

# 面外繰り返し力を受ける逆L形鋼製橋脚の履歴挙動

崎元 達郎<sup>1</sup>・中山 雅文<sup>2</sup>・川畑 智亮<sup>3</sup>・渡辺 浩<sup>4</sup>・江山 栄一<sup>5</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 熊本大学教授 工学部環境システム工学科 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

<sup>2</sup>正会員 修(工) トピー工業株式会社 (〒102-8448 東京都千代田区四番町 5-9)

<sup>3</sup>学生会員 熊本大学大学院自然科学研究科前期課程 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

<sup>4</sup>正会員 博(工) 熊本大学助手 大学院自然科学研究科 (〒860-8555 熊本市黒髪 2-39-1)

<sup>5</sup>正会員 (株)栄泉測量設計代表取締役 (〒861-4108 熊本市竜田 2-10-7)

本論文は、面外繰り返し力を受ける逆L形鋼製橋脚の履歴挙動を実験および解析によって検証したものである。偏心比を0.4に固定し、断面構成板の幅厚比を変化させた4体の供試体について実験を実施した。断面は箱型とし、無補剛断面および補剛断面の各2体とした。死荷重に相当する鉛直力で許容応力度内におさまる様設計し、一定死荷重の下、降伏変位の整数倍を生じる面外力を崩壊まで繰り返し载荷した。移動硬化則を用いたFEM解析結果と実験の結果を比較した結果、FEM解析は実験での損傷状況を十分に良く捉えることができることが分かった。

**Key Words :** *inverted L-shaped steel bridge pier, out-of-plane cyclic loading, hysteretic behavior*

## 1. まえがき

高速道路や市街地における高架橋などは、その立地的条件より、逆L形鋼製橋脚のように上部構造重量が橋脚の中心軸より偏心して作用する橋脚の数も少なくない。名古屋高速道路公社の既設橋脚は380基あり、その内約一割の39基が逆L形橋脚であるとの報告もある<sup>1)</sup>。これまでに名古屋大学の宇佐美らにより逆L形橋脚の研究が精力的に進められているが、橋軸直角方向の力を受ける場合、すなわち逆L形橋脚が面内力を受ける場合が主として研究されている<sup>1)~5)</sup>。橋軸方向に力を受ける場合、すなわち逆L形橋脚が面外方向に力を受ける場合の研究は少なく、特に、面外力を受ける場合の実験報告の例を著者らは知らない。

また、文献3)においては、複数の逆L形橋脚と連続桁で構成される高架橋システムが橋軸方向の地震力を受ける場合の解析結果として、桁により橋脚の橋軸方向の変位が拘束されることにより、逆L形橋脚は大きくねじれることは無いとの見解が示されている。しかしながら、ゴム支承を使う場合や桁が支承から脱落した場合を想定すると、桁が橋脚のねじり挙動を拘束する程度につ

いては、種々の場合が考えられるので、逆L形橋脚単体での挙動を明らかにすることの重要性を減ずることは無い。

逆L形鋼製橋脚のように上部構造重量が偏心して作用するような構造物が、面外方向に地震力を受ける場合の耐震性を検討する場合には、弾塑性ねじりと局部座屈を考慮する必要がある。現在、有限要素法を用いれば、弾塑性ねじりと局部座屈を考慮した静的解析については、動的解析が可能であるが、硬化則を含めてその信憑性について十分に検討されている訳ではない。

本研究では、逆L形の実橋脚を図-1に示す様にモデル化し、箱型断面の逆L形鋼製橋脚供試体が、面外方向に繰り返し水平力を受ける場合の履歴挙動を、実験を行うことで明らかにするとともに、シェル要素を用いたFEM解析法(汎用プログラム(MARC))の妥当性について検討している。

比較的多くの研究がなされているT形橋脚と異なる点は、鉛直荷重が偏心していることによる面内曲げの作用と、面外水平力によるねじり力の作用であり、この二つの要素の履歴挙動に及ぼす影響が本実験の特徴であり、着目点である。

表-1 供試体形状寸法および各パラメータ

供試体名	板厚 ( <i>t</i> )	断面幅 ( <i>b</i> )	補剛材		幅厚比 ( <i>R</i> )	降伏応力 ( $\sigma_y$ )	高さ ( <i>H</i> )	偏心量 ( <i>e</i> )	細長比パラメータ ( $\lambda$ )
			板厚( <i>t<sub>s</sub></i> )	高さ( <i>h<sub>s</sub></i> )					
L-40N	16.0	360			0.40	255	1750	700	0.26
L-80N	9.0				0.76	284			0.28
L-40S	9.0		6.0	43.0	0.38	284			0.28
L-80S	4.5		6.0	45.0	0.80	303			0.30

(単位 mm, MPa)

## 2. 実験概要

### (1) 供試体

実験供試体の軸線形状を図-2 に、断面形状を図-3 に示す。

面外方向に力を受ける逆 L 形鋼製橋脚は、面内曲げ ( $=P \cdot e$  ( $P$ : 軸力) ( $e$ : 偏心量))、面外曲げ ( $=H \cdot h$  ( $H$ : 水平力) ( $h$ : 高さ))、ねじり ( $=H \cdot e$ ) の作用により局部座屈が発生し、その耐力や靱性が低減すると考えられる。そこで、本実験では、局部座屈の発生に支配的な幅厚比パラメータ  $R$  (式 1) のみを変化させることとし、 $R$  が 0.7 と 0.35 程度にすることを目標に無補剛箱型断面、補剛箱型断面をそれぞれ各 2 体製作した。また、実験施設の制約条件等を考慮して、細長比パラメータ  $\lambda$  (式 2) が 0.3 付近となるように供試体の高さ、偏心量を決定した。偏心比 ( $e/h$ ) はすべての供試体で 0.4 とした。

