# 時系列を考慮した MSS による RC 橋脚の信頼性評価

Reliability evaluation of RC highway bridge pier using time series MSS

白木渡\*, 井面仁志\*\*, 矢部俊輔\*\*\*, 松島学\*\*\*\* Wataru Shiraki, Hitoshi Inomo, Syunsuke Yabe, Manabu Matsushima

\*工博,香川大学教授,工学部信頼性情報システム工学科(〒761-0396 香川県高松市林町 2217-20) \*\*博(工),香川大学教授,工学部信頼性情報システム工学科(〒761-0396 香川県高松市林町 2217-20) \*\*\*隆祥産業(株)(〒761-1405 香川県高松市香南町池内 958)

\*\*\*\*工博、香川大学教授、工学部安全システム建設工学科(〒761-0396 香川県高松市林町 2217-20)

In the conventional reliability-based design method, it is considered that a structure has only two performance states whether normally operating or break down. In general, however, the performance of structure will vary with several patarns during its life time. In this study, the reliability evaluation of RC highway bridge pier is performed by the time series MSS (Multi-State System) which can be evaluated the reliability of structure with considering several time dependent performances. Concretely, multiple performance states of piers received salt damage are modeled by the time series MSS, and then the reliability is evaluated. Further, their results are compared with the results obtained by a conventional reliability method with considering only binary performance states.

*Key Words: Time series MSS, RC highway bridge pier, Reliability evaluation, キーワード:時系列マルチステイトシステム, RC 橋脚, 信頼性評価* 

# 1. はじめに

わが国では、平成7年1月17日に発生した阪神淡路大 震災により、多数の構造物が倒壊し大被害を受けた.そ れ以後、ヨーロッパを中心とした限界状態設計法やアメ リカを中心とした性能設計の考え方が、わが国でも重要 視され始めた.今後も東海、東南海、南海の大規模地震 の発生が予想されており、設計基準で規定されている以 上の荷重が作用する可能性がある.このような場合に対 して、構造物の安全性を合理的に決定するための検討が 必要である.

構造物に作用する荷重,例えば地震荷重を考えた場合, いつ,どこで,どのような大きさの地震が構造物に作用 するか不確定である.また,構造物の性能についても意 図された水準を保有している否か不確定である.このよ うに荷重や構造物の性能が不確定性を有する場合,構造 物の性能評価は荷重効果が構造物の要求性能を超えない 確率(信頼度)を尺度とした信頼性設計法に基づいて行 われる.構造物を対象とした信頼性設計法<sup>10</sup>の水準とし ては,構造物の設計性能が要求性能を下回る確率を許容 範囲内に収めるように設計するレベル 3,構造物の性能 に関する信頼性指標 $\beta$ が目標信頼性指標 $\beta_T$ 以上になる ように設計するレベル 2,構造物の設計性能が要求性能 を上回るように構造物の強度や作用荷重にかかる部分係 数を設定するレベル1がある.

一般に構造物の性能は供用期間中に連続的に変化する. しかし,従来の信頼性設計法では,対象構造物の設計で 規定されている特定の1つの要求性能を満足するか否か を判断するだけで,このように変化する性能を一括して 考慮した研究は行われていない.そこで本研究では,こ のような連続的に変化する構造物の性能を,多段階の時 系列変化を考慮した MSS(Multi- State System)<sup>2)</sup>を用いて モデル化し,この多状態性能を一括して考慮可能な構造 物の信頼性評価手法を提案する.著者らの知る限りでは, この時系列 MSS モデルを構造物の信頼性評価に応用し た研究はない.そして,提案した信頼性評価手法を,鉄 筋コンクリート橋脚(以後 RC 橋脚と称する)に適用し, 健全な状態から鉄筋の腐食開始状態,コンクリートのひ び割れ発生状態,耐力喪失状態に至る4つの性能変化を 一括して考慮した場合の耐震信頼性評価を行う.解析に 際しては、補修による性能回復も考慮し、RC 橋脚の信 頼性の向上に繋がる補修の在り方について検討する.

# 2. 時系列を考慮した MMS (Multi-State System) と信頼性 指標

# 2.1 MSS の一般モデル

一般に、システムは、性能値として定義される種々の 異なるレベルの意図されるサービスを維持することに より仕事を果たすことになる.この性能値については、 使用期間中常に同じ値を示すわけではない.品質の低下 や環境条件の変化が原因で性能値は変化する.このよう に有限個の性能値を有するシステムを MSS と呼ぶ.通 常 MSS は多状態の要素から構成されている.

