

車上計測による共振橋梁の検知手法

松岡 弘大* 渡辺 勉* 上半 文昭**

A Resonant Bridge Detection Method by On-Board Measurements

Kodai MATSUOKA Tsutomu WATANABE Fumiaki UEHAN

Large vibration due to resonance is an important issue in high-speed railway bridges. In order to inspect resonant bridges efficiently and frequently, this study proposed a detection index, amplification factor, based on the vertical acceleration on the leading and trailing vehicles of a passing train. The field test employing the actual train and the bridges revealed that the amplification factor tends to increase with the bridge resonance as well as impact factor. In addition, train-bridge dynamic interaction simulation clarified that the amplification factor has more than 0.9 correlation with impact factor and the amplification factor of a train with short vehicle length has possibility to detect potential resonant bridges.

キーワード：共振現象，鉄道橋，車上計測，車体加速度，増幅係数

1. はじめに

鉄道橋の共振現象は走行列車の規則的な軸配置に起因した加振振動数が橋梁の固有振動数に近接することで生じる。近年の飛躍的な列車速度向上と低剛性な桁形式、橋梁の長スパン化の実現を踏まえると、共振現象を避けることは難しい。共振現象による動的な応答増幅は衝撃係数として設計でも考慮されており、共振現象自体に問題があるわけではない。ただし、共振により桁に想定以上の過大な振動が生じる場合にはひび割れ進展や疲労損傷などの維持管理上、重要な課題となってしまう¹⁾。

共振橋梁の検知やたわみ量の把握を目的に、各橋梁において桁下からたわみ計測等が実施されているが、人的・経済的負荷に加え立地条件などの制約も多く、路線を構成する膨大な橋梁の調査には多大な労力が必要となる²⁾。また、経年変化を捉えるためには時間的に高頻度な計測が必要であるが、現地へのモニタリング機器の設置には少なくない初期投資とモニタリング機器自体の管理が必要となる³⁾。これに対し、日々走行する車両に積んだセンサにより通過した橋梁の情報を網羅的に把握できれば、一次スクリーニングとして有効である。膨大な橋梁の中から地上側で詳細に調査すべき橋梁を車上計測により抽出することで維持管理に必要なリソースの効率化を図るとともに、高頻度な経時変化の確認は検査周期間におけるリスクヘッジとなる。

以上を踏まえ、本研究では走行車両による共振橋梁の検出手法として、走行車両の上下振動加速度に着目した検知指標を提案する。また、実列車走行試験に基づき提案指標と橋梁の衝撃係数との関係を検証する。さらに、

実測値を再現可能な車両と橋梁の動的相互作用解析モデルにより共振橋梁の事前検知の可能性について検討する。なお、本研究では衝撃係数のうち、連行移動荷重の速度効果に関する衝撃係数 i_a のみを対象とする。

2. 検討方法

2.1 鉄道橋の共振現象と提案検知指標

共振現象の概要を理解するため、図1に数値計算により算出した典型的な鉄道橋の共振現象と各列車速度での変位波形、先頭および最後尾車両の加速度波形の例を示す。図1に示すように列車速度の増加とともに、列車の規則的軸配置に基づく周期的加振により橋梁に動的応答増幅が生じ衝撃係数が増加する。図1は、295km/hで衝撃係数最大となる共振が生じる。共振速度は橋梁の固有振動数3.3Hzと列車車両長25mに基づき計算できる ($25 \times 3.3 \times 60 \times 60 \div 1000 = 295$ [km/h])¹⁾。共振速度を超えると再び動的応答増幅は減少する。完全な共振の前後の速度ではうなり現象が生じる。うなり現象発生時は中間車両通過中に最大変位が生じる。本研究で検知対象とする共振の範囲は、図1に示す完全な共振状態の周辺である。

本研究では、図1に示すように走行列車と橋梁が完全に共振した場合、橋梁の動的応答が列車通過に伴い漸増することに着目する。この傾向を捉えるために、先頭および最後尾車両で計測した2点の上下振動加速度を利用した検知指標を提案する。これは軌道変位の管理を目的にすでに車両に設置されている加速度計の利用を念頭に置いたものである。

