鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価に用いる 部分係数と再現期間に関する検討

北原 武嗣¹・梶田 幸秀²・岸 祐介³

¹正会員 関東学院大学教授 工学部社会環境システム学科 (〒236-8501 横浜市金沢区六浦東1-50-1)

E-mail: kitahara@kanto-gakuin.ac.jp

²正会員 九州大学大学院准教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒819-0395 福岡市西区元岡744)

E-mail: ykajita@doc.kyushu-u.ac.jp

³正会員 関東学院大学助手 工学部社会環境システム学科 (〒236-8501 横浜市金沢区六浦東1-50-1)

E-mail: kishi@kanto-gakuin.ac.jp

ISO2394にも見られるように、世界的に性能設計体系への移行期にある現在、構造物の安全性を信頼性設計の考え方で評価することは重要である。この際、部分係数を用いた限界状態設計法の形で評価する手法が設計実務において現実的であると考えられる。本研究ではこのような背景のもと、座屈強度を考慮した鋼製ラーメン橋脚を対象とした耐震信頼性評価を行うことを検討目的とし、地震動の再現期間が部分係数に与える影響を明らかにした。

Key Words : *steel rigid-frame bridge pier, seismic reliability, partial safety factor, return period*

1. 序論

本年3月11日、マグニチュード9.0という我が国史上、最大規模となる東北地方太平洋沖地震が発生した。この地震により、東日本の広範囲にわたって甚大な地震被害が生じるに至った。政府の専門調査委員会では、東海・東南海・南海地震のような海溝型巨大地震の発生が予想されており、被害規模は今回の地震を上回るとの懸念もある。このような巨大地震に対しても、構造物の安全性を確保する必要がある。しかし、海溝型巨大地震の発生確率は千年に一度ともいわれている。このような発生頻度の低い荷重に対する構造物の安全性を、既往の確定的な設計法で評価するのか、もしくは荷重および構造物の耐力ともに確率的に扱い評価するのかは見解の分かれるところである。

一方、世界的な趨勢としてISO2394（構造物の信頼性に関する一般原則）¹⁾にみられるように、「性能設計法」への移行が進んでいる²⁾。性能設計法は、目標とする性能を明示し、それを満足するように構造物を設計する方法である。目標とする性能を限界状態として表し、その性能を確率量で表すならば、性能設計法は限界状態設計法として捉えることができる³⁾。

実設計において複雑な確率計算を伴うのは困難である。そのため、限界状態設計法の実用化には、できるだけ簡便な設計式で構造物を設計することが望ましい。そ

こで、ISO2394の付属書にも位置づけられた部分安全係数設計法が標準的な設計法の一つになると考えられる。

部分安全係数設計法において、部分係数（荷重係数、耐力係数もしくは強度係数）の値をいかに決定するかが極めて重要な課題となる。そのため、小出ら⁴⁾はコンクリート構造の部分係数の決定に関する研究を、長尾ら⁵⁾は栈橋式係船岸の地震動に対する部分係数の検討を行っている。これらの研究を含め、部分安全係数設計法に関する研究の多くは、構造物に作用する荷重の分布や構造部材の材料特性の分布を統計的に処理することにより、部分係数の値が求められている。

一方、白木ら⁶⁾および井面ら⁷⁾は、道路橋鋼製ラーメン橋脚を対象に、地震時の塑性崩壊を限界状態として設定した際の部分係数の算定方法を検討している。そこでは、部分係数を確率分布から統計的に算定するのではなく、予め定めた目標信頼性指標と設計された構造物の信頼性指標の誤差が最小となるような部分係数の最適値を探索的に求めている。

これらの検討を受け、文献8), 9)では現場の設計者ではなく、コードライターの視点にたった部分係数の求め方を提案している。基本的な考え方は白木らの方法と同様の概念を用い、まず、部分係数の初期値設定においては、荷重と材料特性の確率分布からFOSM法¹⁰⁾を用いて

一次設定値を求める。次に初期値の周辺に複数の部分係数の設定値を設け、それぞれに対し設計を実施し、目標信頼性指標（許容破壊確率）を下回る設計例を極力少なくし、かつ安全すぎる設計例も極力少なくなる部分係数値を決定している。

さて、部分係数を用いた限界状態設計法により構造物を設計することを考えると、荷重や構造物耐力のばらつきが部分係数に大きく影響することは自明である。特に、地震時に対する設計においては、地震作用の大きさやばらつきの影響が大きいと考えられる。そのため、コードライターが部分係数を設定する際には、地震作用の変動が部分係数に与える影響を把握しておくことは重要な課題であるといえる。

