

# 水平補剛材を有するプレート・ガーダーのせん断耐荷力

## ULTIMATE STRENGTH OF LONGITUDINALLY STIFFENED PLATE GIRDERS IN SHEAR

長谷川 彰夫\*・西野 文雄\*\*・奥村 敏恵\*\*\*  
By Akio HASEGAWA, Fumio NISHINO and Toshie OKUMURA

### 1. ま え が き

プレート・ガーダーは、一般に曲げとせん断を受け、応力的には主として曲げはフランジで、せん断はウェブにより負担される。通常曲げが支配的になることが多いため、ウェブ高を大きくしたほうが経済上有利であるがウェブの座屈による崩壊が断面降伏前に生じないことが、弾性設計（許容応力設計）のもとでは基本的な要件となる。したがって、その要求を満たすウェブの最大幅厚比およびそれに関連して水平補剛材、中間補剛材の剛性、配置を決定することが設計上重要な問題となる。構造用炭素鋼を使用する場合、一般には、座屈崩壊から決定される限界幅厚比は非常に大きくなるため、疲労、振動上の要求を満たさず<sup>1)</sup>、必ずしも重要な指標とはならないが、プレート・ガーダーの支間の増大の要求と高強度鋼の開発、実用化に伴い、この問題は、現実の設計の立場からも大きな意味を持つようになってきている。

プレート・ガーダーの曲げ耐荷力実験の結果、中間補剛材間隔が桁高の 1.5 倍より小さいときには構造用炭素鋼を用いた場合、水平補剛材一本を配置することによって幅厚比 350 のウェブを有するプレート・ガーダーでも、降伏モーメントを保持し得ることが報告されている<sup>2)</sup>。その場合、水平補剛材の剛性は DIN 4114<sup>3)</sup> に定める最小剛比  $r^*$  より大きいことが必要で、より有効な効果を期待するためには、 $5r^*$  程度の剛性が適切である。しかし、プレート・ガーダーという構造要素が曲げのほかにはせん断を受ける以上、そのような水平補剛材を有する薄肉ウェブのプレート・ガーダーのせん断耐荷力特性も十分検討する必要がある。

薄肉のウェブを持つプレート・ガーダーのせん断耐荷力についての理論的研究は、せん断座屈強度の評価とフ

ランジと中間補剛材により支持される後座屈強度の評価に区別できる。後座屈挙動の解析は一般にはきわめて複雑であるために Wagner の張力場理論を応用して、モデル解析的手法で解析することが一般に行われている。Basler<sup>4)</sup> はフランジ剛性を無視して注) その後座屈強度を評価し、その後、藤井<sup>5)</sup>、Ostapenko・Chern<sup>6)</sup>、Rockey・Skaloud<sup>7)</sup>、小松<sup>8)</sup> がフランジ剛性の影響を考慮してせん断耐荷力を推定する理論を提案している。水平補剛材を持つプレート・ガーダーのせん断耐荷力は、Cooper<sup>9)</sup>、Ostapenko・Chern<sup>10)</sup>、Rockey<sup>11)</sup> が提案しているほか、小松<sup>8)</sup> は水平補剛材の効果を、せん断座屈強度に対してのみ考慮して、後座屈強度にはその影響を無視し、水平補剛材を持たない桁の理論をそのまま適用できるとしている。

これらの理論は必ずしも実際の現象に忠実ではなく、部分的に実験公式の導入<sup>7),8)</sup> もあることと、プレート・ガーダーのせん断耐荷力特性がきわめて複雑であることのために、実験的検証が必要である。そのために、理論的検討とは別に、Basler・Yen・Mueller・Thürlieman<sup>12)</sup>、Cooper・Lew・Yen<sup>13)</sup>、Rockey・Skaloud<sup>7)</sup>、坂井・西野・奥村<sup>14)</sup>、森脇・藤野<sup>15)</sup> らにより水平補剛材を持たない桁に対する実験が行われ、水平補剛材を有するプレート・ガーダーに対しては、D'Apice・Fielding・Cooper<sup>16)</sup>、Patterson・Corrado・Huang・Yen<sup>17)</sup>、Schueller・Ostapenko<sup>18)</sup>、西野・奥村<sup>19)</sup> らの実験がある。

これらの実験をもとに、各提案式の検討が行われているが、現在必ずしもその提案式の優劣に対する統一の見解は得られていない。しかし、それらの内容を検討するとその論点が必ずしも意味あるものと言いたい面がある。第一に比較している実験値が厚肉のウェブを持つ桁に対する結果で後座屈強度がほとんど問題とならない実験値が多いこと、第二に座屈強度の境界条件に対する評

\* 正会員 工博 名古屋工業大学講師 土木工学科  
\*\* 正会員 Ph. D. 東京大学助教授 工学部総合試験所  
\*\*\* 正会員 工博 東京大学教授 工学部土木工学科

注) 補遺に示すように Basler のせん断耐荷力理論はフランジに剛性がない場合には成立せず、Basler の理論誘導とその結果には矛盾がある。

価が各提案式で固定支持，単純支持両者があり，耐荷力推定の誤差も後座屈強度の評価より境界条件の評価に原因がある場合が多いこと，第三に降伏条件の評価に Mises によるものと Tresca によるものがあり，また，Mises によるものに対しては厳密式と近似式の採用が混在していること，第四に評価式の簡便性に対する議論に欠けることである。すなわち，幾何学的形状によりその性格を異にするプレート・ガーダーの実験値と張力場以外にも異なる仮定を持つ耐荷力理論がその結果だけで精度の評価をされている傾向があり，このことが，せん断耐荷力についての理論の混乱を招いている一因となっている。

過去の実験データを検討すると，その目的が2通りある。すなわち，現行の規定に対する実験的裏付けの立場から，降伏荷重と弾性せん断座屈荷重のほぼ等しい比較的厚肉のウェブに対するものと，耐荷力理論の検討のために崩壊荷重が降伏荷重に達しないようなきわめて薄いウェブに対するものである。したがって，その中間の幅厚比を持つ桁，すなわち降伏荷重を保持し得る最大幅厚比を持つ桁に対する実験的検討は不十分であり，最適設計の立場からきわめて重要な領域での幅厚比に関する実験データに欠ける面がある。それとともに，薄肉のウェブの場合には，曲げ耐荷力特性からの要求で必ず水平補剛材が設けられることから考えて，水平補剛材を持つプレート・ガーダーに対する実験的検討も必要である。中間補剛材の間隔に対する検討は比較的多いが，その剛性に対する検討は Basler<sup>4)</sup>，Cooper<sup>5)</sup> が理論的に触れているだけで，その実験的裏付けはなされていない。溶接プレート・ガーダーの場合，残留応力も不可避的に発生するが，せん断耐荷力特性におよぼす影響の実験的検討は皆無である。

このようにプレート・ガーダーのせん断耐荷力に関しては，理論的，実験的にも数多くの研究成果はあるものの不十分な点も多く，それゆえに，その特性把握に対する解釈の混乱を生じているものと考えられる。本報告は，水平補剛材を有する上下フランジの等しいプレート・ガーダーの静的せん断耐荷力実験を実施した結果に検討を加えたものである。本実験では，プレート・ガーダーの耐荷力特性を総合的に把握するために，曲げ耐荷力実験<sup>3)</sup>に用いたと同一のウェブ断面，すなわち構造用炭素鋼を使用して，幅厚比 250 と 350 の水平補剛材を有するウェブ断面を採用し，せん断耐荷力特性を調べた。実験桁のパラメーターには，ウェブ幅厚比のほかにも中間補剛材の間隔とその剛性を選び，ほかにフランジ剛性をかえた比較試験桁，残留応力の影響を調べ得るように焼鈍桁について実験を行った。

## 2. 実験概要

### (1) 実験計画

ウェブの幅厚比，中間補剛材の間隔および剛性の大小がせん断耐荷力に与える影響を明らかにする目的で，Table 1 (試験桁諸元)，Table 2 (試験パネル諸元) に示すように7体の試験桁を構造用炭素鋼 SM 41 を使用して製作した。実験は試験桁両端の2点を単純支持し，中央部の近接した2点での荷重により，その左右に曲げとせん断の共存場をつくり，その場に試験パネルを設定して，せん断耐荷力特性を調べる方法をとった。試験桁は完全に左右対称で，したがって，一つの試験桁に対して，同一の試験パネルを2つ設定し，集中荷重を受ける端部パネルと中央部載荷パネルは，桁の安定を図る

Table 1 Dimensions of Test Girders

Series	Test Girder	Test Panel a	End Panel e	Loading Panel m	Loading Distance c	Span Length l	Girder Length L	Depth h
250	S-25-0	1200	550	1100	300	4300	4600	800
	S-25-5							
	S-25-1							
350	S-35-1A	1680	550	1100	300	5260	5560	1120
	S-35-5							
	S-35-1D							
	S-35-1F							

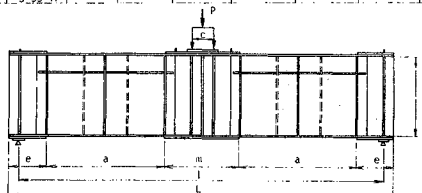
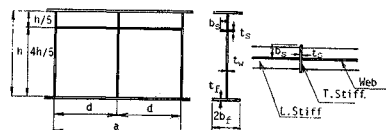


Table 2 Dimensions and Properties of Test Panels

Test Girder	Flange 2b <sub>f</sub> x <sub>t<sub>f</sub></sub>	b <sub>f</sub> /t <sub>f</sub>	Web h <sub>w</sub> x <sub>t<sub>w</sub></sub>	h <sub>w</sub> /t <sub>w</sub>	A <sub>g</sub> /A <sub>c<sub>f</sub></sub>	Material: SM41 unit: mm			
						T.P. Length a	T.Stiffener Distance d	a/h	d/h
S-25-0	300x12	12.5	800x3.2	250	0.712	1200	600	1.5	1.5
S-25-5	300x12	12.5	800x3.2	250	0.712	1200	1200	1.5	0.75
S-35-1	300x12	12.5	1120x3.2	350	0.996	1680	840	1.5	0.75
S-35-1A	300x12	12.5	1120x3.2	350	0.996	1680	840	1.5	0.75
S-35-5	300x12	12.5	1120x3.2	350	0.996	1680	840	1.5	0.75
S-35-1D	300x12	12.5	1120x3.2	350	0.996	1680	560	1.5	0.5
S-35-1F	225x9	12.5	1120x3.2	350	1.770	1680	840	1.5	0.75

Remarks: 1) ( ) : Area of L.Stiff. being ignored.  
 n : Distance from Center to Neutral Axis,  
 2) y<sub>0</sub> : Min. Rigidity of Transverse Stiff. by Stein and Fraich,  
 $y_0 = 4(7\alpha - 5a)$  for  $0.2 < \alpha < 1.0$   
 3) y\* : Min. Rigidity of Longitudinal Stiff. by DIN4114,  
 $y^* = (21.3 + 112.6\alpha) (\alpha - 1)$  for  $0.5 < \alpha < 1.0$   
 $y^* = (32.0 + 168.9\alpha) (\alpha - 4) \leq 50 + 200\alpha$  for  $\alpha > 1.0$



意味で比較的剛なパネルにより製作した。試験パネルは曲げモーメントを受けるが、桁 S-35-1 F を除く 6 体は、フランジを比較的大きくすることによって、せん断降伏荷重が曲げ降伏荷重より、小さくなるように製作して実質的にせん断耐荷力を調べ得る ようにした。桁 S-35-1 F は、曲げ耐荷力実験<sup>2)</sup> に使用したと同じ断面のフランジを採用し、曲げ降伏荷重がせん断降伏荷重を下回る曲げ崩壊を生ずるパネルを製作して、曲げ耐荷力実験に対する結果、およびほかのせん断試験桁との比較が可能となるようにした。

