

## 鋼構造部材の耐荷力の一算定法

A METHOD OF EVALUATIONS FOR ULTIMATE STRENGTH  
OF STEEL STRUCTURAL MEMBERS

塩見 弘幸\*・福本 嘯士\*\*

By Hiroyuki SHIOMI and Yuhshi FUKUMOTO

## 1. はじめに

鋼構造部材、特に柱、はり、板、プレートガーダー等の耐荷力の評価に関しては、縦軸に強度、横軸に部材もしくは部材要素の座屈パラメーターをとり表示すると、弾性域では比較的弾性座屈曲線、または後座屈曲線に従い、横軸が零に近づくと、塑性強度または降伏強度によって決まり、その間の非弾性域では、なんらかの遷移曲線に従っていることがわかる。この遷移曲線について、たとえば柱に関しては、古くから Rankine-Goldon 式、直線式 (Tetmajer)、放物線式 (Johnson) 等が使用されていることは周知のとおりである。このうち Rankine-Goldon 式の類似形が、はりについても多く用いられている。これらの曲線は、降伏強度から弾性座屈曲線へのすりつけが比較的滑らかで、式の形も簡潔であり、さらに、他の構造部材への適用の可能性も考えられる。簡単な骨組の耐荷力の算定に用いられている Merchant-Rankine 式 (M・R 式) も、この Rankine-Goldon 式と同形の式として分類できる。本研究ではこの代数関数を取り上げ、この式の形を M・R 型の耐荷力式とよぶことにする。

Merchant は簡単な骨組に関して次式を提案した<sup>1)</sup>。

$$1/\lambda_f = 1/\lambda_p + 1/\lambda_c \quad \dots\dots\dots (1)$$

または、

$$\lambda_f/\lambda_p = 1/(1 + \lambda_p/\lambda_c) \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $\lambda_f$  : 崩壊荷重、 $\lambda_p$  : 塑性荷重または降伏荷重、 $\lambda_c$  : 弾性座屈荷重である。I 型はりの横倒れ耐荷力を評価するため C. Massey や N.S. Trahair は式 (2) に直接システム係数を導入することを提唱し<sup>2)</sup>、はりに関しては次式のように拡張され用いられるようになった。

$$\lambda_f/\lambda_p = \alpha/[1 + \beta(\lambda_p/\lambda_c)^p]^{1/p} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $p$  : システム係数、 $\alpha, \beta$  : 補正係数 Klöppel-

Unger の提案式、Djalaly の提案式、ECCS マニュアルにおける基本座屈公式等はすべて式 (3) の形である<sup>3)</sup>。柱の分野においても D. Allen の研究<sup>4)</sup>、ECCS の multiple curves を M・R 型の耐荷力式として表示する改定中の DIN 4114 等<sup>5)</sup>にその適用例がみられるが、その範囲は現在のところ、柱とはりの分野に限られているように見受けられる。そこで、本研究ではこれを板要素とプレートガーダーの耐荷力の算定に拡張して用いることを試みる。

## 2. 板要素への適用と考察

## (1) 無補剛板

ここで対象とする板要素は、純圧縮を受ける無補剛板および補剛板である。M・R 型の板要素の耐荷力式を次のように考える。

$$P_u/P_y = [1/(1 + \bar{R}^2)^p]^{1/p} \quad \dots\dots\dots (4 \cdot a)$$

または、

$$(P_u/P_y)^p + (P_u/P_e)^p = 1 \quad \dots\dots\dots (4 \cdot b)$$

ここに、 $\bar{R}$  は等価幅厚比で、

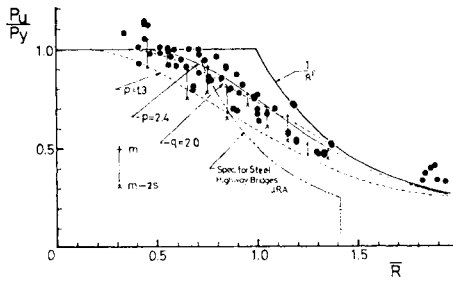
$$\bar{R} = \sqrt{P_y/P_e} = b/t \sqrt{(\sigma_y/E) \{12(1-\nu^2)/\pi^2 k\}} \quad \dots\dots\dots (4 \cdot c)$$

