

鋼製補剛箱形断面橋脚の 繰り返し弾塑性挙動に関する解析的研究

Numerical study on cyclic elastoplastic behavior of stiffened box-sectional steel bridge piers

葛 漢彬*・宇佐美勉**・高 聖彬***

Hanbin Ge, Tsutomu Usami and Shengbin Gao

*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)

**フェロー会員 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)

***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)

The present paper is concerned with an elastoplastic large displacement analysis of cantilever type of steel box columns modelling bridge piers under cyclic loading. A modified two-surface plasticity model is used for nonlinear constitutive. Influences of loading patterns such as monotonic loading, one-side cyclic loading and two-side cyclic loading on the inelastic behavior of steel columns are first investigated and it is found that the analysis under two-side cyclic loading is the most conservative. Next, a parametric study is carried out to examine effects of plate width-thickness ratio, column slenderness ratio, stiffener rigidity and axial force on the ultimate strength and ductility. As a result, some formulas are proposed for determining the strength and ductility required in practical seismic design of such structures.

Key Words : cyclic analysis, ductility, inelastic behavior, steel bridge pier, stiffened box section, strength

キーワード: 繰り返し解析, 変形能, 非弾性挙動, 鋼製橋脚, 補剛箱形断面, 強度

1. 緒言

箱形断面鋼製橋脚の耐震性能を調べるために, 数多くの準静的実験(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数多く得られている^{1)~11)}. また, 種々の構成則を用いた数値解析的研究も盛んに行われ, 単調載荷または繰り返し載荷下の非弾性挙動を究明し, 強度と変形能の定量化が図られている^{12)~22)}.

鋼製橋脚の非線形数値解析を行う際には, 鋼素材の繰り返し応力-ひずみ関係を工学的に意味のある範囲内で精度良く再現できる構成則モデルを用いる必要がある. その一つに, 名古屋大学で開発された修正二曲面モデル²³⁾がある. このモデルは, 繰り返し荷重を受ける鋼構造物の実験結果に極めて近い挙動を予測でき, 従来の構成モデルなどによる解析と比較して最も精度の良いものであることが検証されている¹⁹⁾. 一方, 後藤らは, ひずみの小さな領域から大ひずみの領域に至る鋼材の繰り返し弾塑性挙動を精度良く予測できる三曲面モデル²¹⁾を開発し, 鋼製橋脚の繰り返し弾塑性解析を行っている.

以上のように, 鋼製橋脚の繰り返し弾塑性挙動を修正二曲面モデルまたは三曲面モデルを用いた有限変位解析により高精度で予測することが可能になっている. 著者らは, 修正二曲面モデルを用い, パイプまたは補剛箱形断面を有する鋼製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きた^{13), 24)}. パイプ断面鋼製橋脚に関しては, 詳細な検討結果により強度と変形能の近似式が示されている²⁴⁾. 一方, 補剛箱形鋼製橋脚について行った同様な解析が文献¹³⁾で報告されているが, 広範囲にわたって種々のパラメータが弾塑性挙動に及ぼす影響の解明には至っておらず, より詳細な検討が必要である. 本論文は, 文献¹³⁾で報告した補剛箱形断面鋼製橋脚の解析結果を踏まえ, その後に行ったより広い範囲の検討結果をまとめたものである.

本研究では, まず, 載荷履歴(単調載荷, 片振り繰り返し載荷および両振り繰り返し載荷)が履歴特性に及ぼす影響について述べる. 次に, 橋脚の強度と変形能を左右する諸パラメータ(即ち, フランジの幅厚比, 柱の細長比, 補剛材の剛比および軸圧縮力)の影響を詳細に調べる. さらに, この種の鋼製橋脚の強度と変形能を定量的に求め, 耐震設計のための近似式を提案し, 既存の実験結果との比較を行っている.

2. 解析手法

2.1 解析モデル

解析の対象は, 図-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ような補剛箱形断面橋脚である.

