

ウェブの剛性に注目したプレート・ガーダー の曲げ耐荷力実験

TESTS ON TRANSVERSELY STIFFENED PLATE GIRDERS IN BENDING

長谷川 彰 夫*・和田 耕 造**・西野 文 雄***

By Akio HASEGAWA, Kozo WADA and Fumio NISHINO

1. ま え が き

プレート・ガーダーは鋼橋梁構造にあって最も基本的な構造形態であって、単にプレート・ガーダー橋だけでなく、吊橋、斜張橋に至る広汎な橋梁形式の中でも、その構造要素として重要な役割を果たす。その意味でプレート・ガーダーの挙動・耐荷力特性を明らかにすることはきわめて重要な工学的課題であり、ここ 20 年ほどの間に数多くの研究が行われている¹⁾。その中で著者らはプレート・ガーダーのうちで最も基本的な上下対称で homogeneous なプレート・ガーダーの静的耐荷力に関心を絞り、その対象を、1) 水平補剛材をもつ場合と 2) もたない場合の a) 曲げ耐荷力および b) せん断耐荷力を選んで、既往の研究も含め、検討を試みた^{2)~4)}。

その結果、せん断耐荷力に関しては水平補剛材をもつ場合ともたない場合の両者に対し修正、拡張された Basler の理論を提案し、実験的にも検証して一定の成果を得た^{3), 4)}。

曲げ耐荷力に関していえば、フランジの水平座屈（横倒れ強度）、ねじれ座屈に関しては理論的、実験的にすでに多くの成果があり、実用上も信頼し得る設計が可能となっている⁵⁾もの著者らが関心をもったフランジの垂直座屈に起因する曲げ耐荷力に対する検討が不十分であることがわかった⁴⁾。すなわち、著者らはウェブの座屈に起因する曲げ耐荷力に関しては、水平補剛材をもつ場合に対して実験的に一応の成果を得ながら³⁾も、水平補剛材をもたない最も基本的な場合に対しては多くの問題点が残されていることを明らかにした⁴⁾。

それは Basler・Thurlimann⁵⁾、秋田・藤井⁶⁾、Herzog⁷⁾それぞれのウェブの座屈に起因する曲げ耐荷力の理論が

今後解決すべき問題を内包していること、したがってこの時点においては、実験的事実による検証がきわめて重要であるにもかかわらず、いわゆる圧縮フランジの垂直座屈に関連するプレート・ガーダーの曲げ耐荷力の実験データが乏しいことである。

わが国の現行の道路橋示方書⁸⁾では構造用炭素鋼に対し、水平補剛材をもたないウェブの最大幅厚比は 152、鋼鉄道橋設計標準⁹⁾では 155 であるが、現行の AASHTO 示方書¹⁰⁾においては、該当する数値が許容応力度設計法で 163、荷重係数設計法で 192 となっており、かなり緩和されている。これらの数値は、基本的にはウェブの座屈を認めたくらんで後座屈強度を含む曲げ耐荷力が近似的に降伏モーメントに到達することを保証する限界値としての意味をもつ。しかし、これらのかなりの幅をもつ数値自体が、すでに指摘している⁴⁾ようにほとんど実験的な裏づけをもたないものであり、幅厚比 192 程度で十分安全なのか、わが国の規定値 150~155 は静的な耐荷力に関する限り厳しすぎるのかなど、明らかになっていない。

一方、ウェブの座屈に起因するプレート・ガーダーの曲げ耐荷力は従来、ウェブの幅厚比およびウェブとフランジの面積比によって支配されると考えられていた。しかしすでに指摘しているように⁴⁾、ウェブの曲げ座屈特性を支配する要因には特にならないもののウェブが座屈した後、垂直方向の剛性が非常に小さいと考えられる圧縮フランジを支持する垂直補剛材が最終的な耐荷力に影響を与えることも考えられる。その意味で垂直補剛材の間隔が、曲げ耐荷力を支配する 1 つのパラメーターになる可能性がある。曲げ耐荷力の中で座屈強度の占める割合の大きい厚肉のウェブの場合にはその影響はないが、薄肉のウェブの場合には後座屈強度の割合が大きく、垂直補剛材の間隔が相対的に重要なパラメーターとなることが予想される。

以上の背景を踏まえ、かつ、既存の理論が必ずしも十

* 正会員 工博 名古屋工業大学助教授 土木工学科

** 正会員 工修 運輸省第一港湾建設局

*** 正会員 Ph. D. 東京大学教授 工学部土木工学科

分でないこと、およびプレート・ガーダーの耐荷力という性格上、実験的検証が第一義的に重要であることなどを考慮して、水平補剛材をもたないプレート・ガーダーの静的曲げ耐荷力実験を実施した。

実験したプレート・ガーダーの試験体は6体で、鋼種はSM41である。すでに述べた検討項目および実用設計規定を将来改訂すべく検討する際の基礎資料を与えるという両方の立場を考慮して、試験桁のウェブの幅厚比は、170, 210, 250の3シリーズとしそれぞれのシリーズに対し、垂直補剛材の間隔とウェブ高の比が0.75と1.5の2本を準備した。工学的に有用な情報を得る目的で実施した本実験の結果から、変形特性および曲げ耐荷力特性に関して報告する。

2. 実験概要

(1) 実験計画

水平補剛材をもたないプレート・ガーダーのウェブ幅厚比、垂直補剛材間隔が、桁の曲げ耐荷力に及ぼす影響

Table 1 Dimensions of Test Girders.

