

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

Method of estimating seismic performance of rectangular section concrete-filled steel bridge piers by using M- Φ relationship.

小野潔*, 西村宣男**, 西川 和廣***, 中洲 啓太****, 野中哲也*****, 坂本佳子*****

Kiyoshi Ono, Nobuo Nishimura, Kazuhiro Nishikawa, Keita Nakasu, Tetsuya Nonaka, Yoshiko Sakamoto

*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 国土交通省 評価研究官 国土技術政策総合研究所 企画部 (〒305-0804 つくば市大字旭 1 番地)

****工修 国土交通省 研究官 国土技術政策総合研究所 道路部 橋梁研究室 (〒305-0804 つくば市大字旭 1 番地)

*****ヤマト設計 (株) 部長 企画開発部 (〒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)

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 with rectangular sections 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 and the analyzed result by the method stipulated in the 1996 seismic design specifications of highway bridges.

Key Words: seismic design, rectangular section concrete-filled steel bridge piers,

M- Φ relationship,

キーワード: 耐震設計, 矩形断面コンクリート充填柱, M- Φ 関係,

1.はじめに

平成7年1月に発生した兵庫県南部地震において、公共構造物は大きな被害を受けた。道路橋の鋼製橋脚についても初めて大きな被害を受け、そのうち2基の矩形断面鋼製橋脚については崩壊にいたっている¹⁾。

これら兵庫県南部地震での被害を受け、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、鋼製橋脚の耐震上の所要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)~18)}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)}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)}。

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WG¹⁹⁾（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、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幅厚比パラメータは小さく鋼材の板厚は大きくなるが、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、中空鋼断面の幅厚比パラメータは大きく鋼材の板厚は小さくなるが、コンクリート充填高さは大きくなる。

上記の2つの手法の他に、鋼製橋脚の断面の曲げモーメントー曲率関係（M- Φ 関係）を設定し、そのM- Φ 関係を利用して想定した鋼製橋脚の限界状態に対応する水平荷重や水平変位を評価する手法があり、コンクリートを充填しない鋼製橋脚については多く研究がなされて

いる²⁰⁾。この手法では、限界状態に対応する水平荷重等を評価できるだけでなく、設定したM- Φ 関係を非線形動的解析の復元力モデルとして直接利用することが可能である。1自由度の振動系へのモデル化が可能でない等、エネルギー一定則の適用が限定される場合には、応答値の推定法として復元力モデルを設定して非線形動的解析によることが必要となる場合がある。しかしながら、前述の新技術小委員会および道示Vの規定にはコンクリート充填柱の具体的な復元力モデル設定手法は記述されていない。また、橋脚だけでなく、上部構造ー橋脚ー基礎といった構造系の非線形動的解析を行う場合、水平荷重ー水平変位関係を利用した復元力モデルでは、等価質量の算出がM- Φ 関係を利用した復元力モデルに比べて煩雑になる場合がある²¹⁾。よって、M- Φ 関係を利用して鋼製橋脚の耐震性能評価手法を開発することは重要であると考えられる。

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得られる所定の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- Φ 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

矩形断面のコンクリート充填柱の正負交番載荷実験は多く行われているが、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、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¹²⁾および土木研究所で行った¹⁵⁾、実橋脚の

表-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	3423	0.251	0.651	0.846	30.4	2700	0.134
M6	SM490	365	900	10	75	9	3	3423	0.254	0.664	0.621	28.5	2700	0.133
No. 26	SM490	404	900	9	80	6	4	3423	0.271	0.582	0.608	23.8	2700	0.117
No. 27	SM490	382	900	10	65	6	3	3423	0.261	0.68	0.883	20.2	2700	0.193
K1	SM490	369	900	9	80	6	4	3088	0.233	0.556	0.581	16.2	2700	0.128
K2	SM490	369	900	9	80	6	4	3088	0.233	0.556	0.581	24.8	2700	0.128
A3RS	SM490	419	680	7	41	3.9	5	3303	0.346	0.461	0.558	16.1	2548	0.100
A3RN	SM490	423	680	7	41	3.9	5	3303	0.348	0.463	0.561	17.3	2548	0.100

