

曲線プレート・ガーダーのせん断強度に関する実験的研究*

EXPERIMENTAL STUDY ON SHEAR STRENGTH OF HORIZONTALLY CURVED PLATE GIRDERS

中井 博**・北田俊行***・大南亮一****・福本和弘*****

By Hiroshi NAKAI, Toshiyuki KITADA, Ryoichi OHMINAMI and Kazuhiro FUKUMOTO

This paper presents the shear strength of the horizontally curved plate girders based upon the experimental studies on 10 model girders by alternating radii of curvature, aspect ratio and slenderness ratio of web plates as well as stiffness ratio of transverse and longitudinal stiffeners. From these tests, the buckling strength of curved girder subjected to shear is inquired in comparison with ordinary straight girders. The post-buckling strength of curved girder is, moreover, clarified and the contributions of transverse and longitudinal stiffeners are made clear. Finally, the substantial factor of safety against the allowable shear strength provided with Japanese Specification for Highway Bridges are discussed in details.

1. ま え が き

せん断を受けるプレート・ガーダーでは、腹板がせん断座屈して、いわゆるプラット・トラス的な構造系に移行した後も、さらに大きな後座屈耐荷力を有することは周知の事実である。Basler¹⁾は、フランジのアンカー作用を無視した斜張力場における崩壊モデルを考え、直線桁の耐荷力を評価した。その後、藤井²⁾、Ostapenko・Chern³⁾、小松⁴⁾、Rockey・Skaloud⁵⁾らによって、フランジのアンカー作用も考慮した解析モデルに基づく直線桁のせん断耐荷力の算定方法が提案されてきた。これらの解析法の妥当性は、Cooper・Lew・Yen⁶⁾、西野・奥村⁷⁾、長谷川・西野・奥村⁸⁾、森脇・藤野⁹⁾らによる数多くの実験的研究によっても検証されている。このほか最近では、Marsh¹⁰⁾、Horne・Grayson¹¹⁾、Cooke・Moss・

Walpole・Langdon・Harvey¹²⁾による研究がみられる。

一方、曲線桁のせん断耐荷力に関する研究は、著者らの知るかぎり僅少で、まず米国の大学研究チーム CURT (Consortium of University Research Teams) によって行われた一連の実験的研究^{13)~15)}が挙げられる。次に、理論的研究としては、Abdel-Sayed¹⁶⁾や Mariami・Moger・Dym・Culver¹⁷⁾らによる曲線桁の腹板の弾性座屈解析がある。特に、文献17)では、曲線桁における垂直補剛材の配置法とその必要剛度に関する実用的な設計法が論じられている点は注目に値する。その後、これらの研究は、AASHTOの曲線桁橋設計指針¹⁸⁾としてまとめられている。しかし、それらはいくまで弾性座屈理論に基づくもので、曲線桁橋の終局せん断力を厳格に評価できるものでないことに留意する必要があるだろう。

わが国の道路橋示方書¹⁹⁾(以下、JSHBとよぶ)においては、曲線桁橋の設計法がまだ決められていないので、直線桁橋に準じて設計されているのが現状である。したがって、曲線桁のせん断座屈特性、耐荷力特性、および終局状態における垂直・水平補剛材の挙動等を詳細に調べ、現行の設計法の問題点を明らかにしたうえで、曲線桁の合理的設計法を検討する必要があると思われる。

本研究は、曲線プレート・ガーダーのせん断強度特性を調べるため、実績調査²⁰⁾に基づいた実際的なパラメー

* 第37回土木学会年次学術講演会にて概要発表済み(昭和57年10月)

** 正会員 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科 (〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)

*** 正会員 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科(同上)

**** 正会員 工修 川崎重工業株式会社技術研究所 (〒673 明石市川崎町1-1)

***** 学生会員 大阪市立大学工学研究科修士課程在学中 (〒558 大阪市住吉区杉本3-3-138)

ター、すなわち曲率半径、アスペクト比、水平補剛材の有無、水平・垂直補剛材の剛度などをパラメーターとして選定し、限られた数の実験桁で、できるだけ効果的な実験が行えるよう配慮した合計10体の曲線桁模型を製作し、せん断耐荷力実験を行った結果を示すものである。そして、これらの実測データから腹板が座屈する状況や桁構成要素の終局状態に至るまでの挙動、あるいは水平・垂直補剛材剛度の耐荷力に及ぼす影響などを調べ考察を加えた結果を報告するものである。さらに、実験桁に対して、JSHBの設計法を準用して求められた許容せん断力と実測された終局せん断力との比として算出される実安全率について調べ、今後、曲線桁の合理的な設計法を検討するうえで必要な基礎資料を提供するものである。

2. 実験桁、載荷方法および作用断面力

(1) 実験桁

実験桁の寸法諸元は、文献21)の純曲げ耐荷力実験を参照にし、以下に示す項目を考慮のうえ決めた。

① 実験桁の縮尺率 n が実橋（実績調査の最小曲率半径 $R=20\text{ m}^{20)}$ の $n=1/2\sim 1/3$ 程度になることを目標としたため、模型桁の曲率半径は $R=10\text{ m}$ とした。また、曲線桁の座屈特性や耐荷力特性を直線桁と比較するため、 $R=\infty$ の直線桁2体 (No.1, No.3 桁) も製作した。

② アスペクト比 $\alpha=a/h_w$ がせん断強度に及ぼす影響を明らかにするため、 $\alpha=1.0$ の桁2体 (No.1, No.2 桁) と $\alpha=0.5$ の桁8体 (No.3~No.10 桁) を製作した。ここに、 h_w は腹板高さ、 a は垂直補剛材間隔である。

③ 腹板の幅厚比 h_w/t_w は、JSHBを参考にして、水平補剛材のない桁 (No.1~No.6 桁) で $h_w/t_w=178$ ($t_w=4.5\text{ mm}$) とし、水平補剛材を有する桁 (No.7~No.10 桁) で $h_w/t_w=250$ ($t_w=3.2\text{ mm}$) とした²¹⁾。ここに、

t_w は腹板厚である。

④ 実験桁 No.3~No.10 の試験パネルは Fig.1 に例示するようにアスペクト比 $\alpha=0.5$ の2つのパネルで構成されるようにし、その中央に取り付けられる垂直補剛材の剛比 γ_t を実績調査結果²⁰⁾に基づいて変化させ、 γ_t のせん断耐荷力に及ぼす影響が調べられるようにした。すなわち、具体的には JSHB の必要最小剛比 γ_{tn} を基準として、 $h_w/t_w=178$ の桁では γ_t/γ_{tn} を 0.5 (No.4 桁)、1.0 (No.5 桁)、4.4 (No.3, No.6 桁)、になるようにし、 $h_w/t_w=250$ の桁では γ_t/γ_{tn} を 1.0 (No.7, No.8 桁)、4.9 (No.9, No.10 桁) と変化させた。

⑤ 水平補剛材剛比 γ_l に関しても、上と同様に JSHB の必要最小剛比 γ_{ln} を基準とし、 $\gamma_l/\gamma_{ln}=1.0$ (No.7, No.9 桁) と $\gamma_l/\gamma_{ln}=5.0$ (No.8, No.10 桁) に変化させた。

Table 1 には、このようにして決められた10体の実験桁の寸法諸元の実測値を示す。また、実験桁の製作図の一例を Fig.1 に示す。使用鋼材としては、あらかじめミルシートの降伏点の値を比較し、腹板とフランジとの降伏点点がそれぞれすべての実験桁でできるだけ等しくな

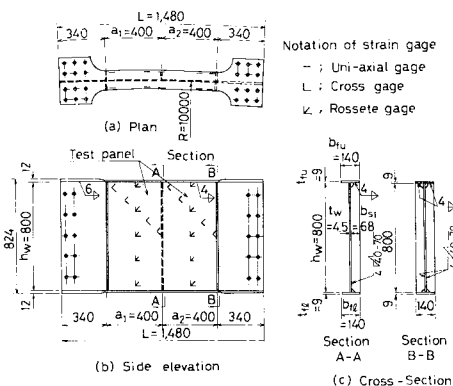


Fig.1 Detail of Test Girder (Girder No.6).

