階層ベイズによる既存橋梁の耐震性能評価モデル 構築に関する研究

東京大学大学院 助教 北原 優

概要:

多くの社会インフラが老朽化に直面する中,実システムでの振動計測を活用してパラメータの変化やそれにともなうシステムの耐震性能の低下を定量的に評価することが求められている.本研究では、モデルパラメータに確率モデルを仮定することで、未知数の数を抑えつつ限られた観測データからモデルを更新する階層ベイズモデル更新に着目し、5 径間連続免震橋を対象にその適用性を検証した.対象橋梁について、ゴム支承と橋脚が径間ごとに異なる復元力特性をもつ全体系モデルを構築し、上部構造における地震応答観測を想定して加速度応答時刻歴波形を求めた.一方、モデル更新には1 径間の質点系モデルを採用し、径間ごとのパラメータのばらつきは独立な正規分布を仮定した.階層ベイズ更新の結果、経年によるゴム支承の剛性の増加と降伏荷重の低下にくわえて、径間ごとのこれらのパラメータのばらつきも定量的に評価できることを示した.これにより、簡易なモデルを用いつつ、高度な確率モデリングによって対象橋梁に内在する不確定性を定量化してその耐震性能を評価することを可能にした.

キーワード: 階層ベイズモデル, モデル更新, 不確定性定量化, 免震橋梁, 地震応答

1. はじめに

多くの社会インフラが老朽化に直面する中,適切な維持 管理によって将来の大規模地震を見据えたレジリエンス の高い社会インフラを実現することが急務である.道路橋 では五年に一度の目視点検が義務付けられているものの, 定性的な健全性評価にとどまっており,経年によるシステ ム全体の耐震性能の低下を定量的に評価することは困難 である.

一方,近年の計算機性能やセンサ技術の発展により,数 値モデルと実システムの動特性に関する観測結果とを組 み合わせることで,システムの現有性能を定量的に評価す る試みも行われている.観測に基づき数値モデルのパラメ ータを推定することはモデル更新と呼ばれるが,この際モ デル化誤差や観測誤差など不確定性の影響が無視できず, これを確率論的に取り扱うベイズモデル更新が注目され ている.

著者らはこれまでに、連続免震橋の1径間を模擬した質 点系モデルを対象に地震応答を用いたベイズモデル更新 を検討しており、ゴム支承の経年による物性値の変化を定 量的に評価できることを示した¹⁾.しかし、実橋では径間 ごとに部材の物性値は異なると考えられるため、全橋を対 象とした検討が不可欠である.簡単には、更新対象を2次 元や3次元の全体系モデルへと拡張し、各径間のパラメー タを独立に推定することが考えらえるが、パラメータ数が 増大するため限られた観測データから妥当な更新結果を 得ることは容易でない.これに対して本研究では、更新対 象は1径間の質点系モデルそのままに、径間ごとのパラメ ータのばらつきを確率分布でモデル化する階層ベイズモ デル更新を検討する.

2. 対象橋梁とそのモデル化

文献²⁾に記載の鉛プラグ入り積層ゴム支承を有する5径 間連続 RC 免震橋を検討対象とした.以下では、地震応答 データの生成に用いる対象橋梁の全体系モデルおよびモ デル更新に用いる1径間の質点系モデルの構築について詳 述する.

(1) 全体系モデル

全体系モデルは、図-1 に示すように桁が 11 節点、橋脚 が6 節点を有する 2 次元有限要素モデルである. 各橋脚の 基礎は質量と回転慣性を与え、下端の水平ばねと回転ばね により地盤との相互作用を考慮した. 一方、橋台はゴム支 承の水平ばねのみを与え、固定条件とした. 構築した全体 系モデルの1 次固有周期は 1.00 秒である. 助成受付番号 第 22011 号 研究課題番号 (10) ※①~迎を記入



図-1 5径間連続 RC 免震橋の全体系モデル

ゴム支承の復元力特性は、図-2 に示すようなバイリニ アモデルとした.一方,橋脚は基部のみが塑性化するもの として下端に回転ばねを与え、復元力特性は図-3 に示すよ うな完全弾塑性の骨格曲線を有する武田型バイリニアモ デルとしてひび割れ点の影響は無視した.また、減衰定数 はゴム支承に0%、橋脚に2%、基礎に10%を与え、レイリー 減衰を仮定した.







図-3 橋脚の復元力特性

ゴム支承の降伏剛性,降伏後剛性および降伏荷重,橋脚 の降伏剛性と降伏モーメントの5つのパラメータが径間ご とにばらつくものとした.松崎ら³⁾を参考に,新設時にお けるこれら 5 つのパラメータのばらつきを表-1 のように 設定した.さらに,経年によるパラメータ平均値の変化と して,ゴム支承はゴムの硬化による剛性の増加と鉛プラグ が負担できるせん断力の低下による降伏荷重の低下⁴⁾を, 橋脚は鉄筋の腐食等による剛性と降伏モーメントの低下 を考慮することとした.また,変動係数は新設時からで一 律に 50%増加するものとした.経年時のパラメータのばら つきを表-2 に示す.計20 個のパラメータの値は,表-2を もとに正規分布からの乱数生成により決定した.

