

橋脚天端の両端部で計測した微動に着目した固有振動数同定手法

樫 健典* 渡邊 諭* 宮下 優也**

Identification Method of the Natural Frequency Based on the Microtremor
Measured at Both Sides of a Bridge Pier

Takenori KEYAKI Satoshi WATANABE Yuya MIYASHITA

The peak of the Fourier spectrum of the bridge piers from the microtremor does not appear clearly in many cases, unlikely that from the impact vibration test. Also, the microtremor does not contain effective phase information, which makes it inferior to the impact vibration test in the specification of natural frequency. In order to solve this problem, we focused on the relation between the vertical direction and the sleeper's direction of the microtremor which is measured at both ends of the top of the pier. We have estimated the ground vibration just below the pier from these microtremor of the pier, and proposed a method of estimating the natural frequency by evaluating the Fourier spectrum ratio and the phase difference between the ground vibration estimated and the vibration of the pier. This method has a possibility of leading to the improvement in the identification accuracy of the natural frequency.

キーワード：橋脚，洗掘，健全度，微動，固有振動数，地盤振動

1. はじめに

橋脚の洗掘災害は、河川増水により橋脚基礎周辺の土砂などが流出し、最終的に橋脚の傾斜に至るものである。直接基礎で根入れの浅い旧式橋脚で特に問題となり¹⁾、ひとたび発生すれば、重大な事故や輸送障害につながりうる²⁾。流水中の河川内の地盤状態を目視により確認することは難しいため、洗掘災害が発生するおそれのある橋脚については、局所洗掘や河床低下に対する橋脚の健全度を常に把握しておくことが望ましい。

橋脚の健全性評価としては、衝撃振動試験により得られるフーリエスペクトルの形状及び位相差を基に同定される固有振動数を指標とした手法が、鉄道では一般的に用いられている³⁾。しかしこの手法では30kgの重錘により橋脚を打撃する必要があるため、常時モニタリングは困難である。そこで、常時微動計測により得られた橋脚軸直角方向の微動波形のフーリエ振幅スペクトルのピークを追跡することによる固有振動数同定手法が提案されている⁴⁾。しかし、衝撃振動試験と異なりフーリエ振幅スペクトルのピークが複数出現して固有振動数が同定できないケースがある⁵⁾ことや、常時の振動を利用してい

るため位相の情報が使えないことから、固有振動数の同定精度は衝撃振動試験に比べると劣り、適用範囲は限定的である。

これを解決するために、パワースペクトル面積比に着目した検討⁶⁾や、面積比に重み付け関数を適用する手法⁷⁾なども検討されているが、位相に着目した検討は少ない。そこで、著者らは直接基礎の単柱橋脚を対象に、橋脚の天端上の両端部で計測された橋脚軸直角方向と鉛直方向の微動に着目して、位相の情報の活用も可能とする新たな固有振動数同定手法について検討を行った。本手法と同様に橋脚の天端上の両端部で計測された微動を基にした健全度評価手法として、ロッキング振動の程度を表す指標が中村ら⁸⁾により提案されているが、本研究では、橋脚の健全度評価指標として既に広く用いられている固有振動数の変化を把握することを基本とし、従来の微動計測では困難であった状況においても固有振動数を同定できる手法を目指した。

2. 提案手法の概要

橋脚の振動を地盤から強制加振されている粘性減衰のある1自由度系の振動に単純化すると、橋脚天端と地盤の振動のフーリエ振幅比及び位相差を共振曲線として表したときに、橋脚天端と地盤の振動のフーリエ振幅比が卓越し、かつ両者の位相差が $\pi/2$ となる振動数を固有振

* 防災技術研究部 地盤防災研究室

** 防災技術研究部 地盤防災研究室 (現 東海旅客鉄道株式会社)

特集：防災技術

動数と判断することができる⁹⁾。坂田ら¹⁰⁾は模型橋脚で、小林ら¹¹⁾は実際の橋りょうで、橋脚天端と地盤の同期計測を行った結果から固有振動数を良好に同定している。しかし、この方法で固有振動数を求めるためには橋脚直近の地盤振動を計測する必要があり、流水中の河川橋脚では多くの場合困難である。そこで、筆者らは橋脚天端で計測した振動波形のみから地盤振動を推定する手法を検討してきた¹²⁾。以下にその概要を述べる。

