

地震損傷を勘案した道路橋 RC 橋脚の維持管理計画におけるライフサイクルコスト分析

Life cycle cost analysis on RC bridge pier maintenance scheduling taking into account seismic events

古田 均*, 片岡宏文**, 堂垣正博***

Hitoshi FURUTA, Hirofumi KATAOKA, and Masahiro DOGAKI

- * 工博 関西大学教授 総合情報学部 (〒569-1095 高槻市霊仙寺町 2-1-1)
 ** 修士(工学) 日本技術開発㈱大阪支社交通部門構造・橋梁 G (〒531-0072 大阪市北区豊崎 5-6-10)
 *** 工博 関西大学教授 工学部都市環境工学科 (〒564-8680 吹田市山手町 3-3-25)

In this paper, an attempt is made to develop a decision-supporting system for planning the maintenance program of reinforced concrete piers supporting highway bridges. Emphasis is placed on how to obtain an appropriate order of repair for the existing RC bridge piers damaged by the corrosion of stiffening steel rods. Also, is considered the damage levels of RC bridge piers due to earthquake. Life-cycle cost is evaluated for determining the optimal maintenance scheduling of damaged RC bridge piers. Namely, in order to account for the importance of each bridge and the adequate resource allocation, the influences of repair works on the surrounding areas, and various technical and economical conditions for their repair are taken into account. Genetic algorithm is applied to obtain practical and rational planning for the maintenance problem. Two numerical examples show for the optimal repair problems during 100 years; one is for a damaged RC bridge pier, and the other for some severe damaged RC bridge piers among many damaged ones by considering the characteristics of highway network.

Key Words: Life cycle cost, seismic risk, reliability theory, maintenance, reinforced concrete bridge pier

キーワード: ライフサイクルコスト, 地震リスク, 信頼性理論, 維持管理, RC 橋脚

1. まえがき

戦争による国土の荒廃を経て、戦後整備されてきた社会基盤施設も 50 年の歳月を経過し、経年劣化による老朽化が徐々に忍び寄っている。この結果、構造物の維持管理の重要性が増すとともに、少子・高齢化に伴う予算上の制約からも延命化が強く求められている。一方、社会基盤を構成する構造物は、地震や台風などの不確定な要因の影響を受けやすい。これらの不確定さを設計や維持管理の段階で十分に勘案し、事前の対策（予防保全）を講じておくことは、その延命のためにも重要である。仮に、これを無視すれば、非日常的な災害によって国民は公私にわたる多大の損失を被るとともに、営々とストックされてきた社会財を一瞬のうちに失うことになる。

わが国は地震多発国である。それゆえ、不確実な地震であってもその影響は無視できない。兵庫県南部地震では、土木構造物をはじめ、25 万戸以上の家屋やビルの倒壊、港湾構造物の崩壊など、莫大な数の構造物を一瞬のうちに失った。また、兵庫県南部地震あるいはそれ以上の規模といわれる東海・東南海・南海地震も近い将来に起こるとされる¹⁾。

わが国における構造物の設計法は、現在、従来の仕様規定型設計から性能照査型設計へと変わりつつある。性

能照査型設計法は、社会が構造物に求める要求性能を明確に定義し、構造物の保有性能がその要求性能を満たしているか否かを直接照査する設計体系で、先進国では国際規格 ISO2390 のような基準を設けている。ただし、本設計法の定義が現時点で必ずしも確立されているわけではないが、「設計された構造物の保有する性能が与えられた外的条件に対して要求性能さえ満足すれば、どのような構造形式や構造材料、構造解析手法、架設工法を用いてもよい設計法」とされる。すなわち、性能設計は、従来の設計法とは異なり、自由度の高い設計法として位置づけられている。このため、従来に比べ、経済的で合理的な設計や保守管理が容易に行われるといわれている。と同時に、ライフサイクルコスト (Life Cycle Cost: 以下、LCC と称する) やアセットマネジメント (Asset Management) の手法を性能設計と連動させた合理的でアカンタビリティに優れた社会基盤整備事業の展開が可能とされる。

そこで、道路橋の鉄筋コンクリート橋脚（以下、RC 橋脚と称する）を対象に、塩害などによる鉄筋の腐食劣化と不確実な地震による損傷を同時に勘案した橋梁維持管理の LCC 評価法について検討する。地震動を確率量で表現し、不確実性の評価を信頼性理論に基づいて行った。また、地震による橋脚の損傷をリスクとして捉え、

それを通常の LCC に加え、構造物の維持管理計画問題を組合せ最適化問題として定式化した。離散的最適化問題の解法に遺伝的アルゴリズム (Genetic Algorithm : 以下, GA と称する) を適用した。

なお, 経年劣化する構造物の地震損傷を考えた維持管理シナリオづくりが今後の維持管理計画を立てる上で重要である。構造物のさまざまな部位の, さまざまな環境下での経年劣化による性能曲線が明らかにされていない現状を鑑み, ここでは塩害による経年劣化を取り上げた。

2. RC 橋脚の維持管理における地震損傷を勘案した LCC 評価法

Fig.1 に示す単柱式 RC 橋脚²⁾を対象に, 橋脚の維持管理に関する LCC を建設費用, 維持管理費, 地震リスクで与えられる

$$LCC = C_I + \sum_{t=0}^T \frac{C_M}{(1+r)^t} + \sum_{t=0}^T \sum_{a=0}^{A_{t,A}} \sum_{DI=D} \frac{P(a) \cdot P_D(DI/a) \cdot C_D(DI)}{(1+r)^t} \quad (1)$$

で算定する。ここに,

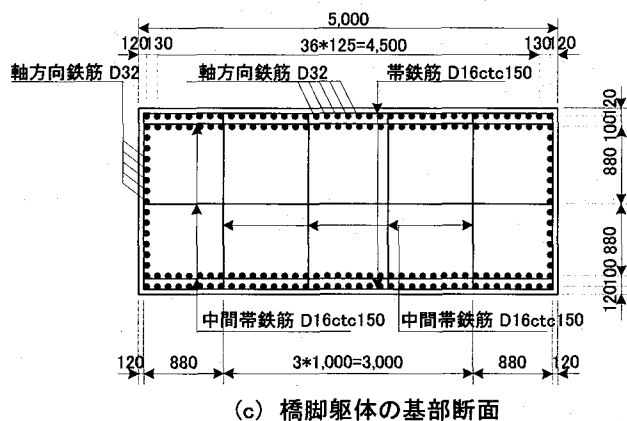
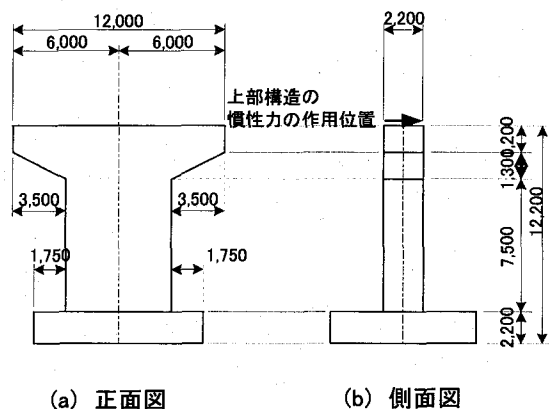


Fig.1 対象橋脚²⁾

Table 1 RC 橋脚の経年劣化に対応した補修対策法, その効果と費用

工法	効果の内容	効果	費用(千円/m ²)
表面塗覆装	劣化率の低下を一定の期間抑止する。	5年間の抑止	20
表面被覆	劣化率の低下を一定の期間抑止する。	10年間の抑止	70
断面修復	劣化率を一定の割合まで回復させ, 初期の劣化曲線に従って劣化する。	90%の回復	530
脱塩	浸透塩化物を取り除く。	現状の劣化率から初期の劣化曲線に従って劣化する。	90
再アルカリ化	コンクリートをアルカリ化させる。		90
電気防食	劣化率の低下を一定の期間抑止する。	25年間の抑止	100
断面修復+表面被覆	劣化率を一定の割合まで回復させ, かつ劣化率の低下を一定の期間よくした後, 初期の劣化曲線に従って劣化する。	90%の回復+10年間の抑止	580

$$P_D\left(\frac{DI}{a}\right) = P(a) \cdot P\left(\frac{DI}{a}\right) \quad (2)$$

$$P(a) = 1 - \{1 - h(a)\}^t \quad (3)$$

r : 社会的割引率

t : 経過年数

T : 耐用年数

a : 最大加速度 (gal)

