

薄肉及び厚肉断面を有するコンクリート部分充填鋼製橋脚の 統一的耐震照査法

Unified earthquake resistance verification procedure for
partially concrete-filled steel piers with thin- and thick-walled sections

葛 漢彬*・浅田 秀史**・K.A.S. Susantha***・宇佐美 勉****

Hanbin Ge, Hideshi Asada, K.A.S. Susantha and Tsutomu Usami

*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)

**修士(工学) 積水ハウス株式会社 岐阜支店(〒500-8842 岐阜市金町 4-30)

***M.Eng. 名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻博士課程後期課程(〒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)

An ultimate earthquake resistance method, which generally offers satisfactory predictions to experimental results of partially concrete-filled steel piers, is available. For some specimens with relatively thick-walled sections, however, rather conservative predictions are obtained. This study is aimed at offering an unified earthquake resistance verification method for partially concrete-filled steel piers with thin- and thick-walled sections. For this purpose, the failure criterion is modified by adding a verification on steel section part of the composite section and using failure strain obtained from the analysis of member segments instead of that from isolated plate elements. Moreover, a stress-strain relation ignoring the compressive strength after reaching the failure strain is employed for the filled-in concrete. The newly proposed method is verified by comparison with available experimental and analytical data, and the results showed that this method gives a better prediction than the previous method. Finally, a parametric study to examine a difference in the prediction by present and previous methods is carried out.

Key Words: Partially concrete-filled steel piers, thin- and thick-walled sections, Strength, Ductility,

キーワード: コンクリート部分充填鋼製橋脚, 薄肉及び厚肉断面, 強度, ダクティリティ

1. 緒言

コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚に対し, 地震時保有水平耐力の照査を行う際, 想定される破壊点における終局強度とそれに対応する変位を求めておく必要がある。これらを求めるのに必要な荷重-変位関係を Pushover 解析を用いて求め, 保有水平耐力の照査を行う方法が提案されている^{1)~3)}。この照査法においては, 終局点を限界ひずみにより定義した破壊基準を基に求める必要がある。提案されている破壊基準では, コンクリート充填部における鋼断面の限界ひずみの大きさに関らず, 充填されているコンクリートが限界ひずみに達した時点をもって破壊とみなし, 鋼断面に関しては損傷度が定義されていない。しかし, コンクリート充填部の鋼断面の限界ひずみが, 充填コンクリートに比べ非常に大きい厚肉断面

の場合, 充填コンクリートが限界ひずみに達しても鋼断面は限界ひずみに達していないため, コンクリート断面のみで破壊を判定することは, 実際よりも終局変位を低く評価することになる。

そこで, 本研究は, これまでの評価方法にさらに詳細な検討を加え, 薄肉, 厚肉断面を問わず保有水平耐力照査を行うための統一的な破壊基準の構築を目的として行われたものである。具体的には, コンクリート充填部において, コンクリートについてだけでなく, 鋼断面に関しても損傷度を定義し, 評価を行う。すなわち, コンクリートが先に限界ひずみに達し, その後, 鋼断面が限界ひずみに達する場合, コンクリートの損傷度で評価するのではなく, 鋼断面の損傷度で破壊の照査を行う点を新たに付け加えることによって, 破壊基準を構築する。

また、本研究では、新たな破壊基準の提案に先立ち、充填コンクリートの応力-ひずみ関係についても見直しを行う。コンクリートの応力-ひずみ関係は、これまで、コンクリートが限界ひずみに達した後も強度軟化しないと仮定されていたが、上記検討のためには、限界ひずみ以後の挙動を再検討する必要がある。そこで、限界ひずみ以後、コンクリートが破壊し強度を失うモデルを構築することで、限界ひずみ以降の挙動がより現実に近づく解析モデルの構築を試みる。なお、新たな破壊基準を用いた本照査法の妥当性は、過去に行われている実験結果との比較により検証する。最後に、パラメトリックスタディを行うことによって、両照査法による強度と変形能に関する評価の差がどのような場合に発生し、またどの程度になるのかを調べている。

2. 解析手法

本研究では構造解析用汎用プログラム ABAQUS⁴⁾を用いて弾塑性有限変位解析を行った。解析を行うにあたり ABAQUS に用意されている、せん断変形の影響を考慮した Timoshenko のはり理論に基づく平面はり要素 B21 を用いた。なお、 $P-\Delta$ 効果の影響は考慮するが、局部座屈の影響についてはこの段階では考慮しない。後述するように、局部座屈の影響は、別途、終局状態の判定の際に用いられる鋼断面の弾塑性有限変位解析から求めた限界ひずみに含まれている。

解析は、図-1 に示す片持柱形態のコンクリート部分充填鋼製橋脚について、一定荷重 P のもとで水平荷重 H を与える Pushover 解析を行った。そして、与えた水平荷重 H と水平荷重作用点における水平変位 δ の関係 ($H-\delta$ 関係) より、後述の破壊基準を用いて終局変位を求めた。

解析モデルは長さ方向に鋼とコンクリートをそれぞれ 10、4 分割している。また、断面に関しては、鋼断面は箱形断面、充填コンクリートは矩形断面を用い、それぞれ積分点は 21 個としている。このような要素と断面分割は収束解が得られるように確認できている³⁾。

本研究で解析対象とする実験供試体の断面は補剛箱形断面であるが、計算の簡略化のため、文献 1) と同様に等価な無補剛箱形断面に置き換えた。

鋼材の応力-ひずみ関係に関しては、新技術小委員会報告書²⁾で提案されている、図-2 に示すようなひずみ硬化の影響を考慮に入れたモデルを適用した。充填コンクリートの応力-ひずみ関係については、従来は図-3(a) に示されるものを用いてきた。このモデルでは、鋼板によって充填コンクリートが横方向への膨張を拘束されているため、圧縮強度 σ_{sc} に達した後も、強度の低下はないものとしている。また、引張側におけるコンクリートの強度は無視する。このように、現在用いられているコンクリートの応力-ひずみ関係は、限界圧縮ひずみ ε_{uc} が