Series	Test Girder	Test Panel a	Side Panel e	Support Panel f	Loading Distance c	Span l	Unit: mm	
							Girder Length L	Web Depth h
170	B-17-A	1147	426	2001	2000	5996	6298	764
	B-17-B	1148	425	1999	2000	5995	6299	764
210	B-21-A	1419	440	2001	2300	6300	6597	942
	B-21-B	1416	441	1998	2300	6298	6598	942
250	B-25-A	1689	404	1999	2500	6495	6796	1121
	B-25-B	1687	406	1997	2500	6495	6800	1122

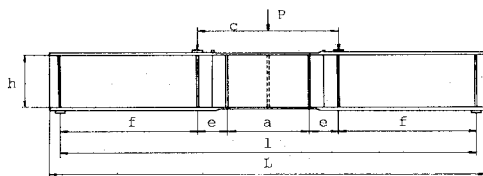
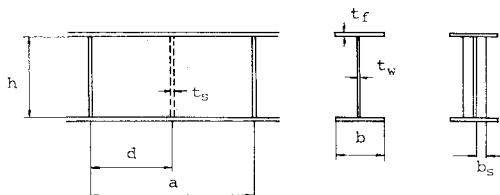


Table 2 Dimensions of Test Panels.

Test Girder	Flange $b \times t_f$	Web $h \times t_w$	b/t_f	h/t_w	A_w/A_{cf}	a/h	d/h	Unit: mm			
								V. Stiff.			
								$b_s \times t_s$	δ	γ	γ/γ_0
B-17-A	288×12.09	764×4.44	23.8	172	0.974	1.50	0.75	54×6.08	0.202	118.5	5.29
B-17-B	288×12.09	764×4.44	23.8	172	0.974	1.50	1.50				
B-21-A	288×12.09	942×4.44	23.8	212	1.201	1.50	0.75	58×6.08	0.176	118.1	5.27
B-21-B	288×12.09	942×4.44	23.9	212	1.201	1.50	1.50				
B-25-A	288×12.09	1121×4.44	23.8	252	1.430	1.51	0.75	61×6.08	0.155	114.8	5.13
B-25-B	288×12.09	1122×4.44	23.8	253	1.430	1.50	1.50				

Remarks (1) δ : Area ratio A_s/A_w
 (2) γ_0 : Calculated by Stein and Fralich



を明らかにできるように実験計画をたてた。

製作した桁は Table 1 (試験桁諸元), Table 2 (試験パネル諸元) に示す6体で、鋼種はすべて構造用炭素鋼 SM41 である。試験桁のウェブ幅厚比 h/t_w は 170, 210, 250 の3種である。それぞれの幅厚比に対し垂直補剛材間隔が桁の曲げ耐荷力に与える影響を調べるために、試験パネルの辺長比を 0.75 および 1.50 の2種とし A, B により区別する。すなわち Table 1, 2 の下図に示すように試験パネルの辺長比 1.5 に対し A シリーズでは、試験パネル中央に1本の垂直補剛材を追加している。垂直補剛材はウェブの両側に取り付け、溶接により接合した。垂直補剛材の剛度 r は Stein-Fralich⁽¹⁾ による最小剛比 r_0 の5倍の値を用いた。垂直補剛材の剛度の計算は道路橋示方書⁽²⁾に従い、面積 A_s は補剛材純断面積とした。

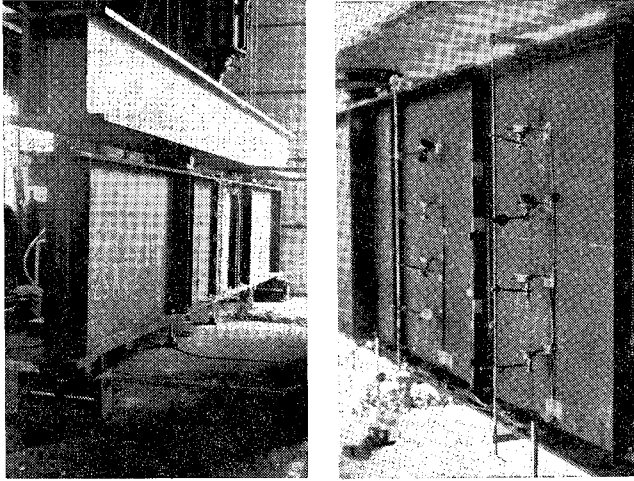
フランジは上下対称ですべての試験桁に対し同一断面 (288×12 mm, 突出脚幅厚比 $b/2t_f=12$) を使い、圧縮フランジのねじれ座屈はフランジが降伏するまで生じないように定めた。試験桁の横倒れ変形を防止するために載荷点の両内側で剛な支持パネルのウェブ突き合わせ溶接部直上の圧縮フランジにスタッドを取り付け、横倒れ防止治具を用いて横方向変位を拘束した⁽³⁾。ウェブと圧縮フランジの面積比 A_w/A_{cf} はウェブ幅厚比 170, 210, 250 の3シリーズに対しそれぞれ 0.974, 1.201, 1.430 となっている。

以上に述べた試験パネルを中央に有する6体の試験桁に対し、対称2点載荷による単純曲げ試験を実施して耐荷力特性、変形特性を調べた。試験パネルが曲げモーメントを受ける際に試験桁全体の安定を図るため支持パネルには十分剛な断面を使い、試験パネルと溶接した。溶接は手溶接でこの程度の断面、鋼種に対し通常採用される方法によった。溶接ひずみ、初期曲がり最小となるよう製作には十分注意した。溶接後のひずみ直しは特にやっていない。

(2) 曲げ耐荷力実験

本実験はすでに報告されている著者らの水平補剛材をもつプレート・ガーダーに対する実験⁽³⁾ で用いられた方法に準じて実施されたので、実験の詳細についてはそれを参照されたい。

本実験では定荷重方式で加力を実施した。したがって、試験桁が非弾性域に入った場合、クリープしたあとの変形を静的な変形とし、数分経た状態で、変



(a) Test Girder. (b) Test Panel.

Fig. 1 Test Alignments.