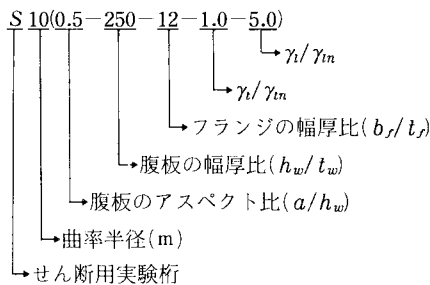
Table 1 Dimension of Test Girders.

Girder No.	Span L (mm)	Radius of Curvature R (mm)	Web Panel (mm)				Flange Plate (mm)				Stiffener (mm)			
			Width a		Height h _w	Thick-ness t _w	Top		Bottom		Trans.		Longi.	
			a ₁	a ₂			Width b _{ft}	Thick-ness t _{ft}	Width b _{fb}	Thick-ness t _{fb}	Width b _{st}	Thick-ness t _{st}	Width b _{sh}	Thick-ness t _{sh}
1	1,479.2	—	799.8		798.9	4.42	140.5	9.00	140.1	8.80	—	—	—	—
2	1,480.1	10,420	801.3		798.5	4.43	140.0	9.06	140.8	9.00	—	—	—	—
3	1,480.2	—	398.8	399.9	799.5	4.42	140.3	8.97	139.1	8.97	67.3	9.00	—	—
4	1,479.2	10,421	393.6	393.5	801.8	4.51	139.7	8.85	140.6	8.87	42.4	4.56	—	—
5	1,479.4	10,431	392.6	392.8	801.0	4.51	140.1	8.81	140.3	8.83	52.6	4.48	—	—
6	1,479.6	10,560	398.3	399.0	798.7	4.41	140.0	9.00	140.0	9.00	67.2	9.00	—	—
7	1,480.3	10,021	298.8	399.3	799.3	3.15	139.5	8.89	139.6	8.73	42.2	3.07	32.1	3.18
8	1,479.4	10,230	401.0	400.8	798.3	3.15	140.1	8.91	139.8	8.52	42.2	2.87	38.6	8.78
9	1,480.5	10,282	400.2	399.4	798.9	3.15	139.6	8.94	139.6	8.92	50.2	8.50	32.3	3.00
10	1,480.3	10,395	401.1	400.2	798.8	3.15	139.7	8.51	139.9	8.47	50.3	8.50	38.4	8.60

Table 2 Yield Point of Steel Material.

Girder No.	Detail of Test Girder	Yield Point (Mpa)			
		Flange σ_{yf}	Web σ_{yw}	T-stiff. σ_{yst}	L-stiff. σ_{ysh}
1	S00(1.0-178-12-0.0-0.0)	353	314	—	—
2	S10(1.0-178-12-0.0-0.0)	353	314	—	—
3	S00(0.5-178-12-4.4-0.0)	353	314	353	—
4	S10(0.5-178-12-0.5-0.0)	346	293	293	—
5	S10(0.5-178-12-1.0-0.0)	346	293	293	—
6	S10(0.5-178-12-4.4-0.0)	353	314	353	—
7	S10(0.5-250-12-1.0-1.0)	353	301	301	301
8	S10(0.5-250-12-1.0-5.0)	353	301	301	353
9	S10(0.5-250-12-4.9-1.0)	353	301	353	301
10	S10(0.5-250-12-4.9-5.0)	353	301	353	353

ようなものを選んだ。そのため板厚の小さい腹板には SS 41 材を、板厚の大きいほうのフランジには SM 50 材を使用した²¹⁾。Table 2 にこれらの鋼材の引張試験結果を示す。なお、各実験桁には上表の一連の番号のほか、それらの特徴がただちにわかるよう、以下のような表示をすることにした。



(2) 載荷方法

実際の曲線 I 桁が置かれているような境界条件が満足できるように、Fig. 2 に示すような T 型載荷桁²¹⁾ (一種の横桁) を実験桁両端に取り付け、この載荷桁に作用させる油圧ジャッキの荷重 P 、および支承の方向が左右で全く対称になるように配置し、実験桁にせん断力が卓越して作用するようにした。

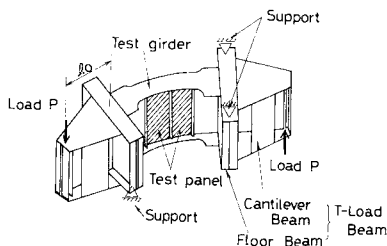


Fig. 2 Loading and Support Conditions of Test Girder.

(3) 作用せん断力

実験桁の作用せん断力は、Fig. 3 に示すように、両端で符号が逆の端モーメント $M_0 (= P \cdot l_0)$ を受ける一次不静定の曲りばりとみなして解析することができる²²⁾。

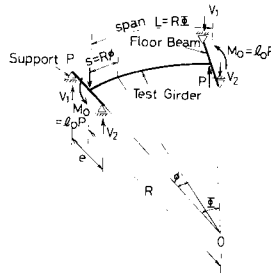


Fig. 3 Analytical Model of Test Girder.

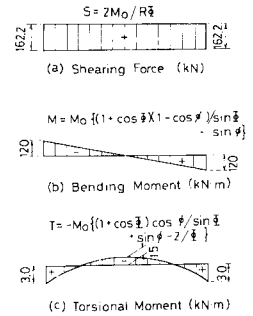


Fig. 4 Distributions of Stress-Resultants in Test Girder at $P=100$ kN.

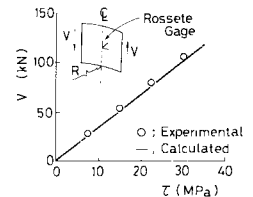


Fig. 5 Comparisons of Experimental and Theoretical Shear Stress in Web Plate (Girder No. 2).

