

9.4 道路橋の耐震設計における部分係数設計法に関する研究

研究予算：運営費交付金（道路整備勘定）

研究期間：平 16～平 20

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：運上茂樹（上席）、張広鋒

【要旨】

次期道路橋示方書では部分係数設計法に基づく設計体系の導入が予定されており、耐震信頼性評価法や部分係数の設定法の確立、具体的な部分係数の値を設定していくことが必要とされている。平成 20 年度は、部分係数設計法に基づく耐震性能の基本照査式を構築するとともに、現行道路橋示方書を適用した鉄筋コンクリート (RC) 橋脚を対象として、現行耐震設計基準の耐震信頼性指標の評価、設定した目標信頼性指標に応じた抵抗係数値の試算を行い、部分係数設計法として提案するための抵抗係数を把握した。

キーワード：耐震設計、部分係数設計法、耐震信頼性指標、抵抗係数

1. はじめに

構造物の性能評価は、国際標準 (ISO2394：構造物の信頼性に関する一般原則) では確率を用いて表現することが基本とされている。このような国際的な背景や設計の合理化、コスト削減等の様々な観点から、次期道路橋示方書において、部分係数設計法の導入が予定されている。このため、道路橋の耐震設計についても、部分係数設計法に基づいた耐震性能照査体系を確立するとともに、耐震信頼性評価法や部分係数の設定法や具体的な部分係数値の設定を行うことが必要とされている。

平成 20 年度は、部分係数設計法に基づく耐震性能の基本照査式を構築するとともに、現行道路橋示方書 (平成 8 年道路橋示方書以降) を適用した 1 2 基の鉄筋コンクリート (RC) 橋脚を対象に、設計地震力を確定値として設定した上で現行耐震設計基準の耐震信頼性を評価した。また、目標信頼性指標を 0.5～3.0 に変化させた場合の抵抗係数値の試算を行い、部分係数設計法として提案するための抵抗係数を把握した。

2. 部分係数設計法に基づく変位の照査式

本検討では、道路橋の構造部材の中で一般に塑性化を考慮する部材であり、耐震設計が設計上支配的となる RC 橋脚を対象に、地震時保有水平耐力法に基づくレベル 2 地震動に対する耐震性能の照査について検討

を行った。RC 橋脚の性能照査は、せん断破壊型、曲げ破壊型の損傷モードの判定をした後に変形性能の照査を行うものである。式 (1) に部分係数書式に書き換えた変形性能の照査式を示す。式 (2) と (3) は現行基準による終局変位 δ_u および応答変位 δ_r の算定式である。

$$\phi \cdot \delta_u \geq \delta_r \quad (1)$$

$$\delta_u = \delta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p (h - L_p / 2) \quad (2)$$

$$\delta_r = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{k_{hc} W}{P_a} \right)^2 + 1 \right\} \delta_y \quad (3)$$

ここに、

δ_u : 終局変位, 式 (2) による

δ_r : 応答変位, 式 (3) による

ϕ : 抵抗係数

δ_y : 降伏変位

ϕ_u : 終局曲率

ϕ_y : 降伏曲率

L_p : 塑性ヒンジ長

h : 柱基部から慣性力作用位置までの高さ

k_{hc} : 設計水平震度

W : 等価重量 (= 上部構造重量 + 0.5 × 橋脚重量)

P_a : 地震時保有水平耐力

M_u : 柱基部における終局曲げモーメント

終局変位 δ_u および応答変位 δ_r の算定には、材料強度に設計基準強度を用いた。なお、本検討で考慮した地震荷重は、現行基準に規定されるレベル2地震動とした。

3. 耐震信頼性評価

3.1 信頼性の評価方法

本検討では、信頼性の評価方法として AFOSM 法 (Advanced First-Order Second-Moment Method, 拡張2次モーメント法) を用い、式 (4) に示すような性能関数を仮定することとした。

