

鋼構造物の強度と変形能の統一的評価法

鄭 沂*, 葛 漢彬**, 宇佐美 勉***

* 学生会員 工修 名古屋大学大学院工学研究科博士課程後期課程土木工学専攻 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

** 正会員 博士(工) 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 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)

本研究では、単柱式鋼製橋脚のみならず種々の構造形態を有する薄肉土木鋼構造物の保有耐力と塑性率の統一的評価法を提案している。手法は、過去に著者らによって提案されているコンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法を準用したものであるが、異なる点は破壊ひずみの定義式のみである。ここでは、圧縮と曲げを受ける条件で、構造物から取り出した短柱を取り上げて弾塑性有限変位解析を行い、短柱の変形能(即ち、破壊ひずみ)を求めている。鋼構造物の保有性能(耐力と塑性率)は、Pushover 解析より求めるが、終局点を定めるために短柱解析から求められた破壊ひずみを用いる。単柱式橋脚とラーメン橋脚の実験結果と提案推定法の比較により、本手法の妥当性が検証されている。

Key Words: Ductility, Failure strain, Pushover analysis, Seismic design method, Steel structure, Strength, Thin-walled section

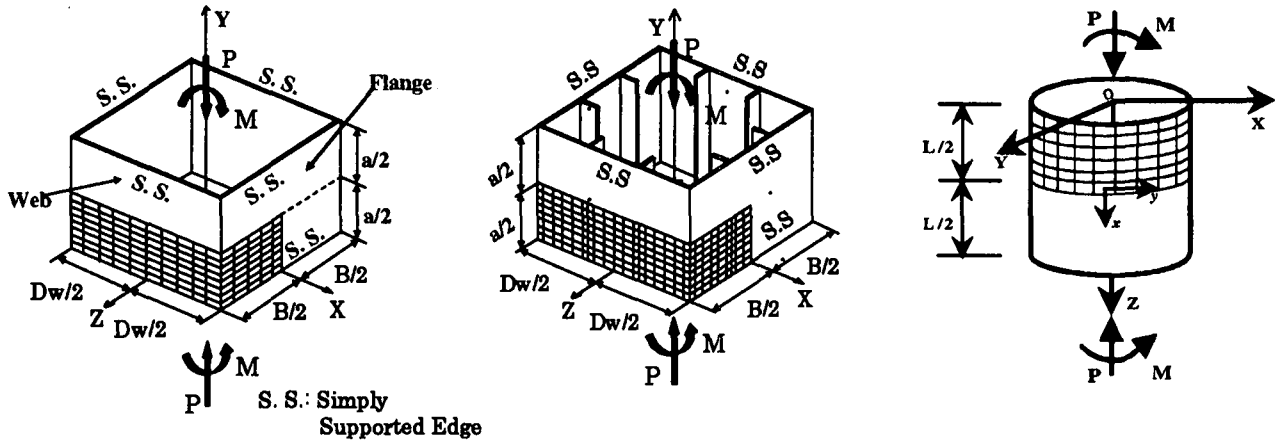
1. 緒言

コンクリート部分充填鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査法が著者らによって既に提案されている^{1), 2)}。本研究では、この方法を準用し、コンクリートを充填しない鋼製橋脚などの鋼構造物の耐震性能評価法について述べる。過去の研究では、圧縮フランジを構成する板パネルを取り上げ、板の幅方向に一様面内変位を受ける条件で弾塑性有限変位解析より得られた板要素の面内圧縮変形能力を破壊ひずみで定義している。これをそのまま鋼製橋脚に適用してもよいが、ウェブの圧縮フランジに対する拘束効果や長さ方向の圧縮力の勾配を無視したため、厚肉断面の場合においてかなり安全側の結果を与えることがある。そこで、本研究では、圧縮と曲げを受ける条件で、短柱全体を取り上げて弾塑性有限変位解析を行い、短柱の変形能(即ち、破壊ひずみ)を求めることとする。一方、パイプ断面の破壊ひずみは、箱形断面と同様に断面全体を取り上げた弾塑性有限変位より求める。次に、文献1)と同様に、Pushover 解析より鋼製橋脚の保有性能を算定する。ただし、終局点を定めるには破壊ひずみを用いる。また、実験結果との比較により、本手法の妥当性を検証する。なお、断面は箱形断面とパイプ断面である。

2. 圧縮と曲げを受ける短柱の弾塑性解析

鋼構造物の強度と変形能を解析的に求める手法として Pushover 解析がよく用いられ、終局状態を判定するために破壊ひずみが必要とされる。ここで、圧縮と曲げを受ける短柱の弾塑性有限変位解析より求めた破壊ひずみについて述べる。

図-1 に示すように、一定圧縮力 P の元で漸増曲げモーメント M を受ける無補剛箱形断面(図-1(a))、補剛箱形断面(図-1(b)) およびパイプ断面(図-1(c)) の弾塑性有限変位解析から得られた $M-P-\Phi$ (平均曲率) の関係から、ピークから 95% だけ強度が低下した点に対応する平均曲率を求め、さらに軸圧縮力による軸ひずみと曲げモーメントによる中立軸の移動によって生じた軸ひずみを考慮して求められた圧縮側最外縁のひずみを破壊ひずみとする。解析に際しては、断面の両端に剛なダイアフラムがあるものと仮定する。断面形状と縦横比の影響について検討した結果は後述するが、無補剛断面と補剛断面のいずれも正方形とし、縦横比は 0.7 とした。パイプ断面短柱は、ほぼ短柱の最小強度となるような長さで解析を行った。断面の変形能を支配する最も重要なパラメータは箱形断面の場合フランジプレートの幅厚比、パイプ断面の場合径厚比であり、それぞれ次式で定義される。



