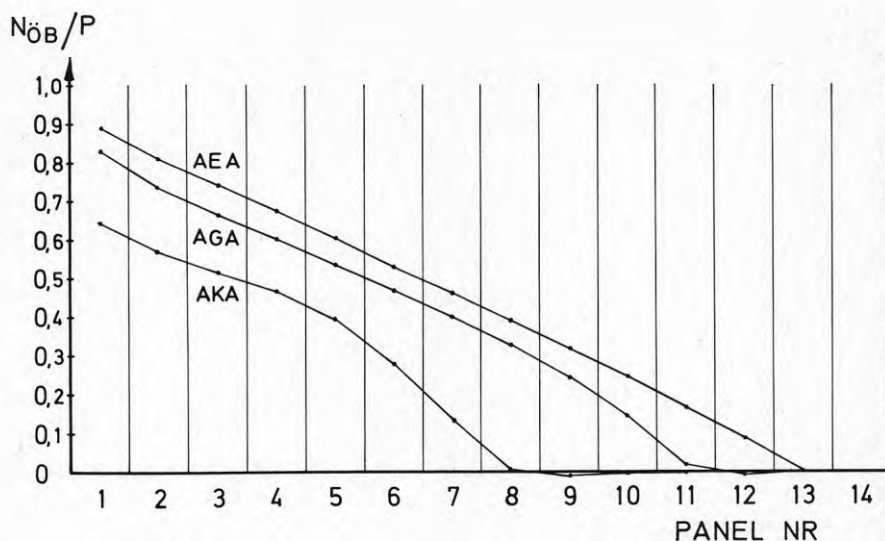


FIG 3.2:13.

Normalkraftfördelning ( $N_{öB}$ ) i övre horisontella kantbalken AB relativt påförd last  $P$  i fackverksmodell

$$\begin{aligned} \text{AEA:} &= 76,0^\circ, A_{DS} = 2,04 \text{ cm}^2, I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4, A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2 \\ \text{AGA:} &= 63,4^\circ, A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2, I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4, A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2 \\ \text{AKA:} &= 45,0^\circ, A_{DS} = 1,48 \text{ cm}^2, I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4, A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

En uppfattning om dragfältsbredden erhålles om man analyserar dragfältets förankringslängd, d v s den del av kantbalken som har en normalkraft vars värde klart överstiger noll. Förankringslängden hos fackverksmodell AEA, som har den största stånglutningen och således även den största dragfältsbredden, motsvarar 12 panelbredder.

Om man i varje beräkningsmodell summerar normalkraften vid panel nr 1 i FIG 3.2:13 med den horisontella komponenten till normalkraften i den stång som ansluter till upplag A, d v s den normalkraft som redovisas i FIG 3.2:6 vid panel nr 1, och till detta lägger tvärkraften i den yttersta vertikala balken längs kortsidan DA vid upplag A, så erhålles en summa av krafter som skall vara lika med den påförda lasten.

Antas att den påförda lasten P är 100 kN, erhålls i nedanstående tabell angivna kraftandelar och resulterande normalkraft.

Fackverksmodell	Normalkraft ( $N_{OB}$ ) i kantbalk vid panel nr 1 (N)	Horisontella komponenten till normalkraft ( $N_{DS}$ ) i diagonalstag vid panel nr 1 (N)	Tvärfkraft i vertikal kantbalk (N)	Summa (N)
AKA	64189	$48906 \cdot \cos \alpha$ ( $\alpha = 45,0^\circ$ )	1241	100012
AGA	82672	$37691 \cdot \cos \alpha$ ( $\alpha = 63,434948$ )*	539	100067
AEA	88753	$44274 \cdot \cos \alpha$ ( $\alpha = 75,963756$ )*	178	99669

\* Dessa mera exakta  $\alpha$ -värden har använts vid databeräkning av fackverksmodellerna

Den maximala differensen mellan upptagen kraft vid upplag A i jämförelse med påförd last vid D är 331 N för fackverksmodell AEA. Detta ger ett maximalt fel på 3 o/oo.

Olika styvheter och tvärsnittsareor hos de vertikala balkarna påverkar normalkraftfördelningen längs kantbalken i mycket ringa grad. Gjorda beräkningar visar att fackverksmodeller som relativt andra modeller har vertikalbalkar med större tröghetsmoment besitter förmåga att sprida ut dragfältet något litet. I FIG 3.2:14-15 framgår detta på så sätt att fackverksmodellerna AGS och AGL vid panelerna nr 10 och 11 uppvisar något större värden på normalkraften i kantbalken än vad fackverksmodellerna AGO och AGA visar. Denna skillnad är mycket liten, och den framgår inte alls i FIG 3.2:16, där normalkraftfördelning visas för fackverksmodellerna KGA och KGL.

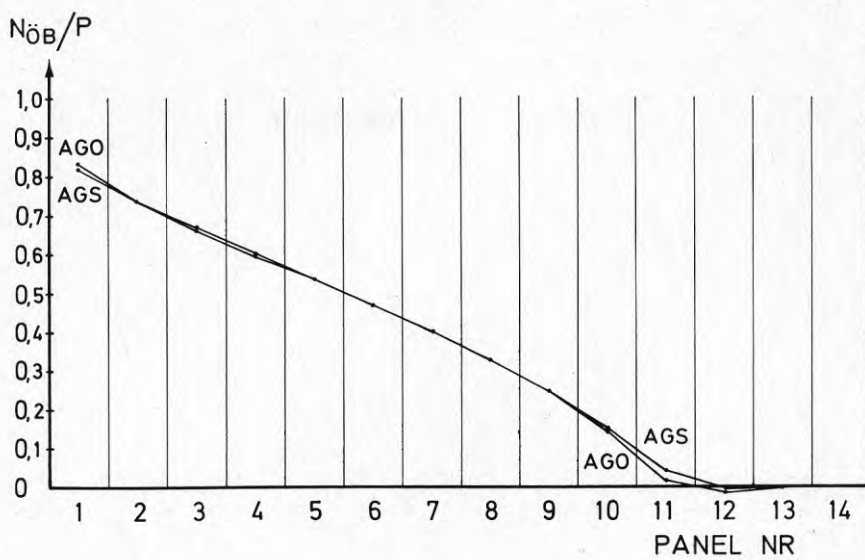


FIG 3.2:14 (Förklaring se FIG 3.2:16)

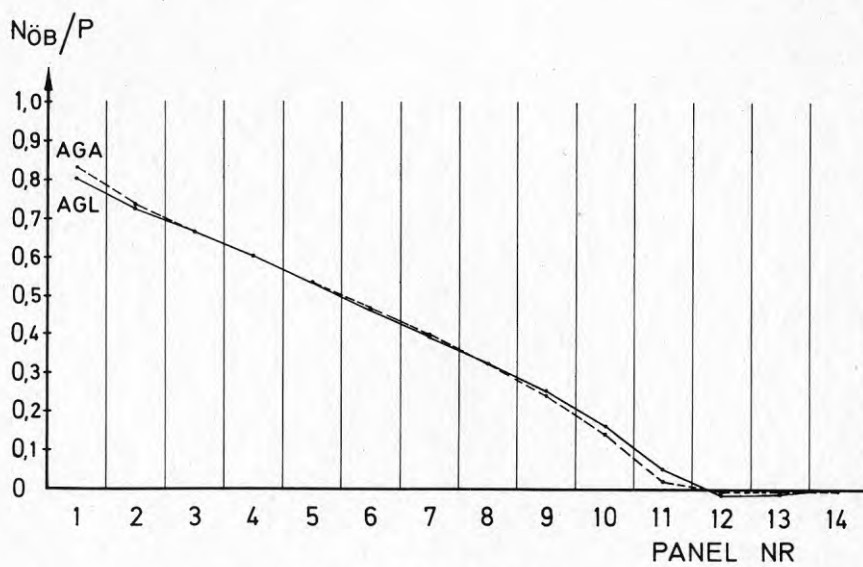


FIG 3.2:15 (Förklaring se FIG 3.2:16)

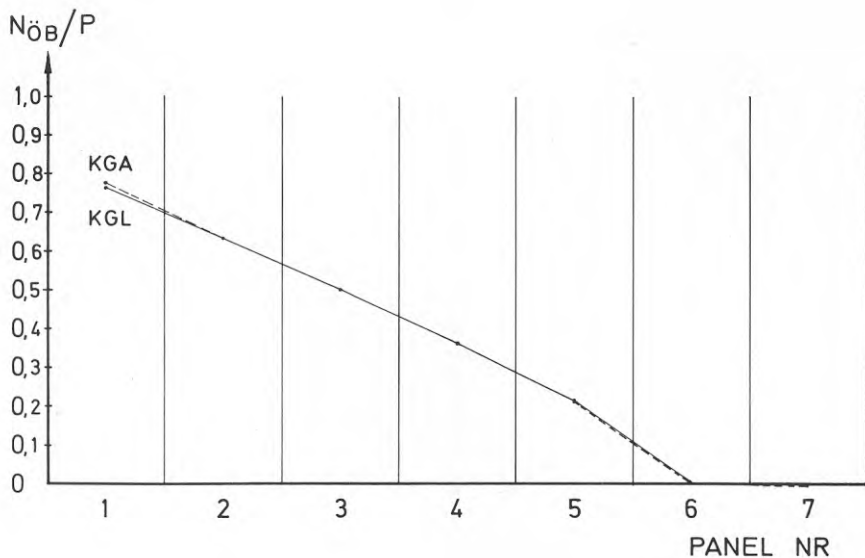


FIG 3.2:16

FIG 3.2:14-16.

Normalkraftfördelning ( $N_{\text{öB}}$ ) i övre horisontella kantbalken AB relativt påförd last  $P$  i fackverksmodell

AGO:	$\alpha = 63,4^\circ$ ,	$A_{\text{DS}} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,	$I_{\text{VB}} = 5,0 \text{ cm}^4$ ,	$A_{\text{VB}} = 1,56 \text{ cm}^2$
AGS:	$\alpha = 63,4^\circ$ ,	$A_{\text{DS}} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,	$I_{\text{VB}} = 30,0 \text{ cm}^4$ ,	$A_{\text{VB}} = 2,37 \text{ cm}^2$
AGA:	$\alpha = 63,4^\circ$ ,	$A_{\text{DS}} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,	$I_{\text{VB}} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,	$A_{\text{VB}} = 1,82 \text{ cm}^2$
AGL:	$\alpha = 63,4^\circ$ ,	$A_{\text{DS}} = 3,22 \text{ cm}^2$ ,	$I_{\text{VB}} = 86,3 \text{ cm}^4$ ,	$A_{\text{VB}} = 4,59 \text{ cm}^2$
KGA:	$\alpha = 63,4^\circ$ ,	$A_{\text{DS}} = 3,76 \text{ cm}^2$ ,	$I_{\text{VB}} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,	$A_{\text{VB}} = 1,82 \text{ cm}^2$
KGL:	$\alpha = 63,4^\circ$ ,	$A_{\text{DS}} = 6,44 \text{ cm}^2$ ,	$I_{\text{VB}} = 86,3 \text{ cm}^4$ ,	$A_{\text{VB}} = 4,59 \text{ cm}^2$



## 3.2.6 Böjmoment i övre kantbalk

Böjmomentfördelningen i fackverksmodellen AGA:s balkar redovisas i FIG 3.2:17. Den horisontella kantbalken AB som är lagrad vid A och B erhåller i förhållande till balken CD den största böjmomentpåverkan.

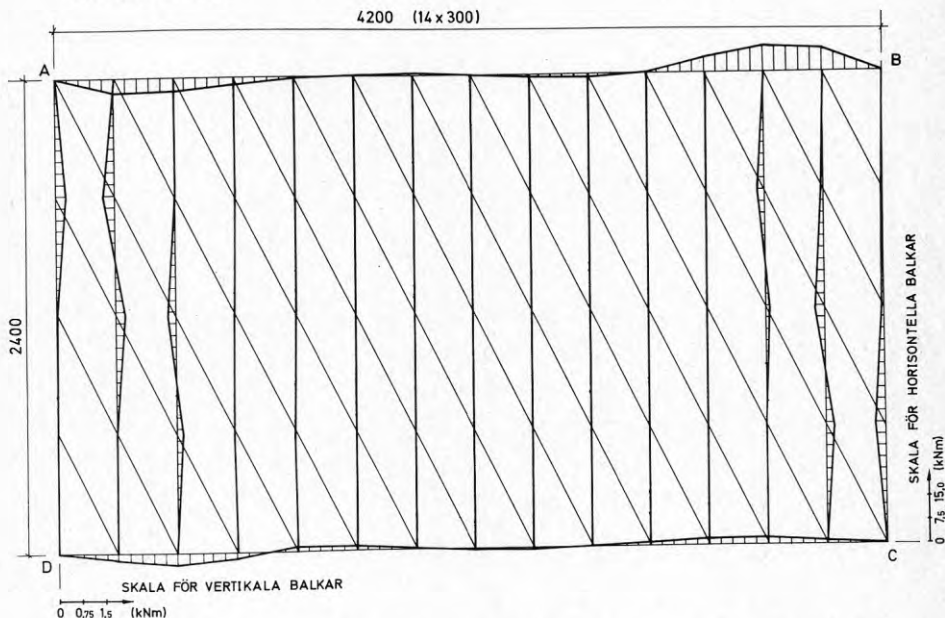


FIG 3.2:17 Böjmomentfördelningen i de vertikala balkarna och i de horisontella kantbalkarna i fackverksmodell AGA med belastningen  $P = 100 \text{ kN}$  ( $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,  $I_{vB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{vB} = 1,82 \text{ cm}^2$ ). Böjmomenten är avsatta som vinkelrätt ordinata från resp. knutpunkt.

Böjmomentfördelningen i den övre horisontella kantbalken AB är starkt beroende av den valda stänglutningen  $\alpha$ . I FIG 3.2:18 visas böjmomentfördelningen för stänglutningarna  $\alpha = 45,0^\circ$  (AKA),  $\alpha = 63,4^\circ$  (AGA) och  $\alpha = 76,0^\circ$  (AEA). Ju större stänglutningen är desto mindre blir det böjande momentet. I mellersta delen av balken AB blir det böjande momentet mycket litet för fackverksmodell AEA. Av den anledningen kunde mittpartiet i kantbalken AB i modell AEA jämföras med en mycket styv kantbalk i 3.2.4. Egentligen är det så att de vertikala komponenterna till normalkrafterna i diagonalstängerna inom balkens mittparti uppvägs av de motriktade normalkrafterna i beräkningsmodellens vertikala balkar (skivans paneler). Vid beräkningsmodell AKA med stänglutningen  $\alpha = 45,0^\circ$  kan något förenklat sägas att i ena halvan av kantbalken, från A räknat, överförs dragfältets krafter till balken och i den andra halvan upptages den normalkraft i vertikalbalkarna (panelerna) som förorsakas av dragfältskrafterna.

Därför blir momentfördelningen nästan symmetrisk vid stänglutningen  $\alpha = 45,0^\circ$ .

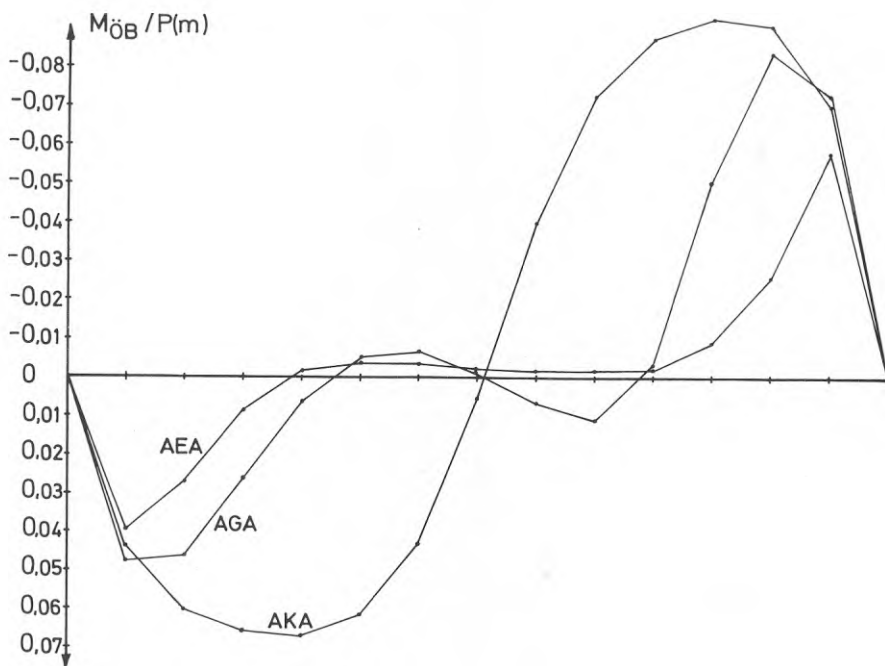


FIG 3.2:18.

Böjmomentfördelningen i övre horisontella kantbalken AB relativt påförd last  $P$  i fackverksmodell

AEA:  $\alpha = 76,0^\circ$ ,  $A_{DS} = 2,04 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$

AGA:  $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$

AKA:  $\alpha = 45,0^\circ$ ,  $A_{DS} = 1,48 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$

Om man i en fackverksmodell ökar de vertikala balkarnas böjstyvhet och tvärsnittsarea, medför detta att kantbalken AB:s böjande moment minskar. Detta framgår i FIG 3.2:19-21. Beräkningsresultaten från fackverksmodell AGO och AGS visar att den senare som har vertikala balkar med ett tröghetsmoment som är 6 ggr så stort och en tvärsnittsarea som är 1,5 ggr så stor erhåller maximala moment i balk AB som är ca 15 % mindre. Beräkningsmodell AGL som har vertikalbalkar med nästan 9 ggr så stort tröghetsmoment och 2,5 ggr så stor tvärsnittsarea som beräkningsmodell AGA uppvisar maximala böjande moment i balken AB, som är drygt 30 % lägre än motsvarande värde för AGA.

Det enda som skiljer fackverksmodell AGB och AGC är vertikalbalkarnas tvärsnittsarea. AGC som i jämförelse med AGB har vertikalbalkar med en tvärsnittsarea som är 1,5 ggr så stor uppvisar lägre böjande moment i kantbalk AB. Detta är tydligast i den tredjedel av kantbalken som är närmast upplag B.

Om man enbart vill studera hur vertikalbalkarnas tröghetsmoment påverkar kantbalken AB:s böjande moment, är det lämpligt att jämföra fackverksmodellerna AGD och AGE med varandra. AGE som i jämförelse med AGD har vertikala balkar med 6 ggr så stort tröghetsmoment har mindre böjande moment i kantbalken. Böjmomentfördelningen i kantbalk AB hos fackverk AGD och AGE uppvisar samma förlopp som AGO och AGS i FIG 3.2:19.

Vid jämförelse mellan FIG 3.2:20 och FIG 3.2:21 visar det sig att beräkningsmodellerna AGA och AGL, som har tätare delning av vertikala balkar, uppvisar större maximala böjande moment vid upplagen A och B än motsvarande värden för fackverksmodellerna KGA och KGL. I övrigt visar de olika modellerna med lika vertikala balkar lika stora böjande moment i kantbalken AB oberoende av antalet vertikala balkar.

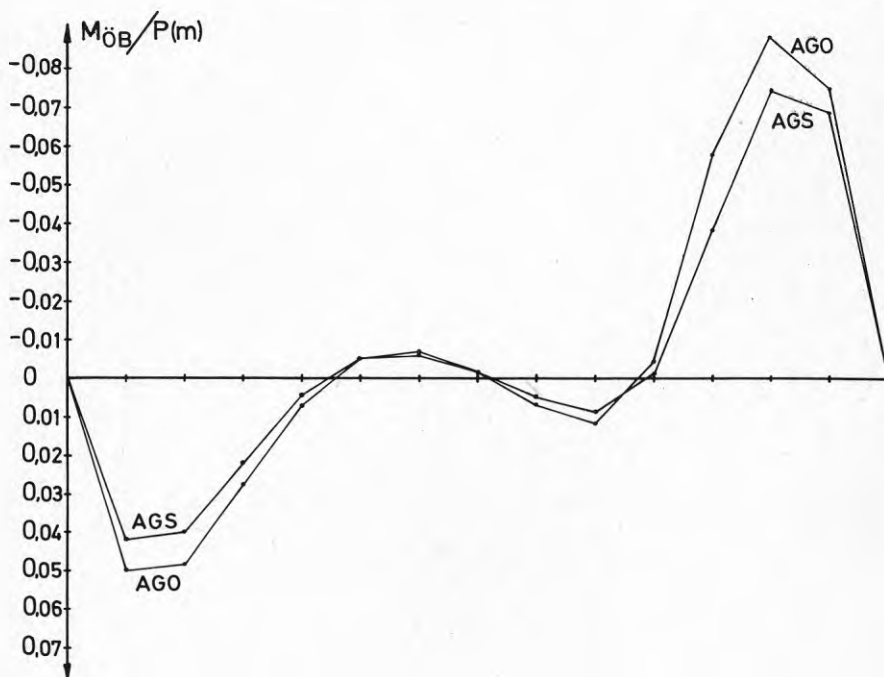


FIG 3.2:19 (förklaring se FIG 3.2:21)

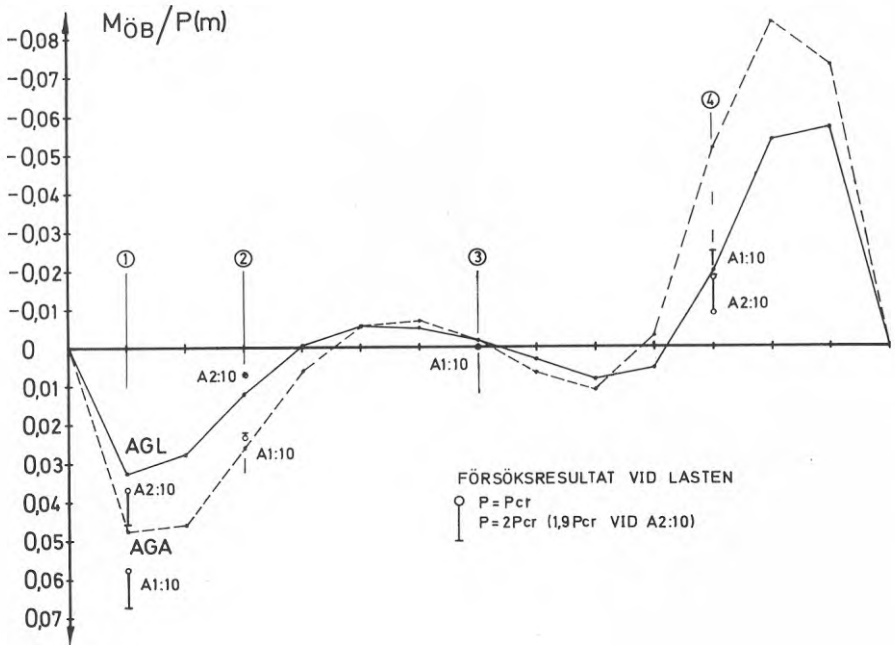


FIG 3.2:20 (Förklaring se FIG 3.2:21)

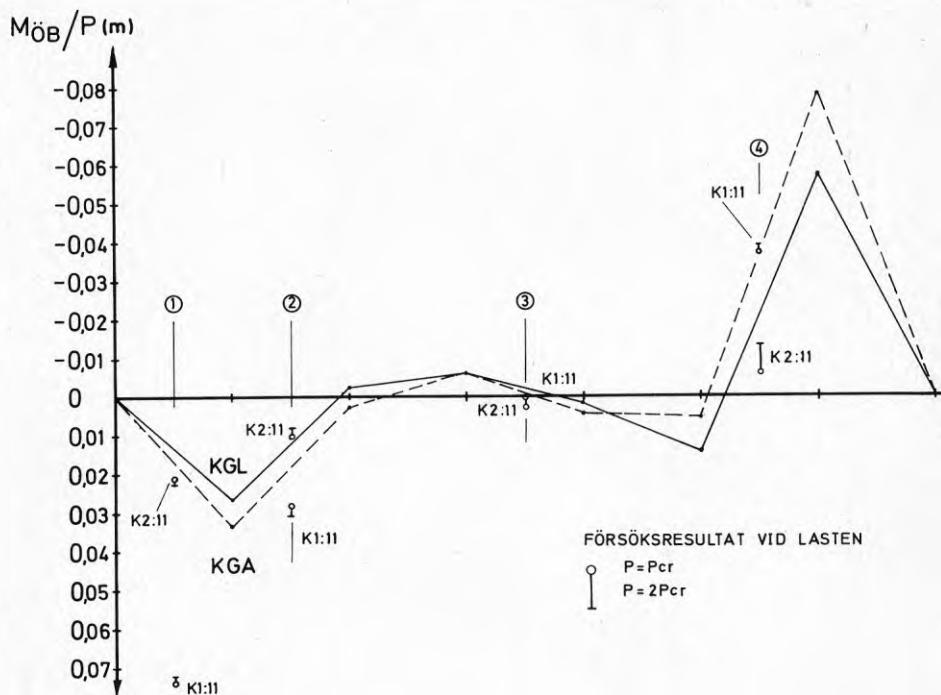


FIG 3.2:21.