横桁が剛であれば、ねじりに関する境界条件は両端固定²¹⁾であるので、実験桁に作用するせん断力 S は、次式で表わすことができる。

$$S = 2 M_0 / R \Phi \dots (1)$$

ここに、 R : 曲率半径、 Φ : 実験桁の中心角。

載荷荷重 $P=100$ kN ($M_0=120$ kN \cdot m) のときの断面力図を Fig. 4 に例示する。また、Fig. 5 は、No. 2 桁の試験パネル中央断面におけるせん断力 V とせん断応力度 τ との関係、

計算値と腹板に貼付したロゼット・ゲージによる実測値とについて比較したものである。この図から明らかなように、実験装置が計画どおり作動していることがわかる。なお、実験桁は一次不静定であるので、途中で塑性ヒンジ等が発生すると構造系が変わり、Fig. 4 の断面力分布が変化するが、載荷点、および支承直下にはいずれもロード・セルを設置し、実験桁に作用する外力を常に正確に把握できるようにした。

3. 腹板のせん断座屈荷重に関する実験結果とその考察

(1) 腹板のせん断座屈荷重の実測値

せん断座屈荷重の実測値 V_{cr} は、作用せん断力 V と Fig. 6 に示す腹板の面外たわみ δ_w が最大となる点の $V-\delta_w$ 曲線、および Fig. 7 に示す腹板の圧縮ひずみ ϵ_{45} (水平面に対し 45° 方向) に関する $V-\epsilon_{45}$ 曲線が急変するときの値より求めた。これらの結果を Table 3 に示す。

(2) 平板理論による腹板の座屈応力

曲率のない腹板のせん断座屈応力度 τ_{cr} は、周知のとおり次式で与えられる²³⁾。

$$\tau_{cr} = k_s \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t_w}{b} \right)^2 \dots (2)$$

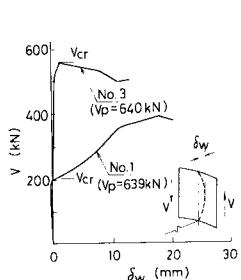


Fig. 6 V- δ_w Curves.

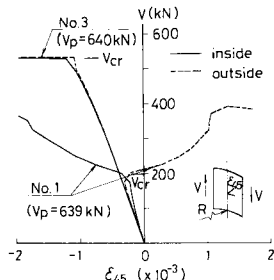


Fig. 7 V- ϵ_{45} Curves.

ここに、 E ：ヤング率， μ ：ポアソン比， b/t_w ：腹板の幅厚比で，水平補剛材のない場合 $b=h_w$ ，水平補剛材を有する場合には補剛材により区切られた大きい方のパネル高さ $b=0.8h_w$ とする． k_s ：せん断座屈係数で，腹板周辺の境界条件により異なるが，実際の境界条件が明らかでないため，以下のような単純な場合について検討した．

a. 周辺単純支持の場合²⁴⁾

$$k_s = 4.00 + 5.34/\alpha^2, (\alpha \leq 1) \dots\dots\dots (3)$$

b. フランジ辺，あるいは水平補剛材辺が固定で，垂直補剛材辺が単純支持の場合²⁴⁾

$$k_s = 5.34/\alpha^2 + 2.31/\alpha - 3.44 + 8.39\alpha, (\alpha \leq 1) \dots\dots (4)$$

式(2)から算定される座屈応力度 τ_{cr} が，腹板のせん断降伏応力度 τ_{yw} ($=\sigma_{yw}/\sqrt{3}$ ， σ_{yw} ：腹板の降伏点) を越える場合には，非弾性座屈として取り扱う必要がある．そこで，文献(25)に従い，次式によって非弾性座屈応力度 τ_{cri} を求めた．

$$\tau_{cri}/\tau_{yw} = 1 - 0.16 \tau_{yw}/\tau_{cr}, (\tau_{cr} > 0.8 \tau_{yw}) \dots\dots\dots (5)$$

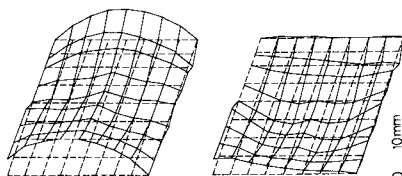
したがって，腹板のせん断座屈荷重は，式(2)あるいは式(5)で求められた座屈応力度に腹板の断面積 A_w を乗じることにより求められる．

(3) 実測値と計算値との比較・考察

曲率を有する腹板についても式(2)，(5)が適用できるものと仮定し，Table 3に上記の境界条件 a, b. に対する各実験桁の座屈荷重の計算値をそれぞれ V_{cr}^{st} ， V_{cr}^{st} として示した．これらの座屈荷重のうち，水平補剛材のない腹板で $a/h_w=0.5$ の No. 3～No. 6 桁は非弾性座屈となり，それ以外の桁の腹板は弾性座屈となる．No. 4 桁 ($\gamma_t=0.5 \gamma_{tn}$) では，実験による座屈荷重 V_{cr} ($=281 \text{ kN}$) が計算上の座屈荷重 V_{cr}^{st} ($=540 \text{ kN}$) より約 44% も低い値となっている．しかし，この桁の垂直補剛材は，Fig. 13 に示すように $V=420 \text{ kN}$ 付近まで有効に働いていた．したがって，No. 4 桁の腹板には初期たわみや残留応力などが座屈に対してかなり不利な状態で存在していて，見かけ上 V_{cr} が低下したものと考えられる．また，No. 8 桁では No. 7 桁と比較し， V_{cr} 値が低く現われたが，この場合にも No. 4 桁と同じように初期不整の影響によるものと思われる．

以上のような整理をした Table 3 によると，せん断座屈荷重の実測値 V_{cr} は，上述の No. 4 桁を除けば，周辺単純支持の平板の理論座屈値 V_{cr}^{st} に比較的好く一致し，両者の比 V_{cr}/V_{cr}^{st} は，0.8～1.1 の範囲に納まっている．

ところで，文献(26)によると，せん断座屈に対する曲率の影響は，次式で表わされる無次元曲率パラメーター $z = a^2/Rt_w \sqrt{1-\mu^2}$ ……(6) が重要なパラメーターとなり，この z 値が大きくなる



(a) Original Shape Curvature (b) Initial Deflection and Initial Deflection

Fig. 8 Initial Deflection of Web Panel (Girder No. 1).

Table 3 Shear Buckling Forces of Web Panel.

Girder No.	Detail of Test Girder	Test Result ①				Analytical Result ②			Ratio ①/②		
		V_{cr} (kN)	V_{cr}^{st1} (kN)	V_{cr}^{st2} (kN)	V_{cr}^{c1} (kN)	V_{cr}/V_{cr}^{st1}	V_{cr}/V_{cr}^{st2}	V_{cr}/V_{cr}^c	$V_{cr}^{st1}/V_{cr}^{st2}$	V_{cr}^{st1}/V_{cr}^c	V_{cr}^{st2}/V_{cr}^c
1	S00(1.0-178-12-0.0-0.0)	194	188	253	188	1.03	0.77	1.03			
2	S10(1.0-178-12-0.0-0.0)	210	189	254	258	1.11	0.83	0.82			
3	S00(0.5-178-12-4.4-0.0)	502	509	557*	509	0.99	0.90	0.99			
4	S10(0.5-178-12-0.5-0.0)	281	504*	542*	495*	0.56	0.52	0.57			
5	S10(0.5-178-12-1.0-0.0)	413	504*	542*	505*	0.82	0.76	0.82			
6	S10(0.5-178-12-4.4-0.0)	504	507	555*	518*	0.99	0.91	0.97			
7	S10(0.5-250-12-1.0-1.0)	184	201	311	224	0.92	0.56	0.82			
8	S10(0.5-250-12-1.0-5.0)	157	200	309	223	0.79	0.51	0.71			
9	S10(0.5-250-12-4.9-1.0)	207	200	310	226	1.04	0.67	0.92			
10	S10(0.5-250-12-4.9-5.0)	222	200	309	225	1.11	0.72	0.99			

Boundary conditions of web panel are as follows;
 1) Simply supported along four edges
 2) Clamped on junction edges of flange or longitudinal stiffener and simply supported on the other edges

* $\tau_{cr} > 0.8 \tau_{yw}$ for these web panels

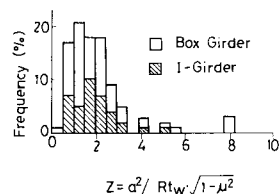


Fig. 9 Distribution of Curvature Parameter z^{20} .