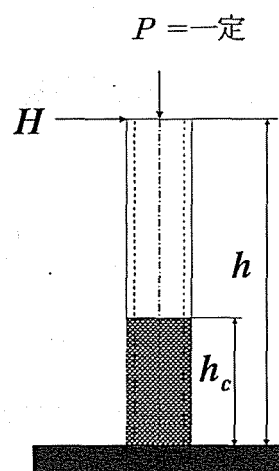


図-1 コンクリート部分充填鋼製橋脚

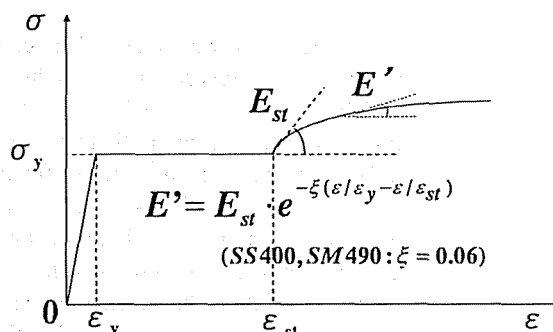


図-2 鋼材の応力-ひずみ関係

1.1%に達した後もコンクリートは強度を失うことなくそのまま持続する(実際は ε_{uc} でコンクリートは破壊すると仮定しているため、それ以後の応力-ひずみ関係は考慮しないことになる)。これに対して、本研究ではコンクリートが限界ひずみに達しても、鋼断面が限界ひずみに達しなければ、構造物全体の破壊とはならないと想定するため、限界ひずみを超えたコンクリートは破壊とみなし、強度を受け持たないものと仮定する。そこで、図-3(b)に示すような、ひずみが限界圧縮ひずみに達した後、強度低下を伴う応力-ひずみ関係を適用した。ここで、軟化勾配を初期接線勾配 E_c の 1/5 としたが、これは、後述する解析上の理由から設定したものである。

3. 破壊基準

(1) 従来の破壊基準²⁾

破壊基準とは、破壊の判定を行い、破壊点を定めるための基準であり、Pushover 解析で得られた水平荷重-水平変位関係において終局水平荷重 H_u およびその点における変位 δ_u を求めるために用いられる。

終局の判定は有効破壊長の概念を導入し、有効破壊長領域における平均圧縮ひずみを用い、損傷度を定義する

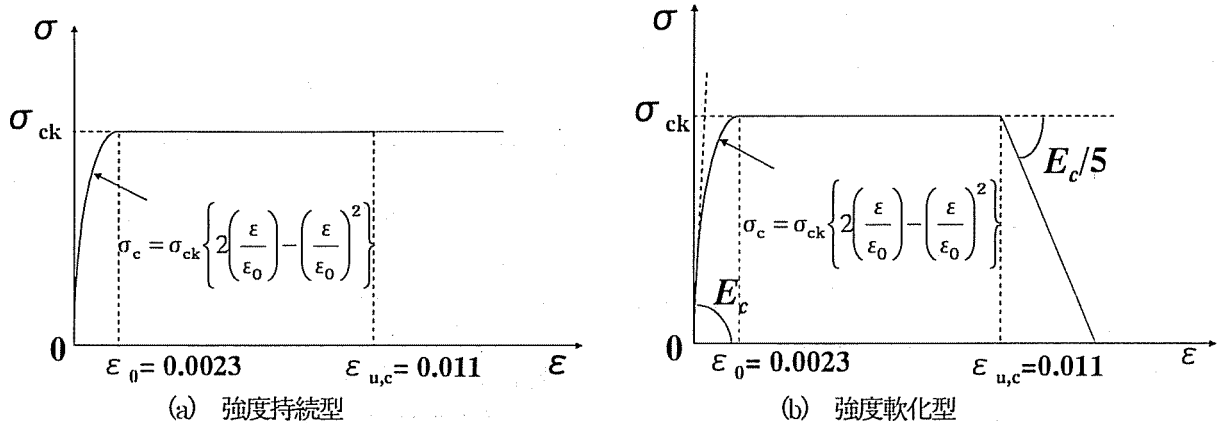


図-3 コンクリートの応力-ひずみ関係

ことによって行う。ここで、有効破壊長とは、破壊の判定を行う照査領域の長さであり、文献 1)、6) などと同様に、コンクリート充填部においてフランジ幅の 0.7 倍、中空鋼断面部においてフランジ幅の 0.7 倍もしくはダイアフラム間隔のいずれか小さいほうを適用する。有効破壊長領域の位置、つまり破壊の照査位置については、構造物の曲げモーメントが大きく、それに伴い圧縮ひずみが大きくなると考えられる領域および断面形状が変化する領域とする。単柱式橋脚の場合、破壊照査位置はコンクリート充填部の最下部および中空断面部のコンクリート充填部上端から上方の部分となる。

損傷度とは、有効破壊長領域の平均圧縮ひずみを限界ひずみで除したものである。平均圧縮ひずみは、コンクリート充填部では平均圧縮ひずみ $\varepsilon_{u,c}$ としてコンクリートの最縁端に発生する圧縮ひずみの有効破壊長領域での平均値を用い、中空鋼断面部では平均圧縮ひずみ $\varepsilon_{u,s}$ として圧縮フランジの最外縁に生じる圧縮ひずみの有効破壊長領域での平均値を用いる。中空鋼断面部の損傷度 D_s とコンクリート充填部の損傷度 D_c はそれぞれ次式で表す。

$$D_s = \frac{\varepsilon_{a,s}}{\varepsilon_{u,s}} \quad (1)$$

$$D_c = \frac{\varepsilon_{a,c}}{\varepsilon_{u,c}} \quad (2)$$

ここで、 $\varepsilon_{u,c}$ 、 $\varepsilon_{u,s}$ はそれぞれコンクリート充填部、および中空鋼断面部の限界ひずみである。前述したように、コンクリート充填部のコンクリートの限界ひずみが 1.1% である。一方、鋼断面の限界ひずみ¹⁾に関しては次のように求められている。橋脚のダイアフラム間のフランジ補剛板を取り上げ、それが純圧縮(載荷辺は剛棒を介して載荷されていると考え、板の幅方向に一樣な変位を長さ

方向に与える)を受ける時の載荷辺での平均応力 σ_a (圧縮力/補剛板断面積) と平均ひずみ ε_a (載荷辺の縮み/補剛板の長さ) 関係を弾塑性有限変位解析より求め、平均応力がピーク値 σ_{max} を過ぎ、 $0.95\sigma_{max}$ まで降下した点での平均ひずみを鋼断面の限界ひずみ $\varepsilon_{u,s}$ とする。解析結果より、以下の経験式が提案されている。

$$\frac{\varepsilon_{u,s}}{\varepsilon_y} = \frac{0.145}{(\bar{\lambda}_s - 0.2)^{1.11}} + 1.19 \leq 20.0 \quad (3)$$