ダイヤフラムは、隅角部及び断面構成板のアスペクト比 ( $\alpha = h'/b$ ) が 2 となる位置に配置した。これらの寸法を定めた上で、死荷重 (鉛直荷重) 状態で基部の最大応力点が許容応力度におさまる様に想定死荷重  $P$  を定めた。

供試体断面の板厚は、4.5mm, 9mm, 16mm の 3 種類を用い、鋼種は、板厚 9mm は SM400, その他は SS400 を使用した。断面諸元と形状寸法を表-1 に示す。供試体名の L の後の数値は幅厚比 ( $R$ ) の 100 倍を、その後の文字の N は無補剛断面を、S は補剛断面を、示すものとする。

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{4.0\pi^2}} \quad (1)$$

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

### (2) 材料試験結果

供試体に使用した鋼材から、板厚毎に JIS5 号試験片を各 3 本製作し、引張り試験を行い、弾性係数、降伏応力、ポアソン比などを計測した。その力学的特性を表-2、図-4 に示す。

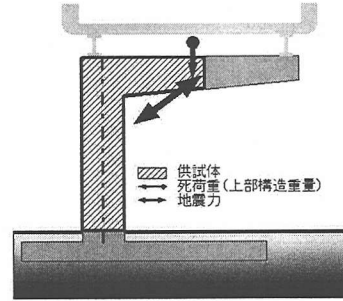


図-1 逆 L 形橋脚のモデル化

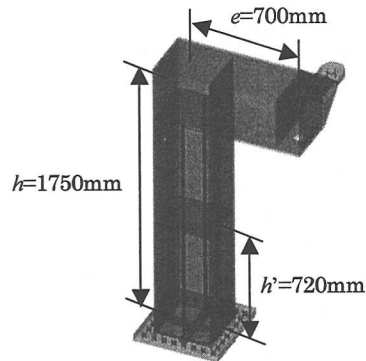
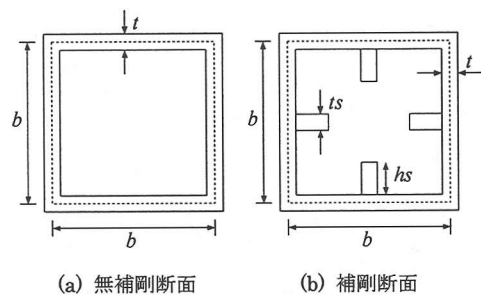


図-2 供試体の軸線形状



(a) 無補剛断面 (b) 補剛断面

図-3 実験供試体の断面形状

表-2 鋼材の力学的特性値

板厚	弾性係数 ( $\times 10^3$ )	降伏応力	ポアソン比	歪硬化開始 ひずみ
4.5	210	303	0.29	0.0011
9.0	211	284	0.33	0.0016
16.0	219	255	0.31	0.0014

(単位 mm, MPa)

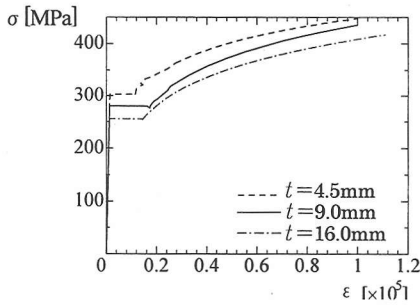


図-4 鋼材の $\sigma$ - $\epsilon$ 関係

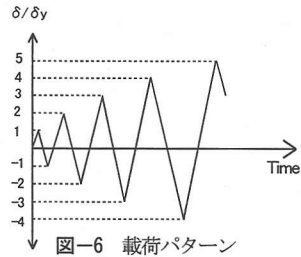


図-6 載荷パターン

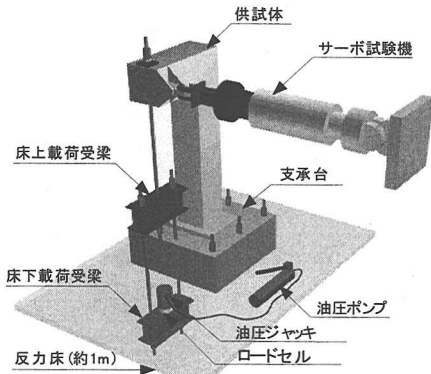


図-5 実験装置の模式図

### (3) 実験装置

実験装置の模式図を図-5に示す。アンカーボルトで反力床に固定した支承台に供試体を高力ボルトで固定した。水平荷重は、水平反力壁に固定したサーボ試験機（容量 50tf、ストローク±100mm）によって与え、サーボ試験機と供試体はピンで連結した。軸力は、供試体の張り出したはり先端に穴を開けて PC 鋼棒を通し載荷受け梁と連結させて、油圧ジャッキを用いて反力床下から載荷する方法を採用した。供試体と載荷受け梁には、球形のヒンジと台座を用いて全方向に回転できるようにした。油圧ポンプは、随時微調整ができるように手動のものを用いた。

### (4) 荷重条件と載荷方法

逆L形鋼製橋脚の先端に死荷重を想定した鉛直荷重を一定に保ちながら、地震力を想定した繰り返し漸増水平変位を与える載荷方法によって実施した。

鉛直荷重は、許容応力度設計法に基づき、初期応力状態が許容応力度の範囲内に収まるように設計した結果、軸力比  $P/P_y$  ( $P$ =軸力、 $P_y$ =降伏軸力) は、無補剛断面の場合は 0.07、補剛断面の場合は 0.06 となった。

