

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

宇佐美勉¹・鈴木森晶²・Iraj H. P. Mamaghani³・葛 漢彬⁴

¹フェロー会員 D.Sc. 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

²正会員 工修 名古屋大学助手 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

³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在学中 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

⁴正会員 工博 名古屋大学助手 工学部土木工学科 (〒464-01 名古屋市千種区不老町)

本研究は、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1つの提案を行ったものである。基本的な考えは現行道路橋示方書に準じているが、水平荷重-水平変位関係は弾塑性有限変位解析によって求める。部材の破壊は、コンクリート充填部については、有効破壊長の領域でのコンクリートの平均ひずみが0.6%に達した状態、また中空断面部については有効破壊長の領域でのフランジの平均ひずみが別途定めた補剛板の限界ひずみに達した状態と仮定した。提案した手法によって求めた極限強度と変形能は実験結果と比較検討され、妥当性が検証されている。

Key Words : steel bridge pier, concrete-filled column, deformation, seismic design, failure

1. 緒言

平成7年1月17日に兵庫県南部を襲った直下型地震は、同地域の社会基盤施設に未曾有の損害を与えた。外力が設計で考慮している地震荷重を大幅に上回り、かつ大きな損傷を受けた構造物が比較的古い基準で設計されたものとはいえ、構造物の崩壊メカニズムを徹底的に調査研究し、今後の設計基準の見直しに反映していく必要がある。

今回の地震による鋼製橋脚の被害は、鉄筋コンクリート橋脚に比べれば少なかった。地盤の液状化、側方流動に起因すると考えられる損傷を除けば、T形橋脚の支柱の圧壊、ラーメン橋脚隅角部下の柱部の溶接および母材の割れ、パイプ断面柱の中間部の局部破壊等が、現時点で著者等が知り得た範囲内での大きな被害である。その他、箱形断面柱の局部座屈、ラーメン橋脚のはり部のせん断による局部座屈などが多数見られたが、これらは比較的軽微な損傷と考えられる。

鋼製橋脚の損傷が同時期に建設された鉄筋コンクリート橋脚に比べ軽微のものが多かった理由の1つとして、橋脚基部に充填されている車両衝突防止用のコンクリートの存在が挙げられる。中詰コンクリートの強度は160kgf/cm²程度と低いが、柱基部の構成要素の局部座屈の発生を防止することにより耐震性能(強度と変形能)の向上に大いに貢献をしたと考えられる。これは、過去の実験より分かっている事実である^{1)~3)}。この効果をよりいっそう発揮させ、かつ自重軽減を意図

した鋼製橋脚が、標記の「コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚」で、名古屋大学^{1)~4)}を初め、2,3の研究機関^{5)~9)}で精力的に研究が進められている。これまでに行われた箱形断面鋼製橋脚(片持柱)の準静的およびハイブリッド地震応答実験から得られた、耐震性向上に関する知見をまとめると以下ようになる。

- (1) コンクリートを柱基部から柱長の30%程度の高さまで充填する。
- (2) 充填コンクリート上部にはダイアフラムを設ける。
- (3) 板パネルの幅厚比は道路橋示方書の圧縮補剛板の限界幅厚比以下(式(9)の R で0.5以下)にする。
- (4) 縦方向補剛材剛比は線形座屈理論から得られる最適剛比¹⁰⁾ γ^* の3倍以上とする。
- (5) ダイアフラムを密に配置する。
- (6) コンクリート充填部の角溶接は全断面とけ込みグループ溶接とする。
- (7) 充填コンクリートは、比較的低強度のコンクリート(160~240kgf/cm²程度)を使用する。
- (8) 断面変化点の抵抗モーメントに余裕を持たせる¹¹⁾。

本研究は、片持柱タイプのコンクリート部分充填鋼製橋脚の2次設計法(地震時保有水平耐力照査法)について述べたものである。文献11)および12)では、無補剛箱形断面鋼製橋脚の2次設計法について触れたが、本論文では補剛箱形断面を取り扱っている。また、先の論文では、コンクリート充填部および中空断面部のある長さ領域(有効破壊長と称し、フランジ幅の0.7倍の長さ。Fig.6参照)の平均曲率のいずれかが、限界曲

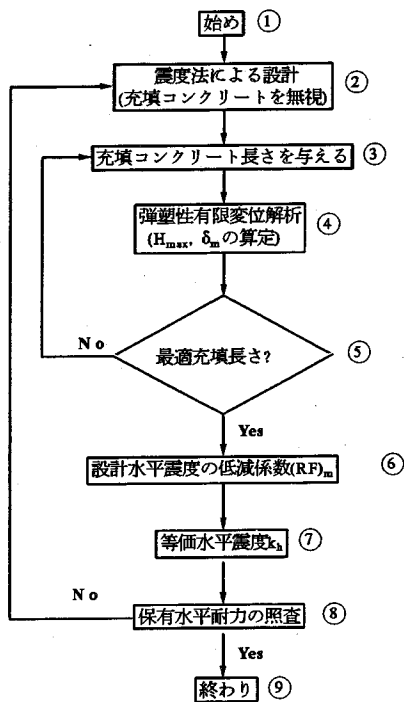


Fig.1 Flow chart

率に達した状態を終局状態と考えた。本論文では、曲率の代わりに、平均圧縮ひずみで限界状態を判定するが、基本的な考えは前論文と同じである。

2. 設計の流れ

ここで述べる地震時保有水平耐力照査法は現行道路橋示方書¹³⁾ (以下道示と略称する) に準拠したものであり、Fig.1 にそのフローを示す。以下、主要なプロセスについて内容を記す。

②：震度法による設計では充填コンクリートを無視する。従って、設計法は現行設計法と変わるところがない。ただし、縦方向補剛材剛比 γ は、中空断面部については、線形座屈理論から得られる最適剛比 γ^* の3倍以上とし、コンクリート充填部については、最適剛比以上とする。

③：コンクリートの充填高さを与えるが、片持柱では、柱の高さの30%程度を初期値として与える。

④：3節で述べる方法により水平荷重-水平変位関係を求め、4節の破壊基準を基に最大水平荷重 H_{max} 、それに対応する水平変位 δ_m を求める。

⑤：破壊の照査点での損傷度(4節参照)が著しく異なるときは、充填コンクリートの高さを変える。

⑥：6節で述べるエネルギー一定則により設計水平震度の低減係数 $(RF)_m$ を求める。

⑦：道示と同様に、設計水平震度に低減係数を乗じて等価水平震度を求める。

⑧：道示と同様な方法で地震時保有水平耐力の照査を行う。

以下の節では、項目④~⑥の内容についてより詳しく述べる。

3. 水平荷重-水平変位関係の計算方法

(1) 概要

水平荷重-水平変位関係 ($H-\delta$ 関係) は、Fig.2 に示すように、一定鉛直荷重 P の元での、水平荷重 H とそれに対応する自由端の水平変位 δ の関係である。ただし、Fig.2(b) のような構造では鉛直荷重 P によっても水平変位が生ずるが、 δ は水平荷重が作用してからの値をとるものとする。道示では、鉄筋コンクリート橋脚に対して、微小変位理論に基づく弾塑性解析により $H-\delta$ 関係を求めている。鋼製橋脚の場合には、 $P-\Delta$ 効果の影響が大きくなることが予想されるため、有限変位の影響を弾塑性解析に取り入れる。ただし、局部座屈の影響はこの段階では考えない。

骨組構造物の弾塑性有限変位解析については数多くの手法が発表されている¹⁴⁾ が、ここで取り扱っているような幾何学的非線形性の余り強くない問題では、どの方法を用いても大差ない結果が得られる。前論文(11)と(12)では、断面のモーメント-軸力-曲率関係 ($M-P-\Phi$ 関係) を有限要素法により部材の長さ方向に積分する手法を用いた。これは、部材軸線の不伸張を仮定して曲げ変形のみを考慮し、かつ要素の座標変換マトリックスは初期状態(無載荷状態)に固定した解析方法であったため、幾何学的非線形性の取扱いが最も粗い方法(Beam-column理論による解¹⁴⁾ と同等)である。しかし、この種の問題ではこの方法でも十分精度の良い結果が得られる。しかしながら、この方法では $M-P-\Phi$ 関係をあらかじめ求めておく必要があること、ひずみが直接算定できないこと、骨組構造物に対しては特別の工夫が要る¹⁵⁾ こと、など汎用性に欠けるきらいがある。そこで、本論文では、一般の平面骨組構造物にも適用可能な、軸線の変形も考え、かつ移動座標に基づく方法を用いた。具体的な計算方法は文献(16)によったが、構成則(断面力とそれに対応する変形の関係)は断面を微小要素に分割して積分して求める通常の方法^{17),18)} を用いている。その際、コンクリートと鋼の付着は完全とし、平面保持の仮定を用いている。

