

走行列車荷重下における鉄道橋桁の動的応答の特性とその利用

貝戸清之¹・松岡弘大²・渡辺勉³・曾我部正道⁴・藤野陽三⁵

¹正会員 大阪大学特任講師 大学院工学研究科 グローバル若手研究者フロンティア研究拠点
(〒565-0871 吹田市山田丘2-1)

E-mail: kaito@ga.eng.osaka-u.ac.jp

²学生会員 大阪大学大学院工学研究科 地球総合工学専攻 (〒565-0871 吹田市山田丘2-1)

E-mail: k-matsuoka@civil.eng.osaka-u.ac.jp

³正会員 財団法人鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

E-mail: tsutomuw@rtri.or.jp

⁴正会員 財団法人鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

E-mail: sogabe@rtri.or.jp

⁵フェロー会員 東京大学教授 大学院工学系研究科 社会基盤学専攻 (〒113-8656 文京区本郷7-3-1)

E-mail: fujino@civil.t.u-tokyo.ac.jp

振動モニタリングを継続的に実施して同定される振動特性の相対的な変化に基づいて、社会基盤施設の異常を早期に検知することができれば、維持管理の効率性は飛躍的に向上する。本研究では、毎日定刻に、ほぼ均一な速度と荷重を持つ列車が走行する鉄道橋に着目し、走行列車荷重を利用した振動モニタリング手法を提案する。鉄道橋への入力となる列車荷重の計測が困難であるために、はじめに未知外力作用下における振動特性の同定手法を検討し、振動計測システムの構築を行った。さらに、提案手法の有効性を検証するために、実際の鉄道橋2橋を対象としたフィールド試験を実施し、固有振動数と振動モード形を同定するとともに、2, 3の分析を通して固有振動数が異常検知指標となりうる可能性を実証的に示した。

Key Words : *passing train load, bridge vibration monitoring, dynamic properties, field testing*

1. はじめに

社会基盤施設のような大型構造物では、その保有性能や損傷を定量的に評価することを目的として、振動モニタリングが数多く実施されている¹⁾。振動モニタリングは目的に応じて、1) 1回の振動計測によって保有性能や損傷を絶対評価する手法と、2) 継続的な振動計測を通してそれらを相対評価する手法に大別することができる。いずれのモニタリング手法においても、まずは社会基盤施設の固有振動数、減衰比や振動モード形（以下、振動特性と称する）を同定することが主たる目的となる。

このうち、後者の振動モニタリング（以下、継続的モニタリングと記述）は、団塊的に老朽化が進む社会基盤施設を効率的に維持管理していくための一方法論として実用化が期待されている。継続的モニタリングの特徴は、保有性能の低下や損傷の発生・進展とともに変動すると考えられる振動特性を継続

的に計測することによって、それらの日常の変動範囲から逸脱する変化を捉えようとする点にある。このような振動特性の相対変化を捉えることで、現場点検員の初動体制の効率的な確保が可能となる。

一方で、継続的モニタリングの実用化に際しては、限られた費用の中で、センサーの耐久性向上、電源の常時確保と供給、データ収集法、採用すべき加振源と振動特性の同定手法、異常検出アルゴリズムなどを検討しなければならず、依然として開発課題が多いことも事実である。このうち、本研究では、加振源と同定手法の問題に焦点を当て、以下の議論を進めるものとする。また、社会基盤施設の中でも、特に鉄道橋を対象として、具体的な振動計測試験を実施する。

大型の社会基盤施設を対象とする振動モニタリングでは、加振源としてどのような外力を採用するかが重要な問題である。この点に関して、橋梁を含む鉄道構造物は、毎日決められた時刻にほぼ均一な速

度と荷重を持つ列車が通過するという特徴を有する。日々の振動特性の変化から社会基盤施設の異常検知を試みる継続的モニタリングの場合には、再現性の高い荷重を加振源として利用できることは望ましい条件である。ただし、走行列車により励起される振動現象は不規則性を有することに留意する必要がある。実際、著者らの知る限り、トラック走行荷重を用いた数例^{2), 3)}はあるものの、これまで振動特性の同定のために走行列車荷重⁴⁾を加振源として利用した事例は見当たらない。さらに、走行列車荷重を橋梁への入力として使用するとき、入力を既知情報として扱うためには、荷重を直接計測する必要がある。しかし、時々刻々と移動し、かつ複数存在する輪から橋梁に与えられる荷重を直接精緻に計測するためには、多大な実務的負担を強いことになる。

以上の問題意識の下、本研究では、実用的かつ効率的な振動モニタリングの基礎的検討として、走行列車荷重を利用した橋梁の振動特性の同定を試みる。具体的には、未知外力作用下における周波数領域での振動特性の同定手法を提案し、振動計測システムを構築する。さらに、提案手法の有効性を検証するために、実際の鉄道橋 2 橋を対象としたフィールド試験を実施する。1 橋目では固有振動数と振動モード形の同定を目的とする。2 橋目ではこれらに加えて、列車速度が同定結果に及ぼす影響を分析することで、固有振動数の異常検知指標としての可能性を実証することを目的としている。

なお、列車走行時の振動計測データに基づいて、橋梁の振動特性を同定する場合には、同定結果は橋梁単体の振動特性ではない（橋梁と列車の複合系の振動特性である）ことに留意する必要がある。橋梁単体の振動特性を同定するためには、列車荷重の影響を信号処理によって、あるいは橋梁と列車の複合系を橋梁への付加質量、付加剛性という形で考慮した理論的検討によって除去しなければならない。本研究においては、この点を認識しつつも、最終的には振動特性の相対変化を捉えることに主眼を置いているために、振動特性が橋梁単体のものであると、橋梁と列車の複合的なものであると本質的な影響は少ないという立場を取っている。また本研究では、走行列車荷重を用いて同定した複合系の振動特性に対しても、単に振動特性と記述する。

2. 未知外力作用下における振動特性の同定

(1) 同定の前提条件

供用中の鉄道橋を対象とした振動モニタリングを

継続的に実施するには、加振源として走行列車荷重を採用するのが最も効率的である。しかしながら、営業路線内において、移動荷重である走行列車荷重を継続的かつ直接的に計測することは、実務的負担や列車の走行安全性の面から困難であると言わざるを得ない。通常、周波数領域における振動特性の同定には、橋梁への入力である加振力と橋梁からの出力である振動応答のスペクトルの振幅比である周波数応答関数（アクセラランス）を用いることが一般的である。しかしながら、計測が困難な走行列車荷重については未知入力として扱う他はなく、周波数応答関数を算出できない。ただし、このような場合でも1) 橋梁の減衰が小さく、各モードが近接していない、2) 入力が卓越した振動数成分を持たないホワイトノイズである、という2条件を満たせば、以下の手順により振動特性の同定が可能である^{5), 6)}。本研究では、これ以降、上記の2条件を満たすという前提で議論を進める。なお、読者の便宜を図るために、同定手法のフローを図-1に示す。

(2) 固有振動数候補の抽出

物理空間座標における N 自由度離散系の運動方程式は次式で定義することができる。

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}} + \mathbf{K}\mathbf{u} = \mathbf{f} \quad (1)$$

式中、 \mathbf{M} : 質量行列、 \mathbf{C} : 減衰行列、 \mathbf{K} : 剛性行列であり、それぞれ $N \times N$ 次元の正方行列である。また、 $\mathbf{u} = \{u_1, u_2, \dots, u_N\}^T$ 、 $\mathbf{f} = \{f_1, f_2, \dots, f_N\}^T$ は変位ベクトルと外力ベクトルを表す。ここで、物理空間座標で定義される変位ベクトル \mathbf{u} をモード空間座標へ変換すると、次式を得る。

$$\mathbf{u} = \Phi \mathbf{q} \quad (2)$$

$\Phi = \{\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_N\}$ は固有モード行列、行列要素の添え字はモード次数である。一方 \mathbf{q} は n 次元のモード変位ベクトルを示す。さらに、固有モードを次のように正規化する。

$$\Phi^T \mathbf{M} \Phi = \delta_{ij} \quad (3)$$

δ_{ij} はクロネッカーのデルタ関数であり、上式が単位行列となることを意味している。また、 T は行列の転置操作を示す。式(3)に留意し、式(2)を式(1)に代入して、 Φ^T を左から乗じると、最終的に、

$$\ddot{q}_r + 2\zeta_r \omega_r \dot{q}_r + \omega_r^2 q_r = \phi_r^T \mathbf{f} \quad (4)$$

で表わされる n 本の非連成化された運動方程式が得られる。ここで、 ζ_r と ω_r は r 次モードの減衰比と固有振動数である。 ϕ_r は r 次の固有モードベクトルであり、 $\phi_r = \{\phi_{1r}, \phi_{2r}, \dots, \phi_{Nr}\}$ と表わされる。したが

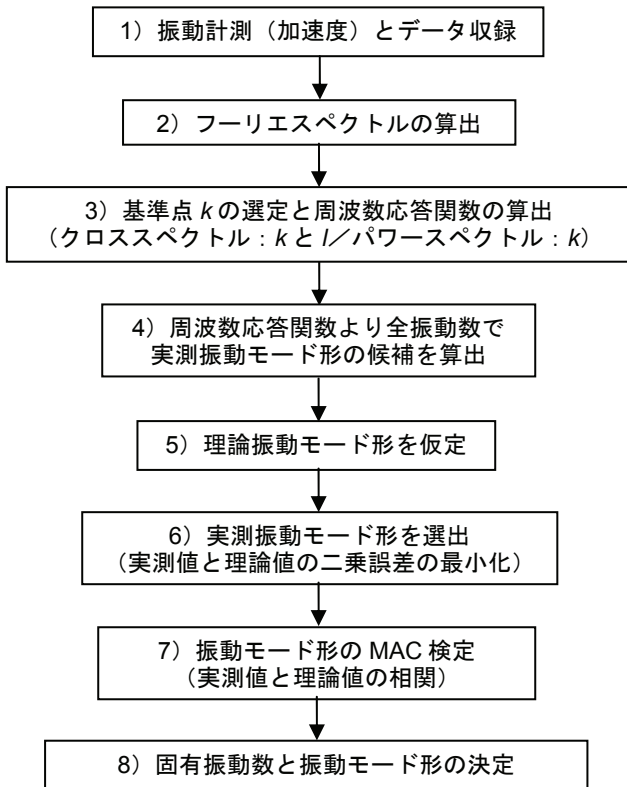


図-1 未知外力作用下における振動特性の同定

って、1次から R 次 ($R \leq N$) までの卓越するモード次数のみを抽出すれば、多自由度離散系の任意点の振動現象を R 本の運動方程式で記述することが可能となる。

つぎに、物理座標系における l 点の変位ベクトルをフーリエ変換し、

$$U_\ell(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} u_\ell(t) e^{-i\omega t} dt \quad (5)$$

を得る。式中 i は虚数単位である。また、外力 $\mathbf{f}(t)$ 、モード座標空間における r 次モードの変位 $q_r(t)$ に対しても同様に $\mathbf{F}(\omega)$ と $Q_r(\omega)$ を得る。さらに、式(4)に対してフーリエ変換を行い、

$$(-\omega^2 + i \cdot 2\zeta_r \omega_r \omega + \omega_r^2) Q_r(\omega) = \boldsymbol{\phi}_r^T \mathbf{F}(\omega) \quad (6)$$

を得る。このとき、物理空間座標の任意の点 l における変位 $u_\ell(t)$ のフーリエ変換は、式(2)を考慮して、

$$U_\ell(\omega) = \sum_{r=1}^R \phi_{r\ell} Q_r(\omega) = \sum_{r=1}^R \phi_{r\ell} \frac{\boldsymbol{\phi}_r^T \mathbf{F}(\omega)}{(\omega_r^2 - \omega^2) + i \cdot 2\zeta_r \omega_r \omega} \quad (7)$$

と導出することができる。 R は考慮するモードの総数を示す。また、点 l における加速度 $\ddot{u}_\ell(t)$ のフー

リエ変換は同様にして、

$$A_\ell(\omega) = -\omega^2 U_\ell(\omega) = \sum_{r=1}^R \phi_{r\ell} \frac{-\omega^2 \boldsymbol{\phi}_r^T \mathbf{F}(\omega)}{(\omega_r^2 - \omega^2) + i \cdot 2\zeta_r \omega_r \omega} \quad (8)$$