表-1 新設時のパラメータの不確定性

	パラメータ	平均值/設計值	変動係数	
支承	降伏剛性	1.0	0.07	
	降伏後剛性	1.0	0.07	
	降伏荷重	1.0	0.18	
橋脚	降伏剛性	1.0	0.07	
	降伏モーメント	1.0	0.18	

表-2 経年時のパラメータの不確定性

	パラメータ	平均值/設計值	変動係数	
支承	降伏剛性	1.2	0.105	
	降伏後剛性	1.2	0.105	
	降伏荷重	0.5	0.270	
橋脚	降伏剛性	0.8	0.105	
	降伏モーメント	0.6	0.270	

(2) 1 径間の質点系モデル

対象橋梁の1径間部分を、図-4に示すように2自由度 の質点系モデルとしてモデル化した.ゴム支承の復元力特 性は全体系モデルと同じモデルとした.一方、橋脚は回転 ばねのかわりに水平ばねを与えるため、復元力特性が等し くなるように降伏回転角と橋脚高さから降伏変位を求め た.また、橋脚下端は固定とした.構築した質点系モデル の1次固有周期は0.92秒である.



図-4 1径間の質点系モデル



図-5 加速度応答時刻歴波形

図-5には、設計値を与えた際の全体系モデルと質点系モ デルの上部構造質点における加速度応答時刻歴波形の一 例を示す.基礎減衰の有無により主要動終了後の波形には 差が認められるものの、最大加速度を含む主要動部分の応 答波形は両モデルでよく一致していることがわかる.

3. 階層ベイズモデル更新

本章では、全体系モデルの非線形動的解析で求めた地震 応答データを用いて質点系モデルのパラメータ確率分布 を更新する、階層ベイズモデル更新についてまとめる.

(1) 階層ベイズモデル

階層ベイズモデルでは、モデルパラメータxと時刻tにお ける観測量y(t)の間に以下の関係を考える.

$$y(t) = \mathcal{M}(\boldsymbol{x}; \boldsymbol{\psi}, t) + \varepsilon_{y}$$
(1)

ここに、xは超パラメータ ψ の同時確率密度分布(PDF) $f_X(x; \psi)$ に従う確率変数であり、観測誤差 ε_y は一般に平均 が0の正規分布で与えられる.

いま、N組の観測データ**D** = $\{y_k(t)|t = 0, \dots, T\}_{k=1}^N$ から超パラメータ**ψ**を推定することを考える. ベイズの定理 によれば、観測データ**D**を所与としたときの**ψ**の事後分布 は次式で与えられる.

$$p(\boldsymbol{\psi}|\boldsymbol{\mathcal{D}}) \propto \mathcal{L}(\boldsymbol{\mathcal{D}}|\boldsymbol{\psi})p(\boldsymbol{\psi})$$
 (2)

ここで、 $p(\boldsymbol{\psi})$ は $\boldsymbol{\psi}$ の事前分布、 $\mathcal{L}(\boldsymbol{\mathcal{D}}|\boldsymbol{\psi})$ は式(3)で表される尤度関数である.

$$\mathcal{L}(\boldsymbol{\mathcal{D}}|\boldsymbol{\psi}) = \prod_{k=1}^{N} \prod_{t=1}^{T+1} p(y_k(t)|\boldsymbol{\psi})$$
(3)

ここに,

$$p(y_k(t)|\boldsymbol{\psi}) = \int p(y_k(t)|\boldsymbol{x}) f_{\boldsymbol{X}}(\boldsymbol{x};\boldsymbol{\psi}) d\boldsymbol{x}$$
(4)

である.式(2)の事後分布の算出にはTMCMC法⁵⁾を用いた. また, $p(\cdot | \mathbf{x})$ は $f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}; \boldsymbol{\psi})$ から生成した100組の \mathbf{x} によるMCS で算出した.

(2) 地震応答データの生成

観測データ**D**は、全体系モデルの非線形動的解析により 求めた.入力地震動には、2011年の東北地方太平洋沖地震 にて K-net で観測された仙台波の NS 方向成分を用いた. 計算時間を短縮するため、主要動部分の 20 秒間について のみ解析を行った.

観測量は、更新対象である質点系モデルでも解析可能な 各橋脚上の上部構造質点における加速度応答時刻歴とし、 計4組の観測データを生成した.図-6に生成した地震応答 データを重ねて示す.図より、上部構造上の異なる4点に おける加速度応答波形はおおむね同一であり、ほぼ剛体と して挙動していることがわかる.しかし、波形の細部には 相違が認められ、径間ごとにゴム支承と橋脚の復元力特性 が異なることが原因と考えられる.



図-6 地震応答観測データ

(3) 事前分布の設定

質点系モデルについて,推定すべきパラメータはゴム支 承の降伏剛性,降伏後剛性,降伏荷重と橋脚の降伏剛性,



図-7 超パラメータの事後分布

降伏荷重の計5つである.本研究では、これらのパラメー タはすべて独立な正規分布に従うものとし、その平均と標 準偏差からなる 10 個の超パラメータψについて事後分布 を求めることとした.

