

## 曲線桁橋腹板の曲げ強度に関する実験的研究\*

EXPERIMENTAL STUDY ON BENDING STRENGTH OF WEB  
PLATE OF HORIZONTALLY CURVED GIRDER BRIDGES

中 井 博\*\*・北 田 俊 行\*\*\*・大 南 亮 一\*\*\*\*

By Hiroshi NAKAI, Toshiyuki KITADA and Ryoichi OHMINAMI

## 1. ま え が き

プレート・ガーダーの曲げ耐力に関しては、古くから数多く研究が行われてきたが、Basler・Thürlimann<sup>1)</sup>による工学的モデルによって理論解析が進められて以来、急速な発展を遂げ、秋田・藤井<sup>2)</sup>、Ostapenko・Chern<sup>3)</sup>、Herzog<sup>4)</sup>、Cooper<sup>5)</sup>らによって枚挙にいとまがないほど数多くの研究成果が発表されている。また、森脇・藤野<sup>6)</sup>、あるいは、長谷川・和田・西野<sup>7)</sup>らによる実験的研究も行われており、特に初期不整を有するプレート・ガーダーの耐力についても、最近、幾何学的・材料的非線形性も考慮した有限要素法を用い、解析的に論じられるようになってきた<sup>8)</sup>。

ところが、水平面内に曲率を有するいわゆる曲線桁橋の曲げ耐力特生についての研究は、ほとんど未着手のままであり、わずかにCulver・Dym・Brogen<sup>9)</sup>は、曲率を有する腹板を簡単なシェルモデルに置換し、幾何学的非線形解析を行っている。また、Dabrowski・Wachowiak<sup>10),11)</sup>やAbdel-Sayed<sup>12)</sup>の曲線桁橋の腹板に関するシェル応力解析、さらに幾何学的非線形挙動を論じた三上・古西・米沢<sup>13)</sup>の研究、および、倉西・樋渡<sup>14)</sup>のFEM解析がある。しかしながら、上述の研究は、いずれも弾性範囲内の解析にとどまっており、初期不整や材料非線形性が考慮されていないため、曲線桁橋腹板の座屈や耐力を検討するうえで十分な資料を与えるまでに至っていない。

このような状況で、近年、市街地の高速道路などにおいて曲線桁橋の需要がますます増大しているにもかかわらず、わが国の道路橋示方書（以下、示方書とよぶ）で

は、曲線桁橋腹板に関する設計基準が特に設けられていないため、その設計にあたっては、直線桁橋の設計基準を準用しているのが現状である。

1977年、米国では曲線桁橋腹板の面外曲げ応力、および、曲げ座屈に関するCulverらの研究<sup>9),15)</sup>をもとにし、腹板の幅厚比と垂直補剛材の設計指針についての勧告書<sup>16)</sup>が出されているが、これらは曲線桁橋の耐力に基づいたものではない。今日、英国ではBS 5400<sup>17)</sup>、米国ではAASHTO<sup>18),19)</sup>、ドイツではDAST Ri 012<sup>20)</sup>などの改正が着々と進められており、いずれも限界状態設計法が基準となっている。それによると、構造物の限界状態は使用限界状態と終局限界状態の2つがあり、これらに対して安全性を照査すべきであることを示している。したがって、このような合理性のある設計法を適用するためには、直線桁・曲線桁ともに、腹板の座屈に対する安全性（使用限界状態）、および、桁としての耐力（終局限界状態）についての照査が必要となるものと考えられる。

本研究では、以上の点にかんがみ、まず実際に建設された曲線桁橋について曲率半径、腹板パネルの縦横比、腹板幅厚比、腹板とフランジの断面積比、水平・垂直補剛材剛度などをアンケート調査によって調べ、それらの分布特性を把握した<sup>21)</sup>。次に、これらの調査結果をもとにして、模型桁の断面・寸法が実橋で使用される実際的な範囲で変化する9体の純曲げ破壊実験用の供試体を製作した。そして、実際の曲線桁橋がおかれているような境界条件のもとで弾性載荷実験を行い、すべての装置が完全に作動することを確認した後、破壊にまで至らしめ、曲線桁橋腹板の座屈や耐力に関する数多くの貴重なデータを得た。また、これらのデータから曲率半径、腹板パネルの縦横比、腹板とフランジの断面積比、水平補剛材の有無、初期不整（別途3体の供試体による残留応力と初期たわみを計測した）などの各種パラメーターが、腹板の座屈、および、曲線桁の耐力に及ぼす影響を明

\* 第35回、36回土木学会年次学術講演会で発表済（昭和55年9月、56年10月）

\*\* 正会員 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科

\*\*\* 正会員 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科

\*\*\*\* 正会員 工修 (株)川崎重工技術研究所強度研究室

らかにする。

さらに、極限解析を行うことにより、曲線桁橋腹板の現行設計法（直線桁橋腹板としての準用設計法）によって求められる安全率を総合的に評価すると同時に、今後、曲線桁橋腹板の合理的な設計法を模索するための基礎資料を本文は提供するものである。

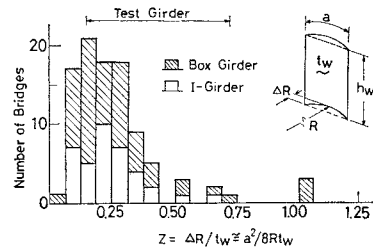
## 2. 実験桁, 載荷方法, および, 測定方法

### (1) 実験 桁

実験桁は、載荷装置の制約のため、腹板高さ  $h_w$  を 80 cm, 最大スパン  $l$  を 2.4 m におさえ、縮尺係数  $n = 1/2 \sim 1/3$  を目標として製作した。ただし、特定の実橋を対象とした次元解析は行わず、実橋の実績調査<sup>21)</sup>をもとにして、各種のパラメーターが実橋の分布範囲内に納まるよう寸法諸元を決めた。各実験桁の寸法諸元を **Table 1** に示す。

すなわち、曲率半径は  $R = \infty, 30\text{ m}, 10\text{ m}$  の 3 種類とした。ちなみに、無次元曲率パラメーター  $Z$  を、 $Z = \Delta R/t_w \cong a^2/8Rt_w$  として、実績調査結果と実験桁の  $Z$  値の範囲を比較すると、**Fig. 1** に示すようになる。ここに、 $\Delta R$  は垂直補剛材間における中央縦距、 $a$  は垂直補剛材間隔、 $h_w$  は腹板高、 $t_w$  は腹板厚である。腹板のアスペクト比  $a/h_w$  は、0.5 および 1.0 とし、0.5 の桁の 1 体 (No. 6 桁) には水平補剛材を取り付けた。水平補剛材のない腹板の幅厚比  $h_w/t_w$  は、座屈現象が顕著に現われるよう  $h_w/t_w = 178$  とし、水平補剛材の影響を調べることを目的にした桁 (No. 5, No. 6 桁) では、 $h_w/t_w = 250$  とした。上下フランジには、それぞれ  $\Phi 180 \times 12$  の板材を使用し、横倒れが起こらないように