(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、h: 載荷点高さ、 $\bar{\lambda}$: 道示IIに規定される細長比パラメータ、R_RおよびR_F: 道示IIに規定される幅厚比パラメータ、 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降伏軸力

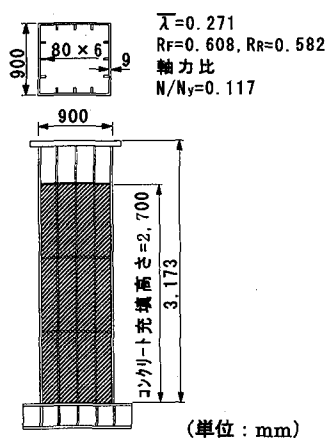


図-1 実験供試体例

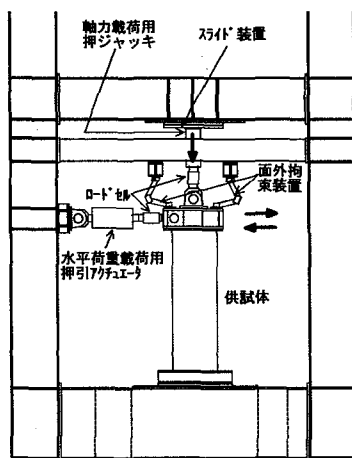


図-2 荷重状況

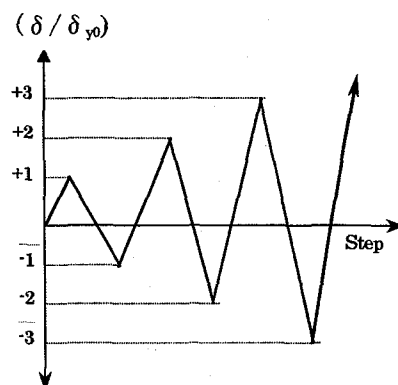


図-3 荷重パターン

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荷重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荷重実験の概要を示す。

2.1 実験供試体

表-1に矩形断面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、全ての実験供試体に縦リブおよびダイヤフラムが配置されており、また、コンクリートはダイヤフラムまで充填されている。なお、表-1の実験供試体には全てスタッドは配置されていない。

2.2 荷重方法および実験結果

図-2に荷重状況図を示す。荷重方法は、まず実験供試体ごとに表-1にある所定の軸力を荷重した後、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

静的に荷重した。荷重は、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重を行った。

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

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

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

表-2 実験結果

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)	最大水平荷重時変位 δ_m (mm)	許容変位 δ_a (mm)
		δ_{yTM} (mm)	δ_{yEM} (mm)			
M5	1,330	12.8	12.4	1,971	75	75
M6	1,431	13.5	16.9	1,902	90	85
No. 26	1,442	15.1	19.9	1,883	76	70
No. 27	1,494	15.4	14.9	2,089	56	56
K1	1,460	11.9	17.9	2,148	72	63
K2	1,476	11.2	20.6	2,206	85	71
A3RS	655	20.2	23.1	981	85	81
A3RN	662	20.2	22.6	951	85	81

