

円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 Pier with Circular Cross Section

陵城成樹*, 堀江佳平**, 加賀山泰一***, 新名 勉****, 内田 諭*****, 渡邊英一*****

Shigeki OKASHIRO, Yoshihei HORIE, Taiichi KAGAYAMA, Tsutomu NIINA, Satoshi UCHIDA and 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 阪神高速道路公団湾岸管理部 (〒550-0011 大阪市西区阿波座 2-1-1)

***工修 阪神高速道路公団本社保全施設部 (541-0056 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

****工修 阪神高速道路公団大阪建設局 (〒550-0006 大阪市西区江之子島 2-1-5)

*****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)

*****工博 Ph.D 京都大学大学院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 circular cross-section by HANSHIN EXPRESS WAY PUBLIC Co.,. Based on this 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, the main parameters were the parameter of radius and thickness, and the axial compression stress ratio. Based on this result, we described the method of estimate the relationships of ultimate bending moment and curvature of steel bridge pier with circular cross section.

Key Words : *steel bridge pier, circular cross section, ductility, ultimate curvature, strain hardening*

キーワード: 鋼製橋脚, 円形断面, 変形性能, 終局曲率, ひずみ硬化

1. はじめに

兵庫県南部地震により被災した円形断面を有する鋼製橋脚の代表的な被災状況は、象足座屈であった。この座屈現象は大地震時にまず、圧縮縁端の外縁鋼板に局部座屈による面外変位が発生し、その後、地震時慣性力が繰り返し繰り返し載荷され、この面外変位が全周に伝搬して生じるものである。この局部座屈は、断面変化点、および開口部（マンホール）等が発生しており、ほぼ全周にわたって亀裂が生じた橋脚も見られた。

円形断面橋脚の変形性能を向上させるためには矩形断面の場合と同様に、まず局部座屈を抑制すること、そして面外変位が橋脚全周に伝搬するモードを縦補剛材により抑制することが効果的であると考えられる。

そこで、本研究では、この縦補剛材が、円形断面を有する鋼製橋脚の変形性能に及ぼす影響を実験的に明らかにするため、正負交番載荷実験を行った。そして、ひずみ硬化を考慮した簡易解析モデルによる解析結果との比較検討を行い、円形鋼製橋脚の終局状態、および変形性能の定量的評価方法に関する一手法を提案している。なお、本実

験は建設省土木研究所との共同研究の一環として行われたものである^{1)~3)}。

2. 正負交番載荷実験

2.1 実験方法、および実験供試体⁴⁾

実験は、建設省土木研究所・部材耐震実験棟において実施された。また、荷重載荷方法は軸力 P を載荷しながら変位制御で行った。

本実験で用いた実験供試体 H9 を表-1 に示す。供試体 H9 は、局部座屈を抑制するため、幅厚比パラメータ $R_t \leq 0.5$ を満足する縦補剛材が円筒内に 8 本設置されている。表中の t_0 は、これらの縦補剛材の剛性を考慮した場合の等価板厚である。この等価板厚 t_0 については後述する。

また、供試体 H9 は兵庫県南部地震により被災した鋼製橋脚の再構築に採用された橋脚の断面構成を忠実に縮尺 1/3 で再現したものである。

図-1 には載荷方法のパターンを示している。載荷方法は、両振り載荷であり、同一載荷変位における繰り返し載荷回数は 1 回である。

2.2 実験結果

図-2 には、供試体 H9 の荷重－変位曲線を示している。供試体 H9 は、降伏点以降、載荷変位 $2\delta_y$ に達したとき、供試体基部の縦補剛材間中央部に局部座屈による微小な面外変位が発生したが、耐荷力は上昇した。

載荷変位 $5\delta_y$ の時、局部座屈による面外変位が、供試体基部の圧縮応力状態にある外縁鋼板に約 10mm 程度の面外変位が観察され、耐荷力は緩やかに低下した。しかし、その座屈モードは、縦補剛材位置を節とするものであり、面外変位の円周方向への伝搬は縦補剛材位置で抑止されていた。

