

## 水平補剛材を有するプレート・ガーダーの曲げ耐荷力実験

STATIC TESTS ON LONGITUDINALLY STIFFENED PLATE  
GIRDERS IN BENDING

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

Basler<sup>1)</sup> は、プレート・ガーダーが静的な曲げを受ける場合の崩壊形式として、i) 圧縮フランジの水平座屈(桁の横座屈)、ii) ねじれ座屈(フランジ突出脚の局部座屈)、および iii) ウェブにより弾性支持された圧縮フランジの垂直座屈(ウェブの曲げ座屈)をあげている。このうち i), ii) は圧縮フランジの剛性に関係する崩壊形式であり、適切にその剛性を定めることにより崩壊を防止できる。iii) の垂直座屈はウェブの曲げ座屈に起因するもので、この崩壊挙動のみウェブの剛性と関係する。プレート・ガーダーでは、曲げ剛性および強度を高めるために、ウェブ高をできるだけ大きくとることが一般に経済上有利である。その場合ウェブの幅厚比が大きくなり、iii) の曲げ座屈に起因する崩壊を招く危険がある。そのために現在の設計思想体系(弾性設計)のもとでは、最外縁での応力が降伏応力に達するいわゆる断面の降伏モーメント(塑性設計のもとでは、全塑性モーメントにかわる)以下のモーメントの作用状態ではウェブの曲げ座屈に起因する崩壊が生じない最大の幅厚比が、最も経済的なウェブの剛性と考えられている。

鋼鉄道橋設計標準<sup>2)</sup>では構造用炭素鋼を用いた水平補剛材一本付きのウェブの幅厚比は変形特性、溶接、疲労上の問題を考慮して、250 以下にするよう規定されており、ウェブの座屈崩壊から決まる最大幅厚比より小さな値となっている。道路橋示方書<sup>3)</sup>では同種のウェブに対し、水平補剛材により仕切られた圧縮側の局部座屈崩壊から決まる最大幅厚比を規定幅厚比とし、数値として 256 を採用している。このように規定値としてはほぼ同じ値を用いながら、その根拠が異なっていることは、こ

の種のプレート・ガーダーの曲げ座屈挙動が必ずしも十分解明されていないことによるものと考えられる。

AASHO<sup>4)</sup>では同種のウェブの幅厚比に対し、最大値を 330 前後まで緩和しており、さらに荷重係数設計による場合には 385 までの幅厚比を許容している。このようにより大きな幅厚比が許容される傾向は世界的に進みつつあり、わが国でもウェブの幅厚比は今後のプレート・ガーダーの設計において十分検討を要する問題である。プレート・ガーダーの規模が小さく、構造用炭素鋼を主体とした構造では現行規定で十分対処できたが、最近のように構造物の巨大化が進み、高強度鋼が盛んに使用されるようになると経済設計の立場からウェブの幅厚比を相対的に薄くする要求が高くなり、その意味で、プレート・ガーダーの曲げ耐荷力とウェブの幅厚比の関係を明らかにする必要がある。このように相対的にウェブ高を大きくする必要から、水平補剛材をウェブに取り付けた場合の効果についても、より重要な意味を帯びてくる。

iii) に起因するプレート・ガーダーの曲げ耐荷力と、ウェブ単独の弾性座屈強度との間には一般に差があり、プレート・ガーダーはウェブが単独座屈した後も相当程度の耐荷能力を持つことが一般に知られている<sup>1)</sup>。この事実から、ウェブの設計は形の上で弾性座屈に根拠を置いて設計されているものの、他の構造要素と比較すると、安全率として小さな値が用いられ、耐荷力に対する実質安全率が同一になるように考慮されている<sup>2),3)</sup>。しかし、曲げ耐荷力は、理論的には材料非線型および幾何学的非線型性を持つ複雑な問題であり、かつ残留応力、初期たわみ等の初期不整が複雑に関係し、それらの量がきわめて不確定性の強い因子であるために、厳密に解析することは<sup>5)</sup>、実用的には必ずしも有効な方法とはいえない。そのために、大胆な仮定に基づくモデル解析が Basler・Thürlimann<sup>1)</sup>、Cooper<sup>6)</sup>、秋田・藤井<sup>7)</sup>により行われているが、実験的事実に依存する仮定が多く、影響因子の選択に任意性があるため、それらの結果は必ずしも一

\* 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

致せず、実験的検証なくしては信頼できるものとはいえない。このような理由で、プレート・ガーダーの曲げ耐荷力に対しては、実験的研究がきわめて重要なものとなる。この種の実験としては、英国におけるプレート・ガーダーの設計規準 (BS 153 の一部) 改定のための研究として行われた Longbottom・Heymann<sup>9)</sup> の実験をはじめ Basler・Yen・Mueller・Thürlimann の実験<sup>9)</sup>、水平補剛材を有するプレート・ガーダーに対して行われた D'Apice・Fielding・Cooper の実験<sup>10)</sup>、Owen・Rockey・Skaloud の実験<sup>11)</sup>がある。わが国においても前田の実験<sup>12)</sup>、比較的厚肉ウェブを有する桁に対する実験で、必ずしもウェブの曲げ座屈挙動と耐荷力の関連に注目してはいないが、同種の実験として西野・奥村の実験<sup>13)</sup>、西野・伊藤・星埜の実験<sup>14)</sup>、森脇・藤野の実験<sup>15)</sup>がある。

実験的研究では、その実験において注目するパラメーターの選択と値の決定が重要であり、実験結果の価値はほとんどそれらの選択に依存するものと考えられる。従来の実験データを検討すると、ウェブの幅厚比に関しては非常に小さい場合 (構造用炭素鋼に対し 50~100) と非常に大きい場合 (同様に 400~700) が多く、中間的な値 (同様に 200~400) は必ずしも多くない。水平補剛材の効果に関しても、Massonnet が指摘するよう<sup>16)</sup> に最適剛比  $r_{opt}$  は DIN 4114 に定める最小剛比  $r^*$  の 5~7 倍である ( $r_{opt} = mr^*$ ;  $m=5\sim7$ ) との議論はあっても、その実験的検証は十分でない。理論的検討が困難なだけに、実験的検証の必要がある薄肉ウェブのプレート・ガーダーの曲げ耐荷力に対して、残留応力や、片側補剛材、水平補剛材と垂直補剛材の連結部構造が耐荷力に与える影響についても不明な点が多い。

以上に述べたようなことから、水平補剛材を有する溶接プレート・ガーダーの曲げ耐荷力に関する問題を明らかにする目的で、わが国で現在許容されている幅厚比とこれを上回る幅厚比のウェブを持つプレート・ガーダーについて、曲げ耐荷力実験を実施した。鋼種として構造用炭素鋼 SM 41 を使用しているが、座屈耐荷力特性は高強度鋼になるに従い、有利になる (材料定数で無次元化した幅厚比  $\frac{h}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$  で考えた場合、高強度鋼で作られた桁のほうが各種不整要素による強度低下が少ない) 一般的特性から、構造用炭素鋼に対する実験値はほかの高強度鋼で作られた桁に対しては安全側の値になると考えてよい。実験桁の決定にあたっては、ウ

ェブの幅厚比のほか、水平補剛材の有無、剛性の大小、取り付け部詳細の影響、残留応力の影響を調べ得るよう留意した。

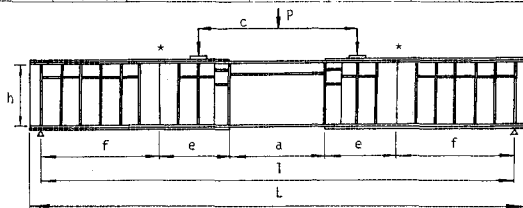
## 2. 実験概要

### (1) 実験計画

プレート・ガーダーのウェブの幅厚比、水平補剛材の有無、剛性の大小および溶接残留応力が曲げ耐荷力に与える影響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 7 体で鋼種はすべて SM 41 である。

Table 1 Dimensions of Test Girders unit:mm

Series	Test Girder	Test Panel a	Side Panel e	Support Panel f	Loading Distance c	Span l	Girder Length L	Web Depth h
250	B-25-0	1200	900	1500	2000	6000	6300	800
	B-25-1							
	B-25-5							
350	B-35-1	1680	910	1500	2500	6500	6800	1120
	B-35-1A							
	B-35-1E							
	B-35-5							



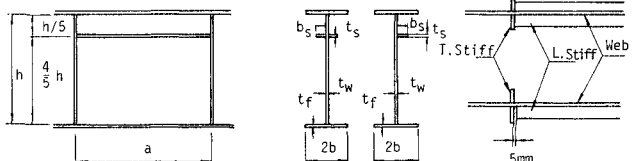
\* Location of Bolt Joints.