(a) 無補剛箱形断面 (b) 補剛箱形断面 (c) パイプ断面

図-1 一定軸力と漸増モーメントを受ける短柱

$$R_f = \frac{B}{t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4n^2\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (1)$$

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

ここで、 B = 箱形断面のフランジ板幅、 D = パイプ断面の直径、 t = 板厚、 n = サブパネル数 (無補剛板の場合 $n=1$)、 σ_y = 降伏応力、 E = 弾性係数、 ν = ポアソン比である。なお、解析にはひずみ硬化の影響も考慮した応力-ひずみ関係^{1), 2)}を用いている。

2.1 無補剛箱形断面

解析には、初期たわみと板パネルの溶接による残留応力を考慮した。初期たわみについては、板要素の幅方向、長さ方向ともに半波のサイン波を仮定し、最大初期たわみは構成板幅の $1/500$ とした。残留応力は矩形の分布形³⁾を仮定し、圧縮残留応力は平均実測値⁴⁾に相当する $0.3\sigma_y$ を用いた。前述したように、解析には断面を正方形、縦横比 $\alpha (=a/B)$ 、 a = 短柱の長さ) を 0.7 としたが、本解析に先立ち、断面形状と縦横比の影響をまず調べた。長方形と正方形の違いをみるために、フランジ幅厚比パラメータ $R_f=0.6$ 、縦横比 $\alpha=0.7$ 、および軸力比 P/P_y (P_y = 全断面降伏軸荷重) = 0.2 の場合、ウェブ幅 (D_w) とフランジ幅 (B) の比 $D_w/B = 0.75, 1.0$ および 1.33 の3ケースについて解析し、それぞれのモーメント-平均ひずみ曲線を求めた。ここで、平均ひずみ ϵ_a は次式より求められる⁵⁾。

$$\epsilon_a = \frac{2u}{a} \quad (3)$$

上式中、 u は圧縮フランジ端部の変位である。計算結果によると、最大荷重点付近で断面形状による差が非常に小さいものの、その後の挙動に大きな差が出ている。このことは、文献 6) で得られた知見と一致している。正方形断面の場合に比較すると、ウェブ幅がフランジ幅より小さい長方形断面 ($D_w/B = 0.75$) の後座屈強度が大きくなっているが、ウェブ幅がフランジ幅より大きい長方形断面

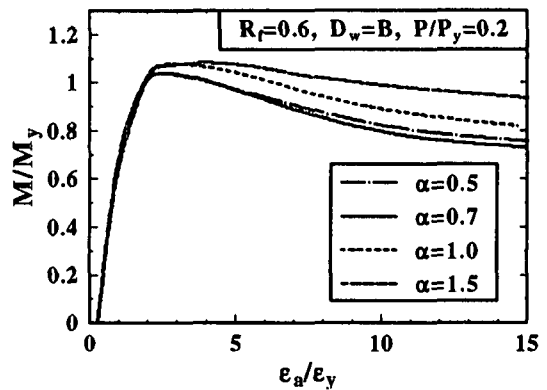


図-2 縦横比の影響 (無補剛断面柱)

($D_w/B = 1.33$) の後座屈強度が小さくなっている。これは、フランジに対するウェブの拘束効果の差によるものと思われる。しかし、本研究の目的である破壊ひずみの算定においては、最大強度から 95% まで低下した点でのひずみを見ると、断面形状による差がほとんど認められなかった。正方形断面についての解析から得られた破壊ひずみは長方形断面の構造物にも適用できると考えられる。

一方、縦横比の影響を調べるために、 $R_f=0.6$ の正方形断面で P/P_y を 0.2 とした場合について、 $\alpha = 0.5, 0.7, 1.0$ および 1.5 と変化させて解析を行った。これらの解析結果が図-2 に示されており、 $\alpha = 0.5$ と 0.7 の場合のモーメント-平均ひずみ曲線がほぼ同様で、これに対して $\alpha = 1.0$ と 1.5 の場合は若干高めな結果が得られている。 $\alpha = 0.7$ のときに強度と変形能がほぼ最小となっていることから、パラメトリック解析ではこの値を用いることにした。

無補剛箱形断面短柱の破壊ひずみを求めるために、 R_f を $0.2 \sim 0.8$ 、 P/P_y を $0.0 \sim 0.5$ と変化させた 36 ケースの解析を行った。 R_f が 0.2 と小さいとき、局部座屈が生じておらず、軸力比が 0.5 の場合でも破壊ひずみ ϵ_a/ϵ_y (ϵ_y = 降伏ひずみ) は 20 以上であった。解析結果より、次のような経験式が得られた。

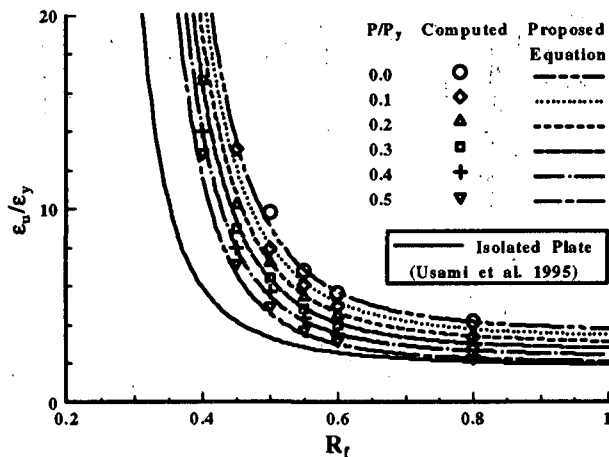


図-3 無補剛箱形断面の破壊ひずみ

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.108(1 - P/P_y)^{1.09}}{(R_f - 0.2)^{3.26}} + 3.58(1 - P/P_y)^{0.839} \leq 20.0 \quad (4)$$

