

コンクリートを充填した鋼製橋脚のM- Φ 関係を利用した耐震性能評価手法に関する検討

小野潔*, 西村宣男**, 高橋実***, 野中哲也****, 坂本佳子*****

*工修 大阪大学大学院助手 工学研究科 土木工学専攻 (〒565-0871 吹田市山田丘 2-1)

**工博 大阪大学大学院教授 工学研究科 土木工学専攻 (〒565-0871 吹田市山田丘 2-1)

***工修 独立行政法人土木研究所 研究員 構造物研究グループ (〒305-8516 つくば市南原1-6)

****ヤマト設計 (株) 企画開発部長 (〒460-0002 名古屋市中区丸の内 3-17-6)

*****ヤマト設計 (株) 企画開発部 (〒889-1403 宮崎県児湯郡新富町大字上富田 3191-1)

橋脚の耐震性能評価手法の1つとして、橋脚断面の曲げモーメント-曲率関係(M- Φ 関係)を利用するものがある。M- Φ 関係による耐震性能手法は水平荷重-水平変位関係による手法より適用が広く、また、鉄筋コンクリート橋脚やコンクリートを充填しない鋼製橋脚については、M- Φ 関係設定手法の研究が多くなされている。しかし、コンクリートを充填した鋼製橋脚のM- Φ 関係設定法に関する研究例は少ない。そこで、本研究では矩形断面および円形断面のコンクリートを充填した鋼製橋脚のM- Φ 関係を利用した耐震性能評価手法の検討を行った。

Key words : seismic design, concrete-filled steel bridge pier, M- Φ relationship

1. はじめに

平成7年1月に発生した兵庫県南部地震での鋼製橋脚の被害を受け¹⁾、平成8年に道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編²⁾(以下、「道示Ⅱ」という。)および道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編³⁾(以下、「道示Ⅴ」という。)が改訂され、鋼製橋脚については初めて塑性域でのじん性を考慮した設計法が導入された。その中で、照査項目の1つとして、地震力による水平変位または水平荷重といった応答値が、鋼製橋脚の耐震性能を示す指標である許容変位または地震時保有水平耐力といった許容値以下となるようにすることが示されている。そして、地震時の応答値の推定手法として、コンクリートを充填した鋼製橋脚ではエネルギー一定則による手法が、コンクリートを充填しない鋼製橋脚については非線形動的解析による手法が具体的に示されている。いずれの応答値の推定手法を用いるにせよ、耐震性能を評価する上で鋼製橋脚の限界状態に対応する水平荷重および水平変位等を適切に評価することが重要となり、そのための研究も多くなされている。

コンクリートを充填した鋼製橋脚については、高さ方向全長にわたってコンクリートを充填したもの^{4)~9)}、全長ではなく部分的にコンクリートを充填したもの^{10)~19)}があり、それぞれについて耐震性能評価手法に関する研究および耐震設計手法の提案^{3), 19), 20), 21), 22)}がなされている。

道路橋を対象にしたコンクリートを充填した鋼製橋脚に関しては、橋脚自重の増加をなるべく少なくし基礎構造物への負担を軽減するといった観点から、部分的にコンクリートを充填した鋼製橋脚(以下、「コンクリート充填柱」という。)についての研究が中心であり、特に矩形断面のコンクリート充填柱に関するものが多くなっている^{10), 12), 13), 14), 15), 19)}。

現在設計で多く用いられている道路橋の矩形断面のコンクリート充填柱の具体的な耐震性能評価手法および設計手法の代表的なものとして、土木学会鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会の耐震設計WG²⁰⁾(以下、「新技術小委員会」という。)の提案する手法および道示Ⅴ³⁾で規定される手法がある。

新技術小委員会で提案される手法では、コンクリート充填部および中空鋼断面部がほぼ同時に所定の限界状態に達するようにコンクリート充填高さを決定している。そして、コンクリート充填部および中空断面部の損傷度のいずれかが1に達した時を限界状態と定義し、そこから終局耐力および終局変位を求めている。この手法では、中空鋼断面部も限界状態に達することを想定しているため、その中空鋼断面部の幅厚比パラメーター、縦リブの補剛材剛度を制限しており、一般に鋼断面は道示Ⅱで規定される震度法を満足する断面より大きくなるが、コンクリート充填高さを低く抑えることができる。

道示Ⅴに規定される手法では、コンクリート充填部を

確実に塑性化させて所要のじん性を確保するため、コンクリート充填部が所定の限界状態に達する時でもコンクリート充填部直上の中空鋼断面が座屈しないようにコンクリート充填高さを決定している。その限界状態はコンクリート充填部の鋼断面のひずみが5%に達する時とし、そこから終局水平耐力および終局変位を算出している。一般的に新技術小委員会の手法に従う場合より、中空鋼断面は小さくなるが、コンクリート充填高さは大きくなる。

また、橋脚の耐震性能評価手法として曲げモーメント-曲率関係（ $M-\Phi$ 関係）を利用する手法がある。 $M-\Phi$ 関係による手法は、鉄筋コンクリート橋脚の終局水平耐力や終局変位の算出において使用され³⁾、また鋼製橋脚でもコンクリートを充填しない鋼製橋脚（以下、「コンクリート未充填柱」という。）については多く研究がなされている^{23),24)}。

本研究では、現行の道示Vに規定されるコンクリートの充填高さを満たす矩形断面および円形断面のコンクリート充填柱を対象として、正負交番載荷実験結果を基に設定した限界状態に対応する水平荷重および水平変位を適切に評価できる $M-\Phi$ 関係の設定手法の検討をおこなった。

