

ライフサイクルコストを考慮した 道路橋の補強戦略

佐藤忠信¹・吉田郁政²・増本みどり³・金治英貞⁴

¹正会員 工博 京都大学防災研究所 教授 地震災害部門耐震基礎分野 (〒611-0011 宇治市五ヶ庄)

E-mail: sato@catfish.dpri.kyoto-u.ac.jp

²正会員 工博 東電設計(株)地盤・構造部 (〒110-0015 東京都台東区東上野3丁目3番3号)

E-mail: dyoshida@tepsco.co.jp

³学生会員 工学 京都大学工学研究科都市社会工学専攻 (〒611-0011 宇治市五ヶ庄)

E-mail: masumoto@catfish.dpri.kyoto-u.ac.jp

²正会員 工修 阪神高速道路公団 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

E-mail: hidesada-kanaji@hepc.go.jp

限られた予算のもとで, 供用期間や重要度の異なる複数の既存構造物に対して効果的に耐震補強を行うためには, 補強の優先順位を決める必要がある. そこで, 本研究では, 耐震補強に必要なコストと, 耐震補強を行うことによって軽減される地震リスクとを考慮したライフサイクルコストに基づいて補強順位を決定する手法を提案する. また, 構造物の経年劣化を考慮するために, 劣化を確率論的に予測し, 優先順位に及ぼす劣化の影響を考慮に入れる. 提案した手法を既存長大橋に適用し, その有用性の検討を行った.

Key Words : *Life Cycle Cost, seismic retrofit, deterioration, fragility curve, Markov chain*

1. はじめに

地震多発国である日本では, 公共構造物の耐震安全性を一定レベル以上に保っておくことが要求される. 兵庫県南部地震では, 旧基準で設計された構造物に甚大な被害が発生したので, 耐震設計基準の多くが改定された. 新しい基準に基づいて照査された既存構造物で, 耐震性能が不十分なものは耐震補強がなされなければならないが, 近年の我が国における厳しい財政的制約から, 耐震補強に確保できる公共工事予算は十分とはいえない. また, 膨大な既存構造物に対し一律の耐震補強を行うことは現実的ではないので, 限られた予算と時間のもとで, 補強を要する対象構造物を適切に選定していくことが重要な課題となっている.

一方, 高度経済成長期に急速に整備された構造物

の劣化問題が社会的にも注目され, その維持管理と修復のための費用がライフサイクルコスト (Life Cycle Cost : LCC) の概念に基づいて最適化されるようになってきている. Frangopol¹⁾や松島ら²⁾がLCCの概念を用いて提案した検査・補修時期を最適化する方法は, その一例である. 構造物の寿命をトータルで考えたLCCによって, 最適な工法や維持管理計画の選択が可能となる.

LCCは地震リスクマネジメントの解析にも用いられている. Takahashi³⁾は, 適切な初期投資が地震リスクを軽減させ, LCCの低減につながることを示した. 諏訪ら⁴⁾は複数建物の集中配置と分散配置による地震リスクを評価し, 地震リスクの低減を定量的に評価している. 地震リスクを構造物のLCCの一部であると考えれば, LCCという指標によって耐震補強を行う上での説明責任も果たされる.

しかし、複数の既存構造物に対しLCCのみを算定し、LCCが低減されるからといって全対象構造物に同時に耐震補強を行うことは現実的でなく、何らかの順位付けを行う必要がある。そこで、本研究では供用期間や重要度の異なる構造物に対し効果的に耐震補強を行うために、「LCC低減額」という指標を定義し、それに基づいて構造物群の耐震補強の必要程度を相対的に評価する方法を提案する。耐震補強を行わない場合のLCCと補強を行った場合のLCCの差(LCC低減額)に注目し、この差が大きいものほど耐震補強による効果が大きいものとして、複数の構造物の耐震補強優先順位の策定法を提案しようとするものである。また、供用期間の異なる構造物を対象とするため、地震リスクを考える際に、経年劣化による構造物の耐力低下を考慮に入れた検討も行う。

2. 耐震補強における構造物のライフサイクルコスト

構造物のライフサイクルコスト(LCC)の耐震補強前後における差をDLCC(Difference of LCC)と定義し、DLCCを比較することによって耐震補強優先順位を評価するための方法論を構築する。

LCCとは「初期投資に加えこれらの運用、維持管理に必要な費用を合わせたもの」と言い表すことができ、次式で表すことができる。

$$C_{ET} = C_I + C_{PM} + C_{INS} + C_{REP} + C_F \quad (1)$$

ここに C_{ET} : 期待総費用 (=LCC), C_I : 初期建設費, C_{PM} : 日常的な維持費, C_{INS} : 検査コスト, C_{REP} : 修理コスト, C_F : 期待損失費用である¹⁾。

本研究においては、耐震補強を行うことによりLCCがどれほど改善されるかによって補強の優先順位を評価するので、LCCに維持管理費等は含めない次式によってLCCを定義することにする。つまり、補強部材や装置の維持管理費は補強前より増加しないと仮定した。

$$LCC = C_I + C_R + \sum_{i=1}^N P_{fi} C_{fi} \quad (2)$$

C_I : 初期コスト, C_R : 補強コスト, $\sum_{i=1}^N P_{fi} C_{fi}$ (損傷確率×損傷時コスト) : リスク, N : 限界状態の数である。ここで、「限界状態」とは、安全率が1.0になる状態であり、動的解析によって求める。支承、

橋脚など、対象とする構造物の要素ごとに限界状態を考えることができるため、 N は地震によって損傷を受けると考えられる構造要素の数となる。

補強の前後でLCCの改善度が大きい順に補強の優先順位を決定することにする。このとき、次式で表されるDLCCを定義する。

$$DLCC = LCC_0 - LCC_R \\ = \left(\sum_{i=1}^{N_0} P_{fi}^0 C_{fi}^0 \right) - \left(C_R + \sum_{i=1}^{N_R} P_{fi}^R C_{fi}^R \right) \quad (3)$$

ここに、 LCC_0 : 耐震補強を行わない場合のLCC, LCC_R : 行った場合のLCC, P_{fi}^0 : 耐震補強を行わない場合の損傷確率, P_{fi}^R : 行った場合の損傷確率, C_R : 補強コスト, C_{fi}^0 : 耐震補強を行わない場合の損傷時コスト, C_{fi}^R : 行った場合の損傷時コスト, N_0 : 耐震補強を行わない場合の限界状態の数, N_R : 行った場合の限界状態の数である。このDLCCが大きいものほど、補強を行う効果が大きいと判断することができる。また、本研究では経済発展等は考慮せず、想定する供用期間中は現時点での補強コスト、損傷時コストがそのまま適用できるものと仮定する。そのため、社会的割引率については考慮しないこととする。

3. 地震時損傷確率

地震リスクを評価するために、地震動のレベルの関数として構造物の被害確率を表した損傷度曲線と、地震動の発生確率を示した地震危険度曲線の両者を用いて、構造物の損傷確率を求める解析は一般的な方法が確立されている。以下に簡潔にその概要を紹介する。

地震時における損傷確率は、地震危険度曲線と損傷度曲線を用いて、

$$P_f = \int_0^{\infty} F_R(a) \frac{dF_S(a)}{da} da \quad (4)$$

の数値積分によって求めることができる。ここで $F_S(a)$: 地震外力が a を超える年超過確率(地震危険度曲線), $F_R(a)$: 地震外力が a のときに構造物が損傷を受ける確率(損傷度曲線)である。地震外力として基盤加速度を考えた場合について図-1に示す。