また、 $P_u$  : 板要素の耐荷力、 $P_y$  : 板要素の降伏荷重、 $P_e$  : 板要素の弾性座屈荷重、 $E$  : ヤング率、 $k$  : 板の座屈係数、 $b$  : 板幅、 $t$  : 板厚、 $\sigma_y$  : 降伏点応力、 $\nu$  : ポアソン比である。無補剛板について利用した実験データは文献 3) からの 67 個で、いずれも両縁支持板である。

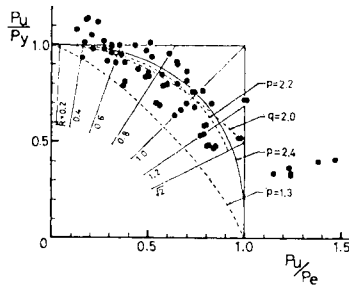
図-1 は縦軸が  $P_u/P_y$ 、横軸が  $\bar{R}$  で表わされる座標中に実験値を表わしたものである。また、平均値  $m$  と特性値  $m-2s$  ( $s$  は標準偏差) も与えてある。 $P_u/P_y$  と  $P_u/P_e$  の相関関係を表わすと図-2 のようになる。この図では、 $P_u/P_y=1.0$  の横線が無次元降伏点応力を、 $P_u/P_e=1.0$  の縦線が Euler 曲線を表わしている。また原点からの放射状の直線群の勾配が  $\bar{R}$  を示している。

\* 正会員 中部工業大学講師 土木工学科

\*\* 正会員 Ph.D. 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科



図一 無補剛板の強度と M・R 型耐力曲線



図二 無補剛板における  $P_u/P_y$  と  $P_u/P_e$  の相関関係

勾配が水平に近づくと  $\bar{R}$  は大きくなり、板は薄肉化の傾向をたどり、後座屈強度が期待できることから、横軸の 1.0 から大きくはみ出す実験点がある。この逆に勾配が急になると板厚は厚くなり、 $P_u \rightarrow P_y$  となり全断面降伏荷重付近まで板の耐力が期待できることを示している。  $p=2.4$  が実験値の平均値を、そして  $p=1.3$  が実験値の下限値をよく説明できるようなのである。

$\bar{R}=1.8 \sim 1.9$  付近に数個の実験値が図示されているが、 $\bar{R}$  のこの範囲では板には後座屈強度が期待でき、Euler 曲線より上回っているが、ここでは  $\bar{R} \leq \sqrt{2}$  の実用的な範囲にのみ注目し、式 (4・b) を次のように変形する。

$$P_u/P_y + \alpha_c (P_u/P_e)^q = 1 \quad \dots\dots\dots (5)$$

$\bar{R} = \sqrt{2}$  で Euler 曲線に結ぶためには、 $\alpha_c = 0.5$  とすればよい。この式で  $q=2$ ,  $\alpha_c = \bar{R} = \sigma_{RC} / \sigma_y$  ( $\sigma_{RC}$ : 残留応力) とすれば、残留応力をもつ H 型断面柱の耐力式となる<sup>6)</sup>。表一は最小二乗法による回帰分析結果で条件 a は式 (4・a) を用い全データについて、条件 b は  $\bar{R} \leq \sqrt{2}$  の 60 データについて式 (4・a) を用い  $p$  を条件 a と等しくした場合、条件 b' は b と同条件であるが、適応性をよくするためシステム係数を変えてみたもの、そして条件 c は式 (5) を用い  $\bar{R} \leq \sqrt{2}$  のデータについて行った結果である。これから、条件 b' の場合が最もよく実験値の平均値を説明していることになるが、 $\bar{R} = \sqrt{2}$  において不連続となる。したがって、条件 c の場合がばらつきは少し大きくなるが、提案曲線としては適当であろう。