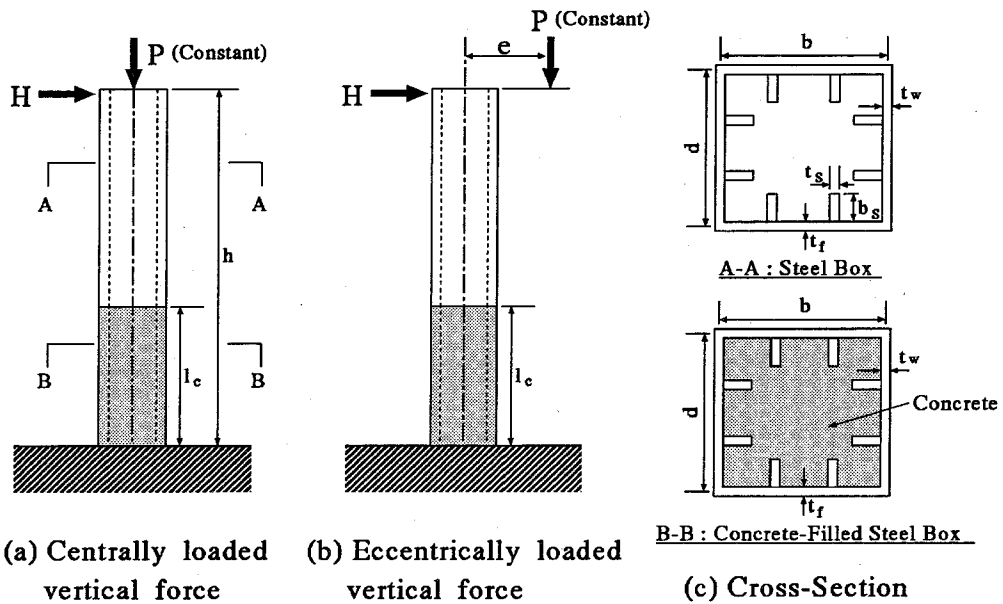


Fig.2 Stiffened box columns

(2) 等価断面

Fig.2 に示す柱の解析に際しては、補剛箱形断面をそのまま用いても良いが、計算の簡略化のため、等価な無補剛箱形断面に置き換える。置換は、次のような条件で行う (Fig.3 参照)。

- (1) 断面の外形は変わらない (断面の幅 B 、高さ D_w は不変)。
- (2) 断面積は変わらない。
- (3) z 軸回りの全塑性モーメントは変わらない。

これらの条件より、置換断面のフランジ板厚 \bar{t}_f 、ウェブの板厚 \bar{t}_w は、条件 (2), (3) を表す次式を解くことによって容易に求められる。

$$2[B\bar{t}_f + (D_w - 2\bar{t}_f)\bar{t}_w] = A \quad (1)$$

$$B\bar{t}_f(D_w - \bar{t}_f)\sigma_{yf} + \frac{1}{2}(D_w - 2\bar{t}_f)^2\bar{t}_w\sigma_{yw} = M_p \quad (2)$$

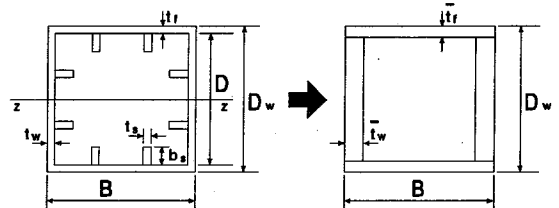
ここで、 σ_{yf} = フランジの降伏応力、 σ_{yw} = ウェブの降伏応力、 A = 補剛箱形断面の全断面積、 M_p = 補剛箱形断面の全塑性モーメントである。

例えば、フランジとウェブの降伏応力が同じ ($\sigma_{yf} = \sigma_{yw} = \sigma_y$) とすれば、 \bar{t}_f 、 \bar{t}_w は次式で与えられる。

$$\bar{t}_f = \frac{4Z - AD_w}{2(BD_w - A)} \quad (3)$$

$$\bar{t}_w = \frac{A - 2B\bar{t}_f}{2(D_w - 2\bar{t}_f)} \quad (4)$$

ここで、 Z は補剛箱形断面の塑性断面係数である。



(a) Original Stiffened Section (b) Equivalent Unstiffened Section

Fig.3 Equivalent section concept

なお、誤解のないように補正をするが、断面の置換は、あくまでも局部座屈を考えなくてもよい解析に際して行うものである。局部座屈の影響は、別途、次節で述べるように元の補剛箱形断面に対して考慮する。

(3) 構成則および残留応力

鋼材の応力-ひずみ関係にはひずみ硬化の影響を考慮する。ここでは、SS400, SM490 および SM570 材の引張試験¹⁹⁾ から得られた Fig.4 の応力-ひずみ関係を用いる。また、コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係は、Fig.5 を用いる。コンクリートの破壊は、鋼板による拘束効果により、0.6%まで生じないと仮定している^{11), 12)}。さらに、コンクリートの引張強度は無視している。

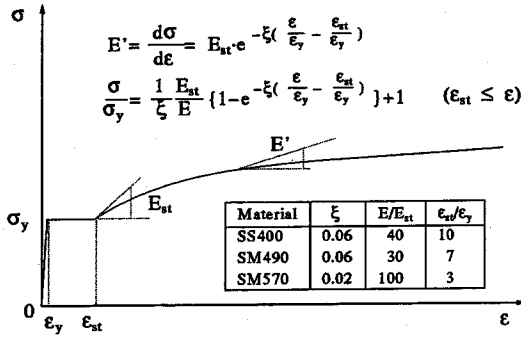


Fig.4 Stress-strain relation of steel in tension and compression

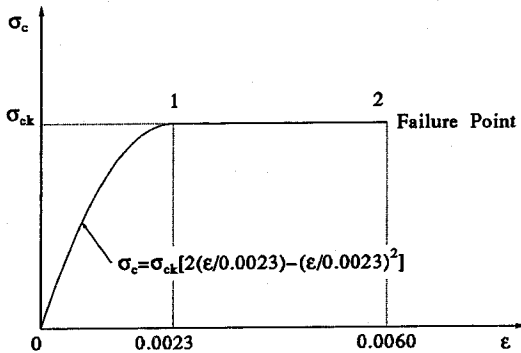


Fig.5 Stress-strain relation of concrete in compression

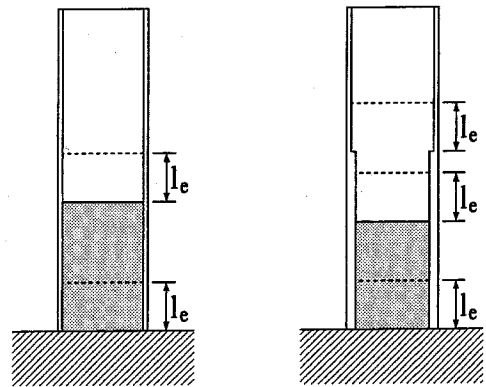
なお、鋼断面の残留応力および部材の初期たわみはこの種の問題では影響が小さいと考えられるため考慮しない。

4. 破壊基準

(1) 破壊の判定

破壊基準は、前節の方法で求めた $H-\delta$ 関係の終点を求める条件であり、その点より、最高水平荷重 H_{max} 、その点の変位 δ_m が求められる。

