地震リスクを加味した劣化損傷下にある道路橋梁群の維持管理[†]

藤井 久矢* 田中新也**
古田 均*** 堂垣正博****

Maintenance Planning of Deteriorating Highway Bridges with Seismic Risk

by

Hisaya FUJII^{*}, Shinya TANAKA^{**}, Hitoshi FURUTA^{***} and Masahiro DOGAKI^{****}

The present paper describes the maintenance methodology of deteriorating reinforced concrete piers supporting highway bridges. The highway network is considered, in order to plan the maintenance scheduling for many highway bridges. The Life Cycle Cost analysis with seismic risk is numerically carried out. The optimum maintenance plan is searched by GA. The numerical results show the maintenance plans for the scale of highway bridges, the elapsed years after construction, the seismic design level and so on. Also, it can be seen from the numerical consideration that the seismic strengthening for the bridge piers designed by former seismic design code is effective in the view of bridge management.

Key words : Bridge management, Maintenance scheduling, Reinforced concrete bridge piers, Deterioration, Life cycle cost, Seismic risk, Reliability, Optimization, GA

1 緒 言

維持管理の時代と言われてすでに久しい。わが国における経済活動の低迷と深刻な財政難は、公共投資の減少を加速している。にもかかわらず、ストックされる社会基盤施設は今なお増えつづけ、その老朽化が着実に進んでいる。2025年には総投資額に占める維持・更新の費用が50%を超える¹⁾とされる中、限られた予算で安全性を担保しつつ、経済的で効率的な維持管理が望まれる。

平成23年3月11日午後2時46分に起こった東北地方太平洋沖地震は、自然災害の猛威が、時として人智を超えた結果をもたらすことを改めて想起させた。今後の発生が懸念される東海・東南海・南海地震などの巨大災害に対し、その規模を如何に想定し、それを超えた場合にも如何に備えるか、地震(自然災害)の不確実さへの対応やリスクマネジメント、クライシスマネジメントが今まさに問われている。

ところで、古田・小山・堂垣・片岡・杉本²⁾、古田・片岡・堂垣³⁾は、地震による損傷リスク(以後、地震リスクと称する)を加味した道路網内の橋梁群の維持管理計画をライフサイクルコスト(Life Cycle Cost: 以後、LCCと称する)の観点から評価した。また、古田・小山・片岡・堂垣⁴⁾、古田・片岡・堂垣⁵⁾は、道路橋を支える鉄筋コンクリート橋脚(以後、RC橋脚と称する)の維持管理計画を立案するにあたって、LCCを目的関数とした組合せ最適化問題にそれを帰着し、離散的最適化手

法の遺伝的アルゴリズム(Genetic Algorithm: 以後、GAと称する)によって準最適解を求めて維持管理の計画案について検討した。

阪神・淡路大震災以降、耐震補強の必要性が認識されながら、財政難もあって街の中には耐震補強されていない構造物が未だに多く残され、不適格な施設に地震リスクが顕在化している。先の東日本大震災では、耐震補強された橋梁に損傷がほとんど見受けられなかったが、未補強橋梁の多くに損傷が生じた。その結果、耐震補強の重要性が再認識された。

このような背景の下、本研究では、市街地の道路網上に建設され、耐震性能にレベル差があるRC橋脚群が混在している場合を対象に、それらの性能が経年劣化によって失われていくことを考え、信頼性解析によって地震リスクを勘案した維持管理計画について検討する。すなわち、異なった耐震基準によって設計された橋梁群を維持管理する局面を想定し、LCCを目的関数とした組合せ最適化問題に定式化し、地震リスクを考慮した維持管理の年次計画案をGAによって導く。

2 地震リスクを加味した維持管理計画のLCC分析

2・1 道路網上に点在する橋梁群の維持管理

道路網上に点在し、規模や架設年、健全度が異なる橋梁の橋脚群を対象に、その維持管理計画を考える。周知のとおり、橋梁を支える橋脚の役割は、平常時、地震時にかかわらず健全性を保ち、上部構造を通過する車輛な

[†] 原稿受理 平成23年6月6日 Received June 6, 2011 ©2012 The Society of Materials Science, Japan

* パシフィックコンサルタンツ(株)九州支社 〒812-0011 福岡市博多区博多駅前, Pacific Consultants Co., Ltd., Hakata-ku, Fukuoka, 812-0011

** パシフィックコンサルタンツ(株)大阪本社 〒541-0052 大阪府中央区安土町, Pacific Consultants Co., Ltd., Chuo-ku, Osaka, 541-0052

*** 正会員 関西大学総合情報学部 〒569-1095 高槻市霊仙寺町, Dept. of Informatics, Kansai Univ., Reisenji-cho, Takatsuki, 569-1095

**** 正会員 関西大学環境都市工学部都市システム工学科 〒564-8680 吹田市山手町, Dept. of Civil, Environmental and Applied System Eng., Kansai Univ., Yamate-cho, Suita, 564-8680

