

東北地方太平洋沖地震の作用を受けた免震橋梁の動特性に関する分析

藤川 昌也¹・庄司 学²

¹学生会員 筑波大学大学院 システム情報工学研究科 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1)

E-mail: s1320959@u.tsukuba.ac.jp

²正会員 筑波大学准教授 システム情報系 (同上)

E-mail: gshoji@kz.tsukuba.ac.jp

東北地方太平洋沖地震では関東圏において長周期地震動が観測されており、その作用を受けた免震橋梁の応答特性を分析することが求められている。本研究では、東北地方太平洋沖地震の際に長周期地震動が観測された東扇島高架橋を対象とし、上部構造-橋脚-杭基礎から構成される多自由度系のモード特性を考慮した上で、免震橋梁全体系の動特性を分析する。

Key Words : *the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku earthquake, long-period ground motion, isolated bridge, system identification, dynamic property .*

1. はじめに

免震橋梁は高速道路をはじめとした道路網を形成する上で、湾岸部や都市部に多く点在している。しかし、免震橋梁の地震観測は我が国においておよそ四半世紀しか経過しておらず、東北地方太平洋沖地震のような長周期地震動をそれらの橋梁が受ける頻度は極めて低い。したがって、実観測記録を用いた免震橋梁の挙動や性能を定量的に評価することが重要であるが、文献1)などを端緒として、いくつかの研究事例が示されているのみである。

このような研究事例の中で、貝戸²⁾は、1994年から1997年に発生した3つの地震の観測記録を用いて、山上げ大橋に対して、非比例減衰系の多自由度モデルにより免震支承の動特性の同定を行い、免震支承の物理量を推定している。また、Chaudhary *et al.*³⁾は、温根沼大橋を対象として、1994年から1995年に発生した4つの観測記録を用いて免震支承の性能評価を行っている。東北地方太平洋沖地震の観測記録に対する研究事例として高本ら⁴⁾は、免震橋梁ではないものの長周期型橋梁である横浜ベイブリッジを対象として橋軸直角方向の1次モードの固有振動数と減衰定数のシステム同定を試みている。免震橋梁に対しては、溝口ら⁵⁾により、東扇島高架橋における東北地方太平洋沖地震の際の観測記録を用いて、周辺

地盤の地震動及び当該橋梁の地震応答の再現性の検討が行われている。同様に、庄司・藤川⁶⁾は、東扇島高架橋を対象とし、東北地方太平洋沖地震による観測記録を用いた免震支承の動特性の信頼区間を推定している。

特に、東扇島高架橋の観測記録の特徴としては、1) 東北地方太平洋沖地震による長周期地震動に免震橋梁が曝露され応答している点、2) 他の観測記録に比べ、上部構造、橋脚、基礎、及び地盤上の多点で観測記録が得られている点、3) III種地盤の軟弱地盤上に免震橋梁が建設されており、杭長は40[m]以上にも及び、高次の振動モードの影響が含まれている点、にある。文献6)ではこれらの観測記録の特徴を踏まえ、免震支承の動特性の同定を行っているが、その際のモデルが1自由度系であるため、上記2)、3)の特徴を適切に分析しきれていない。

以上より、文献6)で対象としている東扇島高架橋で得られた東北地方太平洋沖地震の観測記録を分析することで、上部構造-橋脚-杭基礎から構成される多自由度系のモード特性を考慮した上で、免震橋梁全体系の動特性の分析を行う。