形が安定した場合を静的荷重とした。変形が安定した場合の最高荷重を静的最高荷重 P_{ust} とよび、曲げ耐力としてはこの値に対応する試験パネルの曲げモーメント M_{ust} を使用した。

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、1) Aシリーズ(試験パネルの辺長比 $d/h=0.75$)は試験パネルの垂直補剛材によって分割された2パネルの中央の2断面で、1断面につき4か所、合計8か所、Bシリーズ(試験パネルの辺長比 $d/h=1.50$)は試験パネルの4等分点にあたる3断面で合計12か所のウェブの付加横変位、2) 試験パネルの曲率算定のために3点、桁全体の変形をチェックする目的で支持パネルにおいて2点、計5点での試験桁下フランジの垂直変位、および3) 試験パネル、桁端の横倒れ変位の3項目について計測した。3)の横倒れ変位は載荷時に桁の横方向変位を拘束しているため、そのチェックの役割を果たすものである。

桁方向の直ひずみ分布、および垂直補剛材の補剛材軸方向の直ひずみ分布を知るために、単軸ゲージを配置した。桁方向の直ひずみ分布はウェブ付加変位を測定した断面についてフランジ、ウェブともに板面表裏で計測した。ウェブ座屈後の応力負担状況を知るために垂直補剛材の補剛材軸方向の直ひずみを補剛材先端部の4断面について計測した。

実験の状況を Fig. 1 に示す。以上の耐力実験に先立ち、各試験パネルのウェブの初期たわみを測定した。

(3) 素材試験

試験桁の製作に使用した鋼板の材料定数を得る目的で 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、スクリー型の万能試験機でひずみの計測に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 3 に示す。ここで σ_{ydy} は降伏点応力、 σ_{yst} は静的降伏応力で、曲げ耐力実験の耐力力値の整理はすべて静的降伏応力で行った。

3. 実験結果と考察

6体の試験桁に対する静的曲げ耐力実験の結果について考察する。実験により得られた曲げ耐力と、試験桁の断面特性値、すなわち、許容曲げモーメント M_{all} (フランジ縁応力が、許容応力として 1250 kg/cm^2 に達した場合)、降伏モーメント M_y (フランジ縁応力が実測のフランジ降伏応力に達した場合)、全塑性モーメント M_p 、および座屈モーメント M_{cr}^{th} (ウェブ周辺を単純支持としたときの弾性座屈応力に対応する値)の計算値、およびそれらを無次元化した値を Table 4, 5 に示す。

初めにひずみと変位の測定結果、すなわち、変形特性を検討し、次に耐力特性について検討する。

Table 3 Tensile Coupon Test Results.

Girder Element	Thickness t mm	σ_{ydy} kg/mm ²	σ_{yst} kg/mm ²	$E(\times 10^4 \text{ kg/mm}^2)$
Web	4.44	33.94	31.06	2.18
Flange	12.09	31.44	28.66	2.18
v.Stiff.	6.08	35.75	32.92	2.29

Table 4 Summary of Test Results.

Test Girder	Sectional Properties (t*mm)				Test Results Must (t*mm)
	Mall	M_y	M_p	M_{cr}^{th}	
B-17-A	38.5	88.3	94.5	47.3	90.7
B-17-B	38.5	88.3	94.5	47.3	88.9
B-21-A	49.1	112.5	121.9	39.6	113.0
B-21-B	49.2	112.8	122.2	39.8	110.9
B-25-A	60.2	138.0	151.3	34.4	126.8
B-25-B	60.2	138.1	151.4	34.1	124.7

Remarks 1) Applied σ_y for M_y and M_p : Static yield Stress, σ_{yst} , of Flanges
2) σ_{all} for Mall: 1250 kg/cm^2
(R_y . Spec. in Japan)

Table 5 Dimensionless Test Results.

Test Girder	h/t_w	$\frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$	$\frac{M_{cr}^{th}}{M_y}$	$\frac{M_p}{M_y}$	$\frac{M_{ust}}{M_y}$	$\frac{M_{ust}}{M_p}$
B-17-A	172	6.35	0.536	1.07	1.03	0.96
B-17-B	172	6.35	0.536	1.07	1.01	0.94
B-21-A	212	7.83	0.352	1.08	1.00	0.93
B-21-B	212	7.83	0.353	1.08	0.98	0.91
B-25-A	252	9.31	0.249	1.10	0.92	0.84
B-25-B	253	9.35	0.247	1.10	0.90	0.82

Remarks 1) E in $\frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$: $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

2) σ_y in $\frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$: σ_{yst} of Flanges

(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分布、および両者の最大値を **Fig. 2, Table 6** に示す。現行の道路橋示方書⁸⁾によれば初期たわみの許

容値を $h/250=0.004h$ としている。初期たわみの測定結果によれば、垂直補剛材間隔 $d/h=0.75$ の A シリーズの方が、 $d/h=1.5$ の B シリーズと比較して初期たわみの発生量ははるかに小さく、垂直補剛材を配することによって初期たわみが減少することがわかる。初期たわみの発生量は $d/h=0.75$ の場合、道路橋示方書の許容値に近い値となり、 $d/h=1.5$ の場合は許容値の 2~3 倍となっている。

しかし、**Fig. 2** から明らかなように、初期たわみの形状と付加たわみの形状は垂直方向にかなり異なっており、初期たわみの値が B シリーズのように大きくとも、その付加たわみの形状は初期たわみの形状に

Table 6 Maximum Values of Initial and Additional Web Deflections.