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

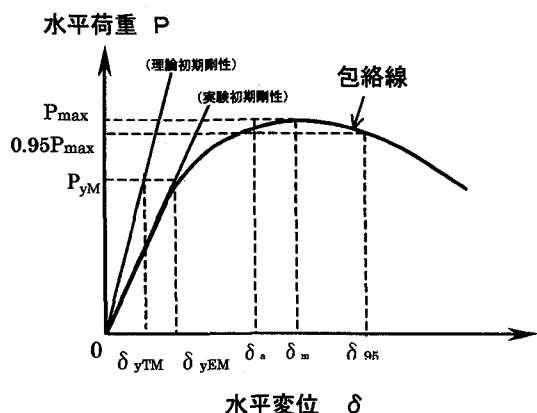


図-4 実験結果の説明

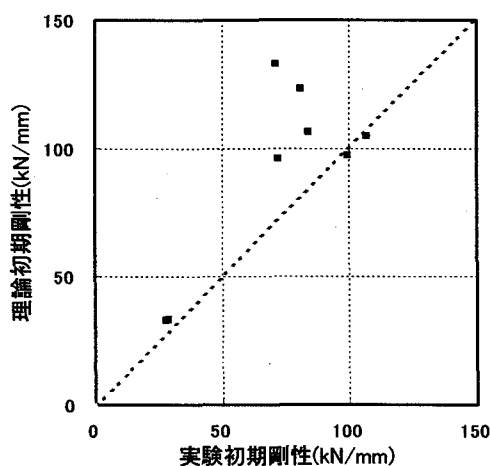


図-5 初期剛性の比較

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載荷パターン概念図を、表-2に正負交番載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

矩形断面の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22)ですでに提案している。そして、想定した限界状態に対応する水平変位および水平荷重について、提案手法による計算結果と正負交番載荷実験結果等の比較により、その妥当性を検証している。

しかし、文献22)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、当然のことながら、コンクリートの応力-ひずみ関係の設定等、コンクリートの評価に関する検討がなされていない。よって、コンクリート充填柱には適用することはできず、コンクリートの応力

-ひずみ関係の定式化等、別途検討することが必要である。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いと考えられる。そこで、本稿では文献22)で提案された手法に準拠し、それにコンクリート充填柱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かたちで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、耐震上の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²²⁾、最大水平荷重時の95%耐力時を限界状態とするもの^{13),24)}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⁾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
- ・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²⁴⁾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²⁵⁾と考えられる。しかし、矩形断面の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、せん断変形や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²⁵⁾。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。設計で初期剛性を大きめに評価すると、エネルギー吸収能等の観点から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、理論初期剛性が実験初期剛性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剛性が実験初期剛性より大きくなった。

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理論初期剛性から求まる降伏変位 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、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 $M-\phi$ 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。

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

ここに (図-4 参照)、

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、 P_{yM} に対応するベルヌイ・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実験供試体については、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 $M-\phi$ 関係の設定手法の検討を行った。その際、

- ・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

という前提で、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。

なお、以下の理由から、軸力は鋼断面とコンクリート断面にかかるものとして計算を行った。

- ・今回の実験供試体にはコンクリート充填部にダイアフラムが配置されている。既往の研究¹³⁾によると、曲げおよび軸力を受けるダイアフラムの配置されたコンクリート充填部の基部付近の鋼断面に生じるひずみは、ばらつきはあるが、全体的に鉄筋コンクリート (鋼断面を鉄筋と仮定してコンクリートの引張応力無視) と考えて算出したものに近いという報告があること
- ・軸力が鋼断面のみにかかると仮定すると計算が煩雑になること
- ・今回対象とした実験供試体については、軸力が鋼断面のみにかかると仮定した場合と軸力が鋼断面およびコンクリート断面にかかる場合と仮定した場合で計算結果が

