

## 東北地方太平洋沖地震の余震観測記録に基づいた鶴見つばさ橋の振動特性の検証

筑波大学 正会員 庄司学 東日本旅客鉄道株式会社 (元 筑波大学大学院) 藤川昌也

**1. はじめに:** 2011年3月13日2時56分18秒に吊形式橋梁である鶴見つばさ橋において東北地方太平洋沖地震の余震による観測記録が得られた。本研究では、これらに基づく鶴見つばさ橋の動特性の特徴を明らかにし、先行研究で得られた結果と照らし合わせながら、推定された振動モード形に対する考察を行なう。

**2. 対象橋梁と地震観測記録:** 鶴見つばさ橋は、首都高速道路湾岸線の一部として大黒埠頭と扇島の鶴見航路を結ぶ3径間連続鋼斜張橋である<sup>1)</sup>(図1)。逆台形の扁平鋼製箱桁であり、逆Y字形の鋼製主塔となっている。主塔基部は鋼製横梁から下方の2/3が8角形2室中空断面SRC構造であり、端橋脚であるP1・P4は同様に8角形2室中空断面を有するRC構造である。支持形式としては、P2・P3に鉛直支承、水平支承、弾性拘束ケーブル及びベーン型オイルダンパーが設置され、P1・P4にペンデル支承及び水平支承が設置されている。鉛直支承は橋軸(LG)、橋軸直角(TR)方向ともに可動、水平支承はLG方向が可動、TR方向が固定である。ペンデル支承は、鉛直(UD)方向に対する支持機能を有しLG方向は可動である。主塔と主桁を繋ぐLG方向の支持には弾性拘束ケーブルが採用され、橋梁全体系の減衰向上のためにベーン型オイルダンパーが主塔基部に設置されている。架橋地点の地盤種別は、P1においてII種地盤、P2からP4においてIII種地盤である。図1に示すように、計27箇所、50成分の加速度及び変位による地震観測が行われている。波形のサンプリング周波数は100[Hz]、計測時間は174.50[sec]である。鶴見つばさ橋で観測された加速度波形は滑らかで長周期成分を含んでいることが定性的に明らかである。興味深い点として、P2主塔では主塔中間部が最大応答値 $0.38[m/s^2]$ を示しているのに対して、P3主塔では主塔頂部が最大応答値 $0.28[m/s^2]$ を示しており、P2主塔は2次モードが卓越し、P3主塔は1次モードが卓越したと推測される。

**3. 動特性の特徴:** P3-P4間主桁における観測記録のLG/TR/UD成分のフーリエスペクトルより推定された鶴見つばさ橋の固有振動数を図2に示す。文献2), 3)で示された結果と照らし合わせると、LG方向のフーリエスペクトルにおける0.330[Hz]でのピークは主桁遊動円木モードであると推察され、TR方向のフーリエスペクトルにおける0.317[Hz]でのピークは主桁の水平曲げ対称1次である可能性が高い。また、UD方向の主要な振動モードである主桁曲げ対称1次(0.226[Hz])及び2次(0.531[Hz])、主桁曲げ逆対称1次(0.299[Hz])及び2次(0.610[Hz])、主桁ねじれ対称1次(0.573[Hz])が現れていることが確認できる。吊形式橋梁の特徴である橋桁の面内剛性が低いことに起因して、UD方向のフーリエスペクトルのピークがLG方向及びTR方向に比べて明確に現れていることから、鶴見つばさ橋に関しては非定常な外乱に対しても精度良く動特性を読み取ることができる。

**4. 振動モード形の推定:** 図3には、P3橋脚基礎重心位置(CH40)を入力として、P3主塔及びP1主桁の各点を出力とした場合のLG方向における観測記録の伝達関数の振幅及び位相情報を示す。これらに基づき振動モード形を推定した結果が図4である。振動モード形については、最大振幅点を1.0として基準化を行ない描画している。TR方向については、P3橋脚基礎天端(CH32)を入力として、同様に、1) P3主塔頂部(CH20)、2) P3主塔中間部(CH22)、3) P3主塔基部(CH24)、4) P3-P4間主桁(CH3)を出力とした場合の伝達関数に基づき、図5に示すような振動モード形を得た。なお、伝達関数を求める際の時系列データの継続時間は0.00~302.08[sec]とし、バンド幅0.01[Hz]のParzen windowによってスムージングをほどこした。これより、P3主塔のLG方向の1次モードが0.969~0.971[Hz]、2次モードが1.606~1.616[Hz]と推定され、TR方向の1次モードが0.891~0.980[Hz]、2次モードが1.640~1.643[Hz]とそれぞれ推定された。鶴見つばさ橋と同様の吊形式橋梁である横浜ベイブリッジにおいては、若林ら<sup>4)</sup>が1990年2月20日の伊豆大島近海地震の観測記録より、主塔面内1次モードの逆位相を0.403[Hz]、同位相を0.418[Hz]と推定している。横浜ベイブリッジの主塔高さはT.P.175.0[m](橋長860.0[m])であり、鶴見つばさ橋の主塔高さT.P.183.0[m](橋長1020.0[m])に比べて8.0[m]低いが、構造上、横浜ベイブリッジは主桁側面をケーブル

