

繰り返し荷重を受ける鋼製パイプ断面橋脚の 強度と変形能に関する解析的研究

葛 漢 彬*・高 聖 彬**・宇佐美勉***・松村寿男****

本研究は、鋼製パイプ断面橋脚の強度と変形能を評価するために行われた弾塑性有限変位解析の結果をまとめたものである。解析では、片持ち柱の柱頂部に一定の鉛直荷重と繰り返し水平荷重が作用する条件を模擬している。構成則は、構造用鋼材の繰り返し挙動を精度よく表現できる「修正2曲面モデル」を用いている。本研究では、まず、解析結果を実験結果との比較を行うことにより「修正2曲面モデル」の構造レベルでの有効性を検証した。次に、径厚比、細長比、軸圧縮力および繰り返し数の影響を調べるためのパラメトリック解析を行った。最後に、解析結果に基づいて鋼製パイプ断面橋脚の強度と変形能を定量的に評価している。

1. 緒言

兵庫県南部大地震では、鋼製橋脚の損傷事例が数多く見られた。これらの損傷の多くは、上部工重量に相当する軸圧縮力と地震荷重である水平繰り返し荷重が作用したことによるものと思われる。鋼製橋脚の弾塑性繰り返し挙動を実験のおよび解析的に解明するための研究は地震発生前からも精力的に行われてきている¹⁾。特に、阪神淡路大震災の教訓を受けて、この方面の研究は諸研究機関にわたって急ピッチに進められている^{1)~3)}。

これまでに、鋼製橋脚の強度と変形能に関する研究が主に実験的に行われており、準静的およびハイブリッド応答実験手法によって、各支配パラメータの耐震性能に及ぼす影響が明らかにされている。しかし、大地震時の鋼製橋脚の弾塑性挙動は非常に複雑であるので、保有水平耐力照査法等の静的解析による耐震設計法では限界があり、設計時に弾塑性地震応答解析を導入することの必要性が指摘されている¹⁾。そのためには、鋼製橋脚の信頼できる復元力モデルの開発が不可欠となる³⁾。このことから、最近、この方面の解析的研究も多くなされてきている。例えば、鈴木ら⁴⁾は鋼製箱形断面橋脚の弾塑性有限変位解析を行い、各パラメータの強度と変形能に及ぼ

す影響を調べている。ただし、解析は単調載荷だけで、繰り返し載荷に対する解析を行っていない。中川ら⁵⁾による箱形断面の鋼製橋脚の解析は、軸圧縮力と繰り返し曲げの載荷条件で行われているが、用いた構成則は従来の Von-Mises 降伏条件と等方硬化則である。一方、このような構成則が構造用鋼材の繰り返し挙動を正確に表現できないことから、名古屋大学では、構造用鋼材の繰り返し弾塑性挙動を精度よく表現できる「修正2曲面モデル」⁶⁾が開発されている。

本研究では、修正2曲面モデルを用い、鋼製パイプ断面橋脚を対象とした繰り返し弾塑性有限変位解析を行っている。解析条件としては、片持ち柱の柱頂部に一定の鉛直荷重の基で繰り返し水平荷重が作用する条件を模擬している。本研究では、まず、解析結果と実験結果との比較を行うことにより、「修正2曲面モデル」の構造レベルでの有効性を検証する。次に、径厚比、細長比、軸圧縮力および繰り返し数の影響を調べるためのパラメトリック解析を行う。最後に、解析結果に基づいて鋼製パイプ断面橋脚の強度と変形能を定量的に評価する経験式の提案を試みる。

2. 解析手法

(1) 修正2曲面モデルの概要

本解析で用いた修正2曲面モデルは、Dafalias・Popovモデルを基に、1) 累積相当塑性ひずみ概念の導入、2) 降伏曲面の変化、3) 降伏棚の表現(降伏棚曲面の導入を含む)、4) 形状パラメータの修正、5) 記憶曲面と仮想境界曲面の導入、および6) 境界曲面の大きさと傾きの変化、といった修正を行ったも