Series	Test Girder	(δ_0) max. mm	(δ) max. mm	(δ_0) max. $\frac{t_w}{h}$	(δ) max. $\frac{t_w}{h}$	(δ_0) max. $\frac{h}{h}$	(δ) max. $\frac{h}{h}$
170	B-17-A	3.63	6.77	0.818	1.52	0.00475	0.00886
	B-17-B	6.58	6.17	1.482	1.39	0.00861	0.00808
210	B-21-A	3.64	6.94	0.820	1.56	0.00386	0.00737
	B-21-B	12.16	8.33	2.739	1.88	0.01291	0.00884
250	B-25-A	2.63	12.34	0.592	2.78	0.00235	0.01101
	B-25-B	15.04	9.61	3.387	2.16	0.01340	0.00857

Remarks : δ_0 =Initial Deflection
 δ =Additional Deflection

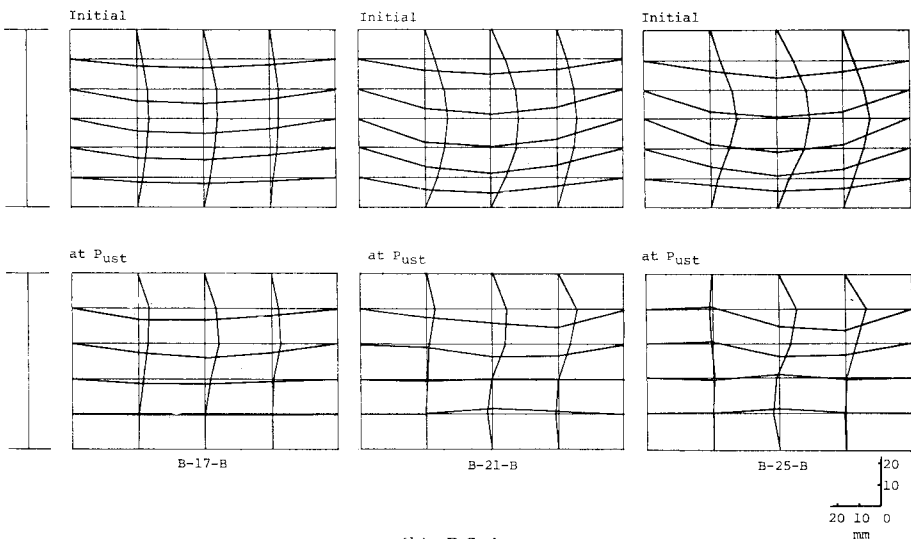
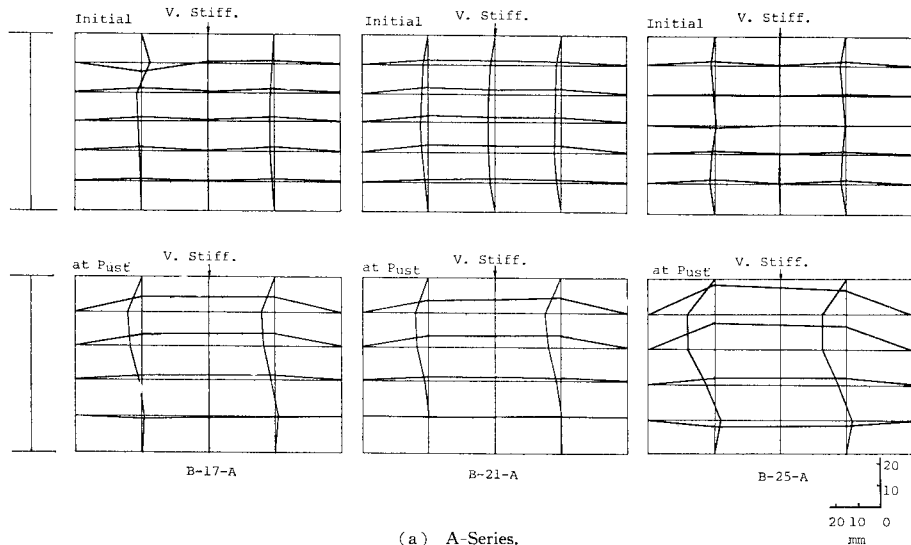


Fig. 2 Initial and Maximum Additional Web Deflections.

よる影響をあまり受けない。Table 6 に示すように付加たわみの最大値は A, B 両シリーズともほぼ同様であり、垂直補剛材の間隔の影響をほとんど受けない。

Fig. 2 の B-17-A, B-25-A, B-21-B, B-25-B の付加たわみをみると引張側ウェブの初期たわみと付加たわみの発生している向きが逆になり、見かけ上、付加たわみが一波の変形モードとなっている。これは引張応力を受けるとたわみが減少し、引張側ウェブが平面に近づくため、初期たわみと逆向きの付加たわみが引張側ウェブで発生したことによる。

これらの現象は柱や単独板要素の初期たわみが強度に与える影響とその性格がかなり異なるものであり、すでに指摘しているように²⁾ プレート・ガーダーの耐荷力、疲労、振動特性などにウェブの初期たわみの最大値や形状が与える影響は直接的なものではない。すなわち、それらの力学的特性に直接影響を与えるのはウェブの剛性、フランジ等の拘束度であって、ウェブの初期たわみなどはそれら幾何学的特性の指標、あるいは製作および溶接性の指標としてとらえるのが妥当と思われる。

試験パネルについて付加たわみの分布を計測した中から、荷重の進行に伴って生ずるたわみの進行状況の代表的な例を Fig. 3 に示す。この結果は Fig. 2 の付加たわみの最大値に対する考察を裏づける。全体として A シリーズと B シリーズを比較すると、A シリーズは半波、B シリーズは 1 波の変形状態を示していることがわかる。これは、辺長比 d/h の違いによるというよりも、B シリーズの方が初期たわみが大きく、その結果、引張

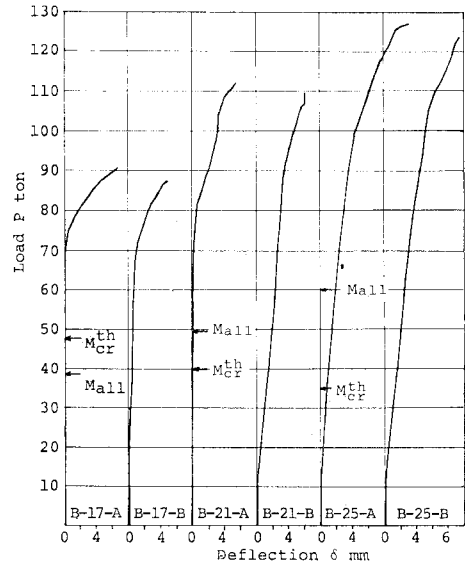


Fig. 4 Load vs. Additional Web Deflection Relations.