図1のように、橋脚を片持ち梁と考え、センサ設置位置を底面に投影した点に対して $a : b$ の比で内分する点を中心として1次振動すると仮定する。ここで、振動中心からセンサまでの高さを h_0 とすると、2つのセンサ間距離は $(a+b)h_0$ である。また、橋脚天端で計測される振動波形は、構造物の1次振動と地盤振動の和とみなし、高次振動や桁などその他構造物の影響についてはここでは無視して考える。

橋脚天端の上流側端部に設置されたセンサ A で計測された橋軸直角方向の波形を $x_a(t)$ 、鉛直方向の波形を $z_a(t)$ 、下流側端部に設置されたセンサ B について橋軸直角方向の波形を $x_b(t)$ 、鉛直方向の波形を $z_b(t)$ 、地盤について橋軸直角方向の波形を $x_g(t)$ 、鉛直方向の波形を $z_g(t)$ とする。なお、波形は各計測点において同じ物理量を計測していれば、速度波形、加速度波形のいずれでも良い。波形の向きは、橋軸直角方向については上流から下流方向を、鉛直方向については下から上方向を正とする。

センサ A, B の橋軸直角方向成分のうち構造物の1次振動による振動成分を $x_{as}(t)$, $x_{bs}(t)$ 、鉛直成分のうち構造物の1次振動による振動成分を $z_{as}(t)$, $z_{bs}(t)$ とすると

$$z_a(t) = z_{as}(t) + z_g(t) \quad (1)$$

$$z_b(t) = z_{bs}(t) + z_g(t) \quad (2)$$

と近似することができる。また、幾何学的に

$$z_{as}(t) = -a/b \cdot z_{bs}(t) \quad (3)$$

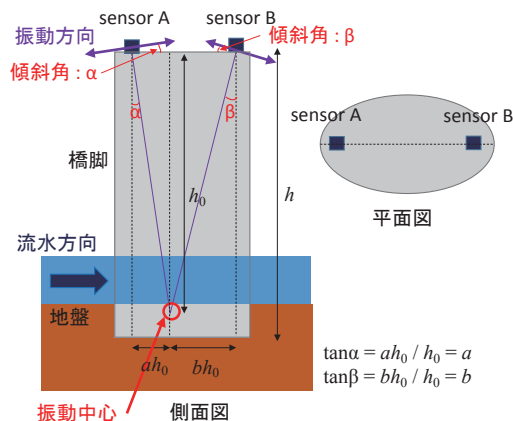


図1 橋脚の1次振動の概念¹²⁾

となる。式(1)～(3)より、

$$z_{as}(t) = a/(a+b) \cdot \{z_a(t) - z_b(t)\} \quad (4)$$

が得られる。幾何学的に、

$$x_{as}(t) = 1/a \cdot z_{as}(t) \quad (5)$$

であるから、式(4)及び式(5)より

$$x_{as}(t) = 1/(a+b) \cdot \{z_a(t) - z_b(t)\} \quad (6)$$

また、

$$x_a(t) = x_{as}(t) + x_g(t) \quad (7)$$

と近似できるから、これと式(6)より

$$x_g(t) = x_a(t) - 1/(a+b) \cdot \{z_a(t) - z_b(t)\} \quad (8)$$

となる。 $x_a(t)$ と式(8)で得られた $x_g(t)$ のフーリエ振幅比及び位相差を評価することで、固有振動数 F_i の同定が可能である。

ここで、振動中心が橋脚底面に存在する、すなわち $h_0 = h$ ならば式(8)の算出に必要な $a+b$ の値は幾何学的に算出可能であるが、橋脚の特性により曲げ振動などの影響で振動中心がみかけ上高くなる可能性が考えられる¹³⁾。その場合は以下のように $a+b$ を算出することができる。