と表わされる。式(8)から、減衰比が無視できるほど小さく、外力ベクトルが特定の卓越した振動数成分を持たない場合、計測点 l における加速度のフーリエスペクトル $A_\ell(\omega)$ は、 $\omega \approx \omega_r$ でピークを示すことがわかる。したがって、計測された加速度応答に対してフーリエ変換を行い、そのフーリエスペクトルから卓越するピーク振動数を読み取ることにより、固有振動数の候補を抽出できる。

(3) 振動モード形候補の同定

振動モード形の同定手順を示す。はじめに各々の次数の振動モード形において節とならないような計測点 k を基準点として定める。つぎに、計測点 l に対する基準点 k の加速度フーリエスペクトルの比を取ると、式(8)より、

$$\frac{A_\ell}{A_k} = \frac{\sum_{r=1}^R \phi_{r\ell} \frac{-\omega^2 \boldsymbol{\phi}_r^T \mathbf{F}(\omega)}{(\omega_r^2 - \omega^2) - i \cdot 2\zeta_r \omega_r \omega}}{\sum_{r=1}^R \phi_{rk} \frac{-\omega^2 \boldsymbol{\phi}_r^T \mathbf{F}(\omega)}{(\omega_r^2 - \omega^2) - i \cdot 2\zeta_r \omega_r \omega}} \quad (9)$$

となる。先に述べたとおり、隣り合うモード間の固有振動数が近接しておらず、減衰比を無視し得る場合には、 r^* 次の固有振動数付近では $1/(\omega_{r^*}^2 - \omega^2)$ を含む項が支配的となる。したがって、

$$\frac{A_\ell}{A_k} \approx \frac{\phi_{r^*\ell} \boldsymbol{\phi}_{r^*}^T \mathbf{F}(\omega) / (\omega_{r^*}^2 - \omega^2)}{\phi_{r^*k} \boldsymbol{\phi}_{r^*}^T \mathbf{F}(\omega) / (\omega_{r^*}^2 - \omega^2)} = \frac{\phi_{r^*\ell}}{\phi_{r^*k}} \quad (10)$$

を得る。すなわち、 r^* 次の固有振動数付近では任意の計測点 l の基準点 k に対するフーリエスペクトルの比を、計測点間の r^* 次の振動モード形振幅の比に近似することができる。ただし、これは基準点 k のモード振幅で基準化された振動モード形である。また、式(10)の算出に関しては、振動計測結果に含まれるノイズの影響を低減するために、式(10)の分子であるフーリエスペクトルの代わりに、次式で表されるような任意の計測点 l と基準点 k とのクロススペクトル

$$A_{\ell,k}(\omega) = A_\ell(\omega) \bar{A}_k(\omega) \quad (11)$$

を用いる方がよい。式中、 $\bar{A}_k(\omega)$ は $A_k(\omega)$ の複素共役を表す。クロススペクトル $A_{\ell,k}(\omega)$ は、 $A_\ell(\omega)$ と $A_k(\omega)$ の両スペクトルで共通のピーク周波数をより

卓越させる特性を持つ。これはクロススペクトルが2点間の相互相関のフーリエ変換に他ならないためであり、基準点を同定対象とする次数のモード形の節でない点に設定することができれば、計測点間で相関の高い固有振動数成分がより卓越することを意味する。一方で、計測誤差のような計測点間で無相関であると考えられる誤差によって生じるピークの増大を抑制することができる⁷⁾。以上を考慮すると、式(10)は、

$$\frac{A_\ell(\omega_{r^*})\bar{A}_k(\omega_{r^*})}{A_k(\omega_{r^*})A_\ell(\omega_{r^*})} = \frac{A_{\ell,k}(\omega_{r^*})}{|A_k(\omega_{r^*})|^2} = \frac{\phi_{r^*\ell}}{\phi_{r^*k}} \quad (12)$$

となる。なお、 $|A(\omega)|^2$ はパワースペクトルを表すが、式(12)のピーク周波数を固有振動数の候補としてストックし、対応する振動数での $\phi_{r^*\ell}/\phi_{r^*k}$ を算出すればよい。ただし、非減衰系でない場合には、式(7)の $\phi_{r^*\ell}/\phi_{r^*k}$ は複素数となる。これは、式(12)がクロススペクトルとパワースペクトルの比であることから理解できる。そこで、式(12)をあらためて次式で表す。

$$\frac{\phi_{r^*\ell}}{\phi_{r^*k}} = \hat{\phi}_{r\ell} = \text{Re}\{\hat{\phi}_{r\ell}\} + i \cdot \text{Im}\{\hat{\phi}_{r\ell}\} \quad (13)$$

Re は実部を、Im は虚部を示す。このとき、振動モード形の振幅 $\tilde{\phi}_{r\ell}$ と位相 $\theta_{r\ell}$ は、それぞれ

$$\tilde{\phi}_{r\ell} = \sqrt{\text{Re}\{\hat{\phi}_{r\ell}\}^2 + \text{Im}\{\hat{\phi}_{r\ell}\}^2} \quad (14)$$

$$\theta_{r\ell} = \tan^{-1}\left(\frac{\text{Im}\{\hat{\phi}_{r\ell}\}}{\text{Re}\{\hat{\phi}_{r\ell}\}}\right) \quad (15)$$

となる。したがって、最終的に計測点 ℓ の r 次の振動モードは、

$$\phi_{r\ell} = \begin{cases} +\tilde{\phi}_{r\ell} & (|\theta_{r\ell}| \leq \pi/2 \text{ のとき}) \\ -\tilde{\phi}_{r\ell} & (|\theta_{r\ell}| > \pi/2 \text{ のとき}) \end{cases} \quad (16)$$

として与えることができる。なお、次章の適用事例では、同定された振動モード形に対して、最大モード振幅が1となるように基準化を行っている。

(4) 振動特性の同定

固有振動数の候補および振動モード形の候補に対して、統計的検定手法である MAC (Modal Assurance Criteria) 検定⁸⁾を行い、MAC 値が事前に設定した基準値以上になるものを振動モード形、さらにそのときのピーク振動数を固有振動数として採用することとする。MAC 検定とは、振動モード形の理論値と実測値の相関係数である MAC 値

$$\text{MAC} = \frac{\text{COV}(\Psi \times \Xi)}{\sqrt{\text{VAR}(\Psi) \times \text{VAR}(\Xi)}} \quad (17)$$

を指標として、MAC 値の大きさから振動モード形の候補が真の振動モード形と見なせるか否かを検定する手法である。式中の Ψ は同定された振動モード形、 Ξ は振動モード形の理論値のベクトル (振動モード形に採用する計測点数が M 点のときには M 次) をそれぞれ示す。また、COV は共分散を、VAR は分散をそれぞれ示す。いま、MAC 値の閾値を α ($0 \leq \alpha \leq 1$) とすれば、条件

$$\text{MAC} \geq \alpha \quad (18)$$

を満足する候補が真の振動モード形として採用されることになる。例えば、橋梁のような梁構造の構造物を対象とする場合には、振動モード形の理論値としては、両端単純支持の梁の固有振動数を算出して、その固有振動数を用いて正弦波を求め、振動モード形の理論値を得ることができる。また、有限要素法により橋梁モデルを作成し、固有値解析で得られる振動モード形を理論値として採用してもよい。なお、本研究では閾値 α の目安として、一般的な統計的検定で用いられる信頼水準 5% を参考に 0.95 とし、これを満たす候補の中で、モード形状を勘案しながら固有振動数を決定する。

3. 下路式鋼鈹桁橋を対象とした振動計測

(1) 対象橋梁と計測概要

対象橋梁は、当該路線の高架化に伴い架設されたものであり、架設条件などから下路式鋼鈹桁が採用されている。振動特性を考える上であげられる特徴としては、架設位置が住宅街であることから、図-2 に示すように、振動・騒音対策としてラダー枕木を防振材で支持する構造 (フローティング構造) を有していること、フローティング・ラダー枕木軌道が採用されていることがあげられる。

振動計測は2006年1月19日に実施した。橋梁諸元を表-1に示す。橋梁の全体モードの同定を目的として、加速度計12台を図-2に示すように、片側の主桁に対して重点的に配置した。さらに、各計測点の加速度振幅の大きさを考慮して、加速度振幅レベルの小さい桁端付近にサーボ型加速度計を、それ以外の計測点に圧電型加速度計を設置した (図中の○: 圧電型, ●: サーボ型)。各加速度計の仕様を表-2に示す。なお、計測点11, 12は、たわみモードとねじれモードの判別用に配置した。振動計測はサーボ型と圧電型の加速度応答を別々のシステムを用いてそれぞれサンプリング周波数2kHzおよび10kHzで収録し、後にそれらの加速度応答を同期させた⁹⁾。通常、

表-1 対象橋梁の構造諸元

構造形式	下路式鋼鈹桁単線橋
支間長	33.086m
桁高	2.8m
鋼桁重量	33.77kN/m
床版重量	49.02kN/m
軌道重量	16.50kN/m
橋梁重量	99.30kN/m

表-2 加速度の仕様

機器	型式	仕様
圧電型加速度計	PV85	電荷出力タイプ, 絶縁型, 感度: 6.42pC/(m/s ²) 応答振動数: 1Hz~7kHz
サーボ型加速度計	LS-10C	電圧出力タイプ, 絶縁型, 感度: 0.3V/(m/s ²) 応答振動数: DC~100Hz

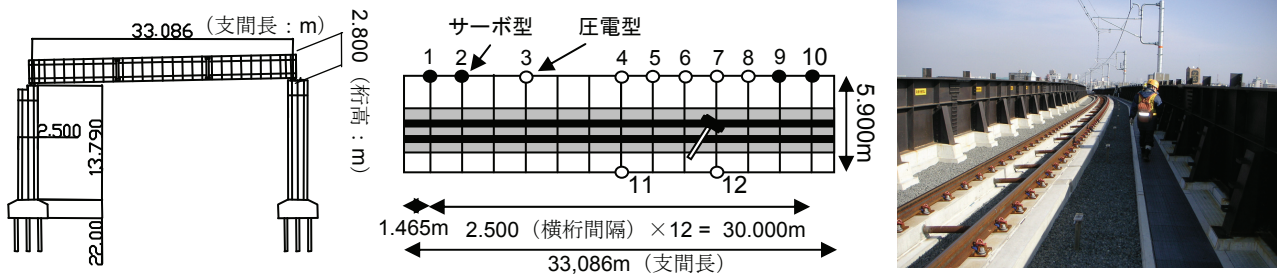


図-2 下路式鋼鈹桁橋の概要と加速度計配置

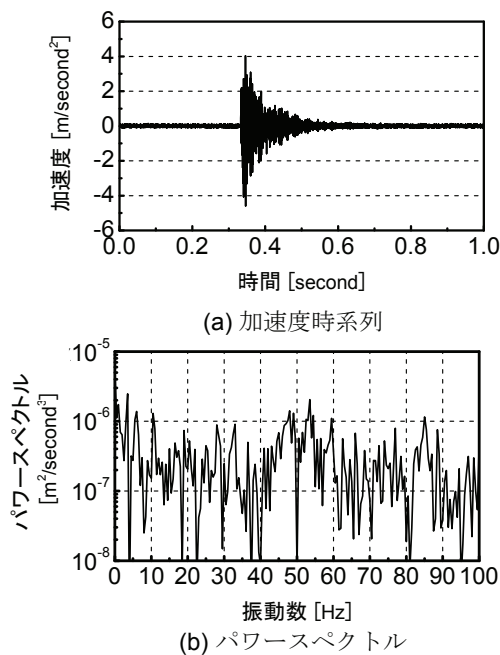


図-3 ハンマー打撃時の応答 (計測点 7 鉛直)

