

# 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動特性の検証

庄司 学<sup>1</sup>・針谷 諒大<sup>2</sup>・三浦 壽美花<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 筑波大学准教授 システム情報系 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1)

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

<sup>2</sup>非会員 元・筑波大学理工学群 工学システム学類 (同上)

<sup>3</sup>学生会員 筑波大学大学院 システム情報工学研究科 (同上)

E-mail: s1720977@s.tsukuba.ac.jp

固有周期が1秒を越え数秒の帯域となる免震橋梁や吊形式橋梁などの長周期型橋梁が長周期地震動に曝露されると動的応答の増幅が懸念されることから、実観測記録に基づくこれらの構造物の動特性の検証が極めて重要となる。本研究では、吊形式橋梁の中の斜張橋である鶴見つばさ橋を対象として、東北地方太平洋沖地震の余震により得られた地震観測記録を基にこれらのフーリエスペクトルに対する分析を通じ、先行研究で得られた結果と照らし合わせながら、鶴見つばさ橋の主桁の振動特性の検証を行なった。併せて、地震観測記録の2点間のデータから伝達関数を算定し、これより主塔の2次モードまでの振動モード特性に関する考察を行なった。

**Key Words :** *the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake, long-period ground motion, Tsurumi Tsubasa cable stayed bridge, dynamic characteristics, system identification*

## 1. はじめに

2011年3月11日に発生した巨大プレート間地震である東北地方太平洋沖地震では、長周期地震動が励起され、図-1に示すような長周期型橋梁において地震観測記録が得られた<sup>1)</sup>。本研究で定義する長周期型橋梁は、1次固有周期がおよそ1.0秒を超える橋梁で、免震橋梁及び吊形式橋梁を含み、都市高速道路をはじめとした湾岸部や都市部の道路網上に多く点在している。免震橋梁は、長周期化・高減衰化を図り、地震応答の低減を図る構造である<sup>2)</sup>。一方で、吊形式橋梁は、ケーブルを用いて長スパン化を実現しており、桁剛性が小さく、鉛直方向に振動しやすいことが特徴である。これらの橋梁形式は、先述したように固有周期が長いと、壁式橋脚構造やラーメン橋脚構造の一般的な橋梁に比べ、長周期地震動の作用を受けやすく、動的応答が増大する可能性がある。しかしながら、そのような経験は少ないことから、地震観測記録を分析し、それらの橋梁の動特性を実証的に検証することは極めて重要である<sup>3)</sup>。

先行研究として、吉田ら<sup>4)</sup>は、1995年兵庫県南部地震時に松の浜免震橋において観測された実観測記録から1自由度等価線形モデルを用いて、上部構造の動特性の同

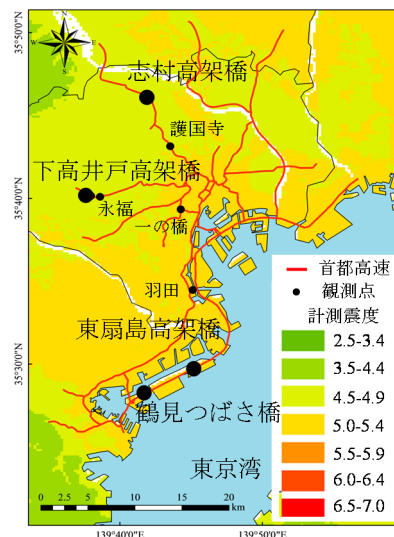


図-1 計測震度の空間分布と長周期型橋梁の位置の関係 (文献7)の図-1を一部修正して示す)

定を行っている。Chaudhary *et al.*<sup>5)</sup>は、同じく松の浜免震橋を対象として、兵庫県南部地震の強震記録から構造パラメータを同定する2段階システム同定手法を提案している。さらに、同著者ら<sup>6)</sup>は、免震橋梁である温根沼大

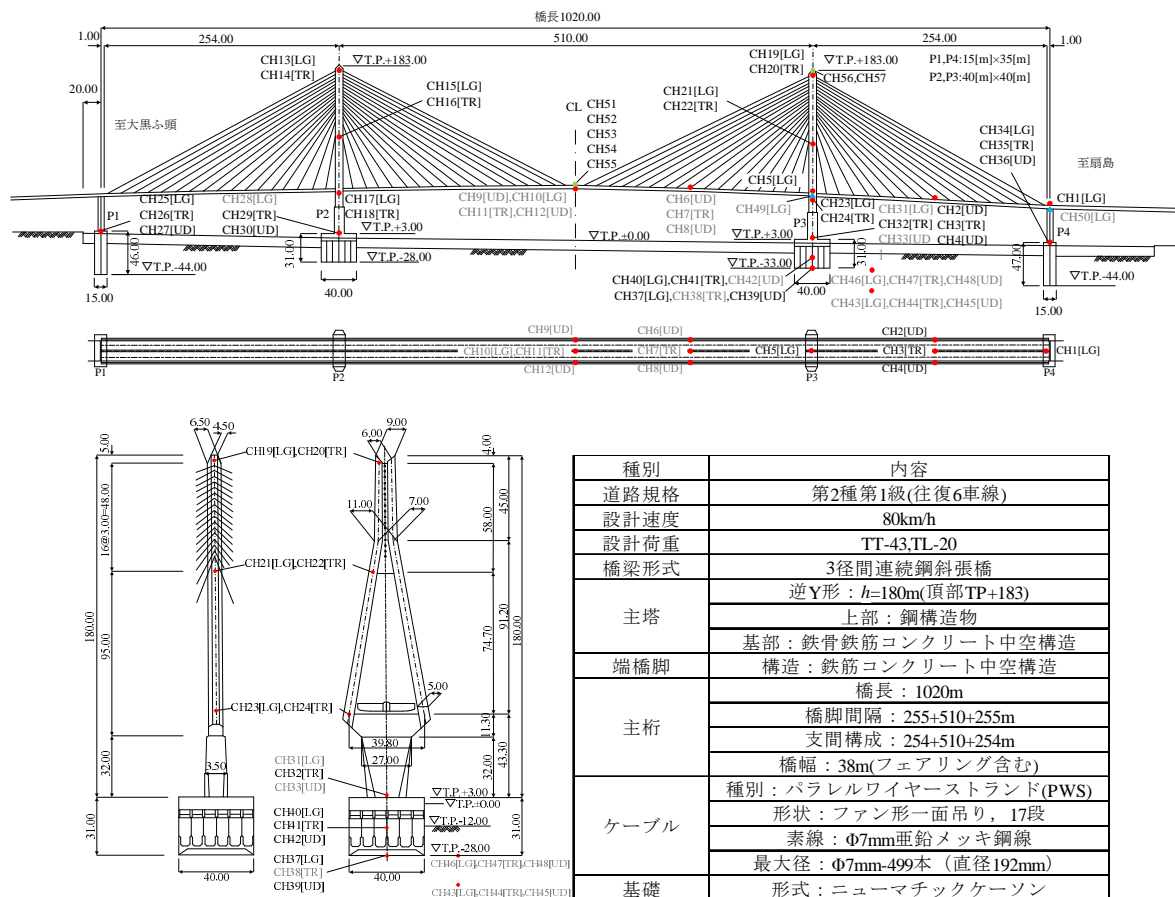


図-2 鶴見つばさ橋の一般図及び設計諸元 (灰色の観測点データは精度の観点から本分析では使用していない。数値はm単位)

橋を対象として、1994年から1995年に発生した4つの地震観測記録を分析することで、免震支承の性能評価を行っている。また、藤川・庄司<sup>7)</sup>は、東北地方太平洋沖地震の際の実観測記録を用いて、免震橋梁である東扇島高架橋全体系における振動特性を同定し、杭基礎-上部構造の連成した地震時挙動を分析している。吊形式橋梁に対しては、山本ら<sup>8)</sup>により、斜張橋である横浜ベイブリッジ、レインボーブリッジ、鶴見つばさ橋を対象として、2004年新潟県中越沖地震で観測された地震記録から主要な振動モード形が推定されている。また、藤野ら<sup>9)</sup>は東北地方太平洋沖地震の際の地震記録を用いて、横浜ベイブリッジの応答を明らかにしている。さらに、高本ら<sup>10)</sup>により、横浜ベイブリッジにおける橋軸直角方向1次モードの固有振動数と減衰定数のシステム同定が試みられている。

