

# 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚の 繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究

葛 漢彬<sup>1</sup>・高 聖彬<sup>2</sup>・宇佐美勉<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 博士(工学) 名古屋大学助教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

<sup>2</sup>正会員 博士(工学) 日本電子計算株式会社 科学技術事業部 (〒135-8388 東京都江東区東陽 2-4-24)

<sup>3</sup>正会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

本研究は、繰り返し弾塑性解析により上部構造重量が偏心して作用する単柱式鋼製橋脚(逆L形橋脚)の強度と変形能を評価しようとしたものである。対象断面は、補剛箱形断面とパイプ断面の2種類であり、一定の偏心鉛直荷重と面内または面外繰り返し水平荷重が作用する荷重条件で解析を行っている。構成則は、構造用鋼材の繰り返し挙動を高い精度で予測できる「修正二曲面モデル」を用いている。本解析の結果と過去に行われた上部構造重量が中心軸に作用する単柱式鋼製橋脚(T形橋脚)の結果との比較・検討により、T形橋脚の履歴特性と逆L形橋脚のそれとの間に一定の相関関係があることが明らかにされている。最後に、面内および面外荷重を受ける逆L形橋脚の座屈モードの特徴について考察している。

*Key Words* : cyclic analysis, strength, ductility, eccentricity, inverted L-shaped steel bridge pier.

## 1. 緒言

鋼製橋脚の耐震性能を調べるために、これまでに数多くの準静的繰り返し載荷実験が行われてきており、耐震設計に関する有用な知見が得られている<sup>1)~12)</sup>。また、より広い範囲にわたって諸パラメータの影響を調べるために数値解析的な研究も盛んに行われ、強度と変形能などの定量化が図られている<sup>13)~27)</sup>。これらの研究において検討の対象となっている橋脚は、軸圧縮力が中心軸に作用する単柱式橋脚(T形橋脚)であり、軸圧縮力が偏心して作用する単柱式橋脚(逆L形橋脚)は非常に少ない。しかしながら、既設鋼製橋脚の現状からみれば、T形橋脚よりも、逆L形橋脚やラーメン橋脚の方が多い。

逆L形鋼製橋脚に関する実験的研究として、著者の1人が最近実施したハイブリッド地震応答実験<sup>28)</sup>がある。それによると、偏心圧縮力を受ける鋼製橋脚は、中心軸圧縮力を受ける橋脚に比べ、残留変位がかなり大きくなる傾向がある。この影響をより詳しく調べるには、地震応答解析が重要な手段となり、そのために、逆L形鋼製橋脚の復元力モデルを構築する必要がある。

本論文は、このような背景を基に、逆L形鋼製橋脚の繰り返し弾塑性解析結果についてまとめたものである。対象断面は、等厚な補剛正方形箱形断面とパイプ断面の2種類である。解析は、地震荷重を模擬するため、一定の偏心鉛直荷重と面内または面外繰り返し水平荷重が作用する条件で行われている。構成則は、構

造用鋼材の繰り返し挙動を精度よく予測する「修正二曲面モデル」<sup>29)</sup>を用いている。本研究では、幅厚比または径厚比、細長比、および偏心量を主なパラメータとして考え、面内繰り返し荷重が作用する場合には箱形断面とパイプ断面橋脚、面外繰り返し荷重が作用する場合にはパイプ断面橋脚について解析を行っている。本解析の結果と過去に行われたT形橋脚の結果を比較・検討することにより、面内繰り返し荷重を受けた場合、T形橋脚と逆L形橋脚の履歴特性の間に一定の相関関係があることが明らかにされている。一方、面外繰り返し荷重を受けた逆L形橋脚では、ねじりの影響を考慮した係数を用いることにより、T形橋脚と逆L形橋脚の強度と変形能の相関関係を提案している。なお、この研究では橋脚のみを取り上げ、上部構造による橋脚の変形が拘束されない条件で行っている。

## 2. 解析モデル

解析の対象は、柱軸から偏心量が $e$ の所に一定鉛直力と変動変位振幅の繰り返し水平力を受ける、等断面の逆L形鋼製橋脚である。解析は、繰り返し水平力が逆L形橋脚の平面内(面内)とそれに垂直な面(面外)にそれぞれ作用する場合を考えた。面内載荷の場合、張出し部の変形は小さいので偏心軸力を図-1(a)に示すように中心軸圧縮力とモーメントに置き換えることができる。断面は、図-1(c)に示すような各構成板要素に2本の補剛材を有する等厚な正方形箱形断面と無補

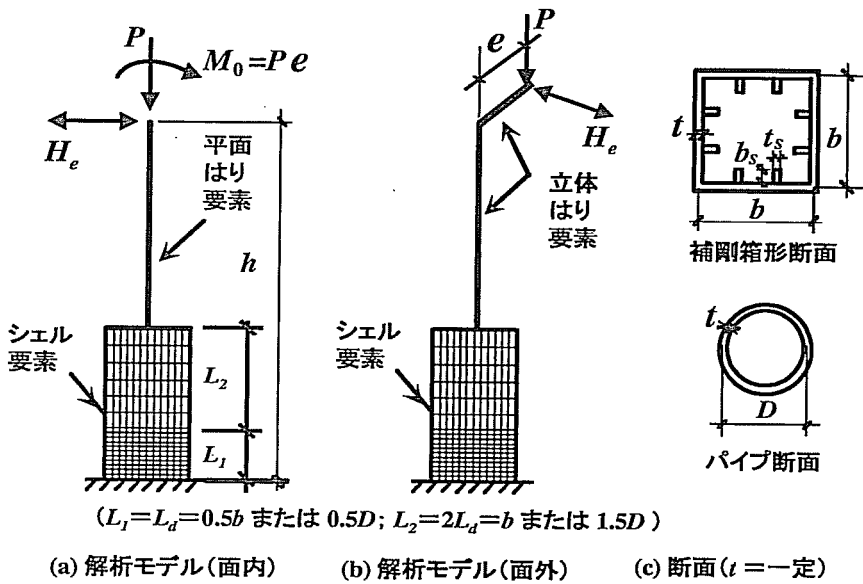


図-1 逆L形鋼製橋脚の解析モデル

剛パイプ断面である。ただし、面外载荷の場合、無補剛パイプ断面橋脚のみについて解析した。

面内繰り返し荷重の場合、構造と荷重の対称性から1/2モデルとした。メッシュ分割は、文献13)と14)と同様に、局部座屈は柱基部近辺に発生することから、柱基部はフランジ幅  $b$  の1.5倍(すなわち  $3L_d$ 、ここで  $L_d$  = ダイアフラム間隔) または直径  $D$  の2倍の高さまでシェル要素を用い、残りの部分は、はり要素を用いてモデル化した(図-1参照)。シェル要素で分割した部分のメッシュについては、箱形断面橋脚の場合、柱軸方向に基部から最初のダイアフラム間(長さ =  $L_d$ )を12分割、その上の2ダイアフラム区間(長さ =  $2L_d$ )を6分割、柱軸に垂直な方向に縦補剛材間のパネルを6分割、縦補剛材を3分割した。パイプ断面橋脚の場合、柱軸方向にベースから  $0.5D$  の長さ内15分割、その上の  $1.5D$  の長さ内10分割、円周方向に16分割とした。また、はり要素の分割数は、箱形断面橋脚とパイプ断面橋脚のいずれも20とした。一方、面外繰り返し荷重の場合は対称性が利用できないため全モデルとした。なお、図-1(b)に示すように、張り出し部は、はり要素でモデル化し、柱と同一の断面を仮定した。

解析に使用したソフトは、汎用構造解析プログラムABAQUS<sup>30)</sup>で、それに構成則としての修正二曲面モデルが組み込まれている。修正二曲面モデルに関する詳細は文献29)を参照されたい。また、要素としては、同ソフトに提供されているTimoshenkoのはり理論に基づくはり要素B31OSHと4節点の低減積分有限膜ひずみシェル要素S4Rを用いた。