試験桁の幅厚比として 250 (以下, 250 シリーズとよぶ) と 350 (以下, 350 シリーズとよぶ) の 2 通りを選び、それぞれに対し中間補剛材の間隔や剛性を変化させた。試験パネルの辺長比はすべて 1.5 であるが、桁 S-25-0 はその間に中間補剛材を持たず (したがって中間補剛材間隔  $d/h=1.5$ )、S-35-1 D はその間に中間補剛材を 2 本持ち ( $d/h=0.5$ )、ほかの 5 体は中間補剛材を 1 本持つ桁 ( $d/h=0.75$ ) とした。中間補剛材の剛性については、Stein・Fralich<sup>20)</sup> による最小剛比  $r_0$  (この値をもとに AASHTO<sup>21)</sup>、道路橋示方書<sup>22)</sup> および鋼鉄道橋設計標準<sup>1)</sup> では規定を定めている) を基準とし、桁 S-25-5、S-35-5 はその剛比の 5 倍の剛性を与え、ほかの試験桁はすべてその最小剛比の剛性を与えた。すべての桁について圧縮フランジより桁高の 1/5 離れた位置に水平補剛材一本を配置した。水平補剛材の剛性はすべて DIN 4114 による最小剛比  $r^*$  の 5 倍の値を用いた。水平、中間補剛材ともに、すべて桁の両面に対称になるように配置し、その交差点は溶接接合して連続構造とした。試験桁の補剛材剛性と道路橋示方書<sup>22)</sup>、鋼鉄道橋設計標準<sup>1)</sup> の規定剛性の関係を **Table 3** に示す。せん断耐荷力に与える残留応力の影響を明らかにするために、桁 S-35-1 と全く同一の形状を持つ焼鈍桁 S-35-1 A を製作して実験を行った。試験パネルの溶接には、連続すみ肉溶接を採用し、溶接条件に特別な配慮を行っていない。焼鈍桁 S-35-1 A を除き溶接したままの状態での試験をすることとし、矯正処理は行っていない。ねじれによる局部座屈が先行しないようにフランジの突出脚の幅厚比は 12.5 とした。

(2) せん断耐荷力実験

試験桁両端を桁面内の回転と変位が自由なローラー支承で支持し、桁中央部載荷パネルの近接 2 点で加力して、せん断耐荷力実験を行った。載荷パネルの上フランジのソールプレート上に 2 つのシリンダーをかいしてきわめて短支間の載荷ばりをのせ、その中央を 1 つの油圧ジャッキにより、加力した。崩壊に至るまでの加力の制御と計測はすでに報告されている曲げ耐荷力実験<sup>2)</sup> の場

Table 3 Ratios of  $\gamma$  to  $\gamma_{Hy}$  and  $\gamma_{Ry}$

	$\alpha$ ( $\alpha/h$ )	Transverse Stiff.			Longitudinal Stiff.		
		$\gamma$	$\gamma/\gamma_{Hy}$	$\gamma/\gamma_{Ry}$	$\gamma$	$\gamma/\gamma_{Hy}$	$\gamma/\gamma_{Ry}$
S-25-0	1.5	—	—	—	432.0	9.6	13.1
S-25-5	0.75	111.8	7.35	6.07	127.5	5.67	7.72
S-35-1	0.75	23.3	1.53	1.27	109.7	4.87	6.65
S-35-1A	0.75	23.3	1.53	1.27	109.7	4.87	6.65
S-35-5	0.75	109.7	7.22	5.97	109.7	4.87	6.65
S-35-1D	0.5	47.8	1.49	1.20	64.7	4.31	5.88
S-35-1F	0.75	23.3	1.53	1.27	109.7	4.87	6.65

Remarks: 1) T.Stiff  $RySpec. (<'70) \gamma_{Ry}=25/\alpha-20\alpha>5\alpha$   
 $HySpec. (<'72) \gamma_{Hy}=8.0/\alpha^2$   
 2) L.Stiff  $RySpec. (<'70) \gamma_{Ry}=22\alpha$   
 $HySpec. (<'72) \gamma_{Hy}=30\alpha$

合同様な方法を採用した。加力時に桁が横倒れ変形するのを防止するために、試験パネルの両端、すなわち載荷パネルの両端と支点上の上フランジにスタッドを溶接し、合計 4 点で両端にベアリングを有する鋼棒をかいして試験桁両側の固定フレームから拘束した。

各荷重段階で、ダイヤル・ゲージによる変位の計測と抵抗線ひずみゲージによるひずみの計測を行った。

変位は、i) 試験パネルウェブの中間補剛材間中央の 2 断面についてそれぞれ 5 点ずつ、合計 10 点の付加横変位、ii) 桁中央と試験パネルについて 3 点の桁の垂直変位、iii) 圧縮フランジのねじれ変位、iv) 試験パネルと桁端の横倒れ変位、の 4 項目について計測した。iii) の圧縮フランジのねじれ変位、iv) の横倒れ変位は、加力時に発生しないことを確認するためのチェックの役割を果たすものである。

ひずみの計測はフランジ、水平、中間補剛材の直ひずみを計測するために単軸ゲージを、ウェブの直ひずみ、せん断ひずみ、主ひずみおよびその方向と有効応力を計測するために、ロゼット・ゲージを使用して行った。それらの計測は中間補剛材とフランジの一部を除き、原則として中間補剛材間中央 2 断面で板面の表裏について実施し、膜応力で結果を整理できるようにした。すなわち、ひずみの計測値は特に断わらない限り、板面表裏についての値の平均値を用いる。

試験桁に対する加力と計測の状況を **Fig. 1** に示す。せん断耐荷力実験に先立ち、各試験パネルのウェブの初期たわみを計測した。

試験桁の製作に使用した構造用炭素鋼 SM 41 の鋼板の材料定数を得るために、JIS 1 号引張試験片による素材試験を実施した。使用した試験機はスクルー型の万能試験機で、ひずみの計測は差動トランスによる変位計を使用した。試験結果のまとめを **Table 4** に示す。ここで  $\sigma_{ydy}$  は上降伏点応力、 $\sigma_{yst}$  は静的降伏点応力で、せん断耐荷力実験の耐荷力値の整理には静的降伏点応力を用いる。

Table 5 Summary of Test Results

Unit: ton	Characteristic Values ( $T_{10}/\sqrt{3}$ )						Experimental Values						Failure Mode of Comp. Flg.		
	$P_{0y}$ ton	$P_{1y}$ ton	$P_{(0+y)}$ ton	$P_{0cr}$ ton	$P_{1cr}$ ton	$P_{(0+y)cr}$ ton	$M_f$ ton	$M_y$ ton	$M_{(0+y)}$ ton	$P_{0ult}$ ton	$P_{1ult}$ ton	$P_{(0+y)ult}$ ton		$P_{TCR}$ ton	$P_{ust}$ ton
S-25-0	109.2	84.0	67.14	157.5	15.8	23.8	0.894	1.053	61.0	60.6	0.555	0.721	0.903	3.84	Vertical (1-Panel)
S-25-5	109.2	84.0	67.14	157.5	24.5	23.8	0.894	1.053	79.0	77.5	0.710	0.922	1.154	3.16	Vertical (1-Panel)
S-35-1	122.3	117.5	85.90	90.2	17.5	17.2	0.858	1.071	93.0	92.0	0.752	0.783	1.071	5.26	Vertical (1-Panel)
S-35-1A	122.3	117.5	85.90	90.2	17.5	17.2	0.858	1.071	93.0	92.0	0.752	0.783	1.071	5.26	Vertical (2-Panels)
S-35-5	122.3	117.5	85.90	90.2	17.5	17.2	0.858	1.071	92.0	91.0	0.744	0.755	1.059	5.20	Vertical (1-Panel)
S-35-10	122.3	117.5	85.90	90.2	30.7	29.0	0.858	1.071	101.0	99.0	0.810	0.842	1.153	3.22	Vertical (1-Panel)
S-35-1F	82.6	117.5	65.60	56.4	17.5	16.7	0.772	1.114	77.0	76.0	0.920	0.647	1.159	4.34	Torsional (1-Panel)

- Remarks: 1) Applied Yield Stress: Flange  $\sigma_{y,f}$  for  $P_{0y}$ ; Web  $\sigma_{y,w}$  for  $P_{0y}$  and  $P_{(0+y)}$   
 2) Theoretical Values being calculated ignoring L. Stiffener  
 3)  $M_f/M_y = 1/(1 + \frac{1}{6} \frac{A_{fl}}{A_{web}})$ ,  $M_y/M_x = (1 + \frac{1}{6} \frac{A_{fl}}{A_{web}})/(1 + \frac{1}{6} \frac{A_{fl}}{A_{web}})$   
 4)  $P_{0y}$ : Yield Load by pure Bending at inner Section of T.P.  
 5)  $P_{1y}$ : Yield Load by pure Shear (using Mean  $\tau$ )  
 6)  $P_{(0+y)}$ : Yield Load by pure Bending and Shear (using Mean  $\tau$ )  
 7)  $P_{0cr}$ : Buckling Load by pure Bending (using Max.  $\sigma$ )  
 8)  $P_{1cr}$ : Buckling Load by pure Shear (using Mean  $\tau$ )  
 9)  $P_{(0+y)cr}$ : Buckling Load by Bending and Shear (using Mean  $\tau$  and Max.  $\sigma$ )  
 10)  $P_{ult}$ : Dynamic Ultimate Load (by Tests)  
 11)  $P_{stat}$ : Static Ultimate Load (by Tests)

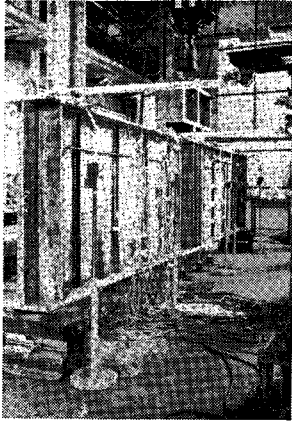


Fig. 1 Test Arrangements

Table 4 Summary of Tensile Coupon Test Results

Material: SM41

	Thickness mm	$\sigma_{ydy}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{yst}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_u$ kg/cm <sup>2</sup>
Flange	12.0	3010	2720	4260
Flange (S-35-1F)	9.0	3090	2930	4180
L. Stiff (S-25-0)	5.7	3440	3230	4670
L. & T. Stiff	4.5	3790	3510	4800
web	3.2	—	2820	4440

3. 検討と考察

7体の試験桁の断面力特性値と実験による耐荷力値を Table 5 に示す。ここで  $P_{0y}$  は試験パネルの一部が単独に曲げ降伏する荷重、 $P_{1y}$  はウェブの平均せん断応力が単独に降伏する荷重、 $P_{(0+y)}$  は曲げとせん断により試験パネルの一部が降伏する荷重であり、 $P_{TCR}$ 、 $P_{0cr}$ 、 $P_{(0+y)cr}$  はそれぞれフランジと中間補剛材により仕切られた試験パネルのウェブが単独せん断、単独曲げ（曲げモーメントの最大値が試験パネルに一定に作用している条件での値）、曲げとせん断の連成のもとに座屈する荷重である。座屈強度の計算では、ウェブの周辺を単純支持とし、水平補剛材の効果が考慮されている。 $M_f$ 、 $M_y$ 、 $M_p$  と  $V_p$  はそれぞれ試験パネルのフランジ・モーメント、降伏モーメント、全塑性モーメントと全塑性せん断力である。 $P_{udy}$ 、 $P_{ust}$  は実験より得られたその荷重で変形が安定しない動的最高荷重、変形が安定する静的最高荷重である。耐荷力としては静的最高荷重  $P_{ust}$  を用いる。桁の崩壊状況の例を Fig. 2 に示す。

ント、降伏モーメント、全塑性モーメントと全塑性せん断力である。 $P_{udy}$ 、 $P_{ust}$  は実験より得られたその荷重で変形が安定しない動的最高荷重、変形が安定する静的最高荷重である。耐荷力としては静的最高荷重  $P_{ust}$  を用いる。桁の崩壊状況の例を Fig. 2 に示す。

(1) 変形特性

試験パネルのウェブの初期たわみと最高荷重時の付加たわみの計測値の最大値を Table 6 に示す。薄肉プレート・ガーダーのウェブは厚肉のガーダーに比して板の曲げ剛性が小さいためその初期たわみは比較的大きいが、フランジが比較的剛なため耐荷力特性に与える影響そのものは小さいと考えてよい。しかしウェブの変形特性に影響を与えることは明らかで、少なくとも座屈限界点が不明確となり、座屈前後の変形性状を区別することが意味を持たなくなる。Table 6 によれば道路橋示方書<sup>22)</sup>に決める初期たわみ制限（桁高の 1/250）は、3.2 mm という薄板使用と矯正なしという悪条件のもとでも、ほぼ満足されている。これは曲げ耐荷力試験<sup>23)</sup>の場合、ほとんどたわみ制限を越えていることを考える

