

構造系の信頼性を考慮した RC 橋脚の耐震設計に用いる 安全係数の試算

秋山充良¹・土井充²・松中亮治³・鈴木基行⁴

¹正会員 博(工) 東北大学講師 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

²正会員 工修 日本鉄道建設公団 関東支社(〒305-0861 つくば市大字谷田部 3981 番地)

³正会員 工修 鹿島建設(株) 土木設計本部(〒107-8502 東京都港区赤坂 6-5-30)

⁴フェロー会員 工博 東北大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉 06)

設計規準類の国際化の中で、構造物の信頼性に関する一般原則(ISO2394)に準拠した限界状態設計法の整備に関して議論が進められている。本研究では、生起する可能性のある全ての限界状態から計算される構造系の信頼性を要求信頼性レベルに漸近させることが可能な安全係数の算定手法を体系化した。次いで、レベル2地震動を受ける RC 橋脚の耐震設計に適用し、せん断破壊、変形性能、および残留変位に対する安全性照査に用いるべき一組の安全係数を試算した。これにより、従来の耐震設計で用いられてきた耐力(変形性能)や地震時応答変位などの算定法と試算した安全係数を用いることのみで、構造系の信頼性を考慮した信頼性解析を行うことなく要求安全性レベルを確保した RC 橋脚が耐震設計されることを示した。

Key Words : system reliability theory, safety factor, RC bridge pier, seismic design

1. はじめに

平成8年改訂の道路橋示方書¹⁾による RC 橋脚の耐震設計では、平成7年兵庫県南部地震で観測された地震動を設計地震力とし、地震時保有水平耐力法により耐震性能が照査される。この中では、帯鉄筋による拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係の採用や、地震後の修復性への配慮から、残留変位に対する照査を取り入れる等、諸外国の耐震設計規準に見られない耐震性能評価法や限界状態を規定²⁾するなどして、世界第1級の地震国にある我が国の橋梁構造物の耐震安全性を合理的に確保した設計を具現化している。

一方、構造物の信頼性に関する一般原則(ISO2394)³⁾に基づく設計規準の整合化が国際的に検討されている。ISO2394 は、コンクリート構造物に対する要求性能規準や設計規準の規格化を行う ISO/TC71 の上位に位置付けられており、今後、コンクリート構造物を対象とする設計規準においても、これに準拠する確率論的な概念を導入した限界状態設計法への移行が必要になると考える^{4,5)}。著者らは、こうした背景のもと、信頼性理論を用いた RC 構造物の耐震設計法を構築するため、設計対象構造系の限界状態に達する可能性(破壊確率)が、要求信頼性レベル(目標破壊確率)を満足し、かつ特定の目的関数を最小化(あるいは最大化)する中で構造設計を行うフロー(構造系信頼性設計手法)を提案した⁶⁾。本手法は、これまでのただ一つの限界状態から計算される破壊確率を目標値以

下に抑える信頼性設計ではなく、複数の限界状態を同時に考慮して算定される構造系の破壊確率を目標値以下に抑える設計を可能にするなどの特徴を有するが、設計断面の変更の度に直接破壊確率の計算を行う必要があるなど、信頼性解析に馴染みがない技術者には煩雑なものであった。

従来の経験工学的な信頼性評価に基づく設計法からの移行を考えると、設計に際し、確率的な計算を必要としない部分安全係数法が信頼性設計を実現化する有力な手段と思われる。ただし、これまでに各機関で行われた部分安全係数を用いた限界状態設計法への移行では、用いる安全係数を従来設計とのキャリブレーションにより同定した場合が多く⁷⁾、それら安全係数を用いて設計される構造物が保有する安全性の大きさを確率値などで定量評価した結果として定めたものではない。

地震時保有水平耐力法による耐震性能照査も、従来の解析手法を踏襲し、安全係数を適度に定めれば、これまでと同様の設計が可能になる部分安全係数方式への変換は可能と考えられるが、前記した設計規準の国際的整合化を考慮すれば、要求信頼性レベルの確保を可能にする安全係数の導入を検討する必要がある。これにより、著者らが既に指摘している、確率論的立場から評価した地震時保有水平耐力法により耐震設計される RC 橋脚の耐震性能のばらつきを均一化することや、保有信頼性を破壊確率値として定量的に開示した設計が可能になる⁸⁾。

なお、RC 橋脚では、せん断耐力と曲げ耐力の比は、

その塑性変形能と大きな相関関係を有し、また、せん断耐力算定式や塑性変形能の評価法が持つばらつきの大きさなどにより、曲げ破壊型橋脚の耐震安全性にせん断耐力の大きさが強く影響する⁸⁾。従って、RC橋脚の信頼性理論に基づく耐震設計では、せん断耐力や保有水平耐力など、多くの設計変数の関与を考慮して算定した破壊確率を基に、各設計規準式で用いる安全係数は検討されるべきであり、結果として、曲げ破壊型橋脚において、目標破壊確率を確保するためには、せん断耐力に関しても、ある安全係数を用いてその大きさを規定する必要がある。

そこで本研究では、まず、先に提案した構造系信頼性設計手法を援用することで、構造系の信頼性を考慮した信頼性解析を行うことなく、設計対象構造系の破壊確率が要求信頼性レベルを満足できる設計を可能にする安全係数の算定手法を体系化した。次いで、レベル2地震動を受けるRC橋脚の耐震設計に適用し、せん断破壊、変形性能、および残留変位に対する耐震性能照査に用いるべき一組の安全係数を試算した。そして、従来の耐震設計で用いられてきた耐力(変形性能)や地震時応答変位などの算定法と試算した安全係数を用いることのみで、構造系の信頼性を考慮した信頼性解析を行うことなく所定の安全性を確保したRC橋脚が設計されることを確認し、現行示方書に基づき耐震設計する場合との比較検討を行った。

2. 構造系の信頼性を考慮した安全係数算定手法

(1) 既往の研究

a) 2次モーメント法による安全係数評価手法

複数の限界状態を考慮する信頼性設計としては、Frangopol⁹⁾や白木ら¹⁰⁾による研究がある。これらは、既往の代表的な構造系の破壊確率算定手法や効率のモンテカルロ法と構造最適化問題を組合せたものである。先に提案した構造系信頼性設計手法⁹⁾も、この範疇に属するものであり、直接、構造系の破壊確率と目標破壊確率の比較を制約条件に組み入れるため、所定の目標安全性を有する設計を実現するためには、設計過程において、設計者自身が信頼性解析を行う必要がある。しかし、信頼性設計の実務への適用を考えると、例えば、式(1)の設計規準式において、構造物に所定の安全性を付与できる安全係数 ϕ や γ_{Si} を定め、設計自体は、確定論的手法で簡単に安全性照査が行える設計規範が現実的な選択である¹¹⁾。

$$\phi R_n \geq \gamma_g \sum_{i=1}^k \gamma_{Si} S_{ni} \quad (1)$$

ここに、 R_n, S_{ni} ：公称強度と公称荷重作用、 ϕ, γ_{Si} ：強度係数と荷重係数、 γ_g ：構造物の重要度、限界状態に達した場合の社会的影響などを考えた全体的な安全係数。

式(1)の安全係数を信頼性理論に基づき定める手法の一つに2次モーメント法を援用するものがあり、既に実構造物を対象に多くの試算例が報告されている¹¹⁾。しかし、これら2次モーメント法に基づく安全係数評価手法は、基本的に安全係数の適用を考える限界状態が一つの場合にのみ用いることができ、複数の限界状態を同時に考慮して算定される構造系の信頼性が要求信頼性レベルを確保できる設計を可能にする安全係数の同定に拡張することは難しい。例えば、長尾らの研究¹²⁾では、再現期間75年のレベル1地震動の作用に対するケーソン式岸壁の信頼性設計手法を提案している。この中では、滑動および転倒の2つの破壊モードを対象にしているが、個々の破壊モード別に2次モーメント法により安全係数を算定しているため、その安全係数を用いて設計されたケーソン式岸壁に対して、構造系の信頼性を考慮し、2つの破壊モードから計算される破壊可能性は、目標値を確保できていない。このように、複数の破壊モードが設計対象構造物の安全性に関与する場合には、構造系の信頼性を考慮し、安全係数を算定する必要がある。

さらに、2次モーメント法による評価手法は、想定する部材の構造寸法や材料強度などに応じて、得られる安全係数はある範囲を有することになり、最終的に採用する安全係数の判断が難しい。この問題に対し、例えば、小出・尾坂^{13), 14)}は、コンクリート構造を対象に、安全性と経済性を考慮に入れ、同一の安全係数を用いて設計する設計空間の分割法とその空間で用いる安全係数の決定法を提案しているが、一般性のある設計空間の分割法を提示するには至らず、また、この場合も設計対象構造物の安全性に関与する破壊モードを1つに特定している。

b) キャリブレーションによる安全係数評価手法

設計規準の適用範囲にある構造物の部位・部材が有する諸元を網羅し、幾つかの設計条件を考慮した上で、ある目標値のまわりに均等化した信頼性を有する構造設計が可能な安全係数の評価が試みられている。この評価手法を用いた既往の研究では、基本的に、式(2)に類した目的関数 $W(\gamma)$ を定義し、目標値との偏差の総和を最小化する中で安全係数 γ を探索している。

$$\min_{\gamma} W(\gamma) = \sum_{j=1}^L w_j (\beta_j(\gamma) - \beta_i)^2 \quad (2)$$

ここに、 $\gamma = (\gamma_1, \gamma_2, \dots, \gamma_m)$ 、 w_j ：設計条件 j に対する重み係数($\sum_{j=1}^L w_j = 1$)、 β_i ：目標安全性指標、 $\beta_j(\gamma)$ ：設計条件 j と安全係数 γ を用いて設計される構造物から計算される安全性指標、 L ：考慮する設計条件の総数。

なお、安全性指標 β とは、式(3)により破壊確率 P_f と対応関係を有するものである。

$$\beta \cong -\Phi^{-1}(P_f) \quad (3)$$

ここに、 Φ ：標準正規分布の累積分布関数。

式(2)に類した目的関数を基に、様々な構造物を対象に安全係数の検討がなされている。例えば、Sorensen ら¹⁵⁾は、捨石防波堤などを対象として、また白木ら⁹⁾は、標準送電鉄塔を対象として、強度係数や荷重係数の算定を行っている。また、篠塚・久保¹⁶⁾は、同様の手法を基に、設計荷重の組合せと荷重係数の評価手法を示している。この手法は、幾つかの荷重係数を単一の設計安全率に集約したり、許容応力度の割増し率を検討する場合にも有用など、汎用性のある手法だが、複数の限界状態を考慮する場合には、それらを独立に扱うと判断している。

前記したように、RC 橋脚の耐震設計では、一つの設計変数が幾つかの限界状態の安全性照査に大きく影響する。また、橋脚の断面形状やせん断スパン比等により、橋脚の安全性に支配的となる限界状態は変化するため、ある範囲の諸元を有する RC 橋脚群を対象とする場合には、構造系の信頼性を考慮しなければ、一律に橋脚相互の安全性を比較できない。一方、式(2)に用いる安全性指標 $\beta_i(\gamma)$ は、構造系の信頼性を考慮した値を代入することができる。また、様々な諸元を有する構造物群を対象に安全係数を検討できるため、これを援用することで、構造系の信頼性を考慮した RC 橋脚の耐震設計に用いる安全係数の定式化は可能と考えられる。しかし、以上述べたように、既往の研究において、構造系の信頼性として、所定の安全性レベルを確保するための各限界状態に用いる安全係数を検討した例はない。そこで、先に著者らが提案した構造系信頼性設計手法⁹⁾と式(2)を基に、構造系の信頼性を考慮した安全係数算定手法を体系化し、RC 橋脚の耐震設計に用いる安全係数を試算する。

(2) 構造系の信頼性を考慮した安全係数算定手法

式(2)を用いる場合、定めるべき安全係数の総数により、解の探索の難易度が決まる。そこで、本研究では、佐藤らの研究¹⁷⁾を参考に、要求信頼性レベルを確保するための安全係数を設計規準式毎に一つ提示することにした。式(4)に、佐藤らの提案する設計規準式を示す。

$$R_n / S_n \geq F_s = \gamma_i \times \gamma_{s0} \quad (4)$$

ここに、 F_s : 安全係数、 γ_i : 構造物の重要度に応じて設計者が決める重要度係数(本研究では、 $\gamma_i = 1.0$)、 γ_{s0} : 目標破壊確率との対応から定められる基本安全係数。