局部座屈は柱基部近辺に発生することから, 図-1(b)に示すように, 柱基部にシェル要素を用い, 残りの部

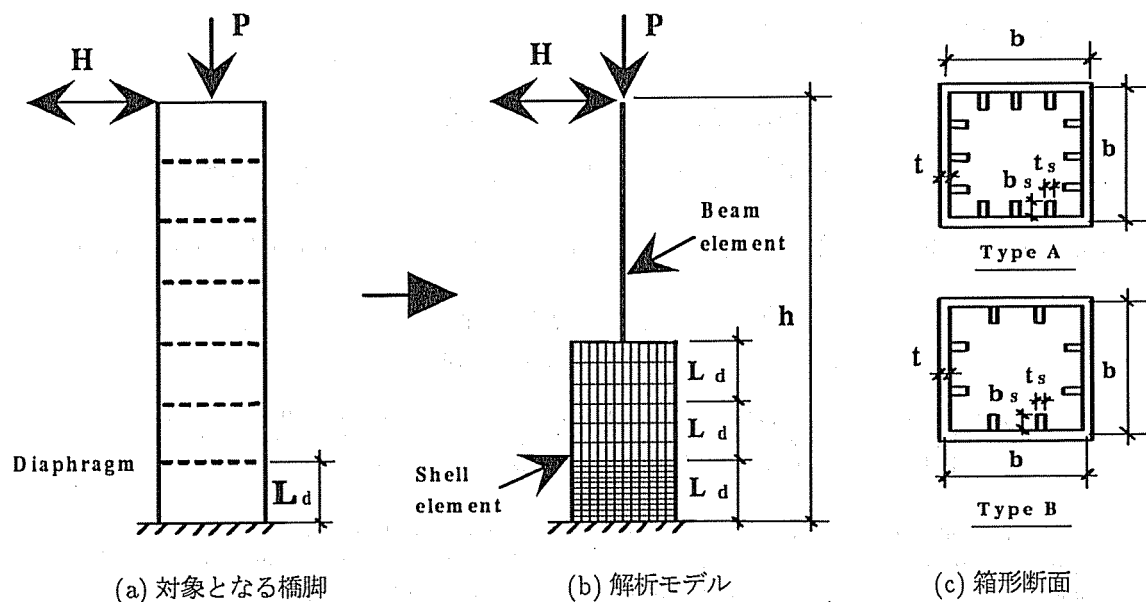


図-1 鋼製箱形断面橋脚

表-1 解析モデルの諸元

No.	R_f	$\bar{\lambda}$	γ/γ^*	α	$\bar{\lambda}_s$	$\bar{\lambda}'_s$	h (mm)	b (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)	P/P_y
B1	0.46	0.20	0.86	1.0	0.51	0.51	4311	1344	20	121	20	0.15
B2	0.46	0.35	0.86	1.0	0.51	0.51	7543	1344	20	121	20	0.15
B3	0.46	0.35	3.0	0.5	0.28	0.32	7559	1344	20	113	20	0.15
B4	0.46	0.50	0.86	1.0	0.51	0.51	10776	1344	20	121	20	0.15
B5	0.35	0.20	3.0	0.5	0.21	0.24	3264	1023	20	105	20	0.15
B6-10	0.35	0.35	3.0	0.5	0.21	0.24	5712	1023	20	105	20	0.10
B6-15	0.35	0.35	3.0	0.5	0.21	0.24	5712	1023	20	105	20	0.15
B6-20	0.35	0.35	3.0	0.5	0.21	0.24	5712	1023	20	105	20	0.20
B6-30	0.35	0.35	3.0	0.5	0.21	0.24	5712	1023	20	105	20	0.30
B7	0.35	0.35	3.0	1.0	0.23	0.23	5551	1023	20	179	20	0.15
B8	0.35	0.35	1.0	0.5	0.33	0.38	5777	1023	20	70	20	0.15
B9	0.35	0.35	3.0	0.5	0.25	0.29	5712	1023	20	105	20	0.15
B10	0.35	0.50	3.0	0.5	0.21	0.24	8160	1023	20	105	20	0.15
B11	0.25	0.20	3.0	0.5	0.15	0.17	2304	731	20	96	20	0.15
B12	0.25	0.35	3.0	0.5	0.15	0.17	4032	731	20	96	20	0.15
B13	0.25	0.50	3.0	0.5	0.15	0.17	5760	731	20	96	20	0.15
B14	0.56	0.26	0.9	1.0	0.63	0.63	3403	882	9	80	6	0.125
B15	0.46	0.30	3.0	2/3	0.28	0.30	3303	738	12	90	9	0.117
B16	0.35	0.35	0.72	1.0	0.41	0.41	5712	1023	20	105	20	0.15
B17	0.35	0.35	1.29	0.75	0.31	0.33	5712	1023	20	105	20	0.15
B18	0.35	0.35	0.32	1.5	0.62	0.57	5712	1023	20	105	20	0.15
B19	0.35	0.35	1.88	0.63	0.26	0.29	5712	1023	20	105	20	0.15
B20	0.35	0.35	3.0	0.75	0.22	0.23	5630	1023	20	144	20	0.15
B21	0.35	0.35	3.0	1.5	0.24	0.22	5399	1023	20	243	20	0.15
B22	0.35	0.35	1.0	0.75	0.34	0.36	5730	1023	20	96	20	0.15
B23	0.35	0.35	1.0	1.0	0.36	0.36	5684	1023	20	119	20	0.15
B24	0.35	0.35	1.0	1.5	0.38	0.35	5595	1023	20	160	20	0.15

表-2 解析モデルの材料定数

No.	板パネル				補剛材				備考
	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	E/E_{st}	$\varepsilon_{st}/\varepsilon_y$	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	E/E_{st}	$\varepsilon_{st}/\varepsilon_y$	
B14	379	629	30	10	板パネルと同一				文献(6),7)の実験供試体
B15	364	605	30	10	板パネルと同一				
B9	314	593	30	7	451	551	100	3	解析モデル。ただし、 B9はハイブリッド補剛柱
その他					板パネルと同一				
$E = 2.06 \times 10^5$ (MPa), $\nu = 0.3$									

分にはより要素を用いた。解析は、構造と荷重の対称性から1/2モデルとして行った。なお、ダイアフラムは、シェル要素を用いた板パネルの区間に、所定の縦横比 α のピッチで配置し、板パネルと同じシェル要素を用いた。

解析に使用したソフトは、修正二曲面モデルを汎用プログラムABAQUS²⁵⁾に取り込んだものである。修正二曲面モデルに関する詳細は文献(23)等を参照されたい。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、フランジプレートの幅厚比パラメータ(R_f)、柱の細長比パラメータ($\bar{\lambda}$)、縦横比($\alpha = a/b$, $a =$ ダイアフラム間隔, $b =$ フランジ幅)、補剛材の剛比(γ/γ^* , $\gamma^* =$ 線形座屈理論から求められる必要最小剛比)、および軸力比(P/P_y , $P =$ 軸圧縮力, $P_y =$ 全断面降伏軸力)を主要なパラメータ¹⁾として考えた。表-1には、各解析モデルの諸元を示す。諸パラメータの変動範囲は、 $R_f = 0.25 \sim 0.56$, $\bar{\lambda} = 0.20 \sim 0.50$, $\alpha = 0.5 \sim 1.0$, および $\gamma/\gamma^* = 0.72 \sim 3.0$ である。このような各パラメータの範囲は、耐震設計において実用的な範囲であると考えられる。ここで、 R_f と $\bar{\lambda}$ は次式で定義される。

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

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

上式中、 $t =$ 板厚、 $\sigma_y =$ 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 $= 4n^2$ (n はサブパネル数)、 $K =$ 有効座屈長係数(片持柱では $K=2$)、 $h =$ 供試体の柱としての長さ、および $r =$ 鋼断面の断面2次半径である。また、表-1において、 $\bar{\lambda}_s$ は補剛材の細長比パラメータであり、以下に示す式で定義される。

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{L_d}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (3)$$