地震作用の設定方法として、シナリオ的に確定的に与える方法や確率論的に評価する手法などがある¹¹⁾。ここでは、信頼性設計を前提としているので確率論的に地震荷重を評価し、地震荷重の再現期間と部分係数の関係を検討することを試みる。具体的な検討対象としては、鋼製ラーメン橋脚の地震時における局部座屈に対する安全性の検討を取り上げるものとする。

文献 8)、9)は部分係数の設定手法の提案が目的であった。本研究では文献 8)、9)と同様の手法を用い、地域特性や再現期間の長さをパラメータとして、地震荷重の変動が部分係数に与える影響について考察することが主な目的である。なおここでは、再現期間が 25~100 年程度の中小規模地震を地震荷重の対象とした。

2. 検討対象と検討手法

(1) 対象構造物

対象構造物は、都市高速高架橋に用いられる図-1に示すような鋼製一層門型ラーメン橋脚である。鋼製ラーメン橋脚の形状は、中井らによる既設構造物の調査結果¹²⁾（図-2参照）から決定した。既設のデータを参考としたのは、対象橋梁のプロポーシオンに現実味を持たせるためである。図-2より、橋脚高さは5~25m、橋脚幅は5~40mの範囲として、これらの組合せで35個の形状を設定した。また、35ケースそれぞれに対して、支間長を40mとしてプロポーシオンを決めた。ラーメン橋脚の柱部および梁部のフランジ幅は、鋼構造物標準図集¹³⁾を参考に以下のように設定した。

$$\begin{aligned} (\text{柱部面内フランジ幅}) &= (\text{支間長}) / 20 \\ (\text{柱部面外フランジ幅}) &= (\text{橋脚幅} + \text{橋脚高さ}) / 20 \\ (\text{梁部面内フランジ幅}) &= (\text{支間長}) / 20 \\ (\text{梁部面外フランジ幅}) &= (\text{橋脚幅}) / 20 \end{aligned}$$

図-1 鋼製一層門型ラーメン橋脚

図-2 鋼製ラーメン橋脚の高さと幅の分布¹²⁾

(2) 局部座屈応力と最適断面設計

対象とした鋼製ラーメン橋脚には、一般構造用圧延鋼材（JIS G 3101, 材質 SS400）が使用されるものとした。通常、SS400材の降伏応力は平均値が 296 N/mm^2 、変動係数 0.08 の正規分布に従うように管理されている¹⁴⁾。ここでは文献 14)を参考に、SS400 材の降伏応力の平均値を 300 N/mm^2 の正規分布に従うものと仮定した。

鋼製ラーメン橋脚柱部の局部座屈応力 σ_{cr} は、道路橋示方書 II 鋼橋編¹⁵⁾に示される局部座屈応力の算定式に $\sigma_y = 300 \text{ N/mm}^2$ を代入し、局部座屈応力の平均値 μ_R として求めた。また、局部座屈応力は対数正規分布に従うとし、変動係数 V_R を 0.10 と仮定した。なお、局部座屈応力の算定式は設計式であるため、真の局部座屈応力は、ここで求めた値よりも大きくなるものと考えられるが、本研究ではこの影響を無視するものとした。

本研究では、鋼製ラーメン橋脚の板厚 t を設計変数とし、板厚 t を変化させながら骨組解析を繰り返し行うことで最適断面として鋼製ラーメン橋脚を設計した。この際、軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の断面照査式（式(1)）¹⁴⁾を満たす最小な板厚を柱部の最適断面とした。ただし、梁部の板厚は柱部の板厚と等しく、面外フランジと面内フランジの板厚は等しいと仮定した。実設

計では、補剛材の使用や変断面設計が考慮されるが、ここでは簡便のためこれらは考慮せず同一板厚とした。

最適板厚を繰り返し計算で求める際には、デザインデータブック¹⁶⁾に記載されている板厚の値6～32mmで変化させ最適板厚を決めた。ただし、板厚が32mmを超える場合は40mmから10mm刻みで板厚を変化させた。

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{ey}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{ez}}\right)} \leq \sigma_{cal} \quad (1)$$

ここで、

σ_c : 照査する断面に作用する軸方向圧縮応力度、

σ_{bcy} , σ_{bcz} : 強軸, 弱軸まわりに作用する曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度、