DI : RC 橋脚の地震発生時の損傷度ランク

$P_D(DI/a)$: 地震被害の発生確率

$P(a)$: ハザード曲線で算定される地震発生確率

(DI/a) : 損傷度曲線で算定される地震発生損傷確率

C_I : 初期建設費

C_M : t 年目の補修費

$C_D(DI)$: 地震損傷に伴う復旧費

$h(a)$: ハザード曲線の年超過確率 (1/再現期間)

ただし, 橋梁の経年劣化による供用期間中の廃棄や再構築は考えない。

2.1 建設時の費用: C_I

経年劣化している RC 橋脚の維持管理における LCC 分析で必要な費用の中に初期建設費が含まれている。これはさまざまな費目からなるが, ここでは資材のみで算

定する。たとえば、橋脚の単位体積あたりの費用を 60 千円すれば、Fig.1 に示す橋脚の場合、その構造諸元から 17,846 千円と試算される。

2.2 RC 橋脚の補修に用いられる工法とその経費: C_M

RC 橋脚が塩害などによって経年劣化した場合、その損傷度に対応した補修工法、対策の効果、施工費を実務技術者の意見を参考に、Table 1 のように仮定した。ここに、工事費は消費税などを含まない費用とし、「平成 13 年度版 国土交通省土木工事積算基準」³⁾に従って年度ごとに見積もることとした。

2.3 RC 橋脚の地震による損傷リスクの評価法

RC 橋脚の維持管理に地震発生による損傷の影響を勘案し、LCC を評価する。そこで、地震による影響をリスクとし、LCC に加える。地震リスクは、地震による構造物の損傷に関わる直接損失と道路網の被災によって道路利用者が負う間接支出いわゆるユーザーコスト (User Cost: 以下、UC と称する) からなるものとする。地震リスクは 1 年間の期待値を表し、ライフサイクル全体の地震リスクは供用期間中の累積値とする。

(1) 損傷した RC 橋脚の復旧にかかる費用

RC 橋脚が地震によって損傷した場合、その復旧に要する費用は、当然、地震損傷の程度によって異なる。地震損傷度に対応した補修の工法と費用は、実務設計技術者の意見を参考に、Table 2 のように仮定した。仮に、RC 橋脚の補修工法に RC 巻き立て工法を採用すれば、その費用は単位面積あたり 73 千円程度になる。ただし、損傷レベルが As、A の場合には初期建設費の 1.2 倍、損傷レベルが C の場合には損傷レベル B の 0.3 倍と仮定した。ここに、As、A、B、C、D は構造物の損傷の程度を表す指標で、兵庫県南部地震時の損傷判定でも用いられた。

(2) UC の算定法

道路網上の損傷した橋梁が復旧される場合、その工事規模によって、道路利用者は道路の迂回を余儀なくされる。この場合の利用者が負う UC には、経済的・社会的損失などが考えられる。前者には交通渋滞や迂回に伴う走行時間増加コストや走行費用増加コストが、後者には交通渋滞や迂回に伴う大気の汚染や騒音、振動などの環境負荷が考えられる。

一般に社会的損失の算出は難しいので、ここでは経済的損失のみを扱う。その際、橋梁の補修工事による道路通行規制時の道路リンク間交通量の変化を求めなければならない。それを分割配分法で求める⁴⁾。ただし、迂回最短経路は、ダイクストラ法で探索する⁵⁾。

以下、各 UC について述べる。

a) 迂回による走行時間増加による道路利用者の経費負担

走行時間増加に対応するコスト C_{UT} は、道路網上に存在する多くの橋梁の中から維持管理を行わなければならない橋梁を LCC 最小化問題として決定する場合に算定される。すなわち、補修工事による交通規制時と通常時における走行時間の費用 C_{UT1} , C_{UT0} から

$$C_{UT} = D(C_{UT1} - C_{UT0})$$

$$= D \left[\sum_{i=1}^{N_L} (\alpha Q_{1i} T_{1i} - \alpha Q_{0i} T_{0i}) \right] \quad (4)$$

のように求められる。ここに、

- D : 補修工事による交通規制の日数
- N_L : 道路網のリンク数
- Q_1, T_1 : 交通規制時のリンク間交通量と走行時間
- Q_0, T_0 : 通常時のリンク間交通量と走行時間
- α : 時間価値原単位

b) 迂回通行による走行費用の増加

走行費用の増加に対応するコスト C_{UC} は、迂回による走行時間増加による道路利用者の経費負担の計算と同様、道路網上に存在する全橋梁を対象に、補修工事による交通規制時と通常時の走行費用 C_{UC1} , C_{UC0} から

$$C_{UC} = D(C_{UC1} - C_{UC0})$$

$$= D \left[\sum_{i=1}^{N_L} (\beta Q_1 L_1 - \beta Q_0 L_0) \right] \quad (5)$$

のように求められる。ここに、

- L : リンク距離
 - β : 走行費用原単位
- β は走行による①消費燃料費、②オイル費、③タイヤ・チューブ費、④車両整備費からなる。

3. 経年劣化した RC 橋脚の地震損傷度の評価

地震発生時にも構造物が損傷しないように日頃から維持管理に心がけることは大切である。非日常的なできご

Table 2 損傷度の相違による補修工法、費用、復旧にかかる日数

損傷度	補修	補強	費用(千円)	復旧日数(日)
As,A	損傷が莫大であることから、橋脚を撤去し、耐震性を確保した新しい橋脚を構築する。		21,400	60
B	損傷したコンクリート部分を撤去し、座屈鉄筋を切断補修、クラックについては樹脂注入し断面修復を行う。	補修完了後、RC巻き立て工法により補強を行う。	7,900	14
C			2,400	3
D	なし	なし	0	0

Table 3 被災度ランクと最大応答塑性率 μ_u の関係

被災度ランク	μ_u	被災状況	橋脚の状態	復旧方法
As	6.0~	落橋	倒壊したもの 損傷変形が著しくおおきなもの	再構築
A		大被害	亀裂、座屈、鉄筋の破断などの損傷、または変形が大きなもの	
B	4.0~6.0	中被害	鉄筋の一部の破断やはらみだしおよび部分的なかぶりコンクリートの剥離や亀裂が見られるもの	補修・補強
C		小被害	ひび割れの発生や局部的なかぶりコンクリートの剥離がみられるもの	
D	~2.0	被害なし	損傷がないか、あっても耐力に影響のない極めて軽微なもの	補強

との発生と日常の維持管理との関係を明らかにし、予防保全が如何に重要かについて述べる。すなわち、経年劣化した RC 橋脚の地震損傷度を評価し、耐震性能を勘案した RC 橋脚の維持管理計画を立案する。この場合、経年劣化した RC 橋脚の保有耐震性能を十分な精度で算定することが重要である。本研究では、道示⁷⁾の地震時保有水平耐力照査法を参考に、経年劣化した RC 橋脚の地震時損傷確率を算出する。供用期間中の損傷確率は、信頼性理論に基づき、応答レベルでの地震荷重モデルを用いて算定する。

3.1 地震損傷度の定義

橋脚の損傷度評価には、従来、主として塑性率 μ が用いられてきた。これは、信頼性設計の観点から妥当であるとの判断からである。ここでは、損傷を表す物理的尺度として、応答継続時間中の最大変位 δ_{max} を降伏変位 δ_y で除した値いわゆる最大応答塑性率 $\mu_u = \delta_{max}/\delta_y$ を用いる。すなわち、Table 3 に示すように、橋脚の損傷度は、文献 8), 9)を参考に、 μ_u を尺度として As~D のランクに分ける。ただし、損傷度 As と A の橋脚を同一ランクとしたが、この理由はつぎのとおりである。損傷レベルがランク As, A の橋脚は、耐力の不足からともに損傷を生じる。損傷レベル As は「落橋および倒壊」、A は「落橋および倒壊などの 2 次災害の恐れがある状態」と定義されている。その復旧方法はいずれも同じで、再び構築される。それゆえ、本研究では損傷レベル As と A の橋脚を同一のランクで扱った。