佐藤らは、現状の研究水準と設計者への便宜を考え、式(1)の設計規範ではなく、各設計変数の不確定要因の影響を一つの安全係数に集約した式(4)を提案している。

本研究では、式(4)を引用する際、 R_n や S_n の算出時に、従来の規準で引用されてきた安全係数(例えば、せん断耐力を算出する際に用いる部材係数)の値を要求信頼性レベルに関係なく引用し、それらによって確保される安全マージンが目標値に比べて不足する分を補うため基本安

全係数 γ_{s0} を導入する。なお、この γ_{s0} が構造系の信頼性と関係付けられるものであり、本研究でも、以降において、 γ_{s0} を基本安全係数と称する。

式(2)、式(4)および構造系信頼性設計手法による基本安全係数算定フローを以下に示す。

s1) 目標安全性指標 β_i の設定。

s2) 基本安全係数の算定を行う検討対象構造物群の選定。

s3) 考慮する限界状態に対応する設計規準式の設定。

$$R_{ni} / S_{ni} \geq \gamma_{s0,i} \quad (i = 1, 2, \dots, m) \quad (5)$$

ここに、 R_{ni}, S_{ni} : 指定された耐力算定式および構造解析手法により算定される耐力、荷重効果、 $\gamma_{s0,i}$: 所定の構造系の信頼性を確保するための基本安全係数、 m : 考慮する限界状態の総数。

s4) 式(5)に対応する限界状態式 g_i の設定。

$$g_i(\mathbf{X}) = g_i(x_1, x_2, \dots, x_k, x_{k+1}, \dots, x_n) \quad (6)$$

ここに、 $x_1, x_2, \dots, x_k$: R_{ni} に関する確率変数、 $x_{k+1}, \dots, x_n$: S_{ni} に関する確率変数。

s5) 基本安全係数 $\gamma_{s0,i}$ の初期値の設定。

s6) 式(5)を満足する検討対象構造物群の再設計。

s7) 限界状態式 g_i に対応した破壊事象 $E_i = [g_i(\mathbf{X}) < 0]$ を表す破壊確率 $P(E_i)$ を基に、構造系の信頼性を考慮した破壊確率 Pf_{sys} の算定。

$$Pf_{sys} = \sum_{j=1}^m C_j \quad (7)$$

ここに、

$$C_1 = P(E_1), \quad C_2 = P(E_2) - P(E_2 E_1)$$

$$C_j = P(E_j) - \sum_{i=1}^{j-1} P(E_j E_i) + \sum_{\substack{m < n \\ m=1, j-2 \\ n=2, j-1}}^{m < n} P(E_j E_m \cap E_j E_n), \quad (j > 2)$$

本研究では、式(7)に基づく破壊確率算定手法として、著者らが提案した構造系信頼性評価法⁹⁾を用いる。

s8) 著者らにより提案された構造系信頼性設計手法⁹⁾を基に、式(2)の目的関数 W を最小にする基本安全係数 $\gamma = (\gamma_{s0,1}, \gamma_{s0,2}, \dots, \gamma_{s0,m})$ の組合せを探索するまで、これらを仮定し直し、s6)からs8)を繰返す。

なお、s6)においては、解の収束性への配慮から、最適化中、常に重量最小化となるように断面諸元の変更を行うなど、対象構造物の特性に応じた一定の条件で再設計を行う。

3. RC 橋脚の耐震信頼性評価

(I) 解析対象 RC 橋脚

前記したフローに従い RC 橋脚の耐震設計に用いる基本安全係数を検討するため、検討対象橋脚群を特定する。

ここでは、提示する基本安全係数を用いて耐震設計される RC 橋脚が、現行示方書に準じて耐震設計された場合に比べ、どの程度断面諸量の変更が必要になるのかを定量的に評価できるようにするため、まず、断面形状やせん断スパン比等を変化させた数多くの RC 橋脚を道路橋示方書に基づき耐震設計する。

RC 橋脚は、橋軸方向に対し、橋脚断面高さ H と断面幅 B の比 (H/B) が $0.2 \sim 1.0$ 、断面幅 B が $3.0\text{m} \sim 7.0\text{m}$ 、せん断スパン比が概ね $3.0 \sim 6.0$ の範囲で偏りなく分布するように断面寸法と橋脚高さを変化させた 46 基を準備した。なお、橋脚の安全性に支配的となる限界状態を変化させるため、 H/B と橋軸直角方向のせん断スパン比が概ね線形関係となるように橋脚高さを決め、 H/B が 0.5 よりも小さい橋脚で、橋軸直角方向のせん断スパン比が 2 以下となるようにした。後述するように、本研究では、道路橋示方書で規定するタイプ II 地震動の標準加速度応答スペクトル (I 種地盤)¹⁾ から求められる橋脚の応答値を基に信頼性解析を行い、基本安全係数を算定している。そこで、同じ弾性応答スペクトルを与えた条件で、提示する基本安全係数および道路橋示方書により耐震設計される RC 橋脚の断面諸量等の相違を考察するため、46 基の橋脚群を道路橋示方書により耐震設計する際には、全ての場合、このタイプ II 地震動の標準加速度応答スペクトル (I 種地盤)¹⁾ を想定し、所定の安全性照査を過不足なく満足するように配筋した。その結果、軸方向鉄筋比 p が $0.32 \sim 2.76\%$ 、横拘束筋の体積比 (橋軸方向) ρ_{sl} が $0.34 \sim 1.38\%$ の範囲となった。試設計された 46 基の RC 橋脚の断面寸法や鉄筋量等を表-1 にまとめて示し、配筋状況の一例を図-1 に示した。なお、表-1 の固有周期は、降伏剛性に基づき算出した値である。また、試設計された段階で、全ての橋脚の破壊形態は曲げ破壊型である。

以降において、前記したフローに従い、実際に基本安全係数 $\gamma = (\gamma_{0.1}, \gamma_{0.2}, \dots, \gamma_{0,m})$ の算定を行う際には、道路橋示方書の規準を満足するように決められたこの表-1 の橋脚群を初期状態として、式 (5) に相当する設計規準式を満足するように p や ρ_{sl} などを変更し、橋脚を再設計する作業を繰返すことで、式 (2) の目的関数 W を最小にする γ を探索する。

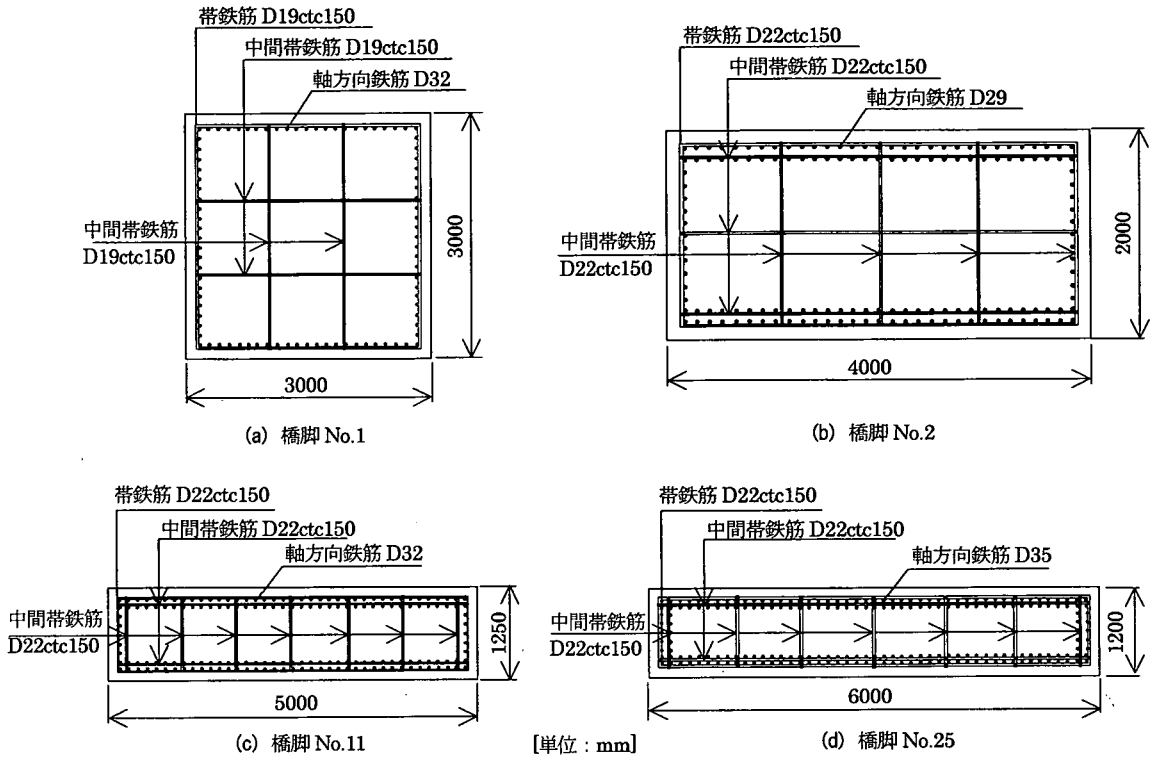
試設計された表-1 の橋脚の集合は、実存する橋脚の断面寸法や固有周期などを反映し、構成されていることが望ましいが、現在供用されている橋脚諸元の統計量を得ることができなかったため、本研究では、表-1 の橋脚群を基に基本安全係数の検討を行うことにした。なお、表-1 の橋脚群の断面寸法やせん断スパン比等の諸元の範囲を偏りなく網羅する限りにおいて、橋脚数を多少変化させても、得られる基本安全係数に大差はないことを確認している。しかし、この範囲を超えた諸元を有する

表-1 試設計された RC 橋脚の諸元

橋脚 No.	B (cm)	H (cm)	a (cm)	SDI	SDw	p (%)	ρ_{sl} (%)	T_i (秒)	T_r (秒)
1	300	300	900	D32	D19	0.81	0.80	0.48	0.55
2	400	200	750	D29	D22	1.29	1.10	0.47	0.46
3	400	250	900	D25	D19	0.84	0.81	0.49	0.47
4	400	300	1100	D32	D19	0.72	0.81	0.55	0.56
5	400	350	2100	D35	D19	0.79	0.81	1.03	1.00
6	450	250	750	D29	D16	0.88	0.63	0.43	0.35
7	450	300	1050	D29	D16	0.46	0.63	0.54	0.49
8	450	350	1300	D32	D16	0.63	0.62	0.57	0.54
9	450	400	1500	D35	D22	0.59	1.23	0.63	0.63
10	450	450	1700	D35	D19	0.55	0.91	0.67	0.69
11	500	125	550	D32	D22	2.63	1.38	0.42	0.26
12	500	200	750	D29	D16	1.26	0.76	0.43	0.29
13	500	250	900	D29	D19	1.03	0.80	0.47	0.42
14	500	300	1200	D29	D16	0.89	0.56	0.53	0.39
15	500	350	1500	D35	D16	0.73	0.56	0.62	0.55
16	500	400	1900	D35	D22	0.67	1.09	0.77	0.73
17	500	450	1600	D32	D16	0.42	0.56	0.66	0.65
18	500	500	1700	D32	D16	0.42	0.56	0.66	0.84
19	550	200	700	D25	D16	0.99	0.76	0.43	0.33
20	550	250	1100	D32	D19	1.26	0.87	0.57	0.39
21	550	300	900	D29	D13	0.73	0.38	0.44	0.38
22	550	350	1100	D32	D16	0.49	0.59	0.55	0.52
23	550	400	1450	D32	D13	0.45	0.38	0.61	0.57
24	550	450	1400	D29	D13	0.34	0.38	0.60	0.62
25	600	120	500	D35	D22	2.76	1.15	0.38	0.22
26	600	200	1000	D35	D19	1.85	1.18	0.55	0.33
27	600	250	800	D29	D16	1.01	0.53	0.44	0.33
28	600	300	1200	D29	D16	0.86	0.53	0.55	0.39
29	600	350	1500	D32	D13	0.56	0.35	0.60	0.49
30	600	400	2300	D35	D16	0.63	0.55	1.01	0.79
31	600	450	1850	D32	D16	0.48	0.55	0.69	0.62
32	650	200	600	D29	D19	1.04	0.85	0.41	0.26
33	650	250	1100	D29	D16	1.01	0.59	0.53	0.36
34	650	300	1250	D32	D16	0.62	0.59	0.58	0.44
35	650	350	1500	D29	D13	0.45	0.38	0.63	0.53
36	650	400	1950	D32	D16	0.50	0.59	0.75	0.57
37	650	450	2050	D32	D13	0.39	0.38	0.80	0.74
38	650	500	2400	D32	D13	0.44	0.38	0.93	0.83
39	700	250	800	D25	D16	0.78	0.53	0.44	0.34
40	700	300	1100	D25	D13	0.56	0.34	0.51	0.40
41	700	350	2000	D35	D19	0.65	0.76	0.84	0.59
42	700	400	1350	D29	D16	0.40	0.53	0.61	0.53
43	700	450	1900	D35	D19	0.46	0.76	0.74	0.70
44	700	500	2150	D32	D13	0.36	0.34	0.81	0.78
45	700	550	2700	D35	D13	0.41	0.34	0.95	0.83
46	700	600	2350	D32	D13	0.32	0.34	0.83	0.74