以上を踏まえ、本研究では、吊形式橋梁の中の斜張橋である鶴見つばさ橋を対象として、東北地方太平洋沖地震の余震(2011年3月13日2時56分18秒)により得られた地震観測記録を基にこれらのフーリエスペクトルに対する分析を通じ、先行研究で得られた結果と照らし合わせながら、鶴見つばさ橋の主桁の振動特性の検証を行なう。併せて、地震観測記録の2点間のデータから伝達関数を算定し、これより推定される主塔の2次モードまでの振

動モード特性に関する考察を行なう。なお、本震(2011年3月11日14時46分)の際には地震観測記録が適切に得られなかったことをここでは追記しておく。

## 2. 対象橋梁

鶴見つばさ橋は、図-2に示すように、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り一面ケーブルの斜張橋である<sup>11)</sup>。橋長は1020.0[m]、中央径間510.0[m]、側径間255.0[m]である。桁は逆台形の扁平鋼製箱桁であり、主塔は逆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と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、主塔と主桁を繋ぐ橋軸方向の支持に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圧力制御機構を有するベーン型オイルダンパーが主塔基部に設置されている。また、P2とP3に鉛直支承及び水平支承が設置され、P1と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。鉛直(UD)

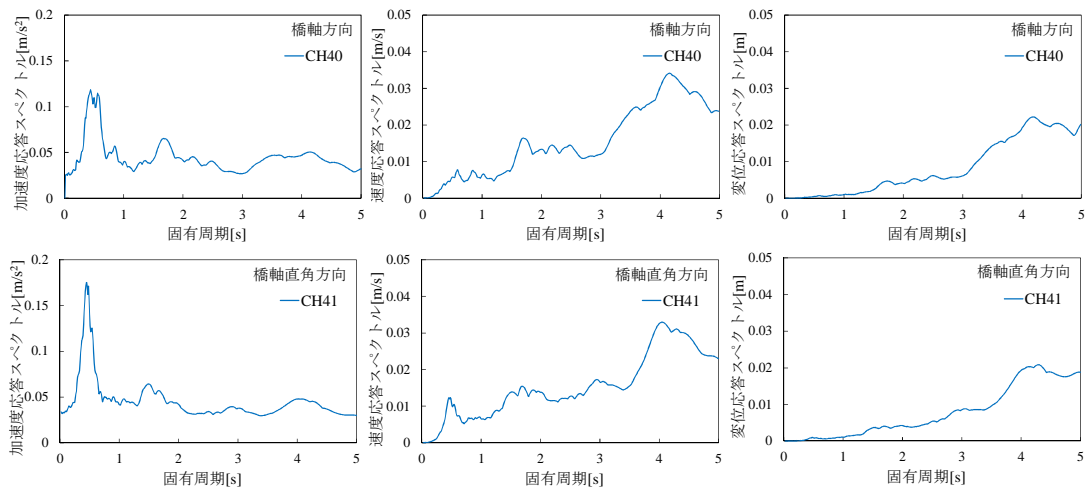


図-3 鶴見つばさ橋において観測された地震動の地震応答スペクトル (減衰定数 $\zeta=0.05$ )

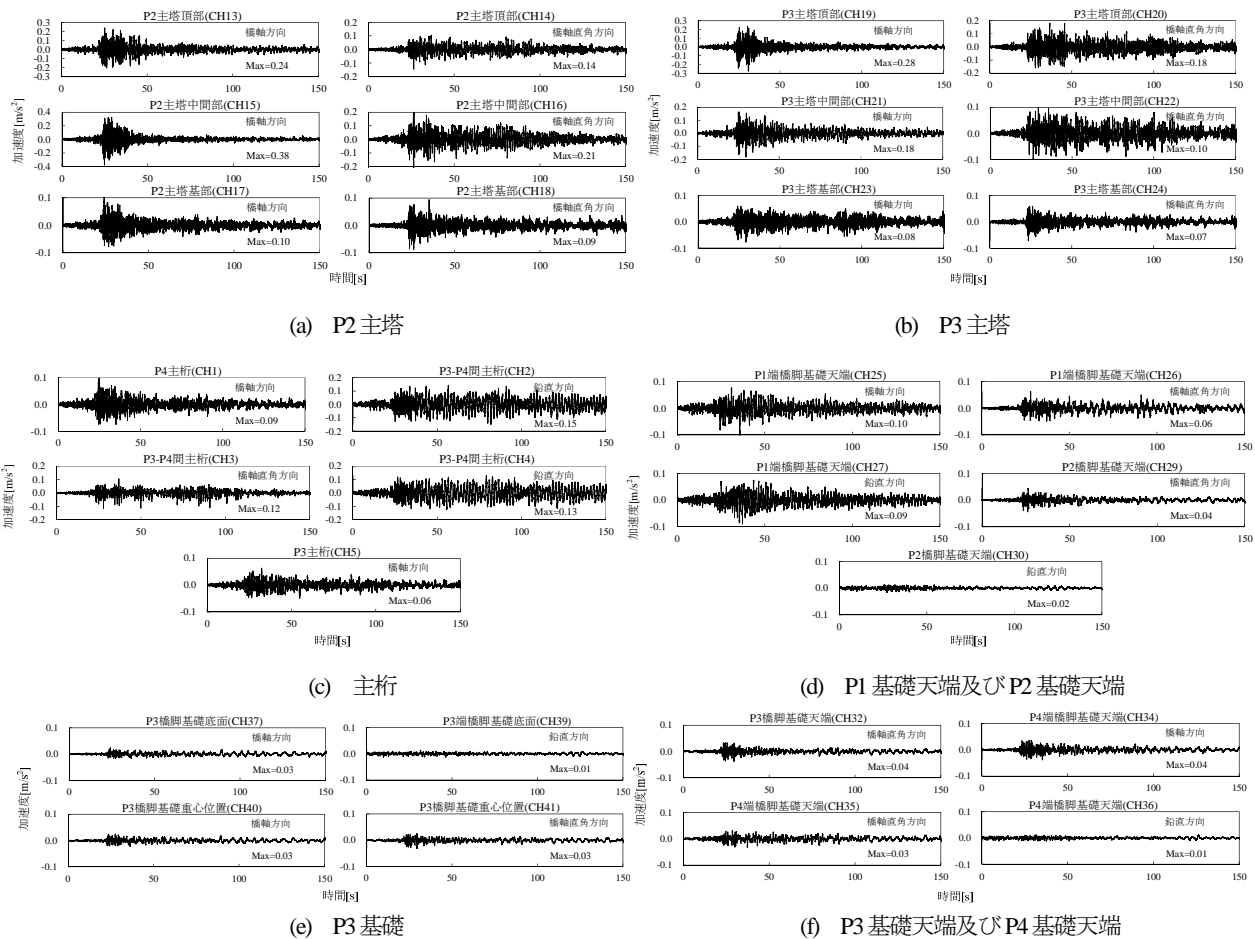


図-4 鶴見つばさ橋で観測された加速度波形

方向に支持するペンデル支承は、アイバー形式となっており、橋軸直角軸回りの回転が可能となっている。また、供用開始後、P2 及び P3 橋脚に対して耐震補強が施されている。文献 11)によれば、架橋地点の地盤種別は、道路橋示方書が定める種別で P1 において II 種地盤、P2 から P4 において III 種地盤である。

### 3. 地震観測記録

図-2 に示すように、鶴見つばさ橋では計 27 箇所、50 成分のサーボ型加速度計及びひずみゲージ型変位計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 174.75[s]である。なお、加速度計の故障やガタなどにより信頼性の低いデータが観測され