上式の適用範囲は、 $R_f = 0.2 \sim 0.8$ 、 $P/P_y = 0.0 \sim 0.5$ である。式(4)は、図-3にプロットしてあるが、破壊ひずみは R_f が小さくなると大きくなり、特に R_f 小さい領域で敏感である。一方、破壊ひずみは、軸力比が大きくなると小さくなり、即ち純圧縮に近づくにつれ小さくなる。比較のため、純圧縮を受ける無補剛の破壊ひずみに対する過去の提案式¹⁾も示されている。

2.2 補剛箱形断面

補剛箱形断面短柱の解析においては、構成要素の補剛板に文献7)と同様な初期不整(残留応力と初期たわみ)を考慮した。初期たわみについては、補剛板の全体的なたわみ δ_G と補剛材間のサブパネルの局所的なたわみ δ_L の和として与えられる。すなわち、フランジ補剛板の場合、

$$\delta = \delta_G + \delta_L \quad (5)$$

$$\delta_G = \frac{a}{1000} \sin\left(\frac{\pi}{a} y\right) \cos\left(\frac{\pi}{B} z\right) \quad (6)$$

$$\delta_L = \frac{B/n}{150} \sin\left(\frac{\pi}{a/m} y\right) \cos\left(\frac{\pi}{B/n} z\right) \quad (7)$$

ここで、 m は補剛板長さ方向の初期たわみの半波数、 n は補剛材間のサブパネル数(=3)である。

補剛箱形断面柱の解析においては、 R_f と P/P_y 以外に補剛材の剛比(γ/γ^* 、 γ^* は線形座屈理論から求められる補剛材の最適剛比)がもう一つのパラメータである。剛比の計算にあたって補剛板の縦横比をまず定める必要がある。本研究では、強度および破壊ひずみがほぼ最小となるように補剛板の縦横比を0.7とし、そのとき、 $m=3$ である。これらの値は、次のように決定した。 $R_f=0.45$ 、 $\gamma/\gamma^*=1.0$ と3.0、 $P/P_y=0.3$ 、 $\alpha=0.5, 0.7, 1.0$ および1.5の8ケースに、 m の値を2, 3, 4および5と仮定したモデルの解析を行った結果、破壊ひずみが最小となるよう

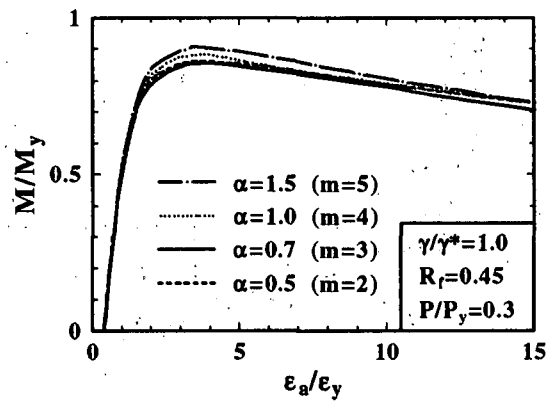


図-4 断面形状の影響(補剛断面柱)

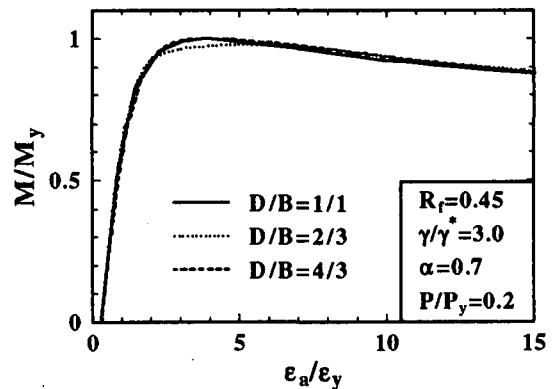


図-5 縦横比の影響(補剛断面柱)

な m の値が、 $\gamma/\gamma^*=1.0$ と3.0のいずれの場合においても $\alpha=0.5, 0.7, 1.0$ および1.5に対応してそれぞれ2, 3, 4および5であることがわかった。さらに、このときのモーメント-平均ひずみ曲線を図-4に示しているように、 $\alpha=0.7$ ($m=3$)で最小強度を与えている。

一方、断面形状の影響を調べるために D_w/B を0.67, 1.0および1.33と変化させた短柱の解析結果を図-5に示す。ただし、ウェブとフランジの幅厚比パラメータを同一とした。この場合、断面形状が短柱の弾塑性挙動に及ぼす影響はほとんどないことがわかった。したがって、正方形断面を用いて解析するのが妥当であると考えられる。

以上の検討結果を踏まえて、 $R_f=0.3 \sim 0.7$ 、 $\gamma/\gamma^*=1.0$ と3.0、 $\alpha=0.7$ および $P/P_y=0.0 \sim 0.5$ の正方形補剛断面短柱計96ケースについて解析を行った。解析結果より、式(8)のように表される破壊ひずみの式を得た。

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.8(1 - P/P_y)^{0.94}}{(R_f \cdot \bar{\lambda}_0^{0.18} - 0.168)^{1.25}} + 2.78(1 - P/P_y)^{0.68} \leq 20.0 \quad (8)$$

この式では、 R_f のほか補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_0$ が導入されている。 $\bar{\lambda}_0$ の定義については文献1)を参考されたいが、このパラメータは、 R_f 、 γ および α の関数である。純圧縮を受ける補剛板の場合、破壊ひずみの推定式は、 $\bar{\lambda}_0$ のみで表せたが、今回の場合は R_f の関数にもなった。図-6は、式(8)をプロットしたものであるが、無補剛断