力による初期たわみの減少が顕著に現れて、見かけ上 1 波の変形状態となり、逆に A シリーズは初期たわみが小さいため、半波の変形状態になったことを示す。また、Fig. 2 の最大付加たわみで注意すべきことは、最大荷重時の付加たわみは Fig. 3 よりそれまでの付加たわみの発生状況と必ずしも相似的なものではない。B シリーズの引張側ウェブにみられるように最大荷重付近において、たわみの反転現象が生じていることにも注意する必要がある。

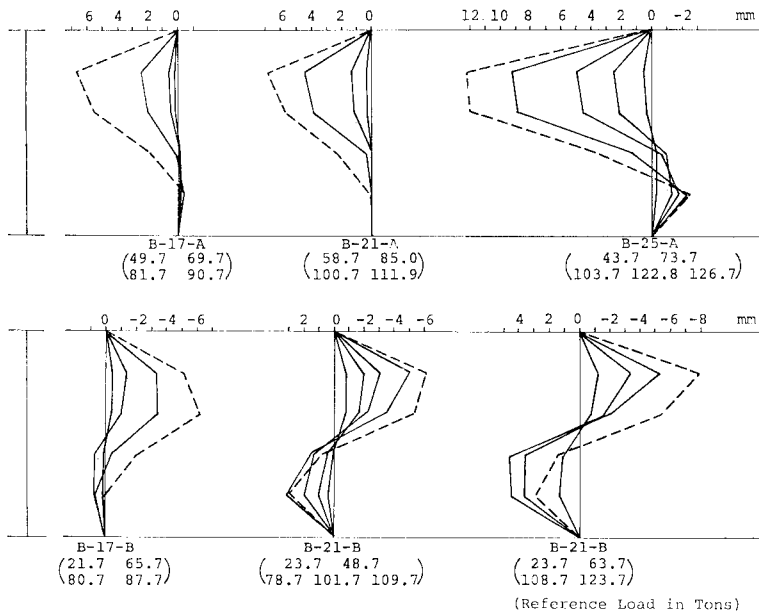


Fig. 3 Distributions of Additional Web Deflections.

荷重とウェブ付加変位の関係を代表的な点について、Fig. 4 に示す。この図から 1) 計算上のウェブ曲げ座屈モーメントが変形特性に事実上、意味をもたないこと、2) ウェブ幅厚比が 250 程度の値となっても実用荷重下における許容モーメント以下では、特に変形特性が悪化することはないこと、および 3) B-17-A, B-21-A の結果にみられるように、垂直補剛材の配置がウェブの変形をある程度拘束していることなどがわかる。

荷重と桁中央変位の関係を Fig. 5 に示す。垂直補剛材間隔が桁の曲げ剛性に与える影響は小さいと考えられ、A シリー

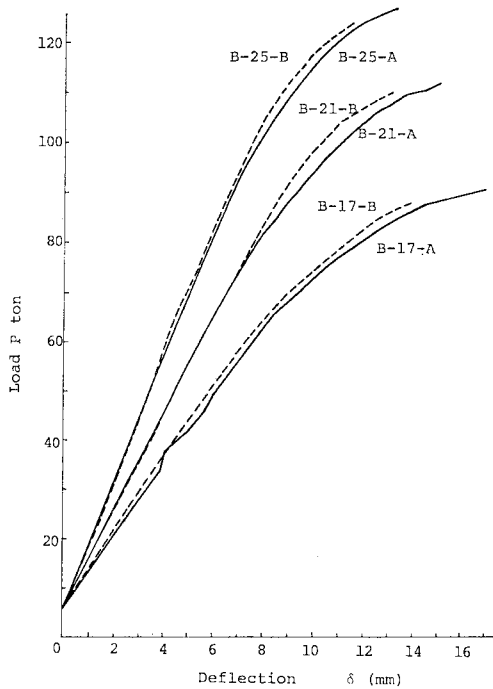


Fig. 5 Load vs. Central Deflection Relations.

ズとBシリーズの結果の相違も有意なものといえない。しかし、Bシリーズの方が全体にやや小さめの垂直変位を示している。このことは、Aシリーズの方がBシリーズよりも曲げ剛性が小さいことを意味するのではなく、垂直補剛材が圧縮フランジの垂直変位を拘束し、試験パネルのフランジ間隔を初期のままに保つ効果をもつために、Aシリーズの垂直変位が若干大きくなったものと考えられる。

曲げモーメントと試験パネルの曲率の関係は、ダイヤルゲージの計測による曲率の算定の困難さのために非常に大きな乱れを生じ、よい結果を得ることができなかった。桁の横倒れ変位も計測したが、ほとんど発生せず面内曲げ実験の目的は十分達せられたと考えられる。

試験パネル内の2断面(Aシリーズ)、3断面(Bシリーズ)について、ひずみの分布を計測した。この結果より、各桁の代表的ひずみ分布を選んで Fig. 6 に示す。このひずみ分布は板面表裏のひずみを平均した面内ひずみ成分でプロットしたものである。Fig. 6 によると、ウェブの曲げ座屈による応力欠損は B-17-A, B の桁では、はっきりしないが、それ以外の桁には明らかに認められる。中立軸の低下はすべての桁について認められる。中立軸が低下する原因は、ウェブの応力欠損にあると判断されるから、Fig. 6 からは明らかでないものの、B-17-A, B の桁についてもウェブに応力欠損が発生しているものと推測される。中立軸の低下は、Aシリーズ

の方がBシリーズよりも顕著であり、ひずみの進行もAシリーズの方が速い。したがって、ひずみの変形特性に関する限り、辺長比の小さいAシリーズの方がBシリーズよりも悪いようにみえる。