キーワード：鋼製パイプ断面橋脚、修正2曲面モデル、強度・変形能

* 名古屋大学大学院工学研究科助手, 052-789-4619

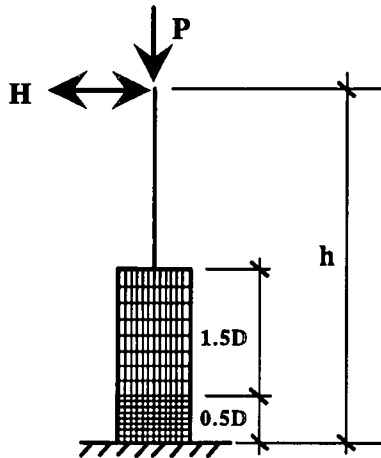
** 名古屋大学大学院博士課程(後期課程)在学中

*** 名古屋大学大学院工学研究科教授, 052-789-4617

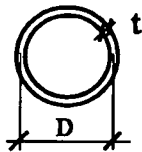
**** 瀧上工業株式会社橋梁本部技術部, 0569-21-4207

Table 1 Geometrical Parameters and Computed Results of Analyzed Columns

Specimen	h (mm)	D (mm)	t (mm)	R_t	$\bar{\lambda}$	$\frac{P}{P_y}$	N	H_y (tonf)	δ_y (mm)	$\frac{H_{max}}{H_y}$	$\frac{\epsilon_{max}}{\epsilon_y}$	$\frac{\epsilon_{95}}{\epsilon_y}$
P1	3403	891	9.00	0.110	0.26	0.12	0, 1	42.3	10.6	1.39	2.24	3.30
P1-20	3403	891	9.00	0.110	0.26	0.20	0, 1	38.6	9.65	1.42	2.50	2.96
P2	4391	891	7.32	0.115	0.30	0.15	0, 1	21.0	13.9	1.40	2.00	2.94
P3	7319	891	7.32	0.115	0.50	0.15	0, 1	12.6	38.6	1.34	2.00	2.24
P4	3659	891	8.41	0.110	0.25	0.15	0, 1	29.0	9.64	1.45	3.00	3.50
P5	4391	891	8.41	0.110	0.30	0.15	0, 1	24.1	13.9	1.44	3.00	3.35
P6	7319	891	8.41	0.110	0.50	0.15	0, 1	14.5	38.6	1.38	2.00	2.38
P7	3403	884	16.0	0.076	0.28	0.13	0, 1	86.6	12.5	1.62	3.66	5.31
P8-10	4391	891	11.2	0.075	0.30	0.10	0, 1	34.0	14.7	1.49	3.78	4.58
P8-15	4391	891	11.2	0.075	0.30	0.15	0, 1, 3	32.1	13.8	1.53	4.00	4.43
P8-20	4391	891	11.2	0.075	0.30	0.20	0, 1	30.2	13.0	1.56	4.25	4.54
P8-30	4391	891	11.2	0.075	0.30	0.30	0, 1	26.4	11.4	1.64	3.64	4.08
P9	7319	891	11.2	0.075	0.50	0.15	0, 1	19.3	38.5	1.45	3.00	3.32
P10	3303	580	20.0	0.031	0.37	0.09	0, 1	38.6	14.4	1.79	7.57	9.69
P11	4391	891	9.61	0.088	0.30	0.15	0, 1	27.6	13.9	1.48	3.00	3.77
P12	4391	891	16.8	0.050	0.30	0.15	0, 1	47.9	13.8	1.69	5.00	6.18



(a) Elevation



(b) Cross Section

Fig.1 Analytical Model

のである。これらに関する詳細は文献(6)等を参考されたい。

(2) 解析モデル

解析の対象は、Fig.1に示すように、柱頂部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、パイプ断面柱である。

局部座屈は柱基部近辺に発生することから、Fig.1に示すように、柱基部は直径 D の2倍の高さまでシェ

Table 2 Material Properties

Specimen	σ_y (Mpa)	σ_u (Mpa)	E/E_{st}	ϵ_{st}/ϵ_y
P1	289.6	576.0	40	14.0
P7	344.3	609.0	30	9.0
P10	269.1	464.3	40	14.0
Others	235.4	426.1	40	10.0
$E = 2.06 \times 10^5$ (Mpa), $\nu = 0.3$				

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。シェル部分については、局部座屈が発生する可能性の最も高い部分 ($0.5D$) を細かく分割し、その上は比較的粗く分割した。解析は、対称性から $1/2$ モデルとして行った。

解析に使用したソフトは、修正2曲面モデルを汎用プログラム ABAQUS に取り込んだものである。また、要素としては、同ソフトに提供されている Euler-Bernoulli 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、径厚比、細長比および軸力を主要なパラメータとして考えた。Table 1 には、解析に用いた各パラメータの値を示してある。ここで、径厚比パラメータ R_t と細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ は次のような式で定義される。

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

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \tag{2}$$

ここで、 σ_y = 降伏応力、 E = ヤング係数、 ν = ポアソン比、 D = 直径、 t = 厚さ、 h = 柱長、 r = 断

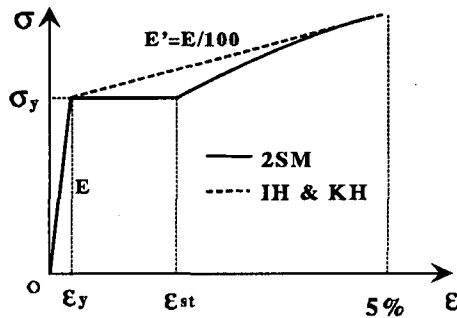


Fig.2 Stress-Strain Curves

面二次半径である。なお、 P は軸圧縮力の大きさで、 P_y は全断面降伏軸力である。実験供試体であるP1、P7およびP10の以外のもでは、P8シリーズを除いて、軸力 P/P_y は0.15とした。P8シリーズでは、軸力の影響を調べるため、 P/P_y を0.10、0.15、0.20および0.30の4ケースを考えた。さらに、Table 1では、 N は繰り返し回数を表し、 $N = 0, 1$ および3はそれぞれ単調増大、ある変位レベルで1ループの繰り返し載荷および3ループずつの繰り返し載荷を意味する。同表からわかるように、繰り返し回数の影響を調べるため、P8-15について N を0、1および3と設定し解析を行ったが、その他の柱については、単調増大載荷と1ループ繰り返し載荷の解析のみを行った。

