

箱形断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動と耐震設計法に関する研究

Study on the elasto-plastic behavior and seismic design method for bridge piers with box cross section

陵城成樹*, 木代穰**, 小林寛***, 渡邊英一****

Shigeki OKASHIRO, Minoru KISHIRO, Hiroshi KOBAYASHI, Eiichi WATANABE

*工修 株式会社ニュージェック技術開発部 (〒542-0082 大阪市中央区島之内 1-20-19)
 **工修 阪神高速道路公団 神戸管理部 (〒650-0041 神戸市中央区新港町 16-1)
 *** 阪神高速道路公団 神戸第一建設部 (〒650-0041 神戸市中央区新港町 16-1)
 ****工博 Ph.D 京都大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (〒606-8501 京都市左京区吉田本町)

This paper summarizes the results of horizontal loading experiments using 1/3 scale model of actual steel bridge piers with thin-walled and stiffened box cross-section by HANSHIN EXPRESSWAY PUBLIC Co.,. Based on these experimental results, we proposed an analysis model by section partition method, and conducted a comparative study with result of analysis and experiment regarding the elasto-plastic behavior of steel bridge piers using simple cantilever-beam models in consideration of strain hardening.

We conducted the parametric analysis study on the relationships between the bending moments and curvatures in elasto-plastic behavior. In this analysis, one of the main parameters was the axial compression stress ratio. Based on this result, we described the method of estimating the relationships of ultimate bending moment and curvature of steel bridge pier with box cross section.

Key Word : steel bridge pier, seismic design method, ductility, strain hardening.

1. はじめに

1995 年 1 月 17 日に発生した阪神大震災による被害者は 6,000 名以上に達し、建物、高速道路、鉄道、および港湾施設に代表される社会資本も大きな被害を受けた。阪神高速道路における鋼製橋脚についても、我が国では前例のない多くの被害が生じた。

この地震後、建設省はただちに道路橋示方書の改訂作業に着手し、弾性応答加速度 2,000gal に対応した RC 橋脚、および鋼製橋脚の弾塑性挙動を考慮した耐震設計法の骨格が規定された。このことは日本の道路橋の耐震設計は事実上、一種の限界状態設計法に移行したことを示している¹⁾。

阪神高速道路公団では、薄肉補剛箱形断面を有する鋼製橋脚（以下、鋼製橋脚と言う）の変形性能を定量的に評価するために、補剛板の座屈パラメータ、荷重載荷回数、および中埋めコンクリートなどに着目して、平成 4 年度より、建設省土木研究所耐震研究室との共同研究を開始した。そして平成 7 年度からは、建設省土木研究所橋梁研究室他 6 者の共同研究として実験的研究を行ってきた。この結果、補剛板の局部座屈を抑制することが、鋼製橋脚の耐震性を向上させることに有効であることが明らかとなった。また、解析においては鋼材の応力とひずみとの関係を完全弾塑性バイ・

リニヤ型とした簡易解析モデルを用いた解析結果と実験結果との比較検討を行い既設鋼製橋脚の耐震補強設計法を提案した^{2),3)}。

本研究では、鋼製橋脚の水平荷重と水平変位との関係における解析精度を向上させるため、鋼材のひずみ硬化を考慮できる簡易解析モデルを提案した。この解析結果と実験結果とを比較して鋼材のひずみ硬化が、鋼製橋脚の変形性能に与える影響を解析的に明らかにしている。この結果、鋼製橋脚の終局状態（最高耐力点）における水平荷重と水平変位との関係は、終局圧縮ひずみ ε_u を定義し、鋼材のひずみ硬化を考慮することにより、精度良く求められることが明らかになった。次に鋼製橋脚断面の試設計を行い、軸力比 σ_c/σ_y をパラメータとしたパラメトリック解析を実施し、鋼製橋脚の終局曲げモーメントと終局曲率の簡易推定法について検討している。

2. 正負交番載荷実験の概要^{3)~5)}

2.1 実験供試体、および実験方法

補剛板の主な座屈パラメータを列挙すると以下のようになる。

- ①板パネルの幅厚比パラメータ R_R
- ②縦補剛材の幅厚比パラメータ R_1

③縦補剛材剛比 γ/γ^*

実験供試体は既存橋脚を忠実に再現した供試体 H1、H2、および H3 の基本モデル 3 体と①から③に挙げた座屈パラメータに次式の制限値を設定した改良モデル 5 体の合計 8 体である。

$$R_R \leq 0.4 \quad \text{式(2.1)}$$

$$R_l \leq 0.5 \quad \text{式(2.2)}$$

$$\gamma/\gamma^* \geq \beta \quad \text{式(2.3)}$$

ここで H4: $\beta=5.0$ 、H6、H7: $\beta=3.0$ 、H8: $\beta=1.0$ である。

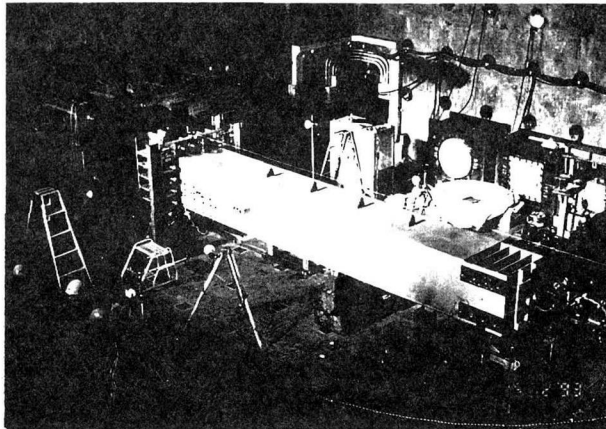


写真-2.1 実験供試体据え付け状況

実験は、建設省土木研究所・部材耐震実験棟において行った。写真-2.1 に実験供試体の据え付け状況を示す。荷重載荷方法は軸力を載荷しながら変位制御で行った。

図-2.1 には載荷方法のパターンを示している。載荷方法は、片振り載荷、単調載荷、および両振り載荷 (n 回) の 3 種類としている。ここで、n は同一載荷変位における繰り返し回数である。