キーワード 東北地方太平洋沖地震, 地震観測記録, 鶴見つばさ橋, 斜張橋, 振動特性  
連絡先 〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1 筑波大学システム情報系 Email gshoji@kz.tsukuba.ac.jp

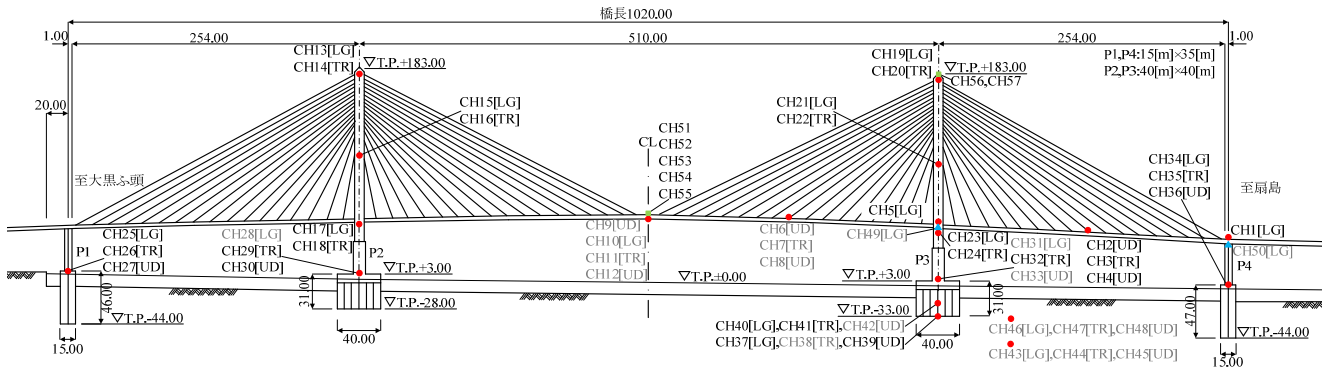


図1 鶴見つばさ橋における地震観測(灰色の観測点については精度の観点から本分析では使用していない)