水平荷重は、供試体の先端部にサーボ試験機により図-6のように変位制御で与えた。変位振幅は、基降落伏時の供試体先端部の降伏変位  $\delta_y$  (式3) を基準として、

表-3 供試体諸元

供試体名	$\delta_y$	$H_y$	$\theta_y$	$P$
L-40N	6.6	211.3	0.0041	412.1
L-80N	7.7	132.0	0.0049	258.1
L-40S	8.6	152.7	0.0056	239.8
L-80S	9.1	83.4	0.0060	137.3

(単位 mm, kN, rad)

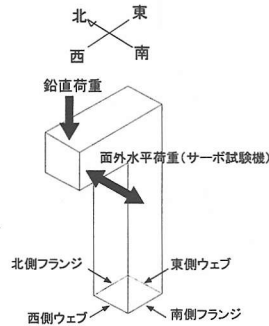


図-7 供試体パネル名称

$\pm \delta_y, \pm 2 \delta_y, \pm 3 \delta_y, \dots$  と供試体が壊れるまで載荷を行う。各供試体の降伏変位  $\delta_y$ 、降伏水平力  $H_y$ 、柱頂部の降伏ねじり角  $\theta_y$ 、載荷軸力  $P$  を表-3に示す。なお、これらの諸値を計算する場合の降伏の判定においてねじりによるせん断応力度の影響は小さいので、ここでは考慮しないこととした。

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} + \frac{H_y e^3}{3EI} + \left( \frac{H_y e}{4F^2 G} \int \frac{ds}{t} \right) h e$$

$$H_y = \frac{W}{h} \left( \sigma_y - \frac{P}{A} - \frac{Pe}{W} \right) \quad (3)$$

ここで、 $H_y$  は降伏水平力、 $EI$  は曲げ剛性、 $F$  は板厚中心線の囲む面積、 $G$  はせん断弾性係数、 $W$  は断面係数、 $P$  は載荷軸力、 $A$  は断面積である。

### (5) 実験結果および考察

以下の記述における断面構成板の呼称については、面外荷重による曲げに対してフランジとウェブを定義することとし、図-7に示すように供試体の各パネルの名称とする。

(a) 実験経過と破壊状況

各供試体の破壊状況は、FEM 解析結果と供に後出の図-10~13 に示している。

L-40N の場合は、 $-2\delta_y$  で柱基部に降伏線が目視できるようになり $+7\delta_y$  載荷時に西側ウェブ基部より高さ150mm (0.4b) 付近を腹とした凹状半波の局部座屈が顕著となり、直後、南側と北側の両フランジで凸状半波の局部座屈が西下側から東上側へと斜めに見られた。その後、載荷回数を重ねるとともに、局部座屈変形が増大し、 $-9\delta_y$  の時に供試体の端板との溶接部で割れ (音) が発生したため実験を終了した。

L-80N の場合は、 $-2\delta_y$  で柱基部に降伏線が現れ始め、 $-3\delta_y$  載荷時に西側ウェブの基部より高さ135mm (0.38b) 付近を腹とする窪みが見られ、直後、両フランジでふくらみ、西下側から東上側へと斜めにふくらみが見られた。その後、載荷回数を重ねるごとに局部座屈変形が増大した。両フランジには凸状の、西側ウェブには凹状の半波長座屈モードでの局部座屈変形が見られた。

L-40S の場合は、 $-2\delta_y$  で柱基部に降伏線が目視でき、 $+6\delta_y$  で西側ウェブの基部より高さ230mm (0.64b) 付近を腹とする局部座屈が明確になった。座屈モードは、L-40N の基部と同様に半波であり変形領域はアスペクト比1の領域を越えて拡大した。座屈変形が1波とならなかった原因として、補剛材が早期に座屈し、節とならなかった可能性が考えられる。

L-80S の場合は、 $-2\delta_y$  で柱基部に降伏線が現れ始め、 $+3\delta_y$  載荷時に西側ウェブの基部より高さ100mm (0.28b) 付近を最大変位とする局部座屈が発生し、直後、両フランジにも局部座屈が発生した。フランジ面は、L-80N と同様に西下側から東上側へと斜めに変形した。その後、載荷回数を重ねるごとに局部座屈変形が増大した。両フランジ、西側ウェブともに補剛材を節とした凹凸状の1波長座屈モードでの局部座屈変形が見られた。

(b) 荷重-変位履歴特性

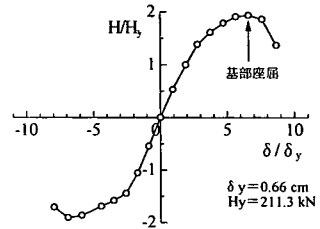
水平荷重載荷位置で測定された水平変位には、基部の剛体回転などが含まれるため、基部端板の四隅の鉛直方向変位を測定し、それにもとづく補正を行った。図-8 に各供試体の載荷点の水平荷重  $H$  と補正された変位  $\delta$  をそれぞれ  $H_y$  と  $\delta_y$  で無次元化した荷重-変位履歴曲線の包絡線を示す。

図中の包絡線の矢印の示す箇所でも局部座屈を確認した。幅厚比の小さい L-40N, L-40S は局部座屈発生後も最大強度に達するまで比較的緩やかな勾配を示し、ある程度の強度を保っているが、幅厚比の大きい L-80N, L-80S は局部座屈発生後の劣化勾配が急で、強度が著し