2. 正負交番載荷実験の概要

コンクリート充填柱の正負交番載荷実験はいくつか行われているが、コンクリートの充填高さ、断面寸法、合成効果を確実にするためにスタッドを配置したもの、補剛材配置等、様々である。本研究では、それら実験のうち、溶接品質の再現性等を考慮して可能な限り大きな断面の供試体を用いていること、矩形断面については補剛材配置が実橋脚に近いこと等を考慮して、建設省土木研究所を中心とした共同研究等^{12),15)}で行った実橋脚の約 $1/4 \sim 1/3$ といった大型の実験供試体による正負交番載荷実験を対象とすることとした。以下に今回対象とした正負交番載荷実験の概要を示す。

2.1 実験供試体

表-1にコンクリート充填柱の材料試験結果および構造諸元等を、図-1に矩形断面コンクリート充填柱の実験供試体の寸法形状の例をそれぞれ示す。図-1および表-1に示す通り、全ての実験供試体のコンクリート充填部にはダイアフラムが配置されている。また、縦リブは矩形断面実験供試体には配置されているが、円形断面実験供試体には配置されていない。なお、表-1の実験供試体全てにスタッドは配置されていない。

表-1（その1） 矩形断面実験供試体の材料特性および構造諸元等

供試体	鋼種	σ_y (Mpa)	b (mm)	t (mm)	b_s (mm)	t_s (mm)	n_s (mm)	h (mm)	$\bar{\lambda}$	R_R	R_F	σ_{ck} (Mpa)	h_c (mm)	N/ N_y
M5	SM490	351	900	10	65	6	3	3,423	0.251	0.651	0.846	30.4	2,700	0.134
M6	SM490	365	900	10	75	9	3	3,423	0.254	0.664	0.621	28.5	2,700	0.133
No. 26	SM490	404	900	9	80	6	4	3,423	0.271	0.582	0.608	23.8	2,700	0.117
No. 27	SM490	382	900	10	65	6	3	3,423	0.261	0.68	0.883	20.2	2,700	0.193
K1	SM490	369	900	9	80	6	4	3,088	0.233	0.556	0.581	16.2	2,700	0.128
K2	SM490	369	900	9	80	6	4	3,088	0.233	0.556	0.581	24.8	2,700	0.128
A3RS	SM490	419	680	7	41	3.9	5	3,303	0.346	0.461	0.558	16.1	2,548	0.100
A3RN	SM490	423	680	7	41	3.9	5	3,303	0.348	0.463	0.561	17.3	2,548	0.100

表-1（その2） 円形断面実験供試体の材料特性および構造諸元等

供試体	鋼種	σ_y (Mpa)	D (mm)	t (mm)	h (mm)	$\bar{\lambda}$	R/t	R_t	σ_{ck} (Mpa)	h_c (mm)	N/ N_y
No. 16	SS400	309	900	9	3,423	0.268	50	0.123	27.9	2,300	0.114
No. 30	SS400	309	900	9	3,423	0.268	50	0.123	21.5	2,300	0.199

（注） σ_y ：引張試験から求めた降伏応力度、b：補剛板幅（最外縁）、t：補剛板または鋼管の板厚、 b_s ：縦リブの高さ、 t_s ：縦リブの板厚、 n_s ：補剛板1枚あたりの縦リブ本数、D：鋼管の直径（最外縁）、h：載荷点高さ、 $\bar{\lambda}$ ：道示Ⅱで定義される細長比パラメータ、 R_R および R_F ：道示Ⅱで定義される幅厚比パラメータ、 R/t ：道示Ⅱに規定される径厚比、 R_t ：道示Vで定義される径厚比パラメータ、 σ_{ck} ：コンクリートの圧縮試験から得られる強度、 h_c ：コンクリートの充填高さ、N/ N_y ：軸力比で N_y は鋼断面のみを考慮した材料降伏点応力度から求まる降伏軸力

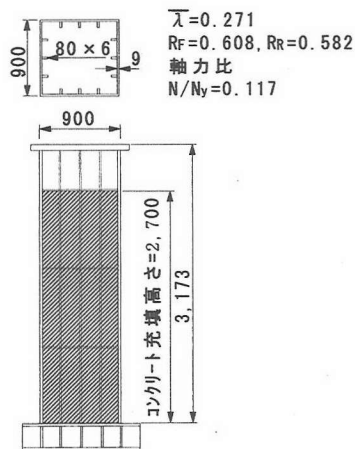


図-1 実験供試体例 (No.26)

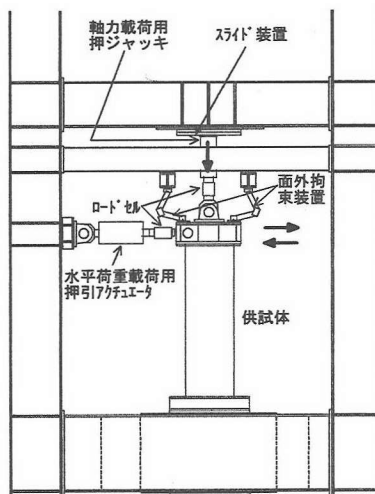


図-2 荷荷状況

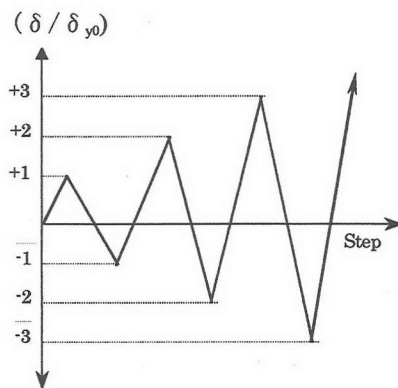


図-3 荷荷パターン

2.2 荷荷方法および実験結果

図-2に荷荷状況図を示す。荷荷方法は、まず実験供試体ごとに表-1にある所定の軸力を荷荷した後、その軸力を一定に保った状態で柱頂部に正負の水平荷重を準静的に荷荷した。荷荷は、コンクリート充填柱のコンクリートを無視し鋼断面のみ考慮して、式(1)から求まる降伏変位 δ_{y0} を基本とし、 δ_{y0} の整数倍の変位を漸次増加させながら正負交番の荷荷を行った。

$$\delta_{y0} = \frac{P_{y0} h^3}{3EI} \quad (1)$$

$$P_{y0} = \left(\sigma_{yN} - \frac{N}{A} \right) \frac{Z}{h} \quad (2)$$

ここに、

h : 水平荷重作用点高さ

I : 鋼断面のみの断面2次モーメント

σ_{yN} : 鋼材の公称降伏点応力度

N : 作用軸力

A : 鋼断面のみの断面積

Z : 鋼断面のみの断面係数

なお、各 δ_{y0} における繰返し回数は1回を原則とした。図-3に δ_{y0} での繰返し回数が1回の場合の水平変位の荷荷パターンの概念図を、表-2に正負交番荷荷実験から得られた主な実験結果を示す。