FIG 3.2:19-21.

Böjmomentfördelningen i övre horisontella kantbalken AB relativt påförd last P i fackverksmodell

AGO:  $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,  $I_{vB} = 5,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{vB} = 1,56 \text{ cm}^2$

AGS:  $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,  $I_{vB} = 30,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{vB} = 2,37 \text{ cm}^2$

AGA:  $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,  $I_{vB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{vB} = 1,82 \text{ cm}^2$

AGL:  $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 3,22 \text{ cm}^2$ ,  $I_{vB} = 86,3 \text{ cm}^4$ ,  $A_{vB} = 4,59 \text{ cm}^2$

KGA:  $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 3,76 \text{ cm}^2$ ,  $I_{vB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{vB} = 1,82 \text{ cm}^2$

KGL:  $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 6,44 \text{ cm}^2$ ,  $I_{vB} = 86,3 \text{ cm}^4$ ,  $A_{vB} = 4,59 \text{ cm}^2$

A 1:10, A 2:10, K 1:11 och K 2:11 anger försöksresultat vid tvärsektion (mätställe) 1, 2, 3 och 4 enligt 4.4.2.

## 3.2.7 Deformationer

Vertikalbalkarnas läge efter belastning av fackverksmodell AGA visas i FIG 3.2:22. Vid beräkning av fackverket med deformationsmetoden erhålles primärt den horisontella och vertikala deformationen hos samtliga knutpunkter i fackverket. I figuren är knutpunkternas nya lägen sammanbundna med rätta linjer. Dessa linjer representerar då vertikalbalkarnas nya lägen efter påförd belastning med den förenklingen att balkarna förutsättes raka mellan knutpunkterna. Eftersom balkarna är påverkade av böjmoment skulle knutpunkterna förbindas med krökta linjer. Det är dock enbart de tre yttersta balkarna på varje sida som utsättes för böjning (jfr FIG 3.2:17). De övriga vertikalbalkarna förblir i det närmaste raka vid belastning.

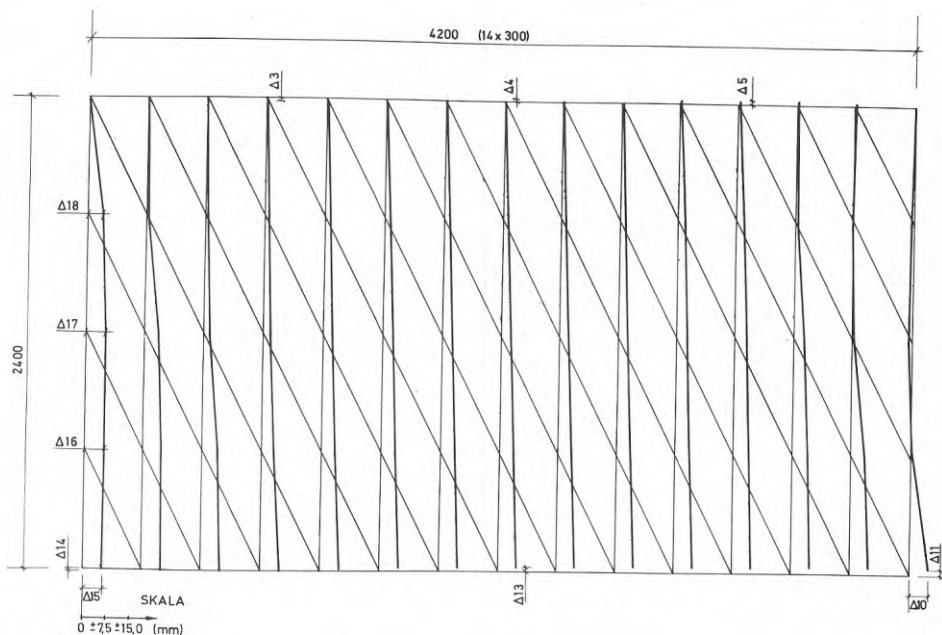


FIG 3.2:22 De vertikala balkarnas läge i fackverksmodell AGA vid belastningen  $P = 100 \text{ kN}$  ( $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$ ).  $\Delta 3 - \Delta 5$ ,  $\Delta 10$ ,  $\Delta 11$  och  $\Delta 13 - \Delta 18$  anger resulterande deformation vid mätfjädrarna nr 3-5, 10, 11 och 13-18 (se FIG 2.3:1 och 2.3 Deformationsmätning).

När man studerar en väggskivas deformation, är man främst intresserad av skivans förskjutning längs den fria belastade sidan, d v s hörnpunkten C:s horisontella förskjutning  $\Delta l_0$  (se FIG 2.3:1 och FIG 3.2:22).

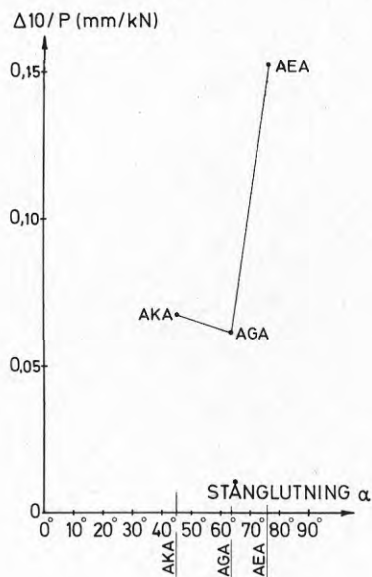


FIG 3.2:23

Hörnpunkten C:s horisontella förskjutning  $\Delta l_0$  relativt påförd last P i fackverksmodell

$$\begin{aligned} \text{AEA: } & \alpha = 76,0^\circ, A_{DS} = 2,04 \text{ cm}^2, I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4, A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2 \\ \text{AGA: } & \alpha = 63,4^\circ, A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2, I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4, A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2 \\ \text{AKA: } & \alpha = 45,0^\circ, A_{DS} = 1,48 \text{ cm}^2, I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4, A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

I FIG 3.2:23 visas  $\Delta l_0/P$ , där P är påförd last för fackverksmodeller med stånglutningarna  $\alpha = 45,0^{\circ}$  (AKA),  $\alpha = 63,4^{\circ}$  (AGA) och  $\alpha = 76,0^{\circ}$  (AEA). Den minsta deformationen erhålles för stånglutningen  $\alpha = 63,4^{\circ}$ . Intressant är att jämföra dessa värden med deformationer erhållna vid beräkning av ett förenklat dragfält av typ Basler (se sid 92). Om man förutsätter att dragfältet utvecklas mellan "oändligt" styva kantbalkar, blir påkänningen  $\sigma_D$  konstant i hela dragfältet. Försummas den vertikala deformationens inverkan på den horisontella erhålles:

$$\Delta l_0 = \frac{P}{t \cdot E} \frac{1}{\left(\frac{b}{a} - \frac{1}{\tan \alpha}\right)} \frac{1}{\cos^2 \alpha} \frac{1}{\sin^2 \alpha}$$

a = väggskivans höjd  
 b = väggskivans längd  
 P = påförd last på väggskivan  
 t = plåttjocklek  
 $\alpha$  = dragfältets lutning

Om  $\frac{b}{a} = \frac{4200}{2400}$ ,  $E = 2,1 \cdot 10^5$  MPa och  $t = 0,7$  mm, blir den relativa förskjutningen  $\Delta l_0/P$  för olika  $\alpha$ -värden följande:

$\alpha$	$\frac{\Delta l_0}{P}$ (mm/kN)	
45	0,036	
55	0,029	
(63,434948*	0,034)	* diagonalstängernas exakta
65	0,036	lutningsvinkel i fackverks-
75	0,073	modell AGA resp. AEA
(75,963756*	0,082)	

För att ovanstående beräknade värden för  $\alpha = 45,00^{\circ}$ ,  $63,43^{\circ}$  resp.  $75,96^{\circ}$  skall kunna jämföras med motsvarande värden erhållna i fackverksmodellerna AKA, AGA resp. AEA måste den vertikala deformationens bidrag till den horisontella beräknas. Ett lämpligt antagande kan vara att utgå ifrån att de vertikala balkar som ansluter till dragfältet upptar den resulterande normalkraften. För ett dragfält med lutningen  $\alpha = 45,00^{\circ}$  blir det 7 vertikala balkar, för  $\alpha = 63,43^{\circ}$  11 balkar och för  $\alpha = 75,96^{\circ}$  13 balkar. De vertikala balkarnas tvärsnittsarea förutsättes vara  $1,82 \text{ cm}^2$ , d v s samma som hos fackverksmodellerna. Vertikalbalkarnas förkortning ger följande bidrag till den horisontella deformationen:

$\alpha$	$\frac{\Delta l_0}{P}$ (mm/kN)
45,00	0,009
63,43	0,023
75,96	0,077



Ett dragfält av typ Basler har i jämförelse med motsvarande fackverksmodell ett smalare dragfält, eftersom de diagonalstag som ansluter till fackverkhörnen A och C medräknas i hela sin bredd. Av denna anledning bör den horisontella deformationen som orsakas av dragfältets förlängning reduceras med 6/7 för  $\alpha = 45,00^\circ$ , 10/11 för  $\alpha = 63,43^\circ$  och 12/13 för  $\alpha = 75,96^\circ$  (se sid 101). Genomförs denna reduktion, blir summan av de horisontella deformationerna följande:

$\alpha$	$\frac{\Delta l_0}{P}$ (mm/kN)
45,00	0,040
63,43	0,054
75,96	0,153

I fackverksmodellerna AKA, AGA och AEA är  $\Delta l_0/P = 0,067$ ,  $0,062$  resp.  $0,152$  mm/kN. Fackverksmodell AKA har avsevärt större horisontell deformation än enligt ovan beräknat värde för  $\alpha = 45,00^\circ$ . Detta beror främst på antagandet att den resulterande normalkraften i vertikalled fördelas lika mellan ett visst antal vertikala balkar. I FIG 3.2:10 framkommer att de yttersta vertikala balkarna i anslutning till kortsidan BC tar en avsevärt större andel av den resulterande normalkraften än de övriga balkarna. Till detta kommer att den horisontella kantbalken AB påverkas av ett böjande moment (se FIG 3.2:18) som deformerar kantbalken och indirekt ger bidrag till den horisontella deformationen.

Överensstämmelsen är bättre mellan fackverk AGA och AEA och motsvarande beräknat värde för  $\alpha = 63,43^\circ$  resp.  $\alpha = 75,96^\circ$ . Orsaken till detta är att det böjande momentet i kantbalk AB hos dessa fackverk i jämförelse med fackverk AKA är avsevärt mindre och att normalkraftfördelningen i de vertikala balkarna i framför allt fackverksmodell AEA är avsevärt jämnare.

En måttlig variation av vertikalbalkarnas tröghetsmoment och tvärsnittsarea har en liten inverkan på den horisontella deformationen i jämförelse med olika stånglutningars inverkan.

I FIG 3.2:24 redovisas förskjutningen av hörnpunkten C ( $\Delta l_0$ ) relativt påförd last för fackverksmodellerna AGB, AGA och AGC. Det enda som skiljer dessa tre fackverksmodeller från varandra är vertikalbalkarnas tvärsnittsarea. Eftersom enbart en variation i vertikalbalkarnas tvärsnittsarea ej påverkar normalkraftfördelningen i diagonalstagen (jfr 3.2.3) och endast i ringa grad påverkar normalkraftfördelningen i vertikalbalkarna (jfr 3.2.4) och böjmomentfördelningen i de horisontella kantbalkarna (jfr 3.2.6), är skillnaden mellan de horisontella deformationerna hos fackverk AGB, AGA och AGC i huvudsak ett resultat från de vertikala balkarnas förkortning. Förkortningen blir omvänt proportionell mot tvärsnittsarean. Detta kan illustreras genom att beräkna den horisontella deformationen hos en väggskiva med antagandet av att den påförda kraften upptas av ett dragfält och anslutande vertikala balkar (jfr sid 121). Resultaten från dessa beräkningar återfinns i FIG 3.2:24.

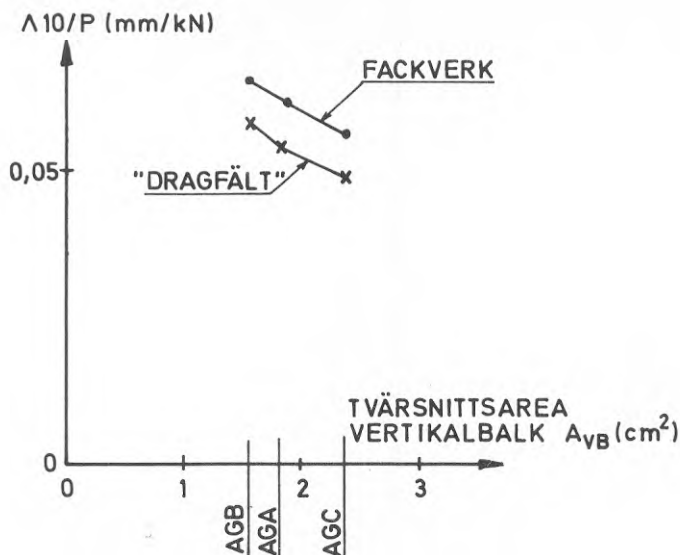


FIG 3.2:24

Hörnpunkten C:s horisontella förskjutning  $\Delta 10$  relativt påförd last  $P$  i fackverksmodell

$$\text{AGB: } \alpha = 63,4^{\circ}, A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2, I_{vB} = 10,0 \text{ cm}^4, A_{vB} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{AGA: } \alpha = 63,4^{\circ}, A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2, I_{vB} = 10,0 \text{ cm}^4, A_{vB} = 1,82 \text{ cm}^2$$

$$\text{AGC: } \alpha = 63,4^{\circ}, A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2, I_{vB} = 10,0 \text{ cm}^4, A_{vB} = 2,37 \text{ cm}^2$$

För att belysa hur vertikalbalkarnas tröghetsmoment påverkar den horisontella deformationen återges i FIG 3.2:25 resultaten från beräkningarna av fackverksmodell AGD, AGA och AGE. Det är enbart vertikalbalkarnas tröghetsmoment som skiljer dessa fackverksmodeller från varandra. Den horisontella deformationen minskar något, när de vertikala balkarnas tröghetsmoment ökar. Orsaken till detta är att styva vertikala balkar även förmår de diagonalstänger som ansluter till fackverkets kortsidor att uppta någon dragkraft (jfr 3.2.3). Ökande tröghetsmoment reducerar också de horisontella kantbalkarnas böjande moment (jfr 3.2.6), vilket i någon mån påverkar den horisontella deformationen. Även vertikalbalkarnas normalkrafter reduceras något (jfr 3.2.4) av en ökning av vertikalbalkarnas tröghetsmoment, vilket i sin tur reducerar den del av den horisontella deformationen som härrör från vertikalbalkarnas förkortning.

I figuren är även beräkningsresultaten från fackverksmodell AGO och AGS inlagda. Det är enbart vertikalbalkarnas tvärsnittsarea som skiljer fackverksmodell AGO från AGD och fackverksmodell AGS från AGE. AGO har vertikalbalkar med en tvärsnittsarea som är ca 15 % lägre än AGD, och AGS har vertikalbalkar med en tvärsnittsarea som är ca 30 % högre än AGE. Skillnaden mellan den beräknade horisontella deformationen i AGO och AGS är större än mellan AGD och AGE, vilket beror på att i första fallet påverkas den av vertikalbalkarnas tvärsnittsarea.

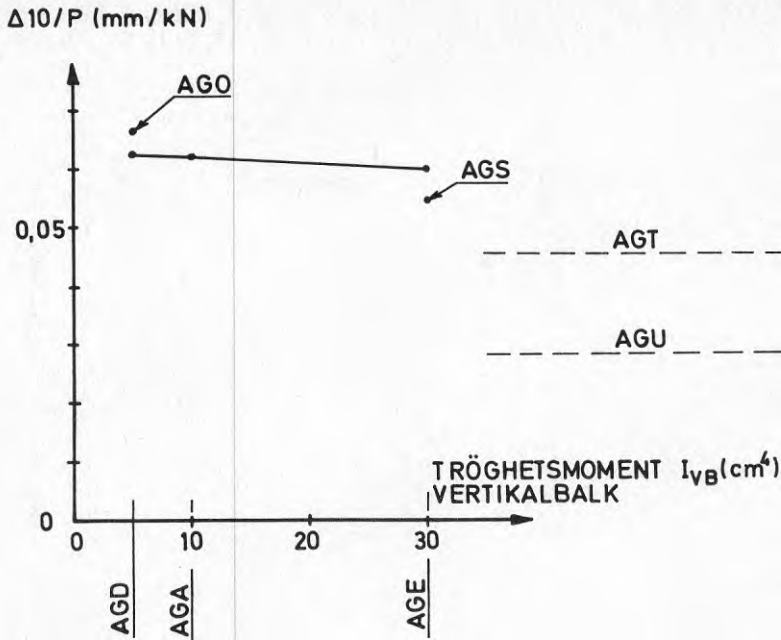


FIG 3.2:25

Hörnpunkten C:s horisontella förskjutning  $\Delta 10$  relativt påförd last  $P$  i fackverksmodell

AGD:	$\alpha = 63,4^{\circ}$ ,	$A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,	$I_{vB} = 5,0 \text{ cm}^4$ ,	$A_{vB} = 1,82 \text{ cm}^2$
AGA:	$\alpha = 63,4^{\circ}$ ,	$A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,	$I_{vB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,	$A_{vB} = 1,82 \text{ cm}^2$
AGE:	$\alpha = 63,4^{\circ}$ ,	$A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,	$I_{vB} = 30,0 \text{ cm}^4$ ,	$A_{vB} = 1,82 \text{ cm}^2$
AGO:	$\alpha = 63,4^{\circ}$ ,	$A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,	$I_{vB} = 5,0 \text{ cm}^4$ ,	$A_{vB} = 1,56 \text{ cm}^2$
AGS:	$\alpha = 63,4^{\circ}$ ,	$A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,	$I_{vB} = 30,0 \text{ cm}^4$ ,	$A_{vB} = 2,37 \text{ cm}^2$

I FIG 3.2:25 finns även beräkningsresultaten från fackverksmodellerna AGT och AGU. Eftersom AGU har försetts med mycket styva kantbalkar runt fackverket, blir deformationerna i detta fall minst jämfört med de övriga fackverksmodellerna. Vid "oändligt" styva kantbalkar runt om fackverket kommer samtliga diagonalstänger att aktivt medverka vid lastupptagningen, vilket även innebär att ett dragfält utvecklas i hela skivan med den följd att påkänningarna blir konstanta i hela skivan.

I FIG 3.2:26 redovisas den horisontella deformationen för fackverksmodell AGA, AGF och AGG. Det är enbart diagonalstängernas tvärsnittsarea som skiljer de tre fackverksmodellerna från varandra. Fastän diagonalstängernas tvärsnittsarea har avgörande betydelse för fackverkets horisontella deformation, råder icke direkt proportionalitet, eftersom även förkortningen av de vertikala balkarna påverkar den horisontella deformationen.

Detta belyses genom att i figuren återge resultaten från beräkningarna av den horisontella deformationen hos en väggskiva med antagandet av att den påförda kraften upptas av ett dragfält och av normalkrafter i anslutande vertikala balkar (jfr sid 121).