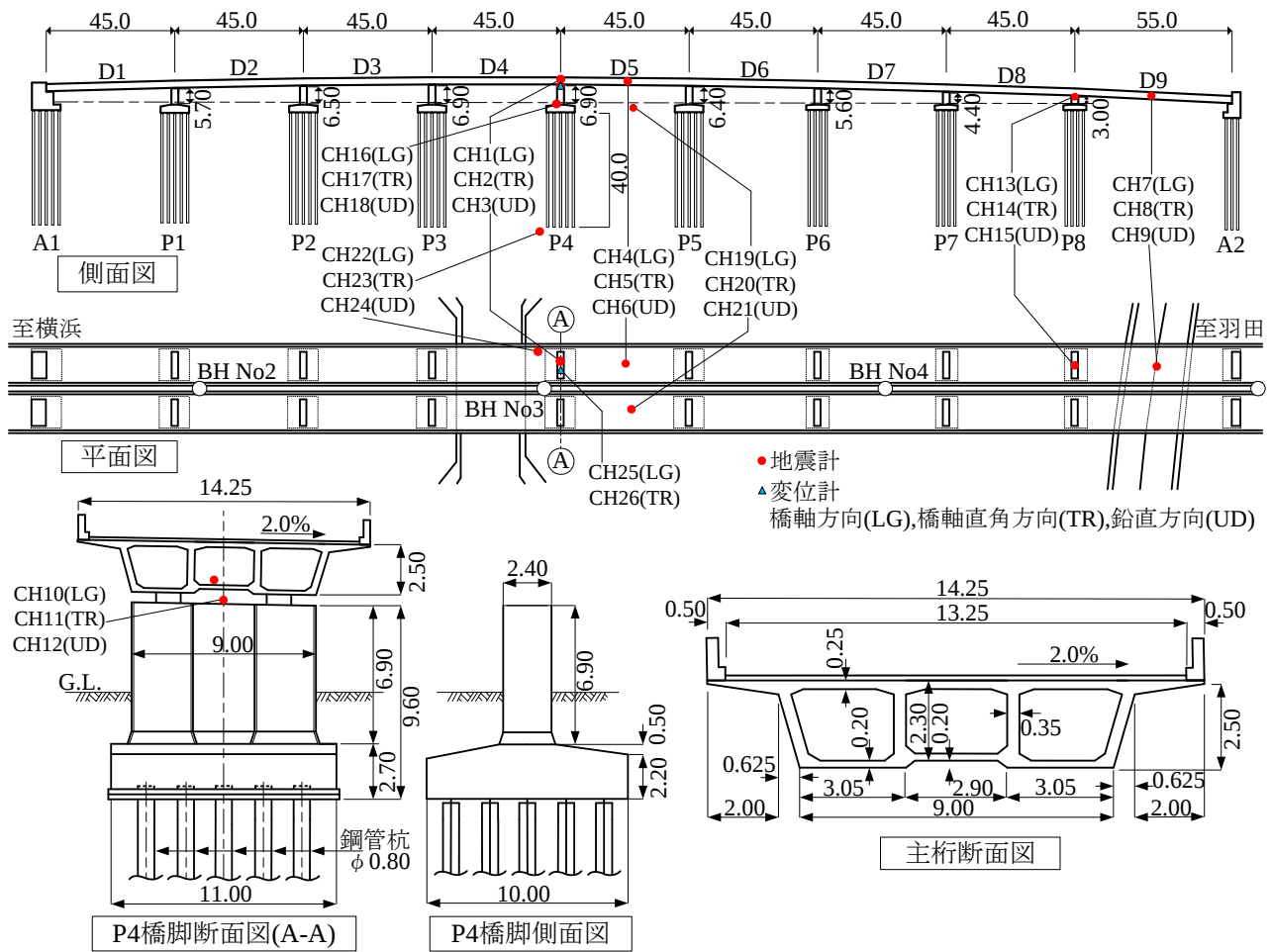


図-1 対象橋梁の一般図（単位[m]）（文献6）に示された図を加筆）

表-1 免震支承の諸元⁹⁾

2. 対象橋梁と実観測記録

(1) 対象橋梁と地盤の概要

東扇島高架橋の特徴について、文献6)で示された内容に基づきその概要を示す。東扇島高架橋は、首都高速道路湾岸線の一部として神奈川県川崎市東扇島内に位置する免震支承を用いた9径間連続PC箱桁橋である。なお、道路管理者へのヒアリングによれば、本免震橋梁は今回の地震による構造部材への損傷は発生していない。対象橋梁の一般図を図-1に示す。橋長は417.6[m]、有効幅員は13.25[m]であり、壁式橋脚P1からP8より構成されている。基礎形式はいずれも直径 $\phi=0.8$ [m]程度の鋼管杭である。免震支承は鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)が採用されており、橋台および橋脚に2基ずつ設置されている。免震支承の橋軸方向には移動制限装置は設けられておらず、橋軸直角方向は鋼製のサイドブロックにより固定されている。ただし、地震時保有水平耐力法レベルの地震に対しては、サイドブロックの破壊を許容し、橋軸直角方向も免震化されるものとして設計されている。免震支承の諸元を表-1に示す。表-1には、免

