

構造特性の不確実性を考慮した鋼製橋脚の耐震信頼性評価

Reliability estimation for seismic performance of steel bridge piers considering variation of structural properties

北原武嗣*, 伊藤義人**

Takeshi Kitahara and Yoshito Itoh

*博(工), 群馬工業高等専門学校講師, 環境都市工学科 (〒371-8530 前橋市鳥羽町 580)

** 工博, 名古屋大学教授, 理工科学総合研究センター (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)

Recently, the performance-based design has been accepting as seismic design method. International Organization for Standardization (ISO) has constructed the general principals for design method of structures. The design method is based on reliability design. Moreover, the importance of seismic performance check by dynamic analyses has been increasing after the disaster due to the Hyogo-ken Nanbu Earthquake in 1995. Therefore, it is very important to investigate the influence of uncertainty of structural properties on non-linear dynamic behaviors of structures. In this study, dynamic analyses of steel bridge piers with simulated waves were performed considering the variation of structural properties. Consequently, we proposed the estimation equation for the maximum response displacement considering the variation dependent on uncertainty of structural properties.

Key Words: maximum response displacement, seismic reliability, variation, structural property

キーワード: 最大応答変位, 耐震信頼性, 変動性, 構造特性

1. はじめに

近年, 構造物の設計法が従来の仕様規定型の設計法から, 性能照査型の設計法へと移行する機運にある¹⁾。また, 国際的にも ISO²⁾制定に向け, 構造物の設計法に関する共通原則が構築されつつある。これらの設計法においては, 信頼性設計法の枠組みを基本としている³⁾。そのため, 構造特性の不確実性を考慮し, 構造物の性能を, 変動を有する指標として厳密に評価することが求められている。

一方, 兵庫県南部地震で多くの土木構造物が被害を受けたのを契機に, 従来の震度法による弾性静的設計から, 大地震時の弾塑性動的挙動をより厳密に照査することが求められるようになった⁴⁾⁷⁾。

これまで, 鋼構造物に関しては, 材料レベル, 部材レベル, および構造レベルの耐荷力や座屈強度等に対して, 材料特性等の不確実性による影響に関して多くの知見が得られている。これらの影響を, 強度係数, 抵抗係数, および荷重効果係数のような形で考慮した設計法として, 限界状態設計法のフォーマットが複数提案されている⁸⁻¹⁰⁾。これらに関しては, 文献 12) に詳しくまとめられている。

しかし, 文献 12) で言及されている構造物の限界状態と

しては, 静的な耐荷力のみしか考慮されておらず, 荷重効果も基本的には静的解析によるものが前提となっている。前述したように, 現在では耐震設計において構造物の弾塑性動的挙動の厳密な照査が重要になってきている。したがって, 構造特性の変動が, 構造物の弾塑性動的挙動に与える影響を明らかにすることが必要である。

RC 橋脚に対しての動的耐震信頼性評価を行った研究には, 鈴木ら¹³⁾, 岩城ら¹⁴⁾, 足立ら¹⁵⁾, および中山ら¹⁶⁾によるものがあり, 鋼製橋脚を対象とした同様の研究には白木ら¹⁷⁾によるものがある。しかしながら, 構造特性の不確実性が鋼製橋脚の動的挙動の変動性に与える影響を, 限界状態設計法の部分安全係数として設定するのに十分な検討がなされているとは言いがたい。

そこで本研究では, 構造特性の種々の不確実性が, 鋼製橋脚の弾塑性動的挙動に与える影響をできるだけ定量的に明らかにすることを目的とする。ここでは, 構造特性として鋼製橋脚の最大応答変位に強く影響すると考えられる幅厚比パラメータ, 細長比パラメータ, 減衰定数等を考え, これらの不確実性を材料特性や部材形状等の不確実性から評価した。なお, 文献 15) による RC 橋脚に対する検討結果を参照し, 鋼製橋脚と RC 橋脚との比較検討も行う。もちろん, 構造物の動的挙動に影響を与えるのは, 構造

特性の不確実性のみではなく、入力地震荷重の不確実性によるものが大きいことは論を待たない。しかしながら、入力地震動には、再現期間、耐用年数間の期待最大値、および地震波の周期特性や非定常性など、多くの不確実性が存在し、これらの変動特性は未だ研究途上であり十分に把握されているとはいえない。通常的设计手法では、入力地震動を確定値として扱うことが多く、今後も当分は変わらないであろう。そこで本研究では、動的解析による限界状態設計法に関する研究の緒端として、まず分かるものから設計に取り入れるスタンスにたち、入力地震動は確定的に取り扱い、構造特性の不確実性のみを考慮するものとした。

本研究では、単柱形式の鋼製橋脚を対象とし、鋼製橋脚の弾塑性動的挙動に強く影響する影響因子を検討するため、感度解析を行う。つぎに、抽出した因子に関してできる限り現実に近い変動特性を設定し、これらの変動が全体として、弾塑性動的挙動に与える影響を定量的に検討する。

この際、弾塑性動的挙動として、最大応答変位、残留変位、および最大応答水平荷重について検討し、特に最大応答変位に着目して考察する。本検討結果は、限界状態設計法における部分安全係数設定の基礎資料として貢献すると考えられる。

2. 解析方法

2.1 解析対象およびモデル

現行の道路橋示方書の震度法により一次設計(安定性の照査)された、単柱形式の鋼製橋脚9基を解析対象とした。表-1に各橋脚のモデル名称、降伏水平荷重 H_y (式(3)参照)、降伏水平変位 δ_y (式(4)参照)および固有周期を示す。モデル名称に関しては、前2桁が幅厚比パラメータを100倍した数値を、後2桁が細長比パラメータを100倍した数値を表している。

表-1 対象橋脚の諸元

名称	H_y (kN)	δ_y (cm)	固有周期 T (s)
S3025	1565	1.39	0.38
S3045	931	4.43	0.69
S3065	664	9.30	1.02
S4525	2276	2.14	0.47
S4545	1356	6.80	0.86
S4565	966	14.3	1.26
S6025	2739	2.65	0.53
S6045	1632	8.45	0.96
S6065	1164	17.8	1.41

現行の道路橋示方書では、フランジ板の幅厚比パラメータ R_f を0.5以下とすることを原則としているが、本検討では、幅広い固有周期領域の橋脚を対象としたいこと、および既存の橋脚も考慮して、フランジ板の幅厚比パラメータ R_f を0.30, 0.45, 0.60とした。また、文献20)では細

長比パラメータ $\bar{\lambda}$ を0.25~0.5の範囲で最大応答変位等の評価式を提案しているが、 R_f と同様の理由により、本検討では0.25, 0.45, 0.65に設定した。この結果、対象橋脚の弾性固有周期は、0.38~1.41秒となった。

解析対象が単柱式橋脚であるため、図-1に示すような1質点のばね-質量系モデルとし、基礎固定の条件とした。

現実の鋼製橋脚の基礎は固定条件ではなく、周辺地盤との連成挙動を示すと考えられる。したがって、周辺地盤物性値の不確実性も考慮した基礎-地盤連成系として解析を行うことが重要である。

