

運輸省

正員

和田 邦造

名古屋工業大学

正員

長谷川 彰夫

東京大学

正員

西野 文雄

序 ウェブの座屈に起因するプレート・ガ－ダーの曲げ耐荷力に関して今まで発表されたBawden, 秋田・藤井, Herzog の理論に問題があることは既に指摘している¹⁾。本研究では, そのような現状認識のもとで, 今までの理論に変わり得る新しい考え方に立ったプレート・ガ－ダーの曲げ耐荷力の理論を導いた。

理論構成 対象はFig.1aに示す垂直補剛材を持つ2軸対称のプレート・ガ－ダーである。曲げ耐荷力の計算モデルFig.1bに示すように圧縮フランジとウェブの有効幅の断面を垂直補剛材位置を端部とする柱とみなし, 鋼材の強度曲線に従う柱の強度 R_p を計算する。この R_p と同じ引張力を引張フランジとウェブの応力欠損による中立軸の低下を考慮した引張側ウェブで発生するものとし, その偶力を耐荷モーメントとした。仮定応力分布を断面の変数とともにFig.1cに示す。このとき, 曲げ耐荷力を支配する変数は次のように与えられる。

$$M_u/M_y = f(\lambda/t_w, A_w/A_{cf}, d/h, b/t_f, h_e/h, \sigma_y/\sigma_f, g_y)$$

ここで, A_w = ウェブ面積, A_{cf} = 圧縮フランジ面積, h_e = ウェブ有効幅

σ_y = 圧縮柱の比例限界応力, $g_y = \sqrt{E/\sigma_y}$ である。

Fig.1cに示す耐荷力モデルにより, 曲げ耐荷力を導くと

$$M_u/M_y = (\sigma_y/\sigma_f) \cdot \{(1+gP)/(1+P/G)\} \cdot (g^*/h) \quad (1)$$

ここで

$$i) \frac{\sigma_y}{\sigma_f} = 1 - \frac{\sigma_f}{\sigma_y} \frac{1}{\pi^2 g^2} (1 - \frac{\sigma_y}{\sigma_f}) (\frac{h_e}{r})^2 \quad \text{for } \sigma_y/\sigma_f \geq \sigma_y/\sigma_f \quad (2a)$$

$$= \pi^2 g^2 / (h_e/r)^2 \quad \text{for } \sigma_y/\sigma_f < \sigma_y/\sigma_f \quad (2b)$$

$$ii) g = h_e/h = (h_e/t_w)/(h/t_w) = (\frac{-4P+42}{27.68}) g_y / (h/t_w) \quad (3)$$

$$iii) P = A_w/A_{cf} \quad (4) \quad iv) g^*/h = (1+\mu - \eta/h - \xi/h) \quad (5)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ただし, } \frac{1}{\mu} &= \frac{h_e}{t_f} = \frac{\sqrt{A_{cf}}}{A_w} \frac{b}{t_f} \frac{h_e}{t_w}, \quad \eta = \frac{gP(g+\mu)}{2(1+gP)}, \\ \xi &= \frac{P(\frac{h_e}{h}) (\frac{1}{3} \frac{h_e}{h} + \frac{h_e}{h})}{2+P} \frac{h_e}{h}, \quad \frac{y_b}{h} = \sqrt{2g + \frac{2+4P}{P} + \frac{4}{P^2} - (\frac{2}{P} + g)} \end{aligned} \right\} \quad (6a-d)$$

$$v) \frac{h_e}{r} = \frac{1}{2} \frac{d}{h} \sqrt{\frac{K^2 + g^2 P}{12(1+gP)}} + \frac{gP(g+\mu)^2}{4(1+gP)^2} \quad (7)$$

ここで 1) 柱の強度曲線として残留応力を考慮する必要から, C R C

曲線を用いた。2) ウェブの有効幅は A_w/A_{cf} と材料定数 g_y の関数とし,

$\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ に対し, $A_w/A_{cf} = 0.5$ で $h_e/t_w = 40$, $A_w/A_{cf} = 2.0$