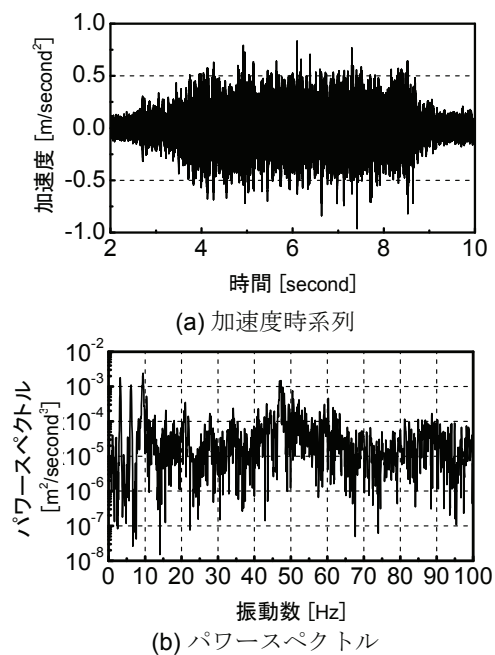
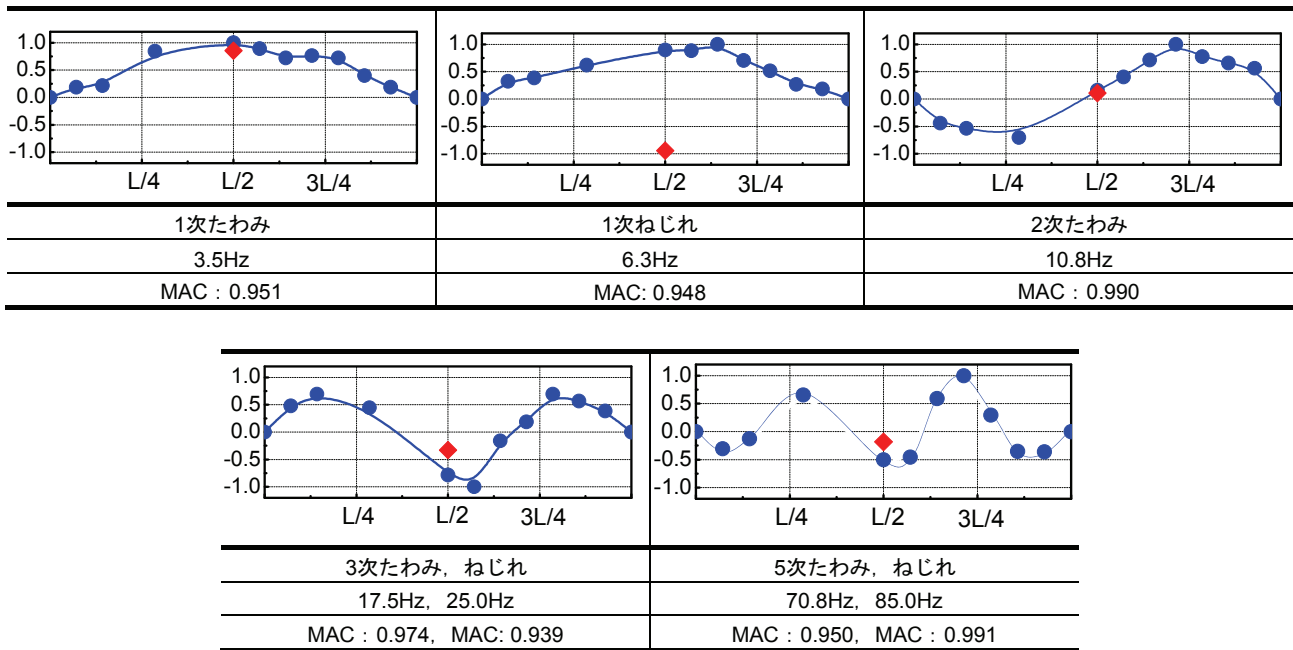


図-4 列車走行時の応答 (計測点 7 鉛直)

橋梁のような大型構造物を対象に振動特性の同定を行う際には、200Hz以下の周波数帯域に着目することから、サンプリング周波数は今回設定した周波数よりも低くてよい。しかしながら、本実験で用いた振動計測システムではアンチエイリアシングフィルターの利用が不可能であったために、一旦加速度計で収録可能な全周波数帯域の振動を収録した後に、デジタルフィルター処理によって、不要な周波数帯域の振動成分を除去するという手段をとった。以上の加速度応答は、ADボードを介してノートPCに

収録される。なお、計測点数、サンプリング周波数や計測時間などの諸条件は全て独自に開発したソフトウェアにて設定することが可能である。計測中は全加速度応答およびパワースペクトルをリアルタイムで視認し、収録状況を確認した。一方で、橋梁の加振方法に関しては、ハンマー打撃および走行列車荷重による強制加振を行った。ハンマー打撃試験は、橋梁単体の振動特性を把握することと、列車走行試験を通して同定した振動特性との比較を目的として実施した。

表-3 同定結果 (ハンマー打撃)



(2) 振動特性の同定

図-2 に示す地点 (L/4 点) でハンマー打撃を行った際の計測点 7 における加速度時系列を図-3 に示す。最大振幅はハンマー打撃時に示した約 4.0m/sec^2 で、その後応答が減衰する自由振動であった。計測点 7 が加振位置に最も近接しているため、同点の最大振幅が全計測点中の最大応答を示したが、自由振動応答を示すという傾向は全計測点で同様であった。また、パワースペクトルには複数のピークを確認することができる。一方、6 両編成の普通列車が時速 53km で走行した場合の計測点 7 における加速度応答を例として図-4 に示す。不規則な応答特性を示しているが、振幅を確認することで列車が橋梁に進入したタイミング (約 3 秒後) と退出したタイミング (約 9 秒後) を捉えることができる。なお、最大振幅は約 1.0m/sec^2 でハンマー打撃時の応答よりも小さい。しかしながら、同図(b)のパワースペクトルを図-3(b)と比較すると、低い周波数成分がより励起されていることが確認できる。したがって、ハンマー打撃による加速度応答では、振幅そのものは大きい、そのほとんどは 100Hz 以上の高周波成分であると推察できる。実際に、ハンマー打撃試験の加速度応答に対して、 100Hz のローパスフィルターによる信号処理を施すと、同処理を施した列車走行試験の加速度応答よりも振幅が小さくなることを確認した。なお、本試験は営業線路内への立ち入りを伴うために、夜間の起電停止時間内で加速度計の設置から計測までを完了させる必要があった。そのような時間的制約のために、インパルスハンマーに

よる衝撃加振試験を数パターンのみしか実施できなかったことを断っておく。また、ハンマー打撃は L/2 点においても実施したが、同定された固有振動数および振動モード形に、L/4 点との差異はなく、同定可能なモード数も L/4 点の方が多かったために、L/2 点の結果は割愛する。

2. に示した方法により固有振動数と振動モード形を同定した。基準計測点はモードの節にならない点として、計測点 7 とした。基準計測点の選定に際しては、基準計測点により同定精度 (モードごとの同定可能性) が大きく変動するために、数回の試行により選定した。ハンマー打撃による加振点は先と同様の L/4 点に加え、L/2 点とした。複数回の打撃試験の結果、橋梁の全体的な 1 次たわみの振動モード形を 3.5Hz 、2 次たわみを 10.8Hz で確認することができた。これらを含め、同定した全ての固有振動数と振動モード形を表-3 に示す。なお、表中のモード形は近似曲線にて計測点間を補間している。同表には MAC 値も併せて示しているが、今回の解析においては振動モード形の採用基準を 0.95 以上で最大値と設定した。通常、橋梁桁部分の全体的な振動モード形は正弦波に近い形状となるが、全ての振動モード形において概ねそのような傾向を示している。しかしながら、一部の計測点では正弦波から逸脱する計測点も見て取れる。この要因としては、特に 1 次モードのような低次の振動モードを励起するには、ハンマー打撃では加振力が十分でなかったことがあげられる。実際に 1 次たわみの MAC 値は 0.951 と、同定できた全モードの中でも低い値である。また、表-3

表-4 同定結果 (走行列車荷重:列車ケース16)

1次たわみ	1次ねじれ	2次たわみ, ねじれ
3.3Hz	6.0Hz	10.3Hz, 15.2Hz
MAC : 0.996	MAC : 0.997	MAC : 0.999, 0.995
3次たわみ	3次ねじれ	4次たわみ, ねじれ
19.2Hz	30.4Hz	71.8Hz, 78.6Hz
MAC : 0.992	MAC : 0.976	MAC : 0.958, 0.980
5次たわみ	5次ねじれ	
86.2Hz	98.0Hz	
MAC : 0.967	MAC : 0.976	

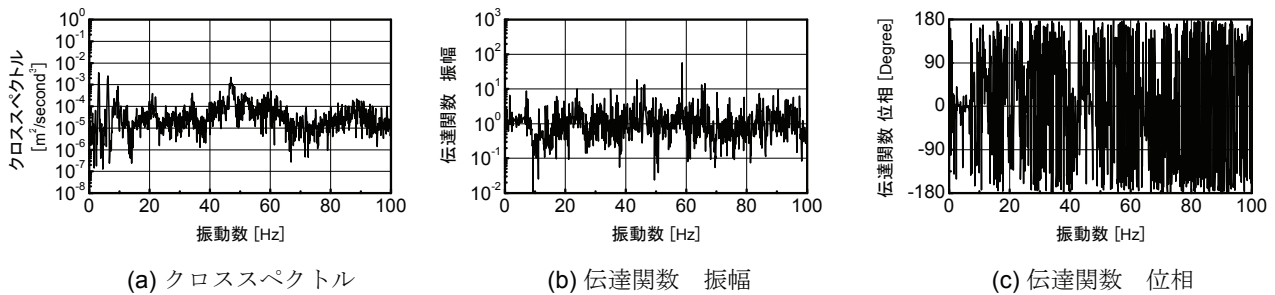


図-5 列車走行時の各種スペクトル (計測点4)

の振動モード形において、赤丸は計測点11のモード振幅であり、同じL/2点 (計測点4) の青丸と比較することで、たわみモードとねじれモードを識別することができる。例えば、3.5Hzの1次たわみの場合にはL/2点の赤丸と青丸が同位相にあるのに対して、6.3Hzのねじれ1次モードの場合には逆位相であることがわかる。一方で、今回の試験では、2次のねじれモードや4次のたわみとねじれモードを同定するには至らなかった。これは、計測点11および加振位置がこれらのモードの節に近かったこと、加振位置がねじれモードを励起しづらい位

置であったこと、が主たる原因であったと考えられる。

一方、列車走行時の加速度応答を用いて、同様に振動モード形の同定を行ったところ、1次のたわみモードを3.3Hz、2次モードを10.3Hzで得ることができた。L/2点と基準点のクロススペクトル、伝達関数の振幅・位相を図-5に示すが、同定された固有振動数に明瞭なピークを確認することができる。また、同定することができた全ての振動モード形を、固有振動数とMAC値とともに表-4に記載する。振動モード形の形状がハンマー打撃のものと比較して、

視覚的により正弦波に近いことがわかる。得られたモード振幅と理論値との相関を見てみると、MAC 値が 0.96 以上と高い値を示している。さらに高周波数領域も対象として、同定を試みたところ、3 次から 5 次までの全たわみモードとねじれモードを同定することができた。なお、両試験の結果を比較した場合、表-3 中の 5 次たわみモードの固有振動数と、表-4 中の 4 次たわみモードの固有振動数の値が近接していることがわかる。これらのモード形状に関しては、先述の通りの手法に基づいて決定しているが、仮にいずれかの計測点 1 点に何らかの誤差が混入したことによって、両者が同一モードと判定された（例えば、ハンマー打撃の加振力が小さく、5 次たわみモードの形状が崩れ、4 次たわみモードに近くなった）可能性があることも否めない。したがって、高次モードの同定になるほど、加振位置やセンサーの設置数などに対する検討が同定精度の向上には不可欠となる。今回の列車走行時の振動計測で、高次の振動モード形まで同定できた理由としては、軌道の整備状態が良いことに加え、フローティング・ラダー枕木軌道の採用により、振動・騒音レベル（ノイズレベル）が極めて低かったことがあげられる。

また、走行列車荷重を利用して同定されたこれらの固有振動数付近では、MAC 値が 0.97 を超える振動モード形を複数確認した。これは、前述したように、計測される加速度は列車通過時の応答であるために、列車荷重の移動に伴う系の質量および剛性の変化（列車の無載荷状態と載荷状態の質量の相違）に起因しているものと推察できる。つまり同定される固有振動数はある分布に従う変数であると考えられ、その分布（変動幅）を評価する必要があると考えられる。したがって、固有振動数を、図-1 中の手順 6) に示したように、その分布を考慮して予め絞り込んだ振動数帯域で振動モード形の実測値と理論値との二乗誤差が最小となる 1 点で決定するのではなく、振動モード形の二乗誤差が小さい上位 n 番目までを抽出し、 n 個の振動数の最大値および最小値を除外した集合 ($n-2$ 個) の中央値を各モードの代表値とすることで同定した。なお、これ以降の同定結果は以上の手順に従った手法を用いている。また、本研究では、1 次モードにおいて MAC 値が 0.99 以上であった振動数の数をもとに経験的に $n=5$ とした。

以上、走行列車荷重を利用した振動計測試験では、ハンマー打撃試験に比べ、特に低次の振動モードを励起するのに十分な加振力を得ることができる。一方でより高次の振動モード形を同定することも可能である。さらに、レールジョイント通過に伴う連行