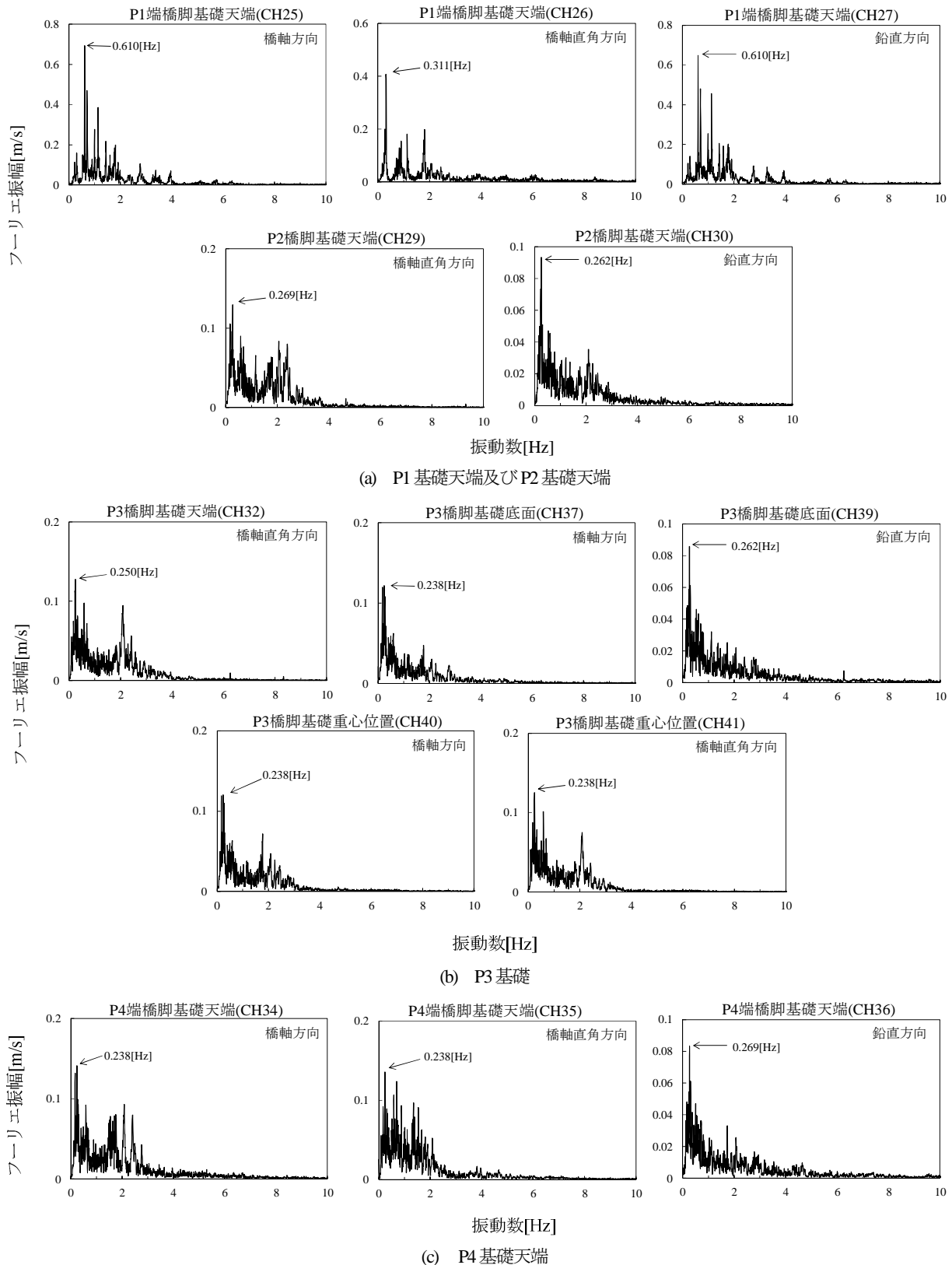


図-5 鶴見つばさ橋のP1～P4基礎で観測された加速度波形に対するフーリエスペクトル

た計測点を図-2の一般図の中では灰色で示している。

まず、鶴見つばさ橋に入力された地震動の特徴を把握するために、図-3に地震応答スペクトルを示す。なお、鶴見つばさ橋の地表面において観測記録が得られていないことから、図-2中のP3橋脚基礎重心位置CH40 (LG)

及びCH41 (TR)を鶴見つばさ橋に入力された地震動とここではみなす。LG方向の加速度応答スペクトルのピーク値は固有周期0.44[s]で $0.12[\text{m/s}^2]$ 、TR方向も同程度の0.45[s]で $0.18[\text{m/s}^2]$ を示しており、周期の低い領域にピークが存在している。同時に、LG方向、TR方向ともに、