式(1)(5)(7)から、

$$x_a(t) - x_g(t) = 1/a \cdot \{z_a(t) - z_g(t)\} \quad (9)$$

固有振動数付近の振動数帯では一次振動が卓越し、橋脚上の振動が地盤振動よりもはるかに大きくなる。微動計測が連続的に行われており、直近の時刻 $t-1$ のデータから固有振動数 F_{t-1} が得られているならば、時刻 t の波形データ $x_a(t)$, $z_a(t)$ に対してそれぞれ F_{t-1} を含むバンドパスフィルタを適用した波形 $f_{bp} x_a(t)$, $f_{bp} z_a(t)$ について、式(9)から近似的に以下の関係が得られる。

$$f_{bp} x_a(t) = 1/a \cdot f_{bp} z_a(t) \quad (10)$$

同様に $x_b(t)$, $z_b(t)$ に対してそれぞれ F_{t-1} を含むバンドパスフィルタを適用した時刻 t の波形 $f_{bp} x_b(t)$, $f_{bp} z_b(t)$ について、近似的に以下の関係が得られる。

$$f_{bp} x_b(t) = -1/b \cdot f_{bp} z_b(t) \quad (11)$$

式(10), (11)は, $f_{bp} x_a(t)$ と $f_{bp} z_a(t)$, 及び $f_{bp} x_b(t)$ と $f_{bp} z_b(t)$ が, 図1で紫の両矢印で示すように, 振動中心に対して直角方向の軌跡を描くことを示している。実際には軌跡にはばらつきが生じるが, 最小2乗法により近似的に,

$$a = \frac{n \sum_{t=1}^n \{f_{bp} x_a(t) \cdot f_{bp} z_a(t)\} - \sum_{t=1}^n f_{bp} x_a(t) \sum_{t=1}^n f_{bp} z_a(t)}{n \sum_{t=1}^n \{f_{bp} x_a(t)\}^2 - \left(\sum_{t=1}^n f_{bp} x_a(t) \right)^2} \quad (12)$$

$$b = \frac{n \sum_{t=1}^n \{f_{bp} x_b(t) \cdot f_{bp} z_b(t)\} - \sum_{t=1}^n f_{bp} x_b(t) \sum_{t=1}^n f_{bp} z_b(t)}{n \sum_{t=1}^n \{f_{bp} x_b(t)\}^2 - \left(\sum_{t=1}^n f_{bp} x_b(t) \right)^2} \quad (13)$$

を得ることができ, 式(12) (13)より $a+b$ が求まる。なお, 式(10) (11)で F_{i-1} と F_i に若干の乖離があってもバンドパスフィルタの幅を適切に設定することで計算結果にはほとんど影響しないことを模型実験結果から確認している。従って, 仮に固有振動数の値に変化が生じて, 連続的に微動計測を行っていれば本手法により値の変化を追跡可能である。ただし, 最適なフィルタ幅については実橋りょうの計測結果も蓄積して更に検討する必要がある, 今後の課題である。また, 計測の初期においては F_{i-1} を得られないため, あらかじめ衝撃振動試験等により固有振動数の初期値 F_0 を得ておく必要がある。

3. 提案手法の適用性の評価

3.1 実験概要

模型実験¹⁴⁾の結果を基に提案手法の適用性を評価した。水路模型は, 断面 500mm × 500mm の T 字型鋼製水路を用いた。水路中央部には, 片面に透明のアクリル板を設置した土槽が設けてあり, 流水時の橋脚の洗掘状況を確認できる構造となっている(図2)。橋脚模型は鉄道橋りょうに多く用いられている小判型の断面をもつ柱状体をモルタルコンクリートで再現した。縮尺および寸法については水路幅(500mm)を考慮し, 実物大の1/35スケールとなるよう, 水路の流下方向延長140mm, 幅70mm, 高さ250mmとした。センサ固定用の架台を含め