荷重の影響が同定結果に影響を及ぼすことは本橋においてはなかった。これより、走行列車荷重作用下の橋梁の加速度応答が不規則振動過程に従うとの仮定で同定を行っても概ね問題ないことがわかった。ただし、スペクトルでピークを確認することができない振動数を抽出しても振動モードと判断できるだけの幾何学的な規則性を確認できない (MAC 値が低い) 振動数が存在することも事実であった。これらについては、固有振動数の同定に影響を及ぼすほどではないにせよ連行荷重の影響が存在したか、部材レベルの局所的な振動モードが卓越したか、ノイズ成分が混入したか、という可能性がある。これらのうち、連行荷重については 4. で詳細に検討する。部材レベルの振動特性の同定に関しては今後の課題としたい。

(3) 同定結果の比較

前節では、ハンマー打撃による衝撃試験と列車走行試験を実施した。両者の振動データに基づく同定結果を比較すると、ハンマー打撃試験でも振動特性を同定することは可能であるが、ある程度スパンが長く、重量の大きい本橋のような橋梁を対象とする場合には、加振力が小さくなることは否めない。さらに、ハンマー打撃時の自由振動応答 (図-3) の継続時間は、列車走行時 (図-4) と比較すると、明らかに短い。計測時間が短くなることは、算出するスペクトルの分解能が低くなることを意味し、同定精度を低下させる要因となる。実際に、両試験で同定できたモード数に違いが見られたのはこれらの要因も関係していると考えられる。ちなみに、本計測では、並行して常時微動計測も実施していたが、常時微動では振動特性を同定するには至らなかったことを報告しておく。ただし、この点については ERA¹⁰⁾ などの高度な同定手法を用いることにより、同定可能と考えられるが、同定手法の高度化については別の機会に発表したいと考える。

また、表-3 と表-4 の固有振動数には若干の差異がある。これは、両試験における系の質量の差異に起因すると考えられる。両者の固有振動数を比較すると、1 次および 2 次たわみモードでは、走行列車荷重下の加速度応答から同定された固有振動数の方が低くなっている。低次モードが振動現象の主幹をなしていることを考えれば、このことは理論的にも整合的であると言える。実際に、本橋梁を通過する列車の軸重 (最大 13tf 程度) と車両諸元をもとに、重量最大となる載荷状態を想定した場合、列車荷重は橋梁の死荷重の 30% 程度であった。したがって、列車荷重を利用して同定した固有振動数は、橋梁単

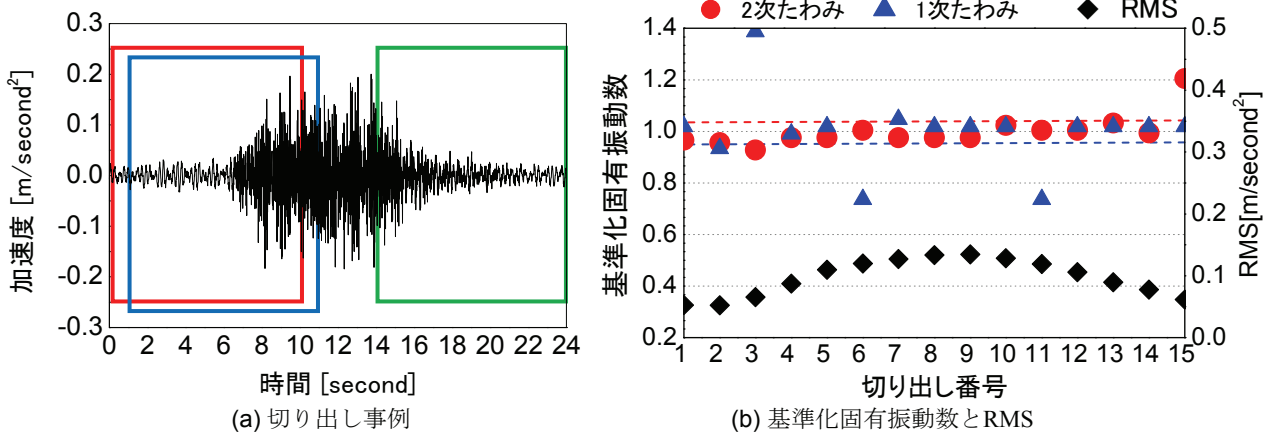


図-6 波形の切り出し事例

体の固有振動数と比較して最大で13%程度低い値を示す可能性を有している。今回の解析においては、列車荷重を利用して同定した固有振動数の方が5%程度低い値を示す同定結果となっていることから、その差異は理論的な整合性の許容範囲内であると考えられる。本研究では、走行列車荷重を利用したモニタリングを提案しているが、列車の質量は通常既知であるので、これらの固有振動数の差異と有限要素モデルとの組み合わせにより、橋梁の実際の死荷重同定といった応用研究へと展開することもできる。さらに、振動モード形のような面的情報に着目することで支点反力の分散効果を推定することも可能であると考えられる。これらの研究は、本研究の範囲を大きく超えるので、今後の新たな研究課題としたい。しかしながら、このような検討が進むことで、走行列車荷重を用いた振動モニタリングを実施することの工学的な意義が一層高まるものと期待される。

(4) 影響分析と実用化検討

提案する継続的振動モニタリングの実用化に際しては、走行列車荷重を利用して同定した振動特性の変化が橋梁の異常(損傷・劣化)によるものであるのか、日常の変動範囲であるのかを見極める必要がある。振動特性の日常における変動要因としては、環境条件や信号処理方法、列車の諸条件の相違がある。本節では、特に信号処理方法と列車の諸条件に着目し、振動特性のなかでも固有振動数を通して、その影響を考察する。具体的には、それぞれに対して、まず、1) 振動計測データの切り出し方を検討した後、これを踏まえて2) 走行列車の諸条件(重量と速度)について検討する。なお、風速、季節および天候などの環境条件に関する影響分析は、今回のような1回限りの振動計測で考察することは難しく、長期的な振動計測を通して、時系列解析を実施するなどの検討が別途必要である。

a) 波形の切り出し方

3. (2)の同定では、加速度応答のうち、列車が橋梁上を通過している10秒間を切り出した。切り出し長さに関しては、橋長や列車速度などを勘案しながら、必要な周波数分解能を確保するという観点から決定する。一方で、同一の切り出し時間であっても、列車走行時の加速度応答のいずれの部分も切り出すかによって、切り出し波形に占める常時微動成分、過渡応答成分などの混入率が変化し、同定結果が変動する可能性がある。まず、この点について分析を行う。なお、信号処理法のうち、同定手法の相違にも着目すべきであると考えられるが、まずは提案した最も基本的な同定手法のもとでの振動特性の変動を把握することが重要であると判断した。図-6(a)に示すような加速度応答に対して、10秒間の波形の切り出しを行う。はじめに、図中の赤囲み(始点を便宜的に t とする。本事例では t は時間軸上0と一致)で示すような切り出しを行い、振動特性の同定を行う。つぎに、赤囲みから1秒だけ移動した青囲み部分(始点は $t+1$)に着目し、同様に振動特性を同定する。この操作を繰り返して、最終的に緑囲み部分(始点は $t+14$)までの15ケースに対して同定を行い、切り出し位置が同定結果に及ぼす影響を分析した。

1次たわみと2次たわみモードに対する結果を図-6(b)に示す。1次たわみは変動が最も大きいケース、2次たわみは最も小さいケースである。同図のそれぞれの固有振動数は平均が1となるように基準化した値である。また、同図には切り出し区間ごとに算出した加速度応答の移動RMSも示すとともに、全ての波形(24秒間)を用いて同定した結果についても点線で示している。2次たわみの固有振動数は1点を除いて10%以内の変動であるが、1次たわみの固有振動数は40%ほど変動しているケースを確認できる。しかし、移動RMSと併せて確認すると、

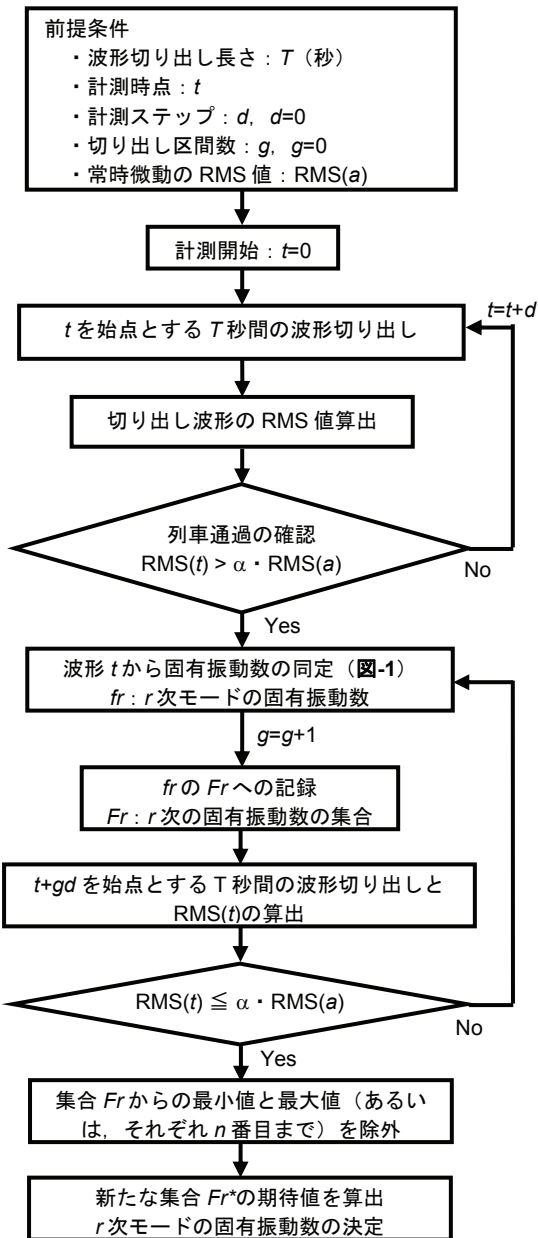


図-7 切り出しフロー

両者ともに変動が大きいケースは、列車の進入時と退出時の過渡的な応答が多く含まれるように加速度波形を切り出した場合であることがわかる。これは、列車が橋梁に進入するときと通過する際には、橋梁と列車の複合系に質量変化が生じるために、あたかも時変系構造物の同定を実施していることに等しいためであると考えられる。したがって、RMSが安定する切り出し区間（7～10）を用いて固有振動数の同定を実施することが望ましい。なお、24秒全体を対象とした場合と比較すると、RMSが安定する切り出し区間（7～10）における固有振動数とは若干の差異を確認できるので、単純に全波形を使用して同定を行うのではなく、以下に示す経験的方法を用いることが望ましい。

表-5 走行列車特性

カテゴリ	列車種別	車両編成数	橋梁通過速度 (km/h)
A	普通	6	53
	普通	4	67
	普通	6	57
B	急行	6	56
	急行	6	59
	急行	6	70
	急行	8	55
	急行	6	69
	急行	6	57
C	特急	6	54
	特急	6	65
	特急	6	60
	特急	6	68
	特急	6	67
	特急	6	53
	特急	6	72

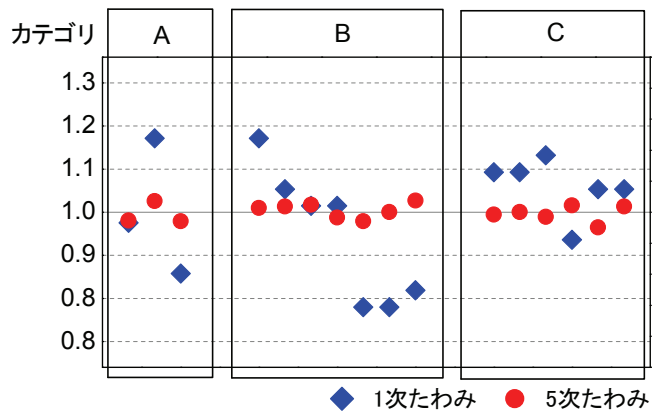
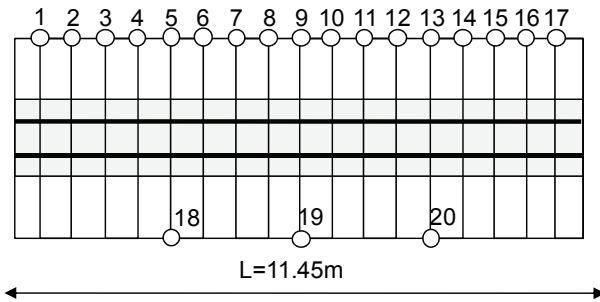