Table 2 Dimensions of Test Panels unit:mm

Test Girder	Flange 2bxt <sub>f</sub>	Web hxt <sub>w</sub>	Panel Length a	2b/t <sub>f</sub>	h/t <sub>w</sub>	a/h	A <sub>w</sub> /A <sub>c</sub> f	Long. Stiff b <sub>c</sub> x <sub>t<sub>s</sub></sub>
B-25-0	226x9.0	796x3.1	1193	25.2	257	1.50	1.22	
B-25-1	226x9.0	795x3.1	1193	25.2	257	1.50	1.21	33.6x4.5
B-25-5	226x9.0	795x3.1	1192	25.2	257	1.50	1.22	59.9x5.9
B-35-1	226x9.0	1114x3.1	1674	25.3	361	1.50	1.70	36.5x4.5
B-35-1A	226x9.0	1114x3.1	1674	25.3	359	1.50	1.71	36.7x4.5
B-35-1E	226x9.0	1115x3.1	1674	25.2	356	1.50	1.73	48.5x4.5
B-35-5	226x9.0	1115x3.1	1674	25.4	358	1.50	1.71	64.9x5.9

Test Girder	$\delta (=A_s/A_w)$	$\gamma$	$\gamma^*$	$\gamma/\gamma^*$	I (x10 <sup>4</sup> )	n	Remarks
B-25-0					78330	0	Not Stiffened
B-25-1	0.124	61.7	58.2	1.06	80120 (78440)	10.7 (0)	D.
B-25-5	0.285	417.1	88.2	4.73	81970 (78230)	23.0 (0)	D.
B-35-1	0.095	54.9	53.0	1.04	166800 (163300)	14.1 (0)	D.
B-35-1A	0.095	54.3	53.1	1.02	167000 (163400)	14.1 (0)	D. Annealed
B-35-1E	0.063	55.1	58.5	0.94	165800 (163400)	9.5 (0)	S.
B-35-5	0.219	376.0	76.1	4.94	172000 (164200)	30.8 (0)	D.

Remarks: 1) ( ): L.Stiff. Area is ignored  
 2) n : Distance from Center to Neutral-Axis in mm.  
 3) D : Double Sided Stiff., S ; Single Sided Stiff.  
 4)  $\gamma^*$ : Calculated by DIN 4114  
 5) A<sub>w</sub>, A<sub>c</sub>f: Cross Sectional Areas of Web and Compression Flanges respectively.



試験桁のウェブの高さ  $h$  と板厚  $t_w$  の比で表わされる幅厚比  $h/t_w$  は 250 (以下 250 シリーズとよぶ) と 350 (以下 350 シリーズとよぶ) である。250 は現行の設計示方書で水平補剛材一本付きのウェブに許容されている最大幅厚比に近い値である<sup>2),3)</sup>。350 はウェブの周辺境界条件を単純支持とし、水平補剛材の曲げ剛性に DIN 4114 に定める最小剛比  $r^*$  を与えた場合に計算されるウェブの全体座屈強度に対し、安全率を 1.6 としたときの許容最大幅厚比である。

水平補剛材の有無、剛性の大小の影響を調べるために、最小剛比  $r^*$  を基準にし、250 シリーズに対しては水平補剛材を持たない (以下、無補剛とよぶ) ウェブ (B-25-0) と補剛材剛性  $r^*$  (B-25-1)、 $5r^*$  (B-25-5) の補剛材を有するウェブについて、350 シリーズに対しては  $r^*$  (B-35-1)、 $5r^*$  (B-35-5) の補剛材を有するウェブについて実験した。それとともに、試験桁 B-35-1 に対する比較試験桁として、残留応力の影響を明らかにするために焼鈍した同一形状の試験桁 B-35-1 A、補剛材の取り付け方法の影響を調べるために、同一剛性  $r^*$  を持ちながら、片側配置で垂直補剛材との交点を不連続構造として荷重偏心の影響が明らかになるようにした試験桁 B-35-1 E の 2 体を用意した。水平補剛材のウェブに対する取り付けは、試験桁 B-35-1 E を除き、ウェブ両面に取り付けた両側補剛材で、垂直補剛材とは溶接により接合した (Table 2 下図参照)。フランジは上下対称で、すべての試験桁に対し、同一断面 (225×9 mm, 突出脚幅厚比  $b/t_f = 12.5$ ) を用い、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。試験パネルの辺長比  $a/h$  は 1.5 で統一した。この値は現行規定のもとで許容される値のほぼ上限値である。垂直補剛材の曲げ耐荷力に対する二次的効果は、 $a/h$  を変化させていない本実験計画のもとでは検討できない。

以上に述べた試験パネルを中央部に有する 7 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、その耐荷力特性、変

形特性を調べた。試験桁は試験パネルと支持パネルに分け、支持パネルは 250,350 両シリーズに対し、ともに各シリーズ内では同一であるので共通して使用し、高力ボルト接合により試験桁を組み立てた。高力ボルト接合位置を Table 1 下図に示す。本実験の主要目的の一つは残留応力の影響を調べることである。溶接桁、特に水平補剛材を有する溶接桁の残留応力分布に関しては必ずしも明らかになっていないので、耐荷力実験とともに無補剛溶接桁、補剛溶接桁の両者に対して断面の残留応力分布を計測した。

(2) 曲げ耐荷力実験

曲げ耐荷力実験は二点載荷単純曲げ試験で、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た。載荷による局部的な応力の乱れを少なくするために載荷点は試験パネル両側からそれぞれ約 400 mm 離れた

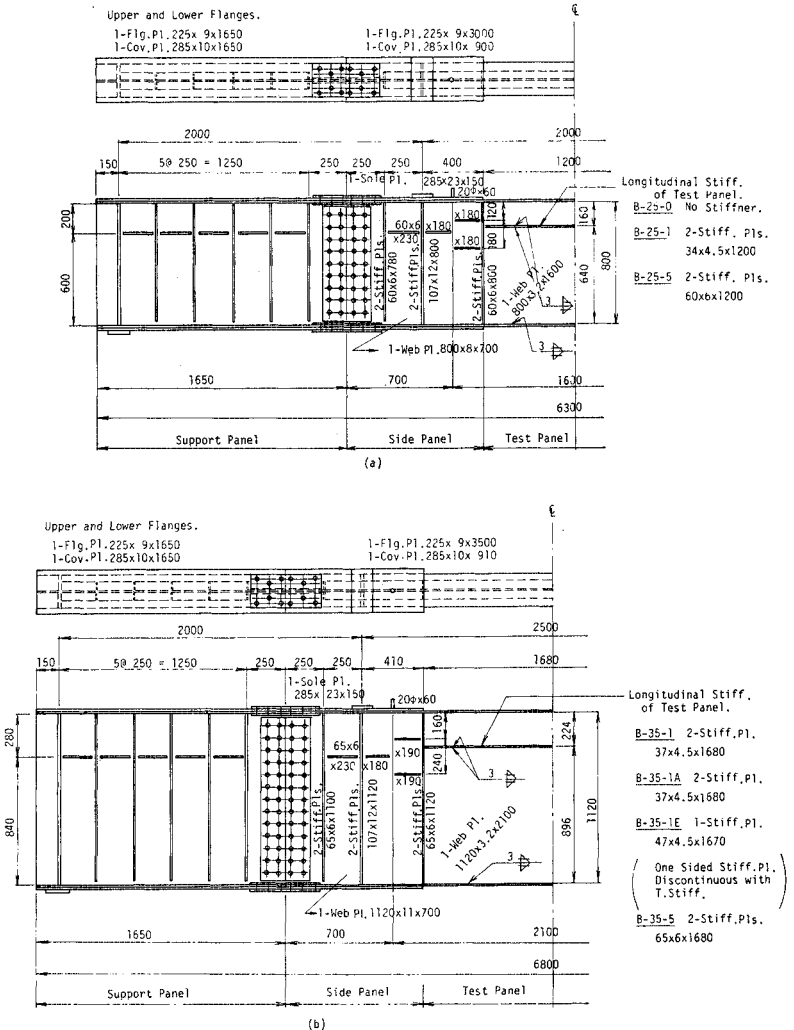


Fig. 1 Details of Test Girders : (a)250 Series ; (b)350 Series

点に選んだ。試験桁の側パネルおよび支持パネルは試験パネルに比較し、十分に剛性を高くし、さらに載荷点および支点上の垂直補剛材の断面を大きくして、桁全体の安定をはかった。試験桁の詳細を Fig. 1 に示す。

