

# 限界地震動指標と Markov Chain Monte Carlo 法を用いた 鋼製橋脚の損傷度曲線の算定

Estimation of Fragility Curve for Steel Pier of Bridge by Using Limit Seismic Intensity  
and Markov Chain Monte Carlo Simulation

佐藤忠信\*, 堀江佳平\*\*, 増本みどり\*\*\*, 吉田郁政\*\*\*\*

Tadanobu SATO, Yoshihei HORIE, Midori MASUMOTO and Ikumasa YOSHIDA

\*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)

\*\*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)

\*\*\*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)

\*\*\*\*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)

The necessity of effective method to estimate low failure probability is increased from the standpoint of evaluation of life cycle cost, risk and probabilistic safety assessment (PSA). We use Subset Simulation method to estimate the tail part of a fragility curve, low conditional failure probability, effectively. Samples are generated to search the failure region in each subspace by using Markov Chain Monte Carlo (MCMC). We apply the proposed methodology to an actual steel frame bridge and estimate a fragility curve using a simple limit state function. The accurate fragility curve is obtained effectively from small samples.

*Key Words: Markov chain Monte Carlo, fragility curve, failure probability, limit state function*

キーワード: マルコフチェインモンテカルロ, 損傷度曲線, 損傷確率, 限界地震動指標

## 1. はじめに

構造物を合理的に設計しかつ維持管理経費の最適化するためには、当該構造物のライフサイクルコスト (LCC) を適切に評価にすることが必要不可欠である。また、LCC は公共構造物の建設投資効果に対する説明指標の一つとなることから、LCC の合理的な評価法を開発することは重要な課題の一つになっている。LCC の概念は地震時のリスク・マネジメントにも利用されており、設計管理者としては、LCC という指標を用いることにより、構造物の性能を規範として耐震設計や耐震補強を行う場合の説明責任を明確に果たせることになる。LCC に地震による損傷のリスクを取り込むためには、限界状態を損なう場合の確率を精度よく算定できる方法論が開発されなければならない。特に、構造物の損傷を受ける確率が低いと考えられるような領域における精度が、LCC 算定の際に重要となってくる。そのためには、低頻度で発生する事象に対する構造物の損傷確率を精度良くかつ効率的に求めることが必要

となる。

特殊な場合には解析的な方法や数値積分により構造物の損傷確率を求めることも可能であるが、一般的な適用は困難なことが多いため、モンテカルロシミュレーション (以下、MCS と記す) がよく利用される。しかし、サンプル数が増えると計算時間がかかり、実用的でなくなる。MCS の効率化を計る方法として、各種方法が提案されているが、ここでは、限界地震動指標<sup>1)</sup>として基盤入力 of 最大加速度を採用し、Subset 法<sup>2)</sup>を利用することにする。これは損傷に対して危険な部分空間を自動的に絞り込んでいくアルゴリズムであり、一種の適応型 MCS 手法になっており、その応用範囲はきわめて広い。

この方法を用いる場合、絞り込んでいく各段階の部分空間内で効率的にサンプルを発生させる必要がある。本研究ではマルコフチェインモンテカルロシミュレーション<sup>3)</sup> (以下、MCMC と記す) を用いることにする。計算の効率は MCMC の効率に大きく左右されるため、本研究では一様分布の解空間に対して MCMC

によるサンプルを発生させた後、累積分布関数を用いて任意の確率分布に変換するアルゴリズムを用いる。

MCMCを用いたサンプリングにより、実在の門型鋼製ラーメン橋脚を対象として、限界指標を入力地震動の最大加速度とした場合の損傷度曲線を求める。不確定性を考慮する変量としては桁の自重や部材強度等を取り上げる。

## 2. MCS と損傷度曲線・地震危険度曲線

損傷度曲線 $F_R(z)$ はある地震動レベル $z$ よりも大きな地震動で損傷する確率を表しており、その一階微分は限界地震動指標の確率密度関数に相当する。限界地震動指標を $R$ 、ある期間に発生する最大地震作用の大きさを $S$ で表し、両者は互いに独立で同時密度分布が $f_S(s)f_R(r)$ で表されるとすると、損傷確率 $p_f = P(R < S)$ は損傷度曲線 $F_R(z)$ を用いて次式で求めることができ、

$$\begin{aligned} p_f &= \int_0^\infty \int_0^\infty f_S(s)f_R(r)dsdr \\ &= \int_0^\infty (1 - F_S(r))f_R(r)dr \end{aligned} \quad (1)$$

となり、地震危険度曲線 $1 - F_S(z)$ と限界地震動指標の密度関数 $f_R(z)$ を用いて損傷確率が算定される。

MCS によって密度関数 $f_R(z)$ に従う限界地震動指標のサンプル $z_i$ を $n$ 個発生させると、式(1)から明らかなように損傷確率 $p_f$ は次式で算定される。

$$p_f = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (1 - F_S(z_i)) \quad (2)$$

