

純曲げを受ける曲線桁橋腹板の各種座屈パラメータと

極限強度の関係に関する実験的研究

大阪市立大学工学部 正 中井 博 正 北田 俊行 学〇四方 淳夫
阪神高速道路公団 正 吉川 紀 川崎重工技術研究所 正 大南 亮一

1. まえがき

現行の道路橋示方書¹⁾には、曲線桁橋腹板の設計指針が特に定められておらず、実設計においては、直線桁橋腹板の設計基準を準用しているのが実状である。この点にかんがみ、本研究においては、まず、純曲げを受ける曲線桁橋の耐荷力に着目し、以下の目的のもとに実験的研究を実施した。本報告は、その概要についてまとめたものである。

1) 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の提供。

2) 曲線桁橋腹板の現行設計法(直線桁橋としての準用設計法)における安全率の把握。

2. 実験概要

本研究では、表1に示

表1 供試体の諸元

す9体の供試体を製作し、実験を行った。供試体の腹板およびフランジの材料はそれぞれSS41およびSM50Bとし、両者の降伏点が大きく違わないように留意した。また、降伏点に至るまで、フランジに局部座屈が生じないように、その突出幅厚比を7.5以下にした。実験方法は、文献2)に従った。

No.	曲率半径 $R(m)$	アスペクト比 $\alpha (=a/h_w)$	片厚比 $t (=h_w/t_w)$	腹板 $h_w \times t_w (mm)$	フランジ $b_f \times t_f (mm)$	腹板の座屈係数 ²⁾ α	曲率パラメータ $\Delta R/a$	実験降伏点 剛性数	備考
1	∞	0.5	178	800x4.5	180x12	0.307	0.0	0	見方端部座屈
2	30	0.5	178	800x4.5	180x12	0.307	0.0017	0	"
3	30	1.0	178	800x4.5	180x12	0.345	0.0033	0	"
4	10	0.5	178	800x4.5	180x12	0.307	0.005	0	"
5	10	0.5	250	800x3.2	180x12	0.287	0.005	0	"
6	10	0.5	250	800x3.2	180x12	0.287	0.005	1	"
7	10	0.5	178	800x4.5	180x12	0.287	0.005	0	見方端部座屈
8	10	0.5	178	800x4.5	90x12	0.620	0.005	0	見方端部座屈
9	10	1.0	178	800x4.5	180x12	0.345	0.01	0	"

3. 実験結果と考察

実験結果の一部を図2、図3および表2に示す。以下にこれらの実験結果から考察する。

1) 各種座屈パラメータが曲線桁橋腹板の非線形挙動ならびに極限強度に及ぼす影響。

(1) 曲率パラメータ³⁾ ($\Delta R/a = 0.0 \sim 0.01$) フランジに生じるそり応力を考慮した場合の全断面降伏状態を図1のようにモデル化し、その状態における全塑性モーメントを M_p と定義する。実験で得られた極限曲げモーメントを M_u とすると、表2に示すように、 M_u の値は、曲率半径 R が小さくなるほど低下するが、 M_u/M_p の値は R が小さくなるほど増加する傾向が見られる。これは、 M_p の評価の際に用いたモデルにまだ問題があるためと思われるので、曲率による極限曲げモーメントの変化を正確に評価するためには、弾塑性解析を行い、厳密に M_p を評価することが不可欠である。

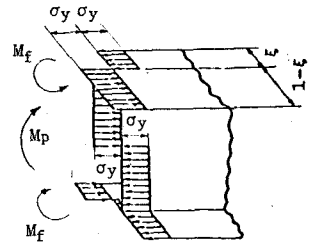


図1 全断面降伏状態

(2) 腹板のアスペクト比 ($\alpha = 0.5, 1.0$) アスペクト比を0.5から1.0にすると、腹板の中央縦距 ΔR が4倍になるために、図2に示すように、両者の腹板の崩壊に至るまでの挙動にはかなりの差異が見られる。しかし、アスペクト比の影響による M_u/M_p の値の低下は

ほとんど認められないことが表2よりわかる。

(3) 腹板幅厚比 (178, 250) 幅厚比が250の供試体No.5においては, 178の供試体No.4に比べて, 腹板の座屈荷重(P-δ法から求めたもの)が約48%に低下するため, 図2に示すように, 崩壊に至るまでの腹板の面外変位にはかなりの差異が認められる。しかし, M_u/M_p の値は幅厚比の影響をほとんど受けないことが表2からわかる。