3. 解析結果および考察

(1) 実験結果との比較

まず、実験供試体であるP1、P7とP10について、解析から得られた結果を実験結果^{8),9)}と比較する。実験は一定の鉛直荷重のもとで柱上端部に繰り返し水平荷重($N = 1$)が作用する条件で行われている。

荷重-変位曲線のデータ整理を行う際に、横軸に δ_y で無次元化した柱上端部の水平変位、縦軸に H_y で無次元化した水平荷重とした。降伏荷重 H_y と降伏変位 δ_y は次のように求められる。まず、 H_y はつぎの2つの式から求められたものの小さい方の値である¹⁾。

$$H_y = \frac{M_y}{h} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \quad (3)$$

$$H_y = \frac{M_y}{h} \left(1 - \frac{P}{P_E}\right) \left(1 - \frac{P}{P_u}\right) \quad (4)$$

ここに、 M_y = 降伏モーメント、 P_E = 片持ち柱のオイラー屈荷重、 P_u = 中心軸圧縮柱の強度である。そして、降伏変位は以下に示す式より求めることができる。

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} \quad (5)$$

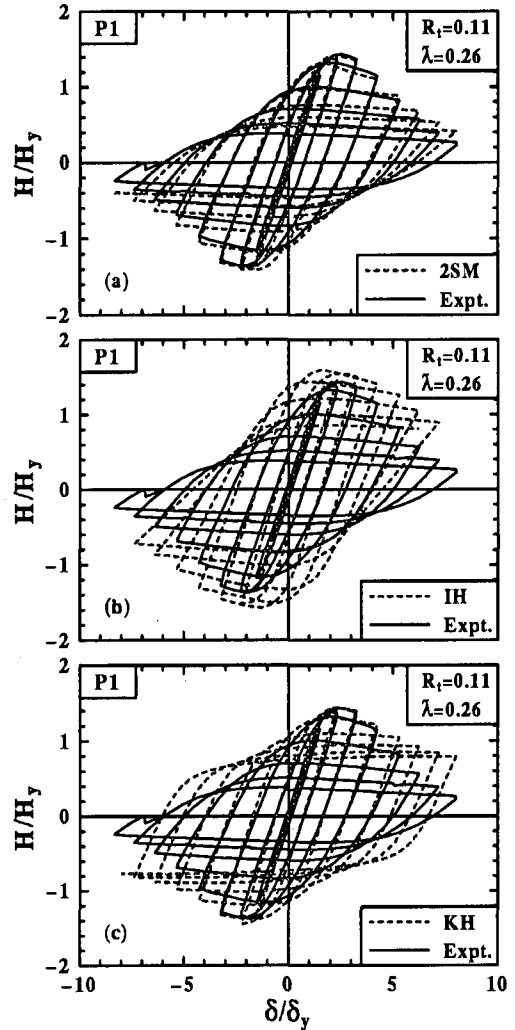


Fig.3 Comparisons of Hysteretic Curves between Test and Analysis: P1

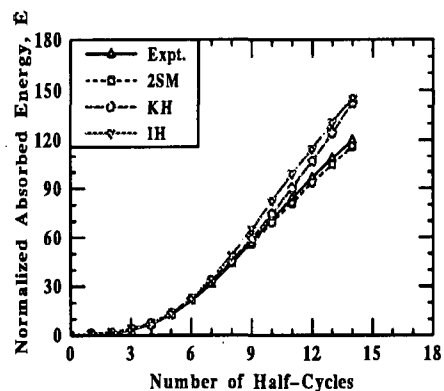


Fig.4 Comparisons of Absorbed Energy between Test and Analysis: P1

以上のように求めた各柱の H_y と δ_y がTable 1に示されている。ただし、 P_u としては道路橋示方書¹⁰⁾の中心軸圧縮柱の強度式を用いた。