3.2 地震損傷発生確率の算定

本研究では、塩害による鉄筋腐食を考慮した供用開始 t 年後の構造物の地震損傷発生確率を、地震ハザード曲線と時間経過に伴う構造物の耐力低下に対応して求められるフラジリティ曲線をもとに算定する。ここに、フラジリティ曲線とは、横軸に地震動強度、縦軸に限界状態関数から算出される地震損傷確率を示したものである。地震損傷確率を求める計算過程を図示すれば、Fig.2 のようである。その中で、フラジリティ曲線は、つぎのような手順で算定される。

STEP 1: 供用から t 年後の鉄筋径 $D(t)$ の算定

STEP 2: 鉄筋径が $D(t)$ である RC 橋脚の地震時保有水平

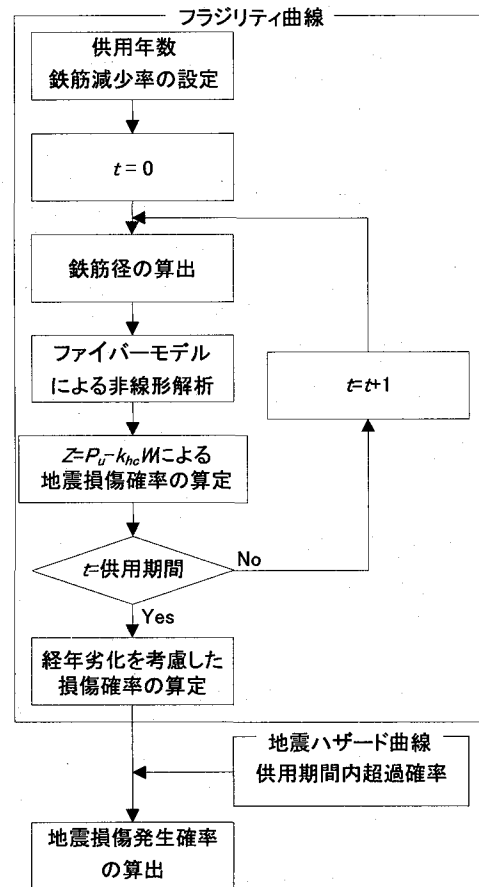
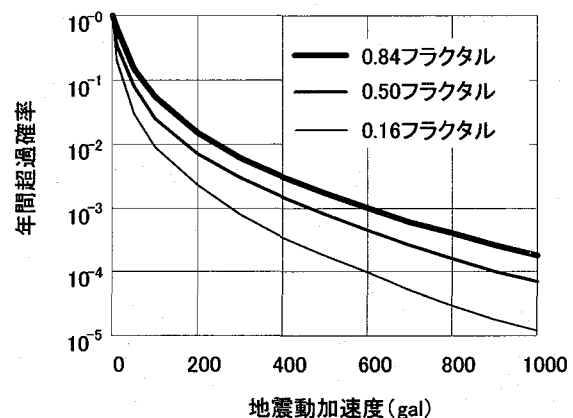


Fig.2 地震損傷確率算定フロー

Fig.3 地震ハザード曲線¹⁰⁾

耐力をファイバーモデル解析によって算定

STEP 3: STEP 2 で得られた地震時保有水平耐力を限界状態関数に代入し、その信頼性解析から各地震動強度に対応する地震損傷確率を決定

STEP 4: STEP 1~3 を耐用年限に到達するまで繰り返し、供用期間中の損傷確率を算出

なお、ハザード曲線には、土木学会・地震工学委員会・レベル 2 地震動研究小委員会¹⁰⁾で検討された Fig.3 に示す全国の平均的なハザード曲線を用いる。その理由は、構造物がそのライフサイクル中に被る地震動の不確かさを維持管理問題にうまく反映できるかどうかを検討したいため、地震発生の地域性は個々の問題で考慮すればよいからである。ハザード曲線は、沖縄を除く全国 246 地点のハザード曲線を個々に求め、それらの曲線に関して各加速度の非超過確率が同一レベルになる曲線を結んでフラクタイル表示したものである。本研究では、0.84 フラクタイル曲線を用いるが、これはそれぞれの加速度に対し 84%の地点のハザードレベルがそれ以下になるようなレベルを結んで得られた曲線である。

3.3 限界状態関数の設定

RC 橋脚の限界状態関数に道示の地震時保有水平耐力の照査式⁷⁾

$$\begin{aligned} Z &= P_u - k_{hc} W \\ &= P_u - k_{hc} (W_U + c_p W_P) \end{aligned} \quad (6)$$

を採用する。ここに、

P_u : 劣化損傷度に対応した RC 橋脚の地震時保有水平耐力 (確定量)

k_{hc} : 塑性率ごとの所要降伏震度 (確率量)

W : 地震時保有水平耐力法に用いる等価重量

W_U : 上部構造の重量

W_P : 橋脚の重量

c_p : 等価重量係数 (曲げ破壊型場合, $c_p=0.5$)

ちなみに、限界状態関数 Z が $Z>0$ の場合には安全、 $Z \leq 0$ の場合には危険である。

ところで、道示では、標準設計水平震度 k_{hc} を確定量として扱っている。しかし、地震の非再現性を考えると、 k_{hc} が地震ごとに変動すると考えるのがよい。ここでは、 k_{hc} のばらつきを確率量で扱うこととする。そのため、所要降伏震度スペクトルを地震動ごとに作成し、そのばらつきを信頼性理論に基づき、確率量で表現する^{11), 12)}。ただし、荷重の組合せは考慮せず、式 (6) の限界状態関数のみで RC 橋脚の耐震信頼性評価を行い、損傷確率を算定した。

3.4 RC 橋脚の塩害による経年劣化モデル

本研究では、道路橋が潮風や波の影響を受けるような環境に設置されているものとする。塩害による鉄筋腐食が原因で経年的に劣化する場合を対象に、それとともに地震の発生による損傷を考慮に入れた維持管理の最適化

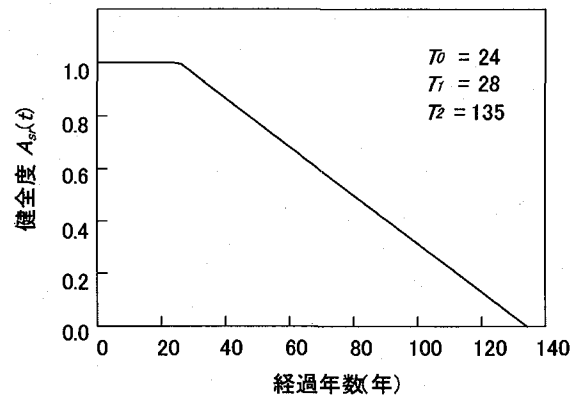


Fig.4 RC 橋脚の劣化曲線

問題を検討する。ただし、腐食に伴う鉄筋膨張による付着切れやコンクリートの剥離などは考えない。また、RC 橋脚の耐震性能を議論する場合には、腐食による断面欠損が原因となる耐震強度低下の他に、伸び能力の低下も考えられるが、前者に比べて後者の評価が難しいため、伸び能力の低下は考えない。

鉄筋の腐食は、通常、塩化物イオンのコンクリート内への浸透によって始まる。腐食がいったん始まると、鉄筋の断面積はある割合で時間とともに減少する。ここでは、Frangopol らの研究^{13), 14)}を参考に、時間経過に伴う鉄筋一本あたりの断面減少を

$$A_{sr}(t) = \frac{\pi \cdot \{D(t)\}^2}{4 A_{sr0}} \quad (8)$$

$$D(t) = \begin{cases} D_0 & ; 0 < t \leq T_0 \\ D_0 - v_1 \cdot (t - T_0) & ; T_0 < t \leq T_1 \\ D_0 - v_2 \cdot (t - T_1) & ; T_1 < t \leq T_2 \end{cases} \quad (9)$$

のようにモデル化した。ここに、

$A_{sr}(t)$: 供用開始 t 年後の健全率 (t 年後の鉄筋の断面積 / 建設時の鉄筋の断面積)