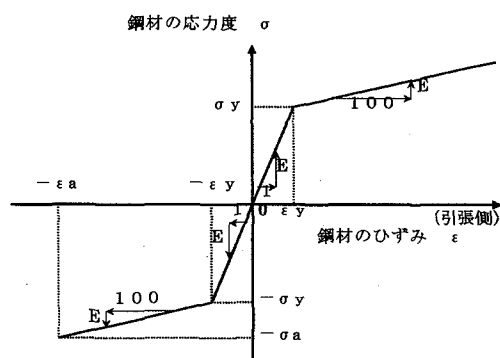
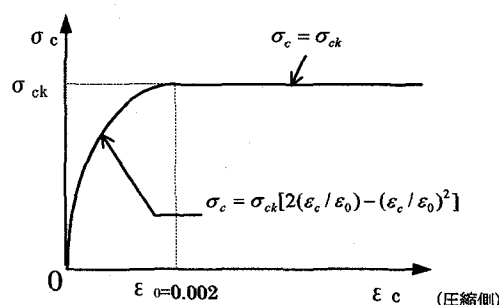
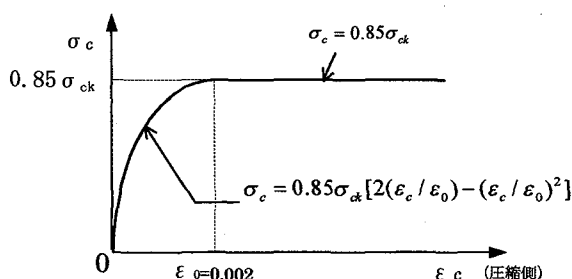


図-6 鋼材の応力-ひずみ関係



(a) タイプ 1



(b) タイプ 2

図-7 コンクリートの応力-ひずみ関係

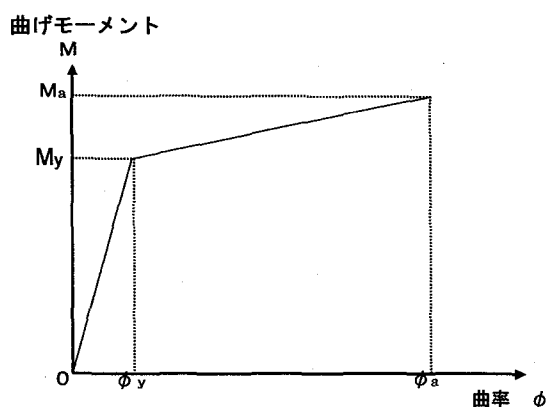


図-8 バイリニア型の $M-\phi$ 関係

ほとんど変わらなかったこと

以下に $M-\phi$ 関係設定手順の具体的な検討内容を示

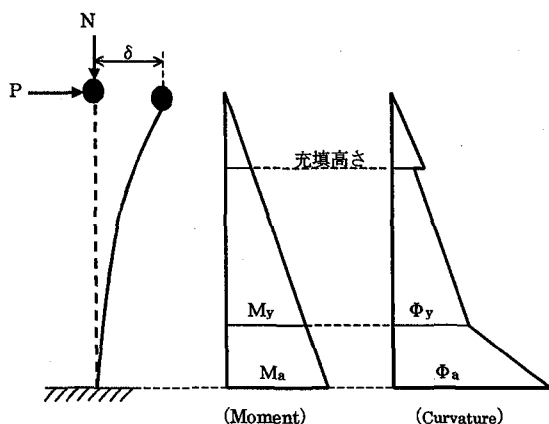


図-9 曲げモーメントおよび曲率分布図

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²⁰⁾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、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

鋼製橋脚を対象としたコンクリート充填柱の充填コンクリートの応力-ひずみ関係はいくつか提案されている。本稿では、そのうち代表的なコンクリートの応力-ひずみ関係を基に、図-7 (a)のタイプ1および図-7 (b)のタイプ2の2種類を用いて検討を行った。なお、道示Vの規定においてコンクリート充填柱の終局ひずみは鋼材のひずみで定義してあること等考慮し、本稿では終局ひずみ（許容ひずみ）をコンクリートではなく鋼材のひずみで定義することとした。図-7 (a)のタイプ1のコンクリートの応力-ひずみ関係は、 ϵ_o の値として0.0023ではなく0.002を用いているものが多くまたその差も大きくないこと、終局ひずみを鋼材のひずみで定義することを考慮し、新技術小委員会が提案されるモデルの ϵ_o および終局ひずみの値を変更したものである。図-7 (b)のタイプ2のコンクリートの応力-ひずみ関係は、終局ひずみを鋼材のひずみで定義することを考慮し、鉄道設計基準²¹⁾で規定されるモデルの終局ひずみの値を変更したものである。なお、図-7(a)および(b)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である。

