

# 矩形断面鋼製橋脚柱の最大耐力推定法

鈴木賢治<sup>1</sup>・石澤俊希<sup>1</sup>・井浦雅司<sup>2</sup>

<sup>1</sup> 東京電機大学大学院理工学研究科 (〒350-0394 埼玉県比企郡鳩山町)

<sup>2</sup> 工博 東京電機大学教授 理工学部建設工学科 (〒350-0394 埼玉県比企郡鳩山町)

鋼製橋脚の耐震性を検討するため、鋼製橋脚モデルの静的繰返し載荷実験は、建設省土木研究所において1990年頃より行われていた。1995年1月に発生した阪神淡路大震災により、鋼製橋脚に多くの被害が見られたことから、その後、多くの研究機関において鋼製橋脚の研究が行われている。最近では、静的繰返し載荷試験の他に準静的載荷実験も行われており、今後は、それらの実験結果をどのように設計へ反映するかが重要である。その意味でもコンクリートを充填しない鋼製橋脚の最大耐力や塑性率を推定することは重要であり、これまでもその推定方法は提案されている。ここでは、既往の矩形断面を有する鋼製橋脚の実験結果を整理し、その最大耐力を推定するパラメータを新たに提案することを目的としている。

*Key Words* : steel pier, box column, cyclic load, ultimate strength

## 1. はじめに

都市部においては、空間や施工時間の制約条件により鋼製橋脚が用いられる場合が多く、その力学的挙動を明確にするための実験が1990年初頭から行われていた<sup>1)</sup>。1995年1月に発生した阪神淡路大震災において、鋼製橋脚に大きな被害が見られたことから、その後、鋼製橋脚に関する研究が活発に行われている。それらの成果を踏まえて、1996年12月に改定された道路橋示方書<sup>2)</sup>においては、コンクリートで充填された鋼製橋脚の地震時保有水平耐力設計法が示されている。一方、コンクリートで充填されない鋼製橋脚については、その挙動に未解明な点が多いことから、動的解析法の使用を前提とした設計法が提案されている。

鋼製橋脚の設計に地震時保有水平耐力設計法を適用するにあたり、鋼製橋脚の最大耐力と最大耐力時の変位を推定することは必要不可欠である。コンクリートを充填しない鋼製橋脚については、これまで矩形断面を対象として文献3), 4)でそれらの値を推定する方法が提案されており、近い将来、地震時保有水平耐力設計法が適用されるものと思われる。しかしながら、最大耐力について検討すると、既存の推定方法は必ずしも精度は高くなく、著者らはより精度の高い推定方法を文献5)で提案した。しかしながら、現在検討が加えられている角部を補強した

矩形断面橋脚に文献5)の推定方法を適用することは難しい。そこで、本報告では、矩形断面鋼製橋脚において、角部補強の影響等も考慮できるパラメータを用いて、既存の方法よりも精度良く最大耐力を推定する方法を提案することを目的としている。

## 2. 各研究機関の実験結果

既往の実験結果の多くは、文献3)において整理されている。ここで用いる実験結果は、一部文献3)と重複するものの、名古屋大学<sup>4), 6), 7), 8)</sup>、建設省土木研究所<sup>1), 9), 10)</sup>、京都大学<sup>11), 12)</sup>、新日本製鉄<sup>13), 14)</sup>、東京電機大学<sup>15)</sup>において実施されたものである。用いた実験結果は、無補剛及び、縦補剛材や角部補強材で補剛された矩形断面鋼製橋脚で、全て静的載荷実験のものである。準静的載荷実験(pseudo dynamic test)も報告されているが<sup>16)</sup>、最大耐力を読み取ることが必ずしも容易ではないことから、本報告ではそれらの実験結果は用いていない。また、文献1)では、ヤング係数の決定法が従来の方法と異なり、通常値よりかなり低めに算出されているため、ここでは基準値として $E=2.1 \times 10^6$  kgf/cm<sup>2</sup>を用いた。他の文献においても、材料定数が記載されていない場合には、基準値としてヤング係数 $E=2.1 \times 10^6$  kgf/cm<sup>2</sup>、ポアソン比 $\nu=0.3$ を用いた。なお、既往のパラメータにおいては角部補強の影響を考慮する