A_{sr0} : 建設時の鉄筋の断面積

$D(t)$: 供用開始 t 年後の鉄筋径

D_0 : 建設時の鉄筋径

v_1, v_2 : 年単位の腐食率

式(8), (9)から求められた RC 橋脚の劣化曲線の一例を Fig.4 に示す。

3.5 所要降伏震度の確率モデルの算定手順

所要降伏震度の確率モデルは、つぎのような過程で作成される。

Step 1: 各種パラメータの設定

構造物の固有周期、減衰定数、復元力特性の 2 次剛性比、目標塑性率、地震動強度、地盤種を設定する。ここでは、固有周期: 0.1~0.5(sec), 減衰定数: 0.05, 2 次剛性比: 0, 目標塑性率 n : 2.0, 4.0, 6.0, 地震動強度: 100~1,000(gal), 地盤種: II 種地盤とした。

Step 2: 入力地震動の振幅調整

設定された地盤種に対応する入力地震動を選定し、地震動強度に応じて入力地震動の振幅を調整する。

Step 3: 所要降伏震度スペクトルの算定

振幅調整された入力地震動を用い、設定されたパラメータごとに所要降伏震度スペクトルを求める。

Step 4: 所要降伏震度の確率モデルの算定

算定した結果から所要降伏震度の標準値と標準偏差を算出し、それを確率分布に当てはめ、所要降伏震度の確率モデルを求める。

本研究では、所要降伏震度の確率モデルを塑性率ごとに求め、構造物の固有周期に関わらず一定とした。必要降伏強度の確率モデルを対数正規分布に仮定した。その確率密度関数は、

$$f_{k_{hc}}(x) = \frac{1}{\sigma_{\ln(x)} \sqrt{2\pi}} \frac{1}{x} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(x) - \mu_{\ln(x)}}{\sigma_{\ln(x)}} \right)^2 \right] \quad (10)$$

である。ここに、

$\mu_{\ln(x)}$: 所要降伏震度の標準値

$\sigma_{\ln(x)}$: 標準偏差

確率変数 $\ln(x)$ に対する標準偏差 $\sigma_{\ln(x)}$ がわかれば、式 (10) から所要降伏震度の確率モデルが算定できる。算定した所要降伏震度のデータを用い、目標塑性率ごとに標準偏差 $\sigma_{\ln(x)}$ を算出した。

3.6 フラジリティ曲線の算定結果

耐用期間を 100 年、最大応答塑性率を $\mu_u=4.0$ に設定した場合、フラジリティ曲線を Fig.2 の手順で求めれば、Fig.5 を得る。ただし、地震損傷確率の経年変化は、劣化進行にばらつきがなく、かつ無補修・無補強として算定した。

3.7 地震損傷の発生確率の算定法

Fig.3 の地震ハザード曲線と Fig.5 のフラジリティ曲線を用い、地震発生による RC 橋脚の損傷確率を算定した結果、Fig.6 と Fig.7 を得た。ここに、両図はそれぞれ式 (6) によって算出される損傷度ごとの超過確率と、Fig.6 を用いて算出される損傷度ごとの損傷確率である。したがって、地震リスクは Fig.7 の損傷確率を用いて求められる。

4. RC 橋脚の維持管理計画問題の GA による最適化

構造物の最適な維持管理計画問題では、供用期間中のどの時点で、どの橋梁を、どのような補修工法で改修するかを提示することにある。対象となる解は耐用期間を長く設定すればするほど膨大な数にのぼり、多くの候補補の中から最適な解を探索しなければならない。そこで、離散的組合せ最適化問題の解法に GA を適用し、維持管理計画の最適解を求める。

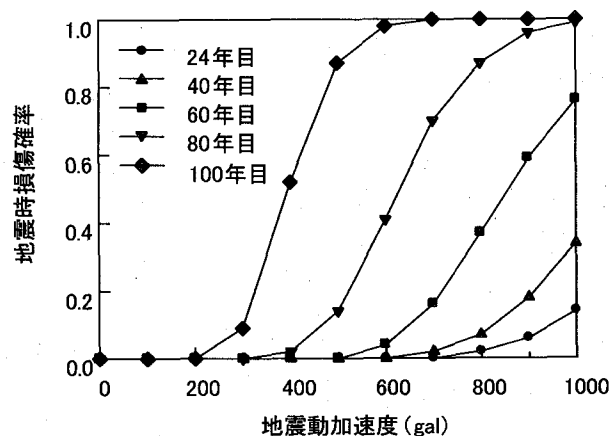


Fig.5 フラジリティ曲線 ($\mu_u=4.0$)

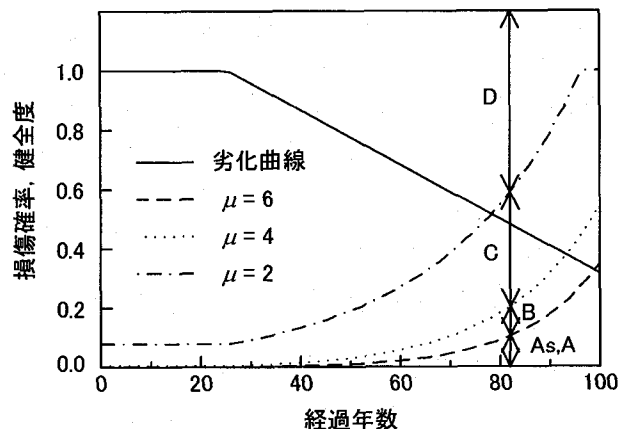


Fig.6 各限界状態の超過確率の経年変化

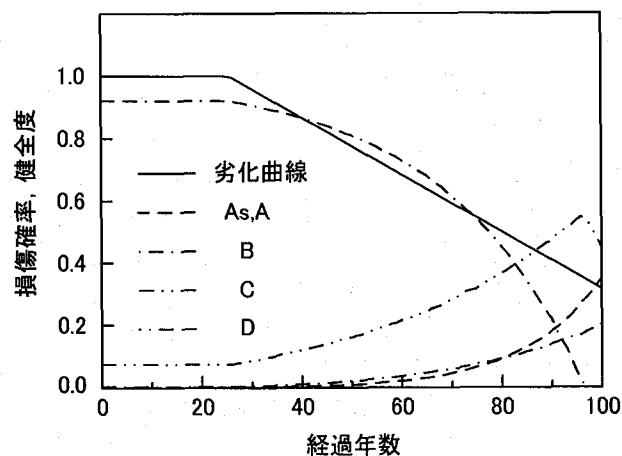


Fig.7 損傷確率の経年変化

4.1 目的関数と制約条件

RC 橋脚の維持管理計画に地震損傷の影響を考慮する場合としない場合の 2 とおりを考え、式(1)で与えられる目的関数 LCC の最小化を図る。ここに、地震損傷の影響を考慮する場合には、1 年ごとの地震リスクを LCC に加算する。制約条件として、鉄筋の健全度 $A_{sr}(t)$

$$A_{sr}(t) \geq 0.6 \quad (11)$$

4.2 遺伝子のコーディング

塩害などによる経年劣化を改善するための RC 橋脚の補修工法として、表面塗覆装、表面被覆、断面修復、脱塩・再アルカリ化、電気防食、断面修復と表面被覆などが考えられる。これらは、離散的最適化問題の GA による解析では、0, 1 からなる 2 進数のビット列で表現される。6 種類の工法を扱うには、最低 3 ビットのビット列を必要とする。ただし、コードが 2 つ余る。したがって、2 つのコードをダミーとし、Table 4 のようにコーディングする。

Fig.8 にコーディングされた個体の例を示す。図のように、GA によって生成された個体の遺伝子列は、耐用期間中のどの時期に、どの橋梁が、どの工法で補修されるかを表している。Fig.8 は維持管理の一つの解候補にすぎない。たとえば、100 年の耐用期間にわたって 1 橋の維持管理を 6 つの工法で行う場合、考えられる解候補の数は 6^{100} である。また、道路網上に存在する橋梁群を 10 橋とし、それらを 100 年にわたって 6 つの工法で維持管理する場合には、その数は $6^{10 \times 100}$ となる。いずれも莫大な数で、そこから最適解を見出すのは容易でない。それゆえ、最適な維持管理計画案は、GA によって創成された個々の個体が持つ健全度や LCC を一世代ごとに比較し、これを何世代にもわたる繰り返し計算によって有効な解として選び出される。なお、GA パラメータは Table 5 のようである。