ただし、 $\bar{\lambda}_s \leq 0.2$ のときは $\varepsilon_{u,s}/\varepsilon_y = 20.0$ とする。なお、 $\bar{\lambda}_s$ は補剛材細長比パラメータであり、次式で定義される¹⁾。

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (4)$$

ここで、 $r_s = 1$ 本の補剛材と隣接板パネルよりなる T 形断面 (フランジ総幅 = 補剛板の幅/サブパネル数) の断面 2 次半径、 a = 補剛板の長さ、 Q = 補剛材で囲まれたサブパネルの強度、 σ_y = 降伏応力、 E = ヤング係数である。

先に述べたように、コンクリート充填部、中空鋼断面部それぞれの部分では、有効破壊長領域の平均圧縮ひずみが限界ひずみに達することでその断面の破壊を意味する。すなわち、損傷度が 1.0 に達した時点でその断面が破壊となる。構造物全体にとっての破壊 (すなわち、終局判定) は、両損傷度 (D_c および D_s) のうちどちらかが 1.0 に達するときとする。

以後、コンクリートの応力-ひずみ関係として、図-3(a) に示す強度持続型の応力-ひずみ関係を使用して解析を行い、式(1)と(2)の損傷度で評価した結果を従来法と称する。

(2) 新しい破壊基準

従来の破壊基準では、コンクリート充填部においてコンクリートが破壊に達した時、充填コンクリートの破壊

と同時にコンクリート充填部が破壊したとしている。しかし、コンクリート充填部の鋼断面がコンクリート破壊後も耐力を保ち続けることが可能なケース（すなわち、鋼断面の限界ひずみが1.1%より大きい場合）に対しては、この破壊基準に従えば充填部のセグメントとしての変形能力を過小に評価しかねない。そこで新しい破壊基準では、このようなケースも想定するため、コンクリート充填部では充填コンクリートと鋼の両断面に関して損傷度を定義することとする。以下では、従来法に即して、具体的に破壊基準について述べていく。

中空鋼断面部の損傷度 D_s は、従来の破壊基準で定義された損傷度の式 (1) を用いる。

コンクリート充填部の、鋼断面の損傷度 D_{bs} と充填コンクリートの損傷度 D_{bc} をそれぞれ次式で表す。

$$D_{bs} = \frac{\varepsilon_{a,bs}}{\varepsilon_{u,s}} \quad (5)$$

$$D_{bc} = \frac{\varepsilon_{a,bc}}{\varepsilon_{u,c}} \quad (6)$$

ここで、 $\varepsilon_{a,bs}$ はコンクリートの最縁端に発生する圧縮ひずみの有効破壊長領域での平均値、 $\varepsilon_{u,s}$ はコンクリート充填部の有効破壊長領域での鋼断面の圧縮フランジに発生する圧縮ひずみの平均値である。また、 $\varepsilon_{u,c}$ 、 $\varepsilon_{u,s}$ はそれぞれコンクリート充填部のコンクリート断面と鋼断面の限界ひずみである。

充填コンクリートの限界ひずみは従来法の場合と同様で、1.1%とする。したがって、コンクリート充填部のコンクリートに対する照査は従来法と同様の方法で行われる。すなわち、ここでの D_{bc} は従来法での D_c と同一のものである。

一方、中空断面部およびコンクリート充填部の鋼断面の限界ひずみは、いずれも部材セグメントの解析⁷⁾から得られた破壊ひずみを用いる。部材セグメントの破壊ひずみは以下のように求められている。すなわち、一定圧縮力 P の元で漸増曲げモーメント M を受ける補剛箱形断面の弾塑性有限変位解析から得られた M - P - Φ (平均曲率) の関係より、最大強度 M_{max} の95%まで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している。なお、次式に示される推定式が得られている。

$$\frac{\varepsilon_{u,s}}{\varepsilon_y} = \frac{0.8(1 - P/P_y)^{0.94}}{(R_f \cdot \bar{\lambda}_s^{0.18} - 0.168)^{1.25}} + 2.78(1 - P/P_y)^{0.68} \leq 20.0 \quad (7)$$

上式はフランジ幅厚比パラメータ R_f 、補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ 、および軸力比 P/P_y (P_y = 全断面降伏荷重) の関数で表されている。 R_f は次式で定義される。

$$R_f = \frac{b}{nt} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k\pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (8)$$

ここで、 b = フランジ板幅、 t = 板厚、 n = サブパネル数、 k = 座屈係数 (=4.0)、 ν = ポアソン比である。なお、この式の適用範囲は $R_f = 0.3 \sim 0.7$ 、 $P/P_y = 0.0 \sim 0.5$ である。

コンクリート充填部において、充填コンクリートの損傷度 D_{bc} と鋼断面の損傷度 D_{bs} のどちらを適用するか、その判定基準を以下に示す。

コンクリート充填部において、鋼とコンクリートの平均圧縮ひずみとそれぞれの破壊ひずみとの比較により、適用すべき損傷度が決定される。すなわち、コンクリートより先に鋼断面が破壊ひずみに達している場合、言い換えれば鋼断面が破壊してもコンクリートが耐力を受け持つとき、コンクリートの損傷度 D_{bc} を適用し、逆にコンクリートが先に破壊ひずみに達する場合は、コンクリートが破壊しても鋼断面が耐力を受け持つとき、鋼断面の損傷度 D_{bs} を適用する。

なお、コンクリートの応力-ひずみ関係として、図-2(b)に示される強度軟化型の応力-ひずみ関係を使用し、解析を行う。

以後、コンクリート充填部の損傷度として式(5)、(6)に示す損傷度で破壊照査した結果を、新提案法と称する。

従来法から新提案法への変更点をまとめると、以下のようである。

- (1) コンクリート充填部における照査は、コンクリートだけでなく、鋼断面も行う。ただし、終局判定は限界ひずみの大きいほうで行う。
- (2) 中空鋼断面と充填部の鋼断面の限界ひずみに部材セグメントの提案式 (式 (7)) を適用する。
- (3) コンクリートの応力-ひずみ関係は限界ひずみに達した後強度を失うものとする。

4. 実験結果による検証

本解析の結果を報告する前に、まずコンクリートの軟化勾配の決定について述べる。前述したように、本解析モデルにおいては、コンクリート充填部の破壊照査ではコンクリートと鋼の両方について行っており、充填コンクリートが先に破壊に達しても鋼断面は破壊にまで至っていなければ、鋼断面で耐力を受け持つと考えている。ところで、鋼板により拘束されたコンクリートの拘束効果および最大圧縮強度後の軟化挙動については、充填コンクリートの強度のみならず、鋼板の幅厚比と鋼材の性質などにも依存するので、この挙動を精度良く予測できるファイバー解析用の構成則の開発に関する研究が非常に少ないのが現状である。本研究では、文献 1) などで提案したモデルを準用するが、限界ひずみが1.1%以後強