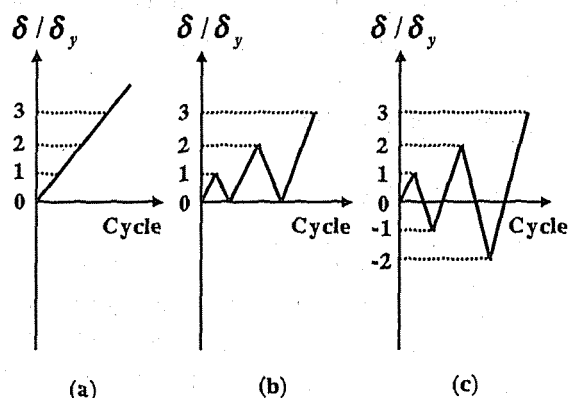


図-2 載荷パターン

$$Q = \frac{1}{2R_f} [\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R_f}] \leq 1.0 \quad (4)$$

$$\beta = 1.33R_f + 0.868 \quad (5)$$

ここで、 $r_s = 1$ 本の補剛材と隣接パネルからなるT型断面において板パネルに平行な主軸回りの断面2次半径、 $Q =$ 縦補剛材で囲まれた板パネルの局部座屈強度である。補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ は補剛材の剛比 γ とは独立ではなく、補剛板幅厚比パラメータ R_f および補剛板の縦横比 α とも関係している。 $\bar{\lambda}_s$ は、補剛板の変形能を支配する1つの重要なパラメータである¹⁾。式(3)より求めた各解析モデルの $\bar{\lambda}_s$ の値は0.15~0.63の間にある。表-1に示す各解析モデルの内、B14とB15は実際の実験供試体^{6),7)}である。軸力の設定に関しては、文献(1)を参考して、実験供試体であるB14とB15およびB6シリーズを除いて、軸力 P/P_y は一律に0.15とした。B6シリーズでは、軸力の影響を調べるため、 P/P_y として0.10, 0.15, 0.20 および0.30の4ケースを考えた。なお、実験供試体B14の断面形状は、図-1(c)に示すタイプAで、その他の実験供試体と解析モデルについてはタイプBである。

各解析モデルの材料定数は表-2に示されている。実験供試体B14とB15の諸元は、それぞれの使用鋼材の引張試験から得られたものである。材質に関しては、

B14とB15のいずれもSM490材である。その他の解析モデルは、B9を除いて板パネルと補剛材の材質は同一で、SM490とした。B9は、板パネルの材質をSM490、補剛材の材質をSM570としたハイブリッド補剛断面柱である。ただし、表-1において、B9の P_y は、板パネルの降伏応力と全断面積との積として求められた。実験供試体以外の解析モデルの材料定数 E 、 σ_y および ν はそれらの公称値を用い、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 ϵ_{st} は、引張試験²³⁾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SM490とSM570材のもの²³⁾をそれぞれ用いた。なお、解析においては、初期たわみと残留応力は考慮しなかった。

3. 解析結果および考察

3.1 実験結果との比較

載荷パターンによる影響を調べるため、図-2に示すような載荷方法（すなわち、単調載荷、片振り繰り返し載荷および両振り繰り返し載荷）による解析を行った。ここで、解析モデルB2とB6-15の結果を用いてその影響を述べる。片振り繰り返し載荷解析と両振り繰り返し載荷解析から得られた履歴曲線をそれぞれ図-3(a), (b)と図-3(c), (d)に示す。比較のため、単調載荷解析の結果もプロットされている。また、各モデルごとに繰り返し解析の履歴曲線の包絡線と単調載荷の結果を図-3(e), (f)に示している。いずれの図においても、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。 H_y は次の2つの式から求められたものの小さい方の値である¹⁾。

$$H_y = \frac{M_y}{h} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \quad (6)$$

$$H_y = \frac{M_y}{0.85h} \left(1 - \frac{P}{P_E}\right) \left(1 - \frac{P}{P_u}\right) \quad (7)$$

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

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} \quad (8)$$

一方、式(7)での P_u は、道路橋示方書²⁶⁾の中心軸圧縮柱の強度式を用いた。

まず、図-3(e)に示すB2($R_f = 0.46$, $\bar{\lambda} = 0.35$)の解析結果をしてみる。片振り繰り返し載荷による解析結果を単調載荷のそれと比較すると、 $8\delta_y$ に達するまでは両者の差がほとんどなく、その後は片振り繰り返し載荷で強度劣化が見られた。一方、両振り繰り返し載荷による結果は、 $3\delta_y$ で最高荷重点に至ってから繰り返し載荷による強度劣化が激しく、単調載荷および片振り繰り返し載荷の違いが歴然と現れている。次に、図-

3(f)に示すB6-15($R_f = 0.35$, $\bar{\lambda} = 0.35$)の解析結果について考察する。最高荷重に対応する水平変位は、単調載荷、片振り繰り返し載荷および両振り繰り返し載荷の順にそれぞれ $11\delta_y$ 、 $8\delta_y$ と $4\delta_y$ となっている。また、最高荷重後の劣化にも大きな差が認められた。ただし、最高荷重については、片振り繰り返し載荷と両振り繰り返し載荷のいずれも繰り返しひずみ硬化現象による強度増加が生じており、両振り繰り返し載荷の方が最も大きい。上述した傾向はモデルB2で見られなかったが、これは幅厚比パラメータが0.46と大きいからである。

3.2 パラメトリック解析

この節では、補剛板の幅厚比パラメータ、柱の細長比パラメータ、補剛材の剛比、軸力比およびハイブリッド補剛とした場合の、鋼製橋脚の強度とダクティリティに関するパラメトリック解析の結果について述べる。2体の実験供試体を含めて合計27体の鋼柱の解析が行われた。図-4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について述べる。図-5~図-9には、諸パラメータの影響を示す。

(1) 幅厚比パラメータの影響

図-5(a)には、 $\bar{\lambda} = 0.35$ 、 $\gamma/\gamma^* = 3.0$ 、 $\alpha = 0.5$ のとき、 R_f を0.46、0.35および0.25とした場合の解析モデルB3、B6-15およびB12の包絡線を示す。これらのモデルの最大荷重とそのときの変位をしてみると、最大荷重 H_{max}/H_y はそれぞれ1.51、1.67、1.86で、最大荷重に対応する変位 δ_m/δ_y はそれぞれ4.0、5.0と10.0であることがわかる。すなわち、幅厚比が小さくなるほど、最大荷重とそれに対応する変位が大きくなっていく。特に、幅厚比の小さいものB12($R_f = 0.25$)の場合、最大荷重点での変位は幅厚比の比較的大きいB3($R_f = 0.46$)とB6-15($R_f = 0.35$)に対して2倍以上大きく、非常に大きな変形性能を有することが示されている。また、最大荷重後の強度劣化は幅厚比の小さいものほど緩やかになっている。

図-5(b)には、 $\bar{\lambda} = 0.20$ 、 $\gamma/\gamma^* = 3.0$ 、 $\alpha = 0.5$ のとき、 R_f をそれぞれ0.35と0.25とした解析モデルB5とB11の包絡線を示す。この図においても幅厚比パラメータが小さくなると最大荷重とそれに対応する変位が大きくなる傾向を呈していることが言える。また、細長比パラメータが0.20と小さいため、幅厚比パラメータを0.25と0.35とした場合の耐震性能は極めて高いと言える。