表-2.1 には、これらの実験供試体の一覧を示している。(表中 R_R の添字 f と w は、それぞれフランジ、およびウェブを表す。)

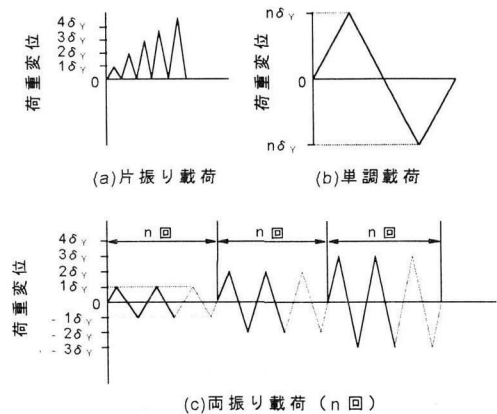


図-2.1 荷重載荷方法

表-2.1 実験供試体の一覧

供試体名	H1	H2	H3	H4
荷重載荷方法	片振り載荷 (片側)	両振り載荷 (3回)	両振り載荷 (3回)	両振り載荷 (10回)
実験供試体 P=131tf	(c) 設計パラメータ SM490Y R_{Rf} 0.35 R_{Rw} 0.44 R_t 0.71 γ/γ^* 0.56 σ_c/σ_y 0.104 λ 0.49			(c) 設計パラメータ SS400 R_{Rf} 0.37 R_{Rw} 0.37 R_t 0.48 γ/γ^* 5.03 σ_c/σ_y 0.07 λ 0.57
供試体名	H5	H6	H7	H8
荷重載荷方法	単調載荷 (両側)	両振り載荷 (1回)	両振り載荷 (3回)	両振り載荷 (1回)
実験供試体 P=131tf	(c) 設計パラメータ SM490Y R_{Rf} 0.39 R_{Rw} 0.39 R_t 0.50 γ/γ^* 3.04 σ_c/σ_y 0.094 λ 0.53			(c) 設計パラメータ SM490Y R_{Rf} 0.39 R_{Rw} 0.39 R_t 0.50 γ/γ^* 1.00 σ_c/σ_y 0.094 λ 0.53 P 131tf
注) R_{Rf} : 板パネルの幅厚比パラメータ (フランジ) R_{Rw} : 板パネルの幅厚比パラメータ (ウェブ) R_t : 縦補剛材の幅厚比パラメータ γ/γ^* : 補剛材剛比 σ_c : 軸圧縮応力 (kgf/cm^2) σ_y : 降伏点 (kgf/cm^2) λ : 細長比パラメータ R/t_o : 径厚比 単位 (mm)				

供試体 H1～H4 を用いた実験は、平成5年度に実施され、これらの対象とする地震動は繰り返し回数が多いものである（タイプⅠ）。これに対し、供試体 H5～H8 は、比較的繰り返し回数が少ない地震動を対象としている（タイプⅡ）。

2.2 実験結果

図-2.2 には供試体 H6 ($\gamma/\gamma^*=3.0$) の荷重変位曲線を一例として示している。供試体 H6 は改良モデルであり、以下に挙げる座屈パラメータ値を有している。

- ①板パネルの幅厚比パラメータ $R_R=0.39$
- ②縦補剛材の幅厚比パラメータ $R_I=0.50$
- ③縦補剛材剛比 $\gamma/\gamma^*=3.04$
- ④軸力比 $\sigma_c/\sigma_y=0.094$
- ⑤細長比パラメータ $\lambda=0.53$

荷重載荷は両振り載荷で行い、各載荷ステップにおける繰り返し回数は1回である。

供試体 H6 の実験では、まず縦補剛材間の板パネルに縦補剛材の位置を節とする微小な面外変位が観察された。しかし、耐荷力は低下しなかった。その後、この面外変位が増大し、断面の角部にある補剛材間の板パネルの顕著な座屈により耐荷力は低下した。発生した座屈モードは最終崩壊に至るまで、ほぼ縦補剛材位置を節とする形態を維持していた。

このことは、設定した設計パラメータに対する制限が、薄肉補剛断面を有する鋼製橋脚の耐荷力、および変形性能の向上に効果的であることを示している。

特に、縦補剛材剛比 γ/γ^* の値を3とすることにより、座屈モードが補剛板全体の座屈モードから縦補剛材間の板パネルの座屈モードになる。この結果、薄肉補剛断面全体の形状保持能力が増し、耐荷力、および変形性能が向上するものと考えられる。

図-2.3 には、供試体 H6 の最高耐荷力点における断面コーナ部部の圧縮ひずみ、および引張りひずみの高さ方向の分布を示している。

最下端のひずみは近傍のひずみゲージより得られた実験データの外挿により計算したものである。

塑性化している領域は供試体の全高の30%以上に達しており、基部のひずみは圧縮、引張りともに降伏ひずみ ϵ_y の約20倍に達している。また、下端から全高の5%程度のところで、ひずみが急激に増大していることがわかる。

表-2.2 には供試体 H1 から供試体 H8 の実験結果の一覧を示している。変形性能、および耐荷力ともに改良モデル(供試体 H4～H8)は基本モデル(供試体 H1～H3)と比較して向上していることがわかる。

基本モデルの崩壊状況は基部の補剛板全体が座屈するものであった。供試体 H3 にはコンクリートが部分充填されているため、座屈はこのコンクリート直上の補剛板に生じた。