断面積 [m ²]	1.23 [m]×1.80 [m]=2.21
ゴムのせん断弾性係数 G [MN/m ²]	0.98
ゴム総厚 [m]	0.036 [m]×5層=0.18
鉛プラグ面積 A_p [m ²]	$\phi=0.02$ [m]×4 $A_p=0.126$
ゴムの支圧面積 A_R [m ²]	2.09
形状係数 S	9.57
ゴムの圧縮剛性 K_v [MN/m]	68.97
ゴムの水平剛性 K_R [MN/m]	11.38
鉛の降伏荷重 Q_d [MN]	1.05

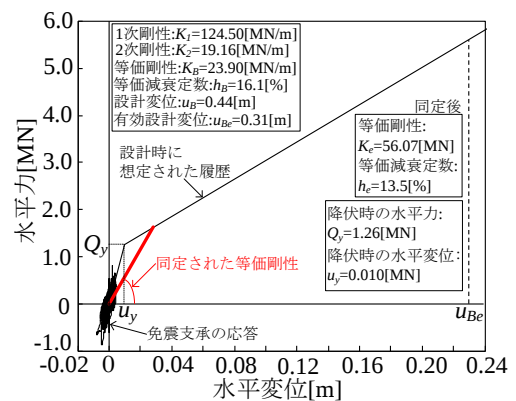
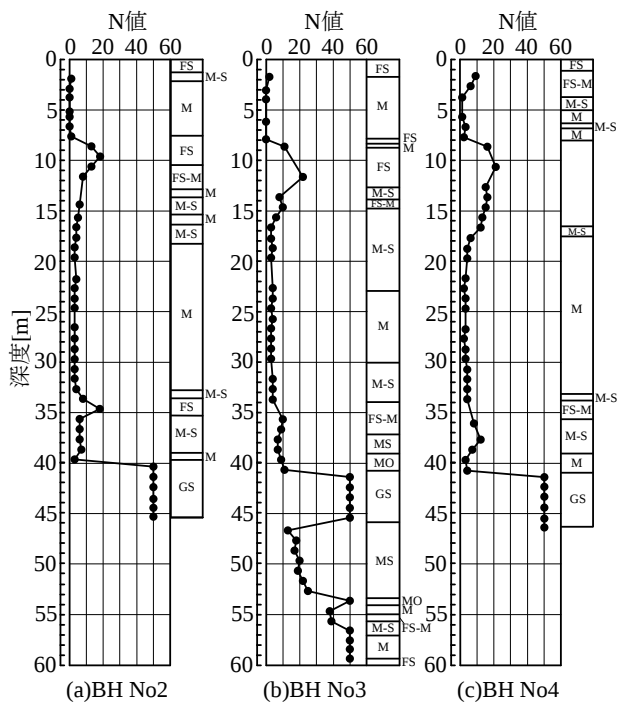


図-2 免震支承の水平変位-水平力関係⁹⁾



GS:砂礫, FS:細砂, M:シルト, FS-M:シルト混り細砂
M-S:砂混りシルト, MS:砂質シルト, FSM:シルト質細砂
MO:有機質シルト, CM:固結シルト, CM-S:砂混り固結シルト