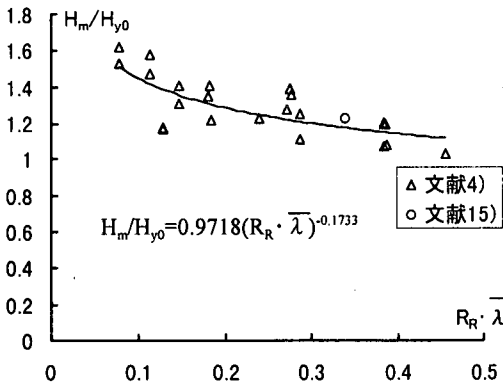


図-1 名古屋大学パラメータ (無補剛断面)

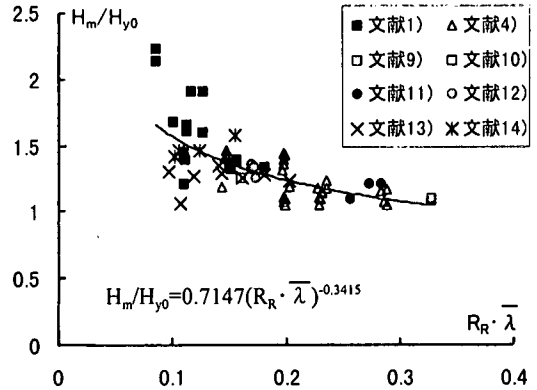


図-2 名古屋大学パラメータ (補剛断面)

ことは難しいので、角部補強された実験結果<sup>10)</sup>ではその影響を無視している。

### 3. 既往の最大耐力推定パラメータ

#### (1) 名古屋大学<sup>3), 4)</sup>

文献 3)においては、最大耐力を推定するにあたり、細長比パラメータとフランジの幅厚比パラメータを用いており、それぞれ以下の式で定義される。

$$\bar{\lambda} = \frac{Kh}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (1.a)$$

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_R}} \quad (1.b)$$

ここで、 $h$  は部材長、 $r$  は断面二次半径、 $K$  は有効座屈長、 $b$  は板幅、 $t$  は板厚、 $k_R$  はパネル数を  $n$  とした時に、 $4n^2$  で表わされる座屈係数、である。さらに以下の降伏荷重  $H_{y0}$  を用いている<sup>4)</sup>。

$$H_{y0} = \frac{M_y}{h} \quad (2)$$

ここで、 $M_y$  は降伏モーメント、 $h$  は供試体高さである。実験結果は縦軸に  $H_m/H_{y0}$ 、横軸に  $R_R \cdot \bar{\lambda}$  を用いて整理しているが、ここに  $H_m$  は実験より得られる最大荷重である。既往の実験結果を無補剛断面と補剛断面に分けて整理した結果を図-1 と図-2 に示す。

図中に実験結果に対する回帰曲線を実線で示している。回帰曲線は決定係数  $R^2$  (ここで、 $R$  は相関係数である) が高くなるような関数を用いており、図-1 の決定係数は 0.5571、図-2 の決定係数は 0.4978 である。図-1 より、無補剛断面の実験結果

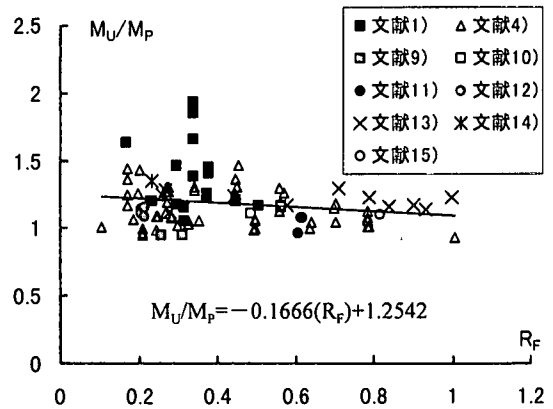


図-3 建設省土木研究所パラメータ

の多くは、回帰曲線上に分布していることがわかる。一方、図-2 より、補剛断面の場合は、 $R_R \cdot \bar{\lambda}$  が大きい範囲ではバラツキは小さいものの、 $R_R \cdot \bar{\lambda} = 0.1$  付近で実験結果に大きなバラツキが見られる。