図-8 全列車に対する固有振動数の同定結果

安定した同定結果を得るための経験的方法を述べる；1) 列車通過時の加速度応答が支配的になるように、連続する複数区間の波形を切り出す（切り出し区間の選定にはRMSの安定性を指標とする）、2) それぞれの切り出し区間に対して2.の手順に従って固有振動数を同定する、3) 特定モードの固有振動数のうち、最小値や最大値、あるいは次点を除外した固有振動数の集合に対して中央値を取り、これを当該列車通過時の固有振動数の代表値とする。さらに、波形の初回の切り出し位置tや最後の切り出し位置の決定に関しても同図に示した移動RMSを利用することができる。すなわち、列車通過時には加速度振幅が大きくなるので、列車が通過しない常時微動時のRMSに対して、数倍程度の閾値を超

表-6 構造諸元

構造形式	下路式鋼桁単線橋
支間長	11.45m
桁高	2.10m
鋼桁重量	25.32kN/m
床版重量	27.42kN/m
軌道重量	16.50 kN/m
橋梁重量	69.24 kN/m



(a) 加速度計の配置



(b) 対象橋梁

図-9 実験概要

える切り出し区間を採用することで、一連の信号処理を自動化することができる。以上の手順を図-7に示すので、併せて参照されたい。なお、記述の順序が前後するが、3.(2)の同定はこの手順において実施したことを断っておく。

b) 走行列車の諸条件の相違

走行列車の諸条件（重量と速度）の相違が同定結果に及ぼす影響を評価する。今回の列車走行試験では、合計 16 本の列車に対して振動計測を行った。振動計測データ以外に取得できた情報のうち、列車重量に関連するものは列車形式と車両編成であるが、実際に走行した列車の重量を直接把握することはできなかった。また、乗客数なども不明である。一方、列車速度に関しては、ストップウォッチを使用して簡易な計測を試みたが、その信頼性は高いとは言いがたい。16 本の走行列車を以上の特性を考慮して、3つのカテゴリに分類した。カテゴリの詳細を表-5に示す。図-1 と図-7 の手順に従って、固有振動数および振動モード形を同定した。図-8 には、各列車に対する 1 次たわみモードおよび 5 次たわみモードの固有振動数を示す。1 次たわみは最も変動の大きいケース、5 次たわみは最も変動の小さいケースである。なお、同図のそれぞれの固有振動数は平均が 1 となるように基準化している。カテゴリ単位で固有振動数を分類し確認すると、概ね安定しているように見える。しかしながら、一定の変動があるのも事実である。これらの変動と表-5 中に示す車両編成および橋梁通過速度との間に有意な相関がないことを別途確認している。計測対象とした 16 本の

列車に対しては、列車の乗客率など列車重量に関する情報が把握できていない点、列車速度をストップウォッチで簡易に計測した点など、固有振動数に影響を及ぼすと考えられる入力特性（列車情報）に関して不足や不備がある。特に、走行列車荷重を利用した振動モニタリングの実用化に際しては、異常検知指標となる振動特性の変化を検知する必要がある。今回の分析においては、列車条件の相違によって固有振動数がばらつくことを確認したが、その要因を絞り込むまでには至っていない。この点について、列車重量が異なれば、固有振動数が変化することは理論的にも説明がつく。これに対して、列車速度の影響が固有振動数の変化にどの程度現れるのかを把握しておく必要がある。4.では列車速度の変化が同定結果に及ぼす影響を詳細に分析する。また、本章では割愛した振動モード形の変動についても検討を加えることとする。

4. 列車速度が振動特性に及ぼす影響

3.では、走行列車荷重を利用して、橋梁の振動特性を同定することが可能であることを示した。同時に固有振動数を確定的に決定することは難しく、ある変動幅を持った変数として捉えることが妥当であることを実験を通して示した。しかしながら、前述した通り、振動特性を異常検知の判断指標として提案する本手法においては、固有振動数の変化が有意か否かを検証することが極めて重要である。すなわ

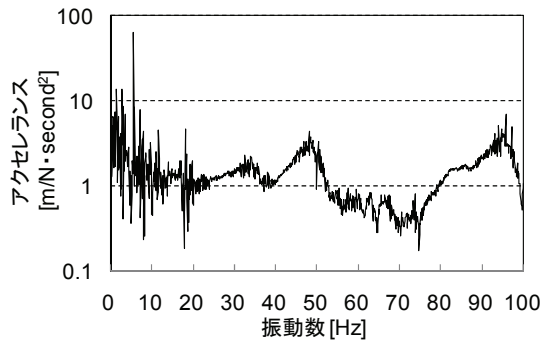


図-10 ハンマー加振によるアクセラランス

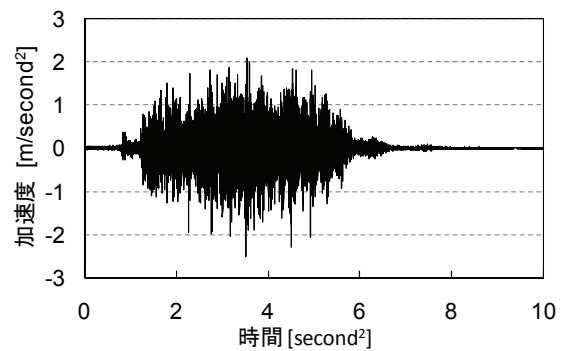


図-11 列車走行時の加速度応答

ち、固有振動数に影響を及ぼす異常以外の要因を特定し、その影響範囲を明確にしておかなければならない。3.では振動特性の同定を第一の目的としたために、その変動に影響を及ぼすと考えられる複数の要因に関して個別に考察できるほどの実験環境を整備できなかった。例えば、列車の重量と速度という2つの要因が同定結果に及ぼす影響が大きいことまでは把握することができたが、両者の影響を分離して考察を行うまでには至らなかった。そこで、本章では、特に列車速度に着目することとし、同一列車を使用することで列車重量を固定した上で、列車走行試験を実施する。

また、4.(3)、4.(4)では走行列車荷重の特性についても言及する。すなわち、本研究では列車による外力を定常不規則振動（ホワイトノイズ）と仮定して振動特性の同定を行っている。しかしながら、実際の走行列車荷重は等間隔に並ぶ車軸による規則的な入力成分を有するために、周波数領域においては線スペクトル上のピークが等間隔に現れるとともに、ピークの間隔が列車の通過速度により線形に変化することが、「連行荷重による速度効果」として知られている^{11),12)}。3.では、このような線スペクトルの影響に触れることなく、振動数および振動モード形の同定が可能であることを示した。これは当該橋梁が供用前であったこと、フローティング・ラダー枕木軌道を採用していること等、が原因であったと考えられるが、本章では、一般橋梁を想定して、連行荷重による速度効果が固有振動数に及ぼす影響についても検討を行うこととする。

(1) 振動計測試験の概要

計測対象は、(財)鉄道総合技術研究所内のループ線に設置された下路式鋼鈹桁橋（支間 11.45m、道床式、フローティング・ラダー枕木軌道）である。橋梁の諸元を表-6 に示す。振動計測試験では、当

該橋梁の列車通過時の加速度応答（鉛直方向）を計測し、固有振動数と振動モード形の同定を試みる。実験の概要を図-9 に示す。本計測では 20 台の圧電型加速度計を使用し、特に高次モードの同定を意識して、片側の主桁下フランジ上に 17 台の加速度計を設置した。もう一方の主桁下フランジ上にはねじれモードの判別を目的として、L/4、L/2、L3/4 点に 3 台の加速度計を設置した。使用した圧電型加速度計は前章で用いたものと同じ仕様である（表-2 参照）。これら 3 つの計測点と、もう一方の主桁の計測点が、同位相ならばたわみモード、逆位相ならばねじれモードと判断した。これら合計 20 台の加速度応答は、サンプリング周波数 1kHz で AD ボードを介してノート PC に収録される。以上の計測条件のもと、2007 年 11 月 21 日に、列車速度を 5km/h から 45km/h まで 5km/h 刻みで変化させ、それぞれの速度ごとに数回から十数回の列車走行試験を実施した。したがって、列車重量を固定したままの状態での固有振動特性の変動、および列車速度が振動特性に与える影響を考察することが可能である。またこれに先立ち、インパルスハンマーによる衝撃加振試験も実施した。

(2) 振動特性の同定

列車走行試験に先立ってインパルスハンマーによる衝撃加振試験を実施し、橋梁単体としての振動特性の同定を行った。インパルスハンマーの荷重を入力、計測点 8 における加速度応答を出力とするアクセラランスを図-10 に示す。これより橋梁の固有振動数と考えられるピーク振動数を確認することができる。2.の手法により振動特性の同定を行った結果、固有振動数は 1 次：14.7Hz、2 次：60.5Hz であった。

つづいて列車走行試験により振動特性の同定を行った。はじめに、列車が 40km/h で通過した時の L/2 点での加速度応答を図-11 に示す。列車進入と

表-7 同定結果の代表的振動モード形 (40km/h)

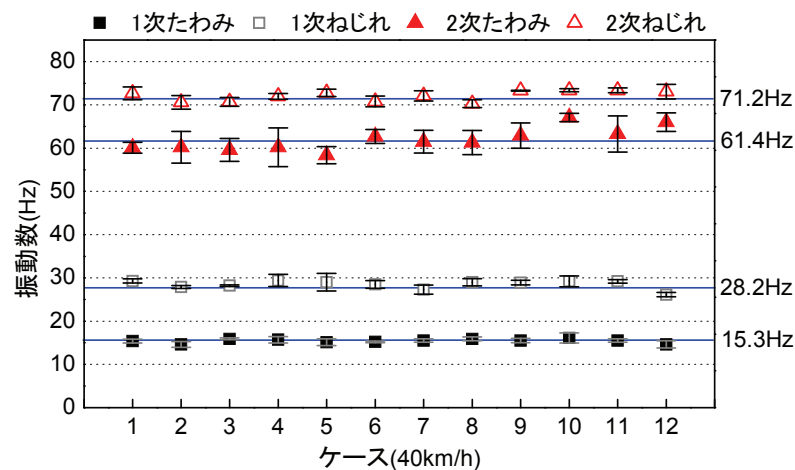
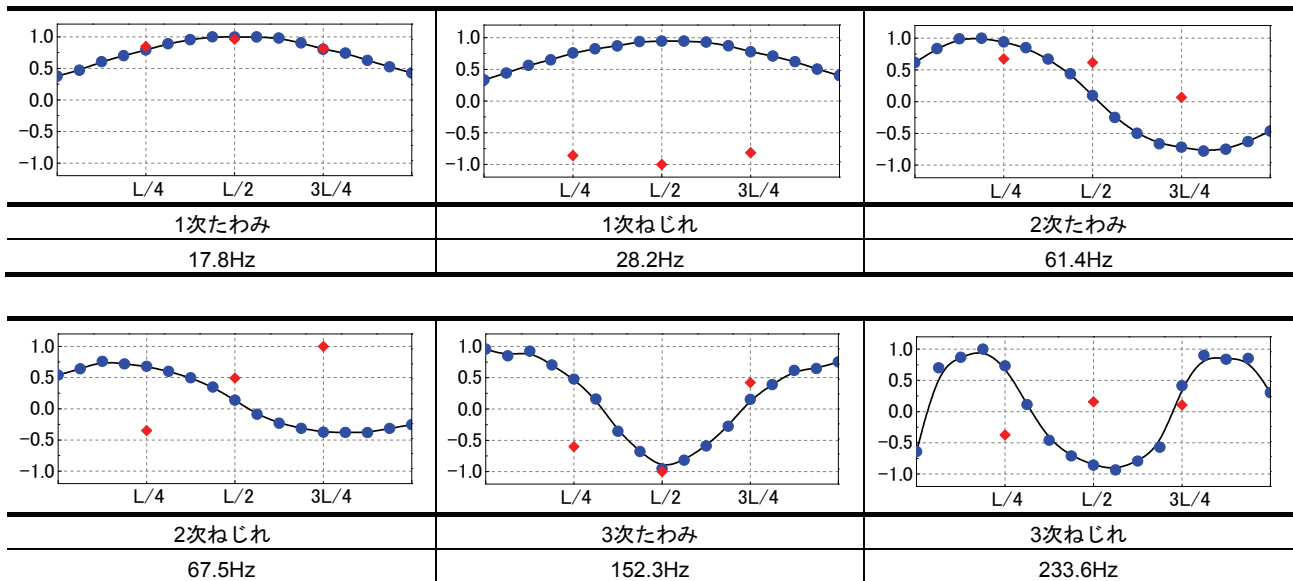