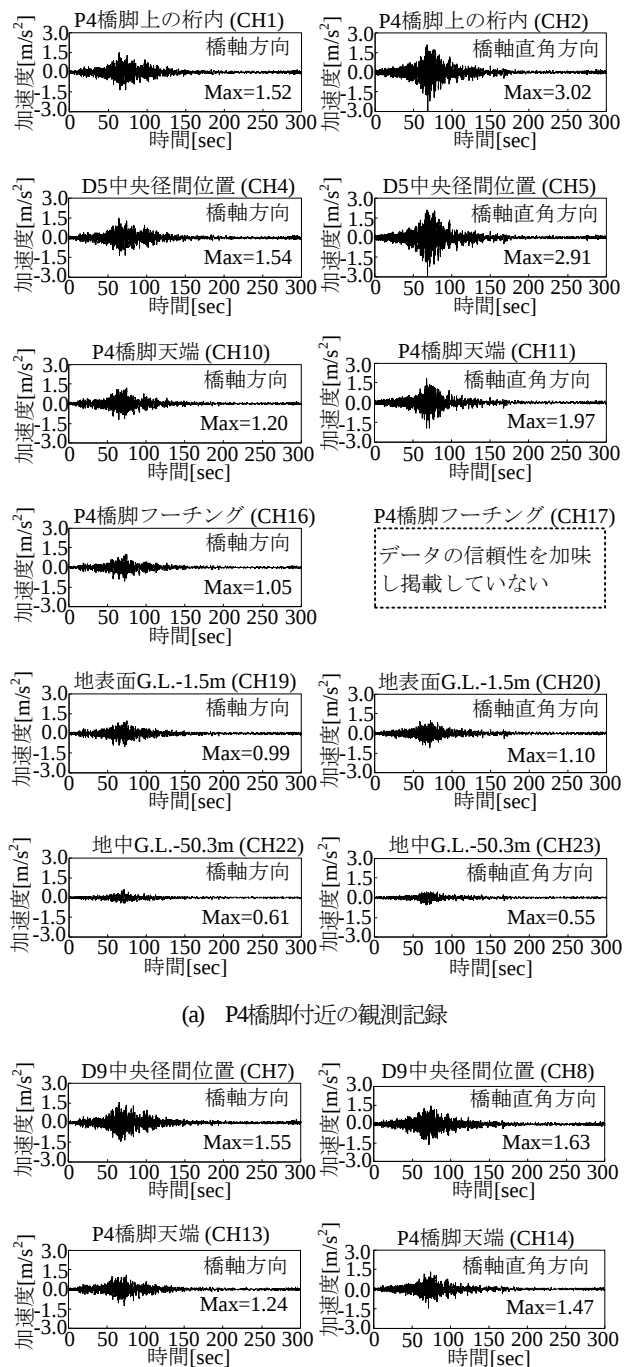
図-3 地盤情報

震支承 1 基当たりの数値が示されており、橋脚上の全ての免震支承は同様の性能を有している。1 橋脚当たりの免震支承の力学的特性を図-2 に示す。図-2 には文献 6) によって同定された免震支承の動特性および応答履歴も合わせて示す。これによれば、免震支承の応答は 1 次剛性範囲内であり、東北地方太平洋沖地震の長周期地震動が本免震橋に与えた影響は小さかったことがわかる。

図-3 には橋梁周辺の地盤情報を示す。なお、地盤情報は、図-1 の平面図に示す各ボーリング孔と対応している。本橋の架橋地点は埋め立て地であり、地盤特性値 T_G は、各橋脚位置で 0.9-1.0 秒となる軟弱な地盤 (Ⅲ種地盤) である⁷⁾。そのため、支持層は、N 値 50 以上の砂礫層とし、杭を深度 40[m] 付近まで打設している。

(2) 観測記録

対象橋梁では図-1に示すように、桁に3箇所 (9成分)、橋脚天端に2箇所 (6成分)、フーチングに1箇所 (3成分)、地表面G.L.-150[m]に1箇所 (3成分)、及び地中G.L.-50.3[m]に1箇所 (3成分) の加速度計が設置されている。また、P4橋脚上の天端に1箇所 (2成分) に変位計が設置されている。したがって、加速度と変位は、合計9箇所、26成分で観測が行われている。加速度計にはサーボ型加速度計が用いられ、サンプリング周波数は 100[Hz]である。また、変位計にはインダクタンス式変位計が用いられている。



(a) P4橋脚付近の観測記録

(b) P8橋脚付近の観測記録

図-4 観測記録

ここで、東北地方太平洋沖地震の際に観測されたP4橋脚付近及びP8橋脚付近の橋軸方向と橋軸直角方向の加速度波形を図-4に示す。図-4によれば、地中G.L.-50.3mから地表面G.L.-150m、下部構造、上部構造になるにつれて加速度が増幅していることが定性的に明らかである。また、P4橋脚付近及びP8橋脚付近の上部構造の橋軸方向における加速度応答は、免震支承が機能し、橋脚天端相当の応答となっていることが確認できる。一方で、橋軸直角方向においても、P8橋脚付近では上部構造の応答は橋

脚天端相当になっている。しかし、P4橋脚付近の上部構造の橋軸直角方向における加速度応答は、橋脚天端の1.5倍大きな応答値を示している。これは、P8橋脚の高さに比べP4橋脚の高さが高く、P4橋脚の剛性が相対的に柔であるため、橋軸直角方向ではP4橋脚の分担する地震力が大きくなったためと推測される。