その後、載荷変位の増大に応じて、面外変位が増大し、供試体 H9 は崩壊した。座屈モードは崩壊時においても、縦補剛材位置を節とするモードを維持し、面外変位の円周方向への伝搬は観察されなかった。

これらのことは、鋼管の内側に設置した縦補剛材が、局部座屈の発生を抑制するとともに、局部座屈発生後も面外変位の円周方向への伝搬を抑止し、断面の形状保持に効果的であったことを示している。

最高耐荷力点後の耐荷力の劣化は、局部座屈による面外変位の増大とともに進展した。

文献 5) には、円形鋼製橋脚の耐荷力の劣化は局部座屈に起因して発生し、最高耐荷力においては、載荷方法の影響は小さいが、最高耐荷力点後の挙動は荷重載荷方法の影響が大きいことが示されている。また、その耐荷力の劣化メカニズムについては定量的評価法の確立にまでは至っていないことが報告されている。

これらのことから、本研究では円形断面を有する鋼製橋脚の終局状態を、荷重載荷方法の影響が少ない最高耐荷力点をとする。

3. 簡易モデルにおける静的解析

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。等価板厚の算定方法には断面積を一定とする方法や、全塑性塑性モーメントを一定とする方法があるが、本研究では、供試体の最高耐荷力点に達するまでの曲げ挙動に着目しているため断面 2 次モーメントを一定として等価板厚を算定した。

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パイ・リニア型とした（図-3 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-4 には、本解析において着目した弾塑性応力状態を示している。これらの中立軸まおよび抵抗曲げモーメント M_r の算出においては式(1)、および式(2)を満足するように求めた。

表-1 実験供試体 H9

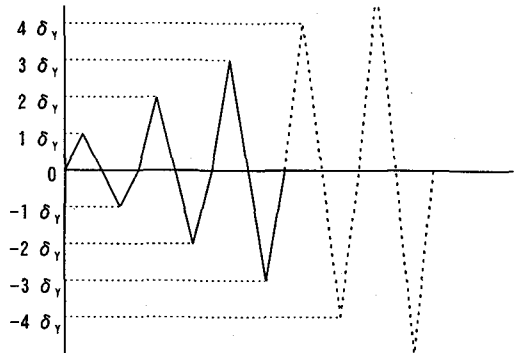
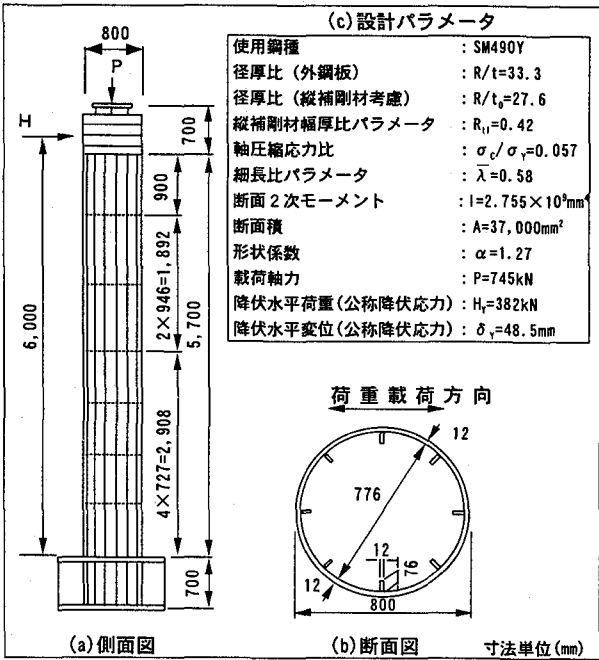


