# 論文　旧式河川橋りょう橋脚の列車通過時における水平変位応答の実測と分析

横山　大智[1]・徳永　宗正[2]・佐名川　太亮[3]・萩谷　俊吾[4]

[1]正会員　鉄道総合技術研究所　構造物技術研究部（〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38）
E-mail: yokoyama.daichi.10@rtri.or.jp (Corresponding Author)

[2]正会員　鉄道総合技術研究所　鉄道力学研究部（〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38）
E-mail: tokunaga.munemasa.68@rtri.or.jp

[3]正会員　鉄道総合技術研究所　構造物技術研究部（〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38）
E-mail: sanagawa.taisuke.39@rtri.or.jp

[4]正会員　鉄道総合技術研究所　構造物技術研究部（〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38）
E-mail: hagiya.shungo.97@rtri.or.jp

鉄道橋りょう下部構造物の健全度診断法として広く用いられている衝撃振動試験には，実施の手間や高所で重量物を扱うといった実務上の課題がある．そこで本研究では，非接触型の変位計測手法を用い，実橋りょう A（スパン 46.9 m）および B（スパン 15.0 m）において，列車通過時の橋脚天端変位を計測し，列車通過に伴う橋脚応答の基本特性を検討した．その結果，これらの橋りょうでは水平変位応答が線路直角方向に比べ線路方向に大きく表れた．加えて橋りょう A の橋脚数基の中では，線路方向の静的応答について各橋脚の根入れ深さとの相関が見られた．また橋りょう B の橋脚では，列車の連行移動荷重によって橋脚の水平方向の動的応答に共振が生じた可能性が推察され，列車通過によって橋脚の線路直角方向の固有振動モードが励起されている例が確認された．

***Key Words:*** *bridge pier, displacement response, train passage, non-contact measurement*

## 1. はじめに

近年，激甚化する豪雨災害によって，河川橋りょうにおける橋脚の倒壊や傾斜の被害が増加しており，その被害橋りょうの大部分を戦前に建設された橋りょう（以下「旧式河川橋りょう」と呼ぶ）が占める[1]．豪雨災害に伴う河川橋りょう橋脚の被災リスクを低減するには，橋りょうの健全度を適切に診断し，適宜補強や修繕を施すことが重要である．現在，鉄道橋りょう下部構造物の健全度診断法として，西村ら[2]が開発した衝撃振動試験が広く用いられている．衝撃振動試験は重さ 30 kg 程度の重錘を構造物に打撃し，その振動応答を計測する試験であり，健全度指標値$\kappa$や固有値解析によって構造物の健全度を判定する[3]．既に河川橋りょう橋脚の維持管理や災害復旧の現場にも取り入れられており，実橋りょうにおける多数の実施例が存在する[例えば4),5)]．しかしながら衝撃振動試験は重量物を用いた高所作業であり，実施に手間を要するといった実務的な課題もある．

一方，近年ではレーザードップラー速度計（以下，LDV）や画像解析をはじめとする様々な非接触変位測定技術が開発されている．実橋りょうにおいてこれらの技術の適用性を検討した事例も存在しており[6),7)]，これらの技術を河川橋りょう橋脚の健全度診断に適用することで，衝撃振動試験の実務的課題を解決する新たな診断法の開発につながる可能性がある．

本研究では列車通過時における橋脚天端の水平変位応答に着目し，実際の旧式河川橋りょうにおいて LDV を用いた非接触変位応答計測を実施した．そして従来ほとんど検討されてこなかった列車通過に伴う橋脚応答の基本的な特性について分析した．さらに列車通過直後における橋脚の残留振動について周波数解析を行い，卓越振動数と衝撃振動試験の結果とを比較し，橋脚の維持管理における列車通過に伴い励起される橋脚の動的応答の活用性について考察を加えた．

## 2. 現地計測の概要

### (1) 対象橋りょう

本研究では，旧式河川橋りょうである橋りょう A（1923 年開業）および橋りょう B（1889 年開業）において，列車通過時の橋脚天端の応答計測を実施した．**図-1** に橋りょう A の概況および構造一般図（一部）を示す．橋りょう A は単線を支持する支間 46.9 m の鋼下路トラス橋と橋脚 4 基(P1, P2, P3, P4)により構成される．橋脚の基礎はケーソン基礎であり，基礎底面から橋脚天端までの高さは全橋脚で約 15.0 m となっている．計測の 2 か月前に実施された根入れ調査によると，基礎の根入れ深さ $D_f$ は(P1, P2, P3, P4) = (10.9 m, 9.7 m, 7.9 m, 4.2 m)と橋脚ごとに大きく異なる．**図-2** に橋りょう B の概況および構造一般図（一部）を示す．橋りょう B は単線を支持する支間 12.9 m の上路プレートガーダー橋と橋脚 3 基(P1, P2, P3)により構成される．基礎形式は直接基礎であり，基礎底面から橋脚天端までの高さは全橋脚で約 5.7 m となっている．なお橋脚基礎の根入れ深さ $D_f$ は正確に測定されていないが，現地状況から 0.5-1.0 m 程度であった．支承は橋りょう A がピンローラー支承で橋りょう B は線支承である．また橋りょう A および橋りょう B では，1 両または 2 両編成の普通列車，3 両または 7 両編成の特急列車が走行しており，橋りょう A では両方向から，橋りょう B では A1 橋台の方向からのみ列車が進入する．