3. 多自由度系モデルを用いた固有振動数及び減衰定数の同定

(1) 理論

以下では、貝戸ら²⁾によって示された方法を援用し、多自由度非比例減衰系のモード特性を同定する。図-5には、本研究において、文献6)に示した1自由度系モデルに基づく同定方法を多自由度系モデルに拡張するフローを示し、以下に理論の要点を示す。また、図-6には同定に用いた多自由度系のモデルの1例として2自由度系モデルを示している。

入力地震動を $\ddot{y}$ 、質点の地表面に対する相対変位を x とする場合の N 自由度非比例減衰系の運動方程式は、次式で与えられる。

$$[M]\ddot{\mathbf{x}} + [C]\dot{\mathbf{x}} + [K]\mathbf{x} = -[M]\mathbf{1}\ddot{y} \quad (1)$$

ここで、 $[M]$ は質量マトリクス、 $[C]$ は減衰マトリクス、 $[K]$ は剛性マトリクス($N \times N$ 行列)である。式(1)を1階の状態方程式で表すと、次式ようになる。

$$[A]\dot{\mathbf{u}} + [D]\mathbf{u} = \mathbf{g} \quad (2)$$

ここで、式(2)の各成分は以下に示す通りである。

$$[A] = \begin{bmatrix} [C] & [M] \\ [M] & [0] \end{bmatrix}, \quad [D] = \begin{bmatrix} [K] & [0] \\ [0] & -[M] \end{bmatrix} \quad (2N \times 2N)$$

$$\mathbf{u} = \begin{Bmatrix} \mathbf{x} \\ \dot{\mathbf{x}} \end{Bmatrix}, \quad \mathbf{g} = \begin{Bmatrix} -[M]\mathbf{1}\ddot{y} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \quad (2N \times 1) \quad (3)$$

式(2)の右辺を0とおいた $[\lambda[A] + [D]]\mathbf{u} = \mathbf{0}$ の解は、 N 個の複素共役の組からなる $2N$ 個の複素固有値と固有ベクトルとなる。このとき、 $\mathbf{u}$ をモードマトリクス $[\Psi]$ およびモード座標 $\mathbf{q}$ を用いて次式のように表す。