σ_{ey} , σ_{ez} : 強軸, 弱軸まわりの許容オイラー座屈応力度、

σ_{cal} : 局部座屈に対する許容応力度 ($\sigma_{cal} = \varphi \cdot \sigma_{cr}$)。

このように設計した鋼製ラーメン橋脚に、死荷重と地震荷重が作用した際に局部座屈が生じないという限界状態を設定し、この限界状態に対して部分係数と信頼性指標の関係を検討するものとした。

(3) 地震荷重と再現期間の設定

本研究では、地震ハザード評価に際しては、奥村・石川の手法¹⁷⁾を用いて日本周辺の地震活動をプレート境界、活断層およびランダム地震の3種類に区分して評価した。ここで用いた震源モデルの概要を表-1に示す。距離減衰としては、司・翠川²²⁾による最大速度の距離減衰式(式(2))を採用している。

・プレート境界型

$$\log PGV_{600} = 0.58M_w + 0.0038D - 1.29 - 0.02 \log(X - 0.0028 \times 10^{0.5M_w}) - 0.002X \quad (2a)$$

・内陸直下型

$$\log PGV_{600} = 0.58M_w + 0.0038D - 1.29 - \log(X - 0.0028 \times 10^{0.5M_w}) - 0.002X \quad (2b)$$

ここで、PGV : 最大速度(cm/s),

M_w : モーメントマグニチュード、

D : 震源深さ(km),

X : 断層最短距離(km)。

式(2)により評価される最大速度は、平均S波速度600m/sの基盤での値となるため、松岡・翠川²³⁾の微地形区分を用いた方法により表層地盤増幅を考慮して、地表面最大速度を求めている。

地震荷重としては、震度法としての扱いをしているため最大加速度が必要となる。ここでは、文献24)に示されている最大速度と最大加速度の関係式(式(3))を用

表-1 震源モデル

震源タイプ	プレート境界地震	活断層	ランダム震源域
規模	一様分布	固有	指数分布(G-R式)
設定根拠	震源記録	調査記録 ^{18),19)}	地震地体構造 ²⁰⁾
発生位置	固定	固定	ランダム
発生時系列	再生過程 ²¹⁾	再生過程 ²¹⁾	定常ポアソン過程

表-2 各地の最大加速度の再現期待値(単位: cm/s²)

再現期間	25年	50年	100年
札幌	75.3	106.5	144.1
仙台	126.2	167.9	217.7
東京	128.8	177.1	236.9
大阪	85.2	156.4	276.8
福岡	38.8	60.1	87.3

いて最大加速度を求めることとした。なお、厳密には構造物による応答の増幅も考慮すべきであるが、ここでは簡略化して地表面最大加速度から地震荷重に用いる震度を算定した。

$$A_{max} = V_{max} \cdot (7/T_g) \quad (3)$$

ここに、 A_{max} : 最大加速度、

V_{max} : 最大速度、

T_g : 地盤の卓越周期。

以上の手法を用いて、本研究では札幌、仙台、東京、大阪、福岡の5都市を検討の対象地点とし地震ハザードを求めた。式(3)による表層地盤での増幅を考慮する際には、各都市ともⅡ種地盤相当と考え卓越周期を0.5秒とした。再現期間による部分係数の違いを検討するため、再現期間としては土木構造物の一般的な耐用年数を50年と考え、再現期間50年を標準としてその半分および倍の再現期間を考慮して25年、50年、100年の3ケースを評価した。

ここで評価した再現期待値を表-2に示す。最大加速度の変動係数は再現期間毎に異なることが一般的であり、再現期間毎に厳密に評価した変動係数を用いることが重要である。しかし、再現期間毎の変動係数を厳密に評価することは困難であることと部分係数の初期値を一定にするという目的から、一律50%と仮定した。

(4) 構造解析手法

鋼製ラーメン橋脚を図-3のように梁要素でモデル化し、はりと柱は剛結、基礎は6自由度固定とした。荷重としては、死荷重(上部構造重量 $W=135.5\text{kN/m}$)、地震荷重($P_{\text{quake}} = \gamma \times \text{上部構造質量} \times \text{最大地震加速度の平均値}$)

図-3 骨組み解析モデル

および橋脚自身の慣性力を作用させた。地震荷重は橋軸方向と橋軸直角方向の両方向に載荷した。

本論文では鋼製ラーメン橋脚の幅による上部構造重量の変化は無視している。なお、本来上部構造重量（橋脚への死荷重）は重要な設計因子ではあるが、確率量（変動量）は地震荷重のみとしている。