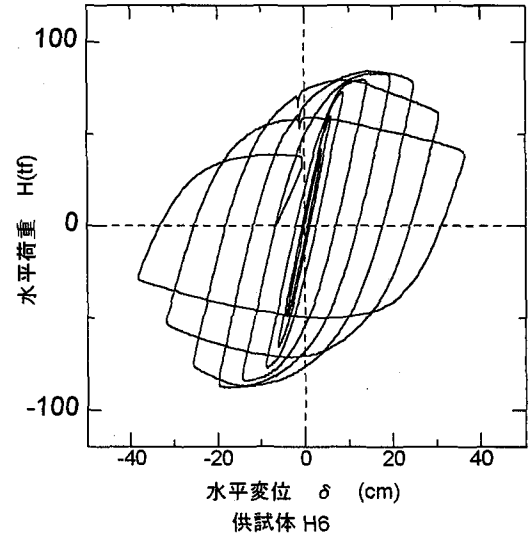


図-2.2 荷重変位曲線（供試体 H6）

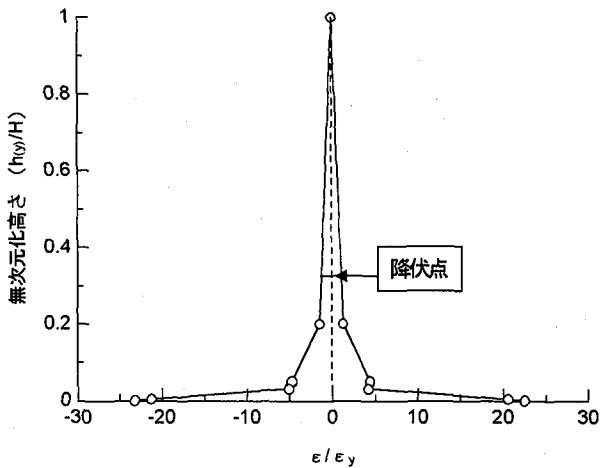


図-2.3 ひずみ分布（供試体 H6）

表-2.2 実験結果一覧

No	モデル種別	崩壊モード	σ_{ym}	δ_u/δ_y	H_u/H_y
H1	基本モデル	局部座屈	4070	1.85	1.14
H2		局部座屈		1.70	1.20
H3		局部座屈		2.45	1.32
H4	改良モデル	脆性破断	2876	3.41	1.33
H5		局部座屈	4297	3.41	1.27
H6		局部座屈		3.29	1.40
H7		局部座屈		2.73	1.35
H8		局部座屈		2.25	1.23

ここで

σ_{ym} : 材料試験から得られた下降伏点 (kg f/cm²)

δ_y : $\sigma_y=\sigma_{ym}$ のときの降伏水平変位 (cm)

H_y : $\sigma_y=\sigma_{ym}$ のときの降伏水平荷 (tf)

δ_u : 最高耐荷力点における水平変位 (cm)

H_u : 最高耐荷力点における水平荷重 (cm)

供試体 H4 のみ脆性破断により崩壊したが、変形性能はもともと優れていた。これは、供試体 H4 は重補剛断面（縦補剛材剛比 $\gamma/\gamma^*=5.0$ ）を有しており、さらに荷重載荷方法が各載荷ステップにおいて 10 回両振り載荷であったため、補剛板の局部座屈が抑制され、低サイクル疲労により脆性的に破断したものと考えられる。

供試体 H7 は供試体 H6 と同様の断面構成であるが荷重載荷方法が異なる。供試体 H7 の各載荷ステップにおける載荷回数は 3 回である。その崩壊は供試体 H6 と同様のものではあったが、圧縮応力状態にあるフランジに発生した面外変位が荷重繰返し回数に応じて大きく増大した。このため供試体 H6 と比較してわずかに変形性能が小さかった。

供試体 H8 の断面構成は供試体 H6、および H7 と同様であるがダイヤフラム間隔を 640mm とすることにより補剛材剛比を $\gamma/\gamma^*=1$ に低減している。供試体 H8 の座屈発生初期段階では縦補剛材位置を節とする座屈モードであった。しかし、この面外変位の増大につれて補剛板全体が座屈するモードに移行して崩壊した。

2.3 鋼製橋脚の終局状態

図-2.4 には、基本モデル供試体 H2 と改良モデル（供試体 H6、H7、および H8）の実験から得られた各載荷ループごとの履歴吸収エネルギー量と平均載荷変位との関係を示している。

基本モデル H2 と改良モデル（H6、H7、および H8）とを最高耐力力点で比較した場合、改良モデルの吸収エネルギー量は、基本モデルの約 2.3 倍に達していた。このことより、式(2.1)、および(2.2)の制限値を遵守し、縦補剛材剛比 γ/γ^* の値を 1.0 以上に設定することが、鋼製橋脚の吸収エネルギー量を大きく向上させることがわかる。

また、改良モデル（H6、H7、および H8）の吸収エネルギー量は、最高耐力力点に達するまでは、一致しており、荷重載荷方法（くり返し載荷回数）の影響を受けていないことがわかる。

これらの実験から明らかになったこと列挙すると以下のようになる。

- ① 供試体 H4 を除く全ての供試体において、耐力力の低下は基部、または中埋めコンクリート上部の補剛板の局部座屈に起因して発生した。
- ② 設定した座屈設計パラメータに対する制限値は、箱形断面を有する鋼製橋脚の吸収エネルギー量を大きく向上させ、耐震性能の向上に有効である。
- ③ 改良モデルの実験結果より最高耐力力点に達するまでは、エネルギー吸収量に差異はなく、荷重載荷方法（繰返し回数）の影響は非常に小さい。
- ④ 最高耐力力点以降の領域、すなわち局部座屈発生後