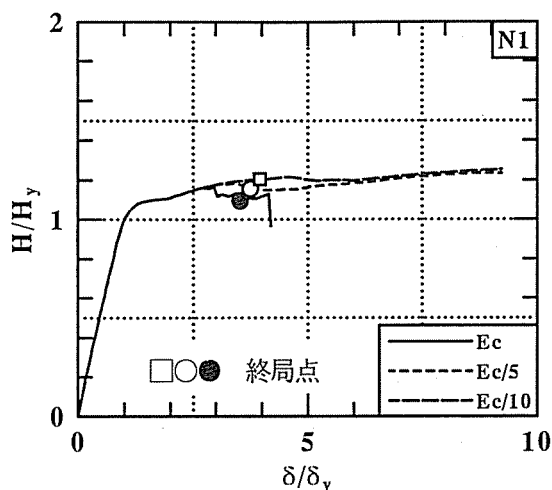


図-4 コンクリート軟化勾配の決定

度を受け持たないものとする。しかし、このようなモデルをそのまま解析に適用すると収束が困難であるため、それに近い軟化勾配を代用することにした。軟化勾配の値を定めるために、 E_c （コンクリートの初期剛性）、 $E_c/5$ および $E_c/10$ と設定したときの解析を行った。解析結果の1例を図-4に示してあるが、軟化勾配を $E_c/5$ と $E_c/10$ とした場合、検討の対象となったすべての実験供試体の解析で収束を得たため、本研究では軟化勾配を $E_c/5$ とした。ただし、このように設定した軟化勾配は明確な根拠がないことは言うまでもない。鋼板の拘束効果を考慮した充填コンクリートの応力-ひずみ関係（例えば、文献8））を用いたより厳密な解析による検討は現在行われており、別途報告する予定である。

なお、収束性について若干の補足をするが、軟化域を含めた応力-ひずみ関係を用いたファイバー解析においては要素と断面内の分割に依存するとよく言われているが、本研究で検討したところでは、要素の分割を前述した数から倍にした場合は両者に僅かな差が出たことが確認された。また、軟化勾配が緩やかになるほど、差はなくなる傾向がある。さらに、増分幅も収束性に対する影響がある。軟化勾配が非常に大きい場合、増分幅をある程度小さくする必要がある。

さらに、軟化勾配が終局状態の判定に及ぼす影響についても少し触れてみる。図-4で示したように、 $E_c/5$ と $E_c/10$ としたとき、終局状態における強度と変形能が多少異なる。軟化勾配が大きくなるほど破壊が先に達することになる。ただし、両者の差はそれほど大きくない。

新提案法を検証するための解析では、文献3)、9)および10)で報告されているコンクリート部分充填鋼製橋脚の繰り返し載荷実験供試体を用いる。ここでは、計8体の実験供試体について、従来法と新提案法による解析結果と繰り返し載荷実験結果の包絡線との比較を行う。その例として、SC40-35-20HとN-3という2つの実験供試

体に対する解析の結果を図-5と図-6に示す。図では実線、破線および鎖線がそれぞれ新提案法、従来法および実験の結果を表している。また、(a)～(d)の各プロットはそれぞれ、水平荷重-水平変位関係、中空鋼断面部の損傷度-水平変位関係、コンクリート充填部のコンクリートの損傷度-水平変位関係および鋼断面の損傷度-水平変位関係である。ただし、従来法ではコンクリート充填部の鋼断面に対する照査を行わないので、プロット(d)には新提案法の結果のみであることに注意されたい。なお、水平荷重と水平変位の無次元量 H_y と δ_y は、それぞれコンクリートを無視した鋼柱に対する降伏水平荷重と降伏水平変位である。ただし、せん断変形の影響は考慮してある。さらに、プロット(a)に示される実験結果の終局点については、終局状態を最大荷重の95%まで低下した点と考え、最大荷重の95%の値 H_{95} とそれに対応する変位 δ_{95} の点が示されている。

まず、SC40-35-20H 供試体の場合、図-5(a)に見られるように、実験では最大荷重 H_{max} と H_{95} の点に対応する変位はそれぞれ $8\delta_y$ 、 $10.5\delta_y$ 程度で、大きな変形能力を有することを呈している。これは、この供試体のコンクリート充填高さが $0.2h$ と低いが、幅厚比パラメータ R_f が 0.368 と小さく比較的厚肉の断面を有し、部材セグメントの変形能が大きいためと考えられる。また、図-7に実験終了後の写真を示しているが、中空断面部に手で触ると分る程度の小さな座屈が生じており、柱基部のコンクリート充填部で大きな損傷が確認できた。このように、柱基部に局部座屈が集中したため座屈の進展が早く、急激な耐力低下が見られた（図-5(a)）。これに対して、従来法による結果（図-5(b)と(c)）をみると、中空鋼断面部はコンクリート充填部のコンクリートより早く破壊に達し、そのときの変位は約 $4.5\delta_y$ 程度となっている。この結果は実験値に比べて安全側にあるものの、破壊個所の予測が実験と異なっている。一方、新提案法による結果ではコンクリート充填部のコンクリートと鋼断面の損傷度 D_{bc} と D_{bs} が中空鋼断面部の損傷度 D_s より早く 1.0 に達したため、充填部で破壊する結果となり、実験現象と一致している。終局状態の判定に関しては、充填部の鋼断面の限界ひずみが 1.86% であり、コンクリートの限界ひずみ（ 1.1% ）より大きいため鋼断面の損傷度が適用された。その結果、コンクリート充填部の鋼断面で破壊に達したとき、橋脚は終局状態を迎え、その変位は $4.5\delta_y$ 程度から $8\delta_y$ 程度となり、図-5(a)に示される H - δ 関係を見ると、実験値に、かなり近い値が得られた。このように、新提案法では部材セグメントを用いているため、鋼断面の限界ひずみが大きくなり、破壊位置が中空断面部からコンクリート充填部が変わることで、終局変位は従来法に比べ大きな値となった。強度については、解析と実験との差は大きい。これは、文献8)で述べたように、この