表一 板要素に関する提案式と回帰分析結果

板要素	提案式・条件	資料数	システム係数	平均値 (実/理)	標準偏差	変動係数
無補剛板	式 (4・a), a	66	$p=2.4$	1.017	0.125	0.123
	式 (4・a), b	60	2.4	0.988	0.082	0.083
	式 (4・a), b'	60	2.2	1.005	0.081	0.080
	式 (5), c	60	$q=2.0$	1.002	0.085	0.085
補剛板	式 (4・a)	108	$p=2.0$	1.009	0.105	0.104

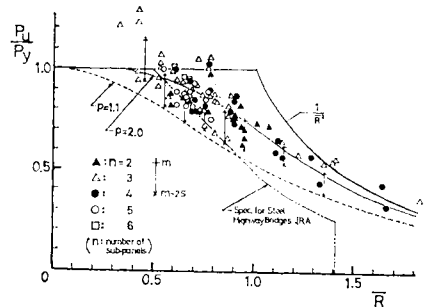
(2) 補剛板

ここでは文献 3) から 108 個のデータを利用した。式 (4・c) における補剛板の座屈係数は次の  $k_F$  と  $k_R$  の値の小さい方を用いる<sup>7)</sup>。

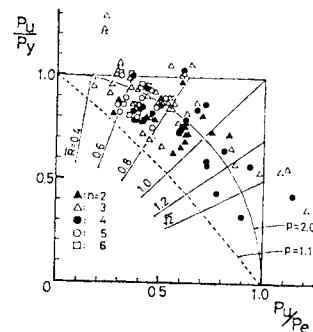
$$k_F = \left[ \frac{(1 + \alpha_s^2)^2 + nr}{\alpha_s^2 (1 + n\delta)} \right] \left. \begin{array}{l} \alpha_s < \sqrt[4]{1 + nr} \\ \alpha_s \geq \sqrt[4]{1 + nr} \end{array} \right\} \\ = \left[ \frac{2(1 + \sqrt{1 + nr})}{(1 + n\delta)} \right] \quad \dots\dots\dots (6 \cdot a)$$

$$k_R = 4n^2 \quad \dots\dots\dots (6 \cdot b)$$

ここに、 $r$ : 補剛材 1 本の板に対する剛比、 $\delta$ : 補剛材 1 本の板に対する面積比、 $\alpha_s$ : 板のアスペクト比、 $n$ : パネル数。図一<sup>3</sup> および 図一<sup>4</sup> に実験値とシステム係数  $p=1.1$  と 2.0 の場合を図示する。ただし、図中の道路橋示方書<sup>7)</sup>の基準耐力曲線の表示は、横軸の  $\bar{R}$  に  $k_R$  を用いたと仮定している。無補剛板に比べるとばらつきが大きく、下限値は特性値  $m=2.5$  を考慮して  $p=1.1$  が適当であろう。



図三 補剛板の強度と M・R 型耐力曲線



図四 補剛板における  $P_u/P_y$  と  $P_u/P_e$  の相関関係

### 3. プレートガーダーへの適用と考察

#### (1) 曲げを受ける場合

プレートガーダーの曲げ耐力を式(7)によって評価する。

$$M_u/M_y = [1 / \{1 + (\sqrt{\alpha_M} \lambda)^2\}]^{1/p} \dots (7 \cdot a)$$

ここに、

$$\lambda = \sqrt{M_y/M_e} = (2\sqrt{3}/\pi) (l_b/b_f) \sqrt{\sigma_{yf}}/E \dots (7 \cdot b)$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha_M = R_M &= (h/t_w) \sqrt{(\sigma_{yw}/E) \{12(1-\nu^2)/k_b \pi^2\}} \\ R_M &> 1 \\ \alpha_M = 1 & \quad R_M \leq 1 \end{aligned} \right\} \dots (7 \cdot c)$$