## 3. 効率的な損傷度曲線の算定

### 3.1 限界地震動指標の定義<sup>1)</sup>

損傷度曲線の分布は対数正規分布が用いられることが多いが<sup>4)5)6)</sup>、中央値と変動係数により分布形状を決めてしまうと低損傷確率の部分を精度良く評価できない。そこで損傷度曲線を算定する場合、多くの地震動レベルに対して信頼性解析を実施して条件付き損傷確率を求める方法が考えられる。この場合には MCS を多数繰り返す必要があり、長い計算時間を要する。限界地震動指標の概念を用いれば、損傷度曲線が直接的に求められる。限界地震動指標は「限界状態を損なう最小の地震動レベル」と定義される。地震動指標としては最大加速度や最大速度、スペクトル強度などが考えられる。図-1 は最大加速度を限界地震動指標として損傷度曲線を算定するための概念図である。まず、設計加速度では常に安全率が 1.0 より大きくなるような構造物のサンプルを MCS により多数発生させる。つぎに、各々の構造物に対し入力最大加速度を大きくしていく（図中では一本の破線）と安全率が 1.0 となる最大加速度が見つかるので、それを限界加速度とす

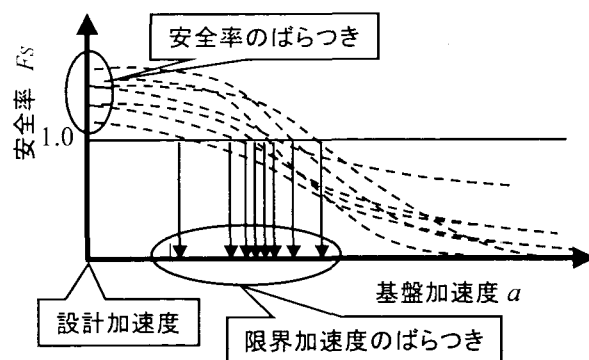


図-1 限界地震動指標による損傷度曲線の算定

る。不確定性要因を考慮すると限界加速度はばらついているので、その累積密度関数を求めると損傷度曲線を得ることができる。

従来のMCSは多くの外力レベルごとに信頼性解析を行う必要があるのに対して、この方法は一回の信頼性解析で済む。限界地震動指標を求めるためには繰り返し計算が必要となるので計算時間は多くなるが、バイナリサーチなどの方法を用いることにより数回から十回程度の繰り返し回数で十分な精度の限界地震動指標を算定でき、従来のMCSに比べて十分な優位性がある。

### 3.2 Subset法とMCMCによる損傷確率の算定法

損傷領域を $F$ とし、損傷確率を $P(F)$ と表す。ここで、全体集合を $F_0$ 、その部分集合を $F_i$ と表し、 $F_m = F$ とする。

$$F_0 \supset F_1 \supset F_2 \supset \cdots \supset F_m = F \quad (3)$$

これらの部分集合を用いて損傷確率は次式で算定できる。

$$\begin{aligned} P(F) &= P(F_m) \\ &= P(F_m | F_{m-1})P(F_{m-1} | F_{m-2}) \cdots P(F_1 | F_0) \end{aligned} \quad (4)$$

MCSを用いることを考えると、 $10^{-4}$ レベルの確率を求める際に、 $10^{-4}$ レベルの計算を1回行うよりも $10^{-1}$ レベルの計算を4回行う方がはるかに計算労力は少なく済むというのがSubset法のアイデアである。

限界状態関数 $z=f(\mathbf{x})$ 、不確定変数ベクトル $\mathbf{x}$ の確率密度分布 $p(\mathbf{x})$ が与えられるとし、損傷状態を $z < 0$ と定義する。ここで、損傷確率 $P(z < 0)$ を算定する問題を考える。Subset法では、一回目のMCSの結果に基づき $Z < C_1$ となる部分空間を定め、MCMCを用いてその部分空間内にサンプルを発生させる。これを繰り返し行い、部分空間を徐々に小さくしていくことで損傷確率を算定することができる。Subset法を用いた損傷確率の計算手順を以下に示す。

1. 確率変数の密度関数 $p(\mathbf{x})$ に従って $n_i$ 個のサンプルを発生させ、それぞれ限界状態関数を算定す

る．部分空間のカウンター $k=0$ とする．

2. 限界関数値を小さい順に並べ $z_1, z_2, z_3, \dots$ とする． $P(F_{k+1}|F_k)=n_s/n_i$ となる部分空間 $F_{k+1}$ を次式で定義する．

$$F_{i+1} = \left\{ \mathbf{x} \mid z(\mathbf{x}) < \frac{z_{n_s} + z_{n_{s+1}}}{2} \right\} \quad (5)$$

3. MCMCによって，部分空間 $F_{k+1}$ 内に $n_i$ 個のサンプルを発生させる．
4. 損傷が生じる，すなわち $z < 0$ となるサンプル個数 $n_f$ が十分な場合には終了 ( $n_f > n_s$ )．そうでない場合には $k=k+1$ としてステップ2へ．