試験桁に対する載荷は、試験桁載荷点ソールプレート上にローラーを介して載荷ばりをのせ、載荷ばり中央を一つの油圧ジャッキで加力することにより行った。ジャッキは大型の固定した鋼フレームに取り付け、このフレームを介して、ジャッキの反力を鉄筋コンクリート基礎に伝える構造とした。油圧ジャッキは容量 150 t のもので、荷重計測には油圧計測式の検力計を用いた。加力方法は初期荷重（本実験では 3~4 t）を設定して各計測の零調、零読を行い、その後試験桁の特性に応じて 2~4 t の荷重増加をし、各荷重段階における計測を実施した。加力制御を行うために検力計には差動トランスを、試験桁中央には抵抗線ひずみゲージ式の変位計を設置し、X-Y レコーダーに出力させて荷重と桁中央変位の関係を追跡した。これにより高い荷重段階では荷重増分を小さくおさえ、各計測段階での変位差を制御して最高荷重に致らしめた。一般の耐荷力実験においては安全性、精度の問題から定変位方式が望ましいが、本実験では加力装置の関係より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、定変位方式ではリラクゼーション後に静的荷重を一般に定め

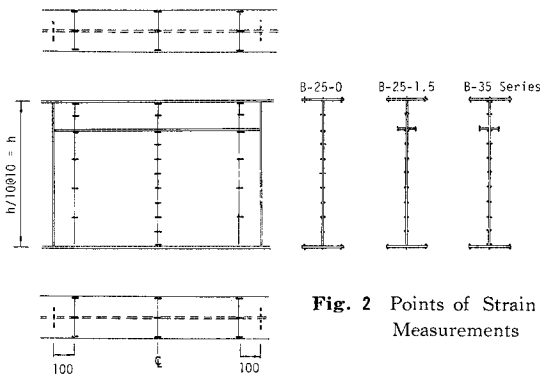


Fig. 2 Points of Strain Measurements

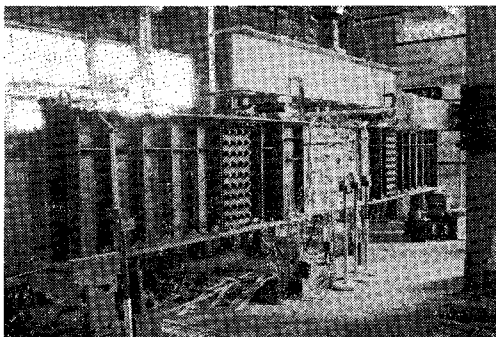


Fig. 3 Test Alignments

Table 3 Summary of Tensile Coupon Test Results

Girder Element	Thickness (mm)	$\sigma_{ydy}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{yst}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )
Web	3.1	3495	3350	4752
Flange	9.0	2634	2474	4419
L. Stiff.	4.5*	3267	3146	4436
L. Stiff.	5.9**	2823	2703	4314

\* B-25-1, B-35-1, B-35-1 A, B-35-1 E \*\* B-25-5, B-35-5

Table 4 Girders for Residual Stress Measurements

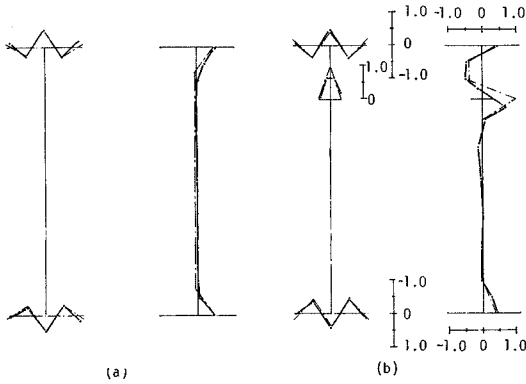
Test Girder	Flange (2b <sub>x</sub> t <sub>f</sub> )	Web (h <sub>x</sub> t <sub>w</sub> )	Girder Length	unit: mm	
				L. Stiff. (b <sub>s</sub> x <sub>s</sub> t <sub>s</sub> )	Panel Length
R-25-0	225x9	800x3.2	1600		1200
R-25-1	225x9	800x3.2	1600	34x4.5	1200

ているが、本実験では加力後、クリープした後の変形を静的変形とし、数分経た状態では変形が安定した場合を静的荷重とした。その結果、崩壊は加力後の変形が安定せず、そのために油圧ジャッキの荷重が低下する状態とし、その場合の最大荷重を瞬間最高荷重  $P_{udy}$  とよぶ。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、耐荷力としてはこの値を使用する。加力時に桁が横倒れ変形するのを防止する方法としては、試験パネル端部と載荷点の中間の上フランジ上にスタッドを溶接し、両端にベアリングを有する鋼棒を介して、試験桁両側の固定フレームから拘束する方法を用いた。

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 3 断面で、1 断面につき 5 か所、合計 15 か所での付加横変位、ii) 試験パネルの変形曲率算定のための 3 点での桁垂直変位、iii) 圧縮フランジのねじれ変位、および iv) 試験パネル、桁端の横倒れ変位、の 4 項目について計測した。iv) 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なすものである。iii) の圧縮フランジのねじれ変位も、実験目的からそれが生じないように桁が製作されているので、これもチェックの意味での計測といえる。桁方向の直ひずみ分布を知るために、試験パネル内の 3 つの断面に Fig. 2 に示すように単軸ゲージを配置した。実験の状況を Fig. 3 に示す。以上の曲げ耐荷力実験に先立ち、各試験パネルウェブの初期たわみを計測した。

### (3) 素材試験と残留応力の測定

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ル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  $\sigma_{ydy}$  は上降伏点応力、 $\sigma_{yst}$  は静的降伏点応力、曲げ耐荷力実験の耐荷力



**Fig. 4** Residual Stress Distributions Non-dimensionalized by  $\sigma_{yt}$ ; --- : Test Results, ---- : Idealized Pattern, + : Tension, - : Compression : (a) Not Stiffened Girder, R-25-0; (b) Stiffened Girder, R-25-1

値の整理は、すべて静的降伏応力で行った。

溶接桁の残留応力分布を無補剛桁と補剛桁について計測した。試験桁と同じ鋼材を用いて **Table 4** に示すように、試験桁 B-25-0, B-25-1 の試験パネルと同一断面を有する残留応力測定桁を製作し、試験パネル中央と端部（垂直補剛材から 100 mm の断面）の位置で桁軸方向の残留応力を計測した。ひずみの計測には、単軸の抵抗線ひずみゲージを使用し、機械的切断による応力弛緩法を採用した。溶接条件は試験桁の製作の場合と同一とし、連続すみ肉手溶接でこの程度の断面、鋼種に対し採用されている標準的な条件を用いた。前述の二断面について計測を行ったのは、垂直補剛材の溶接による桁軸方向の残留応力分布の乱れを明らかにするためである。計測はそれぞれの断面に対し、板面表裏について実施し、その平均を溶接残留ひずみとした。計測の結果、垂直補剛材の溶接による残留ひずみの乱れは少なく、二断面でほぼ同一の分布が得られたので、計測結果はそれらを平均し、弾性係数  $E$  をかけて応力に換算したのち、材料の降伏応力で無次元化した。得られた結果を **Fig. 4** に示す。