の領域においては、荷重載荷方法の影響が大きい。

よって本研究においては、鋼製橋脚の終局状態を、荷重載荷方法の影響がなく、局部座屈の影響が極めて、小さい最高耐力力点とした。

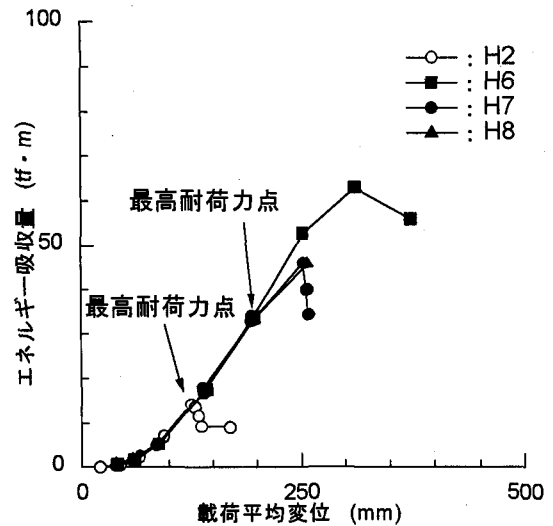


図-2.4 エネルギー吸収量(H2,H6,H7,および H8)

3. 簡易モデルにおける静的解析^{6),7)}

3.1 鋼製橋脚の曲げモーメント M と曲率 ϕ との関係

解析モデルの断面は縦補剛材を等価な外縁鋼板の板厚に置き換えた無補剛断面である。等価板厚の算定においては、供試体の外形寸法を一定とし、断面 2 次モーメントを一定として算出している。

また、解析に使用した鋼材の応力とひずみとの関係はひずみ硬化を考慮したバイ・リニア型とした（図-3.1 参照）。図中の E は弾性係数を示し、E* は塑性領域における鋼材の応力ひずみ曲線の勾配を示している（二次勾配）。

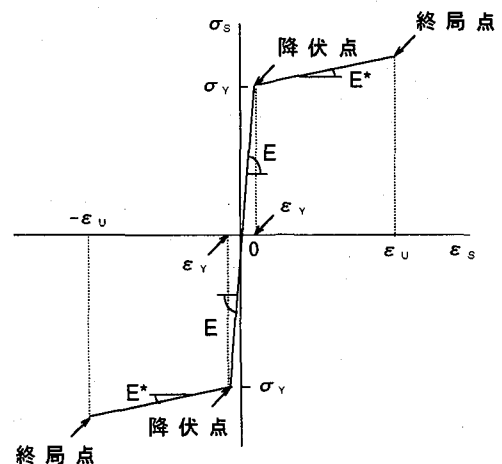


図-3.1 鋼材の応力とひずみの関係

図-3.2 には、無補剛断面と代表的な弾塑性応力状態を模式的に示している。これらの中立軸とおよび抵抗曲げモーメント M_r の算出においては式(3.1)、および式(3.2)を満足するように求めた。

$$N = \int \sigma dA \quad (3.1)$$

$$M_r = \int \sigma y dA \quad (3.2)$$

ここで、 N ：軸力、 M_r ：抵抗曲げモーメント、および y ：図心軸からの距離をそれぞれ示す。

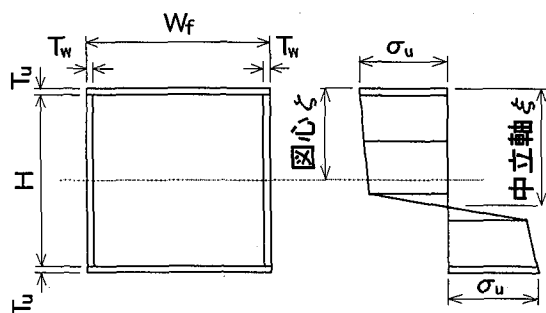


図-3.2 代表的な応力状態

なお、箱形断面を有する鋼製橋脚の曲げモーメントと曲率との関係は、断面分割法により求めた。本解析においては、断面分割数を 400 としている。

これは薄肉断面を有する鋼製橋脚の場合、断面分割数を粗く設定すると、式(3.1)、および式(3.2)により、断面の中立軸、および抵抗曲げモーメントを求める時に誤差が大きくなり、中立軸の位置が正確に求められない場合があるためである。

3.2 水平荷重と変位との関係

道路橋示方書には、RC 橋脚を対象として、橋脚の終局状態を応力とひずみとの関係により定義し、水平荷重 H と水平変位 δ とを求めてエネルギー一定則により、RC 橋脚の耐震性を照査する方法が規定されている¹⁾。

ここでは、これと同様にして、次に挙げる仮定条件に基づいて鋼製橋脚の水平荷重 H と水平変位 δ との関係を解析的に求め、実験結果との比較を行う。

- ① 供試体を片持ち梁としてモデル化し、付加曲げモーメントによる影響 (P- Δ 効果) は考慮しない。
- ② 供試体の薄肉補剛断面を無補剛断面に換算する。
- ③ 鋼材の応力とひずみの関係はひずみ硬化を考慮したバイ・リニア型とする。
- ④ 曲げモーメントにより断面内に生じる軸方向ひずみは中立軸からの距離に比例するものとする (平面保持の法則)。

また、供試体の水平荷重 H と水平変位 δ は次にあげ

る方法により求めた。

- ① 圧縮縁の圧縮ひずみ ε_u^* の値を与えて、供試体基部断面の終局曲げモーメント M_u^* を求め、供試体の高さ方向の曲げモーメント分布 $M(y)$ を求める (図-3.3 参照)。このときの水平荷重 H は M_u を荷重載荷位置までの高さ h で除して求める。
- ② 求めたモーメント分布 $M(y)$ と対応する曲率分布 $\phi(y)$ を求める (図-3.4 参照)。
- ③ 水平変位 δ は次式により求める。

$$\delta = \int \phi(y) y dy \quad \dots(3.3)$$

なお、箱形断面を有する鋼製橋脚の曲げモーメントと曲率との関係 (M- ϕ 関係) において、降伏点以降、 $5\phi_y$ に達する領域 (図-3.3、および図-3.4 斜線部) で、曲げモーメントの増大と比較して曲率が急増している。このため、鋼製橋脚の M- ϕ 関係を求める時、この範囲の曲率と対応する曲げモーメントとの関係は、特に正確に求めなければならない。