(2) 柱細長比パラメータの影響

図-6(a)は、 $R_f = 0.35$ 、 $\gamma/\gamma^* = 3.0$ 、 $\alpha = 0.5$ の場合、 $\bar{\lambda}$ を0.2、0.35および0.5と変えた解析モデルB5、B6-15およびB10の解析結果を示したものである。この図から、細長比が大きくなるにつれて最大荷重とそ

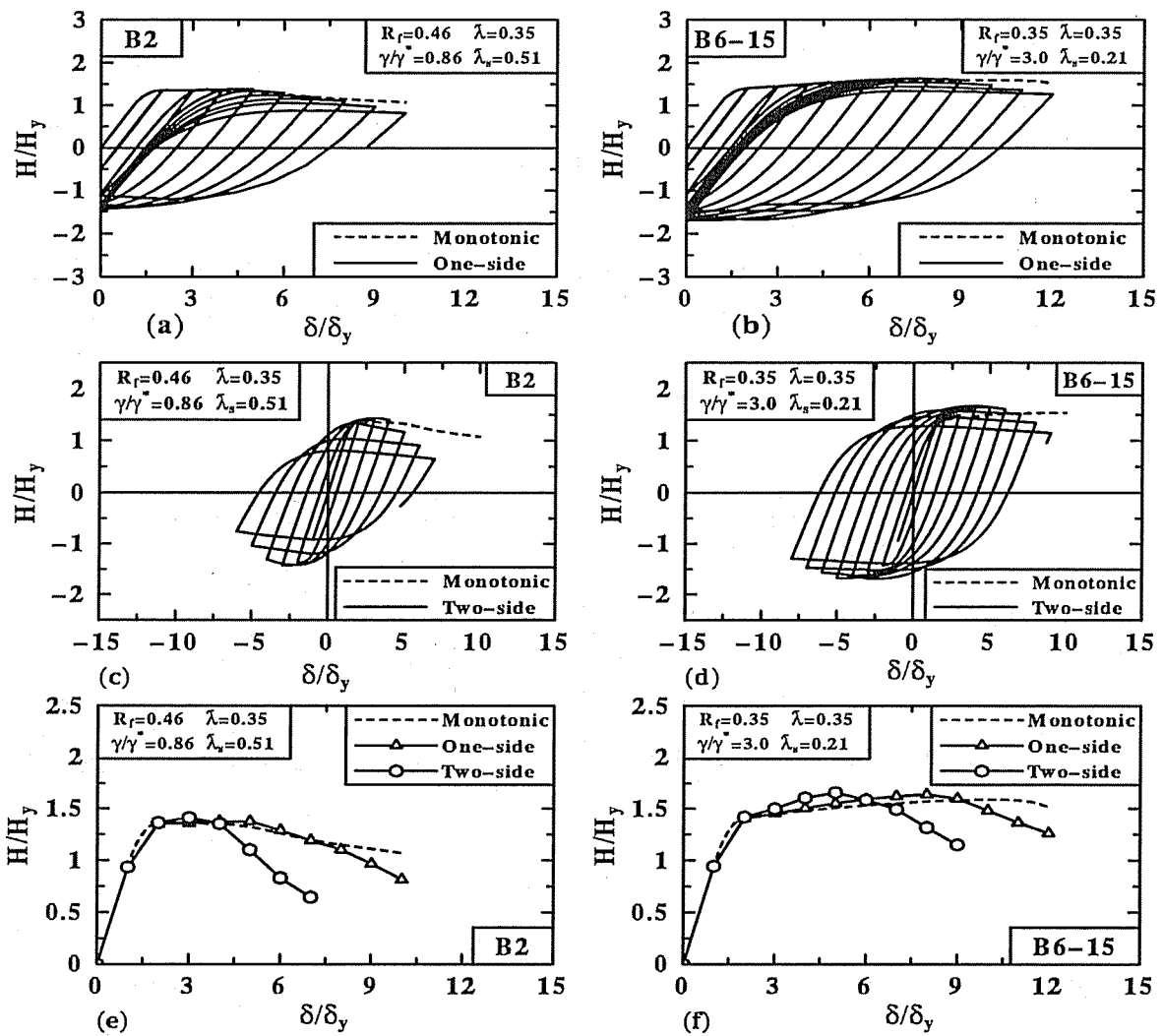


図-3 荷重パターンによる影響

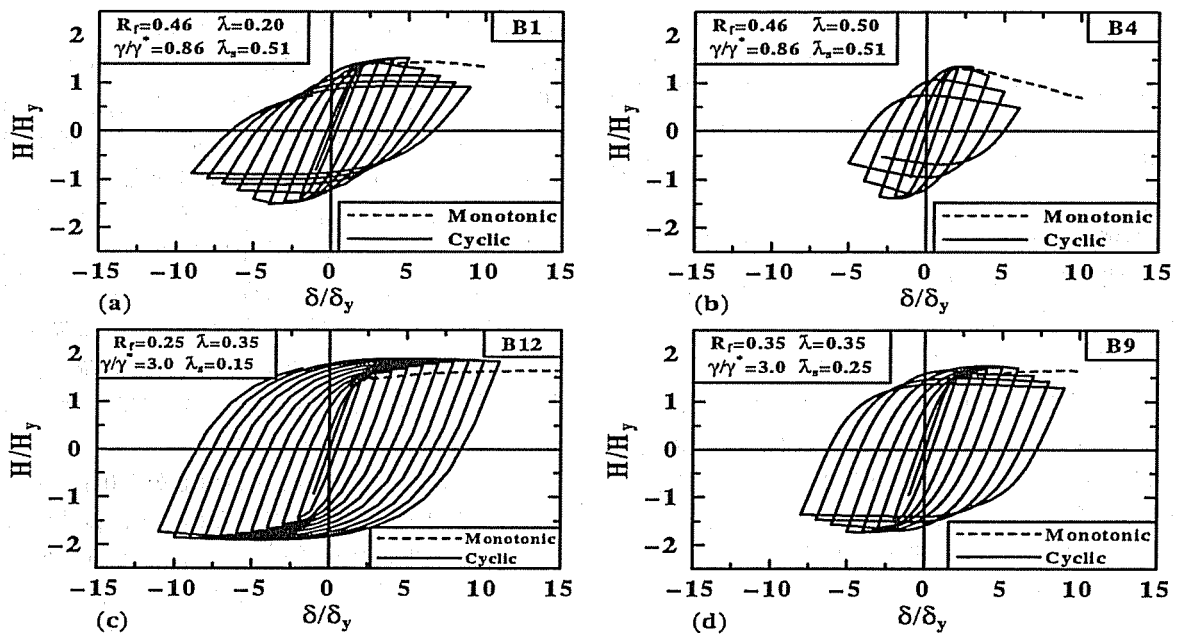


図-4 解析モデルの水平荷重-水平変位履歴曲線

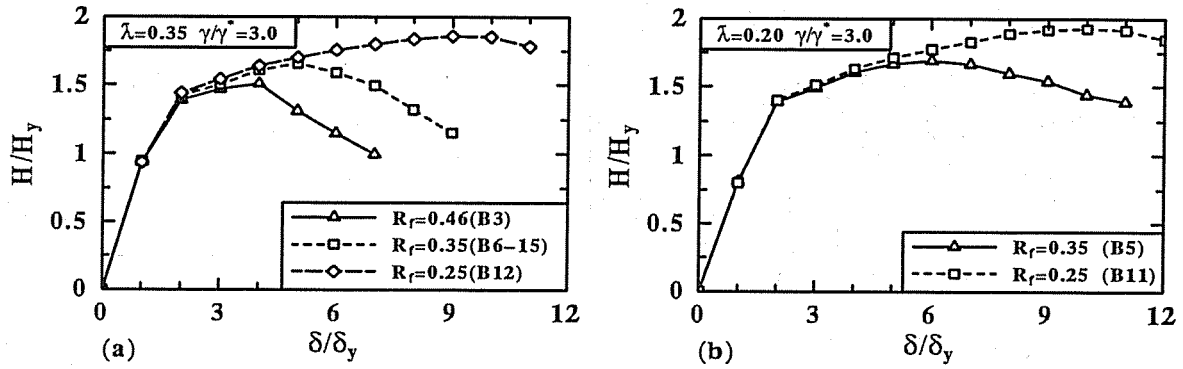


図-5 フランジ幅厚比パラメータによる影響

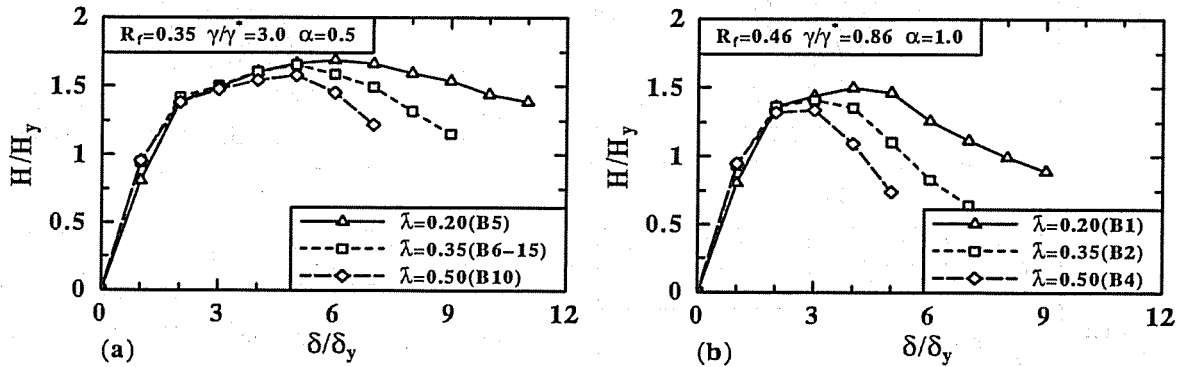


図-6 柱細長比パラメータによる影響

のときの変位が小さくなるのがわかる。ここで、最大荷重点における変位 δ_m/δ_y のみに注目すると、3 ケースのいずれも 5.0 以上となっていることから、 R_f を 0.35、 γ/γ^* を 3.0、また α を 0.5 としたとき、 $\bar{\lambda}$ が 0.5 以下であれば変形性能の高い橋脚を設計することが可能と考えられる。

一方、 $R_f = 0.46$ 、 $\gamma/\gamma^* = 0.86$ 、 $\alpha = 1.0$ が一定で、 $\bar{\lambda}$ を 0.2、0.35 および 0.5 と変化させて行った解析結果が図-6(b) に示されている。こちらの図でも上述した傾向と同様に、細長比パラメータが小さくなるほど変形性能が高くなる。ただし、フランジの幅厚比が大きく補剛材の剛比が小さいため、最高荷重とそれに対応する変位に関しては図-6(a) に示した結果ほど高いことは明らかである。

(3) 補剛材細長比パラメータの影響

