

構造系の安全性評価法および RC 橋脚の耐震設計への適用に関する研究

鈴木基行¹・秋山充良²・山崎康紀³

¹正会員 工博 東北大学大学院教授 工学研究科 土木工学専攻 (〒980-77 仙台市青葉区荒巻字青葉)

²正会員 工修 (株)日本工営東京事業部道路部 (〒102 東京都千代田区麹町5丁目4番地)

³学生員 東北大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (〒980-77 仙台市青葉区荒巻字青葉)

信頼性理論に基づき、複数の限界状態を同時に考慮した構造系の安全性評価法を提案した。また、数値計算例をとおり、提案された評価法が実用性や精度などにおいて、既往の評価法に比べ優れたものであることを示した。そして、提案された評価法を用いて、終局限界状態として耐力と変形能に関する安全性照査を取り上げ、地震時のRC橋脚の安全性評価を行った。その結果、耐力比や地盤条件などの要因が、RC橋脚の耐震安全性に及ぼす影響が明らかとなった。さらに、安全性評価から得られた知見を基に、信頼性理論に基づいたRC構造に対する新しい耐震設計法概念を提示した。

Key Words : structural safety, reliability theory, safety index, RC bridge pier, seismic design

1. はじめに

信頼性設計は、様々な不確定要因のもとで構造物の耐用期間中に起こる破壊などの不都合な現象をどの程度の発生確率に納めたらよいかという概念に基づいている。つまり、不都合な事象の発生確率（以下、破壊確率と略す）を目標とする値（以下、目標破壊確率と略す）以下にすることにより安全性を保証する設計法である。この設計法では、設計の良否は破壊確率と目標破壊確率との比較により判断され、構造物の安全性は破壊確率により定量的に評価することが可能となる。また、何よりも、確保したい安全性を明確に意識し、設計条件によらない所定の信頼性をもたらす設計を行うことが可能となる設計法である¹⁾。

信頼性に基づいた設計法であっても従来のものは、着目する各限界状態に対し、上に述べた安全性検証を行っており、生起するであろう複数の限界状態を同時に考慮した安全性検証を行っていない。しかも、通常は構造物の限界状態として最も起こりやすい、つまり最も破壊確率の大きい限界状態を安全性検証の対象としてきた。これは、例えば、曲げ破壊先行型のRC橋脚においては、曲げ耐力に達する時のせん断力を上回るせん断耐力をRC橋脚に与え、曲げ破壊に対してのみ安全性検討を行えばよい、とする考えに対応している。このような場合、曲げ破壊先行型の橋脚の破壊確率は、橋脚のもつせん断耐力の大きさの影響を全く受けないものと仮定され

ている。

しかし、例えば、せん断耐力と曲げ耐力の比（以下、耐力比と略す）は橋脚のもつ変形能と大きな相関関係をもち、耐力比が小さいと橋脚は脆性的な破壊²⁾を生じたり、また、曲げやせん断に対する耐力算定式のもつモデルの不確かさの相違などにより曲げ、せん断の耐力の値によっては、橋脚の破壊確率に大きな影響を与えることが予想される。一般に、複数の限界状態によって構成される破壊事象をある1つの限界状態によって代表させることは、危険側の評価となり、たとえ、その限界状態に対して目標破壊確率を満たす設計を行ったとしても、構造系としては、所定の安全性を満たしていないことになる。したがって、基本的には、複数の限界状態間の相関を適切に評価し、それにより構成される破壊事象の破壊確率を算定しなければならない。言い換えれば、曲げ破壊先行型の橋脚において、目標破壊確率を保証するためには必要となる曲げ耐力の評価のみならず、せん断耐力に対しても、何らかの条件が必要となると思われる。

こうした観点から、本研究では、まず、近似法ではあるが、計算が簡便で、実用上精度が良い複数の限界状態を同時に考慮した構造系の安全性評価法を提案することを目的とした。そして、提案された評価法に基づき、RC橋脚（独立1本柱形式）の終局限界状態として、耐力と変形能に関する照査を取り上げ、地震時のRC橋脚の信頼性解析を行った。その際、橋脚の耐力比に着目し、曲げ破壊先行型橋脚において、せん断耐力の大きさ

がRC橋脚の安全性へ及ぼす影響について検討した。また、得られた知見を基に、信頼性に基づいたRC構造に対する耐震設計法の概念を提示した。

2. 構造系信頼性評価法の提案

(1) 構造系信頼性評価法の基本式

集合論における事象の組み合わせにおいて、3次もしくはそれ以上の事象の積事象で表される結合事象を無視すると、任意の破壊事象数 k をもつ破壊事象 E の生起確率、すなわち破壊確率 $P(E)$ は次のように表される。

$$P(E) = \sum_i^k C_i k \quad (1)$$

ここに、

$$C_1 = P(E_1)$$

$$C_2 = P(E_2) - P(E_2 E_1)$$

$$C_k = P(E_k) - \sum_{i=1}^{k-1} P(E_k E_i) + \sum_{\substack{m < n \\ m=1, k-2 \\ n=2, k-1}} P(E_k E_m \cap E_k E_n), k \geq 3$$

この計算には、3つの破壊確率の形 $P(E_k), P(E_k E_i)$, および $P(E_k E_m \cap E_k E_n)$ がある。

破壊確率 $P(E_k)$ の算定法として、最も一般的に対応できるものとして、Rosenblatt変換³⁾がある。Rosenblatt変換を用いれば、限界状態式を構成する確率変数が、非正規変数であったり、確率変数間に相関がある場合にも対応でき、しかも、非線形関数の限界状態式の場合にも、ある程度の精度をもって破壊確率を算定することができる。

また、破壊事象 E_k と E_i の結合確率 $P(E_k E_i)$ の算定法としては、Ditlevsenの限界値⁴⁾が知られている。これは、独立あるいは完全相関の仮定の基に、結合確率の上限值と下限値を求めたものである。さらに、Rosenblatt変換とDitlevsenの限界値を組み合わせることによって、複数の限界状態により構成される破壊事象の破壊確率は、不等式の形で近似される。しかしながら、このようにして求められた破壊確率は、その値が 10^{-2} のオーダーの場合、上・下限値がかなり広がることがあり、構造系の安全性を精度よく評価できない場合がある。この他にも、Angらによって提案されたPNET法⁵⁾などが知られているが、これも計算過程における条件の設定の仕方により、算定される破壊確率は大きく左右されること、確率値のオーダーによっては、危険側の結果をもたらすこと、などの問題点を有しており、その適用範囲が限定されている。

そこで本研究では、式(1)を構造系信頼性評価法の基本式と位置づけ、式の中にある $P(E_k)$, $P(E_k E_i)$ のより簡便な計算法を提示するとともに、より高次の結合事象である $(E_k E_m \cap E_k E_n)$ を計算に取り入れる手法を提案する。これにより既往の研究においてみられた数々の問題点を解決し、破壊確率の大きさや、その確率的な条件に左右されず、安定して破壊確率を算定できる手法を構築する。以下にこれらの具体的な計算法を示す。

(2) $P(E_k)$ の計算法

解析対象の構造系を考慮し、①耐力を表す確率変数の分布は正規分布、もしくは対数正規分布とする。②耐力と外力を表す確率変数間には相関が存在しない。および③外力を表す確率変数間にも相関が存在しない、との仮定を設けた。

これらの仮定のもとでは、破壊事象 E_k を表す限界状態式 $g_k(X)$ が、式(2)で表されていたとき、Rosenblatt変換によって求められる独立な正規変量の空間での確率変数を求めるフローは以下のように簡略化できる⁶⁾。

$$g_k(X) = g_k(x_1, x_2, \dots, x_j, x_{j+1}, \dots, x_n) \quad (2)$$

ここに、

x_1, x_2, \dots, x_j : 耐力 (R) に関する確率変数

x_{j+1}, \dots, x_n : 外力 (S) に関する確率変数

- 1) 破壊空間において、原点から破壊点までの最短距離を与える設計点 $x_0^* = x_0$ を各確率変数の平均値と仮定する。
- 2) Rosenblatt変換を行い、仮定した設計点に対する独立な正規変量空間での設計点 u_0 を求める。その手法は以下の通り。

仮定①より、 $R = (x_1, x_2, \dots, x_j)$ に属する確率変数に対しては、

$$u_i = \left(y_i - \sum_{l=1}^i \alpha_{il} U_{l-1} \right) / \alpha_{ii} \quad (3)$$

ここに、

y_i : x_i が正規変数の場合には、

$$y_i = \frac{x_i - \mu_i}{\sigma_i}$$

x_i が対数正規変数の場合には、

$$y_i = \frac{x_i - \lambda_i}{\zeta_i}$$

α : $\alpha_{11} = 1.0$

$$\alpha_{i1} = \rho_{y, y_1}$$

$$\alpha_{ij} = \left(\rho_{y, y_j} - \sum_{l=1}^{j-1} \alpha_{il} \alpha_{jl} \right) / \alpha_{jj} ; 1 < j < i$$

$$\alpha_{ii} = \sqrt{1 - \sum_{l=1}^{i-1} \alpha_{il}^2}$$

ここに、

- μ_i, σ_i : 確率変数 x_i の平均値と標準偏差
- λ_i, ζ_i : 確率変数 $\ln x_i$ の平均値と標準偏差
- ρ_{y_i, y_j} : y_i と y_j の相関係数で、 x_i と x_j の相関係数で近似できる

一方、仮定③より、 $S = (x_{j+1}, \dots, x_n)$ に属する確率変数に対しては、

$$u_i = \Phi^{-1}[F_i(x_i)] \quad (i = j+1, \dots, n) \quad (4)$$

ここに、

- $F_i(x_i)$: 確率変数 x_i の累積分布関数
- Φ : 標準正規分布関数の累積分布関数

3) ヤコビアン行列の x_0 における値を定める。

$$J = \frac{\partial(u_1, u_2, \dots, u_n)}{\partial(x_1, x_2, \dots, x_n)} \quad (5)$$