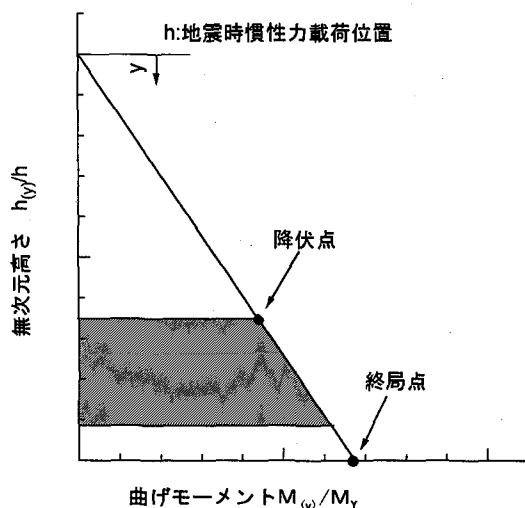


図-3.3 曲げモーメント分布 (概念図)

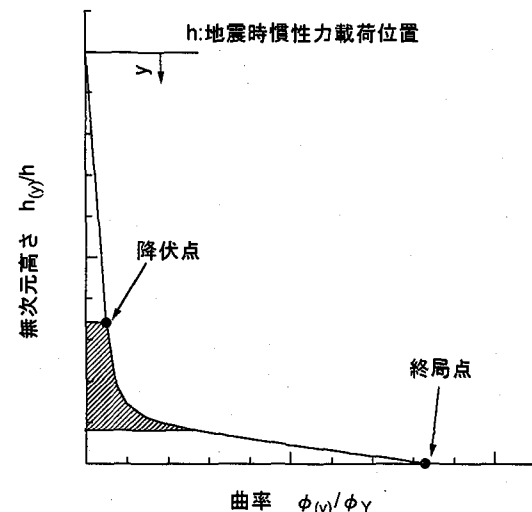


図-3.4 曲率分布 (概念図)

図-3.5 には、解析結果(波線、および一点鎖線)と実験で得られた供試体 H6、H7、および H8 の荷重－変位曲線の包絡線(実線)とを比較して示している。図中の▲は $E^*/E=1/200$ とした時の下端断面の圧縮ひずみが $10\varepsilon_Y$ 、および $20\varepsilon_Y$ に達した時の解析値を示し、△は $E^*/E=1/150$ のときのものである。

最高耐荷力点において、供試体 H6、および H7 ($\gamma/\gamma^*=3.0$) の実験値と解析値とを比較した場合、鋼材の 2 次勾配比 $E^*/E=1/200$ とし、基部断面の圧縮ひずみ ε_u が $20\varepsilon_Y$ に達したとき、解析値と実験値とがほぼ一致することが明らかとなった。このことは、図-2.3 に示した実験結果とも良く一致している。

そして、鋼材の 2 次勾配比 $E^*/E=1/150$ の場合、基部断面の圧縮ひずみ ε_u が $20\varepsilon_Y$ に達したとき、水平変位において解析値は実験値を若干大きく算定しているが、その差は小さい。

同様に供試体 H8 ($\gamma/\gamma^*=1.0$) の実験値と解析値とを最高耐荷力点で比較した場合、圧縮ひずみ ε_u が $10\varepsilon_Y$ に達したとき、解析値と実験値とが良く一致していることがわかる。

また、最高耐荷力点に至るまでの荷重と変位との関係において、実験値と解析値とを比較すると、解析値は実験値より、水平荷重値を大きく算定している。これは、本解析モデルでは残留応力を考慮していないためであると考えられる。

図-3.6 には実験で得られた最高耐荷力点におけるひずみ値 (図-2.3 参照) から求めた曲率分布を●で、そして鋼材の 2 次勾配比 $E^*/E=1/200$ 、終局圧縮ひずみ $\varepsilon_u=20\varepsilon_Y$ における解析結果から得られた曲率分布を実線で示している。解析値と実験値はよく一致していることがわかる。

これらの結果から、式(3.4)に挙げる制限値を満足する鋼製橋脚の終局状態を式 (3.5) のように規定した。

$$\left. \begin{array}{l} \text{①板パネルの幅厚比パラメータ: } R_R \leq 0.4 \\ \text{②縦補剛材の幅厚比パラメータ: } R_I \leq 0.5 \\ \text{③縦補剛材の補剛材剛比: } \gamma/\gamma^* \geq \beta \end{array} \right\} \quad (3.4)$$

ここで、 $\beta=1\sim 3$

$$\left. \begin{array}{l} \text{④鋼製橋脚の終局圧縮ひずみ } \varepsilon_u \\ \begin{array}{ll} 1.0 \leq \gamma/\gamma^* < 3.0 \text{ のとき} & \varepsilon_u = 10\varepsilon_Y \\ 3.0 \leq \gamma/\gamma^* \text{ のとき} & \varepsilon_u = 20\varepsilon_Y \end{array} \end{array} \right\} \quad (3.5)$$

4. 変形性能評価法^{6),7)}

4.1 鋼製橋脚の断面設計

一般に、鋼製橋脚の変形性能は、降伏点以降の弾塑性挙動を考慮した水平荷重 H と水平変位 δ をもとに評価されている。

本解析では、鋼製橋脚の曲げモーメントと曲率との

関係に着目して、断面の大きさ、ならびに軸力比の影響について検討した。なお、解析方法は 3.1 で述べた方法と同様である。

鋼製橋脚の断面設計は、式(3.4)に設定した座屈パラメータの制限値を満足するように設計した。ただし、縦補剛材剛比は $\gamma/\gamma^*=3$ に設定している。また、断面の大きさは 50cm～500cm の範囲で 50cm ずつ増大させて外形寸法を設定した。外縁鋼板 (フランジ、ウェブ)、および縦補剛材の板厚は同じものとし、縦補剛材の設置間隔は 50cm と固定している。この断面を元に等価断面を算定して解析を実施した。着目した主なパラメータは軸力比 σ_c/σ_Y である。