前論文^{11),12)}では、有効破壊長での平均曲率が限界曲率に達した時に部材は破壊すると判定した。この論文では、有効破壊長の概念は踏襲するが、曲率の代わりに平均圧縮ひずみを用いる。理由は、補剛断面部材の場合、限界曲率を求めることは容易ではないからである。ひずみで破壊を判定する方法は、文献14)にも見られる。平均圧縮ひずみは、コンクリート充填部ではコンクリートの最縁端に発生する圧縮ひずみの有効



$l_e = 0.7b$: Effective failure length, b : Flange width

(a) Uniform section (b) Stepped section

Fig.6 Effective failure lengths

破壊長の領域での平均値、中空断面部ではフランジに発生する圧縮ひずみの有効破壊長の領域での平均値を用いる。これらの平均圧縮ひずみを、それぞれ $\epsilon_{a,c}$ (コンクリート充填部)、 $\epsilon_{a,s}$ (中空断面部) とし、それぞれの領域での部材の損傷度 D_c 、 D_s を次式で表す。

$$D_c = \frac{\epsilon_{a,c}}{\epsilon_{u,c}} \quad (5)$$

$$D_s = \frac{\epsilon_{a,s}}{\epsilon_{u,s}} \quad (6)$$

ここで、 $\epsilon_{u,c}$ 、 $\epsilon_{u,s}$ は、それぞれ、コンクリート充填部、中空断面部の限界ひずみであり、後述の方法で求める。考えている構造物は静定構造物であるので、 D_c または D_s が 1.0 に達すれば破壊ということになる。

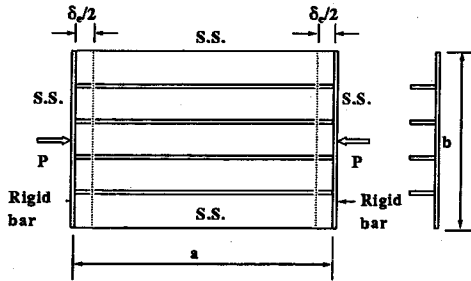
ひずみを照査する断面は、等断面の場合は Fig.6(a) に示すような 2カ所 (柱基部および中空断面部) であるが、Fig.6(b) のような変断面の場合には断面変化部も照査する必要がある。これは、先に指摘した点である¹¹⁾。

(2) 限界ひずみ

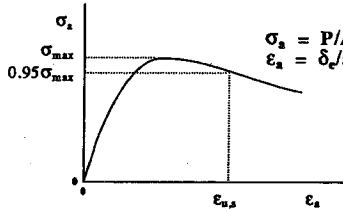
コンクリート充填部はコンクリートの圧縮ひずみが破壊ひずみ 0.6% に達した状態を破壊とする (Fig.5 参照)。すなわち、

$$\epsilon_{u,c} = 0.006 \quad (7)$$

次に、中空断面部の限界ひずみは次のように求める。Fig.7 に示すように、橋脚のダイヤフラム間のフランジ補剛板を取り挙げ、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) を受けるときの載荷縁での平均応力 σ_a (圧縮力/補剛板断面積) と平均ひずみ ϵ_a (載荷



(a) Simply supported stiffened plate (n=5) in compression



(b) Average stress-average strain relation

Fig.7 Stiffened flange plate

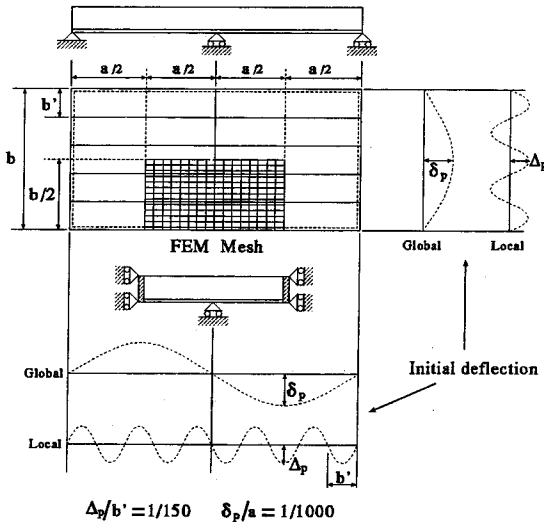


Fig.8 Numerical analysis model

縁の縮み/補剛材の長さ) 関係を弾塑性有限変位解析により求め、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、中斷断面部の限界ひずみ $\epsilon_{u,s}$ とする。 $0.95\sigma_{max}$ を用いる理由は、耐震性能の良い部材の補剛材は、補剛材剛比が大きく、かつ幅厚比が小さいため、最高荷重後の荷重低下が非常になだから σ_{max} をとらえるのが難しいこと、および σ_{max} に対応する平均ひずみでは補剛材の変形能を有効利用

できないと考えたからである。勿論、0.95 という値は多少、恣意的なところがあるが、この程度の荷重低下は許容できると考えられるためこの値を採用した。

解析は、主として補剛材 4 本 (サブパネル数 $n=5$) で 4 辺単純支持の補剛板について行い、Fig.8 のような解析モデル²⁰⁾ を考えた。文献 10) によれば、このような多リブ板は 1 本の補剛材と隣接する板要素からなる T 形断面柱の解析をすれば極限強度は十分正確に求められるようであるが、変形能については不明であるので、敢えて Fig.8 のような全体モデルを考えた。残留応力分布は、板パネルについては矩形分布¹⁰⁾、補剛材に関しては文献 21) に示した分布形を用い、最大圧縮残留応力は共に $0.3\sigma_y$ である。補剛材の諸元 (Table 1 参照) は、 $\gamma/\gamma^*=1.0$ および 3.0 になる補剛材を試行錯誤的に求めた。その際、文献 14) の補剛材細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ と補剛材間板パネルの幅厚比パラメータ R が適当に散らばるように決めた。 $\bar{\lambda}_s$ と R は次式で与えられる。

$$\bar{\lambda}_s = \frac{1}{\sqrt{Q}} \frac{a}{r_s} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (8)$$

$$R = \frac{b}{n \cdot t} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{4 \cdot \pi^2}} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (9)$$

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 $=b/n$) の断面 2 次半径、 $a=$ 補剛材の長さ、 $\nu=$ ポアソン比であり、 Q は補剛材で囲まれた板パネルの強度で Appendix 2 に示す。解析は、Fig.4 の応力-ひずみ関係を相当応力-相当ひずみと考える von Mises, Prandtl-Reuss 型の構成則を用い、構造解析用汎用プログラム MARC²²⁾ を用いて行ったが、使用した要素等については文献 21) を参照されたい。

Fig.9 に、 $\gamma/\gamma^*=3.0$ についての解析結果を示す。ただし、SM580 クラスまでの鋼材の内、最も安全側の結果を与える SS400 鋼材に対する結果を示している。他の鋼材に対する結果と SS400 鋼材に対する結果の比較については Appendix 1 で考察する。Fig.9 より、前述の方法で σ_{max} および $\epsilon_{u,s}$ を求め、それぞれ R および $\bar{\lambda}_s$ に対してプロットしたものを Fig.10 および Fig.11 に示す。同図には、 $\gamma/\gamma^*=1.0$ の結果もプロットしてある。極限強度 σ_{max} に対しては R 、変形能 $\epsilon_{u,s}$ に対しては $\bar{\lambda}_s$ を用いてプロットした場合に結果のまとまりが良い。興味あることは、 $\gamma/\gamma^*=1.0$ の補剛材は、 $\gamma/\gamma^*=3.0$ の補剛材と比較して、強度においては劣るものの、変形能に関しては全領域にわたって、遜色がないことである。ただし、軸圧縮力と横力を受ける補剛柱の全体解析²¹⁾ によれば、 $\gamma/\gamma^*=3.0$ の方が $\gamma/\gamma^*=1.0$ より変形能がかなり上昇するという事実があるため、設計では、剛比 γ を γ^* の 3 倍以上にすることを勧める。

ここでは、変形能が必要であるので、 $\epsilon_{u,s}$ を $\bar{\lambda}_s$ を用いて最小 2 乗近似をすると次式が得られ、これを中