3. 実験結果に基づくM-Φ関係設定手法

コンクリート未充填柱のM-Φ関係設定手法については、既往の研究でいくつか提案されており、著者らも文献 23) および文献 24) ですでに提案し、その提案した手法の妥当性を検証している。

表-2 (その1) 実験結果 (矩形断面)

供試体	降伏水平荷重 P_{yM} (kN)	降伏水平変位		最大水平荷重 P_{max} (kN)	P_{max} 時変位 δ_m (mm)	許容変位 δ_a (mm)
		δ_{yTM} (mm)	δ_{yEM} (mm)			
M5	1,330	13	12	1,971	75	75
M6	1,431	13	17	1,902	90	85
No. 26	1,442	15	20	1,883	76	70
No. 27	1,494	15	15	2,089	56	56
K1	1,460	12	18	2,148	72	63
K2	1,476	11	21	2,206	85	71
A3RS	655	20	23	981	85	81
A3RN	662	20	23	951	85	81

表-2 (その2) 実験結果 (円形断面)

供試体	降伏水平荷重 P_{yM} (kN)	降伏水平変位		最大水平荷重 P_{max} (kN)	P_{max} 時変位 δ_m (mm)	許容変位 δ_a (mm)
		δ_{yTM} (mm)	δ_{yEM} (mm)			
No. 16	602	11	19	933	78	66
No. 30	635	12	18	862	68	61

(注) P_{yM} 、 δ_{yTM} 、 δ_{yEM} 、 P_{max} 、 δ_m については図-4参照

しかし、文献 23) および文献 24) をはじめとしたコンクリート未充填柱を対象とした手法では、コンクリートの応力-ひずみ関係の設定等に関する検討がなされていないため、コンクリート充填柱には適用することはできない。一方、実設計での利便性を考えると、精度上問題がなければ、M-Φ関係の設定手順がコンクリート充填柱とコンクリート未充填で大きく異なる方が良く考えられる。そこで、本稿では文献 23) および文献 24) で提案された手法に準拠し、それにコンクリート充填柱

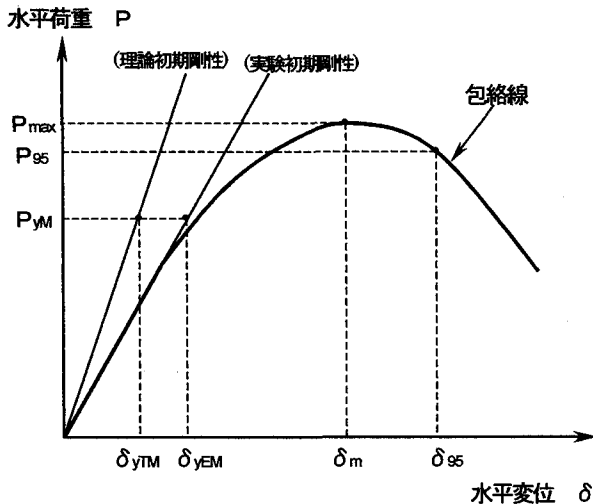


図-4 実験結果の説明

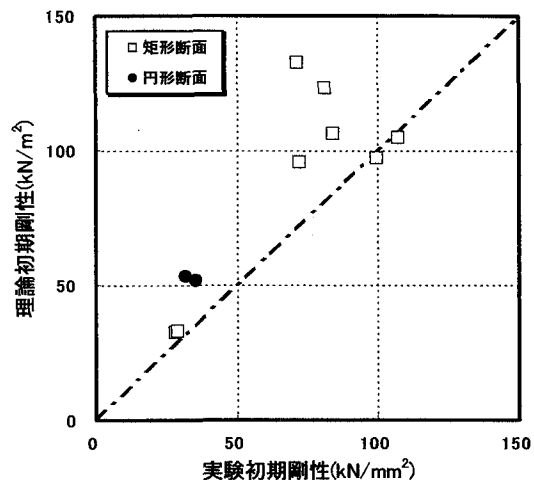


図-5 初期剛性の比較

に特有なコンクリートの応力-ひずみ関係等の検討を加えるような形でM-Φ関係設定手法の検討を行った。

3.1 対象とする限界状態

鋼製橋脚の正負交番載荷実験や精度の良い弾塑性有限変位解析から得られる結果を基に、耐震性能評価に用いる限界状態の設定法はいくつか提案されている。その代表的なものとして図-4に示すように、正負交番載荷実験等から得られる最大水平荷重 P_{max} 時を限界状態とするもの^{23),24)}、最大水平荷重時の95%耐力時を限界状態とするもの^{13),26)}がある。本研究では、下記のような理由を考慮して最大水平荷重時を限界状態と仮定することにした。

- ・最大水平荷重時までの領域であれば、その塑性履歴特性は載荷パターンの影響をあまりうけず^{10),19)}安定しており限界状態を表す点（最大水平荷重時）を再現しやすいこと
- ・局部座屈の影響がほとんどないため、現在の設計で多く使用される梁要素による解析が可能であること
- ・安全側に耐震性能を評価すること

また、その限界状態を表す指標として、水平荷重および水平変位がある。本研究では、変位で考える照査手法がわかりやすいとの既往の研究結果²⁶⁾を参考に、最大水平荷重時変位を限界状態を表す指標とし、2章の正負交番載荷実験で得られる最大水平荷重時変位に着目してM-Φ関係設定手法の検討を行った。