で $h_e/t_w = 30$ となる直線式(3)を用いた。3) 圧縮フランジ柱の

垂直補剛材位置での境界条件を固定するなめり $h_e = d/2$ とした。

考察 計算に表れるパラメータでフランジの幅厚比

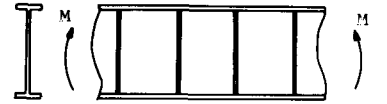
b/t_f は結果に敏感で, $b/t_f = 26$ として問題ないことを確かめた。

比例限界応力 σ_y は $\sigma_y/\sigma_f = 0.5$ とした。式(2-7)の内, 式(5

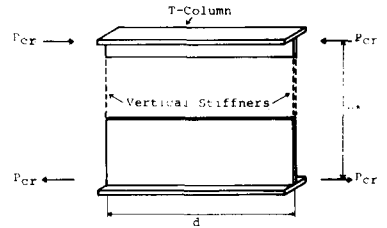
-7) は複雑な計算を必要とするため, 次の近似式を求めた。

$$g^*/h = \{1/(gP + 9.79)\} + 0.92 \quad (8)$$

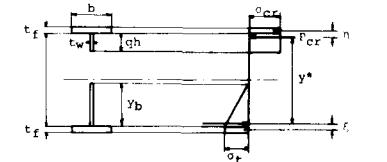
$$h_e/r = 1.3(d/h) / \sqrt[3]{gP} \quad (9)$$



(a)



(b)



(c)

Fig. 1 曲げ耐荷力の解析モデル

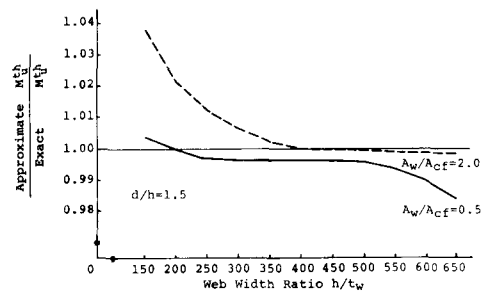


Fig. 2 近似式の厳密式に対する精度

式(8,9)を用いた近似耐荷モーメントと厳密式の比を $d/h=1.5$, $\sigma_y=2400 \text{ kg/cm}^2$ に対し, Fig. 2 に示す。
 $d/h < 1.5$ では近似がさらによくなり、図の場合でも誤差が最大5%以下であることから、式(8,9)は近似式として十分評価し得るものである。

厳密式を用いた場合の曲げ耐荷力を A_w/A_{cf} , d/h をパラメータとし、 R/t_w と M_u/M_y の関係として $\sigma_y=2400 \text{ kg/cm}^2$ に対し、示したのが Fig. 3 である。この結果によれば、 A_w/A_{cf} の値の影響の他、従来考慮されていない垂直補剛材の間隔 d/h の影響が反映され、ウェブの幅厚比が実用領域である350程度以下であれば、その影響は小さいが、幅厚比が大きくなるとその影響が顕著にあらわれることがわかる。

ウェブの幅厚比を鋼種に関し無次元化した $\frac{R}{t_w} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$ と M_u/M_y の関係として示したのが Fig. 4 である。ここで $\sigma_y=24.58, 24.15, 21.37$ はそれぞれ $\sigma_y=2400, 3600, 4600 \text{ kg/cm}^2$ に相当する。

板の座屈解析と異なり、柱の耐荷力モデルを用いながらウェブの $\frac{R}{t_w} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$ のみで表示したため、曲げモーメントの耐荷力曲線は鋼種に係る1本の曲線ととならない。これは座屈ではなく、板集成構造の耐荷力を扱っていることから、当然の結果とさえよう。

筆者等の最近の実験も含め、ウェブの曲げ座屈に起因して、 $M_u^ex/M_y \leq 1.0$ で崩壊している実験値を集め、本理論の近似式($\sigma_y=2400 \text{ kg/cm}^2$ としている)と比較した結果を Table 1 に示す。その結果は M_u^ex/M_y で平均値0.999, 変動係数5.4%であり、近似式を用いても、実用上問題ない精度を十分確保していることがわかる。

参考文献

- 1) 長谷川彰夫, 塚口隆良, 西野文雄, “プレート・カーダーの耐荷力に関する一考察”, 橋梁と基礎, Vol.11, No.4,5, 1977年4,5月, pp.25-32, 8-12
- 2) 和田耕造, 長谷川彰夫, 西野文雄, “水平補剛材を持たないプレート・カーダーの曲げ耐荷力実験”, 土木学会中部支部研究発表会前刷, 昭和54年2月, pp.52-53.