しかしながら、地盤物性値の不確実性は変動幅が大きく、また、地盤物性がばらつくこと、入力地震動の大きさも変動する等、検討すべき課題は増大してしまう。

そこで本研究では、基礎-地盤連成系による影響は今後取り入れるものとし、まず、上部構造のみの影響を明らかにするため基礎固定の条件とした。

復元力特性は、鈴木ら²⁰⁾により提案された2パラメータモデルを用いる(図-2参照)。2パラメータモデルは一般的なバイリニアモデル等とは異なり、鋼製橋脚の構成板要素の局部座屈などによる剛性と強度の低下を考慮することができる。縦軸は水平荷重 H を降伏水平荷重 H_y (式(3)参照)で除した無次元水平荷重を、横軸は水平変位 δ を降伏水平変位 δ_y (式(4)参照)で除した無次元水平変位を示している。また図中、 H_m , δ_m は、それぞれ最大水平荷重、最大水平荷重時変位を表している(式(5), (6)参照)。

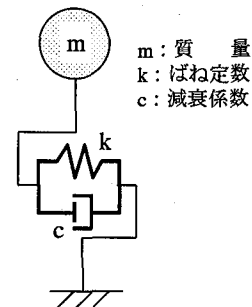


図-1 解析モデル

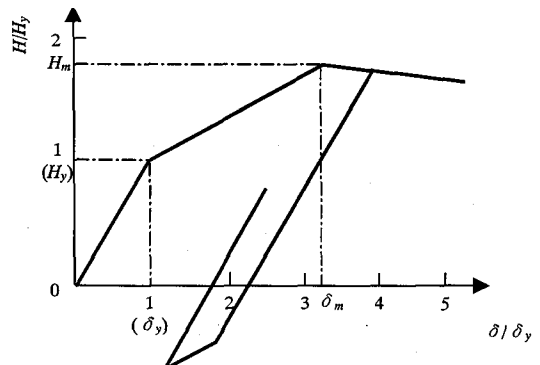


図-2 復元力特性

時刻歴応答解析に用いる減衰定数を厳密に評価することは困難である。道路橋示方書・V耐震設計編では安全側

を考慮し1%程度としている。本研究では、現実の鋼製橋脚の減衰定数はこれよりも若干大きいと判断し、3%として検討した。

2.2 入力地震動

弾塑性時の構造物の挙動を検討するため、入力地震動には、道路橋示方書・V耐震設計編に示されるレベル2波(II種地盤用)を用いるものとした。この際、海洋型地震波と内陸直下型地震波による差異を検討することを目的に、タイプ1(海洋型地震波)とタイプ2(内陸直下型地震波)の両者を用いた。

実際の入力地震波としては、図-3に示す加速度応答スペクトルに合致するよう、正弦波合成法により作成した模擬地震波を用いた。作成した地震波の加速度時刻歴を図-4に示す。

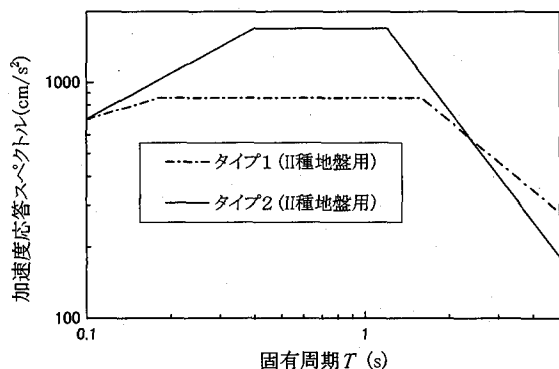
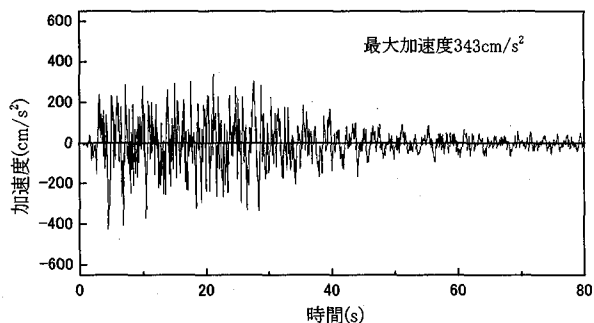
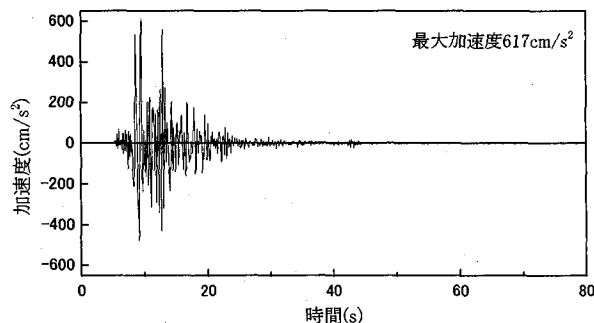


図-3 設計加速度応答スペクトル



(a)タイプ1(模擬地震波)



(b)タイプ2(模擬地震波)

図-4 加速度時刻歴波形

図中、(a)はタイプ1波を、(b)はタイプ2波を表している。これらの図から、海洋型地震波は主要動の継続時間が長く、明確なピークが存在していないこと、また、内陸直下型地震波は主要動の継続時間が短く、明確なピークが存在することが分かる。

加速度時刻歴波形は、すべて時間間隔0.005秒のデータとし、線形加速度法による時刻歴応答解析を行うものとした。

3. 考慮する変動因子

3.1 変動要因としての材料特性

鋼製橋脚の力学特性に影響を与えらるる因子として以下を考慮する。すなわち、材料特性として、降伏応力 σ_y 、終局応力 σ_u 、ヤング率 E 、ポアソン比 ν 、形状特性として板厚 t 、幅 b 、部材長 h 、断面2次半径 r 、および鉛直荷重 P のばらつきを考慮する。材料特性のばらつきに関しては文献(12),(18),(19)に詳しい。ここでは、これらの文献を参考に、表-2に示すような変動特性を仮定した。表中、 F_y 、 F_u 、 P_y は、それぞれ公称降伏応力、公称終局応力、降伏鉛直荷重を表す。また、 $E_s=2.06 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 、 $\nu_s=0.3$ とし、 t_m 、 b_m 、 h_m 、 r_m はそれぞれの平均値を示している。

形状特性や鉛直荷重に関しては、十分な調査結果が得られなかったため、文献(15)を参考に表-2のように仮定した。これら因子間には少なからず相関性を有する因子も存在すると考えられる。しかし、因子間の相関性を定量的に把握することは現状では困難であるため、ここでは、これらの因子は完全独立であると仮定した。

表-2に仮定した変動特性となるよう、それぞれの要因に対して乱数を1000個発生させた。発生させた乱数の変動特性を表-3に示す。表-2と表-3を比較すると、すべての因子に関して、平均および変動係数の誤差が0.4%程度以下であり、目標とした変動分布特性を有するサンプルが得られていると考え、1000個の乱数で十分と判断した。

3.2 構造特性の確率分布特性評価

表-3のように求めた材料特性や部材形状等の変動サンプルを用いて、構造特性のばらつきをモンテカルロシミュレーションにより評価する。ここで構造特性とは、構成部材レベルではなく、橋脚としての薄肉箱形断面柱構造としての特性を考えている。