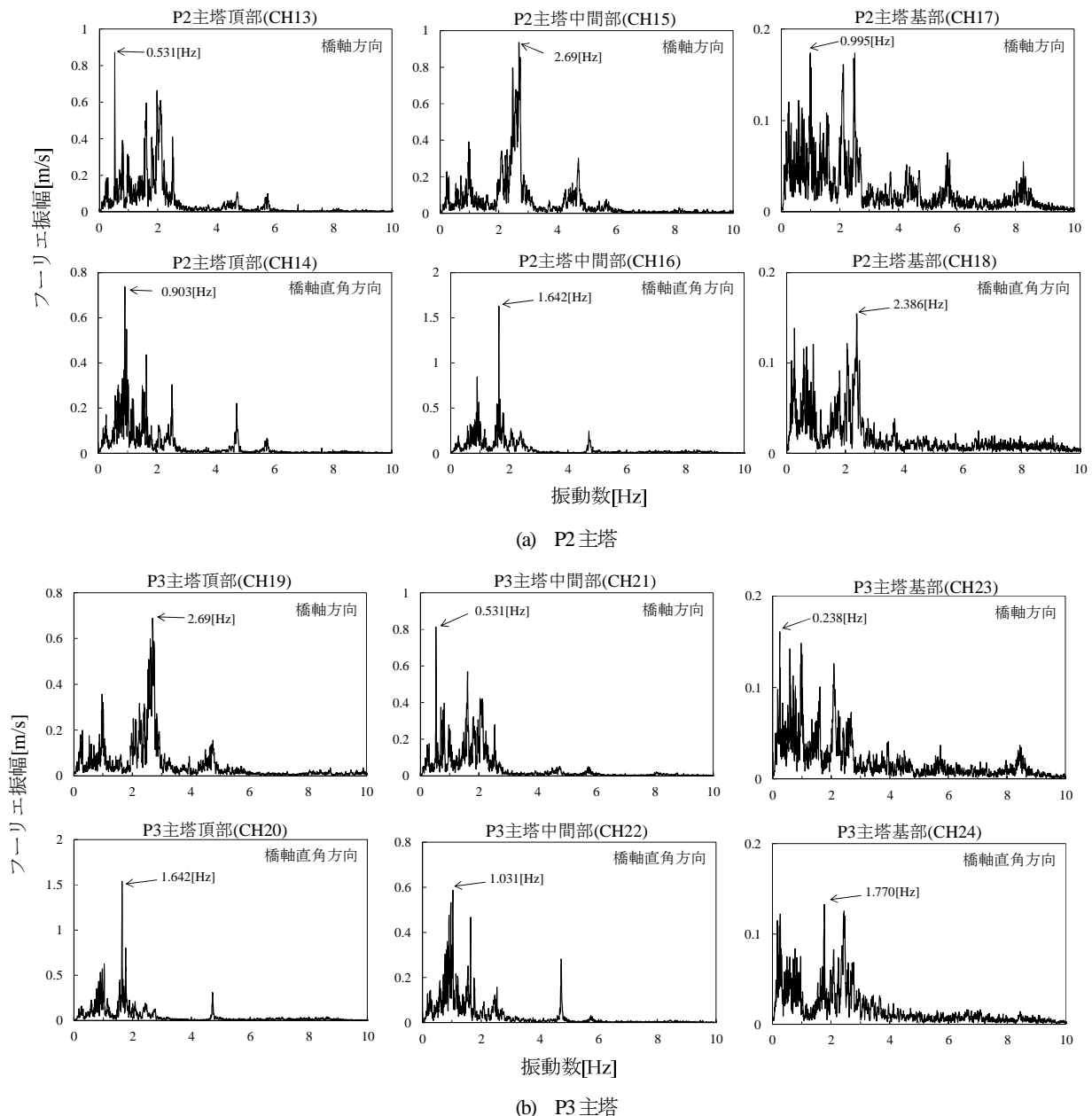


図-6 鶴見つばさ橋のP2及びP3主塔で観測された加速度波形に対するフーリエスペクトル

1.5[s]を越えた付近に2番目のピークが、4.0[s]を越えた付近に3番目のピークがそれぞれ存在している。また、速度応答スペクトルについては、LG方向が4.15[s]、TR方向が4.04[s]において共に0.03[m/s]のピーク値となる。変位応答スペクトルについても、LG方向及びTR方向ともに卓越する固有周期が4.0[s]を越え、0.02[m]のピーク値となる。庄司ら<sup>12)</sup>の先行研究では、東北地方太平洋沖地震の際にK-NETとKiK-netで観測された506点の観測記録より、固有周期1.0[s]~5.0[s]の範囲で、速度応答スペクトルが0.4[m/s]以上、変位応答スペクトルが0.2[m]以上の卓越がみられる観測波を長周期型橋梁の動的応答に影響を与える長周期地震動の候補として選定している。鶴見つばさ橋で観測された地震観測記録は余震による記録であるため、パワーが小さく、文献12)の閾値を下回って

いるが、ピークが1.0[s]~5.0[s]の長周期の帯域に存在することから、長周期成分を豊富に含んでいる地震動と判断できる。

図-4及び図-5~図-7には、東北地方太平洋沖地震の余震で得られた鶴見つばさ橋の各観測位置における加速度波形及びフーリエスペクトルを示す。

図-4における加速度波形の最大応答値について着目すると、下部構造の基礎位置(例えばCH40)から上部構造の主塔位置(例えばCH19)にかけて加速度振幅が次第に増大していることがわかる。興味深い点として、LG方向の応答に関して、P2主塔では主塔中間部が最大応答値0.38[m/s<sup>2</sup>]を示しているのに対しP3主塔では主塔頂部が最大応答値0.28[m/s<sup>2</sup>]を示していることから、主塔のLG方向におけるモード形状としてP2主塔は2次モー

表-1 先行研究による鶴見つばさ橋の固有振動数の推定

主要な固有振動モード	固有値 解析値[Hz] 文献13)	実験値[Hz] 文献13)		文献8)により 推定された 固有振動数 [Hz]	本分析より 推定される 固有振動数 [Hz]
		常時微動	定常加振 (共振曲線)		
主桁遊動円木	-	-	-	0.345	0.330
主桁鉛直曲げ対称1次	0.210	0.224	0.213	0.207	0.226
主桁鉛直曲げ逆対称1次	0.290	0.316	0.293	0.285	0.299
主桁水平曲げ対称1次	0.253	0.304	-	0.299	0.317
主桁ねじれ対称1次	0.501	0.558	0.544	-	0.573
主桁鉛直曲げ対称2次	0.512	0.536	0.517	0.505	0.531
主桁鉛直曲げ逆対称2次	0.597	0.614	0.598	0.592	0.610

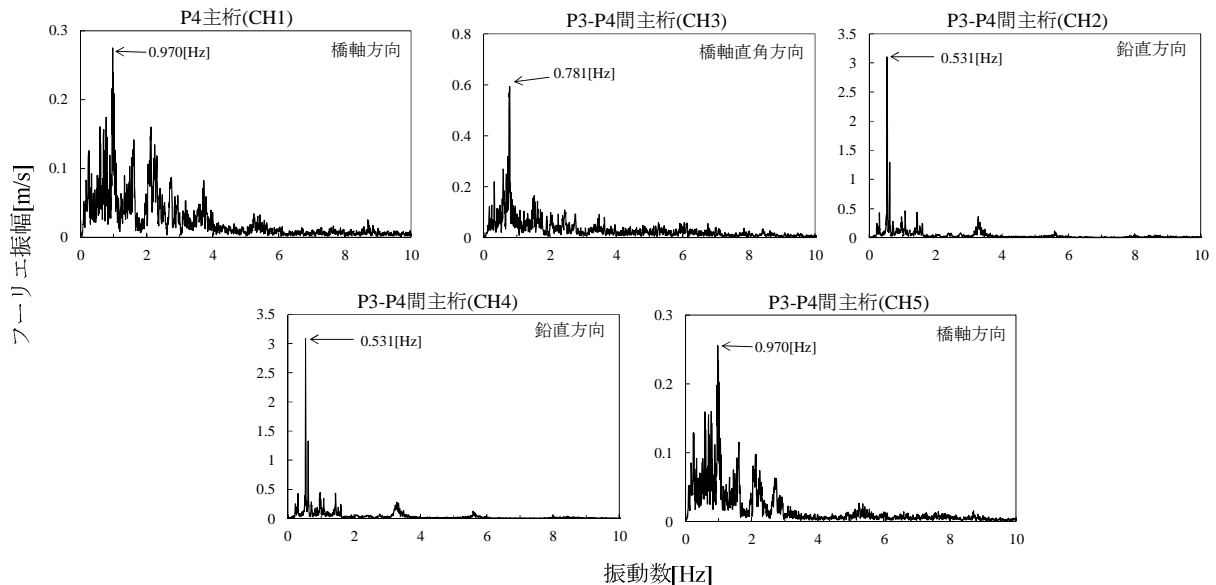


図-7 鶴見つばさ橋の主桁で観測された加速度波形に対するフーリエスペクトル

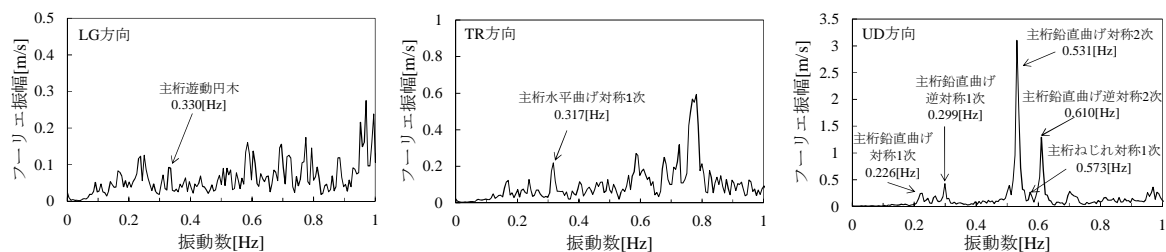


図-8 P3-P4間主桁における観測記録のLG/TR/UD方向のフーリエスペクトルに対する解釈

ドに近いあたりで応答し、P3主塔は1次モードが卓越するようなあたりで応答したものと推測される。

また、各観測位置のフーリエスペクトルにおいて、図-5のP1～P4の基礎位置では、CH25及びCH27の0.610[Hz]を除いて0.238[Hz]～0.311[Hz]の振動数帯域にピークが集中している。これらは周期に換算すると3.0[s]から4.0[s]を越える帯域となるが、図-2に示した本橋の剛な基礎構造と余震による振幅の小さい地震観測結果であることを考慮すると、基礎構造の応答によるピーク周期ではなく、入力地震動に含まれる周期成分が反映した結果であると推察される。