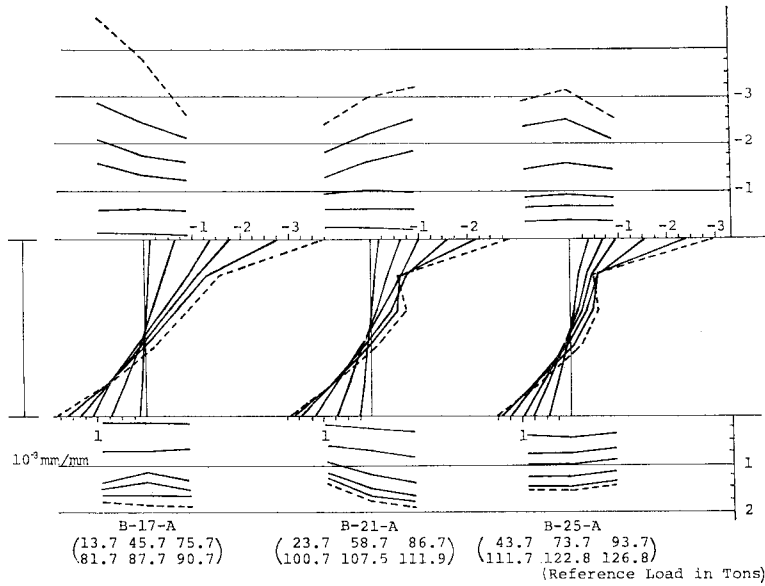
しかし、これは計測上の問題も関係していると考えられる。Aシリーズで辺長比が 0.75 であればウェブの曲げ座屈は、パネルのほぼ中央に発生するが、Bシリーズで辺長比が 1.50 の場合は、パネルのどの部分に初期の曲げ座屈による卓越した変形が発生するかははっきりしない。このため、ひずみゲージの設置位置との関係から、Aシリーズではウェブの曲げ座屈が比較的良好に計測されたが、Bシリーズではうまく計測されなかった可能性もある。

Fig. 4 において、ウェブ幅厚比が 250 程度となっても実用荷重のもとでは特にウェブのたわみ特性が悪化することはないことを指摘した。Fig. 6 のひずみ分布からも応力欠損等の非線形性が現れるのは実用荷重をかなり上回った荷重においてであり、変形特性の立場から判断するとこの程度の幅厚比が実用設計で許容し得るものであることがわかる。なお、垂直補剛材の補剛材方向の圧縮応力は発生したが最高荷重時でも降伏応力の 20% 程度であり、垂直補剛材は支点としての役割を十分果たしたものと考えられる。

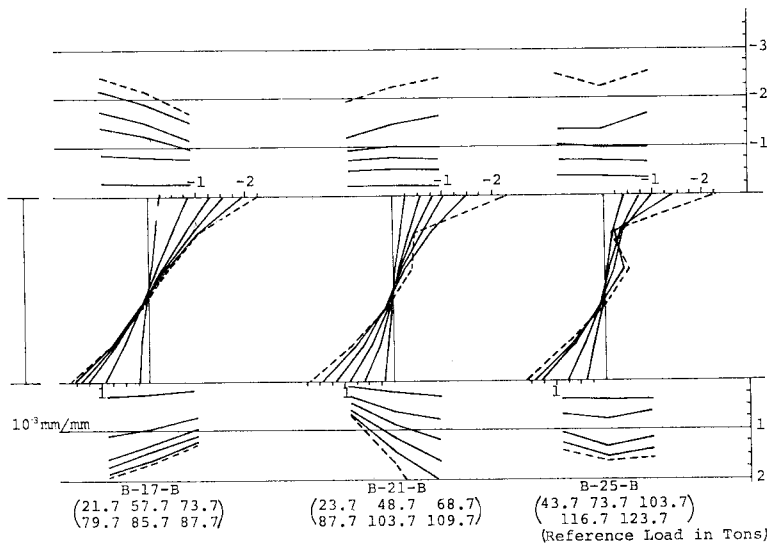
崩壊後の試験パネルの状況は 6 体ともほぼ同様であり、その写真を Fig. 7 に示す。これによると、桁は圧縮フランジがねじれて崩壊している。しかし、この変形は最大耐荷力に達した後の除荷時の変形であることに注意しなければならない。すなわち、初期のプレート・ガーダーの断面形状のもとに圧縮フランジが降伏、ねじれ崩壊を示したと考えるより、Fig. 6 のひずみ分布でも明らかなようにウェブ座屈後の圧縮側ウェブの応力欠損、およびウェブのフランジを垂直方向に支持する能力の低下によって、圧縮フランジが線形弾性計算よりかなり大きな圧縮応力を負担する必要があってその降伏が急速に進行したため、最大荷重に到達したと考えるべきであろう²⁾⁴⁾。すなわち、崩壊のメカニズムとしては圧縮フランジの垂直座屈として考えた方が妥当である。フランジが降伏すると、その後の変形状況は一般には予測できず、最高荷重時の変形状況と崩壊後の変形状況が必ずしも一致しないことは注意する必要がある。

(2) 耐荷力特性

耐荷力に対する結果を、断面特性値とともに Table 4, 5 に示す。ウェブの座屈モーメントは、Fig. 4 の荷重とウェブの付加変位の関係にみられるように、事実上、耐荷力特性としての意味をもたないため、以下の考察はすべて耐荷力に基づいて述べる。



(a) A-Series.



(b) B-Series.

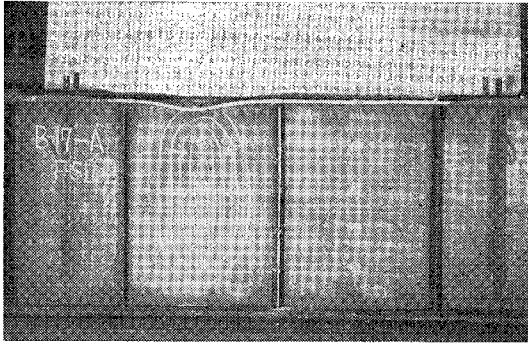
Fig. 6 Distributions of Normal Strains.