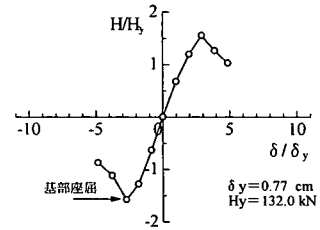
表-4 最大荷重と塑性率

供試体名	$H_{max}/H_y$	$\delta_{95}/\delta_y$	$\theta_{95}/\theta_y$
L-40N	1.92 (1.78)	7.54 (16.1)	4.50
L-40S	1.68 (1.81)	5.77 (7.35)	3.50
L-80N	1.57 (1.40)	3.05 (3.87)	2.12
L-80S	1.59 (1.30)	3.14 (4.42)	1.95

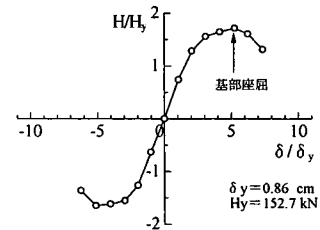
( )内の値は、同等寸法のT形脚柱に対する推定値<sup>9)</sup>



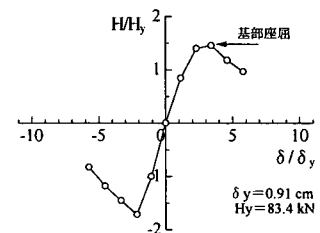
(a) L-40N



(b) L-80N



(c) L-40S



(d) L-80S

図-8 荷重-変位の包絡線 (実験値)

く低下している。

表-4に最大荷重 $H_{max}/H_y$ と $H_{max}$ 到達後荷重が5%低下した位置の変位 $\delta_{95}/\delta_y$ とねじり角 $\theta_{95}/\theta_y$ の値(引き側(+))と押し側(-)の平均値)を示している。すべての供試体で最大水平荷重は、 $1.5H_y$ 以上であること、 $R=0.4$ の供試体では、変位に対する塑性率は6程度、ねじり角に対する塑性率は4程度であることが分かる。

表-4中の( )内の値は、同じ $R$ 、 $\lambda$ 及び軸力比を有するT形橋脚の $H_{max}/H_y$ と $\delta_{95}/\delta_y$ の値を文献9)で提案されている推定式により算定した値である。これによると $H_{max}/H_y$ は、L-40Sを除いて、逆L形の方が大きくなっている。これは、偏心荷重による面内曲げ応力度が支配的なため、面内の応力勾配が大きく断面の隅角点のみが降伏する荷重として $H_y$ の値が算定されているので、フランジ全断面が降伏する荷重として $H_y$ を定めるT形橋脚よりも降伏後の余剰耐力が大きく表現されることによるものと考えられる。

逆に、 $\delta_y$ は $H_y$ と同様に定義されているにもかかわらず $\delta_{95}/\delta_y$ の値は逆L形の方がT形に比べてすべて小さい。これは、文献5)でパイプ断面の逆L形橋脚について指摘されているように、偏心鉛直荷重による面内曲げ(面内水平変位)とねじり変形により面外強度の劣化が早まったものと考えられる。

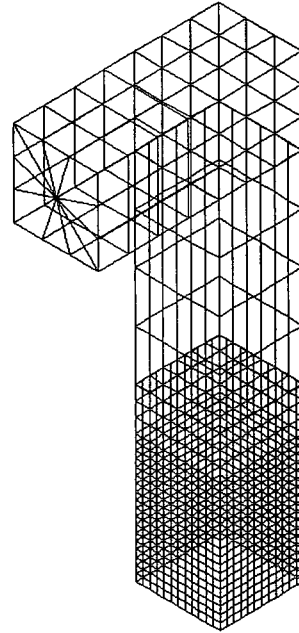


図-9 FEM解析モデル

### 3. FEM解析結果と実験結果の比較

#### (1) 解析プログラム概要と解析モデル

一定圧縮力下で、繰り返し曲げを受けるT形橋脚のFEM解析について、市販の汎用ソフトMARC<sup>®</sup>によって、通常、最大荷重を過ぎる程度までは精度良く解析されるとされている。<sup>8)</sup>ここでは、一定の圧縮力と面内曲げの下で、面外曲げとねじりが繰り返す場合について、MARC(移動硬化則とマルチニアの応力-ひずみ関係を用いる)がどの程度の精度を有するかを検討するために解析を実施し、実験値を比較した。

要素としては、四辺形4節点のシェル要素(要素番号75)を用いた。また、MARCを使用の際には、次に示す設定のもとに解析を行った。

- 1) 材料は弾塑性で等方性とする。
- 2) von Misesの降伏条件に従うものとする。
- 3) 大变位塑性ひずみ解析とする。
- 4) アップデイトラグランジェ法とニュートンラプソン法を用いる。
- 5) 繰り返し荷重による解析による場合、移動硬化則<sup>7),9)</sup>を用いる。

解析モデルは、図-9に示すような全体解析モデルとし、実験の供試体と同様の寸法を用い、ダイヤフラムも同様にアスペクト比が2の位置と隅角部に導入した。メッシュ分割は局部座屈が発生すると考えられる柱基部近辺を細かく分割し、その他のところは粗く分割した。メッシュ分割数の決定に際しては、いく通りか分割数を変えて面外荷重を単調荷重で解析し、最大強度と劣化勾配を比較した結果、基部で $12 \times 12$ とした。