一方、図-6の主塔においては、ピークが存在する卓越振動数に一見ばらつきが生じているようにみえる。例えば、図-6(b)のP3主塔におけるLG方向のフーリエスペクトルに関して、CH19、CH21、CH23では振動数が2.69[Hz]、0.531[Hz]、0.238[Hz]においてそれぞれ0.69[m/s]、0.813[m/s]、0.16[m/s]のピーク値を示している。同様に、TR方向について、CH20、CH22、CH24では振動数が1.64[Hz]、1.03[Hz]、1.77[Hz]においてそれぞれ1.54[m/s]、0.59[m/s]、0.13[m/s]のピーク値となる。P2主塔においても同様の傾向を示す。しかし、P2及びP3の主塔基部のスペクトルに関しては、LG方向、TR方向ともに3.0[Hz]以下



の帯域にほぼ同程度のフーリエ振幅のピークが複数表れており、先述したピーク値はその中の1つであるが、スペクトル形状はP2及びP3の主塔基部において類似した傾向を示している。また、主塔頂部と主塔中間部のスペクトルに着目すると、LG方向においては、およそ0.5[Hz]～1.0[Hz]近傍の帯域に複数のピークが観察されるとともに、2.0[Hz]を越え2.7[Hz]付近までに顕著なピークが存在することが明らかである。これらのピークの中で1.0[Hz]以下の低い振動数帯域のピークが主塔面外のモード形状における1次モードを、2.0[Hz]以上の高い振動数帯域のピークが主塔面外の2次モードを表わしているものと推察される。同じく、TR方向においては、主塔頂部と主塔中間部でともに0.9[Hz]～1.0[Hz]の狭帯域のピークと1.6[Hz]近傍のピークの2つのピークが現れている。これらに関しても、LG方向と同様に前者のピークが主塔面内のTR方向における1次モードを、後者のピークがその2次モードをそれぞれ反映しているものと考えられる。

図-7の主桁に関しては、0.53[Hz]～0.97[Hz]の卓越振動数を有し、LG及びTR方向に比べてUD方向のフーリエ振幅が大きいことが明らかである。これより、次章においては、1.0[Hz]以下の振動数帯域に焦点を当てて、主桁の主にUD方向の振動特性について考察を深めることとする。

#### 4. 主桁の振動特性

文献 13)で実施された常時微動計測及び定常加振実験の結果に基づくと、鶴見つばさ橋はUD方向とねじれの振動特性を有する。そこで、前章で得られた主桁の地震観測記録のフーリエスペクトル(図-7 参照)において1.0[Hz]以下の振動数帯域に着目し、先行研究による実験及び解析の結果と同様の動特性が認められるかについて検証する。

表-1には、文献 8)及び 13)によって推定された鶴見つばさ橋の固有振動数を示し、図-8には、振動数1.0[Hz]以下を対象とした、主桁におけるLG、TR及びUDの各方向のフーリエスペクトルを示す。

文献 8)及び 13)の文献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る。しかし、第3章で述べたように、本橋に入力された長周期のパワーは小さかったために、図-8に示す通り、遊動円木モードへの刺激は弱かったものと考えられる。また、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、表-1に示す文献 8)及び 13)の値を参照すればやや高い振動数ではあるものの、主桁の水平曲げ対称1次モードを反映している可能性が高い。さらに、図-8

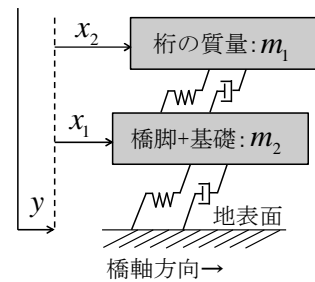


図-9 伝達関数を算定するための多自由度系モデルの一例

に示すUD方向のフーリエスペクトルに着目すると、主要な振動モードである主桁鉛直曲げ対称1次(0.226[Hz])並びに逆対称1次(0.299[Hz])、主桁鉛直曲げ2次(0.531[Hz])、主桁ねじれ対称1次(0.573[Hz])、及び、主桁鉛直曲げ逆対称2次(0.610[Hz])が現れていることが確認できる。これらの中でも特に曲げ対称2次及び曲げ逆対称2次モードへの刺激が大きかったことが見てとれる。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地震動のような非定常な外乱に対しても主桁のUD方向の振動特性を明確に読み取ることができる。

#### 5. 伝達関数の算定

##### (1) 多自由度系モデルによる伝達関数の理論曲線

構造物全体系を考慮し、高次の振動モードまで動特性を分析する際には多自由度系モデルが用いられる。ここで、多自由度系モデルの一例として、2自由度系モデルを図-9に示す。免震橋梁及び吊形式橋梁等の局所的に高い減衰が付加される構造物は、比例減衰の仮定を用いることができず、非比例減衰を考慮したモデル化を行わなければならない。従って、鶴見つばさ橋の場合には、以降に示す多自由度非比例減衰系モデルを適用する。

質点の地表面に対する相対変位を $\mathbf{x}$ としたとき、入力地震動 $\ddot{\mathbf{y}}$ の作用を受ける $N$ 自由度非比例減衰系の運動方程式は、式(1)で与えられる。

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

ここで、 $\mathbf{M}$ は質量マトリックス、 $\mathbf{C}$ は減衰マトリックス、 $\mathbf{K}$ は剛性マトリックス( $N \times N$ 行列)である。 $\mathbf{1}$ は行成分がすべて1となる $N \times 1$ の列ベクトルである。自明の式 $\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} - \mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}} = \mathbf{0}$ を用いて、式(1)を1階の状態方程式で表すと次式のようなになる。

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

ここで、上式の各成分は以下に示す通りである。

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{C} & \mathbf{M} \\ \mathbf{M} & \mathbf{0} \end{bmatrix}, \mathbf{D} = \begin{bmatrix} \mathbf{K} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & -\mathbf{M} \end{bmatrix} \quad (2N \times 2N) \quad (3a)$$

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

式(2)の右辺をゼロベクトルとおき、固有値問題の定式化をはかると、

$$[\lambda \mathbf{A} + \mathbf{D}]\boldsymbol{\psi} = \mathbf{0} \quad (4)$$

この式の解は $N$ 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。なお、 $\lambda$ は固有値を表している。今、 $\mathbf{u}$ はモードマトリックス $\boldsymbol{\Psi} = [\boldsymbol{\psi}]$ 及びモード座標 $\mathbf{q}$ と用いて次式のように表される。

$$\mathbf{u} = \boldsymbol{\Psi} \mathbf{q} \quad (5)$$

上式を式(2)に代入し、左から $\boldsymbol{\Psi}^T$ を乗ずることにより、非連成化された $r$ 次モードの運動方程式が次式のように求められる。

$$\ddot{q}^r - s^r q^r = \frac{1}{a^r} \{\boldsymbol{\psi}^r\}^T \mathbf{g} \quad (6)$$

ここで、 $s^r$ は $r$ 次モードの固有値であり、式(7)で定義される。 $\{\boldsymbol{\psi}^r\}^T$ は $r$ 次モードの固有ベクトルである。 $a^r$ は $\boldsymbol{\Psi}^T \mathbf{A} \boldsymbol{\Psi}$ の対角成分である。

$$s^r = -2\pi f^r \zeta^r + 2i\pi f^r \sqrt{1 - (\zeta^r)^2} \quad (7)$$

式(7)において $i$ は虚数単位、 $f^r$ は $r$ 次の固有振動数、 $\zeta^r$ は $r$ 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(6)をフーリエ変換した式に代入することで、任意の質点 $p$ における入力地震動 $\ddot{\mathbf{y}}$ に対する絶対加速度応答 $\ddot{\mathbf{x}}_p + \ddot{\mathbf{y}}$ の伝達関数は以下のように求められる。

$$H_p(f) = 1 + \sum_{r=1}^N \frac{f^2 \left( 4\pi f^r \zeta^r v_p^r - 4\pi f^r w_p^r \sqrt{1 - (\zeta^r)^2} + 4\pi i f^r v_p^r \right)}{(f^r)^2 - f^2 + 2i f^r \zeta^r f} \quad (8)$$