どの円滑な通行に寄与することにある。したがって、その維持管理は、経年劣化はもちろんのこと、地震のようなイベントによる損傷も念頭に入れなければならない。

ところで、技術の進歩や環境の変化に伴って、道路橋の設計基準はしばしば見直され改訂されてきた。このことは、異なった基準によって造られた性能の異なる道路橋が街の中に混在し、不適格な構造物が存在していることを意味する。それゆえ、人びとは顕在化したリスクを背負いながら、潜在するリスクが現れないようにさまざまな努力を重ねている。ここに、顕在化リスクとは、橋梁の場合、阪神・淡路大震災前の旧道路橋示方書・同解説（以後、旧道示と略する）⁶⁾で規定されていた想定地震動（震度法：現行道示のレベル1地震動に相当）に対する耐震性能を上回る現行耐震基準の想定地震動レベルで引き起こされる損傷リスクを、潜在リスクとは、現行道路橋示方書・同解説（以後、現行道示と略する）⁷⁾に規定される想定地震動に対する耐震性能（地震時保有水平耐力法：レベル2地震動まで）を上回る想定以上の地震動によって引き起こされる損傷リスクを指す。

2・2 対象橋脚の設定

2・2・1 道路網とその重要度 橋脚を設定するにあたり、Fig. 1のような道路網を想定し、路線の交通量いわゆる路線の重要度を念頭においた4種類の橋脚モデルを設計した。すなわち、路線の重要度を道路種別と車線数で考え、それぞれの橋梁を上部構造の荷重の大小で表現した。道路種別に関して、Node 7～Node 10の路線とNode 16～Node 20の路線を主要幹線道路、それ以外を補助幹線道路とした。また、車線数に関して、4車線、2車線、1車線の道路を想定した。4車線の橋梁は上下線

が分離され、2車線からなる橋梁が2本並んで架かっているものとした。ちなみに、上部構造の荷重は、橋梁デザインデータブック⁸⁾に依った。

2・2・2 橋脚の耐震性能 耐震性能が異なる橋梁が混在している状態を想定し、旧道示と現行道示に対応した4種類の橋脚モデル

① 旧道示の耐震性能を有する橋脚 a_1, b_1, c_1, d_1

② 現行道示の耐震性能を有する橋脚 a_2, b_2, c_2, d_2 の計8本を設計した。

以上のような条件を考慮し、橋梁の道路種別、車線数、橋脚本数などを表にまとめれば、Table 1を得る。これらの条件下で上部構造の荷重を算出し、ファイバーモデルによる弾塑性解析を実施し、設計基準を満たす橋脚を設計した。橋梁1～橋梁10に適用した橋脚モデルの諸量をTable 2に示す。

2・3 RC 橋脚の劣化モデル

RC 橋脚の劣化メカニズムに塩害による経年劣化を取り上げた。鉄筋が腐食し始めると、その断面は時間とともに細る。ここでは Frangopol・Lin・Estes の考え⁹⁾を参照し、時間経過に伴う鉄筋断面の減少過程を潜伏期 ($0 < t \leq t_0$)、進展期 ($t_0 < t \leq t_1$)、加速期 ($t_1 < t \leq t_2$) の3段階で表現し、 t 年後の鉄筋断面の残存率 $F_s(t)$ を

$$F_s(t) = \frac{\pi \left\{ \frac{D(t)}{2} \right\}^2}{A_{S0}} \quad (1)$$

から求める。ここに、

$$\begin{aligned} 0 < t \leq t_0 &: D(t) = D_0 \\ t_0 < t \leq t_1 &: D(t) = D_0 - v_1(t - t_0) \\ t_1 < t \leq t_2 &: D(t) = D_0 - v_1(t_1 - t_0) - v_2(t - t_1) \end{aligned} \quad (2)$$

である。また、

Table 1 Bridge models.

Bridge No.	Number of traffic lanes			Road category	Number of bridge piers	Pier model	
	2*2	2	1			Old Spec.	Current Spec.
1	○	-	-	Arterial highway	8×2	b_1	b_2
2	○	-	-	Arterial highway	7×2	b_1	b_2
3	○	-	-	Arterial highway	4×2	b_1	b_2
4	○	-	-	Sub-arterial highway	5×2	c_1	c_2
5	○	-	-	Sub-arterial highway	4×2	c_1	c_2
6	○	-	-	Sub-arterial highway	3×2	c_1	c_2
7	-	○	-	Sub-arterial highway	5	a_1	a_2
8	-	○	-	Sub-arterial highway	4	a_1	a_2
9	-	○	-	Sub-arterial highway	3	a_1	a_2
10	-	-	○	Sub-arterial highway	2	d_1	d_2

Table 2 Pier models.