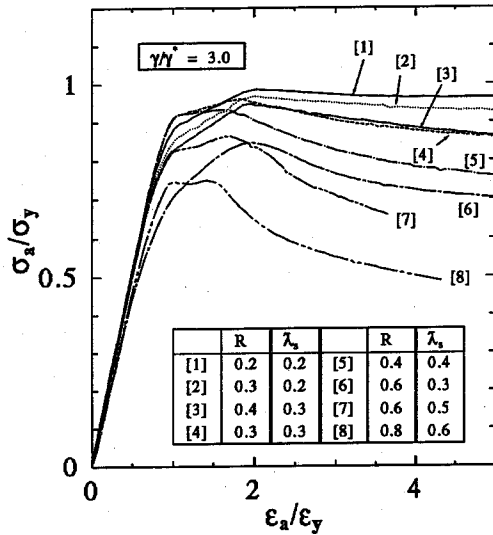


Fig.9 Average stress - average strain curves of stiffened plates in compression (SS400 steel)

Table 1 Parameters of Numerical Analysis Models

縦リブ間隔 $b' = b/n$	800mm (サブパネル数 $n=5$)
幅厚比パラメータ R	0.2 ~ 0.8
板厚 t	R より計算
縦リブ細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$	0.2 ~ 0.7
補剛材剛比 γ/γ^*	1.0, 3.0
初期たわみ (板パネル)	$\Delta_p/b' = 1/150$
(縦リブ)	$\delta_p/a = 1/1000$

空断面の限界ひずみとする。

$$\frac{\epsilon_{u,s}}{\epsilon_y} = \frac{0.145}{(\bar{\lambda}_s - 0.2)^{1.11}} + 1.19 \leq 20.0 \quad (10)$$

ただし、 $\bar{\lambda}_s \leq 0.2$ のときは $\epsilon_{u,s}/\epsilon_y = 20.0$ とする。

Fig.11 または式 (10) から得られる重要な知見は、 $\bar{\lambda}_s \leq 0.2$ であれば、局部座屈は実質上生じないと考えてもよいことである。

なお、補剛材本数が 2 本に対する補剛板についても同様な計算を行ったが、上式とほとんど変わらない結果を得たことを付記する。

(3) 無補剛板の限界ひずみ

無補剛断面については、式(10)は使えないので、Appendix 2 に示す無補剛板に対する限界ひずみ (式 A.3) を用いる。

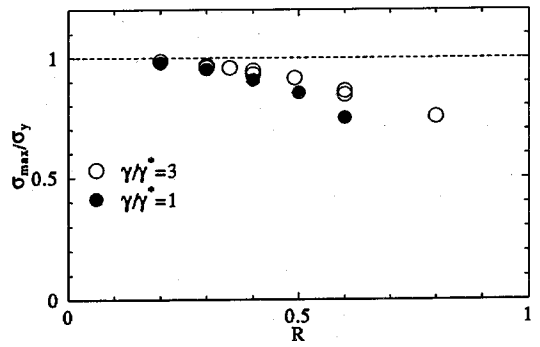


Fig.10 Strength of stiffened plates in compression (SS400 steel)

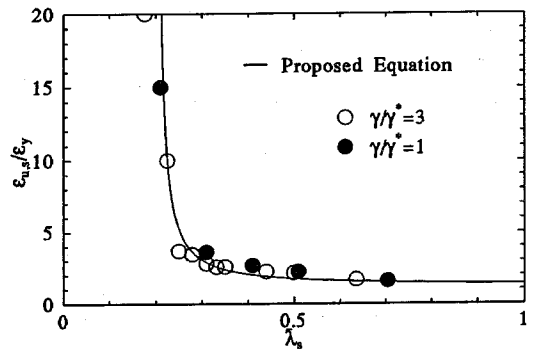


Fig.11 Failure strain of stiffened plates (SS400 steel)

5. 実験結果との比較

前節で求めた破壊基準を用いて計算した解析結果を、前論文における解析結果^{11),12)} および実験結果と比較する。実験は、名古屋大学で行われた 8 体の無補剛箱形断面柱^{2),3)} および 6 体の補剛箱形断面柱^{1),3)} である。いずれも、コンクリートが柱の高さの 30% ないしは 50% 充填されている。実験は一定の鉛直荷重 (全断面降伏軸力の 20%) のもとで柱上端部に地震荷重を想定した繰り返し水平荷重を作用させる条件で行なわれた。以下、水平荷重 - 水平変位の履歴曲線の包絡線を解析結果と比較する。

(1) 無補剛箱形断面柱

Fig.12 はフランジの幅厚比パラメータ $R_f = 0.664$ 、細長比パラメータ $\bar{\lambda} = 0.362$ で、コンクリート充填率 $\ell_c/h = 0.3$ (a,b 図)、および 0.5 (c,d 図) の供試体の実験結果をこの論文および前論文^{11),12)} の解析結果と比較したものである。ここで、 $\bar{\lambda}$ は式 (11) で定義され、

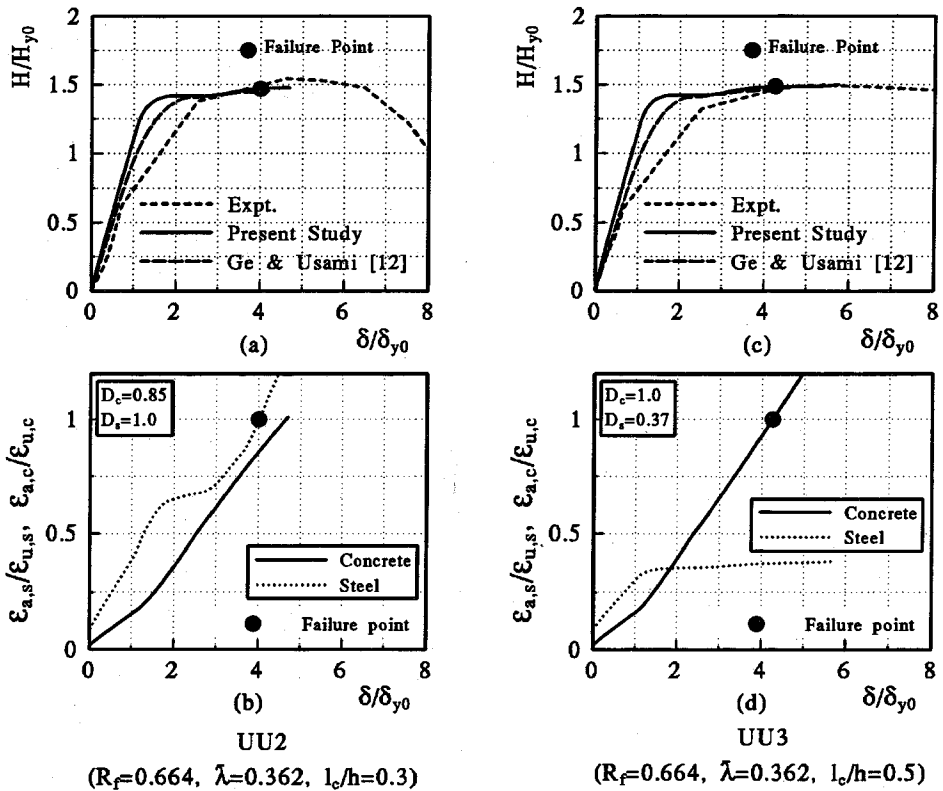


Fig.12 Comparison of test and analyses (unstiffened box column)

水平荷重、水平変位はそれぞれ式(12),(13)で定義される降伏水平荷重、対応する水平変位で無次元化されている。

$$\bar{\lambda} = \frac{2h}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \quad (11)$$

$$\delta_{y0} = \frac{H_{y0} h^3}{3EI} \quad (12)$$

$$H_{y0} = \frac{M_y}{h} \quad (13)$$

ここで、 r =鋼断面の断面2次半径、 I =鋼断面の断面2次モーメント、 M_y =鋼断面の降伏モーメントである。

図の(b),(d)はコンクリート充填部および中空断面部の平均圧縮ひずみの計算値を水平変位に対してプロットしたものである。図中の D_c, D_s は式(5),(6)で定義したコンクリート充填部、中空断面部の損傷度であるが、そのいずれかが1.0に達すれば部材はその位置で破壊すると判定される。したがって、30%コンクリート充填柱は中空断面部の局部屈服崩壊、50%充填柱はコンクリート充填部での破壊を起こすことになる。この事実は、実験結果²⁾と一致している。Fig.13は残りの6体の供試体についての実験結果を解析結果と比較したものである。一般的な傾向として、解析結果の剛性は実験結果の剛性より高めである。これは、実験が繰り