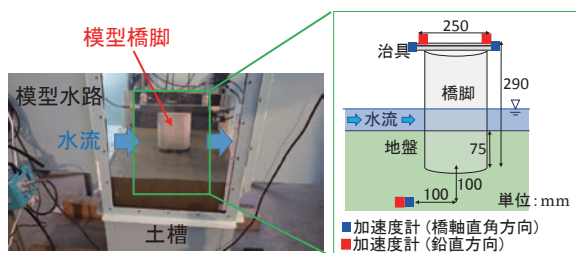


図2 模型橋脚と加速度センサ設置位置

た橋脚模型の重量は6kgfである。地盤材料として「7号珪砂」を用いた。構築後の地盤の密度は $\rho_d = 1.525 \text{ g/cm}^3$ であり, 底面からの注水により飽和させた。

本実験では, 橋脚天端の両端部と地盤内の3箇所に, 加速度計(WILCOXON社製731-207)をそれぞれ橋脚直角方向及び鉛直方向に設置した。実験は水路下流端に貯留水槽を設け, ポンプにて水を循環することで水流を発生させた。約0.6m/s程度の水流を20秒間作用させた後にポンプを停止する条件で, 橋脚が倒壊するまで繰り返し実施した。なお, 加速度波形のサンプリングレートは200Hzである。

3.2 実測した地盤振動による固有振動数特定

橋脚上の振動によるフーリエ振幅と実測した地盤の振動によるフーリエ振幅の比を色調で表現し, その変化を時系列で示した結果を図3に示す。1回目の流水前に着目すると, 図3の結果は卓越する振動数帯にやや幅があるものの, これと合わせて両者の位相が反転する振動数から判断される固有振動数は約50Hzであった。一方, 1回目の流水前に実施した衝撃振動試験の結果による固有振動数は49Hzであり, 概ね一致した。従って, 橋脚上の振動と地盤振動とのフーリエ振幅比が最も卓越し, 両者の振動の位相差が $\pi/2$ となるときの振動数が橋脚の固有振動数となっていることから, 本実験の模型橋脚の振動については, 地盤から強制加振されている1自由度系の粘性減衰のある振動とみなすことができると考えられる。

本実験では5回目の流水終了時に橋脚が倒壊したが, やや洗掘の進行した2回目の流水前(図3中にAで示した時刻)及び2回目の流水時(図3中にBで示した時刻)を例として, 橋脚上の振動のフーリエ振幅スペクトルを図4に示す。なお, 以下時刻A, 時刻Bそれぞれについて5秒間($n = 1,024$)のデータから算出した結果を示す。フーリエ振幅スペクトルの形状に基づく固有振動数

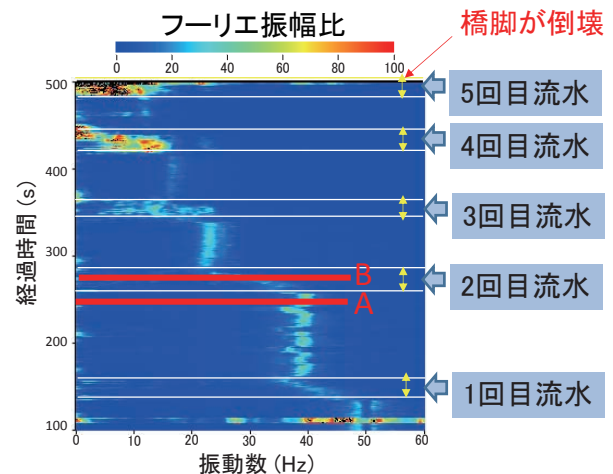


図3 橋脚上の振動と実測した地盤振動のフーリエ振幅比の時系列変化¹²⁾

特集：防災技術

の同定は、特に非流水時（時刻 A）には複数の卓越振動数がみられ判断が難しくなる。そのため、文献 4）では増水時のみを適用対象としている。

橋脚上の振動と実測による地盤振動から得られたフーリエ振幅比及び位相差を図 5 に示す。この結果から固有振動数と判断される振動数を図中に赤線で示す。時刻 A では、1 回目の流水により固有振動数が約 10Hz 低下した 39Hz 付近でフーリエ振幅比のピークがみられ、かつ位相が反転し $-\pi/2$ となっていることが確認できる。したがって、39Hz が固有振動数であると判断できる。時刻 B では 29Hz 付近でフーリエ振幅比のピークがみられ、かつ位相が反転し $-\pi/2$ となっていることが確認できる。したがって、29Hz が固有振動数であると判断できる。時刻 B では固有振動数の判断に支障は無いものの時刻 A に比べると特に低振動数帯においてやや乱れが生じているが、これは水流に伴うカルマン渦など地盤-構造物系に単純化できない振動が生じているためと考えられる。