$$z = \frac{R}{S} - 1 \quad (4)$$

ここで、両辺の対数をとると、

$$\ln(z) = \ln(R) - \ln(S) \quad (5)$$

となる。ここで、 R 及び S が対数正規分布に従うとすると、性能関数 z も対数正規分布に従う。よって、信頼性指標 β は以下ようになる。

$$\beta = \frac{\lambda_g}{\zeta_g} \quad (6)$$

$$\lambda_g = \lambda_R - \lambda_S \quad (7)$$

$$\zeta_g = \sqrt{\zeta_R^2 - \zeta_S^2} \quad (8)$$

ここで、

λ_R : 抵抗の対数平均

ζ_R : 抵抗の対数標準偏差

λ_S : 荷重の対数平均

ζ_S : 荷重の対数標準偏差

また、抵抗係数 ϕ は次のように求める。

$$\phi = \frac{\phi'}{\gamma} \quad (9)$$

$$\gamma = \frac{1}{\sqrt{1+V_S^2}} \exp(\alpha_S \beta_T \zeta_S) \frac{\mu_S}{S_n} \quad (10)$$

$$\phi' = \frac{1}{\sqrt{1+V_R^2}} \exp(-\alpha_R \beta_T \zeta_R) \frac{\mu_R}{R_n} \quad (11)$$

$$\alpha_R = \frac{\zeta_R}{\zeta_g}, \quad \alpha_S = \frac{\zeta_S}{\zeta_g} \quad (12)$$

ここで、

V_S, V_R : 終局変位及び応答変位の変動係数

S_n, R_n : 終局変位及び応答変位の特性値

μ_S, μ_R : 終局変位及び応答変位の平均値

α_S, α_R : 感度係数で、式 (12) による

本検討における R と S は、それぞれ終局変位および応答変位に関する確率変数にあたる。 R と S のばらつき要因としては、材料強度と評価式の不確定性のみを考慮することとした。 R と S の統計量の算定には、モンテカルロシミュレーションを用いることとし、試行回数は10,000回とした。

なお、レベル2地震力は偶発荷重として位置付け、本検討では、地震力を確定値とすることとした。

3.2 統計データの整理およびばらつきの評価

表-1に、 R と S の算定に考慮する各確率変数の統計量を示す。表中、 V は変動係数 (標準偏差/平均値)、 B は、材料強度の場合は B =平均値/基準値、終局変位評価式の場合は B =実験結果/評価式による推定値、応答変位の評価式の場合は B =動的解析結果/エネルギー一定則による推定値である。

表-1 信頼性解析に用いた各確率変数

確率変数		B	V	分布形
コンクリートの圧縮強度		1.20	15.0	正規分布
鉄筋の降伏強度		1.14	4.0	正規分布
終局変位評価式		1.10	31.9	対数正規分布
応答変位 評価式	タイプ I, I種地盤	1.24	19.1	対数正規分布
	タイプ I, II種地盤	1.20	17.1	
	タイプ I, III種地盤	1.34	14.3	
	タイプ II, I種地盤	0.69	33.2	
	タイプ II, II種地盤	0.99	19.9	
	タイプ II, III種地盤	1.11	14.4	

ここで、材料強度に関する統計量は参考文献1)~7)、終局変位の評価式に関する統計量は参考文献8)~9)によるものである。なお、応答変位の評価式における統計量の評価に係わる動的解析およびエネルギー一定則による推定方法は以下に示す通りとした。

動的解析では、RC橋脚をバイリニア1質点系とモデル化した。非線形解析の場合は武田型の履歴モデル (除荷剛性低下係数0.5) を用い、2%の剛性比例型減衰を考慮した。線形解析の場合は、5%の粘性減衰を考慮した。解析では、固有周期0.5, 0.75, 1.0秒の