超パラメータ**ψ**の事前分布はすべて無情報一様分布とし、上下限値は平均が[0.2, 1.6]、標準偏差が[0.05, 0.2]とした.

表-3 更新後のパラメータの不確定性

	パラメータ	平均值/設計值	変動係数
支承	降伏剛性	1. 38	0.099
	降伏後剛性	1.47	0.093
	降伏荷重	0.44	0.356
橋脚	降伏剛性	0.25	0.772
	降伏モーメント	1.45	0.129

4. モデル更新結果

TMCMC 法で求めた超パラメータ ψ の事後分布を,250 サンプルのヒストグラムとして図-7 に示す.5つのパラメータの平均 μ_i と標準偏差 σ_i について,i = 1, 2, ..., 5は順にゴム支承の降伏剛性,降伏後剛性,降伏荷重,橋脚の降伏剛性,降伏荷重である.また,図の各パネルの横軸は事前分布の上下限値と範囲をそろえている.図より,10個の超パラメータはすべて事前分布と比べて尖った分布に更新されていることがわかる.

表-3に、事後分布の平均値として算出した各パラメータ のばらつきの推定結果を示す.表-2の全体系モデルにおけ る各パラメータのばらつきと比較すると、ゴム支承のパラ メータについては、剛性の増加および降伏荷重の低下が平 均値の推定結果に反映されていることがわかる.また変動 係数についても、降伏荷重がやや過大ではあるものの、各 パラメータのばらつき具合を適切に評価できていること がわかる.一方で橋脚のパラメータについては、更新後の ばらつきが表-2 に示す全体系モデルにおけるばらつきと 大きく乖離する結果となった.これは、橋脚の復元力特性 のばらつきがモデル更新に用いた上部構造質点の加速度 応答に対してあまり感度が高くないことが原因であると 考えられる. 表-3 にまとめた階層ベイズモデル更新後の各パラメー タのばらつきに基づき、これら5つのパラメータを100組 生成し、それぞれについて質点系モデルの非線形動的解析 を実施した。その結果得られた100組の上部構造質点にお ける加速度応答時刻歴波形について、その包含する範囲を 図-8に示す。図には、モデル更新に用いた全体系モデルの 上部構造質点における加速度応答時刻歴波形もあわせて 示している。



図-8 更新後のモデル応答時刻歴波形

図-8より,階層ベイズ更新後の質点系モデルの加速度応 答時刻歴波形は,観測データとして用いた全体系モデルの 加速度応答時刻歴波形を過不足なく包含しており,限られ た地震応答の観測データから対象橋梁に内在する不確定 性を適切に定量化することができた.

5. おわりに

本研究では,経年により劣化した部材を有する既存橋梁 の耐震性能を定量的に評価することを目的に,地震時の橋 梁上部構造での加速度応答計測に基づく階層ベイズモデ ル更新を検討した.

5 径間連続 RC 免震橋を対象に, 径間ごとに異なる復元力 特性をもつ2 次元の有限要素全体系モデルを構築し, 非線 形動的解析により上部構造の加速度応答時刻歴波形を求 めた.一方, モデル更新には対象橋梁の1 径間を模擬した 質点系モデルを用いた.パラメータの径間ごとのばらつき は独立な正規分布としてモデル化し, その超パラメータは 階層ベイズ更新により推定した.

階層ベイズ更新の結果,経年によるゴム支承の剛性の増加と降伏荷重の低下にくわえて,これらのパラメータの径間ごとのばらつき具合も定量的に評価することができた. これにより,簡易な1径間の質点系モデルを用いて対象橋 梁の耐震性能を適切に評価できることを示した. なお,本 研究では上部構造の加速度応答を観測データに用いたた め,橋脚の復元力特性については十分な更新精度を得るこ とができなかった.これらのパラメータも含めてより更新 精度を向上させるための最適なセンサ配置計画について は今後の課題とする.

参考文献

- 北原優, Matteo Broggi, Michael Beer: 近似ベイズ計算(ABC) を用いたモデル更新による免震橋梁の残存耐震性能評価の検 討, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.77 (4), pp.I_61-I_70, 2021.
- 2) 土木学会:橋の動的耐震設計,丸善出版,2003.
- 3) 松崎裕,小野寺周,津村拓都,鈴木基行:免震支承の経年劣化 が免震支承-RC橋脚系の地震時損傷モードに及ぼす影響に関 する基礎的研究,構造工学論文集,Vol.63A, pp.397-410, 2017.
- 林 訓裕, 足立 幸郎, 甲元 克明, 八ツ元 仁, 五十嵐 晃, 党 紀, 東出 知大: 経年劣化した鉛プラグ入り積層ゴム支承の残存性 能に関する実験的検証, 木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70 (4), pp.I_1032-I_1042, 2014.
- Ching, J. and Chen, Y.C.: Transitional Markov Chain Monte Carlo Method for Bayesian Model Updating, Model Class Selection, and Model Averaging, J. Eng. Mech., Vol.133 (7), pp.816-832, 2007.