本研究においては、構成補剛板の幅厚比パラメータ

$R_f$  またはパイプ断面の径厚比パラメータ  $R_t$ 、柱の細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$  および偏心量  $e$  を主要なパラメータとして考えた。ただし、 $\bar{\lambda}$  が大きく偏心量も大きい橋脚が用いられるのは少ないと思われるので、 $\bar{\lambda}$  が比較的小さい橋脚のみを検討の対象とした。また、箱形断面橋脚の場合、構成板要素の縦横比  $\alpha (= L_d/b)$  を0.5、補剛材の剛比  $\gamma/\gamma^*$  ( $\gamma^*$  = 線形座屈理論から求められる最適剛比) を3.0とした。表-1には、各解析モデルの諸元を示す。軸力比  $P/P_y$  ( $P$  = 軸力、 $P_y$  = 全断面降伏軸力) に関しては、各箱形断面橋脚とP1シリーズを除いた各パイプ断面橋脚に対して0.15とした。ただし、P1シリーズの場合、文献13)で報告されているT形橋脚P1との比較を行うために  $P/P_y = 0.124$  に統一した。箱形断面橋脚であるB3、B5およびB6の各シリーズの内、B3、B5およびB6はT形橋脚で、文献14)でのB3、B5およびB6-15に相当する。同様に、パイプ断面橋脚であるP1、P8およびP12の各シリーズの内、P1、P8およびP12はT形橋脚で、文献13)でのP1、P8およびP12に対応している。これらのT形橋脚の詳細については、それぞれの文献を参考されたい。なお、面外繰り返し荷重を受ける逆L形橋脚の解析では、細長比パラメータ  $\bar{\lambda}$  を0.3と0.2に設定し、比較のため文献13)で解析の対象とならなかった  $\bar{\lambda} = 0.2$  のT形橋脚(P13、P14およびP15の3ケース)の解析も併せて行った。ここで、 $R_f$ 、 $R_t$  および  $\bar{\lambda}$  は次式で定義される。

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

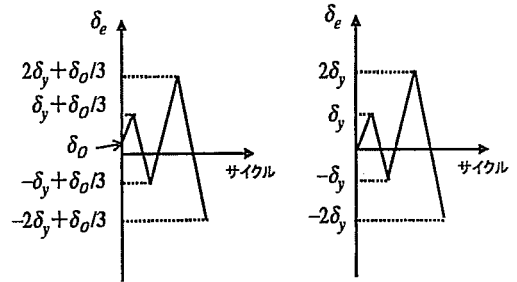
$$R_t = \sqrt{3(1-\nu^2)} \frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{D}{2t} \quad (2)$$

表-1 解析モデルの諸元

モデル番号	$R_f$ または $R_e$	$\bar{\lambda}$	$e/h$	$P/P_y$	備考
B3	0.460	0.35	0.0	0.15	T形 <sup>14)</sup>
B3-e1	0.460	0.35	0.1	0.15	面内
B3-e2	0.460	0.35	0.2	0.15	面内
B5	0.350	0.20	0.0	0.15	T形 <sup>14)</sup>
B5-e1	0.350	0.20	0.1	0.15	面内
B5-e2	0.350	0.20	0.2	0.15	面内
B5-e3	0.350	0.20	0.3	0.15	面内
B5-e4	0.350	0.20	0.4	0.15	面内
B5-e5	0.350	0.20	0.5	0.15	面内
B6	0.350	0.35	0.0	0.15	T形 <sup>14)</sup>
B6-e1	0.350	0.35	0.1	0.15	面内
B6-e2	0.350	0.35	0.2	0.15	面内
P1	0.115	0.26	0.0	0.124	T形 <sup>13)</sup>
P1-e1	0.115	0.26	0.1	0.124	面内
P1-e2	0.115	0.26	0.2	0.124	面内
P8	0.075	0.30	0.0	0.15	T形 <sup>13)</sup>
P8-e1	0.075	0.30	0.1	0.15	面内
P8-e2	0.075	0.30	0.2	0.15	面内
P8-e1-o	0.075	0.30	0.1	0.15	面外
P8-e2-o	0.075	0.30	0.2	0.15	面外
P13	0.075	0.20	0.0	0.15	T形
P13-e1	0.075	0.20	0.1	0.15	面内
P13-e2	0.075	0.20	0.2	0.15	面内
P13-e3	0.075	0.20	0.3	0.15	面内
P13-e4	0.075	0.20	0.4	0.15	面内
P13-e5	0.075	0.20	0.5	0.15	面内
P13-e1-o	0.075	0.20	0.1	0.15	面外
P13-e2-o	0.075	0.20	0.2	0.15	面外
P13-e3-o	0.075	0.20	0.3	0.15	面外
P13-e4-o	0.075	0.20	0.4	0.15	面外
P5	0.100	0.30	0.0	0.15	T形 <sup>13)</sup>
P5-e1-o	0.100	0.30	0.1	0.15	面外
P5-e2-o	0.100	0.30	0.2	0.15	面外
P14	0.100	0.20	0.0	0.15	T形
P14-e1-o	0.100	0.20	0.1	0.15	面外
P14-e2-o	0.100	0.20	0.2	0.15	面外
P12	0.005	0.30	0.0	0.15	T形 <sup>13)</sup>
P12-e1-o	0.005	0.30	0.1	0.15	面外
P12-e2-o	0.005	0.30	0.2	0.15	面外
P15	0.050	0.20	0.0	0.15	T形
P15-e1-o	0.050	0.20	0.1	0.15	面外
P15-e2-o	0.050	0.20	0.2	0.15	面外

表-2 解析モデルの材料定数

シリーズ	$\sigma_y$ (MPa)	$\sigma_u$ (MPa)	$\frac{E}{E_{st}}$	$\frac{\epsilon_{st}}{\epsilon_y}$	材質
B3, B5, B6	314	593	30	7.0	SM490
P1	290	576	40	14.0	SS400
P1以外の パイプ橋脚	235	426	40	10.0	SS400
$E = 2.06 \times 10^5$ (MPa), $\nu = 0.3$					



(a) 面内繰り返し載荷

(b) 面外繰り返し載荷

図-2 載荷方法

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3)$$

上式中、 $t$  = 構成板要素の板厚、 $D$  = パイプ断面の直径、 $\sigma_y$  = 降伏応力、 $E$  = 弾性係数、 $\nu$  = ポアソン比、 $k$  = フランジ板の座屈係数 (=36)、 $h$  = 橋脚高さ、および  $r$  = 断面2次半半径である。なお、解析においては、初期たわみと残留応力はこれまでの研究<sup>13),14)</sup>と同様に考慮しなかった。

各解析モデルの材料定数は表-2に示されている。P1シリーズの材料定数は、引張試験から得られたものである。その他の解析モデルの材料定数  $E$ 、 $\sigma_y$  および  $\nu$  はそれぞれの公称値、ひずみ硬化開始時の硬化係数  $E_{st}$  とひずみ硬化開始時のひずみ  $\epsilon_{st}$  は、引張試験<sup>29)</sup>から得られた平均的なものを用いている。また、修正二曲面モデルのモデルパラメータとしてはSS400またはSM490材に対する値<sup>29)</sup>をそれぞれ用いた。

解析は、荷重作用点に強制繰り返し変位を与えて行われた。繰り返し変位は、面内解析(図-2(a))の場合、偏心側の折り返し点での変位を  $\delta_y + \delta_0/3$ 、 $2\delta_y + \delta_0/3$ 、... とした。ここで、 $\delta_y$  はT形橋脚の水平降伏荷重、 $\delta_0$  は偏心軸荷重による水平変位(式(6)参照)である。また、 $\delta_0/3$  を考慮したのは、後述するようなT形橋脚と逆L形橋脚との相関関係を用いてT形橋脚の履歴曲線から推定した逆L形橋脚の履歴曲線との比較を行うためである。一方、面外解析の場合(図-2(b))、両側に均等に漸増する強制変位である。

注) Bの付いたモデルは箱形断面、Pの付いたモデルはパイプ断面を示す。

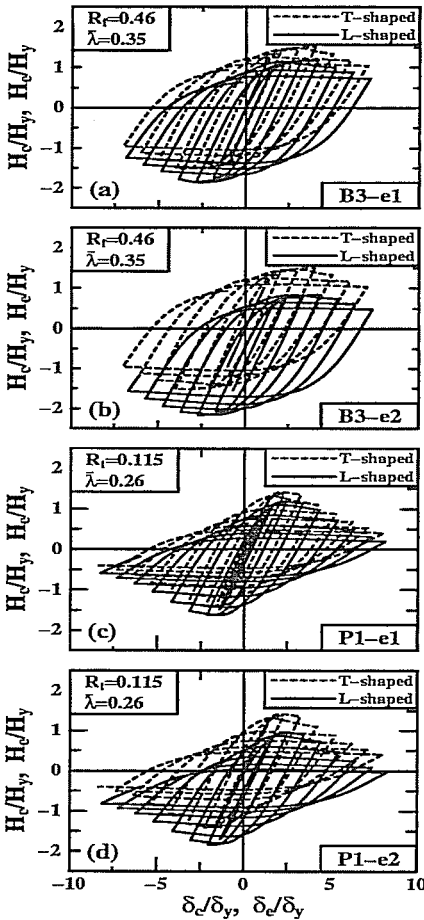


図-3 逆L形鋼製橋脚（面内）とT形鋼製橋脚との履歴曲線の比較

### 3. 面内繰り返し荷重を受けた場合の解析結果と考察

#### (1) T形橋脚と逆L形橋脚との履歴特性の比較

表-1 に示されている逆L形橋脚 18 ケースについて解析を行った。図-3 には、例として箱形断面橋脚 2 ケースとパイプ断面橋脚 2 ケースの履歴曲線を示す。実線は逆L形橋脚の解析結果を、破線は文献 13) または 14) で報告されている T形橋脚の解析結果を表している。ここで、横軸は降伏変位  $\delta_y$  で無次元化した橋脚上端部の水平変位（T形橋脚の場合は  $\delta_c/\delta_y$ 、逆L形橋脚の場合は  $\delta_e/\delta_y$ ）、縦軸は降伏荷重  $H_y$  で無次元化した水平荷重（T形橋脚の場合は  $H_c/H_y$ 、逆L形橋脚の場合は  $H_e/H_y$ ）とした。 $H_y$  と  $\delta_y$  は、T形橋脚に対するものであり、その求め方は文献 1) を参照されたい。