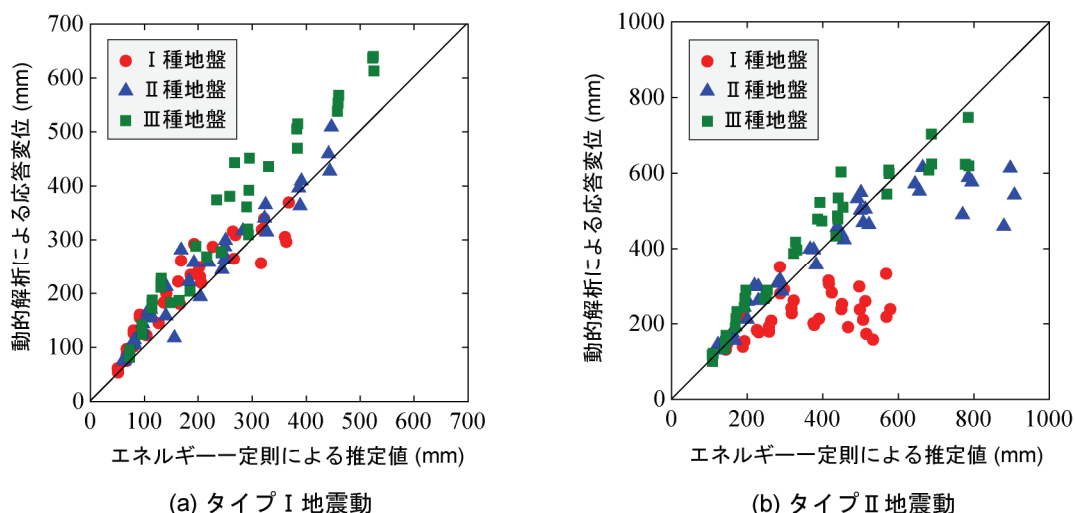


図-1 エネルギー一定則の推定精度

表-2 対象とした橋脚の一覧

橋脚 番号	橋脚の概要					設計時における余裕度 (橋軸方向)				
	地域 区分	上部構 造形式	橋脚高 (m)	断面寸法 幅×高さ(m)	周期 (s)	μ_a / μ_r		$P_a / k_{hc}W$		δ_{Ra} / δ_R
						タイプ I	タイプ II	タイプ I	タイプ II	タイプ II
P1	A	単純桁	8.5	2.0×6.5	0.60	1.930	1.583	1.542	1.284	1.305
P2	A	単純桁	11.5	2.4×5.0	0.70	1.571	1.208	1.391	1.105	1.219
P3	B	単純桁	11.5	2.2×5.0	0.69	1.562	1.215	1.370	1.108	1.251
P4	C	単純桁	11.5	2.0×5.0	0.68	1.576	1.228	1.418	1.137	1.335
P5	A	単純桁	13.5	2.7×6.0	0.58	1.587	1.222	1.368	1.120	1.104
P6	A	単純桁	11.5	2.3×5.0	0.76	1.582	1.316	1.372	1.161	1.002
P7	A	単純桁	15.5	3.6×9.0	0.99	1.573	1.178	1.352	1.104	1.033
P8	A	単純桁	7.7	3.5×5.0	0.60	3.593	3.033	1.057	1.058	2.584
P9	A	単純桁	5.9	2.0×4.0	0.52	1.864	1.691	1.458	1.327	1.536
P10	A	単純桁	12.0	3.0×8.5	0.75	1.617	1.342	1.319	1.172	1.003
P11	C	3径間	10.0	2.0×7.0	0.72	1.919	1.678	1.549	1.321	1.011
P12	C	連続桁	15.0	2.6×8.0	0.85	2.146	1.986	1.648	1.442	1.017

P8のタイプIとタイプII、P9のタイプIの場合は、 $P_a \geq 0.4c_2W$ が支配設計条件であった

3ケースに対して、目標塑性率 2, 4, 6, 8 となるように、降伏点を変化させた解析ケースとした。入力波形は合計 18 波の標準波形とした。

エネルギー一定則による推定値 δ_r は、線形動的解析による弾性応答変位とし、エネルギー一定則に基づいた式 (13) によって計算した。

$$\delta_r = \frac{\mu}{\sqrt{2\mu-1}} \delta_E \quad (13)$$

ここで、 δ_E は線形動的解析による弾性応答変位、 μ

は応答塑性率である。

図-1 にエネルギー一定則による推定値と動的解析による応答値との比較を示す。ここで、タイプII地震動に関する推定結果に着目すると、地盤種別によって推定精度が異なり、特に変位の大きい領域ではその誤差が大きいことが分かる。本検討では、このような特性を考慮に入れ、地盤種別・地震タイプ毎で応答変位の評価式のばらつきを評価することとした。評価結果を表-1 に示す。