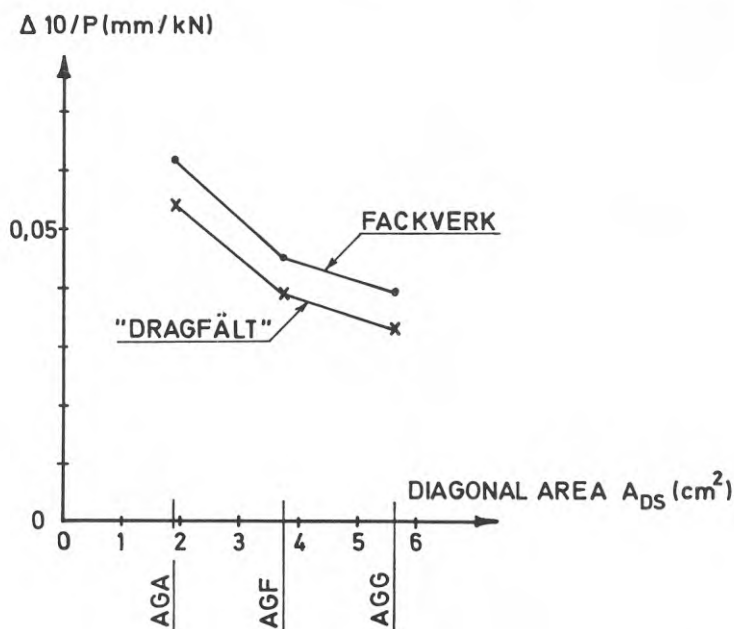


FIG 3.2:26

Hörnpunkten C:s horisontella förskjutning  $\Delta 10$  relativt påförd last  $P$  i fackverksmodell

AGA:  $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$

AGF:  $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 3,76 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$

AGG:  $\alpha = 63,4^\circ$ ,  $A_{DS} = 5,63 \text{ cm}^2$ ,  $I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,  $A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$

I FIG 3.2:27 är beräkningsresultaten från fackverksmodellerna AGA, AGL, KGA och KGL samlade. AGA och AGL motsvarar försöksskiva A 1:1 resp. A 2:1. KGA och KGL motsvarar försöksskivorna K 1:1 resp. K 2:1. I ovanstående fackverksmodeller är stångareorna beräknade med de nominella plåttjocklekarna 0,7 resp. 1,2 mm. Förutom stångareorna är även tvärsnittsarean och tröghetsmomentet hos fackverkens vertikala balkar beroende av plåttjockleken hos den försöksskiva som fackverksmodellen ersätter.

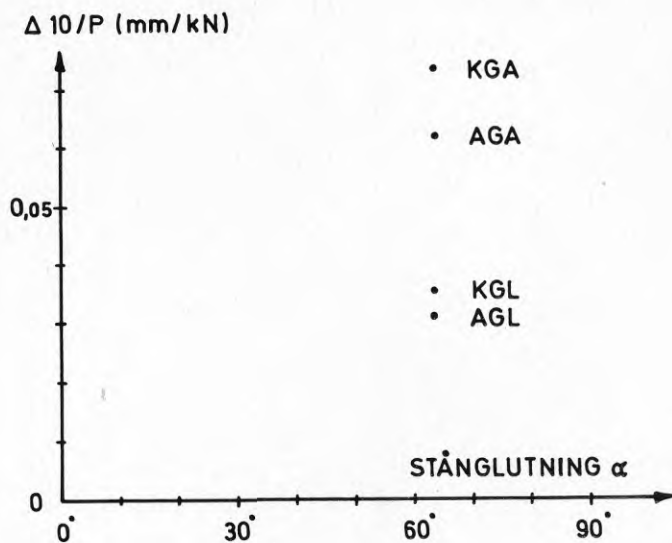


FIG 3.2:27

Hörpunkten C:s horisontella förskjutning  $\Delta l_0$  relativt påförd last P i fackverksmodell

AGA:	$\alpha = 63,4^\circ$ ,	$A_{DS} = 1,88 \text{ cm}^2$ ,	$I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,	$A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$
KGA:	$\alpha = 63,4^\circ$ ,	$A_{DS} = 3,76 \text{ cm}^2$ ,	$I_{VB} = 10,0 \text{ cm}^4$ ,	$A_{VB} = 1,82 \text{ cm}^2$
AGL:	$\alpha = 63,4^\circ$ ,	$A_{DS} = 3,22 \text{ cm}^2$ ,	$I_{VB} = 86,3 \text{ cm}^4$ ,	$A_{VB} = 4,59 \text{ cm}^2$
KGL:	$\alpha = 63,4^\circ$ ,	$A_{DS} = 6,44 \text{ cm}^2$ ,	$I_{VB} = 86,3 \text{ cm}^4$ ,	$A_{VB} = 4,59 \text{ cm}^2$



## 4. JÄMFÖRELSE MELLAN TEORI OCH FÖRSÖK

## 4.1 Skjuvdeformation och kritisk skjuvbelastning

I en panel med bredden  $B$  och med plåttjockleken  $t$  är den kritiska skjuvpåkänningen  $\tau_{cr}$  enligt elasticitetsteorin

$$\tau_{cr} = k_{\tau} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{B}\right)^2$$

där bucklingskoefficienten  $k_{\tau}$  bestäms under förutsättning av leder längs panellivets alla kanter och att panelen är "oändligt" lång, vilket ger  $k_{\tau} = 5,34$ .

Belastningen  $P_{cr}$  som vid försöksskivorna ger kritisk skjuvpåkänning blir

$$P_{cr} = b \cdot t \cdot \tau_{cr}, \text{ där}$$

$b$  = skivans längd (4200 mm)

$t$  = plåttjockleken.

Om medelvärdet av dragprovernans uppmätta plåttjocklek (se TABELL 2.1:2) användes blir i försöksskivorna den kritiska skjuvpåkänningen  $\tau_{cr}$  och den motsvarande belastningen  $P_{cr}$  följande:

Försöksskiva	Plåttjocklek (mm)	$\tau_{cr}$ (MPa)	$P_{cr}$ (kN)
K 1:1 (B = 600)	0,65	1,19	3,25
A 1:1 (B = 300)	0,65	4,76	12,99
K 2:1 (B = 600)	1,15	3,72	17,97
A 2:1 (B = 300)	1,15	14,89	71,92

Om man belastar en plan platta med en skjuvkraft kommer den att deformeras med vinkeln  $\gamma$  som enligt elasticitetsteorin blir

$$\gamma = \frac{\tau}{G}, \text{ där } G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

För försöksskivorna skulle den rena skjuvdeformationen  $\Delta 10$  (hörnpunkten C:s horisontella förskjutning, se FIG 2.3:1) vid lasten  $P$  bli

$$\Delta 10 = \frac{P}{b \cdot t} \cdot \frac{2(1 + \nu)}{E} \cdot a$$

$a$  = skivans höjd  
 $b$  = skivans längd  
 $E$  = elasticitetsmodulen ( $2,1 \cdot 10^5$  MPa)  
 $t$  = plåttjocklek  
 $\nu$  = tvärkontraktionstalet (0,3).

Om  $a = 2400$  mm och  $b = 4200$  mm blir  $\Delta l_0/P$  för de olika försöks-skivorna

Försöksskiva	Plåttjocklek (mm)	$\Delta l_0/P$ (mm/kN)
K 1:1	0,65	0,0109
A 1:1	0,65	0,0109
K 2:1	1,15	0,0062
A 2:1	1,15	0,0062

#### 4.2 Deformationer

När en väggskiva skall fungera som ett stabiliserande element, eventuellt i samverkan med andra stabiliserande system som t ex fackverk, är skivans deformation i belastningsriktningen av största intresse. Denna deformation motsvaras i försöksskivorna och i fackverksmodellerna av hörnpunkten C:s horisontella förskjutning  $\Delta l_0$  (se FIG 2.3:1 och FIG 3.2:22). För att bättre kunna analysera skivornas komplexa beteende vid belastning gjordes även registrering av kortsidan AD:s deformation i skivans plan. Även de horisontella kantbalkarnas deformation i skivans plan vinkelrätt mot balkarnas längdriktning registrerades. För att erhålla en uppfattning om amplituden hos skjuvbucklorna i panelernas livplåtar gjordes även en begränsad registrering av deformationerna vinkelrätt mot skivans plan.

I följande jämförelse mellan beräknade och uppmätta deformationer kommer intresset i huvudsak att riktas mot den horisontella deformationen  $\Delta l_0$ . För att erhålla en uppfattning om hur bra fackverksmodellerna beskriver försöksskivornas beteende vid belastning måste dock de övriga registrerade deformationerna användas i analysen.

I FIG 2.6:1, 2.7:1, 2.8:1 och 2.9:1 anges  $\Delta l_0$  som en funktion av påförd last  $P$  för försök K 1:1, K 2:1, A 1:1 och A 2:1. Teoretiskt beräknade värden med fackverksmodellerna KGA, KGL, AGA och AGL återfinns som jämförelsevärden i figurerna. Om belastningen  $P$  anges i multiplar av den belastning  $P_{cr}$  som ger kritisk skjuvpåkänning (jfr 4.1), erhålls last-deformations sambanden enligt FIG 4.2:1 för de fyra försöken och motsvarande beräknade värden.



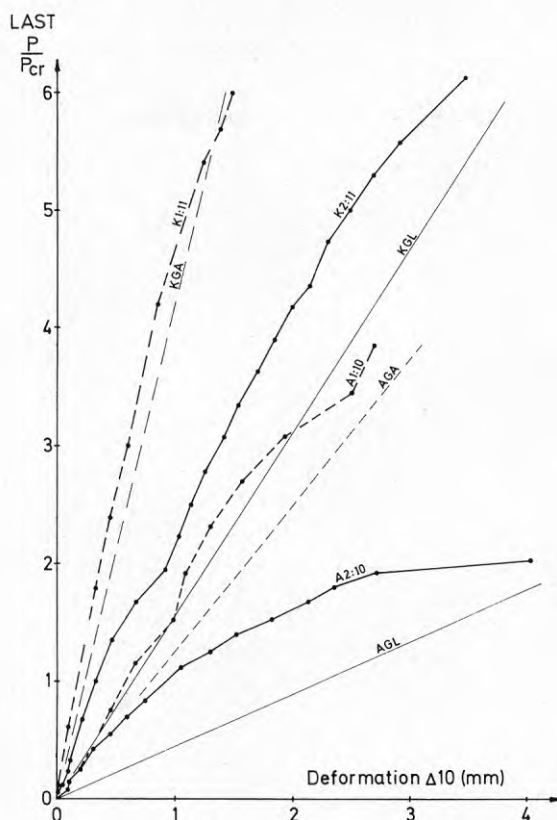


FIG 4.2:1 Resultande deformation vid mätffjäder nr 10, d v s  $\Delta_{10}$ , vid försök K 1:11, A 1:10, K 2:11 och A 2:10 i relation till  $P/P_{cr}$ . Linjerna KGA, AGA, KGL och AGL anger motsvarande beräknade värden.

Det råder tämligen god överensstämmelse mellan uppmätt och beräknad deformation vid försök K 1:11, K 2:11 och A 1:10. Däremot blir överensstämmelsen sämre vid försök A 2:10, där skillnaden mellan uppmätt och beräknad deformation är betydande. Vid en närmare jämförelse framkommer att överensstämmelsen är bäst vid försök K 1:11 och något sämre vid försök K 2:11 och A 1:10. Skillnaden mellan beräknad och uppmätt deformation vid försök K 2:11 är ungefär lika stor som motsvarande skillnad vid försök A 1:10.

Uppenbarligen blir vid ökande plättjocklek ( $t$ ) och minskande panelbredd ( $B$ ) överensstämmelsen mellan försöksvärden och värden beräknade med fackverksmodell sämre. Om den uppmätta tjockleken på stålkärnan används, blir  $B/t$ -förhållandet för försöksskivorna följande:

Försöksskiva	B/t
K 1:1	923
A 1:1	462
K 2:1	522
A 2:1	261

Iakttagelserna tyder i stort sett på att med minskande B/t-förhållande blir överensstämmelsen mellan beräknade och uppmätta värden sämre. Orsaken till detta torde främst vara att den kritiska skjuvpåkänningen ( $\tau_{cr}$ ) ökar och att plätens initialdeformationer i form av bucklor i de enskilda pannelliven minskar när B/t-förhållandet minskar.

I en initialt plan platta som belastas med en skjuvkraft råder inledningsvis linjärt samband mellan skjuvpåkänning och skjuvdeformation enligt FIG 4.2:2. När den kritiska skjuvpåkänningen uppnås, sker en styvhetsminskning. (Beroende på randvillkoren kan en påkänningsomfördelning ske, som möjliggör belastning över den kritiska). För en platta med initialbucklor sker en gradvis tillväxt av bucklorernas amplitud vid ökande last, d v s det finns inget helt linjärt samband mellan skjuvpåkänning och deformation.

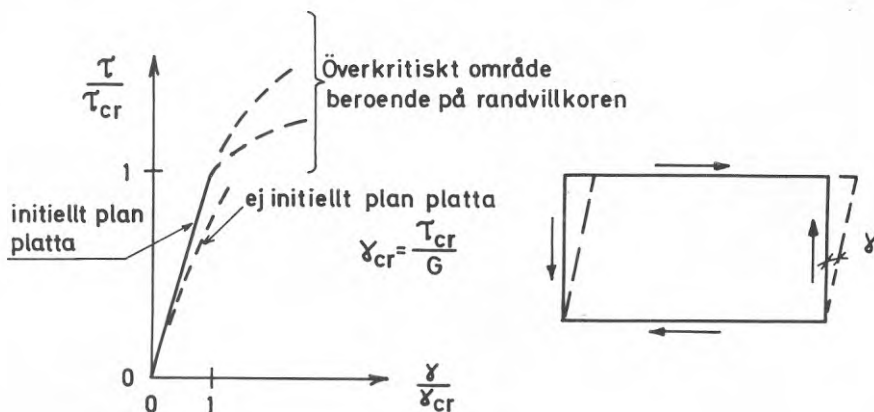


FIG 4.2:2 Principiellt samband mellan skjuvpåkänning och skjuvdeformation

Eftersom fackverksmodellen enbart beaktar dragfältets lastupptagande förmåga, måste någon form av korrektion göras för den last som upptas genom skjuvpåkänningar i plattfältet. I de modeller som har använts för att beräkna den överkritiska lastupptagningsförmågan hos I-balkar med tunna liv och relativt tätt sittande förstyvningar har man för enkelhets skull antagit att en del av lasten tas upp av den kritiska bucklingslasten och resterande del av ett dragfält (se 3.1). En av anledningarna till att man har kunnat utgå ifrån att den kritiska bucklingslasten behålls även vid lastnivåer som överstiger den kritiska är den uppstyvande effekt som ett utvecklat dragfält antas ha i en skjuvbuck-

lad platta. Även om ovanstående teori enligt Basler m fl är framtagen och testad för att användas vid beräkning av maximal lastupptagningsförmåga hos i huvudsak skjuvbelastade balkar, är det intressant att se hur motsvarande teori tillämpad på försöksskivorna påverkar den horisontella deformationen  $\Delta 10$ .

Utgående från antagandet att de i väggskivan ingående panelerna har helt plana livplåtar, vars inspänning i panelflänsarna kan försummas, kommer livplåtarna att skjuvbuckla vid den last  $P_{cr}$ , som är beräknad i 4.1. Så länge livplåtarna förblir plana, kommer väggskivan i princip att skjuvdeformeras enligt 4.1. (Vissa randstörningar uppstår, eftersom skjuvpåkänningarna inte införs kontinuerligt runt skivan genom t ex kantbalkar). När lastnivån  $P_{cr}$  är uppnådd, kommer all last däröver att tas upp av resp. fackverk.

Fackverksmodellerna KGA och AGA, KGL och AGL är beräknade för den nominella plåttjockleken 0,7 resp. 1,2 mm. Den uppmätta stålkärnans tjocklek är 0,65 resp. 1,15 mm, varför de beräknade värdena på  $\Delta 10$  bör ökas. En reduktion av plåttjockleken (t) innebär en motsvarande proportionell reduktion av medverkande bredden ( $b_e$ ).

Detta resulterar i en mer än proportionell minskning av vertikalbalkarnas tvärsnittsarea ( $A_{vB}$ ) och tröghetsmoment ( $I_{vB}$ ). Där emot är diagonalstängernas tvärsnittsarea ( $A_{DS}$ ) direkt proportionell mot plåttjockleken (jfr 3.2). Förutom av fackverkets vertikalbalkar och diagonalstag påverkas  $\Delta 10$  av de horisontella kantbalkarna som inte berörs av plåttjockleken. Om den beräknade horisontella deformationen  $\Delta 10$  hos fackverk AGL och KGL (t = 1,2 mm) jämförs med motsvarande deformation hos AGA och KGA (t = 0,7 mm), framkommer att en reduktion av plåttjockleken från 1,2 mm till 0,7 mm ger en ökning av  $\Delta 10$  som är något mer än direkt proportionell mot kvoten  $1,2/0,7 = 1,7$ . I FIG 3.2:27 framgår att kvoten är ca 2,0. Skillnaden är dock så liten att det i detta fall är acceptabelt att öka den beräknade deformationen  $\Delta 10$  för fackverk KGA och AGA med kvoten 0,7/0,65 och för fackverk KGL och AGL med kvoten 1,2/1,15.

Genomförs den beskrivna justeringen av den beräknade horisontella deformationen  $\Delta 10$ , d v s linjär skjuvdeformation upp till den kritiska bucklingslasten och därefter deformation enligt fackverksmodell som då är korrigerad med hänsyn till den uppmätta stålkärnans tjocklek, erhålles last-deformationssambanden i FIG 4.2:3 och FIG 4.2:4.

Det kan klart utläsas i FIG 4.2:3-4 att den uppmätta deformationen  $\Delta 10$  avsevärt överstiger den beräknade skjuvdeformationen vid belastningsnivåer upp till den kritiska bucklingslasten  $P_{cr}$ .

Orsaken till detta är främst att söka i de stora initialdeformationer i form av lokala bucklor som de ingående panelernas liv kan förväntas ha. När panelbredden (B) ökar och när plåttjockleken (t) minskar, ökar dessa bucklors amplitud. Genom att jämföra uppmätt deformation  $\Delta 10$  och beräknad skjuvdeformation vid den kritiska lasten ( $P_{cr}$ ) erhålles följande:

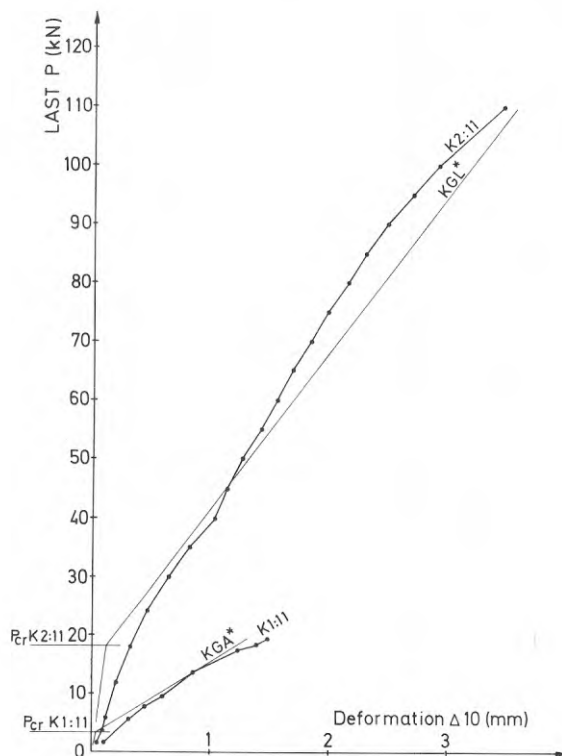


FIG 4.2:3 Resultande deformation vid mätfjädr nr 10, d v s  $\Delta 10$  vid försök K 1:11 och K 2:11. Linjerna KGA\* och KGL\* anger motsvarande beräknade värden.

Försök	B (mm)	t (mm)	$\frac{\Delta 10}{\gamma_{cr} a}$
K 1:11	600	0,65	4,5
K 2:11	600	1,15	2,8
A 1:10	300	0,65	4,0
A 2:10	300	1,15	2,1

Vid en jämförelse mellan uppmätt deformation i försök K 1:11 och K 2:11 med motsvarande beräknad skjuvdeformation framkommer att med ökande plåttjocklek (t) blir överensstämmelsen bättre. Motsvarande förhållande gäller mellan beräknad och uppmätt deformation i försök A 1:10 och A 2:10. Även när en jämförelse görs mellan försöksskivor med samma plåttjocklek (t) men med olika panelbredder (B) hos de ingående panelerna, innebär en minskning av panelbredden från 600 till 300 mm att överensstämmelsen blir bättre.

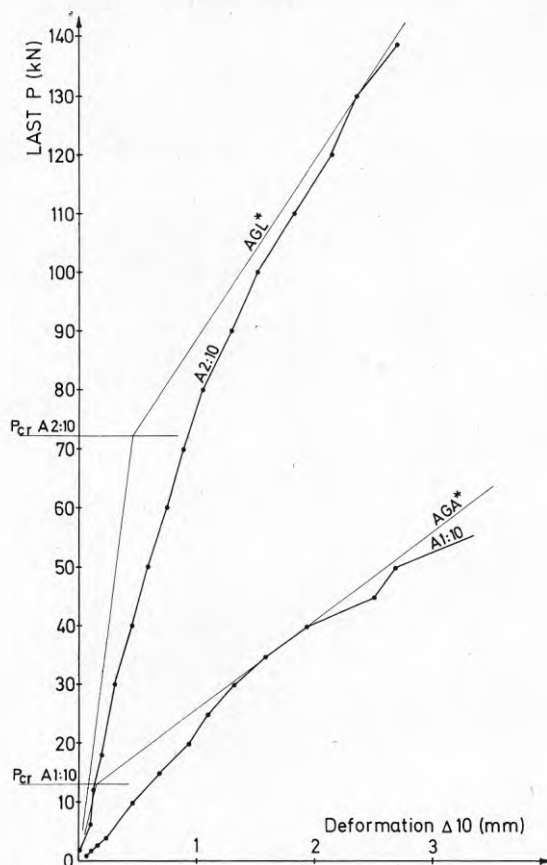


FIG 4.2:4 Resultande deformation vid mät fjäder nr 10, d v s  $\Delta 10$  vid försök A 1:10 och A 2:10. Linjerna AGA\* och AGL\* anger motsvarande beräknade värden.