### 3. 実験結果の検討と考察

7 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、断面の特性値、すなわち、座屈モーメント  $M_{cr}$  (ウ

ェブ周辺が単純支持で水平補剛材のねじれ剛性を無視した条件での値)、フランジ・モーメント  $M_f$  (両フランジのみ降伏し、ウェブの負担を無視した場合)、降伏モーメント  $M_y$  (フランジ縁応力が降伏した場合)、全塑性モーメント  $M_p$  の計算値およびそれらを無次元化した値を **Table 5, 6** 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。いうまでもなく、両者は互いに因果関係を有し、分離して考察するのは必ずしも好ましくないため、記述を明確にするために変形特性については客観的なデータの考察にとどめ、耐力特性の項で総合的に検討する。

#### (1) 変形特性

試験パネルウェブの初期たわみと最高荷重時の付加たわみの分布例、および両者の最大値を **Fig. 5, Table 7** に示す。現在、道路橋の製作規定（道路橋示方書<sup>3)</sup> 15.3.4 項）では、初期たわみの許容値を  $h/250$  ( $h$ : 桁高) としているが、試験桁での値は  $h/100 \sim h/200$  程度となっている。本試験桁は手溶接加工で溶接後のひずみ直しは行っていないが、この結果からみれば限り試験桁パラメー

**Table 5** Summary of Test Results

Material: SM41

Series	Test Girder	Sectional Properties (t-m)				Test Results			L. Stiff		
		$M_x$	$M_y$	$M_z$	$M_{cr}$	Must t-m	Pud ton	Pust ton	$\gamma/\gamma^*$	Area $A_{S_2}$	$A_S/A$
250	B-25-0	39.9	47.9	52.7	14.0	40.0	41.0	40.0	0	0	0
	B-25-1	39.8	47.8 (48.0)	56.7 (52.7)	Beyond $M_x$	51.0	51.5	51.0	1.06	3.02	0.0444
	B-25-5	39.6	47.5 (47.9)	55.4 (52.6)	Beyond $M_x$	56.4	57.5	56.4	4.73	7.01	0.0976
350	B-35-1	35.8	71.6 (71.8)	82.8 (81.2)	59.0	70.0	71.1	70.0	1.04	3.27	0.0418
	B-35-1A	55.8	71.6 (71.9)	83.0 (81.3)	59.0	78.0	78.5	78.0	1.02	3.29	0.0420
	B-35-1E	55.9	71.7 (71.8)	82.3 (81.3)	59.0	67.0	68.1	67.0	0.94	2.18	0.0281
	B-35-5	55.9	71.7 (72.1)	86.0 (81.7)	59.0	77.5	78.5	77.5	4.94	7.60	0.0917

Remarks: 1)  $M_y$  and  $M_z$  in parentheses are calculated, neglecting Stiff's Area  
 2)  $M_y$  and  $M_z$  computed with  $\sigma_{y,t}$  given in Table 3  
 3) A: Total Area of I-Section ( $A_f + A_w$ )

**Table 6** Width-thickness ratios and Non-dimensionalized Moments

Series	Test Girder	$\gamma/\gamma^*$	$h/t_w$	$h/t_w \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$	Theoretical Values			Experimental Results	
					$\frac{M_{cr}}{M_y}$	$\frac{M_f}{M_y}$	$\frac{M_p}{M_y}$	$\frac{Must}{M_y}$	$\frac{M_{st}}{M_y}$
250	B-25-0	0	256	8.89	0.292	0.833	1.100	0.835	0.759
	B-25-1	1.06	257	8.89	Beyond M	0.833	1.098	1.063	0.968
	B-25-5	4.73	257	8.89	Beyond M	0.833	1.098	1.177	1.072
350	B-35-1	1.04	361	12.31	0.822	0.779	1.131	0.975	0.862
	B-35-1A	1.02	359	12.24	0.821	0.779	1.131	1.085	0.959
	B-35-1E	0.94	356	12.14	0.822	0.779	1.132	0.933	0.824
	B-35-5	4.94	358	12.21	0.818	0.779	1.133	1.075	0.948

Remarks: 1)  $E$  in  $\frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$  being equal to  $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$   
 2)  $\sigma_y$  in  $\frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$  being equal to  $\sigma_{y,t}$  of Flanges  
 3)  $M_y$  and  $M_z$  for sections without stiffeners being used.

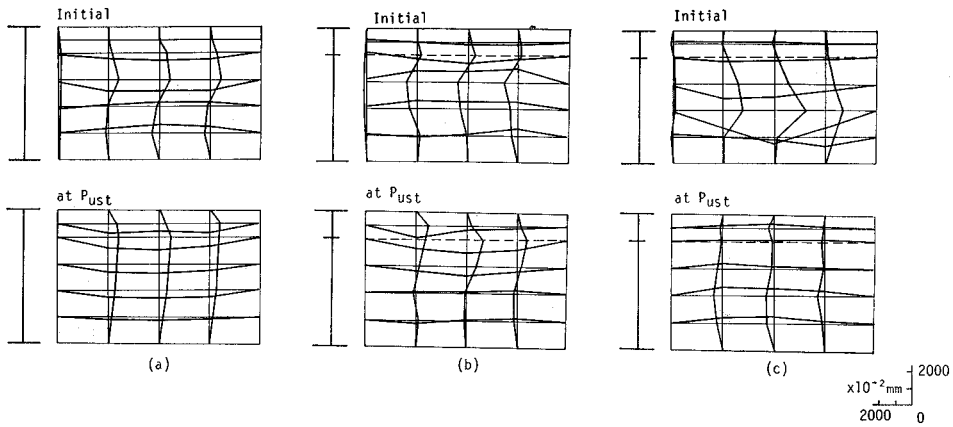


Fig. 5 Initial and Maximum additional Web Deflections : (a) B-25-0; (b) B-35-1; (c) B-35-5

ターの数値の範囲内では、ウェブ幅厚比，補剛材剛性，焼鈍処理の差異にかかわらず，初期たわみの発生量はほとんど同様であることがわかる。

Table 7 によれば，最高荷重時の付加たわみは，初期たわみとほぼ同じオーダーであるが，Fig. 5 にみられるように，付加たわみの変形形状は必ずしも初期たわみの形状と一致しない。このことから，この程度の初期たわみが存在しても，静的な曲げ耐力に関する限り，ほとんど影響はないものと思われる。単独の板要素が面

内曲げを受ける場合で，初期たわみ形状が理論上の座屈変形形状とほぼ同様であるときには，初期たわみの存在は，座屈強度，耐力に不利な影響を与え得ると考えられる。しかし，プレート・ガーダーのウェブの場合，周辺がフランジと中間補剛材のように比較的剛な枠組となっており，たとえ前述のような初期たわみが存在したとしても，プレート・ガーダーの静的な曲げ耐力に対する影響は少ないと思われる。このような静的初期条件は振動，疲労特性に対しても，直接影響することは少ないと想像され，したがってウェブの剛性を論ずることなく，単に初期たわみを桁高との比のみで制限することには疑問がある。座屈，疲労，振動に対して直接影響を与えるのは曲げモーメントの作用に対する付加変位の生じ方，すなわち付加変位に対する剛性であり，この剛性に対し初期のたわみ量と桁高との比は必ずしも大きな要因になっていない。

Table 7 Maximum Values of Initial and additional web Deflections

Series	Test Girder	$(\delta_0)$ max. mm	$(\delta)$ max. mm	$(\delta_0)$ max. $t_w$	$(\delta)$ max. $t_w$	$(\delta_0)$ max. $h$	$(\delta)$ max. $h$
250	B-25-0	6.63	7.48	2.14	2.41	0.00833	0.00940
	B-25-1	7.03	9.90	2.28	3.19	0.00899	0.0124
	B-25-5	3.34	4.30	1.08	1.39	0.00420	0.00541
350	B-35-1	8.28	9.13	2.59	2.85	0.00739	0.00815
	B-35-1A	11.91	5.00	3.72	1.56	0.0106	0.00446
	B-35-1E	10.52	10.54	3.29	3.29	0.00939	0.00941
	B-35-5	17.04	5.66	5.33	1.77	0.0152	0.00505