図-1 荷重載荷方法

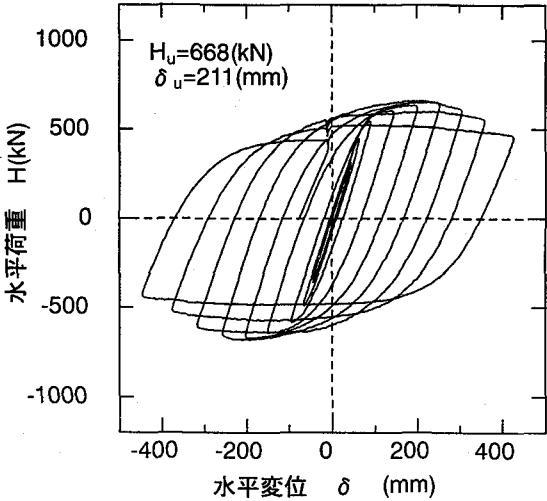


図-2 荷重－変位曲線

$$N = \int \sigma dA \quad \dots(1)$$

$$M_r = \int \sigma y dA \quad \dots(2)$$

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

なお、円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（図-4(b)）。

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した場合、式(1)、および式(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。なお、本研究においては、円形断面を有する鋼製橋脚の終局状態は荷重載荷方法の影響が少ない最高耐荷力点⁵⁾とし、局部座屈、および残留応力等の初期不正は考慮していない。

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により定義し水平耐力 H と水平変位 δ 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⁶⁾。

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（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。

$$\delta = \int \phi_{(y)} y dy \quad \dots(3)$$

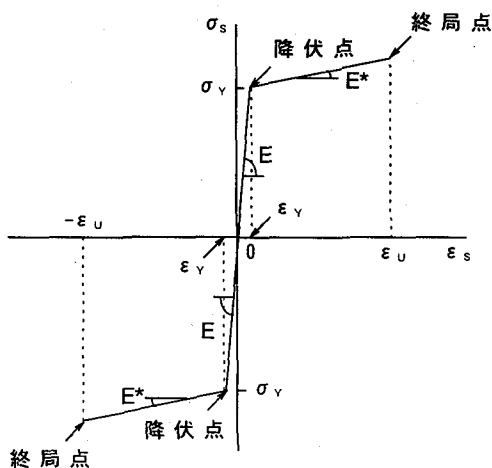
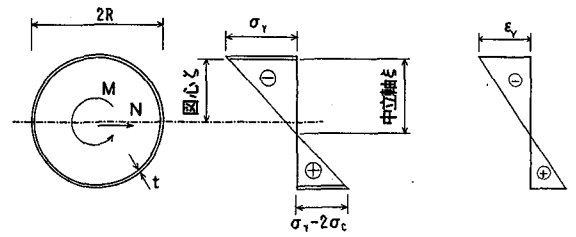
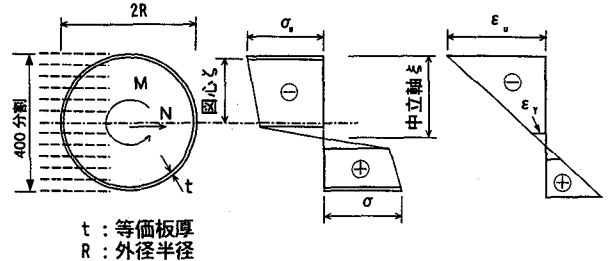