P1は文献8)で報告されている片持ち柱の供試体である。この供試体を対象に、弾塑性解析で一般的

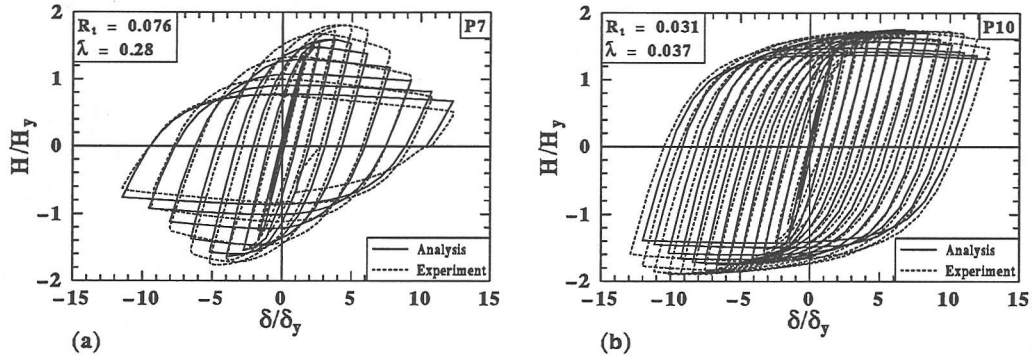


Fig.5 Comparisons of Hysteretic Curves between Test and Analysis: P7 and P10

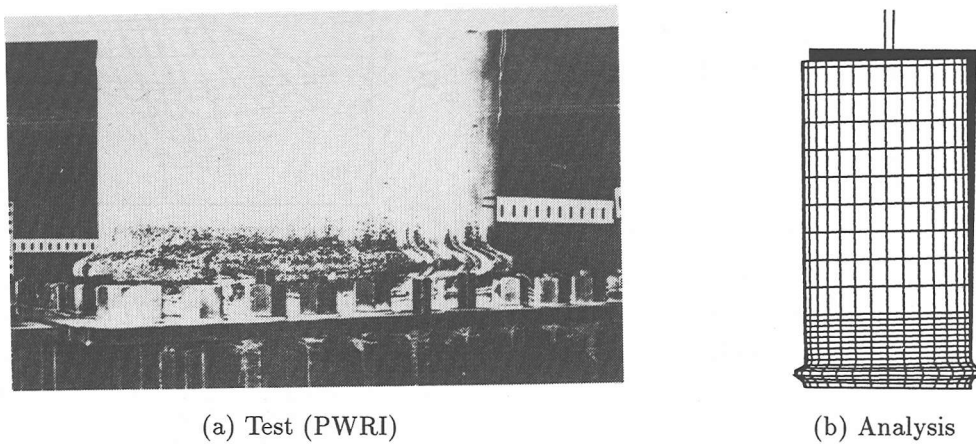


Fig.6 Comparison of Buckling Modes between Test⁸⁾ and Analysis: P1

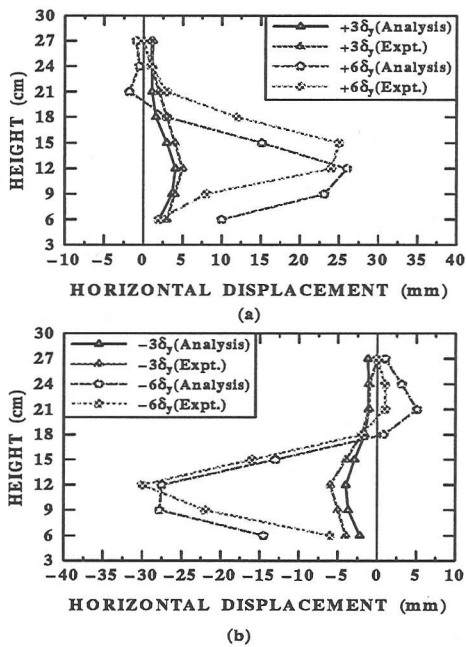


Fig.7 Comparisons of Nodal Deformations between Test and Analyses: P1

た. 等方硬化則と移動硬化則の場合は, Fig.2 に示すバイリニアの応力-ひずみ関係を用いた. この応力-ひずみ関係は, 軟鋼の実際の応力-ひずみ関係の5%程度のひずみと降伏点を結んだ直線にほぼ一致する¹¹⁾. なお, 解析においては, 初期不整と残留応力は考慮しなかった.

Fig.3 に実験と解析から得られた荷重-変位履歴曲線を示す. この図からわかるように, 等方硬化則を用いた場合, ほぼ全領域において, 耐荷力が実験結果に比べかなり大きくなっている. これに対して, 移動硬化則を用いた解析結果は, ピークまでは実験結果とよく合っており, その後の領域においては, 実験値より高めに出ている. 一方, 修正2曲面モデルによる荷重-変位履歴曲線は全領域にわたって実験結果と非常に良く一致している.

次に, 累積エネルギー吸収量の観点から, 上述した等方硬化則, 移動硬化則および修正2曲面モデルの弾塑性繰り返し解析への適用性を検討してみる. ここに, 次式に示す正規化された累積エネルギー吸収量を用いる.