B : 橋脚の断面幅(橋軸直角方向) H : 橋脚の断面高さ(橋軸方向)
a : 橋脚の高さ SDI : 軸方向鉄筋呼び名
SDw : 帯鉄筋呼び名 p : 軸方向鉄筋比
 ρ_{sl} : 横拘束筋の体積比(橋軸方向) T_i : 固有周期(橋軸方向)
 T_r : 固有周期(橋軸直角方向)

橋脚群を対象に算定される基本安全係数は、表-1 を基にして得られる結果とは当然異なる。適当な橋脚諸元の統計量を得られた際には、それらを反映した橋脚群を定義する必要があり、今後の課題である。



図一 試設計された橋脚の断面および配筋状況の一例(上下方向が橋軸方向に相当)

(2) 設計規準式の設定

式(5)に相当する設計規準式により RC 橋脚を耐震設計する際には、式(8)のせん断破壊、式(10)の変形性能、および式(12)の残留変位に対する照査を橋軸方向、橋軸直角方向ともに満足させる。式(8)~(13)において、 $i=1\sim3$ は橋軸方向、 $i=4\sim6$ は橋軸直角方向に対する照査を表している。なお、設計規準式に用いる耐力算定手法などには、多くの選択肢が考えられる。ここでは、後述する信頼性解析との対応を考え、精度等が定量的に評価された算定式を用い、また、基本安全係数を 1.0 としたとき、従来規準の安全性照査と等価となるように既往の部材係数等をそのまま引用している。具体的には、式(10)および式(12)の設計規準式では、道路橋示方書と同じ変形性能や地震時応答変位などの算定法を用いたのに対し、せん断破壊に対する照査で用いる帯鉄筋以外が受け持つせん断耐力 $V_{c,i}$ は、既往の国内外の実験データを基に導かれ、その精度が定量的に評価されている二羽ら¹⁸⁾の式を採用した。また、帯鉄筋が受け持つせん断耐力 $V_{s,i}$ と $V_{c,i}$ に対して用いる部材係数は、コンクリート標準示方書¹⁹⁾の値を参照した。

a) せん断破壊に対する照査

$$\frac{V_{cap,i}}{V_{act,i}} \geq \gamma_{s0,s} \quad (8)$$

$$V_{cap,i} = V_{c,i} / \gamma_{b,c} + V_{s,i} / \gamma_{b,s} \quad (9)$$

ここに、 $i=1,4$ 、 $V_{c,i}$ ：帯鉄筋以外が受け持つせん断耐力¹⁸⁾、 $\gamma_{b,c}$ ： $V_{c,i}$ に対する部材係数で 1.3¹⁹⁾、 $V_{s,i}$ ：トラス理論に基づく帯鉄筋が受け持つせん断耐力、 $\gamma_{b,s}$ ： $V_{s,i}$ に対する部材係数で 1.15¹⁹⁾、 $V_{act,i}$ ：曲げ耐力に達するときの部材各断面のせん断力、 $\gamma_{s0,s}$ ：せん断破壊に対する照査に用いる要求信頼性レベルに応じた基本安全係数。

b) 変形性能に対する照査

$$\frac{\delta_{a,i}}{\delta_{p,i}} \geq \gamma_{s0,d} \quad (10)$$

$$\delta_{a,i} = \delta_{y,i} + (\delta_{u,i} - \delta_{y,i}) / \alpha \quad (11)$$

ここに、 $i=2,5$ 、 $\delta_{u,i}$ 、 $\delta_{y,i}$ ：橋脚の終局変位および降伏変位¹⁾、 α ： $\delta_{a,i}$ の算定時に用いる安全係数で 1.5¹⁾、 $\delta_{p,i}$ ：地震時応答変位で、エネルギー一定則により算定、 $\gamma_{s0,d}$ ：変形性能に対する照査に用いる要求信頼性レベルに応じた基本安全係数。

c) 残留変位に対する照査

$$\frac{\delta_{R,i}}{\delta_{R,i}} \geq \gamma_{s0,r} \quad (12)$$

$$\delta_{R,i} = C_R (\mu_{R,i} - 1) (1 - r) \delta_{y,i} \quad (13)$$

ここに、 $i=3,6$ 、 $\delta_{R,i}$ ：橋脚の許容残留変位(橋脚下端から上部構造慣性力作用位置までの高さの 1/100¹⁾)、 C_R ：残留変位比応答スペクトル(=0.6¹⁾)、 r ：橋脚の降伏剛性に対する降伏後の 2 次剛性の比($r=0$)、 $\mu_{R,i}$ ：橋脚の応答塑性率($=\delta_{p,i} / \delta_{y,i}$)、 $\gamma_{s0,r}$ ：残留変位に対する照査に用いる

要求信頼性レベルに応じた基本安全係数。

式(8)～(13)において、3つの基本安全係数 $\gamma_{s0,s}$ 、 $\gamma_{s0,d}$ 、 $\gamma_{s0,r}$ を全て1.0としても、部材係数の引用や地震時応答変位をエネルギー一定則により推定することなどから、ある安全マージンは確保される。以降では、橋脚毎のこの安全マージンの大きさを表す安全性指標 $\beta_j(\gamma)$ を要求信頼性レベルを表す目標安全性指標 β_t に漸近させるため、2.(2)で提示したフローに従い式(2)の目的関数が最小となる $\gamma_{s0,s}$ 、 $\gamma_{s0,d}$ 、 $\gamma_{s0,r}$ を探索することになる。一方、今後、設計の自由度を高める観点から、設計者の性能照査法の選択肢が広がると思われる。構造系信頼性設計手法のように、設計過程で破壊確率の計算を必要とする信頼性設計であれば、用いる耐力算定式などの持つばらつきの大きさを直接考慮した設計となるため、得られる断面に選択した耐力算定式の精度等が反映されるのに対し、安全係数による設計では、耐力算定式や地震時応答変位の評価法の変更、または、データの蓄積等によりその統計量が改善された場合には、当然、それらの影響を反映して安全係数を修正しなければならない。また、構造系の信頼性を考慮するため、変更する確率変数によっては、多くの設計規準式に係る基本安全係数の修正が必要となる可能性に留意する必要がある。

(3) 限界状態式の設定

式(6)に対応する限界状態式 g_i は、設計規準式と同じく、橋軸方向、橋軸直角方向ともに、せん断破壊、変形性能、および残留変位に対して定義する⁹⁾。なお、式(14)～(16)において、 $i=1\sim3$ は橋軸方向、 $i=4\sim6$ は橋軸直角方向に対する照査を表している。

a) せん断破壊に対する照査

$$g_i = \alpha_1 V_{c,i} + \alpha_2 V_{s,i} - \alpha_3 V_{act,i} \quad (14)$$

ここに、 $i=1,4$ 、 α_1 ： $V_{c,i}$ の算定時に生じるばらつきを考慮する係数、 α_2 ： $V_{s,i}$ の算定時に生じるばらつきを考慮する係数、 α_3 ：作用せん断力 $V_{act,i}$ の推定に伴うばらつきを考慮する係数。

b) 変形性能に対する照査

信頼性解析では、エネルギー一定則により導かれる式(10)の $\delta_{p,i}$ のように、設計上、安全側の結果を出す解析手法をそのまま適用することは適当ではない。そこで、変形性能に関する限界状態式では、式(8)～(13)により設計された橋脚の固有周期と降伏耐力比 R_u から地震時応答変位の統計量を既往の強震記録に基づき推定した。ここに、降伏耐力比 R_u は、弾性応答水平力 P_H と橋脚の降伏耐力 P_y の比($R_u = P_H / P_y$)として定義している。用いた具体的な統計量は、後述する。

$$g_i = \alpha_4 \delta_{u,i} - \delta_{pd,i} \quad (15)$$

表-2 各確率変数の分布形およびパラメータ

限界状態式 での記号	確率分布	確率分布パラメータ	
		平均値	変動係数
$V_{c,i}$	正規分布	圧力算定式	10.0%
$V_{s,i}$	正規分布	圧力算定式	8.0%
$V_{act,i}$	正規分布	曲げ耐力より算定	4.6%
α_1	正規分布	1.02	8.2%
α_2	正規分布	1.22	14.5%
α_3	正規分布	1.00	30.0%
$\delta_{u,i}$	正規分布	終局変位算定値	6.1%
$\delta_{pd,i}$	正規分布	降伏耐力比と橋脚の降伏剛性から求めた固有周期をパラメータとして、図-4と図-5より算定	
α_4	正規分布	1.16	25.0%
$\delta_{Ra,i}$		$(h_a^{*1})/100$	(確定値)
$\delta_{y,i}$	正規分布	降伏変位算定値	8.2%
C_R	正規分布	残留変位比応答スペクトル($=0.6$)	50.0%

*) 橋脚基部から上部構造慣性力作用位置までの距離

表-3 想定した材料特性⁹⁾

	規格値(MPa)	平均値(MPa)	変動係数
コンクリート 圧縮強度	23.5	28.2	10%
	20.6	24.7	
コンクリート 弾性係数	2.30×10^4	圧縮強度に 依存	圧縮強度に 依存
鉄筋降伏点 強度	295	354	7%
	345	414	
鉄筋弾性係数	2.06×10^5	2.00×10^5	1%

ここに、 $i=2,5$ 、 $\delta_{pd,i}$ ：橋脚の固有周期と降伏耐力比 R_u から算定される地震時応答変位、 α_4 ：終局変位算定過程に含まれるばらつきを考慮する係数。

c) 残留変位に対する照査

$$g_i = \delta_{Ra,i} - C_R (\delta_{pd,i} - \delta_{y,i}) \quad (16)$$

ここに、 $i=3,6$ 。

(4) 確率変数の分布形とパラメータ

定義した限界状態式(14)～(16)から信頼性解析を行う際に用いた各確率変数の平均値や変動係数を表-2に示した。ここで、各確率変数は、互いに独立な正規変数を仮定しており、その変動係数は、主に(a)材料強度のばらつき、(b)耐力や終局変位の算定式より得られる解析値と実験値との差異、(c)構造モデル化に伴うばらつき、(d)入力地震動特性の相違による応答解析結果のばらつき、を反映して設定している。

(a)の影響は、表-3に示される材料強度のばらつきにより生じる耐力や変形性能の変動をモンテカルロ法(サンプル数：5000)により評価し、 $V_{c,i}$ 、 $V_{s,i}$ 、 $V_{act,i}$ 、 $\delta_{u,i}$ 、 $\delta_{y,i}$ に