### (2) 計測条件

本研究では，列車通過時の橋脚応答を LDV を用いて計測した．LDV は照射されたレーザーの入射波と反射波の周波数の違いから，ターゲットのレーザー方向の速度を計測することができる．本研究では，橋脚の線路方向および線路直角方向の応答を求めるため，橋脚天端の上流側に置かれたターゲットの応答を，川岸の異なる 2 か所に設置された LDV を用いて同期計測した．**表-1** に LDV とターゲットの位置関係を表すパラメータの一覧を示す．$L_1$ および $L_2$ は各 LDV とターゲットの水平距離，$\theta_1$ および $\theta_2$ は各 LDV のレーザー方向と線路方向のなす角，$\varphi_1$ および $\varphi_2$ は各 LDV に対するターゲットの仰角を表す．橋りょう A の P3 橋脚および橋りょう B では，LDV2（$L_2, \theta_2, \varphi_2$）について複数回の据え直しを行ったため，計測ごとにパラメータが変化している．なお計測のサンプリング周波数は 1000 Hz とした．

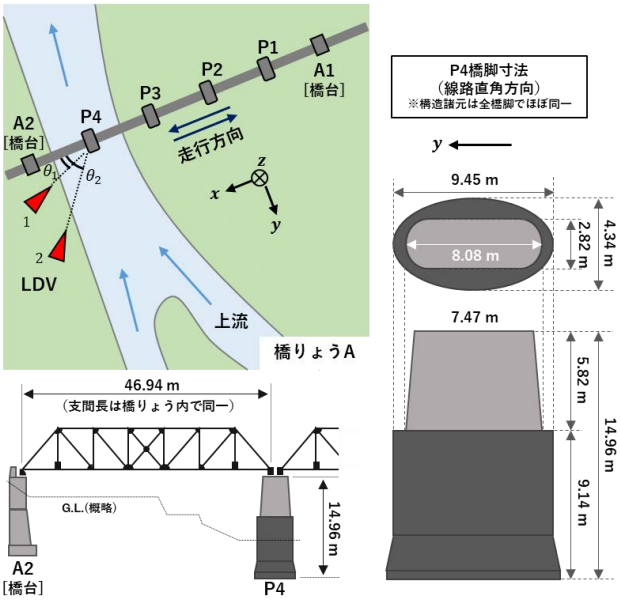



**図-1** 現場概況および構造一般図（橋りょう A）

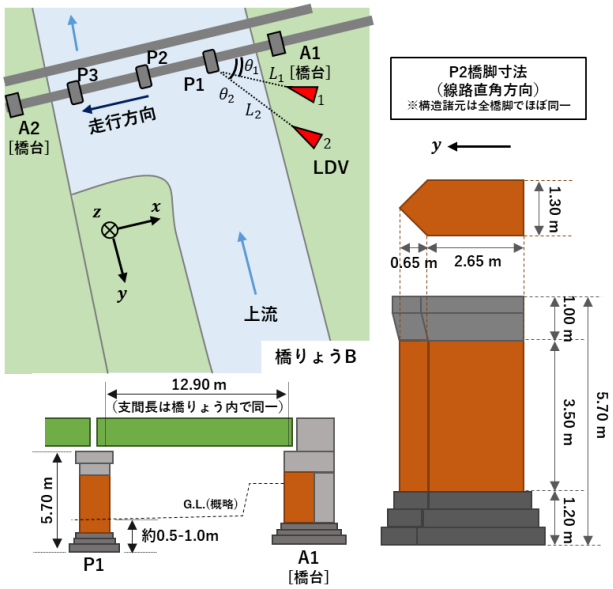



**図-2** 現場概況および構造一般図（橋りょう B）

**表-1** 計測条件のパラメータ

| 橋りょう | 橋脚 | $L_1$(m) | $L_2$(m) | $\theta_1$(°) | $\theta_2$(°) | $\varphi_1$(°) | $\varphi_2$(°) | $D_f$(m) |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 橋りょう A | P2 | 119 | 125 | 2 | 16 | 2 | 2 | 9.7 |
| | P3 | 71 | 75~79 | 3 | 19~25 | 3 | 2~3 | 7.9 |
| | P4 | 23 | 32 | 9 | 49 | 8 | 5 | 4.2 |
| 橋りょう B | P1 | 11 | 18~22 | 15~16 | 42~58 | 4 | 2~3 | 約 0.5~1.0 |
| | P2 | 24 | 29~32 | 7 | 30~36 | 2 | 2 | 約 0.5~1.0 |
| | P3 | 38 | 43~47 | 4~5 | 25~33 | 2 | 1 | 約 0.5~1.0 |

## 3. データの整理

**図-3** 中の①は 2 基の LDV で計測された，橋脚天端のレーザー方向の速度応答時刻歴の一例である．この速度応答の時刻歴データから線路方向および線路直角方向の変位応答を以下の方法で求めた．

### (1) 変位データへの変換

取得したレーザー方向の速度応答の時刻歴データを数値積分することで，レーザー方向の変位応答の時刻歴データに変換した．**図-3** 中の②は**図-3** 中の①を変位応答の時刻歴データに変換したものである．

### (2) 基線補正

列車通過前後の応答量がゼロとなるように，変位応答の時刻歴データを基線補正した．**図-3** 中の③は**図-3** 中の②の時刻歴データを基線補正したものである．

### (3) 線路方向および線路直角方向変位の算出

本研究では，同期した 2 基の LDV から得られる橋脚応答の速度データのそれぞれについて，前述のように数値積分を用いて変位データに変換し，これらの変位データから線路方向$x$，線路直角方向$y$の橋脚変位応答を以下のように求めた．3 次元空間において実際の橋脚の変位応答を$\vec{D}=(Dx,Dy,Dz)$，LDV の観測データから得られるレーザー方向の変位応答を$\vec{d}=(dx,dy,dz)$，LDV のレーザー方向と線路方向のなす角を$\theta$，LDV の仰角を$\varphi$とすると，これらの関係は以下の式(1)で表される．

$$\vec{d}=\begin{pmatrix}dx\\dy\\dz\end{pmatrix}=|\vec{d}|\begin{pmatrix}cos\theta cos\varphi\\sin\theta cos\varphi\\sin\varphi\end{pmatrix} \tag{1}$$