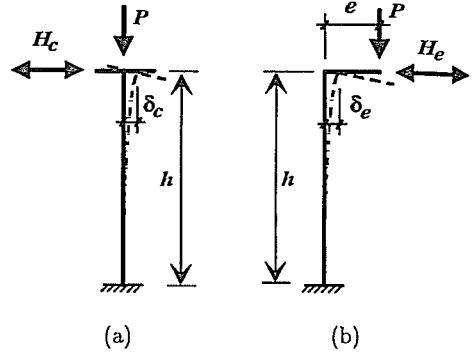


図-4 (a) T形鋼製橋脚と(b)逆L形鋼製橋脚（面内）

なお、荷重と変位は偏心側を正、それと反対側を負としている。

図-3 において、逆L形橋脚の偏心側の最高荷重は T形橋脚のそれに比べ低下し、最大荷重に達したときの変位は大きくなっている。一方、反対方向で荷重は上昇したが、変位は小さくなった。特に、荷重の差に注目すると偏心側の低下と反対側の上昇は数値解析を行ったパラメータの範囲内では同程度であることがわかる。これにより、逆L形橋脚と T形橋脚の履歴特性に一定の相関関係があることが推察される。

#### (2) T形橋脚と逆L形橋脚との履歴特性の相関性

ここで、図-4 に示す T形橋脚と逆L形橋脚の荷重-変位特性における相関性を調べてみる。

弾性理論により、T形橋脚と逆L形橋脚の水平荷重とに対応する水平変位  $\delta_c$  と  $\delta_e$  は、曲げ変形のみを考慮すれば式 (4) と (5) で与えられる。

$$\delta_c = \frac{H_c \cdot h^3}{3EI} \quad (4)$$

$$\delta_e = \delta_0 + \frac{H_e \cdot h^3}{3EI} \quad (5)$$

$$\delta_0 = \frac{M_0 \cdot h^2}{2EI} \quad (6)$$

ここで、 $I$  は断面 2 次モーメント、 $M_0 = P \cdot e$  は偏心荷重による付加モーメントである。

式 (4) と (5) より、次式を得る。

$$\delta_e - \delta_c - \delta_0 = \frac{h^3}{3EI} (H_e - H_c) \quad (7)$$

上式および式 (6) より以下の関係が得られる。

$$\delta_e - \delta_c = 0 \text{ のとき } H_e = H_c - \frac{3M_0}{2h} \quad (8)$$

$$\delta_e - \delta_c = \delta_0/3 \text{ のとき } H_e = H_c - \frac{M_0}{h} \quad (9)$$

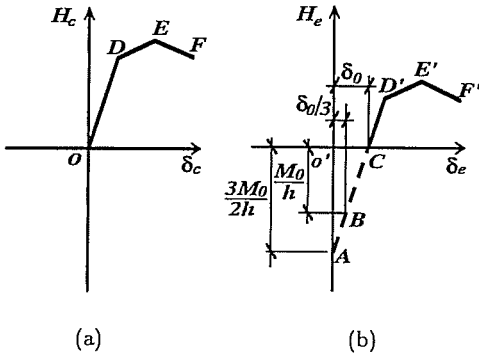


図-5 (a) T形鋼製橋脚と(b)逆L形鋼製橋脚(面内)の荷重-変位関係

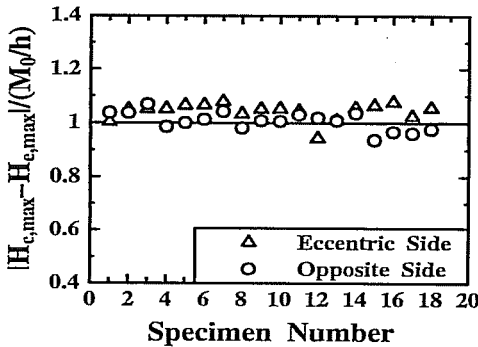


図-6 T形鋼製橋脚と逆L形鋼製橋脚(面内)との最高荷重の差

$$\delta_e - \delta_c = \delta_0 \text{ のとき } H_e = H_c \quad (10)$$

これらの式は、後述するようにT形橋脚の履歴曲線から逆L形橋脚の履歴曲線を得るための平行移動を行う場合、移動中心を探るときに必要である。ここで、式(8)~(10)の関係を図-5を用いて考えてみる。図-5(a)の原点Oは $\delta_c = 0$ と $H_c = 0$ であるので、 $\delta_e - \delta_c = 0$ の場合、 $\delta_e = 0$ と $H_c = -3M_0/2h$ が得られる。すなわち、点Oに対応する点は、図-5(b)の縦軸上の点Aである。一方、 $\delta_e - \delta_c = \delta_0/3$ の場合、 $\delta_e = \delta_0/3$ および $H_c = -M_0/h$ になるので、点Bが点Oに対応する点である。同様に、もし $\delta_e - \delta_c = \delta_0$ を採用した場合、横軸上の点Cは点Oに対応する点になる。その他の点の対応関係については、仮定した水平変位差に応じて式(8)~(10)のいずれかにしたがって平行移動すればよい。ただし、前述したように、これらの関係式は、あくまでも弾性理論に基づいているものであり、弾性域以外の領域において妥当かどうかについては検討を加える必要がある。もし弾塑性領域で式(8)~(10)のどれかが成り立つ

ことが証明されれば、逆L形橋脚の荷重-変位履歴特性はT形橋脚のそれから簡単に求めることができる。

まず、最高荷重を調べてみる。解析した18ケースの最大荷重を図-6に示すように、横軸に解析ケースの番号を表す数字、縦軸に逆L形橋脚の最高荷重とT形橋脚の最高荷重との差の絶対値を $M_0/h$ で割ったものを見てみる。同図より、解析した全てのケースにおいて、逆L形橋脚の最高荷重 $H_{e,max}$ とT形橋脚の最高荷重 $H_{c,max}$ との差はほぼ $M_0/h$ で一定と見なせる。

次に、各変位振幅、すなわち $\delta_c/\delta_y = 0, 1, \dots$ の各折り返し点の荷重(逆L形の場合 $H_e$ 、T形の場合 $H_c$ )を最高荷重点の場合と同様にプロットしたものの一部を図-7に示されている。これらの図には、 $\delta_e - \delta_c = 0, \delta_0/3, \delta_0/2, 2\delta_0/3$ および $\delta_0$ の5ケースについて調べた結果が含まれているが、載荷方法で述べたように、解析は $\delta_e - \delta_c = \delta_0/3$ の場合のみについて行ったので、これ以外の場合( $\delta_e - \delta_c = 0, \delta_0/2, 2\delta_0/3, \delta_0$ )の $H_e$ は直ちに求められない。しかし、折り返し点での変位が多少異なっても、各変位レベルにおいて偏心側の振幅とその反対側の振幅の和が一定であれば、それらの履歴曲線の包絡線はほぼ同じであるので、 $\delta_e - \delta_c = 0, \delta_0/2, 2\delta_0/3$ および $\delta_0$ の場合の $H_e$ は、 $\delta_e - \delta_c = \delta_0/3$ の場合の包絡線から推定した。例えば、 $\delta_e - \delta_c = \delta_0$ の場合、折り返し点の変位は $\delta_y + \delta_0, 2\delta_y + \delta_0, 3\delta_y + \delta_0$ などである。これらの折り返し点における荷重 $H_e$ は、 $\delta_e - \delta_c = \delta_0/3$ の包絡線から、それぞれの変位に対応する荷重として算出される。図-7を見ると、 $\delta_e - \delta_c = \delta_0/3$ の場合(●印)、他のケースに比べ、荷重差 $|H_c - H_e|$ は弾性域と非弾性域ともに $M_0/h$ に最も近くなっていることがわかる。