ここでは、鋼製橋脚の動的応答に強く影響すると考えられる構造特性として、幅厚比パラメータ R_b および細長比パラメータ λ 、降伏水平荷重 H_y 、降伏水平変位 δ_y 、最大水平荷重 H_{max} 、最大水平荷重時変位 δ_{max} および δ_{95} (最大水平荷重を超え、強度が最大水平荷重の95%となった時の変位)を抽出した。ここに、幅厚比パラメータ R_b 、細長比パラメータ λ 、降伏水平荷重 H_y 、および降伏水平変位 δ_y は、以下の式から計算される。

$$R_f = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (1)$$

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

ただし、 b : フランジ板幅, t : フランジ板厚,
 E : 鋼材の弾性係数, σ_y : 鋼材の降伏応力,
 $k=4\pi^2$: 板の座屈係数, ν : 鋼材のポアソン比,
 n : 補剛材で囲まれたサブパネル数,
 h : 部材長, r : 断面 2 次半径.

$$H_y = \frac{M_y}{h} \left(1 - \frac{P}{P_y}\right) \quad (3)$$

$$\delta_y = \frac{H_y \cdot h^3}{3EI} \quad (\text{せん断変形を無視}) \quad (4)$$

ただし、 M_y : 降伏モーメント, h : 部材長,
 P : 鉛直荷重, P_y : 降伏鉛直荷重,
 EI : 曲げ剛性.

また、鈴木らによる評価式²⁰⁾により、最大水平荷重 H_{max} 、最大水平荷重時変位 δ_{max} 、および δ_{95} は以下の式で計算される。なお、本評価式の適用範囲は $0.25 \leq \bar{\lambda} \leq 0.50$ であり、本研究で解析対象としている $\bar{\lambda} = 0.65$ は適用範囲外となる。他に精度の良い評価式がないため、本検討では、式(5)~(7)を準用するものとした。

$$\frac{H_{max}}{H_y} = 0.101(R_f \cdot \bar{\lambda})^{-1.0} + 0.880 \quad (5)$$

$$\frac{\delta_{max}}{\delta_y} = 0.00759(R_f \cdot \sqrt{\bar{\lambda}})^{-3.5} + 2.59 \quad (6)$$

$$\frac{\delta_{95}}{\delta_y} = 0.0147 \left\{ \left(1 + P/P_y\right) R_f \cdot \sqrt{\bar{\lambda}} \right\}^{-3.5} + 4.20 \quad (7)$$

表-2 仮定した変動要因

	σ_y/F_y	σ_u/F_u	E/E_n	ν/ν_n	t/t_n	b/b_n	h/h_n	r/r_n	P/P_y
平均値 M	1.390	1.092	0.999	0.937	1.000	1.000	1.000	1.000	1.050
標準偏差 S	0.161	0.068	0.045	0.085	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
変動係数	0.116	0.062	0.045	0.091	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
分布形状	対数	正規	対数	対数	正規	正規	正規	正規	正規

表-3 変動要因のサンプリング結果

	σ_y/F_y	σ_u/F_u	E/E_n	ν/ν_n	t/t_n	b/b_n	h/h_n	r/r_n	P/P_y
平均値 M	1.404	1.091	0.999	0.945	1.000	1.000	1.000	1.000	1.048
標準偏差 S	0.160	0.065	0.046	0.081	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
変動係数	0.114	0.062	0.046	0.090	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010
分布形状	対数	正規	対数	対数	正規	正規	正規	正規	正規

表-3 で求めた 1000 個のサンプルを、式(1)~(7)に代入することにより、 R_f , $\bar{\lambda}$, H_y , δ_y , H_{max} , δ_{max} 、および δ_{95} の変動特性を求めた。求めた結果を表-4 および図-5 に示す。ただし、すべて平均値が 1 になるように正規化して示している。図-5 において棒グラフはヒストグラムを、実線はフィット曲線を示している。これらの図表より以下のことが分かる。幅厚比パラメータ R_f と細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ はともに変動係数がほぼ 6%程度と等しくなっており、分布特性は対数正規分布にフィットしているが、変動係数が小さいため正規分布にも近い。

降伏水平荷重 H_y と降伏水平変位 δ_y はともに変動係数 12%程度であり、幅厚比パラメータ R_f と細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ よりも若干変動係数が大きめとなっている。分布特性はやはり対数正規分布がもっともフィットするが、正規分布にも近い。最大水平荷重時変位 δ_{max} および δ_{95} は、他の因子と異なり変動係数が 64%程度と大きく、対数分布の特徴がよくでている。

4. 構造特性の変動が最大応答変位に与える影響

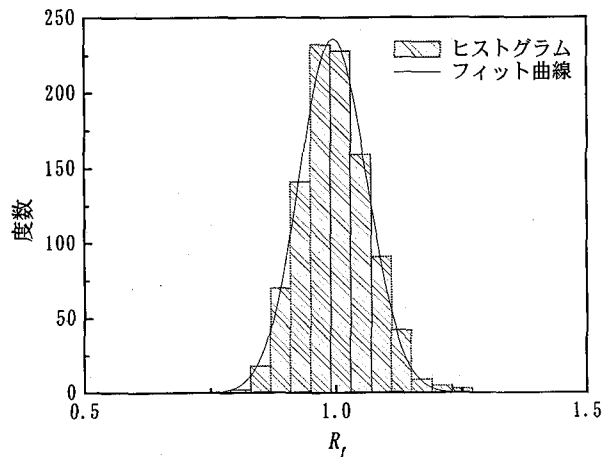
4.1 感度解析

鋼製橋脚の力学特性に強い影響を与えると考えられる因子として、降伏水平変位 δ_y 、降伏水平荷重 H_y 、初期剛性 k_0 、質量 m 、減衰定数 h 、および復元力特性のパラメータのうち、最大水平荷重時変位 δ_{max} 、最大水平荷重 H_{max} 、剛性低下パラメータ α 、強度低下パラメータ β 、劣化剛性 s_2 を取り上げた。

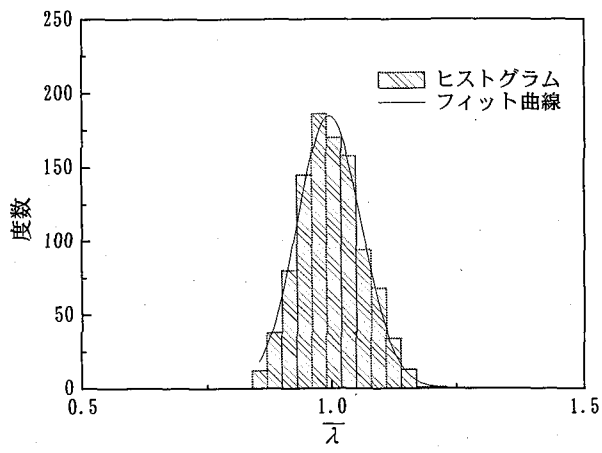
剛性低下パラメータ α とは、塑性化後の除荷剛性が初期剛性より低下することを表す指標であり、強度劣化パラメータ β とは、局部座屈等による最大水平荷重点以降の強度低下を表す指標である。また、劣化剛性とは強度低下を起こした領域において現れる負勾配剛性のことである。