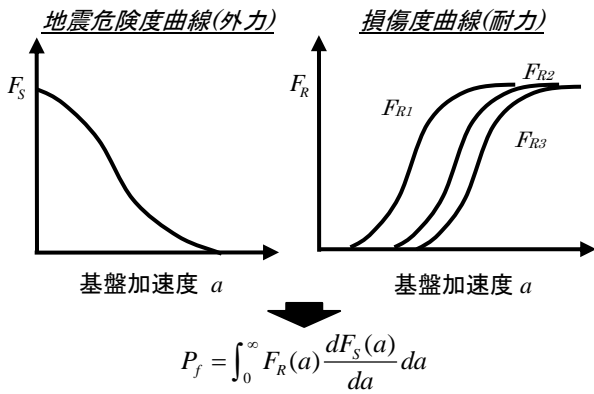


図-1 損傷確率の算出

(1) 危険度曲線

対象地点における地震動指標と年超過確率を算定したものである。対象地点に大きな地震動を発生させる可能性のある震源域を考慮し、地震発生過程にはポアソン過程あるいは最新活動時期からの経過時間を考慮する非ポアソン過程を適用する。

めったに発生しない規模の大きな地震に対しては非ポアソン更新過程を適用する。更新過程では前回の地震発生からの時間経過による地震発生確率の上昇を考慮することができる。地震調査研究推進本部の地震調査委員会では更新過程のモデルの一つであるBPT(Brownian Passage Time)分布を用いて長期的な地震の発生確率を計算している¹²⁾。最後の地震活動から t_0 年経過していることが分かっている場合、次の地震の発生確率は

$$f(t | W_1 > t_0) = \frac{f(t)}{1 - \int_0^{t_0} f(t) dt} \quad (5)$$

によって求めることができる。 W_1 は最後の地震活動($t=0$)から1回目の地震が発生するまでの時間を表す。更新過程では地震の発生が $t > t_0$ に制限され、地震の年発生率が毎年異なるため、危険度曲線は年ごとにことなることになる。

(2) 損傷度曲線

ある地震動レベルに対する構造物の損傷確率を表す曲線であり、地震動ごとに構造特性や地盤特性などの不確実性要因を考慮したモンテカルロシミュレーションなどの信頼性解析を行って算出しなければならない。しかし、一般に耐力に関する不確実性は地震外力の不確実性に比べて小さいため、損傷率が50%となる損傷度曲線の中央値が重要であり、その傾きの程度が損傷確率に与える影響は比較的少ないと考えられる。

本研究では、設計された構造物断面と実際の材料

特性を用いて、動的解析により損傷が生じる最小の地震動レベルを損傷度曲線の中央値に相当すると仮定した。なお、地震動指標としては工学的基盤面における最大加速度を用いる。対象構造物に対して動的解析を行い、安全率が1.0となる加速度を算出し、「限界加速度」と定義する。この値を損傷度曲線の中央値とする。損傷度曲線の傾きは限界加速度のばらつきを表しており、構造物の不確実性によるものである。変動係数のパラメータスタディによって不確実性の影響を考えることとする。

損傷度曲線の分布は一般に対数正規分布が用いられており^{5), 6), 7)}、ある地震動強度に対する構造物の損傷確率は対数正規分布関数、

$$F_R(a) = \Phi\left(\frac{\ln a - \lambda_R}{\zeta_R}\right) \quad (6)$$

で評価する。ここで a は地震動指標、 λ_R と ζ_R は中央値 x_m と変動係数 δ により、 $\lambda_R = \ln x_m$ 、 $\zeta_R^2 = 1 + \delta^2$ と表される。

耐震補強を行うことによって耐震性がどの程度向上するかについては、この損傷度曲線が補強によってどれだけ右側にシフトするか、すなわち補強を行う前と比較して中央値がどれだけ向上するかによって評価する。

4. 構造物の経年劣化モデル

地震による構造物の損傷を評価するには、経年劣化による構造物の耐力低下を考慮することが望ましい。地震発生時に構造物がどのような劣化レベルにあるかを予測することができれば、地震時における構造物の損傷確率の評価を精度良く行うことができる。

本研究では本来連続的である劣化推移の様子を時間的な離散過程とみなし、劣化の推移にはマルコフ過程を仮定してモデルを構築する。劣化進行の不確実性については劣化レベルを離散化することで確率的に取り扱うこととする。

(1) マルコフ過程

劣化の推移がマルコフ過程に従うと仮定すれば、供用開始 t 年後に構造物がある劣化レベルに至る確率は、

$$S(t) = S(t-1) \cdot P \quad (7)$$

と表すことができる。ここに $S(t)$ は供用開始 t 年後に劣化レベルが k ($k=1, \dots, m$) である確率 $s(k, t)$ の集合からなる状態ベクトル、 P は遷移確率行列である。劣化進行をマルコフ過程で捉えることで、任意の年に構造物がどの劣化レベルにあるのかを確率的に予測することができる。

(2) 遷移確率行列

遷移確率行列を求める際に、実際に得られているデータをそのまま用いると量が膨大となり、マルコフ過程への適用が複雑になると考えられる。また、劣化に関するデータは点検調査の際に何段階かの劣化レベルを設けて、データが得られていることが多い⁸⁾。

本研究では、これらのデータを直接用いて遷移確率行列を求めるのではなく、データのばらつきを考慮できる確率論的手法を提案し、劣化モデルを構築する。

n 段階に分かれて得られている劣化レベルのデータを $1 \sim n$ の状態レベルに対応させる。レベル1が最善の状態である。与えられたデータを基にして年度ごとの状態レベルの平均値と分散値を求め、その経年変化を求めておき、マルコフ過程を用いて得られる劣化の状態レベルの期待値と分散値の経年変化との差が最小となるような遷移確率行列を求める。すなわち、非線形最適化問題として遷移確率を決定する。構造物の劣化過程は供用期間を通して単調ではなく、潜伏期、進展期のように劣化進行の異なる期間があるものと考えられる。そこで、一定の遷移確率行列を用いて劣化を予測できる期間を設定し、期間ごとに遷移確率行列を求める。 N 年を一期間とすると、供用開始時の状態ベクトル $S(0)$ に対し、マルコフ連鎖によって $S(1)$, $S(2)$, \dots , $S(N)$ が求まる。 $S(N)$ は始めの一期間で得られた期間最後の状態ベクトルである。この $S(N)$ を次の期間の初期の状態ベクトルとして、式(6)によって $S(N+1)$, $S(N+2)$, \dots , $S(2N)$ を求めていく。同様の操作を繰り返し、期間ごとの遷移確率行列を求める。データから得られる期待値、分散値とマルコフ過程から得られる期待値、分散値との差を最小にすることで遷移確率行列を求めるには、下記の最適化問題を解けばよい。

$$\min \sum_{t=1}^N \left\{ \left\{ Y(t) - E(t, P) \right\}^2 + \left\{ \sqrt{\sigma(t)^2} - \sqrt{V(t, P)} \right\}^2 \right\} \quad \text{s.t.} \quad 0 \leq p(i) \leq 1.0 \quad (8)$$

N は一定の遷移確率行列を用いて劣化を予測する期間、 $Y(t)$ はデータから得られる t 年後の劣化の状態レベルの平均値、 $E(t, P)$ はマルコフ連鎖を用いて得られる t 年後の劣化の状態レベルの期待値のことで、 $E(t, P) = S(t) \cdot R$ である。ここに R は劣化レベルに対応する状態レベルから成る列ベクトルであり、次式のように表される。

$$R = \{1, 2, \dots, n-2, n-1, n\}^T \quad (9)$$

$\sigma(t)^2$ はデータから得られる劣化データの分散、 $V(t, P)$ はマルコフ連鎖を用いて得られる分散のことで、 $V(t, P) = S(t) \cdot R_2 - E(t, P)^2$ である。なお、 R_2 は劣化レベルに対応する状態レベルの2乗値から成る列ベクトルである。

構造物の劣化期間は、対象とする構造要素によって異なると考えられる。要素ごとに期間を設定し、モデル化することで各要素の損傷確率に劣化を組み込むことが可能である。

(3) 年損傷確率

劣化を考慮した場合、各劣化レベルに応じて損傷度曲線が求められるため、損傷確率は構造物の竣工時からの経過年数に応じて異なることとなる。以下の手順で年損傷確率を求めることとする。