あるシステムにおいて、そのシステムを構成する要素 *j*が発揮可能な最大性能値を 1,性能が全く発揮されない 場合を 0 とすると、各性能値は 0~1 の性能発揮率を有 することになる.いま、この性能発揮率を  $G_j$ で表すと、 その要素が異なった状態  $k_j$ を持つとき、 $G_j$ は性能発揮率 の集合であり式(1)で表わされる.

$$G_{j} = \{g_{j1}, g_{j2}, \cdots, g_{jk_{j}}\}$$
(1)

任意の時間  $t \ge 0$  での性能値  $G_j(t)$ は  $g_j:G_j(t) \in g_j$ から値を 得る確率変数で、動作期間を T としたとき、区間に[0,T]おいて要素 j の性能値は確率過程で定義できる.

任意の時間 t におけるシステムの要素 j の状態確率は 式(2)で表される.

$$p_{j}(t) = \{p_{j1}(t), p_{j2}(t), \dots, p_{jk_{j}}(t)\}$$
(2)

ここで,

$$p_{ji}(t) = \Pr\{G_j(t) = g_{ji}\}$$
(3)

であり,

$$\sum_{i=1}^{k_j} p_{ji}(t) = 1$$
(4)

要素は常に状態 kjのどれか一つの状態をとるだけである.

次に, n 個の要素から構成される MSS を考える. シス テム全体の状態はそのシステムを構成する各要素の状 態によって決定される.システム全体の性能発揮率の状 態数を K とすると,時間 t における性能発揮率は集合  $\{g_{1}, \cdots, g_{K}\}$ の値をとる確率変数 G(t)となる.

この確率変数 G(t)の値は、システム構造関数 Ø で定義 することができ、直列および並列の基本システムに対し ては、式(5)、(6)のように表すことができる.

「直列システム」

$$G(t) = \phi(G_1(t), \cdots, G_n(t)) = \min\{G_1(t), \cdots, G_n(t)\}$$
(5)

「並列システム」

$$G(t) = \phi(G_1(t), \dots, G_n(t)) = G_1(t) + \dots + G_n(t)$$
(6)

ただし、上記直列および並列システムの性能は、それ を構成する全ての要素の期間[0,7]の任意時点 *t* における 性能の確率分布

$$G_j(t), \ p_j(t), \ 1 \le j \le n \tag{7}$$

によってモデル化される.

#### 2.2 時系列を考慮した MMS

一般に、システムの性能は、性能劣化と補修により状態推移し、その対応する推移確率強度は式(8)で表される.

$$\lambda = \frac{1}{MTTF}, \qquad \mu = \frac{1}{MTTR} \tag{8}$$

ここに、MTTF は平均故障時間、MTTR は平均補修時間 間隔である. 図-1A、図-1B に表されるような各性能 状態への移行をマルコフ過程でモデル化すると、図-1B の場合、式(9)の微分方程式が成立し、時刻t での各状態確 率 $p_i(t)$ が求められる<sup>2</sup>.





# 2.3 MSS の信頼性指標

MSS の信頼性評価指標として、以下の3つを考えることができる<sup>2)</sup>.

(1) アベイラビリティ

アベイラビリティとは、システム全体が規定性能発揮 率(w)以上を確保して稼働する確率であり、状態数を *K* とすれば、MSS のアベイラビリティは以下の式で表せる.

$$A(w) = \sum_{k=1}^{K} p_k \mathbf{1}(g_k \ge w) = \sum_{g_k \ge w} p_k$$
(10)

ここに、 $p_k = \lim_{t \to \infty} p_k(t)$ は、MSS の各性能発揮率 $g_k$ に 対応する状態数Kの定常状態 $(t \to \infty)$ における状態確率で ある. は  $p_k l(g_k \ge w)$   $g_k \ge w$  という条件を満足す る $p_k を意味する. 従って、時間 t におけるアベイラビリ$  ティは,式(11)で表わされる.

$$A(t) = \sum_{k=1}^{K} p_k(t) \mathbf{1}(g_k \ge w)$$
(11)

(2) 性能期待值

性能期待値とは、定常状態(t→∞)における性能発揮率 の期待値である. MSS の時間 t での性能発揮率の期待値 は.

$$E_t = E[G(t)] = \frac{1}{T} \sum_{t=1}^{T} G(t)$$
(12)

で表される.

ここに, E[・]は期待値演算子である. 状態数を K と すると、定常状態(t→∞)での MSS の性能期待値は次式 で表される.

$$E_{\infty} = \lim_{t \to \infty} E_t = \sum_{k=1}^{K} p_k g_k \tag{13}$$

時間tにおける性能期待値は、式(14)で表わされる.

$$E_t = \sum_{k=1}^{K} p_k(t) g_k \tag{14}$$

(3) 性能不足值

性能不足値とは、要求される規定性能発揮率を満たし ていない場合を考え、規定性能発揮率からどの程度性能 不足が見られるかを期待値で示したものである. MSS が 定常状態(t→∞)で,規定性能発揮率がwで状態数がKの 場合,性能不足率は次式で表される.

$$D_{\infty}(w) = \lim_{t \to \infty} D_t(w) = \sum_{k=1}^{K} p_k \max(w - g_k, 0)$$
(15)

時間 t における性能不足値は、式(16)で表わされる、

$$D_{t} = \sum_{k=1}^{K} p_{k}(t) \max(w - g_{k}, 0)$$
(16)

# 3. 時系列を考慮した RC 橋脚の信頼性評価

# 3.1 RC 橋脚モデル

本研究において時系列を考慮した MSS の信頼性評価 法を用いて信頼性評価を行うRC橋脚のモデル<sup>3)</sup>を図-2 に示す.