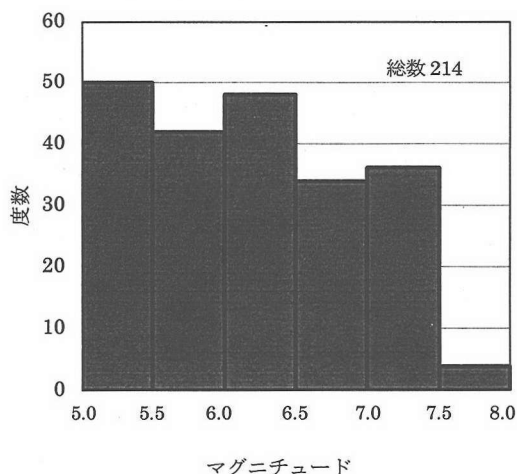


図-2 強震記録のマグニチュードのヒストグラム

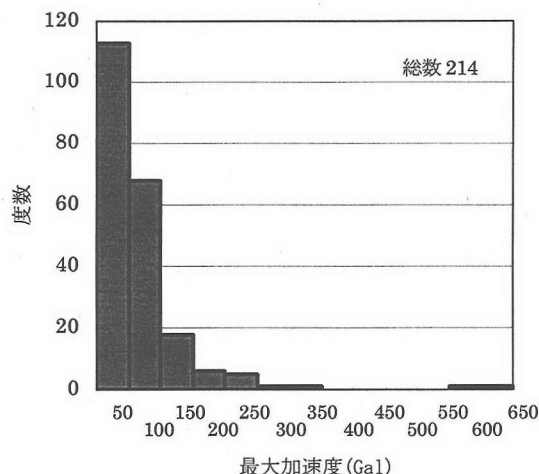


図-3 強震記録の最大加速度のヒストグラム

反映した⁹⁾。また(b)の影響は、例えば、解析的に算定した終局変位 $\delta_{u,i}$ と既往のRC柱の正負交番載荷実験から得られる終局変位との比の統計量を基にするなどして、 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_4$ へ反映した⁹⁾。この(a)や(b)の影響を評価する上で必要な各要因の統計量は、既に幾つかの報告があり、妥当な評価を与えることができるのに対し、(c)に関わるモデル不確定要因を考慮する α_3 は、十分なデータベース化が行われておらず、何らかの根拠に基づいて、この変動係数の値を設定することはできない。今後、感度解析などを実施し、この変動係数の大きさが解析結果に与える重要度を評価する必要がある¹¹⁾。なお、 $\delta_{pd,i}$ や $C_{R,i}$ などの応答解析結果を表す変数にも、本来的にはモデル不確定要因を反映する必要があるが、ここでは、入力地震動特性の相違による応答値のばらつきにより、十分大きな変動係数が与えられることにも配慮し、(d)としてその影響を考えた。これらについては、後述する。

以降で提示する基本安全係数の大きさは、当然、この表-2の設定に大きく依存するが、このように現状では、全ての確率変数の統計量を評価するだけの十分な情報が得られている訳ではない。しかし、実存するばらつきの程度を個別に設定し、それを開示することで、想定地震動に対して確保した安全マージンの大きさを定量的に説明でき、また今後、それらの統計量が得られた際や、さらに推定精度の高い耐力算定式、応答変位の推定法等が提案された場合などに、容易にその効果を安全係数の変更で反映することが可能になる。

なお、コンクリート標準示方書 耐震設計編²⁰⁾では、式(8)に相当する破壊モードの判定で、 $V_{act,i}$ の計算時には、実耐力を考慮するため、鉄筋の降伏強度として、材料強度の規格値の1.2倍程度の値を用いている。一方、式(8)~(13)では、材料強度の特性値として、表-3の規

格値を一貫して用い、そのように耐震設計されたRC橋脚の信頼性解析を行う式(14)~(16)では、表-3の平均値を用いて $V_{act,i}$ などの値を計算している。つまり、設計規準式における各耐力の計算時には、一貫して材料強度の規格値を用いていればよく、材料の過強度による影響は、要求信頼性レベルに応じて算定される基本安全係数に全て含まれている。

(5) レベル2地震動の設定

a) 検討対象地震波

信頼性設計法の耐震設計への適用では、地震荷重の確率・統計的評価が必要になる。しかし、土木学会「土木構造物の耐震設計法に関する第3次提言と解説²¹⁾」でも示されているように、過去の地震データが得られている期間や活断層データの精度などから、1,000年オーダーの再現期間を考慮する場合もあるレベル2地震動を地震危険度レベルと定量的に関係付けることは難しい。長²²⁾も、確率論的立場からレベル2地震動の設定の困難さを説き、その上で、設計対象地震動が作用したもとのRC構造物の破壊確率の算定例を示し、地震動の生起確率を考慮しない条件付きの場合でも、確率的な数値で性能を保証することの必要性を述べている。

そこで、式(15)と式(16)の限界状態で用いる地震時応答変位 $\delta_{pd,i}$ は、道路橋示方書で規定するタイプII地震動の標準加速度応答スペクトル(I種地盤)¹⁾から算出するのに対し、式(7)から橋脚の破壊確率を求める際には、この応答スペクトルが生じる確率を考慮しないことにした。つまり、本研究では、耐用期間内に必ずこのような応答スペクトルの大きさを生じさせる地震動が解析対象橋脚に作用することを前提に基本安全係数を検討する。なお、地震時応答変位 $\delta_{pd,i}$ は、弾性応答スペクトルから

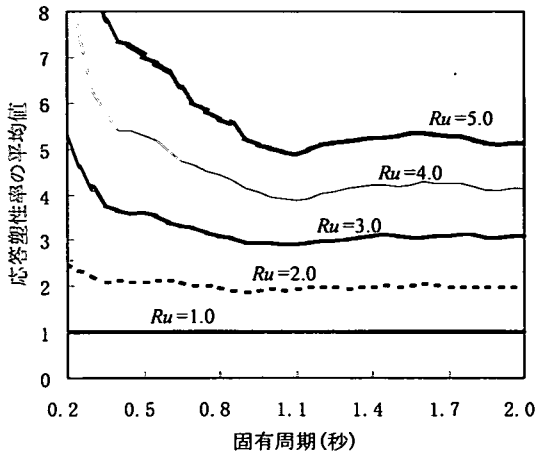


図-4 強震観測記録から計算された降伏耐力比毎の応答塑性率の平均値

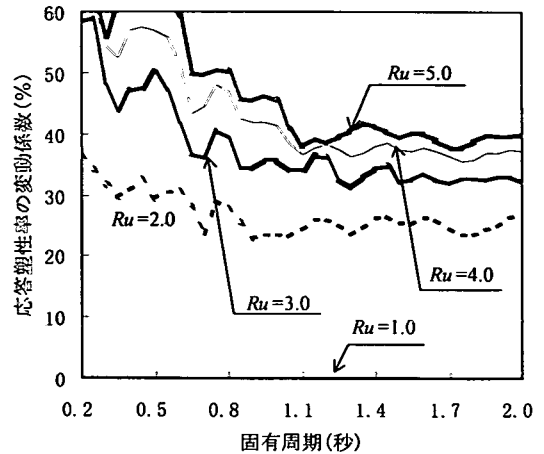


図-5 強震観測記録から計算された降伏耐力比毎の応答塑性率の変動係数

算出するため、以下に示すように、強震記録を用いたシミュレーションから入力地震動特性の相違による弾塑性応答変位のばらつきを評価する。

b) 降伏耐力比に着目したRC橋脚の弾塑性地震応答変位の統計的特性

エネルギー一定則により推定されるRC橋脚の弾塑性地震応答変位は、通常の橋脚が属する固有周期帯において、動的解析結果に比べ過大な値を与えるため、式(10)の設計規準式で $\gamma_{s0,d} = 1.0$ としてもある安全マージンは確保される。しかし、要求信頼性レベルに対する不足分を定量化するためには、このようにして算定される弾塑性地震応答の安全マージンの大きさやばらつきを評価し、信頼性解析に反映させる必要がある。そこで、強震記録を用いたシミュレーションからこの影響を簡易的に評価する。強震記録は、我が国の地盤上で得られたものであり、マグニチュードが5.0～7.9、震央距離が5.4km～514km、最大加速度の絶対値が9.8Gal～515Gal、震源深さが60km未満であり、全214波で構成される。マグニチュードおよび最大加速度のヒストグラムをそれぞれ図-2および図-3に示した。

解析には、1自由度系モデルを用い、復元力特性には、完全弾塑性型を仮定した。固有周期は、0.20秒から2.00秒までを0.05秒刻みとし、 R_u は、1,2,...,8までの8種を考慮した。シミュレーションは、まず固有周期 T を仮定し、それに対応する降伏剛性を与えた系に対し、線形動的解析を行い、 $R_u = 1$ となる弾性応答水平力 P_H を求める。次に、 $R_u = 2$ となる降伏耐力 $P_Y (= P_H / 2)$ を持つ系に対して非線形動的解析を行い、 $R_u = 2$ に対する応答塑性率を得る。以下順次、 $R_u = 3, \dots, 8$ の応答塑性率を求め、これを全214波について繰り返し計算することで、固有周期 T に対する各 R_u の応答塑性率の平均値および変動係

数を得た。ここでは、固有周期 T を前記した範囲で変化させ、後述する信頼性解析時に関係した $R_u = 1, 2, \dots, 5$ から得られた応答塑性率の平均値および変動係数をそれぞれ図-4および図-5に示す。表-1に示す解析対象橋脚が属する固有周期の範囲で、図-4の応答塑性率の平均値に対し、エネルギー一定則により推定される応答塑性率 $\delta_{p,i} / \delta_{y,i} (= (R_u^2 + 1) / 2)$ は安全側の評価を与えていることが確認される。

式(10)の設計規準式に基づき橋脚を設計する際に用いる地震時応答変位 $\delta_{p,i}$ 、および式(15)に基づき変形性能に対する照査から信頼性解析を行う際に用いる地震時応答変位 $\delta_{pd,i}$ は、道路橋示方書に規定されるタイプII地震動の標準加速度応答スペクトル(I種地盤)を基に評価する。その際、式(10)に基づき橋脚を設計する際には、固有周期 T に対応する応答スペクトルと降伏耐力の大きさから R_u を求め、 $\delta_{p,i}$ を算定するのに対し、式(15)を用いて信頼性解析を行う際には、この T および R_u を介して $\delta_{pd,i}$ の統計量を図-4および図-5から推定する。これにより、エネルギー一定則による $\delta_{p,i}$ が $\delta_{pd,i}$ を安全側に評価する影響が確率値として定量化される。

なお、ここで示したシミュレーションは、地震の規模や強震記録の最大加速度の大きさ、およびその地点の地盤条件などとは関係なく、弾性応答スペクトルの大きさを同一化し、入力地震動特性の相違による弾塑性応答のばらつきを評価している。当然、実際には、想定地域や応答スペクトルの大きさに対応する地震動を基に統計評価するのが望ましく、図-2や図-3からも、今回解析に用いた強震記録の集合がレベル2地震動クラスの強震動が持つ平均的な特性を反映できていないことが予想される。例えば、坂本ら²³⁾は、特定地域の模擬地震波を幾つか作成し、同じ完全弾塑性型の履歴モデルを用いて、最

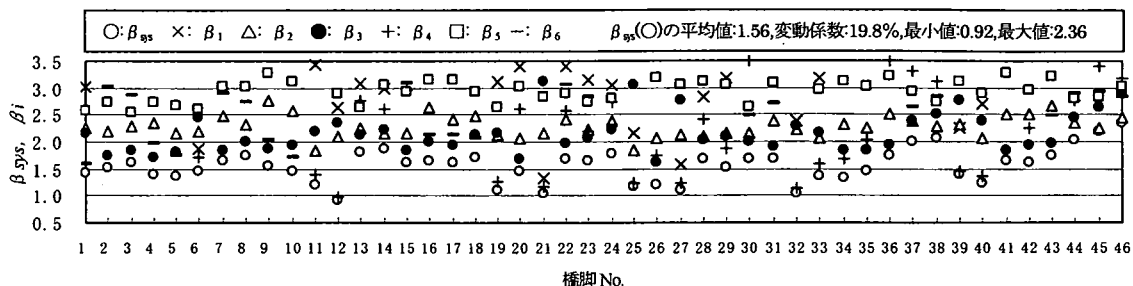


図-6 試設計後のRC橋脚から算定される限界状態毎の安全性指標 β_i とそれらを同時に考慮したRC橋脚としての安全性指標 β_{sys}

表-4 破壊確率と安全性指標の関係

破壊確率	0.5	0.1	10^{-2}	10^{-4}	10^{-6}
安全性指標	0	1.28	2.33	3.72	4.75

大応答変位のばらつきを R_u 毎に評価している。応答塑性率の平均値に関しては、その大きさや変位一定則が成立していると思わせる固有周期帯は概ね等しいなど、坂本らの結果と図-4 は類似の傾向を示している。一方、坂本らは、特定地域の地震資料を反映してシミュレートされた模擬地震波を用いているため、模擬地震波毎の応答のばらつきは小さく、坂本らの結果は図-5 に比べ R_u 毎の応答塑性率の変動係数が小さく算定されている。図-4 や図-5 を得るための地震動の集合の規定に関しては、レベル2地震動の設定と併せ、今後の課題である。