De skivor det här är fråga om är för komplext uppbyggda för att man skall kunna dra alltför långtgående slutsatser från en jämförelse angående panelbreddens och plättjocklekens inverkan på deformationen  $\Delta 10$  vid underkritiskt område. Förutom initialdeformationer i de enskilda panelerna i form av lokala bucklor i panelernas liv och flänsar finns även imperfektioner av annat slag både i de enskilda panelerna och i skivan som helhet betraktad. Såsom imperfektioner räknas då alla från det ideala fallet förekommande avvikelser. De mest betydelsefulla av dessa imperfektioner vid sidan av initialbucklor i panellevan är säkerligen förbindningarnas varierande kvalitet. Detta i kombination med lokalbucklor i panelernas liv och flänsar medför säkerligen att lastupptagningens fördelning mellan de olika förbindningarna varierar med belastningsnivån. Det kan yttra sig så att när ett visst parti av skivan genom t ex hög ansträngningsnivå i anslu-

tande förbindningar eller genom bucklingsomlagring undandrar sig ökande lastupptagning, kan en omfördelning av lastupptagningen ske till andra partier av skivan. De i många fall diskontinuerliga last-deformationssambanden som erhålls vid försöken kan säkerligen hänföras till detta fenomen. Ett utgångsantagande har varit att förbindningarnas deformationer är försumbara i förhållande till övriga deformationer. Eftersom inga identiska försök är genomförda, där enbart antalet förbindningar varierar, är det omöjligt att bestämma den andel av den totala deformationen som trots allt är att hänföra till deformationer i anslutning till förbindningarna. En viss indikation av förbindningarnas betydelse i detta avseende kan dock erhållas om man jämför skillnaden mellan försöksresultaten och beräknat värde för skiva K 1:1 och K 2:1 i FIG 4.2:3 och motsvarande för skiva A 1:1 och A 2:1 i FIG 4.2:4. Skivorna A 1:1 och A 2:1 har mer än dubbelt så många förbindningar mellan de ingående panelerna i jämförelse med K 1:1 och K 2:1, eftersom de senare har dubbelt så breda paneler. Denna jämförelse ger vid handen att den del av deformationen  $\Delta 0$  som beror på dessa förbindningars deformation rimligen inte kan ha avgörande betydelse.

I FIG 4.2:3-4 framkommer att överensstämmelsen mellan beräknad och uppmätt deformation blir god vid lastnivåer som överstiger den kritiska. För försök K 1:11 kan man konstatera att när bucklingslasten ökar, blir överensstämmelsen bättre och bättre mellan uppmätt och beräknat värde för att slutligen helt sammanfalla vid lastnivån ca  $4,3 P_{cr}$ . Därefter förlorar skivan styvhet, vilket i detta fall är ett förstadium till brott. Last-deformationssambandet (beräknat och uppmätt) för försök A 1:10 uppvisar ett likartat förlopp som försök K 1:11. För försök A 1:10 sammanfaller beräknad och uppmätt deformation vid lastnivån ca  $2,8 P_{cr}$ .

Vid försök K 2:11 gäller att när belastningen ökar blir överensstämmelsen mellan beräknad och uppmätt deformation bättre och bättre för att efter lastnivån ca  $2,6 P_{cr}$  resultera i att de uppmätta deformationerna är mindre än de beräknade. Slutligen sammanfaller i stort sett återigen beräknad och uppmätt deformation vid lastnivån  $6,1 P_{cr}$ .

Även i försök A 2:10 blir överensstämmelsen bättre mellan beräknad och uppmätt deformation vid ökande belastning. Trots att försök A 2:10 inte kunde drivas så långt som de övriga försöken i relation till den kritiska lasten  $P_{cr}$ , kan man dock konstatera att försök A 2:10 uppvisar ett med de övriga försöken likartat deformationsbeteende. Det finns dock en principiell olikhet mellan försök A 1:10 och A 2:10, å ena sidan, och försök K 1:11 och K 2:11, å andra sidan, som inte har med skivornas utformning att göra. Försök K 1:11 och K 2:11 har som framgår av deras beteckning utsatts för ett tidigare försök som av diverse anledningar fick avbrytas (se 2.6 och 2.7). Skiva K 1:1 belastades i ett första försök K 1:10 upp till lastnivån 16 kN, medan skiva K 2:1 vid försök K 2:10 belastades till enbart lastnivån 12 kN. För skiva K 1:1 kan den första belastningen eventuellt ha bidragit till en viss styvhetsökning i skivan. Eftersom det första

försöket med skiva K 2:1 avbröts redan vid lasten 12 kN som bara utgör 10 % av den slutliga brottlasten, kan man i detta fall helt bortse från eventuell styvhetsökning. I FIG 2.6:2, 2,7:2, 2,8:2 och 2.9:2 kan utläsas för de fyra olika försöken att efter en avlastning uppvisar skivorna något styvare beteende. Last-deformationssambanden är dock tidsberoende, varför man inte kan dra alltför långtgående slutsatser i vad mån en tidigare belastning av en skiva ger skivan ett styvare beteende vid förnyad belastning vid en annan tidpunkt.

Den synbarligen tillfredsställande överensstämmelsen mellan beräknad och uppmätt horisontell deformation ( $\Delta l_0$ ) av försöksskiivorna längs den fria kanten CD räcker inte för att med säkerhet uttala sig om beräkningsmodellens förmåga att beskriva deformationsbeteendet hos skjuvkraftbelastade väggskivor av C-paneler. Till att börja med kan man bortse från förbindningarnas eventuella bidrag till den horisontella deformationen och koncentrera uppmärksamheten på de variabler som påverkar den genom fackverksmodellen beräknade deformationen  $\Delta l_0$ . Det går då lättare att konstatera om den relativt goda överensstämmelsen mellan beräknad och uppmätt deformation är mer en tillfällighet än ett resultat av att beräkningsmodellen på ett acceptabelt sätt beskriver deformationsbeteendet vid överkritiskt område.

Valet av stånglutning är avgörande för storleken av den deformation  $\Delta l_0$  som erhålls (jfr 3.2.7). I samtliga fackverksmodeller som här har använts, d v s AGA, AGL, KGA och KGL, är stånglutningen  $\alpha = 63,4^\circ$ , vilket är den stånglutning av de undersökta som ger den minsta förskjutningen  $\Delta l_0$ . I vad mån detta antagande stämmer överens med verkligheten kan bedömas dels från försöksresultaten som anger dragfältets utbredning och de uppmätta huvuddragpåkänningarnas storlek och riktning, dels genom observationer av bucklingsfigurationerna under försökens gång. Både ovannämnda försöksresultat och observationer tyder på att stånglutningen  $\alpha = 63,4^\circ$  approximativt stämmer i mittpartiet av försöksskiivorna, medan stånglutningen ökar i början och slutet av skivan. Detta skall behandlas mera ingående i avsnitt 4.3-5, som bl a behandlar normalkraftfördelningen i den horisontella kantbalken AB och huvudpåkänningarnas riktning och storlek. När det gäller den horisontella deformationen, bör man med ledning av de beräkningar som gjorts i kap. 3 kunna konstatera att en ökande stånglutning i början och slutet visserligen "sprider" ut dragfältet något men inte har avgörande betydelse för deformationen  $\Delta l_0$ . Orsaken till detta är att med ökande stånglutning minskar fackverkets styvhet radikalt.

I FIG 3.2:23 framgår det att fackverksmodell AEA med stånglutningen  $\alpha = 76,0^\circ$  har en deformation  $\Delta l_0$  som är ca 2,5 ggr större än motsvarande deformation hos fackverk AGA. Av 3.2.3 framgår att fackverk AEA har 13 diagonalstag som ansluter till de horisontella kantbalkarna, medan fackverk AGA bara har 11. Om man bortser från kompatibilitetsvillkoren i andra avseenden än att den horisontella deformationen ( $\Delta l_0$ ) i fackverk AGA och AEA skall vara lika och dessutom antar att bara 2/13 av AEA:s styvhet aktiveras, blir styvhetsökningen för de samverkande fackverken bara ca 6 % i förhållande till AGA:s styvhet. Denna enkla jämförelse kan ligga till grund för antagandet att även

om stånglutningen ökar i anslutningen till skivornas kortsidor bör styvheten inte radikalt påverkas av detta.

Förutom av diagonalstängernas lutning påverkas  $\Delta I_0$  av vertikalbalkarnas tvärsnittsarea ( $A_{VB}$ ) och tröghetsmoment ( $I_{VB}$ ). Hur en variation av  $A_{VB}$  och  $I_{VB}$  i fackverksmodellen påverkar den horisontella deformationen framgår i 3.2.7. I FIG 3.2:24 framgår att en ökning av tvärsnittsarean från 1,56 cm<sup>2</sup> till 2,37 cm<sup>2</sup> medför en styvhetsökning för fackverket med ca 16 %. I FIG 3.2:25 framgår att en ökning av tröghetsmomentet från 5,0 cm<sup>4</sup> till 30,0 cm<sup>4</sup> innebär en ökning av fackverkets styvhet med ca 4 %. Man kan konstatera att på det sätt fackverksmodellen är uppbyggd ger t ex en fördubbling av vertikalbalkarnas tvärsnittsarea större utslag än en motsvarande fördubbling av tröghetsmomentet inom de gränser som är undersökta. Orsaken till att en variation av tröghetsmomenten har så liten betydelse är att det endast är de yttersta vertikala balkarna som utsätts för böjning; de övriga förblir raka (jfr FIG 3.2:17).

Det är svårt att från försöksresultaten dra några entydiga slutsatser som kan belägga antagandet om hur stora vertikalbalkarnas tröghetsmoment är. Eftersom det är enbart de yttersta vertikala balkarna i fackverksmodellen som utsätts för böjning, ger mätresultaten från kortsidan AD:s resulterande deformation,  $d$  v s  $\Delta 15$ ,  $\Delta 16$ ,  $\Delta 17$  och  $\Delta 18$  upplysning om hur teori och verklighet i detta fall stämmer överens.

Betraktas FIG 3.2:22 som visar samtliga knutpunkters deformation i fackverksmodell AGA, framgår att  $\Delta 15$ ,  $\Delta 16$ ,  $\Delta 17$  och  $\Delta 18$  i det närmaste är lika stora. Orsaken till detta är fackverkets konstruktion med veka vertikala kantbalkar och samma lutning hos samtliga diagonalstänger. Fackverksmodell AGL som har samma stånglutning som AGA uppvisar likartat beteende. Eftersom fackverksmodell KGA och KGL har hälften så många diagonalstänger som AGA och AGL, ansluter bara en stång i mitten av kantbalk AD vid mätfjäder nr 17. I KGA och KGL antas för enkelhets skull att kantbalken förblir rak mellan knutpunkterna, varför  $\Delta 18$  blir hälften så stor som  $\Delta 17$  och  $\Delta 16$  redovisas som medelvärde av  $\Delta 15$  och  $\Delta 17$ .

Försöksresultat och motsvarande beräknat värde på  $\Delta 15$ ,  $\Delta 16$ ,  $\Delta 17$  och  $\Delta 18$  återges för försök K 1:11, K 2:11, A 1:10 och A 2:10 i FIG 2.6:5, 2.7:4, 2.8:5 och 2.9:5. Försöksresultaten från försök K 1:11 och A 1:10,  $d$  v s skivor med paneler som har plåt-tjockleken  $t = 0,65$  mm, uppvisar ett likartat beteende. Dessa resultat tyder på att sidan AD förblir i det närmaste rak vid belastning.

Försöksresultaten från försök K 2:11 som är uppbyggt av paneler med plåttjockleken  $t = 1,15$  mm uppvisar ett likartat deformationsbeteende för  $\Delta 15$ ,  $\Delta 17$  och  $\Delta 18$ , medan  $\Delta 16$  är avsevärt mindre än i försök K 1:11 och A 1:10. Orsaken till detta kan vara randstörningar i anslutning till bl a kantbalken DC:s böjning i skivans plan. På samma sätt kan det vara kantbalken AB:s böjning som ger deformationer inåt skivan i anslutning till upplag A (jfr beräknad och uppmätt böjmomentfördelning i bl a FIG 3.2:20



och FIG 3.2:21), som både i försök K 1:11 och A 2:10 gör att  $\Delta 18$  får en deformation som till en början går mot belastningsriktningen. Om man i försök K 1:11, A 1:10 och K 2:11 utgår från det beräknade värdet på  $\Delta 15$  och antar att kantbalken i övrigt förblir rak, erhålles överlag bättre överensstämmelse med försöksresultaten.

Om man tar hänsyn till att försök A 2:10 inte kunde drivas så långt ( $P_{\max} = 1,9 P_{cr}$ ) som försök K 2:11 ( $P_{\max} = 6,7 P_{cr}$ ), uppvisar  $\Delta 15$ ,  $\Delta 16$ ,  $\Delta 17$  och  $\Delta 18$  likartat beteende i de båda försöken. Den motriktade deformationen  $\Delta 16$  i försök A 2:10 är större än motsvarande deformation i försök K 2:11. Även  $\Delta 18$  uppvisar vid försök A 2:10 en mot belastningsriktningen riktad deformation vid de lägre lastnivåerna.

Alltför långtgående slutsatser kan dock inte dras från mätresultaten  $\Delta 16$ ,  $\Delta 17$  och  $\Delta 18$ , eftersom mätpunkterna var placerade i övergången mellan panelens liv och flänsplåt och lokala deformationer - t ex i form av vridning av flänsen - märkbart kan påverka de små deformationer det här är fråga om. Till detta kommer de lastomlagringar som sker mellan skivans olika delar beroende bl a på buckling. Dessa fenomen kan dock väntas få relativt mindre betydelse vid de högre lastnivåerna. Försöksresultaten tyder även på detta.

Sammanfattningsvis kan den slutsatsen dras att den vertikala kantbalken AD förblir i det närmaste rak vid belastning, vilket tyder på att inget dragfält förankras i kantbalken. Skulle detta resonemang överföras på fackverksmodellen, måste det innebära att inga diagonalstag förankras i de vertikala kantbalkarna utan dessa stag ges en sådan lutning att de kan förankras i de horisontella kantbalkarna. Man kommer då att erhålla en fackverksmodell med olika stånglutningar: en karakteristisk stånglutning i skivans mittparti och en ökande stånglutning i skivans ändpartier. Variabel stånglutning skulle även innebära att stångbredden i de enskilda stängerna varierade. I och med detta konstaterande bortfaller även kravet på att välja lämplig storlek på vertikalbalkarnas tröghetsmoment, eftersom dessa då inte skulle utsättas för böjning i någon större grad.

Vertikalbalkarnas tvärsnittsarea har framtagits med hjälp av von Karmans "medverkande-bredd"-formel. Eftersom denna formel utgör en approximation av teoretiskt härledda samband för en initiellt plan, firsidigt upplagd platta, ger den en ganska dålig bild av deformationsförloppet, d v s sambandet mellan kantstukning och last. För praktisk dimensionering används därför formler som tar hänsyn till inverkan av initiella deformationer hos plattan. AISI 1978 föreskriver t ex följande formel:

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_e}} \left( 1 - 0,22 \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_e}} \right)$$

Nya undersökningar av Thomasson (1978) tyder på att AISI-formeln i sin tur ger för stor kantstukning vid belastningsnivåer under maxlast.

I FIG 4.2:5 illustreras påkänningsfördelningen i en normalkraftbelastad, fyrsidigt upplagd platta efter det att buckling har inträtt. I figuren redovisas det principiella sambandet mellan påförd belastning och kantstukning ( $\epsilon_e$ ) både teoretiskt beräknad för en initialt plan platta och enligt "medverkande-bredd"-formler av von Karman och AISI (1978).

I fackverksmodell AGA, AGL, KGA och KGL är vertikalbalkarnas tvärsnittsareor framtagna under förutsättningen att normalkraften angräper i det reducerade tvärsnittets tyngdpunkt och att kantpåkänningen ( $\sigma_e$ ) är 100 MPa. När en panel belastas i det geometriska tvärsnittets tyngdpunkt, kommer panelerna vid ökande belastning att utsättas för samtidigt verkande "tryck och böjning". Eftersom panelerna är fastsatta längs de horisontella kantbalkarna AB och CD medelst svetspunkter mellan panelliv och balk, kommer panelerna i försöksskivorna att belastas av en excentriskt verkande normalkraft.

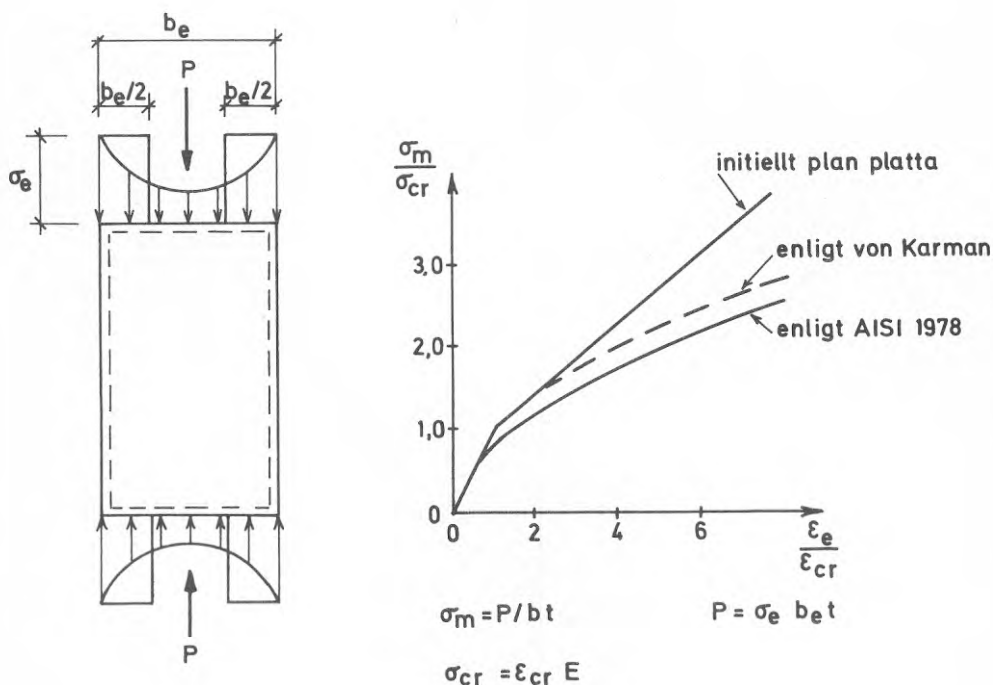


FIG 4.2:5 Principiellt samband mellan påförd belastning ( $P$ ) och kantstrukningen ( $\epsilon_e$ ) i en fyrsidigt upplagd platta. Se text Thomasson (1978).

Normalkraftfördelningen i fackverkets vertikala balkar påverkas i ringa grad av de ingående vertikalbalkarnas tvärsnittsarea (jfr 3.2.4). Fackverkets horisontella deformation ( $\Delta_{10}$ ) påverkas däremot märkbart av en ändring av vertikalbalkarnas tvärsnittsarea (jfr 3.2.7).

Genom att studera de uppmätta deformationerna  $\Delta_{11}$ ,  $\Delta_{13}$ - $\Delta_4$  och  $\Delta_{14}$  som anger panelernas förkortning eller förlängning (se FIG 2.3:1) i de olika försöken kan ett resonemang föras kring valet av vertikalbalkarnas tvärsnittsarea. I detta sammanhang kan också i stort studeras om de normalkrafter som beräkningsmässigt uppstår i fackverksmodellernas vertikala balkar motsvaras av normalkrafter i försöksskivornas paneler. I 4.3 kommer denna fråga att belysas med ledning av de mätningar av normalkraften som gjordes i panel nr 7 i skivorna K 1:1 och K 2:1 och panel nr 13 i skivorna A 1:1 och A 2:1.

I FIG 2.6:3, 2.8:3 och 2.9:3 återges deformationen  $\Delta_4$  för försök K 1:11, A 1:10 och A 2:10. Deformationerna  $\Delta_{11}$ ,  $\Delta_{13}$  och  $\Delta_{14}$  återges i FIG 2.6:4, 2.7:3, 2.8:4 och 2.9:4 för försök K 1:11, K 2:11, A 1:10 och A 2:10. En sammanställning över  $\Delta_{11}$  och  $\Delta_{13}$ - $\Delta_4$  återfinns för de fyra försöken i FIG 4.2:6.

Genomgående kan man konstatera att beräknad förkortning  $\Delta_{11}$  är mindre än motsvarande uppmätt förkortning. Vid sjunkande last minskar skillnaden mellan uppmätt och beräknad deformation för att i stort sett sammanfalla vid lastnivåer som ligger i anslutning till den kritiska lasten ( $P_{cr}$ ).

Vid studium av den uppmätta deformationen  $\Delta_{11}$  måste man hålla i minnet att den yttersta flänsen längs kortsidan BC hade olika utformning i de olika försöken. Denna fläns var på skiva K 2:1 och A 2:1 förstärkt med en kantförstyvning (se FIG 2.1:3), som var så utformad att den inte skulle knäckas förrän sträckgränspåkänningen uppnåtts i tvärsnittets mest ansträngda punkt. Skivan A 1:1 var också försedd med en kantförstyvning som dock inte var optimalt utformad, vilket innebar att sträckgränspåkänning inte uppnåddes innan förstävningen gick till brott genom lokalbuckling (jfr 2.8). I skiva K 1:1 var den yttersta flänsen helt oförstävad (jfr 2.6).

I försök K 2:11 och A 2:10 finns det anledning att anta att flänsen (BC) förblir i det närmaste vertikal fram till brott. Registrerade påkänningar (töjningar) i flänsen och förstävningen i försök K 2:11 tyder på att flänsen inte vrids i någon större utsträckning (se FIG 2.2:1 och 2.7:9-13). Eftersom en registrering av flänsens deformation vinkelrätt mot skivan (se FIG 2.3:1) skedde dels i mittpunkten ( $\Delta_9$ ) och dels i ändpunkterna ( $\Delta_8$  och  $\Delta_{12}$ ), kan den förkortning som beror på panelens utböjning beräknas. Under antagandet att utböjningen är sinusformad blir förkortningen vid en lastnivå något före brott följande:

Försök	Last (kN)	Mittutböjning (mm)	Förkortning (mm)
K 2:11	100	9,21	0,09
A 2:10	130	9,49	0,09

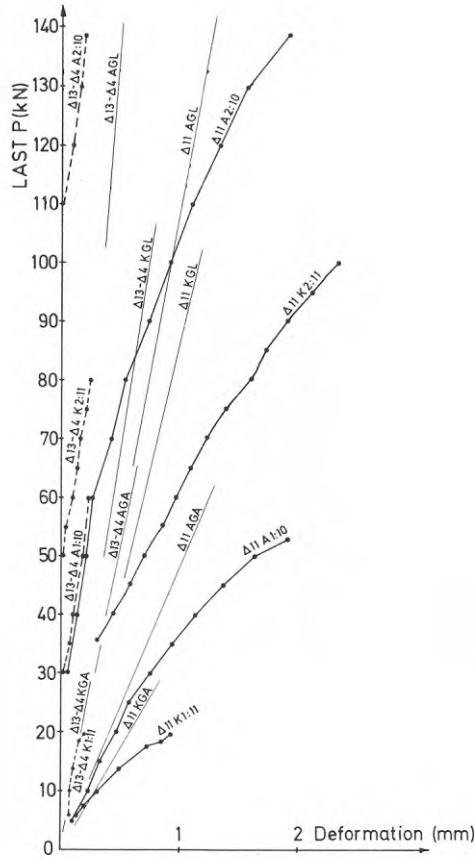


FIG 4.2:6 Uppmätt förkortning av försöksskivornas kortsida BC och mitt i panelernas längdriktning, d v s  $\Delta_{11}$  resp.  $\Delta_{13}$ - $\Delta_{14}$  och motsvarande beräknade värden. Se FIG 2.3:1.