図-3 鋼材の応力とひずみの関係



(a) 降伏時



(b) 終局時

図-4 着目した応力状態

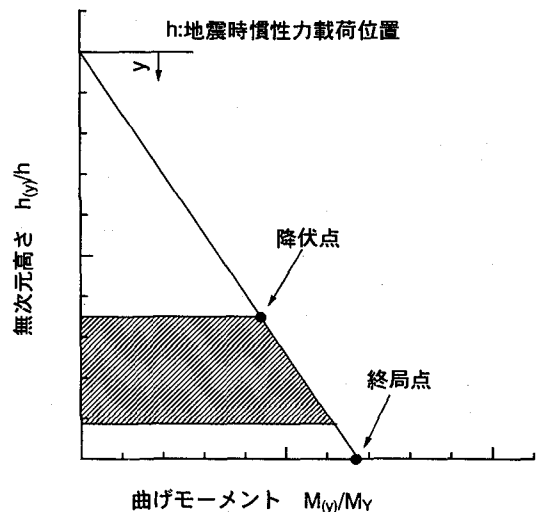


図-5 曲げモーメント分布（概念図）

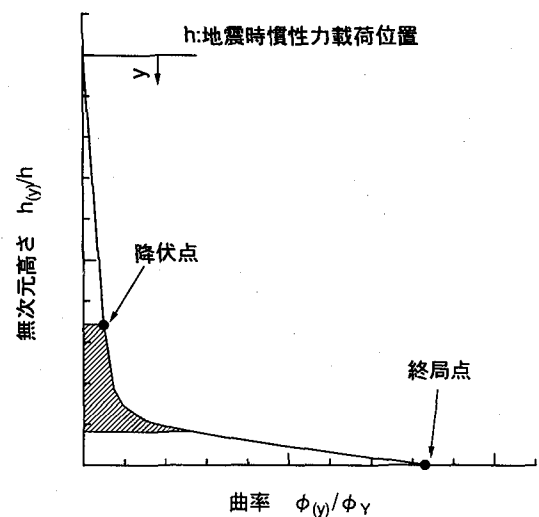


図-6 曲率分布（概念図）

なお、円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、5φ_yに達する領域(図-5、および図-6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-7 には、解析結果(破線)と実験で得られた供試体 H9 の荷重－変位曲線の包絡線(実線)とを比較して示している。また、表-2 には供試体 H9 の最高耐荷力点に着目して、圧縮ひずみ ε_u をパラメータとした解析値と実験値との比較結果を示している。

図-7、および表-2 より、最高耐荷力点において、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 を 1/100 とすると、圧縮ひずみ ε_u が 17 ε_y に達したとき、最高耐荷力点における水平荷重 H_u、および水平変位 δ_u ともに、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。

文献 3)には、供試体 H9 と同様に縦補剛材を有する円形断面供試体 M25、および無補剛断面を有する円形断面供試体 M24 の実験結果が示されている。図-8 には、これらの供試体に対して、供試体 H9 の場合と同様のモデルによる解析値と実験値との比較を示している。

供試体 M24 について、実験値と解析値の最高耐荷力点とを比較した場合、解析モデルにおける圧縮ひずみ ε_u が 3 ε_y のとき、水平荷重、変位ともによく一致している。また、供試体 M25 については、解析モデルにおける圧縮ひずみ ε_u が 14 ε_y のとき、実験値をよく近似している。

図-9 には、径厚比パラメータ R₀ と解析モデルにおける圧縮ひずみ ε_u との関係を示している。径厚比パラメータ R₀ は次式により求めている。

$$R_0 = \frac{R}{t_0} \frac{\sigma_y}{E} \sqrt{3(1-\nu^2)} \quad \cdots(4)$$

ここに、R：鋼管の半径(板厚中心)(mm)、t₀：等価板厚(mm)、σ_y：降伏点(kN/mm²)、E：弾性係数(kN/mm²)、ν：ポアソン比(0.3)をそれぞれ示す。

図中の一点鎖線は文献 7)に規定されている鋼管の局部座屈に対する耐荷力が、降伏点となる径厚比パラメータ R₀ を示している。また、直線①は解析結果から得られた径厚比パラメータ R₀ と終局時の圧縮ひずみ ε_u との関係を最小二乗法により、直線近似して求めたものである。これらのことより、円形断面を有する鋼製橋脚の圧縮ひずみ比 ε_u/ε_y は径厚比パラメータ R₀ とほぼ線形関係があることがわかる。

これらの結果から、式(5)の条件を満足する円形断面を有する鋼製橋脚の終局状態を式(6)のように提案する。式(5)は供試体 M24、M25 の実験データより設定している。

$$\text{軸力比 } \sigma_c / \sigma_y \leq 0.15 \quad \cdots(5)$$

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_u / \varepsilon_y &= 17 & (R_0 < 0.081) \\ \varepsilon_u / \varepsilon_y &= -313.85 R_0 + 42.51 & (0.081 \leq R_0 \leq 0.11) \end{aligned} \right\} \cdots(6)_{(a),(b)}$$