Name of bridge piers	Size of cross-section (m) [width×depth]	Weight of superstructure (kN)	Number of reinforcements	Diameter of reinforcements (mm)	Strength (kN)
a_1	6.0×2.0	5 692.5	49	D29	2 508.5
a_2	6.0×2.0	5 692.5	2*49	D32	4 217.5
b_1	5.0×2.0	5 156.3	44	D29	2 187.1
b_2	5.0×2.0	5 156.3	2*44	D32	3 848.3
c_1	4.8×2.0	4 743.8	41	D29	2 068.8
c_2	4.8×2.0	4 743.8	2*41	D32	3 556.4
d_1	4.6×2.0	4 455.0	39	D29	1 996.5
d_2	4.6×2.0	4 455.0	2*37	D32	3 430.1

Fig. 1 Highway network model.

A_{s0} : 供用開始時の鉄筋の断面積

$D(t)$: 供用開始から t 年後の鉄筋径

D_0 : 供用開始時の鉄筋径

v_1 : 進展期における 1 年あたりの腐食率

v_2 : 加速期における 1 年あたりの腐食率

である。式 (1) を図示すれば、Fig. 2 を得る。ここに、縦軸は鉄筋断面の残存率 $F_s(t)$ である。

2・4 地震リスクを含む LCC

2・4・1 LCC の算定法 道路橋の維持管理計画を左右する LCC は、初期建設費 (C_I)、維持管理費 (C_M)、更新費 (C_R) の総和

$$C_{LCC} = C_I + C_M + C_R \quad (3)$$

で一般的に求められる。さらに、貨幣価値に換算された地震リスク費用 (C_{SR})

$$C_{SR} = \sum_{a=0}^{m_g} \sum_{DI=D}^{A_{s0}A} \{P_H(a) \cdot P_D(DI, a) \cdot C_D(DI)\} \quad (4)$$

を更新費 (C_R) を含めない式 (3) に加えれば、LCC が

$$C_{LCC} = C_I + C_M + C_{SR} \quad (5)$$

から求められる。ここに、

$P_H(a)$: 地震ハザード曲線から得られる地震発生確率

$P_D(DI, a)$: フラジリティ曲線から得られる地震時損傷確率、すなわち、地震加速度 a で地震損傷レベル DI の損傷確率

a : 最大地震加速度 ($a = 100, 200, \dots, 1000$ [gal]: 10 ケース)

$C_D(DI)$: 地震時損傷費用

m_g : 地震加速度の上限値

DI : 地震による橋脚の損傷度レベル A_s, A, B, C, D

式 (5) の値が計画期間にわたって最小となる維持管理案がここで導き出す解である。式 (5) の各費用は、以下のように求められる。

(1) 初期建設費: C_I

式 (5) に示した RC 橋脚の初期建設費は、これまでの実績を踏まえ、概算単価 135 (千円/m³) とする。ただし、震度法レベルで設計された橋脚の場合、建設費単価を一律 0.9×135 (千円/m³) に仮定した。

Fig. 2 Deteriorating curve.

(2) 維持管理費: C_M

RC 橋脚の経年劣化による性能低下を阻止する補修・補強工法、その効果と工事費を工法別にまとめれば、Table 3 を得る。ここに、工事費は「平成 22 年度版国土交通省土木工事積算基準¹⁰⁾」に従って年ごとに算出する。

(3) 地震リスク費用: C_{SR}

地震による損失費用、すなわち、地震リスク費用を算出するため、RC 橋脚の地震による損傷の程度を表す物理的尺度として最大応答塑性率

$$\mu_u = \frac{\delta_{max}}{\delta_y} \quad (6)$$

を用いる。ここに、

δ_{max} : 応答継続時間中の最大変位

δ_y : 降伏変位

である。

被災度ランクは、文献¹¹⁾を参考に、最大応答塑性率 μ_u によって Table 4 のように $A_s \sim D$ の 5 段階で表した。各モデルにおける初期建設費と、それぞれの被災度ランクに対応する補修・補強費を Table 5 に示す。これより想定地震動によって被災度ランクとその確率、その損傷に対する補修・補強対策別のコストが示され、地震リスク費用が算出される。

2・4・2 地震リスク費用の算定 地震リスク費用は式 (4) から求められる。ここに、地震発生確率 $P_H(a)$ 、地震時損傷確率 $P_D(DI, a)$ 、地震時損失費用 $C_D(DI)$ は、以下のようなものである。

Table 3 Repairing method, effect and cost.

Repairing method	Repairing effect	Repairing cost (thousand Yen / m ²)
Surface coating	Inhibition for 5 years	20
Repairing of cross-section	90% recover of deterioration rate	530
Crack injection (sement milk)	Same deterioration curve before repair without recovering	90
Re-alkalization		
Electric protection	Inhibition for 25 years	100
Repairing of cross-section + Surface coating	90% recover of deterioration rate + Inhibition for 5 years	580

Table 4 Relation between the damage rank, and the admissible ductility factor, disaster states, the maintenance cost and method.