ほど座屈荷重も大きくなることを示している。この z 値を考慮し、上述の文献から得られる座屈荷重を V_{cr}^0 とし Table 3 に示す。この表から V_{cr}^0 の値は、 $a/h_w=0.5$ の No. 6 桁 ($z=3.4$) で約 2%、 $a/h_w=1.0$ の No. 2 桁 ($z=13.6$) で約 37% だけ曲率のない平板の値 V_{cr}^0 より大きくなる。しかし実験結果によると曲率の影響が大きい No. 2 桁の場合でも、 V_{cr}^0 に対し実測値 V_{cr} は、約 11% 程度しか上昇しなかった。これは Fig. 8 に示すように、溶接による腹板の初期たわみが曲率中心に向かう側に生じており、曲率半径が相殺されて、曲率の影響があまり現われなかったためと考えられる。

一方、 z 値の実績調査結果²⁰⁾は、Fig. 9 に示す範囲にあり、その最大値は $z_{max} \approx 5.3$ である。この場合の座屈荷重の計算値 V_{cr}^0 と V_{cr}^0 とを比較すると、 V_{cr}^0 のほうが約 6% 上昇するにすぎない。したがって、数多くの実験、あるいは解析を詳しく行う必要があるが、実験結果から判断すると、曲率を有する場合でも周辺単純支持の平板の理論座屈値を用いれば、座屈荷重をほぼ評価できるように思われる。

4. 座屈後の終局状態に至る曲線桁各部材の挙動とその考察

(1) 腹板のひずみ

Fig. 10 は、実験桁の終局状態近傍における腹板の主ひずみ分布を例示したものである。各実験桁のこのような主ひずみ分布から、以下の点が明らかになった。

① $a/h_w=1.0$ で $h_w/t_w=178$ の腹板 (No. 1, No. 2 桁) では、Fig. 10 (a) に示すように、斜張力場による最大主ひずみが腹板のほぼ対角線上に生じ、その値は対角線から離れるに従って小さくなる。この結果から、斜張力場のもとで腹板がせん断に対して有効に抵抗する幅は、対角線近傍の領域に限定されることがわかる。

② 非弾性座屈を起こす $a/h_w=0.5$ で $h_w/t_w=178$ の腹板で、垂直補剛材剛比が $\gamma_t=1.0 \gamma_{tn}$ の No. 3, No. 5, No. 6 桁腹板では、腹板全面にわたり塑性域に達する主ひずみの発生がみられた。したがって、これらの腹板では $a/h_w=1.0$ の腹板とは異なり、終局荷重に至るまで

腹板のほぼ全面がせん断に対して有効に働いていた。一方、 $\gamma_t=0.5 \gamma_{tn}$ の剛比しかもたない No. 4 桁では、終局荷重に至るまでに垂直補剛材が先に崩壊し、同補剛材を貫通する斜張力場が生じたため、腹板の主ひずみは Fig. 10 (a) に示した No. 1 桁と類似の分布を呈した。

③ 水平補剛材を有する $a/h_w=0.5$ で $h_w/t_w=250$ の桁で、No. 7 桁を除いた No. 8 ~ No. 10 桁では、Fig. 10 (b) に示すように、腹板のほぼ全面が終局荷重まで有効に働き、特に水平補剛材によって区切られた小さい方のパネルに大きな主ひずみが生じている。No. 7 桁では、No. 4 桁と同様に垂直補剛材が先に崩壊したため、大きいほうのパネルが①と類似した主ひずみ分布を呈した。

(2) フランジのひずみ

Fig. 11 は、No. 5 桁のフランジ軸方向ひずみの分布状況を各荷重段階にわたってプロットしたものである。腹板が座屈するまでの小さな荷重 ($V/V_p < 0.676$) では、Fig. 4 に示した作用曲げモーメント図に対応するフランジ軸方向ひずみ分布を呈する。しかし、腹板が座屈した後は、斜張力の分力としての鉛直荷重がフランジに作用し、フランジが垂直補剛材位置で弾性支持されたはりとしての曲げひずみが卓越し、この曲げひずみがフランジの一部で塑性域にまで達している。

フランジ内の軸ひずみが大きく現われる断面の表裏に

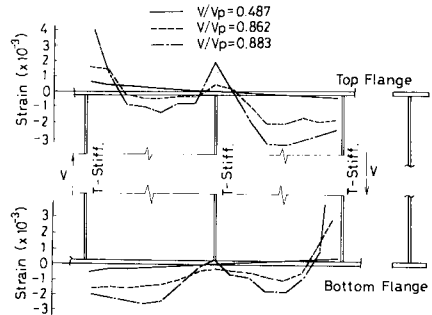


Fig. 11 Axial Strain Distribution in Flange Plate (Girder No. 5).

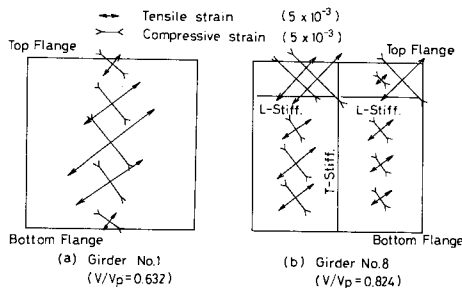


Fig. 10 Principal Strain Distribution in Web Panel.

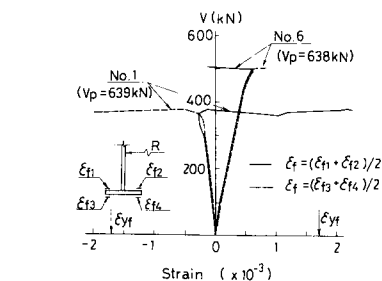


Fig. 12 $V-\epsilon_r$ Curves in Flange Plate.

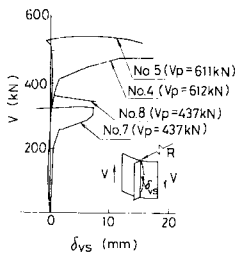


Fig. 13 V- δ_{vs} Curves of Transverse Stiffener.