特に、 $R = (x_1, x_2, \dots, x_j)$ に属する確率変数が正規変数である場合には、

$$J = \begin{pmatrix} J_R & 0 \\ 0 & J_S \end{pmatrix} \quad (6)$$

ここに、

J_R : $R = (x_1, x_2, \dots, x_j)$ に対して、

$$J_R = \begin{pmatrix} 1/(\sigma_1 \alpha_{11}) & & 0 \\ \varepsilon_{21}/\sigma_1 & & \\ \vdots & \vdots & \\ \varepsilon_{j1}/\sigma_1 & \varepsilon_{j2}/\sigma_2 & 1/(\sigma_j \alpha_{jj}) \end{pmatrix}$$

J_S : $S = (x_{j+1}, \dots, x_n)$ に対して、

$J_S =$

$$\begin{pmatrix} \frac{1}{\phi(u_{j+1})} \frac{\partial[F_{j+1}(x_{j+1})]}{\partial x_{j+1}} & & 0 \\ & \ddots & \\ 0 & & \frac{1}{\phi(u_n)} \frac{\partial[F_n(x_n)]}{\partial x_n} \end{pmatrix}$$

さらに、

$$\varepsilon_{ij} = \sum_{l=1}^{i-j} (-\alpha_{il} \varepsilon_{lj}) \quad (i > j)$$

ϕ : 標準正規分布の確率密度関数

また、 $R = (x_1, x_2, \dots, x_j)$ に属する確率変数が対数正規変数である場合には、標準偏差 σ_i を ζx_i とすればよい。

- 4) 設計点 u_0 における限界状態式と勾配ベクトルの積を求める。ここに、勾配ベクトルとは正規変量空間で破壊の可能性の最も大きい点における接平面の方向ベクトルである。
- 5) 新たな設計点 u^* を求める。元の変数の空間におい

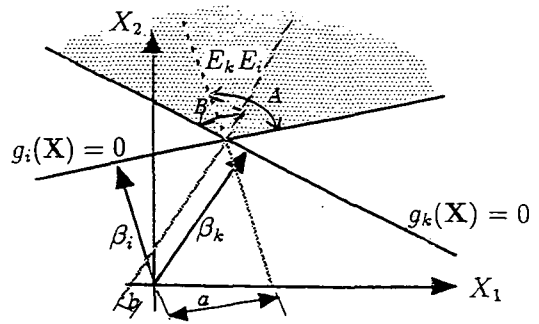


図-1 Ditlevsen の限界値 (正相関の場合)

て、設計点 x^* は 1 次近似で、次式より求まる。

$$x^* \cong x_0 + J^{-1}(u^* - u_0)u^* \quad (7)$$

- 6) $P(E_k) = \Phi(-\beta) = (u^* u^*)^{1/2}$ を計算する。
- 7) 上記の x^* を新たな設計点として用い、設計点 x^* が収束するまで以上の 2) ~ 6) を繰り返す。

(3) $P(E_k E_i)$ の計算法

Ditlevsen の限界値に対し、図-1 に示した領域 A、B の重複している部分の面積が $P(E_k E_i)$ に比例するものと仮定した⁷⁾。破壊事象 E_k と E_i を表す限界状態式をそれぞれ $g_k = 0$ および $g_i = 0$ としたとき、図-1 の 2 つの限界状態式の超曲面のなす角の方向余弦は、2 つの事象間の相関係数 ρ_{ki} に等しいことから、近似式として次式が得られる。

$$P(E_k E_i) = \left(1 - \frac{\cos^{-1} \rho_{ki}}{\pi}\right) (P(A) + P(B)) \quad (8)$$

ここに、

$$\begin{aligned} P(A) &= \Phi(-\beta_i) \Phi(-a) \\ &= \Phi(-\beta_i) \Phi\left(-\frac{\beta_k - \rho_{ki} \beta_i}{\sqrt{1 - \rho_{ki}}}\right) \end{aligned} \quad (9)$$

$$\begin{aligned} P(B) &= \Phi(-\beta_k) \Phi(-b) \\ &= \Phi(-\beta_k) \Phi\left(-\frac{\beta_i - \rho_{ki} \beta_k}{\sqrt{1 - \rho_{ki}}}\right) \end{aligned} \quad (10)$$

ここで、相関係数 ρ_{ki} は、

$$\rho_{ki} = \frac{\text{Cov}(y_k, y_i)}{\sigma_{g_k} \sigma_{g_i}} \quad (11)$$

で、与えられる。なお、限界状態式が非線形の場合は、式 (11) において各限界状態式を設計点で Taylor 展開した 1 次近似を用いることにした。

(4) $P(E_k E_m \cap E_k E_n)$ の計算法

$P(E_k E_m \cap E_k E_n)$ は、2 次の結合事象のように、幾何学的に近似することができないので、各破壊事象間の相関を用いて近似した。まず、事象間の相関を表すパラ

メータ Ω を次のように定義する.

$$\Omega = \frac{P(E_k E_m \cap E_k E_n)}{\min(P(E_k E_m), P(E_k E_n))} \quad (12)$$

$\Omega = 1.0$ の時, 事象 $E_k E_m$ と $E_k E_n$ は完全従属の関係にあり, $\Omega = \max(P(E_k E_m), P(E_k E_n))$ の時, 事象 $E_k E_m$ と $E_k E_n$ は独立の関係にある. これより, Ω の範囲は, 次のようになる.

$$\max(P(E_k E_m), P(E_k E_n)) \leq \Omega \leq 1.0 \quad (13)$$

しかし, 事象 $E_k E_m$ と $E_k E_n$ の相関を直接得ることはできない. そこで, 破壊事象 E_k と E_m , E_k と E_n , E_m と E_n のそれぞれの相関係数から次式で近似した.

$$\Omega = (\min(\rho_{km}, \rho_{kn}, \rho_{mn})) \times \left(\sum_{all} \rho - \min(\rho_{km}, \rho_{kn}, \rho_{mn}) \right) \quad (14)$$

ここに,

$$\sum_{all} \rho = \rho_{km} + \rho_{kn} + \rho_{mn}$$

式(14)は, 最も相関の弱い事象間が, 他の2つの相関の程度に占める割合を表現したものである.

以上, (2), (3), および(4)で示した計算法を式(1)に適用することにより, 複数の限界状態を同時に考慮した構造系の信頼性を解析的に評価できる.

(5) 本提案式と既往の研究成果との比較

メカニズムの形成を崩壊と考えると, ラーメン構造物は多くの限界状態式をもつ. しかも, そのうちの幾つかは同程度で生じる可能性があり, 破壊確率の算定にあたっては, 各限界状態式間の相関を適切に考慮しなければならない. そこで, 2つのラーメン構造物に対し, 既往の研究成果および本提案式により破壊確率を算定し, 比較することで, 提案した算定法の精度, 簡便性あるいは有効性について検討した. なお, 以下の例題では, 全ての確率変数は正規分布に従うものとした. また, 各確率変数間の相関は無視し, あくまでも各破壊事象間の相関のみに着目した解析を行った.

a) 例題1 (Ditlevsen⁸⁾より引用)

図-2に示す1層ラーメン構造を例題として取り上げた. メカニズムの形成に対する限界状態式として次の3式を考えた.

$$g_1 = M_1 + 2M_3 + 2M_4 + M_5 - Fa - Gb$$

$$g_2 = M_2 + 2M_3 + M_4 - Gb$$

$$g_3 = M_1 + M_2 + M_4 + M_5 - Fa$$

ここに,

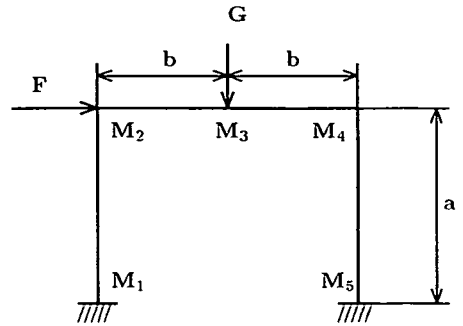


図-2 数値計算例-その1⁸⁾

a, b : 一定値で $a=b=2$ と仮定

F, G : 外力を表す確率変数である.

平均値は $\mu_F = \mu_G = 1.0$ と仮定,

標準偏差は $\sigma_F = \sigma_G = 0.5$ と仮定

M_i : 耐力(全塑性モーメント)を表す確率変数で, 全て平均値は $\mu_M = 1.0$, 標準偏差は $\sigma_M = 0.5$ と仮定

本提案式および既往の研究に基づく破壊確率 $P(E)$ の計算結果は以下のとおりである.

- ・ 単モード限界 $0.173 \leq P(E) \leq 0.316$
- ・ Ditlevsen の限界値 $0.173 \leq P(E) \leq 0.264$
- ・ PNET 法 $P(E) = 0.258$
- ・ Monte Carlo 法 $P(E) = 0.230$
(サンプル数 $n=50,000$)
- ・ 本研究の提案式 $P(E) = 0.230$

b) 例題2 (Salahuddin⁹⁾より引用)

図-3に示す2層2径間ラーメン構造を例題として取り上げた. メカニズムの形成に対する限界状態式として次の8式を考えた.

$$g_1 = 5M_1 + 3M_2 + 3M_3 + 2M_4 - 10(F_1 + F_2) - 48P$$

$$g_2 = 6M_1 - 36P$$

$$g_3 = 5M_1 + 4M_2 + 2M_3 + 2M_4 + M_5$$

$$-10(F_1 + F_2 + F_3) - 48P$$

$$g_4 = 5M_1 + 3M_2 + M_3 - 10F_1 - 36P$$

$$g_5 = 2M_3 + 2M_4 - 10F_2$$

$$g_6 = M_1 + 3M_5 - 10F_3$$

$$g_7 = 5M_1 + 2M_2 + M_3 + 4M_4 - 10(F_1 + F_2) - 48P$$

$$g_8 = 4M_2 - 10F_2$$

ここに,

表-1 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 β	0	1.28	2.33	3.72	4.75