Vid lastnivån  $P = 100$  kN är påkänningsfördelningen i den förstyvade flänsen i försök K 2:11 sådan att det effektiva tvärsnittet i det närmaste blir symmetriskt. (Den maximala påkänningen i livplåten är 270 MPa, vilket ger en medverkande bredd på 64 mm enligt von Karmans formel. Jfr även 3.2.2). Genom att beräkna medelvärdet av randtöjningarna i flänsen erhålles medelstukningen i det uppmätta tvärsnittet. Om denna medelstukning antas vara representativ i flänsens hela längd, kan förkortningen av flänsen beräknas till 2,46 mm. Motsvarande kan inte göras i försök A 2:10, eftersom någon mätning av den yttersta flänsens töjning inte gjordes.

Totalt kommer således flänsen BC att förkortas 2,55 mm beroende på utböjning och stukning. Motsvarande uppmätt värde på  $\Delta 11$  är ca 2,34 mm. Fullständig överensstämmelse är inte att vänta, eftersom flera antaganden har gjorts. Om man enbart beaktar antagandet att den registrerade "medelstukningen" i en sektion som är belägen 650 mm från kantbalk AB är representativ i hela flänsens längd, medför detta säkerligen en överskattning av den beräknade förkortningen. Något som man ej heller får bortse ifrån är förbindningarnas eftergivlighet i anslutning till upplag B. Det är en stor koncentration av normalkrafter som skall införas i kantbalken från panelen vid upplag B. Trots att förstärkningsåtgärder vidtogs vid skivans hörnpunkter B och C kan man inte utesluta viss rörelse mellan kantbalk och panel framför allt vid B.

För samtliga försök A 1:10, K 2:11 och A 2:10 gäller att sambandet mellan påförd last (P) och uppmätt stukning ( $\Delta 13$ - $\Delta 4$ ) av panelerna i skivornas mitt bildar en i det närmaste rak linje. Denna linje löper i stort sett parallellt med motsvarande beräknade linje som anger sambandet mellan påförd last (P) och stukningen av den (fackverk AGA och AGL) eller de (fackverk KGA och KGL) vertikala balkar som ligger i fackverksmodellernas mitt. Det är först vid en belastningsnivå som klart överstiger den kritiska ( $P_{cr}$ ) som den uppmätta stukningen blir märkbar.

Om  $\Delta 13$ - $\Delta 4$  i försök K 2:11 extrapoleras till lastnivån  $P = 110$  kN, blir beräknad stukning ca 1,8 ggr så stor som uppmätt. Beräknad stukning i försök A 1:10 är ca 2,0 ggr så stor som uppmätt vid  $P = 50$  kN. Vid lastnivån  $P = 140$  kN är beräknad stukning ca 2,5 ggr så stor som motsvarande försöksvärde i försök A 2:10. Sammanfattningsvis kan konstateras att för försök A 1:10, K 2:11 och A 2:10 gäller att uppmätt stukning vid lastnivåer i anslutning till brottlasten är ca hälften så stor som motsvarande beräknade värden. Däremot råder överensstämmelse i försök K 1:11 mellan uppmätt och beräknad stukning.

Orsaken till att beräknad stukning  $\Delta 13$ - $\Delta 4$  är större än uppmätt är förmodligen icke främst en fråga om val av lämplig tvärsnittsarea i fackverksmodellernas vertikala balkar. I fackverksmodellerna är diagonalstänger och vertikala balkar sammankopplade enbart i knutpunkterna. I verkligheten råder en komplex samverkan mellan dragfältskrafter i panelernas livplåtar och normalkrafter som främst upptas i panelernas styvare delar, d v s flänsar och anslutande livplåtar. Denna samverkan gör att den normalkraft som uppstår i de paneler som är belägna i försöksskivornas mitt blir mindre än motsvarande normalkrafter i fackverksmodellernas vertikala balkar.

När man jämför uppmätt förlängning ( $\Delta 14$ ) av den dragna flänsen i den yttersta panelen längs kortsidan AD i de fyra försöken med motsvarande beräknat värde framkommer att uppmätt förlängning genomgående är större. Ej heller i detta fall är det i första hand en fråga om lämpligt val av vertikalbalkarnas tvärsnittsarea i fackverksmodellerna. Eftersom panelen utsättes för dragkraft, kommer i princip hela det geometriska tvärsnittet att delta i lastupptagningen. Om hänsyn tas till detta, skulle överensstämmelsen bli ännu sämre. Den dåliga överensstämmelsen beror i huvudsak på andra fenomen, dels på fackverksmodellens begräns-

ningar, dels på icke registrerad deformation i de hårt ansträngda förbindningarna mellan panel och kantbalk vid upplag A.

Fackverksmodellens uppbyggnad är sådan att den dragkraft som uppstår i den vertikala balken längs kortsidan AD blir mycket begränsad (jfr FIG 3.2:9 och FIG 3.2:12). Modellen beskriver denna del av skivan mindre bra och det framför allt vid underkritiskt område.

Försöksskivorna begränsas av två mycket styva horisontella kantbalkar men tämligen veka "vertikala kantbalkar" i form av de yttersta panelernas flänsar. Om man tänker sig försöksskivorna försedda även med styva vertikala kantbalkar, kommer den vertikala balken AD att utsättas för en linjärt föränderlig dragkraft. Storleken på denna (maxvärde  $P a/b$ ) bestäms av förhållandet mellan skivans längd ( $b$ ) och höjd ( $a$ ). Detta gäller så länge ett rent skjuvpåkänningsstillstånd råder i skivan, d v s initieellt plan skiva. Om skivan inte är försedd med vertikala kantbalkar, kommer den att utsättas för ett "böjande moment" som ger dragning i partiet närmast kortsidan AD (jfr "teori för hög balk").

Nu är ju försöksskivorna inte försedda med styva vertikala kantbalkar, inte heller är förhållandet mellan dess längd ( $b$ ) och höjd ( $a$ ) sådant ( $b/a = 1,75$ ) att "böjmomentet" blir särskilt avgörande, och dessutom är skivan inte initieellt plan. Det förda resonemanget tyder dock på att fackverksmodellen ger för låga värden på de dragkrafter som uppstår i panelerna närmast kortsidan AD, framför allt vid underkritiskt område.

Eftersom en koncentration av dragfältets krafter överförs från panel till kantbalk just vid upplag A, kan en viss del av deformationen  $\Delta 14$  hänföras till förbindningarnas eftergivlighet i detta parti. När de mest ansträngda förbindningarna närmast A undandrar sig ökande lastupptagning till följd av t ex begynnande plasticering, ökar i stället kraftupptagningen i förbindningarna längre ut på balken från upplag A räknat. Observationer under försökens gång och även försöksresultat som bl a visar böjmomentfördelningen i kantbalk AB (jfr 4.4) tyder delvis på detta.

Trots förstärkningsåtgärder i form av extra förbindningar för att förhindra förbindningsbrott mellan panel och kantbalk i anslutning till upplag A kan man inte utesluta att förbindningarnas deformation märkbart kan ha påverkat den uppmätta deformationen  $\Delta 14$ .

De horisontella kantbalkarnas resulterande deformationer ( $\Delta 4$ ,  $\Delta 11$ ,  $\Delta 13$  och  $\Delta 14$ ) vinkelrätt mot balkarnas längdriktning i skivans plan har använts vid den genomförda analysen av skivans stukning resp. töjning i panelernas längdriktning i tre bestämda snitt: längs sidan AD ( $\Delta 14$ ), i skivans mitt ( $\Delta 13$ - $\Delta 4$ ) och längs sidan BC ( $\Delta 13$ ). Eftersom kantbalkarna utsättes dels för vridning (lasten påförs excentriskt), dels för böjning (dessutom längdförskjutes kantbalken CD), kan givetvis mätresultaten vara behäftade med relativt stora osäkerheter. Sambandet mellan registrerade deformationer och påförd last uppvisar ett likartat

förlopp i de fyra försöken, varför större tillfälliga fel kan uteslutas. De erhållna mätresultaten som anger stukningen i skivans mittparti bedöms kunna ligga till grund för fortsatt diskussion.

Det har här grovt konstaterats att stukningen i skivans mittparti vid försök A 1:10, K 2:11 och A 2:11 är hälften av den stukning som motsvarande vertikala balkar erhåller i resp. fackverksmodell. Eftersom det är uppenbart att normalkrafterna i skivornas mittparti bör vara mindre än i motsvarande vertikala balkar i fackverksmodellerna, kan det vara av intresse att se vilken reduktion av den horisontella deformationen  $\Delta l_0$  en halvering av den vertikala deformationen medför. Någon exakt beräkning har inte genomförts för detta fall. Den kan dock uppskattas genom att de resultat som redovisas i 3.2.7 används på så sätt att enbart den horisontella deformationen som härrör från dragfältets förlängning beaktas. Till dragfältets deformation läggs sedan hälften av skillnaden mellan denna och beräknad deformation i resp. fackverk. Genom detta förfaringsätt erhålles ett approximativt uttryck för deformationen  $\Delta l_0$  i ett fackverk där den vertikala deformationens bidrag till den horisontella halveras. Genomförs detta även för fackverk KGA\* (försök K 1:11), fås följande värde på förskjutningsmodulen  $\Delta l_0/P$ :

$\Delta l_0/P$ (mm/kN)			
Dragfält ( $\alpha = 63,4^\circ$ )	Fackverk		Fackverk med reducerad vertikal deformation
0,033	KGA*	0,079	KGA** 0,056
0,019	KGL*	0,037	KGL** 0,028
0,033	AGA*	0,067	AGA** 0,050
0,019	AGL*	0,033	AGL** 0,026

Anm.: KGA\*, KGL\*, AGA\* och AGL\* anger att förskjutningsmodulen är ökad med hänsyn till uppmätt plåttjocklek (se sid 131). Även dragfältets förskjutningsmodul är ökad med hänsyn till uppmätt plåttjocklek.

Utgående från samma antaganden som tidigare (FIG 4.2:3-4) att skivorna enbart skjuvdeformerar upp till lasten  $P_{cr}$  och därefter enligt resp. fackverksmodell (KGA\*\*, KGL\*\*, AGA\*\* och AGL\*\*) med reducerad vertikal deformation enligt ovan erhålles beräknat värde på  $\Delta l_0$ , som i samtliga fall understiger försöksvärdena. Dessa last-deformationssamband återges i FIG 4.2:7-8.

Den största procentuella avvikelserna mellan beräknad och uppmätt deformation i anslutning till brottlasten uppvisas i försök K 1:11. Detta kan eventuellt förklaras av att uppmätt stukning i skivans mittparti motsvaras av beräknad enligt FIG 4.2:6. I detta fall skulle således ingen reduktion av den beräknade horisontella deformationen vara motiverad.

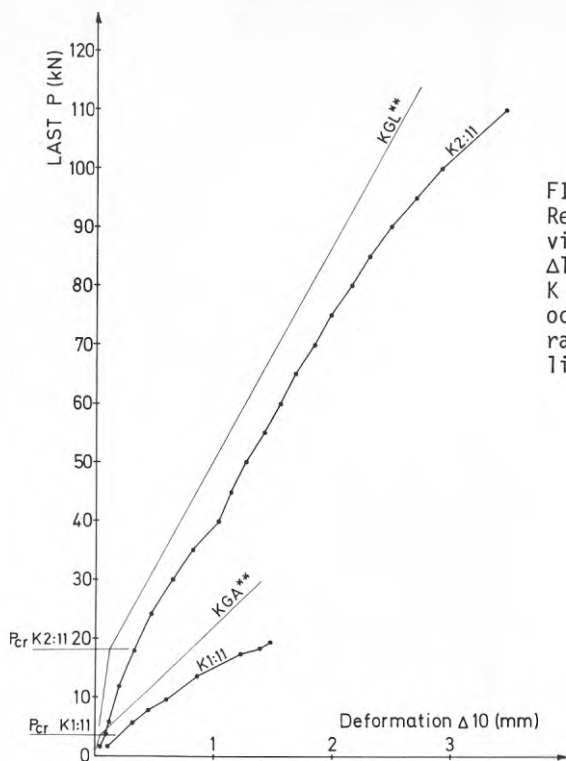


FIG 4.2:7

Resultande deformation vid mätfjäder nr 10, d v s  $\Delta_{10}$ , vid försök K 1:11 och K 2:11. Linjerna KGA\*\* och KGL\*\* anger motsvarande beräknade värden enligt texten ovan.

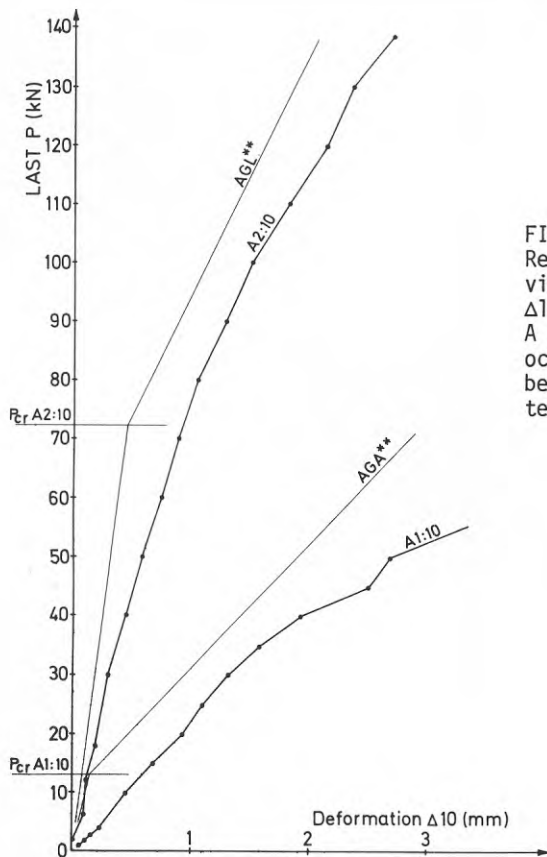


FIG 4.2:8

Resultande deformation vid mätfjäder nr 10, d v s  $\Delta_{10}$ , vid försök A 1:10 och A 2:10. Linjerna AGA\*\* och AGL\*\* anger motsvarande beräknade värden enligt texten ovan.



Skillnaden mellan beräknad och uppmätt deformation  $\Delta l_0$  kan tänkas vara ett utslag av deformationer i förbindningarna och då främst deformationen i förbindningarna mellan panelerna. Någon klar tendens kan dock inte utläsas i FIG 4.2:7-8. Antalet förbindningar mellan panelerna är mer än dubbelt så stort i skiva A 1:1 och A 2:1 i jämförelse med skiva K 1:1 och K 2:1. Detta borde medföra att överensstämmelsen mellan beräknad och uppmätt deformation blir sämre i försök A 1:10 och A 2:10 än i försök K 1:11 och K 2:11.

Det är dock mycket vanskligt att dra alltför långtgående slutsatser av en jämförelse mellan skivor som är uppbyggda av helt olika paneltyper. (Skivorna A 1:1 och A 2:1 är uppbyggda av paneler med bredden  $B = 300$  mm och skivorna K 1:1 och K 2:1 av paneler med bredden  $B = 600$  mm). Eftersom skivornas deformationsbeteende beror på en mängd komplext samverkande faktorer, såsom skivans imperfektioner, kritisk bucklingslast och belastningsnivå i förhållande till den kritiska, kan man inte förvänta sig att isolerat kunna studera en av dessa faktorer inverkan.

#### 4.3 Normalkraft i panelerna nr 7 och 13

När en väggskiva av tunnväggiga plåtpaneler enligt FIG 2.1:1-2 belastas till en nivå som klart överstiger den belastningsnivå, som ger bucklingskritiska skjuvpåkänningar, utvecklas ett dragfält mellan de horisontella kantbalkarna AB och CD. Krafterna i detta dragfält ger resulterande normalkrafter framför allt i de paneler som är belägna i anslutning till skivans kortsida BC. Eftersom dessa normalkrafter under vissa betingelser är begränsande för skivans maximala lastupptagningsförmåga, är det angeläget att känna till normalkraftens storlek. Därför har mätningar utförts av de axiella membranpåkänningarna i den yttersta panelen i skiva K 1:1 och K 2:1 och den näst yttersta panelen i skiva A 1:1 och A 2:1 (jfr FIG 2.2:1-2).

Påkänningsfördelningen i panel nr 7 i försök K 1:11 och K 2:11 redovisas för tre belastningsnivåer i FIG 2.6:11-13 och i FIG 2.7:11-13. I FIG 2.8:12-14 och i FIG 2.9:11-13 återges påkänningsfördelningen i panel nr 13 i försök A 1:10 och A 2:10.

I försök K 2:11, A 1:10 och A 2:10 uppvisar påkänningsfördelningen ett principiellt likartat förlopp. I den högre halvan av panelens livplåt sker en brant tillväxt av påkänningarna med maxvärde i övergången mellan liv- och flänsplåt. Däremot tenderar den maximala påkänningen i vänstra halvan av panelens liv att uppträda en bit från övergången mellan liv och fläns. Detta är tydligast i försök A 1:10 och K 2:11. Det är förmodligen de snedställda skjuvbucklorna som i detta fall gör att den typiska påkänningsfördelningen vid nod resp. buk inträffar samtidigt i samma tvärsnitt.

Vid beräkning av resulterande normalkraft har påkänningarna antagits variera linjärt mellan de olika mätpunkterna. Påkänningen i övergången mellan liv och fläns, mellan fläns och förstyvning och mellan förstyvning och läpp har erhållits genom extra-

polering. Påkänningen har dessutom antagits vara konstant i läppen. Profilens tvärsnitt har antagits överensstämma med den nominella enligt FIG 2.1:3, och bockningsradiens inverkan har försumrats. Den uppmätta stälkärnans tjocklek 0,65 mm resp. 1,15 mm (jfr TABELL 2.1:2) har använts vid beräkningarna. Den på detta sätt beräknade normalkraften kommer i fortsättningen att kallas uppmätt normalkraft. Skivans imperfektioner (se 4.2) och bucklingsomlagringar, som i varierande grad gör sig gällande vid ökande last, medför givetvis att sambandet mellan påförd last (P) och uppmätt normalkraft ej blir helt linjärt.

Uppmätta normalkrafter vid försök K 1:11 och K 2:11 i panel nr 7 och motsvarande beräknade värden återfinns i FIG 2.6:14 och 2.7:14. I FIG 2.8:15 och 2.9:14 finns uppmätta normalkrafter vid försök A 1:10 och A 2:10 i panel nr 13 och motsvarande beräknade värden. Dessa värden har erhållits vid beräkningar utförda på fackverksmodellerna KGA, KGL, AGA och AGL.

Utvärderingen av försöksresultaten är utförda på ett sådant sätt att de erhållna normalkrafterna direkt skall kunna jämföras med normalkraften i den av fackverksmodellens vertikala balkar som motsvarar de sammanfogade flänsarna och angränsande liv i panel nr 7 resp. panel nr 13 (se 2.5.1, Resultater normalkraft).

Eftersom påkänningsmätningen har koncentrerats till en panel i resp. typ av provskiva, d v s panel nr 7 i provskivorna K 1:1 och K 2:1 och panel nr 13 i provskivorna A 1:1 och A 2:1, har det varit nödvändigt att förutsätta att påkänningsfördelningen var symmetrisk i förhållande till panelernas flänsar för att genomföra ovanstående utvärdering.

Om man förutsätter att den normalkraftfördelning som redovisas i FIG 3.2:12 för fackverksmodellerna AGA, AGL, KGA och KGL även är giltig i resp. provskiva, kommer ovanstående antagande om symmetrisk påkänningsfördelning att ge både för låga och för höga värden på uppmätt normalkraft. I försök A 1:10 och A 2:10 uppmättes normalkraften i panel nr 13. I FIG 3.2:12 framgår att antagandet om att påkänningsfördelningen i högra halvan av panel nr 13 skulle motsvaras av samma påkänningsfördelning i vänstra halvan av panel nr 14 inte är helt korrekt. Normalkraften i försök A 1:10 och A 2:10, kurva 2 i FIG 2.8:15 och 2.9:14, skulle således vara något underskattad. På motsvarande sätt skulle kurva 1 vara något överskattad, eftersom det förutsatts att den påkänningsfördelning som råder i vänstra halvan av panel nr 13 motsvaras av samma påkänningsfördelning i högra halvan av panel nr 12. Så är ju icke fallet utan påkänningen i panel nr 12 är lägre än i panel nr 13.

På samma sätt som vid försök A 1:10 och A 2:10 kommer normalkraften i försök K 1:11 och K 2:11, kurva 1 i FIG 2.6:14 och 2.7:14, att vara något överskattad. Däremot kommer kurva 2 att korrekt återge normalkraften, eftersom man i detta fall inte har behövt förutsätta någon symmetrisk påkänningsfördelning beroende på att panel nr 7 är den yttersta panelen i skivan.