- ・各劣化レベルに応じた損傷度曲線を求める。
- ・地震危険度曲線と劣化レベル k の損傷度曲線から、劣化レベルに応じた損傷確率を求める。
- ・構造物の劣化レベルは離散的な確率変数としてしているので、取りうる劣化レベル k ($k=1, \dots, m$) の確率をすべて考慮することで供用開始から t 年後の年損傷確率を次式によって算定する⁹⁾。

$$P_F(t) = \sum_{k=1}^m p_f(k, t) \cdot s(k, t) \quad (10a)$$

$$\sum_{k=1}^m s(k, t) = 1.0 \quad (10b)$$

ここに、 $P_F(t)$ はLCC算定に用いる供用開始 t 年後の年損傷確率、 $p_f(k, t)$ は劣化レベルが k である時の年損傷確率、 $s(k, t)$ はマルコフ過程から求まる供用開始 t 年後に構造物の劣化レベルが k である確率、 m は劣化レベルの数である。

(4) 適用例

支承の補修実績¹⁰⁾(図-2)から劣化モデルを仮定し、遷移確率行列を決定した。そして得られた遷移確率行列を用いて状態ベクトルを求めた。

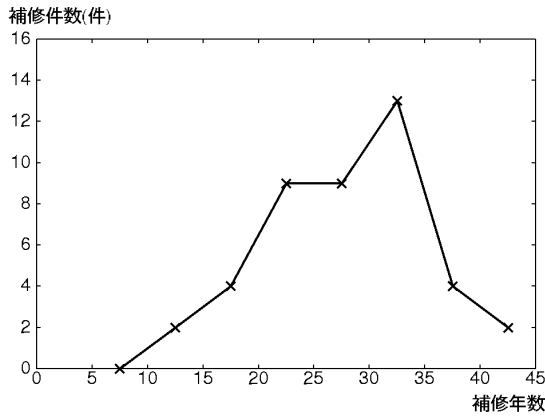


図-2 既設道路橋の補修年数と補修件数

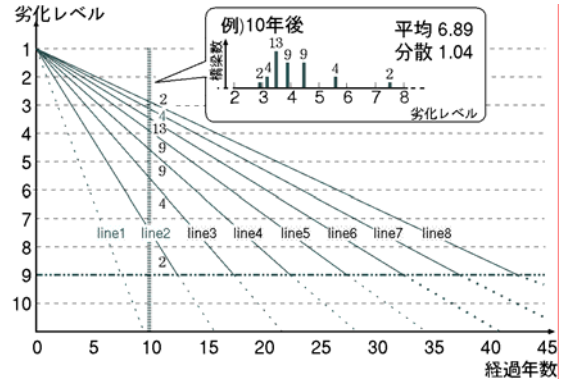


図-3 平均値・分散値算出の概念図
10年後の平均値・分散値算定例

a) 劣化モデル

図-2では、竣工時から何年目に補修の対象になったかを補修年数で表し、補修年数(横軸)に対して補修の対象となった橋梁数を補修件数として縦軸に表している。劣化の遷移行列を求めるのに、以下の仮定を行った。

- ・劣化レベルは10段階あり、対応する劣化レベルはレベル1が最善。
- ・供用開始時はレベル1にある。
- ・レベル9まで劣化が進行したら補修を行う。
- ・補修の年数実績の対象橋梁については、線形的に劣化が進行したものと仮定する。

この仮定のもと、一年ごとにデータの平均値・分散値を求める。概念図を図-3に示す。劣化の進行は線形的であるとし、竣工時から補修が行われるまでの年数を直線で結び、line1, line2, ..., line8で劣化が進行したとする。直線に付した数字はその直線で劣化進行をモデル化した橋梁数である。例として10年後の各lineでモデル化される、橋梁の劣化レベルの分布図も同図に示す。劣化レベルに対する橋梁数から劣化レベルの平均値と分散値が求められる。

対象橋梁の総数 K 、図-3のline k によって劣化を仮定した橋梁数 n_k 、line k の t 年後の劣化レベル $r(k,t)$ とすると、 t 年後劣化レベルの平均レベル $Y(t)$ は

$$Y(t) = \frac{\sum_{k=1}^8 n_k \times r(k,t)}{K} \quad (11)$$

で求め、分散値は、

$$\sigma(t)^2 = \frac{\sum_{k=1}^8 \{n_k \times \{r(k,t) - Y(t)\}^2\}}{K} \quad (12)$$

で求まる。

得られた平均値・分散値をうまく再現するように式(8)によって遷移確率行列を決定する。本適用例においては、

- ・供用期間は50年。
- ・一定の遷移確率行列を用いる劣化予測期間を5年ごととする。
- ・劣化の進行パターンは、1ステップで現状維持のままか一段階のみの進行とし、二段階以上は進行しない。つまり、レベルの飛び越えは発生しない。

と仮定する。期間 i で決定すべき遷移確率行列は、

$$P_i = \begin{bmatrix} p(1) & q(1) & 0 & \dots & 0 \\ 0 & p(2) & q(2) & 0 & \dots & 0 \\ \vdots & & \ddots & & & \vdots \\ 0 & \dots & & 0 & p(9) & q(9) \\ 0 & \dots & & & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (13)$$

と表せる。ここで $p(j)$ は1ステップで現状を維持する確率、 $q(j)$ は1ステップで一段階劣化が進行する確率を表す。最後の行の1はこれ以上劣化状態が変化しないことを意味する。なお、 $p(j) + q(j) = 1$ より、 $q(j) = 1 - p(j)$ であるので、この遷移確率行列の未知数は9個になる。供用開始時の状態ベクトル

$$S(0) = \{1.0 \ 0.0 \ 0.0 \ \dots \ 0.0\} \quad (14)$$

から始めて、5年ごとに式(8)によって遷移確率行列を求めていくと、図-4に示すように状態ベクトル $S(t)$ の変化が得られる。状態ベクトルは t 年後に劣化レベルが k ($k=1, \dots, m$) である確率 $s(k,t)$ の集

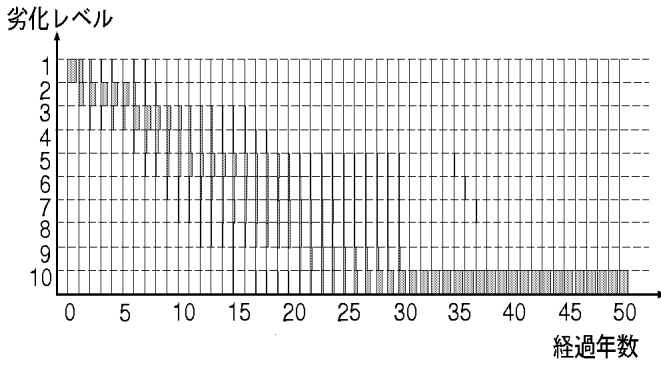


図-4 支承の劣化モデル(状態ベクトルの変化)

表-1 上町断層系諸元¹¹⁾

諸元	断層 基準点	断層長さ (km)	断層幅 (km)	走行 (度)	傾斜 (度)	上端深さ (km)
仏念寺 断層	31.811N 135.481E	8	22	-16.2	60	1
上町 断層	34.744N 135.504E	12	22	7.4	60	1
南部上町 断層	34.637N 135.502E	24	22	21.4	60	1
汐見橋 撓曲	34.682N 135.488E	4	22	48.4	60	1
住之江 撓曲	34.624N 135.485E	6	22	55.8	60	1

合からなるベクトルであり、図-4から、供用開始時には劣化レベル1、つまり最善の状態にあり、年数の経過によって劣化レベルが下がっていくことが見て取れる。ここで得られた $s(k, t)$ から、式(10a), (10b)によって t 年後の損傷確率を求めることができる。

5. 実在橋梁への適用—内陸型地震—

本章では、供用中の大阪湾岸道路の長大橋の中の18橋を対象として耐震補強の優先度について検討を行う。長大橋は交通量が多く、損傷を受けた場合に社会に与える影響が大きい。耐震補強にかかる費用も大きくなるため、一度に補強を行うことが困難であり、客観的指標に基づく補強優先度の順位付けが必要となる。