(3) バイリニア型のM-Φ関係

M-Φ関係の形として、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始めて許容変位に達する時の点 (Φ_a, M_a) の2点とした。

また、

表-3 許容ひずみ

供試体	鋼材の 降伏ひずみ ϵ_y	許容ひずみ ϵ_a / ϵ_y	
		タイプ1	タイプ2
M5	0.0017	5.98	6.64
M6	0.0018	7.24	7.91
No. 26	0.0020	5.54	6.21
No. 27	0.0019	6.18	6.82
K1	0.0018	8.43	9.31
K2	0.0018	7.16	8.05
A3RS	0.0020	6.28	6.94
A3RN	0.0021	6.09	6.65
平均値		6.61	7.32

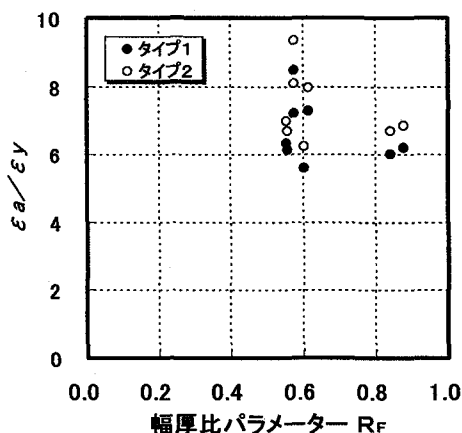


図-10 R_f と ϵ_a / ϵ_y の関係

- ・ (1)の鋼材の応力-ひずみ関係と、(2)のタイプ1のコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて算出されるM-Φ関係を「タイプ1のM-Φ関係」
- ・ (1)の鋼材の応力-ひずみ関係と、(2)のタイプ2のコンクリートの応力-ひずみ関係を用いて算出されるM-Φ関係を「タイプ2のM-Φ関係」と定義することとする。

(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、引張側フランジの板厚中心位置でのひずみが、はじめて降伏ひずみ $\epsilon_y (= \sigma_y / E)$ 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²⁰⁾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、軸力の影響を考慮し中立軸を求め、圧縮側フランジ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

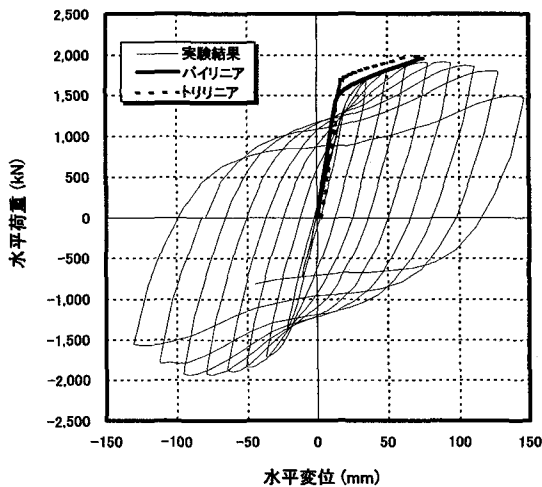


図-11 バイリニア型とトリリニア型の比較
(タイプ2の例)

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。

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

なお、変位は、せん断変形および幾何学非線形の影響を無視して求めた。

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タイプ1およびタイプ2それぞれのε_a/ε_yの値を示す。表-3のε_a/ε_yの値について、本稿で対象とした8実験供試体すべてでタイプ1の方がタイプ2より小さくなっている。これは、タイプ1はタイプ2に比べてコンクリートの応力-ひずみ関係の圧縮強度が大きいと、タイプ1の中立軸の方が圧縮側に移動し、その結果としてタイプ1がタイプ2より圧縮側のひずみであるε_a/ε_yの値が小さくなったと考えられる。