Remarks:  $\delta_0$  = initial deflection ;  $\delta$  = additional deflection

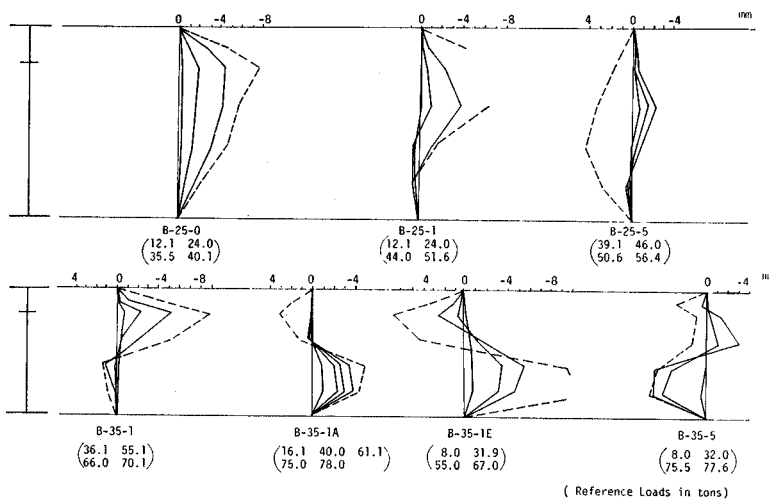


Fig. 6 Distributions of additional Web Deflections

各試験パネルについて，ウェブの3断面で付加たわみの分布を計測した結果の中から，荷重の増加に伴って生ずるたわみの進行状況の代表的な例を Fig. 6 に示す。250 シリーズ3体について観察すると， $r^*$  の水平補剛材を持つ桁 B-25-1 は無補剛材 B-25-0 とほとんど同様の傾向を示し，水平補剛材の付加変位に対する拘束効果は十分ではない。それに対し， $5r^*$  の水平補剛材を持つ桁 B-25-5 では変形が著しく拘束されていることがわかる。このことは  $r^*$  の

剛性が補剛材軸を節線にする剛性ではないことを実証しており<sup>17)</sup>、実際には残留応力、初期たわみ等の影響因子もあり、 $5r^*$ 程度の水平補剛材で初めて補剛材軸が節線に近い変形特性を示す。両者の変形特性に対し、耐力がどのように影響を受けるかについては次節で論ずるが、 $5r^*$ の補剛材が $r^*$ の補剛材に対し、付加変位の拘束効果の著しい事実から、補剛材の剛性を高めることにより振動、疲労等の動的特性も改善されることが予想される。350 シリーズに対しても、桁 B-35-1 と B-35-5 を比較すると同様なことがいえる。水平補剛材を持つ場合、250 シリーズは塑性座屈する幅厚比であるのに対し、350 シリーズは弾性座屈する幅厚比である。その差異が変形性状にあらわれており、350 シリーズの場合には一波長としての変形モードが比較的顕著である<sup>17)</sup>。焼鈍桁 B-35-1 A は同一形状の非焼鈍桁 B-35-1 に比較すると、変形が非常に少ないことがわかる。これは残留応力を除去したことにより、高い作用応力段階においても剛性の低下を生じなかったためと思われる。片側偏心補剛材を持つ桁 B-35-1 E は、同一剛性桁 B-35-1 に比較すると変形が大きい。これはウェブに対する面内曲げが補剛ウェブに対しては偏心曲げになったためであり、このような補剛材の取り付け方法が変形特性に悪い影響を与えることを示しているとみてよいであろう。しかし、

この原因は片側取り付けというより、垂直補剛材との不連続構造に原因しているものと思われる<sup>18)</sup>。すなわち、水平補剛材が垂直補剛材と連続している場合には、構造的に水平補剛材が非対称配置されていても力学的には面内曲げに対する偏心は存在せず、非対称配置でかつ垂直補剛材と連続していない場合にのみその偏心が発生することによる。

荷重と付加変位の関係をウェブ付加たわみの代表的な点と圧縮フランジのねじれによる相対変位の両者について対比して Fig. 7 に示す。図に示した荷重とウェブ付加変位の関係は、前述の変形特性に対する考察の一つの裏付けとなるものである。崩壊後の試験パネルの状況は7体ともほぼ同様であり、その例を Fig. 8 に示す。これを見る限り桁は圧縮フランジのねじれにより崩壊しているように判断される。しかし、ここで注意すべきことは、最高荷重時の変形状況と崩壊後の変形状況とは必ずしも一致しないのが普通で、この場合も最高荷重に達するまでは圧縮フランジのねじれ変形が比較的小さいことが Fig. 7 の荷重と圧縮フランジのねじれによる相対変位の関係からわかる。桁の横倒れ変位も計測したがほとんど発生せず、横倒れ拘束治具にもほとんど力が作用しなかったことから、面内曲げ実験の目的は十分果たしたものと考えられる。

試験パネル内での3つの断面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. 9 に示す。無補剛パネル B-25-0 は過去の多くの実験で指摘されているように、圧縮側の応力負担が徐々に不十分となり、その結果中立軸が引張側に移動する傾向を示している。補剛パネルの場合、水平補剛材の効果により、いわゆる応力欠損部は水平補剛材により仕切られた圧縮側パネルに限定されているのが明瞭に現われている。この状況は350 シリーズでは、水平補剛材の剛性に関係なく生じているが、250 シリーズでは幅厚比が相対的に小さいため、補剛材剛性が $5r^*$ の場合にはほとんど応力欠損部が発生していない。その意味でも、補剛材剛性を高めた場合の効果期待できる。焼鈍桁

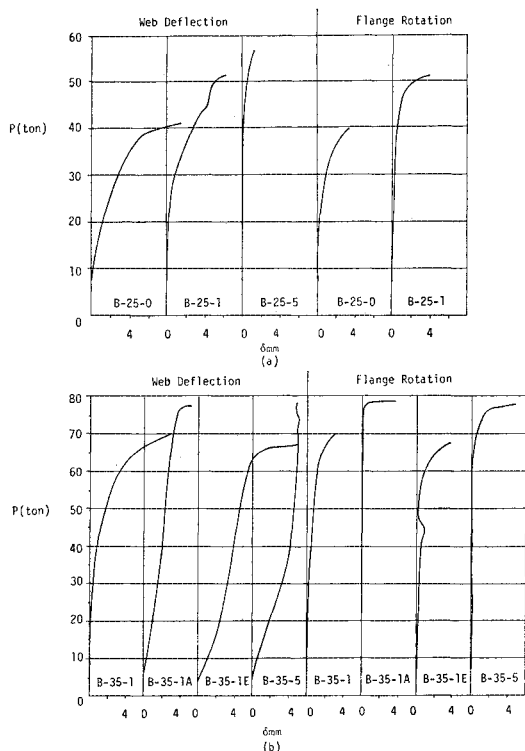


Fig. 7 Load-additional Deflection Relations : (a) 250 Series; (b) 350 Series

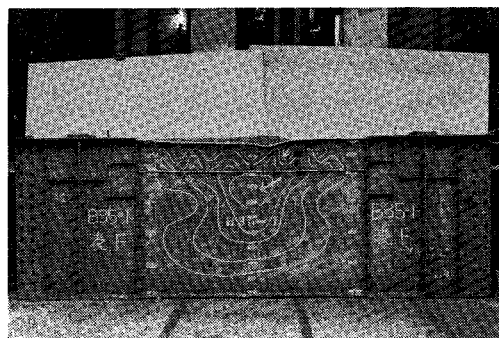


Fig. 8 Collapse Mode of Test Panels (B-35-1)