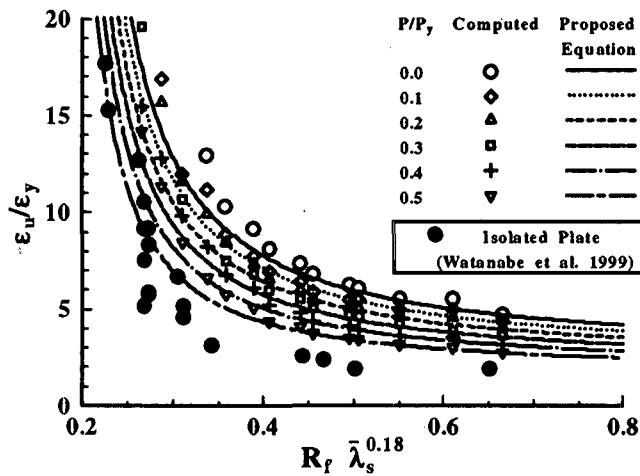


図-6 補剛箱形断面の破壊ひずみ

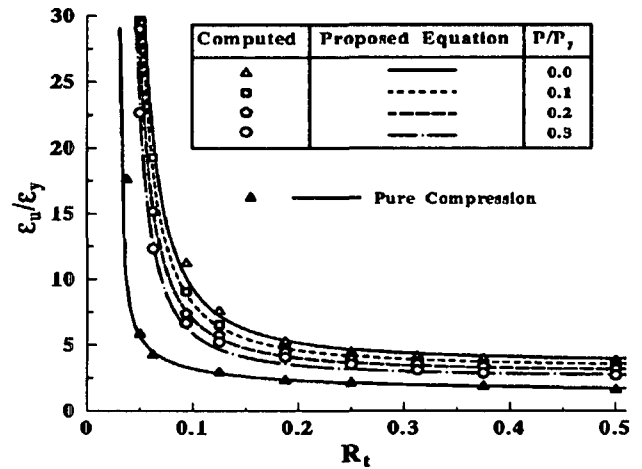


図-7 パイプ断面の破壊ひずみ

面の場合と同様に、破壊ひずみは軸力比が大きくなるにつれ小さくなり、純圧縮を受ける時の変形能に近づく傾向がみられる。ここで、横軸の量の小さい領域においては解析値より多少低めに予測するように経験式を作成した。これは、この領域で破壊ひずみがパラメータに対して非常に敏感であるため安全側にとる必要があることと、繰り返し荷重を受ける鋼製橋脚の変形能の予測に適用されたときに妥当な結果を与えることを考慮したからである。なお、図-6には、補剛板のみの圧縮解析から求めた変形能も示されている。

2.3 パイプ断面

パイプ断面短柱の破壊ひずみが、次式のように導かれている⁵⁾。

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} = \frac{0.12(1+4P/P_y)}{(R_f - 0.03)^{0.45}(1+P/P_y)^5} + 3.6(1-P/P_y) \leq 20.0 \quad (9)$$

式(9)は、図-7にプロットしてある。同図より、パイプ断面の破壊ひずみは、 R_f が0.1より小さくなる急速に大きくなることからわかる。また、軸力が小さくなる、すなわち純曲げ状態につれて大きくなる。

3. Pushover 解析の概要

Pushover 解析は1次設計時の荷重状態の慣性力に相当する水平荷重を単調に増大させた解析を行う。紙面上の都合により、この手法の詳細は文献8)を参照されたい。

3.1 応力-ひずみ関係

Pushover 解析に使用する応力-ひずみ関係は、短柱の解析で用いられたものと同一である。すなわち、引張りおよび圧縮とも同じ応力-ひずみ関係を用い、ひずみ硬化を考慮したものである^{1), 2)}。ひずみ硬化を考慮しないと、変形が一断面に集中し、塑性域が広がらないため誤った結果を得る。

3.2 破壊条件

破壊条件は、解析によって求められる水平荷重-水平

変位 ($H-\delta$ 曲線) の終点 (後述の終局水平変位 δ_u) を定めるために必要な条件である。文献1)などでの考え方と同様に、最も危険な断面を含む部材のセグメント (有効破壊長と称する長さを持つ部材セグメント) が過度の局部座屈、塑性化などにより変形能を失ったとき、すなわち回転容量を越えたとき構造物は破壊すると仮定する。なお、断面が比較的厚肉で変形能は十分あるものの、構造がスレンダーでしかも鉛直荷重が大きい橋脚 (いわゆるハイピヤール構造) の場合には、断面が変形能を失う前に $P-\Delta$ 効果により荷重降下が生ずる場合がある。この場合には、最高荷重の95%の荷重点を終局限界とする。

箱形断面 (無補剛、補剛) とパイプ断面の変形能には、2)で述べた破壊ひずみの提案式 (すなわち、式(4)、(8)および(9)) を用いればよい。なお、八角形断面とその他の断面に対しては、鋼断面の変形能を求める式さえ準備すれば同じように適用可能である。

前述したように、有効破壊長 (l_e) は、Pushover 解析で終局判定をするときの平均圧縮ひずみを求める領域 (部材方向) の長さである。箱形断面の場合、文献1), 2)で定められており、次のようになる。

$$l_e = \text{Min}(0.7B, l_d) \quad (10)$$

ここで、 B =フランジ幅、 l_d =ダイアフラム間隔である。

一方、パイプ断面の場合、次式より算出する。

$$l_e = 1.2 \left(\frac{1}{R_f^{0.08}} - 1 \right) D \quad (11)$$

この式は、試行錯誤的に定められたが、静的繰り返し載荷実験で見られた足の象座屈モードの座屈波長に相当する長さを表している。式(11)の代わりに、中村による経験式⁹⁾ ($l_e = 3.0\sqrt{(D/2)t}$) を用いてもよいが、式(11)は材質の影響も考慮できる。

4. 実験結果による検証

この節で、Pushover 解析手法により求めた鋼製橋脚の

強度と変形能について述べる。対象は、単柱式箱形（無補剛，補剛）断面鋼製橋脚，パイプ断面鋼製橋脚および1層ラーメン鋼製橋脚（箱形断面）である。本解析手法による強度と変形能の予測値を過去の準静的実験および解析結果との比較を行い考察する。