ここで、 $f$ は $\ddot{\mathbf{y}}$ が調和外乱の場合の振動数、 $v_p^r$ と $w_p^r$ はそれぞれ質点 $p$ における第 $r$ 次モードでの $\boldsymbol{\varphi}^r \{\boldsymbol{\psi}^r\}^T \mathbf{M} \mathbf{1}$ の実部と虚部である。なお、 $\boldsymbol{\varphi}^r$ は固有ベクトル $\boldsymbol{\psi}^r$ を $\sqrt{a^r}$ で正規化したベクトルであり、また、 $\boldsymbol{\varphi}^r$ は正規化されたベクトル $\boldsymbol{\varphi}^r$ の $r$ 行目の成分である。

## (2) 観測波に基づく伝達関数の算定

観測波から求めた伝達関数の振幅及び位相情報より鶴見つばさ橋の振動モード形を推定する。なお、得られた観測波の精度の観点から、本研究ではP3主塔側を対象として振動モード特性の推定を行う。前節の理論と同様に入力地震動を $\ddot{\mathbf{y}}$ 、質点の地表面に対する相対変位を $\mathbf{x}$ とする場合、任意の質点 $p$ の絶対加速度応答は $\ddot{\mathbf{x}}_p + \ddot{\mathbf{y}}$ となる。ここで、絶対加速度応答 $\ddot{\mathbf{x}}_p + \ddot{\mathbf{y}}$ を出力、入力地震動 $\ddot{\mathbf{y}}$ を入力として、伝達関数 $\bar{H}_p^{N'}(f_j)$ を求める。その際には、それぞれのデータ数を $N'$ 、時間刻みを $\Delta t$ とし、観測波における $j$ 番目の振動数を次式のように定義する。

$$f_j = \left( \frac{1}{N' \Delta t} \right) j \quad (9)$$

これより、伝達関数 $\bar{H}_p^{N'}(f_j)$ はクロススペクトルの形から以下の式で表される。

$$\bar{H}_p^{N'}(f_j) = \frac{F_{\ddot{\mathbf{x}}_p + \ddot{\mathbf{y}}}(f_j) F_{\ddot{\mathbf{y}}}(f_j)^*}{|F_{\ddot{\mathbf{y}}}(f_j)|^2} \quad (10)$$

ここで、 $F_{\ddot{\mathbf{x}}_p + \ddot{\mathbf{y}}}(f_j)$ 、 $F_{\ddot{\mathbf{y}}}(f_j)$ は $\ddot{\mathbf{x}}_p + \ddot{\mathbf{y}}$ と $\ddot{\mathbf{y}}$ のフーリエ変換、 $F_{\ddot{\mathbf{x}}_p + \ddot{\mathbf{y}}}(f_j)^*$ は $F_{\ddot{\mathbf{x}}_p + \ddot{\mathbf{y}}}(f_j)$ の複素共役である。

式(10)に基づき、図-10には、P3橋脚基礎重心位置(CH40)の観測波を入力として、P3主塔及びP3-P4間の主桁各点(CH19, CH21, CH23, CH1, CH5)の観測波を出力とした場合のLG方向における伝達関数の振幅及び位相情報を示す。図-2に示すように、P3橋脚基礎天端(CH31)の観測波の精度が確保できなかったことから、P3橋脚基礎の剛な構造と深さを考慮してP3橋脚基礎重心位置(CH40)の観測波を入力に選定した。一方、TR方向については、P3橋脚基礎天端(CH32)の観測波を入力とし、P3主塔各点(CH20, CH22, CH24)の観測波を出力とした場合の伝達関数の振幅及び位相情報を図-11に示す。なお、伝達関数を求める際の観測波の継続時間 $N \Delta t$ は302.08[s]とし、バンド幅0.05[Hz]のParzen windowによってスムージングをほどこした。

また、図-10及び図-11には式(8)の伝達関数の理論曲線を同時に示している。さらに、表-2には理論曲線によって得られた各振動モードにおける固有振動数及び減衰定数を示している。観測波の伝達関数に対する理論曲線のカーブフィッティングには非線形最小二乗法のLevenberg-Marquardt法を採用している。その際、式(8)のパラメータ( $f$ ,  $\zeta$ ,  $v$ 及び $w$ )を同定する必要があり、初期値を変化させても妥当な値が求められない場合のみ、制約条件としてそれらのパラメータに表-2に示す探索範囲を設けて計算を実施した。なお、振動モードのピーク値が不明瞭であり、理論曲線のフィッティングが困難であった場合には観測波の伝達関数のみを表示している。



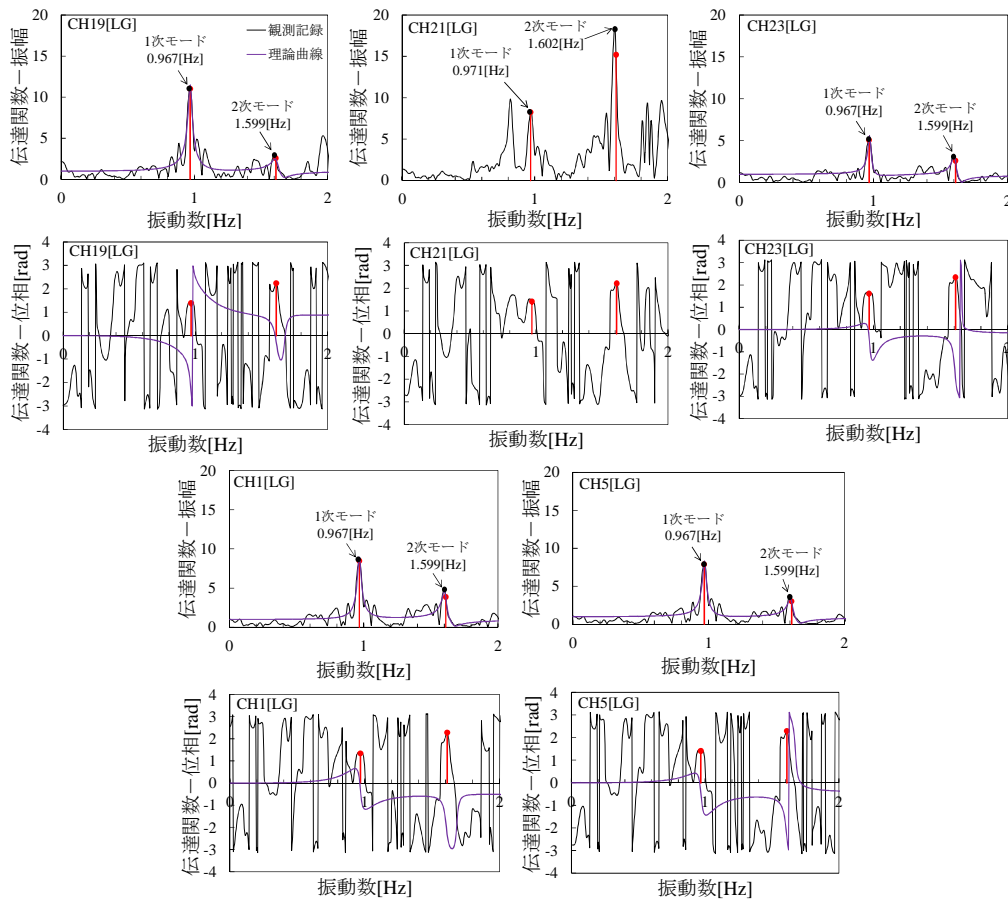


図-10 P3橋脚基礎重心位置(CH40)の地震観測波を入力とし、P3主塔頂部(CH19)(上1列)、P3主塔中間(CH21)(上2列)、P3主塔基部(CH23)(上3列)、P4主桁(CH1)(下1列)、P3主桁(CH5)(下2列)の地震観測波をそれぞれ出力とした場合のLG方向における地震観測波の伝達関数とフィッティングされた理論曲線(黒印は観測より読み取れるピーク値、赤印は第6章で振動モード形を推定する際に適用した1次及び2次モードの振動数で $f^1=0.967[\text{Hz}]$ 並びに $f^2=1.611[\text{Hz}]$ である)