考慮した。特に No. 8 桁だけは、フランジ幅を他の桁と比し 1/2 とし、横倒れを起こしやすくした。腹板の初期形状は、垂直補剛材の取付け面の差異により、溶接による初期たわみの影響を受け、著しく異なる。そこで、初期たわみが耐荷力に及ぼす影響を調べるため、No. 7 桁だけは垂直補剛材を曲率中心に対して腹板の外側に取付け、他の桁ではすべて両側に取り付けた。腹板とフランジの鋼材を選択する際には、板厚による降伏点の差異を少なくするため、腹板には SS 41 材、フランジには SM 50 材と SM 50 Y 材を使用した。使用鋼材の引張試験結果による下降伏点の値を、**Table 2** に示す。



**Fig. 1** Distribution of Curvature Parameter  $Z$  of Test Girders with Actual Bridges Data.

**Table 2** Yield Point of Steel.

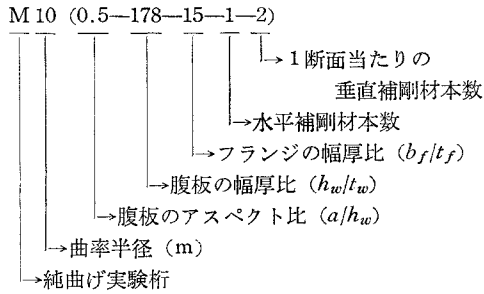
No.	Test Girder	Yield Point (MPa)		
		Flange	Web	Stiffener
1	M∞ (0.5-178-15-0-2)	387.1	318.5	318.5
2	M 30 (0.5-178-15-0-2)	387.1	318.5	318.5
3	M 30 (1.0-178-15-0-2)	339.1	291.1	291.1
4	M 10 (0.5-178-15-0-2)	387.1	318.5	318.5
5	M 10 (0.5-250-15-0-2)	339.1	269.5	269.5
6	M 10 (0.5-250-15-1-2)	339.1	253.8	253.8
7	M 10 (0.5-178-15-0-1)	339.1	258.7	227.4
8	M 10 (0.5-178-7.5-0-2)	339.1	258.7	227.4
9	M 10 (1.0-178-15-0-2)	339.1	291.1	291.1

**Table 1** Dimension of Test Girder.

No.	Test Girder	Span $L$ (mm)	Radius of Curvature $R$ (mm)	Web Panel (mm)			Flange (mm)				Stiffener $t_s$ (mm)
				Width $a$	Height $h_w$	Thickness $t_w$	Tension		Compression		
							Width $b_{fu}$	Thickness $t_{fu}$	Width $b_{fl}$	Thickness $t_{fl}$	
1	M∞ (0.5-178-15-0-2)	1998.0 (2000)	—	397.5 (400)	799.2 (800)	4.50 (4.5)	180.2 (180)	11.99 (12)	180.0 (180)	11.99 (12)	4.50 (4.5)
2	M 30 (0.5-178-15-0-2)	1997.5 (2000)	29400 (30000)	397.5 (400)	797.8 (800)	4.50 (4.5)	181.2 (180)	11.98 (12)	181.8 (180)	11.97 (12)	4.50 (4.5)
3	M 30 (1.0-178-15-0-2)	2394.8 (2400)	29385 (30000)	798.0 (800)	797.9 (800)	4.48 (4.5)	180.2 (180)	12.06 (12)	180.7 (180)	12.04 (12)	4.48 (4.5)
4	M 10 (0.5-178-15-0-2)	1998.0 (2000)	10400 (10000)	397.3 (400)	797.8 (800)	4.50 (4.5)	180.0 (180)	12.01 (12)	181.6 (180)	12.02 (12)	4.50 (4.5)
5	M 10 (0.5-250-15-0-2)	1999.5 (2000)	10678 (10000)	403.9 (400)	799.4 (800)	3.23 (3.2)	180.2 (180)	11.98 (12)	180.5 (180)	11.97 (12)	3.23 (3.2)
6	M 10 (0.5-250-15-1-2)	1998.5 (2000)	10795 (10000)	400.3 (400)	798.8 (800)	3.11 (3.2)	181.9 (180)	11.89 (12)	179.8 (180)	11.92 (12)	3.11 (3.2)
7	M 10 (0.5-178-15-0-1)	1997.3 (2000)	10666 (10000)	404.0 (400)	799.2 (800)	4.50 (4.5)	180.8 (180)	11.99 (12)	181.3 (180)	11.98 (12)	5.84 (6.0)
8	M 10 (0.5-178-7.5-0-2)	1993.5 (2000)	9285 (10000)	399.0 (400)	799.0 (800)	4.57 (4.5)	90.6 (90)	11.95 (12)	90.5 (90)	11.92 (12)	5.82 (6.0)
9	M 10 (1.0-178-15-0-2)	2393.0 (2400)	10644 (10000)	796.3 (800)	800.3 (800)	4.57 (4.5)	181.2 (180)	12.07 (12)	180.1 (180)	12.01 (12)	4.57 (4.5)

( ) ; Designed Dimension

各実験桁は以下に示すような表示を行い、桁それぞれの特徴がわかるようにした。また、実験桁の製作図の一例を Fig. 2 に示す。



(2) 荷重方法

本実験では、実際の曲線 I 桁が置かれているような境界条件を満足し、桁全体が不安定とならないような荷重方法によった。すなわち、Fig. 3 に示すように、実験桁の両端に横桁を設け横桁の端部 2 点 (スパン  $l_0$ ) で支持し、その横桁に片持ばりを取り付け、全体として T 形の載荷桁とした。この装置の先端  $e$  のところに荷重  $P$  を載荷させると、実験桁の両端には端モーメント  $M = P \cdot e$  が発生し、したがって試験パネルがほぼ純曲げ状

態になる。

(3) 測定方法

ひずみ量、変位量、および載荷荷重の大きさはすべてひずみ変換型のゲージを用い、それらの値をデジタル・ストレンメーターにより測定した。また、座屈荷重や終局荷重付近において急増するこれらの値は、同時多点ひずみ測定器を用い、同時刻の値が精度よく測定できるようにした。

腹板の面外たわみは、桁の剛性に影響のないように、上下フランジの中心線上のそれぞれ 2 点でビス止めされた変位計取付枠を用い、桁全体の変位を取り除いた相対変位が測定できるようにした。

なお、T 形載荷桁の支持点 (4 点)、および、油圧ジャッキの載荷点にはロードセルを設置し、各反力、および荷重のすべてを同時多点ひずみ測定器で測定することにより、実験桁に作用する外力が正確に把握できるようにした。

3. 実験桁の初期不整

実験桁の初期たわみや残留応力などの初期不整についても測定を行った。ここで、曲線桁腹板の初期たわみ形状に関して得られた特徴を示すと、以下のようなになる。

① 垂直補剛材が曲率の内側、あるいは、両側に取り付けられている場合、フランジとの結合部においては曲率に沿った円弧状となり、腹板中央部ではほぼ直線状となる。したがって、全体的に鞍状の初期形状を呈する。

② これに対し、垂直補剛材が曲率の外側に取り付けられている場合、腹板の全体が曲率を増加する方向に初期たわみが発生する。したがって、全体には円筒状の初期形状となる。

以上の特徴は、Fig. 4 のように図示することができる。

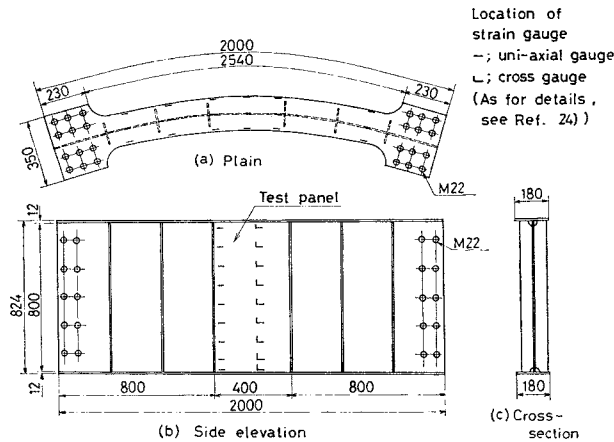


Fig. 2 Detail of a Test Girder (No. 4).