ここで、補剛材細長比パラメータの影響について述べる。前述したように、このパラメータは補剛板の変形性能を評価するためによく用いられる指標であり、板パネルの幅厚比、縦横比および補剛材の剛比によって決まる。ある与えられた幅厚比の場合、補剛材細長比パラメータを決定するには、1) 縦補剛材の寸法が一定でダイアフラムまたは横補剛材のピッチすなわち補剛板の縦横比を変えることと、2) 補剛板の縦横比が一定で縦補剛材の寸法すなわち剛比を変えることが考

えられる。

まず、補剛材の幅 b_s と厚さ t_s を変えずにダイアフラムの間隔を変化させた場合の結果について述べる。1 例として、縦横比 α を 0.5 から 1.0 までと変えた 4 体の解析モデル (B6-15, B19, B17 および B16) の水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線を図-7(a) に示す。この場合、 $R_f = 0.35$ 、 $\bar{\lambda} = 0.35$ 、 $b_s = 105$ mm および $t_s = 20$ mm を一定としている。補剛材剛比 γ/γ^* はそれぞれ 3.0、1.88、1.29 および 0.72 で、補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ は 0.21、0.26、0.31 および 0.41 となっている。この図を見ると、最大荷重点までの荷重-変位特性に殆ど差がなく、その後の強度劣化はダイアフラムの間隔を小さくするほど緩やかになることがわかる。ただし、 $\alpha = 1.0$ と $\alpha = 0.5$ の結果を比較すると、最高荷重に対応する変位がいずれも $5\delta_y$ であるので、最高荷重点を終局点とした場合横リブの補強効果が殆どないことが言える。また、荷重が最高荷重の 95% まで降下した点を終局点と考えた場合は、縦横比を 1.0 から 0.5 と小さくすればある程度の補強効果が得られるが、後述するような縦リブの補剛効果 (図-7(b), (c) 参照) に比べるとそれほど大きくないことに注意されたい。