以上のことを総合すると、T形橋脚の変位 $\delta_c$ 、荷重 $H_c$ と逆L形橋脚の変位 $\delta_e$ 、荷重 $H_e$ との間に、以下の近似関係式が成り立つことがわかる。

$$\delta_e = \delta_c + \frac{\delta_0}{3} \quad (11)$$

$$H_e = H_c - \frac{M_0}{h} \quad (12)$$

### (3) 履歴特性の推定値と解析値との比較

T形橋脚の履歴特性より、式(11)と(12)を用いて逆L形橋脚の履歴特性を推定する手順を説明する。ここで、逆L形橋脚のある変位 $\delta_e$ に対応する荷重 $H_e(\delta_e)$ を求めることとする。

1. 式(11)より、与えられた $\delta_e$ に対応するT形橋脚の変位 $\delta_c$ を算出する。
2. T形橋脚の荷重変位曲線から、 $\delta_c$ に対応する荷重 $H_c(\delta_c)$ を求める。
3. 式(12)より、逆L形橋脚の荷重 $H_e(\delta_e)$ が得られる。

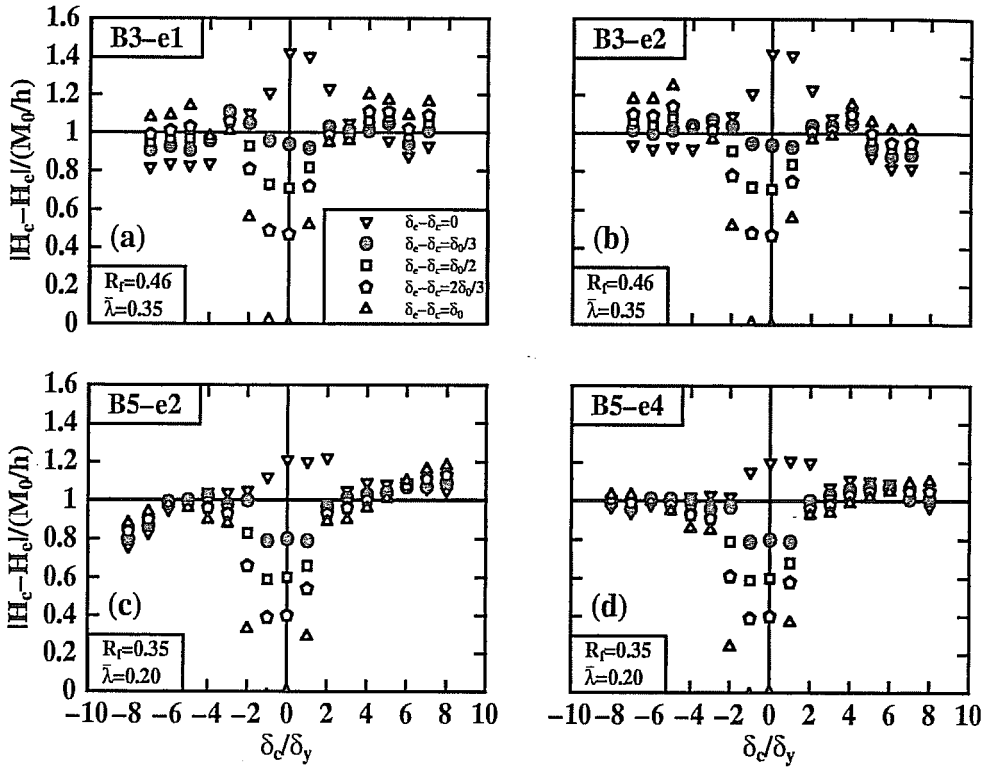


図-7 任意変位レベルにおけるT形鋼製橋脚と逆L形鋼製橋脚(面内)との荷重の差

上述した推定法にしたがって、18ケースの荷重-変位履歴曲線を予測してみた。得られた結果の一部を解析結果とともに図-8(箱形断面橋脚)と図-9(パイプ断面橋脚)に示す。これらの図から、推定曲線と解析曲線は非常によく一致していることがわかる。

#### (4) 逆L形鋼製橋脚の強度と変形能

ここで、逆L形鋼製橋脚の強度と変形能の評価式について述べる。本研究で解析した18ケースの結果をそのまま用いて求めてもよいが、過去のT形鋼製橋脚の成果を活用することを考え、前節で得られた相関関係を利用することとする。逆L形橋脚の強度を  $H_{e,max}$ 、最高荷重に対応する変位を  $\delta_{e,m}$ 、最高荷重を過ぎ荷重がその95%まで低下したときの荷重に対応する変位を  $\delta_{e,95}$  で表すと、式(11)と(12)に示された逆L形橋脚とT形橋脚との相関関係より、以下に示す式が得られる。

$$\frac{H_{e,max}}{H_y} = \frac{H_{c,max}}{H_y} \mp \frac{P e}{H_y h} \quad (13)$$

$$\frac{\delta_{e,m}}{\delta_y} = \frac{\delta_{c,m}}{\delta_y} \pm \frac{\delta_0}{3\delta_y} \quad (14)$$

$$\frac{\delta_{e,95}}{\delta_y} = \frac{\delta_{c,95}}{\delta_y} \pm \frac{\delta_0}{3\delta_y} \quad (15)$$

ここに、 $H_{c,max}$ 、 $\delta_{c,m}$  および  $\delta_{c,95}$  は、T形橋脚の強度と変位である。以上の各式の右辺の2番目の項は、偏心荷重の影響を考慮したものである。ここに、偏心側の強度と変形能を求めるときは上側の符号を、それと反対側の量を求めるときは下側の符号を使う。

緒言でも述べたように、T形鋼製橋脚の強度と変形能を評価する経験式が既に提案されている。例えば、パイプ断面鋼製橋脚の場合、最大荷重  $H_{c,max}/H_y$ 、塑性率  $\delta_{c,m}/\delta_y$  と  $\delta_{c,95}/\delta_y$  は、以下に示す式でそれぞれ与えられている<sup>13)</sup>。

$$\frac{H_{c,max}}{H_y} = \frac{0.02}{(R_t \bar{\lambda})^{0.8}} + 1.10 \quad (16)$$

$$\frac{\delta_{c,m}}{\delta_y} = \frac{1}{3(R_t \bar{\lambda}^{0.5})^{0.8}} - \frac{2}{3} \quad (17)$$

$$\frac{\delta_{c,95}}{\delta_y} = \frac{0.24}{(1 + P/P_y)^{2/3} \bar{\lambda}^{1/3} R_t} \quad (18)$$

したがって、逆L形橋脚の強度と変形能の評価式は、次のようになる。

$$\frac{H_{e,max}}{H_y} = \frac{0.02}{(R_t \bar{\lambda})^{0.8}} + 1.10 \mp \frac{P e}{H_y h} \quad (19)$$

$$\frac{\delta_{e,m}}{\delta_y} = \frac{1}{3(R_t \bar{\lambda}^{0.5})^{0.8}} - \frac{2}{3} \pm \frac{\delta_0}{3\delta_y} \quad (20)$$