表-4 構造特性のシミュレーション結果

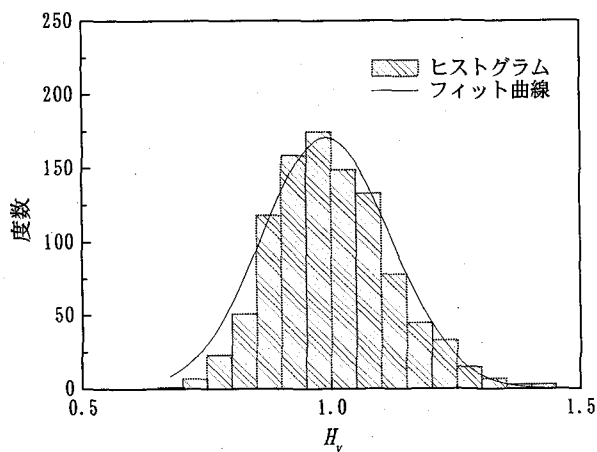
	R_f	$\bar{\lambda}$	H_y	δ_y	H_{max}	δ_{max}	δ_{95}
平均値 M	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
標準偏差 S	0.068	0.063	0.118	0.124	0.181	0.635	0.638
変動係数	0.068	0.063	0.118	0.124	0.181	0.635	0.638
分布形状	対数	対数	対数	対数	対数	対数	対数



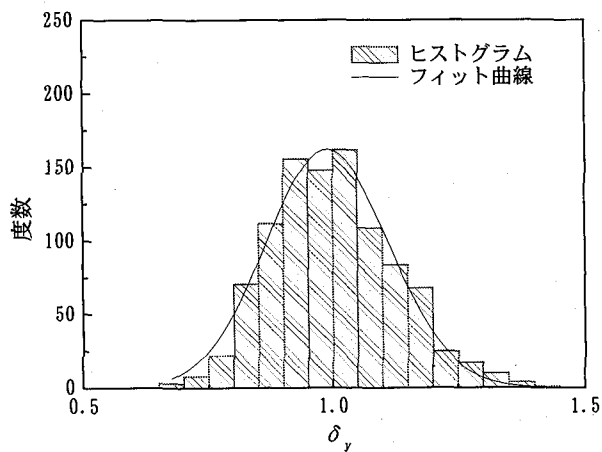
(a) 幅厚比パラメータ



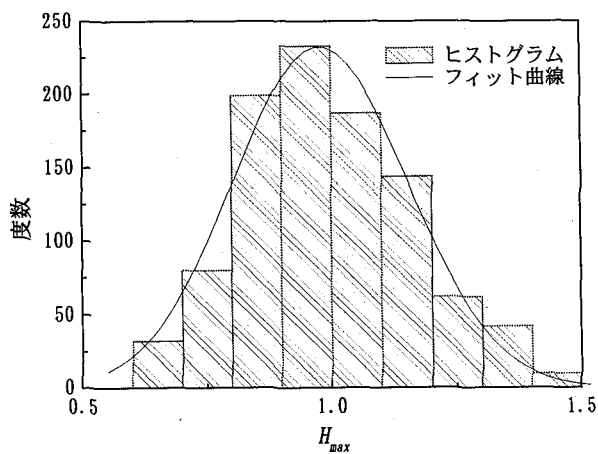
(b) 細長比パラメータ



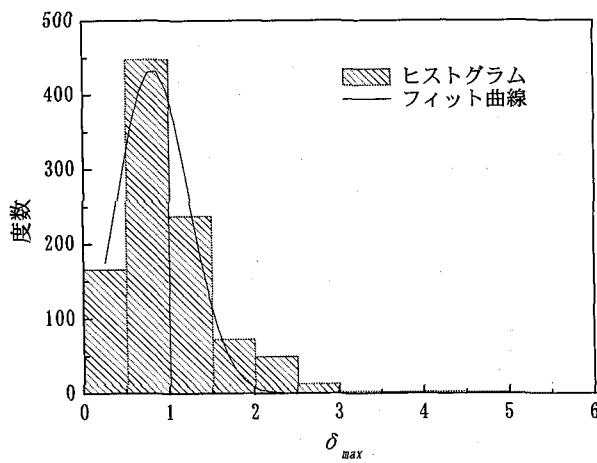
(c) 降伏水平荷重



(d) 降伏水平変位



(e) 最大水平荷重



(f) 最大水平荷重時変位

図-5 構造特性のヒストグラム

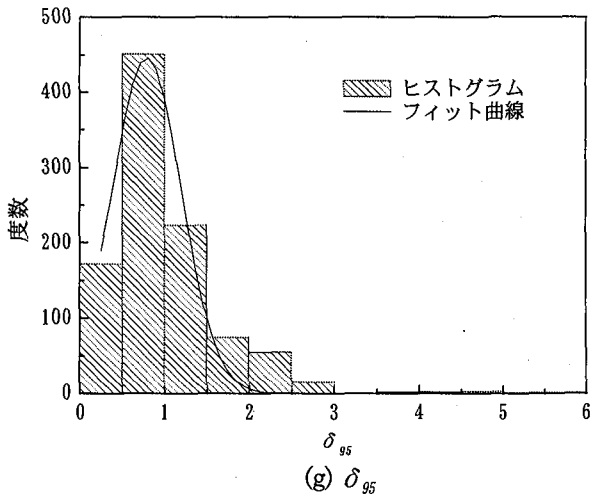


図-5 構造特性のヒストグラム(続き)

これらの因子は、2パラメータモデルの復元力特性を定義するために必要な因子である。ここでは、感度解析として、それぞれのパラメータを設計値から±10%変動させて、動的応答がどの程度変動するかを調べた。表-5にこれらの設計値を示す。

それぞれの因子間には、実際には相関があると考えられ

るが、現実的な相関を考慮することは困難であり、ここでは感度解析として、どの因子が強く影響するかのみを検討することを主目的とするため、無相関と仮定した。

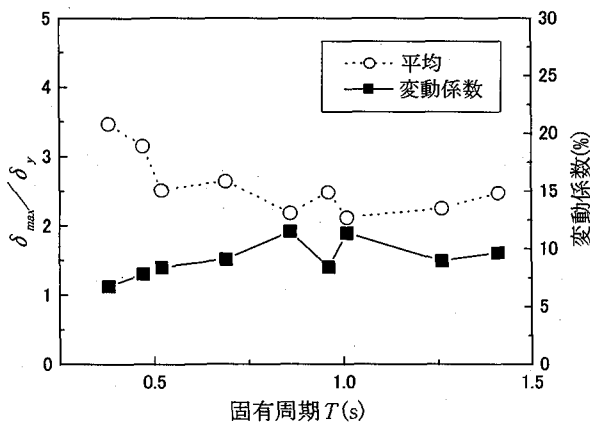
図-6に感度解析結果を示す。横軸は固有周期を、左縦軸は応答の平均値を、右縦軸は変動係数をそれぞれ示している。○は最大応答変位の平均値を、■は最大応答変位の変動係数を表している。

図-6(a)より、降伏水平変位のばらつきによる最大応答変位の変動係数は8~12%程度と安定している。図-6(b)より、降伏水平荷重による最大応答変位の変動係数は固有周期0.96秒の橋脚のみ若干大きく15%程度あるが、他の固有周期の橋脚では10%以下となっている。図-6(c)および図-6(d)より、初期剛性による最大応答変位の変動は7~12%程度、質量による最大応答変位の変動は6~13%程度となっており、降伏水平変位による変動よりも若干橋脚毎にばらつきが見られるもののほぼ安定している。