今後20年間の残存供用期間を設定し、現時点で補強を行った場合のLCCと、補強を行わない場合のLCCとの比較を行う。また、竣工時からの経過年数による劣化を考慮する場合としない場合とで、耐震補強の優先順位にどのような影響が出るのかを検討した。

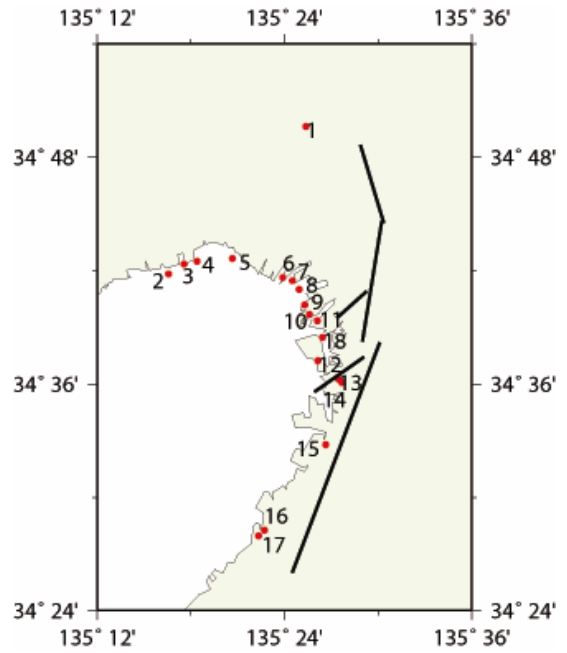


図-5 上町断層系と対象橋梁

(1) 危険度曲線

対象とする長大橋に最も影響する内陸型地震として、上町断層系による地震を考える(図-5)。

上町断層系は大阪の市街地を南北に縦断する活断層である。活断層地震による危険度評価では、各断層を一つの矩形断面とし、固有の地震規模と活動周期で地震が発生するものとする。上町断層系による各諸元は表-1の通りである。

対象とする長大橋各地点における最大加速度 A_{cc} (gal (=cm/s²)) を地震規模と震源までの距離を用いて距離減衰式により評価する。本研究では気象庁87型強震記録に基づく安中・他(1997)¹⁴⁾の式

$$\log_{10} A_{cc} = C_m M + C_h H - C_d \log_{10} \{R + C_1 \exp(C_2 M)\} + C_0 \quad (15)$$

を用いる。ここで M は震源マグニチュード(気象庁マグニチュード)、 R は断層面からの最短距離、 H は震源(断層中心)深さである。 C_1, C_2 は震源近傍で地震動強度が頭打ちになる現象を表現するための係数でそれぞれ0.334, 0.653である。 C_m, C_h, C_d, C_0 は回帰係数であり、それぞれ0.606, 0.00459, 2.136, 1.73となっている。

表-2 対象橋梁の断層面からの最短距離，最大加速度

橋梁番号	橋梁型式	最短距離(km)	最大加速度(gal)
1	斜張橋	4.69	507.99
2	アーチ	17.00	307.81
3	斜張橋	15.86	320.92
4	長大桁橋	14.76	334.45
5	アーチ	11.79	375.18
6	長大桁橋	6.70	464.17
7	アーチ	5.74	484.38
8	アーチ	4.72	507.11
9	箱桁	3.48	537.15
10	箱桁V脚ラーメン	2.83	554.17
11	斜張橋	2.07	574.58
12	アーチ	2.42	565.15
13	長大桁橋	1.02	605.04
14	斜張橋	1.28	597.52
15	アーチ	1.59	588.35
16	長大桁橋	3.94	525.69
17	アーチ	4.26	517.94
18	ゲルバートラス	2.46	564.04

評価にあたり，距離減衰式による値のばらつきは，対数正規分布に従うものとする．すなわち，各橋梁地点における A_{cc} の確率分布を，

$$f(A_{cc}) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \zeta} \frac{1}{A_{cc}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln(A_{cc}) - \lambda}{\zeta} \right)^2 \right] \quad (16)$$

とする． $\lambda = \ln(A_{cc_mid})$ ， ζ は A_{cc} の対数標準偏差， A_{cc_mid} は A_{cc} の中央値であり A_{cc_mid} を距離減衰式(式(14))によって評価する値とする．距離減衰を算出する際のばらつきは対数正規分布の対数標準偏差で評価する．式(15)¹⁴⁾では，回帰による誤差は地震間の誤差と地震内の誤差の和で表せるとしており，それぞれの標準偏差(0.155と0.225)から，式(15)の対数標準偏差を0.3と設定した．

各橋梁を橋梁番号で表し，橋梁地点から断層面までの最短距離と，式(15)から求めた最大加速度を表-2に示す．ここで対象とする橋梁について代表的な橋梁型式については図-6に示す．

上町断層系の地震発生過程としては，最終活動時期の推定幅が非常に大きいため，発生はポアソン過程に従うと仮定する¹²⁾と，再来周期が15000年以上¹³⁾ということから，年発生率は

$$\nu = \frac{1}{15000} = 6.67 \times 10^{-5} \quad (16)$$

となる．

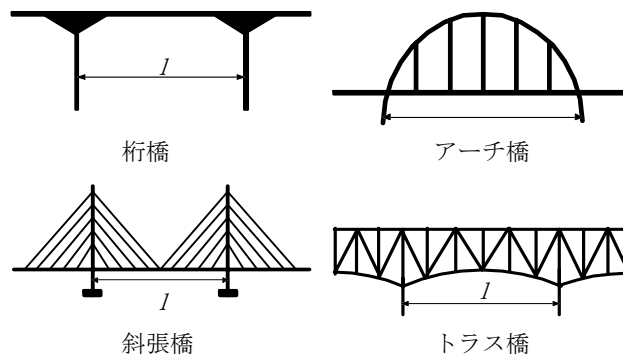


図-6 代表的な橋梁型式

なお，本適用例では，上町断層系に発生する地震のみを対象としており，各橋梁地点において震源域を考慮した地震危険度曲線ではなく，上町断層系における地震の発生のみを対象とした危険度曲線を取り扱うこととする．橋梁番号18の危険度曲線を図-7(a)に示す．

(2) 損傷度曲線

橋梁が損傷を受ける限界加速度は対象橋梁ごとに動的解析により求めることが望ましいが，計算コストの関係から，対象とする18橋を橋梁型式ごとに分け，それぞれの橋梁型式の代表的な一橋に対して動的解析により限界加速度を求め，同型式の橋梁については同じ限界加速度が当てはまるものと仮定する．長大橋は，大地震により最初に支承部に損傷を受けることが予想されるため，主に支承部に注目して限界加速度を算出した．ただし，支承以外の構造要素についても，損傷が予測されるものについては考慮することとする．橋梁番号18の橋梁の動的解析に用いた地表面の地震動を図-8に示す．これは，図-5と表-1に示した断層運動を仮定して，1秒以上の周期帯域に対しては大阪湾の3次元構造を考慮した解析により，1秒以下の周期帯域については計算地点で地層構成からなる成層地盤を考慮した破線解析により，地盤増幅特性を考慮して，解析的に求められた地震動時刻歴である²⁰⁾．同様な時刻歴を解析対象橋梁型式ごとに決定した．

限界加速度は工学的基盤面での最大加速度とするので，橋梁型式ごとに与えられた地震動時刻歴を用いて行われた耐震性検討解析の資料^{15), 16), 17), 18)}から得られた地表面限界加速度を工学的基盤における加速度に換算するために，次元の重複反射理論を用いた解析を行った．