なお本研究では LDV と各橋脚の水平距離に対して，LDV と橋脚天端の高さの差が小さく，**表-1** に示すように仰角$\varphi$が橋りょう A では最大8°程度，橋りょう B では最大4°程度と小さい値であった．そのため，鉛直方向の変位$dz$を十分な測定精度で観測するのは困難であったため，$sin\varphi\approx 0$とし，式(2)で示すように$x$方向および$y$方向のみを検討対象とした．

$$\vec{d}=\begin{pmatrix}dx\\dy\end{pmatrix}=|\vec{d}|\begin{pmatrix}cos\theta cos\varphi\\sin\theta cos\varphi\end{pmatrix} \tag{2}$$

また，LDV の観測データから得られる変位応答$\vec{d}$は実際の変位応答$\vec{D}$をレーザー軸上に正射影したものであるから，以下の式(3)が成り立つ．

$$\vec{d}\cdot(\vec{d}-\vec{D})=0$$
$$\vec{d}\cdot\vec{D}=|\vec{d}|^2 \tag{3}$$

この関係を 2 基の LDV について考えると，式(4)の方程式で表現される．2 基の LDV の観測データから得られるそれぞれの変位応答を$\vec{d_1},\vec{d_2}$と添え字で区別して示す．したがって$x$方向および$y$方向の実際の変位応答$\vec{D}=(Dx,Dy)$は以下の式(5)から求められる．**図-3** 中の④は**図-3** 中の③の時刻歴データから，式(5)に基づき線路方向および線路直角方向の変位応答を求めたものである．

$$\begin{pmatrix}dx_1 & dy_1\\dx_2 & dy_2\end{pmatrix}\begin{pmatrix}Dx\\Dy\end{pmatrix}=\begin{pmatrix}|\vec{d_1}|^2\\|\vec{d_2}|^2\end{pmatrix} \tag{4}$$

$$\begin{pmatrix}Dx\\Dy\end{pmatrix}=\begin{pmatrix}cos\theta_1 cos\varphi_1 & sin\theta_1 cos\varphi_1\\cos\theta_2 cos\varphi_2 & sin\theta_2 cos\varphi_2\end{pmatrix}^{-1}\begin{pmatrix}|\vec{d_1}|\\|\vec{d_2}|\end{pmatrix} \tag{5}$$

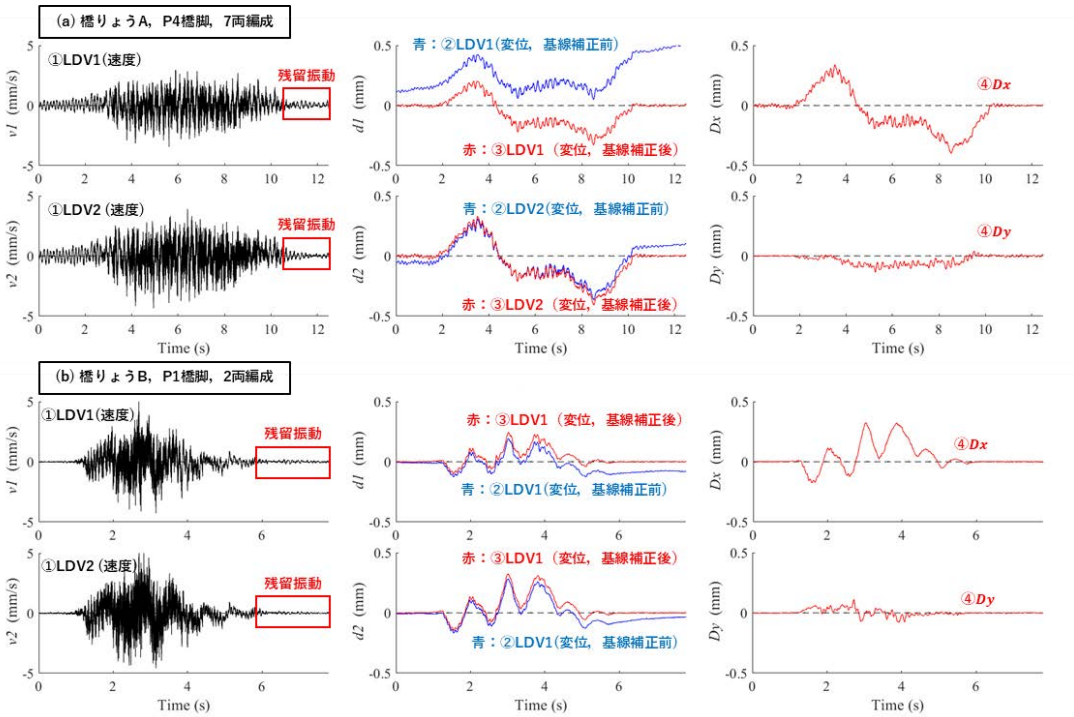



**図-3** 応答波形の整理（一例）

## 4. 列車通過に伴う橋脚応答

### (1) 橋りょうA

#### a) 静的応答

前章で得られた橋脚の変位応答には，様々な周波数成分の振動が含まれる．そこで列車の走行速度と橋長等によって決まる静的応答の周波数領域と，橋りょうの各構成要素の振動モードに対応する動的応答の周波数領域とを概ね区分する閾値を，橋りょうAでは2Hzとし，2Hzのローパスフィルターを用いて静的成分を抽出した．図-4は図-3(a)中の④の変位応答に対してローパスフィルターを適用し，静的成分を抽出したものである．