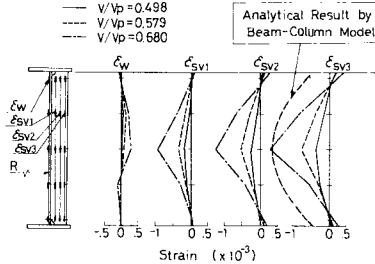


Fig. 14 Strain Distribution in Transverse Stiffener (Girder No. 4).

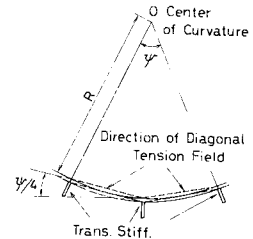


Fig. 15 Direction of Diagonal Tension Field in Curved Girder.

おける平均軸ひずみ ϵ_f とせん断力 V との関係、Fig. 12 に示す。腹板が弾性座屈を起こす No. 1 桁では、フランジ表裏のひずみとも終局荷重において流れ出し、降伏ひずみ ($\epsilon_{yf} = \sigma_{yf}/E = 1.65 \times 10^{-3}$) を上まわった。一方、腹板が非弾性座屈を起こす No. 6 桁では、桁が終局状態に至ってもフランジのひずみは $\epsilon_f \ll \epsilon_{yf}$ であった。

(3) 垂直補剛材の挙動

垂直補剛材を有する No. 3 ~ No. 10 桁のうち、No. 4, No. 5, No. 7, No. 8 桁では、崩壊後の腹板における残留たわみの実測結果から、垂直補剛材を貫通する斜張力場が生じていることが観察された。これらの桁の垂直補剛材中央におけるたわみ δ_{vs} を、 $V-\delta_{vs}$ 曲線として Fig. 13 に示す。この図から No. 5, No. 8 桁では終局荷重に至るまで垂直補剛材は健全であったが、No. 4, No. 7 桁では、それぞれ $V=420\text{ kN}$, $V=250\text{ kN}$ 付近で垂直補剛材が座屈していることがわかる。

No. 4 桁の垂直補剛材が座屈した原因は、補剛材剛比が $\gamma_t = 0.5 \gamma_{tn}$ と小さく、JSHB の規定を満足していないためと考えられる。一方、No. 7 桁では No. 5, No. 8 桁と同じ補剛材剛比 $\gamma_t = 1.0 \gamma_{tn}$ をもつにもかかわらず終局状態に至るまでに垂直補剛材の座屈が生じた。これは、No. 5 桁の腹板の座屈応力度 τ_{cr} に比べ No. 7 桁の τ_{cr} 値がかなり低く、 γ_{tn} は τ_{cr} を基準にして定められているためであると考えられる。このように腹板の座屈荷重と桁の終局荷重の差が大きくなると、 τ_{cr} を基準として定めた γ_{tn} を有する垂直補剛材は、終局状態では有効に働かない場合のあることがわかる。

次に、Fig. 14 は、No. 4 桁の垂直補剛材の軸方向ひずみ分布を示したものである。腹板との取付点では引張ひずみが生じ、垂直補剛材の測定断面が腹板より離れるほど圧縮ひずみが増加している。この事実から垂直補剛材を柱とみなして取り扱うものとするれば、その柱の中立軸は腹板から多少離れた位置にあると考えられる。また、Fig. 14 のひずみ分布から類推すると、垂直補剛材は曲率中心に向かって変形していることがわかる。

これらの挙動をより明確にするため、後述のせん断耐

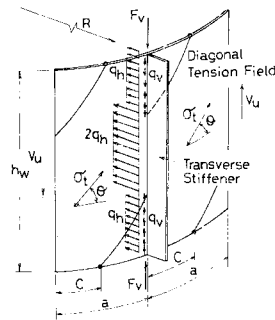


Fig. 16 Applied Forces to Transverse Stiffener at Ultimate State.

荷力の比較の対象とした Rockey モデル⁵⁾を用いて考察すると、以下のようなものである。まず、実験で観察されたように、曲線桁腹板に生じる斜張力場が垂直補剛材間を折れ線で結んだ面内に発生するものと仮定する (Fig. 15 参照)。すると、Fig. 16 に示すように水平面と角度 θ をなす斜張力場における引張応力度 σ_t ⁵⁾、すなわち、

$$\sigma_t = -(3/2)\tau_{cr} \sin 2\theta + \sqrt{\sigma_{sw}^2 + \tau_{cr}^2 \{ (9/4)\sin^2 2\theta - 3 \}} \dots \dots \dots (7)$$

の存在により、垂直補剛材は、次の 3 種類の力を受けることになる。

a. フランジから垂直補剛材に伝達される σ_t の鉛直成分の合力 F_v :

$$F_v = \sigma_t t_w c \sin^2 \theta \dots \dots \dots (8)$$

ここに、 c は Fig. 16 に示した垂直補剛材からフランジの塑性ヒンジに至る距離である。

b. 垂直補剛材に直接作用する σ_t の鉛直成分による分布荷重 q_v :

$$q_v = \sigma_t t_w \cos \theta \sin \theta \dots \dots \dots (9)$$

c. 垂直補剛材に直接作用する σ_t の曲率中心に向かう分布荷重 q_h :

$$q_h = \sigma_t t_w \cos^2 \theta \sin(\Psi/4) \dots \dots \dots (10)$$

ここに、 Ψ は垂直補剛材で区切られた 2 つの腹板パネ

ルのなす中心角である。これら3種類の力の作用状態を Fig. 16 に示す。

曲線線のせん断終局状態において、垂直補剛材は、式(8)~(10)の力を受け、さらに柱モデルとして取り扱えるものと仮定する。すると、この柱モデルに対して Perry-Robartson 法を適用することによって、垂直補剛材の安全性を評価することができると考えられる。

ちなみに、No. 4 桁の終局状態における垂直補剛材の自由端近傍でのひずみ分布の計算結果を Fig. 14 中に示した。この計算では腹板には有効幅 b_e (文献 27)を参考にし、ここではとりあえず $b_e=40 t_w$ とした)を考慮し、垂直補剛材を T 型断面の柱モデルとした。また、この柱モデルの変形解析は Galerkin 法を用いて行い、たわみによる 2 次効果も考慮している。

(4) 水平補剛材の挙動

Fig. 17 は、垂直補剛材が桁の終局荷重に至るまでに座屈した No. 7 桁の左右腹板中央断面 A-A および B-B における面外たわみを、各荷重段階にわたってプロットしたものである。これらの図から、水平補剛材によって区切られた各サブパネルは、互いに独立な挙動を呈しており、水平補剛材は終局状態まで有効に働いていることがわかる。この現象は、No. 8 ~ No. 10 桁においてより明確に現われていた。

Fig. 18 は、腹板パネル中央断面における水平補剛材

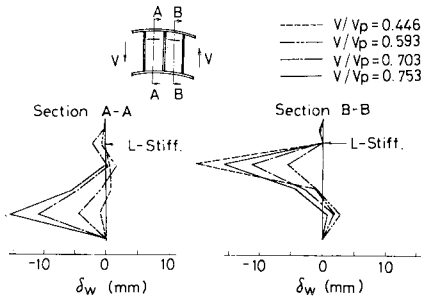


Fig. 17 Out-of-plane Deflection of Web Panel (Girder No. 7).