4.1 箱形断面橋脚

(1) 無補剛断面橋脚

解析例としては，無補剛断面橋脚の実験供試体7体 ($R_f = 0.297 \sim 0.704$) を用いた^{1,2)}。材料常数については，実験から得られたものを用いた。なお， $\bar{\lambda}$ は橋脚の細長比パラメータであり，次式で定義される。

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (12)$$

ここで， h =橋脚の柱部材としての高さ， r =断面2次半径である。

図-8に，解析より得られた終局状態時の強度(H_{max})と変形能(δ_u)を静的繰返し実験による経験式との比較を示す。ただし，変形能の式は最大強度の95%まで降下した点に対応する変形能 δ_{95} を予測するすのを用いる。強度と変形能の経験式²⁾は，次のようになる。

$$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.0782}{R_f \bar{\lambda}} + 1.03 \quad (S=0.175) \quad (13)$$

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.0670}{[(1+P/P_y)R_f \sqrt{\bar{\lambda}}]^{3.5}} + 2.60 \quad (S=1.09) \quad (14)$$

ここで， H_y =降伏水平荷重， δ_y =降伏水平変位である²⁾。強度に関しては，図-8(a)からわかるように，解析値は近似式の平均値曲線（M-曲線）と標準偏差を差し引いた曲線（M-S曲線）の間にあり，両者がよく一致している。

図-8(b)には，文献1)で報告された単一板パネルによる破壊ひずみを用いた場合の結果も載せてある。同図をみるとわかるように，単板のみを取り上げた解析から得られた破壊ひずみを用いた場合，横軸にとったパラメータの小さい領域においてはかなり安全側の結果となる。これに対し，本手法による変形能の推定値は実験結果の平均値曲線から標準偏差を引いた M-S 曲線と全般的によく一致している。

(2) 補剛断面橋脚

補剛断面橋脚の場合，繰返し解析^{1,3)}でのモデルから $R_f = 0.3 \sim 0.7$ の10体について解析を行った。材料常数も繰返し解析で用いた値と同様である。強度について解析結果を静的繰返し実験および静的繰返し解析の結果と比較したのが図-9である。図-9(a)を見ると，本解析結果は2つのデータを除いて実験値の平均値曲線と M-S 曲線の間にあり，強度を良い精度で評価できている。例外の2つのデータも経験曲線の下側にあり，安全側な

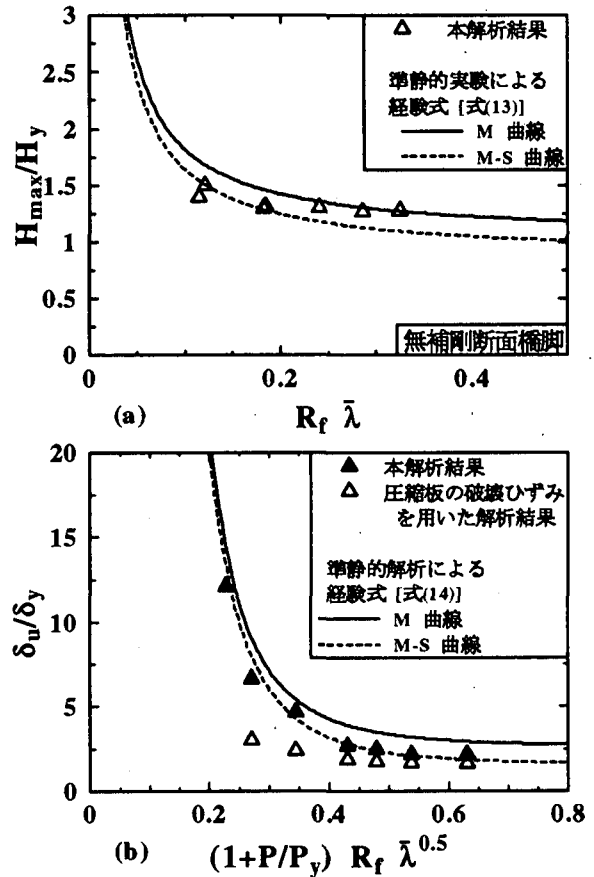


図-8 無補剛箱形断面鋼製橋脚の強度と変形能

結果となっている。実験結果の平均値を表す強度経験式²⁾は，以下のようである。

$$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.101}{R_f \bar{\lambda}} + 0.88 \quad (S=0.242) \quad (15)$$

一方，次式で表される，繰返し解析から強度経験式との比較（図-9(b)）では，解析値は提案式^{1,3)}と非常によく一致している。

$$\frac{H_{max}}{H_y} = \frac{0.10}{(R_f \bar{\lambda} \bar{\lambda}_s')^{0.5}} + 1.06 \quad (S=0.07) \quad (16)$$

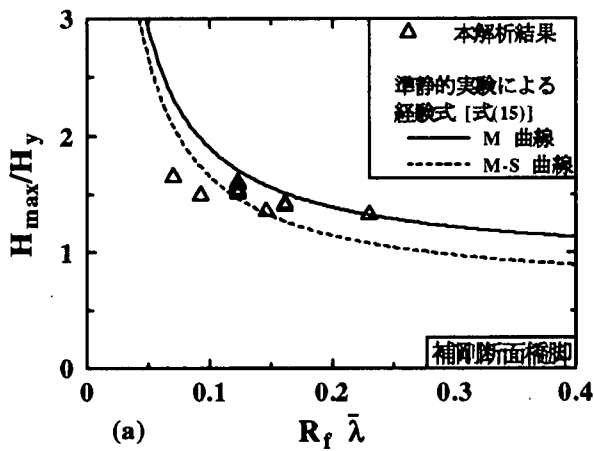
ここで， $\bar{\lambda}_s'$ は縦横比の影響を取り入れた補剛材細長比パラメータである⁷⁾。