以上の手順により， $m$ 番目の部分集合内に損傷にいたる $n_f$ 個のサンプルが得られた場合には次式で損傷確率を算定できる．

$$P(z < 0) = \left( \frac{n_s}{n_i} \right)^{m-1} \frac{n_f}{n_i} \quad (6)$$

ここで， $n_s$ は部分空間の大きさを決めるパラメータである．

上記手順のステップ3で用いるMCMCについては，Metropolis-Hastingsアルゴリズム<sup>3)</sup>を用いる．MCMCは任意の分布(proposal distribution)から目標分布(target distribution)に従うサンプルを発生させることができるアルゴリズムである．MCMCの対象とする確率変数は一様分布に従う変数 $\mathbf{u}$ とするが，対数正規分布等，任意の分布に従う変数 $\mathbf{x}$ はその累積分布関数 $\Phi(\mathbf{x})$ を用いて一様分布 $\mathbf{u}$ から次式で変換できるため実用上問題はない．

$$\mathbf{x} = \Phi^{-1}(\mathbf{u}) \quad (7)$$

定義域を0から1の間とする一様分布の確率密度関数 $I_{(0,1)}(\mathbf{u})$ を用いて，部分空間 $F_i$ における条件付確率密度関数 $pdf(\mathbf{x}|F_i)$ は次式の様に表すことができる．

$$pdf(\mathbf{u}|F_i) = \frac{pdf(\mathbf{u})I_{F_i}(\mathbf{u})}{P(F_i)} = \frac{I_{(0,1)}(\mathbf{u})I_{F_i}(\mathbf{u})}{P(F_i)} \quad (8)$$

候補値を発生させるためのproposal distributionも $\mathbf{u}_k$ を中心とした一様分布を用いる．

$$q(\mathbf{u}'|\mathbf{u}_k) = \begin{cases} \frac{1}{2a}; & |\mathbf{u}_k - \mathbf{u}'|_{\infty} < a \\ 0; & \text{otherwise} \end{cases} \quad (9)$$

ここで， $n$ は変数ベクトル $\mathbf{u}$ の次元， $|\cdot|_{\infty}$ は最大値ノルム， $a$ は $(0,1)$ の任意の実数である．以上の条件のもと採択率は次式で表される．

$$\alpha(\mathbf{u}_k, \mathbf{u}') = \min\{1, I_{(0,1)}(\mathbf{u}')I_{F_i}(\mathbf{u}')\} \quad (10)$$

解領域を判定する $I_{(0,1)}(\mathbf{u})$ についてのみ変数ごとに更新，判定を行い，計算時間のかかる部分空間の判定 $I_{F_i}(\mathbf{u})$ については全ての変数についてまとめて判定す

ることで効率化を図る．また，サンプルを安定して発生させるために，式(9)のパラメータ $a$ に関して，一様分布の幅 $(2a)$ を大きいものや小さいものを $n$ 個（以下，サンプラー個数と記す）用意し，解領域の判定 $I_{(0,1)}(\mathbf{u})$ のみ $n$ 回の更新，判定を行った後，部分空間の判定 $I_{F_i}(\mathbf{u})$ を行う．

なお，以上の手順の詳細については文献7)を参考にされたい．

## 4. 橋脚の耐震評価

### 4.1 橋脚の損傷度曲線の算定

実在橋脚(門型の鋼製ラーメン橋脚)を対象に限界指標として入力地震動の最大加速度を用いた損傷度曲線の算定を行う．

橋脚の限界状態としては，降伏耐力，せん断耐力及び曲げ変形などが考えられるが，ここでは一例として橋脚の曲げ変形に注目して損傷度曲線の算定を行う．

#### (1) 限界加速度

限界加速度の算定フローを図-2に示す．以下にその算定法を述べる．

1. プッシュオーバー解析を行い，作用荷重と橋脚の水平変位の関係を算定する．
2. エネルギー一定則の考え方や終局変位を用いて，荷重－変位関係より橋脚に損傷が生じる最小の水平荷重を算定する．
3. 水平荷重及び橋脚の固有周期，重量により等価水平震度を求め，図-2のステップ3に示すように入力地震動の震度を求めて，それを加速度に置換えて限界加速度を算定する．

#### (2) エネルギー一定則の適用性

鋼製橋脚に対しエネルギー一定則を適用にすることの妥当性について述べる．道路橋示方書<sup>8)</sup>の地震時保有水平耐力法では，鋼製橋脚に対しては，非線形動的解析による照査が方向付けられていることもあるが，エネルギー一定則により地震時保有水平耐力を照査することは行われていない．

鋼製橋脚へのエネルギー一定則の適用については，模型実験の結果に基づいた解析モデルによる検証が行われているが，推定結果は最大応答変位を過大側に評価し，そのばらつきも大きい．この原因としては，実(模型)挙動－降伏点(Bi-linear)の第1折点の設定が明確に定義できないこと<sup>9)</sup>や構造減衰の設定等が，RC橋脚の完全Bi-linearモデルと異なっていること<sup>10)</sup>，入力地震動の特性に影響されること<sup>11)</sup>等が示されている．また，RC橋脚で行われたような振動台実験による確認は行われていないが，才塚・宇佐美ら<sup>11)</sup>のハイブリッド実験(変位制御型)による確認では比較的良く一致することが示されている．