I FIG 4.3:1 återges försöksresultaten från samtliga fyra försök: K 1:11, A 1:10, K 2:11 och A 2:10. Här framgår det att plåt-

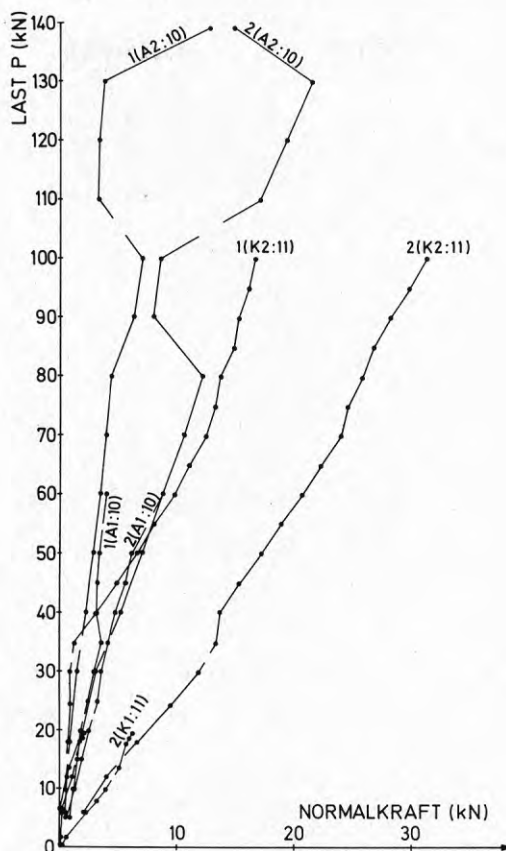


FIG 4.3:1 Resultande normalkraft i panel nr 13, försök A 1:10 och försök A 2:10, och resulterande normalkraft i panel nr 7, försök K 1:11 och försök K 2:11. Kurva 1 (A 1:10) och 1 (A 2:10) anger normalkraften i vänstra halvan av panel nr 13 multiplicerad med 2, och kurva 2 (A 1:10) och 2 (A 2:10) anger normalkraften i panelens högra halva multiplicerad med 2 (se kap. 2.5). Kurva 1 (K 1:11) och 1 (K 2:11) anger normalkraften i vänstra halvan av panel nr 7 multiplicerad med 2, och kurva 2 (K 1:11) och 2 (K 2:11) anger normalkraften i panelens högra halva (se kap. 2.5). Beträffande kurva 1 (K 1:11) se även FIG 2.6:14.

tjockleken påverkar upptagen normalkraft mycket litet. Överensstämmelsen mellan kurva 2 (K 1:11) och 2 (K 2:11) är tämligen god. Kurva 2 (K 1:11) resp. 2 (K 2:11) anger normalkraften i panel nr 7:s högra halva i försök K 1:11 och K 2:11. Försök K 1:11 är utfört på försöksskiva K 1:1 med plättjockleken  $t = 0,65$  mm, och försök K 2:11 är utfört på försöksskiva K 2:1 med plättjockleken  $t = 1,15$  mm.

Det är något svårare att tolka kurvorna 1 (K 1:11) och 1 (K 2:11), eftersom kurva 1 (K 2:11) starkt ändrar lutning vid  $P = 35$  kN och vid försök K 1:11 motsvarande last ej uppnåddes. Vid försök på skivor med panelbredden  $B = 300$  mm,  $d$  v s försök A 1:10 och A 2:10, följer de båda kurvorna 1 och 2 varandra.

Av FIG 3.2:12 framgår att med utgångspunkt från fackverksmodellerna KGA och KGL (motsvarar försöksskivorna K 1:1 och K 2:1) beräknade normalkrafter i de olika fackverkens vertikala balkar skiljer sig mycket litet från varandra. Samma sak visar fackverksmodellerna AGA och AGL som motsvarar försöksskivorna A 1:1 och A 2:1.

I 3.2.4 diskuteras olika faktorerers inverkan på normalkrafternas storlek i fackverksmodellernas vertikala balkar. Där framgår det att en variation av vertikalbalkarnas tröghetsmoment eller tvärsnittsarea påverkar normalkrafterna i ringa grad (jfr FIG 3.2:11-12). Däremot har diagonalstängernas lutning större inverkan på vertikalbalkarnas normalkraft. En ökning av stånglutningen medför en ökning av normalkraften enligt FIG 3.2:10. Den maximala normalkraften, som uppstår i den yttersta vertikala balken längs kortsidan BC, påverkas däremot inte så mycket av en ändring i stånglutningen som normalkraften i övriga balkar gör.

De med fackverksmodellerna beräknade normalkrafterna är genomgående större än försöksresultaten. Orsaken till detta är inte främst att söka i valet av vertikalbalkarnas tvärsnittsarea och tröghetsmoment eller i valet av lämplig stånglutning utan i fenomen som inte beaktas av fackverksmodellerna. Dessa fenomen kommer att belysas i den fortsatta diskussionen.

Fackverksmodellernas konstruktion med diagonalstänger som löper mellan de horisontella kantbalkarna AB och CD gör att den normalkraft som orsakas av dragfältet nästan enbart förs in i de vertikala balkarnas ändpunkter. Normalkraften förblir således i det närmaste konstant längs balkarna (jfr FIG 3.2:9). Om detta är giltigt även för de normalkrafter som uppstår i försöksskivornas paneler, kommer maximal tryckpåkänning att uppträda i panelens mitt. Genom att panelernas liv är fastsatta till kantbalkarna kommer panelerna att utsättas för samtidigt verkande normalkraft och böjmoment, som orsakas av normalkraftens excentricitet (jfr 4.2).

I samtliga fyra försök gick den yttersta tryckta flänsen till brott genom lokal buckling i närheten av upplag B (jfr BILD 2.6:1, 2.7:1, 2.8:1 och 2.9:1). Detta tyder på att maximal påkänning inte uppträder i den yttersta panelens mitt. Orsaken till detta kan vara dragfältets tendens att "sprida ut sig" i skivornas ändpartier enligt FIG 4.3:2.

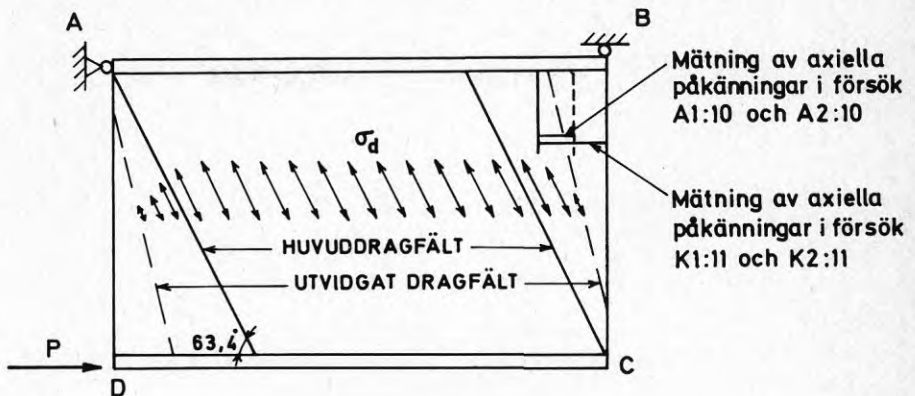


FIG 4.3:2 Illustration av dragfältets "spridning" i anslutning till skivans ändpartier

Dragfältets krafter som överförs från panelliv till panelliv ger dragpåkänningar i panelliven. Dragfältskrafterna ger resulterande normalkrafter som i sin tur ger tryckpåkänningar i panelernas livplåtar. Dessa drag- och tryckpåkänningar motverkar varandra.

Dragfältet "sprids" både i anslutning till skivans hörn D och hörn B enligt FIG 4.3:2. Om man begränsar resonemanget till skivans ändparti i anslutning till kortsidan BC, som för tillfället är intressant, är det givetvis vanskligt att uttala sig om hur dragfältskrafterna fördelar sig i detta område. När det gäller den yttersta panelen, bör det dock vara så att den största dragfältskraften givetvis uppstår i anslutning till skivans hörn C, medan dragfältskraften är obetydlig i anslutning till hörn B. Detta medför att i skivans hörn C motverkar tryck- och dragpåkänningar varandra. I anslutning till hörn B är dragpåkänningarna mindre dominanta, vilket medför att tryckpåkänningarna bör erhålla maxvärde i anslutning till upplag B - detta under förutsättning att "normalkraftens excentricitetsmoment" ej har avgörande betydelse.

Dragfältets "utspridning" påverkar även den registrerade axiella påkänningsfördelningen. Detta framgår tydligt i bl a försök A 1:10 och K 2:11, där relativt stora dragpåkänningar uppstår i livplåtens mitt. Se FIG 2.7:11-13 och FIG 2.8:12-14. I och med att en del av dragfältets "krafter" ger dragpåkänningar som motverkar de tryckpåkänningar som orsakas av normalkraften, kommer den uppmätta normalkraften att bli mindre än motsvarande normalkraft beräknad i fackverksmodell. Bilden kompliceras något av konstaterandet att ökad stänglutning också medför ökad normalkraft i fackverksmodellernas vertikala balkar. Det är svårt att uppskatta den ökning av normalkraften som skulle uppstå i de yttersta panelerna när dragfältet sprids. I stort sett tyder dock försöksresultatens förhållande till beräknade värden på att

denna effekt måste vara av underordnad betydelse. Med detta menas att dragfältskrafterna ger större reduktion av uppmätt normalkraft än den teoretiska ökningen av den resulterande normalkraften som orsakas av dragfältets förankringskrafter.

I avsnitt 4.2 jämfördes bl a stukningen av de tryckta vertikala balkarna i fackverksmodellerna med motsvarande stukning i försöksskivorna. Det framgick då (FIG 4.2:6) att stukningen i skivornas mittparti var mindre än stukningen i motsvarande vertikala balkar. I skivornas ändparti längs kortsidan BC var däremot uppmätt stukning större än beräknad. Eftersom de horisontella kantbalkarna AB och CD är relativt styva, kommer de att ha viss förmåga att överföra normalkrafter från skivans "veka" ändparti till det "styvare" mittpartiet. Detta fenomen kan inte isoleras, och det är därför svårt att i försöksresultaten hitta något som helt belägger detta antagande. I försök A 2:10 framgår det dock att en omfördelning av normalkraftupptagningen kan ske mellan panelens vänstra och högra halva. Detta visas i FIG 2.9:14. Vid lastnivån  $P = 80$  kN minskar högra halvan av panelen (kurva 2) sin normalkraftupptagning, medan vänstra halvan (kurva 1) ökar sin andel. Eftersom en omfördelning av normalkraftupptagningen kan ske inom en panel, bör den givetvis också kunna ske mellan paneler. I FIG 2.7:14 kan man skönja att vid ökande belastning ( $> 40$  kN) blir i försök K 2:11 överensstämmelsen sämre mellan uppmätt normalkraft i högra halvan av panelen (kurva 2) och beräknad normalkraft (kurva 2 KGL) i fackverksmodellens vertikala balk längs kortsidan BC. Däremot är skillnaden i det närmaste konstant mellan uppmätt och beräknad normalkraft i panelens vänstra halva (kurva 1 resp. 1 KGL). Detta tyder på att när den yttersta delen av panelen upptar allt mindre del av normalkraftens ökning, aktiveras vänstra halvan av panelen i större grad för att ta upp normalkraft. Till detta kommer förmodligen det faktum att dragpåkänningar i större grad reducerar den uppmätta normalkraften i vänstra halvan av panelen än vad fallet kan förväntas vara i den högra halvan av panelen.

Det förda resonemanget ger ett visst belägg för antagandet att en omfördelning av normalkraft kan ske inom skivan på så sätt att de uppmätta normalkrafterna i skivornas ändparti i anslutning till kortsidan BC blir lägre än motsvarande normalkrafter beräknade i fackverksmodell.

Fackverksmodellen beskriver försöksskivornas beteende, när ett dragfält har utvecklats mellan de horisontella kantbalkarna, d v s vid en belastningsnivå som klart överstiger den belastning som ger bucklingskritiska skjvupåkänningar. I samband med att den horisontella deformationen  $\Delta l_0$  (avsnitt 4.2) studerades, konstaterades att en viss del av lastupptagningen kunde hänföras till skjvupåkänningar i plåten. Genomgående i de fyra försöken kunde man konstatera att med ökande belastningsnivå avtog skivans styvhet (jfr FIG 4.2:3-4). Detta kan då bl a sättas i samband med att den lastandel som upptas av skjvupåkänningar blir allt mindre med ökande last.

När det gäller normalkrafter i panel nr 7 (försök K 1:11 och K 2:11) resp. panel nr 13 (försök A 1:10 och A 2:10), kan inget klart samband skönjas mellan belastningsnivå och uppmätt normalkraft. Det är snarast så att den uppmätta normalkraften

växer linjärt med påförd belastning ( $P$ ). I detta avseende råder överensstämmelse med de normalkrafter som beräkningsmässigt uppstår i fackverksmodellens vertikala balkar i anslutning till kortsidan BC (jfr FIG 2.6:14, 2.7:14, 2.8:15 och 2.9:14). En av orsakerna till detta är att de i försöksskivorna ingående panelernas livplåtar ej är initieellt plana. Detta innebär att inget rent skjuvpåkänningstillstånd råder i skivorna.

Även om inget rent skjuvpåkänningstillstånd råder i skivan, påverkas den uppmätta normalkraften av de "skjuvpåkänningar" som trots allt finns. För att belysa detta kan man tänka sig en fackverksmodell med korsande dragna och tryckta stänger enligt FIG 4.3:3. Dessa stänger som ersätter panelernas livplåtar kommer då att korsa varandra i rät vinkel på samma sätt som huvudpåkänningarna  $\sigma_1$  och  $\sigma_2$  gör i en skjuvbelastad platta.

Påkänningarnas storlek i stängerna kommer att motsvaras av huvudpåkänningarnas storlek, och stängernas riktning kommer också att sammanfalla med huvudpåkänningarnas riktning. Detta medför att både dragna och tryckta stänger upptar lika stor kraft och har en lutning  $\alpha = 45^\circ$ , så länge den påförda belastningen ger en skjuvpåkänning lägre än den bucklingskritiska (underkritiskt område). Detta givetvis under förutsättningen att de ingående panelernas livplåtar är initieellt plana och att randvillkoren är sådana att ett rent skjuvpåkänningstillstånd råder.

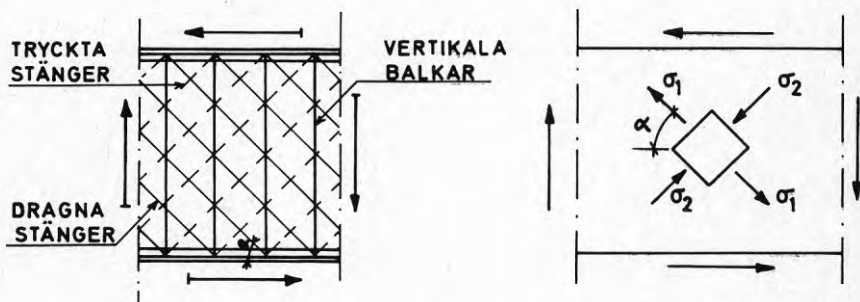
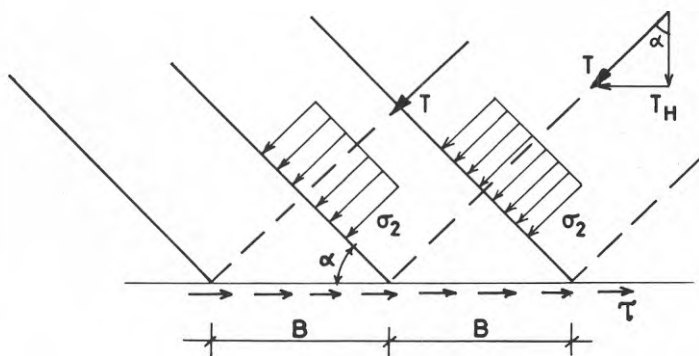


FIG 4.3:3 Fackverk med korsande dragna och tryckta stänger och huvudpåkänningar och huvudpåkänningsriktning i en skjuvbelastad platta

I en initieellt plan skjuvbelastad platta sker en påkänningsomlagring, när den påförda belastningen överstiger den kritiska (överkritiskt område). Undersökningar visar att tryckpåkänningarna ( $\sigma_2$ ) därvid förblir approximativt konstanta beroende på att plattan inte kan uppta ytterligare tryckpåkänningar (jfr bl a Höglund, 1971). Detta verifieras delvis också av de omfattande mätningar av huvudpåkänningarnas riktning och storlek som har gjorts på de fyra försöksskivorna. Detta kommer att behandlas mera ingående i avsnitt 4.5. Samtidigt som tryckpåkänningarna inte ökar vid lastnivåer över den kritiska, ökar huvuddragpåkänningarna och i allmänhet ändras också riktningen.

Eftersom de paneler som ingår i försöksskivorna har livplåtar som långt ifrån kan förväntas vara initieellt plana, existerar för försöksskivorna inget typiskt underkritiskt område vid skjuvbelastning. Det är förmodligen så att det överkritiska beteendet gör sig märkbart redan vid lastnivåer som understiger den kritiska. Eftersom det är bekräftat att tryckpåkänningarna ( $\sigma_2$ ) förblir approximativt konstanta vid lastnivåer som överstiger den kritiska för en initieellt plan skjuvbelastad platta, bör detta förhållande även råda i en platta som ej är initieellt plan. Om man utgår från att tryckpåkänningarna i en ej initieellt plan platta erhåller ett maxvärde som är lika med den kritiska skjuvpåkänningen i en initieellt plan platta, kan de tryckta stängernas maximala bidrag till lastupptagningen vid given stånglutning beräknas enligt FIG 4.3:4.

För ett fackverk med korsande tryckta och dragna stänger är det bara vid stånglutningen  $\alpha = 45^\circ$  som de tryckta stängerna ansluter till de dragna längs fackverkets kortsidor som i FIG 4.3:3. De dragna och tryckta stängerna kommer att ge en vertikalt riktad resulterande kraft som ger en tryckkraft i den vertikala kantbalken BC och en dragkraft i den vertikala kantbalken AD.



$$T = \cos \alpha \cdot B \cdot t \cdot \sigma_2$$

Vid initieellt plan platta gäller:  $\alpha = 45,0^\circ$  och  $\sigma_1 = -\sigma_2 = \tau$

Om  $\sigma_2^{\max} = \tau_{cr}$  blir

$$T^{\max} = \cos \alpha \cdot B \cdot t \cdot \tau_{cr}$$

$$T_H^{\max} = \sin \alpha \cdot \cos \alpha \cdot B \cdot t \cdot \tau_{cr}$$

$$\alpha = 63,43^\circ \text{ ger } T_H^{\max} = 0,4 \cdot B \cdot t \cdot \tau_{cr}$$

FIG 4.3:4 De tryckta stängernas bidrag till lastupptagningen i överkritiskt område



Samtidigt som de tryckta stängerna bidrar till upptagningen av den påförda lasten  $P$ , ger de ökande tryckkraft i kantbalken  $BC$  i förhållande till en fackverksmodell med enbart dragna stänger. De förhållanden som råder i skivornas ändpartier är mycket komplicerade och kan inte beskrivas med en enkel fackverksmodell. I försöksskivorna finns det dock anledning att tänka sig att någon del av den påförda lasten  $P$  upptas av tryckpåkänningar i skivans mittparti på sådant sätt att de uppmätta normalkrafterna blir mindre än de i fackverksmodellerna beräknade normalkrafterna.

Tre fenomen som kan bidra till att förklara skillnaden mellan uppmätt och beräknad normalkraft har diskuterats. Sammanfattningsvis är dessa: dragfältets "spridning", "styvare" partier av skivorna tar större del av normalkraften och "skjuvpåkänningarnas" bidrag till lastupptagningen.

#### 4.4 Normalkraft- och böjmomentfördelning i kantbalk AB

##### 4.4.1 Normalkraft

Resultaterande normalkraft är uppmätt i övre horisontella kantbalken  $AB$  i fyra olika tvärsektioner. Dessa är belägna 300, 900, 2100 resp. 3300 mm från skivornas upplag vid  $A$  och kallas tvärsektion (mätställe) 1, 2, 3 och 4 (se FIG 2.2:1-2). Eftersom dragfältskrafterna i huvudsak förankras i de horisontella kantbalkarna, ger normalkraftfördelningen i kantbalk  $AB$  upplysning om dragfältets utbredning.

Uppmätta och beräknade normalkrafter redovisas vid försök  $K 1:11$ ,  $K 2:11$ ,  $A 1:10$  resp.  $A 2:10$  i FIG 2.6:7, 2.7:7, 2.8:8 och 2.9:7. De beräknade normalkrafterna har erhållits i fackverksmodellerna  $KGA$ ,  $KGL$ ,  $AGA$  och  $AGL$ .

I försöksskivorna  $K 1:1$  och  $K 2:1$  är de olika tvärsektionerna (mätställena) nr 1-4 placerade mitt i resp. panel, medan motsvarande tvärsektioner i försöksskivorna  $A 1:1$  och  $A 2:1$  hamnar mellan panelerna (se FIG 2.2:1-2). Detta gör att tvärsektionerna 1-4 i kantbalken  $AB$  hos fackverksmodellerna  $KGA$  och  $KGL$  hamnar mitt emellan knutpunkterna mellan kantbalk, vertikalbalk och diagonalstag, medan motsvarande tvärsektioner hos fackverksmodellerna  $AGA$  och  $AGL$  hamnar i kantbalkens knutpunkter. I fackverksmodellerna  $AGA$  och  $AGL$  erhålls de beräknade normalkrafterna genom medelvärdet av de normalkrafter i kantbalken som ligger på var sida om aktuell knutpunkt, dvs de knutpunkter som ligger i tvärsektionerna nr 1-4. De beräknade normalkrafterna i fackverk  $KGA$  och  $KGL$  erhålls däremot direkt som den normalkraft som råder i aktuell tvärsektion.

De uppmätta normalkrafterna tyder på att normalkraftfördelningen i kantbalk  $AB$  i de fyra försöken är mycket likartad. I ännu större grad sammanfaller den beräknade normalkraftfördelning som erhålls i de olika fackverksmodellerna. Detta beror på att antalet vertikala balkar och deras tvärsnittsarea och tröghetsmoment påverkar normalkraftfördelningen i ringa grad (jfr FIG 3.2:14-16).

Vid en jämförelse mellan beräknad och uppmätt normalkraft framkommer att överensstämmelsen är tämligen god i tvärsektionerna 1-3. I tvärsektion 4 motsvarar däremot inte de i fackverksmodellerna erhållna normalkrafterna de uppmätta. Orsaken till detta är dels att dragfältet "sprids" i anslutning till skivornas ändpartier (se FIG 4.3:2), dels att en viss del av lasten tas upp av "skjuvpåkänningar" i panelernas livplåtar. Detta har tidigare belysts i samband med diskussionen av den horisontella deformationen  $\Delta l_0$  och de resulterande axiella normalkrafterna i panelerna (se 4.2 och 4.3).

Eftersom de uppmätta normalkrafterna i ringa grad påverkas av de ingående panelernas bredd, begränsas den fortsatta diskussionen till att främst behandla försök A 1:10 och A 2:10.

Fackverksmodell AEA skiljer sig från fackverksmodell AGA enbart genom att AEA har brantare stånglutning. AEA har stånglutningen  $\alpha = 76,0^\circ$ , och AGA har stånglutningen  $\alpha = 63,4^\circ$ . Genom att fackverk AEA har större stånglutning än AGA kommer normalkraftfördelningen i kantbalk AB i fackverk AEA att se något annorlunda ut än i AGA. Normalkraftfördelningens beroende av stånglutningen framgår i FIG 3.2:13. I figuren framkommer att den största skillnaden i kantbalkens normalkraft mellan fackverk AGA och AEA uppträder i anslutning till panel 11 och 12. Detta beror på att det i fackverk AEA är 13 diagonalstänger som löper mellan de horisontella kantbalkarna mot 11 diagonalstänger i fackverk AGA. Det är i huvudsak dessa diagonalstänger som överför dragkrafterna. De stänger som ansluter till fackverkens kortsidor bidrar i ringa grad till kraftupptagningen (jfr 3.2.3 och 3.2.5).