変形能についての比較が図-10に示されている。繰返し実験および解析からの提案式^{2), 1,3)}は，それぞれ式(17)と(18)のように得られている。

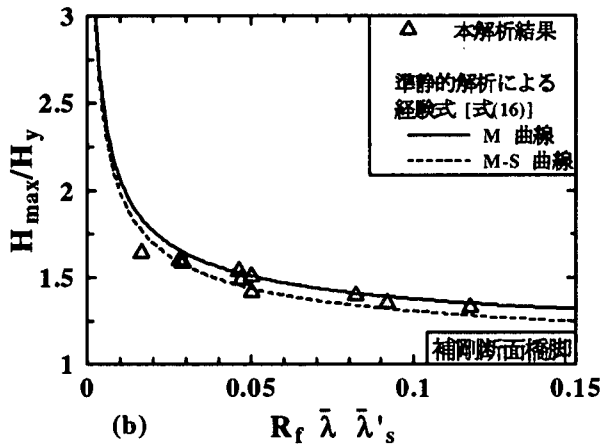
$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.0147}{[(1+P/P_y)R_f \bar{\lambda}^{0.5}]^{3.5}} + 4.20 \quad (S=1.40) \quad (17)$$

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.25}{(1+P/P_y)R_f \bar{\lambda}^{0.5} \bar{\lambda}_s'} + 2.31 \quad (S=0.64) \quad (18)$$

解析結果を式(17)と比較した図-10(a)には，実験結果もブ

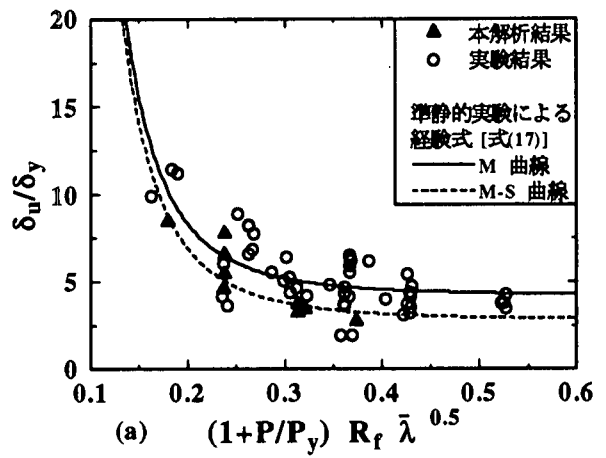


(a)

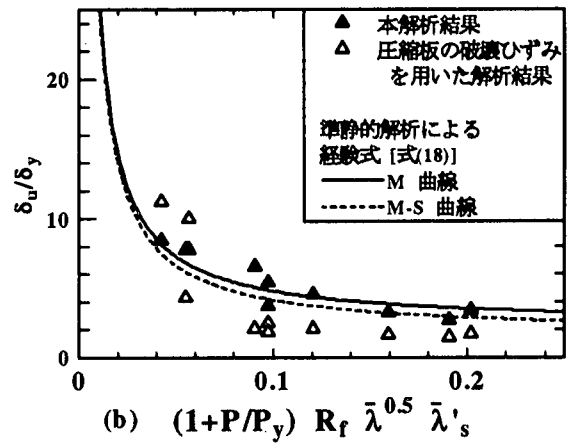


(b)

図-9 補剛箱形断面鋼製橋脚の強度



(a)



(b)

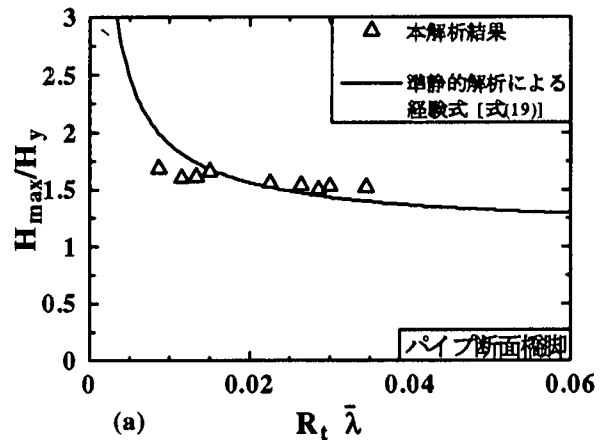
図-10 補剛箱形断面鋼製橋脚の変形能

ロットされている。本解析手法による強度は実験値とよい相関性があり、経験式のM-S曲線によく一致している。また、図-10(b)には、式(18)と解析結果との比較を示しているが、補剛板による破壊ひずみを用いて求めた終局変位もプロットしてある。破壊ひずみに補剛板の変形能を適用した場合、2つのデータを除いて繰り返し解析による経験式に比べて全般的に低めな予測を与えている。これに対し、本解析結果は、多少高めに評価される場合もあるが、式(18)とよく一致している。一般的に、解析は図-10(a)に示したように構造物の実強度を若干小さく評価するので、この程度の高めな評価は問題ないと考えられる。

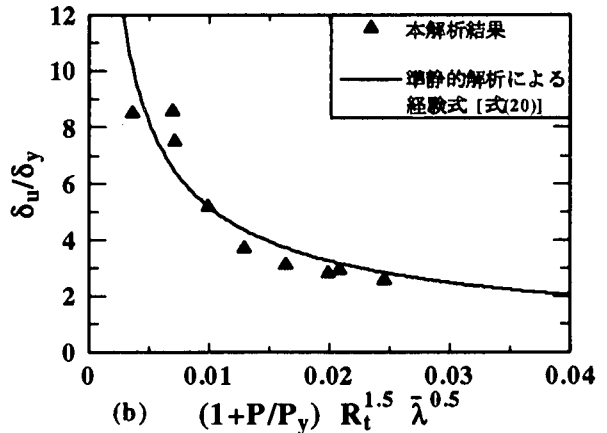
4.2 パイプ断面橋脚

パイプ断面橋脚の実験結果が少ないので、文献14)で述べられた繰り返し解析結果による経験式と比較する。ここで、 $R_t = 0.031 \sim 0.115$ の範囲内で計9体の柱について解析し、式(11)より有効破壊長を算出し、その間の平均ひずみが、式(9)で算出した破壊ひずみに達したときの強度と変位(終局変位)を求めた。その結果を式(19)、(20)のような経験式と共に図-11に示す。