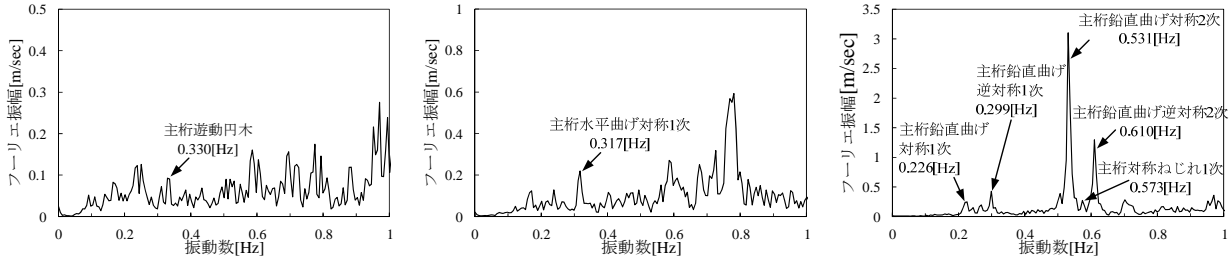


図2 P3-P4間主桁における観測記録のLG/TR/UD成分のフーリエスペクトル

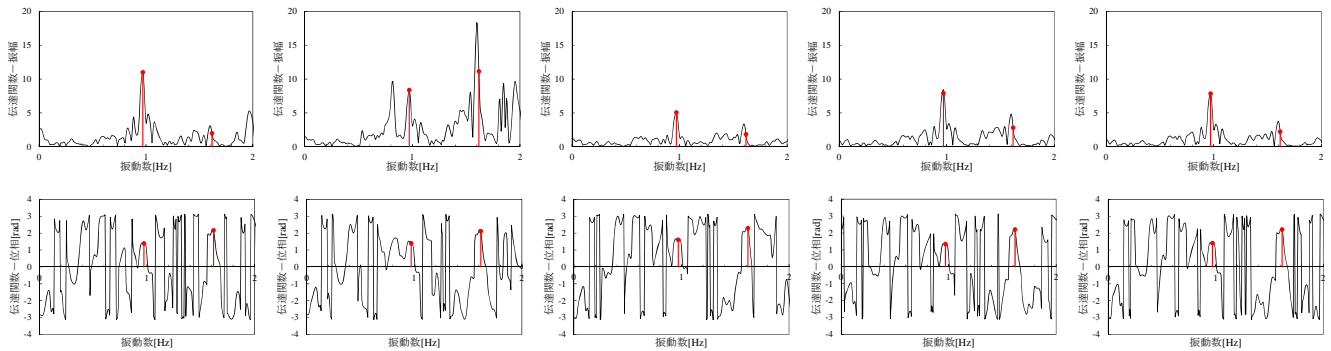


図3 P3橋脚基礎重心位置(CH40)を入力とし、P3主塔頂部(CH19)(1列), P3主塔中間部(CH21)(2列), P3主塔基部(CH23)(3列), P1主桁(CH1)(4列), P3主桁(CH5)(5列)をそれぞれ出力とした場合のLG方向における観測記録の伝達関数の振幅及び位相情報

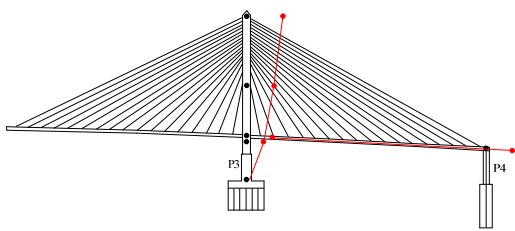


図4 鶴見つばさ橋のLG方向のモード形(左:1次,右:2次)

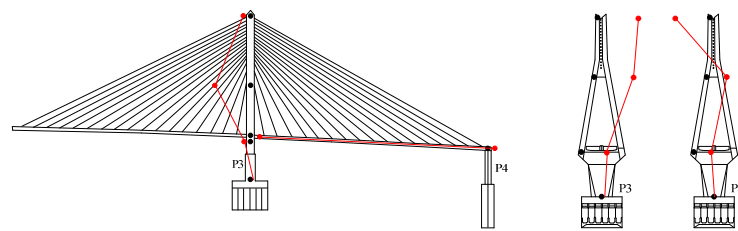


図5 TR方向のモード形

で繋ぐ2面吊形式が採用されているため主塔の面内剛性が鶴見つばさ橋に比べて低いと考えられる。鶴見つばさ橋の主塔面内1次モードは横浜ベイブリッジと比較して高い振動数が得られており、妥当な結果であると言える。

**5. まとめ:** 東北地方太平洋沖地震の余震を受けた鶴見つばさ橋の地震観測記録のフーリエスペクトル及び伝達関数の振幅並びに位相情報を分析した結果、今回の地震による長周期地震動のパワーが小さいために0.3[Hz]近傍の主桁遊動円木モードへの刺激は小さく、LG方向における1Hz弱の主塔面内1次モード及び1.6Hz近傍の2次モードがそれぞれ卓越したことが明らかとなった。

**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地震観測記録に関する貴重な資料を頂きました。ここに感謝の意を表します。

**参考文献:** 1) 青木敬幸, 中野博文, 水井啓和, 山崎達朗, 山野辺慎一, 永谷秀樹: 鶴見つばさ橋の耐震補強の設計・施工, 橋梁と基礎, pp.13-20, 2008.7. 2) 山本泰幹, 藤野陽三, 矢部正明: 地震観測された長大吊構造系橋梁の動的特性と動的解析モデルによる再現性, 土木学会論文集A, Vol.65, No.3, pp.738-757, 2009.8. 3) 山口宏樹, 高野晴夫, 小笠原政文, 下里哲弘, 加藤真志, 岡田淳: 鶴見つばさ橋の振動実験による動的特性の同定, 土木学会論文集, No.543/I-36, pp.247-258, 1996.7. 4) 若林登, 高野晴夫, 七井英子, 矢部正明: 地震観測記録による横浜ベイブリッジの固有振動特性, 土木学会第48回年次学術講演会講演概要集第1部, pp.336-337, 1993.9.