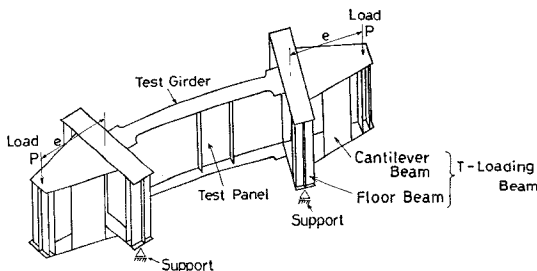


Fig. 3 Loading and Supporting Condition of Test Girder.

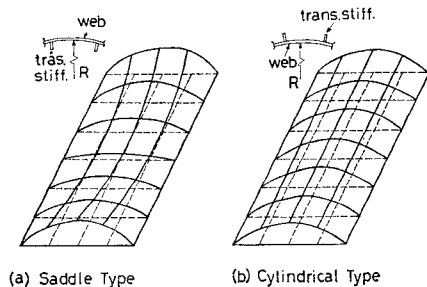


Fig. 4 Typical Initial Deformation Observed in Curved Web Panel.

4. 弾性実験結果とその考察

(1) 実験桁に作用する断面力、および、ねじりに対する境界条件の確認

Fig. 3 に示す荷重方法は、Fig. 5 の力学的モデルに置き換えることができ、実験桁の任意点  $\phi$  におけるせん断力  $S$ 、曲げモーメント  $M$ 、および、ねじりモーメント  $T$  は、以下のように表わすことができる。

$$\left. \begin{aligned} S &= 0 \\ M &= -M_0 \cos(\phi - \phi/2) / \cos(\phi/2) \\ T &= -M_0 \sin(\phi - \phi/2) / \cos(\phi/2) \end{aligned} \right\} \dots\dots (1)_{a-c}$$

ここに、 $\phi$  は実験桁の中心角、 $M_0 (=P \cdot e)$  は端モーメントで、 $P$  は荷重荷重、 $e$  はその偏心距離である。また、支点反力  $V_1, V_2$  は、次式で与えられる。

$$V_{1,2} = P/2 [1 \pm e/l_0 \tan(\phi/2)], \text{ 複号同順} \dots\dots (2)$$

以上の式で  $\phi$  が小さいとき、試験パネルは  $M \cong -M_0$ 、 $T \cong 0$  となり純曲げの荷重条件を満足する。

一方、ねじりに対しては、実験桁が横桁に高力ボルト結合され間接的に支持されているため、その境界条件は明らかでない。そのため、ねじりに対する境界条件を両端で固定、あるいは、単純支持とし、フランジの面内曲げモーメント  $M_f$ 、および、ねじり角  $\theta$  を曲げねじりを考慮した曲りばり理論により解析し、それぞれの実測値と比較すると、Fig. 6 のようになる。同図から、実験桁はねじりに対して両端固定の境界条件にあることがわかった。また、実橋においても横桁や対傾構位置では同様な境界条件に置かれていると考え

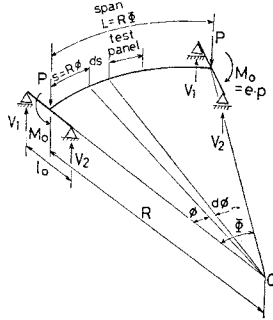


Fig. 5 Analytical Model of Test Girder.

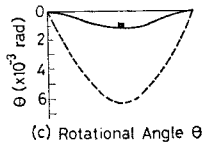
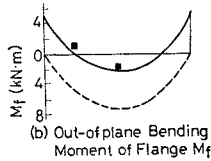
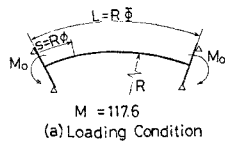


Fig. 6 Out-of-plane Bending Moment  $M_f$  of Flange and Rotational Angle  $\theta$  of Test Girder.

(2) 腹板の応力分布

No. 1 桁 ( $R = \infty$ ) と No. 7 桁 ( $R = 10 \text{ m}$ ) に着目し、それぞれ  $P = 310 \text{ kN}$ 、および、 $P = 294 \text{ kN}$  における弾性範囲内の荷重に対する腹板の表裏の桁軸方向ひずみ  $\epsilon_{1h}, \epsilon_{2h}$  から、桁軸方向の直ひずみ  $\epsilon_{mh} = (\epsilon_{1h} + \epsilon_{2h})/2$  と曲げひずみ  $\epsilon_{bh} = (\epsilon_{1h} - \epsilon_{2h})/2$  を求めた。桁高さ方向のひずみについても同様の方法により、直ひずみ  $\epsilon_{mv}$  と曲げひずみ  $\epsilon_{bv}$  を求めた。この直ひずみ、および、曲げひずみにヤング率を掛けた換算応力度の分布を調べた。

Fig. 7 (a), (b) は、それぞれ桁軸方向の直応力度  $E \cdot \epsilon_{mh}$ 、および、曲げ応力度  $E \cdot \epsilon_{bh}$  を示し、Fig. 8 (a), (b) は、それぞれ桁高さ方向の直応力度  $E \cdot \epsilon_{mv}$ 、および、曲げ応力度  $E \cdot \epsilon_{bv}$  を示す。Fig. 7 (a), 8 (a) の直応力度の分布は、曲率による差異がほとんどみられないが、Fig. 7 (b), 8 (b) の曲げ応力度の分布には顕著な差が認められ、いずれの場合にも、 $R = 10 \text{ m}$  の桁では大きな曲げ応力度が現われる。特に、 $E \cdot \epsilon_{bv}$  の分布から、 $R = 10 \text{ m}$  の腹板の上下フランジ端に大きな拘束モーメントがみられる。

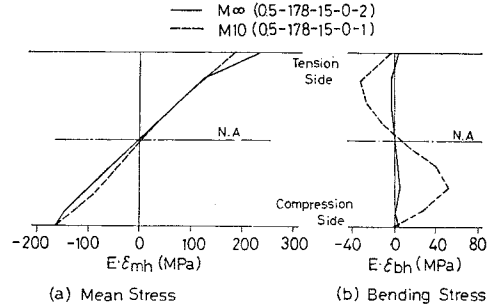


Fig. 7 Longitudinal Stress Distribution of Web Panel in Elastic Range.

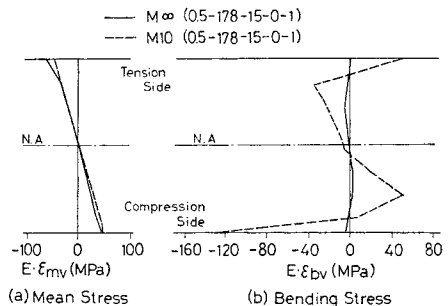


Fig. 8 Vertical Stress Distribution of Web Panel in Elastic Range.