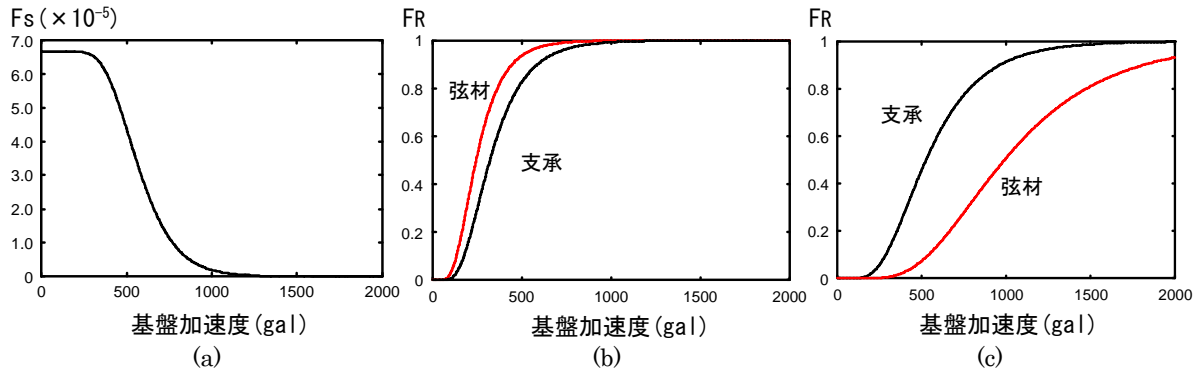


図-7 橋梁番号18の地震危険度曲線(a)と損傷度曲線・補強前(b), 補強後(c)

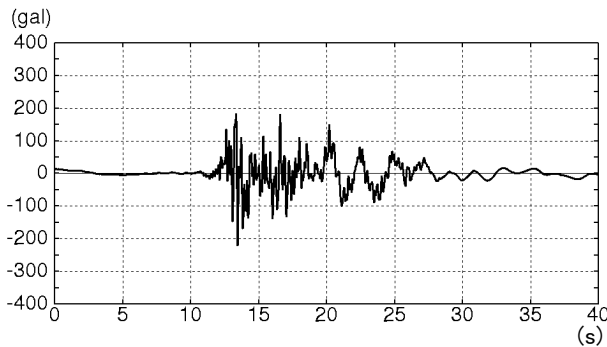


図-8 橋梁番号18の入力地震動

橋梁番号18の補強前後の損傷度曲線を図-7(b), (c)に示す。橋梁番号18の橋梁は、損傷が予測される構造要素としては支承と弦材が考えられる。

(3) 損傷確率

各橋梁の危険度曲線と損傷度曲線から、被災要素*i*の年損傷確率は式(4)より、

$$P_{fi} = \int_0^{\infty} F_{Ri}(a) \frac{dF_s(a)}{da} da \quad (18)$$

によって求められる。残存供用期間20年間の損傷確率 P_{fiT} は次式によって算定できる。

$$P_{fiT} = 1 - (1 - P_{fi})^T \quad (19)$$

(4) コスト

補強コストについては、各橋梁型式とも「支承の補強」のみを行ったものとし、橋梁型式ごとに支承の反力を考慮し、反力に比例するように仮定した。なお、限界加速度の算出において、支承以外の補強も想定されている橋梁もあるが、本適用例では支承

の補強により、得られた耐震補強後の限界加速度まで耐震性能が向上すると仮定する。ただし、橋梁番号18の橋梁については支承の補強以外の補強を想定しているため、この橋梁については想定されている補強に必要な補強コストを勘案している。

損傷時コストは物理的損傷によるコストとして、損傷を受ける構造要素ごとに復旧コストを設定した。間接被害コストとしては、橋梁が損傷を受けたあとの復旧工事中は通行止めが行われるものとして、料金収入の減額を考慮に入れた。また、橋梁が損傷を受けることによる社会的な影響は定量化することが難しいため、損傷時コストに倍率係数を乗じることによって算出し、倍率係数を変動させることによって影響の程度を評価した。費用便益を考えると損傷時コストは、

$$\begin{aligned} \text{損傷時コスト } C_{fi} &= (\text{復旧コスト} + \text{料金収入の減額}) \times (\text{倍率係数}) \\ &+ (\text{費用便益}) \end{aligned} \quad (20)$$

と表されるが、現段階では費用便益による項は考慮しない。なお、交通量の多い橋梁ほど重要度が高いと考え、断面交通量に比例するように各橋梁の重要度係数 a を設定し、倍率係数の一つとしてコストの計算に反映させた。以上より、被災要素*i*の場合の損傷時コストを次式で評価できるものとした。

$$\begin{aligned} \text{損傷時コスト } C_{fi} &= (\text{復旧コスト} + \text{料金収入の減額}) \times a \times k \end{aligned} \quad (21)$$

k は社会的影響の度合いを評価する係数である。

k の値を変化させることで補強順位に及ぼす社会的な影響を評価する。設定した補強コスト、復旧コストと復旧工期等を表-3, 表-4に示す。本来、道路がネットワークを形成していることによるコスト変

表-3 補強コスト

橋梁型式	補強コスト(百万円)
斜張橋(固定支承 2)	20×2
アーチ・箱桁(固定支承 2)	15×2
ゲルバートラス	4000

表-4 復旧コスト・工期

橋梁型式	構造要素	復旧コスト(百万円)	復旧工期
斜張橋	主桁	150	6ヶ月
	主塔	146	6ヶ月
	支承	60×2	3ヶ月
アーチ	上弦材	80	4ヶ月
	下弦材	68	4ヶ月
	支承	30×2	3ヶ月
箱桁	橋脚	28	2ヶ月
	支承	30×2	3ヶ月
箱桁 V脚ラーメン	Vレック柱	90	2ヶ月
	主桁	150	6ヶ月
	支承	30×2	3ヶ月
ゲルバー トラス	弦材	25410	3年
	支承	110×4	3ヶ月

動も考慮に入れるべきではあるが、ここでは、その影響を考慮しない。

(5) 耐震補強優先順位に関する考察

損傷度曲線の変動係数や損傷時コストの係数を変化させて、式(3)を用いることにより耐震補強優先順位の検討を行った。

解析の過程からすぐ分かることであるが、この解析では損傷時コストをかなり大きく設定しない限りDLCCが負となる。つまり耐震補強前のLCCの方が補強コストと補強後のLCCとの和より小さいために「補強を行わない方がよい」という結果になる。これは、想定している上町断層系の地震発生率が小さいために、上町断層系の地震による損傷確率が非常に小さくなることによる。ただし、本適用例においては各橋梁の補強効果の相対的な差を比較することを目的としているため、損傷時コストの係数(社会的影響)を大きく設定することによって耐震補強を行う効果が得られる状態で優先順位の検討を行う。

a) 変動係数(損傷度曲線)のパラメータスタディ

損傷度曲線の変動係数を0.4~0.6でパラメータスタディを行ったところ(表-5)、その違いが補強順序に大きく影響することはなかったが、一部順位の入替わり箇所があった。この理由は以下のように考えられる。

第3章で述べたように限界加速度を中央値とした対数正規分布によって損傷度曲線を設定しており、

その前提は、耐力に関する不確定性に比べて地震外力の不確定性のほうが大きいので、損傷度曲線の勾配が損傷確率に与える影響は小さいというものであった。しかし、本検討では対象橋梁に影響する地震として上町断層系しか考えておらず、地震外力のばらつきと耐力側のばらつきが同程度となり、耐力側のばらつきの影響が強く出たというものである。以後の解析では変動係数を0.5に固定して検討を加えることにする。

b) 倍率係数のパラメータスタディ

損傷時コストを式(21)のように設定した場合、倍率係数 k についてパラメータスタディを行ったところ(表-6)、倍率係数 k が優先順位に影響を与える箇所もあったが、全体の耐震補強優先順位の傾向に大きく影響することはなかった。