3.4 ε_a/ε_yと構造パラメータとの関係

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パラメータから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、ε_a/ε_yと道示Ⅱで定義される幅厚比パラメータR_Fとの間に高い相関がみられたことから、R_Fからε_aを求める手法を提案している²⁰⁾。そこで、コンクリート充填柱についても、ε_a/ε_yと道示Ⅱで定義される幅厚比パラメータR_RおよびR_F、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、タイプ1のM-Φ関係およびタイプ2のM-Φ関係について、ε_a/ε_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パラメータとの関係も調べたが、いずれのパラメータとも相関が見られず、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ε_a/ε_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、鋼断面の構造パラメータ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ε_a/ε_yを構造パラメータの関数とせず、一定値として検討を行うこととした。なお、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、平面保持を仮定しているので、圧縮側フランジ板厚中心位置でのひずみε_aとほぼ等しくなる。

ε_a/ε_yの一定値としては、表-3および図-10より求めた平均値から、タイプ1およびタイプ2ごとに以下のように設定した。

$$\cdot \text{タイプ1} : \varepsilon_a / \varepsilon_y = 6.5 \quad (5)$$

$$\cdot \text{タイプ2} : \varepsilon_a / \varepsilon_y = 7.5 \quad (6)$$

なお、式(5)および式(6)のε_a/ε_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、その適用範囲はおおむね以下の通りであると考えられる。

$$0.45 \leq R_R \leq 0.65$$

$$0.55 \leq R_F \leq 0.85$$

$$0.20 \leq \lambda \leq 0.35$$

$$0.0 \leq N / N_y \leq 0.2$$

上記の範囲外の構造パラメータを有する矩形断面コンクリート充填柱に本稿のM-Φを適用する場合には、その適用性について検討を行うことが必要であると考えられる。

4.M-Φ関係の妥当性の検証

4.1 バイリニア型の妥当性の検討

今回、コンクリート充填柱のM-Φ関係として図-8に示すようなバイリニア型として検討を行った。鋼製橋脚のM-Φ関係の代表的なものとして、バイリニア型の他にトリリニア型がある。図-11に正負交番載荷実験結果と、今回提案したバイリニア型およびトリリニア型のM-Φ関係を用いたプッシュオーバー解析結果を比較したものを示す。なお、トリリニア型のM-Φモデルは、図-8のバイリニア型のM-Φモデルの2点(Φ_y, M_y)、(Φ_a, M_a)の他、圧縮側フランジの板厚中心のひずみ

表-4 提案M-Φ関係および道示Vの規定

	提案M-Φ関係 による計算結果				現行道示V	
	タイプ1 ($\varepsilon_a/\varepsilon_y=6.5$)		タイプ2 ($\varepsilon_a/\varepsilon_y=7.5$)		終局水平 荷重 P_u (kN)	許容変位 (タイプII) δ_{aII} (mm)
	P_{max} (kN)	δ_a (mm)	P_{max} (kN)	δ_a (mm)		
M5	1,893	82	1,866	85	1,803	57
M6	2,002	76	1,973	81	1,891	59
No.26	1,993	81	1,967	84	1,921	61
No.27	1,929	59	1,900	61	1,921	66
K1	1,931	49	1,905	51	1,891	49
K2	2,064	63	2,036	66	1,989	49
A3RS-ST	863	83	853	87	841	75
A3RN-ST	879	86	868	91	856	75