図1に示すように列車走行時の橋梁で共振による動的応答増幅が生じない場合、橋梁のたわみは準静的であるため、先頭車両と最後尾車両通過時のたわみ量はほぼ等

* 鉄道力学研究部 構造力学研究室

** 鉄道力学研究部

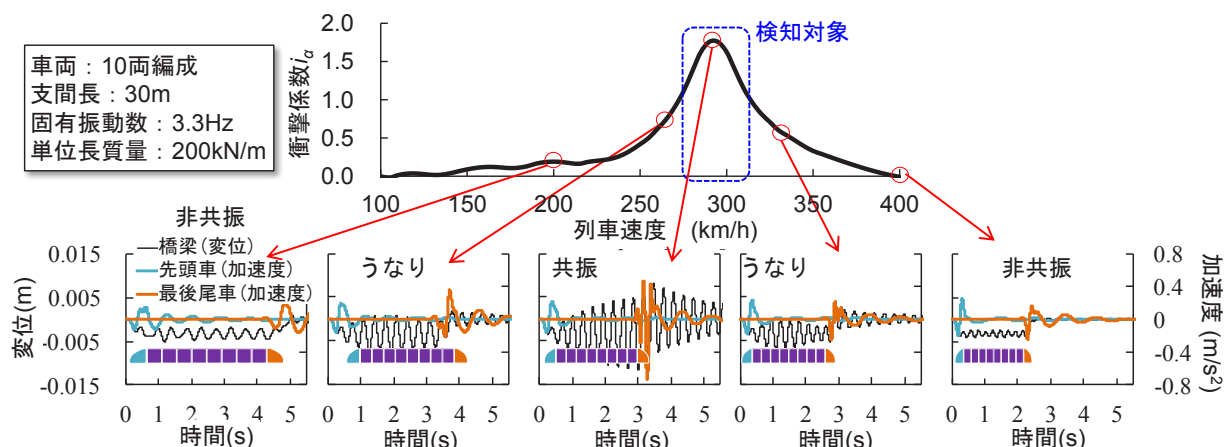


図1 鉄道橋の衝撃係数と共振現象および先頭・最後尾車両の加速度応答

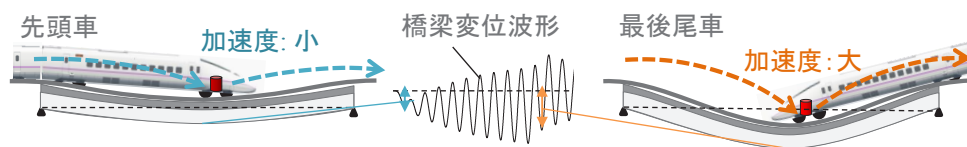


図2 車上加速度による共振橋梁の検知原理

しくなる。したがって、両車両で生じる低周波領域の上下振動加速度の振幅も同様となり、それらの比（最後尾／先頭）は1に近くなる。

一方、図1および図2に示すように橋梁で完全な共振が生じる場合、橋梁のたわみは車両通過に伴って漸増する。このとき、先頭に比べ最後尾車両通過時のたわみ量が大きくなるため、最後尾車両でより大きな振動加速度が励起される。したがって、両者の振動加速度の比（最後尾／先頭）は1より大きくなる。

以上より、本研究ではフィルタ処理した先頭および最後尾車両における上下振動加速度を共振橋梁の検出指標として考える^{4) 5)}。先頭および最後尾車両で測定された橋梁進入から退出までの上下加速度時系列を列ベクトル \mathbf{x}_H および \mathbf{x}_L と表わす。ここで、車両の上下振動加速度の増幅を表わす増幅係数 C_a を式(1)で定義する。

$$C_a = \frac{\sqrt{\mathbf{x}_L^T \mathbf{x}_L}}{\sqrt{\mathbf{x}_H^T \mathbf{x}_H}} - 1 \quad (1)$$

本研究では先頭および最後尾車両で測定された加速度の比較にRMS（二乗平方根）の比を用いる。なお、RMS以外に最大値や最小値についても別途検討しているが、車両や軌道の不整、そのほかの電子機器に起因した高周波の振動加速度の影響が懸念されるため、最終的に本研究ではRMSを用いることとした。

2.2 対象橋梁

表1に本研究で対象とした橋梁の諸元を示す。本研究では、支間長23mから48.6mの3種類のコンクリート

表1 対象橋梁の諸元

橋梁	桁形式	支間長 L_0 [m]	桁高 [m]	コンクリートヤング率 [kN/mm ²]	断面二次 [m ⁴]	固有振動数 [Hz]	共振速度 [km/h]
A	T桁	23.0	1.7	55.8	1.84	5.58	502
B	T桁	34.2	2.0	58.9	2.80	4.45	401
C	箱桁	48.6	3.0	43.4	13.45	2.78	250