本検討では全橋に対して同一の倍率係数を考えているが、倍率係数によって当該橋梁の社会的影響の程度を評価するためには、交通量による重要度だけではなく、迂回路の有無等を反映した係数を各橋梁に設定する必要があるといえる。

c) 劣化考慮

各構造要素は経過年数に応じて劣化が進行しており、損傷度曲線の中央値である限界加速度は健全な状態よりも小さくなっていると考えられる。本検討では支承の劣化に注目し、第4章で求めた劣化モデルを用いて、経過年数を考慮することが耐震補強優先順位に与える影響について検討した(ただし、支承以外の構造要素については劣化を考慮しない)。劣化が進行すると限界加速度も危険度側へシフトすると考える。劣化レベル10、つまり最悪の状態において限界加速度がどの程度になるかを求めるための十分なデータがないため、ここでは劣化レベル10の限界加速度は最善の状態の限界加速度の1/2の大きさまで小さくなると仮定する。各劣化レベルに応じた支承の限界加速度から損傷度曲線を求め、劣化レベルが k であるときの年損傷確率を式(10a)によって求める。

なお、ここでは対象橋梁は竣工時からの経過年数によらず、現時点まで、また今後20年間も補修が行われることはないと仮定し、支承の劣化は進行し続けるものとした。補強によって支承の劣化レベルは供用開始時(劣化レベル1)まで回復するものとする。

表-7に示した劣化を考慮する場合と考慮しない場合の耐震補強優先順位とを比べると、耐震補強優先順位が変動する箇所があった。竣工時からの経過年数の長い橋梁の補強順位が上位になった点特徴的である。このことから、構造物の経年劣化による耐

表-5 変動係数のパラメータスタディ(k=50)

(a) 変動係数 0.4

順位	橋梁番号	LCC ₀	LCC _R	DLCC
1	18	52,060	12,003	40,056
2	12	7,866	1,907	5,959
3	10	3,327	943	2,384
4	15	2,639	256	2,383
5	8	2,615	363	2,252
6	14	8,330	6,164	2,166
7	11	6,786	4,754	2,032
8	13	2,378	431	1,947
9	7	1,476	188	1,288
10	9	1,172	116	1,055
11	17	1,121	130	991
12	6	808	61	747
13	16	702	76	626
14	5	675	65	611
15	4	469	34	435
16	3	465	138	327
17	1	345	262	83
18	2	32	30	2

(b) 変動係数 0.5

順位	橋梁番号	LCC ₀	LCC _R	DLCC
1	18	49,362	15,171	34,191
2	12	7,654	1,917	5,737
3	10	2,772	383	2,389
4	15	3,336	1,088	2,248
5	8	2,620	452	2,168
6	14	8,074	5,947	2,127
7	11	6,545	4,580	1,965
8	13	2,357	511	1,847
9	7	1,534	253	1,281
10	9	1,155	164	991
11	17	1,129	175	954
12	6	775	91	684
13	5	717	100	617
14	16	700	104	595
15	4	442	43	399
16	3	534	228	306
17	1	346	264	81
18	2	34	31	3

(c) 変動係数 0.6

順位	橋梁番号	LCC ₀	LCC _R	DLCC
1	18	50,725	13,691	37,033
2	12	7,753	1,913	5,841
3	15	2,713	324	2,389
4	10	3,338	1,024	2,314
5	8	2,620	412	2,208
6	14	8,189	6,049	2,140
7	11	6,656	4,657	1,998
8	13	2,371	475	1,895
9	7	1,504	223	1,281
10	9	1,165	147	1,018
11	17	1,126	154	972
12	6	793	76	716
13	5	698	82	615
14	16	701	91	610
15	4	455	38	418
16	3	498	183	315
17	1	346	263	82
18	2	33	31	2

(百万円)

LCC₀ : 20年間補強を行わない場合のLCC

LCC_R : 補強を行った場合のLCC

表-6 倍率係数のパラメータスタディ, k=30(a)とk=50(b)

(a) k=30

順位	橋梁番号	LCC ₀	LCC _R	DLCC
1	18	30,435	9,815	20,620
2	12	4,652	1,160	3,492
3	15	1,628	206	1,421
4	10	2,003	626	1,376
5	8	1,572	259	1,313
6	14	4,914	3,646	1,268
7	11	3,993	2,810	1,183
8	13	1,422	297	1,125
9	7	902	146	757
10	9	699	97	602
11	17	675	104	571
12	6	476	58	418
13	16	419	61	357
14	5	421	67	354
15	4	273	35	239
16	3	299	126	173
17	1	207	174	33
18	2	20	30	-11

(b) k=50

順位	橋梁番号	LCC ₀	LCC _R	DLCC
1	18	50,725	13,691	37,033
2	12	7,753	1,913	5,841
3	15	2,713	324	2,389
4	10	3,338	1,024	2,314
5	8	2,620	412	2,208
6	14	8,189	6,049	2,140
7	11	6,656	4,657	1,998
8	13	2,371	475	1,895
9	7	1,504	223	1,281
10	9	1,165	147	1,018
11	17	1,126	154	972
12	6	793	76	716
13	5	698	82	615
14	16	701	91	610
15	4	455	38	418
16	3	498	183	315
17	1	346	263	82
18	2	33	31	2

(百万円)

LCC₀ : 20年間補強を行わない場合のLCC

LCC_R : 補強を行った場合のLCC

力低下を考慮することにより、より現実的な耐震補強優先順位が得られたといえる。本検討では支承の劣化のみしか考慮していないが、竣工時の異なる構造物に対して補強の優先順位を検討する場合は、損

傷を受けることが予測される他の構造要素の劣化状態も考慮する必要があるといえる。

表-7 耐震補強優先順位. 劣化を考慮しない場合(a), 劣化を考慮した場合(b) (k=50)

(a) 劣化を考慮しない場合

順位	橋梁番号	橋齢	LCC ₀	LCC _R	DLCC
1	18	28	51,173	14,081	37,092
2	12	22	7,756	1,913	5,843
3	10	13	3,563	1,024	2,539
4	15	9	2,718	324	2,395
5	8	12	2,629	412	2,217
6	14	20	8,193	6,049	2,143
7	11	14	6,672	4,657	2,014
8	13	21	2,380	475	1,905
9	7	11	1,516	223	1,293
10	9	13	1,174	142	1,032
11	17	10	1,132	154	978
12	6	8	819	76	743
13	5	8	730	82	648
14	16	10	702	91	611
15	4	8	486	38	449
16	3	8	577	183	394
17	1	4	347	263	83
18	2	8	35	31	4

(b) 劣化を考慮した場合

順位	橋梁番号	橋齢	LCC ₀	LCC _R	DLCC
1	18	28	50,725	13,691	37,033
2	12	22	7,753	1,913	5,841
3	15	9	2,713	324	2,389
4	10	13	3,338	1,024	2,314
5	8	12	2,620	412	2,208
6	14	20	8,189	6,049	2,140
7	11	14	6,656	4,657	1,998
8	13	21	2,371	475	1,895
9	7	11	1,504	223	1,281
10	9	13	1,165	147	1,018
11	17	10	1,126	154	972
12	6	8	793	76	716
13	5	8	698	82	615
14	16	10	701	91	610
15	4	8	455	38	418
16	3	8	498	183	315
17	1	4	346	263	82
18	2	8	33	31	2

(百万円)

橋齢：竣工時からの経過年数

LCC₀：20年間補強を行わない場合のLCC

LCC_R：補強を行った場合のLCC

6. 実在橋梁への適用－海溝型地震－

本章では今世紀前半に発生する確率が高い南海トラフの地震のうち、近畿地方への影響が大きい南海・東南海地震を対象として前章と同様の長大橋18橋のLCCについて検討を行う。前章での内陸型地震を対象とした場合に加え海溝型地震を対象とした検討を行うのは、両者では最大加速度、卓越振動数、継続時間が異なり、地盤や構造物に与える影響が大きく異なるためである。

(1) 危険度曲線

南海地震の平均発生間隔は114.0年、東南海地震の平均発生間隔は111.6年となっている。前回の発生から2003年1月1日現在でそれぞれ56.0年、58.1年となっている。ここでは、同時発生を想定するので(同時発生の場合の地震規模はM8.5)、再現期間については南海地震の値を用いることにする。南海地震については史料に残されたイベントが多く、信頼性が高い地殻変動のデータが3回分把握できていることから、地震調査委員会では時間予測モデルが適用可能と判断している¹⁹⁾。時間予測モデルによる「前回から次回までの標準的な発生間隔」は、南海地震で90.1年、発生間隔のばらつきが $\alpha = 0.20 \sim 0.24$ となっている。