Damage rank	μ_u	Damage states	Maintenance cost (thousand Yen)	Repairing method
A_s	6.0~	Collapse	$1.5 \times$ (Initial construction cost)	Reconstruction
A		Severe		
B	4.0~6.0	Normal	$73\,000$ [Yen/m ²] $\times$ (Whole surface area of one pier)	Strengthening
C	2.0~4.0	Moderate	$0.3 \times$ (Maintenance cost for damage rank B)	
D	~2.0	No damage	-	-

Table 5 Initial construction, strengthening, and reconstruction costs for each bridge pier model.

Pier model	Dimensions (m)			Cost (thousand Yen)			
	Bridge width	Size of cross-section		Initial construction	Reconstruction		
		Width	Depth		As, A	B	C
a ₁	13.8	6.0	2.0	18 371	27 557	9 344	2 803
a ₂	13.8	6.0	2.0	20 412	30 618	9 344	2 803
b ₁	12.5	5.0	2.0	15 795	23 693	8 176	2 453
b ₂	12.5	5.0	2.0	17 550	26 325	8 176	2 453
c ₁	11.5	4.8	2.0	14 920	22 380	7 942	2 383
c ₂	11.5	4.8	2.0	16 578	24 867	7 942	2 383
d ₁	10.8	4.6	2.0	14 191	21 287	7 708	2 313
d ₂	10.8	4.6	2.0	15 768	23 652	7 708	2 313

(1) 地震発生確率: $P_H(a)$

地震の発生によるさまざまな影響が、地震発生確率を利用して、しばしば検討されている。ここに、地震発生確率は、地震加速度の任意の範囲に対して作成された地震強度の年超過確率を示した曲線、すなわち、地震ハザード曲線から求められる。この曲線は検討する地域によって異なる。ここでは、地震が発生する地域を特定しない。それゆえ、土木学会地震工学委員会・レベル2地震動研究小委員会¹²⁾で検討された Fig. 3 の日本全国の平均的なハザード曲線を採用する。これは、沖縄を除く全国 246 地点で個々に求められた曲線からそれぞれの曲線に対応する加速度の非超過確率が同一レベルになる点を結んでフラクタル表示したものである。ここでは全国の 84% の地点でその超過確率を上回る点を結んだ 0.84 フラクタル曲線を用いる。ただし、最大地震加速度の範囲を 0 ~ 1 000 (gal) とし、100, 200, ..., 1 000 の 10 ケースに対して求めた。昨今の大地震を考えれば、さらに強い地震動も想定する必要がある。最近、2 000 (gal) までを対象とした地震ハザード曲線も示されている。¹³⁾

(2) 地震時損傷確率: $P_D(DI, a)$

劣化過程下にある橋脚が地震によって損傷する確率を、建設後の経過時間、すなわち、劣化の程度と作用入力地震動をパラメータに算定する。橋梁の地震による損傷確率、すなわち、経年劣化によって低下した耐力と地震動強度との関係から破壊確率を算定し、RC 橋脚の脆弱性曲線を求める。これには、その耐震性能を評価するための限界状態関数が必要である。ここでは、現行道

Fig. 3 Seismic hazard curve.

示⁷⁾に与えられる地震時保有水平耐力の照査法に準拠し、脆弱性曲線の算定に必要な限界状態関数を

$$Z = H_u - k_{hc}W = H_u - k_{hc}(W_S + c_P W_P) \quad (7)$$

のように設定した。ここに、

H_u : 劣化進行下にある RC 橋脚の年度ごとの地震時保有水平耐力 (確定量)

k_{hc} : 変形性能を考慮した設計水平震度 (確率量)

W : 地震時保有水平耐力照査法に用いる等価重量

W_S : 上部構造の荷重

W_P : 橋脚の重量

c_P : 等価重量係数で、曲げ破壊型の場合、 $c_P = 0.5$ である。

現行道示では、所要降伏震度 k_{hc} を標準設計震度で扱っている。ここでは地震動の特性によって変動することを考えた。ここに、 k_{hc} は、現行道示で与えられる 10 種類の地震動に対して 100 ~ 1 000 (gal) までの最大地震加速度ごとに弾塑性時刻歴応答解析を実施し、応答継続時間中の最大変位を降伏変位で除した値いわゆる最大応答塑性率の分布を対数正規分布に仮定して求めた。たとえば、最大応答塑性率が $\mu_u = 4.0$ の場合、その平均値と分散はそれぞれ 0.27, 0.04 である。⁵⁾ただし、荷重の組合せは考えなかった。

算定した脆弱性曲線を Fig. 4 に示す。ただし、供用年数は 100 年、最大応答塑性率が $\mu_u = 4.0$ の場合である。図中、(a) 図は旧道示 (レベル 1 地震動に相当)

(a) Fragility curve (Pier model b₁) (b) Fragility curve (Pier model b₂)Fig. 4 Fragility curve ($\mu = 4$).