以上のように、橋脚上と同期して地盤の振動を計測している場合には、流水の有無にかかわらず橋脚の固有振動数を良好に判断することが可能である。

なお、橋脚周辺の河床高は、2 回目の流水前は G.L.-45mm であったが、流水後には G.L.-60mm に低下した。

実験結果において流水ごとに固有振動数が低下したのは、流水によって洗掘が進行し、地盤ばね定数が低下したためと推察される。

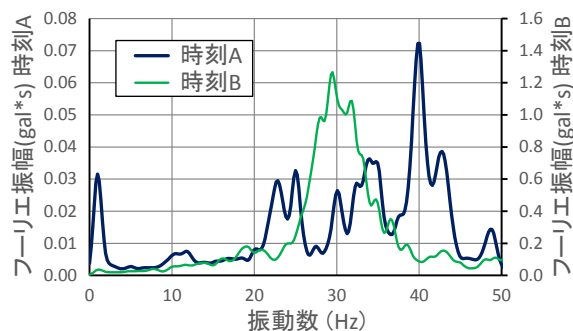


図 4 橋脚上の振動のフーリエ振幅スペクトルの例¹²⁾

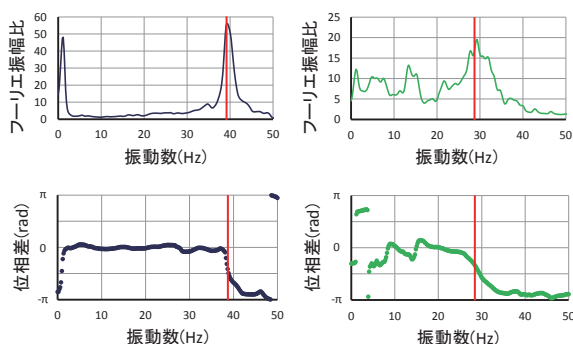


図 5 橋脚上と地盤（実測値）のフーリエ振幅比及び位相差の例¹²⁾（左：時刻 A，右：時刻 B）

3.3 推定した地盤振動による固有振動数同定

次に、本実験結果について、提案手法を用いて地盤振動の推定を行い、これを基に橋脚の固有振動数の同定を試みた。振動中心が橋脚底面に存在すると仮定できる場合、センサの設置間隔（250mm）及び治具を含む橋脚高さ（290mm）から、 $a+b=0.86$ となる。一方、式 (12) (13) から a, b の値を求めると以下ようになる。

実験開始前の 5 秒間の波形 ($n=1,000$) について、48Hz～50Hz のバンドパスフィルタを適用し、 $f_{bp} x_a(t)$ と $f_{bp} z_a(t)$ 、及び $f_{bp} x_b(t)$ と $f_{bp} z_b(t)$ の相関を示したものが図 6 である。図 6 において最小 2 乗法により回帰直線を求めた結果を図中に赤線及び数式で示す。その傾きの絶対値が a, b であり、 $a=0.53, b=0.35$ が得られる。この結果から、 $a+b=0.88$ となり、橋脚の振動中心が橋脚底面に位置すると仮定した場合とほぼ同じ値となった。ここでは、 $a+b=0.86$ として以下の計算を行った。

地盤振動の推定値と実測値のフーリエ振幅を比較したもの及び両者の位相差の一例を図 7 に示す。流水の有無にかかわらず、両者はよく一致していることが確認できる。なお、数 Hz 程度の低振動数帯において乖離がみられるのは、計測時に適用したハイパスフィルタの影響が原因と考えられる。