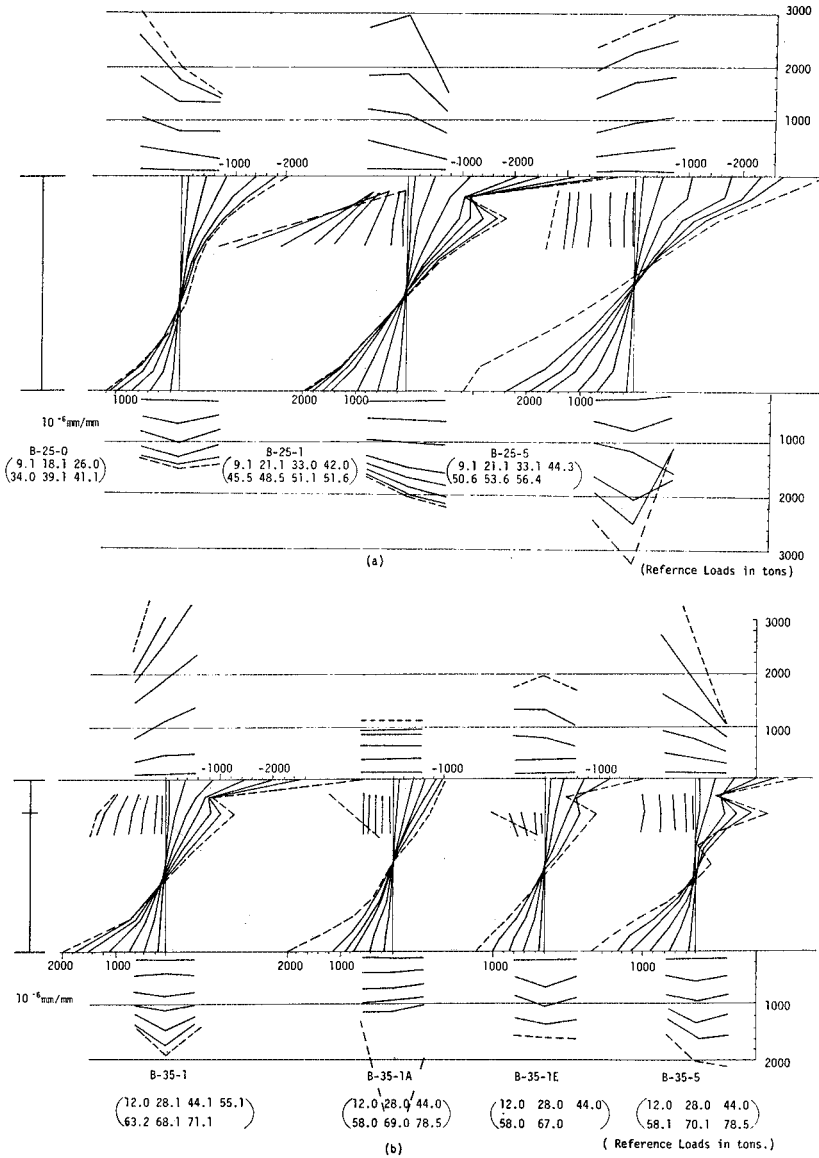


Fig. 9 Distributions of Normal Strains : (a) 250 Series ; (b) 350 Series

B-35-1 A では残留応力除去のため、ひずみの進行が緩慢で線型性をよく保持していることが指摘できる。フランジのひずみは焼鈍桁を除き、圧縮側に大きく出ている。ロール断面のように厚肉の断面を用いた桁では、座屈変形を生じないために溶接残留応力により引張フランジでひずみが乱れてくることが報告されている<sup>(13),(14)</sup>。しかし本実験に用いたような薄肉桁においては、ウェブの座屈変形により中立軸が引張側に移動するため、このように圧縮フランジのひずみの進行が著しく、したがってフランジ・モーメント、あるいは降伏モーメントに達するためには、ウェブ圧縮側の協力が必要であることがわかる。

荷重と桁中央変位の関係およびモーメントと曲率の関係 ( $M-\phi$  関係) を Fig. 10, 11 に示す。この場合重要なのは、後者すなわち試験パネルのモーメントと曲率の関係である。Fig. 11 には、実測残留応力を考慮した場合の座屈を考慮しない一次解析の計算結果を一

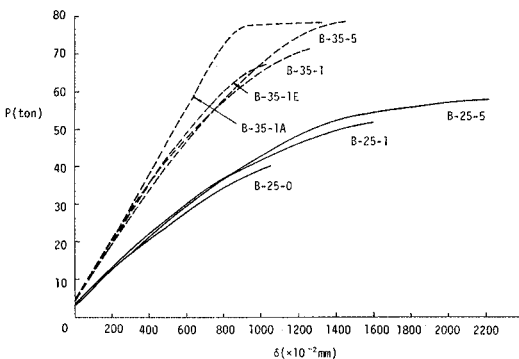


Fig. 10 Load-central Deflection Relations  
(a) 250 Series ; (b) 350 Series

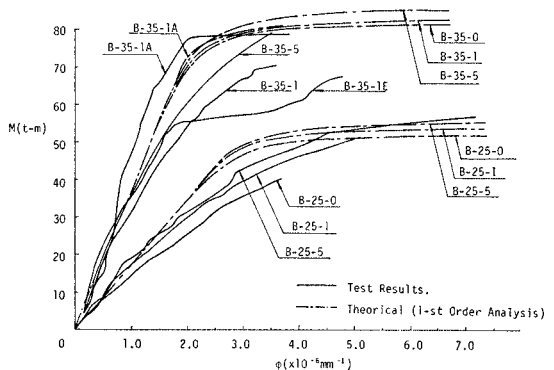


Fig. 11 Moment-Curvature Relations



点鎖線で示してある。この一点鎖線と実験曲線との差が座屈変形による断面の剛性低下の影響と判断できる。実験曲線はダイヤルゲージによる曲率計測の困難さのために大きな乱れを生じているが、それでもこの図から、補剛材剛性を高めた桁ではモーメントと曲率の関係が改善されているのが明瞭に読みとれる。ウェブ幅厚比が 350 の場合のモーメントと曲率の関係は 250 の場合のそれに比較して、それほど一次解析の曲線との差に違いはなく、この範囲でウェブ幅厚比を大きくしても、変形特性は必ずしも悪くならないことを示している。焼鈍桁 B-35-1 A の断面剛性の低下は少なく、偏心補剛桁 B-35°-1 E のそれが大きいという変形特性の傾向は、この場合の結果にもよくあらわれている。

(2) 耐力特性

(1) で述べた各パラメーターによる変形特性の相違が桁の耐力に大きく影響する。耐力に対する結果を、断面特性値とともに Table 5, 6 に示す。ウェブの座屈モーメントは、Fig. 7 の荷重と付加変位の関係に見られるように、客観的に求めることが困難なため、表には示さず、以下の考察もすべて耐力に基づいて述べる。

ウェブの幅厚比が 250 である 250 シリーズの試験桁について初めに考察する。試験桁 B-25-0 は水平補剛材を持たない桁で、完全に弾性座屈する場合である。実験によれば、計算座屈モーメントの 3 倍近い耐力モーメントが得られている。これは後座屈強度の大きいことを示しているともいえるが、座屈モーメントの計算においては、フランジとの境界を単純支持としてフランジのねじれ剛性の効果を期待していないことにもよるものである。すなわち、数値計算結果<sup>17)</sup>によれば、試験桁 B-25-0 のようにフランジ剛性がウェブ剛性に比較して大きい場合には座屈モーメント値の上昇におよぼすフランジの効果は大きく、固定条件としての座屈強度を十分に期待