で設計された橋脚モデル b_1 の場合、(b) 図は現行道示（レベル 2 地震動に相当）で設計された橋脚モデル b_2 の場合である。ただし、劣化損傷の変動は考えなかった。

(3) 地震時損傷費用： C_D (DI)

本費用は、被災後の補修・補強や架替にかかるコストを指す。ここでは、Table 4 に示す 5 段階の損傷度に対し、費用を設定した。ここに、無損傷 D を除く 3 段階、すなわち、① As と A：重大な損傷を受け、架替の必要な場合、② B：中程度の損傷、③ C：軽度の損傷に対し、補修・補強費を Table 5 のように設定した。ちなみに、地震による倒壊後の架替費用は、過去の建設実績を参考に、初期建設費の 1.5 倍とした。なお、老朽化による更新事例によれば、初期建設費の 2～3 倍となる場合¹⁴⁾もある。それゆえ、橋梁が倒壊した場合、その地震リスク費用はここでの算定値よりも増えることが考えられる。

3 GA による維持管理計画の最適化

道路網上に点在する高架橋を支える RC 橋脚の維持管理計画は、① どの橋梁を (which)、② 何時に (when)、③ どの工法で (how) の 3 要素の組合せで示される。(which, when, how) の組合せで示される維持管理計画の代替案は、対象とする橋梁が多く、維持管理計画の対象期間が長くなればなるほど、膨大な数に上る。それゆえ、多くの組合せの中から満足できる解を探索しなければならない。そこで、橋脚群の維持管理年次計画案の決定問題を大規模組合せ最適化問題に定式化し、その目的関数の極値を、文献 3)、4) と同様、ダーウインの進化論を模倣した離散的最適化手法 GA で導出する。

3・1 目的関数と制約条件

RC 橋脚の維持管理計画を最適化するため、地震リスクを加味した LCC の式 (5) を目的関数に、その最小化を図る。ただし、耐力が健全な状態から 60% まで減少した状態を許容限界とし、

$$\frac{H_t}{H_0} \geq 0.6 \quad (8)$$

を制約条件とした。ここに、

H_t ： t 年後の地震時保有水平耐力 (kN)

H_0 ：供用開始時の地震時保有水平耐力 (kN)

である。

3・2 維持管理計画の最適化解析の手順

維持管理計画の準最適解は、次の手順で求められる。

【Step 1】 個体の発生：

設定した個体数の維持管理計画案を作成し、それを第 1 世代の生物集団とする。

【Step 2】 適応度の評価：

【Step 1】の維持管理計画案の LCC を算出し、第 1 世代の案の優劣を評価する。

【Step 3】 エリートの保存：

算出した LCC 値を小さい順に並べ、上位の優秀な計画案をつぎの世代に残す。

【Step 4】 選択と淘汰（ルーレット戦略）：

優秀な計画案ほど次世代へ残る確率が高く、これをもとに優生な集団に進化させる。

【Step 5】 交叉・突然変異：

2 つの計画案（親）を交配させ、2 つの新しい計画案（子）を創る。また、遺伝子の一部を無作為に取り替え、すなわち、突然変異させ、まったく異なった計画案を創生する。これは、局所解、すなわち、最適でない極値に解が陥らないようにするための所作である。

3・3 GA のパラメータ

RC 橋脚の維持管理計画を効率よく探索するため、GA 解析に必要なパラメータ（個体数、交叉率、突然変異率、世代数など）を決定する。これらは、経験に基づいて定められる場合が多い。ここでは、既往の研究^{3), 4)}を参照し、パラメトリックな繰り返し試行の結果、つぎのように決定した。すなわち、個体数を 200 個体、交叉率を 0.4、突然変異率を 0.01、世代数を 500 世代とし、エリート保存、ルーレット戦略、一様交叉を採用した。

4 維持管理計画の策定とその分析

橋梁の維持管理計画の対象期間を 100 年とし、その準最適解を GA によって探索する。

地震リスクが維持管理計画へ及ぼす影響、供用年数と橋梁規模が LCC に及ぼす影響、ならびに、現行道示で求められる耐震性能を満たさない不適格な橋脚への耐震補強の有効性と維持管理上の効用などを考察する。

4・1 地震リスクを勘案した維持管理計画

旧道示（レベル 1 地震動に相当）に則って設計された橋脚モデル a_1 と、現行道示（レベル 2 地震動に相当）に則って設計された橋脚モデル a_2 を LCC 分析した結果、Table 6 を得た。同表に基づいて、実際に支出する費用、すなわち、初期建設費と維持管理費を潜在的な地震リスク費用と分けて図示すれば、Fig. 5 を得る。