図-2 RC 橋脚のモデル図

構造物の強度や劣化に関するパラメータはばらつき がある場合が多く、特に、コンクリート表面の塩化物イ オンの拡散係数,限界塩化物イオン量,かぶりの誤差, ひび割れ発生前後の腐食速度等は、ばらつきが大きいこ とが実験的に示されている4-10. そのようなパラメータ は確率変量として扱った.RC橋脚の強度や劣化に関し、 確定量とし設定したパラメータを表-1 に、確率変数と して設定したパラメータを表-2に示す.

	かぶりX <sub>a</sub> (cm)	8.0
	鉄筋の引張強度 ƒ <sub>v</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	294.2
	コンクリートの 圧縮強度 f。(N/mm²)	23.5
確	鉄筋直径 $\phi$ (cm)	3.2
定	鉄筋本数 ns(本)	52
量	橋脚の 横幅 b(cm)	500.0
-	橋脚の縦幅 d(cm)	2200

1000.0

8620.0

6.0

表-1 RC 橋脚のパラメータの設定値(確定量)

初期じん性率 μ₀ 表-2 RC 橋脚のパラメータの設定値(確率量)

橋脚の高さ L(cm) 橋脚の重量 W(kN)

		平均値	標準偏差	分布形状
	拡散係数Dc(cm <sup>2</sup> /s)	1.73×10 <sup>-8</sup>	1.59×10 <sup>-8</sup>	対数正規
確	限界塩化物イオン量C max(kg/m <sup>3</sup> )	1.1	0.058	→ 様分布
率	かぶりの誤差 <i>Xdt</i> (cm)	0.35	0.52	対数正規
変	ひび割れ発生前の腐食速度ds1(%/year)	0.05	0.025	対数正規
數	ひび割れ発生後の腐食速度ds2(%/year)	0.35	0.2	対数正規
	コンクリートの引張強度 f <sub>a</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	2.94	0.29	対数正規
	じん性の低下に関する係数 λ	0.02	0.01	対数正規

# 3.2 RC 橋脚の性能劣化モデル

図-3 に示すコンクリート構造物の塩害劣化モデル 4) では、腐食の過程が大きく3つに分けられる.第1期間 が潜伏期、第2期間が進展期、第3期間が加速期と呼ば れる. 潜伏期とは、コンクリート表面から塩化物イオン が浸透し、鉄筋に腐食が発生するまでの期間である.進 展期とは、鉄筋の腐食が進み、鉄筋腐食膨張圧により、 コンクリートにひび割れが発生するまでの期間である. 最後の加速期では、ひび割れ後さらに鉄筋の腐食速度が 加速され耐力喪失に至る可能性がある.



以上示した鉄筋の腐食状況に対応させて橋脚の性能 低下を考える. 実際, 腐食状況の変化は連続的に変化す るが、性能マトリックスでも示されているように性能の 変化は多段階で扱われており、本研究でも表-3 に示す

ように、時系列的に4つの性能状態をとると考える.

表-3 RC 橋脚の 4 つの性能状態

状態 4	状態3	状態 2	状態 1
建設当初	腐食開始	ひび割れ発生	耐力喪失

#### (1) 腐食開始時間

本研究においては、材料中に存在する塩化物イオンに 関しては考慮せず、外部から浸透してくる塩化物イオン についてのみ考える.

浸透した塩化物イオン量が限界塩化物イオン量に達 したときに腐食が発生するとした. コンクリート中の塩 化物イオン量が浸透していく様子は式(17)の Fick の拡散 方程式によって表される.

$$C(X_t, t) = C_0 \left\{ 1.0 - erf\left(\frac{X_t}{2\sqrt{D_c \cdot t}}\right) \right\}$$
(17)

ここに、X<sub>t</sub>はコンクリートのかぶり厚さで、設計かぶり Xaから誤差 Xd<sub>t</sub> を考慮して式(18)となる.

$$X_t = Xa - Xdt \tag{18}$$

 $C_0$ はコンクリート表面の初期塩化物イオン量で 30.0(kg/m<sup>3</sup>),  $D_c$ は拡散係数, *erf*()は誤差関数である.  $C(X_t,t)$ はコンクリート表面から $X_t$ の位置におけるt年で の塩化物イオン量である. この $C(X_t,t)$ が限界塩化物イ オン量 $C_{max}$ を超えた時点が腐食開始時間 となる.