3.2 許容変位

実設計における鋼製橋脚の降伏変位の評価は、式(1)のようにベルヌイ・オイラーの梁理論に基づき算出することが一般的である²⁷⁾と考えられる。しかし、コンクリート未充填柱の正負交番載荷実験の水平荷重-水平変位

の履歴曲線から得られる実験初期剛性は、せん断変形およびその他の影響によりベルヌイ・オイラーの梁理論から求まる初期剛性（以下、「理論初期剛性」という。）より小さいことが報告されている^{23),24)}。そのため図-4に示すように、同じ降伏水平荷重に対する降伏水平変位は、実験から求まるもの（ δ_{yEM} ）が理論初期剛性に基づくもの（ δ_{yTM} ）より大きくなる。初期剛性を大きめに評価すると、塑性率やエネルギー吸収能という指標で耐震性能を評価した場合、危険側の評価を与える可能性がある。

コンクリート充填柱についても、理論初期剛性と実験初期剛性との比較を行った。その結果を図-5に示す。一部の実験供試体では、理論初期勾配が実験初期勾配よりわずかに小さくなったが、コンクリートを充填しない鋼製橋脚の場合と同様、大部分の実験供試体で理論初期勾配が実験初期勾配より大きくなった。

そこで、コンクリート充填柱についても設計で一般的に用いられる降伏変位 δ_{yTM} に対応した形で δ_m の評価を行うため、 δ_{yEM} が δ_{yTM} に等しくなるように包絡線を平行移動させた場合の δ_m の位置を式(3)により求め²⁹⁾、それを許容変位 δ_a と定義した。そして、その許容変位 δ_a を対象としてM-Φ関係の設定を行った。式(3)により求めた許容変位 δ_a を表-2に示す。

ここに（図-4参照）、

$$\delta_a = \delta_m - \frac{P_{max}}{P_{yM}} (\delta_{yEM} - \delta_{yTM}) \quad (3)$$

P_{max} : 正負交番載荷実験から得られる最大水平荷重

P_{yM} : 鋼断面およびコンクリート（ただし引張側は無視）断面を考慮し、鋼材のフランジの板厚中心の引張応力が降伏応力（材料試験値）に達する時の水平荷重

δ_{yTM} : 鋼断面およびコンクリート（ただし引張側は無視）断面を考慮し、ベルヌイ・オイラーの梁理論に基づく降伏変位

δ_{yEM} : 実験初期剛性から求まる P_{yM} に対応する降伏変位

なお、理論初期剛性が実験初期剛性より小さい供試体については、その差がわずかであること、安全側の評価を与えるという観点から式(3)による変換は行わず、 $\delta_a = \delta_m$ とした。

3.3 M- Φ 関係の設定手順

表-1の実験供試体について、鋼材およびコンクリートの応力-ひずみ関係を仮定してM- Φ 関係の設定手法の検討を行った。その際、下記の事項を仮定した。

- ・平面保持の仮定が成立する
- ・コンクリートの引張応力は無視する
- ・軸力は鋼断面およびコンクリート断面に作用するものとする²⁵⁾
- ・幾何学非線形の影響は無視する
- ・変位の算出は曲げ変形のみを考慮したベルヌイ・オイラーの梁理論に基づき算出する

そして、軸力および曲げモーメントを考慮して、ファイバー要素を使用して断面力、変位等の算出を行った。

以下にM- Φ 関係設定手順の具体的な内容を示す。

(1) 鋼材の応力-ひずみ関係

鋼材の応力-ひずみ関係として、コンクリートを充填しない鋼製橋脚のM- Φ 関係^{23),24)}と同様、図-6に示す2次勾配 E/100 のバイリニア型の応力-ひずみ関係を用いた。なお、図-6中の降伏応力度 σ_y は材料試験結果の値とした。

(2) コンクリートの応力-ひずみ関係

コンクリート充填柱内のコンクリートの応力-ひずみ関係は、既往の研究成果²⁵⁾を考慮し、図-7に示すものとした。なお、図-7中の σ_{ck} はコンクリートの圧縮試験から得られる圧縮強度とした。

(3) バイリニア型のM- Φ 関係

M- Φ 関係の形として、既往の研究成果²⁵⁾を考慮し、図-8のバイリニア型とした。なお、バイリニア型のM- Φ 関係を決定する2点は、それぞれ、降伏に関する点 (Φ_y, M_y) および水平荷重作用点がはじめて許容変位に達する時の点 (Φ_a, M_a) の2点とした。

(4) 降伏に関する点 (Φ_y, M_y) の算出

降伏に関する点 (Φ_y, M_y) は、引張側鋼材の板厚中心位置でのひずみが、はじめて降伏ひずみ $\varepsilon_y (= \sigma_y / E)$ に達した時とした。