5. 耐荷力実験結果とその考察

(1) 腹板の面外変位

Fig. 9 は、腹板パネルの中央断面における面外変位が、荷重の増加に伴い変化する様子を代表的な桁 (No. 6, No. 7) について示したものである。最大の面外変位の生ずる位置は、 $a/h_w=1.0$  で  $h_w/t_w=178$  の桁 (No. 3, No. 9), あるいは、 $a/h_w=0.5$  で  $h_w/t_w=250$  の桁 (No. 5) では引張フランジ辺から  $0.7h_w$  付近となり、 $a/h_w=0.5$  で  $h_w/t_w=178$  の桁 (No. 1, No. 2, No. 4, No. 7, No. 8) では  $0.8h_w$  付近となる。また、最大面外変位の方向は、曲率を有するすべての実験桁で曲率中心に対して外側となる。水平補剛材を有する No. 6 桁は、補剛材位置の腹板の変位が実測された最高荷重 (以下、終局荷重と称する) の約 83% までほぼ完全に拘束され、補剛材の補剛効果が有効であることが認められる。

曲率を有する腹板では、荷重の低い段階から面外変位が発生し、明瞭な座屈現象は現われにくい。Fig. 1 に示した中央縦距  $\Delta R (\cong a^2/8R)$  が他の桁に比べ大きな No. 9 桁、および、横倒れが起こりやすい No. 8 桁ではこの傾向が顕著である。初期形状が鞍状の桁 (No. 4) と円筒状の桁 (No. 7) を比較すると、鞍状の場合には真直な腹板に近い挙動を示し、円筒状の場合には初期の荷重段階から面外変位が発生する。以上の面外変位と荷重の関係を Fig. 10 に示す。

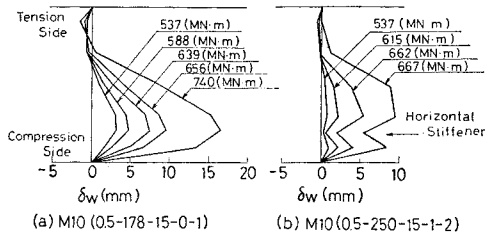


Fig. 9 Out-of-plane Deflection Mode of Web Panel.

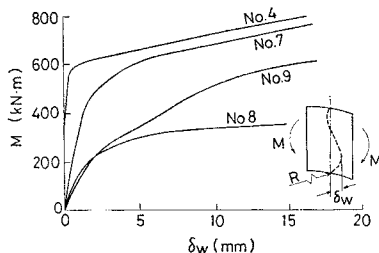


Fig. 10 Load-Out-of-plane Deflection of Web Panel.

(2) 腹板、および、水平補剛材のひずみ

腹板パネルの中央断面上における桁軸方向の直ひずみと曲げひずみの分布を No. 7 桁を一例として、それぞれ Fig. 11 (a), (b) に示す。Fig. 11 (a) から、荷重の増大に伴って中立軸が引張側に移行すること、Fig. 11 (b) から、曲げひずみ分布が Fig. 9 に示した面外変位の形状と類似していることがわかる。なお、荷重が 588 kN·m、および、652 kN·m でフランジ付近のひずみが乱れているのは、塑性域に入っているためと考えられる。

Fig. 12 は水平補剛材を有する No. 6 桁の軸方向曲げひずみ分布を示したものである。Fig. 11 (b) と比べると曲げひずみが極端に小さくなっており、水平補剛材の補剛効果が著しいことがわかる。なお、水平補剛材には面内・面外の曲げひずみがほとんど発生していないことが Fig. 13 よりわかる。

(3) フランジの変位

Fig. 14 (a)~(c) は、 $R=\infty$ , 30 m, 10 m の桁 (No. 1, No. 2, No. 4) の各荷重段階における上下フランジの

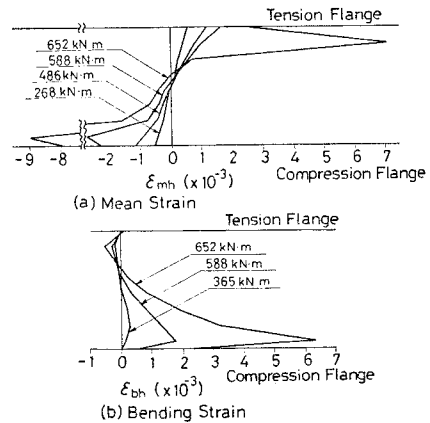


Fig. 11 Longitudinal Mean Strain Distribution of Web Panel (No. 7).

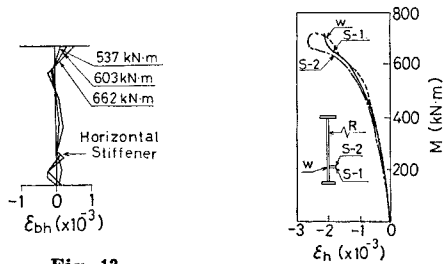


Fig. 12 Longitudinal Bending Strain Distribution of Web Panel with a Horizontal Stiffener (No. 6).

Fig. 13 Load-Strain Curves of Horizontal Stiffener and Web Panel (No. 6).

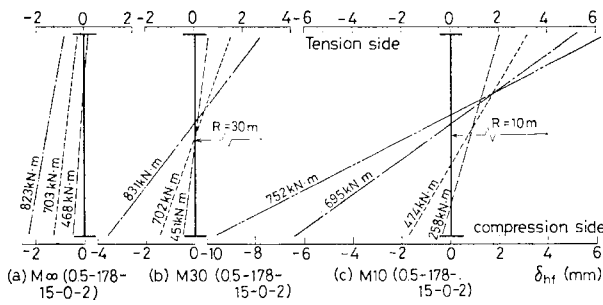


Fig. 14 Lateral Displacement of Flange Plate.

水平変位  $\delta_{hf}$  を測定した結果である。同図から、 $R$  の小さな桁ほど  $\delta_{hf}$  が大きくなることわかる。また、曲率を有する桁では引張フランジよりも圧縮フランジの  $\delta_{hf}$  が大きくなり、しかも圧縮フランジは曲率中心に向かって外側、引張フランジは内側に変位する。したがって、 $R = \infty$  の桁に比べ大きな回転変位が生ずることになり、その回転中心は、荷重の増加に伴って引張フランジ側に移行することがわかる。

(4) フランジのひずみ

曲率を有する桁では、上述のように大きな水平変位が生ずるため、フランジ面内に大きな曲げひずみが発生する。特に、圧縮フランジの曲率内側では、この面内曲げによる圧縮ひずみと桁の曲げによる圧縮ひずみが重畳され、直線桁の圧縮フランジに比べ、曲率半径が小さいほど大きな圧縮ひずみが生じることになる。

(5) 桁の崩壊に至る挙動

No. 7 桁に着目し、腹板の最大面外変位の発生点、および、圧縮フランジ突出縁における軸方向ひずみの計測結果を Fig. 15 に示す。Fig. 15 と桁の崩壊状況から桁が崩壊に至るまでの順序を推定すると、以下ようになる。

① 初期の荷重段階から腹板の面外変位、および、フ

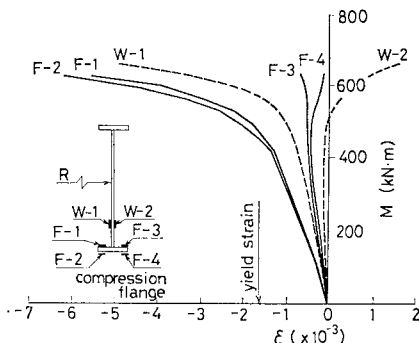


Fig. 15 Load-Strain Curves of Web Panel and Flange Plate (No. 7).