Table 6 Maximum Values of Initial and Additional Deflections

	S-25-0	S-25-5	S-35-1	S-35-1A	S-35-5	S-35-10	S-35-1F
$(\delta_0)_{max}$ (mm)	1.91	1.66	4.03	6.43	2.87	2.65	6.67
$(\delta)_{max}$ (mm)	16.84	12.15	12.93	16.66	22.37	7.14	7.63
$(\delta_0)_{max}$ (tw)	0.597	0.519	1.26	2.01	0.897	0.828	2.08
$(\delta)_{max}$ (tw)	5.26	3.80	4.04	5.21	7.00	2.23	2.38
$(\delta_0)_{max}$ (h)	0.00239	0.00208	0.00360	0.00574	0.00256	0.00237	0.00596
$(\delta)_{max}$ (h)	0.0211	0.0152	0.0115	0.0149	0.0200	0.00638	0.0681

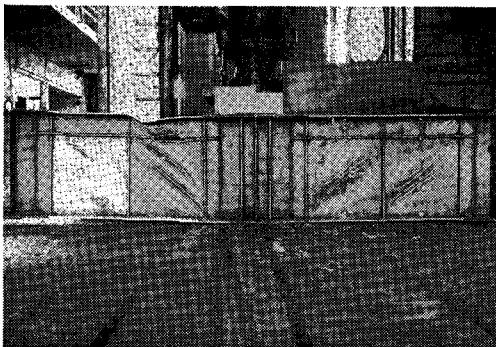


Fig. 2 Collapse Mode of Test Girder (S-35-1)

と、中間補剛材の取り付けが初期たわみの抑制効果を持っていることを示している。最高荷重時の付加たわみは板厚の数倍の値となっており、静的耐荷力の立場からはあまり問題はないものの、疲労、振動等の動的特性に対し悪い影響を与えるものと思われる。これは曲げを受ける桁の場合、比較的付加たわみの値が小さい<sup>2)</sup>ことから

考えて、せん断を受ける桁の変形特性として注意すべき現象である。

各試験桁の荷重と桁中央変位の関係を Fig. 3 に示す。図から明らかなように、荷重と変形の直線性は最高荷重の 70~80% 程度まできわめて良好であり、特にウェブの周辺を単純支持としたときの座屈荷重が、最高荷重の 20~30% 程度であることを考えると、ウェブ周辺での支持条件の違いを考慮しても後座屈(張力場)領域における桁としての剛性はほとんど低下しないことがわかる。これは桁としての剛性が主としてフランジで負担されることによるもので、ウェブがせん断座屈後に剛性低下を招くことは、桁としての挙動にほとんど影響を与えない。焼鈍桁 S-35-1 A はほぼ崩壊直前まで線型性を保持しており、残留応力が桁の変形特性に悪い影響を与えるのは、曲げを受ける桁の場合と同様である<sup>2)</sup>。

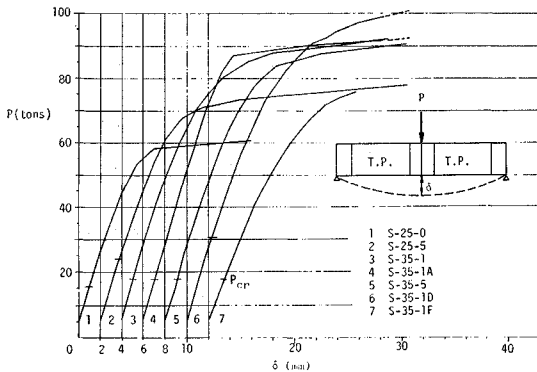


Fig. 3 Load-Deflection Curves

中間補剛材で仕切られたウェブパネルの中央断面における各荷重段階の付加たわみの分布を Fig. 4 に示す。この分布図より、せん断座屈荷重前後までたわみはわずかししか発生しないが、その後いわゆる張力場作用によるしわが生じてくる状況がよくわかる。水平補剛材の剛性に  $5\sigma^*$  を与えているが、この程度の剛性のもとでは、張力場作用は上下パネルに分離され、下側パネルにははっきりした張力場の状況が見られる。しかし、上側パネルにおいては幅厚比が小さく、せん断座屈強度が高くなってほとんど張力場を生じていない。各試験桁についての付加たわみの分布を相対的に比較すると、中間補剛材の間隔を密にした場合、変形が小さくなること(桁 S-35-1 と S-35-1 D)、焼鈍桁は崩壊直前まで変形が小さいこと(桁 S-35-1 A)、桁 S-35-1 F のみウェブは曲げ座屈変形が卓越していること等がわかる。各桁のウェブの代表的な点の付加たわみと荷重の関係、圧縮フランジのねじれによる相対変位と荷重の関係を Fig. 5 に示す。前者より、ウェブの計算上の座屈荷重が実験上ほとんど意味をもたないことがわかり、後者から、圧縮フラ

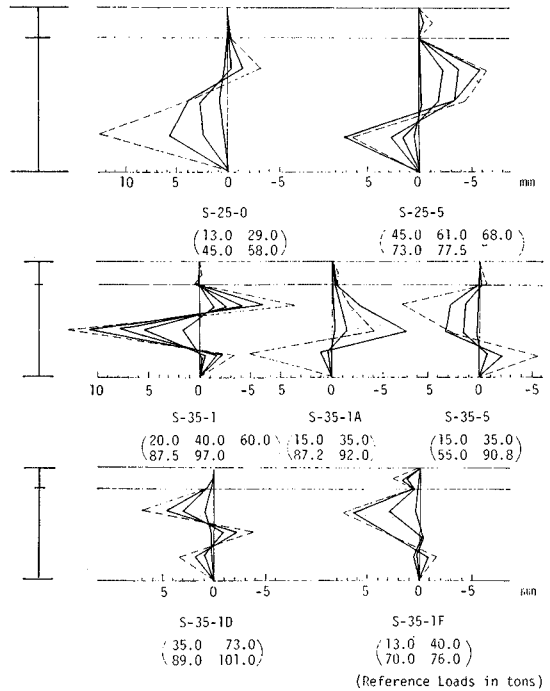


Fig. 4 Distribution of Web Additional Deflection

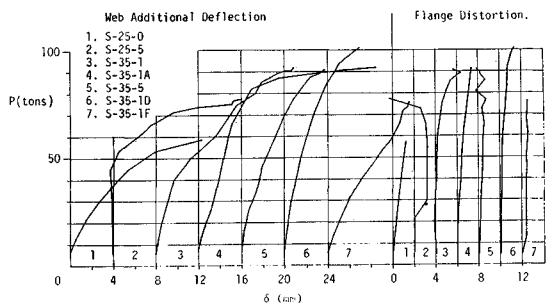


Fig. 5 Load-Additional Deflection Relations

ンジのねじれによる局部座屈が崩壊の直接的原因となっていないことがわかる。

ひずみの計測結果について検討する。ひずみの計測値は単軸ゲージについては弾性一軸の、ロゼット・ゲージについては弾性平面応力状態の応力とひずみの関係 ( $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\nu = 0.3$  とする) を用いて応力に変換し、それに関して整理している。したがって、降伏応力(本実験の場合約  $3000 \text{ kg/cm}^2$ ) を越える値については応力としての意味はなく、ひずみ相当量になることに注意する必要がある。

中間補剛材により仕切られた内側試験パネル中央断面の直応力の各荷重段階における分布の例を Fig. 6 に示す。圧縮フランジと引張フランジの直応力は一次理論(微小変位理論)のもとでは、ほぼ等しくなるはずであるが、全体として圧縮フランジの応力が引張フランジの

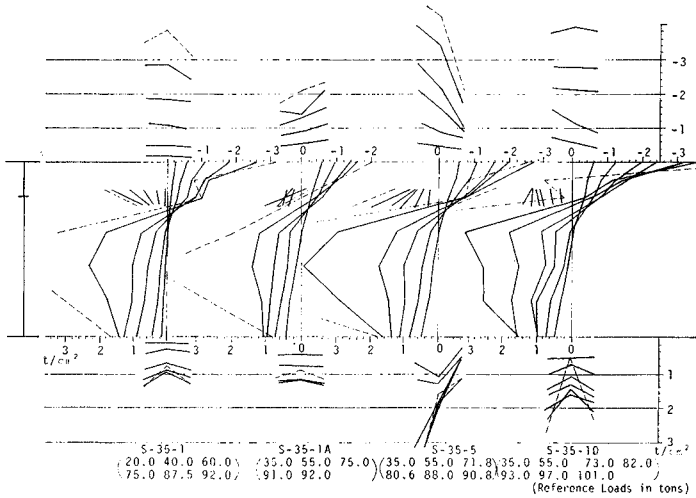


Fig. 6 Normal Stress Distributions in Girder Sections

応力を上回っている。これは Fig. 7 (a) に示すようにせん断座屈後のウェブの張力場作用による反力のために生じているものである。この傾向はウェブ接合点のフランジ中央において顕著にあらわれており、せん断を受ける薄肉プレート・ガーダーのフランジ応力は模式的に

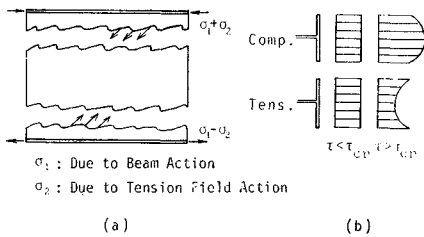


Fig. 7 Typical Patterns of Stress Distribution on Flanges

Fig. 7 (b) に示すような分布をする。

計測結果によれば、荷重の初期段階、すなわちせん断座屈荷重前後では、ウェブ曲げ応力はほぼ直線分布するが、せん断座屈後はウェブ中央部において曲げ応力が著しく増大する。フランジに近い部分の曲げ応力は、フランジが降伏しない限りフランジにより拘束されて、ひずみの増大が防止される。ウェブ単独では引張応力領域が圧縮応力領域を上回る傾向が観察されているが、圧縮フランジがその分の力を負担する形でつり合いが保たれている。以上のようなウェブの曲げ応力特性は、純曲げを受ける場合の挙動とは異なり、せん断応力が共存する場合の一般的特性と考えてよく模式的に Fig. 8 (a) のような傾向を示す。

水平補剛材に発生する応力は平均値と

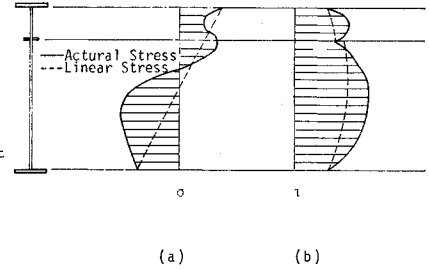


Fig. 8 Typical Patterns of Stress Distributions in Webs

してはウェブの同一位置とほぼ同じ値を示すが、せん断座屈荷重が低いために比較的早期から水平補剛材断面での応力の乱れが大きくなっている。したがって、水平補剛材は不整に対し著しく敏感であると判断され、この事実からも弾性座屈

理論より決まる水平補剛材の最小の剛性ではその効果の点で不十分であり、より高い剛性が必要であると考えられる<sup>2)</sup>。

ウェブ断面上のせん断応力分布を代表的な荷重段階について描いたものの例を Fig. 9 に示す。せん断応力も荷重の初期段階では、比較的一次理論に近い分布をしているが、せん断座屈後の分布は一次理論のそれと大きく異なり、フランジや水平補剛材の拘束のない上側パネルと下側パネルの中央部でせん断応力が大きくなる。この特性を模式的に示すと Fig. 8 (b) のようになる。これはウェブの面外変形が大きくなったために、曲げ応力の場合と同様に、せん断応力の場合も変形による膜応力が発生したためと考えてよいであろう。せん断を受けるウェブでは、曲げを受ける場合よりウェブの面外変形が大きい。したがって、曲げ応力、せん断応力ともに一次理論による理論値に比較して非常に大きな値となる。このことは、せん断パネルの変形、応力特性として注意すべきことである。