また、 $M_u$ ：耐力曲げモーメント、 $M_y$ ：降伏曲げモーメント、 $M_e$ ：弾性座屈モーメント（横倒れ座屈）、 $l_b/b_f$ ：フランジ幅に対する桁固定点間距離、 $\sigma_{yf}$ 、 $\sigma_{yw}$ ：フランジとウェブの降伏応力、 $h/t_w$ ：ウェブの幅厚比、 $k_b$ ：純曲げを受けた周辺単純支持板の座屈係数=23.9。

ただし、水平補剛材をもつプレートガーダーはウェブの座屈パラメーターを考慮せず、 $\alpha_M=1.0$ とする。式(7・a)はプレートガーダーの曲げ耐力が、式(7・b)で表わされる圧縮フランジの水平座屈パラメーター $\lambda$ に主として影響され、式(7・c)で表わされるウェブパネルの座屈パラメーター $R_M$ は、曲げ耐力に対し2次に影響を及ぼし、単に $\lambda$ の補正係数として取り扱われることを意味している。

すなわち、 $R_M > 1$ の場合は、ウェブの局部座屈としてプレートガーダーの耐力に影響を及ぼし、 $R_M < 1$ の場合はまったく影響を及ぼさないと考えるわけである。用いたデータは、長谷川らが収録した水平補剛材をもたないプレートガーダーの曲げ耐力実験に関するもの<sup>8)</sup>文献3)とからで、水平補剛材をもつもの31個、水平補剛材をもたないもの60個である。ただし、圧縮フランジのねじれ座屈による崩壊については取り扱わないことにした。

図-5に横軸に $\bar{\lambda} = \sqrt{\alpha_M} \lambda$ を、図-6には横軸に $\alpha_M \cdot M_u/M_e$ をとった場合の実験値等を図示する。横倒れ防止の対策が施されたデータが多いため、図のように実験値は $\bar{\lambda}$ の小さい範囲に片寄っている。式(7・a)において $p=2.0$ の場合がほぼ平均値を表わすが、 $\bar{\lambda}$ の各区分ごとに計算された平均値の位置とのずれがほかに比べて大きい。これは $\bar{\lambda} < 0.2$ において、応力除去焼鈍された特殊な実験データを含んでいることが原因していると考えられる。したがって、このことを考慮すれば、システム係数はもう少し低めに評価されると考えられる。利

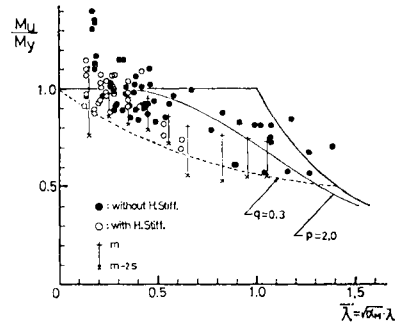


図-5 プレートガーダーの曲げ耐力と M・R 型耐力曲線

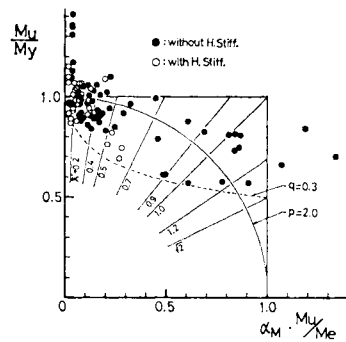


図-6 曲げを受けるプレートガーダーの  $M_u/M_y$  と  $\alpha_M \cdot M_u/M_e$  との相関関係

用したデータは  $\bar{\lambda} < \sqrt{2}$  であるためこの範囲に着目し次式を考える。

$$M_u/M_y + 0.5 (\alpha_M \cdot M_u/M_e)^q = 1 \dots (8)$$

式(8)による回帰分析を行いその結果を表-2に示したが、式(7・a)に関するものよりも適用性はよくない。しかし下限値を示す場合は、 $q=0.3$ とすると実験値をよく説明している。