ところで、維持管理費が同じでも補修時期が異なる計画案が示されることがある。たとえば、Fig.9 に示す計画案①と計画案②がそれにあたる。両者を比較すれば、計画案①は計画案②に比べて、高い健全度を保つ期間の長いことがわかる。それゆえ、計画案①の方が計画案②よりも安全性の観点から優れている。ここでは、計画案の安全性 I_s を

$$I_s = \int_0^T A_s(t) dt \quad (12)$$

のように定義する。

LCC の値が偶然にも同じになった場合には、 I_s の大きい解が優れているとし、GA の選択・淘汰の過程で I_s の大きい計画案を将来の子孫として残す。

5. 一本の橋脚を対象とした維持管理における LCC 解析

1 橋の橋梁を対象に、経年劣化と地震損傷を同時に考えた耐用期間 100 年での維持管理計画案を求める。

5.1 社会的割引率が維持管理計画に及ぼす影響

(1) 割引率を考慮しない場合

Table 4 補修工法の GA コード

コード	補修工法
000	-
001	-
010	表面塗装
011	表面被覆
100	断面修復
101	脱塩・再アルカリ化
110	電気防食
111	断面修復+表面被覆

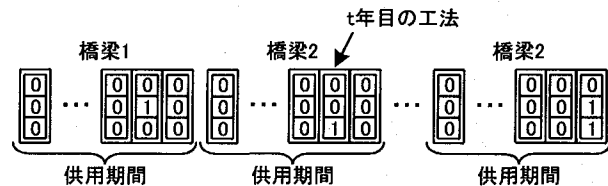


Fig.8 遺伝子のコーディング

Table 5 GA パラメータ

交叉	一様交叉
選択・淘汰	エリート選択+ルーレット選択
個体数	200
交叉率	0.4
突然変異率	0.01
世代数	500

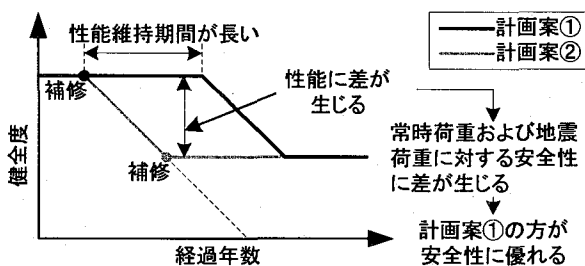


Fig.9 安全性の違い

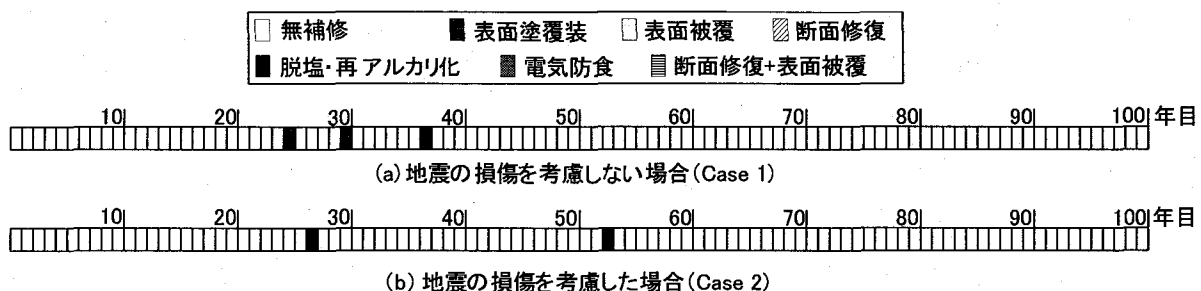
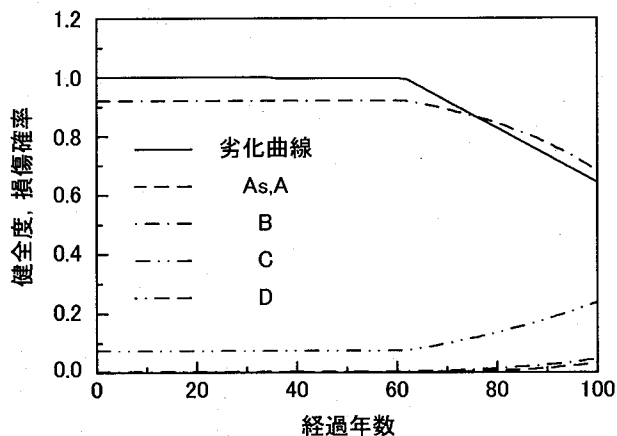
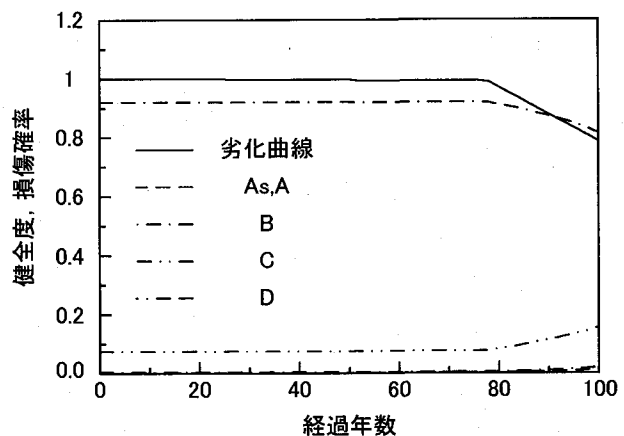


Fig.10 1橋の橋梁の最適な維持管理計画案 (割引率を無視した場合)



(a) 地震の損傷を考慮しない場合(Case 1)



(b) 地震の損傷を考慮する場合(Case 2)

Fig.11 劣化曲線と損傷確率の変化(割引率 0%)

社会的割引率を考慮しない場合 ($r=0\%$) の計画案を求めると, Fig.10, Fig.11 を得る. 以後, 地震損傷を考慮しない場合を Case 1, 考える場合を Case 2 と明記する. 図から明らかなように, 地震損傷を考慮しない場合 (Case 1) と考える場合 (Case 2) で維持管理計画案が異なる. まず, Fig.10 の補修計画案から考察する. Case 1 の場合, 維持管理が劣化開始期に集中的に行われる. 一方, Case 2 の場合には, 劣化開始から耐用期間までの間ではほぼ等間隔の時期に維持管理がなされる.

Fig.11 に示す健全度と損傷確率の変化を検討すれば, Case 1 の場合, 60 年目あたりから健全度が失われはじめ, 制約条件の限界まで低下した. 健全度に対応して地震損傷レベル As, A, B, C の損傷確率が年々上昇する. 一方, 地震損傷を考慮した Case 2 の場合, 健全度や損傷確率はいずれもあまり減少しない. たとえば, 維持管理費を抑えて劣化の進展を認めれば, 地震リスクが増し, LCC が増大する. 地震リスクが経年劣化対策の維持管理費に比べて大きいため, 地震損傷ないように維持管理した方が得策である. それゆえ, Case 2 の場合, 供用期間を通して健全度や損傷確率を低下させず地震リスクを押さえた案が求められた. すなわち, 地震リスクを考

慮した LCC 最小化問題では, 地震リスクの評価が極めて重要である.