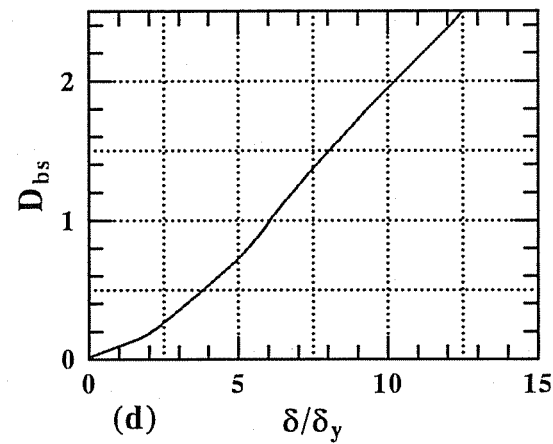
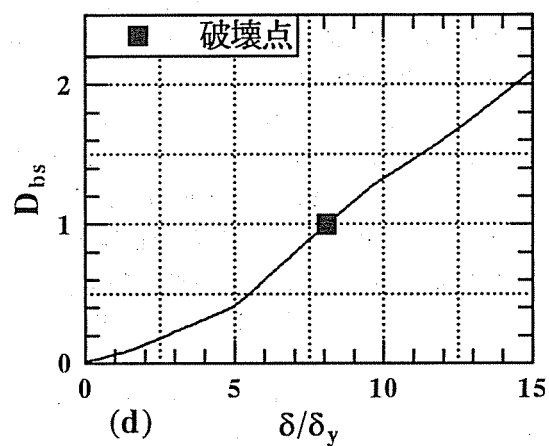
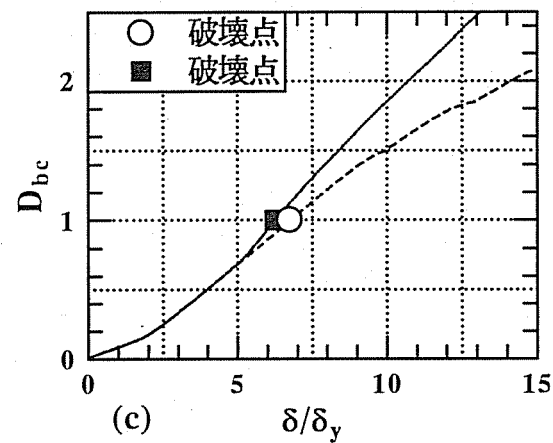
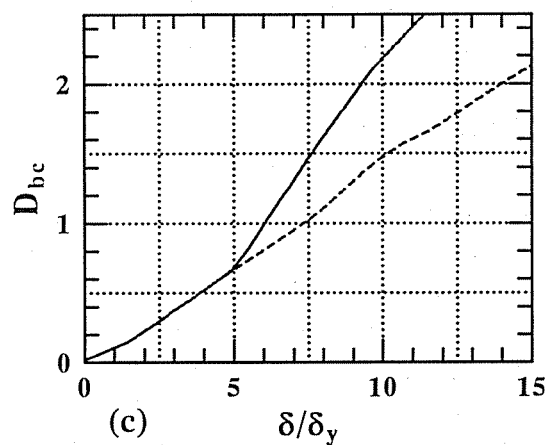
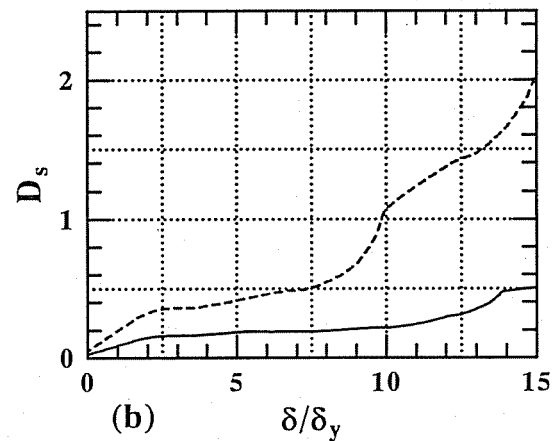
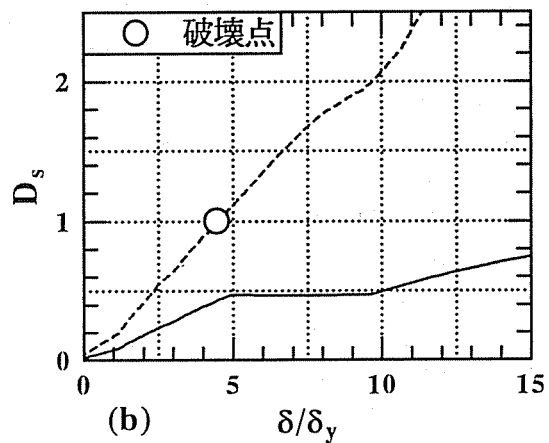
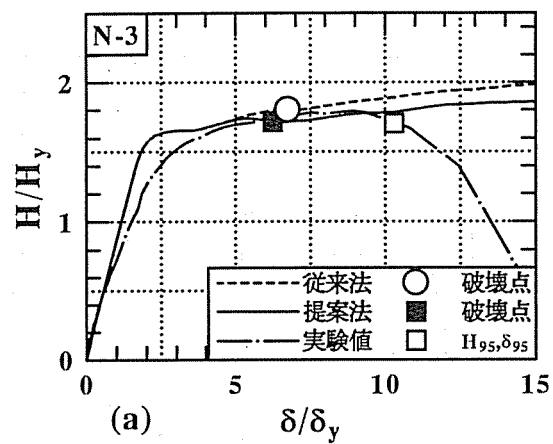
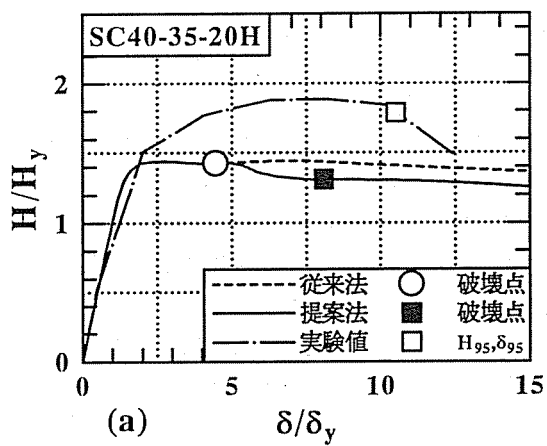