まず、地震に対して脆弱な橋脚モデル a_1 では、地震リスクを意識せずに維持管理した場合、検討期間 100 年の間に必要な維持管理費 C_M の約 38 倍に相当する地震リスク費用 C_{SR} が発生する。また、維持管理に地震リスクを意識した場合でも、維持管理費 C_M の約 5 倍の地震リスク費用 C_{SR} が見込まれる。これは、旧道示で設計され、現行道示の要求性能に劣る橋脚モデル a_1 の地震リスク費用 C_{SR} は、地震リスクを意識しない場合、橋脚モデル a_2 に比べて約 28 倍である。現行道示で想定されている地震動に対しリスクが顕在化している。

つぎに、より高い耐震性能を有する橋脚モデル a_2 の場合では、地震リスクを意識せずに通常の維持管理を 100 年間行えば、それに必要な維持管理費 C_M の約 70% 相当の費用が地震リスク費用 C_{SR} として発生する。一方、地震リスクを考慮した維持管理の場合には、地震リスク費用 C_{SR} は約 14% である。このことは、現行道示が求める耐震性能を保有する橋脚でも地震という不安定要因を潜在的に抱えていることを示している。

そこで、地震リスク費用 C_{SR} を含む LCC 値の最適化を考える。地震リスクを勘案すれば、橋脚モデル a_1 では約 59%、橋脚モデル a_2 では約 78% も地震リスク費用 C_{SR} が軽減される。これは、地震に対して脆弱な橋脚モデル a_1 は地震時の損傷発生確率が高いので、それを意識して

Table 6 Comparison of LCC with/without consideration of seismic risk.

Pier model	unit: thousand Yen			
	a ₁		a ₂	
Maintenance plan	Without consideration of seismic risk	With consideration of seismic risk	Without consideration of seismic risk	With consideration of seismic risk
Initial construction cost : C_I	18 371	18 371	20 412	20 412
Maintenance cost : C_M	19 854	59 561	39 321	40 508
Seismic cost : C_{SR}	748 544	306 433	26 546	5 779
$C_I + C_M$	38 225	77 932	59 733	60 920
$C_I + C_M + C_{SR}$	786 769	384 365	86 279	66 699
C_{SR}/C_M	37.70	5.14	0.68	0.14
$\Delta C_{SR}/\Delta C_M$	442 111 / 39 707 = 11.13		20 767 / 1 187 = 17.50	

Fig. 5 Comparison of LCC with/without consideration of seismic risk.

維持管理すれば、地震リスクが軽減され、維持管理の効果が大きいことを示す。すなわち、維持管理費 C_M の増加分が地震リスク費用 C_{SR} の軽減に直結している。ここでは、維持管理計画の良し悪しを判断するため、

$$\text{費用対効果} = \frac{\text{地震リスク費用の減少額}}{\text{維持管理費用の増加額}} \quad (9)$$

を算出し、相対的な評価を行う。

これによれば、地震リスクを考えて維持管理することによって、その費用対効果が、橋脚モデル a_1 では 11.13、橋脚モデル a_2 では 17.50 となる。このことから、地震に脆弱な橋脚モデル a_1 に対して現行道示レベルの耐震性能を有する橋脚モデル a_2 の方が、効果的に地震リスクを軽減していることがわかる。具体的に説明すれば、橋脚モデル a_2 の維持管理費 C_M を約 3% 増やせば、地震リスク費用 C_{SR} が約 78% 減ることを示している。

以上のことから、旧道示で設計された橋脚モデル a_1 は顕在化した地震リスクを、現行道示で設計された橋脚モデル a_2 は潜在している地震リスクをそれぞれ抱えていることがわかった。それゆえ、地震リスクを維持管理の計画案策定時に取り込めば、不確実な地震の要因をも勘案した維持管理計画が提示できる。

4・2 供用年数と橋梁規模が LCC に及ぼす影響

Fig. 1 に示す道路網上に点在する橋梁 1 ~ 橋梁 10 に対し、レベル 2 地震動を想定荷重に設計された橋脚モデル a_2 , b_2 , c_2 , d_2 を対象に、Table 7 に示す建設後からの供用年数と橋梁規模が異なる 2 ケース、すなわち、橋梁群の中で、比較的規模の小さい橋梁 3, 6, 9 に対し供用後の経過年数が 40 年の場合 (Case 1) と、比較的規模の大きい橋梁 1, 4, 7 に対し供用後の経過年数が 40 年の場合 (Case 2) を対象に、供用年数と橋梁規模が維持管理計画に及ぼす影響を考察する。ここに同表中、L, M, S は橋梁の規模の大, 中, 小を示す。