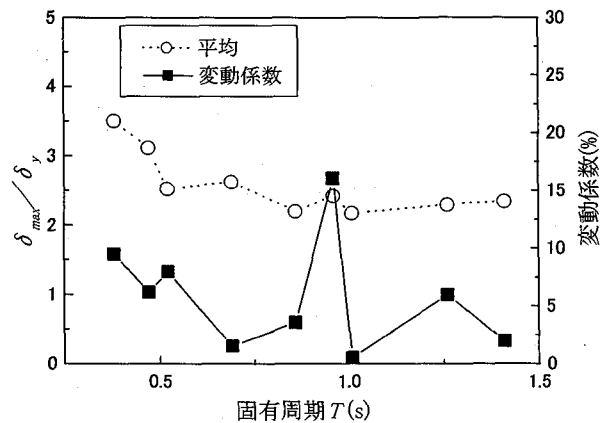
図-6(e)より減衰定数による最大応答変位の変動係数は5%以下であり、応答に与える影響は小さいと言える。図-6(f)より、固有周期1.26秒の橋脚以外は最大応答変位の変動係数がほとんど零であり、剛性低下パラメータαは最大応答変位には影響しないことが分かる。

表-5 感度解析に用いた設計値

解析モデル	降伏変位 δ_y (cm)	降伏荷重 H_y (kN)	初期剛性 k_0 (kN/cm)	質量 m (10^3 kg)	減衰定数 h	最大水平荷重時変位 δ_{max} (cm)	最大水平荷重 H_{max} (kN)	剛性低下パラメータ α	強度低下パラメータ β	劣化剛性 s_2 (kN/cm)
S3025	1.39	1565	1126.0	412	0.03	11.7	3485	5.45	0.10	-14.6
S3045	4.43	931	210.0	253	0.03	20.7	1516	2.45	0.08	-3.5
S3065	9.30	664	71.4	188	0.03	34.3	928	5.45	0.08	-1.4
S4525	2.14	2276	1064.0	595	0.03	8.5	4047	3.54	0.10	-31.4
S4545	6.80	1356	199.4	374	0.03	21.0	1869	3.54	0.08	-7.4
S4565	14.30	966	67.6	272	0.03	40.8	1184	3.54	0.08	-3.1
S6025	2.65	2739	1034.0	736	0.03	8.2	4254	2.74	0.15	-51.6
S6045	8.45	1632	193.1	451	0.03	23.4	2046	2.74	0.15	-12.3
S6065	17.80	1164	65.4	329	0.03	47.8	1326	2.74	0.15	-5.1

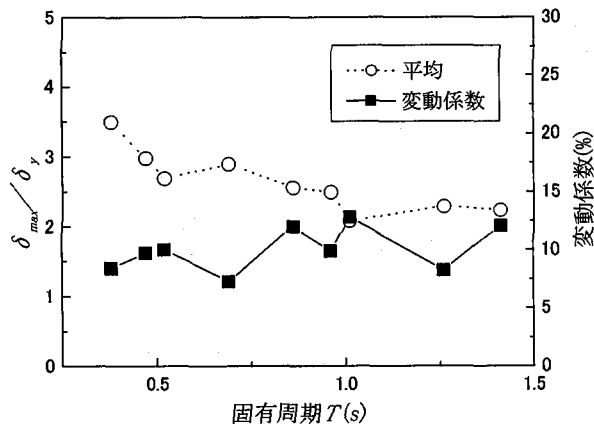


(a) 降伏水平変位 δ_y

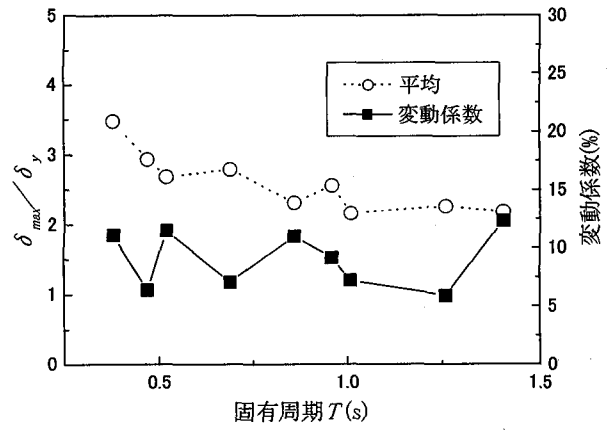


(b) 降伏水平荷重 H_y

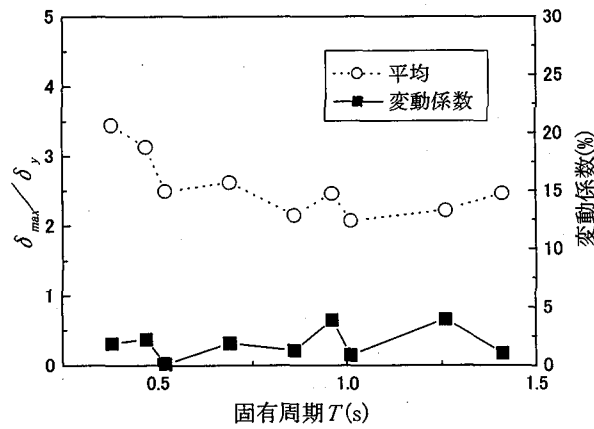
図-6 感度解析結果



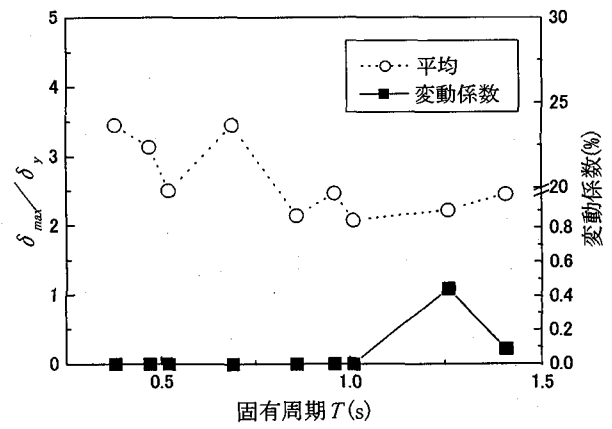
(c) 初期剛性 k_0



(d) 質量 m



(e) 減衰定数 h



(f) 剛性低下パラメータ α

図6 感度解析結果(続き)

ここで検討した変動要因は対数正規分布もしくは、正規分布に従っている。そこで、橋脚毎ではなく橋脚全体を母集団と見なして、構造特性の変動が応答の変動に与える影響を検討する。図7に、横軸に構造特性を、縦軸に各橋脚に対する変動係数を全橋脚で平均した値を示す。