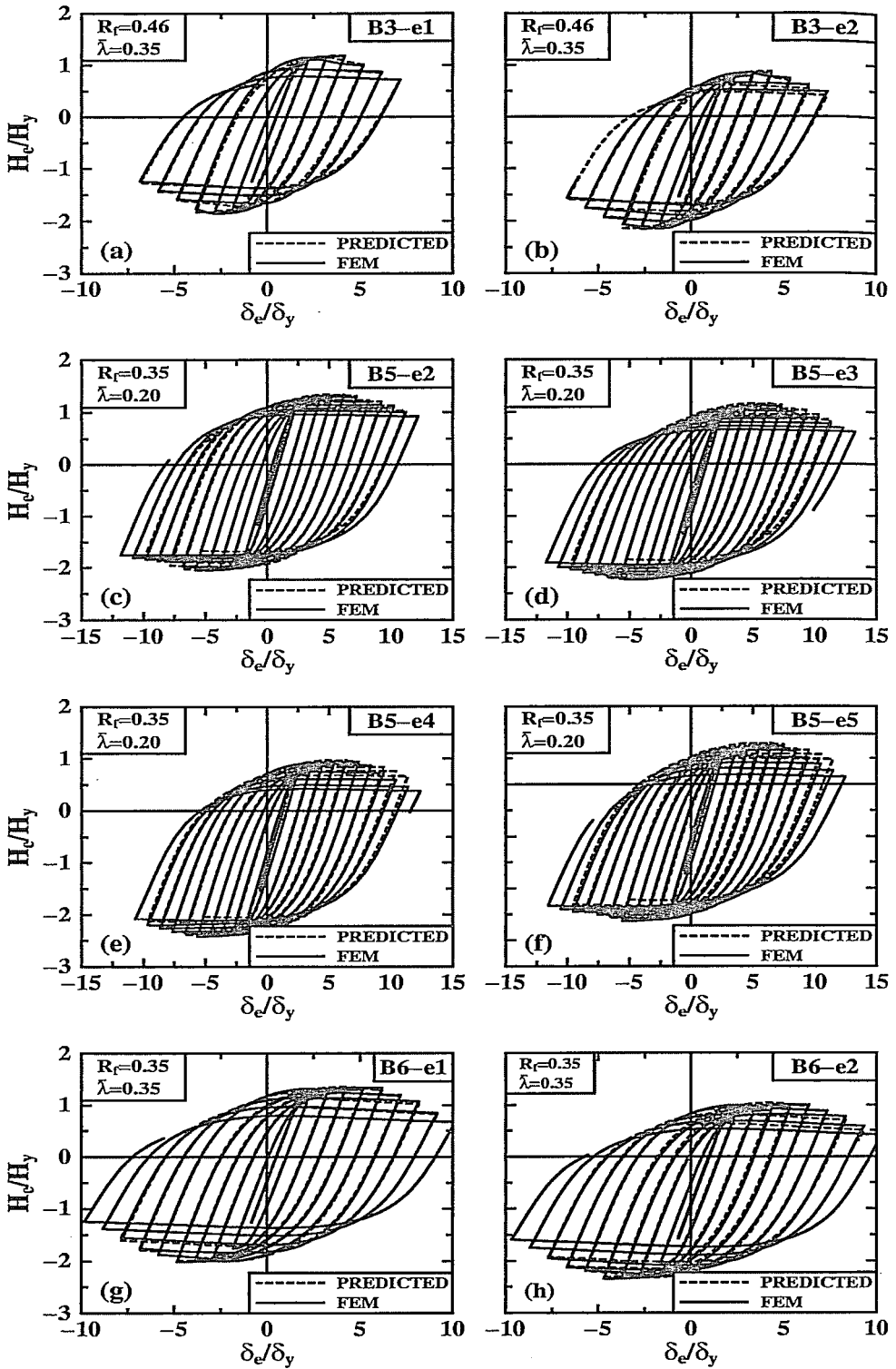


図-8 解析値と推定値との比較：補剛箱形断面（面内）

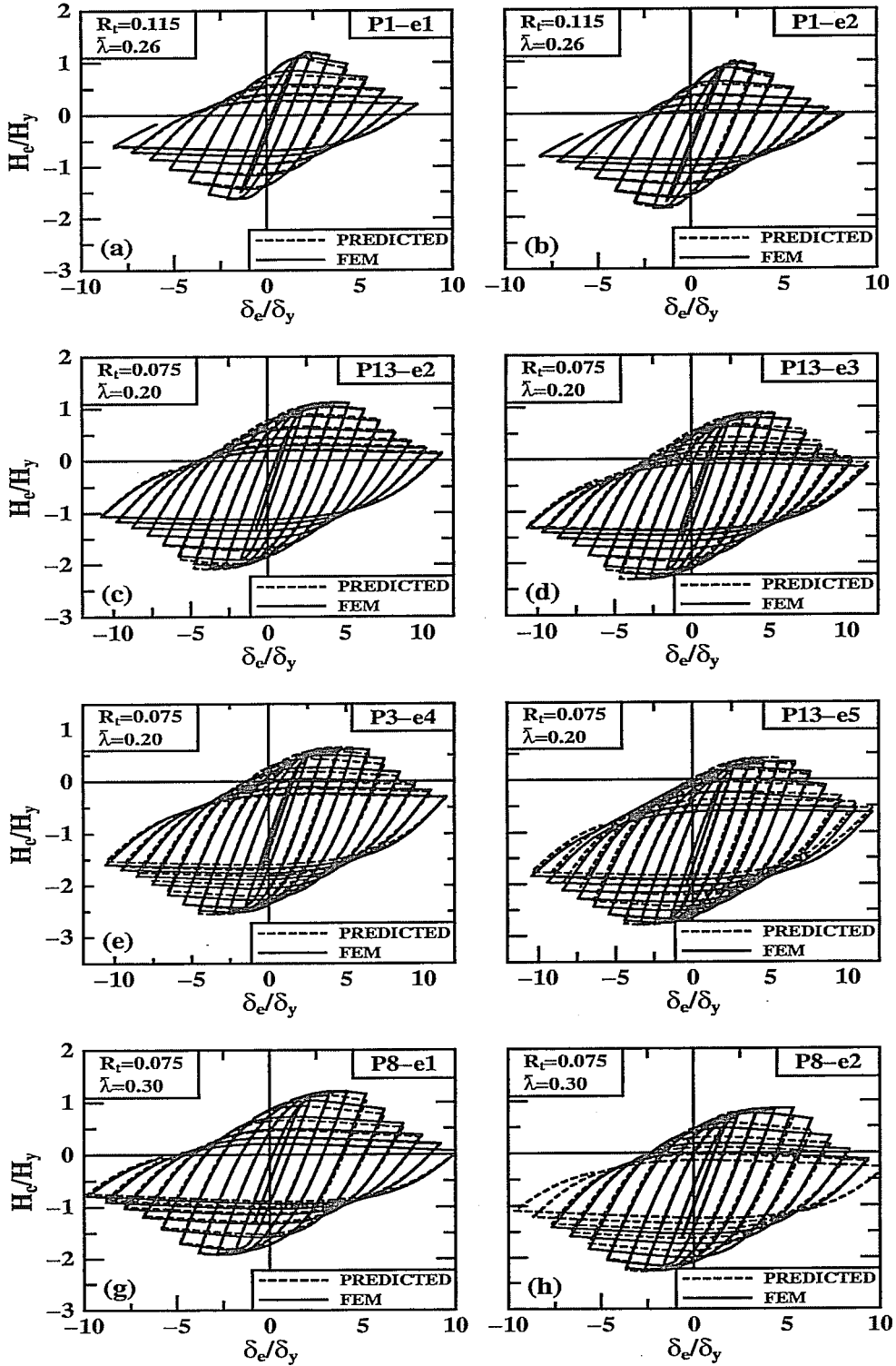


図-9 解析値と推定値との比較：パイプ断面（面内）



$$\frac{\delta_{e,95}}{\delta_y} = \frac{0.24}{(1 + P/P_y)^{2/3} \lambda^{1/3} R_t} \pm \frac{\delta_0}{3\delta_y} \quad (21)$$

ここで、 $\delta_0$  は式 (6) で定義され、また複号の取り方は、式 (13)~(15) と同様である。

#### 4. 面外繰り返し荷重を受けた場合の解析結果と考察

この節では、逆L形橋脚の先端に一定の偏心軸力  $P$  と面外繰り返し水平荷重  $H_e$  が作用したときの結果について述べる。この場合、 $P$  による面内付加モーメント  $M_0 (=P \cdot e)$  以外に、 $H_e$  による付加ねじりモーメント  $T (=H_e \cdot e)$  も生じる。したがって、橋脚の履歴特性に及ぼす曲げとねじりの影響を調べる必要がある。

図-10に、例として4ケースの履歴曲線(実線)を示す。比較のため、それらに対応するT形橋脚の解析結果(破線)もプロットされている。逆L形橋脚の履歴曲線のループ数がT形橋脚のそれに比べて少ないが、これは、後述する座屈モード(図-14)から見られるように解析終了時に曲げとねじりの影響による局部座屈変形が崩壊状態に近いため解の収束が困難となったため、計算を打ち切ったからである。まず、 $R_t = 0.075$  と  $\bar{\lambda} = 0.2$  の2ケースを見てみる。図-10(a)と(b)はそれぞれP13-e1-o( $e/h = 0.1$ )とP13-e2-o( $e/h = 0.2$ )の結果である。図-10(a)より、偏心量  $e/h = 0.1$  の場合、履歴特性に逆L形橋脚とT形橋脚との差がピークまではほとんどなく、その後の強度劣化は逆L形橋脚の方が大きい。これに対し、偏心量  $e/h = 0.2$  の場合、図-10(b)に見られるように、両者の差異がピーク前からも顕然に現れており、逆L形橋脚の強度と変形能は格段に小さいことがわかる。 $R_t = 0.075$  と  $\bar{\lambda} = 0.3$  の2ケース[図-10(c)と(d)]についても、上述した傾向が見られる。これより、偏心量が大きい( $e/h = 0.2$ )逆L形橋脚の耐震性能がかなり低いことがわかる。また、図-10(a)と(c)、あるいは図-10(b)と(d)を比較すると、同じ偏心率でも、T形橋脚に対する逆L形橋脚の強度劣化は  $\bar{\lambda} = 0.3$  の方が  $\bar{\lambda} = 0.2$  より大きいことがわかる。これらについては、次節での座屈モードの相違の観点から考察する。