図-5 SC40-35-20H の解析結果

図-6 N-3 の解析結果



図-7 SC40-35-20H の破壊状況



図-8 N-3 の破壊状況

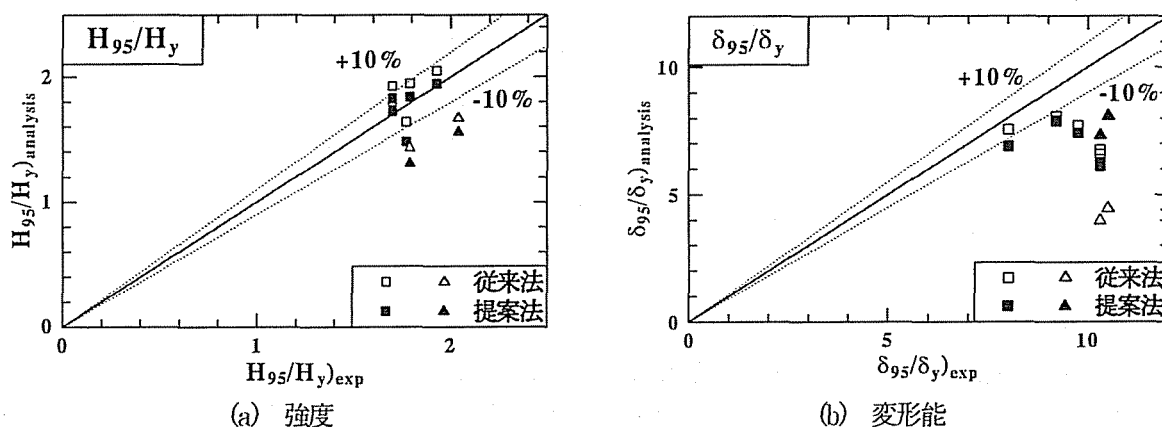


図-9 強度と変形能の比較

実験供試体に対して3回のハイブリッド地震応答実験を行った後に静的繰り返し実験を実施しているため、3波の地震動を受けたことにより生じた材料性質の変化などに起因している可能性があると思われる。

次に、図-6に示すN-3についてであるが、この供試体の幅厚比パラメータ R_f が0.488で、比較的薄肉の断面を有している。実験では、図-8に示されるように、中空鋼断面には座屈変形が見られず、コンクリート充填部で破壊している。また、図-6(a)より分るように、 H_{95} の荷重点での変位は約 $10\delta_y$ である。従来法による評価は、図-6(b)と(c)に示されるように、鋼断面の損傷度に比べ、コンクリート充填部のコンクリートの損傷度が約6.5 δ_y で1.0になり、この点が終局点と判定された。この結果は、実験値の最大荷重点を非常に良く予測しているが、 H_{95} の荷重点に対しては若干安全側の評価をしている。一方、新提案法の結果を見ると、充填コンクリート断面で破壊に至るという形態は、従来法との違いはないが、終局変位としては新提案法の方が僅かに小さく評価され

た。また、従来法と同様に、コンクリート充填部のコンクリートで終局判定がなされている。これは、中空鋼断面の補剛材剛比(γ/π)が3.0程度であるのに対して、コンクリート充填部の鋼断面の補剛材剛比(γ/π)が1.0程度と比較的小さく、部材セグメントの限界ひずみが1.06%で、コンクリートの限界ひずみの方が大きいためである。なお、従来法より新提案法の変形能が僅かに小さかった理由は、用いたコンクリートの応力-ひずみ関係が従来法では限界ひずみに達しても耐力は低下しないのに対し、新提案法では破壊ひずみに達した後、強度が低下するようにしたからである。

図-9は、本研究で解析した8体の供試体について従来法と本提案法による終局点の強度と変形能を実験結果との比較を行ったものである。この図から分るように、各解析法による終局強度の差は小さいが、変形能にはばらつきが見られた。1つのケース(N-4供試体で、幅厚比パラメータが0.7以上であり、限界ひずみの適用範囲を越えているためプロットから除外した)を除いて、新

表-1 パラメトリック解析の詳細

ケース	$\bar{\lambda}$	R_f	γ/γ^*	$\bar{\lambda}_s$	h_c/h	$\varepsilon_{u,s}/\varepsilon_y$		H_u/H_y		δ_u/δ_y	
						式(3)	式(7)	従来法	提案法	従来法	提案法
1	0.3	0.30	1.00	0.290	0.30	3.28	20.0	1.62	1.71	4.36	10.2
2		0.35	1.01	0.337	0.30	2.50	12.2	1.65	1.67	4.48	6.40
3		0.40	1.00	0.386	0.30	2.13	8.82	1.68	1.67	4.63	5.09
4		0.50	1.01	0.497	0.30	1.75	5.97	1.75	1.73	5.13	4.91
5		0.60	1.01	0.617	0.50	1.57	4.78	1.81	1.79	5.09	5.02
6		0.70	1.01	0.750	0.50	1.47	4.14	1.87	1.85	5.34	5.27
7	0.4	0.30	1.00	0.290	0.30	3.28	20.0	1.58	1.63	3.82	9.28
8		0.35	1.01	0.337	0.30	2.50	12.2	1.61	1.63	3.93	5.58
9		0.40	1.00	0.386	0.30	2.13	8.82	1.64	1.64	4.07	4.55
10		0.50	1.01	0.497	0.30	1.75	5.97	1.71	1.70	4.41	4.36
11		0.60	1.01	0.617	0.50	1.57	4.78	1.78	1.77	4.45	4.43
12		0.70	1.01	0.750	0.50	1.47	4.14	1.83	1.83	4.67	4.67
13	0.5	0.30	1.00	0.290	0.30	3.28	20.0	1.55	1.55	3.44	8.85
14		0.35	1.01	0.337	0.30	2.50	12.2	1.58	1.60	3.53	5.03
15		0.40	1.00	0.386	0.30	2.13	8.82	1.62	1.62	3.69	4.13
16		0.50	1.01	0.497	0.30	1.75	5.97	1.68	1.68	4.01	4.01
17		0.60	1.01	0.617	0.50	1.57	4.78	1.75	1.75	4.01	4.01
18		0.70	1.01	0.750	0.50	1.47	4.14	1.81	1.81	4.24	4.24

提案法は実験結果より全般的に安全側の予測をしている。特に、比較的薄肉な断面の供試体では従来法と新提案法による評価はほぼ同じではあるが、比較的厚肉の断面の供試体（図-9(b)で△、▲のマーク）では従来法に比べ新提案法は実験結果を精度よく推定できている。したがって、新提案法は薄肉断面のみならず厚肉断面の橋脚にも適用でき、統一的に照査できる手法と考えられる。