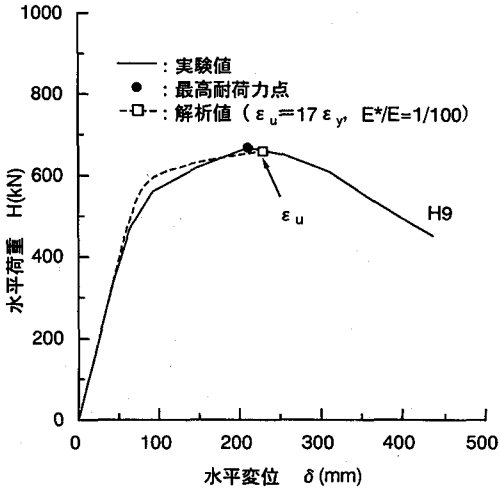


図-7 荷重－変位関係（供試体 H9, 静的解析結果）

表-2 解析結果と実験結果との比較：E*/E=1/100

	ε _u /ε _y	H _u (kN)	誤差(%)	δ _u (mm)	誤差(%)
解析値	15	650.2	-0.6	199.6	13.24
	16	654.1	0	214	6.98
	17	659	0.75	229.2	0.37
	18	662.9	1.34	245.2	6.57
	19	667.8	2.09	262	13.85
実験値(H9)		654.1	-	230.1	-

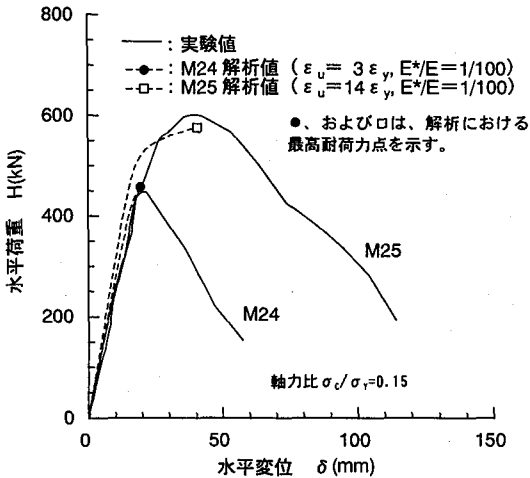


図-8 荷重－変位関係（供試体 M24,M25,静的解析結果）

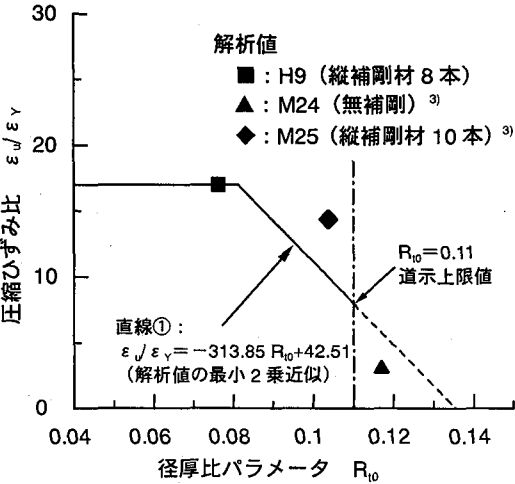


図-9 圧縮ひずみ比 ε_u/ε_y と径厚比パラメータ R₀ との関係

ここで、 σ_c ：圧縮応力、 σ_y ：降伏応力、 ε_u ：終局圧縮ひずみ、 ε_y ：降伏ひずみをそれぞれ示す。

ただし、本研究で取り挙げた実験データ数は少ないため、局部座屈を考慮できる弾塑性有限変位解析や、他の実験データを収集し、細長比パラメータ λ 等の影響を考慮して、提案式の精度と信頼性を向上させていく必要がある。よって、耐震設計時に式(5)、(6)を適用する場合には対象橋脚と実験供試体との整合性を十分に考慮する必要がある。