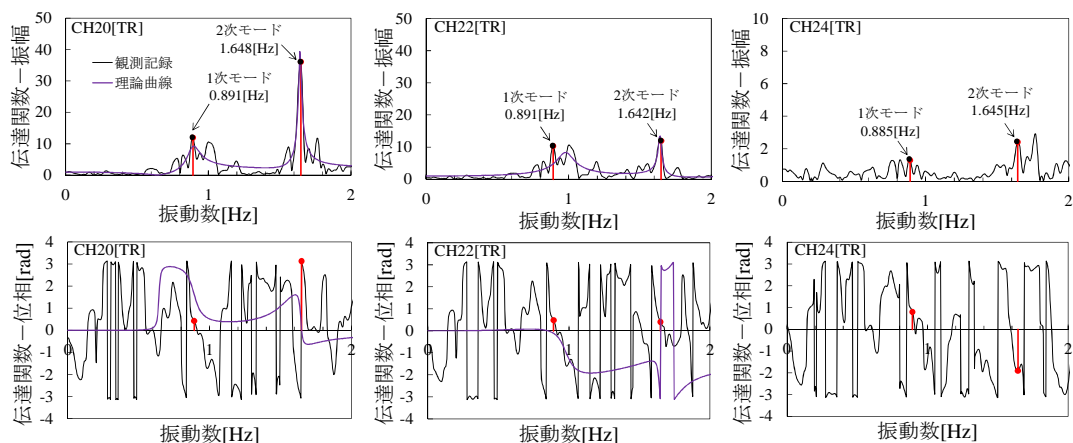


図-11 P3橋脚基礎天端(CH32)の地震観測波を入力とし、P3主塔頂部(CH20)(1列)、P3主塔中間部(CH22)(2列)、P3主塔基部(CH24)(3列)の地震観測波をそれぞれ出力とした場合のTR方向における地震観測波の伝達関数とフィッティングされた理論曲線(黒印は観測より読みとれるピーク値、赤印は第6章で振動モード形を推定する際に適用した1次及び2次モードの振動数で $f^1=0.891[\text{Hz}]$ 並びに $f^2=1.648[\text{Hz}]$ である)

これより、観測波の伝達関数に基づけば、P3主塔のLG方向である主塔面外1次モードが $0.967 \sim 0.971[\text{Hz}]$ 、主塔面外2次モードが $1.599 \sim 1.602[\text{Hz}]$ となり、P3-P4間の主

桁におけるLG方向の1次モードが $0.967[\text{Hz}]$ 、2次モードが $1.599[\text{Hz}]$ と推定される。また、P3主塔のTR方向である主塔面内1次モードが $0.885 \sim 0.891[\text{Hz}]$ 、主塔面内2次モード

表-2 観測波に基づく伝達関数の理論曲線へのフィッティングによって同定された固有振動数 $f^r$ と減衰定数 $\zeta^r$ 

制約条件( $r=1$ )	$0.9 < f^1 < 1.0, \ 0 < \zeta^1 < 0.20, \ -0.1 < v^1 < 0.1, \ -0.2 < w^1 < 0.1$				
制約条件( $r=2$ )	$1.50 < f^2 < 1.70, \ 0 < \zeta^2 < 0.2, \ -0.1 < v^2 < 0.1, \ -0.1 < w^2 < 0.1$				
橋軸方向[LG]					
入力	出力	$f^1$ [Hz]	$\zeta^1$	$f^2$ [Hz]	$\zeta^2$
P3橋脚基礎重心位置(CH40)	P3橋脚主塔頂部(CH19)	0.969	0.016	1.616	0.016
P3橋脚基礎重心位置(CH40)	P3橋脚主塔基部(CH23)	0.971	0.011	1.606	0.009
P3橋脚基礎重心位置(CH40)	P3主桁(CH5)	0.969	0.014	1.607	0.011
P4橋脚基礎重心位置(CH40)	P4主桁(CH1)	0.967	0.014	1.604	0.011
橋軸直角方向[TR]					
P3橋脚基礎天端(CH32)	P3橋脚主塔頂部(CH20)	0.891	0.049	1.643	0.006
P3橋脚基礎天端(CH32)	P3橋脚主塔中間部(CH22)	0.980	0.061	1.640	0.007

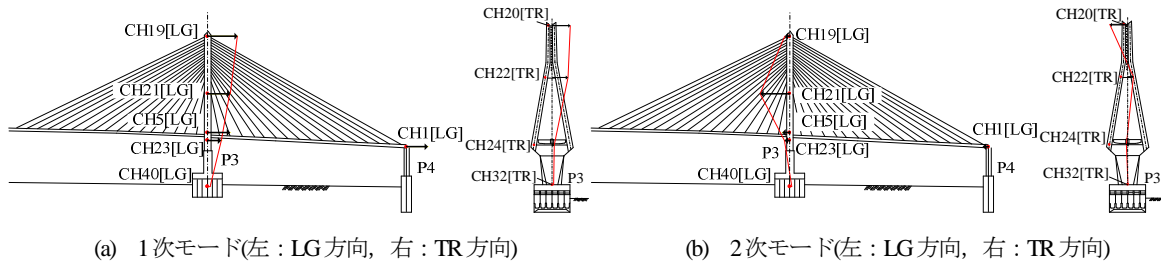


図-12 鶴見つばさ橋の推定された主塔の振動モード形

が 1.642~1.648[Hz]とそれぞれ推定された。

また、図-10及び図-11に示す伝達関数の理論曲線へのフィッティング結果によれば、TR方向におけるP3橋脚基礎天端(CH32)とP3橋脚主塔中間部(CH22)の観測波による伝達関数へのフィッティング結果を除いて、全てのケースにおいて観測波の伝達関数を適切にモデル化できている。これらのモデルより推定されるP3主塔の減衰定数は、表-2によれば面外1次モードにおいて0.011~0.016、面内1次モードにおいて0.049~0.061となっている。文献13)においては、第4章で論述した本橋の主要な振動モードである主桁曲げ対称1次並びに逆対称1次、主桁ねじれ対称1次、及び、主桁曲げ対称2次並びに逆対称2次までのモード減衰が常時微動実験、定常加振実験及び自由振動実験により同定されており、それらの値は0.12~0.03となっている。一方、文献8)によれば、P3主塔の面外の振動モードは上記の振動モードが発現し得る次数以下のモードとして位置付けられ、また、P3主塔の面内の振動モードは本橋全体系の振動モード特性の中で上記の振動モードよりも高次の振動モードとして位置付けられる。これより、本研究によって同定されたP3主塔の減衰定数は面外及び面内のいずれの1次モードにおいても調和的な値であると判断できる。

## 6. 主塔の振動モード形の推定

図-10及び図-11から推定した固有振動数 $f^r$ の情報と観測波の伝達関数の振幅及び位相情報を用い、文献14)の

考え方に基づき振動モード形を以下のように推定する。

観測点の中で基準点 $k$ を入力 $\ddot{y}_k$ とし、他の任意観測点 $p$ における出力を $\ddot{x}_p + \ddot{y}_k$ とした場合の伝達関数は式(10)で表されるが、この式から改めて $\phi_p \equiv \bar{H}_p^{N^r}$ と定義する。 $\phi_p$ は任意の観測点 $p$ における第 $r$ 次の振動モード形を表している。なお、 $\phi_p$ は以下に示すような複素数となる。

$$\phi_p = \text{Re}(\phi_p) + \text{Im}(\phi_p) \cdot i \quad (11)$$

ここで、 $i$ は虚数単位で、 $\text{Re}$ 、 $\text{Im}$ は伝達関数の実部及び虚部をそれぞれ示す。これより、観測波による伝達関数の振幅 $\phi_p$ 及び位相 $\theta_p$ は以下の式となる。

$$\phi_p = \sqrt{(\text{Re}(\phi_p))^2 + (\text{Im}(\phi_p))^2} \quad (12a)$$

$$\theta_p = \tan^{-1} \left( \frac{\text{Im}(\phi_p)}{\text{Re}(\phi_p)} \right) \quad (12b)$$

