

## 局部座屈を伴う鋼I形断面桁の曲げモーメント-曲率関係について

名城大学 正員 久保全弘

### 1. まえがき

プレストレスしない連続合成桁は正の曲げモーメントに対しては鋼桁とコンクリート床版の合成断面で抵抗し、中間支点付近の負の曲げモーメントに対しては鋼桁断面（床版中の橋軸方向鉄筋も含む）のみで抵抗するものとして考えるのが一般的である。最近（1987年）、アメリカのAASHTOはコンパクト断面を用いた場合の合成桁橋に関する設計ガイド<sup>2)</sup>を出版した。これは現行の荷重係数設計(LFD)法<sup>1)</sup>を進展させたもので Autostress Design(ASD)手法に基いている。ASD手法は中間支点上の負の曲げ挙動に対し、塑性設計における変形機構の概念を利用したものであり、鋼桁断面には降伏後の相当量の回転容量が要求される。本研究はASD手法をノンコンパクト断面やプレートガーダーに適用するための基本事項である局部座屈を伴う鋼桁の曲げ耐力と曲げモーメント-曲率関係を検討したものである。

### 2. 曲げ耐力の評価

本研究ではアメリカのAISCから1986年に出版された荷重抵抗係数設計(LRFD)の示方書<sup>3)</sup>に従って曲げ耐力の検討を行った。

横ねじれ座屈が生じないように横方向に適切に支持された鋼I形断面桁の曲げ耐力実験結果<sup>4), 6), 7), 8), 10)</sup>をTable 1に示す。

すべての試験体が腹板の幅厚比  $h_c/t_w > 100$  からなりLRFD示方書のコンパクト断面の条件を満足しないものである。ここに、 $h_c$ は中立軸から圧縮フランジ下面までの距離の2倍； $t_w$ は腹板厚である。そして、表中には実験耐力

と公称曲げ強度の比  $M_u/M_n$  およびそれに対応する限界状態も与えてある。 $M_u/M_n$  の平均値は1.02(変動係数 0.04)であり、ノンコンパクト断面はり、プレートガーダーとも良く推定されている。このように、局部座屈を伴う曲げ耐力の評価にはAISC LRFD示方書の公称曲げ強度式が利用できるようである。

### 3. 曲げモーメント-曲率関係

横補剛された鋼桁断面の曲げモーメント-曲率関係をFig.1に示す。図に示すように、コンパクト断面は全塑性モーメント  $M_p$  に達するけれども塑性設計に必要な変形能力は期待できない。また、ノンコンパクト断面やプレートガーダーでは局部座屈が早期に生じ、 $M_p$  を負担することができない。一般に、変形能力は塑性回転容量  $R = \theta_h / \theta_p$  を用いて表わされる。ここに、 $\theta_h$  と  $\theta_p$  は耐力が  $M_p$  を低下する前の回転容量の弾性ならびに塑性成分である。従って、ASD手法に基づく設計ガイド<sup>2)</sup>ではコンパクト断面を対象に次のような等価塑性モーメント  $M_{pe}$  を用いている。

$$M_{pe} = R_f M_{pf} + R_w M_{pw} \quad \dots \dots \dots (1)$$

上式で  $M_{pf}$ 、 $M_{pw}$  は全塑性モーメントのフランジと腹板成分を表わす。そして、 $R_f$ 、 $R_w$  は局部座屈を考慮する低減係数であり、

$$R_f = 0.0845 E / F_{yf} (t_f / b')^2 < 1 \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$R_w = 1.32 E / F_{yf} (t_w / D_{cp})^2 < 1 \quad \dots \dots \dots (3)$$

ここに、 $E$  は鋼桁のヤング率； $F_{yf}$  はフランジの降伏点応力； $t_f$ 、 $b'$  は圧縮フランジの板厚と突出幅； $t_w$  は腹板厚； $D_{cp}$  は塑性曲げに対する中立軸から圧縮フランジ下面までの距離である。