$$\bar{E} = \frac{1}{E_y} \sum_{i=1}^n E_i \quad (6)$$

に使用される等方硬化則 (IH), 移動硬化則 (KH) および修正2曲面モデル (2SM) を用いて解析を行っ

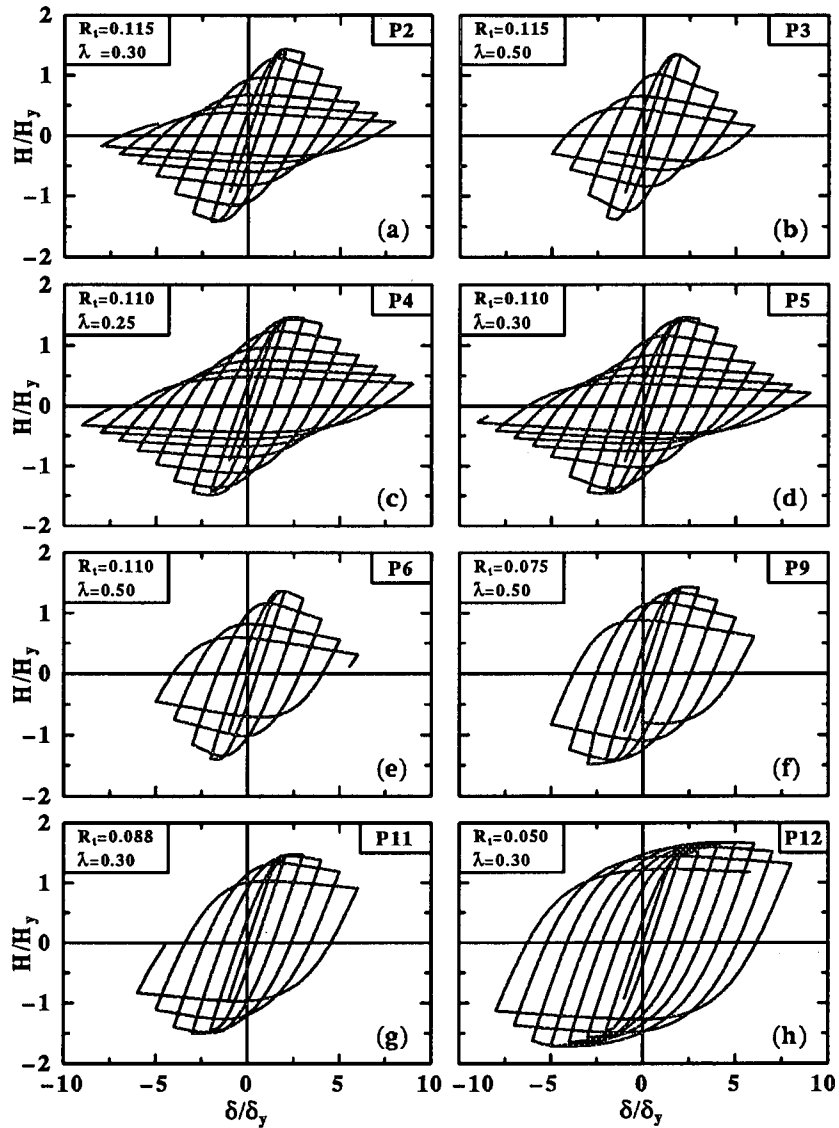


Fig.8 Computed Hysteretic Curves of Steel Bridge Piers

$$E_y = \frac{1}{2} H_y \delta_y \quad (7)$$

ここで、 $E_i = i$ 個目の半サイクルにおける吸収エネルギー、 $n =$ 半サイクルの数である。ただし、半サイクルは、ゼロ荷重点から次のゼロ荷重点までの経路とする。実験結果と各解析結果について求めた累積エネルギー吸収量を Fig.4 に示してある。この図では、横軸に半サイクル数を、縦軸にこれに対応する累積エネルギー吸収量を取っている。これより、修正 2 曲面モデルの場合、解析結果は実験結果に最も近いことがわかる。

Fig.5 は、P7 と P10 について、修正 2 曲面モデルを用いて行った解析から得られた履歴曲線を実験結果と比較したものである。P7 は、前述した P1 と同様に、文献 8) で報告されている実験供試体である。ただし、材質は、SM490 を用いている。P10 は、鋼材倶楽部が実施した実験供試体である⁹⁾。この図

より、解析結果は実験結果に比べて少し低めに出ているが、両者は概ね一致していると言える。

また、Fig.6 は、P1 の柱基部近辺の座屈モードを示したものである。この図からわかるように、解析結果は実験結果と極めて良く類似している。さらに、最大圧縮側の鋼管の面外変形量について解析結果を実験結果との比較を行ってみた。Fig.7 には、最大荷重付近 ($3\delta_y$) とピーク後の H_y 荷重付近 ($6\delta_y$) の折り返し点での、解析から読み取った柱基部の座屈した部分の変形量を実験中に実測した変形量とともに示されているが、両者は非常に一致していると言える。最も大きな変形の発生位置に関しては、解析結果が実験結果より若干低くなっているが、これは、解析において柱基部を完全固定と仮定しているのに対して、実験では供試体の基部が完全固定ではなかったためと思われる。