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

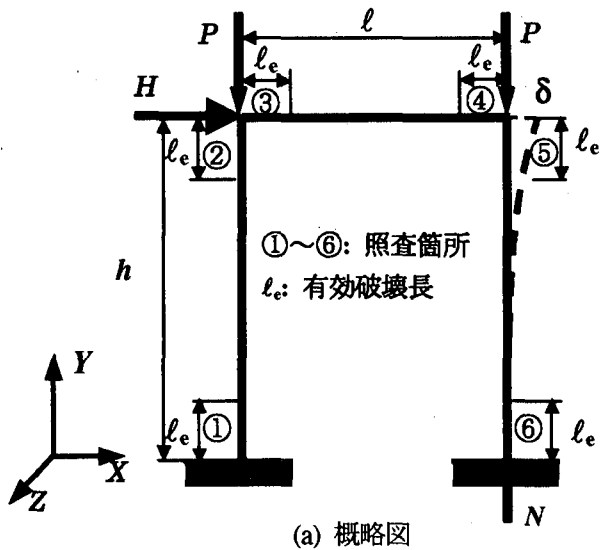


(a)



(b)

図-11 パイプ断面鋼製橋脚の強度と変形能



(a) 概略図
(b) 柱断面図
(c) はり断面図
図-12 1層鋼製ラーメン橋脚

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = \frac{0.24}{(1 + P/P_y)^{2/3} \lambda^{1/3} R_f} \quad (20)$$

この図から、本解析手法をパイプ断面橋脚に適用したとき、箱形断面橋脚の場合と同様に、強度と変形能を概ね良い精度で推定できている。

4.3 ラーメン橋脚

鋼製ラーメン橋脚への適用例に、西川ら¹⁵⁾が行った繰り返し実験の供試体を用いる。この供試体は、600×600mmの補剛正方形断面で構成される1層のラーメン橋脚であり、実橋脚の1/3～1/4を想定した大型モデルである。供試体モデルの概略図を図-12に示す。柱とはりの幅厚比パラメータ R_f は0.497、軸力比は0.12である。実験より得られた水平荷重-水平変位履歴曲線を本解析の結果とともに図-13に示す。実験では、最大水平荷重は、ほぼ $3\delta_y$ のときに生じ、その後徐々に耐力が低下する。このとき、柱基部に軽微な局部座屈が発生した。一方、解析結果を見ると、補剛板の破壊ひずみを用いて定められた終局点が■でマークした点になるが、実験結果に比較してかなり安全側の結果となった。これに対し、本解析手法による終局点を▲のマークで記し、そのときの変形能が約 $2.6\delta_y$ となっており、実験結果の δ_{95} よりまだ余裕があるものの、最大荷重点にはかなり近い。より多くの検証が必要であるが、上記の果から、塑性変形の最も大き

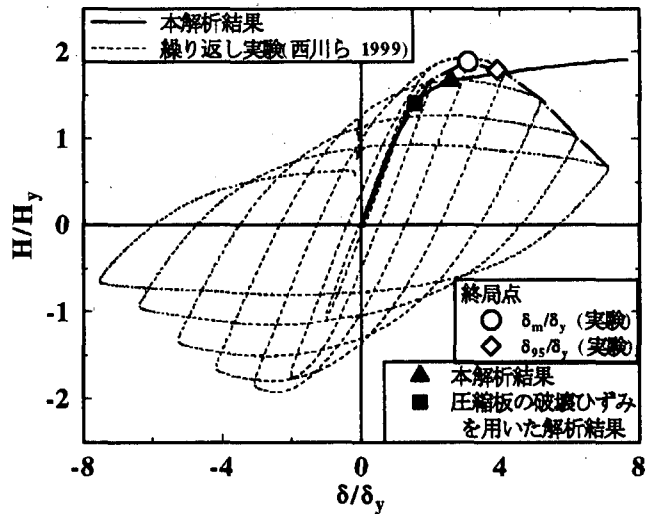


図-13 1層鋼製ラーメン橋脚の強度と変形能

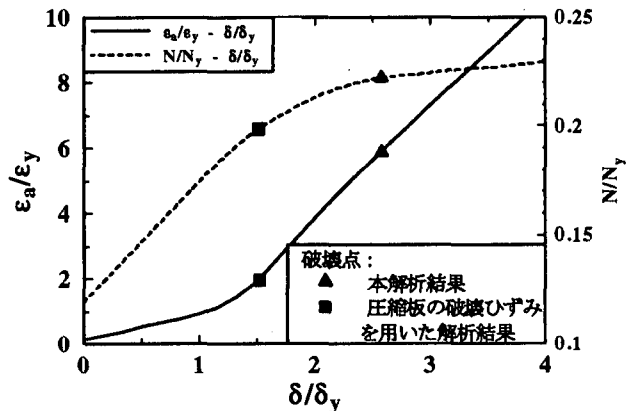
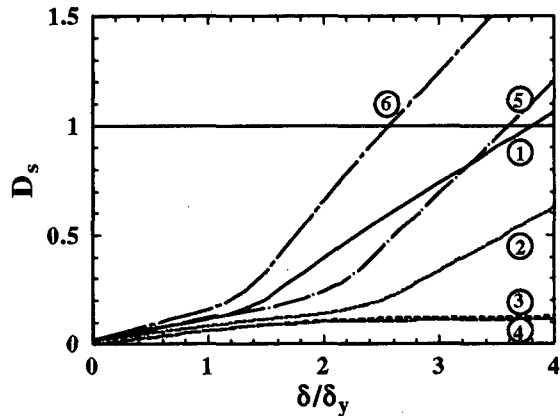