5. パラメトリックスタディ

前節では、比較的厚肉の断面から構成される鋼製橋脚の場合、従来法による終局変位の予測はかなり安全側となり、新提案法の方が従来法に比べ実験結果により近い結果を与えることについて述べた。本節では、この2つの照査法を用いて求められた強度と変形能はどういう場合にどの程度の差があるか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説明する。

解析は表-1に示した18ケースについて、それぞれ従来法と新提案法の2つの照査法にしたがって行った。これらの解析モデルでは幅厚比パラメータ R_f が0.3~0.7、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が0.3~0.5である。断面はフランジとウェブパネルに2本の補剛材を有する正方形補剛箱形断面であり、補剛板の縦横比は1.0、補剛材の剛比は最小必要剛比の1倍程度とした。その結果、補剛材の幅厚比パラメータ（式(8)で座屈係数 $k=0.425$ とおいた式）の値

は0.36から0.45で、0.5以下であることが確認されている。また、コンクリートの充填高さは、柱基部すなわち充填コンクリート合成断面で破壊となるように、 $0.3h$ (h =柱の高さ)と $0.5h$ とした。言い換えれば、中空鋼断面で破壊するようなケースが含まれていない。使用した鋼材はSM490で、その材料定数は公称値を用い、応力-ひずみ関係は文献2)で提案されているひずみ硬化の影響を考慮したもの（図-2参照）である。コンクリートの圧縮強度は 15.7N/mm^2 と仮定した。なお、軸力比 P/P_y は0.15とした。

図-10に、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が0.3で、幅厚比パラメータ R_f が0.3~0.7の6ケースについての従来法と新提案法による水平荷重-水平変位関係の比較を示す。この図から分るように、終局強度はいずれのケースにおいてほぼ同程度である。しかし、変形能に関しては、 R_f が0.4以下の場合、両照査法による終局点の変位に差が出ており、かつ R_f が小さくなるほど差は大きい。一方、 R_f が0.5以上となると、両者の差はほとんど見られない。各ケースの終局時の破壊パターンを見ると、従来法ではコンクリート充填部の断面照査がコンクリートのみに対して行われており、どのケースでもコンクリートの最外縁の平均ひずみが限界ひずみの1.1%に達した時点で終局を迎えている。その結果、幅厚比パラメータの大きさに関わらず、いずれも5%程度の変形能が得られている。一方、

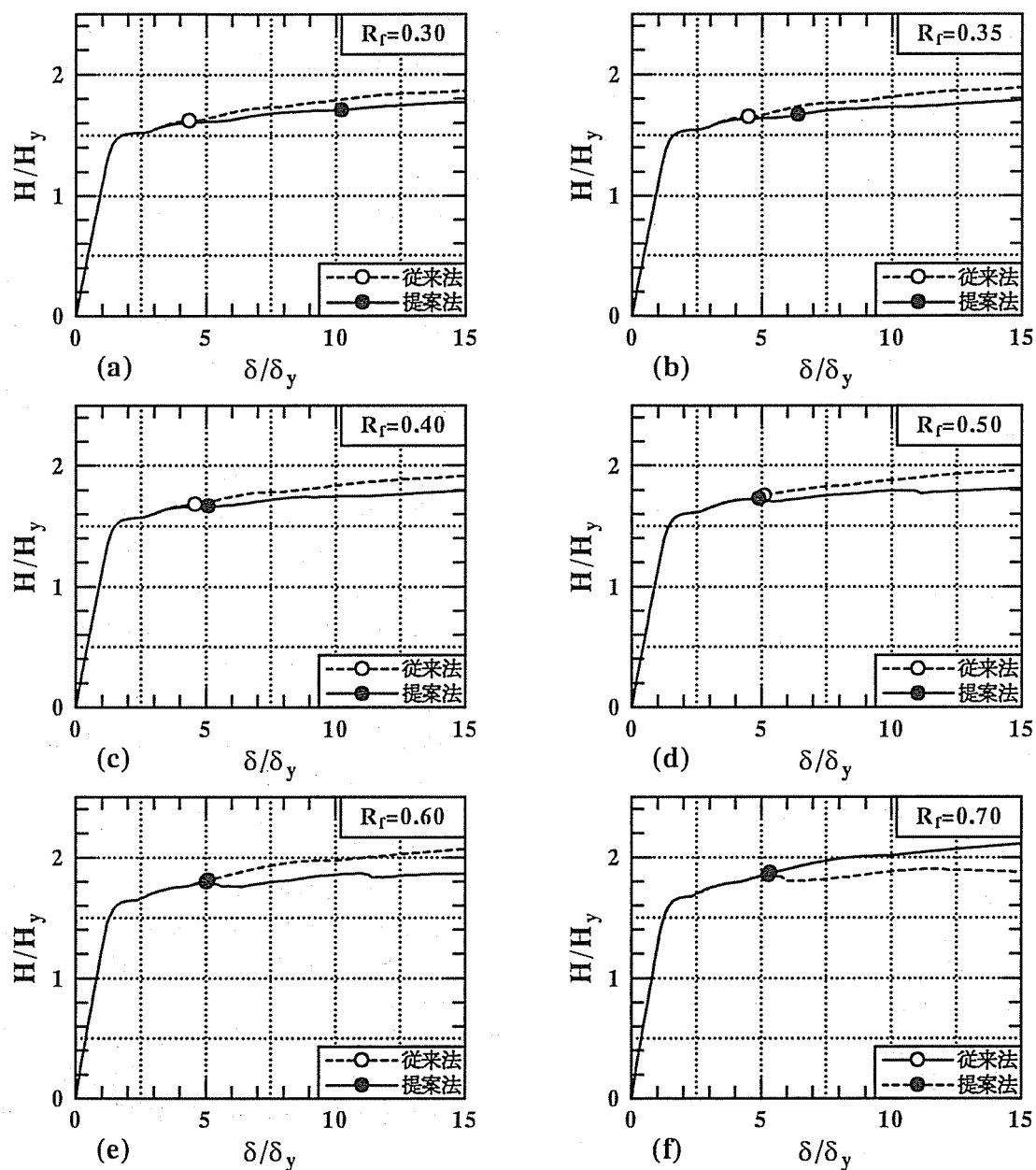


図-10 従来法と提案法との比較：水平荷重-水平変位関係 ($\bar{\lambda}=0.3$)