図-10には実験から得られた径厚比パラメータ R_{t0} と最高耐荷力点における変形性能 μ との関係を示している。図中の2点鎖線は文献6)に規定されている変形性能 μ の上限値($\mu=5$)を表す径厚比パラメータ R_{t0} を示し、一点鎖線は文献7)に規定されている鋼管の局部座屈に対する耐荷力が降伏点となる径厚比パラメータ R_{t0} を示している。また、直線②は、実験値を最小二乗法により、直線近似したものである。ここでも、変形性能 μ は径厚比パラメータ R_{t0} とほぼ線形関係があることがわかる。

これらの結果から、式(5)の条件を満足する円形断面を有する鋼製橋脚の変形性能 μ を式(7)のように提案する。

$$\left. \begin{aligned} \mu &= 5.0 & (R_{t0} < 0.073) \\ \mu &= -67.83R_{t0} + 9.95 & (0.073 \leq R_{t0} \leq 0.11) \end{aligned} \right\} \cdots (7)_{(a),(b)}$$

4. 変形性能評価法

4.1 弾塑性挙動と軸力比との関係

一般に鋼製橋脚の変形性能は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⁶⁾。

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、軸力比の影響について検討した。

鋼製橋脚の外形半径を150cmと固定し、表-3に示すように軸力比 σ_c/σ_y を変化させて、パラメトリック解析を行った。

なお、本解析モデルの断面は無補剛断面とし、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、 $E^*/E=1/100$ とし、径厚比パラメータ R_{t0} は供試体H9と同じものとした。

表-3 パラメトリック解析に用いた諸元

外形半径(mm)	1,500
径厚比パラメータ R_{t0}	0.077
軸力比 σ_c/σ_y	0.00, 0.01, 0.03, 0.05, 0.07, 0.09, 0.10, 0.11, 0.13, 0.15
降伏点(N/mm ²)	355 (SM490Y)
ヤング係数 E(N/mm ²)	2.0×10^5
E^*/E	1/100

また、本解析においては、円形断面を有する鋼製橋脚の圧縮ひずみ ε^* は、径厚比パラメータ $R_{t0}=0.077$ の場合の終局ひずみ $17\varepsilon_y$ まで変化させている。