Fig. 10 にウェブ面表裏のせん断応力分布の例を示す。この図から、せん断応力の場合も板厚方向に一定に作用するいわゆる膜応力のほかに、面外曲げ応力に相当

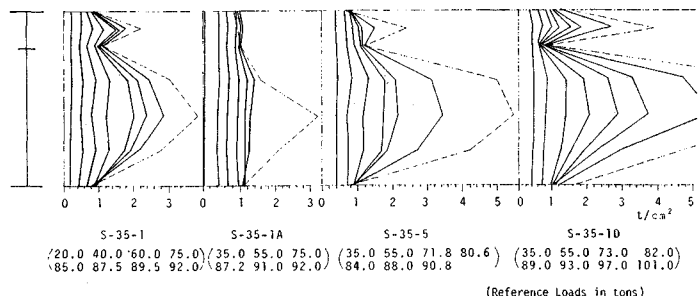


Fig. 9 Shear Stress Distributions in Webs

する分布を示すせん断応力が発生することがわかる。この傾向を模式的に示すと Fig. 11 のようになる。

この特性は次のように説明できる。一次理論と付加面外曲げによるウェブの直応力  $\sigma$  は Fig. 11 に示す座標であらわすと

$$\sigma = \frac{M}{I} y + \sum_{m,n} a_{mn} x \sin \frac{m\pi y}{b} \sin \frac{n\pi z}{d} \dots\dots (1)$$

ここで右辺の第1項は一次理論による膜応力成分で、第2項が面外曲げ応力成分である。今、板厚方向のせん断応力を無視すると単位厚のウェブ細片に対する直応力  $\sigma$  とウェブ面内のせん断応力  $\tau$  のつり合い式は、

$$\frac{\partial \sigma}{\partial z} + \frac{\partial \tau}{\partial y} = 0 \dots\dots (2)$$

式(2)に式(1)を代入し、せん断応力  $\tau$  を求めると、

$$\begin{aligned} \tau &= \int \frac{\partial \sigma}{\partial z} dy + C = \frac{1}{I} \frac{dM}{dz} \\ &\cdot \int y dy + \sum_{m,n} a_{mn} \frac{n\pi}{d} x \cos \frac{n\pi z}{d} \\ &\cdot \int \sin \frac{m\pi y}{b} dy + C \dots\dots (3) \end{aligned}$$

ここで  $C$  は積分定数である。式(3)の右辺の第2項の面外曲げ成分が示すように、直応力  $\sigma$  が板厚方向に Kirchhoff-Love の

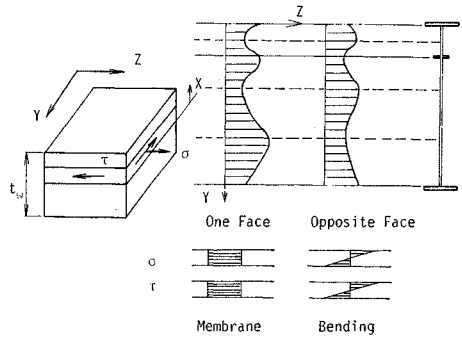


Fig. 11 Typical Patterns of Stress Distributions in Web Surfaces

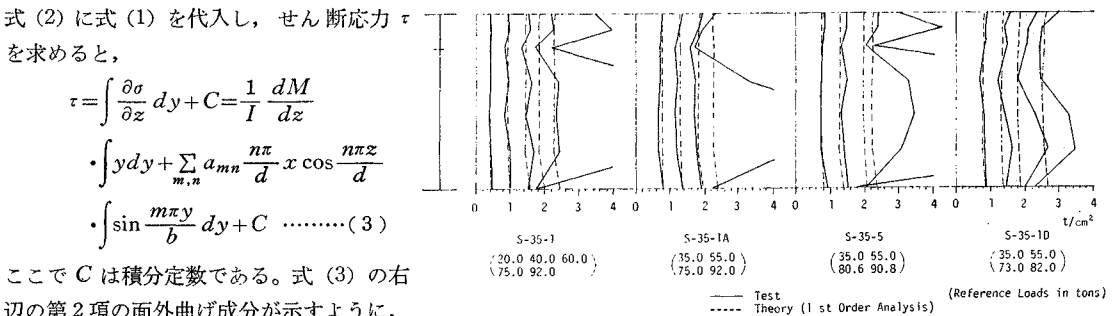


Fig. 12 Effective Stress Distributions in Webs

仮定による直線分布をするとき、せん断応力  $\tau$  も同様な分布をする。

曲げ応力  $\sigma$  とせん断応力  $\tau$  によるウェブの合成応力  $\sigma_e = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$  の中間補剛材により仕切られた内側パネル中央断面における計測結果の例を Fig. 12 に示す。この場合、曲げ応力とせん断応力の大小によりその分布が異なってくるので、参考のために一次理論による計算結果を破線で実測値とともに示す。この比較により、実測値は荷重の初期段階では一次理論と良い一致を示すが、最高荷重に近くなるとフランジや水平補剛材の拘束のないパネル中央部で大きな合成応力を発生することがわかる。

合成応力を考えたと同じ断面での各桁の主応力分布の例を、低荷重段階と最高荷重に近い荷重段階について Fig. 13 に示す。低荷重段階では、せん断座屈前の一次理論による主応力分布の状況が比較的明確に観察されるが、最高荷重に近い荷重段階では、下側パネルでははっきりとした張力場状態があらわれている。すなわち、引張主応力（実際には主ひずみ）は降伏して塑性流れを生じているのに対し、圧縮主応力はそれほど大きくならない。実際には計測結果にみられるように、圧縮主応力は不完全張力場理論の仮定<sup>4)</sup>のようにせん断座屈応力  $\tau_{cr}$  にとどまることなくいくぶん増加する。下側パネルの張対力場の方向は、全体として、Basler の仮定<sup>4)</sup>とパネル

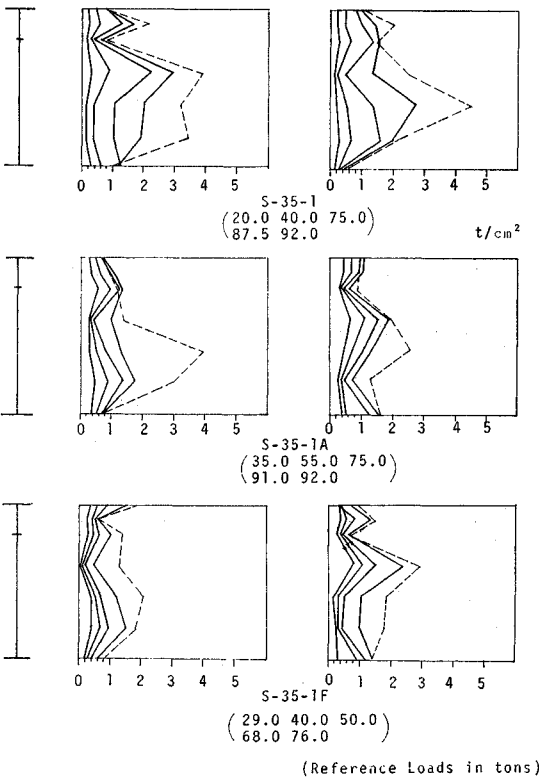


Fig. 10 Shear Stress Distributions in Web Surfaces

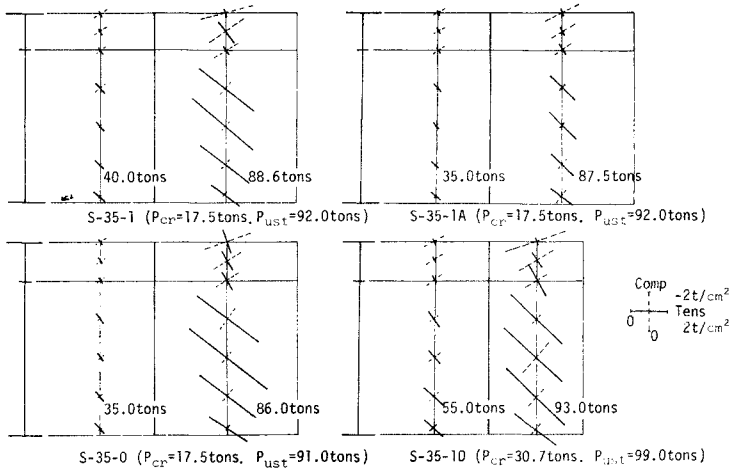


Fig. 13 Principal Stress Distributions in Webs

対角線の間にあるといえる。上側パネルでは圧縮主応力と引張主応力が同様に増加しており、張力場をほとんど形成していないことがわかる。これは上側パネル単独のせん断座屈応力が、ほぼ降伏応力に達しているためである。

フランジの桁軸方向の直応力分布について、フランジ中央外側（ウェブ接合面と逆の面）の計測結果を Fig. 14 に示す。フランジ直応力のそれは一次理論のもとでは直線で変化するが、実験によれば、この現象はせん断座屈前後の低荷重段階で観察されるのみで、せん断座屈後は張力場作用によりウェブからフランジに対する曲げ作用が生じ、その分布が大きく乱れる。すなわち、断面の曲げモーメントによる一次の直応力のほかに、中間補剛材を中間支点とし、ウェブ張力の鉛直分力を受ける連続ばり作用をフランジが受け持つことになる。このウェブのフランジに対する板曲げ応力は崩壊荷重に近くなるときわめて大きくなり、中間補剛材の位置では一次の直応力を上回って、上フランジで引張応力、下フランジで圧縮応力を発生させることさえある。このようなせん断

を受ける薄肉プレート・ガーダーのフランジの直応力分布の模式図を Fig. 15 に示す。

中間補剛材はせん断座屈強度の立場からはその剛性のみが問題となるが、座屈後の張力場作用のもとでは、軸圧縮力を受けるので断面積を問題にする必要がある。中間補剛材の軸圧縮応力の計測結果を、上側パネルと下側パネルについて Fig. 16 に示す。上側パネルでは単独のせん断座屈座屈応力が降伏応力に近いため、ほとんど軸圧縮応力を発生しない。下側パネルでは、低荷重段階の場合その値は比較的小さいが、せん断座

屈後は大きな値となり断面内での乱れも著しい。その軸圧縮応力は最高荷重付近で部分的に降伏応力にまで達していることに注意する必要がある。ただし、桁 S-35-1A の分布が極端に乱れているのは、2つのパネルが連成して崩壊し、中間補剛材軸が節線とならなかったためである。