(5) 許容変位時 (Φ_a, M_a) の算出

許容変位時 (Φ_a, M_a) は、コンクリート未充填柱の場合^{23),24)}と同様、以下の手順により求めた。

- ① 許容変位時に対応するひずみ ε_a (以下、「許容ひずみ」という。) を仮定する。そして、軸力の影響を

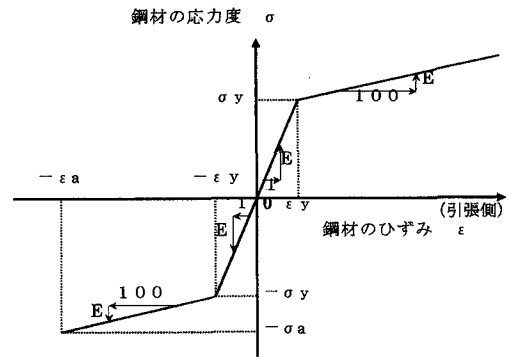


図-6 鋼材の応力-ひずみ関係

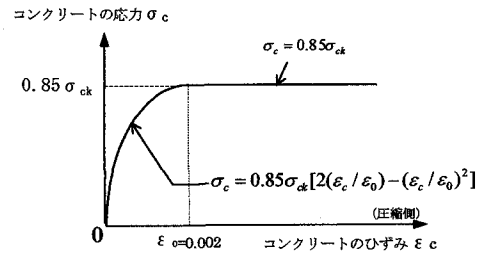


図-7 コンクリートの応力-ひずみ関係

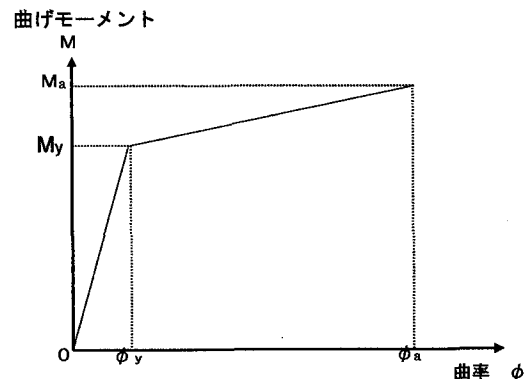


図-8 バイリニア型のM- Φ 関係

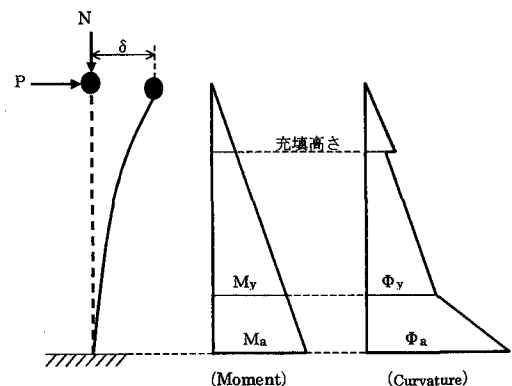


図-9 モーメントおよび曲率分布

考慮し中立軸を求め、圧縮側鋼材の板厚中心位置でのひずみがはじめて ε_a に達する時の (Φ_a, M_a) を

計算により算出し、(4)の (Φ_y, M_y) と (Φ_a, M_a) の2点を結んだ図-8のバイリニア型M- Φ 関係を仮定する。

②図-9のように、実験供試体の高さ方向のモーメント分布および①で仮定したバイリニア型のM- Φ 関係から、実験供試体高さ方向の曲率分布を求める。

③②で求めた各断面の曲率 Φ から式(4)により水平荷重載荷点の変位を求める。

$$\delta = \int (\phi \times y) dy \quad (4)$$

④③で求めた変位 δ が所定の許容変位 δ_a になるように①から③の作業を繰返し、収束計算により ε_a を求めて (Φ_a, M_a) を決定した。

表-3に上記の手法により求められた矩形断面および円形断面コンクリート充填柱の $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ の値を示す。

3.4 $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と構造諸元との関係

3.3で検討を行ったM- Φ 関係は、許容ひずみ ε_a を利用して設定することになる。よって、実設計での利便性を考えると、一般的に鋼橋の設計で用いられる構造諸元から ε_a を算出できることが望ましい。矩形断面のコンクリート未充填柱については $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と道示Ⅱで定義される幅厚比パラメータ R_F との間に高い相関²³⁾が、円形断面のコンクリート未充填柱については $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と道示Ⅴで定義される径厚比パラメータ R_t との間に高い相関²⁴⁾がみられたことから、それぞれ R_F または R_t から ε_a を求める手法が提案されている。そこで、コンクリート充填柱についても、 $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と幅厚比パラメータ R_F および R_t 、径厚比パラメータ R_t 、細長比パラメータ λ 、軸力比 N/N_y 等との関係を調べた。しかし、コンクリート充填柱ではいずれのパラメータとも高い相関は見られず、コンクリート未充填柱に比較してばらつきの大きいものとなった。一例として、矩形断面のコンクリート充填柱について、 $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と R_F との関係を調べたものを図-10に示す。また、許容変位 δ_a に達したときの引張側フランジの板厚中心のひずみと上記構造諸元との関係も調べたが、いずれのパラメータとも高い相関が見られず、前述の圧縮側フランジの板厚中心のひずみから得られる $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ よりばらつきが大きいものとなった。

他方、新技術小委員会の提案する手法では、コンクリートの充填高さの考えや構造諸元は今回の研究と異なるが、鋼断面の構造諸元に関わらずコンクリート充填部の特定の区間のコンクリートの平均ひずみが1.1%に達する時を限界状態とし、そこから限界状態の水平荷重および水平変位を求めている。そこで、本研究でも $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ を構造諸元の関数とせず、一定値として検討を行うこととした。なお、平面保持を仮定しているため、許容変位 δ_a に達したときの圧縮側コンクリート最外縁のひずみは、圧縮側フランジ板厚中心のひずみから得られる ε_a とほぼ等しくなる。

表-3 (その1) 許容ひずみ (矩形断面)

供試体	鋼材の 降伏ひずみ ε_y	許容ひずみ $\varepsilon_a/\varepsilon_y$
M5	0.0017	6.64
M6	0.0018	7.91
No. 26	0.0020	6.21
No. 27	0.0019	6.82
K1	0.0018	9.31
K2	0.0018	8.05
A3RS	0.0020	6.94
A3RN	0.0021	6.65
平均値		7.32

表-3 (その2) 許容ひずみ (円形断面)

供試体	鋼材の 降伏ひずみ ε_y	許容ひずみ $\varepsilon_a/\varepsilon_y$
No. 16	0.0015	5.69
No. 30	0.0015	6.10
平均値		5.89