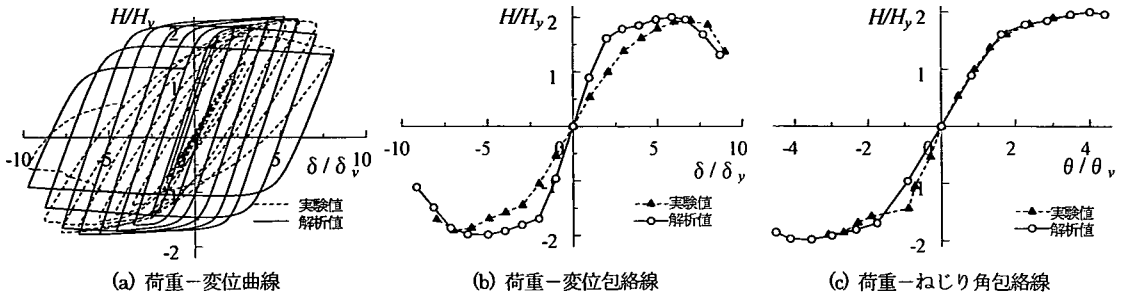
材料特性値(降伏応力 $\sigma_y$ 、弾性係数 $E$ 、ポアソン比 $\nu$ )は、実験に使用した鋼材の材料試験値を使用し、応力-ひずみ関係をマルチニアで近似した。

初期不整、残留応力は、繰り返し荷重を受ける場合の影響は小さいと考えられるため、考慮しない<sup>7)</sup>。

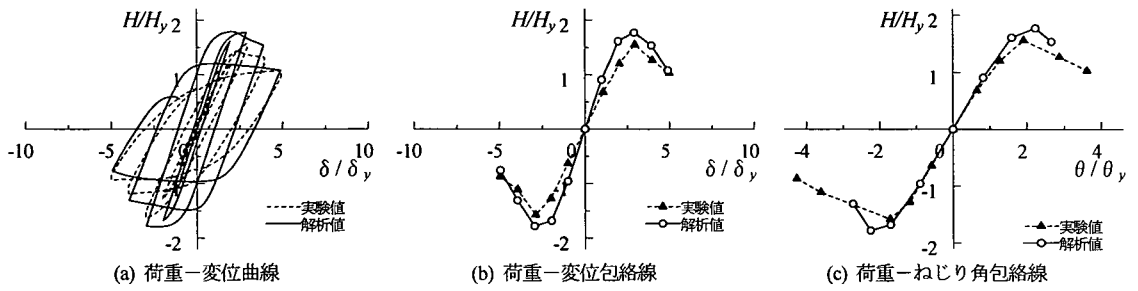
荷重方法としては鉛直荷重は荷重制御で与え、水平荷重は変位制御による繰り返し荷重で行った。荷重パターンは実験と同様のものを用いた。

#### (2) 実験値とFEM解析値との比較

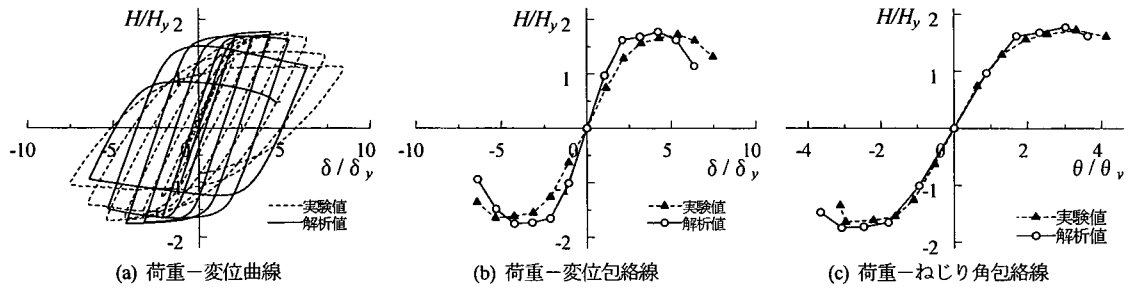
図-10、図-11に各供試体の実験とFEM解析の荷重-変位の履歴曲線とその包絡線、荷重-ねじり角曲線の包絡線を示す。