中間補剛材の剛性を試験桁では Stein・Fralich による

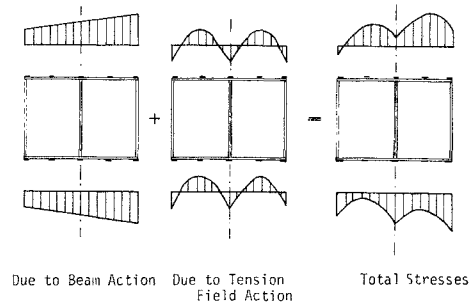


Fig. 15 Typical Patterns of Stress Distributions in Flanges

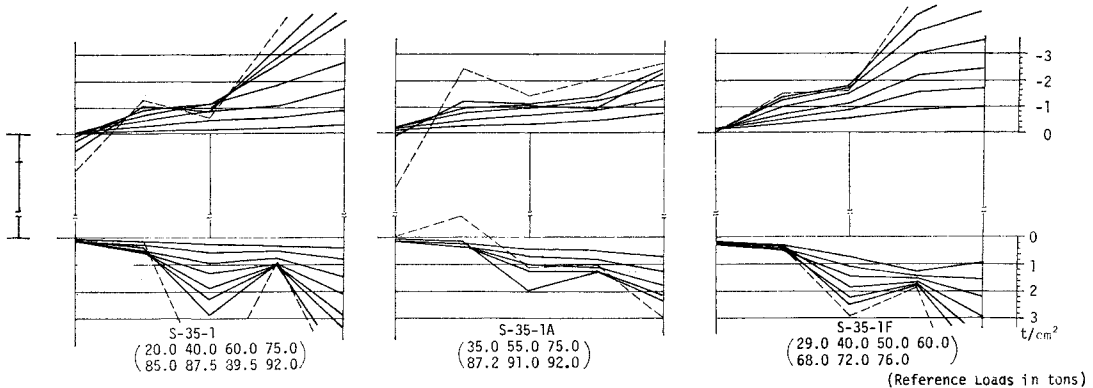


Fig. 14 Normal Stress Distributions in Flanges



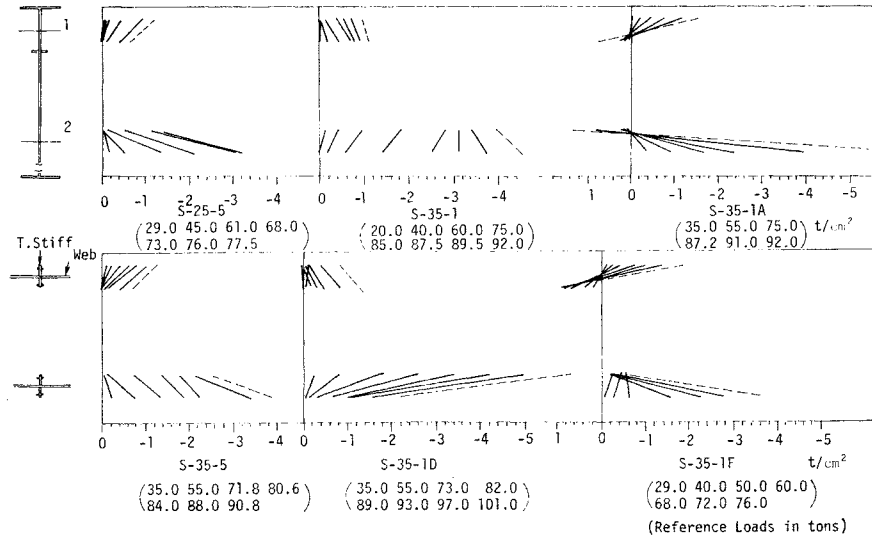


Fig. 16 Normal Stresses in Transverse Stiffeners

最小剛比  $r_0$  とその5倍の  $5r_0$  で与えている。実測結果によれば、 $5r_0$  を持つ試験桁 S-25-5, S-35-5 では、 $r_0$  を持つ桁に比べて、中間補剛材の軸圧縮応力が比較的小さい。Basler<sup>4)</sup> と Cooper<sup>9)</sup> はそれぞれの理論に基づいて中間補剛材断面積のウェブ断面積に対する所要面積比を求めているが、それと試験桁の面積比を比較した結果を Table 7 に示す<sup>注)</sup>。この結果によれば、 $r_0$  の剛比のもとでは桁 S-35-1 D を除き、面積比は Basler の理論による所要面積比より小さく、 $5r_0$  の剛比のもとではそれより大きくなっている。 $r_0$  の剛比の中間補剛材はひずみの計測結果からも断面積が不十分といえ、中間補剛材に対しては、剛性に対する制限のみならず、面積に対する制限も必要であろう。実験によれば、焼鈍桁 S-35-1 A では中間補剛材軸が節線とならず、このことから、 $r_0$  の剛比は座屈に対する剛性としても必ずしも十分ではないことを示している。Cooper の所要面積比は実験結果と比較すると過大に評価しており、面積比に対する制限は水平補剛材を持つ桁に対しても Basler の提案式のほうが妥当である。

崩壊した試験桁の変形状況から試験パネルの圧縮フランジに生ずる塑性ヒンジの位置を決定すると Table 8 に示す結果となる。Rockey・Skaloud<sup>7)</sup> はこの位置を決める式を実験値をもとに提案し、それをせん断耐荷力の推定に考慮している。Table 8

に Rocky・Skaloud の提案式による塑性ヒンジの位置も併せて示してあるが、本実験の結果とは大きく相違している。Rockey・Skaloud は塑性ヒンジの位置がせん断耐荷力に大きな影響を与えると報告している。せん断耐荷力の推定に非常に敏感に影響する塑性ヒンジの位置が、このように不確定性の強い量であることを考えると、その耐荷力の推定理論には問題があるといえる。

Table 7 Areas of Transverse Stiffeners

	S-25-0	S-25-5	S-35-1	S-35-1A	S-35-5	S-35-1D	S-35-1F
$\delta_T$	—	0.151	0.0703	0.0703	0.121	0.0904	0.0703
$\delta_T^*$ (Basler)	—	0.085	0.101	0.101	0.101	0.087	0.101
$\delta_T^*$ (Cooper)	—	0.209	0.250	0.250	0.250	0.252	0.250

Remarks: 1) Required Area by Corrected Basler's Th. for Longitudinally Stiffened Girders

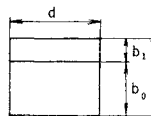
$$\delta_T^* = \frac{A_{St}^*}{A_w} = \frac{F_{St}}{bt\sigma_y} = (1 - \frac{\tau_{CR}}{\tau_y})_0 \frac{\alpha_0}{2} (1 - \frac{\alpha_0}{\sqrt{1+\alpha_0^2}}) \cdot (1 - \xi_1)$$

2) Required Area by Corrected Cooper's Th.

$$\delta_T^* = \frac{A_{St}^*}{A_w} = \frac{F_{St}}{bt\sigma_y} = (1 - \frac{\tau_{CR}}{\tau_y})_0 \frac{1}{2\sqrt{1+\alpha_0^2}} (1 - \xi_1)$$

3) The Multiplier,  $(1 - \xi_1)$ , is missing in Cooper's proposed formula

4) Simply Supported Boundary Condition is adopted at all four Edges for calculating  $(\tau_{CR}/\tau_y)$



$$\alpha = d / b_0$$

$$\xi = b_1 / b$$

Table 8 Locations of Plastic Hinges in Compression Flanges

	S-25-0	S-25-5	S-35-1	S-35-1A	S-35-5	S-35-1D	S-35-1E
$(c/d)_{ex}$	0.25	0.33	0.14	0.1	0.27	0.33	0.2
$(c/d)_{R.S.}$	0.281	0.456	0.395	0.395	0.395	0.463	0.271

Remarks: 1) The actual tension field band in Girder S-35-1A is spreading over two panels, and accordingly length of two panels is taken for  $\alpha$  only in  $(c/d)_{ex}$  for Girder S-35-1A.

2)  $(c/d)_{ex}$ : by Tests

$(c/d)_{R.S.}$ : by Rocky and Skaloud's formula

注) 水平補剛材により仕切られた下側パネルに対し、Basler の理論を適用し求めている。Cooper も同様の式を提案しているが、その評価には誤りがあり、Table 7 に修正した値を示す。

以上、せん断を受ける薄肉プレート・ガーダーの変形特性について考察した。実験の結果、低荷重段階と最高荷重に近い荷重段階では変形特性が大きく異なり、前者はせん断座屈前の変形特性を示し、後者は張力場状態の変形特性を示す現象が明瞭に見られた。変形特性に大きな相違のあらわれる荷重は、水平補剛材により仕切られた下側パネルについて、周辺単純支持の条件で計算により求まるせん断座屈荷重の2倍近い値であることがわかった。このことより、薄肉プレート・ガーダーのウェブのせん断座屈に対する周辺の境界条件は単純支持より固定支持と考えたほうがよいと判断される。

## (2) 耐力特性

桁 S-35-1 F を除く 6 体ではウェブのせん断崩壊が最終的に圧縮フランジの垂直座屈を誘発しており、桁 S-35-1 F のみウェブの曲げ崩壊が圧縮フランジのねじれ座屈を誘発している。すなわち、前者がプレート・ガーダーのウェブのせん断崩壊、後者が曲げ崩壊と現象的に判断できる。これはフランジ・モーメント  $M_f/M_y$  と耐力モーメントの実験値  $M_u/M_y$  の大小関係からも説明できる。前者の試験桁 6 体では実験値  $M_u/M_y$  がフランジ・モーメント  $M_f/M_y$  より小さく、せん断崩壊荷重に対する曲げの影響が比較的少ない<sup>23)</sup>といえる。以下特に断わらない限り、せん断耐力特性は桁 S-35-1 F を除く 6 体について考察する。Table 5 によれば、せん断耐力の実験値  $V_u/V_p$  は全塑性せん断力に達していないが、単純支持されたウェブの座屈荷重の 3~5 倍の値が得られており、この座屈荷重を基準として考えたとき、ウェブの後座屈強度の大きいことがわかる。

中間補剛材の間隔のみ異なる桁 S-25-0 と S-25-5、および S-35-1 と S-35-1 D の実験値を比較すると、中間補剛材の間隔がせん断耐力に大きく影響していることがわかる。このことは耐力上昇に対する中間補剛材の役割がきわめて重要なものであることを示す。中間補剛材の剛性のみ異なる桁 S-35-1 と S-35-5 を比較すると、耐力値はほぼ同じである。これはせん断座屈強度が比較的低いので、その剛性上昇の効果が十分耐力に影響を与え得なかったためと考えられる。張力場における中間補剛材の役割として、その剛性は二次的な効果を持つのみで、主として軸圧縮力を負担する断面積が大きな影響を与える。剛性が増加すれば、その断面積も増加するが、Table 7 に示すように剛性を 5 倍にしても断面積は 2 倍にもならないことと、中間補剛材の剛性と無関係に軸圧縮力に対し、中間補剛材に隣接するウェブの一定幅が有効幅として協力し中間補剛材が十字断面柱のような働きをすることのために、実験結果では後座屈強度の立場からも、中間補剛材の剛性の増加が耐力に

影響を与えなかったと思われる。しかし、剛性の高い桁 S-35-5 の変形特性が桁 S-35-1 に比較してよいこと、および Stein・Fralich による最小剛比  $r_0$  を持つ焼鈍桁 S-35-1 A (桁 S-35-1 と同一形状の桁) において、中間補剛材軸が節線とならなかったことから判断して、中間補剛材の剛性も水平補剛材のそれと同様<sup>2)</sup>に現行の設計示方書の規定<sup>1), 2)</sup>より高くしたほうが有効と思われる。

現行の設計示方書では、中間補剛材の設計に対して、Stein・Fralich による最小剛比  $r_0$  を基本的に採用し、設計上、軸圧縮を受けないものとして中間補剛材の突出脚の幅厚比を規定している。しかしウェブのせん断座屈に対する中間補剛材の剛性は残留応力の存在や補剛材の持つねじれ剛性の効果を考えると、水平補剛材や補剛された板のたて補剛材の場合<sup>2), 24)</sup>と同様に、現行規定よりその値を大きくしたほうが補剛材の設計として効果的と考えられる。せん断を受けるプレート・ガーダーの設計では、設計示方書で座屈後の強度を期待し、ウェブのせん断座屈に対する安全率として基本安全率より小さな値を採用している。このことから、桁全体の崩壊に対する安全率はせん断座屈後の張力場支持としての中間補剛材の安全率によって支配されるおそれがある。実験によれば中間補剛材には降伏応力に近い圧縮応力が発生しており、その意味で中間補剛材も軸圧縮力を受ける部材として設計する必要がある。したがって、軸圧縮力による中間補剛材自身の局部座屈を防ぐために、その突出脚の幅厚比としては許容応力に等しい圧縮力を受ける自由突出脚の幅厚比制限値を採用すべきである。

焼鈍桁 S-35-1 A は同一形状の非焼鈍桁 S-35-1 に比較し、せん断耐力に相違がなかった。曲げ耐力に対して溶接残留応力は不利な影響を与える<sup>3)</sup>のに対し、この実験結果はせん断耐力に与える残留応力の影響が小さいことを示しているとみてよいであろう。これは曲げ耐力特性の場合、溶接残留応力の方向と直応力の方向が一致するために直接その影響を受けるのに対し、せん断力を受ける桁ではそのようなことはなく、溶接残留応力の影響に対して鈍感であるためと思われる。しかし、焼鈍桁の変形特性が改善されていることから、残留応力の存在がせん断耐力に対し若干の影響を持つことは予想され、本実験で全くその差異がなかったのは、焼鈍桁 S-35-1 A の中間補剛材軸が節線とならず、2 パネル連成の張力場が生じたことによる耐力低下があったためと思われる。