#### (2) 建設省土木研究所<sup>17)</sup>

文献 17)では、一定軸力が作用した状態での終局曲げモーメント  $M_U$  を全塑性モーメント  $M_P$  で無次元化した  $M_U/M_P$  を縦軸に、横軸に以下の式で表わされる幅厚比  $R_F$  を用いて実験結果を整理している。ここで、 $k_F$  は補剛板全体の座屈係数である<sup>18)</sup>。

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad (3)$$

これらのパラメータを用いて既往の実験結果を整理したものを、図-3 に示す。図中に実験結果に対する回帰曲線を実線で示しており、回帰曲線の決定係数は 0.0415 である。図より、実験結果は  $R_F$  とは無関係に、 $M_U/M_P$  の比が約 1.0 から 2.0 の間に分

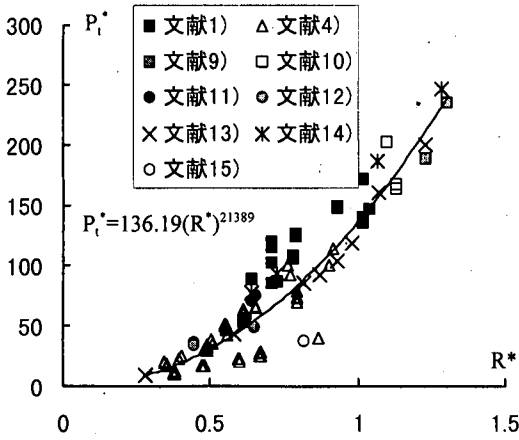


図-4 文献5)パラメータ(無補剛及び補剛断面)

布していることが分かる。

### (3) 東京電機大学<sup>5)</sup>

文献5)では、矩形断面のフランジとウェブの幅厚比パラメータを用いて実験結果を整理している。ここで、ウェブの影響を考慮した理由は、既往の実験結果において、局部座屈の影響がフランジばかりでなくウェブにも観察されており、箱型断面としての強度を評価するためである。本報告では以下に示すような無次元最大耐力  $P_i^*$  と  $R^*$  を用いる。

$$P_i^* = \frac{P_{\max} h}{E t^{*3} / 12 (1 - \nu^2)} \quad (4.a)$$

$$R^* = \sqrt{R_{r_f} \times R_{r_w}} \quad (4.b)$$

ここで、 $P_{\max}$  は実験より得られる水平最大荷重で、 $t^*$  は全断面積が等価になるように縦リブを断面の板厚に平均化した等価板厚である。また、矩形断面鋼製橋脚におけるフランジ、ウェブの幅厚比パラメータ、 $R_r$ 、 $R_f$  をそれぞれ計算し<sup>18)</sup>、その値の大きい方を採用し、フランジのそれを  $R_{r_f}$ 、ウェブのそれを  $R_{r_w}$  とし、それらの積の平方を  $R^*$  とおいている。幅厚比パラメータ  $R_r$  を計算する上でアスペクト比が必要であるが、ここではアスペクト比を  $\infty$  とおいている。その理由としては、ダイヤフラムの位置を用いてアスペクト比を計算するのが普通であるが、座屈形態はダイヤフラム間全体に発生しているというわけではなく、ダイヤフラムの影響はそれほど大きくないと考えたからである。また、等価板厚を用いた曲げ剛性でモーメントを無次元化しているが、これは様々なパラメータを用いた結果、もっとも決定係数が高くなるようなパラメータを用いた結果である。

図-4 は、既往の実験結果の無補剛及び補剛断面の最大耐力を、縦軸に  $P_i^*$  を横軸に  $R^*$  を用いて整理したものである。なお、図中に実験結果に対する回帰曲線を実線で示した。回帰曲線の決定係数は 0.8022 である。既往の実験結果は  $R^*$  が 1.30 から 0.28 まで分布しており、この範囲が本パラメータの適用範囲となる。図-4 においては、土木研究所の実験結果が他の研究機関の実験結果よりも、回帰曲線上の上側に分布している。しかしながら、これまでの他のパラメータを用いた場合よりも決定係数は向上している。

前にも述べた通り、既往のパラメータでは、縦補剛材の影響は考慮されているものの、角部補強材の影響を取り入れる事は難しい。すなわち、角部補強材を縦補剛材に置換してその影響を考慮する方法も考えられるが、その置換方法はかなり難しいものと思われる。以下において、角部補強材の影響を考慮できる新たなパラメータの提案を行う。