ランジの横倒れ変位が発生し、これらの変位に起因するひずみが荷重の増加とともに大きくなる。

② まず最初、圧縮フランジの曲率内側の突出縁が、終局荷重 (739.7 kN・m) の約 61% の荷重で降伏に至り、

③ 続いて、腹板の面外変位が急増することにより、腹板両面にも塑性化が起こり、圧縮荷重に対する面内剛性を失う。

④ フランジ突出縁が降伏した荷重の約 1.6 倍の荷重で桁の終局荷重に達する。

⑤ その後、荷重は増加しなくなり、変形のみが進行する。最終的には、圧縮フランジの桁中央部で局部ねじりが発生し、完全な桁の崩壊に至る。

各実験桁の終局荷重を Table 4 に示す。

6. 腹板の座屈荷重、および、桁の終局強度

(1) 腹板の座屈荷重

曲率を有する腹板が純曲げを受ける場合、Fig. 11 に示したように、初期の荷重段階から面外変位が発生し、座屈問題というよりむしろ変形問題と考えられる。したがって、ここでは実測された腹板の面外変位  $\delta_w$  が急変する荷重  $P$  を、Fig. 16 に示すような  $P-\delta_w^2$  曲線により求め、この荷重から得られる曲げモーメントを実測の座屈荷重  $M_{cr}$  とする。また、曲率を有する腹板の曲げ座屈特性に関する考察は、真直な板に対する線形座屈理論から得られる座屈荷重との比を用いて行う。

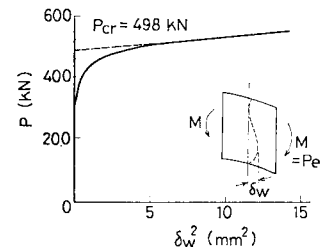


Fig. 16  $P-\delta_w^2$  Curve of Web Panel (No. 6).

真直な板の曲げ座屈応力度  $\sigma_{cr}$  は、周知のとおり次式で与えられる。

$$\sigma_{cr} = k_B \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu)^2} \left( \frac{t_w}{h_w} \right)^2 \dots \dots \dots (3)$$

ここに、座屈係数は、アスペクト比が 0.5 と 1.0 のとき等しくなり、① 腹板の周辺が単純支持のとき  $k_B = 25.5$ 、② 腹板のフランジ辺が固定、垂直補剛材辺が単純支持のとき  $k_B = 39.7$  である。

フランジの応力もこの座屈応力度  $\sigma_{cr}$  に等しいとして求められる桁の曲げモーメントのうち、① の境界条件によるものを  $M_{cr1}$ 、② の境界条件によるものを  $M_{cr2}$  とし、実験値とそれぞれの比  $M_{cr}/M_{cr1}$ 、 $M_{cr}/M_{cr2}$  を

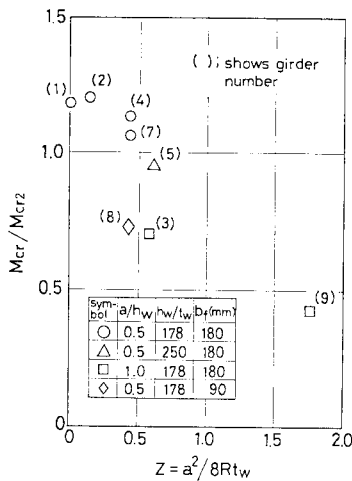
**Table 3** Buckling Moment of Web Panel.

No.	Test Girder	Experiment $M_{cr}$ (kN·m)	Analytical		$M_{cr}/M_{cr1}$	$M_{cr}/M_{cr2}$
			$M_{cr1}^*$ (kN·m)	$M_{cr2}^{**}$ (kN·m)		
1	M∞ (0.5-178-15-0-2)	610.5	331.6	516.2	1.84	1.18
2	M30 (0.5-178-15-0-2)	624.3	333.7	519.5	1.87	1.20
3	M30 (1.0-178-15-0-2)	358.7	330.5	514.6	1.09	0.70
4	M10 (0.5-178-15-0-2)	586.0	333.5	519.3	1.76	1.13
5	M10 (0.5-250-15-0-2)	237.2	160.4	249.6	1.48	0.95
6	M10 (0.5-250-15-1-2)	597.8	147.5	229.6	4.05	2.60
7	M10 (0.5-178-15-0-1)	553.7	332.8	518.1	1.66	1.07
8	M10 (0.5-178-7.5-0-2)	237.2	209.4	326.0	1.13	0.73
9	M10 (1.0-178-15-0-2)	224.4	344.6	536.7	0.65	0.42

Boundary condition of web panel

\* All edges are simply supported

\*\* The junction edges of flange and web are fixed and the other edges are simply supported

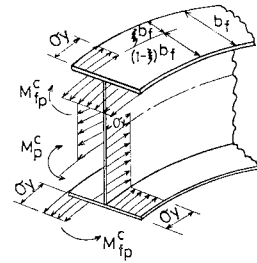


**Fig. 17** Variation of  $M_{cr}/M_{cr2}$  with Curvature Parameter  $Z$ .

求め、これらの結果を **Table 3** に示す。

**Table 3** より、実験値にはかなりのばらつきがみられるが、フランジ辺における腹板の境界条件は、単純支持よりも固定に近いと考えられる。この結果は、弾性範囲内でのひずみの実測結果 (**Fig. 8** (b) 参照) からもうかがうことができる。曲率を有する腹板の座屈特性を調べるため、**Table 3** の  $M_{cr}/M_{cr2}$  と無次元曲率パラメータ  $Z (= a^2/8Rt_w)$  との関係プロットしたものを **Fig. 17** に示す。**Table 3**、および、**Fig. 17** から、以下の点が明らかになった。

- a)  $Z$  が大きくなるほど  $M_{cr}/M_{cr2}$  が小さくなる。
- b) 特に、 $a/h_w = 1.0$  の桁 (No. 3, No. 9) は、 $a/h_w = 0.5$  の桁 (No. 2, No. 4, No. 7) よりこの傾向が顕著に現われる。実験桁では、 $a/h_w$  が大きくなると中央縦距  $4R (= a^2/8R)$  が  $a^2$  に比例して大きくなるためと考えられる。
- c) フランジ幅  $b_f$  が他の桁の 1/2 である No. 8 桁も、 $M_{cr}/M_{cr2}$  の低下が著しい。