図-14 照査部⑥における損傷度と軸力変動

い断面だけで構造物の終局状態を判定する本照査法は、土木分野によく使われる薄肉断面を有する鋼製ラーメン構造物にも十分適用可能と考えられる。これは、建築ラーメン構造物のようにヒンジが次々と形成されメカニズムに達する場合と異なり、薄肉断面を用いる土木鋼構造物においては局部座屈が一旦発生すると塑性変形が1箇所に集中し、応力再分配があまり期待できないためである。

また、図-12に示されている6箇所の照査部①～⑥における損傷指標 D_s (有効破壊長領域内の平均ひずみと破

壊ひずみとの比)についてプロットしたものが図-14(a), 照査部⑥での平均圧縮ひずみと上端部の水平変位との関係, および軸力の変動を示したのが図-14(b)である. これらの図によれば, 右柱の基部は最も先に破壊となり, そのときの軸圧縮力 N は約 $0.22P_y$ であり, 初期軸力 ($0.12P_y$) の2倍近くに達していることがわかる.

5. 結論

本論文は, Pushover 解析による鋼構造物の強度と変形能の統一的評価法を種々の構造物に適用した結果をまとめたものである. その際, 終局状態を判定する条件に圧縮と曲げを受ける短柱の弾塑性有限変位解析より得られた破壊ひずみを用いた. そして, 単柱式鋼製橋脚(無補剛箱形断面, 補剛箱形断面およびパイプ断面)と1層鋼製ラーメン橋脚について解析し, 繰り返し載荷実験と繰り返し弾塑性解析の結果を用いてその妥当性を検証できた. 今後, アーチリブや斜張橋の主塔などへの適用を検討する必要があるが, 本研究で提案した, Pushover 解析を併用する手法は, 種々の土木薄肉鋼構造物の強度と変形能を比較的簡単に求めることが可能になろう.

ただし, この提案法では局部座屈を考慮した短柱の破壊ひずみを構造物の破壊基準に適用しているが, Pushover 解析そのものは局部座屈の影響を考慮しないようになっている. したがって, 非常に薄肉の断面を有する鋼構造物へ適用した場合, 変形能の評価は問題ないが, 強度に関しては過大評価となることが予想されるため, 注意を払う必要がある. これについては, 今後早急に検討する予定である. しかし, 道路橋示方書¹⁶⁾の規定に満たされるような耐震鋼構造物(例えば, 補剛箱形断面の場合 $R_f \leq 0.5$)においては, 局部座屈の影響が小さいため, 本提案法が良い精度で強度と変形能を推定できると考えられる.

参考文献

1) 宇佐美勉, 鈴木森晶, I.H.P. Mamaghani, 葛漢彬: コンクリート部分的に充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査

法の提案, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.69-85, 1995年10月.

- 2) 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7月.
- 3) Little, G. H.: The strength of square steel box columns - design curves and their theoretical basis, The Structural Engineer, Vol.57A, No.2, 1979.
- 4) 福本秀士編:座屈設計ガイドライン, 技報堂, 1987年.
- 5) Gao, S. B., Usami, T. and Ge, H. B.: Ductility of steel short cylinders in compression and bending, J. Engrg. Mech., ASCE, 124(2), pp.176-183, 1998.
- 6) 葛漢彬, 宇佐美勉, 織田博孝:局部座屈を考慮した無補剛箱形断面短柱のモーメント-軸力-曲率関係の定式化, 土木学会論文集, No.519/I-32, pp.79-87, 1995年7月.
- 7) 渡辺智彦, 葛漢彬, 宇佐美勉:繰り返し載荷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.
- 8) 宇佐美勉:第1回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.183-186. 1998年1月.
- 9) 中村秀治:鋼製円筒橋脚の座屈評価法と数値解析技術, 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.37-42, 1997年5月.
- 10) 宇佐美勉, 葛漢彬, 水谷慎吾:コンクリートを部分的充填した無補剛箱形鋼柱の繰り返し弾塑性挙動, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.249-262, 1993年3月.
- 11) 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年1月.
- 12) 鈴木森晶, 宇佐美勉:繰り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, pp.115-125, 1995年7月.
- 13) 葛漢彬, 宇佐美勉, 高聖彬:鋼製補剛箱形断面橋脚の弾塑性繰り返し挙動に関する解析的研究, 構造工学論文集へ投稿中.
- 14) 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉: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.
- 15) 西川和廣, 村越潤, 高橋実, 岡本隆, 池田茂, 森下泰光:鋼製ラーメン橋脚の耐力と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.235-244, 1999年3月.
- 16) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説, 1996年12月.
(1999年11月19日受付)

UNIFIED EVALUATION METHOD FOR STRENGTH AND DUCTILITY OF STEEL STRUCTURES

Yi ZHENG, Hanbin GE and Tsutomu USAMI

This paper deals with an unified strength and ductility evaluation procedure for steel structures based on an elastoplastic pushover analysis. The local buckling is not considered in the pushover analysis but accounted for by an introduced failure criterion, where empirical ductility formulas based on stub-columns are utilized to define the ultimate state of structures. Such formulas have been developed from an extensive elastoplastic analysis of stub-columns with unstiffened and stiffened box sections or pipe sections subjected to compression and bending. The implementation of the proposed procedure is demonstrated by application to evaluate the strength and ductility capacity of some cantilever columns and a one-story frame. Computed results are compared with the available formulas obtained from previous cyclic experimental or numerical analyses to verify the reliability of the proposed method.