$$\mathbf{u} = [\Psi]\mathbf{q} \quad (4)$$

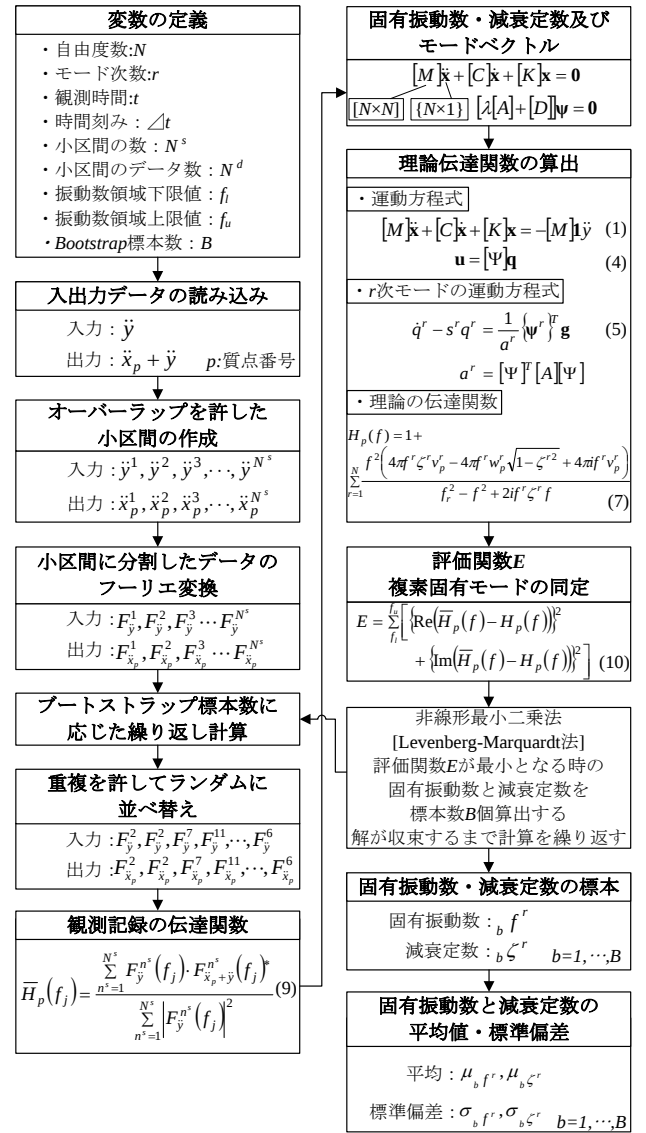


図-5 多自由度系への適用の流れ

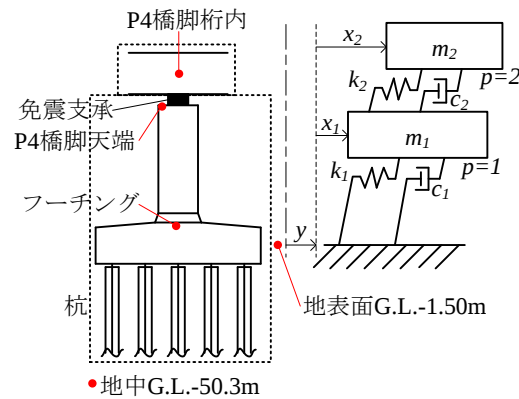


図-6 2自由度モデル

上式を式(2)に代入し、左から $[\Psi]^T$ を乗ずることにより、非連成化された第 r 次モードの運動方程式が以下の式で求められる。

$$\dot{q}^r - s^r q^r = \frac{1}{a^r} \{\psi^r\}^T \mathbf{g} \quad (5)$$

ここで、 s^r は第 r 次モードの固有値であり次式で定義される。 ψ^r は第 r 次モードの固有ベクトルである。また、式(5)で表された a^r は $[\Psi]^T [A] [\Psi]$ の対角成分である。

$$s^r = -2\pi f^r \zeta^r + 2i\pi f^r \sqrt{1 - (\zeta^r)^2} \quad (6)$$

i は虚数単位、 f^r は第 r 次の固有振動数、 ζ^r は第 r 次の減衰定数である。式(5)に対してフーリエ変換を行い、振動数領域で展開した上で式(4)のフーリエ変換に代入することで、任意の質点 p における入力 $\ddot{y}$ に対する出力 $\ddot{x}_p + \ddot{y}$ の伝達関数は以下のように求められる。

$$H_p(f) = 1 + \sum_{r=1}^N \frac{f^2 \left(4\pi f^r \zeta^r v_p^r - 4\pi f^r w_p^r \sqrt{1 - \zeta^{r2}} + 4\pi i f^r v_p^r \right)}{f_r^2 - f^2 + 2i f^r \zeta^r f} \quad (7)$$

ここで、 f は $\ddot{y}$ が調和外乱の場合の振動数、 v_p^r と w_p^r はそれぞれ $\phi^r \{\phi^r\}^T [M] \mathbf{1}$ の実部と虚部であり、 ϕ^r は固有ベクトル ψ^r を $\sqrt{a^r}$ で正規化したベクトルである。なお、 ϕ^r は正規化されたベクトル ϕ^r の成分である。

次に、出力 $\ddot{x}_p + \ddot{y}$ の入力 $\ddot{y}$ に対する観測記録の伝達関数 $\bar{H}_p(f)$ を求める。その際には、出力 $\ddot{x}_p + \ddot{y}$ および入力 $\ddot{y}$ を1区間のデータ数が N^d である N^s の小区間に分割し、各小区間のデータにおいて j 番目の振動数を

$$f_j = \left(\frac{1}{N^d \cdot \Delta t} \right) \cdot j \quad (8)$$

と定義する。なお、 Δt は観測記録の時間刻みである。出力 $\ddot{x}_p + \ddot{y}$ の入力 $\ddot{y}$ に対する観測記録に基づく伝達関数 $\bar{H}_p(f_j)$ は以下の式で表される。

$$\bar{H}_p(f_j) = \frac{\sum_{n^s=1}^{N^s} F_{\ddot{y}}^{n^s}(f_j) \cdot F_{\ddot{x}_p + \ddot{y}}^{n^s}(f_j)^*}{\sum_{n^s=1}^{N^s} |F_{\ddot{y}}^{n^s}(f_j)|^2} \quad (9)$$