位相情報を考慮すると観測点 $p$ における第 $r$ 次モードは次式となる。

$$\phi_p = \begin{cases} +\phi_p & \left( \left| \theta_p \right| \leq \frac{\pi}{2} \right) \\ -\phi_p & \left( \left| \theta_p \right| > \frac{\pi}{2} \right) \end{cases} \quad (13)$$

推定した固有振動数 $f^r$ における伝達関数の振幅を振動モード形の振幅値とする。その際には、式(13)に基づき、位相が $-\pi/2 \sim +\pi/2$ の範囲であれば同位相とし正の符号、逆位相であれば負の符号を与えるように定義した。

これらに基づき振動モード形を推定した結果が図-12である。図-12の振動モード形は最大振幅点を1.0として基準化を行ない描画している。これらは、前章において推定されたP3主塔の面内及び面外の1次モード並びに2次モードに対応する固有振動数 $f$ から得られた結果である。まず、P3主塔面内の固有振動数については、1次、2次のいずれのモードにおいても第3章の図-6に対する考察と調和的な結果が得られている。一方、P3主塔面外の固有振動数については、1次モードにおいては同じく図-6に対する考察とほぼ調和的な結果が得られたが、2次モードについては伝達関数の情報に基づいて同定された振動数のほうがやや低い振動数となった。これは、図-10に示す伝達関数の算定時において、入力としてP3橋脚基礎天端の観測波(CH31)でなく、P3橋脚基礎重心位置の観測波(CH40)を選択し、P3橋脚基礎の応答が反映され、2次モードの振動数が2.0[Hz] - 2.6[Hz]の帯域から1.6[Hz]近傍の帯域まで下がり周期が伸びたためと考えられる。

また、P3主塔の面内1次モードの固有周期は、文献8)に示された固有値解析結果に基づけば1.35[s]近傍となる。これに対して、前述した考察によれば、本研究により得られたP3主塔の面内1次モードの固有周期は1.11[s]強となり、文献8)によって得られた結果より僅かに低くなっているが、ほぼ調和的な結果を示している。文献8)では、2004年新潟県中越地震の本震の際に観測された地震応答波形を用いて、本橋の振動特性を推定し、それらを適切に説明し得る3次元フレームモデルを構築した上で固有値解析を行なっている。その加速度応答のオーダーは、本研究で対象とする加速度応答のオーダー(図-3、図-4参照)よりも1オーダー小さく、この点により、P3主塔の面内1次モードの振動数の同定精度において本研究と文献8)の間で相違が生じた可能性がある。

なお、参考情報として、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、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次モードの逆位相が0.403[Hz]、同位相が0.418[Hz]と推定されている<sup>15)</sup>。また、東北地方太平洋沖地震の観測記録からTR方向の振動モードが支配的であることが明らかとなっており、主塔面内1次モードは0.420[Hz]と推定されている<sup>9)</sup>。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。このため、鶴見つばさ橋の主塔面内1次モードの振動数は横浜ベイブリッジのそれ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。

## 7. 結論

本研究では、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波形に基づき、フーリエスペクトル分析及び伝達関数による振動モード特性の分析を通じ、文献8)並びに13)の先行研究による結果と照らし合わせながら、主桁及び主塔の振動特性の検証を試みた。得られた知見と今後の課題を以下に示す。

a) 本研究で用いた観測波形は東北地方太平洋沖地震の余震による記録であるため、長周期地震動のパワーが小さく、主桁に関しては遊動円木モード(0.330[Hz])への刺激が弱かったと推察される。また、UD方向のスペクトルにはLG及びTR方向と比較して明確にピークが現れ、対象橋梁の主要な振動モードである主桁曲げ対称1次(0.226[Hz])並びに逆対称1次(0.299[Hz])、主桁鉛直曲げ2次(0.531[Hz])、主桁ねじれ対称1次(0.573[Hz])、及び、主桁鉛直曲げ逆対称2次(0.610[Hz])を確認することができた。

b) 主塔に関しては、得られた伝達関数に基づけば、LG方向において0.967[Hz]の主塔面外1次モード及び1.611[Hz]の主塔面外2次モード、TR方向において0.891[Hz]の主塔面内1次モード及び1.648[Hz]の主塔面内2次モードがそれぞれ卓越していたことが明らかとなった。これらの結果については、観測波に対するフーリエスペクトル分析を通じて概ね精度が担保されており、また、文献8)で示されたP3主塔の面内1次モードの固有周期とほぼ調和的な結果を示している。

今後の課題としては、3次元フレームモデルに基づき、本橋で得られた主桁並びに主塔の地震応答波形の再現を試みることで、余震レベルによる地震応答を再現する際に注意を要すべき点の中でも、特に、i. 地震動の位相差入力の方法、ii. ケーブルの導入張力などのモデルが地震応答に与える影響、iii. 主桁を支持する水平並びに鉛直支承やペンデル支承、ベーンダンパーのモデルと境界条件の設定、iv. 地盤ばねのモデル化の方法についてそれぞれ詳細な検討を行なう予定である。

**謝辞：**本研究を進めるにあたり、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。また、(株)長大の矢部正明博士には対象橋梁の構造特性について貴重で、かつ、有用な情報を多々ご教示いただきました。ここに関係各位に厚く御礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 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.
- 2) 道路橋の免震・制震設計法マニュアル(案), 土木研究センター, 2011.12.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) Chaudhary, M. T. A., Abe, M., Fujino, Y. and Yoshida, J.: System identification of two base-isolated bridges using seismic records, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 10, pp. 1187-1195, 2000.
- 6) 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.
- 7) 藤川昌也, 庄司学: 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, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 71, No. 4 (地震工学論文集第 34 巻), pp.I\_293-I\_307, 2015.
- 8) 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.
- 9) 藤野陽三, Siringoringo, D., 並川賢治, 矢部正明: 2011 年東北地方太平洋地震における横浜ベイブリッジの応答, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 69, No. 2, pp. 372-391, 2013.
- 10) 高本剛太郎, 水谷司, 藤野陽三, Siringoringo, 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.
- 11) 青木敬幸, 中野博文, 永井啓和, 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.
- 12) 庄司学, 門真太郎, 韓強: 2011 年東北地方太平洋地震で観測された長周期地震動が長周期構造物の震動制御に与える影響, 日本地震工学会論文集, 第 12 巻, 第 4 号(特集号), pp. 414-431, 2012.
- 13) 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.
- 14) 原田和洋, 杉崎光一, 貝戸清之, 曾我部正道: 鉄道橋の動的応答における部材振動性状の簡易同定, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No. 3, pp. 13-18, 2008.
- 15) 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.

(2016. 11. 7 受付, 2016. 12. 27 修正, 2017. 2. 18 受理)

## VERIFICATION OF DYNAMIC CHARACTERISTICS OF TSURUMI TSUBASA CABLE STAYED BRIDGE BASED ON AFTERSHOCK WAVEFORMS RECORDED IN THE 2011 OFF THE PACIFIC COAST OF TOHOKU EARTHQUAKE

Gaku SHOJI, Ryota HARIGAYA and Sumika MIURA

For the Tsurumi Tsubasa cable stayed bridge, this study revealed the dynamic characteristics based on analyses of the seismic records by the aftershocks of the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake. We estimated the dynamic characteristics of natural frequencies and vibration modes by spectral analyses of the recorded accelerations. We identified modal parameters of the bridge by using multi-degree-of-freedom- system model consisting of super-structures, piers, and foundations. The natural frequencies and damping coefficients of the bridge were identified by analyzing the transfer functions of girder and tower records with respect to the foundation record, compared with the theoretical transfer functions.