

固有振動数と相関を有した健全度診断指標を用いた状態監視手法の実橋梁における検討

鉄道総合技術研究所 正会員 〇石原 匠, 国際会員 阿部 慶太, 正会員 名取 努

1. はじめに 既設の鉄道橋梁橋脚の内、特に河川内においては河床低下等による基礎の安定性に関わる健全度の低下が懸念される。現状、鉄道橋梁橋脚の健全度は、衝撃振動試験¹⁾²⁾により得られる橋軸直角方向の固有振動数の大きさにより評価する手法が一般的に活用されている。一方で衝撃振動試験は、高所や河川上での重錘およびセンサ類の設置という比較的危険な作業を定期的に行う必要があることや、高頻度な評価ができない等の欠点がある。この現状を踏まえて、検査の省力化、高度化の観点より、常時計測可能なセンサによる状態監視手法が望まれる。雪岡ら³⁾、阿部ら⁴⁾の研究では実際の鉄道橋梁において、橋軸直角方向の常時微動振動の加速度パワースペクトルにおける振動数域($f_0 \sim f_2$)の面積とある振動数域のうち低振動数域($f_0 \sim f_1$)の面積の比と定義した加速度パワースペクトル面積比(以下、パワースペクトル面積比)と、列車通過時の橋軸直角方向と鉛直方向の最大応答加速度振幅の比である列車通過時加速度振幅比が固有振動数と相関を有し、状態監視手法の健全度診断指標として有効であることが示されている。本研究では、健全度診断指標による状態監視手法の構築に向け、雪岡ら³⁾、阿部ら⁴⁾が提案した健全度診断指標を基に新たに鉄道橋梁橋脚において計測した常時微動振動計測結果および列車振動計測結果を用いて検討した内容を示す。

2. 実橋梁での状態監視

(1) 概要 図-1 に本研究で計測した橋梁の側面図を示す。対象橋梁は河川を跨ぐ鉄道鋼製橋梁であり、橋梁形式は上部工が上路プレートガーダー、下部工が鉄筋コンクリート橋脚、支承種別が線支承で構成されている。線路は単線である。今回は P1~5 橋脚の内、P2~4 橋脚が河川内に位置しており、計測対象橋脚とした。計測は圧電型加速度センサを使用し、常時微動計測は橋軸直角方向、列車振動計測は橋軸・橋軸直角・鉛直方向に対して橋脚天端に設置し計測を行った。設置状況を写真-1 に示す。

(2) 常時微動計測における健全度診断指標の設定 雪岡ら³⁾が提案した手法では、パワースペクトルの振動数域値(f_0, f_1, f_2)(以下、閾値)の設定は、低振動数域において任意に設定している。設定する目安値として f_0 は対象橋梁の内最小の固有振動数もしくは固有振動数の標準値¹⁾²⁾の 1/2 程度、 f_1 は実測した固有振動数の最小値程度、 f_2 は一般的な河川橋脚の固有振動数を考慮して 20~40 程度としてきた。これらを目安として算出した健全度診断指標によって、雪岡ら³⁾の研究においても有効な相関性を確認してきたが、今後も任意に設定して必ずしも有効な健全度診断指標のパラメータを確保できるとは限

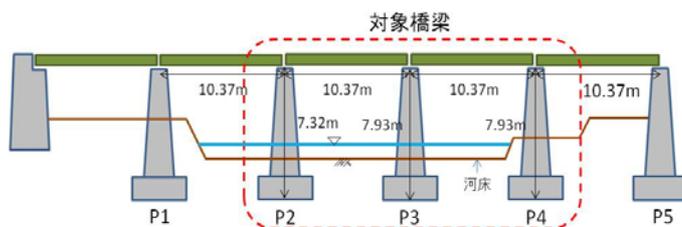


図-1 計測対象橋梁側面図



写真-1 センサ設置状況

らない。そこで、より信頼性の高い相関性を得るために、閾値の設定方法について検討を行った。まず、事前に行っている衝撃振動試験による固有振動数および各橋脚の固有振動数の標準値より、先述の通り目安となる閾値を設定する。次に閾値それぞれに変動領域を設定し、 f_0, f_1, f_2 の様々な組合せと、各橋脚で計測した常時微動計測結果を用いて、パワースペクトル面積比を算出する。その後、組合せ毎に算出したパワースペクトル面積比と固有振動数との相関性を確認し、最も高い相関係数を示す振動数域を決定する。

キーワード 河川橋梁, 常時微動, 列車振動, 健全度診断

連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 鉄道総合技術研究所(基礎・土構造) TEL 042-573-7261

3. 計測結果

(1) **常時微動計測** パワースペクトル面積比算出にあたり、閾値に関して、目安値から $\pm 5\text{Hz}$ の中で変動させて検証した。 f_0 に関しては $\Delta f_0: -3 \sim 5\text{Hz}$ の範囲で高い相関係数を有する組合せがあることを確認し、 f_2 に関しては $\Delta f_2: \pm 5\text{Hz}$ の範囲において高い相関係数を有する組合せがあることを確認した。一方で、 f_1 に関しては、 $\Delta f_1: \pm 1.5\text{Hz}$ の範囲でのみ高い相関係数を有していることが確認された。これは f_1 が橋脚の卓越振動数において設定されているので、 f_1 が卓越振動数から外れることでパワースペクトル面積比にも影響が大きくなる可能性が高いためである。閾値の組合せの検討により、相関係数 1.0 となる各橋脚のパワースペクトル面積比と固有振動数の関係は図-2の通りとなり、パワースペクトル面積比と固有振動数の高い相関が得られることが確認された。今回閾値の組合せの検討を行うことでより確実に固有振動数とスペクトル面積比の相関性を確認することができた。