ウェブの幅厚比 h/t_w が 170, ウェブと圧縮フランジの面積比 A_w/A_{cf} が 0.974 である B-17-A, B-17-B の桁について考察する。これらの桁はいずれも曲げ耐荷力が降伏モーメント M_y を超えており, ウェブ幅厚比 $h/t_w=170$, ウェブとフランジの面積比 $A_w/A_{cf}=1.0$ 程度のプレート・ガーダーは辺長比が実用の範囲 (0.5~1.5) にある限り降伏モーメントを保持できるといえる。

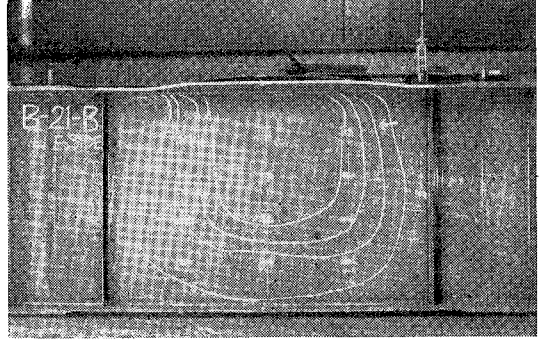
$h/t_w=210$, $A_w/A_{cf}=1.201$ である桁 B-21-A, B-21-B の場合, これらの桁は降伏モーメントかややそれを下回る曲げ耐荷力を示しており, 降伏モーメント程度を保持しているといえる。 A_w/A_{cf} が増すと無次元化された

曲げ耐荷力 M_{ust}/M_y は減少する傾向があるが, この範囲の幅厚比ではその影響も小さいと考えてよく, ウェブ幅厚比が 170 の桁に比べると若干の曲げ耐荷力の低下はあるものの, 実用的には許容誤差の範囲とも考えられ, 総じて降伏モーメント程度を保持できると考えてよい。

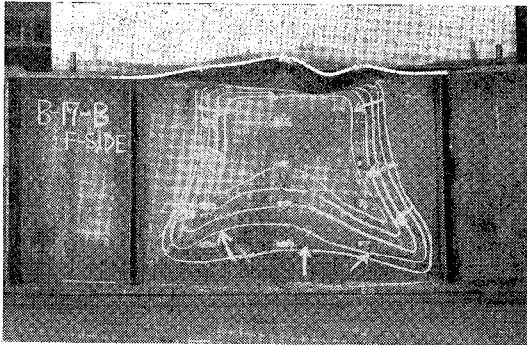
桁 B-25-A, B-25-B はともに曲げ耐荷力が降伏モーメントをかなり下回っている。B-21-A, B からの曲げ耐荷力の減少の割合も B-17-A, B から B-21-A, B へのそれと比較して急であり, より大きな幅厚比を有する桁の急激な耐荷力低下が心配される。このことから降伏



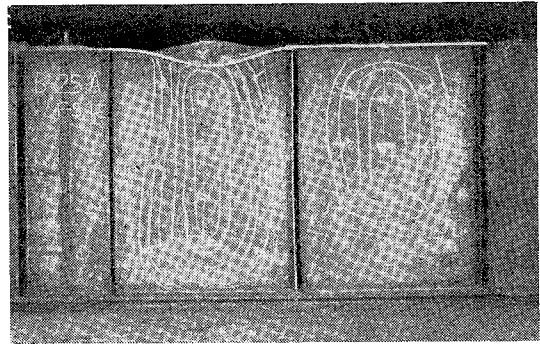
(a) B-17-A



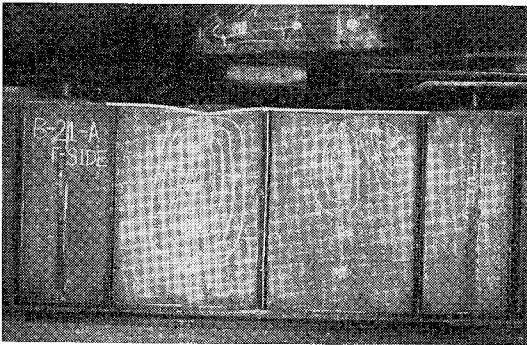
(d) B-21-B



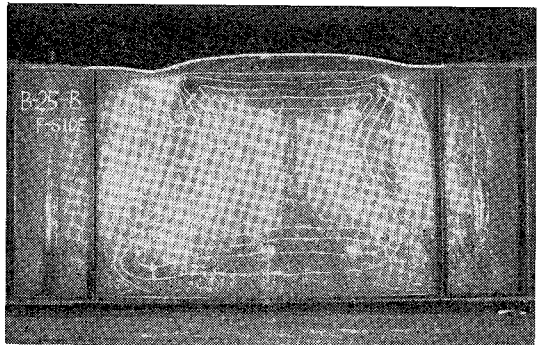
(b) B-17-B



(e) B-25-A



(c) B-21-A



(f) B-25-B

Fig. 7 Collapse Modes of Test Panels.

モーメントを実用的な立場で期待し得る限界のウェブの幅厚比は構造用炭素鋼で210程度と判断される。

試験桁6体の実験値を、水平補剛材をもたない桁に関するBaslerの提案曲線⁹⁾と比較したのがFig. 8である。桁B-25-A, Bの耐力力は、Baslerの提唱値を下回っている。Baslerの提案式は、Basler自身の計算モデルに忠実に計算された結果より、かなり安全側の値となっているにもかかわらず、実験値に対して必ずしも安全側の推定とはなっていない。しかし、本実験で用いた試験桁の幅厚比の範囲に限れば、その理論的な根拠に問題はあるものの、一応、Basler曲線は実験結果をよく説明しているといえる。

垂直補剛材間隔による曲げ耐力力の差は、この範囲のウェブ幅厚比では、2%程度であり、 $h/t_w=250$ 程度までの桁の曲げ耐力力は垂直補剛材間隔に鈍感であると考えてよいだろう。しかし、わずかとはいえ、Aシリーズの方がBシリーズよりも耐力力が大きく、垂直補剛材間隔を小さくすることは曲げ耐力力に良い影響を与えることがわかる。これは、ウェブの曲げ座屈による応力欠損の結果、ウェブの圧縮フランジを支持する働きが弱くなり、圧縮フランジがいわば圧縮を受ける柱に近い挙動をするため、圧縮フランジの垂直変位を拘束する垂直補剛材の曲げ耐力力に及ぼす効果が若干働いたためと思われる。ウェブの幅厚比が大きくなり、ウェブ応力欠損の曲