の突出縁と腹板取付け面における軸方向ひずみ ϵ_{sh} , ϵ_{wh} の各荷重 V にわたる変動を、No. 7, No. 8 桁に対して示したものである。腹板の斜張力場が垂直補剛材を貫通した No. 7 桁では、 $V \cong 250$ kN で腹板面外への変位が急変しているものの、終局荷重に達したときにはまだ弾性範囲にとどまっていることがわかる。その他の桁の水平補剛材においては、No. 8 桁と同様に小さなひずみしか生じなかった。

5. 終局せん断強度とその考察

(1) 実験桁の終局せん断力と崩壊状況

実験桁の終局せん断力 V_u は、上述の桁各部材のひずみやたわみ、および反力から総合的に判断すると、Table 4 に示すようにまとめられる。この表には、腹板の降伏せん断応力度 $\tau_{yw} (= \sigma_{yw}/\sqrt{3})$ にその断面積を乗じて求めた全塑性せん断力 V_p 、および実験桁の曲率を無視し Basler¹⁾と Rockey⁵⁾等のモデルによって求めた終局せん断力 V_u^B と V_u^R も示した。また、各実験桁の崩壊状況を図示すると、Fig. 19 のようになる。

(2) 終局せん断強度に及ぼす各種パラメーターの影響

Table 4 より、実験により得られた終局せん断力 V_u は、No. 4 桁を除くと、曲率を無視した Basler モデル¹⁾、あるいは Rockey モデル⁵⁾による終局せん断力の解析値

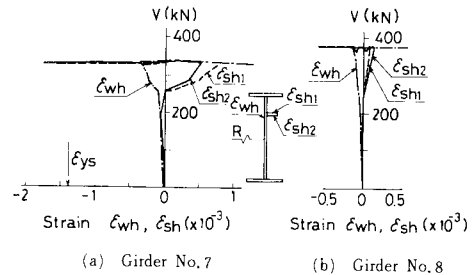


Fig. 18 $V-\epsilon_{sh}$ and $V-\epsilon_{wh}$ Curves for Longitudinal Stiffener.

Table 4 Ultimate Shear Strength of Test Girder.

Girder No.	Detail of Test Girder	Experimental Result ①	Analytical Result ②			Ratio ①/②		
		V_u (kN)	V_p^* (kN)	V_u^{B**} (kN)	V_u^{R***} (kN)	V_u/V_p	V_u/V_u^B	V_u/V_u^R
1	S99(1.0-178-12-0.0-0.0)	426	639	464	420	0.67	0.78	1.01
2	S10(1.0-178-12-0.0-0.0)	404	641	465	422	0.63	0.87	0.96
3	S99(0.5-178-12-4.4-0.0)	573	640	610	633	0.90	0.94	0.91
4	S10(0.5-178-12-0.5-0.0)	479	612	592	613	0.78	0.81	0.78
5	S10(0.5-178-12-1.0-0.0)	549	611	591	613	0.90	0.93	0.90
6	S10(0.5-178-12-4.4-0.0)	524	638	608	631	0.82	0.86	0.83
7	S10(0.5-250-12-1.0-1.0)	345	437	375	387	0.79	0.92	0.89
8	S10(0.5-250-12-1.0-5.0)	372	437	374	386	0.85	0.99	0.96
9	S10(0.5-250-12-4.9-1.0)	391	437	380	388	0.89	1.03	1.01
10	S10(0.5-250-12-4.9-5.0)	394	437	374	384	0.90	1.05	1.03

* Fully Plastic Shear Strength, ** Basler's Model 1), *** Rocky's Model 5)

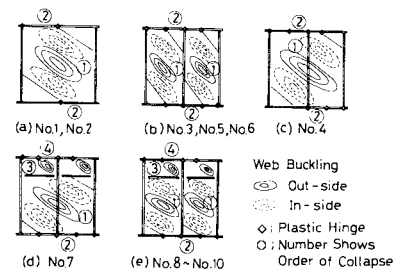


Fig. 19 Collaps Mode of Test Girder.

V_u^B と V_u^R とに比較的好く一致した。Basler モデルの場合、 V_u/V_u^B 値は 0.86 ~ 1.05 となり、Rockey モデルの場合、 V_u/V_u^R 値は 0.83 ~ 1.05 となった。実験データはあまり多くなく、今後、検討すべき点多々あるが、これらの値を各種パラメーター別に詳しく考察すると、以下のようなものである。

a) 曲率の影響 曲率の有無による V_u/V_p 値は、No. 1 桁 (直) と No. 2 桁 (曲) とでは約 5.5%、No. 3 桁 (直) と No. 6 桁 (曲) とでは約 8.3% だけ曲線桁のほうが小さい。しかし、No. 3 桁 (直) と No. 5 桁 (曲) の V_u/V_p 値が等しいことなどから判断して、曲率による終局せん断力の低下は、あまり大きくないものと考えられる。

b) アスペクト比の影響 アスペクト比 α がそれぞれ 1.0 と 0.5 の No. 2 桁 と No. 6 桁 では、 V_p の計算値はほとんど同じ値であるが、 $\alpha=0.5$ の No. 6 桁 の V_u/V_p 値は、 $\alpha=1.0$ の No. 2 桁 のそれより約 30% も大きい。アスペクト比が小さくなれば、腹板のせん断座屈荷重が上昇するとともに、フランジの支間 (垂直補剛材間隔) が短くなるので、腹板斜張力のアンカー効果が増し、せん断耐荷力が上昇する。

c) 垂直補剛材剛比の影響 Fig. 20 は、終局せん断耐荷力に及ぼす垂直補剛材剛比の影響を調べたものである。これより、以下のことがわかる。

① 腹板が非弾性座屈を起こす No. 3 ~ No. 6 桁においては、垂直補剛材剛比を $\gamma_i=1.0 \gamma_{tn}$ (No. 5 桁) から $\gamma_i=4.4 \gamma_{tn}$ (No. 6 桁) に上昇しても、せん断耐荷力の上昇は期待できなかった。一方、 $\gamma_i=0.5 \gamma_{tn}$ の No. 4 桁では、終局強度に至るまでに垂直補剛材が座屈し、 $\gamma_i=1.0 \gamma_{tn}$ の No. 5 桁に比べ V_u/V_p 値が約 13% 程度低下した。

② 腹板が弾性座屈を起こす No. 7 ~ No. 10 桁のうち、垂直補剛材の剛比が $\gamma_i=1.0 \gamma_{tn}$ の No. 7 桁では、終局強度に至るまでに垂直補剛材が座屈したが、 $\gamma_i=4.9$

γ_{tn} の No. 9 桁では座屈しなかった。したがって、 γ_i の大きな No. 9 桁は No. 7 桁と比べて約 13% ほど V_u/V_p 値が上昇した。

d) 水平補剛材の影響 水平補剛材を設ければ、式 (2) の腹板高さ b が小さくなるので腹板のせん断座屈荷重を上昇させることができる。さらに、垂直補剛材を前述のように柱モデルとみなして取り扱うとき、柱の有効座屈長を若干短くする効果がある。また、水平補剛材の剛比も、せん断耐荷力に影響を及ぼす。たとえば、 $\gamma_i=5.0 \gamma_{tn}$ の No. 8 桁では、 $\gamma_i=1.0 \gamma_{tn}$ の No. 7 桁より V_u/V_p 値が約 8% 上昇している。