#### (2) ひびわれ発生時間

進展期での腐食速度 ds1(%/year)は、既存の研究 <sup>6</sup>より 得られている腐食速度を参考にして、平均値 0.05(%/year)、 標準偏差 0.025 の対数正規分布とする.

コンクリートのひび割れは、鉄筋周りに発生する腐食 発生物による膨張圧がコンクリートの引張強度  $f(N/mm^2)$ を超えると発生すると考えられる.ひび割れ 発生する年を求めるためには、式(19)で表される膨張圧  $f_t$ がコンクリートの引張強度  $f_c$ と等しくなる年tを計算 する必要がある.

$$\mathbf{f}_{t} = \frac{1}{\alpha_{0}(K_{0} - 1)} \mathbf{q}_{1} \tag{19}$$

$$K_0 = \frac{2X_t + \varphi}{\varphi} \tag{20}$$

ここに、 $f_i$ はかぶり部の平均引張応力、 $<math>^{\circ}$ は鉄筋径である.  $\alpha_0$ は平均応力説を用いたための修正係数で既存の研究 <sup>5)</sup>より 0.5~0.8 の一様分布と仮定した.  $q_i$ は膨張した腐食生成物により、かぶり部のコンクリートに生じる圧力である.

#### (3) 性能劣化の評価

t年での地震時の静的耐力 Ps(t)は式(21)で表される.

$$P_{s}(t) = \frac{1}{L} \cdot \mathbf{d} \cdot a_{ss}(t) \cdot f_{y} \cdot \left(1 - \frac{a_{ss}(t) \cdot f_{y}}{1.7 \cdot \mathbf{f_{c}' \cdot b \cdot d}}\right) \quad (21)$$
$$\sqrt{2 \cdot \{\mu_{0} \cdot \exp(-\lambda t)\} - 1}$$

ここに, as(t)は t 年での鉄筋の総断面積であり, 式(22) で表される.

$$a_{ss}(t) = ns \times a_s (1 - \frac{\Delta r(t)}{100})$$
 (22)

ここに、nsは鉄筋本数、asを鉄筋の公称断面積とする.

腐食による鉄筋断面減少を求める.潜伏期では塩化物 イオンが蓄積していく.従って腐食開始時間  $t_{cr}$ までの t年での鉄筋の腐食率  $\Delta r(t)$ は 0 となる.

$$\Delta r(t) = 0 \qquad \text{when} \qquad 0 \le t \le t_{\text{cr}} \tag{23}$$

経過時間 t 年が進展期にある場合,鉄筋の腐食率  $\Delta r(t)$ は,進展期での経過時間  $t-t_{\rm cr}$  に腐食速度 ds1 を乗じたものである.

$$\Delta r(t) = ds l \times (t - t_{cr}) \quad \text{when} \quad t_{cr} \le t \le t_r \tag{24}$$

経過時間 t 年が加速期にある場合,鉄筋の腐食率  $\Delta r(t)$  は,進展期での腐食率に加速期での経過時間  $t - t_r$ に腐食 速度 ds2 を乗じたものである.

$$\Delta r(t) = ds 1 \times (t_{\rm r} - t_{\rm er}) + ds 2 \times (t - t_{\rm r})$$
when
$$t_{\rm r} \le t \le t$$
(25)

また、式(21)において、 $\mu_0$ は初期じん性率で $\mu_0=6.0$ とする.  $\lambda$ はじん性の低下を評価する係数で平均は 0.02となる.

1~50年について,各年ごとに1万通りの P<sub>s</sub>(t)をモン テカルロ法により計算し,平均値を求める.その結果を 図-4に示す.



図-4 RC 橋脚の地震時静的耐力

## (4) 耐力喪失時点の評価

RC 橋脚の地震時の静的な耐力  $P_s(t)$ から破壊確率を求める.ここでは、式(26)で定義される性能関数 Z がゼロまたは負になるとき RC 橋脚が破壊すると考える.

$$Z = P_s(t) - P_w \tag{26}$$

ここに、P<sub>w</sub>は地震による外力であり式(27)で表される.

$$P_w = G_{\text{max}} \times \frac{W}{g} = 600 \times \frac{8620}{980} = 5278 \quad [kN]$$
 (27)

ここに、 $G_{\text{max}}$ は地震により入力される最大応答加速度の特性値(gal)で本研究では 600(gal)、Wは構造物の重量で 8620(kN)、gは重力加速度で 980(cm/s<sup>2</sup>)となる。阪神大 震災時には、最大地動加速度が 900gal 近い値を記録し たが、ここでは今後発生しうる可能性の高い値として  $G_{\text{max}}$ =600gal 程度が妥当であると判断して設定した。なお、 今回は、鉄筋の腐食による橋脚の耐力性能低下を考慮し た信頼性を時系列 MSS により評価することを主眼とし ているため、 $G_{\text{max}}$ は確定量とした。

各t年に対して求めた1万通りの $P_s(t)$ と,式(27)で得ら れた $P_w$ から式(26)の性能関数がゼロまたは負になる回数 kを求め,それを1万回で割ることにより,各t年での 破壊確率を $P_f(t)$ が式(28)により近似的に求められる.