続いて、履歴曲線の包絡線を用いて考察する。図-11(a)と(b)には、P13シリーズ( $R_t = 0.075$ ,  $\bar{\lambda} = 0.2$ )とP8シリーズ( $R_t = 0.075$ ,  $\bar{\lambda} = 0.3$ )の結果が示されている。これらの図では、 $e = 0$  のものがT形橋脚の結果である。この2つの図より、偏心量  $e/h$  が大きくなるにつれて強度と変形能は小さくなることわかる。ただし、 $e/h = 0.1$  と  $e/h = 0$  の曲線を比較すると逆L形橋脚の方が多少低いものの、両者の差はそれほど大きくない。これは、偏心が小さいので付加モー

メントとねじりモーメントの影響が小さいからである。

一方、曲線の弾性域に注目すると、偏心量  $e/h$  が大きくなると、弾性剛性が低下していくことがわかる。これは、ねじりモーメント  $T (=H_e \cdot e)$  によるものである。弾性理論によれば、水平荷重  $H_e$  とねじりモーメント  $T$  による水平変位  $\delta_e$  は次式から求められる。

$$\delta_e = \frac{H_e \cdot h^3}{3EI} + \frac{T \cdot h \cdot e}{GIP} \quad (22)$$

ここで、 $G = E/[2(1 + \nu)] =$  せん断弾性係数、 $I_P =$  断面2次極モーメントである。薄肉パイプ断面の場合、式(22)は次のように書くことができる。

$$\delta_e = \frac{H_e h^3}{3EI} [1 + 3(1 + \nu) \left(\frac{e}{h}\right)^2] \quad (23)$$

上式において、

$$\beta = 1 + 3(1 + \nu) \left(\frac{e}{h}\right)^2 \quad (24)$$

とおけば、次式が得られる。

$$\delta_e = \frac{\beta H_e h^3}{3EI} \quad (25)$$

上式は、T形橋脚の水平変位式[式(4)]と似た形になっている。したがって、弾性域において、

$$\delta_e = \delta_c \text{ のとき } H_c = \beta H_e \quad (26)$$

が成り立つ。言い換えれば、逆L形橋脚の水平荷重  $H_e$  に係数  $\beta$  を乗じたものが、T形橋脚の水平荷重  $H_c$  に等しい。このような考えを基に、図-11(a)と(b)をプロットし直すと、図-11(c)と(d)が得られる。ただし、新しい図の縦軸は  $\beta H_e / H_y$  である。同図よりわかるように、 $2\delta_y$  までの領域内、荷重-変位関係はほぼ一本の曲線で表される。

また、図-11(a)と(b)では最大荷重  $H_{e,max}/H_y$  は  $e/h$  が大きくなればなるほど低下していたが、(c)と(d)をみると  $\beta H_{e,max}/H_y$  はほぼ一致している。これは、逆L形橋脚の最高荷重にねじりによる弾性剛性の低下を反映した係数  $\beta$  を乗じて得られた値がT形橋脚の最高荷重にほぼ等しいことを意味する。これを裏付けするため、14ケース全ての逆L形橋脚の最高荷重について以上の方法で整理し、T形橋脚に対する提案式との比較を行った。その結果を図-12(a)に示す。この図より、T形橋脚の強度を経験式<sup>13)</sup>より算出し、それを  $\beta$  で割ったものが逆L形橋脚の強度である、ということが言える。

次に、最大荷重に対する変位  $\delta_{e,m}/\delta_y$ 、95%強度に対応する変位  $\delta_{e,95}/\delta_y$  に関して、逆L形橋脚とT形橋脚との相関性を調べてみる。図-11(c)と(d)を見ると、 $e/h$  が大きくなると  $\delta_{e,m}/\delta_y$  と  $\delta_{e,95}/\delta_y$  とともに小さくな

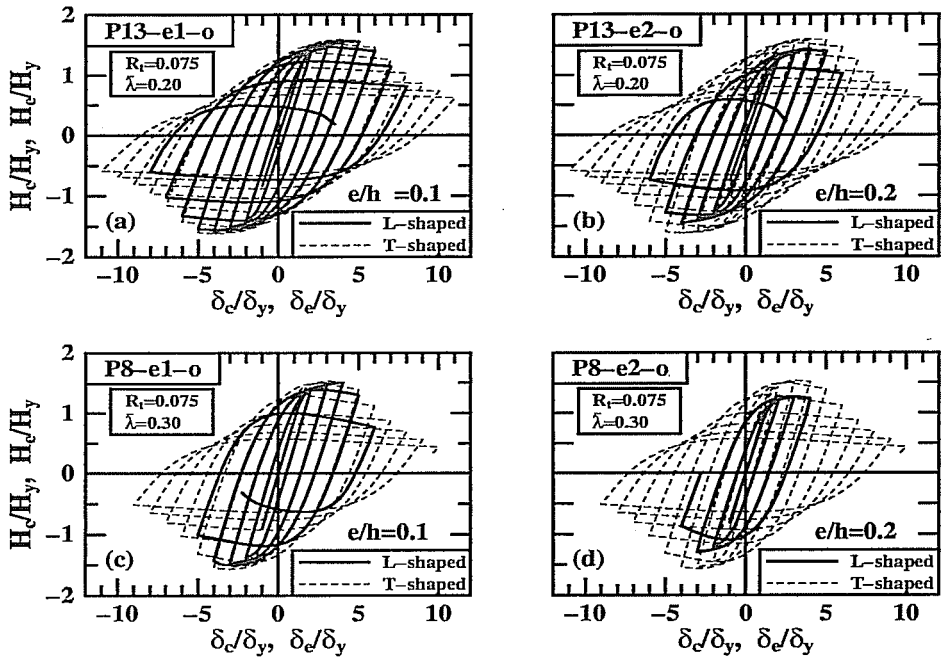


図-10 逆L形鋼製橋脚（面外）とT形鋼製橋脚の履歴曲線の比較（パイプ断面）

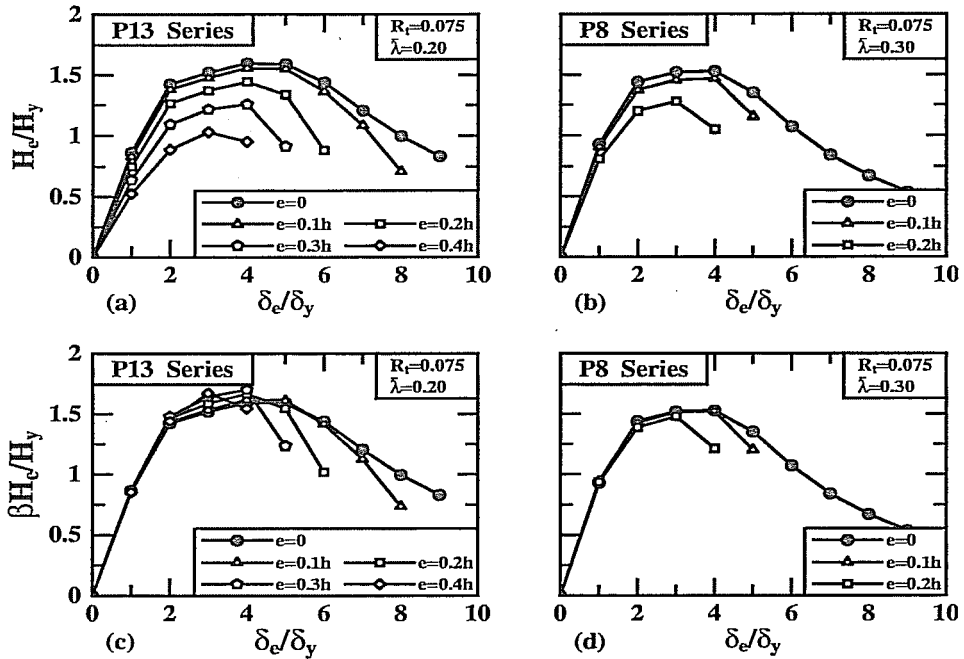
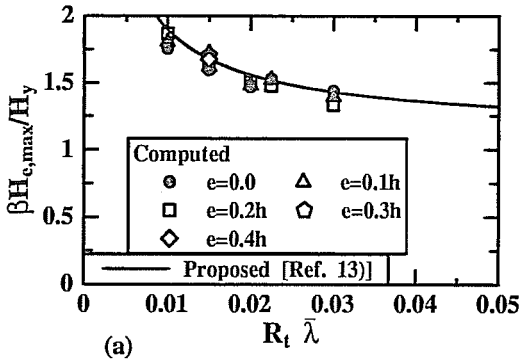
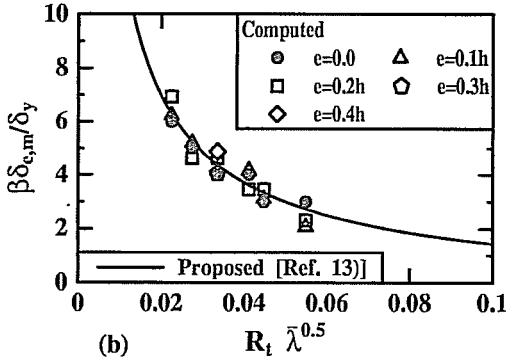