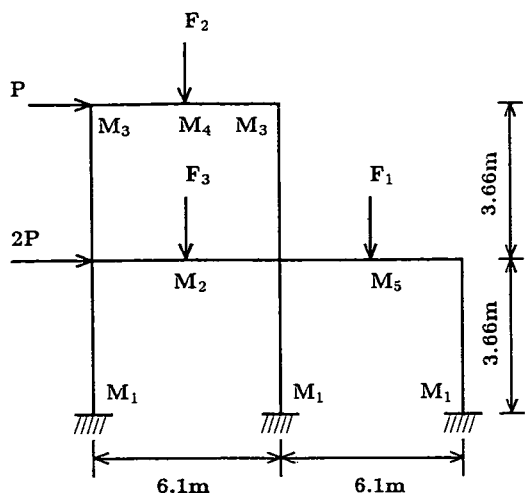


図-3 数値計算例-その2⁹⁾

F_i, P : 外力を表す確率変数で、平均値はそれぞれ
 $\mu_{F1} = 38, \mu_{F2} = 20, \mu_{F3} = 26,$
 $\mu_P = 7$ であり、変動係数は全ての確率変数
 に対して25%と仮定

M_i : 耐力(全塑性モーメント)を表す確率変数。
 平均値はそれぞれ $\mu_{M1} = \mu_{M2} = 70,$
 $\mu_{M3} = 150, \mu_{M4} = 90, \mu_{M5} = 120$
 であり、変動係数は全ての確率変数に対し
 て15%と仮定

計算結果は以下のとおりである。

- ・単モード限界 $0.0319 \leq P(E) \leq 0.168$
- ・Ditlevsenの限界値 $0.0319 \leq P(E) \leq 0.132$
- ・PNET法 $P(E) = 0.082$
- ・Monte Carlo法 $P(E) = 0.104$
(サンプル数 $n=50,000$)
- ・本研究の提案式 $P(E) = 0.110$

これら数値計算例をとおして、本研究で提案した手法(以下、構造系信頼性評価法と略)は、その計算過程において、数値積分などを一切用いておらず、使い易さも既往の評価法と同程度であり、Monte Carlo法による結果とよく一致することが確認できた。

なお、以下においては、この構造系信頼性評価法によって算定された破壊確率を式(15)によって、安全性指標 β に変換した。

$$\beta \cong \Phi^{-1}(P(E)) \quad (15)$$

式(15)は、破壊事象を表す限界状態式が線形で、かつ確率変数が全て正規分布に従う場合には、完全な対応

関係を与えてくれるものである。この場合の破壊確率と安全性指標の対応関係を表-1に示した。さらにこの条件を満足しない場合でも、精度よく算定された破壊確率からの変換であるならば、式(15)はかなりの精度でよく合致する。しかも、直接設計に影響を与えるのは、破壊確率の大きさの相違ではなく、安全性指標のそれが設計により反映されることが指摘されており¹⁰⁾、本研究では、以降のRC橋脚の安全性評価において安全性指標を用いる。

以下において、構造系信頼性評価法に基づき、独立柱形式のRC橋脚の耐震安全性を検討する。3.において解析の概要を、4.において解析結果および考察を述べる。

3. RC橋脚の耐震安全性解析の概要

(1) 概説

先に提案した構造系信頼性評価法を用いてRC橋脚の安全性評価を行う際には、限界状態式の設定が必要である。限界状態式は、一般に「耐力項」-「外力項」で設定される。本研究では、RC橋脚の終局限界状態の照査項目として、耐力および変形能を取り上げた。したがって、耐力項は、曲げ耐力、せん断耐力、および変形能が相当し、外力項は、地震により発生する作用慣性力あるいは応答変位が相当する。以下において、これら耐力および変形能の算定法と外力項である慣性力や応答変位を算定する時刻歴地震応答解析法について説明する。

なお、時刻歴地震応答解析を用いる場合には、解析に先立って耐荷力が評価されているので、確定的な立場に立てば、変形能に対してのみ照査すれば設計上問題はない。しかし、信頼性設計では耐力や変形能の限界までの余裕を破壊確率に置き換え、その値の大小により安全性の検討を行うものであるから、単に想定した耐力や、変形能が応答値を上回っているか否かの照査を行う従来の設計法とは根本的に異なるものである。

(2) 地震応答解析モデル

本研究では、解析対象系を図-4のようにモデル化し、動的解析を行った。橋脚と上部構造については1質点系でモデル化し、橋脚躯体の非線形履歴特性を考慮した。非線形モデルとしては、Degrading Tri-Linearモデルを用いた。質点モデルにおける橋脚躯体の質量は、その

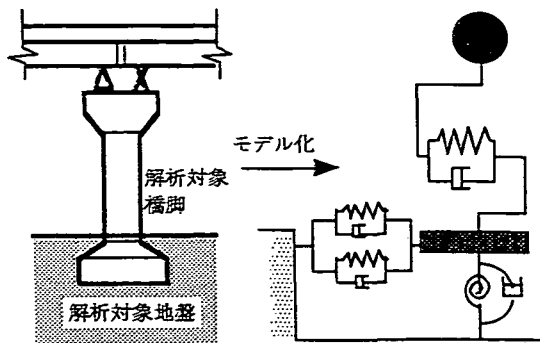


図-4 解析対象構造系の数値解析モデル

1/3 を 1 径間の質量に加算し、残りは基礎の質量に加算した。また、減衰定数は 0.02 とした。構造物と地盤の動的相互作用は土木学会動的相互作用小委員会の提案¹¹⁾を基に考慮し、原田らの地盤バネの非線形バイリニア復元力モデル¹²⁾を用いて基礎周辺地盤の非線形性を考慮した。

地震応答計算は Newmark の β 法 ($\beta = 1/6$) に基づく増分法を用いた。そして、この動的解析を実施し、限界状態式の中の外力項である作用慣性力および応答変位を算定した。地震波の入力方向は、原則として耐震性の低い橋軸方向に対して行った。

(3) 解析対象 RC 橋脚および地盤

本研究のような信頼性評価を行う場合の対象橋脚は、同一の設計基準で設計された橋脚を選択することが好ましい。そこで、本研究では 1 質点系に置き換えることが可能な橋脚として、兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様¹³⁾で示されている単柱 RC 橋脚の 3 つの設計例 (耐力比 1.18 の橋脚 A、耐力比 1.32 の橋脚 B、および耐力比 1.84 の橋脚 C) を引用した。表-2 (a) ~ (c) に各橋脚の断面諸元等を示し、表-3(a) ~ (b) に使用したコンクリートおよび鉄筋の材料特性を示した。また、解析対象地盤は、東北新幹線地質図¹⁴⁾から式 (16) で算出される地盤の特性値 T_G が偏らないようにし、表-4 の耐震設計上の地盤種別¹⁵⁾により、I 種、II 種、III 種地盤からそれぞれ 4 種類を選定した。なお、表-5 にその選定地盤モデルの特性値などを示した。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{s,i}} \quad (16)$$

ここに、

- H_i : i 番目の地層の厚さ (m)
- $V_{s,i}$: i 番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)
- n : 地表面から基礎面までの地層の全層数

表-2 解析対象橋脚

(a) 橋脚 A (耐力比 1.18)

橋脚条件	橋脚	φ4.0m, 高さ 9.8m
	基礎	杭基礎
橋脚	断面	φ = 4.0m
	軸方向鉄筋	D51 - 72 本
	帯鉄筋	D25ctc150mm
基礎	フーチング断面	9.5m × 13.25m
	杭	φ = 1.5m, 10 本

(b) 橋脚 B (耐力比 1.32)

橋脚条件	橋脚	φ4.0m, 高さ 8.5m
	基礎	杭基礎
橋脚	断面	φ = 4.0m
	軸方向鉄筋	D38 - 78 本
	帯鉄筋	D22ctc125mm
基礎	フーチング断面	9.5m × 11.0m
	杭	φ = 1.5m, 12 本

(c) 橋脚 C (耐力比 1.84)

橋脚条件	橋脚	3.0m × 3.5m, 高さ 10.5m
	基礎	杭基礎
橋脚	断面	3.2m × 3.7m
	軸方向鉄筋	D32 - 23 本
	帯鉄筋	D25ctc150mm
基礎	フーチング断面	9.5m × 12.0m
	杭	φ = 1.5m, 9 本

なお、せん断弾性波速度などの地盤の物性値については、本来ならば機械ボーリング孔を利用した密度検層等によって求めることができるが、先の地質図には、それら地盤の物性値が明らかになっていないため、N 値等から推定した¹⁶⁾。なお、地盤の特性値 T_G とは、微小ひずみ振幅領域における表層地盤の基本固有周期を表しているものである。

(4) 入力地震波

本研究では、入力地震波として、宮城県沖地震で観測された開北橋での地震波 (岩盤上で観測, 最大加速度 293gal) を用いた。そして、地震波を解析対象地盤の基礎に入力し、重複反射理論を用いて基礎底面での波を推定した。なお、本研究では全ての地盤に対して、同一の既製杭基礎としてモデル化しているため、有効入力動の

表-3 材料特性
(a) コンクリート材料特性

圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	最大圧縮応力時 ひずみ	終局ひずみ
240	32	0.002	0.0035

(b) 鉄筋材料特性

降伏強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	降伏 ひずみ	ひずみ硬化 開始時ひずみ	終局 ひずみ
3500	5000	0.002	0.02	0.1

表-4 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 (s)
I種	$T_G < 0.20$
II種	$0.20 \leq T_G < 0.6$
III種	$0.6 \leq T_G$

表-5 地盤モデル一覧

地盤モデル No.	地盤種別	地盤の 特性値 (s)	加重平均 N 値
I-1	I種地盤	0.084	34.96
I-2	I種地盤	0.122	29.14
I-3	I種地盤	0.146	13.42
I-4	I種地盤	0.190	15.02
II-1	II種地盤	0.246	9.67
II-2	II種地盤	0.378	6.63
II-3	II種地盤	0.474	18.83
II-4	II種地盤	0.541	6.99
III-1	III種地盤	0.606	2.46
III-2	III種地盤	0.710	4.87
III-3	III種地盤	0.817	7.10
III-4	III種地盤	0.888	6.36

低減を考慮することができない。したがって、この基礎底面での地震波を、そのまま動的応答を解析する際の地震波とした。また、重複反射理論を実施する際の地盤の非線形モデルとしては、北澤ら¹⁷⁾が設定したモデルを用いた。これは、幾つかの研究例を参照して得られた地盤の非線形性についての平均的なものである。