まず、それぞれの橋梁の地震リスクを含む LCC を求めれば、Table 8 を得る。橋梁群全体の地震リスクを含む LCC で、Case 2 は Case 1 の約 13% 増となる。

橋梁規模が大きくなるほど、建設後の経過年数が地震リスクを含む LCC の増大にかなり影響する。それゆえ、規模が大きい橋梁ほど耐震性能が低下しないように、優先的に補修することが重要である。Fig. 6 から明らかなように、Case 1 の橋梁 1 と Case 2 の橋梁 3 の地震リスクを含む LCC を比較すれば、同じ供用年数でも規模の大きい橋梁すなわち橋脚本数の多い橋梁 1 の地震リスクを含む LCC は、橋脚本数の少ない橋梁 3 に比べて明らかに大きい。

つぎに、Case 1 の橋梁 1 と橋梁 4 の地震リスクを含む LCC を比較する。橋脚本数は橋梁 1 が橋梁 4 の 1.6 倍 (16 本/10 本) である。一方、橋梁 4 は供用後の経過年数が橋梁 1 よりも 40 年長い。これらの条件のもとで、橋梁 4 は橋梁 1 より地震リスクを含む LCC は多い。

これは、規模の小さい橋梁でも、供用後の経過年数が長いと、維持管理費と地震リスク費用が多くなることを示している。橋脚 1 の地震リスクを含む LCC は、供用直後の経過年数が 0 年の場合 (Case 1) で 926 百万円、供用後の経過年数が 40 年の場合 (Case 2) で 1 753 百万円

Table 7 Relation between scale of bridges and elapsed years after construction for each bridge.

Bridge No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Pier model	b ₂			a ₂			c ₂			d ₂
Scale of bridges (Number of piers)	L	M	S	L	M	S	L	M	S	
Elapsed years after construction (years)	Case1	0	20	40	0	20	40	0	20	40
	Case2	40	20	0	40	20	0	40	20	0

Table 8 Differences of LCC between scale of bridges and elapsed years after construction for each bridge.

unit: thousand Yen										
Bridge No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Pier model	b_2			a_2			c_2			d_2
Number of piers per one bridge	16	14	8	10	8	6	5	4	3	2
LCC	Case1	925 984	1 111 362	876 552	560 390	614 928	637 872	339 495	361 516	449 373
	Case2	1 753 104	1 111 362	462 992	1 063 120	614 928	336 234	748 955	361 516	203 697
										Total
										6 072 576
										6 851 012

Fig. 6 Differences of LCC between scale of bridges and elapsed years after construction for each bridge.

となり、40年間で827百万円増加する。これに対し、橋脚2の地震リスクを含むLCCは、供用後の経過年数が20年で1111百万円である。橋脚1の地震リスクを含むLCCが同額となるのは、Fig. 7からおおよそ供用後9年目と推定され、橋梁2よりも11年早い。これは、規模の異なる橋梁の維持管理の優先度が供用年数で判定できることを示す。

以上のことから、維持管理計画の立案には、橋梁の規模だけでなく、その供用年数、すなわち、経年劣化による損傷度を十分に反映させる必要がある。LCC最小化の観点から、両要素の分析が欠かせない。

4・3 耐震補強の有効性

旧道示で設計された橋脚モデル a_1 を耐震補強することによって地震リスクの軽減を図り、耐震補強の有効性を

検証する。耐震性能に劣る橋脚モデル a_1 は、レベル2地震動規模の地震に対して地震リスクが顕在化している。そこで、耐震補強の効果とその費用の比較・検討を行う。

地震リスクを考慮する場合で、旧道示で設計された橋脚モデル a_1 と、それを耐震補強した橋脚モデル a_1' の維持管理計画案を比較すれば、Table 9とFig. 8を得る。図表から明らかなように、年平均地震リスク(3064千円)の約2.4年分の耐震補強費(7348千円：これは、実績調査から耐震補強費が概ね初期建設費の30～40%程度であることがわかったので、約40%として試算した額である)を投資することによって、地震リスクは約2%にまで軽減される。また、維持管理費は19053千円軽減され、LCCは11705千円削減される。以上のことから、わずかな投資(耐震補強)で顕在化したリスクだけでなく、実際に支出される補修費も軽減されることがわかった。

東日本大震災では、耐震補強されたRC橋脚の損傷は比較的軽微に留まった。一方、未補強のRC橋脚はかなりの損傷を受けたとされている。このことを斟酌すれば、不適格な構造物の早急な耐震補強が求められる。本研究

Fig. 7 Relation between LCC and elapsed years after construction.

Table 9 Comparison of LCC between pier model a_1 , and pier model a_1' without/with strengthening.

unit: thousand Yen		
Pier model	a_1	a_1'
Initial construction cost : C_I	18 371	1 8371
Maintenance cost : C_M	-	7 348
Strengthening cost : C_S	59 561	40 508
Seismic risk cost : C_{SR}	306 433	5 779
$C_I + C_M + C_S$	77 932	66 227
$C_I + C_M + C_S + C_{SR}$	384 365	72 006

Fig. 8 Comparison of LCC between pier model a₁ and pier model a₁' without/with strengthening.