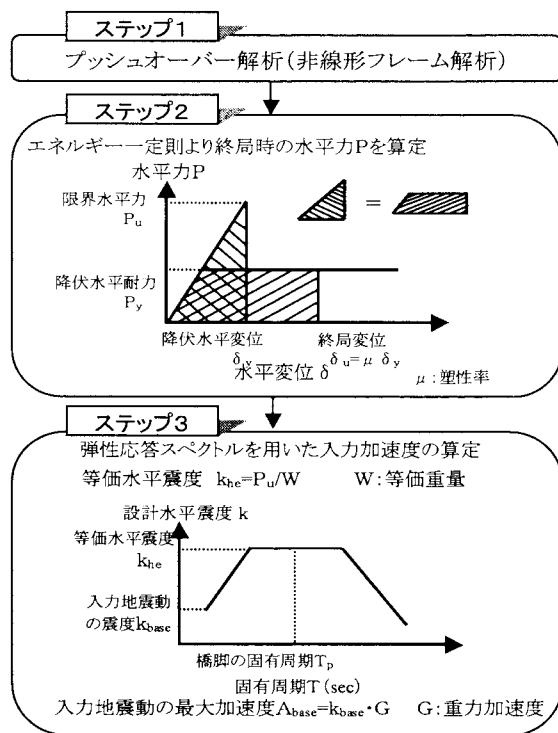


図-2 限界加速度算定フロー

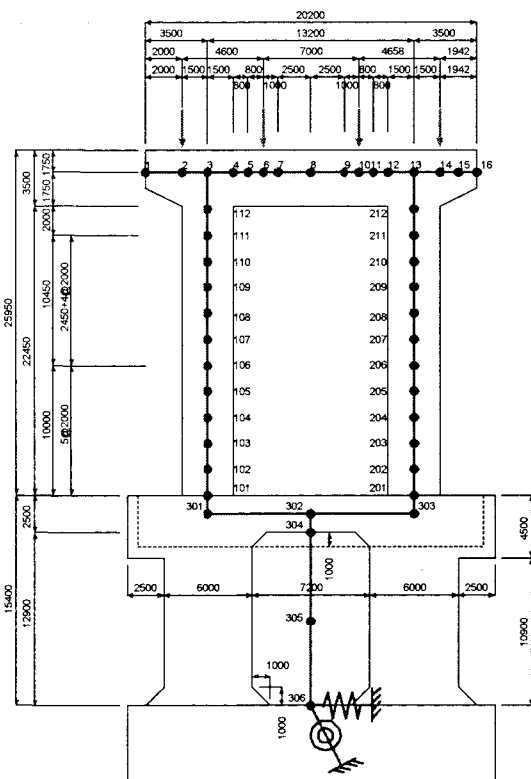


図-3 解析モデル図

文献調査<sup>9) 10) 11) 12)</sup>より、エネルギー一定則による最大応答変位の推定値は非線形動的解析に比べると、必ずしも一致しないことが多く、適用性についてはまだ議論の余地があることが分かる。しかし、エネルギー一定則による最大応答変位の推定値が解析値より大きく算出されることは損傷確率  $P_f$  を過大評価することになり、耐震設計上は安全側となっている。そのため、本検討ではエネルギー一定則を適用し、ばらつきは不確定性要因として考慮に入れることとする。

#### 4.2 解析対象

対象とする橋脚は、隣接するアーチ橋と箱桁橋の双方を支持するラーメン橋脚で、図-3に示すように、2次元の骨組みモデルでモデル化した。基礎は線形バネとし、ケーソン天端に集中バネとして付加した。

#### 4.3 解析データ

##### 1) 材料データ

鋼部材とコンクリート部材のヤング率はそれぞれ  $2.0 \times 10^8 (\text{kN/m}^2)$  と  $2.0 \times 10^7 (\text{kN/m}^2)$  であり、減衰定数は鋼部材0.03、コンクリート部材0.02、基礎部0.2である。基礎バネの水平、回転ならびに連成項の値は各々  $1.3164 \times 10^7 (\text{kN/m})$ 、 $7.2135 \times 10^9 (\text{kN/rad})$ 、 $2.8249 \times 10^8 (\text{kN/rad})$  となる。

##### 2) 上部工質量データ

アーチ橋の質量は21551.18(kN)、19763.66(kN)で節

番号2、15に、箱桁橋の質量は915.32(kN)、985.88(kN)で節点番号6、10に戴荷されている。

##### 3) 鋼製橋脚の非線形性

鋼材の応力-ひずみ関係はBi-linear型とし、鋼製梁、柱のM- $\phi$ 関係は微小変形理論（例えば「既設構成橋脚の耐震補強計画要領（案）」（H9年3月阪神高速道路公団）等）に基づいて算定する。