**Fig. 18** Fully Plastic Moment of Curved I-Girder.

d)  $h_w/t_w$  の大きな No. 5 桁は、 $M_{cr}/M_{cr2}$  が小さくなる。

(2) 曲線桁の終局強度<sup>22)</sup>

純曲げを受ける曲線 I 桁の曲率の影響によるフランジの面内曲げの効果 (そりモーメント) も考えた全塑性状態は、**Fig. 18** に示すような応力分布になると考えられる。同図から、全塑性モーメント  $M_p^c$  は、

$$M_p^c = \sigma_{yf} A_f (1 - 2\varepsilon) h_w + \sigma_{yw} A_w h_w / 4 \dots (4)$$

で与えられる。ここに、 $\sigma_{yf}$ ,  $\sigma_{yw}$  はそれぞれフランジと腹板の降伏点、 $A_f$ ,  $A_w$  はそれぞれフランジと腹板の断面積、 $\varepsilon$  はフランジが面内圧縮と曲げを同時に受ける場合の中立軸の位置に関する無次元パラメーターである。直線 I 桁の全塑性モーメント  $M_p^s$  は、式 (4) で  $\varepsilon = 0$  を代入することにより、

$$M_p^s = \sigma_{yf} A_f h_w + \sigma_{yw} A_w h_w / 4 \dots (5)$$

で与えられる。一方、曲線 I 桁のフランジ面内の全塑性モーメント  $M_{fp}^c$  は、

$$M_{fp}^c = \sigma_{yf} A_f (\xi - \xi^2) b_f \dots (6)$$

となる。また、フランジ面内に曲げのみが作用する場合の全塑性モーメント  $M_{fp}$  は、式 (6) で  $\xi = 1/2$  とおくと、

$$M_{fp} = \sigma_{yf} A_f b_f / 4 \dots (7)$$

で与えられる。式 (4) ~ (7) から、 $\varepsilon$  を消去して  $M_p^c/M_p^s$  と  $M_{fp}^c/M_{fp}$  の相関曲線を求めると、次のように表わすことができる。

$$M_p^c/M_p^s = (1 - 1/\rho) \pm 1/\rho \sqrt{1 - M_{fp}^c/M_{fp}} \dots (8)$$

ここに、 $\rho$  は次式で表わされるように、腹板とフランジの断面積と降伏点の比により定まる定数である。

$$\rho = 1 + 1/4 (A_w/A_f) (\sigma_{yw}/\sigma_{yf}) \dots (9)$$

式 (8) を図示すれば **Fig. 19** に示すような放物線となる。任意の  $M_{fp}^c/M_{fp}$  の値に対して  $M_p^c/M_p^s$  の値が 2 つ存在するが、全塑性状態は、この場合大きい方の値で決定されるため、**Fig. 19** の点線の部分は無意味である。また、曲線 I 桁の初期降伏に関する相関曲線は、**Fig. 19** の 1 点鎖線で示すような直線で表わすことがで

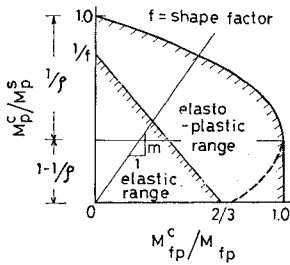


Fig. 19 Interaction Curve of Horizontally Curved I-Girder.

きる。

また、Fig. 19 の勾配  $m$  は曲げモーメントとフランジ面内曲げモーメントの比、

$$m = (M_p^c / M_{fp}^c) (M_{fp}^s / M_p^s) \dots\dots\dots (10)$$

を表わしている。式 (10) の  $M_p^c / M_{fp}^c$  の値は、全塑性状態における値であるが、ここでは、弾性域のときの桁の曲げモーメント  $M^c$  とフランジの面内曲げモーメント  $M_f^c$  の比に等しいものと仮定している。すなわち、

$$M_p^c / M_{fp}^c = M^c / M_f^c \dots\dots\dots (11)$$

とする。 $M_f^c / M^c$  の値は、次式で与えられる曲線 I 桁のフランジに作用する曲げ応力  $\sigma_b$  とそり応力  $\sigma_w$  の比に関する近似式<sup>23)</sup>から求めることができる。

$$(M_f^c / W_f) / (M^c / W) = \sigma_w / \sigma_b = \pm k(L / \sqrt{Rb_f})^2 (1 + A_w / 6 A_f) \dots\dots\dots (12)$$

ここに、 $W_f$ 、 $W$  はそれぞれフランジと桁の断面係数で、 $k$  は曲線桁固有のそり応力を求める係数<sup>23)</sup>で、 $L$  はフランジの固定点間距離である。

以上の結果から、式 (4)、(6) を式 (11) に代入し  $\varepsilon$  の値を求めることにより、 $M_p^c$ 、および、 $M_{fp}^c$  が容易に算出されることになる。各実験桁の  $M_p^s$ 、 $M_p^c$  の値を Table 4 に示す。また、実験で得られた終局強度  $M_u$  とこれらの値との比を求め同表に示す。

式 (8) で表わされる相関曲線は、定数  $\rho$  が変わるとその形状も変わるので、断面寸法や降伏点の差異に左右されない相関曲線を表わすため、式 (8) を次式のように変換する。

$$\rho \{ M_p^c / M_p^s - (1 - 1/\rho) \} = \sqrt{1 - M_{fp}^c / M_{fp}^s} \dots\dots\dots (13)$$

式 (13) で与えられる相関曲線と Table 4 の  $M_u / M_p^c$  の値をプロットした結果を Fig. 20 に示す。Table 4、あるいは、Fig. 20 から、曲線桁橋の終局強度特性は、以下のようにまとめることができる。

実験により得られた各実験桁の終局モーメント  $M_u$  は、915 kN・m ~ 332 kN・m と広い範囲に分布するが、曲率によるフランジの面内曲げを考慮した全塑性モー

Table 4 Ultimate Strength of Test Girder.

No.	Test Girder	Analytical		Experiment Ultimate Moment $M_u$ (kN・m)	$M_u / M_p^s$	$M_u / M_p^c$
		Cross-sectional Coeff. $\rho$	Fully Plastic Moment Straight $M_p^s$ (kN・m)			
1	M ∞ (0.5-178-15-0-2)	1.343	896.9	896.9	914.9	1.020
2	M 30 (0.5-178-15-0-2)	1.340	899.3	844.5	876.1	0.974
3	M 30 (1.0-178-15-0-2)	1.353	795.8	726.3	692.7	0.870
4	M 10 (0.5-178-15-0-2)	1.340	898.9	750.3	813.8	0.905
5	M 10 (0.5-250-15-0-2)	1.238	724.5	607.8	666.8	0.920
6	M 10 (0.5-250-15-1-2)	1.216	709.1	595.9	710.3	1.002
7	M 10 (0.5-178-15-0-1)	1.316	773.9	649.1	739.7	0.956
8	M 10 (0.5-178-7.5-0-2)	1.645	481.5	308.9	331.6	0.689
9	M 10 (1.0-178-15-0-2)	1.361	803.2	620.5	626.8	0.780

メント  $M_p^c$  との比で評価すると、その値は、腹板やフランジの座屈を考慮していないにもかかわらず、0.95~1.19 の狭い範囲に分布する。しかも、No. 3 桁に対する値 (0.95) を除けば、 $M_p^c$  により終局強度を安全側で精度よく推定することができる。したがって、曲線桁の終局限界状態を評価するうえで、式 (4) で与えられる  $M_p^c$  は有用であると考えられる。

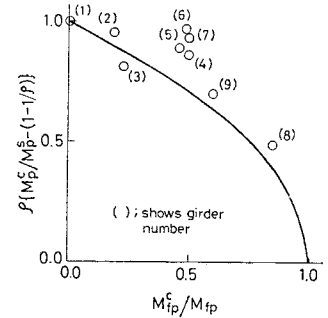


Fig. 20 Interaction Curve.