 $P_f(t) = k/10000$  (28)  $G_{\text{max}} \& 600$ gal,設計震度を 0.3 として破壊確率  $P_f(t)$ を算出したものを図-5 に示す.



図-5 地震時の破壊確率の変化

この図から分かるように、破壊確率が上昇しだすのは30 年過ぎからとなり、破壊確率が10%を超えると危険と判 断すると、この場合の限界供用期間 fr は34 年となる.

## 3.3 性能劣化率の推定

本研究において設定した RC 橋脚の状態遷移図を図-6 に示す.性能状態が状態4から状態3,状態3から状態 2,状態2から状態1に至るには、図-6に示すように各 状態への性能劣化が生じる性能劣化率 λ<sub>43</sub>,λ<sub>32</sub>,λ<sub>21</sub> が存在 する.



図-6 性能劣化の確率モデル

#### (1) 性能劣化率 λ<sub>43</sub> の推定

3.2(1) で概説した腐食開始時間 t<sub>cr</sub>の平均値を求めるために、モンテカルロ法により1万通りのシミュレーショ

ンを実施した.その結果,腐食開始時間の平均値は12.4 年となった.従って,状態4から状態3への状態劣化率 は式(29)で求められる.

$$\lambda_{4,3} = \frac{1}{t_{cr}} [year^{-1}]$$
(29)

#### (2) 性能劣化率 λ<sub>3,2</sub>の推定

3.2(2) で概説したように、かぶり部の平均引張応  $f_{c}$ が コンクリートの引張強度  $f_{c}$ と等しくなった時点がひび 割れ発生時間 t となる. ここでは、モンテカルロシミュ レーションを行い、1 万通りのひび割れ発生時間 t を求 めた. この結果からひび割れ発生時間の平均値は 18.03 年となった.従って、腐食開始してからひび割れが発生 するまでの平均時間間隔は  $t_{r}-t_{cr}=5.63$ 年となり、状態 3 から状態 2 への性能劣化率 は式(30)で求められる.

$$\lambda_{3,2} = \frac{1}{t_{\rm r} - t_{\rm cr}} [year^{-1}] \tag{30}$$

# (3) 性能劣化率 *λ*<sub>2,1</sub> の推定

3.2(4) で概説したように、RC 橋脚に作用する地震荷 重 $G_{max}$ を600gal,設計震度荷重を300gal として破壊確率  $P_f$ (t)を算出した値が10%を超えると危険と判断し、そ の状態が橋脚の耐力喪失と考えると、耐力喪失期間 $t_f$ は 34年となった。

この結果から、ひび割れが発生してから供用期間にいたるまでの平均時間間隔は $t_f - t_r = 15.6$ 年となり、状態2から状態1への性能劣化率 $\lambda_{21}$ は式(31)で求められる.

$$\lambda_{2,1} = \frac{1}{t_f - t_r} [year^{-1}]$$
(31)

#### 3.4 性能発揮率の推定

本研究では、3.2(3)で求めた t 年経過後における RC 橋 脚の地震時静的耐力 Ps(t)の平均値(図-4参照)を橋脚 の性能値として用いる.状態 4~状態 1 となる平均年数 に対する地震時静的耐力 Ps(t)の平均値を表-4 に示す.

表-4 耐力の変化 経過年数 t 0 12 18 34 5501 Ps(t)[kN] 8728 7541 6953 性能発揮率 1.00 0.86 0.80 0.63

表-4 における性能発揮率とは、橋脚が要求される性能を発揮する程度を表す尺度として定義する. 経過年数 t=0 すなわち性能状態4において RC 橋脚は完全に性能を発揮していると考え、このときの性能発揮率を  $g_4 = 1.00$ とする.また、t=34年目では RC 橋脚は耐力を有しているが、地震が発生した場合倒壊の可能性が高い(10%の破壊確率を有する)ので、耐震性能喪失状態として性能発揮率は  $g_1 = 0$ と考える.このように考えると、他の 2 つの性能状態、すなわち腐食開始(性能状態3)、ひび割れ発生(性能状態2)における性能発揮率は

g<sub>3</sub>=7541/8728=0.86 と g<sub>7</sub>=6953/8728=0.80 となる.以上より,性能状態 4~1 における性能発揮率は,表-5のようになる.