つぎに, Fig.12 に示す Case 1 と Case 2 の計画案の LCC に注目する. 維持管理費のみに注目すれば, Case 2 の方が Case 1 に比べて, 維持管理費が多い. Case 2 は, 地震リスクを考えた維持管理の場合で, Case 1 より費用が多いのは当然である. 耐用期間中に地震が起これば, 橋梁の機能が保証され, LCC の少ない計画案は, Case 1 の場合である. しかし, 地震のような突発的なイ

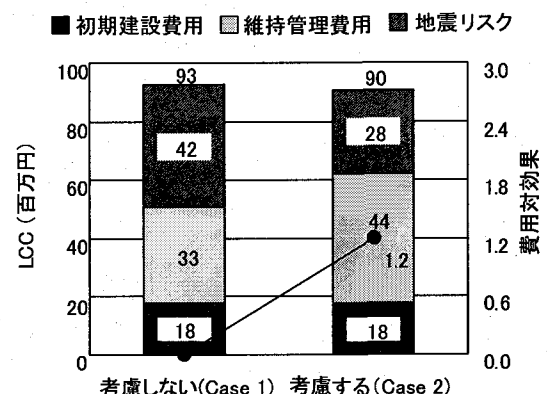
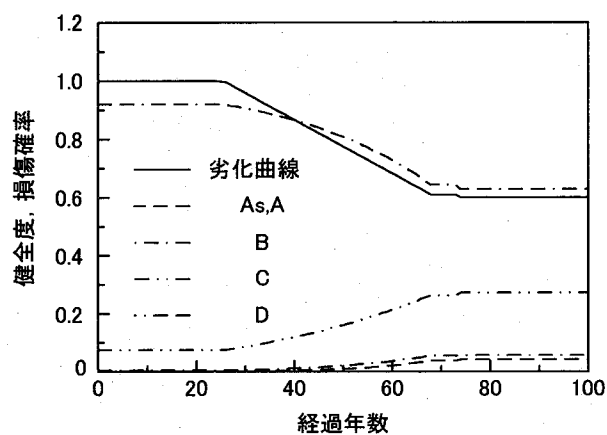
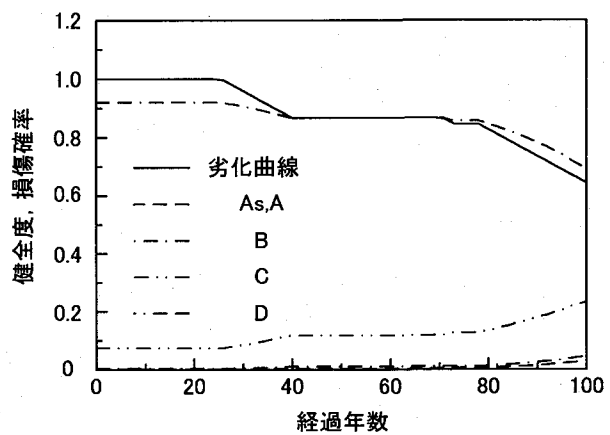


Fig.12 計画案に対するLCC(割引率0%)



(a) 地震の損傷を考慮しない場合(Case 1)



(b) 地震の損傷を考慮する場合(Case 2)

Fig.13 劣化曲線と損傷確率の変化(割引率 2%)

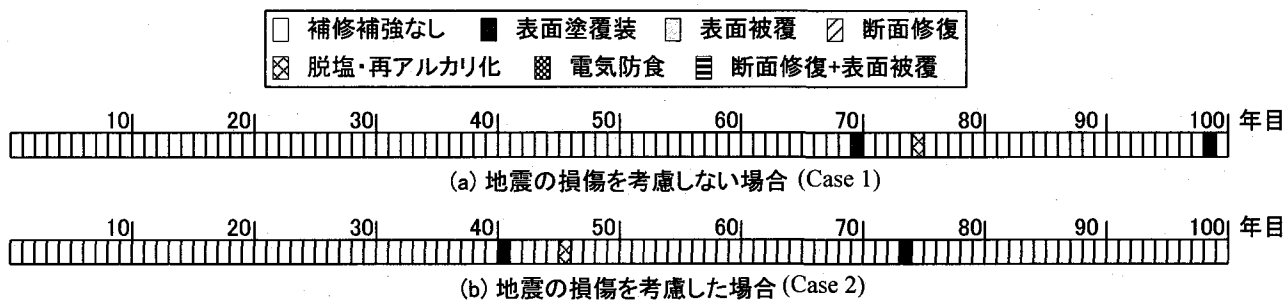


Fig.14 最適維持管理計画案(割引率 2%)

ベントはいつ起こるかわからない。それに備えるには、日頃の対策を十分に立てておく以外にない。対策を実施した結果、地震発生後の損失が少しでも和らげば、減災という観点から評価できる。

地震リスクも含めた LCC の観点から維持管理を検討する。Fig.12 から明らかなように、Case 2 の場合、Case 1 の場合に比べて経費が少ない。これは、地震リスクを考慮すれば、初期の性能が確保できるので、地震リスクが少なくなることを示している。図中には、維持管理費の増額による地震リスクの低減効果を表す費用対効果

$$\text{費用対効果} = \frac{\text{Case1の地震リスク} - \text{Case2の地震リスク}}{\text{Case2の維持管理費用} - \text{Case1の維持管理費用}} \quad (13)$$

を実線で示した。この場合、費用対効果は約 1.2 であった。費用対効果の提示によって、維持管理費の増額以上に地震リスクの低減効果のあることが明らかになった。

以上の結果、地震のような非日常的な不確実性を考えた維持管理計画は、計画段階では不経済とみなされても、地震時の損失を大きく削減できることがわかった。

(2) 社会的割引率 2%の場合

割引率が $r=2\%$ の場合に対し、最適な維持管理計画を GA で探索すれば、Fig.13 と Fig.14 を得る。

図から明らかなように、割引率が $r=0\%$ の場合と比較して、計画案が大きく変化している。Case 1 の場合、割引率を無視すれば、劣化開始後に補修がなされる。一方、割引率を考慮すれば、補修が耐用期間の後半に集中する。これは、補修時期が後になるほど割引率によって補修費

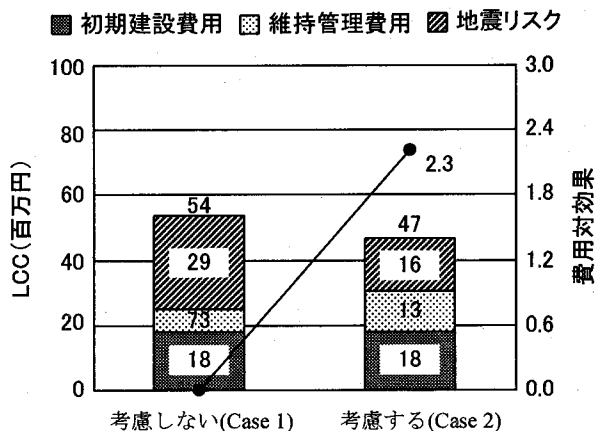


Fig.15 計画案に対する LCC(割引率 2%)

が減額されるからである。補修時期が異なれば、補修費は割引率によって当然変動する。この場合、Fig.9 に示す I_0 を考慮していないので、LCC が少なくなるような補修案が選択される。それゆえ、Fig.9 のような発想は、割引率を無視する時に考えるべきである。

一方、Case 2 では、割引率を無視した場合に比べて、劣化を許容する結果となった。割引率を考慮すれば、補修費も地震リスクも変動する。耐用期間の後半に地震損傷を許容する案を選択しても LCC は多くならなかった。

Case 1 と Case 2 の LCC を比較すれば、Fig.15 となる。図から明らかなように、割引率を考慮しない場合と同様、Case 2 の LCC は Case 1 よりもいずれの費用も少なくな

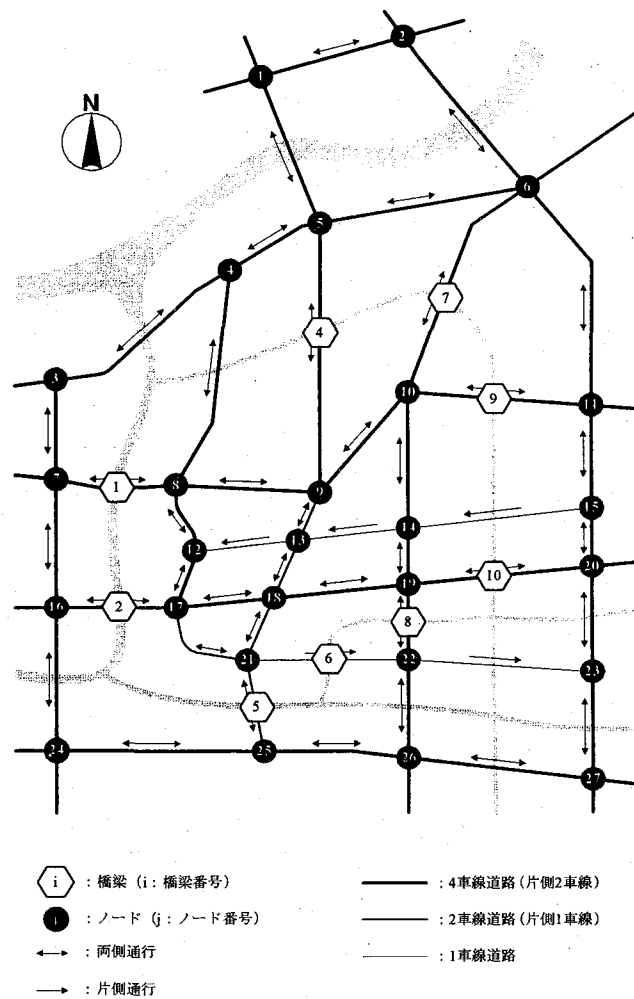


Fig.16 維持管理対象エリア

った。費用対効果は割引率を無視した場合より大きく、約 2.3 であった。

社会的割引率の有無による解析結果をまとめる。供用期間を 100 年、割引率を $r=2\%$ と設定した場合、100 年後の価値を現在価値に変換すれば、約 14.8%、 $r=4\%$ の場合には約 2.0% となる。そのため、割引率を高く設定すれば、地震リスクが過小に算定され、地震による損失が過小評価される。社会的割引率によって、Case 1 の場合、地震リスクが約 68.2%、Case 2 の場合、地震リスクが約 56.7% となり、地震の影響を少なく考えた結果になった。そのため、地震による損傷をある程度許容してもよいと考えられる。以上、社会的割引率は極めて重要な要素で、その設定には細心の注意を要する。