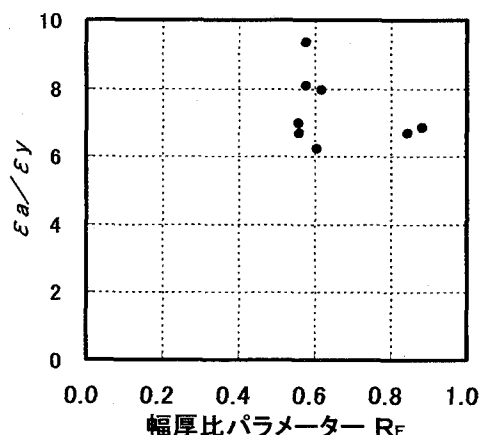


図-10 R_F と $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ の関係

$\varepsilon_a/\varepsilon_y$ の一定値としては、表-3の値を参考に、矩形断面および円形断面のコンクリート充填柱について、それぞれ以下のように設定した。

①矩形断面

$$\varepsilon_a/\varepsilon_y = 7.5 \quad (5)$$

②円形断面

$$\varepsilon_a/\varepsilon_y = 5.5 \quad (6)$$

上記の式(5)および式(6)は $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ のばらつきが大きいことから、表-3の $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ の平均値を0.5ピッチで丸め

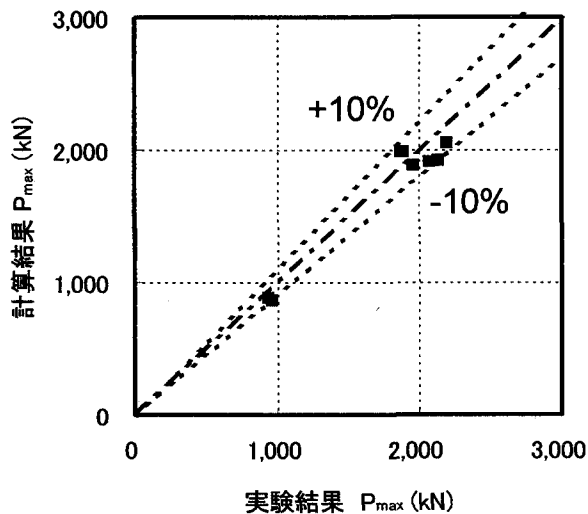


図-11 実験結果とM-Φ関係による
計算結果の比較（水平荷重）

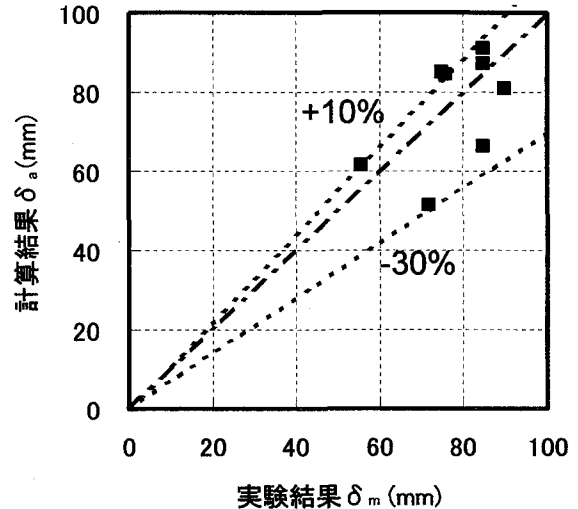


図-12 実験結果とM-Φ関係による
計算結果の比較（水平変位）

たものである。ただし、円形断面については、実験供試体数が少ないことから安全側となるように配慮し式(6)を決定した。なお、式(5)および式(6)の $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ の値は表-1の実験供試体の実験結果を基に決定していることから、その適用範囲には留意する必要がある。

4.M-Φ関係の妥当性の検証

今回検討を行ったコンクリート充填柱のM-Φ関係の妥当性を検証するため、今回提案したM-Φ関係による解析結果と実験結果との比較を行った。

4.1 M-Φ関係による解析手法

今回検討を行ったM-Φモデルによる限界状態時の水平荷重および許容変位の算出は以下の手順によった。

- ①矩形断面については式(5)を使用して、円形断面については式(6)を使用して、それぞれ許容ひずみ ε_a を算出する。
- ②図-6の鋼材の応力-ひずみ関係および図-7のコンクリートの応力-ひずみ関係を利用して、軸力を考慮して中立軸を求め、引張側鋼材の板厚中心のひずみが初めて ε_y に達する点(Φ_y , M_y)、圧縮側鋼材の板厚中心のひずみが初めて ε_a に達する点(Φ_a , M_a)をそれぞれ求め、図-8のバイリニア型のM-Φ関係を設定する。
- ③最大水平荷重 P_{max} は M_a を載荷点高さ h で割ることにより算出した。許容変位 δ_a は図-9のモーメント分布とM-Φモデルの関係から求めた曲率分布を利用して式(4)により算出した。

4.2 矩形断面コンクリート充填柱に関する検討

矩形断面のコンクリート充填柱に関して、図-11に最大水平荷重 P_{max} について実験結果とM-Φによる解析結果を比較したものを、図-12に実験結果から得られる最大水平荷重時変位 δ_m とM-Φ関係から求まる許容変位 δ_a について比較したものをそれぞれ示す。

図-11より、最大水平荷重に関して、今回検討を行ったM-Φ関係による計算結果は、実験結果を±10%程度の誤差の範囲で比較的精度良く再現できていることがわかる。

図-12より、今回検討を行ったM-Φ関係による許容変位 δ_a は-30%～+10%程度の誤差の範囲で実験結果から得られる δ_m を再現していることがわかる。なお、今回のM-Φ関係による許容変位 δ_a は正負交番载荷実験結果の最大水平荷重時変位 δ_m に対して全体的に安全側の評価を与えているが、その要因の一つとして式(3)により δ_a が δ_m より小さく設定されていることが考えられる。