表-5 各性能状態における性能発揮率

	$g_4$	$g_3$	$g_2$	$g_1$
性能值[kN]	8728	7541	6953	0
性能発揮率	1.00	0.86	0.80	0

# 3.5 性能劣化の確率モデル

これまでの議論を踏まえ, RC 橋脚の性能劣化の確率 モデルは, 図-7 のようになる. このモデルを Casel と する.

$$\begin{array}{c}
 g_{4}^{[1]} = 8728[kN](4) \\
 g_{3}^{[1]} = 7541[kN](3) \\
 g_{2}^{[1]} = 6953[kN](2) \\
 g_{1}^{[1]} = 0[kN](1) \\
 \lambda_{2,1}^{[1]} = 1/16
\end{array}$$

図-7 RC 橋脚の性能劣化の確率モデル(Casel)

さらに、Casel のモデルで鉄筋の数を 52 本から 55 本 に増やし耐震性能を高めた場合について、解析過程は省 略するが Casel と同様の解析を行って作成した劣化モデ ルをケース2として図-8 に示す.

$$g_{4}^{[2]} = 9218[kN] (4)$$

$$g_{3}^{[2]} = 7953[kN] (3)$$

$$g_{2}^{[2]} = 7345[kN] (2)$$

$$\lambda_{3,2}^{[2]} = 1/12$$

$$\lambda_{3,2}^{[2]} = 1/6$$

$$\lambda_{2,1}^{[2]} = 1/19$$

図-8 RC 橋脚の性能劣化の確率モデル(Case2)

図-7及び図-8中に示す各性能劣化率  $\lambda_{4,3}$ ,  $\lambda_{3,2}$ ,  $\lambda_{2,1}$ は, 3.3(1)~(3)で示した計算結果を示している.

# 3.6 性能状態率の推定

RC橋脚の時刻tでの各性能状態に対する状態確率 $p_1(t)$ ~ $p_4(t)$ を求めるために、図-7及び図-8に示す2つのケ ースに関する性能劣化モデルについて、各性能状態への 移行をマルコフ過程でモデル化すれば、Caselの場合式 (32)、Case2の場合式(33)の微分方程式が得られる<sup>2)</sup>.

$$\frac{dp_{4}^{[1]}(t)}{dt} = -\lambda_{4,3}^{[1]} p_{4}^{[1]}(t) 
\frac{dp_{3}^{[1]}(t)}{dt} = \lambda_{4,3}^{[1]} p_{4}^{[1]}(t) - \lambda_{3,2}^{[1]} p_{3}^{[1]}(t) 
\frac{dp_{2}^{[1]}(t)}{dt} = \lambda_{3,2}^{[1]} p_{3}^{[1]}(t) - \lambda_{2,1}^{[1]} p_{2}^{[1]}(t) 
\frac{dp_{1}^{[1]}(t)}{dt} = \lambda_{2,1}^{[1]} p_{2}^{[1]}(t)$$
(32)

$$\begin{cases} \frac{dp_{4}^{[2]}(t)}{dt} = -\lambda_{4,3}^{[2]} p_{4}^{[2]}(t) \\ \frac{dp_{3}^{[2]}(t)}{dt} = \lambda_{4,3}^{[2]} p_{4}^{[2]}(t) - \lambda_{3,2}^{[2]} p_{3}^{[2]}(t) \\ \frac{dp_{2}^{[2]}(t)}{dt} = \lambda_{3,2}^{[2]} p_{3}^{[2]}(t) - \lambda_{2,1}^{[2]} p_{2}^{[2]}(t) \\ \frac{dp_{1}^{[2]}(t)}{dt} = \lambda_{2,1}^{[2]} p_{2}^{[2]}(t) \end{cases}$$
(33)

この微分方程式を初期状態 $p_4(0)=1$ ,  $p_3(0)=p_2(0)=p_1(0)=0$ して解いた場合の Case1 及び Case2 の各橋脚の時刻 t での状態確率を、それぞれ図-9(Case1)、図-10(Case2)に示す.



# 3.7 時系列を考慮した MSS による信頼性評価

RC 橋脚の性能が地震時に作用する荷重 Pw

$$P_w = G_{\text{max}} \times \frac{W}{g} = 600 \times \frac{8620}{980} = 5278[kN]$$

を上回っていれば安全とみなし要求性能を確保してい ると見なし, MSS による RC 橋脚(Casel, Case2)の信頼 性指標(アベイラビリティ,性能期待値,性能不足値) の評価を行った.

アベイラビリティの計算結果を図-11, 性能期待値の 計算結果を図-12, 性能不足値の計算結果を図-13 に示 す. 図-11, 図-12, 図-13 より, RC 橋脚の鉄筋を 52 本から 55 本に増やした Case2 の橋脚の方が,経過年数 20年,40年でアベイラビリティの増加分が 0.04 から 0.05 とわずかであるが向上している.また,性能期待値の増加分は 490kN から 588kN に向上している.さらに,性能不足値の減少分は 127kN,245kN 増加し性能の向上が図られている.このように3つの信頼性指標全てにおいて良い結果がでている.鉄筋を3本追加するだけで,60年程度の期間で考えても目に見える形で性能の向上が確認できることがわかる.