以上のことより、修正 2 曲面モデルは鋼製橋脚の

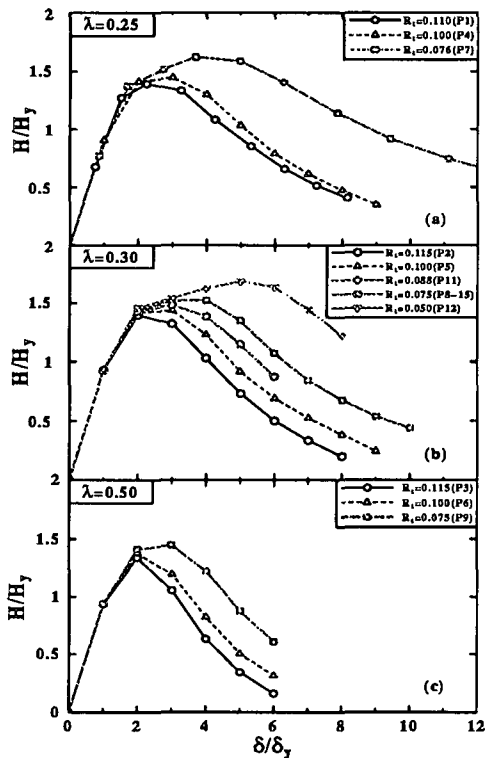


Fig.9 Effect of R_t

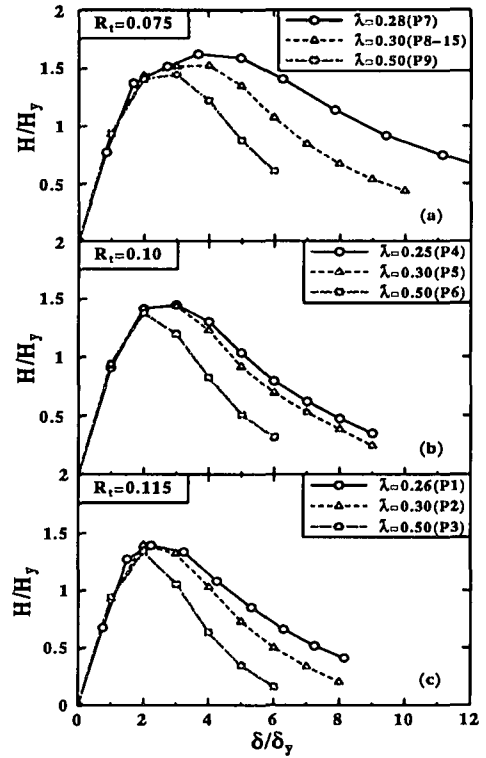


Fig.10 Effect of $\bar{\lambda}$

弾塑性繰返し挙動を非常に良い精度で予測できると考えられる。

(2) パラメトリック解析

この節では、径厚比パラメータ、細長比パラメータ、軸力比および繰返し回数の、鋼製橋脚の強度とダクティリティーに及ぼす影響を調べるために行ったパラメトリック解析の結果について述べる。Fig.8は、解析より得られた水平荷重—水平変位履歴曲線の一部を示したものであり、幅厚比と細長比の履歴特性に及ぼす影響が明瞭にわかる。以下、水平荷重—水平変位履歴曲線の包絡線を用いて各パラメータの影響を述べる。

(a) 径厚比パラメータの影響

Fig.9に、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が0.25, 0.30および0.50の時、径厚比パラメータ R_t を変えて行った解析結果を示されている。 $\bar{\lambda} = 0.25$ で R_t を0.110, 0.100および0.076とした時の解析結果 [Fig.9(a)]を見ると、径厚比が小さくなるほど、最大強度とそれに対応する変位が大きくなっている。特に、径厚比の小さい鋼柱P7 ($R_t = 0.076$)の場合、最大荷重点での変位が約 $4\delta_y$ であり、径厚比の比較的大きい鋼柱P1 ($R_t = 0.110$)とP4 ($R_t = 0.100$)に比べて、優れた変形能をもっている。また、 $\bar{\lambda} = 0.30$ [Fig.9(b)]と $\bar{\lambda} = 0.50$ [Fig.9(c)]のいずれの場合も、上述した傾向が見られる。特筆すべきは、 $\bar{\lambda} = 0.30$ と $R_t =$

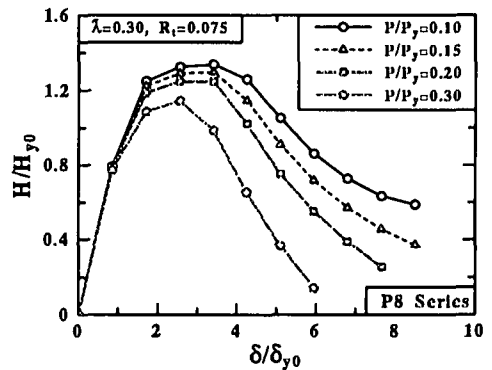


Fig.11 Effect of P/P_y

0.050のケース (Fig.9(b)を参照)で、最大荷重点における変位が $5\delta_y$ となっており、非常に大きな変形能を有することである。このことから、径厚比パラメータをある値以下に制限することによって、ハイダクティリティー橋脚の設計が可能である。

(b) 細長比パラメータの影響

Fig.10は、径厚比パラメータ R_t を0.075, 0.10または0.115と一定し、種々の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ について解析し得られた結果を示したものである。これらの図から、いずれの場合も細長比が大きくなるにつれて変形能が減少することがわかる。特に、 $\bar{\lambda} = 0.50$ の場合、最大荷重点での変位が小さく、最大荷重後の強度劣化も著しい。これは、主に $P-\Delta$ 効果によるものと考えられる。従って、細長比の大き