また、葛らは今回対象としたコンクリート充填柱とはコンクリート充填高さの考え方や構造細目が異なる矩形断面コンクリート充填柱について、耐震性能評価手法の提案を行っている¹⁹⁾。葛らの提案手法による計算結果は、文献19)の図-9から判断すると、水平荷重については約-30%～+10%の誤差の範囲で、水平変位については、約-40%～0%の誤差の範囲で実験結果を再現している。よって、対象とする矩形断面のコンクリートの充填柱の構造細目や対象とする限界状態等が異なるため全く同じ条件での比較は難しいが、実験結果と提案手法による計算結果との比較という観点から判断すると、本研究のM-Φ関係は葛らの提案手法と比較して、水平変位に関しては同程度の精度であり、水平荷重については精度が良い

表-4 文献11)の円形断面実験供試体の材料特性および構造諸元等

供試体	鋼種	σ_y (Mpa)	D (mm)	t (mm)	h (mm)	$\bar{\lambda}$	R/t	R_t	σ_{ck} (Mpa)	h_c (mm)	N/ N_y
IV	SS400	348	813	7.9	2,920	0.138	51	0.142	36.0	1,500	0.282
VII	SS400	332	813	6.4	2,920	0.179	64	0.168	20.4	2,000	0.273
X	SS400	332	813	6.4	2,920	0.179	64	0.168	20.4	2,000	0.273

(注) 上記表-4中の記号の定義については、表-1の(注)参照

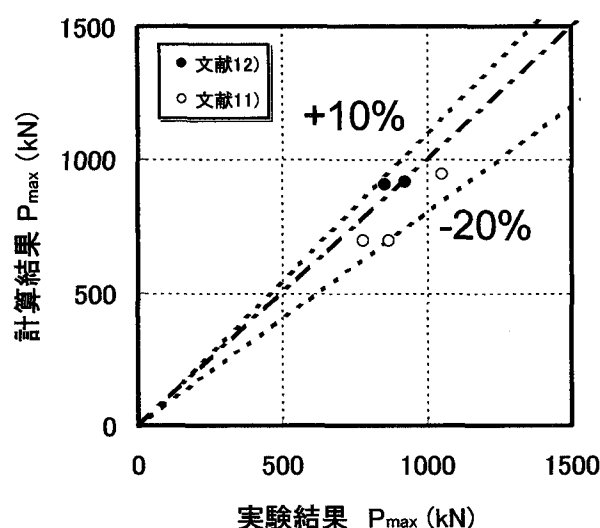


図-13 実験結果とM- Φ 関係による計算結果の比較 (水平荷重)

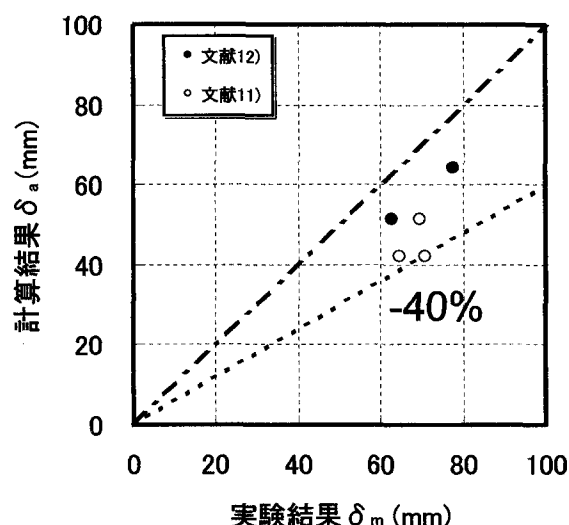


図-14 実験結果とM- Φ 関係による計算結果の比較 (水平変位)

ことがわかる。

4.3 円形断面コンクリート充填柱に関する検討

文献12)の今回対象としたコンクリート充填高さを満たす円形断面のコンクリート充填柱は2供試体しかない。よって、妥当性を検証するには実験結果が少なすぎる。そこで、直径が比較的大きく、しかも今回対象としたコンクリート充填高さを満たす文献11)の円形断面コンクリート充填柱の実験結果も利用することにした。ただし、文献11)の実験結果は今回対象とした文献12)の実験結果と比較して、データ収集間隔が大きく粗いものとなっており、文献11)の実験結果の精度は文献12)の実験結果の精度と同程度ではないこと、文献11)の作用軸力が文献12)の作用軸力より高めであることに留意する必要がある。表-4に文献11)の円形断面鋼製橋脚の代表的な構造諸元諸元を示す。

図-13より、最大水平荷重に関して、今回検討を行ったM- Φ 関係による計算結果は、文献12)および文献11)の実験結果を-20%~+10%程度の誤差の範囲で再現して

いることがわかる。

図-14より今回検討を行ったM- Φ 関係による許容変位 δ_a は-40%~0%程度の誤差の範囲で実験結果から得られる δ_m を再現していることがわかる。また、矩形断面同様、円形断面についてもM- Φ 関係による許容変位 δ_a は正負交番載荷実験結果の最大水平荷重時変位 δ_m に対して全体的に安全側の評価を与えているが、その要因の一つとして式(3)により δ_a が δ_m より小さく設定されていることが考えられる。

なお、水平荷重および水平変位両方について、文献11)の実験結果に対する誤差が文献12)の実験結果に対する誤差より多いものとなっていることがわかる。

5. 結論

本稿では、道示Vのコンクリート充填高さを満足する矩形断面および円形断面のコンクリート充填柱の曲げモーメント-曲率関係(M- Φ 関係)を利用した耐震性能評価手法の検討を行った。そして、コンクリート充填柱

の正負交番載荷実験から得られる最大水平荷重時を限界状態と仮定し、最大荷重時変位を初期剛性の違いを考慮して算出した許容変位に着目して設定手法の検討をおこなった。その検討から得られた結論をまとめると以下の通りである。

(1) M- Φ 関係の形状としてバイリニア型を仮定した。

そのバイリニア型のM- Φ 関係は、鋼材の応力-ひずみ関係として2次勾配 $E/100$ のバイリニアモデル、コンクリートの応力-ひずみ関係として圧縮強度を $0.85\sigma_{ck}$ としたモデルを仮定してファイバー要素を使用して設定を行った。