表-2には、Cooper, Herzog, Owen-Rockeyの提案式<sup>9)</sup>との比較も行われているが、いずれも式(6・a)におけるシステム係数 $p=2.0$ の場合よりも、変動係数によって示される実験値のばらつきは少し低いようである。

#### (2) せん断を受ける場合

ここでは Basler, Cooper, 坂井, Rockey らのプレートガーダーのせん断耐力の実験値が整理されたもの<sup>8)</sup>をデータとして利用した。式(9)に M・R 型のプレートガーダーのせん断耐力式を示す。

$$V_u/V_p = [1 / \{1 + (\sqrt{\alpha_V} R_V)^2\}]^{1/p} \dots (9 \cdot a)$$

ここに、

$$\begin{aligned} R_V &= \sqrt{V_p/V_e} = \sqrt{\tau_y/\tau_{cr}} \\ &= (h/t_w) \sqrt{(\sigma_{yv}/\sqrt{3} E) \{12(1-\nu^2)/\pi^2 k_s\}} \end{aligned} \dots (9 \cdot b)$$

表-2 プレートガーダーに関する回帰分析結果と他の提案値との比較

プレートガーダー	提案式	資料数	システム係数	平均値(実/理)	標準偏差	変動係数
曲げ耐力	式(7・a)	91	$p=2.0$	1.011	0.145	0.143
	式(8)	91	$q=2.0$	1.413	0.495	0.350
	Cooper	89	—	1.017	—	0.130
	Herzog	84	—	1.080	—	0.117
	Owen-Rockey	67	—	1.007	—	0.122
せん断耐力	式(9・a)	57	$p=1.3$	1.000	0.200	0.200
	Basler	57	—	1.020	0.268	0.262
	Rockey-Skaloud	57	—	1.130	0.441	0.390

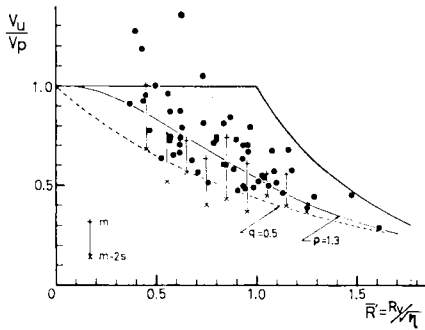


図-7 プレートガーダーのせん断耐力と M・R 型耐力曲線

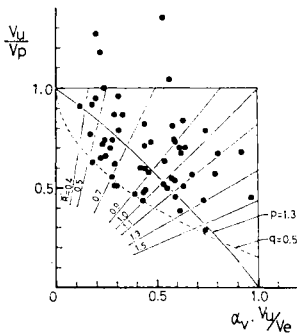


図-8 せん断を受けるプレートガーダーの  $V_u/V_p$  と  $\alpha_v \cdot V_u/V_e$  の相関関係

$$1/\alpha_v = \eta = \sqrt{3} \{1 + 4(A_{cf}/A)(A_{cf}/A_w)\} \quad \dots\dots\dots (9 \cdot c)$$

上式(9・b)の  $k_s$  は周辺固定支持板のせん断座屈係数で次の近似式を用いる。

$$\left. \begin{aligned} k_s &= 8.98 + 5.6/\alpha_s^2 & \alpha_s > 1 \\ k_s &= 5.6 + 8.98/\alpha_s^2 & \alpha_s \leq 1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9 \cdot d)$$

$\alpha_s$  : ウェブパネルのアスペクト比,  $A_{cf}$ ,  $A_w$  : それぞれ圧縮フランジおよびウェブの断面積,  $A$  : 全断面積。