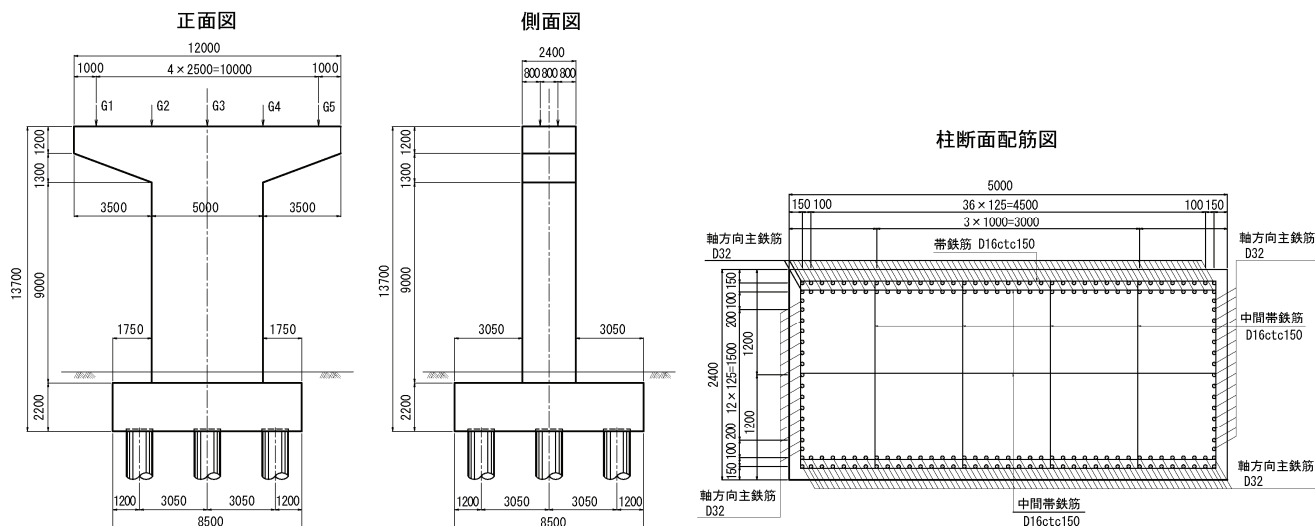


図-2 P2橋脚の概要図

4. 現行耐震設計基準の耐震信頼性評価

4.1 解析対象のRC橋脚

本検討では、現行耐震設計基準の耐震信頼性を把握するために、表-2に示した12基のRC橋脚を対象に、3.に示す評価方法を用いて橋軸方向に対する照査に関する耐震信頼性を試算した。

これらのRC橋脚は、いずれも現行道路橋示方書を適用して試設計したものである。試設計では、実橋梁の設計と同様に、地震時保有水平耐力法を用いて橋軸方向と橋軸直角方向の耐力と残留変位に対する照査を行った他、耐力が過小にならないように $P_a \geq 0.4c_z W$ により耐力の下限値の照査も行っている。設計では、コンクリートの設計基準強度には 24N/mm^2 、鉄筋にはSD345を用いた。図-2に一例としてP2橋脚の形状寸法と断面詳細を示す。

また、表-2には、橋軸方向に対する設計時の余裕度を許容塑性率 μ_a / 応答塑性率 μ_r 、保有水平耐力 P_a / 慣性力 $k_{hc} W$ 、および許容残留変位 δ_{Ra} / 残留変位 δ_R の3項目について示している。ここで、タイプI地震動に対する許容残留変位 δ_{Ra} / 残留変位 δ_R は、設計照査上に支配的とならないため、表-2からは省略した。これらの12基の橋脚の中、P8とP9橋脚は、水平耐力の下限値である $P_a \geq 0.4c_z W$ によって断面を決定した。これ以外の全ての橋脚は、耐力の照査もしくは残留変位の照査によって断面を決定した。タイプII地震動に対する塑性率の余裕度に関しては、P8とP9橋脚は余裕度が高く、それぞれ1.7と3.0程度である。

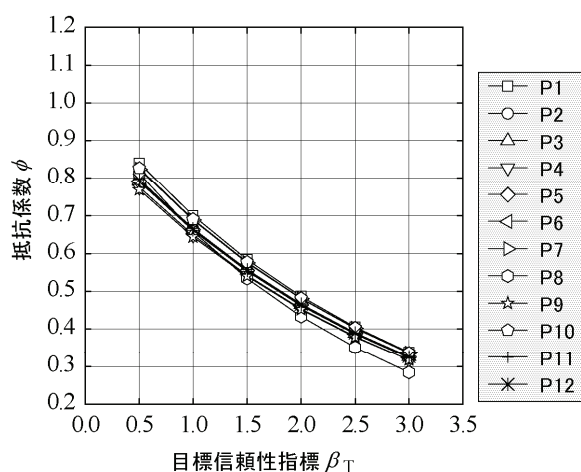
P2~P5、P7橋脚は1.2程度である。P1、P6、P10~P12橋脚は、1.3~2.0程度である。なお、残留変位の余裕度を見ると、P6、P7、P10~P12橋脚は、残留変位の余裕は殆どない状況である。P1橋脚は、塑性率と残留変位の両方ともやや大きめの安全率を有する橋脚である。