(2) バイリニア型のM- Φ モデル設定に必要な許容ひずみ ε_a を降伏ひずみ ε_y で除した $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と構造諸元との関係を調べた。その結果、コンクリートを充填しない鋼製橋脚の場合と異なり、 $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と構造諸元との間に明確な相関が見られなかったため、 $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ を一定値とした。

(3) 今回検討を行ったM- Φ 関係の妥当性を検証するため、M- Φ 関係による計算結果と実験結果との比較を行った。その結果、最大水平荷重については、矩形断面でM- Φ 関係による解析結果は $\pm 10\%$ 程度の誤差の範囲で実験結果を、円形断面でM- Φ 関係による解析結果は $-20\% \sim +10\%$ 程度の誤差の範囲で実験結果を再現していることがわかった。また、水平変位については、矩形断面でM- Φ 関係から計算される許容変位は $-30\% \sim +10\%$ 程度の誤差の範囲で実験から得られる最大水平荷重時変位を、円形断面でM- Φ 関係から計算される許容変位は $-40\% \sim 0\%$ 程度の誤差の範囲で実験から得られる最大水平荷重時変位を再現していることがわかった。

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，平成7年12月。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，平成8年12月。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，平成8年12月。
- 4) 成田信之，佐伯彰一，金井道夫，大塩俊雄：コンクリート充填鋼管の耐荷力（その1）：土木研究所資料第1728号，昭和56年8月。
- 5) 藤原稔，箕作光一，杉山純：コンクリート充填鋼管の耐荷力（その2）：土木研究所資料第2724号，1989年2月。
- 6) 佐伯彰一，金井道夫：コンクリートを充填した鋼橋脚，道路，pp.15-19，1982年12月。
- 7) 中井博，吉川紀：コンクリートを充てんした鋼製橋脚の耐荷性に関する実験的研究，土木学会論文集，No.344/I-1，pp.195-204，1984年4月。
- 8) 村田清満，山田正人，池田学，瀧口将志，渡邊忠朋，木下雅敬：コンクリート充填円形鋼管柱の変形性能の再評価，土木学会論文集，No.640/I-50，pp.149-163，2000年1月。
- 9) 村田清満，安原真人，渡邊忠朋，木下雅敬：コンクリート充填円形鋼管柱の耐荷力と変形性能評価，Vol.44A，pp.1555-1564，1998年3月。
- 10) 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。
- 11) 西川和廣，村越潤，山本悟司，岩城達思，岡田淳：コンクリート充填鋼管の耐荷力（その3），土木研究所資料第3472号，1997年3月。
- 12) 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，（社）鋼材倶楽部，（社）日本橋梁建設協会：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（Ⅰ）～（Ⅷ），（総括編），1997年4月～1999年3月。
- 13) 葛西昭，宇佐美勉，葛漢彬：コンクリート部分充填鋼製橋脚の耐震性能，橋梁と基礎，pp.23-29，1997年9月。
- 14) 天野麻衣，葛西昭，宇佐美勉，葛漢彬，岡本慎吾，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年3月。
- 15) 西川和廣，村越潤，山本悟司，上仙靖，高橋実，中嶋浩之，岡田淳：鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，土木研究所資料，3583号，1999年3月。
- 16) 折野明宏，井浦雅司：部分的にコンクリートを充填した円形鋼製橋脚の挙動，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.83-88，2000年1月。
- 17) 森下益臣，青木徹彦，鈴木森晶：コンクリート充填円形鋼管柱の耐震性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.73-83，2000年3月。
- 18) 前野裕文，宇佐美勉，葛漢彬，岡本隆，水谷慎吾，魚井啓次：コンクリートを部分充填鋼製八角形断面橋脚の強度と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.44A，pp.189-199，1998年3月。
- 19) 葛漢彬，浅田秀史，K.A.S.Susantha，宇佐美勉：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，構造工学論文集，Vol.47A，pp.783-792，2001年3月。
- 20) 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：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，平成8年7月。
- 21) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造），丸善，平成10

年 7 月.

- 22) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，平成 11 年 10 月.
- 23) 深谷茂広，小野潔，沈赤，村越潤，西川和廣：矩形断面鋼製橋脚の正負交番載荷実験結果を基にした曲げ－曲率関係の検討，構造工学論文集， Vol.46A, pp.1365-1376, 2000 年 3 月.
- 24) 小野潔，西村宣男，西川和廣，高橋実，中洲啓太：円形断面鋼製橋脚の正負交番載荷実験に基づく M－Φモデル設定法に関する検討，鋼構造論文集，第 8 巻第 31 号，pp.97-105, 2001 年 9 月.

- 25) 小野潔，西村宣男，西川和廣，中洲啓太，野中哲也，坂本佳子：コンクリートを充填した矩形断面鋼製橋脚の M－Φ 関係を利用した耐震性能評価手法に関する検討，構造工学論文集，Vol.48A, 2002 年 3 月（投稿中）.
- 26) 宇佐美勉，織田博孝：鋼構造物の耐震解析法および耐震照査法に関する研究展望，土木学会論文集，No.668/ I -54, pp.1-16, 2001 年 1 月.
- 27) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，平成 9 年 3 月.

（2001 年 12 月 7 日 受付）

METHOD OF ESTIMATING SEISMIC PERFORMANCE OF CONCRETE-FILLED STEEL BRIDGE PIERS BY USING M-Φ RELATIONSHIP

Kiyoshi Ono, Nobuo Nishimura, Minoru Takahashi, Tetsuya Nonaka and Yoshiko Sakamoto

It is very important to estimate the seismic performance adequately. In this paper, the method of setting M-Φ relationship of the concrete-filled steel bridge piers is studied for the purpose of developing the method for evaluating the seismic performance. The method of setting M-Φ relationship is investigated in order to adequately express the limit state of piers which are decided based on cyclic loading experimental data. The validity of the proposed method was confirmed by comparing the simulation by the proposed M-Φ models with the cyclic loading experimental results.