4.2 弾塑性挙動と縁端圧縮ひずみとの関係

図-11には、一般的な円形断面鋼製橋脚が有する径厚比パラメータ $R_{t0}=0.077$ における縁端圧縮ひずみと曲率との

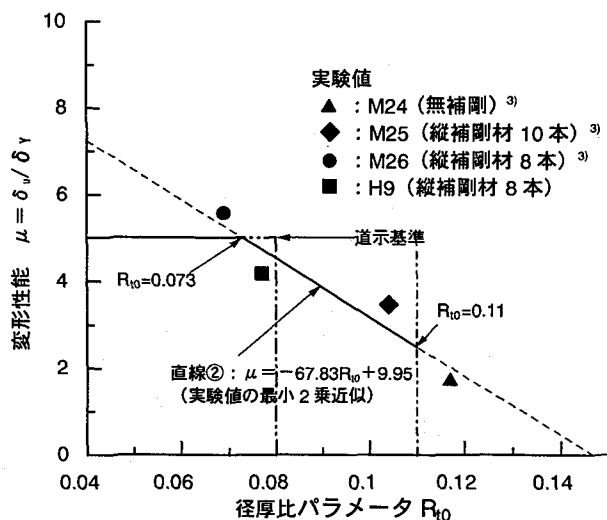


図-10 径厚比パラメータ R_{t0} と変形性能 μ との関係

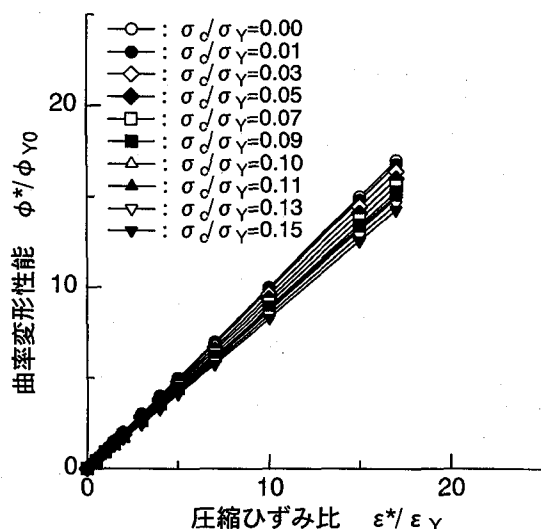


図-11 曲率変形性能と縁端圧縮ひずみとの関係 ($R_{t0}=0.077$)

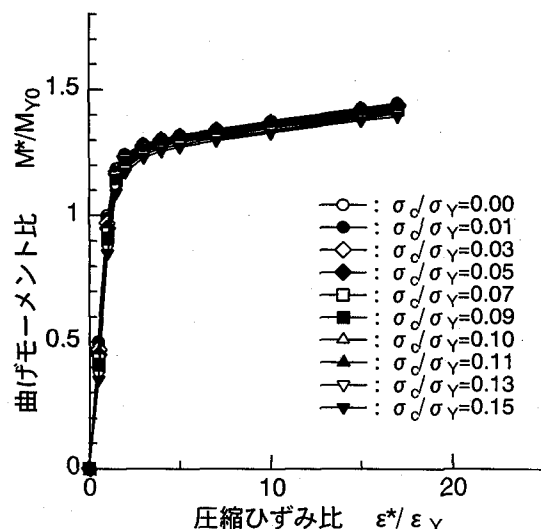


図-12 曲げモーメント比と縁端圧縮ひずみとの関係 ($R_{t0}=0.077$)

関係を示し、図-12 には、同じ径厚比パラメータ R_0 における縁端圧縮ひずみと曲げモーメント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^*/ϕ_{y0} 、および曲げモーメント比 M^*/M_{y0} と定義する。また、横軸は縁端圧縮ひずみ ε^* 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 $\varepsilon^*/\varepsilon_y$ とする。

図-11 より、曲率変形性能 ϕ^*/ϕ_{y0} と圧縮ひずみ比 $\varepsilon^*/\varepsilon_y$ との関係には、線形関係がみられ、ほぼ次式を満足している。

$$\begin{aligned}\phi^*/\phi_{y0} &= \varepsilon^*/\varepsilon_y - \sigma_c/\sigma_y & (0 < \varepsilon^*/\varepsilon_y \leq 1) \\ \phi^*/\phi_{y0} &= (1 - \sigma_c/\sigma_y) \varepsilon^*/\varepsilon_y & (1 < \varepsilon^*/\varepsilon_y)\end{aligned} \quad \dots (8)_{(a),(b)}$$

また、図-12 より、曲げモーメント比 M^*/M_{y0} と圧縮ひずみ比 $\varepsilon^*/\varepsilon_y$ との関係について、軸力比において比較すると弾塑性領域においては、曲げモーメントは軸力比 σ_c/σ_y の影響をほとんど受けていないことがわかる。このことは設定した軸力比 σ_c/σ_y が等しい文献 5) における実験結果とも一致している。また、圧縮ひずみ比 $\varepsilon^*/\varepsilon_y$ と曲げモーメント比 M^*/M_{y0} との関係は、次式の関係満足している。

$$\left. \begin{aligned}M^*/M_{y0} &= \varepsilon^*/\varepsilon_y - \sigma_c/\sigma_y & (0 < \varepsilon^*/\varepsilon_y \leq 1.0) \\ M^*/M_{y0} &= a_1 \varepsilon^*/\varepsilon_y + b_1 & (1.0 < \varepsilon^*/\varepsilon_y \leq 5.0) \\ M^*/M_{y0} &= a_2 \varepsilon^*/\varepsilon_y + b_2 & (5.0 < \varepsilon^*/\varepsilon_y)\end{aligned} \right\} \dots (9)_{(a) \sim (c)}$$