曲げ崩壊を生じた桁 S-35-1 F は、その耐力モーメント  $M_u/M_y$  が 0.920 ( $V_u/V_p=0.647$ ) であり、曲げ耐力実験の同一桁 B-35-1 のその値が 0.975 (ただし、中間補剛材間隔  $d/h$  は S-35-1 F が 0.75、B-35-1 が

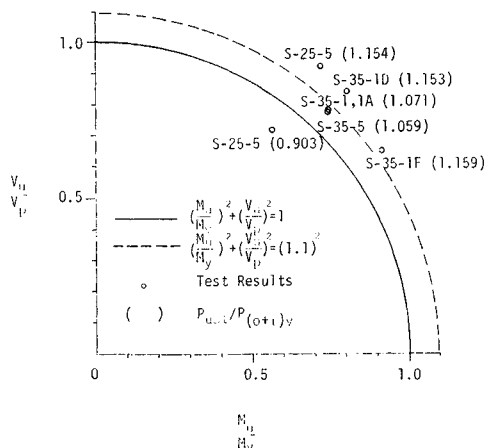


Fig. 17 Yield Interactions between Bending and Shear

1.5)である<sup>2)</sup>ことを考えると、曲げ耐荷力にせん断力の存在が影響することがわかる。しかし、その耐荷モーメントは桁のフランジ・モーメント ( $M_f/M_y=0.772$ ) をはるかに上回っており、せん断力の影響が少ないことを示している。

**Fig. 17** に試験桁 7 体の曲げ耐荷力  $M_u/M_y$  とせん断耐荷力  $V_u/V_p$  の実験値を断面の降伏に関する相関曲線上に示す。現行の設計思想体系のもとでは、板要素に対しても基本的には断面の一部が降伏することに対して一定の安全率を確保し、その状態に達するまでに局部座屈による崩壊を生じないことが必要である。最適設計の立場からは、降伏と局部座屈による崩壊が同時に発生することが経済上有利である。現行の設計規定は、プレート・ガーダーのウェブでの直応力とせん断応力による合成応力の降伏に対しても一定の安全率が確保されるように定めている。**Fig. 17** の合成応力の降伏曲線と耐荷力値が一致する場合が最適断面であり、耐荷力値が外側に出る場合、部分降伏が座屈崩壊に先行し、内側にある場合、座屈崩壊が部分降伏に先行することを示す。一般に合成応力の検算に対しては、10% の許容応力の割り増しが認められているので、その耐荷力に対する最適曲線を **Fig. 17** に破線で示す。**Fig. 17** より、桁 S-25-0 を除く 6 体の試験桁の崩壊はほぼ断面の部分降伏により支配され、過大な幅厚比による座屈現象が崩壊の直接の原因になっていないと考えられる。このことから静的特性に関する限りせん断を受ける水平補剛材を持つプレート・ガーダーにおいても、中間補剛材の間隔  $d/h$  を 0.75 以下にすれば、ウェブの幅厚比を構造用炭素鋼の場合 350 まで認めてよいと結論できる。ただし、水平補剛材剛性は DIN 4114 に定める最小剛比  $r^*$  の 5 倍を与えていることに注意する必要がある。

純曲げを受ける水平補剛材を有するプレート・ガーダ

ーに対しては、構造用炭素鋼を用いた場合幅厚比 350 で安全であることが実験的に明らかにされている<sup>2)</sup>。純せん断の場合、実験的には未知であり、断面がフランジ・モーメントを受けるまでせん断耐荷力はモーメントの影響を受けないとする Basler の考え方<sup>23)</sup>に従えば、その幅厚比では危険となる。しかし、現実のプレート・ガーダーにおいて純せん断を受ける構造は全くあり得ないことを考えると、それは問題にならない。モーメント勾配を有する本実験結果はモーメントに反転のない場合を扱っており、その意味で安全側の評価をしている。ただし、この結果をプレート・ガーダーの端部あるいは中間支点上のような条件のところに適用すると危険側の評価をしていることになり、さらに検討を加える必要があろう。

### (3) 耐荷力推定理論と実験値

水平補剛材を有するプレート・ガーダーのせん断耐荷力の推定理論を、Cooper<sup>9)</sup>, Ostapenko・Chern<sup>10)</sup>, Rockey<sup>11)</sup> が提案しているが、水平補剛材は一般に曲げ座屈崩壊に対して設けられることを考えると、せん断耐荷力に対する効果を水平補剛材を持たない桁と異なる理論で積極的に評価することは、実用上必ずしも好ましくない。水平補剛材を持たない桁の理論を用いて水平補剛材の効果を考慮する方法として次の 2 つが考えられる。第一は、せん断座屈強度にのみ水平補剛材は効果を持つ、すなわち水平補剛材軸を座屈に対しパネル周辺と評価するが、張力場に対しその効果を無視する方法である。第二は、せん断座屈強度に対する前者の考慮とともに、水平補剛材で仕切られた 2 つのパネルのそれぞれに対して水平補剛材を持たない桁の張力場理論を適用して、その効果を評価する方法である。

後者の方法に対しては、水平補剛材を持たない桁に対する Basler の理論<sup>9)</sup>は適用可能であるが、藤井<sup>9)</sup>, Ostapenko・Chern<sup>9)</sup>, Rockey・Skaloud<sup>7)</sup> の理論は、フランジ剛性の影響を考慮し、せん断耐荷力を支配するパラメーターとしてフランジ剛性を導入している点でその適用が難しい(その結果として Ostapenko・Chern<sup>10)</sup>, Rockey・Skaloud<sup>11)</sup> は水平補剛材を有する桁に対して別の理論を導いている)。第一の方法、すなわち座屈強度に対してのみ水平補剛材の効果を考慮した場合の試験桁に対する各理論値と実験値の比較を **Table 9** に示す。以下の議論では特に断わらない限り、曲げ崩壊の先行している桁 S-35-1F の結果は考慮しない。この表中の理論のうち、Cooper の理論のみ水平補剛材を持つ桁に対する理論である。表から明らかなように、その精度に必ずしも大きな差はなく、全体としては Cooper の結果を除いて、Ostapenko・Chern の結果が一様に良い精度で

安全側に評価していることが注目される。しかし、この相違は張力場に関する理論によるというより、座屈強度についての周辺の境界条件に原因があるとも考えられる。

境界での条件をすべて単純支持として評価した場合の

**Table 9** Comparisons of Tests with Various Original Theories

	S-25-0	S-25-5	S-35-1	S-35-1A	S-35-5	S-35-1D	S-35-1F
$V_u^{ex} / V_p$	0.721 (0.833)	0.922 (1.065)	0.783 (0.904)	0.783 (0.904)	0.775 (0.895)	0.842 (0.972)	0.647 (0.747)
Basler (S.S.)	0.184 0.575 1.25	0.286 0.780 1.18	0.146 0.737 1.06	0.146 0.737 1.06	0.146 0.737 1.05	0.256 0.830 1.01	0.146 0.737 0.88
Cooper (S.S.)	0.347 0.628 1.15	0.429 0.805 1.15	0.317 0.758 1.03	0.317 0.758 1.03	0.317 0.758 1.02	0.405 0.868 0.97	0.317 0.758 0.85
Fujii (Fix.)	0.292 (0.336) 0.685 (0.731) 1.05 (1.14)	0.356 (0.411) 0.924 (0.947) 1.00 (1.12)	0.182 (0.210) 0.722 (0.740) 1.08 (1.22)	0.182 (0.210) 0.722 (0.740) 1.08 (1.22)	0.182 (0.210) 0.722 (0.740) 1.07 (1.21)	0.278 (0.321) 0.910 (0.929) 0.93 (1.05)	0.182 (0.210) 0.662 (0.680) 0.98 (1.10)
Ostapenko Chern (Fix.)	0.291 0.657 1.10	0.356 0.824 1.13	0.182 0.721 1.09	0.182 0.721 1.09	0.182 0.721 1.08	0.278 0.815 1.03	0.182 0.708 0.91
Rocky Skalous (S.S.)	0.184 0.565 1.28	0.286 0.854 1.08	0.146 0.722 1.08	0.146 0.722 1.08	0.146 0.722 1.07	0.256 0.722 1.09	0.146 0.541 1.20

- Remarks: 1) 1 : Theoretical Buckling Strength ( $V_{cr}^{th} / V_p$ ) 1  
 2 : Theoretical Ultimate Strength ( $V_u^{th} / V_p$ ) 2  
 3 : Ratio of experimental Ultimate Strength to theoretical One ( $V_u^{ex} / V_u^{th}$ ) 3  
 2) "(S.S.) or (Fix.)" being Adopted Boundary Conditions for  $V_{cr}^{th}$  at Edges along Tension Flanges and Longitudinal Stiffeners  
 3) Simply Supported Boundary Condition being adopted at Edges along Transverse Stiffeners  
 4) Longitudinal Stiffeners being considered only when calculating  $V_{cr}^{th} / V_p$   
 5) Yield Condition by Mises, while Numerals in parenthesis by Tresca

**Table 10** Comparisons of Tests with Various Tension Field Theories

	S-25-0	S-25-5	S-35-1	S-35-1A	S-35-5	S-35-1D	S-35-1F
$V_u^{ex} / V_p$	0.721 (0.833)	0.922 (1.065)	0.783 (0.904)	0.783 (0.904)	0.775 (0.895)	0.842 (0.972)	0.647 (0.747)
$V_u^{th} / V_p$	0.184 (0.212)	0.286 (0.330)	0.146 (0.169)	0.146 (0.169)	0.146 (0.169)	0.256 (0.296)	0.146 (0.169)
Basler	0.575 1.25	0.780 1.18	0.737 1.06	0.737 1.06	0.737 1.05	0.830 1.01	0.737 0.88
Cooper	0.628 1.15	0.805 1.15	0.758 1.03	0.758 1.03	0.758 1.02	0.868 0.97	0.758 0.85
Fujii	0.577 (0.604) 1.24 (1.37)	0.890 (0.912) 1.04 (1.17)	0.700 (0.715) 1.12 (1.26)	0.700 (0.715) 1.12 (1.25)	0.700 (0.715) 1.11 (1.25)	0.899 (0.917) 0.94 (1.06)	0.639 (0.654) 1.01 (1.14)
Ostapenko Chern	0.592 1.22	0.792 1.16	0.704 1.11	0.704 1.11	0.704 1.10	0.805 1.05	0.691 0.94
Rocky Skalous	0.565 1.28	0.854 1.08	0.722 1.08	0.722 1.08	0.722 1.07	0.722 1.09	0.541 1.20

- Remarks: 1) 1:  $V_u^{th} / V_p$  1  
 2:  $V_u^{ex} / V_u^{th}$  2  
 2) Simply Supported Boundary Condition being adopted at all four Edges when calculating  $V_{cr}^{th} / V_p$   
 3) Longitudinal Stiffeners being considered only when calculating  $V_{cr}^{th} / V_p$   
 4) Yield Condition by Mises while Numerals in parenthesis by Tresca

各理論値と実験値の比較を **Table 10** に示す。この場合、各理論の張力場の仮定の妥当性は実験値との比較で判断され、Basler, Ostapenko・Chern, Rockey・Skalous による理論はほぼ同じ精度を持つといえる。Cooper の

結果は、この比較で考える限り最も精度が良い。これは張力場においても水平補剛材の役割を評価しているためであり、ほかの結果と比較できない。藤井の理論では、ほかの理論が Mises の降伏条件を使用しているのに対し、Tresca の条件を使用しており、比較は難しいが、そのために藤井の理論は実験値と大きく相違している。Mises の降伏条件は Tresca の条件に比べ一般に広く使用されており、鋼橋の設計規定<sup>1), 2)</sup>でもそれが用いられていることを考えると、鋼橋の設計に対しては藤井の理論は修正される必要がある。

本実験値に対して、同程度の精度を持つ Basler, Ostapenko・Chern, Rockey・Skalous の張力場理論を比較すると、その理論の明解さと提案式の平易さという点で、Basler の理論が最もすぐれている。変形特性の項で述べたように、Rockey・Skalous は圧縮フランジに生ずる塑性ヒンジの位置の張力場への影響を考慮しているが、その位置がきわめて不確定な量であることは、Rockey・Skalous の理論の適用において十分注意すべきことである。