上記の荷重載荷による柱頂部と柱底部に作用する軸力と曲げモーメントを算定し、断面照査の対象とした。

3. 最適な部分係数の決定手法

部分係数の決定手法として、文献8), 9)ではAFOSM法により求めた部分係数を一次設定値とし、その周辺にいくつかの部分係数の候補値を設け、最適な部分係数値を求めている。

具体的な決定フローは図-4に示す通りである。まず、複数用意した部分係数値の中から一つ値を選び、その部分係数を基に、35種類用意した鋼製ラーメン橋脚に対し最小断面設計を行い、35橋脚に対する信頼性指標のばらつきを正規分布で表す。この作業を用意した部分係数のセット数だけ繰り返し、それぞれに対して得られた正規分布の形状から最適な部分係数を決定するものである。手法の詳細は文献8), 9)を参照のこと。

最適な部分係数の決定方法には、下限コントロール法を用いた。下限コントロール法は、目標信頼性指標 β_T に対して、最適設計での信頼性指標 β の集団の一部が下回る確率をある指定値 P_d 以下にした上で、集団の平均値をなるべく小さくするものである。そうすることで、目標信頼性指標を下回る構造物が設計される確率をある一定値以下に抑えることができ、かつ安全すぎる構造物が設計される可能性も抑えることができるので経済性を確保できると考えた。本研究では P_d を10%以下とした上で、最適な部分係数の組み合わせを求める。

なお、本研究では目標信頼性指標 β_T を考えるにあたり、構造物の供用期間を50年として50年の間に座屈が生じる確率が50%以下となるような状況を設定した。この際、

図-4 検討フロー

表-3 部分係数の組合せ

case	ϕ	γ	case	ϕ	γ
A	0.7	2.0	I	0.8	2.75
B	0.7	2.25	J	0.8	3.0
C	0.7	2.5	K	0.9	2.0
D	0.7	2.75	L	0.9	2.25
E	0.7	3.0	M	0.9	2.5
F	0.8	2.0	N	0.9	2.75
G	0.8	2.25	O	0.9	3.0
H	0.8	2.5			

1年間での破壊確率は0.0138となり目標信頼性指標 β_T は2.2となる。

ただし、ここでの破壊確率は、地震の発生を前提とした条件付き破壊確率である。すなわち、地震の発生確率自体は考慮していないことになる。厳密な破壊確率は地震の発生確率も考慮すべきであるが、ここでは簡便に、地震が発生したことを前提とした信頼性指標 β を用いて、部分係数と再現期間の関係を考察することとした。

表-3は、文献8), 9)に基づき $(\phi, \gamma) = (0.8, 2.5)$ を一次設定値として設定した部分係数の組合せを示す。なお、信頼性指標 β の算定は以下ようになる。

$$\phi \cdot R_n \geq \gamma \cdot S_n \quad (4)$$

$$\beta = \frac{\ln(\mu_R / \mu_S)}{\sqrt{V_R^2 + V_S^2}} \quad (5)$$

ただし、 ϕ : 耐力係数、 γ : 荷重係数

R_n : 耐力の公称値、 S_n : 荷重の公称値、

μ_R : 耐力の平均値、 μ_S : 荷重の平均値、

V_R : 耐力の変動係数、 V_S : 荷重の変動係数。

4. 検討結果とその考察

(1) 下限コントロール法による検討例

結果の一例として再現期間100年の場合について述べ

表-4 信頼性指標 β の確率分布パラメータ(再現期間 100 年)

Case (ϕ, γ)	平均値	変動係数	10%非超過 確率時の β
A (0.7, 2.0)	2.27	0.08	2.04
B (0.7, 2.25)	2.42	0.08	2.17
C (0.7, 2.5)	2.55	0.07	2.33
D (0.7, 2.75)	2.76	0.07	2.50
E (0.7, 3.0)	2.89	0.07	2.64
F (0.8, 2.0)	2.05	0.11	1.75
G (0.8, 2.25)	2.20	0.09	1.93
H (0.8, 2.5)	2.35	0.08	2.09
I (0.8, 2.75)	2.48	0.08	2.22
J (0.8, 3.0)	2.61	0.09	2.32
K (0.9, 2.0)	1.79	0.11	1.53
L (0.9, 2.25)	2.02	0.13	1.69
M (0.9, 2.5)	2.17	0.10	1.90
N (0.9, 2.75)	2.31	0.09	2.05
O (0.9, 3.0)	2.40	0.08	2.15