返し荷重の元で行われたものであるためコンクリートの劣化の影響が早めにく出てくること、また実験供試体の実験床への定着部の剛性的回転の除去が完全に来ていないことなどに起因するものと思われる。このように、解析結果と実験結果は細部で相違があるものの、供試体パラメータの広い範囲に亘って実験の挙動を良く説明していると考えられる。

Table 2は破壊点での強度 H_{max} その点での変形 δ_m の実験値と解析値を比較したものである。強度については、実験値の方が、概略、5%程度高い。これはコンクリートを充填していない鋼柱の場合についても言えること^{21),23)}で、実験は繰り返し荷重の元で行われたため、繰り返しひずみ硬化(Cyclic strain hardening)の影響によるものと考えられる。変形能については、中島²⁴⁾が既往のはり一柱の実験結果を整理した論文で既に指摘していることでもあるが、本研究においても実験値と計算値の比のばらつきが強度のばらつきに比べ大きい。所が、例えば、供試体 UC90-40-5[3]の変形 δ_m は実験値と計算値の比が0.60 (Table 2参照)でかなりの相違があるように思われるが、Fig.13 (f)を見てみると、両結果の差はほとんど識別できない。すなわち、実験結果、特に水平荷重の降下がなだらかな場合

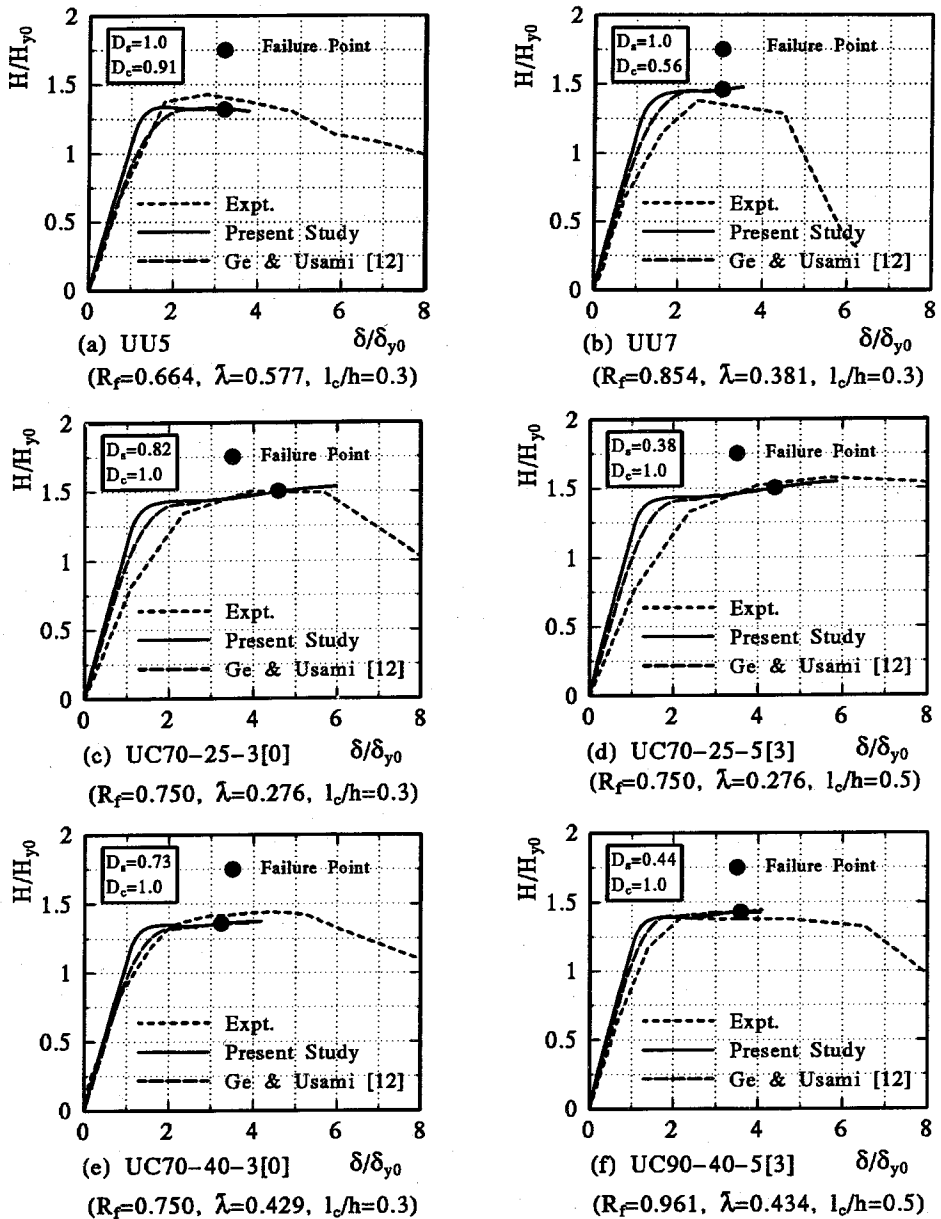


Fig.13 Horizontal load - displacement curves (unstiffened box column)

の実験結果から、変形能 δ_m を客観的に定め、解析値と比較検討して解析の妥当性を検証することは必ずしも容易ではない。これらの事実を勘案すると、解析はほぼ満足できる結果を与えていると考えて良いと思われる。

(2) 補剛箱形断面柱

検証に用いた補剛箱形断面柱供試体^{1),3)}の諸元およびパラメータの値を Table 3 および Table 4 に示す。これらの値を用いて計算した結果と実験値の比較を、無補剛柱供試体と同様な図で示したものが Fig.14 および

Fig.15 であり、強度と変形能を比較したものが Table 2 である。

Fig.14 の左側 (SS8 供試体) の図が 30%コンクリート充填柱で中空部で局部座屈崩壊した例、右側 (SS9) が 50%コンクリート充填柱でコンクリート充填部で崩壊した例である。傾向としては、無補剛柱の場合と同じであり、実験より得られた崩壊モードも一致している。強度と変形能についても無補剛柱と同様なことが言えるが、変形能については、特に細長比の小さい供試体について計算値は実験値よりかなり小さく、安全側の予測値を与えている。計算にはせん断変形の影響は考

Table 2 Comparison of Test and Calculation – Strength and Ductility

Specimen		H_{max}/H_{y0}			δ_m/δ_{y0}			Failure mode
		Test (1)	Calculation (2)	(1)/(2)	Test (3)	Calculation (4)	(3)/(4)	
Unstiffened Section	UU2	1.54	1.47	1.05	4.62	4.01	1.15	S
	UU3	1.50	1.49	1.01	5.39	4.26	1.27	C
	UU5	1.43	1.32	1.08	2.78	3.20	0.87	S
	UU7	1.38	1.40	0.99	2.45	3.04	0.81	S
	UC70-25-3[0]	1.51	1.49	1.01	4.63	4.59	1.01	C
	UC70-25-5[3]	1.57	1.50	1.05	5.66	4.39	1.29	C
	UC70-40-3[0]	1.44	1.36	1.06	4.40	3.24	1.36	C
UC90-40-5[3]	1.39	1.43	0.97	2.17	3.59	0.60	C	
Stiffened Section	SS8	1.53	1.47	1.05	4.92	3.28	1.50	S
	SS9	1.53	1.48	1.03	5.05	4.24	1.19	C
	SC45-25-3[3]	1.68	1.54	1.09	6.77	4.01	1.69	S
	SC45-25-5[3]	1.85	1.66	1.11	11.22	5.78	1.94	C
	SC60-35-3[3]	1.57	1.40	1.12	2.80	1.34	2.09	S
	SC60-35-5[3]	1.70	1.59	1.07	6.13	4.26	1.44	C

Failure mode : S : failure on hollow steel section. C : failure on concrete filled section.