次に、補剛材剛比を変えることで補剛材細長比パラメータを変化させた場合の結果を図-7(b), (c) に示す。図-7(b) は、 $R_f = 0.35$ 、 $\bar{\lambda} = 0.35$ 、および $\alpha =$

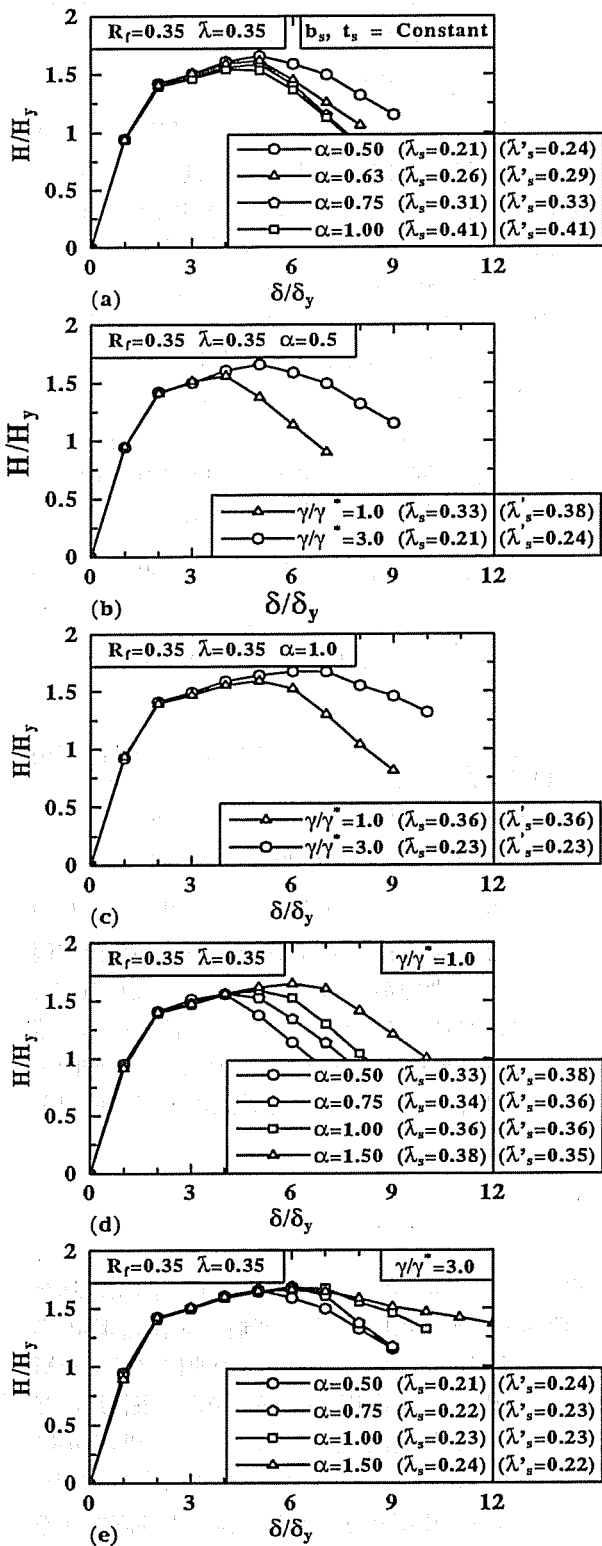


図-7 補剛材細長比パラメータによる影響

0.5が同一で、 γ/γ^* を3.0 (B6-15)と1.0 (B8)としたときの結果である。両者は、 $\delta/\delta_y = 4.0$ まではほぼ同様な結果が得られているが、その後は剛比の小さいB8では強度劣化が起こっているのに対して、剛比を3倍にしたB6-15では、多少の強度増加がみられてから穏

やかな強度劣化を示している。補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ を尺度とするならば、 $\bar{\lambda}_s$ を小さくすることで強度と変形能を高めることができる。また、縦横比を1.0と一定で剛比を1.0と3.0と変えた解析モデルB23とB27の結果をプロットした図-7(c)においても同様な傾向が見られる。

一方、補剛材剛比を一定と保ちながら縦横比を0.5から1.50と変化させた場合の結果を図-7(d), (e)に示す。いずれの図においても、 $\bar{\lambda}_s$ が大きくなると、変形能が増大する傾向がある。例えば、 $\gamma/\gamma^* = 1.0$ の場合図-7(d)、荷重変位曲線は $4\delta_y$ まではほとんど差がないが、その後の変形能は $\bar{\lambda}_s$ の大きい方が大きい。これは、 $\bar{\lambda}_s$ が大きくなって、橋脚の変形性能は必ずしも小さくならないことを意味し、文献1)で得られた知見とは相反する結果となっている。補剛板の変形能に関する研究²⁷⁾では、補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ を式(3)で定義するのが図-7(d), (e)に示したような場合に関しては必ずしも適切ではないことを指摘し、縦横比の影響を考慮することによって次のような定義式を提案している。

$$\bar{\lambda}'_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \frac{L_d}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (9)$$

上式を用いて計算した各解析モデルの $\bar{\lambda}'_s$ の値を表-1にまとめてある。また、図-7にも示してある。例えば、図-7(d)に示した4つの解析モデルB8, B22, B23およびB24を見ると、 $\bar{\lambda}_s$ の値は0.33, 0.34, 0.36および0.38であるのに対して、 $\bar{\lambda}'_s$ の値は0.38, 0.36, 0.36および0.35となっている。よって、 $\bar{\lambda}_s$ の代わりに $\bar{\lambda}'_s$ を用いて評価すれば上述した矛盾がほぼ解消できることがわかる。

(4) 軸力比の影響

軸力の影響を調べるために、B6シリーズ ($R_f = 0.35$, $\bar{\lambda} = 0.35$, $\gamma/\gamma^* = 3.0$, $\alpha = 0.5$)について軸力比 P/P_y を0.10から0.30まで変化させた4つのモデルについて解析を行った。得られた各解析モデルの水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線が図-8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 で無次元化したが、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} (式(6), (7)で $P = 0$ と置いて求められる H_y)と対応する水平変位 δ_{y0} 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、最大荷重と変形能が小さくなっている。