鉄道橋を対象に実列車走行試験による検証を行った²⁾。図3に各橋梁の断面図を示す。なお、表1に示すヤング率および固有振動数は橋梁の列車通過時たわみ波形の実測値から同定解析⁶⁾により算出した値である。このため、ヤング率は路盤コンクリート等の非構造部材の寄与を含んだ換算値である。共振速度は同定した固有振動数と通過する列車の車両長25mから算出した値である。

2.3 測定方法

高速鉄道開業前の速度向上試験において実橋梁および実車両で変位および加速度をそれぞれ測定した²⁾。橋梁ではリング式変位計もしくはビデオ計測により列車通過時の支間中央の変位を測定した。本研究では200 km/hおよび260 km/hで列車が走行した際の測定結果を用いた。なお、橋梁の衝撃係数は、後述するこれらの測定結果を十分な精度で再現可能な数値解析により算出した。一方、走行車両は、図2に示すように10両編成列車の先頭車両の第一台車直上および最後尾車両の第二台車直上の客室床面に加速度計を設置し、上下振動加速度を測定した。車両は110 km/hから260 km/hまで20 km/hもしくはは

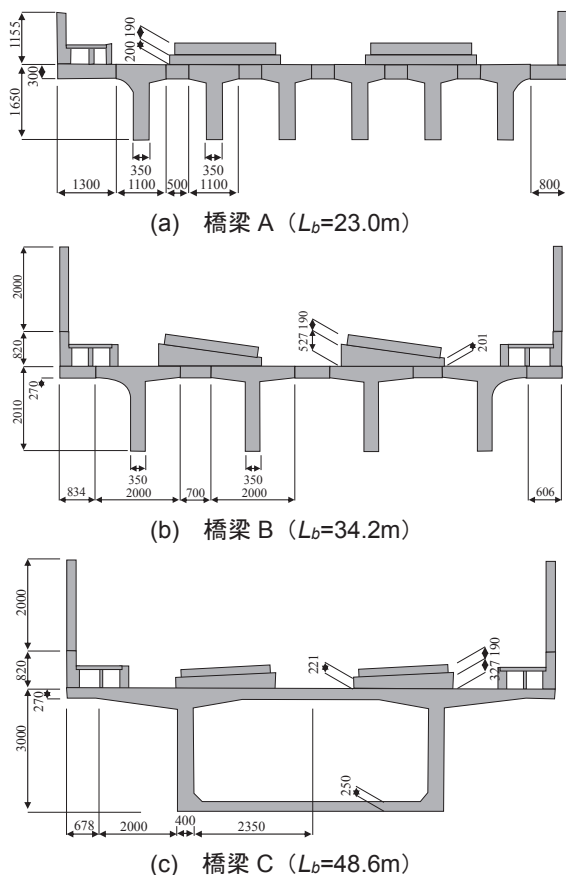


図3 対象橋梁の断面図 (単位：mm)

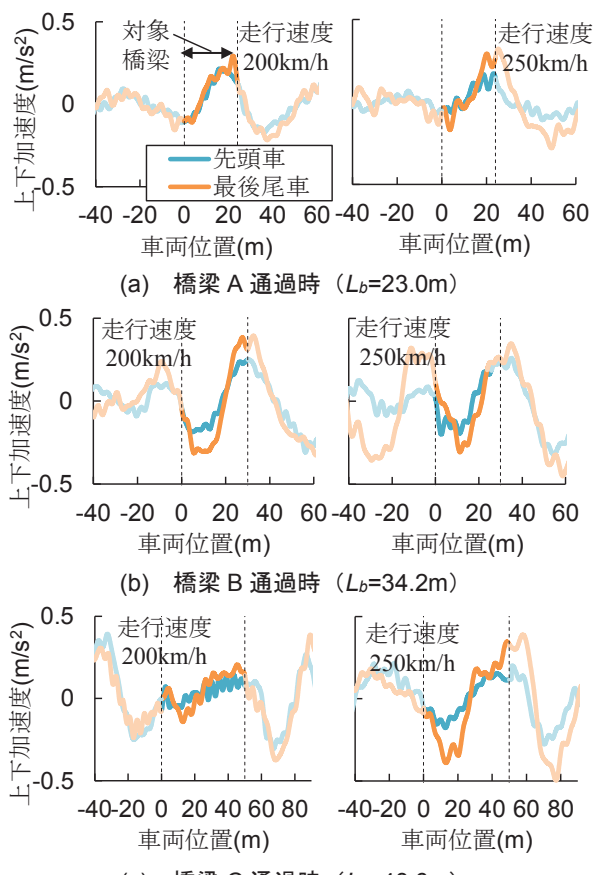
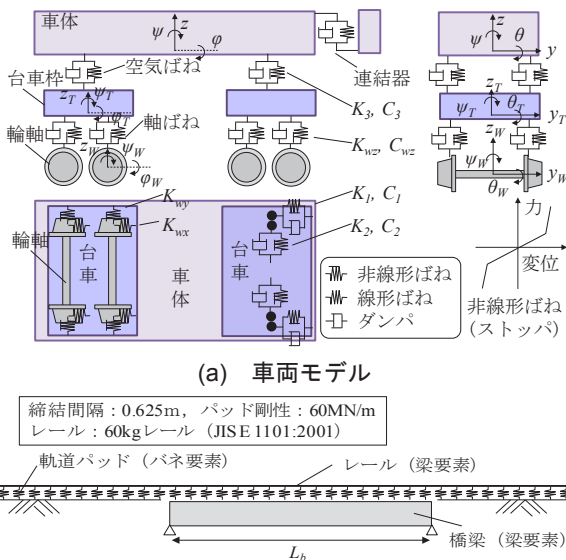