得られた地盤振動の推定値を用いて、図 5 と同様に橋脚上の振動とのフーリエ振幅比及び位相差を求めた結果を図 8 に示す。図中にこの結果から同定できる固有振動数を赤線で示しているが、地盤振動の実測値を用いた図 5 とほぼ同等の結果が得られていることが確認できる。

ここでは一例として 2 回目の流水前（時刻 A）および流水時（時刻 B）の結果のみ示したが、洗掘の進行度、

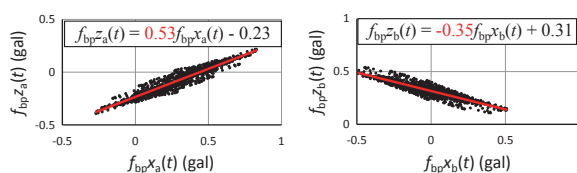


図 6 $f_{bp} x_a(t)$ と $f_{bp} z_a(t)$ 、 $f_{bp} x_b(t)$ と $f_{bp} z_b(t)$ の相関¹²⁾

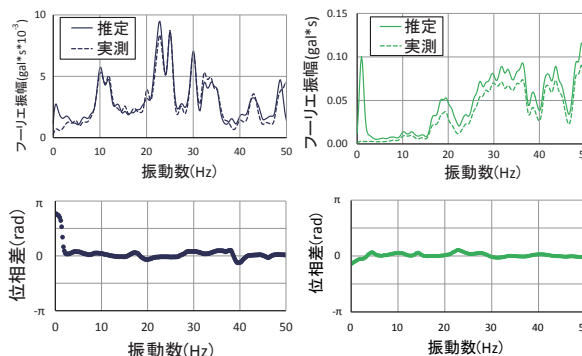


図 7 地盤振動の推定値と実測値の比較（左：時刻 A，右：時刻 B）¹²⁾

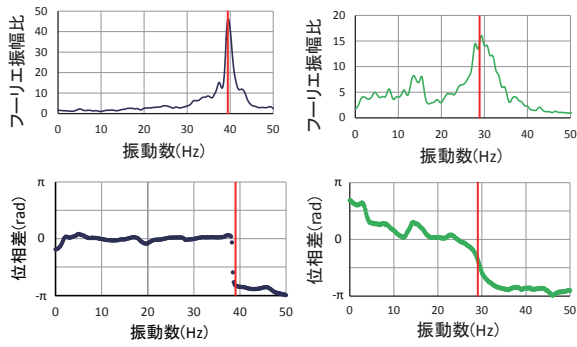


図8 橋脚上と地盤（推定値）のフーリエ振幅比及び位相差の例¹²⁾（左：時刻 A，右：時刻 B）

流水の有無及び地盤材料によらずおおむね同等の結果が得られ、提案手法が良好に適用できることを確認した。

4. 実橋りょうにおける適用性の評価

4.1 評価対象とした橋りょうの概要

提案した手法について、実橋りょうの検証事例を紹介する。対象とした橋りょうは単線橋りょうで、その下部工は直接基礎型式の小判型コンクリート橋脚である⁴⁾。供用時及び河川改修工事に伴う桁撤去後に微動計測を行った。橋脚の概要図を図9に示す。物探サービス(株)製速度計 CR4.5-1S を橋脚天端の両端に設置(センサ A, B)し、桁撤去後については検証用として橋脚付近の上流側の地盤にも設置(センサ C)して、各センサを同期した微動計測を実施した。なお、別途実施した衝撃振動試験によって得られた固有振動数は、供用時が 12.6Hz、桁撤去後が 14.6Hz である。

橋脚上(センサ A)で計測した速度波形のフーリエスペクトルは図10に示すとおりである。図中の赤線は衝撃振動試験によって得られた固有振動数を示すが、フーリエスペクトルのピークとは全く一致しておらず、本橋脚は橋脚上の微動のみからでは固有振動数を同定するのが困難な事例であることが分かる。橋脚上に伝達される地盤振動のレベルが橋脚の固有振動のレベルと比べて大きいことが、フーリエスペクトルに橋脚の固有振動数に相当するピークが明瞭に現れない原因として考えられる。