また、このシミュレーションでは、各地震波に適当な零加速度を加えることで振動を収束させ、残留変位の平均値 $\overline{\delta_{res}}$ と標準偏差 σ_{res} も計算した。しかし、これら $\overline{\delta_{res}}$, σ_{res} は、式(16)の右辺にある $C_R(\delta_{pd,i} - \delta_{y,i})$ から図-4, 図-5 や表-2 を用いて1次近似で求められる平均値および標準偏差と概ね等しく、その関係は、固有周期と R_u の大きさによらず成立した。そこで、式(15)と式(16)で同じ変数 $\delta_{pd,i}$ を用いることにより、限界状態式間の相関を直接的に考慮できることにも配慮し⁹⁾、本研究では、川島ら²⁴⁾による残留変位比応答スペクトル C_R を介して、残留変位を評価した。

(6) 試設計されたRC橋脚の耐震信頼性評価

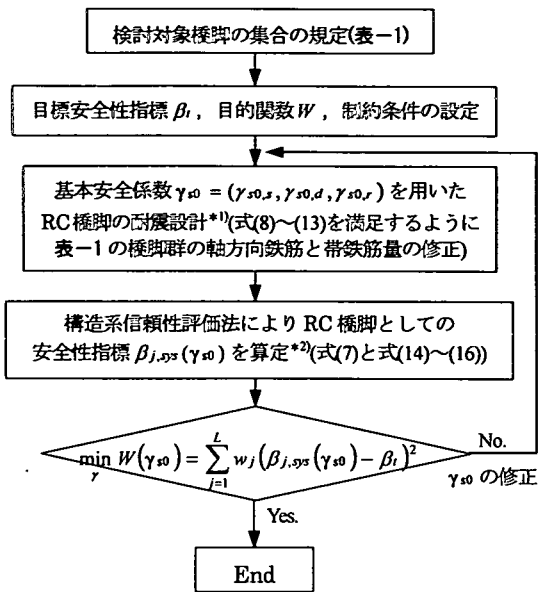
著者らの提案した構造系信頼性評価法⁹⁾を基に、道路橋示方書により耐震設計された表-1の各RC橋脚の耐震信頼性評価を行った。

まず、式(14)のせん断破壊に対する照査を表す限界状態式 g_1 と g_4 から、それぞれ事象 $E_1 = [g_1(X) < 0]$ および $E_4 = [g_4(X) < 0]$ の確率(破壊確率) $P(E_1)$ および $P(E_4)$ を算定する。同様に、変形性能と残留変位に対する照査を表す限界状態式から破壊確率 $P(E_i)$, ($i = 2, 3, 5, 6$) を算定し、式(7)により、それらを同時に考慮した構造系の破壊確率

Pf_{sys} を求めた。図-6 には、各橋脚から得られた Pf_{sys} を式(3)により安全性指標 β_{sys} (以下、RC橋脚としての安全性指標、と呼ぶ)に変換した結果を示す。また、各限界状態式 g_i , ($i = 1, 2, \dots, 6$) から求められる $\beta_i (\equiv -\Phi^{-1}(P(E_i)))$ も併せて示した。例えば、 β_4 は、橋軸直角方向のせん断破壊に対する照査から計算される安全性指標である。なお、式(3)は信頼性解析時の仮定により誤差の程度が異なるが、完全な対応を与えよときの破壊確率と安全性指標の関係の一例を表-4 に示す。複数の限界状態を考慮した構造系の破壊確率 Pf_{sys} は、式(7)から明かなように、 $Pf_{sys} > \max(P(E_i))$ の関係にあることから、安全性指標に変換すると、 $\beta_{sys} < \min(\beta_i)$ となる。このように、本研究では、破壊確率ではなく、安全性指標を基に、橋脚が保有する安全性の大きさを議論し、また、基本安全係数の算定を行う。これは、目標安全性指標とそれを満足するRC橋脚断面から計算される曲げ耐力やせん断耐力などには概ね線形関係が見られ、橋脚の保有安全性と設計後断面の対応が理解し易いからである⁹⁾。

図-6 から、著者らが既に指摘⁹⁾したように、エネルギー一定則などに含まれる安全マージンや用いる幾つかの安全係数と要求信頼性レベルを安全性指標(破壊確率)を介して結びつけない確定論的な設計手法では、橋脚毎の安全性(β_{sys})が均一化されていないことが確認される。図-6 において、 β_{sys} の平均は1.56、変動係数は20%弱である。なお、参考文献⁹⁾でも、単柱式RC橋脚を同様に設計し、その β_{sys} を算定しているが、図-6 の値に比べ様に小さい。これは、参考文献⁹⁾では、降伏耐力比 R_u の大きさによらず一様なばらつきを応答変位に与えたのに対し、本研究では、 R_u と橋脚の固有周期毎に図-4 と図-5 でその影響を考慮したためである。

また、例えば、壁式橋脚に近づく H/B が小さい(橋軸直角方向のせん断スパン比が小さい)橋脚では、 β_4 の値でRC橋脚としての安全性指標 β_{sys} が近似され、その他の橋脚では、主に橋軸方向の変形性能と残留変位に対する照査から求められる β_2 , β_3 が β_{sys} に大きく影響している。表-1の橋脚の試設計時には、残留変位の照査により断面決定されたものは少ないが、確率値に置換した場



***1) 基本安全係数 γ_{so} による RC 橋脚の耐震設計時の条件**

- ・帯鉄筋以外が受け持つせん断耐力算定式には、部材係数 1.3 を適用。
- ・帯鉄筋が受け持つせん断耐力算定式には、部材係数 1.15 を適用。
- ・地震時応答変位は、エネルギー一定則により算定。
- ・許容応答変位算定時には、安全係数 1.5 を適用。
- ・耐力計算時には、各材料の規格値(表-3)を用いる。

***2) 構造系信頼性評価法による安全性指標 $\beta_{j,sys}(\gamma_{so})$ 算定時の条件**

- ・設計時に考慮する安全係数を全て取除き、各耐力および変形性能を算定。
- ・地震時応答変位は、降伏耐力比と固有周期から図-4 と図-5 を基に評価。
- ・耐力計算時は、各材料のばらつきを考慮し規格値を増減(表-3)。

図-7 RC 橋脚の耐震設計に用いる基本安全係数算定フロー

合、残留変位の推定に伴うばらつきの大きさにより、変形性能に対する照査から求められる β_2 , β_3 に比べ、 β_3 , β_6 の値が小さく算定される橋脚が多い。当然、これらは、バイリニア型の履歴モデルに基づき算定された残留変位比応答スペクトル $C_R^{24)}$ を用いていることが影響しており、仮に、Takeda モデルなどの剛性低下型モデルに基づき算定された $C_R^{25)}$ によれば、図-6 の β_3 , β_6 は大きく評価される。しかし、式(16)のように、残留傾斜の発生要因を橋脚の損傷として捉え、その下端部と慣性力作用位置の相対変位のみで考慮すること、および振動台実験や被災橋脚から実測された残留傾斜角に対する再現解析などの精度^{26), 27)}から、最大応答変位のみによる残留変位の推定は、かなりの誤差と過小評価を与える可能性が指摘される。現状では、前記したように、このような解析モデルが持つ誤差(モデル不確定要因)を評価できないことから、以降でも、図-4 や図-5 の解析時にも観察された C_R の平均値(=0.6)と変動係数(=50%)を基に安全性指

標 β_3 , β_6 を算定している。このことは、地震時に生じる RC 橋脚の最大応答変位および残留変位が、完全弾塑性型の復元力特性を持つ 1 自由度系モデルで誤差なく評価でき、生じるばらつきは、入力地震動特性の相違のみによりもたらされると仮定したことを意味する。なお、この C_R に与えた変動係数の大きさの基本安全係数に及ぼす影響は、後述する感度解析の中で検討する。

(7) RC 橋脚の耐震設計に用いる基本安全係数算定フロー

以上述べた条件で、RC 橋脚の耐震設計に用いる基本安全係数 $\gamma_{so} = (\gamma_{so,s}, \gamma_{so,d}, \gamma_{so,r})$ の算定フローを図-7 にまとめた。基本安全係数の算定は、図-7 のフローに示されるように、大きく 3 つの段階に分かれている。基本安全係数 γ_{so} と設計規準式を用いた確定論的な設計を行う段階、RC 橋脚としての安全性指標 β_{sys} を評価する段階、そして、基本安全係数の変化に対する目的関数の変動から次ステップの γ_{so} を探索する段階、である。なお、表-1 の 46 基の橋脚を同等に扱うため、重み係数 w_j は、一定値($w_j = 1/L$)とした。

4. 構造系の信頼性を考慮した RC 橋脚の耐震設計に用いる基本安全係数の試算

(1) 断面諸元の変更条件

図-7 のフローにおいて、更新された基本安全係数 $\gamma_{so} = (\gamma_{so,s}, \gamma_{so,d}, \gamma_{so,r})$ に対する表-1 の RC 橋脚の再設計では、断面寸法などの諸元は変更せず、軸方向鉄筋量と帯鉄筋量をパラメータにとり、試設計された配筋位置において、単に鉄筋断面積を連続型変数として増減させた。なお、後述するように、使用できる鉄筋径毎に離散的に鉄筋量を変更し、必要に応じて断面寸法を修正する条件でも再設計を行い、このように簡易的に鉄筋量を変更することに問題はないことを確認している。

鉄筋量の変更は、主に次の条件で行った。

a) 橋軸方向の各設計規準式の照査で、 $(R_n / S_n - \gamma_{so})$ が許容範囲内($\sim \pm 0.05$)となるように鉄筋量を修正する。2 つ以上の設計規準式でこの条件を満足した場合、橋軸方向の鉄筋量の修正を終了する。ただし、変形性能の照査のみが満足されない場合、他の 2 つの設計規準式で余裕が生じて、横拘束筋(帯鉄筋、中間帯鉄筋)の体積比を高め、この許容範囲を満足させる。なお、この条件で設計された RC 橋脚から得られる β_{sys} は、3 つ全ての設計規準式に対し、許容範囲を満足するように鉄筋量を調整した橋脚の β_{sys} と大差ないことを確認している。

b) 橋軸直角方向では、中間帯鉄筋量の修正のみを行い、1 つの設計規準式で a) に示した許容範囲を満足すれば、再

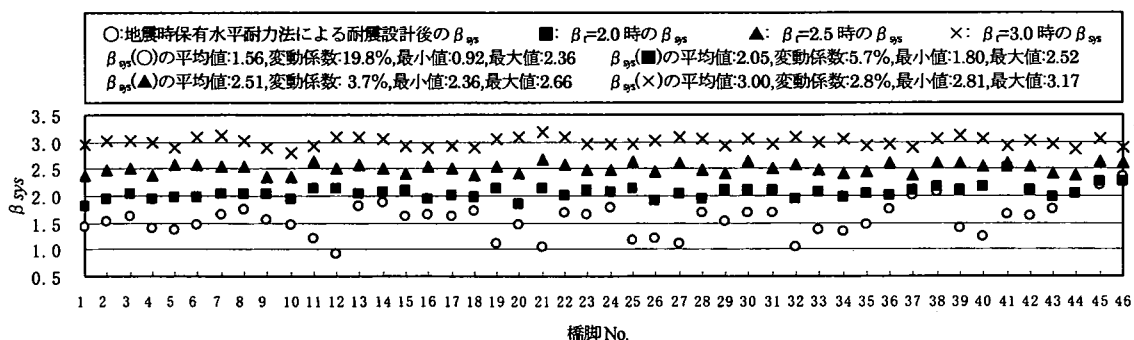


図-8 目標安全性指標 β_t を確保する基本安全係数 γ_{s0} が算定された際の RC 橋脚としての安全性指標 β_{ys}

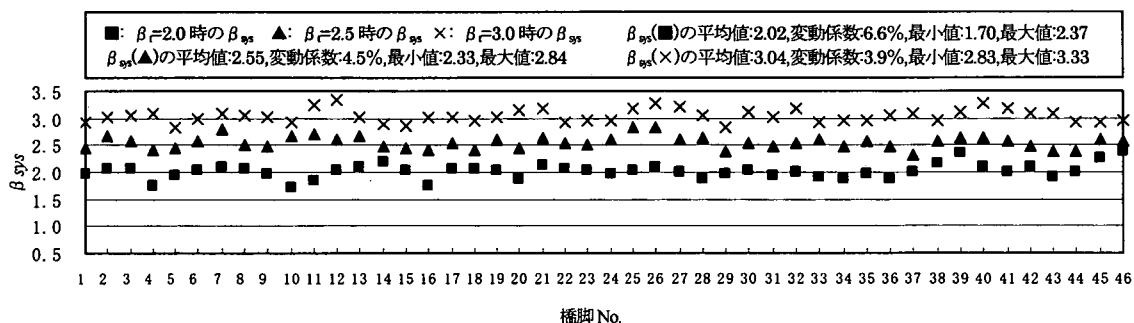


図-9 目標安全性指標 β_t を確保する基本安全係数 γ_{s0} を用いて再設計した RC 橋脚の β_{ys}

表-5 目標安全性指標 β_t 毎に得られた基本安全係数

β_t	$\gamma_{s0,s}$	$\gamma_{s0,d}$	$\gamma_{s0,r}$
2.0	1.53	1.22	1.30
2.5	1.71	1.64	1.75
3.0	2.05	2.21	2.23