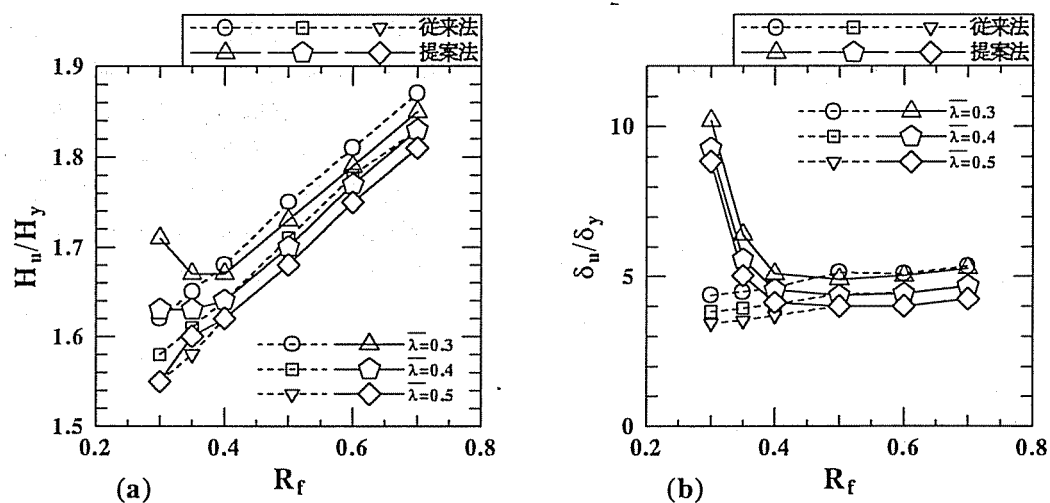


図-11 従来法と提案法との比較：強度と変形能

新提案法ではコンクリート充填部の断面照査はコンクリートと鋼の両方に対して行っているため、コンクリートは破壊に達しても鋼断面の変形能が大きければ橋脚全体の変形能も大きくなる。そのため、 R_f が 0.4 以下の 3 ケースでは鋼断面の限界ひずみが 1.1% より大きいため、充填コンクリート部の破壊判定はコンクリートでなく鋼断面であるので、従来法より大きな変形能を得ることになる。また、 R_f が 0.5 以上の 3 ケースではコンクリートの破壊が充填部の終局状態を支配するため、従来法とほぼ同様な結果となっている。

すべての解析ケースの強度と変形能を図-11 に示してある。同図から見られるように、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が 0.4 と 0.5 の場合でも $\bar{\lambda}=0.3$ の場合と同様な傾向がある。すなわち、 $R_f > 0.4$ の場合、従来法と新提案法はほぼ同様な評価となり、 $R_f \leq 0.4$ の場合、従来法は新提案法より小さく評価される。したがって、 $R_f \leq 0.4$ の橋脚を設計するには従来法は過小評価となるため、新提案法を適用することが推奨される。

6. 結言

本研究は、コンクリートを橋脚基部に部分充填した鋼製橋脚の耐震性能を評価する手法について、解析的な検討を行ったものである。具体的には、コンクリート充填部の耐震性能照査方法を改善し、比較的厚肉のコンクリート部分充填鋼製橋脚に対しても従来の評価法の適用が可能な新提案法を提示した。解析は過去に行なわれた静的繰返し載荷実験 8 体について、従来法と新提案法によって強度と変形能を推定し、実験結果との比較から従来法および新提案法の妥当性を検討した。従来法および新提案法のどちらにおいても、終局強度の推定値は、ほぼ同程度であったが、変形能の推定は比較的厚肉の断面を有する橋脚に対して新提案法の方が実験結果をより精度よく推定できた。

また、パラメトリック解析の結果によれば、本研究で検討したパラメータの範囲内では、 $R_f > 0.4$ の場合、従来法と新提案法による差はほとんどなく、 $R_f \leq 0.4$ の場合、従来法は新提案法より小さく評価されることが分かった。このことから、比較的薄肉の断面を有する鋼製橋脚については 2 つの照査法のどれを用いてもよいが、比較的厚肉の断面で構成される鋼製橋脚の照査を行うときは従来法が安全側に過小評価する場合があるので、新提案法による照査はより妥当と考えられる。

以上から、解析結果と実験結果との比較およびパラメトリック解析の結果を総括すると、次のことが言える。従来法は $R_f (\leq 0.4)$ によっては非常に安全側の予測を下すが、本研究で提示した新照査法は R_f にはよらず、より良い予測を与える統一的な手法である。

今後の課題として、拘束の効果をより厳密に考慮した

コンクリートの応力-ひずみ関係による検討と、より多くの単柱式橋脚およびラーメン橋脚の実験結果による新提案法のさらなる検証が挙げられる。

参考文献

1. 宇佐美勉, 鈴木森晶, Iraj H.P.Mamaghani, 葛 漢彬: 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の提案, 土木学会論文集, No.525/I-33, pp.69-82, 1995.10.
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 WG(主査: 宇佐美勉): 鋼橋の耐震設計のための新技術, 1996.
3. 宇佐美勉: Pushover 解析による鋼製橋脚の地震時保有水平耐力照査, 第 1 回地震時保有水平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, 1998.12.
4. ABAQUS/Standard User's Manual: Ver.5.7, Habbitt, Karlsson & Sorensen Inc., 1998.
5. 土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会, 日本鋼構造協会次世代土木鋼構造物研究特別委員会・鋼橋の耐震設計小委員会(委員長: 宇佐美勉): 鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化, 2000.4.
6. 葛 漢彬, 宇佐美勉: コンクリートを部分的に充填した鋼箱形断面柱の終局強度と変形能に関する解析的研究, 土木学会論文集, No.513/I-31, pp.77-88, 1995.4.
7. 鄭 沂, 葛 漢彬, 宇佐美勉: 鋼構造物の強度と変形能の統一的評価法, 第 3 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.25-32, 2000.1.
8. 渡辺 浩, 崎元達郎: コンクリートを充填した角形充填柱の局部座屈を考慮した地震応答解析, 土木学会論文集, No.647/I-51, pp.357-368, 2000.4.
9. 才塚邦宏, 宇佐美勉: コンクリート部分充填鋼製橋脚の終局耐震設計法と耐震実験による検証, 土木学会論文集, No.570, pp.287-296, 1997.7.
10. 天野麻衣, 葛西昭, 宇佐美勉, 葛 漢彬, 岡本真悟, 前野裕文: コンクリート部分充填鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験的及び解析的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.179-188, 1998.3.

(2000 年 9 月 14 日 受付)