(4) 水平補剛材の本数 幅厚比が250の供試体において, 水平補剛材1段を設けることにより, 腹板の座屈荷重が約2.2倍になるため, 図2に示すように, 崩壊に至るまでの腹板の挙動にはかなりの相違が認められる。しかし, M_u/M_p の値の増加は, 約6.5%にすぎない。

(5) 横倒れ座屈パラメータ ($\alpha=0.3, 0.35, 0.62$) 横倒れ座屈パラメータが0.3の供試体No.4においては, 0.62の供試体No.8に比べて, 許容応力(道示による)は約87%に低下したが, M_u/M_p の値は98%とほとんど低下しないことが表2よりわかる。

(6) 腹板の初期たわみ形状(鞍状, 円筒状) 図2に示すように, 初期たわみ形状が鞍状の桁(No.4)と円筒状の桁(No.7)を比較すると, 腹板のひずみにかなりの差異が見られる。また, M_u/M_p に関しては, 円筒状の桁の方が, 鞍状の桁に比べて大きいことが表2からわかる。これは, 鞍状の桁において桁の初期ねじれが危険側に生じていたためと思われる。

2) 腹板パネルの各種パラメータを上記のように広範囲に取ったにもかかわらず, M_u/M_p 値は0.96~1.2の狭い範囲に分布した。すなわち, 純曲げを受ける曲線桁の極限強度を評価する上で M_p が極めて重要な要因であると思われる。

3) 道路橋示方書に準じて設計した場合の許容曲げモーメントを M_a とし, M_u/M_a を実安全率 γ とする。 γ は2.2~4.0に分布し, 曲率に伴うそり応力のために, 曲率半径が大きくなるほど, γ 値が大きくなることが表2からわかった。

4) 曲率の関係上, 曲線桁の極限強度を厳密に評価するには, 曲線桁の横倒れ現象, 腹板の局部座屈, および, フランジの局部ねじり座屈の連成現象を考慮することが必要である。

(参考文献) 1)「道路橋示方書」1980. 2)大南他, 第35回年講I-138. 3)北田他, 第35回年講I-153. 4)C.Culver, et al. "Stability of Curved Plate Girders." Carnegie-Mellon Univ., September 1971. 5)中井他, 昭和56年関西支部年講I-47.

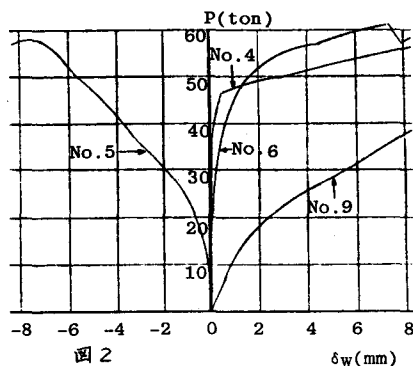


図2 最大変位点の荷重-変位関係

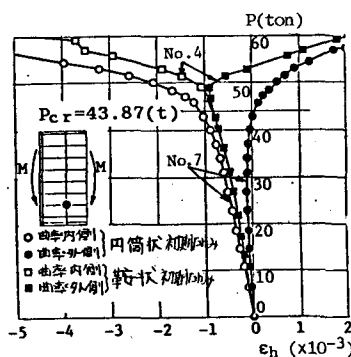


図3 最大変位点の荷重-ひずみ関係

表2 実験耐荷力と計算値の比

No.	極限耐力 モーメント M_u (t.m)	P-δ法による 腹板の座屈耐力 P_{cr} (t)	M_u/M_p	実安全率 M_u/M_a
1	93.36	52.0	1.007	2.212*
2	89.40	54.0	1.041	2.255
3	70.68	30.9	0.956	2.244
4	83.04	48.0	1.105	2.896
5	68.04	23.0	1.128	2.795
6	72.48	51.4	1.202	2.978
7	75.48	46.9	1.171	2.982
8	33.84	25.4	1.080	3.958
9	63.96	19.2	1.049	3.062

(*は, 腹板の初期降伏で決まり, 他は, フランジ先端の初期降伏で決まり)