なお、本解析モデルの断面は等価板厚を用いた無補剛断面とし、局部座屈は考慮していない。また、鋼材は SM490Y を用い、ひずみ硬化を考慮し、 $E^*/E=1/200$ とした。また、箱形断面を有する鋼製橋脚の終局圧縮ひずみは、 $\varepsilon_u=20\varepsilon_Y$ としている。

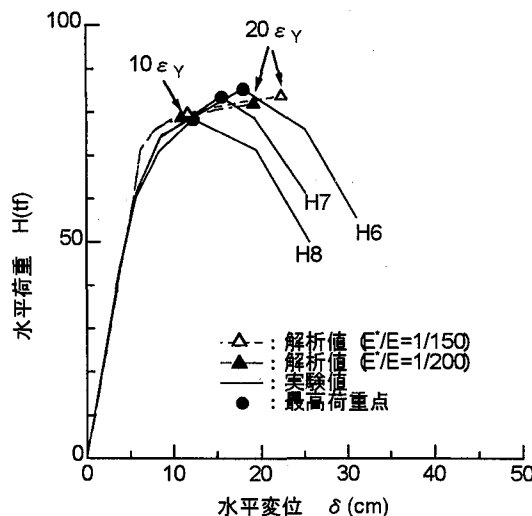


図-3.5 荷重－変位関係 (静的解析結果)

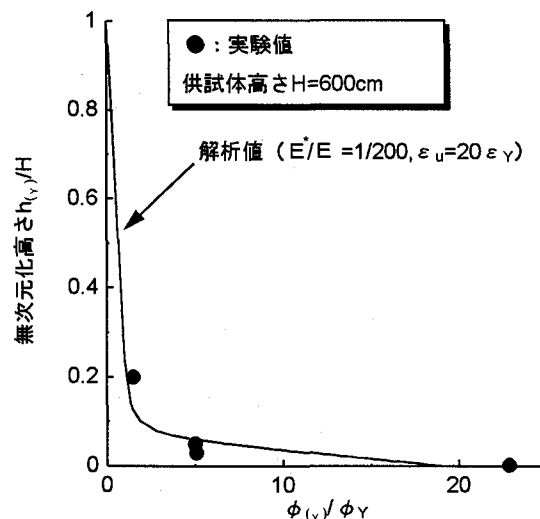


図-3.6 曲率の分布 (供試体 H6 最高耐荷力点)

表-4.1 には本解析におけるパラメータを示している。
 なお、フランジ、ウェブの板幅は同値であり、断面は
 ほぼ正方形断面を形成している。

表-4.1 パラメトリック解析に用いた諸元

外縁板幅(cm)	50~500
軸力比 σ_c/σ_Y	0.00, 0.01, 0.03, 0.05, 0.07, 0.10, 0.15
降伏点(kgf/cm ²)	3,600 (SM490Y)
ヤング係数 E(kgf/cm ²)	2.1×10^6
E^*/E	1/200

4.2 弾塑性挙動と軸力比との関係

解析結果を、図-4.1、および図-4.2 に示す。図-4.1 には、終局曲率と軸力比との関係を示し、図-4.2 には、終局曲げモーメントと軸力比との関係を示している。

なお、図中の縦軸の終局曲率、および終局曲げモーメントは、それぞれ軸力比 $\sigma_c/\sigma_Y=0$ における降伏曲率 ϕ_{Y0} 、ならびに降伏曲げモーメント M_{Y0} で無次元化している。

図-4.1 より、終局曲率と軸力比との関係には、線形関係があり、ほぼ次式の関係为满足しており、断面寸法に関する差異は見られなかった。

$$\phi_u/\phi_{Y0} = -27.33(\sigma_c/\sigma_Y) + \varepsilon_u/\varepsilon_Y \quad \dots(4.1)$$

図-4.2 より、終局曲げモーメントと軸力比との関係においても、線形関係がみられ、ほぼ次式为满足している。

$$M_u/M_{Y0} = -0.307(\sigma_c/\sigma_Y) + 1.231 \quad \dots(4.2)$$

軸力比と終局曲げモーメントとの関係を、断面寸法において比較すると、断面寸法を $B=50 \sim 500$ と大きく変化させたにもかかわらず、ここでも、断面寸法に関する差異は、ほとんど見られなかった。

4.3 弾塑性挙動と縁端圧縮ひずみとの関係

図-4.3 には、曲率変形性能と縁端圧縮ひずみ比との関係を示し、図-4.4 には、曲げモーメント比と縁端圧縮ひずみ比との関係を示している。

ここで、図中の曲率、および曲げモーメントは、それぞれ軸力比 $\sigma_c/\sigma_Y=0$ とした場合の降伏曲率 ϕ_{Y0} 、ならびに降伏曲げモーメント M_{Y0} で無次元化している。これらをそれぞれ、曲率変形性能 ϕ_u^*/ϕ_{Y0} 、および曲げモーメント比 M_u^*/M_{Y0} と定義する。また、横軸は縁端圧縮ひずみ ε_u^* を鋼材の降伏ひずみ ε_Y で無次元化し、これを圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^*/\varepsilon_Y$ とする。

図-4.3 より、曲率変形性能 ϕ_u^*/ϕ_{Y0} と圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^*/\varepsilon_Y$ との関係には、線形関係がみられ、ほぼ次式を