(3) 実験桁の終局強度に対する実安全率の評価

実験桁の腹板にはすべて SS 41 材を使用し、水平補剛材のない No. 1 ~ No. 6 桁では幅厚比を $h_w/t_w=178$ 、水平補剛材を有する No. 7 ~ No. 10 桁では $h_w/t_w=250$ にとっているため、JSHB で定められた幅厚比規定を満足していない。しかし、このような桁に対しても JSHB が有効であると仮定し、実験桁の許容せん断力 V_a を求める。そして、終局せん断力の実測値 V_u との比を実安全率 ν 、すなわち

$$\nu = V_u/V_a \dots \dots \dots (11)$$

とし、これらの値について考察を試みる。

JSHB の垂直補剛材間隔の設計式 (8.5.2)、および (8.5.4) において垂直応力の項を無視した純せん断状態を想定すると、許容せん断力 V_a は、次式で与えられる。

a. 水平補剛材を用いない場合： $\alpha \leq 1.0$

$$V_a = h_w t_w (610 + 810/\alpha^2) (100 t_w/h_w)^2 \leq h_w t_w \tau_a \dots \dots \dots (12)$$

b. 水平補剛材を一段用いる場合： $\alpha \leq 0.8$

$$V_a = h_w t_w (950 + 810/\alpha^2) (100 t_w/h_w)^2 \leq h_w t_w \tau_a \dots \dots \dots (13)$$

ここに、 $\tau_a (= \tau_{yw}/1.7)$ は許容せん断応力度である。

以上の式によって求められた実安全率の値を、Table 5 に示す。

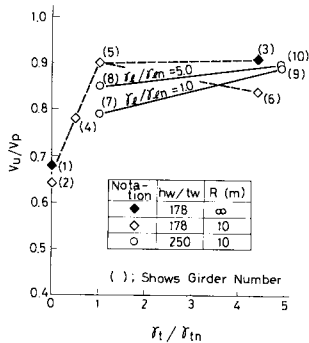


Fig. 20 Variations of Shear Strength V_u/V_p due to Stiffness Ratio γ_i/γ_{tn} .

Table 5 Safety Factor ν of Test Girder.

Girder No.	Detail of Test Girder	Test Result of Ultimate Shear Force		Allowable Shear Force V_a (kN)	Safety Factor $\nu = \frac{V_u}{V_a}$
		V_u (kN)	V_p (kN)		
1	S ∞ (1.0-178-12-0.0-0.0)	426	150	2.84	
2	S10(1.0-178-12-0.0-0.0)	404	151	2.68	
3	S ∞ (0.5-178-12-4.4-0.0)	573	376	1.52	
4	S10(0.5-178-12-0.5-0.0)	479	360	1.33	
5	S10(0.5-178-12-1.0-0.0)	549	359	1.53	
6	S10(0.5-178-12-4.4-0.0)	524	375	1.42	
7	S10(0.5-250-12-1.0-1.0)	345	161	2.14	
8	S10(0.5-250-12-1.0-5.0)	372	160	2.33	
9	S10(0.5-250-12-4.9-1.0)	391	161	2.43	
10	S10(0.5-250-12-4.9-5.0)	394	160	2.46	

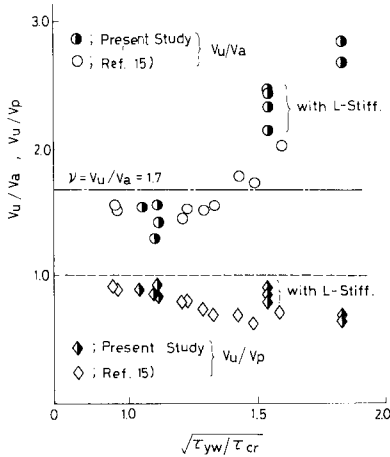


Fig. 21 Comparisons of Values V_u/V_a and V_u/V_p by This Paper with Culver's Study¹⁵⁾.

一方、Fig. 21 は、Culver¹⁵⁾らが行った実験結果と本実験結果の V_u/V_a 値、および V_u/V_p 値とを無次元座屈パラメーター $\sqrt{\tau_{yw}/\tau_{cr}}$ に対応させてプロットしたものである。この図から、以下の諸点が明らかである。

① 実験桁の実安全率 ν は、 $\sqrt{\tau_{yw}/\tau_{cr}}$ の増大に伴って大きくなる。これは、腹板の座屈荷重が低い桁ほど、大きい後座屈強度が期待できることを意味している。しかし、JSHB では、せん断座屈に対して一定の安全率 1.25 を採用しており、結果的には一率な後座屈強度を期待しているためであると考えられる。

② JSHB が目標としている終局強度に対する安全率は 1.7 であるが、 $\sqrt{\tau_{yw}/\tau_{cr}} < 1.4$ の範囲では、この条件を満足していない。

③ 一方、 V_u/V_p の値は、 $\sqrt{\tau_{yw}/\tau_{cr}}$ が大きくなるほど小さくなる。しかし、その変化率は V_u/V_a より小さい。

④ 以上の結果から、曲線桁のせん断座屈に関する合理的な安全率を決めるためには、なお詳細な検討が必要である。

6. ま と め

本文は、曲線プレート・ガーダーに関する実績調査を踏まえて、縮尺 1/2~1/3 の実験桁 10 体を種々パラメーターを変化させて製作し、曲線桁のせん断耐力実験を行った結果について報告したものである。これらの実験結果に対して種々な考察を行って得られた主な結論を列記すると、下記のとおりである。

a) 腹板の座屈強度 ①腹板の座屈荷重の実測値は、周辺単純支持された曲率のない板の線形座屈理論による計算値と比較的によく一致し、両者の比は、0.8~1.1 の間に分布した。②水平補剛材により区切られた 2 つの腹板パネルは、互いに独立な挙動を呈して座屈するものが

多かった。③曲率の影響を考慮して解析した座屈荷重は、曲率のない腹板よりかなり上昇するが、座屈荷重の実測値は、曲率の影響を相殺するような腹板の初期たわみが存在したため、あまり上昇していなかった。④上記①および③の結果から、無次元曲率パラメーター z の実績範囲 $z \leq 5.3$ では、むしろ周辺単純支持の曲率をもたない板の計算座屈値を用いれば、曲線桁腹板の座屈荷重を実際のでしかも安全側に評価できるものと考えられる。