図-4に示すように，この静的成分について，正方向の最大変位応答を$Dx_{s(+)}$および$Dy_{s(+)}$，負方向の最大変位応答を$Dx_{s(-)}$および$Dy_{s(-)}$と定めた．なお橋りょうAの正方向は図-1に示した通りである．また，本研究で対象とした橋りょうは，様々な編成の列車が通過するため，編成ごとに橋脚に作用する支点反力は異なる．この編成ごとの最大支点反力の大きさをもとに静的応答を補正し，列車荷重の大きさの影響を取り除いた．

以下，2両編成の列車により基準化した静的応答を整理に用いた．基準化した変位を式(6)で示すようにアスタリスク(*)付きで表現する．

$$D_s^* = \lambda \cdot D_s \qquad (6)$$

ここで$\lambda$は，各橋りょうを通過する2両編成の列車がもたらす最大支点反力を当該列車による最大支点反力により除した係数である．各橋りょうを通過する列車は，列車によらず1車両ごとの空車重量がほぼ同じであるため，各列車の輪軸位置に同じ大きさの荷重が作用するものとして$\lambda$を求めた．図-5は補正した最大変位応答$Dx^*_{s(+)}, Dy^*_{s(+)}, Dx^*_{s(-)}, Dy^*_{s(-)}$に対して，正方向および負方向の最大変位応答の和$(Dx^*_{s(+)} + Dx^*_{s(-)}, Dy^*_{s(+)} + Dy^*_{s(-)})$を求め，その分布および不偏推定量を示したものである．図-5中のドットが観測データであり，十字マーカーは母平均の期待値を、内側の破線は母平均の95%信頼区間を，外側の実線は母集団の95%信頼区間を表す．

図-5より，線路直角方向に関して橋脚間の差異が見られない一方，線路方向については根入れ深さが小さくなるほど橋脚変位応答は大きくなる傾向にある．この理由は以下のように考えられる．まず線路直角方向に関しては，外力が列車走行に伴う列車横荷重であり，大きさがその時々における列車の走行状態によって大きくばらつくため，地盤による橋脚の線路直角方向の拘束の大小よりも作用外力のばらつきの影響が強く表れた可能性がある．一方，線路方向に関して，図-3(a)中の④に示した例では列車がA1橋台側から進入しており，列車進入時には橋脚を進行方向に押し出す方向，逆に進出時には進行の逆方向に力が作用していることが分かる．これより図-6(a)に示すように，線路方向に関しては，主な外力が，桁のたわみに伴い支承部に作用する摩擦力である可能性が考えられる．これを橋りょう全体で考え，図-6(b)に示すようなばね質点系モデルで橋脚天端の線路方向の応答をモデル化し，各桁のたわみ量に応じて橋脚天端を表す両端の質点に外力が作用することを仮定すると，橋脚の根入れ低下に伴う地盤の拘束力の低下（図-6(b)中では橋脚剛性$K_1$～$K_3$の低下）が変位応答の増加につながる可能性が考えられる．

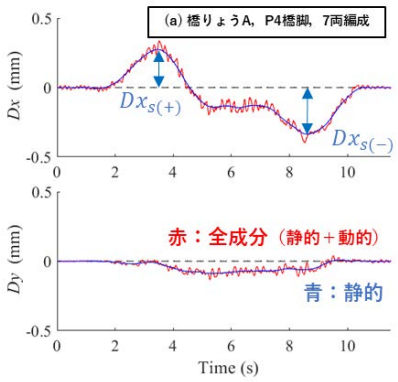



図-4 応答波形の静的成分（一例）

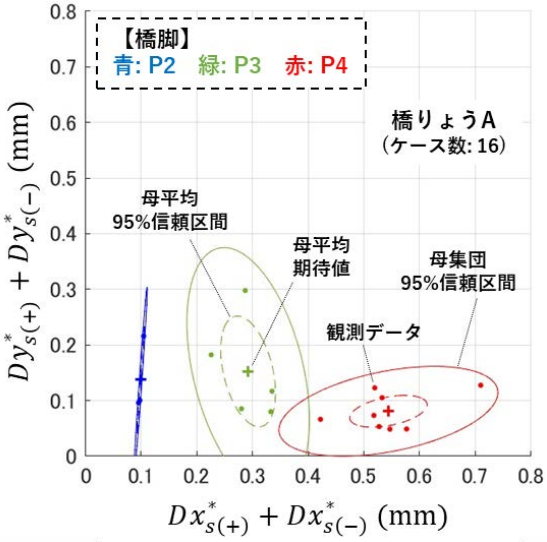



図-5 列車通過時の最大静的応答量（橋りょうA）

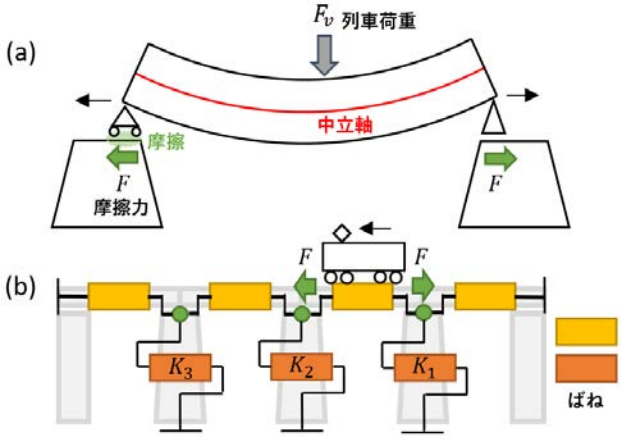



図-6 橋脚天端応答のばね質点系モデル

b) 動的応答

図-3(a)中の④および図-4 に示した橋脚水平変位の時刻歴応答について，全成分と静的成分の差分を取ると，図-7 に示す動的成分の時刻歴波形が得られる．ここで動的応答の絶対値$D_d = \sqrt{Dx_d^2 + Dy_d^2}$ に対する最大値を$D_{d,max}$と定める．図-8に$D_{d,max}$と橋りょう通過時の列車速度の関係性をプロットしたものを示す．図-8 より列車速度の上昇に伴い動的応答が増加する若干の傾向が見られる．