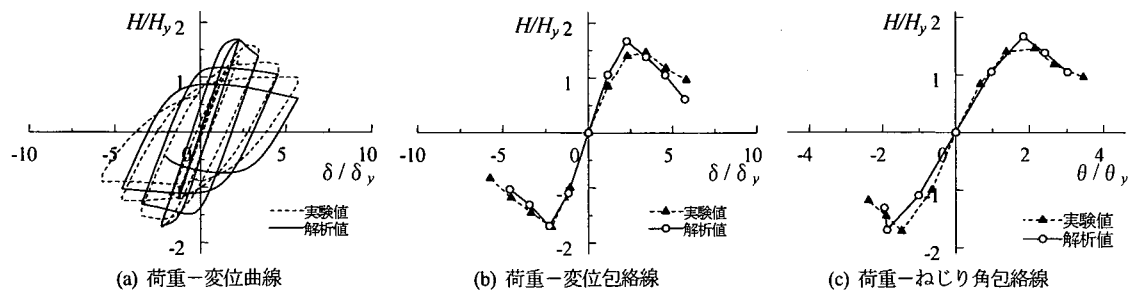
(I) L-40N



(II) L-80N

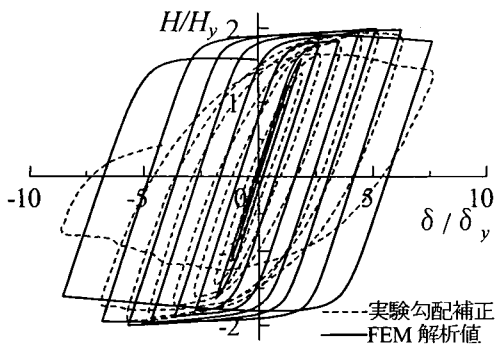


(III) L-40S



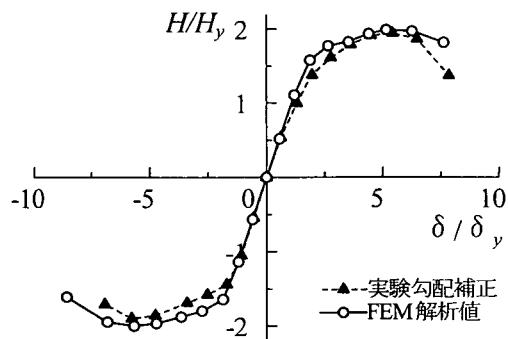
(IV) L-80S

図-10 各供試体の履歴特性

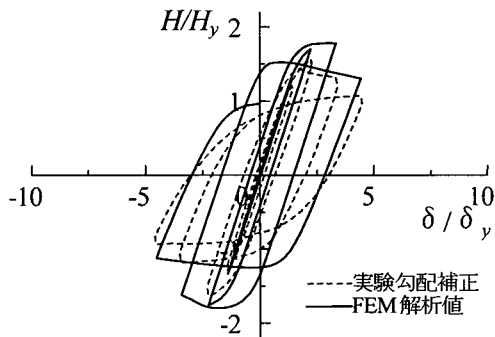


(a) 荷重-変位曲線

(I) L-40N

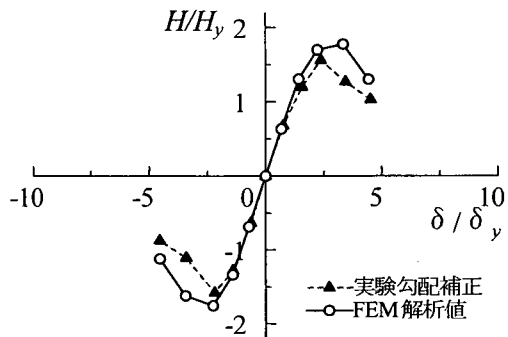


(b) 荷重-変位包絡線

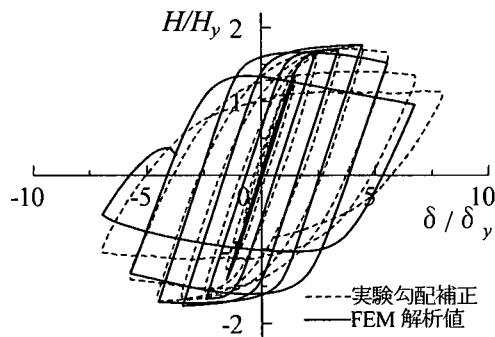


(a) 荷重-変位曲線

(II) L-80N

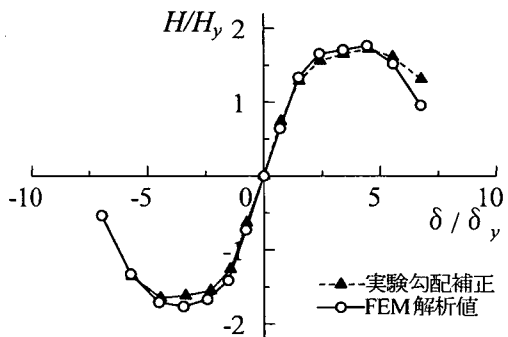


(b) 荷重-変位包絡線

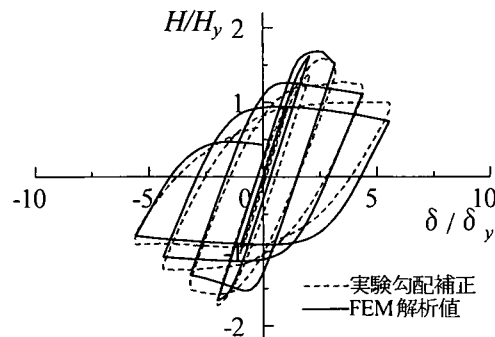


(a) 荷重-変位曲線

(III) L-40S

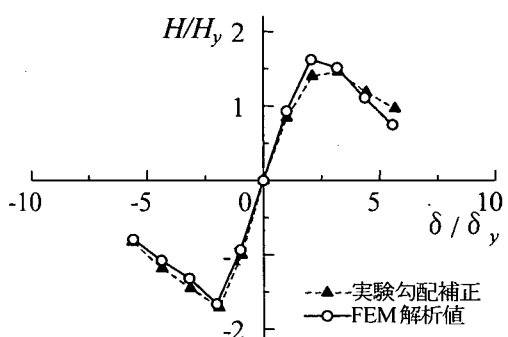


(b) 荷重-変位包絡線



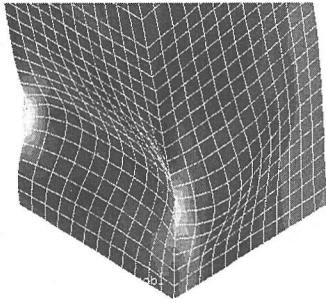
(a) 荷重-変位曲線

(IV) L-80S

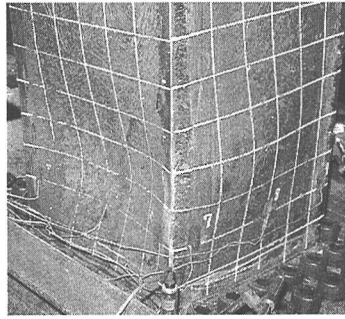


(b) 荷重-変位包絡線

図-11 各供試体の履歴特性 (実験値勾配補正後)