(5) RC 橋脚の耐力および変形能

耐力項である曲げ耐力は、コンクリートの圧縮縁ひずみが終局ひずみ ϵ_{cu} (= 0.0035) に達した時の耐力とし、静的弾塑性解析により算定した。また、せん断耐力の算

定は次式によった¹⁸⁾。

・帯鉄筋以外が受け持つせん断耐力

$1.5 \leq a/d \leq 2.5$ の時

$$V_c = 3.58 \cdot (a/d)^{-1.166} \cdot f'_c{}^{1/3} \cdot \beta_p \cdot \beta_d \cdot \beta_n \cdot b \cdot d \quad (17)$$

$2.5 < a/d$ の時

$$V_c = 0.94 \cdot (0.75 + 1.4d/a) \cdot f'_c{}^{1/3} \cdot \beta_p \cdot \beta_d \cdot \beta_n \cdot b \cdot d \quad (18)$$

・帯鉄筋が受け持つせん断耐力

$$V_s = A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta) / 1.15s \quad (19)$$

ここに、

$$\beta_p = \sqrt{100\rho_l}, \quad \beta_d = \sqrt{100/d}$$

$$\beta_n = 1 + 2M_0/M_u$$

f'_c : コンクリート圧縮強度 (kgf/cm²)

ρ_l : 引張鉄筋比

M_u : 終局曲げモーメント

M_0 : 部材断面に引張応力が生じる限界曲げモーメント

A_w : 区間 s における一組の帯鉄筋の断面積 (cm²)

σ_{sy} : 帯鉄筋の降伏点強度 (kgf/cm²)

θ : 帯鉄筋が部材軸となす角度

a : せん断スパン (cm)

b : 断面幅 (cm)

d : 有効高さ (cm)

s : 帯鉄筋間隔 (cm)

RC 構造物の塑性変形あるいは変形能力に着目した研究は、現在まで数多く行われ、正負繰り返し荷重下で変形能(靱性率)を評価する手法についても幾つか提案されている。本研究では、これら過去に行われた実験結果を幅広く収集・整理して得られた次式に示す土木学会阪神大震災調査研究特別委員会 WG 報告の靱性率評価式を採用した²⁾。

$$\mu = \frac{N}{N_B} + \left(1 - \frac{N}{N_B}\right) \left\{ 12 \left(\frac{0.5V_c + V_s}{M_u/a} \right) - 3 \right\} \quad (20)$$

ここに、

N : 軸圧縮力

N_B : 鈎合破壊時の軸圧縮力 (定義は、「鉄筋に作用している引張力の合力位置の鉄筋が降伏強度に達すると同時に、コンクリートの縁圧縮ひずみとその終局ひずみになるような軸力」)

M_u : 曲げ耐力

V_c : 式 (17) あるいは式 (18) により算定される帯鉄筋以外によるせん断耐力

V_s : 式 (19) により算定される帯鉄筋によるせん断耐力

a : せん断スパン

(6) 限界状態式の設定

前述した耐力項および外力項を基に、曲げ耐力とせん断耐力に対する安全性の照査に用いる限界状態式をそれぞれ式(21)および式(22)のように設定した。なお、曲げ耐力に関する限界状態式では、変位によって生じる2次モーメントも考慮した。また、変形能に関する限界状態式は式(23)のように設定した。

$$g_1 = \alpha_1 M_u - (P_{\max} \cdot a + N \cdot \delta_{\max}) \quad (21)$$

$$g_2 = \alpha_2 (V_c + V_s) - P_{\max} \quad (22)$$

$$g_3 = \alpha_3 \left[\frac{N}{N_B} + \left(1 - \frac{N}{N_B} \right) \left\{ 12 \left(\frac{0.5V_c + V_s}{M_u/a} \right) - 3 \right\} \right] - \frac{\delta_{\max}}{\delta_y} \quad (23)$$

ここに、

P_{\max}, δ_{\max} : 動的解析より得られる作用慣性力および応答変位の最大値

α_1, α_2 : 耐力算定式のもつばらつきを考慮する補正係数

α_3 : 靱性率算定式のもつばらつきを考慮する補正係数

上記した限界状態式の中で用いられる各耐力や外力は、様々な不確定要因を含んでいるため、 $\alpha_i (i = 1 \sim 3)$ を導入し、その影響を考慮しようとした。なお、 α_i も確率変数とみなされることとなる。RC橋脚の破壊確率を算定する際には、これら確率変数の分布形やそのばらつきの程度の評価が極めて重要となる。

4.においては、まずこれら不確定要因の評価を行い、そして式(21)～(23)に示した限界状態式を用いてRC橋脚の耐震安全性評価を行う。

4. 構造系信頼性評価法によるRC橋脚の耐震安全性評価

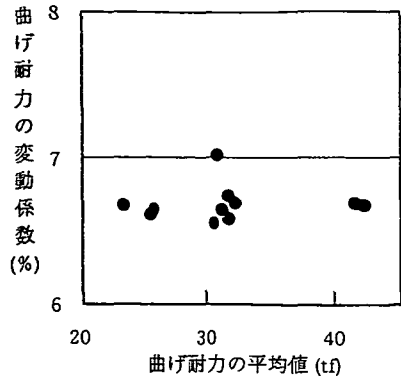
(1) 耐力に及ぼす不確定要因の影響

安全性評価を行うにあたり、まず限界状態式を構成する各確率変数の変動係数や分布形の設定を行う必要がある。ここでは、耐力に含まれる材料強度の不確定要因の評価と構造解析のモデル化や耐力式に含まれる不確定要因の評価について述べる。

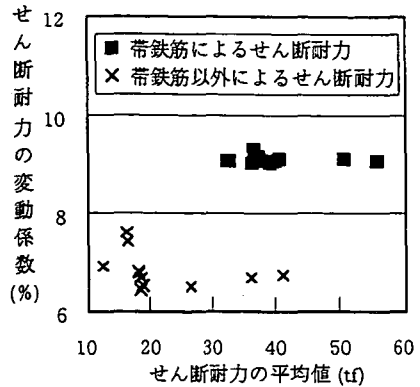
a) 耐力に及ぼす材料強度の不確かさの影響

材料強度の不確定要因として、コンクリート圧縮強度および鉄筋降伏強度を取り上げた。不確定要因の大きさを表す変動係数の上限値として、実態調査を基に、各規格降伏点に対して、コンクリートの圧縮強度では20%、鉄筋降伏強度では7%と想定した。なお、これら材料強度は正規分布に従うものとした。

まず、曲げ耐力に及ぼす材料強度のばらつきの影響を評価した。曲げ耐力は、前述したようにコンクリート



(a) 曲げ耐力への影響



(b) せん断耐力への影響

図-5 材料強度のばらつきが耐力へ及ぼす影響

の圧縮縁ひずみがその終局ひずみに達した時として算定したため、耐力算定は陽な形で定式化されたものでない。したがって、材料強度による不確定要因の評価は、Monte Carlo法を用いることとした。以下にその計算フローを示す。

- 1) 供試体の選定
- 2) シミュレーション回数および材料強度の変動係数の設定
- 3) 設定した確率分布およびその特性値に従う材料強度の算定
- 4) 曲げ耐力の算定
- 5) シミュレーション回数を満足するまで、以上の3)～4)を繰り返す
- 6) 得られた曲げ耐力の集合から平均値、変動係数を算定する

実橋脚を想定してつくられた実験供試体をランダムにいくつか選択し、このフローに従い解析した結果を図-5(a)に示した。図中の横軸は、選定した供試体の曲げ耐力(せん断耐力に換算)の平均値である。供試体毎に変動

表-6 各確率変数の分布形およびそのパラメータ

限界状態式 での記号	確率分布形	確率分布のパラメータ	
		平均値	変動係数 (%)
α_1	正規分布	1.0	10
α_2	正規分布	1.0	20
α_3	正規分布	1.0	40
N	正規分布	設計値	5
δ_y	正規分布	算定値	10
P_{max}	正規分布	応答結果	30
δ_{max}	正規分布	応答結果	30

係数の大きさは異なるものの図-5 (a) から、本研究では仮定された材料強度の不確定性に対し曲げ耐力の有するばらつきは、全て8%以下となった。これにより、RC橋脚の信頼性解析を行う際には、曲げ耐力は、算定された値を平均値とし、変動係数8%を有する確率変数として扱うこととした。

次にせん断耐力に含まれる材料強度のばらつきの影響を評価した。この場合、耐力算定式が式(17)～(19)のように定式化されていることから、次式によって各変動係数 δ を算定した。なお、帯鉄筋以外が受け持つせん断耐力算定式には曲げモーメントに関するパラメータが用いられているが、これについては先のMonte Carlo法から得られた結果から確率変数とみなして解析した。

$$\delta = \frac{\sigma_V}{\mu_V} = \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^j \left[\left(\frac{\partial V}{\partial X_i} \right) \Big|_{\bar{X}_i} \right]^2 \cdot \sigma_{X_i}^2}}{V(\bar{X}_1, \dots, \bar{X}_j) + \sum_{i=1}^j \left(\frac{\partial V}{\partial X_i} \right) \Big|_{\bar{X}_i} (X_i - \bar{X}_i)} \quad (24)$$

ここに、

X_i : 材料強度および曲げモーメントに関する各確率変数

σ_{X_i} : 各確率変数の標準偏差

$V(\cdot)$: 各せん断耐力算定式

各せん断耐力算定式から変動係数を解析した結果を図-5 (b) に示した。図-5 (b) から、算定したせん断耐力を平均値として、帯鉄筋以外が受け持つせん断耐力は変動係数8%、帯鉄筋が受け持つせん断耐力は変動係数10%を有する確率変数として扱うこととした。

b) 耐力に及ぼす算定式および構造解析のもつ不確定さの影響

帯鉄筋以外が受け持つせん断耐力算定式や変形能評価式は実験にその根拠をおいている。また、本研究では、静的弾塑性解析より求められた曲げ耐力を繰り返し荷重

を受けるRC部材に対して適用している。このため、算定された耐力値は、材料強度のばらつきの影響の他に、算定式自体のもつ不確定さの影響が含まれる。本研究では、こうした不確定要因の影響を限界状態式の中に示した補正係数 $\alpha_i (i = 1 \sim 3)$ を確率変数として扱うことにより考慮した。