また，橋脚応答の周波数特性は，桁を介して橋脚に作用する列車荷重の周波数特性と橋脚の伝達関数によって定まる．なお，外力となる列車荷重は，前述の通り線路方向では支承部の摩擦力と推測され，輪軸位置や列車速度に依存した周期的なものであると考えられる．線路直角方向では列車横荷重と推測され，橋りょう上に軌道変位が生じている場合は，こちらも輪軸位置や列車速度に依存した周期的なものとなる可能性が考えられる．そして列車通過直後には，この周波数特性を有する動的な応答状態を初期条件とする自由減衰振動が観測され，この自由減衰振動の周波数解析から橋脚の固有振動数を推定できる可能性がある．そこでこの自由減衰振動成分として，図-3 中の①に示す列車通過直後の速度応答時刻歴の残留振動成分を抽出し，周波数解析を行った．残留振動成分は列車通過に伴う橋脚の静的応答がゼロと認められた時点を起点に抽出した．図-9 に橋りょう A の P4 橋脚において取得された線路方向，線路直角方向のフーリエスペクトルの一例および当該橋脚における線路直角方向の衝撃振動試験の結果を示す．なお P2 橋脚および P3 橋脚については，LDV と橋脚の距離が離れていることから LDV を用いて観測される動的応答にノイズが大きく表れるため，周波数解析による分析が困難であった．

図-9 より 2.2 Hz，4.7 Hz および 5.5 Hz に共通するピークが確認されるが，そのピークの強さはケースによって異なる．また衝撃振動試験ではとりわけ 6.6 Hz に強いピークが見られるものの，残留振動を用いた場合にはこの周波数帯にピークが見られない．これは前述の列車荷重の周波数特性の影響や，橋りょう Aのスパンが長く，橋脚に伝達する列車荷重の高周波成分が小さくなった可能性[8]が考えられる．

(2) 橋りょう B

a) 静的応答

橋りょう Bについても橋りょう A と同様に，列車荷重の大きさの影響を補正した静的応答の分布について整理した．なお橋りょう B では静的成分を抽出するローパスフィルターの閾値として 4Hz を用いた．以下橋りょう A と同様に，2 両編成の列車により基準化した静的応答を整理に用い，基準化した変位を式(6)で示すようにアスタリスク(*)付きで表現する．

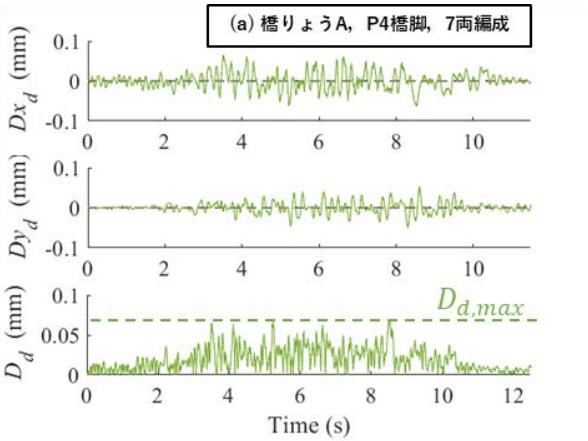



図-7 動的応答の時間推移（一例）

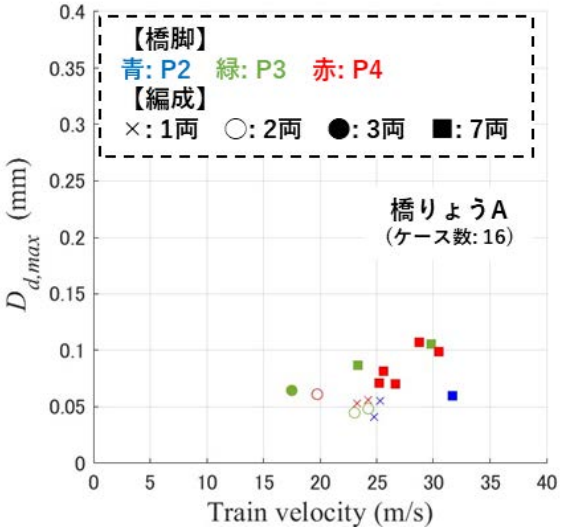



図-8 動的応答量と列車速度の関係性（橋りょう A）

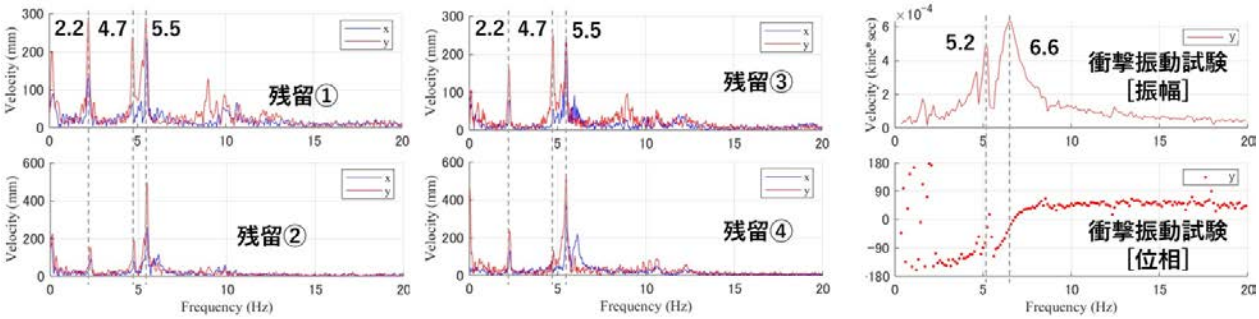



図-9 残留振動，衝撃振動試験のフーリエスペクトル（橋りょう A）

図-10 に橋りょう A と同様，橋りょう B における補正した最大変位応答の正方向および負方向の和に関する分布と不偏推定量を示す．図-10 より，橋りょう B では線路方向の静的応答について，橋脚ごとの差異があまり見られない．