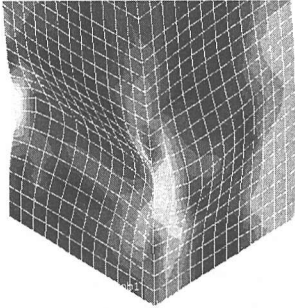


(a) FEM 解析

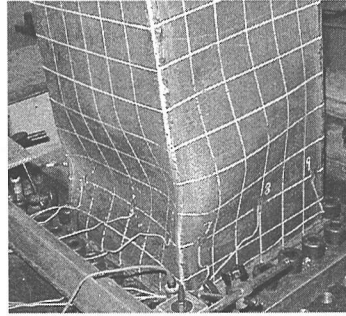


(b) 実験

図-12 供試体基部の変形状況 (L-40N)

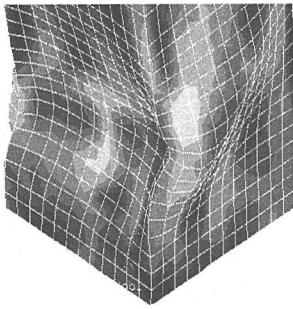


(a) FEM 解析

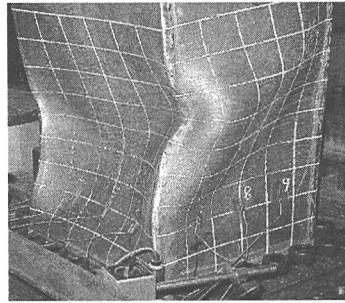


(b) 実験

図-13 供試体基部の変形状況 (L-80N)

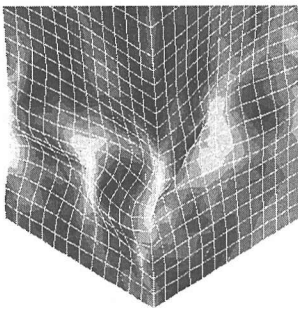


(a) FEM 解析

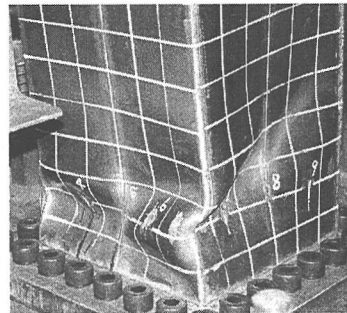


(b) 実験

図-14 供試体基部の変形状況 (L-40S)



(a) FEM 解析



(b) 実験

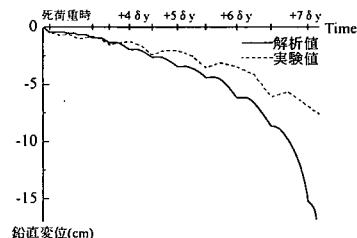
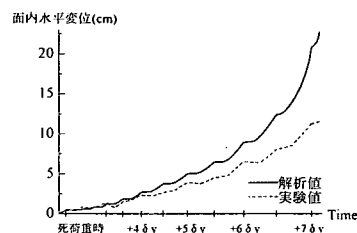
図-15 供試体基部の変形状況 (L-80S)



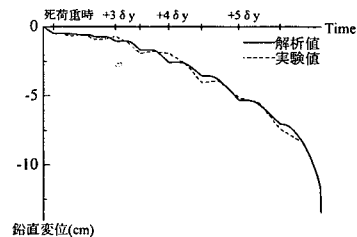
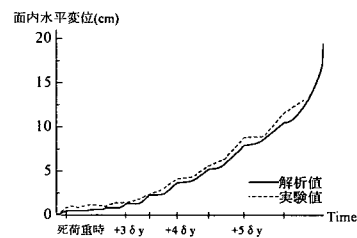
図-10 に示す荷重-変位履歴曲線における履歴形状は、L-40N のモデルに対して FEM 解析値の方がループのふくらみが大きくでている。これは FEM 解析のひずみ硬化則として移動硬化則を使用したことが一因とも考えられるが、L-40S や幅厚比の大きい供試体はいずれの場合にもループ形状を良く捉えている。L-40N と L-40S は、座屈（幅厚比）パラメータは同じであり、異なるのは実板厚のみ（前者は 16mm、後者は 9mm）であることから、板厚  $t$  の絶対値が大きいのか  $b/t$  の値が小さい場合に、移動硬化則によるループ形状が実験値と合いにくいと考えられる。初期弾性勾配はいずれの供試体においても実験値に比べて FEM 解析値の方が若干高い。これは FEM 解析では、初期不整や残留応力を考慮していないが実験ではそれらの影響が生じたこと、および実験における載荷治具のあそびや変形、供試体の剛体変位の補正が完全でなかったことが解析結果に比べて変位が大きくなった主な原因と考えられる。荷重-ねじり角の包絡線においては解析結果は初期勾配、履歴状況をよく捉えている。図-11 では、荷重-変位関係の初期弾性勾配は実験および FEM 解析において弾性域では一致するものと考えて、実験値を補正して比較したものである。すなわち、 $H/H_p=1.0$  における実験値と FEM 解析値との変位の差を荷重値に比例させて、実験値から差し引いたものを修正値（勾配補正）とする。FEM 解析は、修正された繰り返し変位に対して、再度解析しなおしたものである。この初期弾性勾配の差異を補正すると、実験の最大強度およびその履歴は良く一致する。劣化後の勾配で実験値の方が FEM 解析値より緩やかとなっている原因としては、実験において局部座屈が発生してから手動の油圧ポンプでは鉛直荷重が想定する鉛直荷重の通りに作用させ得なかったためと考えられる。