図-5 信頼性指標の分布

る。表-3 に示した 15 組の部分係数値を用いて設計したときの、信頼性指標 β のばらつきを表す確率分布パラメータを表-4 に示す。

まず、一次設定値であるcase H において β の 10%非超過確率時の信頼性指標 β_T は 2.09 となり、目標とした 2.2 よりも小さい値となっている。表-3 に示した 15 組の中で、10%非超過確率時の信頼性指標 β が 2.2 を超えているのは、case C~E, case I, case J の 5 ケースである。case I における信頼性指標 β の平均値は 2.48 となり、目標信頼性指標 $\beta_T = 2.2$ に最も近くなる。したがってスパン 40m のときの部分係数の組み合わせは、 $\phi=0.8, \gamma=2.75$ とすると良いことがわかる。

図-5 に一次設定値であるcase H および最適な組合せとしたcase I における信頼性指標 β の確率密度関数を示す。case H と case I を比較すると、両ケースで変動係数に変化はなく平均値ではcase I の方が 0.13 大きい。目標信頼性指標 $\beta_T = 2.2$ を下回る橋脚は少なくなるといえる。

表-5 各地の最適な部分係数

	再現期間	ϕ	γ
札幌	25 年	0.7	3.0
	50 年	0.7	3.0
	100 年	0.7	2.5
仙台	25 年	0.7	2.75
	50 年	0.7	2.5
	100 年	0.8	2.75
東京	25 年	0.7	3.0
	50 年	0.7	2.5
	100 年	0.8	2.75
大阪	25 年	0.7	3.0
	50 年	0.7	2.5
	100 年	0.7	2.25
福岡	25 年	0.7	3.0
	50 年	0.7	3.0
	100 年	0.7	3.0

(2) 地震荷重の違いによる検討

表-5 は、国内 5 都市における地震危険度を考慮して耐震信頼性評価を試みた場合の、各地での最適な部分係数の組み合わせを再現期間ごとにまとめたものである。

表-5 より、全般的には再現期間によらず耐力係数 ϕ はほぼ一定値となり、荷重係数 γ は再現期間が長くなるほど小さくなる傾向にある。これは、耐力の変動よりも地震荷重の変動の方が大きいためと考えられる。

細かく見ると、仙台と東京では再現期間が長い方が耐力係数 ϕ の値が大きくなり、荷重係数 γ は再現期間 50 年の場合が最も小さい。札幌と大阪は全般的な傾向と同様である。福岡は再現期間の違いによる値の変化はなかった。

福岡で再現期間による違いがなかったのは、地震荷重の値が他の都市よりも小さいためと考えられる。また、仙台と東京が同様の傾向となったのも、再現期間毎の地震荷重の値が近かったためと考えられる。以上の検討より、地震ハザードの特徴が異なると、同じ目標信頼性指標 β_T に対する最適な部分係数は異なるといえる。

5. まとめ

本研究では、札幌、仙台、東京、大阪および福岡の 5 都市における地震危険度を考慮して、鋼製ラーメン橋脚の耐震信頼性評価を試みた。本研究で確認できたことを以下に記す。

- 1) 下限コントロール法を用いて鋼製ラーメン橋脚の最適な部分係数を決定した場合、一次設定値に比べて、安全と評価されるものが増える組合せとなる。
- 2) 地震荷重の再現期間を考慮して最適な部分係数を検

討した結果、全般的には再現期間によらず耐力係数 ϕ はほぼ一定値となり、荷重係数 γ は再現期間が長くなるほど小さくなる傾向がある、ただし、再現期間毎の地震荷重の大きさにより、部分係数に与える影響には多少の差異が認められた。

本研究では地震発生を前提条件として、地震荷重の再現期間と部分係数の関係に対する検討を行った。地震の発生確率や地震荷重の変動係数などは、構造物の安全性に大きな影響を与えるため、これらの影響を含めて検討することが今後の課題である。