BPT分布モデル

$$f(t) = \sqrt{\frac{\mu}{2\pi\alpha^2 t^3}} \exp\left\{-\frac{(t-\mu)^2}{2\mu\alpha^2 t}\right\} \quad (22)$$

を適用して発生確率を求める¹²⁾と、2003年1月1日現在まで地震が発生していない条件付確率として、図-9に示される確率密度関数が得られる。年発生率が年々変化するため、一年ごとに異なる地震危険度曲線が得られることになる。橋梁番号18の危険度曲線を図-11(a)に示す。

(2) 損傷度曲線

橋梁が損傷を受ける限界加速度は前章と同様である。解析に用いる入力地震動の時刻歴は、橋梁番号18地点における想定南海・東南海地震波²⁰⁾から架橋地点の地層モデルを用いた一次元の解析によって得られた工学的基盤面の波形を用いる。この基盤波を図-10に示す。

橋梁番号18の補強前後の損傷度曲線を図-11(b), (c)に示す。橋梁番号18の橋梁は、損傷が予測される構造要素としては支承と弦材が考えられる。

(3) 損傷確率

各橋梁の各年の危険度曲線と損傷度曲線から、 t

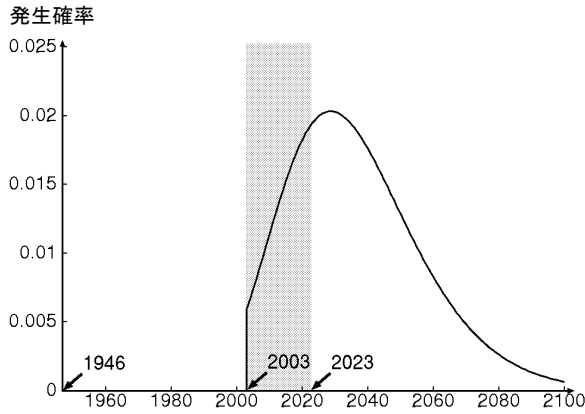


図-9 南海地震の発生確率(BPT分布モデル)

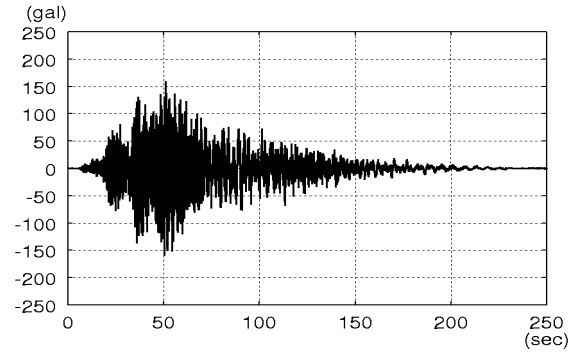


図-10 橋梁番号18入力地震動

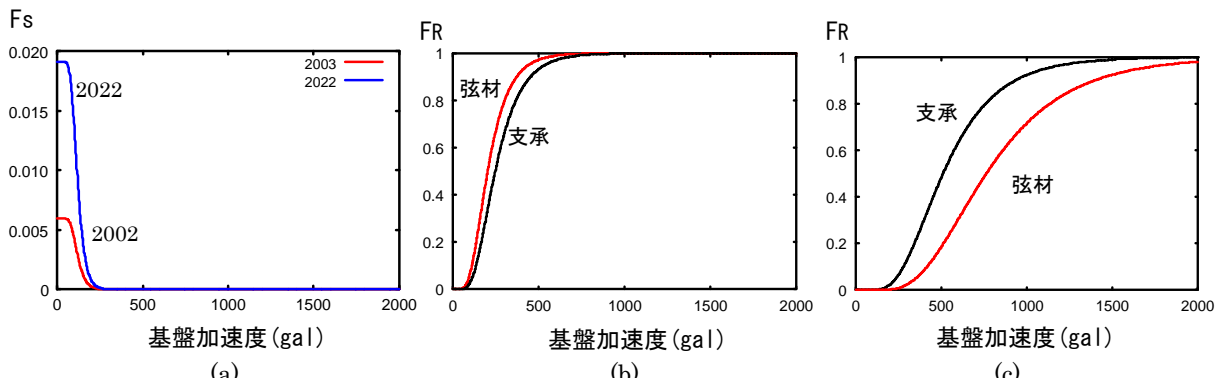


図-11 橋梁番号18の地震危険度曲線(a)と損傷度曲線・補強前(b), 補強後(c)

年後の被災要素 i の年損傷確率は式(18)によって求められる。なお、本章では前章において劣化を考慮した場合と同様に支承の劣化モデルを用いて竣工時からの経過年数による劣化を考慮する。

(4) 耐震補強

予算の制約等を考えると、一年に1橋もしくは2橋の補強を行うのが現実的であると考えられる。この場合、対象としている地震の発生確率が年々変化し、橋梁の劣化も年々進行しているため、補強の効果については一年ごとに評価する必要がある。

一年に1橋ずつ補強を行う場合を考えると、 T 年後に補強を行う橋梁を選択するためには、 T 年後に補強を行う場合の LCC_{2003+T} と20年間補強を行わない場合の LCC_0 との差である $DLCC_{2003+T}$ が最大となる橋梁を選べばよいことになる。年数が経過するにしたがって補強を行う効果を表す $DLCC$ は小さくなっていくので、現時点から一年ごとに補強が済んでいない橋梁の $DLCC$ を計算し、 $DLCC$ が最大の橋梁を順次選択していくことによって、18橋全体の $DLCC$ を最大とすることができる。この場合、 t 年に補強の対象に選ばれた橋梁は $t+1$ 年以降の優先順位検討には含まないため、一年経過ごとに $DLCC$ を算出するべき

橋梁の総数は1橋ずつ減少することになる。

T 年後に補強を行う場合の LCC は、

$$LCC_{2003+T} = \sum_{i=1}^{N_{before}} P_{fiT_{before}} (1 - P_{fiT_{after}}) C_{fi_{before}} + C_R + \sum_{i=1}^{N_{after}} P_{fiT_{after}} (1 - P_{fiT_{before}}) C_{fi_{after}} \quad (23)$$

と表すことができる。 $P_{fiT_{before}}$ は補強前に損傷を受けることが予測される構造要素の T 年間の損傷確率、 $P_{fiT_{after}}$ は補強後に損傷を受けることが予測される構造要素の $(20 - T)$ 年間の損傷確率である。

(5) 耐震補強優先順位に関する考察

現時点で全橋に対し補強を行うと考えた場合の優先順位と、一年に1橋ずつ補強を行うと考えた場合の優先順位とを比較すると(表-8)、順位の入替わる箇所はなかったが、各年の $DLCC$ は年々小さくなっており、2020年の補強対象である橋梁番号2の橋梁の $DLCC$ は負となっている。この橋梁は、2003年時点で補強を行うのであれば補強効果があるが、2020年に補強を行うのであれば、補強コストに比べ地震リ

表-8 耐震補強優先順位. 現時点で補強を行う場合(a), 一年に1橋ずつ補強を行う場合(b) (k=50)
 (a) 現時点で補強を行う場合 (b) 一年に一橋ずつ補強を行う場合