6. 道路網上の橋梁群を対象とした LCC 解析

5. では、一本の橋脚を対象とした維持管理の LCC 解析について述べた。その場合、地震時損失費用は橋脚の損傷に対する復旧費のみであった。橋梁は道路網の一部として重要な役割を担っている。地震の発生によって生じる交通規制や通行止めなどが道路利用者に及ぼす影響は大きいと考えられる。ここでは、交通規制や通行止めなどによって生じた道路利用者の負担を UC とし、構造物の損失に加えて、地震リスクを算定する。そして、地震リスクが LCC に及ぼす影響、UC が地震リスクに及ぼす影響について検討する。

6.1 維持管理計画策定エリアの設定

道路網を Fig.16 のように設定する。リンク間の交通量と速度の関係を表すリンクパフォーマンス関数に Fig.17 の Q - V 曲線を利用する。各リンクの可能交通容量 Q_c と自由走行速度 V_{max} は、

2 車線の場合：36,000 台/日、50km/h

1 車線の場合：12,000 台/日、40km/h

である。また、小型貨物車と普通貨物車の混入率を 10% とし、時間価値原単位を 82 (円/台・分)、走行費用原単位を Table 6 に設定した。

つぎに、橋梁の設定について説明する。性能照査型設計体系では、求められる要求性能がマトリクスで提示される。要求性能マトリクスは、構造物が備えるべき性能と、想定する外力レベルを行列で結びつけて表したものである。要求性能マトリクスに基づいて重要な構造物の耐震性能を高く設定すれば、地震損傷は抑えられる。その結果、初期建設費は多く、復旧費は少なくなる。すなわち、初期建設費と復旧費との間には、トレード・オフの関係がある。そこで、道路網上の橋梁の耐震性能をすべて同じとせず、格差を設けた場合、橋梁群の維持管理にかかる LCC を如何に最小化できるかを検討する。

橋脚高さが 10m で、文献 2) をもとに設計した 3 種類の橋脚 (Table 7 の 3 モデル：これらは、Fig.1 の断面にお

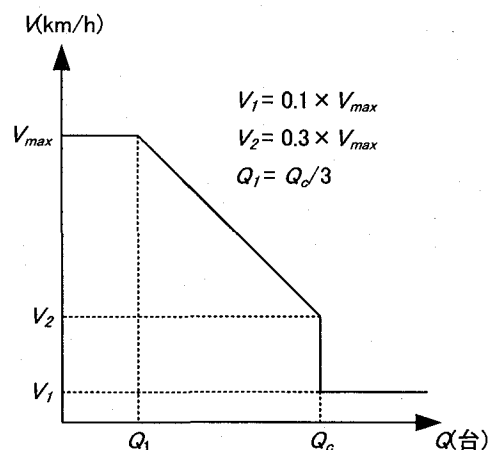


Fig.17 Q-V 曲線

Table 6 走行費用原単位

速度(km/h)	(円/台・km)
5	35
10	28
20	21
30	18
40	18

Table 7 RC 橋脚の設計案

モデルNo.	柱断面諸元(mm)		初期建設費用
	横軸	直角	
1	3500	5000	22,757
2	3600	5000	23,134
3	3700	5000	23,512

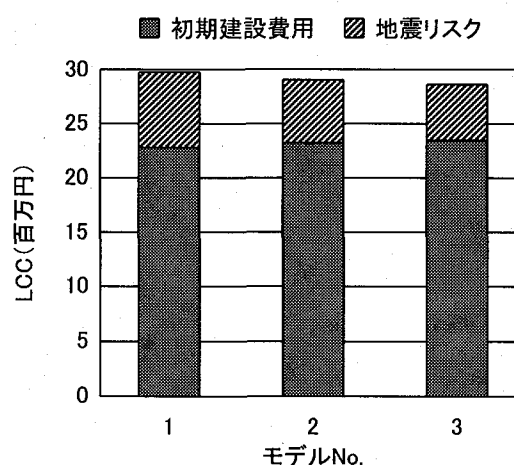


Fig.18 各モデル LCC (初期建設費+地震リスク)

いて、橋軸直角方向の長さを 5m に固定し、橋軸方向の長さだけを変化させたもので、その鉄筋の本数・太さは Fig.1 のまま変えていない) に対し、地震リスクを考慮して LCC 解析を行った結果、Fig.18 を得た。ただし、経年劣化は Fig.4 に従い、社会的割引率は $r=2\%$ とした。

Fig.18 から明らかなように、モデル 3 は耐震性能が最も高く設定された場合で、地震リスクは最も少ない。逆

に、モデル1は耐震性能が最も低く、地震リスクが高い。すなわち、安全性と経済性の間にトレード・オフの関係が存在することがわかる。

このように、要求性能の違いによって LCC に差が生じる。以下では、要求性能の異なる3つのモデルを組合せ、耐震性能に違いのある構造システムの LCC 最適化を考察する。

6.2 数値解析結果とその考察

本研究では、道路網上の橋梁の耐震性能をすべて

- ・耐震性能を最も低くしたモデル1の場合 (Case 1)
- ・モデル2の場合 (Case 2)
- ・耐震性能を最も高くしたモデル3の場合 (Case 3)

および

- ・モデル1～3を組合せた場合 (Case 4)

の4ケースを解析し、道路網上の橋梁の耐震性能と LCC との関係を明らかにする。

Case 1 の場合の数値解析結果を図示すれば、Fig.19 を得る。道路網上に点在する橋梁の橋脚をモデル1, 2, 3のいずれかに固定した場合、モデル間で地震リスクが異なる。その差と平均は Case 1 ではそれぞれ約 5,991,000 円、約 5,793,000 円、Case 2 では約 4,367,000 円と約 4,411,000 円、Case 3 では約 3,361,000 円と約 3,393,000 円である。Case 3 のように耐震性能を高く設定すれば、橋梁間での地震リスクの差は縮まる。これは、耐震性能を高く設定すれば、地震損傷が押さえられ、損傷後の復旧費が減少するからである。ただし、地震損傷を低く押さえるためには、初期建設費を多くする必要がある。

地震リスクに大幅な差が生じた原因は、UC にある。交通量が多い路線ほど、地震で道路網が寸断された場合、通行止めによる UC が大きい。UC が大きい道路は機能不全に陥った時の損失が大きく、その路線は重要度が高い。UC が地震リスクに占める割合は Case 1 で 87.6%、Case 2 で 87.8%、Case 3 で 85.5%と、UC が大きく影響することが考えられる。構造物の損失費用が小さくなった原因は、各リンクに1橋脚を設定し LCC を評価したからである。現実には、地震損傷は橋脚にのみ現れるのではなく、他の部位にも現れる。多くの部材の地震損傷を考慮すれば、橋梁の地震リスクが LCC に及ぼす影響はさらに大きくなると思われる。

つぎに、道路網上に位置する各橋梁の耐震性能に違いを持たせ、維持管理計画の LCC を評価する。種々の耐震性能レベルからなる橋梁群を考えた結果、LCC 最小の解は Fig.20 と Table 8 のようになる。ここに、Fig.20 は各モデルにおける LCC を、Table 8 は橋梁番号に対応した橋脚モデルを示す。