図5 橋梁通過時の車両床上の上下加速度波形



(a) 車両モデル
(b) 橋梁モデル
図4 解析モデル

10km/h 刻みで走行した際の測定結果を利用した。加速度波形は測定後に 100Hz のローパスフィルタ処理を施したうえで約 4cm 間隔で位置の関数 (キロ程) に変換した。

2.4 解析方法

図4に数値解析に用いた車両および橋梁モデルを示

す。車両走行解析では車両をマルチボディ、構造物を有限要素としてそれぞれモデル化する。計算は動的相互作用解析プログラム DIASTARS III を用いた。解析手法の詳細は文献1を参照されたい。車両モデルの各パラメータは近年の高速車両諸元をもとに設定した。構造物モデルは、橋梁とレールをティモシェンコ梁要素で、軌道パッドをばね要素でモデル化した。DIASTARS III では車両及び構造物の運動方程式をそれぞれモーダル変換する。得られる車両及び構造物のモーダル座標系上での運動方程式を、Newmark の平均加速度法により時間増分 Δt 単位で解いていく。 Δt は、0.0001 秒を標準とし、モード次数はレール変形モードまで考慮するため 50 次とした。モード減衰比はすべて 2% とした。

3. 検討結果

3.1 車上加速度の測定結果

図5に各橋梁通過時の先頭車両および最後尾車両の加速度時系列を示す。なお、波形はローパスフィルタ処理後のものである。いずれの橋梁通過時も床上加速度は、橋梁進入と退出時にそれぞれ負および正側に変動する。これは、下側にたわんだ橋梁上を通過する際の典型的な加速度波形の特徴である⁷⁾。このことから、各床上