Table 3 Measured Dimensions of Stiffened Test Specimens ^{1),3)}

Ref.	Specimen	B (mm)	D (mm)	t (mm)	b _s (mm)	t _s (mm)	γ/γ*	h (mm)	l _c /h	a (mm)
1	SS8	311	192	4.51	44	4.36	1.16	1671	0.3	296
	SS9	311	192	4.51	38	4.39	0.98	1671	0.5	296
3	SC45-25-3[3]	318	196	4.27	23	5.87	1.18	838	0.3	245
	SC45-25-5[3]	317	196	4.27	34	5.87	1.22	838	0.5	364
	SC60-35-3[3]	418	264	4.27	34	5.87	1.24	1671	0.3	495
	SC60-35-5[3]	418	264	4.27	34	5.87	1.24	1671	0.5	495

See Figs. 2 and 7 for notation.

Table 4 Parameters of Test Specimens

Specimen	t _f (mm)	t _w (mm)	λ̄	λ̄ _s	R	$\frac{\epsilon_{u,s}}{\epsilon_y}$	Remarks
SS8	4.58	7.40	0.490	0.292	0.429	3.30	$E = 197 \times 10^3 N/mm^2, \nu = 0.269$
SS9	4.65	6.92	0.487	0.346	0.430	2.43	$\sigma_y = 266 N/mm^2, \sigma_{ck} = 39.9 N/mm^2$
SC45-25-3[3]	4.53	5.95	0.244	0.502	0.480	1.74	$E = 216 \times 10^3 N/mm^2$
SC45-25-5[3]	4.50	6.98	0.249	0.478	0.479	1.79	$\sigma_y = 320 N/mm^2$
SC60-35-3[3]	4.53	6.15	0.366	0.737	0.641	1.48	$\nu = 0.283$
SC60-35-5[3]	4.53	6.15	0.367	0.737	0.639	1.48	$\sigma_{ck} = 37.3 N/mm^2$

慮されていないため、細長比の小さい供試体に差がでたとも思われる。ただ、部材の変形解析にせん断変形を考慮することは研究レベルでは可能であるが、かなり複雑になることが予想されるため、設計への適用を前提にすると必ずしも適切でないかも知れない。

6. 水平震度低減係数 (RF)_m

道示¹³⁾は、鉄筋コンクリート橋脚に対して、弾性応答から求められる水平慣性力を橋脚の塑性変形に応じ

て低減出来るよう規定している。道示では、Newmarkのエネギー一定則²⁵⁾から得られた次式が採用されている。

$$(RF)_m = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (14)$$

ここに、 $\mu = \delta_m/\delta_y$ は塑性率であり、 δ_y は降伏変位である。上式は、水平荷重-水平変位関係を完全弾塑性体と仮定して求められた式であるが、Bilinear形の場合は次式のようなになる。

$$(RF)_m = \frac{1}{\sqrt{(1+\alpha)\mu - \alpha}} \quad (15)$$

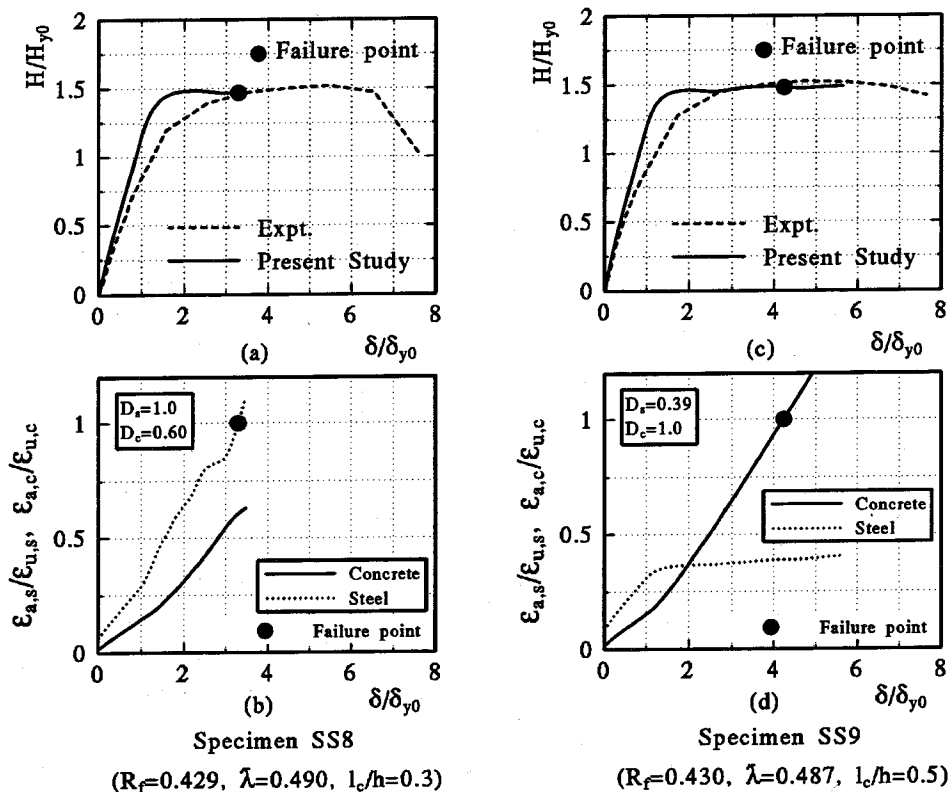


Fig.14 Comparison of test and analysis (stiffened box column)

ここで、 $\alpha = H_{max}/H_y$ であり、 H_y は降伏水平荷重である。

コンクリート充填鋼製橋脚の場合は、 H_y と H_{max} の差が一般に大きいことから、式(15)を用いる。この式中の、 H_{max} および δ_m は前章までの計算方法で、また、 H_y と δ_y はAppendix 3で述べる方法によって求めることが出来る。

Newmarkのエネルギー一定則は、弾性応答と弾塑性応答のポテンシャルエネルギーが等しい^{25),26)}として導かれたものであるが、この考えの妥当性をハイブリッド地震応答実験結果から検証してみる。Fig.16は名古屋大学で行われたコンクリート充填柱のハイブリッド地震応答実験^{4),27),28)}から得られた最大応答水平変位 δ_{max} とエネルギー一定則の考えを用いて求められた最大応答変位の予測値 δ_{EL} の比を固有周期Tに対してプロットしたものである。同図には、変位一定則すなわち「弾塑性応答変位は弾性応答変位と等しい²⁵⁾」から得られた予測値との比も示されている。用いた地震波は、建設省土木研究所のレベル2地震波(地震時保有水平耐力照査用地震波)²⁹⁾のうち第I種地盤用地震波である。この地震波の加速度応答スペクトルの一定領域は1.4秒までで、それ以降は速度がほぼ一定である。エネルギー一定則は加速度応答スペクトルが一定の領

域、変位一定則は速度応答スペクトルが一定の領域で比較的良く合う²⁵⁾と言われているが、Fig.16の結果はそのことを良く表している。固有周期が1.4秒以上の橋脚はかなりスレンダーな橋脚(細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ で0.6以上)であるため、通常の橋脚ではエネルギー一定則を用いれば十分であると思われる。

7. 結言

変形能の向上と自重の軽減を意図した、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1つの提案を行った(Fig.1)。基本的な考えは、現行道路橋設計示方書に準拠している。橋脚の水平荷重-水平変位は、一定鉛直荷重、漸増水平荷重の元で、局部座屈を考えない1次元部材に対する弾塑性有限変位解析から求める。橋脚の破壊は、コンクリート充填部、または中空鋼断面部の有限破壊長領域(Fig.6)の平均圧縮ひずみが、限界ひずみに達する状態と仮定する。コンクリート充填部はコンクリートの圧縮破壊ひずみ(0.6%)を限界ひずみに、中空断面部は補剛板の弾塑性有限変位解析から得られた限界ひずみ(荷重がピーク荷重の95%まで降下した点に対応するひずみ)を、限界ひずみに採用している(Fig.11または18)。