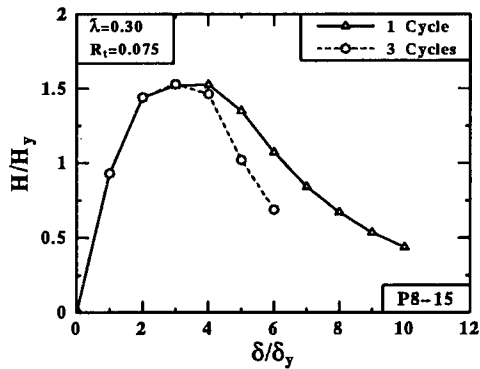


Fig.12 Effect of N

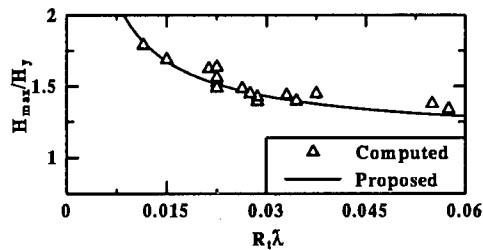


Fig.13 Computed Maximum Strengths

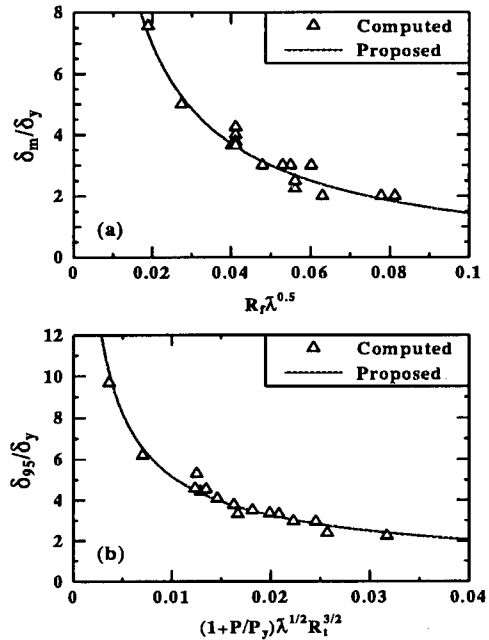


Fig.14 Computed Ductility Capacities

い橋脚については、径厚比を小さくすることのみで大きな変形能を確保するのが難しいと言えよう。

(c) 軸力比の影響

軸力の影響を調べるために、P8 シリーズ ($\bar{\lambda} = 0.30$, $R_t = 0.075$) について軸力比 P/P_y を 0.10 から 0.30 まで変化させ 4 つのケースを用いて解析を行った。解析より得られた各ケースの水平荷重—水平変位履歴曲線の包絡線が Fig.11 に示されている。これまでは、水平荷重と水平変位をそれぞれ H_y と δ_y で無次元化した。ここでは、軸力の影響を示すため軸力を考慮していない H_{y0} と δ_{y0} ($P = 0$ のときの降伏荷重と降伏変位) を用いる。この図からわかるように、軸力が大きくなるほど、最大荷重が大きくなっている。最大荷重点での変位に関しては、用いた軸力比の範囲内においては、ほとんどの差がない。ただし、ポストピーク挙動に及ぼす軸力の影響が見られる。

(d) 繰り返し回数の影響

これまでの研究成果¹⁾によれば、繰り返し数の影響は最大荷重点まではほとんど無く、ポストピーク後はかなり大きい。このことを調べるために、P8-15 ($\bar{\lambda} = 0.30$, $R_t = 0.075$, $P/P_y = 0.15$) について 1 回繰り返し载荷と 3 回繰り返し载荷の解析を行い、その結果を Fig.12 に示す。同図より、最大荷重とそれに対応する変位がほぼ同じだが、3 回繰り返し载荷の方が強度劣化が激しいことがわかる。

(3) 強度と変形能の評価

Table 1 には、全ケースについて、解析より得られた最大水平荷重 (H_{max}/H_y)、そのときの水平変位 (δ_m/δ_y) およびピーク後の最大荷重の 95% まで降下した点での水平変位 (δ_{95}/δ_y) を示す。また、これらの強度と変形能を主なパラメータである R_t , $\bar{\lambda}$ または P/P_y の積関数に対してプロットしたものは、Fig.13 と Fig.14 である。解析結果は、多少のばらつきがあるものの、実験結果に比べれば格段にばらつきが小さく²⁾、このような整理方法が妥当であることがわかる。解析値から最小 2 乗法によって求められた近似式は次のようである。

$$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.02}{(R_t \bar{\lambda})^{0.8}} + 1.10 \quad (8)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{1}{3(R_t \bar{\lambda}^{0.5})^{0.8}} - \frac{2}{3} \quad (9)$$

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.24}{(1 + P/P_y)^{2/3} \bar{\lambda}^{1/3} R_t} \quad (10)$$