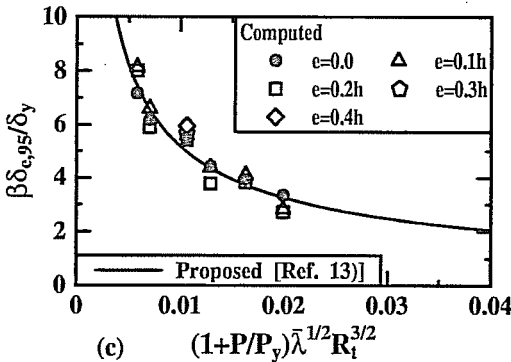
図-11 逆L形鋼製橋脚（面外）の包絡線の比較，(a)~(b)：補正前；(c)~(d)：補正後



(a)



(b)



(c)

図-12 面外繰返し荷重を受けた逆L形鋼製橋脚の強度と変形能

ることがわかる。そこで、最高荷重の場合と同様に、逆L形橋脚の塑性率  $\delta_{e,m}/\delta_y$  と  $\delta_{e,95}/\delta_y$  に係数  $\beta$  を乗じて得られた値とT形橋脚の近似式との比較を図-12(b)と(c)に示した。同図より、両者がよく一致していることがわかる。したがって、逆L形橋脚の塑性率は最高荷重の場合と同様にねじりによる係数  $\beta$  を導入すれば、T形橋脚に対する推定式から求めることができる。すなわち、面外繰返し荷重を受ける逆L形鋼製橋脚の強度 ( $H_{e,max}$ ) と変形能 ( $\delta_{e,m}$ ,  $\delta_{e,95}$ ) を評価する推定

式は、次のようである。

$$H_{e,max} = \frac{H_{c,max}}{\beta} \quad (27)$$

$$\delta_{e,m} = \frac{\delta_{c,m}}{\beta} \quad (28)$$

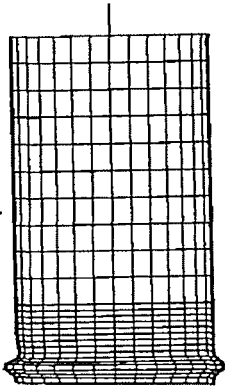
$$\delta_{e,95} = \frac{\delta_{c,95}}{\beta} \quad (29)$$

上式中の  $H_{c,max}$ ,  $\delta_{c,m}$  および  $\delta_{c,95}$  は、T形鋼製橋脚の強度と変形能であり、パイプ断面橋脚の場合は式(16)~(18)より求まる。なお、 $\beta$  は式(24)であり、 $\nu=0.3$  とすれば、次式で表される。

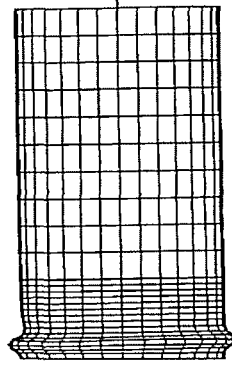
$$\beta = 1 + 3.9 \left(\frac{e}{h}\right)^2 \quad (30)$$

## 5. 座屈モードの比較

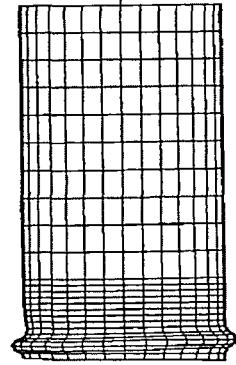
この節では、解析から得られた座屈モードについて述べる。図-13, 14に、例としてパイプ断面橋脚P13シリーズの座屈モードを示す。図-13の(a)はT形橋脚(P13), (b)~(c)は面内繰返し水平荷重を受ける逆L形橋脚(P13-e1, P13-e2), 図-14の(a)~(c)は面外繰返し荷重を受ける逆L形橋脚(P13-e1-o, P13-e2-o, P13-e3-o)である。T形橋脚の場合、文献13)で報告したように、柱基部に象の足座屈モード(Elephant-foot bulge)が見られた。面内繰返し水平荷重を受ける逆L形橋脚の場合は、図-13に示したように座屈が柱基部のみに発生しており、T形柱の場合とほぼ同様な形であるが、多少柱軸に対して傾いた形の座屈モードを呈している。また、図-14(a)~(c)よりわかるように、面外繰返し荷重を受ける逆L形橋脚の場合も基部に発生した座屈変形が大きく進展し、その上の部分にはほとんど進展が見られない。ただし、変形モードはT形橋脚や面内繰返し水平荷重を受ける逆L形橋脚の場合と異なり、偏心側に集中している様子である。この現象を裏付けるために、図-14(b)に示した解析モデルP13-e2-oについて、面外繰返し荷重が作用する方向に直交する方向の水平変位、すなわち面内水平変位  $\delta_I$  を調べ、図-15にプロットしてみた。この図より、軸圧縮力が常時に偏心して作用しているため面外繰返し荷重が大きくなるにつれて偏心側において柱基部の塑性変形が進展し、面内水平変位が偏心側に偏って大きくなっていくことがわかる。この面内水平変位は、繰返し荷重を受ける面外方向の水平変位よりもかなり大きな量である。このことが、図-10において、偏心圧縮柱が早期に劣化していく主要因である。このような不可逆の面内残留変形現象は、前川ら<sup>31)</sup>によって報告されている偏心軸力を受けるRC柱に偏心モーメントと直交する方向に繰返し水平力を受けた場合の応答に酷似している。



(a) P13 ( $e/h = 0$ )

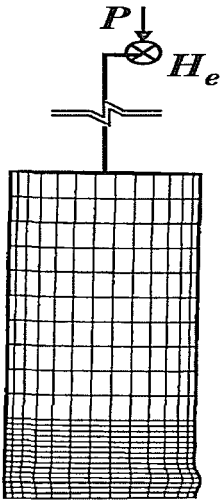


(b) P13-e1 ( $e/h = 0.1$ )

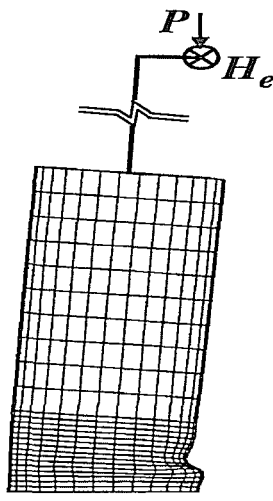


(c) P13-e2 ( $e/h = 0.2$ )

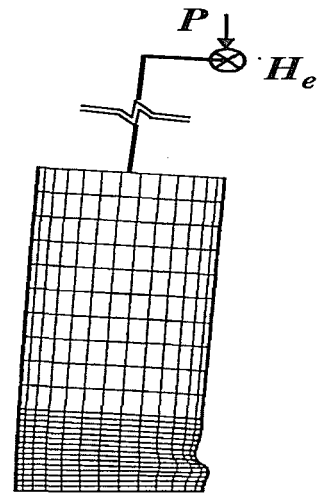
図-13 座屈モード (面内載荷)



(a) P13-e1-o ( $e/h = 0.1$ )



(b) P13-e2-o ( $e/h = 0.2$ )



(c) P13-e3-o ( $e/h = 0.3$ )

図-14 座屈モードの比較 (面外載荷)

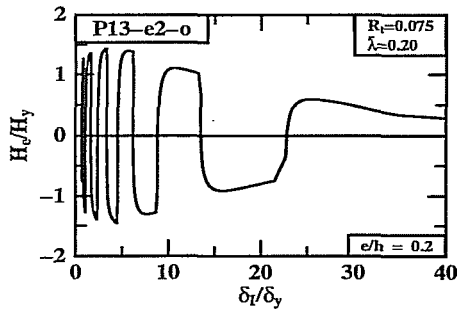


図-15 面外載荷における不可逆の面内 (偏心方向) 水平変位現象

## 6. 結言

鉛直荷重が偏心して作用する単柱式鋼製橋脚（逆L形橋脚）の繰り返し弾塑性解析の結果と軸圧縮力が中心軸に作用する単柱式鋼製橋脚（T形橋脚）のそれとの比較・検討を行った。