図-11 アベイラビリティの比較



図-12 性能期待値の比較





なお、従来の手法による信頼度 R(t)の評価結果と MSS によるアベイラビリティ A(t)の結果と比較するために、 Casel (鉄筋の本数 52 本のモデル) に対して、R(t)と A(t)を比較した図を、図-14 に示す。従来の手法では、RC 橋脚の性能状態として 2 つの状態、状態 1 :  $P_S(t) > P_w$ 、状

態0: $P_{s}(t) \leq P_{w}$ ,; $P_{s}(t)$ :時点tにおける橋脚の静的耐力,  $P_{w}$ :地震に作用する外力に対して,信頼性解析を行って R(t)を評価している.図-14から分かるように,MSS に よる評価結果(アベイラビリティA(t))は,性能状態4: 建設当初,性能状態3:腐食開始,性能状態2:ひび割 れ発生,性能状態1:耐力喪失の4状態に対して,性能 低下を考慮してアベイラビリティの評価を行っている ため,経過年数40年あたりまでは従来の信頼度R(t)に比 べて安全性は低く評価されている.しかし,それ以降は R(t)に比べて急激な安全性の低下は見られない.時系列 的な性能低下を考慮した MSS の評価では,後述する補 修によるアベイラビリティの確保が重要となる.



図-14 従来手法による信頼度 R(t)と MSS によるアベイラビリティ A(t)の比較

# 4. 補修を考慮した MSS による信頼性評価

#### 4.1 補修方法を考慮した MSS モデル

本研究で対象としている RC 橋脚は,長期にわたって 供用されることから維持管理(メンテナンス)が不可欠 な業務である.メンテナンス業務として,監視,補修・ 補強等の業務が定期あるいは不定期に行われる.具体的 には,以下のような補修業務<sup>5</sup>が行われている.

(a)表面補修(仕上げ材の更新)

初期の仕上げ材と同一の仕上げ材を施し、仕上げ材の 塩分拡散係数は初期値に戻される.

#### (b)断面補修+表面補修

鉄筋の錆を落し、コンクリートの塩分浸透部分を除去 するとともに、元の仕上げ材と同一の材料を用いて表面 補修も行う.

(c)鉄筋追加+断面補修+表面補修

塩害を受けた部材に対して補修を行うほかに、地震に 対する安全性を考えて補強も実施する.鉄筋の錆を落し、 コンクリートの塩分浸透部分を除去するのに加えて、元 の鉄筋量と同等となるように鉄筋を追加する.また、元 の仕上げ材と同一の材料を用いて表面補修も行うことと する.

このような補修業務は、構造物の性能低下に応じて実施すべきであり、当然 MSS による構造物の性能評価・

信頼性評価に基づいて行うべきである.以下,補修を考慮した MSS モデルについて検討する.

まず,(a)の補修は初期状態に保つので,橋脚の状態が 状態3から初期状態である状態4になる補修となる.次 に,(b)の補修は,錆を落とすが鉄筋の断面積は減少した ままであるので,状態2から状態3へ補修すると考える. 最後に(c)の補修は,安全性を考えて初期鉄筋量となるよ うに鉄筋を追加し,コンクリートも補修を行っているの で,状態2から初期状態である状態4に戻す補修となる. 状態1からの補修を考えないことで,建て替えを考慮し ないことになり,その構造物自体の信頼性評価が行える.

# 4.2 補修を考慮した MSS モデルの信頼性評価

本研究では、図-7(Case1)に示した劣化モデルに図-15 に示す補修を考慮した MSS モデルの信頼性評価を行う.



図-15 補修を考慮した RC 橋脚の状態遷移図

補修計画は、補修率を変化させることにより様々な補 修計画が検討可能となる.まず、表-6 に示した補修条 件に基づいた補修計画を補修計画①、その計画を変更し た補修計画②(表-7 参照)を考え、それぞれの計画に 対して MSS による RC 橋脚の信頼性評価を行い、補修計 画の違いによる信頼性評価結果を比較・考察する.

補修計画①では、補修方法(a)を1年に1回行うことに より、ひび割れが発生する前に対処している. そのため 補修方法(c)は50年に1回と補修間隔を長めにしている. 補修計画②では、補修方法(a)の補修間隔を長くして 20 年に1回、補修方法(c)の補修間隔を10年に1回とした.