Table 1 Ultimate strength of girders

Reference	Iest Girder	Yield Stress		$d_f / 2t_f$	$h_c / t_w$	$M_u / M_n$	AISC LRFD Spec		
		$F_{yf}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$F_{yw}$ (N/mm <sup>2</sup> )				Limit State	$M_u / M_n$	$M_{pe} / M_n$
Johnson (1976)	No. 1	380	446	14.29	176.2	0.687	FLB	1.015	0.196
	No. 2	372	445	14.29	173.9	0.689	FLB	1.011	0.199
	No. 3	375	398	14.29	154.2	0.708	FLB	1.021	0.204
	No. 4	377	411	14.26	153.7	0.690	FLB	1.000	0.203
	No. 5	375	426	14.14	110.6	0.726	FLB	0.980	0.226
	No. 6	382	410	14.18	109.3	0.723	FLB	0.972	0.225
	No. 10	425	398	11.46	149.2	0.807	FLB	1.004	0.291
Holtz (1973)	WS-3	328	288	9.67	115.3	0.863	WLB	0.949	0.467
	WS-4	328	288	9.67	117.8	0.879	WLB	1.094	0.422
Holtz (1975)	WS-12-N	239	290	14.67	104.1	0.915	FLB	1.065	0.341
	WS-13-N	239	290	14.67	113.0	0.881	FLB	1.027	0.323
Fukumoto (1985)	GA	271	318	6.86	117.8	0.992	WLB	1.100	0.734
	GE	271	318	6.81	117.7	0.962	WLB	1.068	0.689
Schilling (1985)	US	410	450	9.02	137.9	0.677	PG	1.000	0.252
	UL	401	450	9.15	128.2	0.812	PG	1.024	0.367
	SL	362	450	9.88	171.4	0.889	PG	1.013	0.400

Note: FLB- flange local buckling; WLB- web local buckling; PG- calculated by plate girder provisions;  $M_{pe}$ - effective plastic moment.

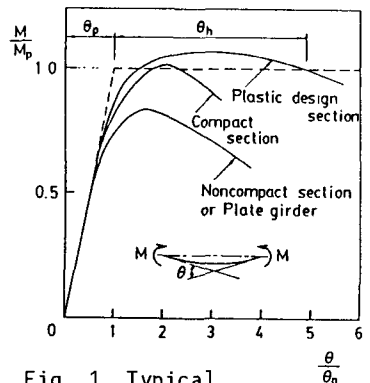


Fig. 1 Typical moment-rotation curves

ノンコンパクト断面はりの実験から得られた曲げモーメント ( $M/M_p$ ) と回転角 ( $\theta_h/\theta_p$ ) の関係を Fig.2 に示す。単純はりのスパン中央に集中荷重を載荷した結果であり、その載荷点と両支点は横補剛されている。図中のようにフランジの幅厚比は一定値であるが、腹板の幅厚比は3種類に変化している。すべての実験はりが圧縮フランジの局部座屈で崩壊した。この図から、腹板の幅厚比 ( $h/t_w$ ) の増大とともに耐荷力は低下しているが、曲げモーメント-回転角の関係には明瞭な相違はみられない。前述のLRFD示方書から求めた耐荷力の推定値を  $m = M_h/M_p$  で表わしてあり、これらの実験はりでは限界状態：フランジの局部座屈 (FLB) によって決った。図中に示す水平の破線は等価塑性モーメント  $M_{pe}$  を用いた場合の曲げモーメント-曲率関係である。