4.2 提案手法による地盤振動の推定

桁撤去後について、センサ C による地盤振動の実測値と提案手法による地盤振動の推定値のフーリエスペクトルを比較した結果及び両者の位相差を図11に示す。フーリエスペクトルはよく一致しているが、位相差は 10Hz 以上でばらつきが生じる結果となった。これは地盤振動の実測地点が橋脚から離れていたことによるむだ時間が原因となっている可能性が考えられる。

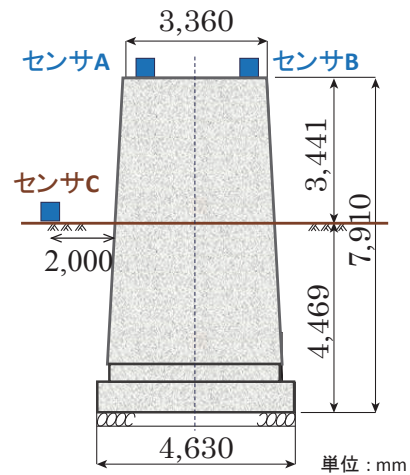


図9 検討した橋脚の概要図¹²⁾

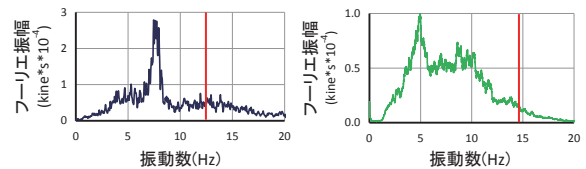


図10 橋脚上で実測した速度波形のフーリエスペクトル（左：供用時，右：桁撤去後¹²⁾）

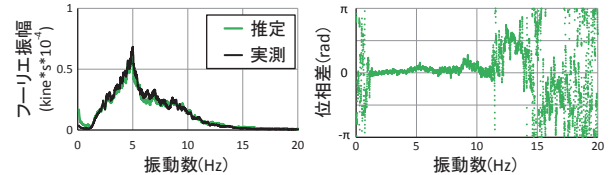


図11 地盤振動の推定値と実測値の比較¹²⁾

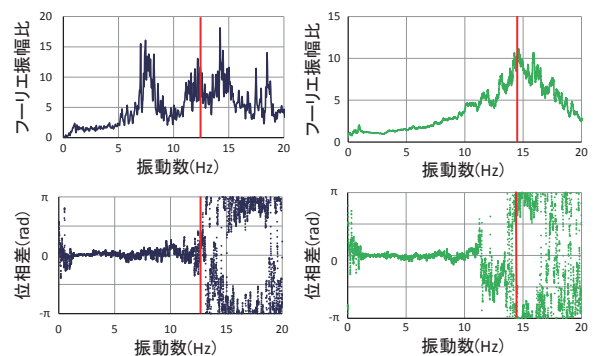


図12 橋脚上と地盤のフーリエ振幅比及び位相差（左：供用時，右：桁撤去後¹²⁾）

4.3 提案手法による固有振動数の同定

橋脚上で計測した振動と提案手法により推定した地盤振動の、フーリエ振幅比及び位相差を図12に示す。図中に衝撃振動試験から得られた固有振動数を赤線に示す。

特集：防災技術

衝撃振動試験による固有振動数付近でフーリエ振幅比の卓越及び位相差の反転がみられた。ただし、位相差については高振動数帯のノイズがやや大きい結果となった。また供用時のフーリエ振幅比をみると、8Hz付近にフーリエ振幅比のピークがみられる一方で位相差には大きな乱れが生じていないことが分かる。この8Hzは桁の固有振動数に対応した振動数であることを確認しており、地盤振動に対する橋脚の応答振動でないため、位相反転がみられないと考えられる。このようにフーリエ振幅比と位相差を併せて評価することで、模型実験のケースよりノイズは多いものの、図10と比べると固有振動数の同定が容易である。