また、地震時作用慣性力や応答変位の最大値にしても、構造モデル化に伴う不確定要因を含むため、これらも当然確率変数として信頼性解析は行わなければならない。しかし、これら材料強度以外の不確定要因については、まだその影響を評価するだけの十分なデータベース化が行われていない。そこで、材料強度の不確定性を表現した変動係数以外のものについては、特に断りがない限り、表-6に仮定した各確率分布およびそのパラメータにより以降のRC橋脚の安全性評価を行った。なお、各確率変数の相関については考慮しなかった。また、ここに示した地震時応答の結果である作用慣性力や応答変位の最大値の変動係数は、あくまでもモデル化に伴う不確定性のみを表現したものである。つまり本研究では地震危険度解析のようなものは行っていないため、耐用期間中に発生すると思われる地震規模などを考慮した値ではない。従って本研究で示される結果は、選択した地震波が解析対象RC橋脚に作用したときの、いわゆる条件付きのものであることを断っておく。

(2) RC橋脚の耐震安全性評価

図-6に示した安全性検討フローに従い、RC橋脚の地震時における安全性評価を行った。なお、本研究では入力地震波の最大加速度については、基礎面でのそれが等しくなるように地震波を拡大・縮小して解析を行った。これは、解析対象系として橋脚、基礎および地盤を一体化してモデル化しており、その設計基礎面に同一の地震波が作用したときの安全性評価を行うことを目的としているためである。

a) 解析対象RC橋脚の安全性評価

地盤モデルとして表-5中のNo.I-1を選定し、地震波をその基礎面に最大入力加速度が100galから800galとなるように拡大・縮小して100gal刻みで図-4のモデルに入力した。そのときの最大入力加速度と橋脚A～橋脚Cの安全性指標の関係をそれぞれ図-7 (a)～(c)に示した。図には、曲げ耐力、せん断耐力および変形能に対する安全性の照査からそれぞれ求められた安全性指標および2.で提案された構造系信頼性評価法に基づき算定されたRC橋脚の安全性指標(以下これをRC橋脚の安全性と略)を示した。

図-7 (a)は橋脚Aに対する解析結果である。3つの限界状態に対する安全性指標に比べ、RC橋脚の安全性指標はいずれの最大入力加速度に対してもこれを下回る

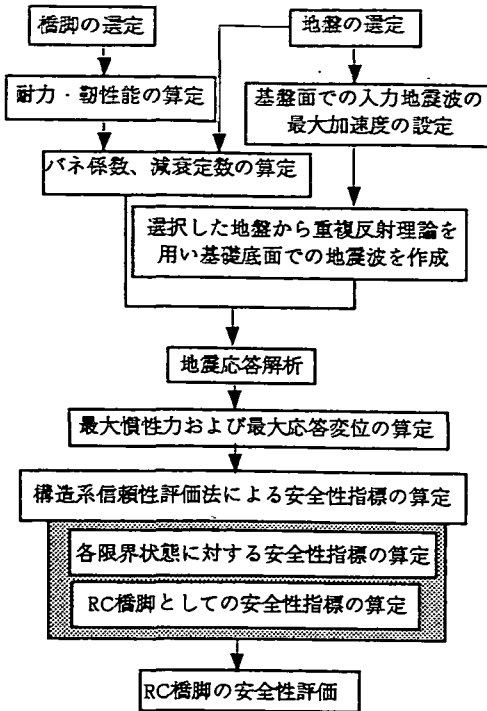


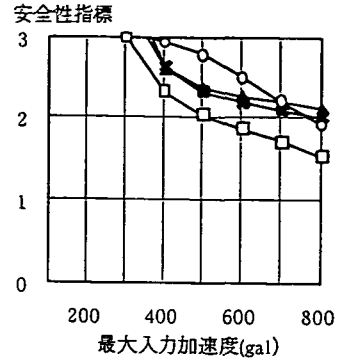
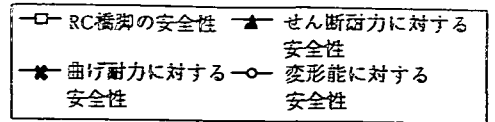
図-6 RC橋脚の安全性検討のフロー

結果となった。つまり橋脚 A の場合には支配的な限界状態が存在せず、これら 3 つの安全性照査を同時に行うことで RC 橋脚の安全性を正しく把握することができるのである。しかし、図-7 (b) に示した橋脚 B では曲げ耐力に対する安全性と RC 橋脚の安全性を表す安全性指標の差は小さくなり、図-7 (c) に示した橋脚 C では、曲げ耐力に対する安全性指標と RC 橋脚の安全性指標とがほぼ一致しており、この RC 橋脚の安全性は曲げ耐力で支配されていると判断される。このように耐力算定式のもつばらつきの大きさの違いにより、せん断耐力が曲げ耐力を上回る場合においても、せん断耐力に対する安全性照査が RC 橋脚の安全性にとって無視できない場合がある。安全性検証を 1 つの限界状態に対し行えばよいのか、複数の限界状態の相関を適切に考慮し検証する必要があるのかは、構造物の保有する耐力比に依存するとと思われる。

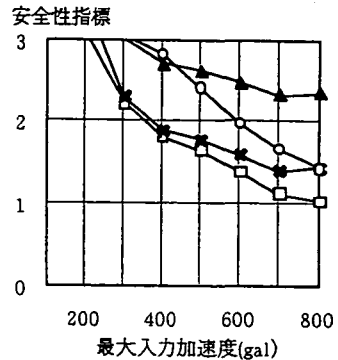
b) 耐力比が RC 橋脚の安全性に及ぼす影響

ここでは RC 橋脚の軸方向鉄筋量や帯鉄筋量を変化させることにより、耐力比が RC 橋脚の安全性に及ぼす影響について検討する。

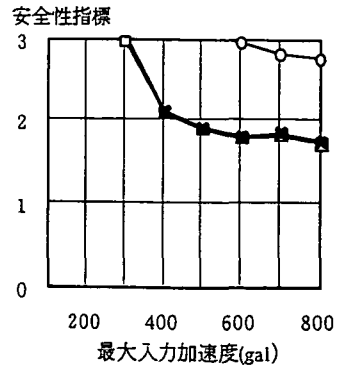
まず引用した設計例に示されている主鉄筋量に対して、帯鉄筋量一定のもとで軸方向鉄筋量を 20% ずつ上



(a) 橋脚 A



(b) 橋脚 B



(c) 橋脚 C

図-7 最大入力加速度と安全性指標の関係

昇させ曲げ耐力を大きくし、耐力比を小さくした RC 橋脚を準備した。次に軸方向鉄筋量一定のもとで帯鉄筋量を 25% ずつ上昇させ、せん断耐力を大きくし、耐力比を大きくした RC 橋脚を準備した。そして、地盤モデルとして表-5中の No.I-1 を選定し、地震波をその基礎面

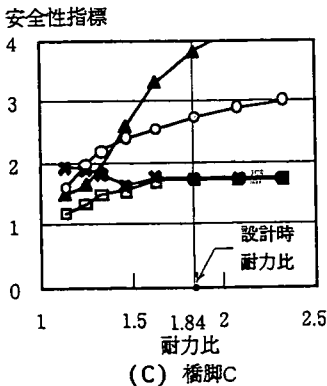
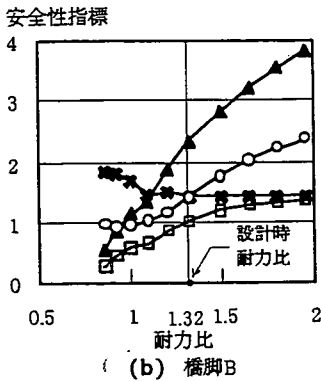
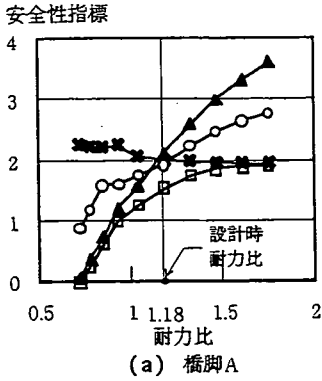
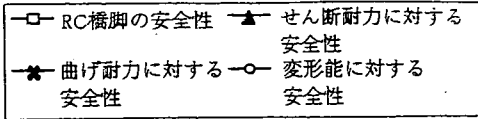


図-8 耐力比と安全性指標の関係

に800galに拡大して入力したときの耐力比とRC橋脚の安全性指標の関係を検討した。橋脚A～橋脚Cに対して解析した結果を図-8(a)～(c)に示す。

図-8(a)および(b)から橋脚Aおよび橋脚Bにおいては、曲げ耐力一定のもとでせん断耐力を上昇させて

耐力比を上げていくと(図-8(a)では、耐力比1.18以上、(b)では1.32以上の範囲)、橋脚としての安全性を表す安全性指標の値も上昇していく。しかし、耐力比がおおよそ1.7以上では、橋脚の安全性は曲げ耐力に対するそれに収束し、これ以上のせん断耐力の増加は、単に過剰な耐力を与えるにすぎないことが解析結果から判断できる。また、曲げ耐力を増加させ耐力比を下げっていくと(図-8(a)では、耐力比1.18以下、(b)では1.32以下の範囲)、地震時の作用せん断力の増加および耐力比の減少による橋脚保有靱性能の低下のため、RC橋脚の安全性指標は一様に低下していく。

橋脚Cでは鉄筋量を変化させる前の段階での耐力比が1.84と大きいため、曲げ耐力一定のもとでせん断耐力を上げてもららRC橋脚の安全性には影響を与えない(図-8(c)の耐力比1.84以上の範囲)。そこで、耐力比を小さくするために曲げ耐力を上昇させると、橋脚Aおよび橋脚Bと同様に、橋脚の安全性はおおよそ耐力比1.7程度を境に低下していく傾向が見られた。