b) 動的応答

図-11 に動的応答の絶対値$D_d$に対する最大値$D_{d,max}$と橋りょう通過時の列車速度の関係性をプロットしたものを示す．図-11 より，橋りょう A でも確認された列車速度の上昇に伴い動的応答量が増加する傾向が，橋りょう B ではより顕著に表れている．図-12 に大きな動的応答を示したケース（図-11 中に当該ケースを〇で示す）の応答波形を一例として示す．

図-12 の線路直角方向の周期的な動的応答波形に着目すると，3 波に 1 波の頻度で応答が増幅しており（図-12 中に〇で示す），さらにその初めの 3 点に着目すると，応答量は増加傾向にあることが分かる．即ち，当該列車の通過速度においてもたらされる周期的な鉛直荷重が，橋脚の 3 次共振を引き起こし，橋脚の線路直角方向の固有振動を励起した可能性が考えられる．なおこの場合，推定される固有振動数は図-12 から 5 Hz 程度となり，後述の衝撃振動試験から推定される固有振動数よりも小さくなるが，これは車両重量に対して橋りょう B の橋脚に作用する死荷重（橋脚自重および桁）が小さいため，列車通過時に橋脚天端に作用する車両重量の影響が強く表れ，固有振動数が低下した可能性がある．

また，橋りょう B についても同様に，列車通過直後の橋脚の残留振動の周波数解析から，各橋脚の固有振動数を推定した．図-13 に橋りょう B の各橋脚において取得された線路方向，線路直角方向のフーリエスペクトルの一例を示す．図-13 より，橋りょう B の各橋脚ではおよそ 7-10 Hz 程度の範囲内に，線路直角方向のみにみられるピークが複数存在し，衝撃振動試験でも同範囲内にピークが確認される．橋りょう B では橋脚や桁，付帯構造物の固有振動数や橋りょう全体が一体となった振動モードが複雑に表れていると考えられる．別途実施した，地表用微動計（速度計）によるモード測定の結果，橋りょうの固有振動モードは，8.2 Hz および 14.0 Hz 付近にそれぞれ桁の水平方向および鉛直方向の固有振動数，10.9 Hz 付近に橋側歩道の固有振動数，その他 7-10 Hz 程度の範囲内に個々のモードは特定できないものの各橋脚の線路直角方向の 1 次または 2 次以上のモードが表れていると推定された．そのため，残留振動においても 7-10 Hz の範囲内に各橋脚の線路直角方向の固有振動モードが励起されていると考えられる．列車の通過によっても橋脚の線路直角方向の固有振動が励起されていることから，橋りょう B のようにスパンが比較的短い橋りょうについては，列車通過後の残留振動により固有振動数を推定できる可能性がある．