がはじめて降伏ひずみ $\varepsilon_y (= \sigma_y / E)$ に達した点 (Φ_{yc} , M_{yc}) を加えた、合計3点を結んだものとした。図-11からわかるように、バイリニア型のM-Φ関係の骨格曲線が実験結果を比較的精度よく包絡するようになっているのに対し、トリリニア型のM-Φ関係の骨格曲線は実験結果およびバイリニア型のM-Φ関係の骨格曲線より外側に大きなループを描いていることがわかる。トリリニア型のM-Φ関係による骨格曲線がバイリニア型のM-Φ関係による骨格曲線より外側にループを描く要因として、本稿で対象とした8実験供試体ではトリリニア型の (Φ_{yc} , M_{yc}) の値が (Φ_y , M_y) の値より大きくなっていることが考えられる。このことはエネルギー吸収という観点からするとコンクリート充填柱の耐震性能を過大に評価し、危険側の判断をする可能性がある。よって、本研究ではM-Φ関係としてバイリニア型を採用することとした。

4.2 限界状態の再現性に関する検討

今回、限界状態を表す指標として最大荷重時変位を基に得られる許容変位 δ_a を対象に、バイリニア型のM-Φ関係の設定手法の検討をおこなった。

そこで、正負交番実験から得られる最大水平荷重および最大水平荷重時変位との比較を行った。なお、今回は道示Vに規定されるコンクリート充填高さを満足するコンクリート充填柱を検討の対象としている。そこで現行道示Vに規定される手法に基づく計算結果との比較も行った。

(1) 今回検討を行ったM-Φ関係による計算

今回検討を行ったM-Φモデルによる最大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タイプ1のM-Φ関係については式(5)を、タイプ2のM-Φ関係については式(6)を使用して許容ひずみ ε_a を算出する。
- ②図-6、図-7(a)および(b)の応力-ひずみ関係から、軸力を考慮して中立軸を求め、引張側フランジの板厚中心のひずみが初めて ε_y に達する点 (Φ_y , M_y)、圧縮側フランジの板厚中心のひずみが初めて ε_c に達する点 (Φ_c , M_c) をそれぞれ求め、図-8のバイ

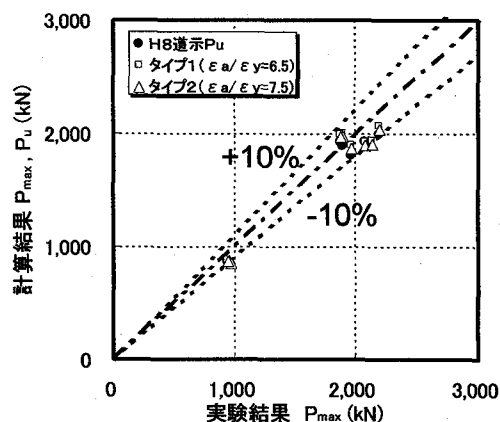


図-12 実験結果とM-Φ関係および道示Vの規定による計算結果の比較 (水平荷重)

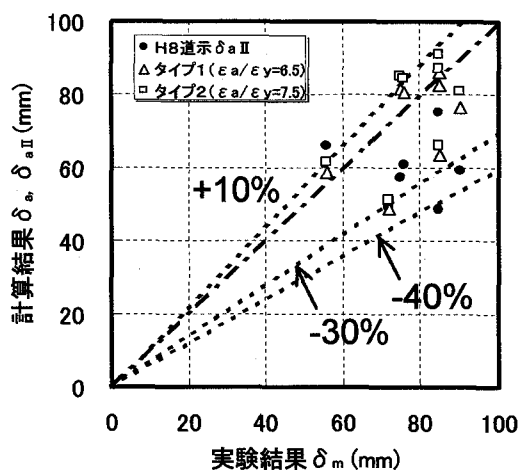


図-13 実験結果とM-Φ関係および道示Vの規定による計算結果の比較 (水平変位)

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_u 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。

表-4に上記の手法により計算された最大水平荷重 P_{max} および許容変位 δ_a の値を示す。

(2) 道示Vの手法による計算

今回の検討では、限界状態として、最大水平荷重時を仮定した。道示Vに規定されるコンクリート充填柱の限界状態についての明確な記述はないが、既往の研究¹²⁾によると、道示Vの規定から求まる終局水平耐力 P_u が正負交番載荷実験結果から得られる最大水平荷重と、B種の橋梁のタイプIIの地震動に対する許容変位 δ_{aII} が正負交番載荷実験結果から得られる最大水平荷重時変位と近いと考えられる。そこで、表-1の8実験供試体について、道示Vの規定に従い計算した終局水平耐力 P_u および許容変位 δ_{aII} の値を表-4に示す。