b) 実験桁の終局強度 ①曲率の有無による終局せん断力の差異は、あまり大きくなかった。また、曲率を無視した Basler モデル、あるいは Rockey モデルによる終局せん断力の計算値と実測値とは比較的良好一致した。②曲線桁の場合でも、腹板のアスペクト比を小さくすることにより、終局強度を著しく高めることができる。これは、腹板の座屈荷重が上がるほか、フランジの面外曲げに対する支間が短くなること、また垂直補剛材剛度が相対的に大きくなること等により、腹板の斜張力場に対する枠組の抵抗が大きくなるためである。③曲線桁腹板のせん断座屈に対する安全率を直線桁に準じて 1.25 とし、許容せん断力を求め、終局強度の実測値とこの値との比から実安全率を求めれば、 $\sqrt{\tau_{yw}/\tau_{cr}} < 1.4$ の範囲では、JSHB が期待する安全率 1.7 を下回る結果が得られた。したがって、せん断座屈に対する安全率を後座屈強度に基づいて決めるためには、なお詳細な検討が必要である。④全塑性せん断力 V_p と終局せん断力 V_u との比 V_u/V_p は、 $\sqrt{\tau_{yw}/\tau_{cr}}$ が大きくなるにつれて低下するが、そのばらつきは V_u/V_a よりかなり小さかった。

c) 垂直補剛材の強度 ①腹板の座屈せん断力と桁の終局強度との差の大きい曲線桁では、腹板の座屈を基準として定められた JSHB の必要剛比 γ_m を有する垂直補剛材が終局状態では十分有効に働かないことがわかった。②曲線桁腹板に斜張力場が発生したとき、腹板は垂直補剛材間ではば折線状となり、垂直補剛材は各種の斜張力の分力、特に曲率中心に向かう分力を受けるため、これらの力に抵抗できるよう配慮する必要がある。③これらの実験結果をもとにして、曲線桁の垂直補剛材に関する合理的な設計法を検討する必要がある。

謝 辞：本研究を実施するにあたり、種々ご助言をいただいた大阪大学 小松定夫教授に対し深謝の意を表します。また、本研究に対し文部省科学研究費（昭和 56 年~57 年）の補助、および阪神高速道路公団の支援を受けたこと、ならびに当時大阪市立大学工学部橋梁研究室の学生諸君のご協力を得たことを付記します。

参 考 文 献

1) Basler, K. : Strength of Plate Girder in Shear, Proc. of

- ASCE, Vol. 87, No. ST 7, pp. 151 ~ 180, Oct. 1961.
- 2) Fujii, T. : Minimum Weight Design of Structures Based on Buckling Strength and Plastic Collapse, 3rd Report, An Improved Theory and Post Buckling Strength of Plate Girder in Shear, Jour. of The Society of Naval Architects of Japan, No. 122, pp. 119 ~ 128, Dec. 1967.
 - 3) Ostapenko, A. and Chern, C. : Ultimate Strength of Plate Girders under Shear, Fritz Eng. Laboratory Report, No. 328-7, Lehigh Univ., Aug. 1969.
 - 4) Komatu, S. : Ultimate Strength of Stiffened Plate Girders Subjected to Shear, IABSE Coll., Design Plate and Box Girders for Ultimate Strength, London, 1971.
 - 5) Rockey, K. C. and Skaloud, M. : The Ultimate Load Behaviour of Plate Girders in Shear, The Structural Engineer, Vol. 50, No. 1, pp. 29 ~ 48, Jan. 1972.
 - 6) Cooper, P. B., Lew, H. S. and Yen, B. T. : Welded Constructional Alloy Steel Plate Girders, Proc. of ASCE, Vol. 90, No. ST 1, pp. 1 ~ 36, Feb. 1964.
 - 7) Nishino, F. and Okumura, T. : Experimental Investigation of Strength of Plate Girders in Shear, Prel. Publ. 8th Congress of IABSE, New York, 1968.
 - 8) 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・ガーダーのせん断耐荷力，土木学会論文報告集，第235号，pp. 13 ~ 28, 1975年3月。
 - 9) 森脇良一・藤野真之：初期不整を有するプレート・ガーダーのせん断強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第249号，pp. 41 ~ 54, 1976年5月。
 - 10) Marsh, C. : Theoretical Model for Collapse of Shear Webs, Proc. of ASCE, Vol. 108, No. EM 5, pp. 819 ~ 832, Oct. 1982.
 - 11) Horne, M. R. and Grayson, W. R. : The Ultimate Load Behaviour of Longitudinally Stiffened Web Panels Subject to Shear Stress, Proc. Instn. of Civil Engineering, Part 2, Vol. 75, pp. 175 ~ 203, June 1983.
 - 12) Cooke, N., Moss, P. J., Walpole, W. R., Langdon, D. W. and Harvey, M. H. : Strength and Serviceability of Steel Girder Webs, Proc. of ASCE, Vol. 109, No. ST 3, pp. 785 ~ 807, Mar. 1983.
 - 13) Mozer, J. and Culver, C. : Stability of Curved Plate Girders No. P 1, Carnegie-Mellon University Research Report, Sept. 1970.
 - 14) Mozer, J., Ohlsen, R. and Culver, C. : Stability of Curved Plate Girders No. P 2, Carnegie-Mellon University Research Report, Sept. 1971.
 - 15) Mozer, J., Cook, J. and Culver, C. : Stability of Curved Plate Girders No. P 3, Carnegie-Mellon University Research Report, Jan. 1973.
 - 16) Abdel-Sayed, G. : Curved Webs under Combined Shear and Normal Stresses, Proc. of ASCE, Vol. 99, No. ST 3, pp. 511 ~ 525, Mar. 1973.
 - 17) Mariani, N., Moger, J. D., Dym, C. L. and Culver, C. G. : Transverse Stiffener Requirements for Curved Webs, Proc. of ASCE, Vol. 99, No. ST 4, pp. 757 ~ 771, Apr. 1973.
 - 18) The Task Committee on Curved Girder of The ASCE-AASHTO Committee on Flexural Members of The Committee of The Structural Division : Curved I-Girder Bridge Design Recommendations, Proc. of ASCE, Vol. 103, No. ST 5, pp. 1137 ~ 1168, May 1977.
 - 19) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，丸善，昭和55年2月。
 - 20) 中井 博・松村駿一郎・吉川 紀・北田俊行・大南亮一：曲線桁橋腹板の実績調査，橋梁と基礎，Vol. 15, No. 4, pp. 38 ~ 43, 1981年5月。
 - 21) 中井 博・北田俊行・大南亮一：曲線桁橋腹板の曲げ強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，No. 340, pp. 227 ~ 236, 1983年12月。
 - 22) Wansleben, F. : Beitrag zur Berechnung Schiefer drillesteifer Brücken, Der Stahlbau, Heft 10, s. 224, 1955.
 - 23) Timoshenko, S. P. and Gere, J. M. : Theory of Elastic Stability, McGraw-Hill.
 - 24) Bulson, P. S. : The Stability of Flat Plates, American Elsevier Publishing, New York, 1970.
 - 25) Johnston, B. G. : Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, Third Edition, Structural Stability Research Council, John Wiley & Sons, 1976.
 - 26) Batdorf, S. B., Stein, M. and Schildcrout, M. : Critical Shear Stress of Curved Rectangular Panels, N. A. C. A. Technical Note No. 1348, May 1947.
 - 27) Rockey, K. C., Valtinant, G. and Tang, K. H. : The Design of Transverse Stiffeners on Webs Loaded in Shear-Ultimate Load Approach, Proc. Instn. Civ. Engs., Part 2, pp. 1069 ~ 1099, Dec. 1981.

(1984. 2. 8・受付)