図-12 列車速度 40km/h における同定結果

ともに加速度応答が大きくなっていること、最大値が約 2m/sec^2 となっていることが確認できる。同定に際しては、スペクトルの周波数分解能として 0.1Hz 程度を確保するために、全加速度応答に対して列車通過時の 10 秒間を切り出した。同定した固有振動数と振動モード形を表-7 に示す。1次たわみモードから3次ねじれモードまでの6つのモードについて固有振動数および振動モード形を同定できていることがわかる。1次たわみモードについては、インパルスハンマーによる衝撃試験時の固有振動数よりも列車走行時の固有振動数の方が大きくなっているが、これは 3.(3)の考察とは反対の結果である。しかし、本橋のようにスパンが短い橋梁ではこのような現象が確認できる場合がある。この要因として、列車重量による変動に加え、列車荷重による橋梁の幾何非線形の影響が推測されるが、現時点では特定できていない。なお、上記の固有振動数とは別に、

例えば1次たわみモードでは 40Hz 付近、 85Hz 付近、および 190Hz 付近に、1次たわみの振動モード形と同じ形状のモード形を確認することができた。このような傾向はその他にも、1次ねじれモードでは 45Hz および 125Hz 付近に、2次たわみモードで 100Hz および 115Hz 付近に、2次ねじれモードでは 150Hz 付近に、3次たわみモードでは 210Hz 付近に、それぞれ確認できた。これらについては、横桁や床版など主桁以外の局所的な部材振動の影響を受けていると考えられるが、断定するには至っていない。ちなみに、このような傾向は、ほぼすべての列車速度で確認された。本研究は継続的モニタリングを実現するための基礎的検討を目的としており、安定した振動特性を同定することが重要である。このような観点から、これらのうち、振動数が最も低いモードを構造全体系のモードと判断した。部材レベルの詳細な振動特性の把握は極めて重要な研究課題であ

表-8 同一速度における同定結果の平均とばらつき (40km/h)

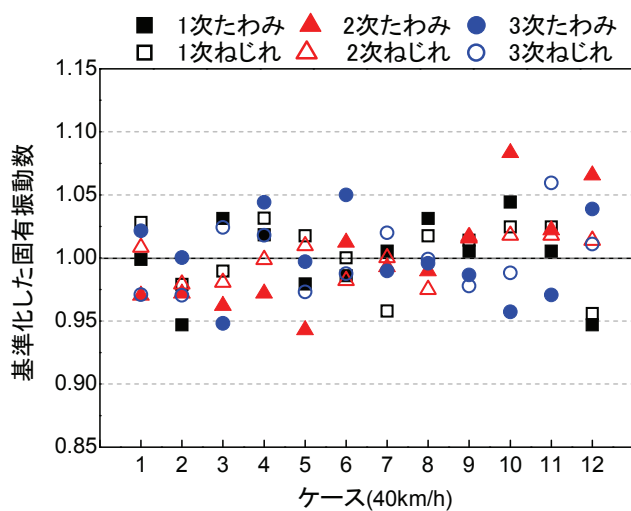
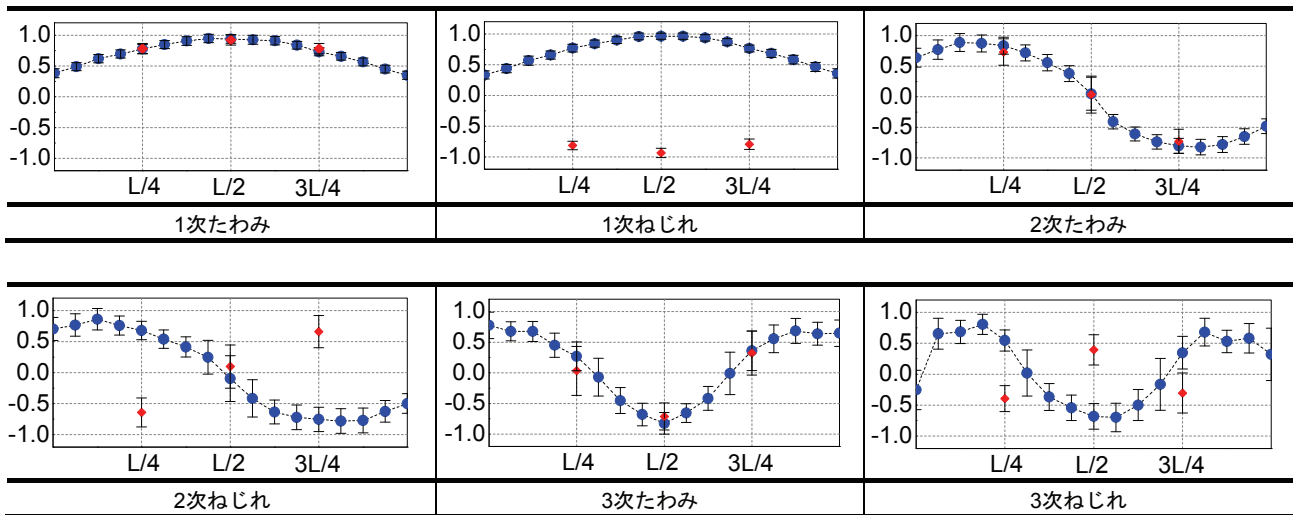


図-13 標準化した中央値 (列車速度 40km/h)

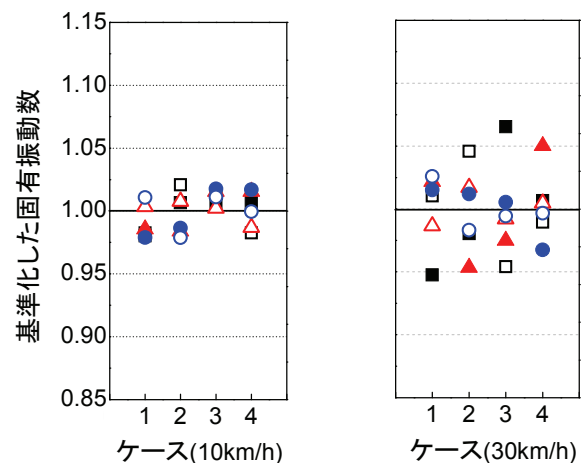


図-14 標準化した中央値 (10km/h, 30km/h)

り、著者らはすでに実橋計測を実施しているが、本研究の域を超えているために別の機会に改めて報告したいと考えている。なお、今回の解析においては、4次モード以上では規則的な振動モードを同定することはできなかった。

(3) 同一速度・重量における同定結果の変動

a) 固有振動数

列車重量および列車速度を固定した状態における固有振動数の変動を検討するために、列車速度を40km/hに固定した状態で、12回の列車走行試験を実施した。3. で示した手法により振動特性の同定を行った。1次たわみモードから2次ねじれモードまでの同定結果を図-12にまとめる。なお同定に際しては3.(4)に従い、各ケース(全12ケース)の切り出し位置を変化させ、MAC値の高い上位3つの振動数の中央値を固有振動数としている。図-12中

のシンボルは固有振動数を、エラーバーはそれら3つの振動数の標準偏差を示す。また、各モードの固有振動数の平均値(シンボルの平均値)を図の右に記載した(これ以降に記述する、中央値、標準偏差、平均値も同様の意味で使用する)。2次たわみモードを除くモードでは、各ケースの中央値(シンボル)および標準偏差(エラーバー)は、平均値周辺に分布している。全体的な傾向として、固有振動数の変動は小さく、その分布範囲も安定しているといえる。表示は割愛するが、このような傾向は3次モードにおいても同様であった。一方、2次たわみモード(平均値61.4Hz)においては、列車速度が同一であっても平均値から最大で8.7Hz程度の差異を確認した。また、2次たわみモードでは中央値と平均値の差異が比較的大きい場合(ケース5, 10および12)であっても、標準偏差は小さいことから、橋梁に進入する直前での列車の加減速等の影響によ

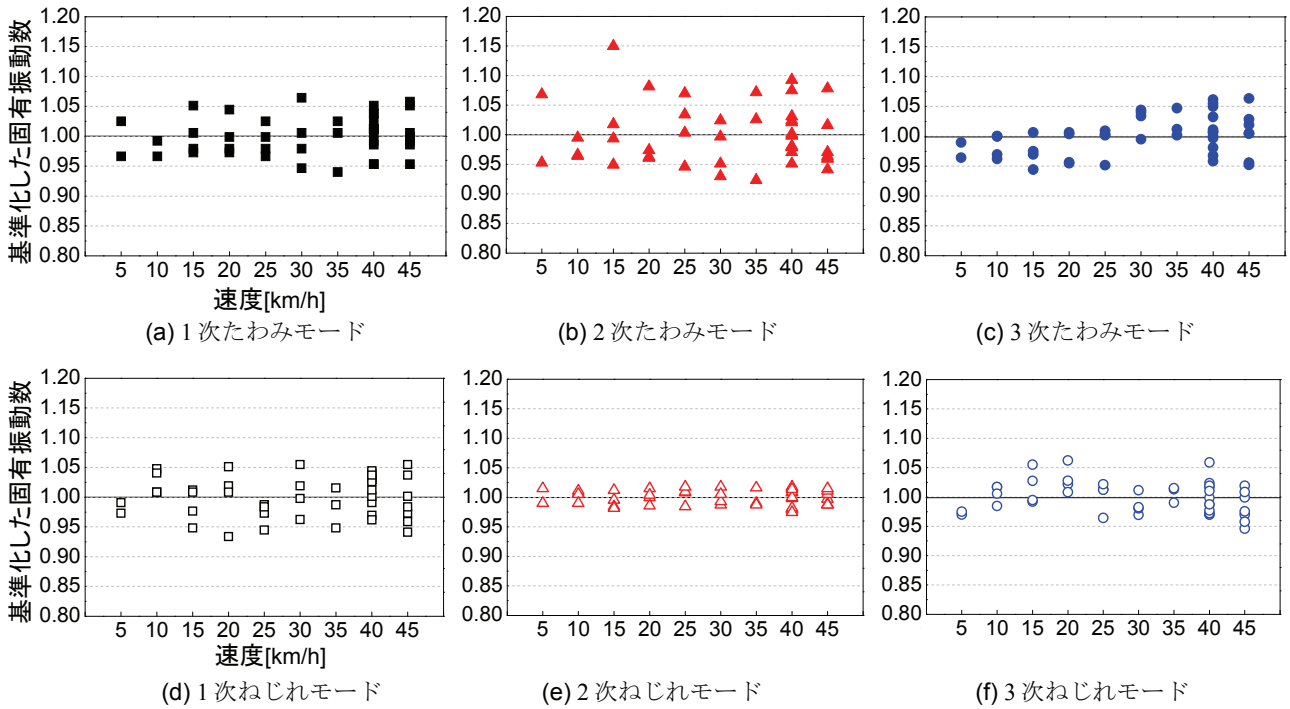


図-15 固有振動数に及ぼす速度の影響

り入力される荷重特性そのものがケースにより異なっている可能性を指摘できる。

図-12 の各モードごとの固有振動数に対する変動状況の比較の見通しを良くするために、同定された固有振動数に対して、モードごとにその平均が 1 となるように標準化した結果を図-13 に示す。中途三角の 2 次たわみモードでは最大で平均値を 8% 程度上回るケースが確認できるが、それ以外の変動は 5% 前後に収まっている。特に中抜三角の 2 次ねじれモードの変動は最大でも 2% 程度と非常に小さい。このような固有振動数の変動については、3.でも述べたように、時変系である列車と橋梁の複合系を時不変系と仮定して同定したことに起因すると考えられる。これにより固有振動数のモードによる変動の相違は、上記の仮定の下でのモデル適合度の相違であると考えられる。また、その他の列車速度の例として、列車速度 10km/h および 30km/h における標準化した同定結果を図-14 に示す。図-14 より、列車走行速度 10km/h の場合では、どのモードも変動は最大で 2% 程度となっているが、列車走行速度 30km/h の場合においては 1 次たわみモードの変動が最大で 7% 程度となっており、列車速度により固有振動数の変動が異なることがわかる。ただし、列車速度の変動による固有振動数の変動は概ね 5% 程度であるといえる。これらの影響も含め列車速度と固有振動数の関係について 4.(4) で検討を行う。

b) 振動モード形

振動モード形の同定結果についても固有振動数と

同様に、1 次たわみモードから 3 次ねじれモードまでを表-8 にまとめる。表-8 における振動モード形のシンボルは、列車速度 40km/h における全 12 回の各計測点のモード振幅の平均値を、エラーバーは各点の標準偏差を示す。