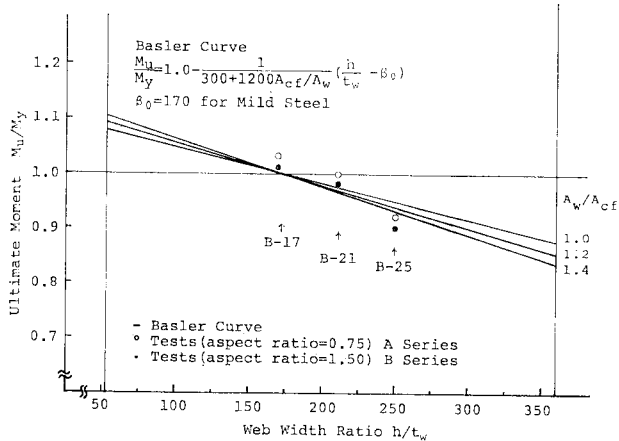


Fig. 8 Tests with Basler's Curve.

げ耐力に及ぼす影響が大きくなるにつれて、垂直補剛材間隔が桁の曲げ耐力に及ぼす効果もさらに大きくなると予想される。

試験桁の耐荷モーメントと周辺単純支持として計算された座屈モーメントを比較すると、B-17-A, B は 1.9 倍、B-21-A, B は 2.8 倍、B-25-A, B は 3.7 倍程度となっている。このことは、ウェブの周辺拘束が単純支持よりも実際には強いことにもよるが、プレート・ガーダーのウェブの後座屈強度の役割が非常に大きいことを示しているともいえる。また、桁の耐荷モーメントと計算された座屈モーメントの間に強い関連はみられず、プレート・ガーダーの曲げ耐力がウェブの曲げ座屈挙動のみならず、圧縮フランジの挙動を合わせて考えられねばならない問題であることを示している。

4. 結 論

水平補剛材をもたないプレート・ガーダーの曲げ耐力実験の結果に検討を加えた結果、得られた結論は次のとおりである。

(1) 薄肉ウェブをもつプレート・ガーダーの場合、ウェブの曲げ座屈モーメントは桁の荷重・変形特性に対し、実験的には意味をもたず、耐荷モーメントのみ実験的に客観的な指標となる。

(2) ウェブの幅厚比が構造用炭素鋼で 250 程度の値となっても、許容モーメントに相当する実用荷重下では、変位、ひずみなどの変形特性が特に悪化することはなく、また、それを上回る荷重に対しても線形的な変形特性は十分期待できる。

(3) 薄肉ウェブの初期たわみの最大値や形状は桁の曲げ耐力を直接支配する要因ではない。桁の力学的特性に直接影響を与えるのは、ウェブの剛性、フランジ等

の拘束度であって、ウェブの初期たわみはそれらの幾何学的特性の指標、あるいは製作、溶接性の良否の指標としてとらえるべきである。

(4) 圧縮フランジのねじれ座屈、水平座屈による崩壊が防止されたプレート・ガーダーはウェブの幅厚比が構造用炭素鋼で 210 程度以下ならば、実用上の圧縮フランジとウェブの面積比 A_w/A_{cf} 、垂直補剛材間隔の範囲では降伏モーメント程度を保持できると考えてよい。

(5) ウェブの幅厚比が 250 程度までのプレート・ガーダーの曲げ耐力は、ウェブの辺長比が 0.5~1.5 の範囲にある限り、垂直補剛材間隔の影響は大きくない。実験によれば、ウェブの辺長比が 0.75 の場合、1.5 の場合に比較して曲げ耐力は 2% 程度上昇する程度である。

謝 辞：本研究は文部省科学研究費による研究の一部として行われたものである。本研究における実験の試験体を使用した鋼板は、川崎製鉄（株）よりご寄付いただくとともに、試験体の製作にも便宜を図っていただいた。その際、ご尽力いただいたエンジニアリング事業部副事業部長、取締役 嶋 文雄氏に感謝する。

参 考 文 献

- 1) 小松定夫・福本秀士：座屈理論，鋼橋基礎編 I，小西一郎編，丸善，pp. 421~547，昭和 52 年。
- 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・ガーダーの曲げ耐力実験，土木学会論文報告集，第 234 号，pp. 33~44，1975 年 2 月。
- 3) 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力，土木学会論文報告集，第 235 号，pp. 13~28，1975 年 3 月。
- 4) 長谷川彰夫・堀口隆良・西野文雄：プレート・ガーダーの耐力に関する一考察（上），（下），橋梁と基礎，Vol. 11, No. 4, No. 5, pp. 25~32, pp. 8~12, 1977 年 4 月，5 月。
- 5) Basler, K. and B. Thürlimann: Strength of plate girders in bending, Proc. of ASCE, Vol. 87, No. ST 6, pp. 153~181, Aug. 1961.
- 6) 秋田好雄・藤井登喜男：座屈と靱性を考慮した最小重量設計，第 2 報，造船協会論文集，第 120 号，pp. 156~164, 1966.
- 7) Herzog, M.A.M.: Ultimate static strength of plate girders from tests, Proc. of ASCE, Vol. 100, No. ST 5, pp. 849~864, May. 1974.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II 鋼橋編，丸善，昭和 55 年。
- 9) 土木学会：鋼鉄道橋設計標準解説，昭和 45 年。
- 10) American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO): Standard Specifications for Highway Bridges, 12th Ed. Washington, D.C., 1977.
- 11) Stein, M. and Fralich, R.W.: Critical shear stress of infinitely long, simply supported plate with transverse stiffeners, NACA, TN. 1851, Apr. 1949.