ここで、

$$\begin{aligned}a_1 &= 0.080 + 0.173 \sigma_c/\sigma_y \\ b_1 &= 0.920 - 1.173 \sigma_c/\sigma_y \\ a_2 &= 0.011 - 0.004 \sigma_c/\sigma_y \\ b_2 &= 1.264 - 0.290 \sigma_c/\sigma_y\end{aligned}$$

これは、本研究において、設定した軸力比 σ_c/σ_y の範囲内 ($\sigma_c/\sigma_y=0 \sim 0.15$) では、軸力による断面内の圧縮応力領域が小さく、断面のほぼ中央に位置するため、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。

これらのことから、円形断面鋼製橋脚の終局状態を最高耐力点とした場合、対象とする円形鋼製橋脚の縁端圧縮ひずみ ε^* の値を式(5)、および式(6)により決定することにより、そのときの弾塑性曲率 ϕ^* 、および曲げモーメント M^* は式(7)～(8)により簡易的に求められ、求められた曲げモーメント M と曲率 ϕ との関係から水平荷重 H と水平変位 δ との関係は簡易的に求められる (式(3)参照)。ただし、細長比が大きい鋼製橋脚において、水平耐力を求める場合は、P- Δ 効果に注意する必要がある。

5. まとめ

本研究において得られた結論を次にまとめる。

- 1) 供試体 H9 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、解析における鋼材の 2 次勾配比を $E^*/E=1/100$ に設定したとき、解析モデルの圧縮ひずみ ε_u が $17 \varepsilon_y$ のとき、解析値は実験値をよく近似している (図-7 参照)。
- 2) 供試体 M24、M25、による実験結果に対して、供試体 H9 と同様の解析を実施し、径厚比パラメータ R_0 と終局ひずみ ε_u との関係、およびその適用範囲を提案した (図-8～9、式(5)～(6)参照)。
- 3) 供試体 H9、M24、および M25 の実験結果から径厚比パラメータ R_0 と変形性能 μ との関係、およびその適用範囲を提案した (図-10、式(7)参照)。
- 4) 円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^* の値を径厚比パラメータ R_0 と関連して決定することにより、弾塑性曲率 ϕ^* 、および曲げモーメント M^* は簡易的に求められる (式(5)～(6)、(8)～(9)参照)。
- 5) 提案した推定方法は、円形断面鋼製橋脚の弾塑性挙動を比較的簡単に求められ、円形断面鋼製橋脚の耐震設計における労力を軽減できる。
- 6) 今後の課題としては、初期不整や局部座屈を考慮できる弾塑性有限変位解析との比較検討を実施し、提案式の精度と信頼性を向上させることが挙げられる。

6. 謝辞

本研究は、「鋼製橋脚研究委員会、主査：北田大阪市立大学教授、(財)阪神高速道路管理技術センター」における研究成果を取りまとめたものである。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) 例えば陵城成樹、木代穰、小林寛、渡邊英一：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、土木学会、構造工学論文集、pp.1027～1035、1999 年 3 月
- 2) 建設省土木研究所他 5 者：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(IV)、1997 年 12 月
- 3) 建設省土木研究所他 5 者：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(総括編)、1999 年 3 月
- 4) 渡邊英一、堀江佳平、新名勉、陵城成樹、内田諭：円形断面を有する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数値解析と耐震設計への応用に関する論文集、pp.121～pp.126、1998 年 11 月
- 5) 石澤俊希、井浦雅司：円形鋼製橋脚の最高荷重および劣化特性に関する研究、土木学会、第 2 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.115～pp.120、1998 年 11 月
- 6) 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
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説：II. 鋼橋編、1996 年 12 月

(1999 年 9 月 17 日受付)