表一6 補修計画(1)			
$\mu_{3,4}$	$\mu_{2,3}$	$\mu_{2,4}$	
1	1/5	1/50	

表-7 補修計画②			
$\mu_{3,4}$	$\mu_{2,3}$	$\mu_{2,4}$	
1/20	1/5	1/10	

2 つの補修計画に基づいて式(9)の微分方程式を解き, 各状態確率を求めた補修計画①の結果を図-16,補修計 画②の結果を図-17に示す.また,得られた状態確率を 用いてアベイラビリティを計算し比較したものを図-18 に示す.





図-18 アベイラビリティの比較結果

両補修計画とも、アベイラビリティが高い値を保って おり、無補修に比べ長寿命化が実現できている.また、構 造物の要求アベイラビリティが 0.8 以上で良いなら、性 能状態3の段階で平均20年に1回の補修計画②を採用す ればよい.要求値が 0.9 以上必要なら年平均1回の補修 を実施する補修計画①を採用すべきであることが分かる. 図-16、図-17を比較すると、補修計画①では、 $p_4(t)$ が 0.8 程の高い確率を保っているが、補修計画②では、状態 確率 $p_3(t)$ が 20 年程度で $p_4(t)$ を逆転し 0.4 に近い値を示し ている.初期状態を長く保持できる補修計画①は、供用 期間がさらに伸びると考えられる.一方、補修計画②で は、腐食・ひび割れが発生している確率が高く、構造物 としては、健全・安全であるとは言い難い.

このように、時系列を用いた MSS による信頼性評価 では、性能低下が発生する各時点で要求されるアベイラ ビリティや健全な状態を平均的に長く保つ性能期待値を 尺度として、最適な補修を計画することが可能となる.

しかし、補修計画の選択においては、単にアベイラビ リティを基準にするだけではなく、補修費用や補修の難 易度等、多面的な検討が必要である.これらについては 現在検討中であり、次の機会に発表したいと考えている.

# 5. おわりに

本研究では、時系列を考慮した MSS を用いれば、従 来の信頼性評価法では評価できなかった鉄筋腐食状態、 コンクリートのひび割れ状態、耐力喪失状態という一連 の性能低下の状態変化を時間経過とともに捉えた信頼 性評価が可能となることを示した.また、MSS ではアベ イラビリティ、性能期待値、性能不足値の3つの指標に よりシステムの信頼性評価が可能であること、また性能 低下の状態がどの程度進んでいるのかを確率的に評価 でき、補修を行う時期を適切に判断できるというメリッ トがあることを示した.

しかし、本論文では、建設費及びメンテナンス費用に ついては考慮せずに解析を行っている。今後は、これら の費用を考慮したライフサイクルコストを最小化する 最適信頼性設計への適用が必要であると考えている。

また、本研究では、RC 橋脚への適用に限定して議論 したが、建設され既に長期間供用されている構造物は橋 脚だけでなく数多く存在しており、最適な維持管理の在 り方が問われている.ここで提案した時系列を考慮した MSS の信頼性評価法を、このような維持管理が必要とさ れている構造物に適用すればより大きな効果が期待で きると考えている.

#### 参考文献

- 神田順:限界状態設計法のすすめ,建築技術株式会社, 1993年.
- Anatoly Lisnianski, Gregory Levitin : Series on Quality, Reliability and Engineering Statistics – Vol.6 MULTI-STATE SYSTEM RELIABILITY Assessment, Optimization and Applications, World Scientific, 2003.
- 3) 牧野誠太郎: 塩害劣化を受ける RC 構造物の耐震性能 評価に関する研究, 香川大学安全システム工学科卒業 論文, 2002.
- 4) 松島 学・関 博・横田 優:塩害を受けるコンクリート構造物の劣化予測、コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, 2002.
- 5) 邱建國・兼松学:塩害に伴う劣化リスクを包含した LCC を最小化する維持保全計画最適化に関する研究, 日本建築学会構造系論文集,No.616, pp.41-47, 2007 年6月.
- 6) 堤知明・白井伸一・安田登・松島学:塩害劣化に関する影響パラメータの実データに基づく定量評価,土木学会論文集,544/V-32, pp.33-41, 1996年8月.
- 7) 迫田恵三・竹田宣典・十河茂幸:海洋環境下における 各種コンクリートの塩分浸透量の推定,コンクリート 工学年次論文集,13-1, pp.595-600, 1991.
- 8) 大城武・谷川伸・永井健太郎: コンクリート構造物の 暴露試験,コンクリート工学年次論文集,10-2, p.547-552,1988.
- 9) 横田優・浮田和明・重松俊一・藤枝正夫: 拡散理論に 基づいた海岸部塩分汚染環境評価, コンクリート工学 年次論文集, 9-1, pp.443-446, 1987.
- 10)丸屋剛・宇治公隆:コンクリートへの塩分の拡散浸 透に関する表面塩分量の定式化、コンクリート工学年 次論文報告集,11-1, pp.597-602, 1989.

(2009年9月24日受付)