### 4. 新しい最大耐力推定パラメータ

ここでは、最大耐力を評価する新たなパラメータについて説明する。既往の実験結果を調べると、最大耐力付近において局部座屈が発生している。よって既往の研究では、実験結果を整理するにあたり、座屈パラメータである幅厚比が多く用いられている。一方、図-3 からも分かるように、既往の実験結果における局部座屈は弾塑性座屈であり、その最大耐力は全塑性モーメントを超えているものが多い。よって、幅厚比パラメータではなく、塑性断面係数を用いて実験結果を整理する方法も考えられる。理想的な材料を仮定した場合、全断面が塑性化した状態で以下の式が成立する。

$$M_p = Z \sigma_y \quad (5)$$

ここで  $Z$  は塑性断面係数、 $\sigma_y$  は鋼材の降伏応力、 $M_p$  は全断面が塑性化する時のモーメントであり、その時の横力を  $P_p$  とすれば  $M_p = P_p h$  となる。なお、縦補剛材や角部補剛材の影響は塑性断面係数  $Z$  に含まれている。式(5)の両辺を無次元化し、 $M_p$  の代わりに実験より得られる最大曲げモーメント  $M_{\max}$  を採用し、縦軸に無次元最大モーメント  $M^*$  を、横軸に無次元断面係数  $Z^*$  を用いて実験結果を整理する方法が考えられる。この際、式(5)の両辺を無次元化するパラメータにより最大耐力の推定方法の良否が依存する。本報告では、回帰曲線の決定係数が一番高くなるパラメータとして、以下の無次元パラメータを提案する。

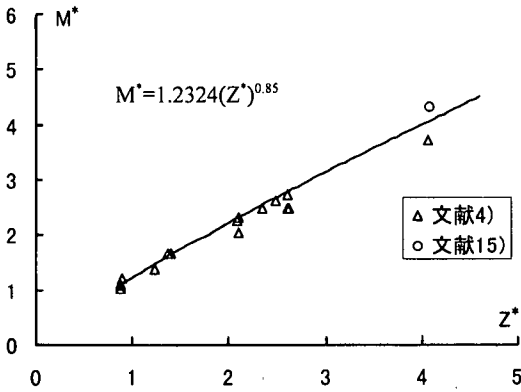


図-5 新パラメータ (無補剛断面)

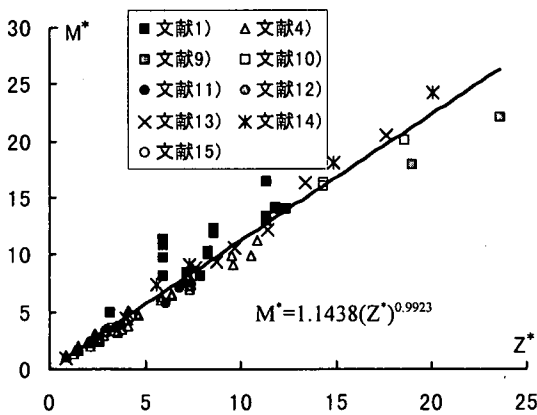


図-6 新パラメータ (無補剛及び補剛断面)

$$M^* = \frac{P_{\max} h}{Et \sqrt{1-n^*}}, \quad Z^* = \frac{Z \sigma_y}{Et \sqrt{1-n^*}} \quad (6)$$

ここに、 $t^*$ は式(4.a)で用いた等価板厚、 $n^*$ は軸力比である。これらのパラメータを用いて既往の実験結果を整理したものを、無補剛断面については図-5に、無補剛断面と補剛断面を併せた結果を図-6に示す。さらに、このパラメータを用いることにより角部補強に対しても同様に評価が行えるため、これまでの既往の実験結果に加えて、図-6には、文献15)の角部補強に注目した実験結果6体を追加した。また、角部補強を有する実験結果<sup>10)</sup>においても、既往のパラメータとは異なり、その影響を考慮している。なお、図中に実験結果に対する回帰曲線を実線で示した。それぞれの回帰曲線に対する決定係数は、図-5の無補剛断面で0.9732、図-6の無補剛及び補剛断面で0.9693となった。既往の実験結果は $Z^*$ が23.57から0.84まで分布しており、この範囲が本パラメータの適用範囲となる。なお、本報告で用いた既往の実験供試体におけるフランジ幅