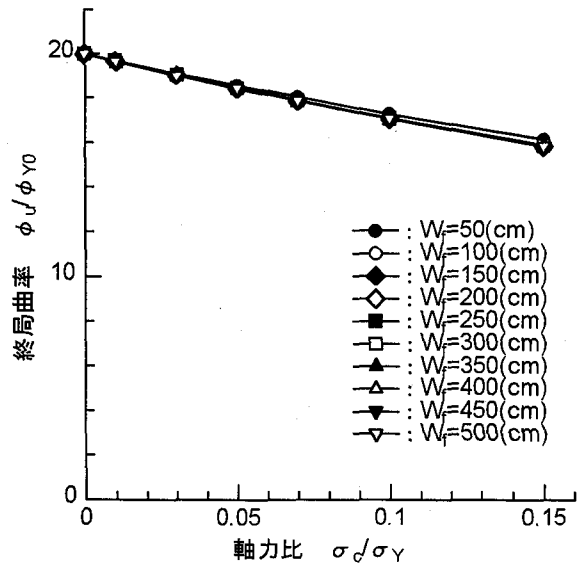


図-4.1 終局曲率と軸力比との関係

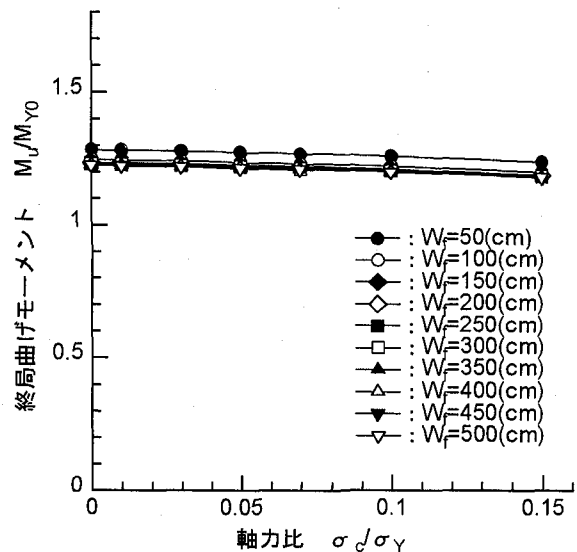


図-4.2 終局曲げモーメントと軸力比との関係

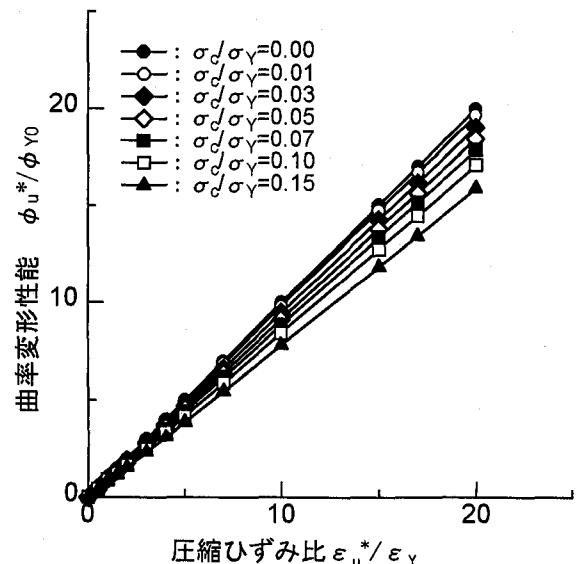


図-4.3 曲率変形性能と縁端圧縮ひずみ比との関係

満足している。

$$\phi_u^*/\phi_Y = (1 - \sigma_c/\sigma_Y) \varepsilon_u^*/\varepsilon_Y \quad \dots(4.3)$$

また、図-4.4 より、曲げモーメント比 M_u^*/M_{Y0} と圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^*/\varepsilon_Y$ との関係において、軸力比について比較すると、弾性範囲($M_u^*/M_{Y0} \leq 1.0$)においては、ほぼ線形的に低下しているが、弾塑性領域($M_u^*/M_{Y0} > 1.0$)においては、曲げモーメント比 M_u^*/M_{Y0} は軸力比 σ_c/σ_Y の影響をほとんど受けていないことがわかる。これは、本研究において、設定した軸力比の範囲では、軸力による断面内の圧縮応力領域が小さく、断面の抵抗曲げモーメントに与える影響が小さいためと考えられる。

また、圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^*/\varepsilon_Y$ と曲げモーメント比 M_u^*/M_{Y0} との関係は、次式の関係満足している。

$$\left. \begin{aligned} M_u^*/M_{Y0} &= (1 - \sigma_c/\sigma_Y) \varepsilon_u^*/\varepsilon_Y & (0 < \varepsilon_u^*/\varepsilon_Y \leq 1) \\ M_u^*/M_{Y0} &= -0.314(\varepsilon_u^*/\varepsilon_Y) + 1.214 & (1 < \varepsilon_u^*/\varepsilon_Y \leq 3) \\ M_u^*/M_{Y0} &= 0.00565 \varepsilon_u^*/\varepsilon_Y + 1.092 & (3 < \varepsilon_u^*/\varepsilon_Y) \end{aligned} \right\} \quad \dots(4.4)_{(a) \sim (c)}$$

図-4.5 には軸力比 $\sigma_c/\sigma_Y = 0.10$ における、曲率変形性能 ϕ_u^*/ϕ_Y と圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^*/\varepsilon_Y$ との関係を示している。

曲率変形性能 ϕ_u^*/ϕ_Y と圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^*/\varepsilon_Y$ との関係について、座屈パラメータに対する制限値を満足する鋼製橋脚では断面寸法による差異は見られず、式(4.3)の関係をすべての断面寸法において満足している。

これらのことから、箱形断面鋼製橋脚の終局状態を最高耐力点とした場合、縁端圧縮ひずみ ε_u^* の値を決定することにより、そのときの弾塑性曲率 ϕ_u^* 、および曲げモーメント M_u^* は式(4.3)～(4.4)により簡易的に求められる。そして、求められた曲げモーメント M_u^* と曲率 ϕ_u^* との関係から水平荷重と水平変位との関係は式(3.3)により求められる。