表-3 各橋脚の信頼性指標 β の試算結果

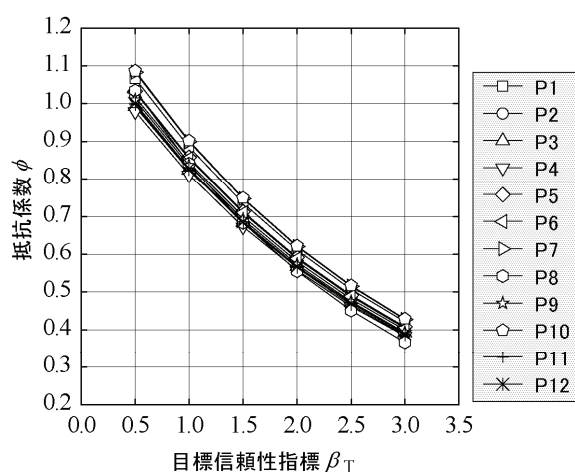
橋脚番号	信頼性指標 β	
	タイプ I	タイプ II
P1	4.123	2.873
P2	3.140	1.941
P3	3.037	1.900
P4	2.866	1.832
P5	3.258	2.030
P6	3.228	2.238
P7	3.493	2.088
P8	5.553	4.274
P9	3.882	2.884
P10	3.622	2.477
P11	3.952	2.811
P12	4.339	3.307
平均 (P8を無視)	3.540	2.398

表-4 目標信頼性指標に対する抵抗係数 ϕ の試算

橋脚 番号	タイプ I						タイプ II					
	$\beta_T=0.5$	$\beta_T=1.0$	$\beta_T=1.5$	$\beta_T=2.0$	$\beta_T=2.5$	$\beta_T=3.0$	$\beta_T=0.5$	$\beta_T=1.0$	$\beta_T=1.5$	$\beta_T=2.0$	$\beta_T=2.5$	$\beta_T=3.0$
P1	0.840	0.700	0.583	0.486	0.405	0.338	1.066	0.885	0.735	0.610	0.507	0.421
P2	0.795	0.664	0.555	0.464	0.388	0.324	1.017	0.843	0.700	0.580	0.481	0.399
P3	0.792	0.663	0.555	0.464	0.388	0.325	0.992	0.823	0.684	0.568	0.471	0.391
P4	0.776	0.649	0.542	0.454	0.379	0.317	0.979	0.811	0.672	0.557	0.462	0.383
P5	0.792	0.663	0.554	0.464	0.388	0.325	1.033	0.858	0.712	0.591	0.491	0.408
P6	0.792	0.662	0.553	0.462	0.386	0.322	1.030	0.854	0.709	0.588	0.487	0.404
P7	0.824	0.688	0.575	0.481	0.402	0.335	1.083	0.899	0.747	0.620	0.515	0.427
P8	0.812	0.658	0.534	0.433	0.351	0.284	1.035	0.841	0.683	0.555	0.451	0.366
P9	0.769	0.644	0.539	0.452	0.378	0.317	1.009	0.836	0.692	0.573	0.474	0.392
P10	0.827	0.690	0.576	0.481	0.402	0.336	1.087	0.902	0.749	0.622	0.516	0.429
P11	0.790	0.661	0.553	0.462	0.387	0.323	0.996	0.824	0.682	0.564	0.466	0.386
P12	0.796	0.666	0.557	0.466	0.390	0.326	1.001	0.829	0.686	0.568	0.470	0.389
平均	0.800	0.667	0.556	0.464	0.387	0.323	1.027	0.850	0.704	0.583	0.483	0.400



(a) タイプ I 地震動



(b) タイプ II 地震動

図-3 抵抗係数 ϕ と目標信頼性 β_T の関係

4.2 信頼性指標 β

表-3に各橋脚の信頼性指標 β の試算結果を示す。これより、タイプII地震動に対する評価結果は、タイプI地震動の場合より全体的に小さくなる。これは、設計時における許容塑性率 μ_a の計算に考慮した安全係数 α の違いによるものであり、設計では、タイプI地震動に対しては $\alpha=3.0$ 、タイプII地震動に対しては $\alpha=1.5$ の安全係数を考慮しているためである(耐震性能2の場合)。タイプII地震動に対する β の最小値は、P4橋脚の1.832となった。