##### 4) 腐食

参考文献<sup>13)</sup>によれば阪神地域での8年後の鋼桁下フランジの推定腐食量が与えられている。鋼構造物の腐食はメンテナンス（塗り替え）の良否に影響され、適切なメンテナンスがなければ一般に腐食量は指数的に増大する。ここでは、適切な塗り替えが行われるとし、8年間の推定腐食量を線形比例で外挿してT年経過後の下フランジ外側腐食量と推定する。この推定した値を、M- $\phi$ 算定時の等価板厚から引くこととする。

#### 4.4 不確定性要因

##### 1) 上部工質量(下部工設計用死荷重)

アーチ系橋梁の精査資料より、精査死荷重/設計上部工死荷重(仮定鋼量に基づく)の平均1.03、標準偏差0.02の正規分布を仮定する。

##### 2) 部材強度

限界状態設計においては、構造部材の実抵抗強度を評価する必要がある。参考文献<sup>14)</sup>では、東海鋼構造グループが過去に集積した実験強度データを検討し、各

種構造要素に対する具体的な抵抗強度の評価を行っている。実測強度と公称抵抗強度の比 $\phi$ は、材料係数 $M_m$ 、製作係数 $F_m$ 、設計係数 $P_m$ の積で表されているので、以下に材料係数 $M_m$ 、製作係数 $F_m$ 、設計係数 $P_m$ の統計値について述べる。

(ア) 材料係数(鋼板の降伏応力比)

材料係数  $M_m$ は、実測降伏応力  $\sigma_y$  と公称降伏応力  $F_y$  の比で表される。1122 個の実測値/規格値の値を基に、

$$\text{平均値 } M_m = \left( \frac{\sigma_y}{F_y} \right)_m = 1.15, \text{ 変動係数 } 0.11$$

の対数正規分布を仮定する。

(イ) 製作係数

製作係数  $F_m$ は、実測断面定数  $S_m$ と公称断面定数  $S_n$ の比で表される。文献<sup>14)</sup>より、

$$\text{平均値 } F_m = \frac{S_m}{S_n} = 1.00, \text{ 変動係数 } 0.05$$

の正規分布を仮定する。

製作係数については、そのばらつきについて板厚に取り込んだ場合について検討することとする。

(ウ) 設計係数(構造強度)

荷重及び橋脚の固有周期、重量により限界等価水平震度を求め、それを加速度に置換えて限界加速度を算定する。エネルギー一定則の考え方には設計上の配慮があり安全側となることから大きめの損傷確率が算定される。

文献<sup>14)</sup>では、座屈破壊した実験値(破壊強度)と設計規準(道路 橋示方書や AASHTO)の耐荷力式による降伏強度と比較し、そのばらつきを評価している。今回の解析では M- $\phi$  解析モデルの降伏強度  $M_y$  に関する構造強度(設計係数)については、材料(降伏点)や製作寸法のばらつきのみ考慮することとする。

一方、終局強度  $M_{u2}$  および曲率  $\phi_{u2}$  のばらつきについては、同じ座屈に起因する文献<sup>14)</sup>の表-3 の設計係数の変動係数  $V_p$  を参考にすることとする。具体的には計算された  $M_{u2}$  や  $\phi_{u2}$  を変動係数 0.05~0.1 程度まででパラメトリックにばらつかせることにした。

なお、終局強度  $M_{u2}$  および曲率  $\phi_{u2}$  を算定する際の終局ひずみは「既設構成橋脚の耐震補強計画要領(案)」(H9 年 3 月阪神高速道路公団)に基づき、

$$\varepsilon_a = 10\varepsilon_y \quad (11)$$

とする。ここに  $\varepsilon_a$  : (許容)終局ひずみ,  $\varepsilon_y$  : 降伏ひずみ ( $\varepsilon_y = \sigma_y / E$ ) である。