参考文献

- 1) ISO: ISO2394 - General principles on reliability for structures -, 1998.
- 2) (社)土木学会: 包括設計コード(案)性能設計概念に基づいた構造物設計コード作成のための原則・指針と用語(第1版), 2003.
- 3) 神田順(監修): 限界状態設計法の挑戦, 建築技術, 2004.
- 4) 小出英夫, 尾坂芳夫: コンクリート構造の部分安全係数の決定に関する研究, 土木学会論文集, No.422/I-14, pp.245-254, 1990.
- 5) 長尾毅, 菊池喜昭, 藤田宗久, 鈴木誠, 佐貫哲朗: 栈橋式係船岸のレベル1地震動に対する信頼性設計法, 構造工学論文集, Vol.52A, pp.201-208, 2006.
- 6) 白木渡, 松島学, 堂垣正博, 井面仁志: 道路橋鋼製橋脚の耐震信頼性設計に用いる部分安全係数の試算, JCOSSAR2003論文集, Vol.5, pp.961-968, 2003.
- 7) 井面仁志, 白木渡, 堂垣正博, 石川浩: 道路橋鋼製橋脚の荷重係数設計フォーマットの提案, 材料, Vol.53, No.1, pp.76-83, 2004.
- 8) 梶田幸秀, 高橋拓大, 園田佳巨, 香月智: 鋼製橋脚の座屈設計における部分安全係数決定法の提案, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.227-234, 2007.
- 9) 梶田幸秀, 高橋拓大, 園田佳巨, 香月智: 大地震時における鋼製橋脚の部分安全係数決定法の一提案, JCOSSAR2007論文集, Vol.6, pp.771-778, 2007.
- 10) 星谷勝, 石井清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, 1986.
- 11) (社)土木学会構造工学委員会: 性能設計における土木構造物に対する作用の指針, 土木学会, 2007.
- 12) 中井博, 河井章好, 吉川紀, 北田俊行, 酒造敏廣: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上), 橋梁と基礎, Vol.16, No.6, pp.35-40, 1982.
- 13) 阪神高速道路公団: 鋼構造物標準図集, 1991.
- 14) (社)土木学会鋼構造委員会: 鋼構造物の終局強度と設計, 土木学会, 1994.
- 15) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編, 2002.
- 16) (社)日本橋梁建設協会: デザインデータブック, 2006.
- 17) 奥村俊彦, 石川裕: 最新の活断層調査を反映した地震ハザード評価モデル, 土木学会第55回年次学術講演会概要集, 第1部(B), pp.764-765, 2000.
- 18) 松田時彦: 最大地震規模による日本列島の地震分布帯, 地震研究所彙報, Vol.65, pp.289-319, 1990.
- 19) 松田時彦: 陸上活断層の最新活動期の表, 活断層研究, Vol.13, pp.1-3, 1995.
- 20) 萩原尊禮 編: 日本列島の地震—地震工学と地震地体構造—, 鹿島出版会, 1991.
- 21) 奥村俊彦, 石川裕, 亀田弘行: 活断層の活動履歴に関する情報を考慮した地震危険度評価, 第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, pp.49-56, 1997.
- 22) 司宏俊, 翠川三郎: 断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式, 日本建築学会構造系論文集, No.523, pp.63-70, 1999.
- 23) 松岡昌志, 翠川三郎: 国土数値情報とサイスミックマイクログローニング, 日本建築学会第22回地盤震動シンポジウム, pp.23-24, 1994.
- 24) 沢田 努, 平尾 潔, 山本英史, 川手 訓: 地震動の最大振幅比($a_v/a_d\sqrt{v^2}$)とスペクトル特性及び継続時間の関係, 第21回地震工学研究発表会講演概要, pp.41-44, 1991.

(2011.7.22 受付)

RELATIONSHIP BETWEEN PARTIAL SAFETY FACTOR AND RETURN PERIOD OF INPUT MOTIONS FOR SEISMIC RELIABILITY ESTIMATION OF STEEL PIERS

Takeshi KITAHARA, Yukihide KAJITA and Yusuke KISHI

In Japan, the revision of the design codes to consider the performance design is advanced including the Specification of Highway Bridges in recent years. If an objective performance is shown as a limit state and its performance is shown by the amount of the probability, the performance design method is equal to the limit state design method. The limit state design method is the design method based on the structural reliability theory. The partial safety factors design method will be one of the standard methods because this design method is introduced in ISO2394. As for the partial safety factors design method, a decision of the value of the partial factors is a very important matter. This paper presents some correlation between partial safety factors and return period of input motions for the reliability design method. In this study, partial safety factors are calculated by a proposed method by authors which is to prepare several partial safety factors around the ones obtained from AFOSM method in advance. We check the correlation by designing a steel pier to withstand local buckling against a ground excitation.