信頼性指標 β の値は設計時における塑性率の余裕度に影響されると考えられる。表-2に示した設計時における余裕度と β の値を考察してみると、設計時に見込んだ塑性率の余裕度が高いほど、当然ながら β の値も大きいことが分かる。本検討に用いた12基のRC橋脚は、設計時の塑性率に対する余裕度は1.0~1.5程度となっている。

一方、P8橋脚は、耐力の下限値が支配条件として設計された橋脚であり、変形性能に対する評価結果の β は大きくなっている。このため、表-3に示した β の

平均値、すなわち、一般的な橋脚の β はP8を除いたものとした。

5. 目標信頼性指標 β_T と抵抗係数 ϕ の試算

本検討では、抵抗係数 ϕ と目標信頼性指標 β_T の関連性を検討するために、目標信頼性 β_T を0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0の6つに変化させて、抵抗係数 ϕ の値を試算した。表-4に、設定した各 β_T の抵抗係数 ϕ とその平均値を示す。図-3はこれらの結果をグラフにしたものである。設定した目標信頼性指標 β_T が高いほど抵抗係数 ϕ の値が低下する。ここで、仮に目標信頼性指標 β_T を2.0とした場合は、表-4に示す抵抗係数 ϕ の平均値は0.58となる。

6. まとめ

部分係数設計法に基づく設計体系を次期道路橋示方書に導入するために、平成20年度は、部分係数設計法に基づく耐震性能の基本照査式を構築するとともに、現行道路橋示方書を適用したRC橋脚を対象に、設計地震力を確定値として設定して現行耐震設計基準の耐震信頼性を評価した。また、仮定した目標信頼性指標に対して抵抗係数値の試算を行い、設計法として用いるための抵抗係数を把握した。

本研究により得られた成果をまとめると以下の通りである。

- 1) RC橋脚の耐震性能照査式を部分係数書式に書き換え、部分係数設計法に基づく照査式を提示した。
- 2) 現行基準を適用した12基のRC橋脚を用いて変形性能に対する信頼性指標 β を試算した。本検討の範囲内では、タイプII地震動に対する信頼性指標 β は1.8以上となった。
- 3) 目標信頼性 β_T を0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0とし、抵抗係数 ϕ の値を試算した。 $\beta_T=2.0$ を仮

定した場合の抵抗係数 ϕ は0.58となる。

- 4) 提案した設計式と抵抗係数をもとに、試設計により従来の設計法との比較検討を行い、部分係数の値を確定し、基準の中に反映する。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：施工によるコンクリート品質のばらつき調査報告書，土木研究資料第632号，1971.1
- 2) 高橋久雄ほか：構造体コンクリートの強度管理に関する研究（その1～5），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.123-132，1977
- 3) 佐原晴也，森濱和正，野永健二，渡辺正：小径コアによる実構造物コンクリートの圧縮強度の推定，土木学会第58回年次学術講演会，V-427，2003.9
- 4) 独立行政法人土木研究所：既存コンクリート構造物の健全度実態調査結果-1999年調査結果-，土木研究所資料第3854号，2002.3
- 5) 独立行政法人土木研究所：レディーミクストコンクリートの品質実態調査-(2)1999年調査結果-，土木研究所資料第3838号，2001.11
- 6) 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法指針（案），コンクリートライブラリー，第52号，pp.218-227，1983.11
- 7) 高速道路調査会橋梁研究委員会コンクリート道路橋の限界状態設計法に関する調査研究委員会：コンクリート道路橋の限界状態設計法に関する調査研究（その2）報告書，1989.2
- 8) 大住道生，運上茂樹：道路橋の耐震信頼性の評価に関する解析的検討，土木技術資料43-7，2001
- 9) 浅津直樹，運上茂樹，星隈順一，近藤益央：軸方向鉄筋の座屈長がRC橋脚の塑性ヒンジ長に与える影響，地震時保有耐力方に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム，（社）土木学会，1999

A STUDY ON PARTIAL FACTOR DESIGN METHOD FOR SEISMIC DESIGN OF HIGHWAY BRIDGES

Abstract : The objective of this project is to propose a partial factor design method based on reliability theories for highway bridges. In FY2008, the follows were conducted: (1) design method based on reliability theories was proposed; (2) reliability index β for twelve RC piers designed with the current seismic design code were calculated; (3) resistance factors were calculated by assuming the target reliability index β_T as 0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5 and 3.0.

Key words : seismic design, partial factor design, reliability index, resistance factor