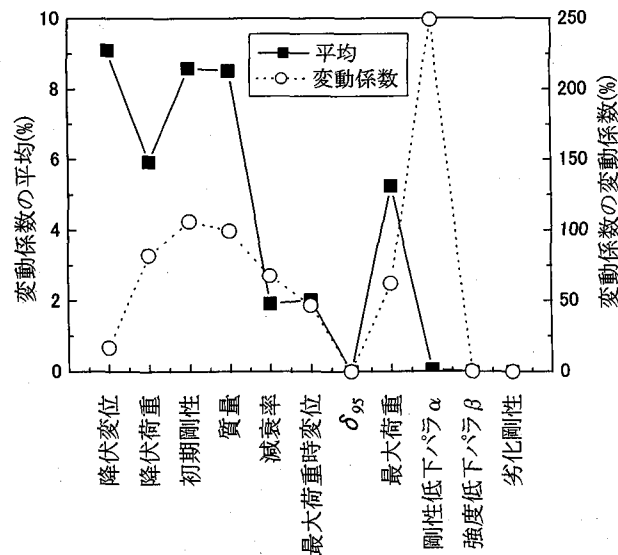


図7 感度解析結果

図7より、降伏水平変位は最大応答変位に対して9%程度の変動係数を、初期剛性と質量は8%強の変動係数を与え、最も強く影響することが分かる。降伏水平荷重や最大水平荷重は、最大応答変位に対して5~6%の変動係数となっており降伏水平変位、初期剛性および質量について強く影響する。減衰定数や最大水平荷重時変位は変動係数が2%程度であり、あまり影響しないことが分かる。

また、 δ_{95} 、剛性低下パラメータ、強度劣化パラメータおよび劣化剛性は最大応答変位の変動係数が零に近く、最大応答変位にはほとんど影響しないことが分かる。

4.2 変動解析

感度解析結果より、最大応答変位に強く影響するパラメータとして、降伏水平荷重、降伏水平変位、初期剛性、質量、減衰定数、最大水平荷重、最大水平荷重時変位を考慮する。ただし、降伏水平荷重、降伏水平変位、初期剛性は降伏応力、ヤング率に強く相関するため、式(1)、(2)で示した幅厚比パラメータ R_b と細長比パラメータ λ で代表して考慮する。

また、式(5)~(7)に示すように、最大水平荷重 H_{max} 、最大水平荷重時変位 δ_{max} 、および δ_{95} も、幅厚比パラメータ R_b および細長比パラメータ λ と強く相関するため、幅厚

比パラメータ R_f と細長比パラメータ λ で代表させる。

したがって、変動解析時に考慮する変動要因は、幅厚比パラメータ R_f 、細長比パラメータ λ 、および減衰定数 h の3種類となる。減衰定数 h に関しては詳しい調査結果を得られなかったため、平均 1.0、変動係数 0.1 と仮定した。

(1) 変動解析手法(点推定法)

最大応答変位の変動性を検討する際、単純なモンテカルロシミュレーションを行うと解析ケースが膨大な数になってしまう。そこで、ここでは解析ケースを減少させるため点推定法を用いるものとする。本検討では、最大応答変位の平均値と変動係数のみに着目しているため、確率量としては2次のモーメントまでを検討すればよい。したがって、点推定法の中でも2点推定法を採用する。

2点推定法を建築構造物の耐震信頼性評価^{22),23)}や地盤応答の信頼性評価²⁴⁾に適用し、モンテカルロシミュレーションと比較して十分な精度を有しているとの報告もある。

2点推定法は、確率統計における2次までのモーメント諸量を簡易に推定する手法であり、図-8に示すように、正規分布を仮定した場合、2つのサンプリング点として±標準偏差、それぞれに対して1/2の重みを考慮し、以下の式で統計量を計算する手法である²⁰⁾。

$$M = Y_1 \cdot P_1 + Y_2 \cdot P_2 \quad (8a)$$

$$S = (M - Y_1) \cdot 2 \cdot P_1 + (M - Y_2) \cdot P_2 \quad (8b)$$

ここに、 M : 平均値、 S : 標準偏差、

Y_i : サンプリング点での関数値、

P_i : サンプリングの重み、

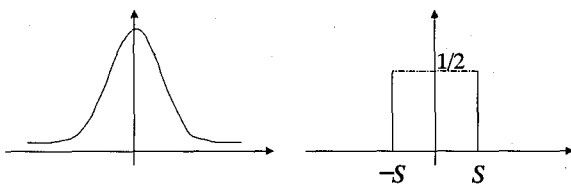


図-8 2点推定法概念図

本検討では幅厚比パラメータ、細長比パラメータおよび減衰定数の3種類の変動要因を考慮するため、2点推定法においては、表-6に示した8ケースの解析結果から平均値や変動係数の算定を行うことになる。

表中、 M は平均値を、 S は標準偏差を表している。解析対象は鋼製橋脚9基であるので、合計72回の応答計算を行うことになる。3種類の変動要因の確率分布特性は、表-4で求めた通りである。

(2) 変動解析結果

変動解析結果を図-9～図-11に示す。図-9は最大応答変位に対する結果を、図-10は最大応答水平荷重に対する結果を、図-11は残留変位に対する結果を示す。図中、破線で最大応答変位の平均値を、実線で変動係数を示している。

図-9および図-10から、最大応答変位と最大応答水平荷重に関しては、ほぼ同様の結果となることが分かる。すなわち、それぞれ平均値は、構造物の固有周期により応答は大きく異なっている。

しかし、変動係数は、構造物の固有周期に関わらずほぼ等しい値となっており、最大応答変位ではおよそ10～14%程度の変動係数、最大応答水平荷重では4～8%程度の変動係数となっている。すなわち、構造特性の現実的な不確実性を考慮すると、構造物の固有周期には関係なく、最大応答値はほぼ一定の変動性を有しているといえる。

ここで検討した、最大応答値の変動を、部分安全係数の一つとして構造特性係数として、限界状態設計法のフォーマットに適切に取り込む必要があると考えられる。

一方、図-11より、残留変位に関してみると、平均値、変動係数ともに、構造物の固有周期によって大幅に異なることが分かる。したがって、今回の検討結果からでは、残留変位に関しては、他の最大応答値のように、単純には構造特性係数として取り込むことは難しい。

文献15)において、RC橋脚を対象として材料特性がばらついたときの耐震信頼性評価が行われている。そこで考慮している材料特性の変動性状とその確率モデルは、本研究で鋼製橋脚を対象に考慮している変動係数や確率モデルと大きな差異はない。

文献15)による検討では、評価指標として塑性状態率を用いている。塑性状態率とは、実応答変位と実終局変位の比として定義される値である。材料特性のばらつきが塑性状態率に与える影響を検討し、塑性状態率の変動係数が10%程度の結果となっている。ただし、この値は示されているグラフから読み取った値であり、論文中に具体的な数値の記述はない。

表-6 解析ケース

ケース	1	2	3	4	5	6	7	8
幅厚比 パラメータ R_f	(1+S)M	(1+S)M	(1+S)M	(1+S)M	(1-S)M	(1-S)M	(1-S)M	(1-S)M
細長比 パラメータ λ	(1+S)M	(1+S)M	(1-S)M	(1-S)M	(1+S)M	(1+S)M	(1-S)M	(1-S)M
減衰定数 h	(1+S)M	(1-S)M	(1+S)M	(1-S)M	(1+S)M	(1-S)M	(1+S)M	(1-S)M