からも耐震補強が如何に経済的で有効であるかが検証された。財政難を理由に耐震補強を怠れば、地震リスクはもとより維持管理にかかる LCC も増加する。経済面からも長期的視点に立った意思決定が重要で、早期の完全な耐震補強の実現が望まれる。

5 結 言

本研究では、耐震性能、橋梁規模、供用年数の異なる RC 橋脚が道路網上に混在している現状を鑑み、経年劣化対策上の通常維持管理に地震リスクを勘案した橋梁マネジメントの戦略論を展開した。得られた結果をまとめれば、つぎのとおりである。

(1) 地震リスクの有無による LCC を比較した。地震リスクを維持管理計画時に組み込めば、少ない投資で経済効果の高い維持管理計画が立案でき、より合理的な道路橋梁群のマネジメントが可能である。

(2) 橋梁の維持管理に地震リスクを考えれば、維持管理費の増加と地震リスクの軽減による費用対効果が算出でき、維持管理の効果が定量的に評価できる。それゆえ、維持管理の意思決定の新たな評価尺度に地震リスクが利用可能である。

(3) 規模の大きい橋梁、すなわち、橋脚の本数が多い橋梁では、LCC は橋脚の本数に比例して増加する。一方、規模の小さい橋梁の場合、建設後の供用年数が長いと、橋脚本数が多い規模の大きい橋梁の LCC を上回る場合がある。それゆえ、維持管理計画の策定において、橋梁の規模と建設後の供用年数が密接に関係し、十分な検討を要する。

(4) 旧道示レベルの耐震性能を有する橋脚を耐震補強すれば、地震リスクの低減のみならず、維持管理費も縮減でき、少ない投資で大きな効果が期待できる。

参 考 文 献

- 1) K. Nishikawa, J. Murakoshi, Y. Jyosen, T. Fukuchi and H. Nakashima, "Results of survey on replacement of existing bridges", Technical Note of PWRI (Technical Memoranda of PWRI), No.3512 (1997).
- 2) H. Furuta, K. Koyama, M. Dogaki, H. Kataoka and H. Sugimoto, "Study on life-cycle cost evaluation of road network considering seismic risk", Proceedings of the 5th Japan Conference on Structural Safety and Reliability, pp.519-526 (2003).
- 3) H. Furuta, H. Kataoka and M. Dogaki, "Risk analysis of steel piers supporting highway bridges, taking into account seismic damage", Proceedings of the 5th Japan Conference on Structural Safety and Reliability, pp.859-866 (2003).
- 4) H. Furuta, K. Koyama, H. Kataoka and M. Dogaki, "Optimal seismic design of road network using multi objective genetic algorithm", Journal of Structural Engineering, Japan Society of Civil Engineers, Vol.50A, pp.247-256 (2004).
- 5) H. Furuta, H. Kataoka and M. Dogaki, "Life cycle cost analysis on RC bridge pier maintenance scheduling taking into account seismic events", Journal of Structural Engineering, Japan Society of Civil Engineers, Vol.52A, pp.163-174 (2006).
- 6) Japan Road Association, "Specifications for highway bridges part : seismic design" (1980).
- 7) Japan Road Association, "Specifications for highway bridges part : seismic design" (2002).
- 8) Japan Bridge Association, "06 Design data book" (2006).
- 9) D. M. Frangopol, K. -Y. Lin and A. C. Estes, "Life-cycle cost design of deteriorating structures", Journal of the Structural Engineering, Proceedings of ASCE, Vol.123, No.10, pp.1390-1401 (1997).
- 10) Construction Research Institute, "Estimation standard on public works by ministry of land, infrastructure, transport and tourism" (2010).
- 11) The Kansai Chapter of Japan Society of Civil Engineers, "Lessons from the Hanshin-Awaji Great Earthquake Disaster -The report of the research committee on the Hanshin-Awaji Great Earthquake Disaster-" (1998).
- 12) The Research Subcommittee on the Level II Earthquake Motions in the Earthquake Engineering Committee of Japan Society of Civil Engineers, "Activity report on level II earthquake motions" (2000).
- 13) M. Nakajima, "Probabilistic seismic hazard evaluation method for high seismicity area -considering multi-occurrences of characteristic earthquake in a target period-", Central Research Institute of Electric Power Industry, No.08069 (2009).
- 14) K. Nishikawa, J. Murakoshi, S. Yamamoto, Y. Jyosen, T. Fukuchi and H. Nakajima, "Study on minimum maintenance bridges", Technical Note of PWRI (Technical Memoranda of PWRI), No.3506 (1997).