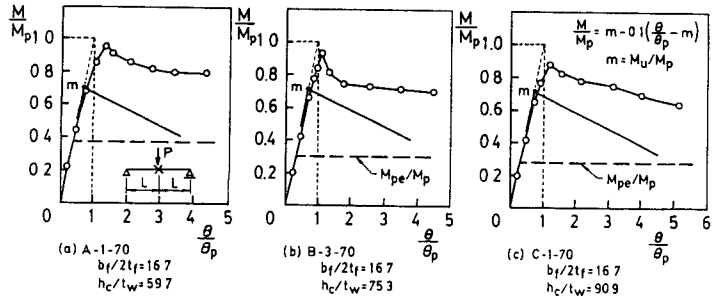


Fig. 2 Moment-rotation curves of noncompact beams

鉛直補剛材付きプレートガーダーから得られた実験結果<sup>10)</sup> の一例を Fig.3に示す。実験桁は Table 1に示すUS桁であり、圧縮フランジが引張フランジより小さい非対称断面である。この図から、 $(M/M_p) - (\theta/\theta_p)$  関係は弾性範囲内で良い直線性を呈し、最大荷重後も比較的緩やかに低下していることがわかる。そして、LRFD示方書のプレートガーダー規準から求めた耐荷力の推定値  $m$  は実験耐荷力と良く一致している。

本研究では、ノンコンパクト断面やプレートガーダーの曲げモーメント-曲率関係として次のような弾性-軟化型 (elastic-softening type) を提案する。

$$0 < \theta / \theta_p < m \text{ のとき } M/M_p = \theta / \theta_p \dots\dots\dots(4)$$

$$\theta / \theta_p > m \text{ のとき } M/M_p = m + k(\theta / \theta_p - m) \dots\dots(5)$$

ここに、 $m = M_h/M_p$  ;  $k$  はソフトニング係数を表わす。

Fig.2、Fig.3には  $k = -0.1$  を用いたときの理想化した関係が実線で描いてある。実験結果との比較から、この仮定は腹板の幅厚比が小さいはりでは多少低めを与えているが、プレートガーダーでは比較的良く推定できる。これに対し、等価塑性モーメントを用いると、あまりにも低めの評価になることがわかる。

4. あとがき

連続合成桁の負の曲げ挙動を的確に評価するためには、コンクリート床版付きプレートガーダーの耐荷力実験も今後必要であろう。

参考文献

- 1) AASHTO(1983): Standard Specifications for Highway Bridges, 13th Ed., Washington, D.C.
- 2) AASHTO(1987): Guide Specification for Alternate Load-Factor Design Procedures for Steel Beam Bridges Using Braced Compact Sections, Washington, D.C.
- 3) AISI(1986): Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Buildings, 1st Ed., Illinois.
- 4) Fukumoto, Y., Maegawa, K., Itoh, Y., and Asari, Y.(1985): Lateral Buckling Tests of Welded I-Girdes Under Moment Gradient, Proc. of JSCE , 362(I-4), 323-332(in Japanese).
- 5) Haaijer, G., Carskaddan, P.S., and Grubb, M.A.(1983): Autostress Design of Steel Bridges, J. Struct. Engrg. ASCE, 109(1),188-199.
- 6) Holtz, N.M., and Kulak, G.L.(1973): Web Slenderness Limits for Compact Beams, Struct. Engrg. Report No.43, Univ. of Alberta, Canada.
- 7) Holtz, N.M., and Kulak, G.L.(1975): Web Slenderness Limits for Non-Compact Beams, Struct. Engrg. Report No.51, Univ. of Alberta, Canada.
- 8) Johnson, D.L.(1976): Buckling of Beam Compression Flanges, A Report Submitted to AISI, Butler Manufacturing Company.
- 9) Ohtake, A., and Iwamuro, F.(1982): Load-Deformation Characteristic of Light-Gage I-Shaped Members, Research Report No.8104, Research Institute of Sumitomo Metal Industry Corp., Japan (in Japanese).
- 10) Schilling, C.G.(1985): Moment-Rotation Tests of Steel Bridge Girders, Report on Project 188, AISI, Washington, D.C.

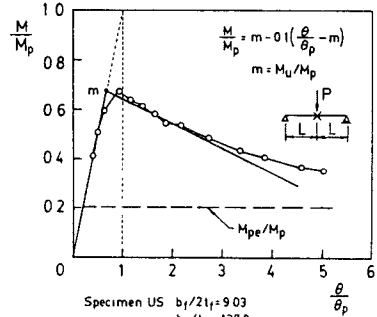


Fig. 3 Moment-rotation curves of plate girder