(2) **列車振動計測** 列車振動計測に関しては、各橋脚に対し、5回程度計測した。計測した応答加速度波形の例を図-3に示す。今回の対象橋梁は単線であることから、谷ら⁵⁾の研究より橋軸直角方向の応答加速度振幅を分子、鉛直方向の応答加速度振幅を分母とした列車通過時応答加速度振幅比を健全度診断指標として、固有振動数との相関性を確認した。各橋脚からの計測結果より、最も固有振動数との相関が確認できた結果を図-4に示す。一方で、谷ら⁵⁾と同様に各橋脚の計測結果の内、最大の列車通過時応答加速度振幅比を用いて各橋脚の相関性を確認すると図-5の通りとなり、相関が低い結果となった。これは、今回の対象橋脚毎の構造形式は同様であるが、支承と橋脚の境界条件の違いや列車の速度、車両数等により、図-3に示す通り橋脚毎で応答加速度波形の形状が大きく異なりその結果、隣接する橋脚で同様の構造形式を有していても相関性が取れない場合があることが分かった。

3. **まとめ** 今回の実橋梁の計測において、健全度診断指標の有効性について検討を行った。パワースペクトル面積比については固有振動数との相関性が確認できたが、列車応答加速度振幅比については応答波形の違い等を考慮する必要があることが分かった。今後、同橋梁において長期状態監視の実施により詳細な検討を行う必要がある。

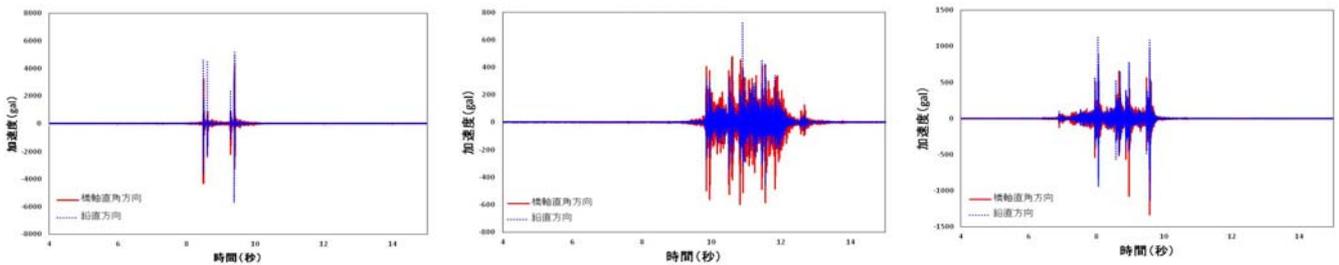


図-3 列車通過時の応答加速度波形 (左から P2 橋脚, P3 橋脚, P4 橋脚)

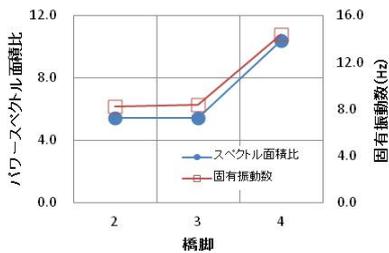


図-2 各橋脚のパワースペクトル面積比と固有振動数

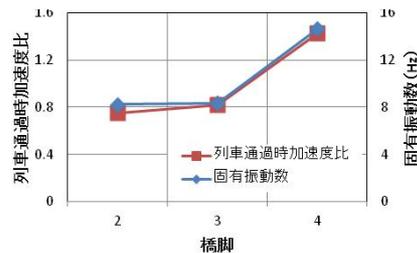


図-4 各橋脚の列車通過時加速度振幅比と固有振動数①

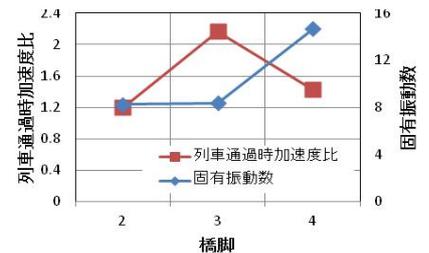


図-5 各橋脚の列車通過時加速度振幅比と固有振動数②

謝辞 本研究を進める上で、四国旅客鉄道株式会社にご協力を頂きました。ここに、謝意を申し上げます。

参考文献 1) 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.8，1989.8
 2) 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，2007.1，PP.165 付属資料 7 1.衝撃振動試験 3) 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，第 18 号，pp.199-204，2014 4) 阿部慶太，神田政幸，羽田明生，岩澤永照，関口琢己，諸橋由治，王林：列車通過時加速度振幅比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，第 18 号，pp.205-212，2014 5) 谷賢俊，阿部慶太，獅子目修一，名取努，山野明義：常時計測可能な指標を用いた単線河川橋梁橋脚の健全度診断手法，土木学会第 70 回年次学術講演会，pp.271-272，2015