図-7 に縦軸に  $V_u/V_p$ , 横軸に  $\bar{R}' = R_v/\sqrt{\eta}$  をとり実験点を図示する。  $p=1.3$  がほぼ平均値を表わす。 図-8 は、  $V_u/V_p$  と  $V_u/V_e$  との相関関係を示したものである。 表-2 に式(9・a)の最小二乗法による回帰分析

表-3 式(10)における各係数等のまとめ

構造部材	平均値 下限値	$p$	$q$	$\beta$	$\alpha$	$\sqrt{\lambda p/\lambda c}$
無補剛板	平均値	1.0	2.0	0.5	1.0	$\bar{R}$ : 式(4-c)
	下限値	1.3	1.3	1.0	1.0	$\bar{R}$ : 式(4-c)
補剛板	平均値	2.0	2.0	1.0	1.0	$\bar{R}$ : 式(4-c)
	下限値	1.1	1.1	1.0	1.0	$\bar{R}$ : 式(4-c)
プレートガーダー(行)	平均値	2.0	2.0	1.0	$\alpha_M$ : 式(7-c)	$\lambda$ : 式(7-b)
	下限値	1.0	0.3	0.5	$\alpha_M$ : 式(7-c)	$\lambda$ : 式(7-b)
プレートガーダー(せん断)	平均値	1.3	1.3	1.0	$\alpha_V$ : 式(9-c)	$R_V$ : 式(9-b)
	下限値	1.0	0.5	0.85	$\alpha_V$ : 式(9-c)	$R_V$ : 式(9-b)

結果と、Basler および Rockey-Skaloud の提案式<sup>3)</sup>との比較を示す。 M・R 型の耐力方式の方が実験値をよく説明しているようである。

### 4. むすび

これまでの結果を整理するため、 M・R 型耐力方式を次式のように表わす。

$$(\lambda_f/\lambda_p)^p + \beta(\alpha \cdot \lambda_f/\lambda_c)^q = 1 \quad \dots\dots\dots (10)$$

式(10)について本研究で取り扱った構造部材に関して、平均値および下限値をまとめると表-3のようになる。これによって、実験値に基づく経験式として、各種構造部材に統一した形で耐力方式を与えることができる。また、ここで用いられるパラメーターは、各種構造部材に対してほとんど既存の形のものばかりであり、比較的簡易な式といえよう。

### 参考文献

- 1) Merchant, W. : The Failure Load of Rigid-Jointed Frameworks as Influenced by Stability, The Struct. Engr., Vol. 32, pp. 185~190, July, 1954.
- 2) Campbell Massey, B.A. : The Lateral Stability of Steel I Beams in the Plastic Range, Civil Engineering Transactions, Vol. 6, pp. 119~129, September, 1964.
- 3) 福本 順ほか：鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性への適用，橋梁と基礎，Vol. 14, Nos. 9, 10, 1980 掲載予定（この論文の研究のために収録された資料）。
- 4) David Allen : Merchant-Rankine Approach to Member Stability, Journal of the Structural Div., ASCE, Vol. 104, No. ST 12, pp. 1909~1914, December, 1978.
- 5) 伊藤 敏一・西村 昭：新しいヨーロッパ座屈曲線について，橋梁と基礎，Vol. 14, No. 2, pp. 36~39, Feb., 1980.
- 6) 坂本 順ほか：鋼構造圧縮材の塑性耐力方式に関する考察（その2），日本建築学会論文報告集，第152，pp. 1~6, 1968.10.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書同解説，昭和55年2月。
- 8) 長谷川 彰夫・堀口 隆良・西野 文雄：プレートガーダーの耐力に関する考察（上）および同（下），橋梁と基礎，Vol. 11, Nos. 4, 5, 1977.
- 9) 小西 一郎編：鋼橋基礎編（1），丸善，1977.