順位	橋梁番号	LCC ₀	LCC _R	DLCC	補強年	橋梁番号	LCC ₀	LCC _T	DLCC
1	18	62,641	5,070	57,571	2003	18	62,641	5,070	57,571
2	12	11,599	201	11,398	2004	12	11,599	478	11,121
3	13	7,921	57	7,864	2005	13	7,921	465	7,457
4	14	11,361	3,579	7,782	2006	14	11,361	4,147	7,213
5	11	6,949	974	5,975	2007	11	6,949	1,592	5,357
6	15	4,987	68	4,919	2008	15	4,987	756	4,231
7	10	4,860	59	4,801	2009	10	4,860	827	4,034
8	8	4,340	62	4,278	2010	8	4,340	1,038	3,303
9	9	3,624	36	3,588	2011	9	3,624	997	2,627
10	7	2,770	39	2,731	2012	7	2,770	914	1,856
11	16	2,364	63	2,302	2013	16	2,364	950	1,415
12	17	1,808	52	1,756	2014	17	1,808	792	1,016
13	6	1,513	30	1,482	2015	6	1,513	650	863
14	5	1,308	31	1,277	2016	5	1,308	689	620
15	4	1,276	30	1,246	2017	4	1,276	757	519
16	3	899	71	828	2018	3	899	590	309
17	1	248	67	181	2019	1	248	215	33
18	2	78	30	48	2020	2	78	90	-12

(百万円)

LCC₀: 20年間補強を行わない場合のLCC

LCC_R: 補強を行った場合の20年間のLCC

LCC_T: T年後に補強を行った場合のLCC

スクの軽減が小さいということなので補強を行わない方がよいということになる。補強が後回しになることによるDLCCの減少を評価できることから、年ごとの優先順位算定が有用であることが分かる。

ここで行った耐震補強優先順位の検討は前章と同様に、橋梁番号18の橋梁以外は支承の補強のみを考えており、補強が行われると限界加速度が補強後の損傷モードの限界加速度になると仮定している。また、劣化による限界加速度の変化も仮定に基づいて算出したものである。こうした仮定の妥当性については今後の検討が必要である。

7. おわりに

本研究では、地震リスクを考慮したライフサイクルコスト(LCC)に着目し、効果的な補強戦略を決定するための基礎的な研究を行った。

耐震補強を行うことによる地震リスクの低減を、補強前後のLCCの差であるDLCCによって評価し、複数の構造物を対象に効果的に補強を行うために、DLCCの比較によって相対的な優先順位付けを行う手法を提案した。構造物の劣化をマルコフ過程としてとらえ、劣化データをうまく再現する遷移確率行

列の決定法を提案し、構造物の劣化を確率論的に予測し、劣化を考慮することが優先順位に与える影響の検討を行った。これにより、損傷が予測される構造物には適切な劣化予測が必要であることを示した。実在橋梁への適用においては、多くの仮定の下ではあるが、耐震補強優先順位の一つの傾向を示すことができた。

本研究は補強戦略の枠組みを示すものであり、ここで対象とした各橋梁の解析レベルは大きく異なり、また、対象断層、復旧コストに関しては大胆な仮定を行っているが、ある程度の補強戦略の設定はできたと考えられる。ただし、ここで提案した手法を実際の補強戦略に役立てるためには、地震リスクの評価をより現実的なものにしていく必要がある。本研究では費用便益について考慮しておらず、地域経済に与える影響やネットワークに与える影響も考慮していない。これらの影響を損傷時コストの算定に反映させる必要もある。さらに、予算制限がある場合、それを最大限に活用するよう、補強コストとDLCCの関係を考慮する必要がある。今回提案した補強戦略の枠組みを基に、優先順位の妥当性を向上させることができると考える。

謝辞: 本研究を進めるに際し、阪神高速道路公団の

鈴木英之様、(株)長大の田中賢太様には有用な資料と貴重な御意見を頂きました。心から感謝いたします。

参考文献

- 1) Frangopol, Dan M., Lin, K-Y. and Estes, A. C. : Life-Cycle Cost Design of Deteriorating Structures, *Journal of Structural Engineering*, **123**(10), pp.1390-1401, 1997.
- 2) Matsushima, M., Seki, H. and Matsui, K. : A Reliability Approach to Landing Pier Optimum Repair Level, *ACI Material Journal*, **95**(3), pp.218-225, 1998.
- 3) Takahashi, Y., A. Der Kiureghian and A. H-S. Ang. : Decision Methodology in Seismic Risk Management of a Single Building Based on Minimum Expected Life-Cycle-Cost, *the SEMM Report, Department of Civil & Environmental Engineering, University of California at Berkeley, UCB/SEMM-2002/02*, 2002.
- 4) 諏訪仁, 野畑有秀, 関松太郎, 若松邦夫, 鈴木直子, 三橋英二 : 建物の地震リスクの評価法の開発-予想最大損失額(PML)評価ソフトの開発-, 大林組技術研究所報, no.63, pp.61-66, 2001.
- 5) 山崎文雄, 大西惇一, 田山聡, 高野辰雄 : 高速道路構造物に対する地震被害推定式の提案, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, vol3, pp.3491-3496, 1998.
- 6) 林康裕, 宮腰惇一 : 兵庫県南部地震における被害率曲線, 災害部門PD, 地震動の特性と建築物の被害-経験と予測-, pp.15-20, 1998.
- 7) 石田栄介, 石井晃, 中村孝明, 磯山龍二 : リアルタイム地震防災で活用される被害推定技術の現状, 第2回リアルタイム地震防災シンポジウム, 2005.5.
- 8) Golabi, K. and Shepard, R. : Pontis: A system for Maintenance Optimization and Improvement of US Bridge Network, *INTERFACES*, **27**, pp.71-88, 1997.
- 9) 赤石沢総光, 吉田郁政, 安田登, 宮本幸始 : 性能設計を活用したRC構造物の保守頻度・時期の最適化に関する研究, 構造工学論文集, No.47A, pp.277-284, 2001.
- 10) 日本橋梁建設協会 : 鋼橋のライフサイクルコスト, 2002.12.
- 11) 阪神高速道路公団湾岸管理部, 地域地盤環境研究所 : 港大橋の耐震補強構造特性を考慮した入力地震動検討業務報告書, 2002.3.
- 12) 地震調査研究推進本部地震調査委員会 : 長期的な地震発生確率の評価手法について, 2001.6.
- 13) 杉山雄一, 下川浩一, 粟田泰夫, 佐竹健治, 水野清秀, 吉岡敏和, 小松原琢, 七山太, 荻谷愛彦, 吾妻崇, 伏島祐一郎, 佃栄吉, 寒川旭, 須貝敏彦 : 近畿三角地帯における主要活断層の調査結果と地震危険度, 平成10年活断層・古地震研究調査概要報告書, pp.285-305.
- 14) 安中正, 山崎文雄, 片平冬樹 : 気象庁87型強震記録を用いた最大地動及び応答スペクトル推定式の提案, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp.161-164, 1997.7.
- 15) 既設長大橋の耐震安定性評価に関する検討会 : 大和川橋梁上部工耐震安定性検討, 阪神高速道路公団, 1998.10.
- 16) 既設長大橋の耐震安定性評価に関する検討会 : 新浜寺大橋の耐震検討, 阪神高速道路公団, 1999.3.
- 17) 長大橋耐震安定性検討業務(10-湾), 阪神高速道路公団, 1999.3.
- 18) 梅町大橋および南港水路橋耐震安定性業務(10-湾), 阪神高速道路公団, 1999.3.
- 19) 地震調査研究推進本部地震調査委員会 : 南海トラフの地震の長期評価について, 2001.9.
- 20) 大阪湾地盤情報の研究協議会 : ベイエリアの地盤と建設-大阪湾を例として-, pp.309-315, 2002.12.

(2004. 1. 26 受付)

PRIORITIZATION OF SEISMIC RETROFIT FOR ROAD BRIDGES BASED ON THE CONCEPT OF LIFE CYCLE COST

Tadanobu SATO, Ikumasa YOSHIDA, Midori MASUMOTO and Hidesada KANAJI

In this paper, we proposed a methodology to support decision making for prioritization of seismic retrofit for existing structures based on the concept of Life Cycle Cost taking into account seismic risk. We explained how to make prioritization of seismic reinforcement for existing structures and how to treat structures which have different service periods because the deterioration with age should be taken into account. As an example, the methodology was applied to actual road bridges in Osaka Wangan Route and the applicability of this methodology was examined.