5. まとめ

本研究において得られた結論をまとめると次のようになる。

- 1) 供試体 H6～H8 の実験結果と解析結果との比較より、最高耐力点において、鋼材の 2 次勾配比を $E^*/E = 1/150 \sim 1/200$ の範囲に設定したとき、最下端断面の圧縮ひずみ ε_u は $20 \varepsilon_Y$ に達しており、解析値は実験値をよく近似している (図-3.5 参照)。
- 2) 座屈パラメータに対する制限値を満足する鋼製橋脚の終局曲率 ϕ_u^* 、および終局曲げモーメント M_u^* と軸力比 σ_c/σ_Y との関係は、断面寸法によらず線形関係があることが明らかとなった (図-4.1、および図-4.2

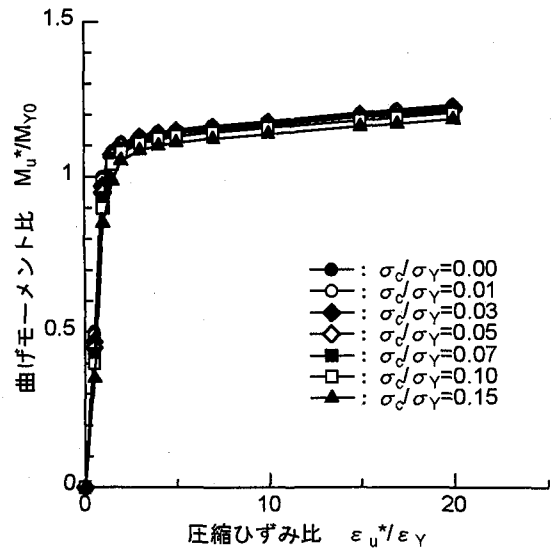


図-4.4 曲げモーメント比と縁端圧縮ひずみ比との関係

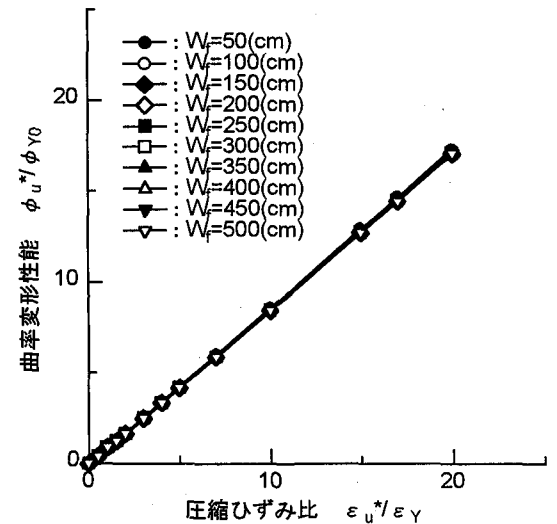


図-4.5 曲率変形性能と縁端圧縮ひずみ比との関係 ($\sigma_c/\sigma_Y = 0.10$)

参照)。

- 3) 座屈パラメータに対する制限値を満足する鋼製橋脚の曲率変形性能 ϕ_u^*/ϕ_Y と圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^*/\varepsilon_Y$ との関係は、線形関係を示す。また、断面の大きさによる影響は無く、軸力比 σ_c/σ_Y が増加すると、曲率変形性能 ϕ_u^*/ϕ_Y が低下することが明らかとなった (図-4.3、および図-4.4 参照)。
- 4) 曲げモーメント比 M_u^*/M_{Y0} と圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^*/\varepsilon_Y$ との関係は圧縮ひずみ比 $\varepsilon_u^*/\varepsilon_Y$ の範囲に応じて、一義的にモデル化できる (式(4.4) 参照)。
- 5) 鋼製橋脚の終局状態を最高耐力点とした場合、縁端圧縮ひずみ ε_u^* の値を決定することにより、曲率 ϕ_u^* 、および曲げモーメント M_u^* は簡易的に求められる (式(4.1)～(4.4)参照)。
- 6) 提案した推定方法を用いれば、断面分割法を用いることなく鋼製橋脚 (片持ち梁) の弾塑性挙動、すな

わち曲げモーメントと曲率との関係は比較的簡単に求められ、鋼製橋脚の弾塑性挙動を考慮した耐震設計に係る労力を大きく低減できる(式(4.1)～(4.4)参照)。

7) 今後の課題としては、①弾塑性有限変位解析との比較検討、②長方形断面や、角 R 付き断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する検討、③面内ラーメン鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する検討等が挙げられる。

6. 謝辞

本研究は、「震災復旧対策技術委員会・鋼構造分科会、主査：渡邊京都大学教授、阪神高速道路公団」、および「鋼製橋脚研究委員会、主査：北田大阪市立大学助教授、(財)阪神高速道路管理技術センター」における研究に関連して行ったものである。ここに各委員会の委員の方々に深く感謝の意を表するものである。

7. 参考文献

1) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説:V.耐震設計編, 1996年12月

2) 阪神高速道路公団:既設鋼製橋脚の耐震補強設計要領(素案), 1997年3月

3) 南荘淳, 西岡敬治, 堀江佳平, 陵城成樹:鋼製橋脚の耐震補強に関する研究, 土木学会, 構造工学論文集, pp.1047~1058, 1998年3月

4) 南荘淳, 堀江佳平, 陵城成樹, 井元泉:鋼製橋脚の変形性能に関する実験的研究, 土木学会, 鋼製橋脚の非線形解析と耐震設計に関する論文集, pp.189~196, 1997年5月

5) A.Nanjo, Y.Horie, S.Okashiro, I.Imoto: Experimental Study on the Ductility of Steel Bridge Piers, Proceedings of 5th International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures, Vol.1, pp.229~236, July 1997

6) S.Okashiro, Y.Horie, T.Nishioka, A.Nanjo: Experimental Study on a Seismic Design Method of Steel Bridge Piers, Proceedings of PSSC'98, Vol.1, pp.619~624, October, 1998

7) 渡邊英一, 堀江佳平, 新名勉, 陵城成樹, 内田諭:円形鋼製橋脚の変形性能評価法に関する研究, 土木学会, 第2回鋼構造物の非線形解析と耐震設計に関する論文集, pp.121~126, 1998年11月

(1998年9月18日受付)