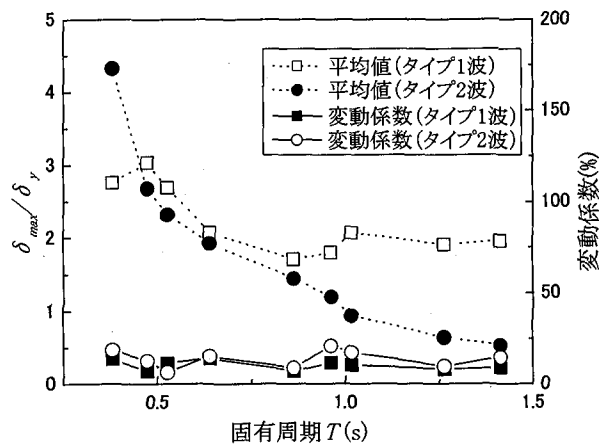


図-9 変動解析結果(最大応答変位)

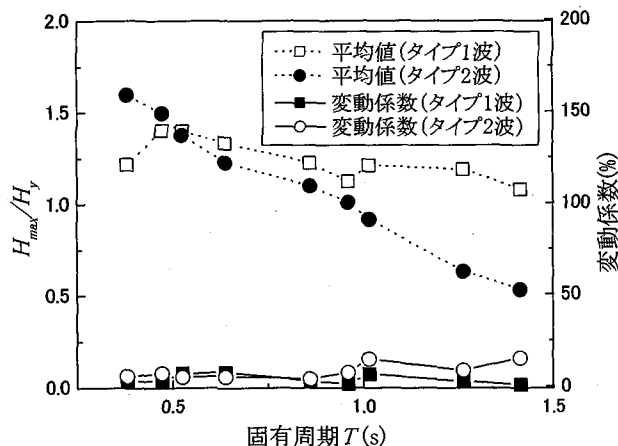


図-10 変動解析結果(最大応答水平荷重)

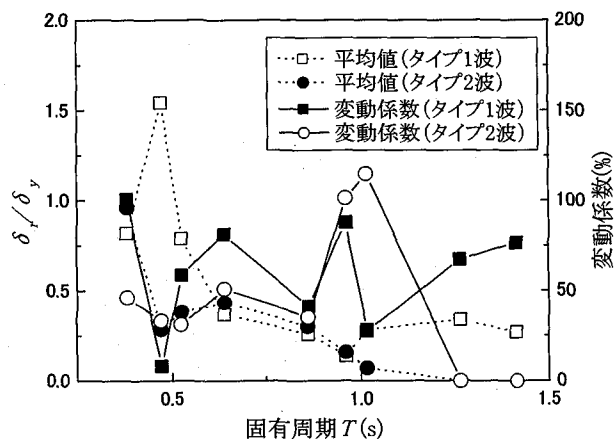


図-11 変動解析結果(残留変位)

鋼製橋脚の最大応答変位の変動係数は10~14%程度、最大応答水平荷重の変動は4~8%となっている。文献15)によるRC橋脚による検討では変動が10%程度であり、本研究の最大応答変位と最大応答水平荷重の中間結果となっていることが分かる。ただし、本研究と文献15)では、着目している指標が異なっているため、単純に比較することはできないことに注意する必要がある。

5. 設計法に関する考察

以上の検討結果を踏まえ、限界状態設計法における設計値の考え方に関して、以下に考察する。

従来の設計法では、震度法等の静的で、かつ弾性範囲の状態の安全性を照査していた。そこでは、照査項目として構造物に発生する応力に着目し、発生応力が許容応力以内に収まれば安全であると判定していた。

しかし、限界状態設計法では、弾性範囲のみでなく、弾塑性領域まで考慮し、構造物の種々の限界状態に対して安全性・安定性等を照査することが求められる。限界状態として、様々な状態が考えられるが、現在提案されている多くの限界状態設計法のフォーマットでは、使用限界状態、機能限界状態、および終局限界状態等を考慮している。

例えば、使用限界状態を考えると、構造物に発生する応力に着目するのではなく、照査項目として変形を考え、ある変形量までであれば、使用状態に差し支えないと判断する方が判定は容易である。また、終局限界状態に関して、過大な外力が作用した場合も、残留変位で照査する方が、構造物の損傷の程度を判断しやすい。

以上のような観点から、現在の設計法においては、最大応答変位に関して照査することが重要と位置づけられるようになってきている。したがって、本研究でも、最大応答変位を照査することを基本とし、ある地震荷重の作用時における最大応答変位を簡便に推定する手法を提案する。

著者らはこれまでに、構造物の最大応答変位推定法を構築するため、まず、動的挙動と相関性の強い地震動指標を検討し、固有周期依存型SIなる指標を提案している²⁰⁾。

$$SI_{n.p.} = \frac{1}{0.3T} \int_{0.9T}^{1.2T} S_v(\tau, 0.05) d\tau \quad (9)$$

ここに、 $SI_{n.p.}$: 固有周期依存型SI,
 T : 構造物の固有周期,
 S_v : 速度応答スペクトル,
 τ : 積分定数。

固有周期依存型SIは、構造物の固有周期に対応して積分範囲を変更し、速度応答スペクトルの平均値として計算する指標である。鋼製橋脚に対しては、式(9)のように、積分範囲が $0.9T \sim 1.2T$ における速度応答スペクトルの平均値となる。本指標は、構造物の塑性化による長周期化の影響を考慮した指標であり、幅広い周期領域において、動的挙動と強い相関性を有している²⁰⁾。

さらに、著者らは、固有周期依存型SIを地震動指標として、式(10)により最大応答変位を求める手法を提案している²⁰⁾。提案式による推定結果は、エネルギー一定則や変位一定則より、推定精度や適用範囲において優れていることを示した²⁰⁾。

$$\delta_{est.} = \left(\frac{T_{eq}}{2\pi} \right) SI_{n.p.} \quad (10)$$

ここに、 $\delta_{est.}$ ：最大応答変位の推定値、
 $SI_{n.p.}$ ：固有周期依存型SI、
 T_{eq} ：等価固有周期。

式(10)による最大応答変位推定式は、構造特性のばらつきを考慮していない。そこで、構造特性のばらつきによる最大応答変位の変動を、部分安全係数の形で考慮し、式(11)により最大応答変位の設計値を評価するものとする。

$$\delta_{design} = \gamma_{str} \cdot \frac{T_{eq}}{2\pi} SI_{n.p.} \quad (11)$$

ここに、 δ_{design} ：最大応答変位の設計値、
 γ_{str} ：構造特性係数。

式(11)において、構造特性係数は、構造特性のばらつきによる最大応答変位の変動を考慮するための係数である。現実的なばらつきを考慮すると、鋼製橋脚は固有周期に係わらず 10~14%の変動係数を有するばらつきとなることを示した。ここでは、これらのばらつきを考慮して平均値+標準偏差を設計値と考えるものとする。したがって、構造特性係数は 1.12 程度とすればよいと考えられる。

実際の限界状態設計法においては、入力地震動の不確実性による変動をも考慮することが重要になる。ところが、地震荷重の不確実性には、再現期間、耐用年数間の期待最大値、および地震波の周期特性や非正常性等、多くの要因が存在する。再現期間や期待最大値等を評価するため、確率論的地震危険度解析や想定地震による地震動評価に関する多くの研究が行われている。また、これらを融合する研究²⁰⁾も行われている。