## 7. 示方書による許容設計曲げモーメントと実験座屈・終局曲げモーメントとの比較

### (1) 許容設計曲げモーメント

曲線 I 桁の許容設計曲げモーメントは、わが国の道路橋示方書の考え方から、以下に示す 2 つの抵抗モーメントを考慮する必要がある。

① 腹板が許容応力度に達するときの抵抗モーメント：腹板の降伏点  $\sigma_{yw}$  とそれに対する安全率  $\nu (=1.7)$  から、腹板の許容応力度  $\sigma_{wa}$  は、

$$\sigma_{wa} = \sigma_{yw} / \nu \dots\dots\dots (14)$$

で与えられる。腹板がこの許容応力度に達するときの抵抗モーメント  $M_{wa}$  は、次式で表わされる。

$$M_{wa} \cong \sigma_{wa} A_f h_w (1 + A_w / 6 A_f) \dots\dots\dots (15)$$

② フランジのそり応力と横倒れ座屈の安定性による抵抗モーメント：曲線 I 桁の圧縮フランジには、式 (12) で与えられる曲げ圧縮応力度  $\sigma_{bc}$ 、および、そり圧縮応力度  $\sigma_{wc}$  が作用する。これらの応力に対して以下の照査が必要となる。



$$\sigma_{bc}/\sigma_{ba} + \sigma_{wc}/\sigma_{ba0} \leq 1.0 \dots\dots\dots(16)$$

ここに、 $\sigma_{ba0}$  は許容曲げ圧縮応力度の上限値であり、 $\sigma_{ba}$  は、 $l_e$  を有効座屈長とすれば、横倒れ座屈パラメータ  $\alpha$ 、

$$\alpha = \frac{2}{\pi} \sqrt{3 + \frac{A_w}{2A_f} \left( \frac{l_e}{b_f} \right)} \sqrt{\frac{\sigma_{yf}}{E}} \dots\dots\dots(17)$$

により表わされる横倒れ座屈応力度  $\sigma_{bc}$ 、

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= \sigma_{yf} & (\alpha \leq 0.2) \\ &= \{1.0 - 0.412(\alpha - 0.2)\} \sigma_{yf} & (0.2 < \alpha \leq \sqrt{2}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(18)_{a,b}$$

を安全率  $\nu (=1.7)$  で除した許容圧縮応力度である。すなわち、

$$\sigma_{ba} = \sigma_{bc} / \nu \dots\dots\dots(19)$$

曲線 I 桁の圧縮フランジがその突出縁で許容値に達する応力度  $\sigma_{bc}$  は、式 (16) より次式で与えられる。

$$\sigma_{bc} = \sigma_{ba} (1 - \sigma_{wc} / \sigma_{ba0}) \dots\dots\dots(20)$$

したがって、このときの抵抗モーメント  $M_{fa}$  は、

$$M_{fa} \cong \sigma_{bc} A_f h_w (1 + A_w / 6 A_f) \dots\dots\dots(21)$$

となる。

以上の結果から、曲線 I 桁の最小抵抗モーメント  $M_a$  は、 $M_{wa}$  と  $M_{fa}$  の小さい方の値で決定される。実験桁の  $M_{wa}$ 、および、式 (17) の有効座屈長  $l_e$  を  $l_e = 1.0L$  としたとき、Fig. 6 に示したように実験桁のねじりに対する境界条件が固定に近いことから、 $l_e = 0.5L$  としたときの  $M_{fa}$  の計算結果をそれぞれ  $M_{fa1}$ 、 $M_{fa2}$  とし、Table 5 に示す。各実験桁の  $M_a$  は両者の最小値  $M_{a1} = \min.\{M_{wa}, M_{fa1}\}$ 、あるいは、 $M_{a2} = \min.\{M_{wa}, M_{fa2}\}$  により与えられる。

(2) 腹板の座屈に対する安全率

腹板の座屈に対する安全率  $\nu_{cr}$  は、Table 3 の  $M_{cr}$  と上述の  $M_a$  から、

$$\nu_{cr} = M_{cr} / M_a \dots\dots\dots(22)$$

で表わすことができる。各実験桁に関する  $\nu_{cr}$  の値を

Table 5 に示す。示方書によると、純曲げを受ける場合の座屈に対する安全率は、1.4 を確保することが必要である。Table 5 から、 $a/h_w = 1.0$  の桁 (No. 3, No. 9)、および、 $h_w/l_w = 250$  の桁 (No. 5) ではこの条件を満足していないが、いずれの実験桁も腹板の幅厚比を示方書の基準よりも意図的に大きくし、座屈現象がより明確に現われるような実験を行ったことを考慮すれば、腹板の幅厚比を示方書の基準どおりにした場合、所要の安全率が十分確保されると考えられる。

(3) 曲線桁の終局強度に対する安全率

曲線桁の終局強度に対する安全率  $\nu_u$  は、Table 4 の  $M_u$  と  $M_a$  から、次式で与えられる。

$$\nu_u = M_u / M_a \dots\dots\dots(23)$$

各実験桁の  $\nu_u$  の値を Table 5 に示す。

Table 5 から、安全率  $\nu_u$  は  $l_e = 0.5L$  とした場合でも  $\nu_u = 2.2 \sim 3.8$  の範囲に分布し、示方書で期待される安全率の値 1.7 をかなり上回っている。また、曲率半径の小さな桁ほど  $\nu_u$  の値が大きくなる傾向がうかがえる。これは、曲線 I 桁ではそり応力を考慮したフランジの最大応力度に対し許容応力設計法 (Fig. 19 における初期降伏に関する相関曲線を基準とした設計法) を適用するため、そり応力が大きくなる曲率半径の小さな桁ほど、終局強度に対する安全率が大きくなると考えられる。したがって、曲率の異なる桁が終局強度に対して同じ程度の安全率が確保できる合理的な設計法については、さらに十分な検討が必要であると考えられる。

8. まとめ

本研究は、曲線桁橋腹板の合理的な設計法を確立するための基礎資料を得る目的のために、合計 9 体の実験桁による耐荷力実験を実施した。実験、および、解析により得られた代表的な結論をまとめると、以下のとおりである。

Table 5 Safety Factor for Web Buckling and Ultimate Strength of Test Girder.