また、今回の解析ではモデルの制約上、残留応力や初期たわみ(全体および部分)の影響は考慮されていない。

## 2) 基礎バネの変動

地盤調査の測定データなどばらつきが大きいと考えられるため、変動係数 0.1 の正規分布を考える。

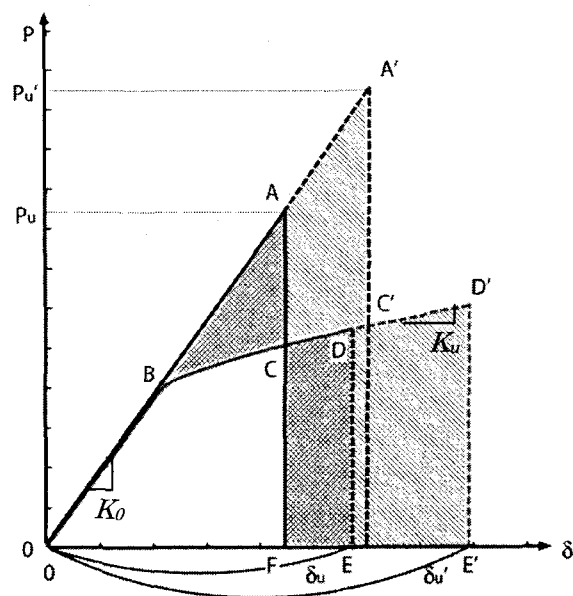


図-4 限界水平力の算定のイメージ

設計水平震度の標準値  $k_{hc0}$

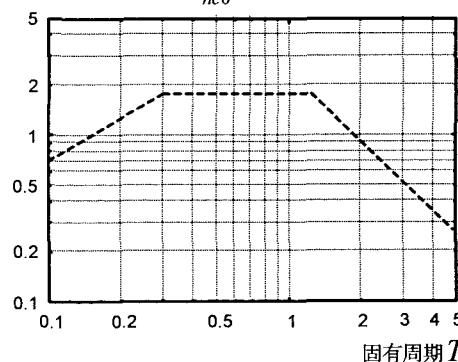


図-5 レベル2地震動(タイプII)設計水平震度

## 3) エネルギー一定則

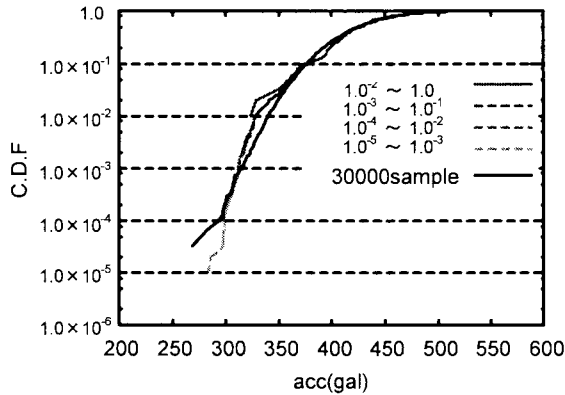
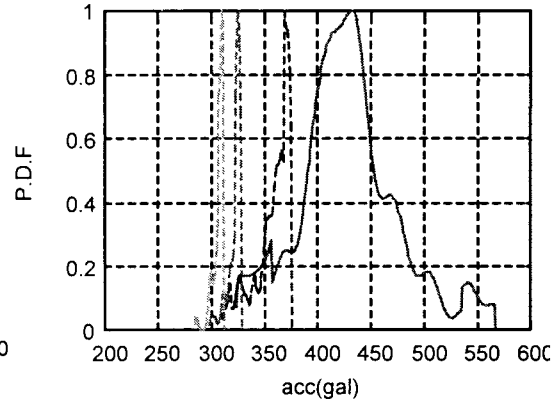
4.1(2)で述べた様に、既往の研究から、エネルギー一定則は最大応答変位を過大評価する傾向が分かる。北原<sup>12)</sup>が行ったエネルギー一定則の最大応答変位の推定精度の検討では、非線形動解に対する変位の比は平均 1.42, 変動係数 0.329 という結果が得られている。

そこでプッシュオーバー解析およびエネルギー一定則で算定した終局変位( $\delta u$ )に、平均 1.42 を乗じ、その変動係数を 0.329 と仮定した( $\delta u'$ )。終局状態に至ったときの変位・水平力と、その1ステップ前の変位・水平力の関係から終局状態に至る傾き( $K_u$ )を算定する。

図-4に、エネルギー一定則のばらつきを考慮した場合の限界水平力の算定のイメージを示す。限界加速度の算定フロー(図-2)にしたがって、作用荷重と水平変位の関係からエネルギー一定則を用いて限界水平力を求める際に、終局変位( $\delta u$ )を用いると、図-4のCDEFで囲まれる面積と同じになるように初期勾配  $K_0$  を用いて、ABCを考える。このとき限界水平力は  $P_u$  となる。エネルギー一定則のばらつきを考慮して  $\delta u'$  で考

表-2 仮定した不確定性要因(CASE1)

|                    |                        | 平均値 $\mu$ | 標準偏差 $\sigma$ | 変動係数  | 分布形状 |
|--------------------|------------------------|-----------|---------------|-------|------|
| 上部工質量<br>実荷重/設計死荷重 |                        | 1.03      | 0.02          | 0.019 | 正規   |
| 部材強度               | 材料係数(降伏応力比)<br>実測値/規格値 | 1.15      | 0.1265        | 0.11  | 対数正規 |
|                    | 製作係数(板厚)<br>実測値/規格値    | 1.00      | 0.05          | 0.05  | 正規   |
| 基礎バネ定数             |                        | 1.0×設計値   | 0.1 $\mu$     | 0.1   | 正規   |

図-6 鋼製橋脚モデルの損傷度曲線と精度の確認  
(ただし、30000sample の精度は 0.001 レベル程度まで)図-7 鋼製橋脚モデルの損傷度曲線と  
サンプル分布(CASE1)