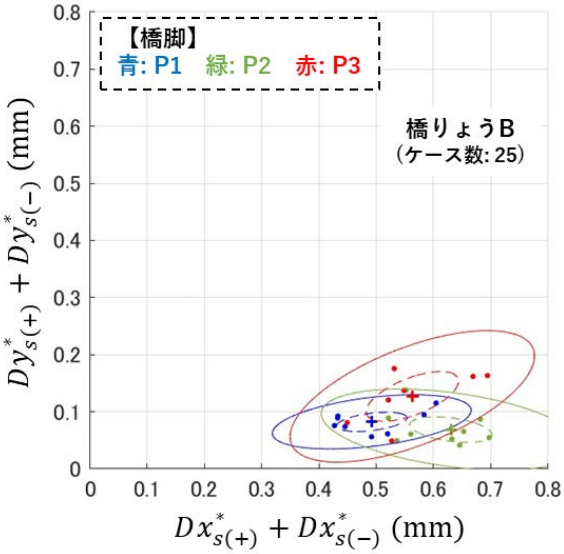



図-10　列車通過時の最大静的応答量（橋りょう B）

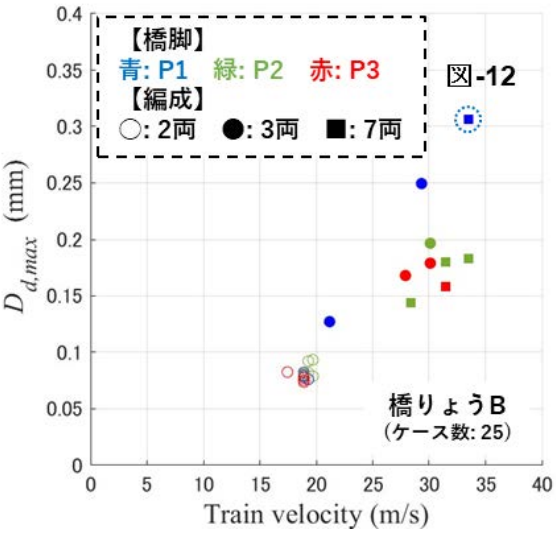



図-11　動的応答量と列車速度の関係性（橋りょう B）

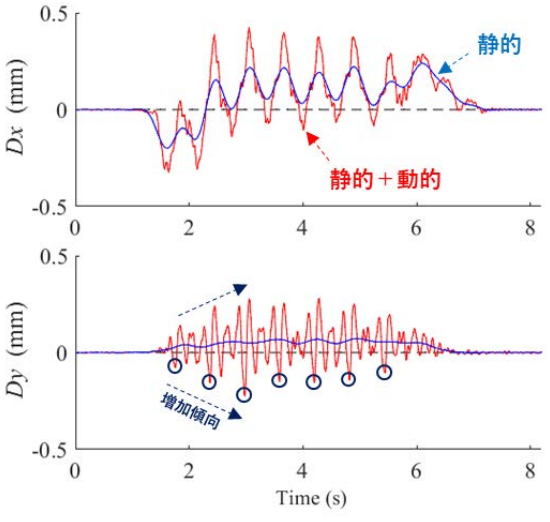



図-12　応答波形の例（橋りょう B，P1 橋脚，7 両編成）

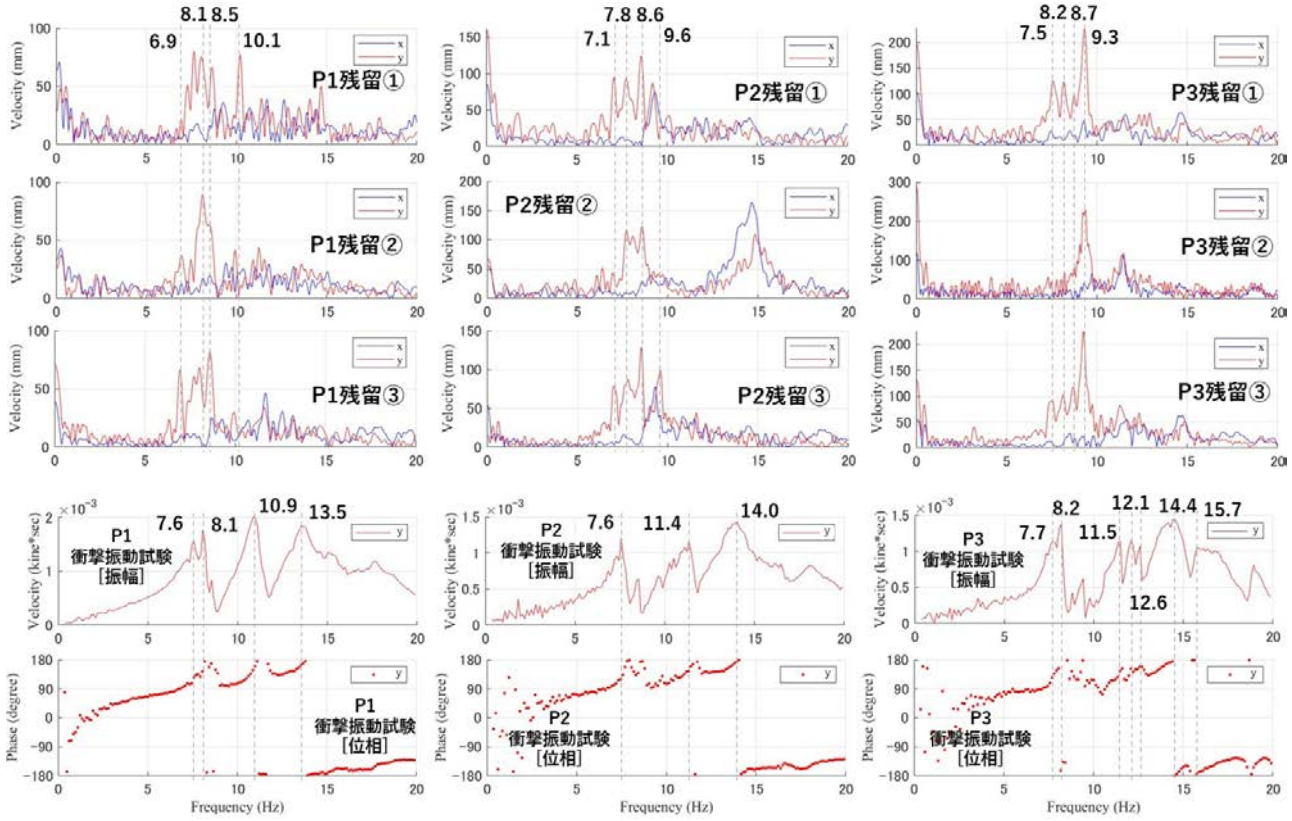



**図-13** 残留振動，衝撃振動試験のフーリエスペクトル（橋りょう B）

## 5. 結論

本研究では旧式河川橋りょうにおいて，列車通過に伴う橋脚の水平応答を観測し，その結果を静的および動的成分に分けて考察した．また列車通過直後の橋脚速度応答の残留振動成分を用い，橋脚の固有振動数を推定した．得られた知見を以下に示す．

- 同期された 2 基の LDV を用い，橋脚天端に設置されたターゲットの速度を計測することで，列車通過時の橋脚の水平変位応答が求められた．
- 列車通過時の橋脚水平変位応答の静的成分に関して，線路直角方向では橋りょう A，橋りょう B ともに橋脚ごとの応答量の差異は見られなかったが，線路方向ではとりわけ橋りょう A において根入れ深さと応答量に相関が見られた．線路直角方向には外力として大きさがランダムな列車横荷重が作用し，外力の不確実性の影響が強く表れた一方，線路方向には外力として桁のたわみに伴う支承部の摩擦力に対し，根入れの違いに伴う地盤の拘束力の差異が応答量の変化に起因した可能性が考えられる．
- 列車通過時の橋脚水平変位応答の動的成分に関して，特に橋りょう B において列車速度の増加に伴い動的応答が急増する傾向が見られた．
- 列車通過直後の残留振動成分を周波数解析したところ，橋りょう B については列車荷重によって橋脚の線路直角方向の固有振動モードが励起されている例が確認された．この励起された周波数に着目することで，橋脚の固有振動数を推定できる可能性がある．