さて以上の解析においては、曲げ耐力を上げることはRC橋脚の安全性を低下させる結果となった。しかし、先の解析結果からもわかるように、ある所定の耐力比を保持しせん断耐力も同時に増加させれば、RC橋脚の安全性を効果的に上げていくことができると予想される。そこで、橋脚Bに着目し、曲げ耐力を高めるため軸方向鉄筋量を設計引用例にある量に対し、1.0倍、1.2倍、1.6倍、および2.0倍とした橋脚を用意した。次に、これら軸方向鉄筋量の異なる橋脚に対し、今度はせん断耐力を上昇させるため帯鉄筋量をそれぞれの軸方向鉄筋量を有する橋脚に対し25%づつ増加させた。そして、地盤モデルとして表-5中のNo.1-1を選定し、地震波をその基盤面に800galに拡大して入力したときの各耐力比をもつRC橋脚と安全性指標の関係を図-9に示した。なお、この図には、構造系信頼性評価法を用いて求めたRC橋脚の安全性を表す安全性指標のみを示した。

図-9から、曲げ耐力を上昇させたとしても、せん断耐力を同時に上昇させるならば、RC橋脚の安全性は高められることが分かる。しかしこの場合も、各鉄筋量の組み合わせにおいて耐力比が1.7程度を境にRC橋脚の安全性はほぼ一定の状態になっていることが分かる。これは、図中には示さなかったが前述した解析結果と同じく、この耐力比付近になるとせん断耐力を上昇させても、曲げ耐力に対する安全性がほぼ一定となるため、RC橋脚の安全性が曲げ耐力に対する安全性照査で支配されることによるためと思われる。したがって、RC橋脚の安全性指標の値は曲げ耐力に対する安全性指標に収束し、耐力比がある値以上ではほぼ一定の値を示すこととなる。結果として、橋脚の安全性を高めるには、耐力比としておおよそ1.7程度の値を保つように鉄筋量を変更

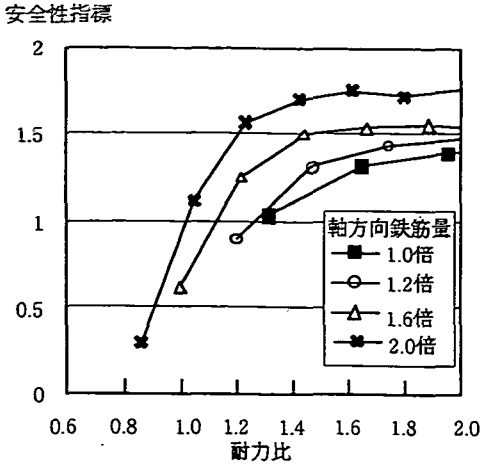


図-9 各主鉄筋量の組合わせによる耐力比と安全性指標との関係

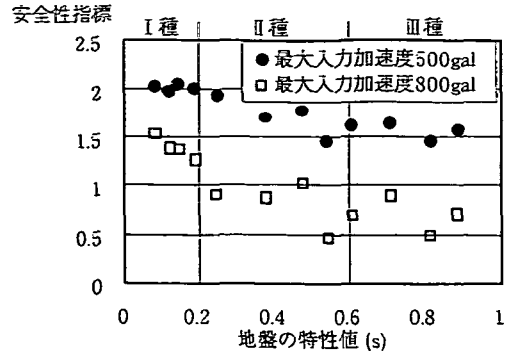
させることが適当であると言える。また、こうした耐力比に関する解析から、耐力比はRC橋脚の耐震性能を表す有用な指標であると思われる。

なお、ここで示した耐力比の値は限界状態の設定の仕方や、表-6に示した各確率変数のパラメータに対して成立するものである。しかし、本研究で強調する点は、この耐力比の値の大小ではなく、地震時におけるRC橋脚の限界状態の照査項目として耐力と変形能の2項目を取り上げ、対象構造物が目標とする安全性を有しているかどうか、起こりうる限界状態は複数存在するのか、また過剰な耐力を与えていないかなどの検討を安全性指標という共通の尺度を有する信頼性評価法を導入し、RC橋脚の安全性を定量的に評価した点である。

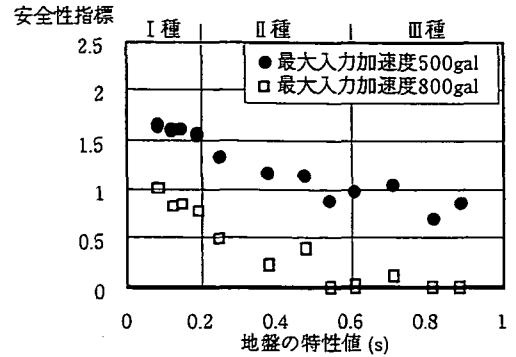
c) 地盤種別がRC橋脚の安全性に及ぼす影響

ここでは、地盤の特性がRC橋脚の安全性に及ぼす影響を把握するため、地盤モデルのみを変化させて解析を行った。橋脚A、B、Cに対して前述した12種類の地盤を組み合わせ、地震波の最大入力加速度を500galおよび800galに拡大し、それぞれの地盤の基盤面に入力した。そして橋脚A～橋脚Cに対して地盤モデル毎に安全性評価を行い、その結果をそれぞれ図-10(a)～(c)に示した。なお、図-10の横軸には地盤の特性値を、縦軸には構造系信頼性評価法によって算定されたRC橋脚の安全性を表す安全性指標をとった。

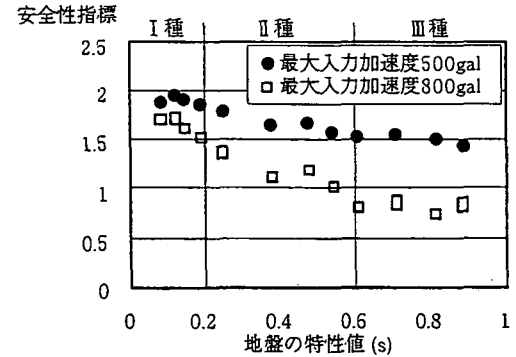
図-10(a)～(c)から、橋脚によらず地盤の特性値の増加に従って橋脚の安全性はおおよそ一様に低下していくことがわかる。したがって、現行の耐震設計で用いられているように、地盤種別を地盤の特性値から区分することは、ある程度妥当であると言える。しかし、いずれ



(a) 橋脚A



(b) 橋脚B



(c) 橋脚C

図-10 地盤の特性値と安全性指標の関係

の橋脚においても、I種地盤ではその地盤の特性値による橋脚の安全性の相違がほとんど見られないのに対し、II種およびIII種地盤では、同じ地盤種別にあっても地盤特性値の値により橋脚の安全性がかなり異なるものになっている。このことは、例えば地盤の特性値の異なる地盤が同じ地盤種別として分類され、同一の構造物が建造されたとしても、地震時に保有する安全性が異なることを意味している。本研究では、本来直接基礎が用いられるような地盤モデルに対しても、抗裂基礎としてモデ

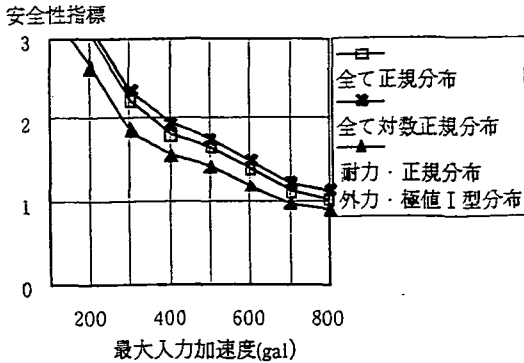


図-11 確率分布形が RC 橋脚の安全性に及ぼす影響

ル化しているため、応答が低く押さえられ I 種地盤では地盤モデルによる差が出にくくなったと予想されるが、いずれにしても異なる地盤に対して構造物の安全性を均一に保つような設計を行うためには、より詳細な地盤区分が求められる。しかも、図-10では、地盤の特性値の増加に対する橋脚の安全性の低下の程度は、その橋脚によって異なっているため、想定する地震波に対して、所定の安全性を確保する設計を行うためには橋脚と地盤を一体化したモデルで安全性を議論する必要があると言える。勿論その際には、本研究で示したような構造系信頼性評価法などを用いて算定される安全性指標の値の大小により、それぞれの設計された構造系がどの程度の安全性を有しているのかを把握することが、地盤の相違などによらない均一な安全性を確保する設計を行う上での最も直接的な方法と言えよう。

d) 確率分布形が RC 橋脚の安全性に及ぼす影響

ここでは、表-6に設定した各確率変数の確率分布形を変更したときの RC 橋脚の安全性評価を行い、その影響を検討した。考慮する確率分布形としては、全ての確率変数を対数正規分布と仮定した場合および外力項、すなわち最大慣性力 P_{max} と最大応答変位 δ_{max} を極値 I 型最大値分布とし、耐力項を表す確率変数については正規分布と仮定した場合とした。解析対象橋脚は橋脚 B とし、地盤モデルとして表-5中の No.I-1 を選定して地震波をその基盤面に最大入力加速度が 100gal から 800gal となるように拡大・縮小し、100gal 刻みで入力した。解析結果を図-11に示した。

図-11から、全ての確率変数を正規分布と仮定した場合と、対数正規分布と仮定した場合とでは、最大入力加速度の増加に伴う安全性指標の推移に関して両者には有為な差が生じていないことが分かる。これは、図には示さなかったが、RC 橋脚の安全性を算定する際の曲げ耐力、せん断耐力、および変形能に対する 3つの限界状態式から算定される安全性指標の各値が、全ての最大入力

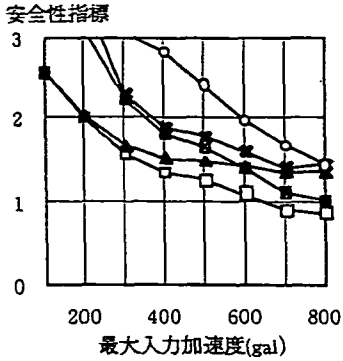
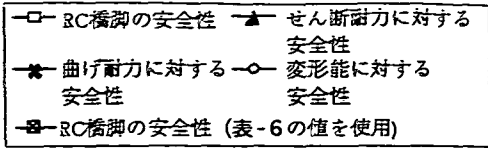
加速度域にわたってほぼ同一の値をとっているためである。従って、本研究で用いた限界状態に関しては、限界状態にある確率変数が正規分布に従うと仮定することと、対数正規分布に従うと仮定することは、RC 橋脚の安全性評価においては、ほとんど同意であると言える。