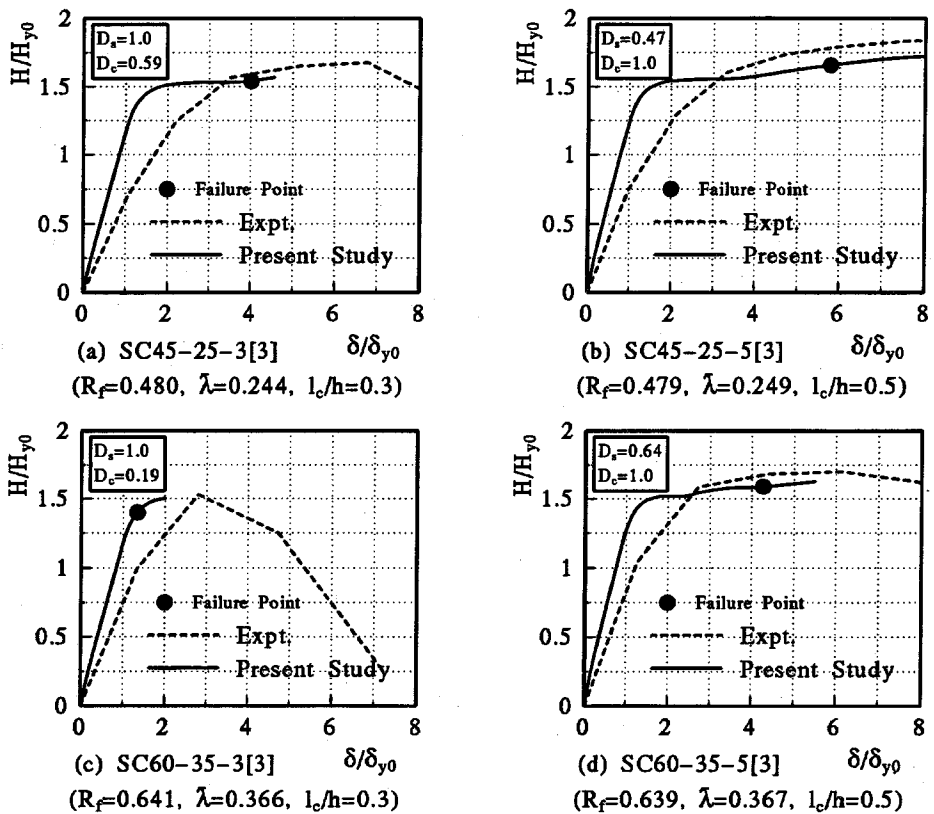


Fig.15 Horizontal load - displacement curves (stiffened box column)

このように設定した破壊基準の妥当性を検証するため、名古屋大学で行われた8体の無補剛箱形断面柱^{2),3)}および6体の補剛箱形断面柱^{1),3)}の繰返し載荷実験結果(水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線)と解析結果の比較を行った。さらに、既往のハイブリッド地震応答実験結果を基に、Newmarkのエネルギー一定則および変位一定則²⁵⁾の適用性の検討を行った。

本研究によって得られた主要な結論をまとめると以下ようになる。

- (1) 補剛板の変形能を支配する最も重要な力学的パラメータは縦方向補剛材の細長比パラメータ $\bar{\lambda}_s$ (式(8))であり、この値が0.2より小さいと、降伏ひずみの20倍以上の変形能が期待できる。
- (2) 補剛板の変形能は、対象とした鋼材(SS400, SM490およびSM570)の範囲内では、降伏棚が短いほど大きな値を与える。従って、SS400の結果が最も安全側の値を与える。
- (3) 強度(最高水平荷重) H_{max} に関しては、実験結果の方が、概略、5%程度解析結果より高い。これは、実験が繰返し載荷で行われたため、繰返しひずみ硬化(Cyclic strain hardening)の影響が現れたためと考えられる。

- (4) 変形能 δ_m (ピーク荷重に対応する水平変位) に関しては、実験結果と解析値の差のばらつきが大きい、全般的に解析値は実験値より小さめの値を与える。
- (5) 実験結果、特に水平荷重の降下がなだらかな場合の実験結果から、変形能の尺度としての δ_m を客観的に定めることは必ずしも容易でない。このことが、実験結果と解析結果の差のばらつきが大きくなる一因であると考えられる。
- (6) 固有周期が通常の鋼製橋脚の固有周期の範囲内(概略1.4秒以下)であれば、エネルギー一定則は精度良く適用できる。
- (7) 固有周期が上記より長い、スレンダーな橋脚に対しては、変位一定則の方が精度が良い。

謝辞: 本研究は、土木学会・鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計ワーキンググループ(主査: 宇佐美勉)および名古屋高速道路公社からの研究費の補助を受けて行った。

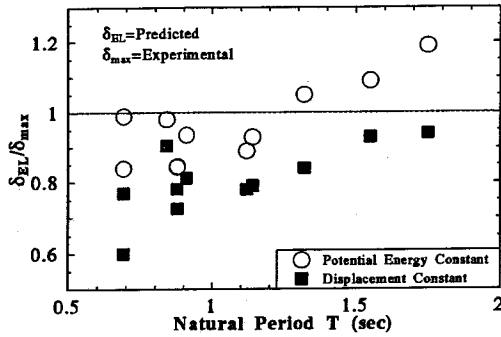


Fig.16 Predicted maximum displacement versus natural period

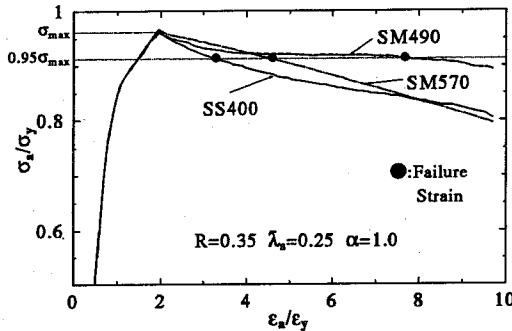


Fig.17 Comparison of $\sigma_a - \epsilon_a$ curves for three different grades of steel.

Appendix 1 各種鋼材の補剛板に対する限界ひずみの比較

Fig.11 の限界ひずみは SS400 鋼材に対して求められたものであるが、他の鋼材に対する結果を比較のために示しておく。ひずみ硬化の影響が比較的大きい補剛板に対して、鋼種を変えて計算した結果を Fig.17 に示す。それぞれの鋼種に対する構成則は、Fig.4 に示すものを用いた。この図から分かるように、限界ひずみ $\epsilon_{u,s}/\epsilon_y$ の値 (荷重降下域の曲線が $0.95\sigma_{max}$ となる点) は、SS400, SM570, SM490 の順に高くなっている。文献²¹⁾でも指摘したことであるが、はり-柱の変形能は降伏棚の長さに依存するという事実がある。今回の計算結果もそれと同様の結果が得られている。従って、SS400 鋼材から得られた式 (10) は、他の鋼材に対しても安全側の式として適用できる。将来、種々の鋼材に対する応力-ひずみ関係の信頼できる統計データが得られれば、鋼種別に限界ひずみの算定式を求めておくことが可能になり、より合理的な設計が出来よう。

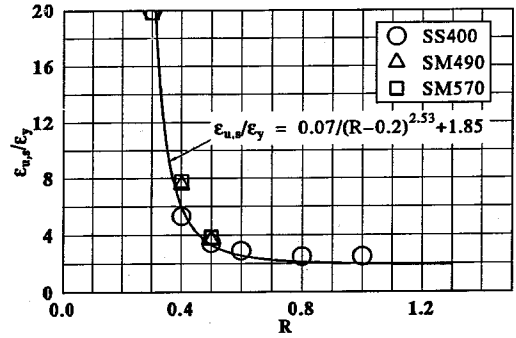


Fig.18 Failure strain of unstiffened plates

Appendix 2 無補剛板の強度と限界ひずみ

(1) 強度

無補剛板の強度 σ_{max} は、圧縮残留応力 σ_{rc} および最大初期たわみ Δ_p の関数として表した精度の良い下記の式³⁰⁾があるのでそれを利用する。

$$\frac{\sigma_{max}}{\sigma_y} = \frac{1}{2R} [\beta - \sqrt{\beta^2 - 4R}] \leq 1.0 \quad (A.1)$$