藤井は Gayload の指摘<sup>25)</sup>を引用して Basler のせん断耐力推定理論の誤りを指摘し、その修正を行っている<sup>5)</sup>。その修正において、中間補剛材に新たにせん断力を導入している。Basler のつり合い式が誤まっているとの指摘は正しいがその修正に際し、必ずしも中間補剛材にせん断力を導入する必然性はなく、Basler のモデルをつり合うようにするために新たに導入する力成分としてフランジにせん断力を負担させることも可能である。その詳細を補遺に示す。そのような修正をすれば、Basler のせん断耐力推定式は正しいものと評価してよい。ここで Basler の主張と異なる点は Basler はせん断耐力をすべてウェブで負担するものと解釈しているのに対し、実際には、その後座屈強度の一部がフランジで負担されなければいけないことである。

Basler のせん断耐力推定理論は一般にフランジ剛性を無視していると理解されている。しかし Rockey・Skalous の理論と Basler の理論との比較<sup>7)</sup> から明らかのように実際にフラン

ジ剛性のきわめて小さいプレート・ガーダーのせん断耐荷力に Basler の理論を適用し得ない事実もこのようにフランジでせん断力を一部負担する機構を Basler のモデルは内包していることによるものである。Basler の理論の特長はフランジ剛性を考慮しながらそれをパラメーターとして導入していないことでその理論が実験値をよく説明し得るのは、実際のプレート・ガーダーではフランジとウェブの剛性比率が大きく変動することはなく、その剛性比率のもとにおいては Basler の設定した崩壊機構が現実の挙動を適切にとらえていることによるためであろう。

このように同一条件のもとでは Basler の理論が最も秀れていると思われるので、Basler による張力場理論を基本にして、i) せん断座屈に対する境界条件、ii) Mises の降伏条件 (近似式と厳密式)、iii) せん断耐荷力に対する水平補剛材の役割、の評価を変えて計算し、実験値と比較した結果を Table 11 に示す。この表によれば、せん断座屈に対する境界条件を固定とし、水平補剛材の効果をせん断座屈と張力場の両者に評価している表の⑥と⑧の結果の精度がよいことがわかる。すなわち、水平補剛材により仕切られた2つのサブ・パネルについて、座屈に対する境界条件を固定として、それぞれのパネルに対し Basler の張力場理論を適用することで実際の挙動を説明し得ると考えられる。Mises の降伏条件の評価の異なる⑥と⑧の結果を比較すると、厳密式を適用した⑧の結果の精度がよい。しかし、近似式を適用した⑥の結果も⑧の結果と大きな相違はなく、安全側の評価をしている点で、設計への適用という面で

は秀れているといえる。この計算から判断して、一般に座屈に対する境界条件を単純支持とし、降伏条件を近似式で評価し、水平補剛材の役割を張力場に対して考慮しない条件のもとでのせん断耐荷力は低目に計算され安全側に評価されるといえる。

水平補剛材を持つ桁に対して修正された Basler の理論値および Cooper の理論値、せん断座屈強度に対してのみ水平補剛材が効果を持つとして計算された藤井、Ostapenko・Chern, Rocky・Skaloud の理論値と実験値を比較したものを Fig. 18 に示す。この図から、修正された Basler の理論の秀れていることが明らかであり、結局、水平補剛材を持つ桁のせん断耐荷力の推定に対しても Basler の提案した張力場理論が最もよく現象を説明し得ると考えられる。

桁 S-35-1F は曲げ崩壊が先行した桁であるが、それを含め試験桁7体の実験値を曲げとせん断の崩壊に関する相関曲線上に描いたものを Fig. 19 に示す。この崩壊に関する相関曲線は Basler の提案している式<sup>23)</sup>を採用し、実験値は修正された Basler の理論によるせん断耐荷力値⑧で無次元化している。この図より、曲げとせん断の共存場で崩壊している桁 S-35-1F に対しても、修正された Basler の理論は実験値をよく説明し得ることがわかる。

#### 4. 結 論

水平補剛材を有するプレート・ガーダーのせん断耐荷力について実験を行い、理論的な検討を加えた結果次の

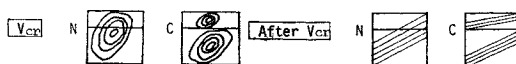
Table 11 Comparisons of Tests with Corrected Basler's Theories

	$V_p^{ex}$	Original Th.		1		2		3		4	
		$V_u^{th}/V_p$	$V_u^{ex}/V_u^{th}$	$V_u^{th}/V_p$	$V_u^{ex}/V_u^{th}$	$V_u^{th}/V_p$	$V_u^{ex}/V_u^{th}$	$V_u^{th}/V_p$	$V_u^{ex}/V_u^{th}$	$V_u^{th}/V_p$	$V_u^{ex}/V_u^{th}$
S-25-0	0.721	0.547	1.32	0.575	1.25	0.632	1.14	0.616	1.17	0.688	1.05
S-25-5	0.922	0.768	1.20	0.780	1.18	0.802	1.15	0.827	1.11	0.854	1.08
S-35-1	0.783	0.731	1.07	0.737	1.06	0.749	1.05	0.763	1.03	0.781	1.00
S-35-1A	0.783	0.731	1.07	0.737	1.06	0.749	1.05	0.763	1.03	0.781	1.00
S-35-5	0.775	0.731	1.06	0.737	1.05	0.749	1.03	0.763	1.02	0.781	0.99
S-35-10	0.842	0.827	1.02	0.830	1.01	0.837	1.00	0.867	0.97	0.873	0.96
S-35-1F	0.647	0.731	0.89	0.737	0.88	0.749	0.86	0.763	0.85	0.781	0.83
1	B.C. for $V_{cr}$	S. S.		S. S.		Fix.		S. S.		Fix.	
2	Yield Condition	Appr.		Appr.		Appr.		Exact		Exact	
3	Effect of L.Stiff	N		C		C		C		C	
	$V_{cr}$ After $V_{cr}$	N		C		N		C		N	

Remarks:

- Boundary Conditions for  $V_{cr}$   
S.S.: Simply Supported at Edges along T.Flanges and L.Stiffeners  
Edges, and Edges along T.Stiffeners  
Fix.: Fixed at Edges along T.Flanges and L.Stiffeners, and S.S at Edges along T.Stiffeners
- Yielding Condition (by Mises)  
Appr.: Approximate Formula  
Exact: Exact Formula
- Effects of L.Stiff  
C: Considered  
N: Not Considered

	5		6		7		8	
	$V_u^{th}/V_p$	$V_u^{ex}/V_u^{th}$	$V_u^{th}/V_p$	$V_u^{ex}/V_u^{th}$	$V_u^{th}/V_p$	$V_u^{ex}/V_u^{th}$	$V_u^{th}/V_p$	$V_u^{ex}/V_u^{th}$
	0.612	1.18	0.665	1.08	0.644	1.12	0.709	1.02
	0.790	1.17	0.810	1.14	0.830	1.11	0.857	1.08
	0.748	1.05	0.759	1.03	0.772	1.01	0.788	0.99
	0.748	1.05	0.759	1.03	0.772	1.01	0.788	0.99
	0.748	1.04	0.759	1.02	0.772	1.00	0.788	0.98
	0.842	1.00	0.846	1.00	0.872	0.97	0.879	0.96
	0.748	0.86	0.759	0.85	0.772	0.84	0.788	0.82
	S. S.		Fix.		S. S.		Fix.	
	Appr.		Appr.		Exact		Exact	
	C	C	C	C	C	C	C	C



Formula and conditions	Test Girder						$\frac{V_u^{ex}}{V_u^{th}}$
	S-25-0	S-25-5	S-35-1	S-35-1A	S-35-5	S-35-1D	
Basler (Corrected) i) Fix ii) Mises (Appr.) iii) C.C.	○	○	○	○	○	○	1.20 1.00 0.80
Basler (Corrected) i) Fix ii) Mises (Exact) iii) C.C.	○	○	○	○	○	○	1.20 1.00 0.80
Cooper i) S.S. ii) Mises (Exact) iii) C.C.	○	○	○	○	○	○	1.20 1.00 0.80
Fujii i) Fix ii) Tresca iii) C.N.	○	○	○	○	○	○	1.20 1.00 0.80
Ostapenko and Cnern i) Fix ii) Mises iii) C.N.	○	○	○	○	○	○	1.20 1.00 0.80
Rocky and Skaloud i) S.S. ii) Mises iii) C.N.	○	○	○	○	○	○	1.20 1.00 0.80

Remarks: Refer Table 11 for C and  $\lambda$

Fig. 18 Comparisons of Proposed Formulas with Various Original Formulas

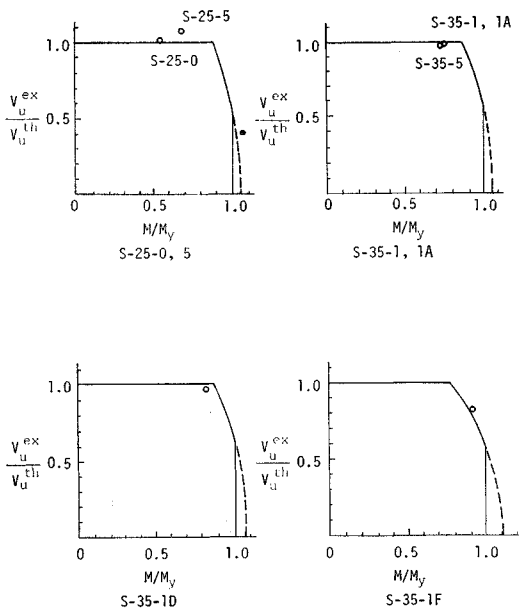


Fig. 19 Collapse Interactions between Bending and Shear

結論を得た。

(1) 曲げとせん断を受けるプレート・ガーダーでは、 $5\gamma^*$  ( $\gamma^*$  は DIN 4114 に定める最小剛比) の剛比の水平補剛材を有し、中間補剛材の間隔  $d/h$  が 0.75 より小さいとき、ウェブの幅厚比が構造用炭素鋼で 350 程度までは、曲げ応力とせん断応力による合成降伏荷重を越える耐荷能力を持つ。

(2) その場合、耐荷力は単純支持の条件で計算したウェブのせん断座屈荷重の 3~5 倍となるが、桁としての変位は曲げ変形が支配的なためにフランジが健全である限り、最高荷重付近まで荷重に対して線型性を保つ。

(3) ウェブの変形および、フランジ、ウェブ、補剛材の応力は低荷重時と高荷重時でその特性を異にし、前者は一次理論(微小変位理論)に従い、後者はウェブの張力場理論に従った特性を示す。この限界荷重を座屈荷重とするならば、それはウェブパネルの周辺を固定支持とした条件での計算値とほぼ一致する。

(4) 通常の溶接で生ずる程度のウェブの初期たわみは、薄肉プレート・ガーダーの場合、耐荷力に大きく影響することはない。

(5) 中間補剛材はウェブのせん断座屈に対する所要剛性ととも、張力場支持のための剛性がせん断座屈に対する所要剛性を上回るため、中間補剛材の剛性は現行の設計で採用されている剛性より高くすることが望ましい。しかし、実際には中間補剛材に隣接する一定幅のウェブの協力もあり、実験によれば中間補剛材の剛性増加によるせん断耐荷力に対する効果は大きくない。

(6) 溶接残留応力の存在はせん断を受けるプレート・ガーダーの変形特性に悪い影響を与えるが、せん断耐荷力に対する影響は曲げ耐荷力に対する影響に比較して小さい。

(7) 水平補剛材を有するプレート・ガーダーのせん断耐荷力を推定する理論としては、水平補剛材により仕切られる 2 つのパネルに対してそれぞれ Basler の提案した張力場理論を適用し、フランジ、水平補剛材とウェブとの間のせん断座屈に対する境界条件を固定と評価すればよい。そのようにして計算されたせん断耐荷力と本実験値は、ほかの理論による値よりも良い一致を示し、かつ設計式としての簡便性にもすぐれている。

(8) プレート・ガーダーの耐荷力に関する曲げとせん断の相関曲線について、Basler の提案曲線と本実験

値が良い一致を示した。したがって、水平補剛材を有するプレート・ガーダーにおいても、(7) に述べたようにそのせん断耐荷力を評価すれば、相関曲線も無補剛材に関する Basler の提案曲線をそのまま適用してよい。