できる。しかし桁 B-25-0 の耐力は降伏モーメントを保持できず、いわゆるフランジ・モーメント程度に留まっており、水平補剛材の必要性を示しているといえる。

この実験値を無補剛桁の耐力に対する Basler<sup>11)</sup>、藤井<sup>17)</sup>の提案曲線と比較した結果を Fig. 12 に示す。図から明らかなように、両者の理論より桁 B-25-0 の実験値はかなり下回っている。この原因は両理論ともに、垂直補剛材間隔が曲げ耐力に与える影響に対する検討をしていないことにあると思われる。ウェブの座屈強度の立場からは垂直補剛材間隔はあまり意味を持たないが、ウェブ座屈後では圧縮フランジはいわば圧縮を受ける柱としての挙動をするものであり、その意味で圧縮フランジの桁面内での変位を拘束する垂直補剛材の効果は大きい。Cooper はいくつかの実験値を引用し、Basler の理論の妥当性をより大きな幅厚比を持つ場合に対して拡張しながら論じているが<sup>19)</sup>、幅厚比が 400~700 程度のきわめて板厚の薄いウェブの場合は、Basler 理論上耐力モーメントが降伏モーメントを大きく下まわることから、実験値と一致するのであり、この場合もウェブ辺長比に対する考察なしに議論しているのは問題である。すなわち、これらの理論の実験による実証がかなりなされているにもかかわらず、実際のプレート・ガーダーに対する適用の観点から重要と思われる構造用炭素鋼に対し、 $200 < h/t_w < 300$  の幅厚比を持つ無補剛桁の曲げ耐力は必ずしも実験的に明らかにされていない。Basler の理論に良い一致をみている前田の実験<sup>12)</sup>もパネル辺長比が 0.75 と小さいものに限定されている。桁 B-25-0 の実験値が Basler による理論値をかなり下回ったのは、パネル辺部比を 1.5 と大きくとっていたためと考えられ、逆にいえば Basler の理論を正当なものとするには、ウェブパネル辺長比の制限すなわち垂直補剛材間隔の制限が必要であろう。藤井の理論ではきわめて薄いウェブを持つ場合でも、曲げ耐力はフランジ・モーメントをこ

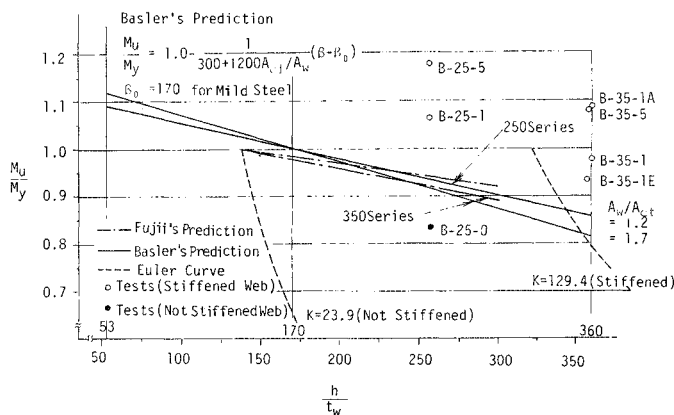


Fig. 12 Comparisons of Test Results with Basler's and Fujii's theories

えており、その意味で Basler の理論より高目の推定をし、かつ垂直補剛材間隔の影響も考慮されていない。したがって Fig. 12 に示すように幅厚比が大きくなるにつれ、Basler の理論との差が高目に大きくなり、実験値との差がより大きくなると思われる。

250 シリーズで水平補剛材を有する試験桁 B-25-1, B-25-5 では両桁ともに計算上の座屈モーメントが降伏モーメントをこえている。実験においても、降伏モーメントを超えた耐力モーメントが得られている。その意味では現行規定の十分な安全性を示している。試験桁 B-25-5 は試験桁 B-25

-1 に対し水平補剛材の剛性を 5 倍にしたものであるが、補剛材のねじれ剛性の効果を無視した弾性座屈理論のもとでは、ほとんど増えないはずの耐荷力が実験値では約 10% 上昇している。これは変形特性の項で考察したように、 $r^*$  の補剛材では補剛材軸の面外変位がかなり発生するのに対し、 $5r^*$  の補剛材の場合には、十分な抑制効果を持つことに原因している。これはすでに指摘しているように<sup>13)</sup>、水平補剛材の場合にはウェブに対し極端な不等間隔配置 ( $h/5$  点) をとっているためにそのねじれ剛性の効果は大きく、それを無視して計算される最小剛比の概念 (最小剛比以上の剛性を付加しても座屈強度は上昇しないとする考え方) が必ずしも正しくはないことを示している。補剛材剛性を高めることにより得られるこの耐荷力上昇は、桁断面の断面積増加と比較しても十分大きなものであり、その意味で現在の最小剛比 (DIN 4114 における  $r^*$  値) より大きな剛性を与えたほうがより有効な設計になると思われる。すなわち、補剛材軸が節線となることを前提とする、あるいは補剛材により仕切られたパネルの単独座屈強度を期待して処理しようとする最小剛比の概念から、補剛材自身に存在する残留応力の影響やねじれ剛性の効果を考慮した上で、補剛材軸が変位するものとして有効で適切な剛比(最適剛比)を求め、これを設計に積極的に反映すべきであると考えられる。

ウェブの幅厚比が 350 である 350 シリーズ試験桁について考察する。このシリーズはすべて水平補剛材を持つので、周辺単純支持で水平補剛材のねじれ剛性の効果を無視した弾性座屈強度は **Table 5** に示すように降伏モーメントの 80% 程度であり、ほぼフランジ・モーメントと同じ値を持つ。実験によれば、最小剛比  $r^*$  の水平補剛材を持つ桁 B-35-1 はほぼ降伏モーメントに相当する耐荷モーメントが得られており、変形性状も **Fig. 11** のモーメントと曲率の関係に示されるように、250 シリーズの補剛桁に比較して大きく劣化することはない。したがって、構造用炭素鋼を用いた水平補剛材一本を有する桁では、ウェブの幅厚比を 350 程度にしても降伏モーメントに達する以前に、ウェブの座屈変形による崩壊は生じないことがわかる。すなわち、この場合桁としての後座屈強度が降伏モーメントの 20% 程度期待できたということで、幅厚比をより大きくとって弾性座屈強度を低下させたときには、後座屈強度の占める割合がたとえ増加しても、全体として耐荷力は降伏モーメントに達しないと考えてよいであろう注)。したがって幅厚比 350

は補剛ウェブの限界幅厚比 (降伏モーメントを保持し得る最大の幅厚比) に近い値となるわけで、この場合耐荷力に対する安全率が許容応力度に関する基本安全率とほぼ同じになり、座屈により支配される耐荷力に関する限り、現行の設計示方書<sup>2),3)</sup> のウェブの幅厚比の制限を緩和してよいとの根拠を与えるものと考えられる。水平補剛材の剛性を最小剛比  $r^*$  の 5 倍にした試験桁 B-35-5 は 250 シリーズの場合と同様に、試験桁 B-35-1 に対し曲げ耐荷力が約 10% 上昇しており、変形特性も同様に改善されていることから、250 シリーズに対する水平補剛材の剛性についての考察が 350 シリーズに対しても妥当なものであることを示している。

焼鈍桁 B-35-1 A は非焼鈍桁 B-35-1 と同一断面を有する桁であるが、桁 B-35-1 A は桁 B-35-1 に比較して曲げ耐荷力が約 10% 上昇している。これは変形特性の項で考察したように、ひずみ特性、付加変位特性およびモーメントと曲率の関係のすべてにわたり、焼鈍による残留応力除去によって改善されたためであると思われる。従来プレート・ガーダーの曲げ耐荷力に対しては残留応力はほとんど影響しないと考えられている。しかし、これはウェブ幅厚比の小さな断面に対してのみ実験的に証明されていることで<sup>13),14)</sup>、本実験の結果からはウェブの幅厚比の大きな断面では、変形性状が耐荷力に影響をおよぼし、そのような断面を持つ桁では、残留応力の存在により変形性状が悪化するため曲げ耐荷力は低下すると考えるべきである。すなわち、薄い板要素各々の残留応力による耐荷力の低下が、その集合体としての桁の曲げ耐荷力に影響を与えると考えられるであろう。

試験桁 B-35-1 E は桁 B-35-1 と同一の水平補剛材剛性を持つが、後者が両側補剛材であるのに対し、前者は片側補剛材で、かつ垂直補剛材との間に間隔をあけて面内曲げの偏心性を顕著にし、その影響を調べたものである。桁 E-35-1 E の曲げ耐荷力は桁 B-35-1 のそれに比較して約 5% 低く得られており、このような偏心性が曲げ耐荷力に悪い影響を与えることを示している。これは補剛材の取り付けに対する細目として、プレート・ガーダーの製作基準においても十分注意を払うべき問題である。変形特性の項で述べたことと純圧縮を受ける補剛板に対する実験<sup>19)</sup>から判断して、この耐荷力の低下は片側補剛材との不連続構造に起因するところが大きいと考えられる。