局部変形状況も図-12~15（格子の辺長は解析は 3cm、実験では 6cm）に示す様に、FEM 解析と実験を比較すると良く一致しているのが分かる。一定鉛直荷重下で水平荷重を繰り返すと載荷点は徐々に面内水平方向と鉛直方向へと変位する。その面内方向の変位と鉛直方向の変位状況の一例を図-16 に示す。変位量は、載荷サイクルの増加に伴いほぼ一定に増加しているが、局部座屈発生後は変位増加量が大きい。変位の進展状況は L-80S については両者よく一致しているが、L-40S については実験値が解析値に比較して小さい。これは、実験における面内荷重載荷を手動油圧ジャッキで行った際、載荷速度が遅く間に合わず所定の鉛直荷重に到達する前に測定した可能性によるものと考えられる。

以上の比較より逆 L 形鋼製橋脚の履歴挙動が本解析のような FEM 解析においても、かなり精度よく予測できることが示された。



(a) L-40S



(b) L-80S

図-16 載荷点の面内水平変位と鉛直変位

#### 4. 結論

面内死荷重に対して許容応力度設計した逆 L 形鋼製橋脚供試体に、一定鉛直力と繰り返し面外水平力を用いる実験と解析により、以下の知見を得た。

- 1) 局部座屈変形は、面内死荷重で圧縮となる鋼板で始まり、その座屈波形の腹の位置は供試体下端から無補剛断面で  $0.38b$  と  $0.42b$ 、補剛断面で  $0.28b$  と  $0.64b$  であり、局部座屈領域は無補剛断面で約  $0.8b$ 、補剛断面で約  $1.3b$  であった。
- 2) 幅厚比パラメータが  $R=0.4\sim 0.8$  の範囲で、実験で得られた最大水平荷重  $H$  は、 $1.5H_p$  以上であり、

同等断面のT形橋脚の最大強度より大きい。これは、偏心荷重による曲げ応力度が支配的なため断面内の応力勾配が大きく、 $H_y$ の値が断面の隅角点(角)の1点が降伏する荷重として算定されているので、降伏後の余剰耐力が大きく表現されることによる。

- 3) 実験で得られた水平変位の塑性率は、幅厚比パラメータ  $R=0.4$  のもので6程度、 $R=0.8$  のもので3程度であり、ねじり角に対する塑性率は、 $R=0.4$  のもので4程度、 $R=0.8$  のもので2程度である。水平変位の塑性率は、同等寸法のT形橋脚のそれよりも一般に小さい傾向がある。これは、文献5)で指摘されている様に、偏心鉛直荷重による面内曲げ(面内水平変位)とねじり変形により面外強度の劣化が早まったものと考えられる。
- 4) 面外繰り返し力を受ける逆L形鋼製橋脚の履歴挙動は、移動硬化則とマルチリニアの応力-ひずみ関係を用いたFEM解析によっても、 $H-\delta$  関係、 $H-\theta$  関係の包絡線や局部座屈の発生位置、変形モード等について、実験と同等な結果を得られることが確認できた。但し、板厚が大きく( $t=16\text{mm}$ )幅厚比が小さい供試体L-40Nについては、ループの肩の丸みが実験値と対応しておらず、より高度な材料構成則の適用も検討する必要がある、今後の課題としたい。
- 5) 本実験のパラメータの範囲においては、単体の橋脚として考えても、逆L形橋脚の特徴であるねじり力の作用が強度やじん性に及ぼす影響は限定的である様に見受けられる。ちなみに $\delta_y$ の決定におけるねじりによるせん断応力度の貢献度は5~8%であった。「まえがき」に述べた様に設計に当たっては、高架橋システムとしての検討も必要であり、設計法や留意点については今後の課題としたい。

#### 参考文献

- 1) 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, 1999.7
- 2) 高 聖彬, 葛 漢彬, 宇佐美 勉: 逆L形鋼製橋脚の繰り返し弾塑性解析, 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, pp.165-172, 1998.11
- 3) (社)土木学会鋼構造委員会 鋼構造物の耐震検討小委員会(委員長 藤野陽三): 橋梁システムの動的解析と耐震性, pp.255-278, 2000.4
- 4) Liu. O, Usami. T, and Kasai. A: Inelastic Seismic Response Analysis of Eccentrically Loaded Steel Bridge Piers, *Structural Eng./Earthquake Eng.*, JSCE, Vol.17, No2, 1495-1625, 2000.7
- 5) 葛 漢彬, 高 聖彬, 宇佐美 勉: 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, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp.271-284, 2000.7
- 6) MARC Users Manual Vol.A-E 日本マーク
- 7) 社団法人 日本橋梁建設協会: 鋼製橋脚の弾塑性有限変位FEM解析マニュアル, 2000.2
- 8) 後藤 芳顯, 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, 1998.4
- 9) 土木学会鋼構造委員会: 鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術, 鋼構造新技術小委員会耐震設計研究WG(主査 宇佐美 勉), p.188, 1996.7

(2000.3.15 受付)

## HYSTERETIC BEHAVIOR OF INVERTED L-SHAPED STEEL BRIDGE PIERS SUBJECTED TO OUT-OF-PLANE CYCLIC LOADING

Tatsuro SAKIMOTO, Masafumi NAKAYAMA, Tomoaki KAWABATA,  
Hirosi WATANABE and Eiichi EYAMA

Inverted L-shaped steel bridge piers under out-of-plane cyclic loading are studied experimentally and numerically. Four specimens are tested. The cross-section of models is non-stiffened box section and stiffened one. The width to thickness ratio of the component plate was changed as a main parameter. The eccentricity ratio  $e/h$  (the ratio of the distance  $e$  between vertical load and vertical pier axis to the height of pier  $h$ ) is 0.4. The results of FEM analysis are compared with the experimental results. The failure behaviors of FEM analysis agreed well with those of the experimental test.