No.	Test Girder	Resistant Moment			$\nu_{cr}$		$\nu_u$	
		Depend on web $M_{wa}$ (kN·m)	Depend on flange		$M_{cr}/M_{a1}$	$M_{cr}/M_{a2}$	$M_u/M_{a1}$	$M_u/M_{a2}$
			$M_{fa1}$ (kN·m)	$M_{fa2}$ (kN·m)				
1	M∞ (0.5-178-15-0-2)	412.9	419.1	—	1.48	—	2.22	—
2	M30 (0.5-178-15-0-2)	413.9	351.5	393.3	1.78	1.59	2.49	2.23
3	M30 (1.0-178-15-0-2)	378.3	280.9	317.3	1.28	1.13	2.47	2.18
4	M10 (0.5-178-15-0-2)	412.6	268.3	292.2	2.18	2.01	3.03	2.79
5	M10 (0.5-250-15-0-2)	328.1	231.1	249.7	1.03	0.95	2.89	2.67
6	M10 (0.5-250-15-1-2)	307.3	231.1	250.0	2.59	2.39	3.07	2.84
7	M10 (0.5-178-15-0-1)	336.6	240.9	260.7	2.30	2.12	3.07	2.84
8	M10 (0.5-178-7.5-0-2)	205.7	75.1	88.2	3.16	2.69	4.42	3.76
9	M10 (1.0-178-15-0-2)	383.2	202.9	221.3	1.11	1.01	3.09	2.83

## a) 腹板の座屈荷重

腹板の面外変位と荷重の関係から推定した座屈モーメント  $M_{cr}$  と載荷で単純支持、非載荷で固定の矩形板として得られる線形座屈モーメント  $M_{cr2}$  との比  $M_{cr}/M_{cr2}$  は、無次元曲率パラメーター  $Z(=a^2/8Rt_w)$  が大きくなるほど小さくなるのがわかった。しかし、曲線桁橋腹板では、座屈問題がむしろ変形問題となるため、今後さらに精度の高い解析法により定量的な特性を詳細に把握したうえで、腹板の設計法を検討する必要があると考えられる。

## b) 曲線桁の終局強度

終局モーメント  $M_u$  の実測値とフランジのそり応力を考慮した曲線 I 桁の全塑性モーメント  $M_p^c$  の比  $M_u/M_p^c$  は、実験桁の座屈を考慮していないにもかかわらず、0.95~1.19 の狭い範囲に分布することがわかった。すなわち、実際に使用される曲率範囲内では、終局強度を評価するうえで  $M_p^c$  が重要なファクターとなる。

## c) 道路橋示方書による許容設計強度と実験座屈・終局強度との比較

実験桁腹板の幅厚比を示方書の最大幅厚比より大きくしたため、曲げ座屈に対する実験桁の安全率は、示方書で要求される安全率と直接比較することはできないが、曲線桁では、アスペクト比が大きいほど座屈に対する安全率が低下することがわかった。

一方、終局強度に対する安全率は、示方書で期待する安全率を十分に確保しており、その値は、曲率半径が小さくなるほど大きくなるのがわかった。したがって、曲率桁に関しては、曲率の差異によって安全率が変動しない合理的な設計法の検討が必要であると考えられる。

謝辞：本研究を行うにあたり、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54~55年度）の補助、および、阪神高速道路公団の支援を受けたこと、さらに当時大阪市立大学学生、土井雅裕君、四方淳夫君、西田登彦君の諸君のご協力を得たことを付記します。

## 参考文献

- 1) Basler, K. and B. Thürlimann : Strength of Plate Girders in Bending, Proc. of ASCE, ST 6, Vol. 87, pp. 153~181, Aug. 1961.
- 2) 秋田好雄・藤井登美男：座屈と塑性を考慮した最小重量設計—第2報・ウェブの曲げおよびせん断座屈をとまなうガーダーの崩壊荷重—, 造船協会論文集, No. 120, pp. 156~164, 昭和41年12月.
- 3) Ostapenko, A. and C. Chern : Bending Strength of Unsymmetrical Plate Girders, Fritz Eng. Laboratory, Report No. 328.8, Lehigh University, Sept. 1970.
- 4) Herzog, M. : Ultimate Static Strength of Plate Girders from Test, Proc. of ASCE, ST 5, Vol. 100, pp. 849

~864, May, 1974.

- 5) Cooper, P.B. : Strength of Longitudinally Stiffened Plate Girders, Proc. of ASCE, ST 2, Vol. 93, pp. 419~451, April 1967.
- 6) 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純曲げ強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No. 264, pp. 1~15, 1977-8.
- 7) 長谷川彰夫・和田耕造・西野文雄：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, 土木学会論文報告集, No. 305, pp. 1~9, 1981-1.
- 8) 坂口三代治・中井 博・北田俊行・大南亮一：初期不整を有するプレート・ガーダーの純曲げ耐荷力特性について, 第27回構造工学シンポジウム(土木学会), pp. 119~127, 昭和56年2月.
- 9) Culver, C.G., C.L. Dym and D.K. Brogen : Bending Behavior of Cylindrical Shell, Proc. of ASCE, ST 10, Vol. 98, pp. 2201~2308, Oct. 1972.
- 10) Dabrowski, R. : Gekrümmte dünnwandige Träger, Springer-Verlag, 1968.
- 11) Dabrowski, R. and J. Wachowiak : Stress in Thin Cylindrical Web of Curved Plate Girders, Proc. of Colloquium on Design of Plate and Box Girders for Ultimate Strength, London, 1971, IABSE, Vol. 11, pp. 337~352, 1972.
- 12) Abdel-Sayed, G. : Curved Web under Combined Shear and Normal Stress, Proc. of ASCE, ST 3, Vol. 99, pp. 511~525, Mar. 1973.
- 13) 三上市蔵・古西和夫・米沢 博：曲げを受ける円筒腹板パネルの非線形挙動, 土木学会論文報告集, No. 299, pp. 23~34, 1980-7.
- 14) 倉西 茂・樋渡 滋：曲げを受ける曲線プレートガーダーのウェブプレートの弾性挙動について, 土木学会論文報告集, No. 315, pp. 1~11, 1981-11.
- 15) Culver, C.G., C.L. Dym and T. Uddin : Web Slenderness Requirements for Curved Girders, Proc. of ASCE, ST 3, Vol. 99, pp. 417~430, Mar. 1973.
- 16) The Task Committee on Curved Girders of the ASCE-AASHTO Committee on Flexural Members of the Committee on Metal of the Structural Division : Curved I-Girder Bridge Design Recommendation, Proc. of ASCE, ST 5, Vol. 103, pp. 1137~1168, May 1977.
- 17) British Standards Institution : BS 5400 Part 3, Code of practice for design of steel bridges, 1979.
- 18) Ravindra, M.K. and T.V. Galambos : Load and Resistance Factor Design for Steel, Proc. of ASCE, ST 9, Vol. 104, pp. 1337~1353, Sept. 1978.
- 19) Yura, J.A., T.V. Galambos and M.K. Ravindra : The Bending Resistance of Steel Beams, Proc. of ASCE, ST 9, Vol. 104, pp. 1355~1370, Sept. 1978.
- 20) Deutscher Ausschuss für Stahlbau, Beulsicherheitsnachweise für Platten, Richtlinie 012 (DASt Ri 012), 1978.
- 21) 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, 1981-5.
- 22) 小松定夫・中井 博・佐伯章美・加藤隆夫・川上博夫：連続曲線桁橋模型に関する実験的研究, 土木技術, 第19巻, 9号, pp. 34~44, 昭和39年9月.
- 23) 小松定夫・中井 博・田井戸米好：ねじり定数とねじり曲げ剛比から考察した曲線桁橋設計算法への一提言, 土木学会論文報告集, No. 224, pp. 55~66, 1974-4.
- 24) 阪神高速道路公団, (財) 災害科学研究所：曲線桁橋腹板の曲げ耐荷力に関する研究, 昭和55年度報告書, 昭和56年3月.