(5) 補剛材に板パネルより高強度の鋼材を用いた場合の影響

縦補剛材に板パネルよりも高強度の鋼材を用いた場合の、橋脚の強度と変形能に及ぼす影響を調べるために、板パネルと補剛材にそれぞれSM490材とSM570材としたB9モデル(いわゆるハイブリッド補剛柱モデル)の解析を行った。ここで、B9の解析結果を同一鋼種で構成されているモデルB6-15の結果と比較してみるこ

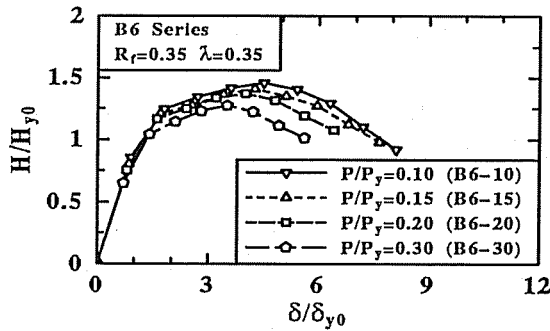


図-8 軸力比による影響

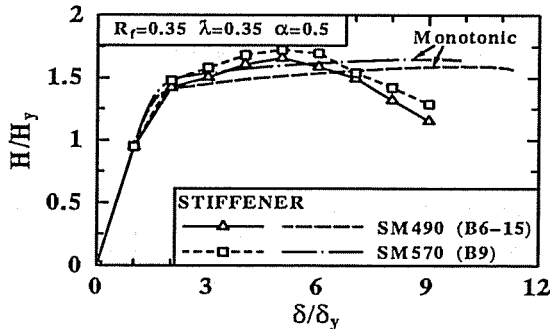


図-9 ハイブリッド補剛による影響

とにする。図-9は、両者の比較を示したものである。同図には、それぞれの単調増大解析の結果をも示してある。この図より、ハイブリッドモデルB9は、B6-15に比べて若干良好な荷重-変形特性を示しているの、ハイブリッド構造にすることで、強度と変形能ともある程度の改善が期待できることがわかる。この結果は、文献12)で得られた結論と一致している。

3.3 強度と変形能の評価

この節では、各解析モデルの強度と変形能の評価を行ってみる。ここでは、最大水平荷重のときの水平変位 (δ_m/δ_y) と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) を用いて変形能を論ずる。解析から得られたすべての結果 (○で記したものを) を図-10にプロットしてある。この図には、以下に示す式(10)~(12)とその元になる実験結果をもプロットしてある。

$$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.101}{R_f \bar{\lambda}} + 0.88, \quad (S = 0.242) \quad (10)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.00759}{(R_f \sqrt{\bar{\lambda}})^{3.5}} + 2.59, \quad (S = 1.32) \quad (11)$$

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.0147}{([1 + P/P_y] R_f \sqrt{\bar{\lambda}})^{3.5}} + 4.20, \quad (S = 1.40) \quad (12)$$

式(10)~(12)は、文献1)に与えられている鋼製補剛箱形断面橋脚に対する強度と変形能の推定式である。ただし、 S は標準偏差を表す。これらの式は実験結果をも

とに作成された平均値曲線であり (図-10のM曲線)、その適用範囲は、次の通りである。

$$0.3 \leq R_f \leq 0.7, \quad 0.25 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5, \\ 0.0 \leq P/P_y \leq 0.2, \quad \gamma/\gamma^* \geq 3.0 \quad (13)$$

図-10より、解析結果は、実験結果に比べ、ばらつきが少なく、上記の近似式と比較的よい相関があることがわかる。ただし、これらの式は横軸が小さい範囲内においては、計算値を過大に評価している場合もある。一方、解析データのみを分析してみると、このような整理方法によるばらつきが補剛材細長比パラメータの相違に起因していることがわかり、横軸の量にさらにこのパラメータを導入することにした。その結果、図-11に示すように、解析結果を次の式 (図中のM曲線を示す) から非常によい精度で推定が可能である。

$$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.10}{(R_f \bar{\lambda} \bar{\lambda}'_s)^{0.5}} + 1.06 \quad (S = 0.07) \quad (14)$$

$$\frac{\delta_m}{\delta_y} = \frac{0.22}{R_f \sqrt{\bar{\lambda}} \bar{\lambda}'_s} + 1.20 \quad (S = 0.59) \quad (15)$$

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.25}{(1 + P/P_y) R_f \sqrt{\bar{\lambda}} \bar{\lambda}'_s} + 2.31 \quad (S = 0.64) \quad (16)$$

式(14)~(16)の適用範囲は、次の通りである。

$$0.25 \leq R_f \leq 0.56, \quad 0.20 \leq \bar{\lambda} \leq 0.5, \\ 0.0 \leq P/P_y \leq 0.3, \quad \gamma/\gamma^* \geq 0.7 \quad (17)$$

なお、図-10と図-11にはそれぞれの式から標準偏差 S を差し引いた曲線がM-S曲線として示されている。図-11には、本研究による提案式から2倍の標準偏差を差し引いたM-2S曲線もプロットされている。同図からわかるように、この曲線は計算結果の下限值曲線となっている。

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二曲面モデルを用い、鋼製補剛箱形断面橋脚の繰り返し弾塑性解析を行い、載荷履歴の他にフランジ幅厚比、柱細長比、補剛材剛比および補剛板の縦横比などの諸パラメータが弾塑性挙動に及ぼす影響を明らかにした。得られた主な結論を要約すると次の通りである。

1. 単調載荷、片振り繰り返し載荷および両振り繰り返し載荷を受けた比較的薄肉鋼製橋脚は、最高荷重とそれに対応する変位が載荷履歴にあまり影響されない。その後の強度劣化については、片振り繰り返し載荷を受けてもその影響が非常に小さいものの、両振り繰り返し載荷を受けたときは最高荷重に達した直後に著しく劣化する。これに対して、比較的厚肉鋼製橋脚では、繰り返し載荷によるひずみ硬化のため最高荷重は多少大きくなるが、強度劣化がかなり早い段階で生じるため最高