振動モード形の変動は、同一速度であっても、モード次数が高くなるほど、大きくなっていることがわかる。また、各モードでモード振幅の大きな点（モードの腹）ほど変動が小さく、逆にモードの節となる計測点近傍の変動が大きい。これは MAC 値を振動特性の判定基準としていることにより、振幅の大きな計測点に相対的に大きな重みづけされていること、モード振幅の最大絶対値を 1 となるように標準化していることに起因する。最も信頼性が高いと考えられる腹にあたる計測点の変動は 1 次たわみモードが最小で 7.2%、3 次ねじれモードが最大で 20.4% であった。振動モード形においては標準化しても、高次で 20% 以上の変動を各計測点が有していることがわかる。概ね 5% の変動範囲に収まっていた固有振動数と比較すると、振動モード形の変動は大きい。また、振動モード形は、損傷等の構造異常に敏感な高次モードの変動が大きいという視点から固有振動数の方が指標として望ましいといえる。

(4) 列車速度の影響

列車速度 5km/h から 45km/h の全ケースに対して固有振動数と振動モード形の同定を行った。列車走行試験は、上記範囲で 5km/h 刻みで列車速度を変化

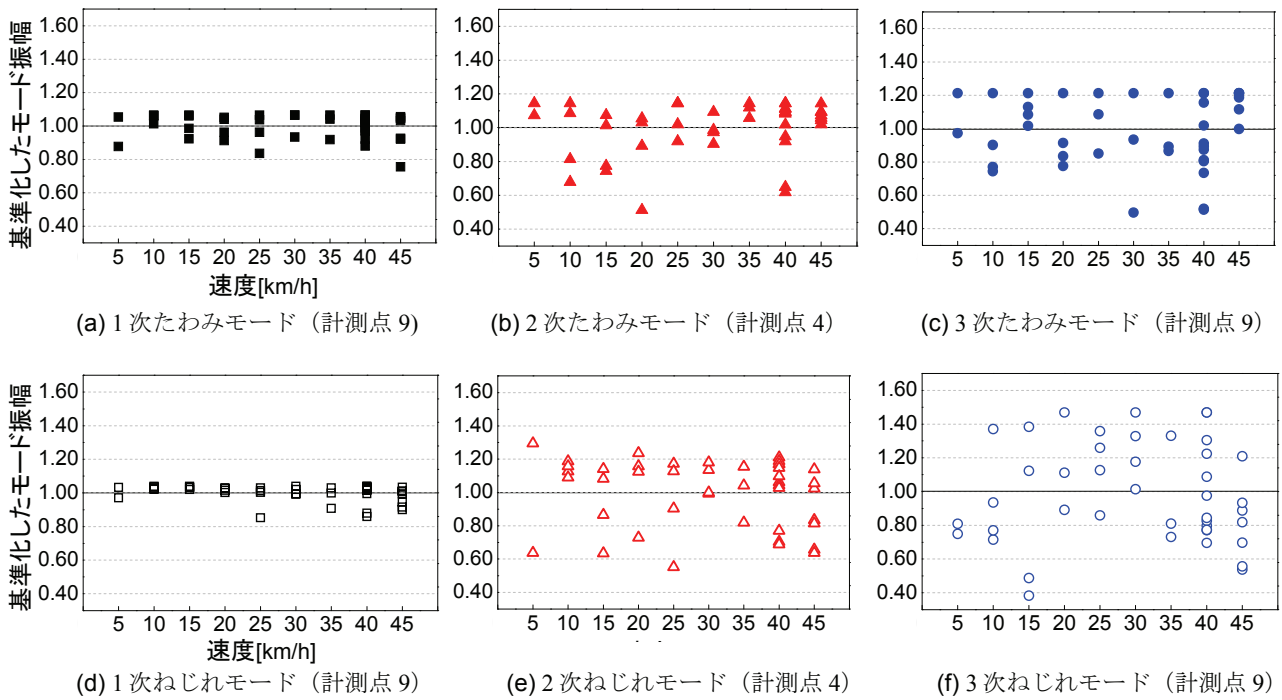


図-16 振動モード形に及ぼす速度の影響

させ、各列車速度に対して2往復程度繰り返して行った。同定された全固有振動数に対して、モードごとのそれらの平均値が1となるように基準化した結果を図-15に示す。一方で、振動モード形については、各速度ごとの試験において、最もモード振幅の誤差が小さくなる腹の位置を選定し、モードごとのそれらの平均が1となるように基準化した(図-16)。腹となる計測点は、理論モード形を参考に、1次および3次モードについては計測点9を、2次モードについては計測点4を選出した。まず、両図から40km/hの場合と同様に固有振動数の変動は振動モード形と比較して、どのモードにおいても小さいことがわかる。

図-15に示す各速度における固有振動数は前述の通り振動モード形と比較して変動が小さく、また各モードにおいてそれぞれ異なる特徴を有している。特徴的なモードとして同図(e)の2次ねじれモードにおいては速度による変動は見られず、その変動も全対象速度域で平均値から上下3%以内と非常に小さい値となっている。対照的に、同図(b)の2次たわみモードでは、10km/hの場合を除き、いずれの速度においても10%前後の変動を示している。また15km/hにおいては最大で15%上回る値を示しており、速度変化との相関性を見出すには、その他の要因による不確実性の方が大きい。また、同図(a)、(d)の1次たわみ、ねじれモードについても、ともに全体として速度との間に一貫した傾向を確認することはできない。また、速度ごとに固有振動数の変

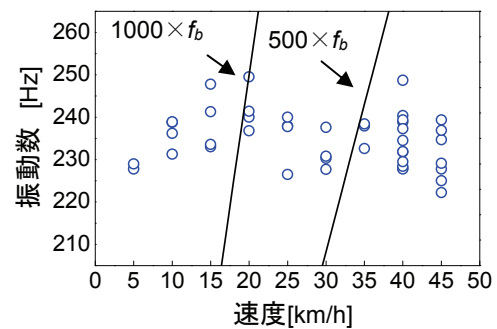


図-17 連行荷重による速度効果との関係

動や平均が異なり、同様に何らかの傾向を見て取ることはできない。他方、同図(c)では、20km/hから35km/hにおいて、(f)においては5km/hから20km/hおよび30km/hから40km/hにおいて速度の上昇とともに固有振動数が増加する相関性が見て取れる。また、速度の上昇とともに同一速度内における変動が大きくなる傾向にある。

速度との相関性の主たる原因として列車速度の変化に伴う入力荷重の周波数特性の変化に着目し、その影響の可能性について検討する。列車走行による卓越振動数の変化は連行荷重による速度効果¹¹⁾として知られ、以下の式(19)により与えられる。

$$f_b = V / 3.6A \quad [\text{Hz}] \quad (19)$$

ここで、 f_b は1次ピークを与える振動数(Hz)、 V は列車速度(km/h)、 A は車両1両の長さ(m)を

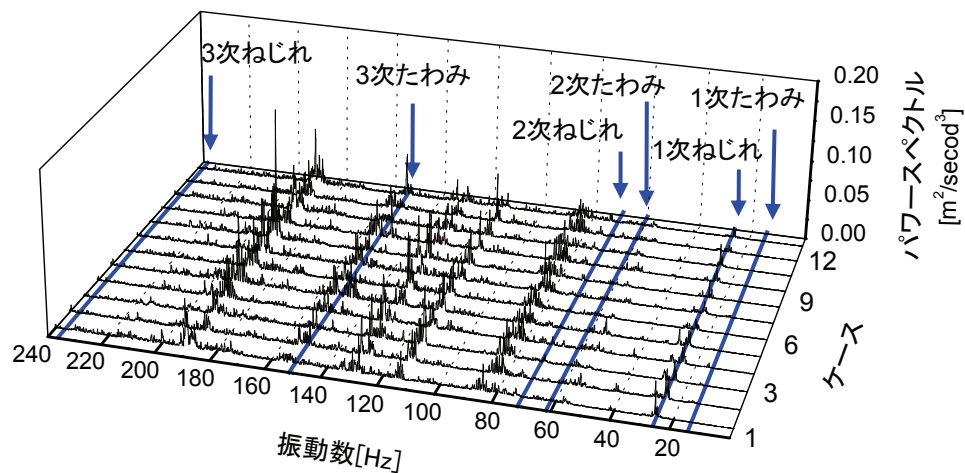


図-18 列車速度 40km/h における各ケースのパワースペクトル

表す。また、周波数領域で卓越する線スペクトル状の振動数は、この周期外力 f_b の整数倍になることがわかっている。本試験で用いた列車 1 両の長さは 20m であるので式(19)は、

$$f_b = V / 72 \text{ [Hz]} \quad (20)$$

となる。これにより速度が 5km/h 上がるごとに、列車荷重によるピーク振動数の間隔が 0.069Hz ずつ広がっていく。図-17 に速度の上昇とともに固有振動数の上昇が見られた 3 次ねじれモードと連行荷重により卓越するピーク振動数の関係を示す。図中には例として周期外力 f_b の 500 倍および 1,000 倍のピーク振動数と速度の関係を示している。対象速度が比較的低速であるため、連行荷重より卓越するピーク振動数は速度の上昇に伴い急激に高くなるのがわかる。これと比較して、同定した固有振動数の傾きは明らかに小さく、連行荷重による速度効果が対象速度内における固有振動数の変動の主たる原因とは考えにくい。モニタリングの実用化に際しては、同様の速度で走行する列車を対象とすることが望ましいと考えられるが、列車速度に変動がある場合は高次モードにおいてその影響があることに留意する必要がある。

また、図-16 より振動モード形の変動については次数が高くなるほど大きくなる傾向が速度に拘わらず見て取れる。各モードにおいては、それぞれで変動の小さい速度が点在している。1 次たわみモードの 10km/h、2 次たわみモードの 30km/h、2 次ねじれモードの 10km/h などの変動は、その前後の速度と比較して著しく小さい。しかしながら、このような振動モード形の変動の少ない領域で固有振動数の変動が少なくなるというような相関傾向を図-15 と図-16 との比較から見て取ることはできない。加えて、

全体として速度との明確な関係を見出すことはできなかった。以上より、評価という点においては振動モード形よりも固有振動数が信頼性の面で適していると考えられ、特に 2 次ねじれモードの固有振動数のような変動の小さいモードを異常検知指標として用いることが望ましいといえる。ただし、その一方で変動が小さいということは損傷に対する感度も低いということを意味する可能性がある。したがって、今後は構造条件や加振条件を変えた振動計測を継続して行うと同時に、動的応答解析等により振動現象に対する理論的解釈を加え、諸条件の相違に関する振動特性変化の感度と、損傷に関する振動特性変化の感度の関係について検討することも重要である。

(5) パワースペクトルとの比較

前節で、列車速度が固有振動数に及ぼす影響として、連行荷重による速度効果が主たる要因でないことを明らかにした。本節では、入力荷重の周波数特性との関係について着目し、パワースペクトルと比較することで、固有振動数の変動と卓越振動数の関係について考察する。

図-18 に列車速度 40km/h における各ケースでのパワースペクトル、および各モードの固有振動数の平均値を示す。なお、橋梁全体の卓越成分に着目するために、図中のパワースペクトルは計測点 1 から 17 を重ね合わせたものを示している。図-18 より、いくつかの卓越振動数を確認できる。卓越振動数域におけるパワースペクトルの値そのものはケースにより異なるものの、ケースによる卓越振動数の変動はみられない。これにより、同一速度であれば、励起される振動成分に大きな違いはないといえる。また、同図中の卓越振動数域では、ある帯域に跨って分布しており、1 つの卓越振動数域で複数のピーク