### (3) 溶接残留応力

無補剛プレート・ガーダーのウェブに存在する圧縮残留応力の値が小さいことは従来から指摘<sup>13),14)</sup>されているが、**Fig. 4** に示す実測結果によれば、この程度の薄肉ウェブになると残留応力の値はほとんど発生しないと

注) ここでの議論はフランジや水平補剛材のねじれ剛性の効果を無視した弾性座屈強度に基づいているが、それらを考慮すると少なくとも一部は後座屈強度ではなく、座屈強度として説明することもできる<sup>19)</sup>。

考えてよい程度の値となる。水平補剛材を溶接により取り付けられた場合、Fig. 4 に示すように、ウェブの圧縮側パネルに降伏応力の約 50% という非常に大きな圧縮残留応力が発生しているが、引張側パネルには残留応力はほとんど発生していない。残留応力の計測に用いた補剛桁 R-25-1 は最小剛比  $r^*$  の補剛材を持つ桁で、この場合水平補剛材はウェブに対して非常に小さな断面となるため、溶接による引張残留応力につり合うべき圧縮応力はウェブで負担され、その結果水平補剛材内部は、引張残留応力のみとなる。このことは、補剛材が板要素に対して相対的に大きな断面を持つ圧縮を受ける補剛板の場合<sup>18), 20)</sup>と状況が異なる。しかし水平補剛材の場合も、補剛材剛性を高める、すなわち補剛材断面が比較的大きくなった場合には、圧縮残留応力も発生することが予想される。

フランジの残留応力については、従来の多くの計測結果<sup>14)</sup>と同様な傾向が得られており、圧縮残留応力の最大値は降伏応力の 30~50% で、その位置は加工時のガス切断の影響で、ウェブ溶接位置とフランジ突出端の中間付近である。以上の考察は構造用炭素鋼を用いた試験桁の実測結果に基づいており、鋼種が高強度なものになるにしたがい分布性状に変化はないが、残留応力の大きさは降伏応力で無次元化した場合、小さくなるものと思われる<sup>21)</sup>。

#### 4. 結 論

プレート・ガーダーの曲げ耐荷力実験の結果に検討を加えた結果、次の結論を得た。

(1) 水平補剛材一本を有するプレート・ガーダーのウェブの幅厚比  $h/t_w$  を、構造用炭素鋼を使用した桁で 350 程度まで薄くしても、降伏モーメント以上の耐荷能力を持たせることができる。このことを鋼種に無関係に一般的に表現すると次のようになる。

弾性座屈理論 (DIN 4114) に基づく最小剛比  $r^*$  の水平補剛材一本を配した桁のウェブ座屈モーメントが降伏モーメントの 80% 程度になるようにウェブ幅厚比  $h/t_w$  を選ぶと、そのプレート・ガーダーはフランジの水平座屈を生じない限り降伏モーメントを越える耐荷能力を持つ。

(2) 水平補剛材を断面の曲げ耐荷能力に対し、より有効に働くようにするためには、最小剛比  $r^*$  より大きな剛比を有効剛比として与えたほうがよく、本実験によれば、 $5 r^*$  の剛比を与えることにより曲げ耐荷力は約 10% 上昇し、 $r^*$  に対し  $5 r^*$  を与えるための桁全体の断面積上昇を大幅に上回っている。

(3) 薄いウェブを持つプレート・ガーダーにおいて

は、変形特性のみならず曲げ耐荷能力に対しても、残留応力は悪い影響を与える。

(4) プレート・ガーダーのウェブの面内曲げに対する水平補剛材の力学的偏心は曲げ耐荷能力に悪い影響を及ぼすので、片側に配置された水平補剛材と垂直補剛材は応力伝達が可能なように、溶接により連続構造としたほうがよい。

(5) 水平補剛材を持たないプレート・ガーダーの曲げ耐荷力に関する Basler, 藤井の理論は、垂直補剛材の間隔に対する考慮がなく、本実験のようにその間隔が比較的大きい場合には危険側の評価をしている。この場合、水平補剛材を取り付けて始めて安全側の評価となる。

(6) 本実験に用いたような薄肉ウェブにおいては、無補剛の場合、溶接残留応力は無視し得るほど小さい。しかし、水平補剛材を有する場合には、引張側パネルは同様に小さいが、圧縮側パネルにおいては構造用炭素鋼の場合、降伏応力の約 50% の圧縮残留応力が発生する。水平補剛材には、圧縮残留応力はほとんど発生しない。

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。試験桁は宮地鉄工所 (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、江村康氏 (現、間組)、木村慎太郎氏 (現、新東京国際空港公団) に卒業研究の一部として協力頂いた。関係各位に深く感謝する。

#### 参 考 文 献

- 1) Basler, K. and Thürlimann, B. : Strength of plate girder in bending, Proc. ASCE, ST 6, Vol. 87, Aug. 1961, pp. 153~181.
- 2) 土木学会 : 鋼鉄道橋設計標準解説, 昭 45 年.
- 3) 日本道路協会 : 道路橋示方書, 同解説, 昭 48 年.
- 4) AASHTO : Standard Specifications for Highway Bridges, 11th Ed., Washington, D.C., 1973.
- 5) Watanabe, E. : Postbuckling analysis of rectangular panels with flanges behaving elasto-plasticity, Proc. of JSCE, No. 220, Dec. 1973, pp. 117~130.
- 6) Cooper, P.B. : Strength of longitudinally stiffened plate girders, Proc. ASCE, ST 2, Vol. 93, Apr. 1967, pp. 419~451.
- 7) 秋田好雄・藤井登喜男 : 座屈と塑性を考慮した最小重量設計; 第 2 報, 造船協会論文集 120 号, 1966, pp. 156~164.
- 8) Longbottom, E. and Heymann, J. : Experimental verification of the strengths of plate girders designed in accordance with the revised British Standard 153 : tests on full size and model plate girders, Proc. I.C.E., Vol. 5, Part III, 1956.
- 9) Basler, K., Yen, B.T., Mueller, J.A. and Thürlimann, B. : Web buckling tests on welded plate girders, WRC Bulletin No. 64, U.S.A., Sept. 1960.
- 10) D'Apice, M.A., Fielding, D.J. and Cooper, P.B. : Static tests on longitudinally stiffened plate girders, WRC Bulletin No. 117, U.S.A., Oct. 1966.

- 11) Owen, D.R.J., Rockey, K.C. and Skaloud, M. : Ultimate load behaviour of longitudinally reinforced webplates subjected to pure bending, Publ. IABSE, Vol. 30-1, 1970, pp. 113~148.
- 12) Maeda, Y. : Ultimate static strength and fatigue behaviour of longitudinally stiffened plate girders in bending, Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, IABSE Report, Vol. 11, March 1971, pp. 269~282.
- 13) Nishino, F. and Okumura, T. : Strength of large size rolled H-beams, Proc. of 16th National Symposium on Bridge and Structural Engineering, Japan Soc. for Promotion of Sci., Tokyo, Sept. 1971, pp. 37~50.
- 14) 西野文雄・伊藤 学・星埜正明 : ハイブリットばり及び大型庄延H型鋼ばりの曲げ挙動, JSSC, Vol. 7, No. 71, 1971年11月, pp. 1~10.
- 15) 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. 105~118.
- 16) Massonnet, Ch. : Stability considerations in the design of steel plate girders, Proc. ASCE, Vol. 86, ST 1, Jan. 1960, pp. 71~97.
- 17) 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.
- 18) 長谷川彰夫・長浜正孝・西野文雄 : 圧縮を受ける補剛された板の座屈強度, 土木学会論文報告集, 第236号, 1975年4月登載予定.
- 19) Cooper, P.B. : The ultimate bending moment for plate girders, Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, IABSE Report, Vol. 11, Mar. 1971, pp. 291~299.
- 20) 小松定夫・吉川 紀・牛尾正之 : 80 キロ鋼の補剛板の極限強度に関する実験, 土木学会論文報告集, 第218号, 1973年10月, pp. 31~38.
- 21) 奥村敏恵・西野文雄・長谷川彰夫 : 箱型断面柱の局部座屈強度, 土木学会論文報告集, 第205号, 1972年9月, pp. 19~30.

(1974. 6. 26・受付)