När det enbart gäller normalkraftfördelningen i den horisontella kantbalken AB, kan fackverk AEA även anses vara representativt för försök A 2:10. I FIG 3.2:15 framgår att skillnaden är liten mellan kantbalkens normalkraft i fackverk AGA och AGL. Samma storleksordning på skillnaden kan anses råda mellan fackverk AEA och ett fackverk med stånglutningen  $\alpha = 76,0^\circ$  men med data för vertikalbalkar och diagonalstag som i fackverk AGL.

Den i fackverksmodell AEA beräknade normalkraften i kantbalk AB (tvärsektion 1-4) återges i FIG 4.4:1-2. Där är även införd den normalkraft som skulle råda i de olika tvärsektionerna om konstant skjuvpåkänningsfördelning råder i skivan. Om skjuvpåkänningsfördelningen är konstant längs balken, kommer normalkraften i balken att växa linjärt från noll vid upplag B till maxvärdet vid upplag A. Maxvärdet överensstämmer då med den på skivan påförda lasten P.

I tvärsektion 4 blir överensstämmelsen avsevärt bättre med fackverk AEA än med AGA både i försök A 1:10 och A 2:10. Detta var att vänta, eftersom det tidigare har konstaterats att dragfältet får ökad lutning i anslutning till skivans kortsidor. Fackverk AEA som har stor stånglutning återspeglar detta förhållande. Genomgående är dock den med fackverk AEA beräknade normalkraften i tvärsektion 4 något för låg i förhållande till den uppmätta i försök A 1:10 och A 2:10. Vid försök A 1:10 tenderar överensstämmelsen att bli bättre med ökande last.

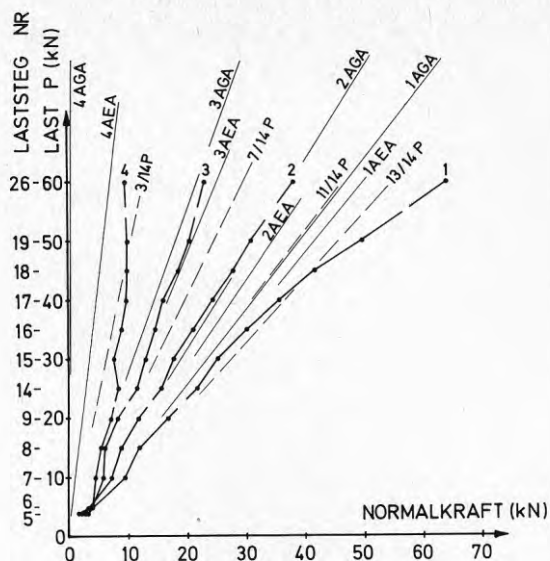


FIG 4.4:1 Försök A 1:10. Normalkraft i övre kantbalken AB vid tvärsektion (mätställe) nr 1, 2, 3 och 4 (se FIG 2.2:2). Linjerna AGA och AEA anger motsvarande med fackverksmodell beräknade värden. Streckad linje anger linjärt föränderlig normalkraft.

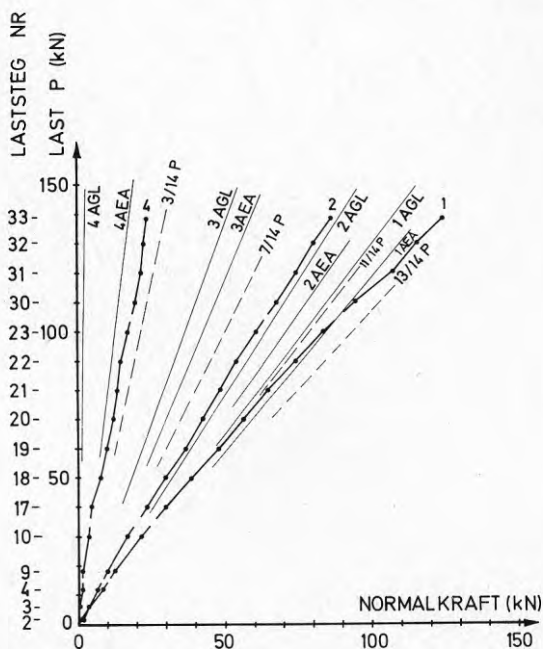


FIG 4.4:2 Försök A 2:10. Normalkraft i övre kantbalken AB vid tvärsektion (mätställe) nr 1, 2, 3 och 4 (se FIG 2.2:2). Linjerna AGL och AEA anger motsvarande med fackverksmodell beräknade värden. Streckad linje anger linjärt föränderlig normalkraft.

Kurva 4 i försök A 1:10 tyder på att det vid lägre lastnivåer sker en koncentration av lastupptagning i kantbalken närmast upplag B. Orsaken till detta kan till stor del hänföras till skivans imperfektioner. Dessa imperfektioner som främst beror på lokala bucklor i panelernas liv och förbindningarnas varierande kvalitet förklarar det något diskontinuerliga sambandet mellan påförd last och uppmätt normalkraft. Dessutom tillkommer bucklingsomlagringar vid ökande belastning som ändrar påkänningsfördelningen i skivan.

Eftersom den uppmätta normalkraften i tvärsektion 4 i försök A 1:10 delvis är påverkad av skivans imperfektioner och att försök A 2:10 fick avbrytas vid en relativt låg lastnivå ( $P = 2P_{cr}$ ), kan det i detta fall vara av intresse att utvidga diskussionen även till försök K 1:11 och K 2:11. I FIG 2.6:7 och 2.7:7 återges beräknat värde i tvärsektion 4 även för fackverk AEA.

När det gäller normalkraftfördelningen i den horisontella kantbalken AB, kan även fackverk AEA anses vara representativ för försök K 1:11 och K 2:11. Vid en jämförelse mellan fackverk AGA och KGA och mellan fackverk AGL och KGL framkommer att normalkraftfördelningen i kantbalk AB påverkas i mycket begränsad utsträckning av att AGA och AGL i det närmaste har dubbelt så många vertikala balkar som KGA och KGL (jfr FIG 3.2:15-16). I FIG 2.6:7 och 2.7:7 framkommer att överensstämmelsen är mycket god mellan uppmätt normalkraft i tvärsektion 4 och beräknad normalkraft i fackverk AEA. I figurerna finns även den normalkraft angiven som skulle uppstå i tvärsektion 4, om konstant skjupåkänning råder i skivan.

Den i försök A 1:10 uppmätta normalkraften i kantbalkens tvärsektion 3 ligger i princip mellan de värden som erhålls i fackverk AGA och AEA. På grund av fel i mätutrustningen registrerades ingen normalkraft i tvärsektion 3 i försök A 2:10. I tvärsektion 2 ger fackverk AEA sämre överensstämmelse än fackverk AGA med uppmätt normalkraft både i försök A 1:10 och A 2:10.

I tvärsektion 1 finns det en tendens till att uppmätt normalkraft vid ökande last bättre stämmer överens med beräknad normalkraft i fackverk AEA än i fackverk AGA. Vid lastnivåer i anslutning till brottlasten sker en extra tillväxtökning av normalkraften i tvärsektion 1. Detta är en generell tendens i samtliga fyra försök. Detta har delvis samband med antagandet (se 4.2) att den stora koncentrationen av dragfältskrafter som sker till upplag A orsakar plasticering i de mest ansträngda förbindningarna med följd att förbindningar längre in på balken tar upp en större del av lasten.

Som tidigare påpekats är det inte enbart det utvecklade dragfältet som är lastupptagande utan en del är att hänföra till skjupåkänningar i panelernas livplåtar. Eftersom panelernas livplåtar ej är initeiellt plana, utvecklas ett dragfält successivt redan från början. Något typiskt underkritiskt område existerar inte. Hur lastupptagningen "fördelar" sig mellan dragfältskrafter och skjupåkänningar är en komplicerad fråga. Klart är dock att vid låg lastnivå ( $P < P_{cr}$ ) bör en större del

av lasten relativt påförd last ( $P$ ) tas upp av skjuvpåkänningar än vad fallet är vid en hög lastnivå som kan vara flera gånger större än den kritiska ( $P_{cr}$ ). Att dra för långtgående slutsatser från den uppmätta normalkraften i kantbalken AB:s fyra tvärsektioner är riskfyllt, eftersom imperfektioner och mätfel kan förvränga resultaten.

I FIG 2.6:7 och 2.7:7 kan man skönja att den uppmätta normalkraften i tvärsektion 4 vid  $P < 2P_{cr}$  följer det samband som gäller för en initieellt plan skiva för att slutligen ansluta till den i fackverksmodell AEA beräknade normalkraften. I försök A 1:10 och A 2:10 kan sådana klara tendenser inte skönjas. Detta kan i försök A 1:10 bero på en extra ogynnsam kombination av imperfektioner och mätfel. Eftersom försök A 2:10 inte kunde drivas längre än till belastningsnivån  $P = 2 P_{cr}$ , ger försöket ingen upplysning om förhållandena vid högre lastnivåer.

Sammanfattningsvis kan konstateras att det förda resonemanget om normalkraftens fördelning i kantbalken AB ger klara indikationer på att dragfältet har en större utsträckning än vad som förutsättes i de använda fackverksmodellerna med stänglutningen  $\alpha = 63,4^\circ$ .

#### 4.4.2 Böjmoment

För att kunna verifiera fackverksmodellernas förmåga att beskriva försöksskivornas beteende vid överkritiskt område,  $d v s$  när ett dragfält har utbildats i skivorna, är det nödvändigt att känna till böjmomentfördelningen i den horisontella kantbalken AB. Därför har det böjande momentet liksom resulterande normalkraft uppmätts i fyra tvärsektioner som ligger på olika ställen längs balken (se 4.4.1 och FIG 2.2:1-2). Uppmätta böjande moment i de fyra olika tvärsektionerna redovisas vid försök K 1:11, K 2:11, A 1:10 resp. A 2:10 i FIG 2.6:8, 2.7:8, 2.8:9 och 2.9:8.

I FIG 3.2:20-21 redovisas beräknad böjmomentfördelning längs hela balken AB. De beräknade värdena har erhållits i fackverksmodellerna AGA, AGL, KGA och KGL. Jämförelsen mellan beräknade och uppmätta böjmoment sker i FIG 3.2:20-21. Eftersom de uppmätta böjmomenten inte växer linjärt med lasten, har försöksresultaten redovisats vid två lastnivåer,  $P_{cr}$  och  $2 P_{cr}$ .  $P_{cr}$  är den last som ger kritisk skjuvpåkänning i panelernas livplåtar (se 4.1). Ett undantag från detta utgör försök A 2:10, där resultaten redovisas vid  $P_{cr}$  och  $1,9 \cdot P_{cr}$ , eftersom skivan A 2:1 gick till brott i anslutning till att lasten  $2 P_{cr}$  uppnåddes.

I FIG 3.2:20 redovisas försöksresultaten från försök A 1:10 och A 2:10,  $d v s$  försöken på skivor med bredden  $B = 300$  mm hos de ingående panelerna. I tvärsektion 1 uppvisar försöksresultaten både för A 1:10 och A 2:10 klart högre värde än motsvarande beräknade värden. Överensstämmelsen är tämligen god mellan beräknade och uppmätta moment i tvärsektion 2 och 3. De uppmätta är

dock något lägre. På grund av fel i mätutrustningen gjordes ingen registrering i försök A 2:10 av böjmomentet i tvärsektion 3. I tvärsektion 4 är uppmätta böjmoment lägre än beräknade. Vid  $P = 1,9 P_{cr}$  sammanfaller dock beräknade och uppmätta värden för försök A 2:10.

Den i fackverksmodell AGA och AGL beräknade böjmomentfördelningen i kantbalk AB uppvisar klar principiell överensstämmelse med uppmätta böjmoment i aktuella tvärsnitt. Skillnaden mellan uppmätta böjmoment i försök A 1:10 och i försök A 2:10 är ungefär lika stor som skillnaden mellan beräknade böjmoment i fackverk AGA och AGL. Detta tyder på att fackverksmodellerna ger en något så när god bild av plättjocklekens inverkan på böjmomentfördelningen. Det enda som skiljer skiva A 1:1 från skiva A 2:1 är plättjockleken 0,65 resp. 1,15 mm. I fackverksmodellerna som ersätter dessa skivor innebär den skilda plättjockleken att fackverk AGL i jämförelse med fackverk AGA har vertikala balkar med större tröghetsmoment och tvärsnittsarea och diagonalstänger med större tvärsnittsarea.

Som tidigare har framhållits (jfr bl a 4.2) är valet av de vertikala balkarnas tröghetsmoment och tvärsnittsarea problemfyllt. Detsamma gäller diagonalstängernas lutning. En förändring i fackverksmodellerna av vertikalbalkarnas tröghetsmoment och tvärsnittsarea liksom en förändring av diagonalstängernas lutning påverkar böjmomentfördelningen i den horisontella kantbalken AB (jfr 3.2.6). Orsaken till att överensstämmelsen mellan uppmätta och beräknade böjmoment är mindre bra i tvärsektion 1 och 4 är att söka i samtliga dessa faktorer inverkan. Till detta kommer skivans imperfektioner och bucklingsomlagringar i panelernas livplåtar som påverkar böjmomentfördelningen olika beroende på belastningsnivå. Mätfel påverkar också det uppmätta böjmomentet (jfr 2.5.2).

En del av skillnaden mellan uppmätt och beräknat böjmoment i kantbalken AB är att hänföra till fackverksmodellernas begränsningar att helt korrekt i alla avseenden beskriva försöksskivornas beteende och belastning. En av dessa begränsningar är som tidigare påpekats att dragfältet i försöksskivorna "sprids" i anslutning till skivornas ändpartier. Detta fenomen tar inte fackverksmodellerna "hänsyn" till. Genom att i FIG 3.2:18 studera böjmomentfördelningen i fackverksmodell AEA och AGA kan effekten av dragfältets "spridning" analyseras. Fackverk AEA som har stänglutningen  $\alpha = 76,0^\circ$  uppvisar avsevärt lägre böjmoment än fackverk AGA i området för tvärsektion 4 i kantbalk AB. I tvärsektion 3 sammanfaller de beräknade böjmomenten, och i tvärsektion 1 och 2 är böjmoment beräknat i fackverk AEA något mindre än i fackverk AGA.

Den karakteristiska skillnaden mellan kantbalken AB:s böjmomentfördelning i fackverk AEA och AGA är enbart ett utslag av de ingående diagonalstängernas lutning  $\alpha = 76,0^\circ$  resp.  $\alpha = 63,4^\circ$ . Även om fackverk AEA och AGA motsvarar skiva A 1:1, kan man anta att samma skillnad i böjmomentfördelningen skulle uppstå mellan fackverk AGL med stänglutningen  $\alpha = 63,4^\circ$  och ett i övriga avseenden likadant fackverk men med stänglutningen  $\alpha = 76,0^\circ$ .

De gjorda iakttagelserna av böjmomentfördelningen i kantbalk AB i fackverk AEA och AGA skulle i tvärsektion 2 och 4 vara tillräckliga för att förklara skillnaden mellan uppmätt och beräknat böjmoment i försök A 1:10 och A 2:10. I tvärsektion 1 skulle däremot skillnaden mellan uppmätt och beräknat böjmoment snarare öka än minska om hänsyn tas till dragfältets "spridning". Det finns i detta fall två andra fenomen som verkar i motsatt riktning. I avsnitt 4.2 har konstaterats att deformationen  $\Delta 14$  (se FIG 2.3:1) är avsevärt större än beräknat. En av anledningarna till detta ansågs vara att dragfältskrafternas koncentration till upplag A medförde en successiv omfördelning av förbindningarnas lastupptagning längs balk AB. Vid begynnande plasticering av förbindningarna vid upplag A fick förbindningarna längre ut på balken ta upp större del av lastökningen. Till detta antagande kan läggas konstaterandet att fackverksmodellerna överskattar den del av lasten som direkt förs till upplag A genom anslutande diagonalstag. Om bara en del av dragkraften i det stag som ansluter till upplag A (se FIG 3.2:8) tas upp av kantbalken, ökar momentet avsevärt i tvärsektion 1.

Skillnaden mellan uppmätt och beräknat böjmoment i kantbalk AB låter sig tillfredsställande förklaras av dragfältets "spridning" och de speciella förhållanden som antas råda när en del av dragfältskrafterna skall förankras vid upplag A. Detta utesluter inte andra fenomen som kan bidra till att förklara skillnaden mellan uppmätta och beräknade moment. Ett av dessa fenomen är att viss del av den påförda lasten upptas av skjuvpåkänningar. Om hänsyn tas till detta skulle de med fackverksmodell beräknade böjmomenten reduceras något. Denna reduktion får dock allt mindre betydelse vid ökande last över den kritiska lasten ( $P_{cr}$ ). Jfr även 4.4.1.

I FIG 3.2:21 redovisas försöksresultaten från försök K 1:11 och K 2:11, d v s försöken på skivor med bredden  $B = 600$  mm hos de ingående panelerna. Försöksresultaten förhåller sig i detta fall till beräknade värden ungefär på samma sätt som försök A 1:10 och A 2:10 gör till motsvarande beräknade värden.

Böjmomentfördelning i kantbalk AB beräknad med fackverk KGA och KGL sammanfaller i stort med motsvarande böjmomentfördelning i fackverk AGA och AGL. Skillnaden blir dock betydande i början och slutet av balken, eftersom fackverk AGA och AGL har dubbelt så många lastinföringspunkter (knutpunkter) längs kantbalk AB. I verkligheten överförs dragfältskrafterna kontinuerligt till kantbalken, varför fackverk AGA och AGL kan förväntas ge en bättre bild av böjmomentfördelningen i närheten av upplag A och B. Av de uppmätta böjmomenten är det endast böjmomenten i tvärsektion 1 som nämnvärt påverkas av detta resonemang.

I princip kan samma resonemang föras vid försök K 1:11 och K 2:11 som vid försök A 1:10 och A 2:10 för att "förklara" skillnaden mellan uppmätta och beräknade böjmoment i kantbalk AB.

Fastän böjmomenten är registrerade enbart i fyra tvärsektioner längs kantbalk AB, bör man kunna konstatera att fackverksmodellerna ger en tillfredsställande bild av böjmomentfördelningen.

Kantbalkens resulterande deformation  $\Delta_3$ ,  $\Delta_4$  och  $\Delta_5$  uppmättes i tre punkter (se FIG 2.3:1). De uppmätta deformationerna uppvisar klart principiellt samband med de beräknade. Detta återges i FIG 2.6:3, 2.8:3 och 2.9:3 för försök K 1:11, A 1:10 och A 2:10. På grund av mätfel redovisas inte motsvarande för försök K 2:11.

#### 4.5 Huvudpåkänning i mätpunkterna nr 1-13

Huvudpåkänningarnas storlek och riktning mättes i 13 olika mätpunkter vid de fyra försöken K 1:11, K 2:11, A 1:10 och A 2:10. Mätpunkternas placering redovisas i FIG 2.2:1-2. I kap. 2 framgår dels hur huvudpåkänningarnas storlek och riktning registrerades, dels hur utvärderingen utfördes.

De uppmätta huvudpåkänningarnas storlek och riktning i de 13 olika mätpunkterna i försök K 1:11, K 2:11, A 1:10 och A 2:10 återges i FIG 2.6:15-26, 2.7:15-27, 2.8:16-28 och 2.9:15-27. I figurerna redovisas även jämförelsevärde för  $\sigma_1$ ,  $d$   $v$   $s$  den maximala påkänningen som vanligtvis är positiv dragpåkänning. Jämförelsevärdena har erhållits från fackverksmodellerna KGA, KGL, AGA och AGL.

I fackverksmodellerna KGA och KGL har jämförelsevärdena erhållits genom att stångkraften i den stång som ligger närmast i förhållande till aktuell mätpunkt dividerats med aktuell stångarea. Eftersom panelernas livplåtar ersättes av relativt få diagonalstänger, kommer samma stång att motsvara flera mätpunkter. I FIG 3.2:1 är de olika stängerna som ingår i fackverksmodellerna KGA och KGL numrerade, och mätpunkternas placering i skivorna K 1:1 och K 2:1 återfinns i FIG 2.2:1. De diagonalstänger som motsvarar de olika mätpunkterna är enligt följande:

Stång nr	Mätpunkt nr
113	1, 2, 3, 4
111	5, 6
112	7, 8
109	9
110	10
107	11
103	12
102	13

I fackverksmodellerna är de olika diagonalstängerna frikopplade från varandra. Dessa stänger motsvarar plattstrimlor i försöks-skivorna. När ett dragfält har utvecklats i skivan, sker givetvis en viss samverkan mellan de olika plattstrimlorna. Om diagonalstängerna kopplas samman efter hela sin längd, kommer normalkrafterna i de olika stängerna att utjämnas. Genom att använda medelvärdet från flera stänger kan eventuellt en bättre spegling av påkänningsfördelningen i skivorna erhållas.



Eftersom fackverksmodellerna AGA och AGL har dubbelt så många diagonalstänger som KGA och KGL, är det motiverat att använda medelvärden från flera stänger för att erhålla jämförelsevärden  $\sigma_1$  i de olika mätpunkterna. Stängnumren i fackverksmodellerna AGA och AGL återfinns i FIG 3.2:2, och mätpunkternas placering i motsvarande skivor A 1:1 och A 2:1 återfinns i FIG 2.2:2. De diagonalstänger som motsvarar de olika mätpunkterna redovisas nedan.

Stång nr	Mät punkt nr
$\frac{367 + 371}{2}$	1, 2, 3
$\frac{368 + 372}{2}$	4
$\frac{359 + 363 + 367}{3}$	5
$\frac{360 + 364 + 368}{3}$	6
$\frac{361 + 365 + 369}{3}$	7
$\frac{362 + 366 + 370}{3}$	8
$\frac{351 + 355 + 359}{3}$	9
$\frac{354 + 358 + 362}{3}$	10
$\frac{343 + 347 + 351}{3}$	11
$\frac{327 + 331 + 335}{3}$	12
$\frac{322 + 326 + 330}{3}$	13

Vid försök K 1:11 och K 2:11 visar jämförelsevärdena beräknade med fackverksmodellerna KGA och KGL med några få undantag för stora värden i förhållande till försöksvärdena på  $\sigma_1$ . Det finns åtminstone två orsaker till detta. Den ena är att i stort sett samtliga paneler utsättes för normalkraft orsakad av det bildade "dragfältet" (se FIG 3.2:9 och 3.2:12), vilket medför att den uppmätta huvudpåkänningen  $\sigma_1$  blir reducerad i förhållande till om enbart de av dragfältet orsakade påkänningarna hade registrerats. Detta är inte möjligt utan i varje mätpunkt registreras de resulterande påkänningarna som härrör både från den normalkraft som förs in i panelerna längs kantbalkarna AB och CD och från de dragkrafter som förs från panelliv till panelliv och slutligen upptas längs kantbalkarna AB och CD.