設計を終了する。ただし、軸方向鉄筋量の修正が必要な場合には、再度、その軸方向鉄筋量を基に橋軸方向の照査を行う。

c)変形性能の改善に寄与する横拘束筋の体積比の上限値は、1.8%とする¹⁾。

これらの条件は、設計後断面の合理性と解の収束性への配慮から決定している。

(2) 要求信頼性レベルに対する基本安全係数

a) 目標安全性指標

目標安全性指標 β_t は、表-2の各確率変数の条件で、図-6に示される道路橋示方書により耐震設計された RC 橋脚の β_{ys} の上限値(2.4)を参考にして、 $\beta_t = 2.0, 2.5, 3.0$ とした。本研究では、道路橋示方書で規定するタイプⅡ地震動¹⁾の耐用期間中の生起を前提としているがその生起確率を考慮していないこと、また、構造系の信頼性を考慮していること、さらに、幾つかの示方書に準拠して設計した耐用期間50年の構造物から算定される安全

性指標の大きさ¹⁾を考慮すると、この目標安全性指標を確保できる基本安全係数を用いて耐震設計された RC 橋脚は、他の規準や荷重条件から設計される部位・部材に比べ高い信頼性を有すると考えられる。なお、1,000年オーダーの再現期間を持つレベル2地震動を考慮した耐震設計における要求信頼性レベルの大きさは、今後、経済性など、種々の観点からの検討を積み上げる必要がある。

b) 解析結果

図-7のフローに従い、目標安全性指標 β_t 毎に算定された基本安全係数の一覧を表-5に示す。また、この基本安全係数が算定された際の RC 橋脚としての安全性指標 β_{ys} を図-8に示した。設計対象地震動の大きさに対し、地震時保有水平耐力法により耐震設計された橋脚群も高い安全性指標を確保しているが、前記した通り、 β_{ys} の値が0.9~2.4の範囲でばらついている。一方、表-5の基本安全係数を用いた橋脚群は、橋脚の諸元によらず、図-8に示されるとおり、 β_t に漸近した β_{ys} を確保できている。

この図-8の安全性指標は、鉄筋を連続型変数とした断面諸量の変更条件に従う最適化過程から求められた値である。そこで、使用できる鉄筋径毎に離散的に鉄筋量を変更し、必要に応じて断面寸法を修正する条件で、表-5の基本安全係数と式(8)~(13)の各設計規準式を過不足なく満足するように46基の RC 橋脚を再設計した。ただし、断面寸法の修正の際は、H/Bの値を一定に保つよ

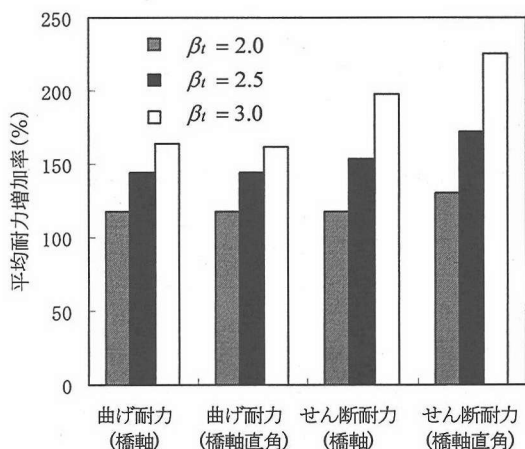


図-10 地震時保有水平耐力法により耐震設計された橋脚からの平均耐力増加率

表-6 地震時保有水平耐力法により耐震設計された橋脚からの鉄筋量の平均増加率

	軸方向鉄筋比		横拘束筋の体積比 [*]	
	上下限值	平均増加率	上下限值	平均増加率
$\beta_t=2.0$	0.31~2.24%	119%	0.40~1.72%	116%
$\beta_t=2.5$	0.63~1.75%	148%	0.56~1.72%	156%
$\beta_t=3.0$	0.34~2.01%	164%	0.76~1.77%	198%
地震時保有水平耐力法	0.32~2.76%		0.34~1.38%	

^{*} 橋軸方向に対して算定

うに配慮している。再設計後の個々の橋脚から算定された β_{sys} を図-9 に示す。再設計後の橋脚群が保有している β_{sys} の平均値も、目標安全性指標を概ね確保しており、また、その変動係数の値は、図-8 に比べ若干増加しているものの、その差は小さい。このように、前記した断面諸量の変更条件の設定の影響は小さく、表-5 の基本安全係数と式(8)~(13)を用いることで、構造系の信頼性を考慮した信頼性解析を一切行うことなく、目標安全性指標を確保した耐震設計が可能である。

なお、このように再設計された橋脚群の道路橋示方書による試設計後の橋脚群に対する個々の橋脚の耐力増加率の平均値を目標安全性指標 β_t 毎に図-10 に示した。同様に、軸方向鉄筋比および横拘束筋の体積比(橋軸方向)の増加率を β_t 毎に表-6 にまとめて示した。試設計時の橋脚群が保有した安全性指標 β_{sys} の平均値(1.56)から、現行規準に対するキャリブレーションの観点より要求信頼性レベルを $\beta_t = 2.0$ に定めれば、これに対応する基本安全係数を用いて耐震設計された橋脚群が持つ鉄筋量や計算される耐力は、試設計時から大きく変わらない結果となる。このように、キャリブレーションを基に要求信

頼性レベルを定めた場合には、従来の地震時保有水平耐力法および提示した基本安全係数と式(8)~(13)の設計規準式により耐震設計される橋脚群の設計結果に大差は生じない。しかし、表-5 に示す基本安全係数を用いた耐震設計では、その選択時に、設計対象構造物に付与する安全性の大きさを明確に意識すること、考慮した不確定要因とその大きさを定量的に開示していること、断面形状やせん断スパン比などにより変化する支配的な限界状態によらず、目標とする安全性レベルを確保できること、などが従来規準の設計法と根本的に異なっている。

図-9 に示す再設計後の橋脚群に対し、限界状態毎の安全性指標 $\beta_i (i=1,2,\dots,6)$ とそれらを同時に考慮した RC 橋脚としての安全性指標 β_{sys} を $\beta_t = 3.0$ の場合について図-11 に示した。式(8)~(13)の設計規準式では、帯鉄筋の増加により、帯鉄筋が受け持つせん断耐力 $V_{s,i}$ が増加し、さらに拘束効果を見込んだコンクリートの応力-ひずみ関係の適用により、橋脚の終局変位 $\delta_{u,i}$ も向上するなど、帯鉄筋量の増減は、せん断破壊の照査と変形性能の照査の相互に影響する。同様に、軸方向鉄筋量の増減も、全ての設計規準式の照査に影響する。このため、式(2)を最小化する過程において、せん断破壊に対する照査で用いる基本安全係数 $\gamma_{s0,s}$ を変動させると、信頼性解析においても、せん断破壊に対する照査から計算される β_1, β_4 だけではなく、変形性能に対する照査から計算される β_2, β_5 も変動し、それらの影響から、式(3)と式(7)により算定される RC 橋脚としての安全性指標 β_{sys} が変化する。このように、 $\gamma_{s0} = (\gamma_{s0,s}, \gamma_{s0,d}, \gamma_{s0,r})$ の変動と目的関数 $W(\gamma_{s0})$ の変化量の関係は、単に、例えば、設計規準式(8)と限界状態式(14)の個別の対応から決まるものではなく、 β_{sys} をある目標値 β_t に近づけるためには、個々の基本安全係数の値は、式(14)~(16)で評価される複数の限界状態式を同時に考慮して定める必要がある。本研究で提示した図-7 のフローは、これら基本安全係数と各限界状態式との関係を考慮したものであり、RC 橋脚としての安全性指標 β_{sys} を要求信頼性レベルに漸近させることが可能な一組の基本安全係数 $\gamma_{s0} = (\gamma_{s0,s}, \gamma_{s0,d}, \gamma_{s0,r})$ を算定できる。そして、今回解析した RC 橋脚群では、図-11 に示すとおり、多くの場合、せん断耐力と部材が曲げ耐力に達するときのせん断力の比($\gamma_{s0,s}$)を大きくすることで、せん断破壊に対する安全性と変形性能を確保し、一方で応答変位を抑え、また地震後の復旧の観点から設けられた残留変位の照査に対して所定の安全マージンを確保するための $\gamma_{s0,d}$ と $\gamma_{s0,r}$ が算出されている。当然、断面諸量の決定に直接関係する設計規準式は、橋脚毎に異なるが、46 基というある範囲の断面形状やせん断スパン比を持つ橋脚群を対象とする場合には、この3つの基本

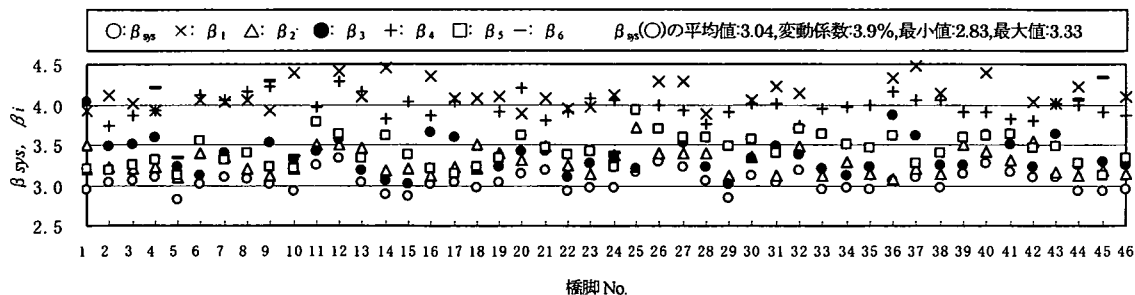


図-11 $\beta_i = 3.0$ を確保する基本安全係数 γ_{s0} を用いて再設計した RC 橋脚から算定される限界状態毎の安全性指標 β_i とそれらを同時に考慮した RC 橋脚としての安全性指標 β_{sys}

表-7 H/B の大きさに分割した橋脚群毎に得られる基本安全係数 γ_{s0}

基本安全係数	$\beta_i = 2.5$			$\beta_i = 3.0$		
	$\gamma_{s0,s}$	$\gamma_{s0,d}$	$\gamma_{s0,r}$	$\gamma_{s0,s}$	$\gamma_{s0,d}$	$\gamma_{s0,r}$
橋脚群 A	1.65	1.61	1.79	1.97	2.14	2.27
橋脚群 B	1.80	1.69	1.70	2.16	2.24	2.17
橋脚全体	1.71	1.64	1.75	2.05	2.21	2.23

橋脚群 A : $H/B > 0.5$ 橋脚群 B : $H/B \leq 0.5$

安全係数を与えた式(8)~(13)の設計規準式を満足するように設計することで、 $\beta_{sys} < \min(\beta_i)$ となる構造系の信頼性を考慮した上でも、平均的に要求信頼性レベルを検討対象橋脚群が保有できることになる。

なお、橋脚の断面形状に着目し、表-1 の橋脚群において、 $H/B > 0.5$ に属する橋脚を橋脚群 A、 $H/B \leq 0.5$ に属する橋脚を橋脚群 B と定義し、図-9 の結果を考察すると、例えば、 $\beta_i = 2.5$ の場合に、橋脚群 A から得られた RC 橋脚としての安全性指標 β_{sys} の最小値は 2.33 であるのに対して、橋脚群 B では 2.45 となり、他の目標安全性指標においても、表-5 の基本安全係数により設計された橋脚群 A には、橋脚群 B よりも大きく目標安全性指標を下回る橋脚が含まれ、またそのような橋脚の割合も高かった。そこで、橋脚群毎に基本安全係数を算定し直した。表-7 に $\beta_i = 2.5, 3.0$ としたときの結果を示した。