謝 辞：本研究は本州四国連絡橋公団から東京大学への委託研究の一部として実施されたものである。試験桁は宮地鐵工所(株)に依頼し、その製作に当っては、同社の石沢成夫氏に特別の配慮を頂いた。実験に際し、芝浦工業大学の卒業研究の一部として小松三男氏(現 住友重機械)、前原正人氏(現 熊谷組)に協力頂いた。関係各位に深く感謝する。

【補 遺】

せん断力を受けるプレート・ガーダーの後座屈強度について、Basler は Fig. 20 (a) に示す部分張力場を設定し、Fig. 20 (b) に示すフランジとウェブと中間補剛材を含むパネル要素を取り出してつり合いを考えることにより後座屈強度  $V_o$  を求めた。Basler はつり合いを考える際にフランジ剛性を無視しているため、後座屈強度  $V_o$  はウェブが負担するものとし、中間補剛材は軸圧縮力  $F_{TS}$  のみ負担するものとした。その結果、この要素に作用する独立な未知力として  $V_o$ ,  $F_{TS}$ , フランジの不均衡力  $\Delta F_f$  を与え、つり合い条件から次の式を求めている。

$$\left. \begin{aligned} V_o &= \sigma_t \cdot b \cdot t_w \frac{1}{2\sqrt{1+\alpha^2}} \\ F_{TS} &= \sigma_t \cdot b \cdot t_w \left( \frac{\alpha}{2} - \frac{\alpha^2}{2\sqrt{1+\alpha^2}} \right) \end{aligned} \right\} \dots(4.a, b, c)$$

$$\Delta F_f = -\sigma_t \cdot b \cdot t_w \frac{\alpha}{2\sqrt{1+\alpha^2}} \quad \Bigg\}$$

ここで  $\sigma_t$  はウェブ座屈後の斜め引張応力、 $b$  はウェブ高、 $t_w$  はウェブの板厚、 $\alpha$  は中間補剛材の間隔  $d$  とウェブ高  $b$  の比  $d/b$  である。

しかし藤井が指摘するように、後座屈強度  $V_o$  をウェブのみで負担するものとする、Basler が未知量として導入した  $V_o$  は実際には既知量となり、その値は次式により与えられて、Basler の考えたつり合いでは未知量の一つ不足する。

$$V_o = \frac{1}{2} \sigma_t \cdot b \cdot t_w (\sqrt{1+\alpha^2} - \alpha) \dots\dots\dots(5)$$

藤井は中間補剛材を Fig. 20 (c) に示すようなはり要素としてとらえ、ウェブ張力をそれが受けるとすると中間補剛材中央には軸圧縮力  $F_{TS}$  のほかにせん断力  $H_s$  が作用しなければならないとして新しい未知力  $H_s$  を導入し、つり合い条件を満たす解を求めた。その結果、 $F_{TS}$ ,  $H_s$ ,  $\Delta F_f$  は次のように与えられる。

$$\left. \begin{aligned} F_{TS} &= \sigma_t \cdot b \cdot t_w \cdot \alpha \sin^2 \phi \\ H_s &= \sigma_t \cdot b \cdot t_w \cdot \alpha \sin \phi \\ &\quad \cdot \frac{2 \cos \phi (1 - \cos \phi) - 2 \alpha \sin \phi \cos \phi - \alpha \sin \phi}{1 - \cos \phi + \alpha \sin \phi} \\ \Delta F_f &= \sigma_t \cdot b \cdot t_w \frac{\alpha (1 - \alpha \sin \phi) (\cos \phi - 1) \sin \phi}{1 - \cos \phi + \alpha \sin \phi} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(6.a, b, c)$$

ここで  $\phi$  はウェブ張力  $\sigma_t$  の合力の垂直分力を最大にするようなフランジと張力場方向のなす角であり、次式で与えられる。

$$\tan \phi = \sqrt{1+\alpha^2} - \alpha \dots\dots\dots(7)$$

式(5)で表わされる藤井により修正された Basler の理論による後座屈強度  $V_o$  を用いたせん断耐荷力と実験値を比較すると精度が非常に劣るとして藤井は Basler の理論を批判しているが、次のように考えると Basler の理論を修正せずに正しくつり合いを満たし得ることがわかる。

Fig. 20 (c) のように中間補剛材を連続したはり要素としてとらえると確かに中間補剛材中央にはせん断力  $H_s$  が存在しなければならないが Fig. 20 (d) に示すようにウェブ張力の反力はフランジが負担すると考えると中間補剛材は2つの片持ばりとして力学的にとらえることができる。その結果、パネル要素のつり合いを考える際の未知力として、 $F_{TS}$ ,  $\Delta F_f$  のほかにフランジに、図に示すせん断力  $V_{o1}$  が発生することになる。ウェブに発生する式(5)で与えられる既知のせん断力  $V_{o1}$  とこの  $V_{o2}$  の和は式(4a)で示す  $V_o$  として求められ、その結果、式(4)はそのまま成立する。すなわち、つり合いを満たすための新しい

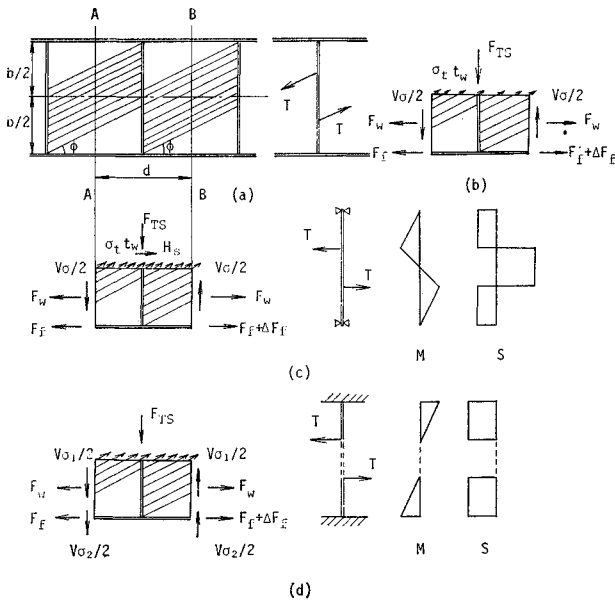


Fig. 20 Tension Field Actions and Equilibrium Models

未知力として藤井は中間補剛材にせん断力を導入し、Basler の理論を修正したが、未知力としてフランジにせん断力を導入すると断面が負担できるせん断後座屈強度は、結果として Basler の理論による式で評価することができる。

Basler はせん断後座屈強度をウェブですべて負担すると考えている点で誤まった解釈をしており、その理論結果との間に矛盾がある。しかしここで考えたようにプレート・ガーターの断面が負担するせん断後座屈強度は一部をウェブで ( $V_{e1}$ )、一部をフランジで ( $V_{e2}$ )、受け持つとすると Basler の導いた耐荷力理論値を修正することなく用いることができる。藤井の行った修正は理論的に誤りはないが、一般のプレート・ガーターにおける中間補剛材とフランジの剛性を比較するとフランジの剛性のほうがはるかに大きくウェブの張力を支持する要素として中間補剛材よりフランジを考えたほうが適切である。実験値との比較でも Basler の提案している耐荷力理論が藤井の修正理論よりはるかに精度がよく、現実の挙動もフランジでウェブの張力を支持していると考えてよいと思われる。また、フランジの剛性がきわめて小さいプレート・ガーターにおいて Basler の理論を適用し得ない事実も、現実にはフランジがせん断力を一部負担していることを実証しているものと考えることができる。

#### 参 考 文 献

- 1) 土木学会：鋼鉄道橋設計標準解説，昭 45.
- 2) 長谷川彰夫・西野文雄・奥村敏恵：水平補剛材を有するプレート・ガーターの曲げ耐荷力実験，土木学会論文報告集，第 234 号，1975 年 2 月，pp. 33~44.
- 3) DIN 4114 Blatt 1 : Stahlbau, Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung), Berechnungsgrundlagen, Vorshriften, Juli, 1952.  
DIN 4114 Blatt 2 : Stahlbau, Stabilitätsfälle (Knickung, Kippung, Beulung), Berechnungsgrundlagen, Richtlinien, Februar, 1953.
- 4) Basler, K. : Strength of plate girders in shear, Proc. ASCE, ST 7, Vol. 87, Oct. 1961, pp. 151~180.
- 5) 藤井登喜雄：Minimum weight design of structures based on buckling strength and plastic collapse (3rd Report), 造船学会論文集, No. 122, 1967, pp. 119~128.
- 6) Ostapenko, A. and C. Chern : Ultimate strength of plate girders under shear, Fritz Eng. Laboratory Report, No. 328.7, Lehigh University, Aug. 1969.
- 7) Rockey, K.C. and M. Skaloud : The ultimate load behaviour of plate girders in shear, The Structural Engineer, No. 1, Vol. 50, Jan. 1972, pp. 29~47.
- 8) Komatsu, S. : Ultimate strength of stiffened plate girders subjected to shear, Proc. of Colloquium of Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, IABSE Report, Vol. 11, Mar. 1971, pp. 49~65.
- 9) Cooper, P.B. : Strength of longitudinally stiffened plate girders, Proc. ASCE, ST 2, Vol. 93, 1967, pp. 419~451.
- 10) Ostapenko, A. and C. Chern : Ultimate strength of longitudinally stiffened plate girders under combined loads, Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, IABSE Report, Vol. 11, Mar. 1971, pp. 301~313.
- 11) Rockey, K.C. : An ultimate load method for the design of plate girders, Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, IABSE Report, Vol. 11, Mar. 1971, pp. 253~268.
- 12) Basler, K., B.T. Yen, J.A. Mueller and B. Thürliman : Web buckling tests on welded plate girders, WRC Bulletin 64, U.S.A., Sept. 1961.
- 13) Cooper, P.B., H.S. Lew and B.T. Yen : Welded construction alloy steel plate girders, Proc. ASCE, ST 1, Vol. 90, Feb. 1964, pp. 1~36.
- 14) 坂井藤一：プレート・ガーターのせん断耐荷力に関する実験的研究，修士論文，東京大学工学部，1967 年 3 月。
- 15) 森脇良一・藤野真之：初期不整を有するプレート・ガーターの座屈および耐荷力に関する研究，第 21 回構造工学シンポジウム前刷，日本学術会議構造研究連絡委員会，東京，1974 年 11 月，pp. 105~108.
- 16) D'Apice, M.A., D.J. Fielding and P.B. Cooper : Static tests on longitudinally stiffened plate girders, WRC Bulletin 117, U.S.A., Oct. 1966.
- 17) Patterson, P.J., J.A. Corrado, J.S. Huang and B.T. Yen : Fatigue and static tests on two welded plate girders, WRC Bulletin 155, U.S.A., Oct. 1970.
- 18) Schueller, W. and A. Ostapenko : Tests on a transversely stiffened and on a longitudinally stiffened unsymmetrical plate girder, WRC Bulletin 156, U.S.A., Nov. 1970.
- 19) Nishino, F. and T. Okumura : Experimental investigation of strength of plate girders in shear, Final Report of IABSE 8th Congress, Sept. 1968, pp. 451~463.
- 20) Stein, M. and R.W. Fralich : Critical shear stress of infinitely long, simply supported plate with transverse stiffeners, NACA, TN. 1851, Apr. 1949.
- 21) AASHTO : Standard specifications for highway bridges, 11th Ed., Washington D.C., 1973.
- 22) 日本道路協会：道路橋示方書，同解説，昭 48.
- 23) Basler, K. : Strength of plate girders under combined bending and shear, Proc. ASCE, ST 7, Vol. 87, Oct. 1961, pp. 181~197.
- 24) 長谷川彰夫・大田孝二・西野文雄：補剛された板要素の座屈強度に関する二、三の考察，土木学会論文報告集，第 232 号，1974 年 12 月，pp. 1~15.
- 25) Gayload, E.H. : Discussion to "Strength of plate girders in shear" by Basler, K., Transactions of ASCE, Vol. 128, Part II, 1963, pp. 712~719.

(1974.7.24・受付)