表から明らかなように、橋梁①、②、⑧、⑩には耐震性能の高いモデル3の橋脚が採用されている。これは、これらの橋梁

が存在する路線の UC が大きいため、高い耐震性能を保有させれば地震リスクが少なくなり、LCC が減少するからである。一方、橋梁④、⑤、⑥には耐震性能の低いモデル1の橋脚が採用されている。これは、これらの橋梁が存在する路線の UC が少ないため、耐震性能の低い案が採用された。仮に、耐震性能を高く設定すれば、明らかに LCC が増加する。したがって、UC が小さい路線では、耐震性能を低めに設定した方がよい。

道路網全体の LCC を算定すれば、Fig.21 を得る。この場合、地震リスクの差は最大約 2,779,000 円、平均は約 4,131,000 円である。道路網全体の LCC を考慮した場合、Case 4 のように橋脚の耐震性能に格差を持たせれば、LCC を最小にすることができる。ただし、Case 3 と Case 4 の場合、Case 4 の LCC が少なく、最適な結果となったが、地震のリスクは Case 3 の場合より大きく、安全性の面で問題である。これは、耐震性能に差がある場合、路線によっては、Case 3 に比べて地震リスクの高い案を選択するためである。それゆえ、初期の耐震性能をどの程度にするべきかを考慮する必要がある。

■ 初期建設費用 ■ 維持管理費用 ■ 地震リスク

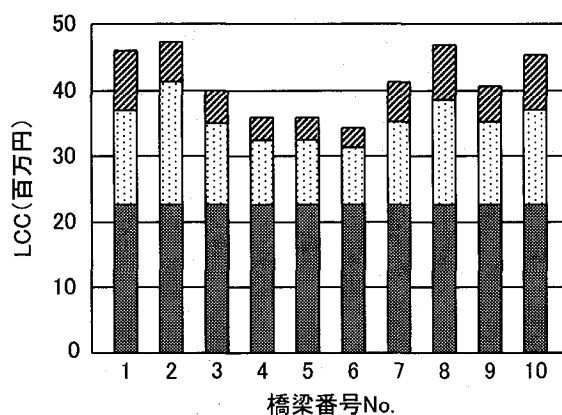


Fig.19 各モデル LCC (Case 1)

■ 初期建設費用 ■ 維持管理費用 ■ 地震リスク

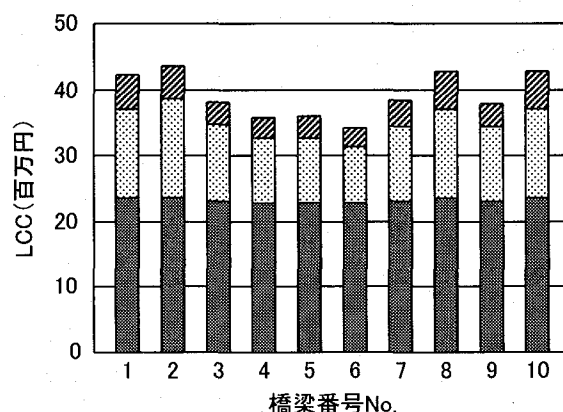


Fig.20 各モデル LCC (Case 4)

Table 8 LCC 最適時モデル No.

橋梁No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
モデルNo.	3	3	2	1	1	1	2	3	2	3

Fig.21 の実線から明らかなように、Case 4 の場合の費用対効果が最も大きい。この結果、道路網上の橋梁の耐震性能に格差を設けると効果的であることがわかる。また、Case 3 の費用対効果は Case 2 や Case 4 に比べて小さい。これは、維持管理費と地震リスクがともに建設時の耐震性能レベルに依存し、それを高く設定すれば、維持管理費と地震リスクがともに減少し、式 (13) で見積もられる費用対効果の分母、分子が他の場合よりも 1 に近づくからである。

7. あとがき

構造物の供用期間中に起こりうる地震が社会基盤施設の維持管理計画における LCC 評価に及ぼす影響を検討した。地震リスクを LCC 評価に組み込む手法を耐震信頼性評価法に基づいて提案した。数値計算を行った結果、つぎのような結論を得た。

- 1) 地震リスクの有無による RC 橋脚の維持管理計画案を比較検討した。地震時の地震リスクの減少効果が費用対効果の分析から明らかになった。橋梁の維持管理に地震リスクの検討は重要である。
- 2) RC 橋脚の維持管理と地震リスクの関係を明らかにした。その結果、地震リスクが補修工法の選択に大いに影響した。地震リスクを少なくし、劣化を進行させない維持管理計画案が考えられ、地震リスク最小化を目標とした維持管理計画が可能であることがわかった。なお、建設時の耐震性能を高く設定すれば、当然、劣化が進行しても地震リスクの影響は少ない。
- 3) 道路網レベルで LCC 評価を行った結果、路線の重要度に応じた橋梁の耐震性能レベルの設定が LCC の最適化に有効であることがわかった。
- 4) 地震リスクを考えた RC 橋脚の維持管理における LCC の最適化には、新設時に耐震性能レベルを高く設定するか、日頃から耐震補強を含めた維持管理を十分に行い、その性能を高めておくかである。

参考文献

- 1) 内閣府中央防災会議のホームページ
<http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/index.html>.
- 2) 日本道路協会編：道路橋の耐震設計に関する資料，丸善，1997-3.
- 3) (財)建設物価調査会：国土交通省土木工事積算基準 平成 13 年度版，2001-4.
- 4) 土木学会交通ネットワーク分科会編：第 18 回土木計画学講習会テキストー交通ネットワークの分析と計画，平文社，1987-11.

■ 初期建設費用 ■ 維持管理費用 ■ 地震リスク
—●— 維持管理費用 —▲— 地震リスク
—■— 維持管理費用+地震リスク

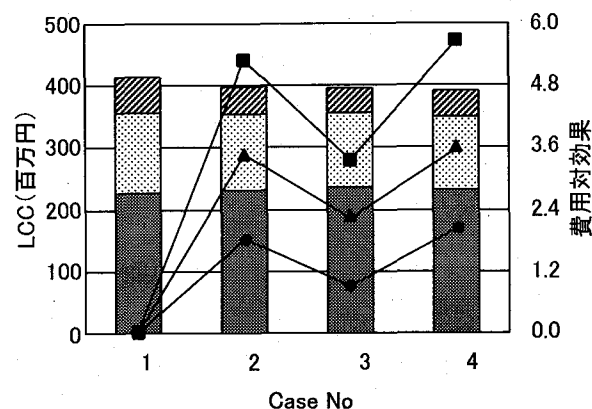


Fig.21 各 LCC の比較

- 5) 土木学会土木計画学研究小委員会編：交通ネットワークの均衡分析ー最新の理論と解法ー，丸善，1998-3.
- 6) 道路投資の評価に関する指針検討委員会編：道路投資の評価に関する指針（案），日本総合研究所，1998-6.
- 7) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説，V. 耐震設計編，丸善，2002-3.
- 8) 庄司 学・藤野陽三・阿部雅人：高架道路橋システムにおける地震時損傷配分の最適化の試み，土木学会論文集，No.563/I-39，pp.79-94，1997-4.
- 9) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告ー土木構造物の応急復旧，補修，補強ー，土木学会，1999-1.
- 10) 土木学会地震工学委員会・レベル 2 地震動研究小委員会：レベル 2 地震動研究小委員会の活動成果報告書，2000-3.
- 11) 西村昭彦・室野剛隆：所要降伏震度スペクトルによる応答値の算定，鉄道総研報告，Vol.13，No.2，pp.47-51，1999-2.
- 12) 井面仁志・後藤秀典・白木 渡・堂垣正博：信頼性理論に基づく鋼製橋脚の耐震性能照査法，構造工学論文集，土木学会，Vol.49A，pp.207-215，2003-3.
- 13) Frangopol, D. M., Lin, K. -Y., and Estes, A. C. : Life-cycle cost design of deteriorating structures, *J. of Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.123, No.10, pp.1390-1401, 1997.
- 14) Frangopol, D. M., Lin, K. -Y., and Estes, A. C. : Reliability of reinforced concrete girders under corrosion attack, *J. of Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.123, No.10, pp.286-297, 1997.

(2005 年 9 月 10 日受付)