える場合、CDE'F' で囲まれる面積と同じになるように初期勾配  $K_0$  を用いて、A'BC' を考えるため、限界水平力は  $P_0$  となる。このとき、D-D' は、終局状態に至る傾き  $K_0$  を用いて線形で増加するものとした。

#### 4.5 解析条件

終局条件としては、解析モデルにおける要素のうち 1 要素でも曲率が終局  $\phi_{u2}$  や降伏  $\phi_y$  に達した時点での水平荷重と橋脚の梁中央位置(図-3 の節点番号 8)における水平変位を、終局水平荷重および降伏水平変位と定義する。なお、解析は面内方向について行った。

限界加速度を算定するために、対象橋脚の固有周期が必要となる。固有値解析を行い、対象橋脚の固有振動数、等価質量を求めた結果は以下の通りである。

固有円振動数  $\omega = 11.73448$  (rad/sec)

固有振動数  $f = 1.86760$  (1/sec)

固有周期  $T = 0.535446$  (sec)

有効質量  $M = 7.583.0$  (kg)

六甲アイランドのボーリングデータより、地盤の固有周期は 0.44 秒となるので、対象橋梁地点は第 II 種地盤である。図-5 に示すように設計水平震度はレベル 2 地震動(タイプ II)とする。

#### 4.6 損傷度曲線算定例

不確定性要因を表-2 のように考慮した場合(CASE1)

の損傷度曲線とサンプル分布を図-6, 7 に示す。このとき、終局ひずみについては式(11)で表されるものを用いた。 $n_t=100$ ,  $n_s=10$ , サンプラー個数 10 として、サンプルサイズ 100 個の MCS を 4 回行い、部分空間の絞り込みを行った。

比較のため、サンプルサイズ 30000 個の MCS を行った。MCS の精度としては、求めたい損傷確率  $P_f$  が小さい場合、変動係数  $\delta$  とすると必要なサンプル数は、

$$N_\delta = \frac{1-P_f}{P_f \delta^2} \approx \frac{1}{P_f \delta^2} \quad (13)$$

で表される<sup>15)</sup>。30000 個のサンプルがあれば、 $10^{-3}$  程度まで変動係数 0.2 の精度で求めることができる。サンプルサイズ 30000 個の MCS から得られた損傷度曲線を図-6 に併せて示す。図-6 より、多少ばらつきはあるものの、計算量約 1/70 で、 $10^{-3}$  程度まで良好な分布が得られていることが確認できる。

上述した全ての不確定性要因を考えた場合(CASE2)について損傷度曲線を計算する。対象とする確率変数は 12 個で(上部工質量, 材料係数×6, 製作係数(板厚), 基礎バネ定数, 終局状態, 腐食量, エネルギー一定則), それらの緒元を表-3 に示す。

$n_t=100$ ,  $n_s=10$ , サンプラー個数 10 として、サンプルサイズ 100 個の MCS を 4 回行い、部分空間の絞り込みを行った。得られた累積分布を図-8 に示す。CASE2

表-3 仮定した不確定性要因 (CASE2)

|                    |                        | 平均値 $\mu$               | 標準偏差 $\sigma$            | 変動係数         | 分布形状 |
|--------------------|------------------------|-------------------------|--------------------------|--------------|------|
| 上部工質量<br>実荷重／設計死荷重 |                        | 1.03                    | 0.02                     | 0.019        | 正規   |
| 部材強度               | 材料係数(降伏応力比)<br>実測値／規格値 | 1.15                    | 0.1265                   | 0.11         | 対数正規 |
|                    | 製作係数(板厚)<br>実測値／規格値    | 1.00                    | 0.05                     | 0.05         | 正規   |
| 基礎バネ定数             |                        | $1.0 \times \text{設計値}$ | $0.1 \mu$                | 0.1          | 正規   |
| 終局状態               |                        | $M_{u2}, \phi_{u2}$     | $0.05 \mu$<br>$0.10 \mu$ | 0.05<br>0.10 | 正規   |
| 腐食量                |                        | 0.225                   | 0.4                      | 1.7          | 対数正規 |
| エネルギー一定則           |                        | 1.42                    | 0.467                    | 0.329        | 正規   |