ここに、 δ_{95}/δ_y を塑性率に採用したとき、その目標値を 4.0, 5.0, 6.0 または 7.0 以上に確保するためには、径厚比パラメータ R_t の制限値を求めてみる。軸力 $P = 0.15 P_y$ で、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ を 0.25, 0.30, 0.40 および 0.50 と仮定して式 (12) より求められた R_t の値を Table 3 に示す。同表より、橋脚の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が 0.50 以下の橋脚に対しては、 R_t を 0.055 以下に制限することにより、塑性率 δ_{95}/δ_y を 5.0 以上に確保できることがわかる。

Table 3 Limit Values of R_t for Various Required Ductility Demands

δ_{95}/δ_y		4.0	5.0	6.0	7.0
R_t	$\lambda = 0.25$	0.086	0.069	0.057	0.049
	$\lambda = 0.30$	0.081	0.065	0.054	0.046
	$\lambda = 0.40$	0.074	0.059	0.049	0.043
	$\lambda = 0.50$	0.068	0.055	0.045	0.039
$P/P_y = 0.15$					

4. 結言

本研究では、構造用鋼材の構成則として開発された修正2曲面モデルを用い、鋼製パイプ断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動を解析的に求めた。得られた主な結論を要約すると次のようである。

1. 解析結果を既存の実験結果と比較した結果、薄肉鋼構造物の繰り返し弾塑性挙動を良い精度で予測するためには、構成則の選択が重要で、修正2曲面モデルが現在のところ最も信頼できる結果を与えることがわかった。

2. 鋼製パイプ断面橋脚の強度と変形能は、本論文で提案されている近似式(式8~10)より推定できる。

3. 細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が0.50以下のとき、 R_t を0.055以下にすれば、塑性率 δ_{95}/δ_y を5.0以上に確保できる。

4. 本研究の数値解析結果を基に、種々のパラメータをもつ鋼製パイプ断面橋脚の、弾塑性地震応答解析に必要な信頼できる復元力モデルの構築が可能となると考えられる。

この研究は、現在も継続中であり、補剛箱形断面および八角形断面等の鋼製橋脚の繰り返し弾塑性挙動を解析中である。また、本解析には膨大な計算時間が必要であるので、修正2曲面モデルのアルゴリズムの再検討を行い、計算時間の短縮を図ることが今後の課題として挙げられる。

なお、本研究は鋼材倶楽部からの土木鋼構造研究助成金を用いて行ったものである。また、この研究を遂行するにあたり、同倶楽部に設けられた鋼製橋脚耐震検討WG(取りまとめ役:大田孝二氏)のメンバーから種々有益な助言を賜った。ここに記して深く感謝する。

【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5月.
- 2) 宇佐美勉:鋼製橋脚の耐震性向上技術に関する研究,第1回鋼構造シンポジウム,鋼材倶楽部,1996年11月.
- 3) 鈴木森晶,宇佐美勉他:鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析,土木学会論文集, No.549/I-37, pp.191-204,1996年10月.
- 4) 鈴木森晶,宇佐美勉:軸圧縮力と横力を受ける箱形断面鋼片持柱の強度と変形能に関する解析的研究,構造工学論文集, Vol.41A, pp.265-276,1995年3月.
- 5) 中川知和,安波博道他:弾塑性有限変位解析による箱形鋼製橋脚の耐荷力と変形能の評価,第1回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.599-604,1996年1月.
- 6) Shen, C., Usami, T. and Mizuno, E.: Development of a Cyclic Two-Surface Model for Structural Steels with Yield Plateau, NUCC Research Report, No.9302, Department of Civil Engineering, Nagoya University, 1993.
- 7) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver.5.5, 1995.
- 8) 西川和廣,山本悟司他: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.
- 9) 橋本修身,安波博道他:コンパクト断面橋脚の耐震性に関する検討,橋梁と基礎, Vol.30, No.8, pp.135-137,1996年8月.
- 10) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説書,丸善,1990年.
- 11) Mamaghani, I.H.P., Usami, T. and Mizuno, E.: Cyclic Elastoplastic Large Displacement Behavior of Steel Compression Members, J. of Struct. Eng., JSCE, Vol.42A, pp.135-145,1996.

(1996. 11. 8 受付)

ANALYTICAL STUDY ON STRENGTH AND DEFORMATION OF PIPE-SECTIONAL STEEL BRIDGE PIERS UNDER CYCLIC LOADING

Hanbin GE, Shengbin GAO, Tsutomu USAMI and Toshio MATSUMURA

The present paper is concerned with an elastoplastic large displacement analysis of cantilever type of steel pipe-section columns modelling the bridge piers under cyclic loading. A modified two-surface plasticity model recently developed in Nagoya University is employed for material nonlinearity. Comparisons between the analytical and experimental results show that the modified two-surface model can be used to predict the inelastic cyclic behavior of steel structures with good accuracy. A parametric study is then performed to investigate the effects of radius-thickness ratio, slenderness ratio, magnitude of axial load and cycle numbers on the ultimate strength and ductility of the columns. Finally some formulas on load carrying capacity and ductility are presented considering the effects of various parameters.