断面形状は等厚な補剛箱形断面とパイプ断面であり、構成則は繰り返し弾塑性解析用に開発された修正二曲面モデルを用いた。解析は一定の偏心鉛直荷重と面内または面外繰り返し水平荷重が作用する条件で行われた。主なパラメータは構成補剛板の幅厚比またはパイプ断面の径厚比、橋脚の細長比、鉛直荷重の偏心量を考えた。本研究の逆L形橋脚の解析結果を過去に行われたT形橋脚のそれと比較した。その結果、面内繰り返し水平荷重を受けた場合、逆L形橋脚とT形橋脚の履歴特性の相関関係を明らかにした。また、面外繰り返し水平荷重を受けた場合は、ねじりの影響に起因する弾性剛性の低下を考慮した係数を導入して、逆L形橋脚とT形橋脚の強度と変形能の相関関係を明らかにした。

本研究より得られた主な結論を要約すると次のようである。

1. 面内水平荷重を受ける逆L形鋼製橋脚とT形鋼製橋脚の荷重-変位関係には、式(11)と(12)の近似的な関係がある。
2. 面外水平荷重を受ける逆L形鋼製橋脚とT形鋼製橋脚との比較では、ねじりによる弾性剛性の係数[式(24)または式(30)]を導入すれば、強度と変形能には良い相関関係が得られる[式(27)~(29)]。
3. 以上の結果を用いれば、過去に得られたT形橋脚に対する強度と変形能の推定式より、逆L形橋脚の強度と変形能の推定式は簡単に得られる[面内の場合は式(13)~(15)；面外の場合は式(27)~(29)]。
4. 動的解析のために開発されたT形橋脚の復元力モデルは、提案した相関関係を用いれば逆L形橋脚への適用が可能である。
5. 面内水平荷重を受ける逆L形鋼製橋脚の座屈モードは、T形鋼製橋脚の場合と同様に、柱基部に生じる象の足状座屈モードである。
6. これに対して、面外水平荷重を受ける逆L形鋼製橋脚の座屈モードは、柱基部の変形が軸圧縮力が偏心して作用する側に偏って生じていることが大きな特徴である。
7. 面外水平荷重を受ける逆L形鋼製橋脚の面内水平変位は、面外水平変位に比べ遙かに大きな量であり、しかも偏心側に偏って繰り返し载荷につれて大きくなっていく。このため、偏心圧縮橋脚の面外強度が早期に大きく劣化する。

なお、逆L形橋脚の場合は、水平地震動によっても

上部構造が上下動をするため、動的解析においてはその影響を別途考慮する必要があることを附記しておく。

## 参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG（主査：宇佐美勉）：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996年。
- 2) 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（I~VIII），建設省土木研究所・首都高速道路公団・阪神高速道路公団・名古屋高速道路公社・（社）鋼材倶楽部・（社）日本橋梁建設協会，平成9年4月~平成10年9月。
- 3) 川島一彦，G.A.MacRae，運上茂樹，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年。
- 4) 渡辺英一，中山裕章，岡重洋，前田英輝，今村英次：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.1465-1470，1994年。
- 5) 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年3月。
- 6) 西川和廣，山本悟司，名取暢，寺尾圭史，安波博道，寺田昌弘：既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.42A，pp.975-986，1996年3月。
- 7) 井浦雅司，熊谷洋司，小牧理：横力と一定軸力を受ける円形シェルの終局状態に関する研究，土木学会論文集，No.556/I-38，pp.107-118，1997年1月。
- 8) 田嶋仁志，半野久光，池田茂，奥守：矩形鋼製橋脚の変形能に関する荷重実験，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1251-1258，1998年3月。
- 9) 安波博道，寺田昌弘，中村聖三，中川知和，水谷慎吾，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，Vol.32，No.4，pp.33-42，1998年4月。
- 10) 北田俊行，中井博，中西克佳：鋼製箱形断面を有する橋脚柱の耐震向上法に関する実験的研究，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.219-232，1998年4月。
- 11) 安波博道，寺田昌弘，青木徹彦，山田将樹：高張力鋼（SM570Q）鋼管柱の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.233-242，1998年4月。
- 12) 井浦雅司，熊谷洋司，小牧理：繰り返し横力を受ける円形鋼製橋脚の強度と変形能に関する研究，土木学会論文集，No.598/I-44，pp.125-135，1998年7月。
- 13) 葛漢彬，高聖彬，宇佐美勉，松村寿男：鋼製パイプ断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究，土木学会論文集，No.577/I-41，pp.181-190，1997年10月。
- 14) 葛漢彬，高聖彬，宇佐美勉：鋼製補剛箱形断面橋脚の繰り返し弾塑性解析と耐震性評価，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.85-92，1997年。
- 15) 池内智行，谷口直子，西村宣男，中川知和：兵庫県南部地震における鋼管橋脚損傷の数値シミュレーション，鋼構造論文集，Vol.4，No.14，pp.29-37，1997年。
- 16) 崎元達郎，渡辺浩，富田聡，中島貴太：繰り返し水平力を受ける鋼柱の終局挙動の簡易解析法，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.111-116，1997年。
- 17) 小枝日出夫，熱海明彦，佐藤昌志，岸徳光：鋼管橋脚の交番荷重実験と解析，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.161-168，1997年。
- 18) 山口栄輝，阿部圭吾，久保喜延：繰り返し水平荷重を受

- ける鋼製円筒橋脚柱の一解析法, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.197-202, 1997年.
- 19) 後藤芳顕, 王慶雲, 小畑誠, 高橋宣男: 繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚の有限要素法解析と材料構成則, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.209-216, 1997年.
- 20) 井浦雅司, 小牧理: 汎用プログラムによる円形鋼製橋脚の局部座屈解析, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.217-222, 1997年.
- 21) 大田孝二, 中村聖三, 小林洋一, 中川知和, 水谷慎吾, 野中哲也: 鋼製橋脚の耐震設計に対する構造解析ソフトウェアの適用性, 橋梁と基礎, Vol.31, No.12, pp.33-39, 1997年12月.
- 22) 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉: 鋼構造物の繰り返し弾塑性解析用構成則の実験データによる検証, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.201-210, 1998年3月.
- 23) 磯江暁, 大南亮一, 吉川孝男, 岸田和人, 石毛立也: 繰り返し荷重時の挙動を簡易化した鋼製箱形断面橋脚の解析手法の開発, 土木学会論文集, No.584/I-42, pp.149-161, 1998年1月.
- 24) 後藤芳顕, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠: 繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.189-206, 1998年4月.
- 25) 後藤芳顕, 張崇厚: 比較的厚肉の円筒殻における提灯座屈からダイヤモンド座屈への塑性分岐過程の解析, 土木学会論文集, No.605/I-45, pp.105-115, 1998年10月.
- 26) 三木千寿, Jorge Muller, 佐々木哲也: 断面変化部を有する円形断面鋼製橋脚の耐震性能の検討, 土木学会論文集, No.605/I-45, pp.117-127, 1998年10月.
- 27) Goto, Y., Wang, Q., and Obata, M.: FEM Analysis for Hysteretic Behavior of Thin-Walled Columns, J. of Struct. Eng., ASCE, Vol.124, No.11, pp.1290-1301, 1998.
- 28) 宇佐美勉, 本間大介, 芳崎一也: 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.197-206, 1999年7月.
- 29) Shen, C., Mamaghani, I. H. P., Mizuno, E. and Usami, T.: Cyclic Behavior of Structural Steels. II: Theory, J. of Eng. Mech., ASCE, Vol.121, No.11, pp.1165-1172, 1995.
- 30) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver.5.5, 1995.
- 31) 前川宏一, 土屋智史, 福浦尚之: 鉄筋コンクリートの非線形解析の現状と耐震設計照査法の構築に向けた今後の取り組み, 第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, 土木学会・鋼構造委員会, pp.1-16, 1998年.

(1999. 9. 17 受付)

## NUMERICAL STUDY ON CYCLIC ELASTOPLASTIC BEHAVIOR OF ECCENTRICALLY LOADED STEEL BRIDGE PIERS

Hanbin GE, Shengbin GAO and Tsutomu USAMI

The present paper is concerned with the strength and ductility evaluation of steel bridge piers subjected to combined the axial force applied eccentrically and in-plane or out-of-plane cyclic lateral loading. In the analysis, a modified two-surface plasticity model is used to trace the inelastic cyclic characteristic of steel. Both the box-sectional and pipe-sectional piers are investigated. Analytical results show that there is a correction of hysteretic curves between the T-shaped and inverted L-shaped piers. Hence, many contributions to the T-shaped columns can be easily extended to the inverted L-shaped or eccentric columns.