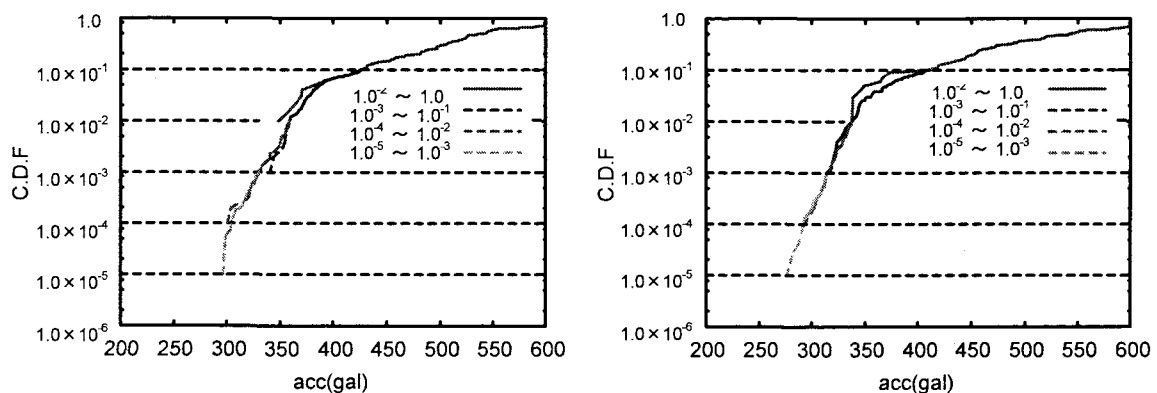


図-8 鋼製橋脚モデルの損傷度曲線 (CASE2) (終局状態の変動係数 左図:0.05 右図:0.1)

では、耐震設計上安全側となっているエネルギー一定則のばらつきを考慮しており、CASE1 に比べ、加速度が大きい方へシフトしていることも確認できる。

ここでは終局状態の変動係数が0.05の場合を図-8(左)に、0.1の場合を図-8(右)に示しているが、変動係数を0.05～0.1程度でばらつかせたところ、終局状態の変動係数が大きくなるに従い損傷曲線の分布の広がりも大きくなる。例えば350galにおける損傷確率は変動係数0.05の時は $3.0 \times 10^{-3}$ 程度であるのに対し、変動係数0.1では $5.0 \times 10^{-2}$ 程度となっている。損傷度曲線を求める際に、終局状態のばらつきの感度が高いことが分かった。

取り込む不確定性要因によって得られる損傷度曲線に違いが生じるが、従来の MCS 法に比べて計算時間が大幅に少なくすむため、種々の不確定性を考慮してのケーススタディが可能となる。

## 5. おわりに

本研究では、構造物の設計、維持管理を合理的に行うための指標であるライフサイクルコスト(LCC)の評価に地震リスクを取り込む上で重要となる構造物の損

傷確率を精度良くかつ効率的に求めるために、マルコフチェーンモンテカルロシミュレーション(MCMC)を用いた方法を用いて実在鋼製橋脚の損傷度曲線の算定を行った。

今回、地震動指標として最大加速度しか考えていないが、用いる入力地震動によっては最大加速度が同じでも損傷度曲線は異なってくる。今後本研究の手法を用いて、構造物の損傷状態に影響を与える地震動特性(振幅特性、位相特性、スペクトル強度など)を考慮し、実際の設計、維持管理に役立つ損傷度曲線(曲面)を算定できるよう検討を行っていきたい。

## 参考文献

- 1) 吉田郁政, 鈴木修一, 限界地震動指標を用いた損傷確率の効率的な算定方法, 構造工学論文集, Vol.49A, pp.201-206, 2003.
- 2) Au, S-K and Beck, J. L., Application of subset Simulation to Seismic Risk Analysis, 15<sup>th</sup> ASCE Engineering Mechanics, 2002.
- 3) Gilks, W.R., Richardson, S., Spiegelhalter, D.J., Markov chain Monte Carlo in practice, Chapman & Hall, 1996.
- 4) 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.
- 5) 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.
  - 6) 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.
  - 7) 吉田郁政, 佐藤忠信, MCMC を用いた低損傷確率  
の算定法に関する基礎研究, 土木学会第 59 回年次  
学術講演会, I -236, pp.471-472, 2004
  - 8) 日本道路協会, 道路橋示方書・同解説, V 耐震設  
計編, 2002.
  - 9) 才塚邦宏, 宇佐美勉, 芳崎一也, 鈴木森晶, 兵庫  
県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震  
応答実験による鋼製橋脚の激震時挙動, 土木学会  
論文集, No. 556, I-38, pp.119-129, 1997.
  - 10) 中島章典, 深山大介, 大塚久哲, 佐藤貴志, 鈴木  
基行, 鋼製橋脚の弾塑性最大応答変位推定法につ  
いて, 土木学会論文集, No. 570, I-40, pp.297-303,  
1997.
  - 11) 中島章典, 小野寺理, 鋼製門形ラーメン橋脚の大  
地震時弾塑性挙動と耐震設計法におけるエネルギ  
ー一定則の適用性について, 第 2 回鋼構造物の非  
線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集,  
pp.135-141, 1999.
  - 12) 北原武嗣, 地震動の周期特性と非定常性を考慮し  
た耐震設計法に関する基礎的研究, 名古屋大学博  
士論文, 2001.
  - 13) 阪神高速道路公団, 阪神地域における鋼橋の腐食  
特性に関する研究, 1991.
  - 14) 鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼設計への適用  
(上)(下), 東海鋼構造研究グループ, 橋梁と基礎  
80-11,12.
  - 15) Siu-Kui Au, On the Solution of First Excursion  
Problems by Simulation with Applications to  
Probabilistic Seismic Performance Assessment,  
Technical Report : CaltechEERL : 2001.  
EERL-2001-02. California Institute of  
Technology.

(2004年9月17日 受付)