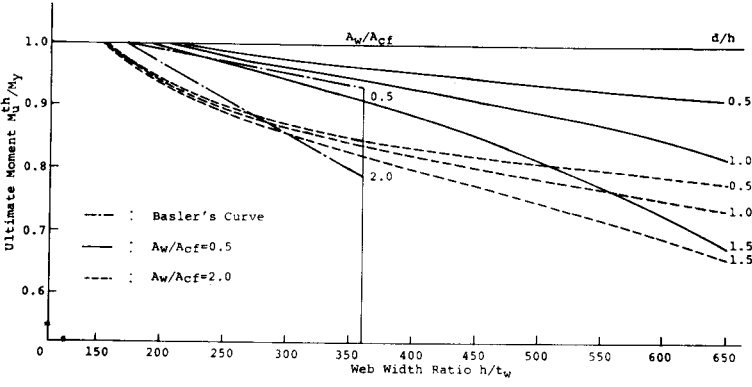


Fig. 3 曲げ耐荷力特性 (厳密式)

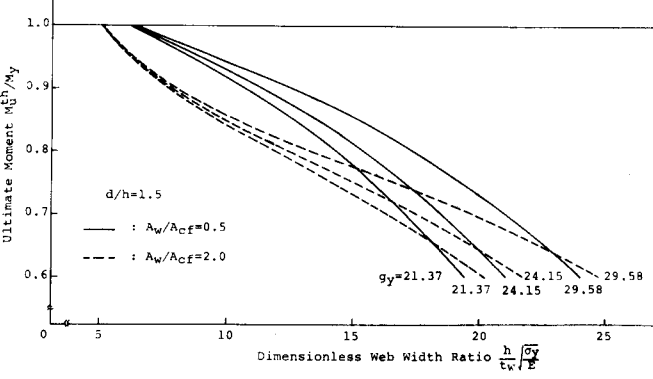


Fig. 4 $\frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$ で表示した曲げ耐荷力特性 (厳密式)

Table 1 理論値 (近似式) と実験値 との比較

No	Ref.	Test Girders	$(\sigma_y)_{web}$ kg/mm ²	$(\sigma_y)_{flange}$ kg/mm ²	b/t_f	d/h	h/t_w	A_w/A_{cf}	M_u^ex/M_y	M_u^{th}/M_y	M_u^{th}/M_u^{ex}
1	Hasegawa et al.	B-25-0	33.5	24.74	12.56	1.50	256.77	1.21	0.834	0.931	0.896
2	Cooper	LB-1	23.4	26.40	7.94	1.00	443.49	0.75	0.891	0.893	0.998
3		G2-T1	24.82	27.14	7.93	1.50	185.19	1.44	0.905	0.990	0.914
4	Basler et al.	G2-T2	24.82	27.14	7.93	0.75	185.19	1.44	0.966	0.995	0.971
5		G4-T1	30.51	26.44	7.86	1.50	387.55	0.69	0.900	0.883	1.019
6		G4-T2	30.51	26.44	7.86	0.75	387.55	0.69	0.954	0.928	1.028
7	Konishi et al.	A	28.00	28.00	10.00	1.00	266.67	1.88	0.919	0.900	1.021
8	Owen	TG-0	21.17	24.27	8.00	1.00	750.59	0.83	0.854	0.761	1.122
9	Wastlund et al.	B-2	24.00	24.00	4.90	1.625	210.53	1.32	0.982	0.964	1.019
10		B-21-A	32.92	28.66	11.91	0.75	212	1.20	1.00	0.975	1.026
11	Hasegawa et al.	B-21-B	32.92	28.66	11.95	1.50	212	1.20	0.98	0.968	1.012
12		B-25-A	32.92	28.66	11.91	0.75	252	1.43	0.92	0.936	0.983
13		B-25-B	32.92	28.66	11.91	1.50	252	1.43	0.90	0.925	0.973

Remarks : Mean=0.999 and Coefficient of Variation=0.054 for M_u^ex/M_u^{th}