以上から、実橋りょうにおいても提案手法を適用できる可能性は高いが、現時点では検証事例が限られていることから、事例数をより増やすとともにフーリエ振幅比や位相差に生じるノイズの要因を検討する必要があると考える。また、桁や付帯構造物などの振動の影響を受ける橋脚についても位相差が明瞭に反転する可能性は低いと考えられるが、今後更に検討する必要がある。

5. まとめ

橋脚の天端上の両端部で計測された橋軸直角方向と鉛直方向の微動波形から橋脚直下の橋軸直角方向の地盤振動を推定し、推定した地盤振動と橋脚天端の振動とのフーリエ振幅比及び位相差を評価することで固有振動数を同定する手法を提案した。模型橋脚及び実橋脚で得たデータから提案手法の適用性を検討した結果、橋脚の固有振動数付近の振動数帯において、フーリエ振幅比にピークがみられるとともに位相が反転することが確認された。さらに、従来は微動による橋脚の固有振動数同定が困難であった非増水時などの、橋脚において励起された固有振動よりも地盤振動等が相対的に大きい状況においても、固有振動数の同定ができる可能性が示された。

提案手法により固有振動数の変化を継続的に把握することで橋脚の健全度評価に活用できると考える。今後はさらにノイズの要因等を検討するとともに実橋りょうにおいて検証事例を蓄積して、桁や付帯構造物の振動による影響や、振動中心の位置による影響などを評価していくことを考えている。固有振動数の同定精度を向上させることや提案手法の適用範囲を明確化させ、より適切な橋脚の健全度評価につながるよう、研究を進めていく所存である。

文献

- 1) 村上温：鉄道橋の洪水時被災機構と安全管理に関する研究，鉄道技術研究報告，No.1307，pp.41-49，1986
- 2) 田中淳一：橋梁の洗掘災害と対策，新線路，Vol.55，No.4，pp.10-13，2001
- 3) 西村昭彦，棚村史郎：既設橋梁橋脚の健全度判定法に関する研究，鉄道総研報告，Vol.3，No.8，pp.118-127，1989
- 4) 渡邊諭，佐溝昌彦，淵脇晃，杉山友康：微動から得られる固有振動数を用いた増水時の橋脚健全度評価，鉄道総研報告，Vol.21，No.1，pp.31-36，2007
- 5) 羽矢洋，室野剛隆，西村昭彦：橋脚に対する衝撃振動試験および常時微動測定結果の比較，土木学会第49回年次学術講演会，I-256，1992
- 6) 雪岡剛哲，阿部慶太，神田政幸，関口琢己，諸橋由治：常時微動のパワースペクトル面積を用いた鉄道橋梁橋脚の状態監視手法，鉄道工学シンポジウム論文集，2014
- 7) 島村誠，鈴木修，田中淳一，坂田光児：常時微動を利用した橋脚の支持力評価，土木学会第54回年次学術講演会概要集，1-A，pp.424-425，1999
- 8) 中村豊，田母神宗幸，佐藤新二，立花三裕：常時微動を用いた新しい橋脚健全度評価法の提案，鉄道総研報告，Vol.8，No.5，pp.47-52，1994
- 9) 土木学会土木振動学便覧編集小委員会：土木技術者のための振動便覧，pp.1-5，土木学会，1966
- 10) 坂田光児，吉村卓也：構造物のヘルスマonitoringのためのリアルタイムデータ処理法の提案，日本機械学会論文集C，Vol.78，No.789，pp.227-237，2012
- 11) 小林俊夫，中村豊，田母神宗幸：洗掘に伴う橋脚の振動特性の変化，土木学会第48回年次学術講演会，I-107，1993
- 12) 櫻健典，渡邊諭，宮下優也：橋脚天端の両端部で計測した微動に着目した固有振動数同定手法，鉄道工学シンポジウム論文集，2016
- 13) 井上英司，富田健司：被災橋脚の常時微動測定結果，地震工学研究発表会講演論文集24，pp.377-380，1997
- 14) 櫻健典，渡邊諭，宮下優也，太田直之：振動と変位に着目した洗掘模型実験，土木学会第71回年次学術講演会，III-140，2016