前記した通り、橋脚群 B は、橋軸直角方向のせん断スパン比が小さく、ほとんどの橋脚で 2 以下となっている。このため、表-5 のように、同じ基本安全係数を用いて設計した場合、橋脚群 B から算定される安全性指標 β_4 は、橋脚群 A に比べ相対的に小さく、 β_6 は大きく算定される。橋脚群毎に得られた表-7 の基本安全係数は、表-1 の全橋脚を対象とした表-5 の結果を中心に、このような断面形状やせん断スパン比が異なることによる影響が反映された結果となった。しかしながら、考慮している橋脚群 A と橋脚群 B が持つ断面形状や橋軸直角方向のせん断スパン比の違いに比べ、両橋脚群から得られた基本安全係数の差は小さい。これは、表-1 では、橋軸方向

のせん断スパン比は 3 以上との条件で橋脚を試設計しており、また、各確率変数に与えた表-2 のパラメータの設定により、図-11 に示されるように、得られた基本安全係数で耐震設計される RC 橋脚の β_{sys} に対する β_4 の感度が小さいことが関係している。

本研究で設定した条件下では、 β_4 が小さく算定される効果よりも、 β_6 が大きく算定される効果が β_{sys} に与える影響が大きいため、前記のように、表-5 の基本安全係数を使用すると、橋脚群 A において、目標安全性指標 β_i を確保できない橋脚の割合が高くなる。しかし、表-7 の結果を考慮すれば、表-1 の 46 基の橋脚群は、これ以上、断面形状やせん断スパン比により橋脚群を再分割して基本安全係数を算定する必要性は小さく、さらに、 β_{sys} の最小値と β_i の差から判断して、表-5 の値を用いて一律に設計しても、不合理な結果にはならないと考える。ただし、今後、表-1 に示される断面形状やせん断スパン比の範囲を超える橋脚も対象に算定した基本安全係数を使用する場合、個々の橋脚が実際に有する安全性指標の目標安全性指標に対するばらつきを小さく抑えることは難しくなり、目標安全性指標を大きく下回る β_{sys} を持つ橋脚を設計する可能性が高くなる。このような場合には、式(2)の目的関数の見直しや制約条件の追加、または、前記した小出・尾坂^{13),14)}の研究を参考に、同一の基本安全係数の適用を考える橋脚群の分割法を検討するなどして、目標安全性指標に対するばらつきを抑え、過度に安全性の低い橋脚を設計することのない基本安全係数を探索する必要がある。

(3) 感度解析

表-2 に設定した確率変数のパラメータが変化することによる基本安全係数への感度を検討した。ここでは、先に行った著者らの研究⁹⁾と同じく、残留変位比応答スペクトル C_R の変動係数を表-2 の値(50%)に対して、1%、10%および 30%に変更し、また、帯鉄筋が受け持つせん断耐力の算定に伴うばらつきを考慮する係数 α_2 の変動係数を表-2 の値(14.5%)に対して、5%および 25%に変

表-8 C_R の変動係数による基本安全係数の変化

C_R の変動係数	$\beta_1 = 2.5$			$\beta_1 = 3.0$		
	$\gamma_{s0,s}$	$\gamma_{s0,d}$	$\gamma_{s0,r}$	$\gamma_{s0,s}$	$\gamma_{s0,d}$	$\gamma_{s0,r}$
1%	1.58	1.20	1.00	1.72	1.80	1.21
10%	1.60	1.21	1.02	1.75	1.82	1.24
30%	1.66	1.51	1.30	1.85	2.15	1.68
50%	1.71	1.64	1.75	2.05	2.21	2.23

表-9 α_2 の変動係数による基本安全係数の変化

α_2 の変動係数	$\beta_1 = 2.5$			$\beta_1 = 3.0$		
	$\gamma_{s0,s}$	$\gamma_{s0,d}$	$\gamma_{s0,r}$	$\gamma_{s0,s}$	$\gamma_{s0,d}$	$\gamma_{s0,r}$
5%	1.50	1.55	1.62	1.69	2.15	2.22
14.5%	1.71	1.64	1.75	2.05	2.21	2.23
25%	2.31	1.80	1.79	2.90	2.38	2.43

更した。

C_R および α_2 の変動係数の変更による基本安全係数の変化をそれぞれ表-8および表-9に示した。また、変更した変動係数毎に、表-8および表-9の $\beta_1 = 3.0$ に対応する基本安全係数から耐震設計される橋脚の耐力の相違を図-12および図-13に示した。両図は、 C_R と α_2 の変動係数を表-2の値とした解析より得られる基本安全係数(表-5)から耐震設計した橋脚を基準に、曲げ耐力およびせん断耐力の変化率を橋脚群の平均として示したものである。

C_R の変動係数を小さく評価できると、RC橋脚としての安全性指標 β_{ys} に対する限界状態式 g_3 と g_6 から求められる β_3 と β_6 の影響が弱くなり、結果として、表-8のように、所定の β_1 を得るために必要な基本安全係数 $\gamma_{s0,r}$ が小さく算定される。また、構造系の信頼性を考慮していることから、 C_R の変動係数が小さくなり、 β_3 と β_6 の影響が弱くなるのに伴い、他の2つの基本安全係数 $\gamma_{s0,s}$ 、 $\gamma_{s0,d}$ を小さくし、 β_1 、 β_2 、 β_4 、 β_5 の値を低下させても、 $\beta_1 \approx \beta_{ys}$ を満足させることができる。特に、 $\beta_1 = 2.5$ で C_R の変動係数が50%もしくは30%の場合には、 β_{ys} が近似的に β_3 の値となる橋脚が多数存在するため、 C_R の変動係数が10%にまで小さくなることによる $\gamma_{s0,d}$ の変化は大きく、 C_R の基本安全係数に対する感度が高いことが確認される。この基本安全係数から設計される橋脚は、 C_R の変動係数を50%とした場合に比べ、曲げ耐力の減少が可能になり、さらに、それに伴う作用せん断力の低下から、式(8)で $\gamma_{s0,s}$ を確保するのに必要なせん断耐力も減少するため、図-12のような耐力値の変化を示した。

なお、入力地震動特性の相違による残留変位のばらつきを大きさを表す C_R の変動係数を10%以下とすることは、現実的ではないが、仮に、この程度にまで変動係数

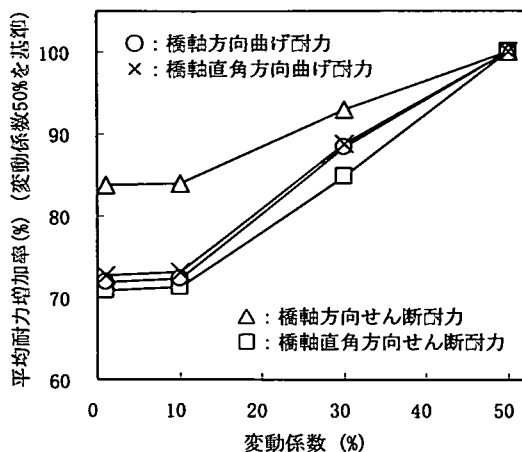


図-12 C_R の変動係数と橋脚の平均耐力増加率 ($\beta_1 = 3.0$)

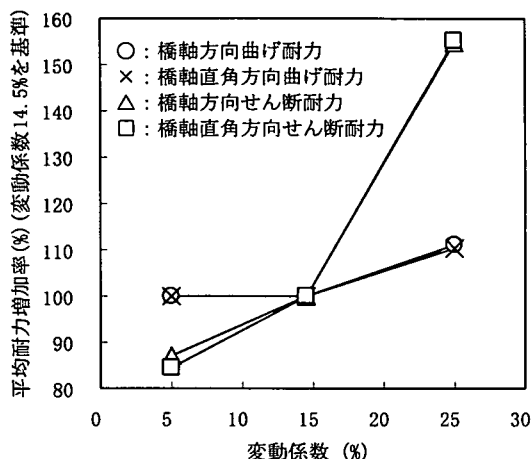


図-13 α_2 の変動係数と橋脚の平均耐力増加率 ($\beta_1 = 3.0$)

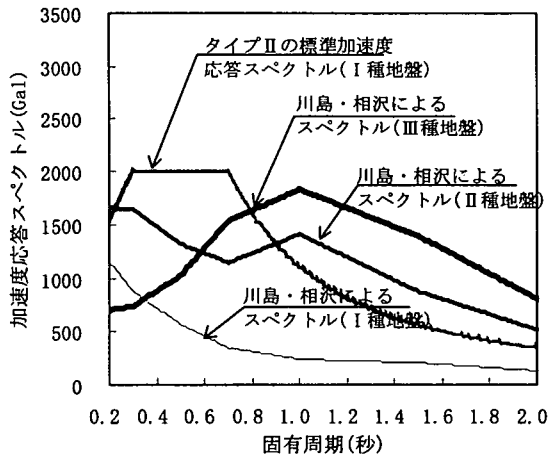


図-14 川島・相沢の加速度応答スペクトル ($M = 8.0$, $\Delta = 50$, 平均値から標準偏差の1倍のばらつきを考慮)²⁸⁾

が小さく評価できたとしても、既に確率変数 C_R が橋脚の安全性に与える感度は鈍くなり、他のパラメータによ

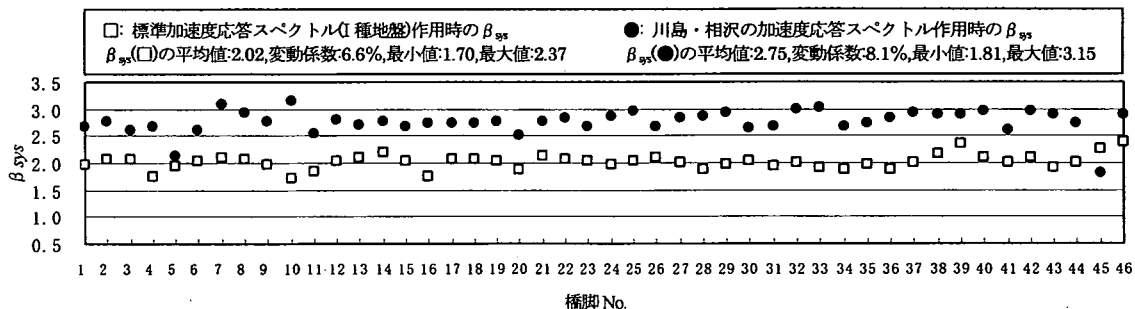


図-15 川島・相沢の距離減衰式から求めた加速度応答スペクトルを受けるRC橋脚の β_{sys} ($\beta_I = 2.0$)

り β_{sys} の値が決められるため、 C_R の変動係数を1%と10%とした解析結果にほとんど差は生じていない。橋脚の耐震安全性を合理的に向上させるためには、個々の確率変数と β_{sys} の関係をこのような信頼性解析に基づき評価する必要があり、得られる基本安全係数に対する感度が大きい確率変数のばらつき等を集中的に検討することが求められる。

一方、 α_2 の変動係数の変更による基本安全係数の変化は、橋脚の帯鉄筋量のみに影響するため、 C_R を変化させた図-12に比べ、図-13では、ほぼせん断耐力のみが α_2 の変動係数により増減している。なお、 α_2 の変動係数を25%と高めた場合、数基を除き、ほとんどの場合で、帯鉄筋量が式(8)の設計標準式で決定しており、これを満足した橋脚は、自動的に変形性能に対する設計標準式(式(10))を満足し、対応する安全性指標 β_2, β_s は、 β_{sys} の値に影響がない程度にまで高められていた。これは、表-2に比べ、式(15)の $\delta_{pd,i}$ や α_4 の変動係数を小さく設定したときにも見られる結果で、この場合には、直接変形性能の照査を行う必要がなくなる。ただし、表-2の変動係数の値を用いる範囲においては、式(10)の照査で断面諸量が決まる橋脚が存在するため、目標安全性指標に応じて、表-5の3つの基本安全係数により耐震設計することで、式(2)の目的関数を最小化できる。

(4) 距離減衰式から推定した断層近傍の加速度応答スペクトルを用いた耐震信頼性評価

本研究では、地震危険度解析や建設地点の地盤特性等を考慮することなく応答スペクトルの大きさを確定的に与えた上で、表-2に示す確率変数のパラメータの条件で信頼性解析を行い、目標安全性指標を満足できる基本安全係数を提示した。その結果、表-5の基本安全係数を用いて耐震設計された橋脚は、図-9に示されるように、橋脚毎の β_{sys} のばらつきを地震時保有水平耐力法による設計に比べ大幅に小さくできることを示した。ここでは、そのような橋脚に対し、表-5の算定時に想定した応答スペクトルのみを変更した信頼性解析を行い、各橋脚から得られる β_{sys} のばらつきや目標安全性指標 β_I