ここで、 $F_{\ddot{x}_p + \ddot{y}}^{n^s}(f_j)$ 、 $F_{\ddot{y}}^{n^s}(f_j)$ ($n^s=1, 2, \dots, N^s$)は $\ddot{x}_p + \ddot{y}$ および $\ddot{y}$ の n 番の小区間にフーリエ変換、 $F_{\ddot{x}_p + \ddot{y}}^{n^s}(f_j)^*$ は $F_{\ddot{x}_p + \ddot{y}}^{n^s}(f_j)$ の複素共役である。以上より、式(7)で示した理論の伝達関数 $H_p(f)$ と式(9)で示した観測記録の伝達関数 $\bar{H}_p(f)$ に対して、次式の評価関数 E をモード次数 r 毎に求め、評価関数 E が最小になる固有振動数 f^r および減衰定数 ζ^r を同定する。

表-2 固有振動数と減衰定数の同定結果

	固有振動数	減衰定数	v_p^r	w_p^r
$r=1$	1.744	0.2346	0.006454	-0.05155
$r=2$	8.844	0.0198	0.00065	0.00201

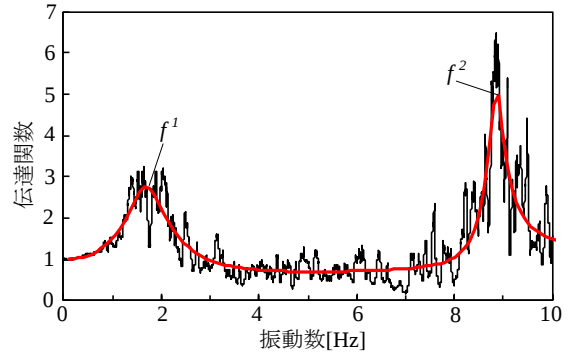


図-7 伝達関数の比較

$$E = \sum_{f_l}^{f_u} \left[\left\{ \text{Re}(\bar{H}_p(f) - H_p(f)) \right\}^2 + \left\{ \text{Im}(\bar{H}_p(f) - H_p(f)) \right\}^2 \right] \quad (10)$$

ここで、 Re と Im は伝達関数の実部と虚部をそれぞれ表わしており、 f_l 、 f_u は評価する振動数の下限値及び上限値である。なお、その際には、 f^r および ζ^r の不確定性を考慮するためにBootstrap法に基づき、 $F_{\ddot{x}_p + \ddot{y}}^{n^s}(f_j)$ と $F_{\ddot{y}}^{n^s}(f_j)$ のサンプルを重複を許して等しい確率で抽出した上で、総数 B 個のサンプル ${}_b F_{\ddot{x}_p + \ddot{y}}^{n^s}(f_j)$ 、 ${}_b F_{\ddot{y}}^{n^s}(f_j)$ ($b=1, 2, \dots, B$)を作成し、式(9)に適用している。また、観測記録のデータに対して適切なローパスフィルター処理を施す。さらに、評価関数 E を解く際には、解の収束を安定させるために、非線形最小二乗法のLevenberg-Marquardt法⁹⁾を用いる。

(2) 試算結果および考察

図-6に示す2自由度系モデルを用いて、第2次モードまでの固有振動数および減衰定数の同定を行う。図-4に示す地表面G.L.-1.50m(CH19)の観測波を入力、P4橋脚上の桁内の観測波を出力(CH1)とする。なお、前節で述べたBootstrap標本に基づく評価は本節では行っていない。また、入力と出力の観測記録に対しては10[Hz]のローパスフィルターを施しており、評価関数 E の評価に用いる振動数領域の下限値 f_l を0.5[Hz]、上限値 f_u を10.0[Hz]としている。

表-2には、固有振動数と減衰定数の同定結果を示す。また、図-7には、同定されたパラメータを式(7)に適用した理論曲線の伝達関数と観測記録によって求められた伝達関数を示す。これより、両者は適切にフィッティングされ、ピーク値である固有振動数を正確に捉えている。

文献6)では、免震支承の1次固有振動数は1.358[Hz]、1

次減衰定数は0.135と同定されている。一方、2自由度系モデルを用いた同定結果は、1次固有振動数 f^1 が1.744[Hz]、1次減衰定数 ζ^1 が0.235となり、1自由度系モデルに比べ、1次固有振動数 f^1 は1.28倍高く、1次減衰定数 ζ^1 は1.74倍大きな値を示した。これは、本試算においては、1次モードが橋脚やフーチングなどの下部構造の振動特性を含み、高い振動数にシフトしたためと考えられる。今後、Bootstrap標本を作成し、観測記録の不確定性を考慮し、本免震橋の動特性を合わせて評価する予定である。