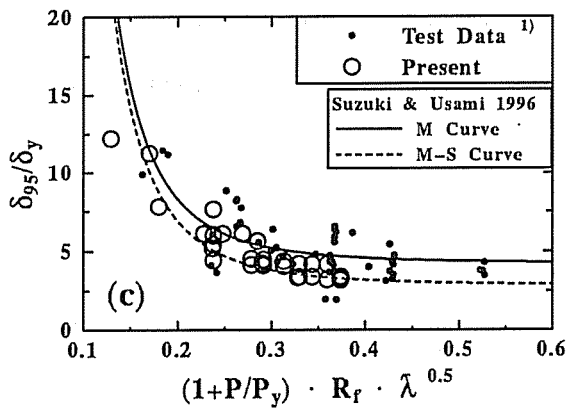
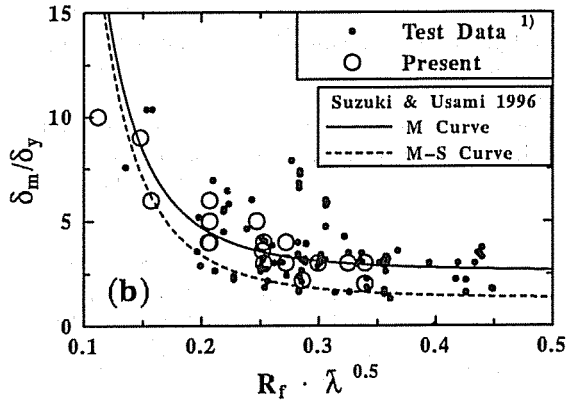
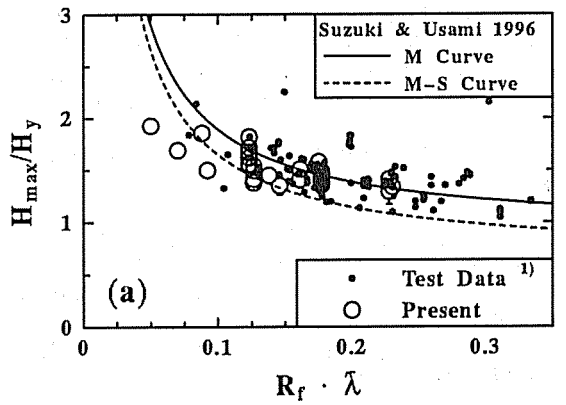


図-10 解析結果と過去の提案式¹⁾との比較

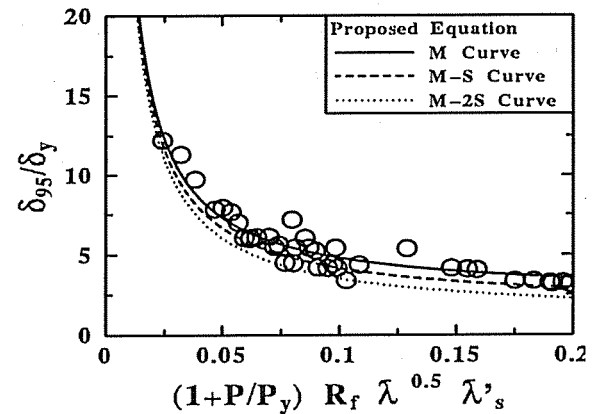
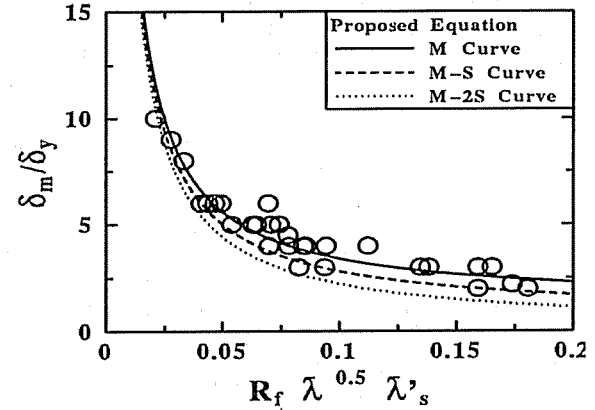
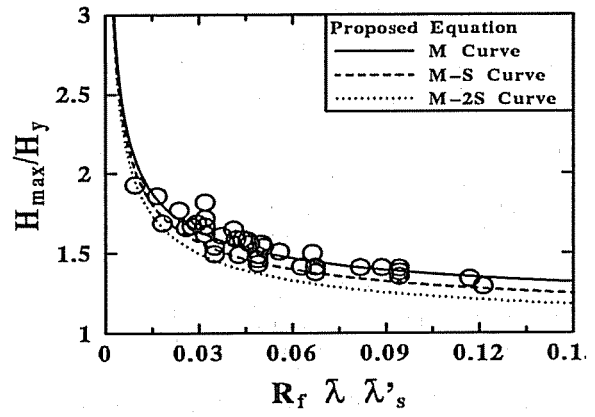


図-11 解析結果と提案式との比較

荷重点における変位は大きく異なり、両振り繰り返し載荷の方が最も小さい。

2. フランジ幅厚比、柱細長比および補剛材細長比パラメータを小さくすることで変形能を高めることができる。ただし、補剛材細長比パラメータによる影響を論じるとき、式(3)より式(9)で定義した式を用いた方が妥当である。
3. 補剛材に板パネルより高い強度の鋼材を用いたハイブリッド補剛断面橋脚の変形能は通常の橋脚より若干高い。
4. 鋼製補剛箱形断面橋脚の強度と変形能は、文献1)に示されている推定式より、よい精度で求められるが、本論文で提案されている経験式(式14~16)は、解析結果をよりよい精度で推定できる。

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。
- 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) 橋本修身, 安波博道, 水谷慎吾, 小林洋一, 中川知和: 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) 田嶋仁志, 半野久光, 池田茂, 興守: 矩形鋼製橋脚の変形性能に関する載荷実験, 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) 鈴木賢治, 井浦雅司, 熊谷洋司: 角補強を有する箱型断面脚柱の実験的研究, 土木学会関東支部講演概要集, I-52, pp.104-105, 1998年.
 - 12) 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.
 - 13) 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.
 - 14) 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.
 - 15) 崎元達郎, 渡辺浩, 富田聡, 中島黄太: 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.
 - 16) 小枝日出夫, 熱海明彦, 佐藤昌志, 岸徳光: 鋼管橋脚の交番載荷実験と解析, 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.
 - 17) 山口榮輝, 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.
 - 18) 後藤芳顯, 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.
 - 19) 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.
 - 20) 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.
 - 21) 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年4月.
 - 22) 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.
 - 23) 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.
 - 24) 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.
 - 25) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver.5.5, 1995.
 - 26) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説書, 丸善, 1996年.
 - 27) 渡辺智彦, 葛漢彬, 宇佐美勉: 繰り返し荷重を受ける補剛板の強度と変形能に関する解析的研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.185-195, 1999年3月.

(1999. 9. 17 受付)