上記の(1)、(2)の検討結果をふまえ、図-12に正負交番載荷実験から得られる最大水平荷重 P_{max} と、M- Φ 関係から求まる最大水平荷重 P_{max} および道示Vの規定から求まる終局水平耐力 P_u を比較したものを、図-13に正負交番載荷実験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 および道示Vの規定から求まる許容変位 δ_{all} を比較したものをそれぞれ示す。

図-12より、最大水平荷重に関し、今回検討を行ったタイプ1およびタイプ2のM- Φ 関係および現行道示Vの規定による計算結果は、いずれも実験結果を±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。また、コンクリートの応力-ひずみ関係が異なるタイプ1およびタイプ2のM- Φ 関係から求まる最大水平荷重はほとんど差がないことから、タイプ1およびタイプ2のコンクリートの応力-ひずみ関係の違いは最大水平荷重にほとんど影響を与えないことがわかる。

図-13より、今回検討を行ったタイプ1およびタイプ2の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、現行道示の規定による許容変位 δ_{all} は-40%~+10%の誤差の範囲で実験結果の最大水平荷重時変位 δ_m を再現しており、今回検討を行ったM- Φ 関係による計算結果は現行道示の規定による計算結果より若干精度がいいことがわかる。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。また、タイプ2のM- Φ 関係から求まる許容変位が、タイプ1のM- Φ 関係から求まる許容変位より若干大きくなっている。これは、正負交番載荷実験から求まる $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と比較して、式(5)のタイプ1の $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ は若干小さく、式(6)のタイプ2の $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ は若干大きいことが影響していると考えられる。

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。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 関係としてバイリニア型を仮定した。これは、本稿で検討した手法に基づいてトリリニア型のM- Φ 関係を設定した場合、バイリニア型のM- Φ 関係に比べエネルギー吸収の観点から耐震性能を過大に評価する可能性があったためである。

(2) 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 σ_{ck} としたモデルと $0.85\sigma_{ck}$ としたモデルの2つのタイプを仮定した。そして2つのタイプのコンクリートの応力-ひずみ関係を使って決定される2種類のバイリニア型のM- Φ モデル設定に必要な許容ひずみ ε_a の算出を行い、 $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と構造パラメータとの関係を調べた。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、 $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ と構造パラメータ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) (2)の $\varepsilon_a/\varepsilon_y$ の値を使ってバイリニア型のM- Φ 関係を設定し、そのバイリニア型のM- Φ 関係による計算結果と実験結果および現行道示Vの規定による計算結果と比較することにより、今回検討した手法の妥当性を検証した。最大水平荷重については、今回検討を行った2種類のM- Φ 関係による計算結果は実験結果を比較的精度良く評価しており、現行道示Vの規定による計算結果と同程度の精度があることがわかった。M- Φ 関係から計算される許容変位は、正負交番載荷実験の最大荷重時変位を全体的に安全側に評価しており、最大水平荷重に比べて実験結果とのばらつきは大きいものの、現行道示Vの規定による計算される許容変位よりは若干精度がよいことがわかった。

謝辞

本研究を遂行するに当たり、独立行政法人土木研究所 高橋実研究員には実験データ提供等ご協力をいただきました。ここに記して感謝いたします。

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, 構造工学論文集, 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)~(VII), (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, 土木研究所資料第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) 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.
- 20) 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.
- 21) 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.
- 22) 例えば, 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.
- 23) (財) 土木研究センター: 平成9・10年度耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書, 平成11年4月.
- 24) 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.
- 25) 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9月14日受付)