次に、耐力項は正規分布、外力項は極値 I 型最大値分布とした場合の RC 橋脚の安全性は、正規分布や対数正規分布と仮定した場合に比べ安全性指標が低下しており、それは最大入力加速度が小さいほど顕著になった。最大入力加速度が小さい範囲においては、RC 橋脚の安全性は十分に保たれているので、安全性指標が大きく、言い換えれば破壊確率は小さくおさえられることになる。一般に、破壊確率が小さい範囲においては、分布形の裾の部分の形の影響が大きくなり、破壊確率は設定される分布形に対して非常に敏感になることが指摘されており¹⁹⁾、外力項を極値 I 型最大値分布と仮定した場合がこれに相当したと考えられる。しかし、最大入力加速度が大きい範囲においては、設定した分布形による RC 橋脚の安全性への影響は大きくない。従って、耐震設計で問題となる加速度域を想定する場合には、本研究で用いた各確率変数の確率分布形の相違による安全性評価への影響は小さく、全てを正規分布と仮定した前述までの解析結果は、一般的に適用できるものと考えられる。

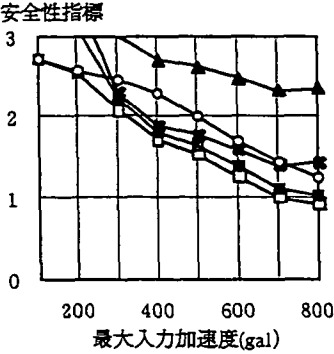
e) モデルおよび外力項の不確かさが RC 橋脚の安全性に及ぼす影響

ここでは、表-6に設定された各確率変数のうち、せん断耐力算定式および靱性率評価式に対する補正係数 α_2 および α_3 、そして最大慣性力 P_{max} および最大応答変位 δ_{max} の各変動係数の値を変化させ、それらによって RC 橋脚の安全性がどのように変わるのかを検討する。なお、曲げ耐力算定に関する補正係数 α_1 については、既に表-6に示した値でその不確かさが評価できているものと判断し、変動係数の変更は行わなかった。また、確率分布としては、全ての確率変数に対して正規分布を仮定した。

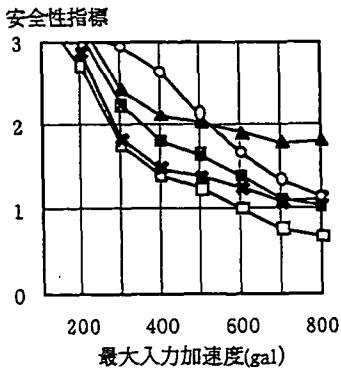
設定した各確率変数と変動係数に対し、最大入力加速度と安全性指標の関係を見るため、地盤モデルとして表-5中の No.I-1 を選定し、地震波をその基盤面に最大入力加速度が 100gal から 800gal となるように拡大・縮小し、100gal 刻みで入力した。また、解析対象橋脚は橋脚 B とした。そして、 α_2 の変動係数を表-6に設定した 20% から 40% に変更したときの最大入力加速度と安全性指標の関係を図-12(a)に示した。同様に、 α_3 の変動係数を設定した 40% から 50% に変更したとき、および最大慣性力と最大応答変位の変動係数をともに設定した 30% から 40% に変更した時の最大入力加速度と安全性指標の関係をそれぞれ図-12(b) および図-12(c) に示した。なお、図-12には各確率変数の変動係数を表-6に



(a) α_2 の変動係数を 40% に設定



(b) α_3 の変動係数を 50% に設定



(c) P_{max}, δ_{max} の変動係数を 40% に設定

図-12 各不確定要因を表す変動係数を変更したときの安全性指標への影響

設定した値としたときの RC 橋脚の安全性指標の値も併せて示している。

図-12(a) から、 α_2 の変動係数の増加により、つまり、算定したせん断耐力がかなりのばらつきを有するも

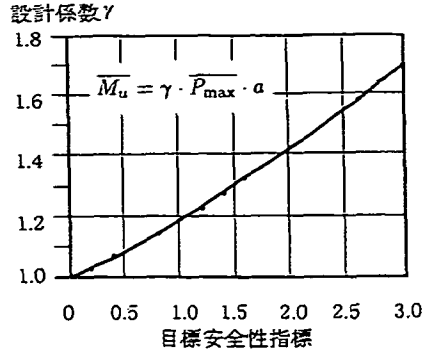


図-13 目標安全性指標を確保する設計係数

のと仮定したときには、せん断耐力に対する安全性照査が無視できない状態となり、結果として RC 橋脚の安全性を低下させている。確かに、せん断耐力算定式のもつ誤差を表す変動係数を 40% とすることは過大評価であろう。しかし、ここで注意すべき点は、耐力比 1.32 をもつ橋脚 B であっても、せん断耐力算定式のもつばらつきによっては、せん断耐力に対する安全性照査が無視できないものとなるということである。従って、より耐力比の小さい曲げ破壊先行型の橋脚においては、せん断耐力算定式のもつばらつきの程度により、これが橋脚の保有する安全性へ大きく影響を及ぼすと思われる。

次に、靱性率算定式のもつ誤差を表す変動係数を 40% から 50% にした図-12(b) から、橋脚 B では、靱性率算定式の精度が、橋脚の安全性評価にはあまり影響を与えていないことが分かる。これは橋脚 B が既に曲げ耐力に対する安全性照査から算定される安全性指標で、RC 橋脚の安全性をおよそ近似できるためである。結果として図-12 から、設計においては、橋脚の安全性に最も影響を与える限界状態に対して、十分な配慮をすれば良いということになる。

最大慣性力および最大応答変位の変動係数を変更して解析した図-12(c) では、耐力算定式のそれを変更した場合と異なり、変動係数を 20% として解析した図-7(b) と比較しても、3つの限界状態式から算定される個々の安全性指標の大小関係は変化しておらず、最大入力加速度の増加に対する安全性指標の減少の割合は、変動係数の値に関わらず同一である。従って、地震時の橋脚の挙動を表現する構造解析の精度が上がれば、考慮する確率変数の変動係数を小さく設定することができ、それがそのまま橋脚の安全性を高く評価できることと結びつく。これにより、ある目標とする安全性指標を得るための設計を行う際、より経済的な設計を行うことが可能となると言える。

5. 本研究の RC 構造の耐震設計法への適用

(1) 概説

従来の方書に従って設計された RC 橋脚は、採用された安全係数の値や設計断面力に対して、どの程度安全性が確保できているのかを設計者は把握することはできない。一方で、曲げ破壊先行型の橋脚であっても、その橋脚の安全性を表す安全性指標は、曲げ耐力と設計曲げモーメントとの安全性の検討から算定される安全性指標での値では近似できず、せん断耐力および変形能に対する安全性の検討を同時に行うことによってはじめて橋脚の安全性を正しく評価できることがこの解析から明らかになった。ここでは、以上述べた RC 橋脚の耐震安全性評価から得られた知見を基に、設計者がその目標とする安全性を確保することのできる RC 橋脚の耐震設計法を検討する。

(2) 構造系信頼性評価法に基づく RC 構造の耐震設計法

構造系信頼性評価法を基にして、目標安全性指標に対し各耐力や鉄筋量を算定するための最も直接的な方法は、様々な鉄筋量を持たせた橋脚に対して、その安全性指標を順次算定していき、目標安全性指標に近づけていくことであろう。逆に、この試行錯誤的な方法によらないでこの問題を定式化する事は非常に困難な作業を伴う。なぜなら、複数の限界状態に対して、個々の限界状態の中でそれぞれの設計点を見だし、かつそれを目標安全性指標を得るように全体の破壊事象の中で矛盾することなく整合させなければならないからである。

そこで、複数の限界状態から構成される RC 橋脚の破壊事象を、曲げ耐力の照査による単一の限界状態の問題に帰着させ、信頼性理論に基づく耐震設計への適用を試みた。適用に当たり、次に述べる仮定を設けた。

① RC 橋脚の耐力比としては、曲げ耐力の 1.7 倍のせん断耐力を与える。

② 変位によって生じる 2 次モーメントは、設計曲げモーメントに対して 1 割程度である。そこで、計算を簡略化するため、曲げ耐力の照査にあたりその影響を無視することとした。したがって、曲げ耐力と作用曲げモーメントとの安全性の検討に対する限界状態式は次式のようなる。

$$g_1 = \alpha_1 M_u - P_{\max} \cdot a \quad (25)$$

③ 各確率変数の変動係数の値は表-6の値を適用する。

④ 全ての確率変数は、互いに独立な正規分布に従うものとする。

これまでの解析から、仮定 ① を設けることで、橋脚

の安全性は単に式 (25) から算定される安全性指標の値により近似することができ、しかも与えられた曲げ耐力に対して、橋脚の安全性が最適な状態となることが明らかになっている。さらに、構造系信頼性評価法では、式 (25) のような単一の限界状態式から安全性指標を算定する計算法として、Rosenblatt 変換を用いた手法を提案したが、この手法では、目標安全性指標を得るための設計点を見いだすことは容易ではない。そこで仮定 ④ を設け、簡便にその設計点が算定できる 2 次モーメント規範に従った繰り返し解法⁶⁾を用いることができるようにした。これにより目標安全性指標を得るために必要な曲げ耐力は設計時に想定する地震時作用最大慣性力毎に式 (26) に示すフォーマットで算定することができる。

$$\overline{M}_u = \gamma \cdot \overline{P}_{\max} \cdot a \quad (26)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \overline{M}_u &: \text{設計曲げ耐力} \\ \overline{P}_{\max} &: \text{地震応答解析から得られる最大慣性力} \\ \gamma &: \text{目標安全性指標を確保するために必要な設計係数} \end{aligned}$$

さらに、設計曲げ耐力が式 (26) によって決定されれば、その曲げ耐力を得るための軸方向鉄筋量が定まる。これにより帯鉄筋以外の受け持つ設計せん断耐力が算定されるので、仮定 ① および式 (19) により、設計曲げ耐力算定時の目標安全性を確保するために必要な帯鉄筋量 A_w は次式により算定される。

$$A_w = \frac{1.7\gamma \overline{P}_{\max} \cdot a - V_c}{\sigma_{sy} \cdot d \cdot (\sin \theta + \cos \theta) / (1.15s)} \quad (27)$$