厚比 $R_R$ の値は1.01から0.16の範囲にある。

図-6と既往のパラメータを用いた図-1~4を比較すると、本報告のパラメータにより矩形断面を有する鋼製橋脚の最大耐力は、精度良く推定できることが明らかとなった。

## 5.おわりに

本報告では、コンクリートを充填しない矩形断面鋼製橋脚の最大耐力を推定するパラメータについて考察した。既往の文献で提案されている最大耐力推定パラメータを用いてこれまでの実験結果を整理すると、比較的大きなバラツキが見られた。一方、本報告で提案した方法によれば、縦補剛材ばかりでなく角部補強の影響も考慮できる上、最大耐力を推定する精度もこれまでの方法に比べ高いことが既往の実験結果を用いて明らかとなった。

## 参考文献

- 1) Kawashima, K., Macrae, G.A. and Hasegawa, K.: The Strength and Ductility of Steel Bridge Piers Based on Loading Tests, Journal of Research, Public Works Research Institute, Vol.29, March, 1992.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996. 12.
- 3) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 1996.
- 4) 鈴木森晶, 宇佐美勉：繰返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究, 土木学会論文集, No.519/I-32, 1995.7.
- 5) 鈴木賢治, 井浦雅司, 熊谷洋司：矩形断面橋脚柱の最大耐力に関する考察, 土木学会年次学術講演会, I-B108, pp.216-217, 1998.10.
- 6) 宇佐美勉, 今井康幸, 宵木徹彦, 伊藤義人：繰返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.93-106, 1991.
- 7) 宇佐美勉, 水谷慎吾, 宵木徹彦, 伊藤義人, 安波博道：補剛箱型断面圧縮部材の繰返し弾塑性挙動に関する実験的研究, Vol.38A, pp.105-117, 1992.
- 8) 宇佐美勉, 坂野茂, 是津文章, 宵木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響, Vol.39A, pp.235-247, 1993.
- 9) 川島一彦, グレゴリー・A・マックレイ, 邇上茂樹, 飯田寛之：鋼製橋脚のじん性に及ぼす垂直補剛材の板厚の影響, 土木技術資料 34-6, pp.60-67,

1992.

- 10) 日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(VII), 1997.
- 11) 家村浩和, 中山裕章, 岡重洋, 前田英輝, 今村英次：高密度横補剛による薄肉部材の地震時変形性能の向上, 第9回日本地震工学シンポジウム, pp.1465-1470, 1994.
- 12) 渡邊英一, 杉浦邦征, 宇都宮智明, 北根英雄, 南荘淳：強度と変形性能を考慮した鋼箱型橋脚柱の合理的断面設計, 第9回日本地震工学シンポジウム, pp.1471-1476, 1994.
- 13) 富永知徳, 安波博道：厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の変形能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.189-200, 1994.
- 14) 安波博道, 中川知和, 寺田昌弘, 水谷慎吾, 中村聖三, 小林洋一：少補剛コンパクト断面鋼製橋脚の耐震性能評価, 橋梁と基礎, pp.33-42, 1998.
- 15) 鈴木賢治, 井浦雅司, 熊谷洋司：角補強を有する箱型断面橋脚柱の実験的研究, 土木学会関東支部講演概要集, I-52, pp.104-105, 1998.
- 16) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 竹本潔史：鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.507/I-30, pp.99-108, 1995.
- 17) 寺山徹, 運上茂樹：鋼製橋脚に対する曲げモーメント-曲率関係の検討, 土木学会年次学術講演会, I-B104, pp.208-209, 1998.10.
- 18) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編, 1996. 12.

(1998. 12. 7 受付)

## ULTIMATE STRENGTH OF STEEL BRIDGE PIERS WITH BOX SECTIONS

Kenji SUZUKI, Toshiki ISHIZAWA and Masashi IURA

Experimental works for steel bridge piers have been conducted in order to investigate their earthquake resistance. After the Hanshin-Awaji earthquake in 1995, not only static but also pseudo-dynamic tests have been conducted to study the mechanical behavior of steel bridge piers. Those experimental results may be used to establish the design formulae. In this paper, new parameters are proposed to predict the ultimate strength of steel bridge piers. The validity of the parameters are confirmed by using the existing experimental results.