衝撃振動試験では桁による橋脚の拘束の影響を受け，線路方向には振動が生じにくい傾向にある一方，列車通過時の水平変位応答は線路方向に大きく表れる点は有意義な知見である．その一方で，本研究には以下の課題が残されている．列車荷重に対する橋脚の応答は鉛直方向に安定して表れるため，同様の観測を橋脚鉛直応答についても実施することで，列車通過時の橋脚応答について新たな知見が得られる可能性がある．残留振動の周波数分析では，振動モードが不明瞭なピーク周波数が見られたが，数値解析を用いたより詳細な検討により現象の解明につながる可能性がある．また本研究で得られた観測データをもとに橋脚応答のモデル化を実施することで，列車通過時の橋脚の応答メカニズムに関する知見が深められると考える．今後はこれらの課題について，順次検討を進めていきたい．

## REFERENCES

1) 萩谷俊吾，中島進，佐名川太亮，渡邉論：鉄道河川橋りょうの洪水被害に関する被災・復旧事例の分析，第 63 回地盤工学シンポジウム，2022. [Hagiya, S.,

Nakajima, S., Sanagawa, T. and Watanabe, S.: Case Analysis about Damage and Recovery of Railway River Bridge by Flood, *63rd Geotechnical Symposium*, 2022.]

2) 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，3 巻 8 号，pp. 41-49，1989. [Nishimura, A. and Tanamura, S.: A Study on Integrity Assessment of Railway Bridge Foundation, *RTRI REPORT*, Vol. 3, Issue 8, pp. 41-49, 1989.]
3) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編　基礎構造物・抗土圧構造物），丸善出版，pp. 165-171，2007. [MLIT and RTRI: *Maintenance Management Standards for Railway Structures and Commentaries (Structures, Foundation Structures, Earth Pressure Resistant Structures)*, Maruzen publishing, pp. 165-171, 2007.]
4) 羽矢洋，稲葉智明：鉄道における木杭基礎橋脚の健全度診断法，鉄道総研報告，17 巻 8 号，pp. 43-48，2003. [Haya, H. and Inaba, T.: A New Idea for the Judgement of Timber Pile Piers, *RTRI REPORT*, Vol. 17, Issue 8, pp. 43-48, 2003.]
5) 羽矢洋，篠田昌弘，村田成二：河床が低下した鉄道河川橋梁下部構造物の健全度診断，土木学会論文集 A，65 巻 2 号，pp. 395-409，2009. [Haya, H., Shinoda, M. and Murata, S.: Performance Evaluation of Railway Bridge Substructures Supported Decreasing Riverbed, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers A*, Vol. 65, Issue 2, pp. 395-409, 2009.]
6) 上半文昭：鉄道構造物の遠隔非接触検査技術の開発－レーザードップラー振動計測とドローン計測の応用事例－，実験力学，17 巻 4 号，pp. 281-289，2017. [Uehan, F.: Development of Remote Noncontact Inspection Techniques of Railway Structures －Application of Laser Doppler Vibrometer and Drone Measurement－, *Journal of the Japanese Society for Experimental Mechanics*, Vol. 17, Issue 4, pp. 281-289, 2017.]
7) 志岐和久，伊藤幸広，石橋孝治，内田慎哉，松田浩，出水享，木村嘉富：正方形マーカーを用いた橋梁のたわみ計測法，実験力学，12 巻 4 号，pp. 375-382，2012. [Shiki, K., Ito, Y., Ishibashi, K., Uchida, S., Matsuda, H., Demizu, A. and Kimura, Y.: Deflection Measurement of Bridge Using Square Marker, *Journal of the Japanese Society for Experimental Mechanics*, Vol. 12, Issue 4, pp. 375-382, 2012.]
8) 徳永宗正，池田学，吉田幸司：実測加速度積分による列車通過時の単純支持橋りょうの変位応答波形の復元，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），78 巻 1 号，pp. 47-60，2022. [Tokunaga, M., Ikeda, M. and Yoshida, K.: Displacement Response Waveform Restration of Simply Support Bridge during Train Passage Based on Measurement Acceleration Integration, *Transaction of the Japan Society of Civil Engineers*, Vol. 78, Issue 1, pp. 47-60, 2022.]

**(Received March 31, 2023)**
**(Accepted June 9, 2023)**

# ANALYSIS ON HORIZONTAL DISPLACEMENT OF OLD RIVER BRIDGE PIERS UNDER TRAIN PASSAGE

Daichi YOKOYAMA, Munemasa TOKUNAGA,
Taisuke SANAGAWA and Shungo HAGIYA

The impact vibration test is widely used for investigating the performance of railway bridge piers, but this method has practical problems such as the time and effort required to conduct the test, and the necessity of high-place work with a heavy weight. In this study, displacement of bridge piers under train passage was measured with non-contact displacement measurement technology, and fundamental characteristics of the displacement response were investigated. As a result, the horizontal displacement response was larger in the direction of railway than in the direction perpendicular to railway. Among several piers of bridge A, the static response in the direction of railway was correlated with depth of foundation. Regarding piers of bridge B, resonance in horizontal direction might happened due to the moving load of train, and excitation of vibration mode in the direction perpendicular to railway occurred in several cases with train passage.