目標安全性指標 β をそれぞれ $\beta = 0 \sim 3$ としたときの式 (26) にある設計係数 γ を求めた結果を図-13に示す。

例えば、RC 橋脚の安全性指標として $\beta = 1.0$ を確保したいときには、想定する地震に対する応答解析から得られる最大慣性力の約 1.2 倍 (図-13から) の曲げ耐力を与え、かつ式 (27) から求められる帯鉄筋量を配筋すればよい、といえる。

各耐力算定式の持つ不確定要因の大きさの相違や、耐力比が小さいと橋脚は脆性的な破壊を生じる可能性があるなど、複数の限界状態を同時に考慮することにより算定される RC 橋脚の安全性を表す安全性指標は、曲げ耐力と作用曲げモーメントの比較から算定される安全性指標よりも小さくなるのがこれまでの解析から明らかになっている。このため、式 (26) で求められる曲げ耐力を橋脚に与えても、せん断耐力をこの曲げ耐力に達するときのせん断耐力をわずかに上回る程度にしか与えないならば、RC 橋脚の安全性は式 (26) で考慮した目標安全性指標を確保できず、危険側の設計をすることになる。そこで式 (27) を満たす帯鉄筋量を与えることで、RC 橋

脚の安全性は曲げ耐力と作用曲げモーメントとの検討で代表させることができるようになり、これによりはじめて RC 橋脚は、目標安全性指標が確保された設計であると言えるのである。

なお、平成 8 年制定のコンクリート標準示方書²⁰⁾から、地震時の RC 構造の安全性照査として、せん断破壊せず、各部材の塑性率が各部材の靱性率を下回ることを照査することとなった。具体的には、解析に先立ち耐力が評価されているので、応答塑性率と靱性率に対してのみの安全性の検討が行われ、通常は耐力比 2 以上が満足されることをその原則としている。これは耐力比 2 以上であれば、交番載荷によっても安定した曲げ破壊となり、部材靱性率がほぼ 10 程度となることが実験により確かめられているからである。一方、本研究では、耐力比 1.7 を与えることで曲げ耐力による安全性照査で橋脚の安全性が支配されることを表-6 に仮定した変動係数の基で示した。したがって、示方書での安全性の検討法がおよそ妥当なものであることが、本研究により実施された安全性評価から裏付けられたと言える。ただ、先の解析結果で示したように、同じ耐力比であっても橋脚の安全性指標が各曲げ耐力およびせん断耐力の値により異なることや、単に断面力と耐力および応答変形量と変形能の比較による安全性の検討からは、設計される構造物の安全性がどの程度確保できているのかを把握することは不可能である。本研究で示したような信頼性設計を実際の設計体系に完全に反映させるには、確かにまだ多くの問題を抱えている。しかし、式 (25) や式 (26) に示したような設計法を導入することにより、こうした現行の設計体系が抱えるいくつかの問題点が解決できる。そして何よりも設計者が確保したい安全性を明確に意識した設計が可能となり、設計条件などによらない均一な安全性が確保された設計体系への道を開くものと考えられる。

6. 結論

本研究ではまず、起こることが予想される複数の限界状態に対し、これらを同時に考慮した構造系の限界状態到達確率の算定法を構築した。そして、地震時の RC 橋脚の限界状態として耐力と変形能に関する照査を取り上げ、橋脚のもつ耐力比や地盤種別等が RC 橋脚の安全性に及ぼす影響について検討を行った。また、得られた結果を基に、本研究の耐震設計への適用を考察した。

以下に、本研究により得られた主な結論を述べる。

(1) 構造系の破壊事象が、互いに相関を有する複数の限界状態式によって構成されていたときの構造系としての破壊確率算定法を構築した。また、提案した手法は、計算が極めて簡便であり、既往の研究に示された計算例と

比較しても、その計算時間および精度とも優れたものであることを確認した。

(2) 本研究で提案した構造系信頼性評価法を用いて地震時の RC 橋脚の安全性評価を行った。その結果、橋脚に与えられた耐力比が小さい範囲においては、曲げ破壊先行型の橋脚であっても、せん断力および変形性能に対する検討も同時に行わなければ危険側の評価をすることが分かった。

(3) 橋脚の主鉄筋量を変化させ、様々な耐力比に対して安全性を解析した。その結果、曲げ耐力のおよそ 1.7 倍にあたるせん断耐力を与えることで、橋脚の安全性は曲げ耐力と作用曲げモーメントの安全性照査で代表させることができ、また、ある一定の曲げ耐力に対しては、この耐力比を与えることで橋脚の安全性が最適状態となることが分かった。

(4) 地盤の特性値に着目して選択した地盤モデルを用いて解析した結果、地盤毎の安全性の相違を定量的に把握することができた。

(5) 算定された耐力に含まれる材料強度の不確定要因（コンクリートの圧縮強度および鉄筋降伏強度のばらつき）の影響を評価し、それを算定された各耐力の変動係数の値に反映させて、その上限値を設定した。

(6) 曲げ耐力、せん断耐力および変形能に関する安全性照査を同時に考慮した上で、ある所定の安全性を確保するための RC 橋脚の耐震設計法への提案を行った。

一方で、本研究分野では以下に示す事項が、今後の検討課題であると思われる。

(1) 橋脚の信頼性解析を行うためには、その耐用期間中に発生すると思われる外力をその発生確率および規模を考慮して想定する必要がある。

(2) 構造解析やその耐力算定式のもつ不確定要因のデータベース化を行う必要がある。

(3) 阪神大震災後、橋梁の耐震設計に関しては橋梁全体系として耐震性の向上を図ることがうたわれている。従って、橋脚のみではなく、基礎や支承も含めた安全性評価を行うことが必要である。

(4) 本研究では、耐震設計法への適用に関して、橋脚の安全性が耐力比として 1.7 を確保することで最適な状態をもたらすという制約条件の基で解析を行った。しかし今後は、経済性や施工性および構造物のもつ重要度等を加味し、複数の限界状態を考慮した上で、目標とする安全性を得るための設計係数算定式の定式化が行える手法を一般的な制約条件のもとで構築することが求められる。

(5) 既に信頼性が保証されている既存の構造物と安全性レベルを整合させるように新基準の安全性尺度を選ぶキャリブレーション (Calibration) を十分に行い、目標とする安全性の基準を明らかにする必要がある。

参考文献

- 1) 伊藤学, 尾坂芳夫: 設計論(土木工学体系15), 彰国社, 1980.
- 2) 土木学会: 阪神大震災被害分析と靱性率評価式, コンクリート技術シリーズNo.12, 1996.8.
- 3) Hohenbichler, M. and Rackwitz, R.: Non-Normal Dependent Vectors in Structural Safety, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.107, No.EM6, pp.1227-1238, 1981.12.
- 4) Ditlevsen, O.: System Reliability Bounding by Conditioning, Proceedings of ASCE, Vol.108, No.EM5, pp.708~718, 1982.9.
- 5) Ang, A.-S., Abdelnour, J. and Chaker, A.A.: Analysis of Activity Networks under Uncertainty, Journal of Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.101, No.EM4, pp.373-387, 1975.8
- 6) Ang, A. H-S. and Tang, W.H. (伊藤学, 亀田弘行訳): 土木・建築のための確率・統計の応用, 丸善, 1977.
- 7) Ramachandran, K.: System Reliability Using Trivariate and Bivariate Integrals, Computers & Structures, Vol.1.45, No.5/6, pp.959~964, 1992
- 8) Ditlevsen, O.: Narrow Reliability Bounds for Structural Systems, Journal of Structural Mechanics, Vol.7, No.4, pp.453-472., 1979.
- 9) Salahuddin Ahmed and Benjamin Koo: Improved Reliability Bounds of Structural Systems, Journal of Structural Engineering, Vol.116, No.11, pp.3138~3147, 1990.9.
- 10) 長 尚: 安全性指標の有効性について, 構造工学論文集, Vol.35A, pp.459~466, 1989.3.
- 11) 土木学会 耐震工学委員会 動的相互作用小委員会: 基礎・地盤・構造物系の動的相互作用, 1992.9.
- 12) 原田典彦, 広瀬利光, 山田清朗: 基礎の動的線形復元力評価におけるウィンクラーモデルの適用, 宮崎大学工学部研究報告, 第34号, pp.17~25, 1988.6.
- 13) 日本道路協会: 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に関わる仕様」の準用に関する参考資料(案), 1995.6.
- 14) 日本国有鉄道仙台新幹線工事局: 東北新幹線(白川~有壁)地質図
- 15) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1990.
- 16) 鈴木基行, 浅井聡史, 砂金伸治, 武田篤史, 藤原稔: RCラーメン高架橋の地震応答に及ぼす地盤特性の影響, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.603~614, 1996.3.
- 17) 北澤社介, 桧垣典人, 野田節男: 沖縄県および奄美諸島の大地震時における地盤加速度, 港湾技研資料, 1981.9.
- 18) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, 第390号/V-8, pp.57~66, 1988.2.
- 19) 土木学会構造工学委員会 構造物安全性研究小委員会: 構造物の安全性・信頼性, 1976.
- 20) 土木学会: コンクリート標準示方書(平成8年制定)[耐震設計編], 1996.

(1997. 2.20 受付)

SAFETY EVALUATION METHOD OF STRUCTURAL SYSTEM AND ITS APPLICATION TO SEISMIC DESIGN OF RC BRIDGE PIER

Motoyuki SUZUKI, Mitsuyoshi AKIYAMA and Yasunori YAMAZAKI

A new evaluation method for the probability of failure of a structural system based on reliability theory is proposed. From the numerical examples, it is demonstrated that this method possesses high accuracy and simplicity. And the safety of RC bridge pier against earthquake is evaluated on the basis of the proposed method. In this analysis, three limit states - flexural capacity, shear capacity and ductility - are taken into consideration. It is shown that shear/flexural capacity ratio and ground condition are very important factors in order to evaluate the seismic performance of RC bridge pier. Finally, new concept of seismic design for RC bridge pier based on reliability theory is proposed.