4. 結論

本研究では、東北地方太平洋沖地震の際に長周期地震動の作用を受けた免震橋梁の動特性を分析した。その上部構造-橋脚-杭基礎から構成される多自由度系モデルを考慮した動特性の同定理論を示した上で、当該橋梁の地表面G.L.-1.50mとP4橋脚上の桁内の観測記録を用い、固有振動数と減衰定数の同定を行った。得られた知見は以下の通りである。

- (1) P4橋脚付近及びP8橋脚付近の上部構造の橋軸方向における加速度応答は、免震支承が機能し、橋脚天端相当の応答であった。一方で、橋軸直角方向においては、相対的に柔なP4橋脚で振幅が大きくなっていることが観測記録より確認できた。
- (2) 多自由度系のモデルを用いて、1自由度系モデルでは得ることのできなかつた高次モードの振動特性の同定を行い、観測記録の伝達関数に対して理論の伝達関数で適切にフィッティングすることができた。
- (3) 多自由度系モデルの同定結果は、1次固有振動数が1.744[Hz]、1次減衰定数が0.235となった。免震支承の動特性のみを考慮した1自由度系モデルと比較すると1次固有振動数は1.28倍、1次減衰定数は1.74倍

大きな値を示した。これは、本研究における多自由度系モデルでは、入力を地表面G.L.-1.50m(CH19)、出力をP4橋脚桁内(CH1)としており、1次モードが下部構造の振動特性を含んだため、高い振動数側にシフトしているためである。

謝辞：首都高速道路株式会社技術部技術推進グループの皆様方には、共同研究のもと、東北地方太平洋沖地震の際に観測された地震動データや東扇島高架橋に関する貴重な資料を頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 吉田純司, 阿部雅人, 藤野陽三：兵庫県南部地震における阪神高速松の浜免震橋の地震時挙動, 土木学会論文集, No.626/I-48, pp.37-50, 1999.7.
- 2) 貝戸清之, 阿部雅人, 藤野陽三：不確定性を考慮した非比例減衰系の同定と構造物の性能評価への応用, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.45A, pp.701-712, 1999.
- 3) Chaudhary, M. T. A., Abe, M. and Fujino, Y. : Investigation of atypical seismic response of a base-isolated bridge, *Engineering Structures*, Vol.24, pp.945-953, 2002.
- 4) 高本剛太郎, 水谷司, 藤野陽三, Siringoring, D. : 東北地方太平洋沖地震においてみられた横浜ベイブリッジの主塔主桁間の衝突とその再現による動的特性の解明, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.60A, pp.242-248, 2014.3.
- 5) 溝口孝夫, 大西孝典, 矢部正明, 鍋島信幸：東北地方太平洋沖地震の強震記録による免震支承を有するPC箱桁橋の地震応答解析, 橋梁と基礎, Vol.47, No.10, pp.30-36, 2013.
- 6) 庄司学, 藤川昌也：東北地方太平洋沖地震における東扇島高架橋の地震時挙動, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.4 (地震工学論文集第33-b巻), pp.I-947-I-957, 2014.2.
- 7) 中川誠志：国内最長のPC免震多径間連続橋(東扇島高架橋—仮称)について, 橋梁, Vol.30, No.9, pp.4-9, 1994.9.
- 8) Press, W. H., Teukolsky, S. A., Vetterling, W. T. and Flannery, B. P. : *Numerical Recipes in C*, 技術評論社, pp.505-510, 1993.

SYSTEM IDENTIFICATION OF AN ISOLATED BRIDGE SUBJECTED TO THE 2011 OFF THE PACIFIC COAST OF TOHOKU EARTHQUAKE

Masaya FUJIKAWA and Gaku SHOJI

We investigated an isolated bridge subjected to long-period ground motions during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku earthquake. We identified modal parameters of the bridge by using multi-degree-of-freedom systems model consisting of superstructures, piers, and pile foundations. The natural frequency and damping coefficients of the bridge were identified by analyzing the transfer functions computed by the observed acceleration data of decks and free field, compared with the theoretical transfer function.