からの変化を考察する。応答スペクトルとしては、川島・相沢の距離減衰式による加速度応答スペクトル²⁸⁾を使用した。

この目的のため、川島・相沢による距離減衰式の適用範囲外となるが、大規模近距離地震を想定して、マグニチュード(M)と震央距離(Δ)を $M=8, \Delta=50\text{km}$ と設定とした。地盤種別毎に得られる川島・相沢の加速度応答スペクトルとタイプII地震動の標準加速度応答スペクトル(I種地盤)の比較を図-14に示す。なお、図-14にある川島・相沢のスペクトルは、距離減衰式のばらつきを考慮するため、(平均値)+(標準偏差の1倍)の値を示した。また、本解析は、あくまでも表-5が得られた際に想定した応答スペクトル(タイプII地震動の標準加速度応答スペクトル(I種地盤))の大きさを変更したときに、橋脚毎の β_{sys} のばらつきの変化などの考察を目的とするため、地盤種別の整合性には配慮しない。結果の一例として、 $\beta_I = 2.0$ を確保できる基本安全係数により耐震設計された橋脚群に対し、図-14にあるII種地盤のスペクトルを想定地震動と変更したときの各橋脚の β_{sys} を図-15に示した。

$\beta_I = 2.0$ を確保できる基本安全係数により耐震設計された橋脚群の固有周期は、表-1に示される試設計時の値よりも小さくなるため、 $M=8, \Delta=50\text{km}$ とした川島・相沢の応答スペクトルは、橋脚群が属するほとんどの固有周期帯で、タイプII地震動の標準加速度応答スペクトル(I種地盤)を下回る。このため、 $\beta_I = 2.0$ を確保できる基本安全係数により耐震設計された橋脚群は、図-15に示されるように、 β_{sys} の値が2.0を大きく上回るが、想定するスペクトル形状が図-14程度の相違であれば、 β_{sys} の橋脚毎のばらつきは、それほど大きくならない。

将来的に、レベル2地震動を個々の発震断層に基づき設定できるようになると、入力地震動が特定され、弾塑性応答変位の推定に伴うばらつきが小さく評価できることで、ある目標安全性指標を得るために必要となる基本安全係数も小さくなると期待される。しかし、レベル2地震動の設定に関し、多くの不確定要因が残されている現状では、図-4や図-5などのように、応答変位を推定する際に、どの程度のばらつきが生じることを考慮した

のか、また、図-15などの検討を行い、想定外の地震動に対して保証できる耐震安全性の大きさなどを明示しておくことが必要と考える。

5. 結論

本研究により得られた結論を以下に示す。

- (1) 著者らが先に提案した構造系信頼性設計手法を援用することで、構造系の信頼性を考慮した信頼性解析を行うことなく、設計対象構造系の破壊確率が要求信頼性レベル(目標破壊確率)を満足できる設計を可能にする安全係数の算定手法を体系化した。
- (2) 橋脚の固有周期と降伏耐力比 R_u (弾性応答水平力 P_H と橋脚の降伏耐力 P_y の比($R_u = P_H / P_y$))より、エネルギー一定則から弾塑性応答変位を推定する際に含まれる安全マージンやばらつきを定量化し、信頼性解析で必要となる確率変数のパラメータの設定を行った。
- (3) 断面形状やせん断スパン比などが異なる46基のRC橋脚を検討対象橋脚群として、提案手法により、その耐震設計に用いる基本安全係数を試算した。その結果、地震時保有水平耐力法により耐震設計されたRC橋脚の安全性指標 β_{ys} は、 $\beta_{ys} = 0.9 \sim 2.4$ の範囲でばらついているのに対し、試算した基本安全係数と定義した設計規準式を用いることにより、確率・統計の計算を一切必要とすることなく、目標安全性指標に漸近したRC橋脚が耐震設計できることを確認した。また、構造系の信頼性が要求信頼性レベルを満足する設計とするためには、構造系信頼性評価法などを用いて、ある設計変数の変化が幾つかの限界状態の照査に及ぼす影響を考慮した上で、全ての設計規準式で用いる基本安全係数を一括して算定する必要があることを示した。
- (4) 基本安全係数を算定した際に用いた加速度応答スペクトルとは異なる地震動を受けるRC橋脚の信頼性解析を行い、予め設定した目標安全性指標とのずれや橋脚毎の β_{ys} のばらつきの大きさの変化を検証した。限られた検討結果ではあるが、両者の応答スペクトル形状が提示した程度の相違である場合には、 β_{ys} の橋脚毎のばらつきが大きく増加することはないことを確認した。

設計規準の国際整合化や構造性能に対するアカウンタビリティが求められる流れのなかで、信頼性理論を用いた耐震設計法の検討が今後より必要になると考える。本研究で提示した基本安全係数は、荷重および耐力の不確定性の定義、部材耐力と作用荷重の解析法の定義、などに依存するものであり、これらの定義が前記した手順と同一な場合にのみ、目標安全性指標を確保したRC橋脚の設計を可能にするものである。このような基本安全係

数を用いれば、設計者が確率的な計算を行うことなく要求信頼性レベルを確保した耐震設計が容易に具現化されるが、一方で、基本安全係数の算定の際に仮定した不確定性の大きさ(耐力(変形性能)などのばらつき)や指定した構造解析手法等を開示し、これら不確定性の評価が改善された場合などには、必要に応じて、基本安全係数の変更が可能となるように配慮する必要がある。

なお、このような信頼性理論を用いたRC橋脚の耐震設計法の構築にあたり、特に、以下の項目が今後の課題として残された。

(1) 本研究では、信頼性解析時に想定する応答スペクトルの大きさを道路橋示方書で規定するタイプII地震動の標準加速度応答スペクトル(I種地盤)に固定している。また、入力地震動特性の相違による弾塑性応答のばらつきを評価するために用いた強震記録の集合は、レベル2地震動が持つ特性を反映できていない可能性がある。この問題に対処するため、今後、地震活動度や地質学的、地震学的データを統計的に反映した模擬地震動²⁹⁾を複数用意し、これから得られるRC橋脚の弾塑性応答変位の大きさやそのばらつきを考慮するなどした基本安全係数の算定を行い、表-5の値の妥当性を検証する必要がある。なお、このようなレベル2地震動に対して付与する要求信頼性レベルの大きさについても、経済性など、種々の観点からの検討が必要である。

(2) RC橋脚の断面形状、せん断スパン比等を表-1に示す範囲に限定して基本安全係数を算定している。今後、このような橋脚群から得られた表-5の基本安全係数の適用限界について検証するとともに、現在供用されている橋脚の断面形状等の統計量を反映した橋脚群を特定する必要がある。

(3) RC橋脚の耐震設計に関わる要因の全てに対して、その確率的な情報が得られている訳ではない。基本安全係数に対する感度が大きいと判断された C_R などに關し、その構造解析手法や与えた統計量の妥当性等を議論する必要がある。

謝辞：本研究の一部は、平成12年度建設省土木研究所(現：独立行政法人土木研究所)委託研究開発として実施したものです。末尾ながら、関係各位に厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、1996。
- 2) 土木学会 地震工学委員会地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会：橋梁構造等の耐震設計法に関する講習会－耐震設計の現状と今後の展望－、1999。
- 3) ISO：International Standard ISO/DIN 2394, General Principles on Reliability for Structures, 1998。

- 4) 野口貴文: ISO の整備とその影響, コンクリート工学, Vol.38, No.9, pp.74-81, 2000.
- 5) 白木渡, 井面仁志, 荒川雅生, 今井慈郎, 石川浩: 送電用鉄塔に関する LFRD フォーマットの提案, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.395-401, 2000.
- 6) 秋山充良, 松中亮治, 土井充, 鈴木基行: 信頼性理論を用いた構造最適化手法の提案および RC 橋脚の耐震安全性評価への適用, 土木学会論文集, No.662/V-49, pp.185-204, 2000.
- 7) 例えば, 宮本幸始: LNG 地下タンク鉄筋コンクリート構造設計合理化の研究, 土木学会論文集, No.560/VI-34, pp.79-89, 1997.
- 8) 鈴木基行, 秋山充良, 山崎康紀: 構造系の信頼性評価法および 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/V-37, pp.71-87, 1997.
- 9) Frangopol, D.M.: Sensitivity of Reliability-Based Optimum Design, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No.8, pp.1703-1721, 1985.
- 10) 白木渡, 北沢正彦, 久保雅邦: 多くの限界状態を有する構造システムの最適信頼性設計法, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.565-575, 1991.
- 11) 星谷勝, 石井清: 構造物の信頼性設計法, 鹿島出版会, 1986.
- 12) 長尾毅, 吉浪康行, 佐貫哲朗, 嘉門雅史: ケーソン式岸壁の外的安定に関する信頼性設計法の適用, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.293-304, 2001.
- 13) 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.
- 14) 小出英夫, 尾坂芳夫: 曲げを受ける RC 部材の各種安全係数の決定, コンクリート工学論文集, Vol.4, No.2, pp.23-30, 1993.
- 15) Sorensen, J.D., Kroon, I.B. and Falber, M.H.: Optimal Reliability-Based Code Calibration, Structural Safety, 15, pp. 197-208, 1994.
- 16) 篠塚正宣, 久保雅邦: 限界状態確率に基づく設計荷重の組合せと荷重係数の一決定法, 土木学会論文集, No.386/I-8, pp.301-310, 1987.
- 17) 佐藤尚次, 藤田宗久, 白木渡, 香月智, 中村孝明: 設計標準における安全性確保の考え方, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.493-504, 1997.
- 18) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, No.372/V-5, pp.167-176, 1986.
- 19) 土木学会: コンクリート標準示方書 設計編平成 8 年制定, 1996.
- 20) 土木学会: コンクリート標準示方書 耐震設計編平成 8 年制定, 1996.
- 21) 土木学会 土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会: 土木構造物の耐震設計法等に関する第 3 次提言と解説, 2000.
- 22) 長尚: 確率論的立場から見たレベル II 地震動と性能保証について, 確率・統計的意思決定に関するシンポジウム論文集, pp.23-26, 1998.
- 23) 坂本順, 小浜芳朗, 森保宏: 地震荷重に対する荷重・抵抗係数設計法に関する考察, 建築学会構造系論文集, 第 353 号, pp.37-47, 1985.
- 24) 川島一彦, Gregory A.MACRAE, 星限順一, 長屋和宏: 残留変位応答スペクトルの提案とその適用, 土木学会論文集, No.501/I-29, pp.183-192, 1994.
- 25) 尾山靖史, 矢部正明: 剛性低下型履歴モデルの残留変位に関する検討, 第 3 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.333-339, 1999.
- 26) 阿部哲子, 藤野陽三, 阿部雅人: 1995 年兵庫県南部地震による阪神高速高架橋の被害と 2.3 の分析, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.181-199, 1999.
- 27) 土木学会: 阪神淡路大震災の被害分析に基づくコンクリート構造物の耐震性能照査方法の検証—検討課題と将来像—, コンクリート技術シリーズ 36, 2000.
- 28) 川島一彦, 相沢興: 強震記録の重回帰分析に基づく加速度応答スペクトルの距離減衰式, 土木学会論文集, No.350/I-2, pp.181-186, 1984.
- 29) 例えば, 石山祐二: 国際標準化機構の地震荷重規格 ISO3010 「構造物の設計の基本—構造物への地震作用」の改訂について, 第 25 回地震工学研究発表会特別講演・パネルディスカッション資料, 1999.

(2001.8.31 受付)

SAFETY FACTORS FOR SEISMIC DESIGN OF RC BRIDGE PIERS IN CONSIDERATION OF SYSTEM RELIABILITY

Mitsuyoshi AKIYAMA, Mitsuru DOI, Ryoji MATSUNAKA and Motoyuki SUZUKI

The limit state design based on ISO 2394 (International Standard: General Principles on Reliability for Structure) will be set to replace conventional methodologies. In the present study, a new calculation method of safety factors that make it possible to ensure that the failure probability in consideration of multiple limit states for a designed structure is almost the same as a target value, is proposed. This method is applied to the seismic design of the RC bridge piers subjected to level II earthquake motions and a set of safety factors used in safety verification for the limit states of shear failure, ductility and residual deformation is calculated. It is confirmed that without any calculations of failure probability taking structural reliability into consideration and structural optimization, the RC piers so as to attain the prescribed seismic reliability can be designed by the safety factors based on the proposed method and conventional ductility design.