ここに β は σ_{rc} と Δ_p の関数であるが、 $\sigma_{rc} = 0.3\sigma_y$ 、 $\Delta_p/b = 1/150$ のとき、次式のようになる。

$$\beta = 1.33R + 0.868 \quad (A.2)$$

ここで、 R = 幅厚比パラメータ [式 (9) で $n=1$ とおいた式] である。

式 (A.1) が式 (8) に用いた Q であり、式 (A.2) と共に用いる。ちなみに、この場合 $Q=1$ となる (すなわち局部座屈が生じない) のは、 $R \leq 0.4$ のときである。

(2) 限界ひずみ

無補剛板の限界ひずみを補剛板と同様な考えで求める。板は縦横比が 0.7 の 4 辺単純支持板で、構成則は補剛板と同様な式を用いた。残留応力は矩形分布で最大圧縮残留応力は $0.3\sigma_y$ 、初期たわみは板の幅、長さ方向ともに半波の正弦波で与え、最大初期たわみ (板の中央) は $b/150$ とした。構造解析用汎用プログラム MA RC で解析した平均応力-平均ひずみの関係より、補剛板と同様にピーク荷重が 95% 降下した点での平均ひずみより限界ひずみ $\epsilon_{u,s}$ を求め、幅厚比パラメータ R に対してプロットしたものが Fig.18 である。最小 2 乗法より回帰曲線を求めると次式が得られる。

$$\frac{\epsilon_{u,s}}{\epsilon_y} = \frac{0.07}{(R - 0.2)^{2.53}} + 1.85 \leq 20.0 \quad (A.3)$$

ただし、 $R \leq 0.2$ のときは、 $\epsilon_{u,s}/\epsilon_y = 20.0$ とする。

上式が、無補剛板の限界ひずみを与える式である。

Appendix 3 降伏水平荷重 H_y および変位 δ_y

降伏水平荷重 H_y は以下に示す局部座屈を考えない鋼部材に対する終局強度相関式および断面強度式から求めるか、または弾性有限変位解析から求める。いずれにしても、充填コンクリートの影響は無視する。

$$\frac{P}{P_u} + \frac{0.85M}{M_y(1 - P/P_E)} = 1.0 \quad (A.4)$$

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_y} = 1.0 \quad (A.5)$$

ここに、 $M=H \cdot h + P \cdot e$ 、 e =鉛直荷重 P の偏心量、 P_E =片持柱のオイラー座屈荷重（有効座屈長=2.0）、 P_u =中心軸圧縮柱の強度（有効座屈長=2.0）、 M_y =降伏モーメントである。両式から得られる水平荷重の小さい方が H_y となる。一方、 δ_y は H_y に対応する水平変位である。

参考文献

- 宇佐美 勉, 水谷慎吾, 青木徹彦, 伊藤義人, 安波博道: 補剛箱形断面鋼圧縮部材の繰返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.105-117, 1992年3月.
- 宇佐美 勉, 葛 漢彬, 水谷慎吾: コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰返し弾塑性挙動, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.249-262, 1993年3月.
- 葛 漢彬, 宇佐美 勉, 戸谷和彦: 繰返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.163-176, 1994年3月.
- 才塚邦宏, 木曾英滋, 宇佐美 勉, 伊藤義人: コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 構造工学論文集, Vol.41A, pp.277-288, 1995年3月.
- 土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会: 鋼構造の新技術に関する調査研究・報告書(中間報告), 1993年3月.
- 土木学会鋼構造委員会鋼構造新技術小委員会: 鋼構造の新技術に関する調査研究・報告書(中間報告), 1994年3月.
- 中井 博, 北田俊行, 吉川 紀, 中西克佳, 尾山達巳: コンクリートを充填した長方形箱形断面柱の耐荷力と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1347-1360, 1993年3月.
- 中井 博, 北田俊行, 中西克佳, 杉山 功, 河野康史: 地震荷重を受けた後の合成柱(充填形式)の耐荷力, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.1401-1412, 1994年3月.
- Kawashima, K., MacRae, G.A., Hasegawa, K., Ikeuchi, T. and Oshima, K.: Ductility of Steel Bridge Piers from Dynamic Loading Tests. *Satbility and Ductility of Steel Structures under Cyclic Loading*, Y. Fukumoto and G. Lee, ed., CRC press, Florida, pp.149-162, 1992.
- 福本 秀士編: 座屈設計ガイドライン, 技報堂, 1987年.
- 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年4月.
- Ge, H. B. and Usami, T.: Development of earthquake-resistant ultimate strength design method for concrete-filled steel structures, *NUCE Research Report*, No.9401, Dept. of Civil Engrg. Nagoya Univ. 1994.
- 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説書, V 耐震設計編, 丸善, 1990年.
- 倉西 茂編: 鋼構造の終局強度と設計, 土木学会, 1994年7月.
- 宇佐美 勉, 寺尾圭史: 局部座屈を考慮した箱形断面骨組構造物の強度, 土木学会論文集, No.398/I-10, 1988年10月.
- 宇佐美 勉, 柴田輝昭: 断面力表示構成則を用いた鋼骨組構造物の弾塑性有限変位解析, 土木学会論文集, No.416/I-13, 1990年4月.
- Owen, D. R. A. and Hinton, E.: *Finite Elements in Plasticity*, Pineridge press Limited, U.K., 1980.
- 垣内辰雄: Limit Point を含む弾塑性有限変位解析アルゴリズムの一考察, 名古屋大学大学院工学研究科修士論文, 1989年3月.
- Shen, C., Mizuno, E. and Usami, T.: Development of a Cyclic Two-Surface Model for Structural Steels with Yield Plateau, *NUCE Research Report*, No. 9362, Department of Civil Engineering, Nogoya University, 1993.
- 奈良 敬, 小松定夫, 北田俊行: 連続補剛板の極限圧縮強度特性に関する研究, 土木学会論文集, No.392/I-9, 1988年4月.
- 鈴木森晶, 宇佐美 勉: 軸圧縮力と横力を受ける箱形断面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, 1995年3月.
- 日本マーク株式会社: MARC プログラム ユーザ・マニュアル, A編-E編, 1990年.
- 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.
- Nakajima, M.: Variation of Ductility Capacity of Steel Beam-Columns, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.120, No.7, pp.1941-1960, July, 1994.
- 柴田明徳: 最新耐震構造解析, 森北出版, pp.133-135, 1981年.
- 川島一彦, 長谷川金二: 鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答特性及びエネルギー一定則の適応性に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.483/I-26, pp.137-146, 1994年1月.
- 宇佐美 勉, 鈴木俊光, 伊藤義人: 実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集に掲載予定.
- 鈴木俊光: ハイビアーならびに実橋脚基部をモデル化したコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験, 名古屋大学大学院工学研究科修士論文, 1995年3月.
- 建設省土木研究所: 道路橋の免震設計法マニュアル(案), 1992年.
- 宇佐美 勉, 天雲宏樹: 圧縮と曲げを受ける板要素の極限強度と有効幅公式, 土木学会論文集, No.441/I-18, pp.77-85, 1992年1月.

(1995. 3. 6 受付)

A PROPOSAL FOR CHECK OF ULTIMATE EARTHQUAKE RESISTANCE OF PARTIALLY CONCRETE FILLED STEEL BRIDGE PIERS

Tsutomu USAMI, Moriaki SUZUKI, Iraj H.P. MAMAGHANI and Hanbin GE

This paper is to present a practical method for the check of ultimate earthquake resistance (i.e., second stage of earthquake resistance design) of partially concrete filled bridge piers. The basic ideas underlying such bridge piers are to increase the ductility compared with steel bridge piers without concrete as well as to reduce the self-weight compared with fully concrete filled steel bridge piers. The procedure starts with performing a second-order elasto-plastic analysis to compute the load-displacement relation of the column. The column is supposed to be failed when either the average concrete strain along a certain column length (termed as an effective failure length) reaches the specified failure strain or the average strain in the flange plate along the effective length in the hollow section reaches the specified failure strain of a stiffened plate. The strength and ductility computed with the proposed method are compared with experimentally obtained results.