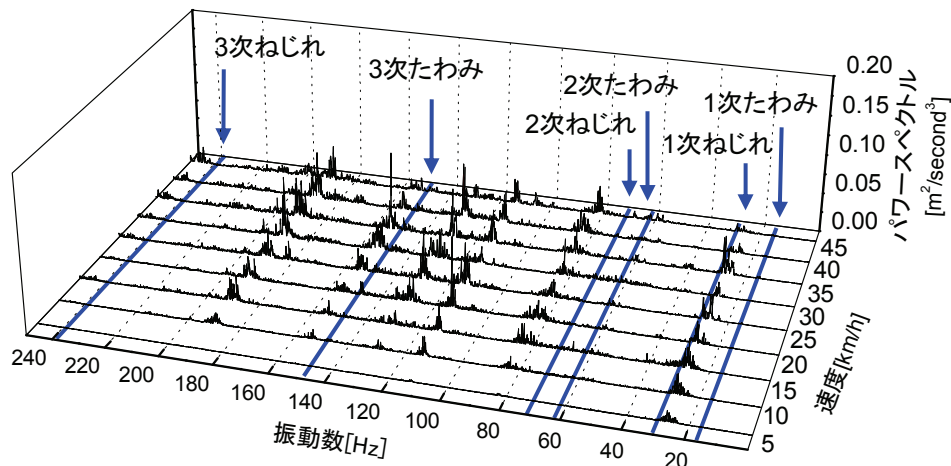


図-19 列車走行速度とパワースペクトルの関係

を確認できるケースもあるが、それぞれのピーク間の振動数の相違は概ね 0.54Hz 程度であった。前節の式(18)より算出した周期外力は 0.556Hz であり、ほぼ一致していることがわかる。これらの卓越振動数が固有振動数の変動に影響を及ぼしていると考えられるが、最も変動の小さい2次ねじれモードにおいても、平均から上下 1.7Hz 程度の変動を有しており、連行荷重による卓越振動数の影響のみでは説明できないことがわかる。また、 27Hz 付近の卓越振動数では、1次ねじれモードが励起されていることが確認できるが、その他のモードがパワースペクトルの卓越振動数域ではない振動数で励起されていることも注視すべき点である。また、パワースペクトルの卓越振動数域は4.(2)で述べた桁と同じ振動モード形を有する振動数域と一致している。実際に、図-18で確認される卓越振動数は 85Hz 付近では1次たわみ、 115Hz 付近では2次たわみ、 125Hz 付近では1次ねじれ、 190Hz 付近では再び1次たわみと同様のモード形を有している。しかし、これらは、4.(2)で指摘したように、腹版や床版といった部材の局所的な振動モードが卓越した結果、副次的に主桁の振動が励起されたものと推察される。異常検知指標を設定するという目的のみに対しては、今後これらのモードについても指標として検討することが可能であると考えられる。つぎに、各列車速度における代表的なパワースペクトルおよび固有振動数の平均を図-19に示す。図中のパワースペクトルは図-18と同様に計測点1から17を重ね合わせたものである。図-19より列車速度 5km/h から 15km/h では、いくつかの卓越振動数を確認できないものの、列車速度による卓越振動数の変動は見られない。低速度域で確認できない卓越振動数においては、速度の上

昇とともに卓越する傾向がみられることから、入力されるエネルギーが小さいために、明確なピークが見られなかったと考えられる。速度との相関が見られた3次たわみモードについては、近接する 155Hz 付近のピークが速度の増加とともに大きくなっているが、3次ねじれモードにおいては卓越する振動成分を確認できないことから、速度との相関を一意に説明することは困難であると考えられる。

以上より、振動特性に影響を及ぼすと考えられる様々な要因について、列車速度を中心に検討を実施した。その結果、安定するモードを選定することで固有振動数の変動を $\pm 2\%$ 程度まで低減可能であることを示した。しかし、列車速度には数 km/h 程度の誤差や、橋梁進入直前での加減速の有無、あるいは進行方向など、不確定要因は残ったままである。もちろん、今後もこれらの要因についての検討を深度化させる必要はある。ただし、その一方で、実橋梁を対象とする場合には、ある程度の変動を許容しなければならない。つまり、走行列車荷重による橋梁振動メカニズムの解明(計測誤差やモデルの特定化誤差の低減)という方向と、これらの誤差の存在を認めた上で、固有振動特性の変動の有意性を検定するという方向を見据えることが重要である。特に、後者では、固有振動数を確率変数として考え、その確率モデルの構造変化点を捉えるような統計的検定手法の開発が不可欠である。

5. 継続的モニタリングの実用化への示唆

本研究で提案した走行列車荷重を利用した鉄道橋振動特性の同定手法は、同定される振動特性、とり

わけ固有振動数の変化に着目して、橋梁の異常を検知するための継続的モニタリング手法の実用化を最終の目的としている。加振源として採用した走行列車荷重は、毎日定刻に、ほぼ均一な速度と荷重が再現されるといふ点において、継続的モニタリングには望ましい特徴を有する。また、信号処理および同定手法は基本的な方法論を採用しており、モニタリングの内容そのものはシンプルである。しかし、当然ながら実用化を見据えたときには、ソフト・ハードウェア両面で克服すべき課題が多いことも事実である。ここでは、それらの課題の存在を踏まえた上で、現状における実用のあり方を述べる。

異常検知指標として固有振動数を提案した。固有振動数を継続的にモニタリングするためには数個の加速度計を橋梁に設置すればよい。しかし、固有振動数を同定するためには、初回に振動モード形を同定する必要があり、本研究で示したような大がかりな振動計測試験を要する。したがって、現実的には代表的な橋梁（長大橋、あるいは同一形式の中でも特に劣化が進展している橋梁）を抽出し、その橋梁を継続的にモニタリングすることが必要となる。また、同定される振動特性は、損傷・劣化以外の様々な要因によっても変動する。そこで、従来から設置されている温度計、風速計、水位計などのセンサーと併用し、その相関関係を把握することが信頼性を高める上で重要である。また、構造特性や環境条件が同一と考えられるような橋梁グループ間で相対比較することも重要である。すなわち、振動特性の変動が着目する橋梁単独で生じているのか、あるいはグループ全体で生じているのかを明確にすることで原因の絞り込みが可能となる。

近年、アセットマネジメント研究が急速に進展している。アセットマネジメントでは、膨大な数の社会基盤施設から画一的に情報を収集することが実践の第一歩となっている。現時点でそのような情報収集手段は目視点検を除いて他はなく、必然的に現在のアセットマネジメントは目視点検データを基礎として方法論が構築されている。本研究で提案したような継続的モニタリング研究が進展し、近年のアセットマネジメント研究の成果（目視点検結果に基づく異常箇所の検出^{13),14)}など）と連動した形で実用化を図ることができれば、次世代のアセットマネジメント研究に着手することが可能となる。また、常時の社会基盤施設の特性（振動特性）を把握することは、日常の維持管理業務の効率化のみならず、事故・災害時といった非常時の迅速な意思決定をも支援する情報を提供する。

6. おわりに

本研究は、鉄道構造物を対象として、走行列車荷重を利用した鉄道橋の振動特性の同定手法を構築した。はじめに、走行列車荷重のような未知外力下における振動特性の同定手法を提案した。つぎに実際の鉄道橋を対象とした振動計測実験を通して、インパルスハンマーを用いた打撃試験では同定することのできない高次の固有振動数と振動モード形の同定が可能であることを実証的に示した。さらに、列車特性や列車速度による振動特性の変動についても検討を加え、諸条件の相違により数パーセントの変動が生じうることを明らかにした。固有振動数は剛性の低下により減少し、質量の減少により増加する。列車速度に起因する変動が小さいモードを選定し、その固有振動数の変動範囲が5%程度以上であったならば、異常として検知することが可能になると考えられる。

継続的な振動モニタリングは、鉄道構造物の維持管理の効率化を高める方法論として期待できるが、実用化に向けては、以下のような学術的課題がある。第一に、列車に関連する条件だけではなく、環境条件の相違が振動特性に与える影響について検討することが必要である。そのためには実橋梁を対象とした継続的な振動計測試験が不可欠である。第二に、同定手法や信号処理の高度化が必要である。現時点の同定手法は最も基本的な手法を採用しており、そのために同定アルゴリズムがヒューリスティックな方法にならざるを得ない。近年実橋への適用事例が増加しているERAなどの同定手法を採用することで同定過程に介入するこのような不確実性を低減させ、振動特性の変動を抑制する継続的努力が必要である。また、走行列車側の加速度応答を計測し、それを複合系への入力とみなす同定手法を開発することも同定精度の向上を図る一案になり得ると考える。併せて、走行列車通過時の橋梁の動的応答に対する理論的検討も重要な課題である。第三に、橋梁本体に損傷が発生する前後での振動モニタリングの実施と、振動特性の感度検証が必要である。ただし、実橋において損傷前後を捉えるのは極めて難しいことから、補修前後の振動特性の変化を実験的に検証することで、代替的検討を行うことが可能である。第四に、本手法の将来的な発展として、走行列車の加速度応答のみから、橋梁の振動特性を同定することがあげられる。提案した振動計測および同定手法は、実用性に配慮した枠組みであるが、走行列車の加速度応答のみで橋梁の振動特性を同定することができれば、一層の効率化を達成することが可能である。

謝辞：本研究の一部（貝戸・松岡担当分）は文部科学省「若手研究者の自立的な研究環境整備促進」事業によって大阪大学グローバル若手研究者フロンティア研究拠点にて実施された。また、4.の一部に関しては、国土交通省の補助金を受けて実施された。

参考文献

- 1) 例えば, Los Alamos National Laboratory: A Review of Structural Health Monitoring Literature: 1996-2001, LA-13976-MS, 2004.
- 2) Yang, Y.-B., Lin, C. W. and Yau, J. D.: Extracting bridge from the dynamic response of a passing vehicle, *Journal of Sound and Vibration*, Vol.272, pp.471-493, 2004.
- 3) Paultre, P., Proulx, J. and Talbot, M.: Dynamic testing procedures for highway bridges using traffic loads, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.121, No.2, pp.362-376, 1995.
- 4) 石井博典, 藤野陽三, 水野裕介, 貝戸清之: 営業車両の走行時の車両振動を用いた軌道モニタリングシステムの開発, 土木学会論文集 F, Vol.64, No.1, pp.44-61, 2008.
- 5) 貝戸清之, 阿部雅人, 藤野陽三, 依田秀則: レーザー常時微動計測手法の構築と構造物の損傷検出への応用, 土木学会論文集, No.689/I-57, pp.183-199, 2001.
- 6) 松岡弘大, 貝戸清之, 杉崎光一, 渡辺勉, 曾我部正道: 走行列車荷重を利用した振動モニタリングによる開床式高架橋の振動特性の同定, 応用力学論文集, 土木学会, Vol.12, pp.983-994, 2009.
- 7) 長沼昭男: モード解析, 培風館, 1985.
- 8) Farrar, C. R., Duffey, T. A., Cornwell, P. J. and Dowbling, S. W.: Excitation Method for Bridge Structures, *Proc. of the 17th International Modal Analysis Conference*, pp.1063-1068, 1999.
- 9) 貝戸清之, 石井秀和, 杉崎光一, 石井博典, 北川慶祐, 藤野陽三: 橋梁振動と列車振動の同期計測, 土木学会第 60 回年次学術講演会講演概要集, I-552, 2005.
- 10) 長山智則, 阿部雅人, 藤野陽三, 池田憲二: 常時微動計測に基づく非比例減衰系の非反復構造逆解析と長大吊橋の動特性の理解, 土木学会論文集, No.745, pp.155-169, 2003.
- 11) 原恒夫, 吉岡修, 神田仁, 舟橋秀麿, 根岸裕, 藤野陽三, 吉田一博: 新幹線走行に伴う沿線地盤振動低減のための高架橋補強工の開発, 土木学会論文集, No.766/I-68, pp.322-338, 2004.
- 12) 宮下剛, 石井博典, 藤野陽三, 庄司朋宏, 関雅樹: レーザー計測を用いた鋼鉄道橋の高速走行より発生する局部振動の把握と列車速度の影響, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.2, pp.277-296, 2007.
- 13) 貝戸清之, 小林潔司, 加藤俊昌, 生田紀子: 道路施設の巡回頻度と障害物発生リスク, 土木学会論文集 F, Vol.63, No.1, pp.16-34, 2007.
- 14) 小濱健吾, 岡田貢一, 貝戸清之, 小林潔司: 劣化ハザード率評価とベンチマーキング, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.4, pp.857-874, 2008.

(2009. 10. 5 受付)

VIBRATION MONITORING FOR RAILWAY BRIDGES USING PASSING TRAIN LOAD

Kiyoyuki KAITO, Kodai MATSUOKA, Tsutomu WATANABE,
Masamichi SOGABE and Yozo FUJINO

The efficiency of maintenance and operation will be drastically improved, if it is possible to detect abnormality in social infrastructures at an early stage, based on the relative change of vibration characteristic, which can be identified by conducting vibration monitoring continuously. This study focuses on a railway bridge on which trains with almost the same weight run at fixed timings every day, and proposes a vibration monitoring method utilizing the passing train load. In order to examine the effectiveness of the proposed method, the authors conducted a field test targeted at two real railway bridges, identified the natural frequency and vibration mode shape of the railway bridge, and empirically demonstrated the possibility that the natural frequency could be used as an indicator for abnormality detection through a few analyses.