しかしながら、土木学会地震工学委員会地震荷重研究小委員会によるレベル2地震動の報告²⁸⁾においても、レベル2地震動の発生頻度には言及していない。今後、いずれ十分な検討結果が得られるものと考えられるが、現状では、地震動の変動性を部分安全係数として設定するに十分な知見が得られているとは言い難い。

また、著者らは、地震動の非正常性が構造物の動的挙動に与える影響に関して検討を行っており、この影響を非正常係数として考慮する手法を検討している²⁹⁾。しかし、現在検討途中であり、両者の不確実性を同時に考慮するまでには至っていない。そのため、本研究では、地震荷重の不確実性に関しては今後の課題と考え、材料特性や部材形状等の不確実性のみを考慮した。

6. 結論

性能照査形設計法への機運が高まる状況の下、限界状態設計法による耐震設計法構築の基礎資料とするため、構造特性の不確実性が、鋼製橋脚の弾塑性動的応答に与える影

響を解析的に検討した。本研究により得られた結論は以下の通りである。

- (1) 最大応答変位の変動に強い影響を与える因子を求めするため、シミュレーションにより感度解析を行った。その結果、降伏水平変位、降伏水平荷重、初期剛性、および質量が 10%変動することにより、最大応答変位は 6~9%ばらつくことが分かった。これらの因子が最大応答変位に与える影響は大きいといえる。
- (2) 2パラメータモデルの設定に必要な剛性劣化パラメータや強度劣化パラメータ、および劣化剛性が 10%変動しても、最大応答変位の変動係数は 1%未満となり、これらの因子はほとんど影響しないことを示した。
- (3) 鋼製橋脚の最大応答変位に強い影響を与える幅厚比パラメータ、細長比パラメータ、および減衰定数を変動要因とし、できるだけ現実的なばらつきを考慮すると、鋼製橋脚の最大応答変位は、構造物の固有周期に依存せず、10~14%程度変動することを示した。また、最大応答水平荷重は 4~8%程度変動する。
- (4) 同様の変動性を考慮した RC 橋脚を対象とした研究結果との比較により、RC 橋脚の塑性状態率は、鋼製橋脚における最大応答変位と最大応答水平荷重の間程度の変動係数を有している。ただし、これらの比較においては、着目指標が異なることに注意する必要がある。
- (5) 構造特性のばらつきによる最大応答変位の変動性を、限界状態設計法の部分安全係数として考慮した設計式を提案した。
- (6) 本研究により、地震動を確定的に与えた場合の最大応答変位の変動性状を把握することができた。しかしながら、地震波の非正常性が最大応答変位に与える影響が大きいことは一般的に知られており、地震波の不確実性を考慮した検討が今後の課題であるといえる。

謝辞

本研究を実施するに際し、名古屋大学大学院工学研究科土木工学専攻宇佐美勉教授には、2パラメータモデルによる解析プログラムの提供を受けた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 例えば、土木学会構造工学委員会・構造設計国際標準研究小委員会：国際標準に基づく構造物の設計法、構造工学シリーズ No.18, 土木学会, 2000.
- 2) ISO2394: General Principles on Reliability for Structures, 1998.
- 3) 日本規格協会：ISO2394 構造物の信頼性に関する一般原則, 2000.
- 4) (社)土木学会：土木構造物の耐震基準に関する「第二次提言」, 1996.

- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，1996.
- 6) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999.
- 7) (社)日本鋼構造協会次世代土木鋼構造物特別研究委員会鋼橋の耐震設計小委員会，(社)土木学会鋼構造委員会鋼構造物の耐震検討小委員会：鋼構造物の耐震解析用ベンチマークと耐震設計法の高度化，2000.
- 8) 東海鋼構造研究グループ：鋼構造物材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用，橋梁と基礎，第14巻，第11号，pp.33-41/第12号，pp.38-44，1980.
- 9) (社)土木学会構造工学委員会：鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針(案)，1992.
- 10) (社)日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，1998.
- 11) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説-耐震設計(案)，1998.
- 12) (社)土木学会：鋼構造物の終局強度と設計，鋼構造シリーズ6，1994.
- 13) 鈴木基行，秋山充良，山崎康紀：構造系の安全性およびRC橋脚の耐震設計への適用に関する研究，土木学会論文集，No.578/I-37，pp.71-87，1997.
- 14) 岩城一郎，Frangopol, D. M.：地震力を受ける鉄筋コンクリート橋脚の信頼性評価に関する一提案，コンクリート工学論文集，第8巻，第1号，pp.151-160，1997.
- 15) 足立幸郎，運上茂樹：じん性設計を行った鉄筋コンクリート橋脚の耐震信頼性評価，構造工学論文集，Vol.46A，pp.777-788，2000.
- 16) 中山隆弘，藤原豪紀，長谷川賢治，児玉明日香，竹本康弘：地震動および材料強度の不確実性を考慮した既設橋梁の耐震信頼性に関する一考察，JCOSSAR2000論文集，pp.197-204，2000.
- 17) 白木渡，井面仁志，今井慈郎，伊藤則夫，石川 浩：地震時保有水平耐力照査式を用いた終局限界状態に対する鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価，構造工学論文集，Vol.45A，pp.389-396，1999.
- 18) Itoh, Y.: Ultimate Strength Variations of Structural Steel Members, Doctoral Dissertation, Nagoya Univ., 1984.
- 19) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.
- 20) 鈴木森晶，宇佐美勉：鋼製橋脚の激震時挙動に関する基礎的研究，NUCE Research Report, No.9702, 1997.
- 21) Rosenblueth, E.: Point Estimates for Probability Moments, *Proc. of National Academy of Science of USA*, Vol.72, No.10, pp.3812-3814, 1975.
- 22) 井戸田秀樹，小野徹郎：点推定法を用いた構造システムの実用的信頼性解析手法，第43回応用力学連合講演会講演集，pp.193-196，1994.
- 23) 趙 衍剛，小野徹郎：パラメータの不確実性を考慮した非線形不規則振動解析，構造工学論文集，Vol.45B，pp.237-242，1999.
- 24) 池本敏和，北浦 勝：地盤係数の不確実性を考慮した地震時地盤応答解析-点推定法による数値解析の効率化，構造工学論文集，Vol.40A，pp.833-840，1994.
- 25) 北原武嗣，伊藤義人：鋼製およびRC橋脚の弾塑性最大応答変位と固有周期依存型SIの相関性，構造工学論文集，Vol.45A，pp.829-838，1999.
- 26) 北原武嗣，伊藤義人：固有周期依存型SIを用いた鋼製およびRC橋脚の弾塑性最大応答変位の推定法に関する研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.653-662，2000.
- 27) 亀田弘行，石川 裕，奥村俊彦，中島正人：確率論的想定地震の概念と応用，土木学会論文集，No.577/I-41，pp.75-87，1997.
- 28) 土木学会地震工学委員会地震荷重研究小委員会：レベル2地震動と設計地震荷重の課題，1997.
- 29) 北原武嗣，伊藤義人：同一設計スペクトルを有する模擬地震波群による弾塑性応答の変動性に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.1237-1242，2001.

(2001年9月14日受付)