Den andra orsaken är att en viss del av skivans last tas upp av skjuvpåkänningar, vilket fackverksmodellerna inte tar hänsyn till. Även vid låg lastnivå ( $P < P_{cr}$ ) är det dock oklart hur

stor del av lasten som upptas av skjuvpåkänningar, eftersom panelerna inte är initiiellt plana (jfr 4.2-3).

Om man tittar på försök A 1:10 och A 2:10 så visar jämförelsevärdena beräknade med fackverksmodellerna AGA och AGL i mätpunkterna nr 1 och 2 resp. 1, 2, 3 och 4 lägre värden i förhållande till försöksvärdena på  $\sigma_1$ . I de övriga mätpunkterna råder motsatt förhållande. Man kan konstatera att det råder en viss skillnad vid försök K 1:11 och K 2:11 i förhållande till försök A 1:10 och A 2:10 vad beträffar försöksvärdenas förhållande till de beräknade värdena. Detta beror främst på dels att fackverksmodellerna AGA och AGL har dubbelt så många diagonalstänger som KGA och KGL, dels att utvärderingen skiljer mellan fackverksmodell typ A — och typ K —. I övrigt gäller samma resonemang vid försök A 1:10 och A 2:10 som förts ovan vid försök K 1:11 och K 2:11.

Även om en direkt jämförelse mellan den uppmätta huvudpåkänningsriktningen  $\beta$  och antagen stånglutning  $\alpha$  i de använda fackverksmodellerna inte helt låter sig göras, är jämförelsen ändå av intresse. Först och främst måste man här liksom tidigare när huvudpåkännings storlek diskuterades vid försök K 1:11 och K 2:11 konstatera att huvudpåkänningsriktningen  $\beta$  är beroende av den resulterande påkänningen i varje mätpunkt, d v s påkänning orsakad av både den normalkraft och den dragkraft som verkar i panelen. I FIG 3.2:12, där normalkraften i de vertikala balkarna i fackverksmodellerna KGA, KGL, AGA och AGL finns redovisad, framgår att den minsta normalkraften kan förväntas uppträda i mitten av panel nr 1 i försök A 1:10 och A 2:10 och att normalkraften i försök K 1:11 och K 2:11 även har sitt lägsta värde i mitten av panel nr 1 i förhållande till de övriga panelerna.

Det är då intressant att studera huvudpåkänningsriktningen  $\beta$  i mätpunkterna nr 1-4 som ligger i panel nr 1. Mellan  $\beta$  och stånglutningen  $\alpha$  råder sambandet  $\beta = 90 - \alpha$  och om  $\alpha = 63,40^\circ$  (fackverksmodellerna KGA, KGL, AGA och AGL) blir  $\beta = 26,60^\circ$ . Vid försök K 1:11, mätpunkterna 1-4, kan man konstatera att  $\beta$  ligger mellan  $25^\circ$  och  $30^\circ$ . Vid försök K 2:11 visar mätpunkterna nr 1 och 2 större värden på  $\beta$  än  $26,60^\circ$  men i båda fallen minskar  $\beta$  med ökande belastning. Vid mätpunkterna nr 3 och 4 ligger  $\beta$  däremot approximativt mellan  $25^\circ$  och  $30^\circ$  vid belastningen  $P > 40$  kN ( $P_{cr} = 18$  kN).

Vid försök A 1:10 och A 2:10 uppvisar försöksresultaten vid mätpunkterna nr 1-4 en huvudpåkänningsriktning  $\beta$  som med undantag av mätpunkt nr 4, försök A 1:10, är mindre än  $20^\circ$ .

En viss spridning av dragfältet i anslutning till skivornas ändpartier kunde observeras under försöken. Även försöksresultaten som anger normalkraftfördelningen i kantbalk AB tyder på detta. Dessa resultat ger dock bara upplysning om fenomen som antas bero på dragfältets spridning vid skivornas kortsida i anslutning till upplag B. Eftersom ingen mätning av normalkraften företogs i kantbalk CD, är det svårt att uttala sig om dragfältet sprids i samma utsträckning i anslutning till kortsidan AD. De uppmätta huvudpåkänningsriktningarna i panel nr 1

i försök A 1:10 och A 2:10 tyder dock på att dragfältets lutning även ökar i anslutning till kortsidan AD.

Huvudpåkänningsriktningarna i panel 1 i försök K 1:11 och K 2:11 ger ingen antydning om att dragfältet har större lutning än  $63,4^\circ$ . Detta kan dock förklaras av att panel nr 1 i försök K 1:11 och K 2:11 påverkas av en större normalkraft än panel nr 1 i försök A 1:10 och A 2:10 enligt FIG 3.2:12.

Det genomförda resonemanget förutsätter att normalkraftfördelningen i fackverksmodellens vertikala balkar även är representativ för fördelningen av normalkrafter i den panel som ansluter till kortsidan AD.

Den beräknade jämförelsepåkänningen  $\sigma_1$  visar klar principiell överensstämmelse med uppmätt huvuddragpåkänning i mätpunkt 1-4 (panel nr 1) i samtliga fyra försök. I några av dessa mätpunkter är överensstämmelsen mindre bra.

Huvudpåkänningen  $\sigma_2$  är i de flesta fall en tryckpåkänning. I 4.3 diskuterades möjligheten av att en viss del av den påförda lasten på skivan uppbärs av tryckpåkänningar i panelernas livplåtar. Det antogs att den maximala tryckpåkänningen skulle kunna uppgå till värdet för den kritiska skjupåkänningen för en initieellt plan platta. Någon helt entydig bild av tryckpåkänningarnas storlek kan inte erhållas i de 13 mätpunkterna. Huvudtryckpåkänningen påverkas på samma sätt som huvuddragpåkänningen av resulterande normalkrafter i panelerna. Dessa störningar kan förväntas ha minst betydelse i mätpunkt 1-4 i försök A 1:10 och A 2:10, eftersom den resulterande normalkraften i panel nr 1 i dessa försök är relativt begränsad. Eftersom mätpunkt 1-2 (se FIG 2.2:1-2) ligger i omedelbar anslutning till kantbalk AB, kan randstörningar påverka resultaten. Det återstår då mätpunkt 3-4 som är så belägna att den uppmätta huvudtryckpåkänningen  $\sigma_2$  kan jämföras med den kritiska skjupåkänningen  $\tau_{cr}$  för en fritt upplagd, initieellt plan platta (jfr 4.1). I försök A 1:10 varierar  $\sigma_2$  mellan ca 1 och  $2 \tau_{cr}$ , medan i försök A 2:10  $\sigma_2$  växer till ca  $0,5 \tau_{cr}$ .

När det gäller jämförelsen mellan uppmätta och "beräknade" huvudpåkänningar, kan man inte lägga för stor vikt vid enskilda observationer utan man får nöja sig med att notera en tendens. Skivans imperfektioner och bucklingsomlagringar kan märkbart påverka mätresultaten.



## 5 AVSLUTNING

Den framlagda rapporten behandlar skivor sammansatta av kallformade paneler med C-format tvärsnitt och deras förmåga att uppta skjувbelastning, d v s belastning i skivans plan (skivverkan). Syftet med undersökningen var främst att studera påkänningsfördelningen i av C-paneler sammansatta skivor och att utveckla en beräkningsmodell.

De experimentella undersökningarna visade att skivans lastupptagningsförmåga inte begränsas av att livplåten i de enskilda panelerna bucklar utan att ett överkritiskt område i form av ett dragfält existerar, om förbindningarna mellan panelerna samt mellan skivan och de anslutande konstruktionerna dimensioneras med hänsyn till dragfältskrafterna. Brottstadiet karakteriserades av instabilitet hos flänsarna vid ytterpanelerna under inverkan av normalkrafter i förening med relativt stora skjувbucklor i panelernas livplåtar. Uppträdande kraft- och formändringsstorheter är redovisade under avsnitt 2.6 - 2.9.

De teoretiska studierna omfattar en analytisk behandling av en fackverksmodell, så utformad, att ett isotropt dragfält har ersatts med ett till skivans geometri anpassat diskret stångsystem av dragna diagonalstänger och i allmänhet tryckta vertikala balkar. Diagonalstängerna utgjordes därvid av panelernas kopplade livplåtar och de vertikala balkarna av panelernas flänsar och delar av angränsande livplåtar. Beräkningsmodellen och resulterande kraft- och formändringsstorheter redovisas i avsnitt 3.

Jämförelser mellan experimentellt och analytiskt erhållna resultat samt en diskussion av beräkningsmodellens riktighet och skärpa redovisas i avsnitt 4. Härvid kan konstateras att de använda fackverksmodellerna i många avseenden ger en riktig bild av provskivornas beteende vid belastning.

Den maximala lastupptagningsförmågan i en väggskiva sammansatt av tunnväggiga paneler bestäms dels av förbindningarnas förmåga att överföra dragfältskrafterna mellan panelernas livplåtar, dels av den yttersta tryckta panelens förmåga att uppta excentriskt verkande normalkraft. Jämförelse mellan försöksresultat och beräknade normalkrafter i fackverksmodellernas diagonalstagar tyder på att modellerna ger en acceptabel bild av de dragkrafter som skall överföras mellan panelernas livplåtar och slutligen förankras i anslutande horisontella balkar. Hänsyn måste dock tas till att dragfältet sprids i anslutning till skivans ändpartier och att en viss del av lasten tas upp av skjувpåkänningar. Dessa skjувpåkänningar skall överföras mellan panelerna och mellan panelerna och de horisontella kantbalkarna. Detta innebär att inom de partier av skivan där inget dragfält utvecklas måste förbindningarna minst dimensioneras för dessa skjувpåkänningar. Eftersom belastningsriktningen kan förväntas växla, blir dock det parti av skivan som inte utsätts för dragfältskrafter försumbart.

Fackverksmodellerna ger en acceptabel bild av den uppträdande normalkraften i den yttersta tryckta panelens fläns (jfr försök K 1:11 och K 2:11). Längre in i skivorna ger fackverksmodel-

lerna normalkrafter som förmodligen överstiger de resulterande normalkrafter som uppstår i försöksskivornas paneler.

Det är betydelsefullt att känna till en väggskivas deformationskarakteristika bl a när skivorna skall samverka med andra lastupptagande system. Fackverksmodellerna ger genomgående värden på säkra sidan. Vid en lastnivå som motsvarar 90 % av uppmätt brottlaster blir skillnaden mellan uppmätt och beräknad horisontell förskjutning  $\Delta l_0$  följande:

Försök	P (kN)	$\frac{P}{P_{cr}}$	$\Delta l_{0,ber.} - \Delta l_{0,uppmätt}$ (mm)
K 1:11	18,9	5,82	- 0,04
K 2:11	108,0	6,01	0,48
A 1:10	45,0	3,46	0,27
A 2:10	130,5	1,81	1,70

I tre av försöken (K 1:11, K 2:11 och A 1:10) är överensstämmelsen mellan beräknad och uppmätt deformation bra. Däremot är överensstämmelsen mindre bra i försök A 2:10. Förklaringen till den dåliga överensstämmelsen i försök A 2:10 är främst att fackverksmodellerna inte beaktar skjuvpåkänningarnas bidrag till lastupptagningen. Ju större den påförda belastningen är i förhållande till den belastning ( $P_{cr}$ ) som ger kritiska skjuvpåkänningar ( $\tau_{cr}$ ), desto bättre kan fackverksmodellerna förväntas beskriva försöksskivornas beteende.

Även om den erhållna skillnaden mellan uppmätt och beräknad deformation i försök A 2:10 är betydande, blir felet försumbart om det ställs i relation till t ex skivans längd som är 4200 mm.

Sammanfattningsvis kan man konstatera att fackverksmodellerna i väsentliga avseenden ger en korrekt bild av försöksskivornas beteende vid överkritiskt område. Detta innebär dock inte automatiskt att modellerna även i andra avseenden ger en rättvisande bild av försöksskivorna.

Det finns en mängd okända variabler i fackverksmodellerna. Dessa är: diagonalstängernas lutning, vertikalbalkarnas tvärsnittsarea och tröghetsmoment och förbindningarnas deformationskarakteristika. Det går inte att bestämma det "exakta" värdet på dessa variabler. Även om försöksskivornas beteende vid överkritiskt område i stort beskrivs av fackverksmodellerna, kan t ex inte diagonalstängernas lutning helt verifieras i försöken. I försöksskivorna sker en komplex samverkan mellan dragkrafter, normalkrafter och skjuvkrafter. Dessutom tillkommer störningar i skivornas randzoner och imperfektioner i skivorna.

I förhållande till skivornas diskontinuerliga uppbyggnad är givetvis ett enkelt fackverk en tämligen grov beräkningsmodell. Det är dock inte helt säkert att en förfining av beräkningsmodellen i alla avseenden skulle ge en bättre anpassning till försöksresultaten.

Eftersom väggskivor sammansatta av tunnväggiga plåtpaneler uppvisar ett mycket komplext beteende vid belastning, är det önskvärt att bärförmågan kan verifieras genom försök. I samband med försöken kan då även förbindningarnas och olika anslutningsdetaljers inverkan på bärförmågan testas. En beräkningsmodell är dock ett nödvändigt komplement till provning, som av naturliga skäl måste begränsas beträffande antalet prov, provskivornas storlek och skivornas utformning.

I föreliggande rapport har i huvudsak det statistiska beteendet i försöksskivorna analyserats. Beräkningsmodellen har främst framtagits för att ge referensvärden, mot vilka försöksresultaten kan jämföras. För den fortsatta experimentella och analytiska behandlingen av skivproblemet avtecknar sig framför allt följande arbetsuppgifter:

1. Utvärdering av försöksresultaten och den analytiska behandlingen med syfte att klarlägga karakteristiska egenskaper, som har betydelse vid praktisk tillämpning av skivverkan i väggar eller bjälklag.
2. Utveckling av en förenklad fackverksmodell, som på ett tillfredsställande och hanterligt sätt beskriver skivans beteende och lastupptagningsförmåga:

I den förenklade fackverksmodellen kan diagonalstängerna löpa från kantbalk AB till kantbalk CD utan att i ledade knutpunkter vara sammanbundna med vertikalbalkarna. Vertikalbalkarna kommer på så sätt endast att belastas med normalkraft som då införs i deras ändpunkter längs kantbalkarna AB och CD. På en sådan förenkling vinner man dels att modellen skulle bli enklare att beräkna, dels att den skulle beskriva en väggskivas beteende i det närmaste lika bra som den mera komplicerade fackverksmodellen. Det vore sedan önskvärt att komplettera med stänger med ökande lutning i fackverkets ändpartier. Förutom att man erhåller en förenklad fackverksmodell om diagonalstängerna löper fritt från vertikalbalkarna, eliminerar man den definitiva svårigheten att bedöma vertikalbalkarnas tröghetsmoment.

3. Kompletterande undersökningar avseende normalkraftfördelningen i skivan till följd av dragfältskrafter samt studier rörande ändpanelernas optimala utformning.
4. Undersökningar avseende styvhetsförändringar hos panelernas livplåtar och en begränsning av skjuvbucklornas djup:

När ett dragfält utvecklas i en skiva, bucklar de ingående panelernas livplåt avsevärt (se BILD 5:1 och jämför även försöksresultaten i 2.6, 2.7, 2.8 och 2.9). Ett sätt att eliminera dessa bucklor är att limma skivor av artfrämmande material, t ex plywood eller gips, mot panelliven. I och med att bucklorna elimineras kommer skivan att bli mycket styv. Ett annat sätt att eliminera bucklor i livplåten är att förse livplåten med rillförstyvningar. Vid tillräckligt stor skjuvbelastning kommer även panelliv med rillor att

skjuvbuckla. Det är då tveksamt om något egentligt dragfält kan utvecklas i skivor sammansatta av paneler med rillförstyvning i livplåten.

Genom att konstruera väggskivor av paneler med rillförstyvningar som medför att den kritiska skjuvbucklingslasten inte uppnås har man även eliminerat problemet att överföra dragfältskrafter från panelliv till panelliv. Om inget dragfält utvecklas, behöver förbindningarna inte sitta i omedelbar anslutning till panelernas liv utan de kan placeras ett stycke från panelliven. Förbindningarna kommer då främst att utsättas för skjuvkrafter och i stort sett inga dragkrafter. Det finns ett flertal mekaniska fästdon som t ex blindnitar som lämpar sig bra för upptagning av skjuvkrafter.

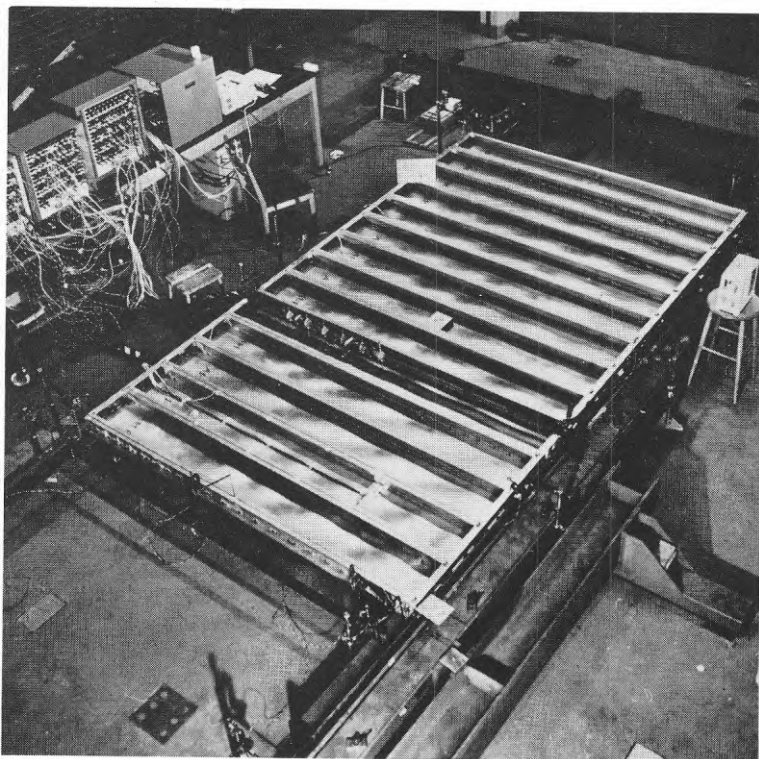


BILD 5:1 Provskena med 300 mm breda plåtpaneler med fullt utbildat dragfält



5. Utveckling av lämplig förbindningsteknik och val av fästelement för överföring av dragfältskrafter mellan panelliven:

Vid de försök som utförts framgick med all tydlighet att en nyckelfråga i sammanhanget är den förbindningsteknik som skall användas för att överföra dragfältskrafterna mellan de olika panelernas livplåtar. Den metod som användes vid de utförda försöken, d v s tätt sittande svetspunkter mellan panelernas flänsar i omedelbar anslutning till panelliven, visade sig kunna överföra drag- och skjuvkrafter mellan panelliven på ett acceptabelt sätt.

En vidare utveckling av fogningstekniken, baserad på aktuella hållfasthetskrav och med sikte på en jämn kvalitet och ett enkelt tillverkningsförfarande är av betydelse för den praktiska tillämpningen.

Sammanfattningsvis kan konstateras att en skiva sammansatt av paneler med C-format tvärsnitt på ett sådant sätt att ett kvasi-kontinuerligt plattfält erhålles kan skjuvbelastas med en kraft, som väsentligt överstiger den för enskild panel gällande kritiska skjuvbucklingslasten. Som förutsättningar gäller därvid att dragfältskrafterna kan förankras i den anslutande konstruktionen samt att skjuvbucklor i panelliven kan accepteras.



## REFERENSER

- AISI, 1968, Specification for the Design of Cold-formed Steel Structural Members (American Iron and Steel Institute), Washington.
- Basler, K, 1959, Strength of Plate Girders. (Ph.D. Thesis), Lehigh University.
- Basler, K, 1961, Strength of Plate Girders in Shear. (Jour. Struct. Div., A.S.C.E.), No ST 7, p. 151-180, October.
- Bergman, S G A, 1948, Behaviour of Buckled Rectangular Plates under the Action of Shearing Forces. Stockholm.
- Fujii, T, 1968, On an Improved Theory for Dr. Basler's Theory. (Final Report 8th Congress, IABSE), New York.
- Höglund, T, 1971, Livets verkningsätt och bärförmåga hos tunnväggig I-balk. Institutionen för byggnadsstatik vid Tekniska Högskolan i Stockholm. Meddelande 1971 nr 93.
- v. Karman, T, et al, 1932, The Strength of Thin Plate in Compression. (ASME Transactions 54), APM - 54 - 5.
- Lorentsen, M, 1973, Stabilisering av byggnader. Institutionen för brobyggnad vid Tekniska Högskolan i Stockholm, HT 1973.
- Nilson, A H, 1960, Shear diaphragms of light gage steel. (Jour. Struct. Div., A.S.C.E.), Vol. 89, No ST 11, p. 111-139, November.
- Thomasson, P-O, 1978, Thin-walled C-shaped Panels in Axial Compression (Swedish Council for Building Research), Document D1:1978.
- Wagner, H, 1929, Ebene Blechwandträger mit sehr dünnem Stegblech. (Zeitschrift für Flugtechnik und Motorluftschiffahrt).
- Winter, G, et al, 1950, Four Papers on the Performance of Thin Walled Steel Structures. Cornell University Engineering, Experiment Station, Reprint No 33.



TEKNISKA HOGSKOLAN I LUND  
SEKTIONEN FOR VAG. OCH VATTEN  
BIBLIOTEKET



**Denna rapport hänför sig till forskningsanslag 710913-8 från  
Statens råd för byggnadsforskning till Avd. för stålbyggnad,  
KTH, Stockholm.**

**R25:1979**

**ISBN 91-540-2969-4  
Statens råd för byggnadsforskning, Stockholm**

**Art.nr: 6600925**

**Abonnemangsgrupp:  
Z. Konstruktioner och material**

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

**Cirka pris: 40 kr exkl moms**