特集：鉄道力学

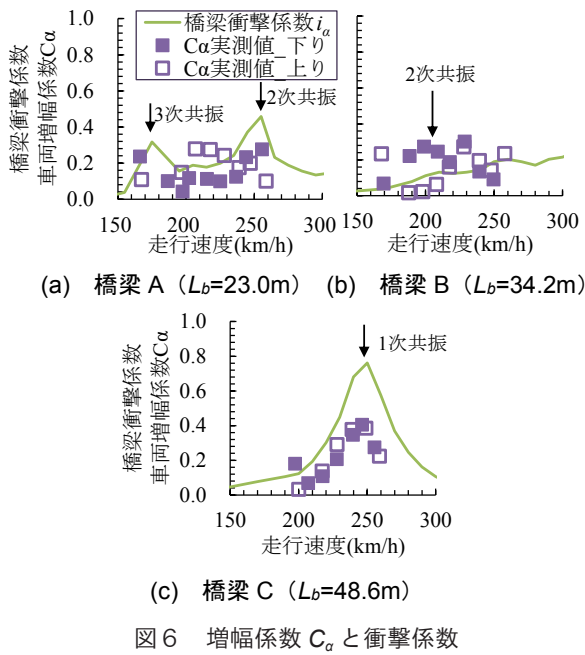


図6 増幅係数 C_a と衝撃係数

加速度のフィルタ波形には若干高周波成分がみられるものの、少なくとも橋梁のたわみ変形に起因した成分が判別可能なレベルで波形に含まれることがわかる。先頭および最後尾車両を比較すると 200km/h 走行時においても最後尾車両の方が先頭車両よりも若干大きな加速度振幅を有する。走行速度が 250km/h に高速化することで、特に橋梁 A と C において最後尾車両の加速度振幅が先頭車両よりも大きくなるのがわかる。250km/h 走行時に橋梁 A と C で共振が生じていれば、式 (1) の増幅係数 C_a が共振橋梁の検知において有効である可能性が高いといえる。なお、乗り心地評価に利用される車体の上下加速度は最大でも全振幅で 0.25g (=2.45m/s²) である⁸⁾。共振検知の対象とする加速度波形は全振幅で約 0.7m/s² が最大であり、本研究が検討対象とする上下振動は乗り心地問題とならないレベルの車体振動加速度であることがわかる。また、図 5 では例えば橋梁 B において対象橋梁通過前後の床上加速度が大きいことも確認できる。特に 250km/h における最後尾車両の加速度は隣接橋梁通過時に生じた大きな加速度が収束しないまま対象橋梁に進入しており、増幅係数 C_a は隣接橋梁の影響を受けることが推測される。

3.2 増幅係数 C_a の測定結果

図 6 に測定した床上加速度から式 (1) により算出した各橋梁通過時の増幅係数 C_a と列車速度の関係を示す。図中には後述する相互作用解析により算出した衝撃係数を合わせて示す。250km/h の車上加速度波形で最後尾車両に大きな応答増幅が見られた橋梁 A と C では、衝撃係数にそれぞれ 2 次および 1 次のピークが確認できる。特に橋梁 C では 1 次共振付近の衝撃係数と増幅係数 C_a

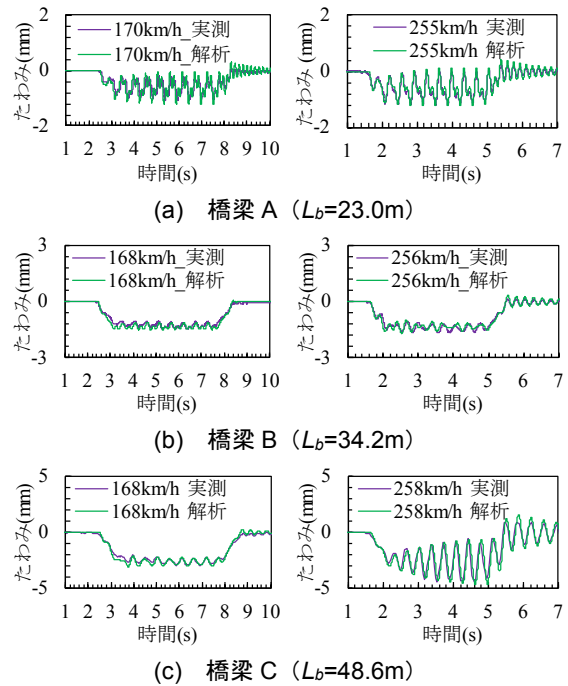


図7 橋梁たわみ波形の実測値と解析値の比較

が同様の増幅傾向を示している。また、橋梁 A および B では下り列車において 2 次共振速度で増幅係数 C_a の増加が確認できる。ただし、上り列車では異なる傾向も見られる。これは、上述した隣接橋梁の影響と考えられる。この影響は、支間長が長く比較的たわみの大きい橋梁が隣接する際に顕著になると考えられるが、本研究では増幅係数 C_a と通過橋梁の衝撃係数の基本的な関係把握に焦点を絞り、隣接橋梁の影響は今後の検討課題としたい。

3.3 解析結果とその検証

実測では列車走行速度や衝撃係数が限定されるとともに、隣接橋梁等の複数影響因子が存在する。ここでは、隣接橋梁や軌道変位の影響は排除し、共振時の衝撃係数と増幅係数 C_a の基本的な関係性分析を実施するため、実測値を良好に再現可能な数値解析モデルを構築した。

図 7 に橋梁地上側で測定した支間中央の列車通過時たわみ波形と DIASTARS III による解析結果を示す。橋梁の解析モデルには、実測たわみ波形から同定したコンクリートのヤング率を与えた⁶⁾。入力値は表 1 の通りである。なお、前述の図 6 に示す衝撃係数は当該モデルにより計算したものである。いずれの橋梁でも共振の有無によらず良好にたわみ波形を再現できている。

図 8 に橋梁通過時の増幅係数 C_a に関する実測値と解析値の比較を示す。解析値は橋梁通過時の先頭および最後尾車両の上下加速度を実測値と同様にフィルタリングしたうえで増幅係数 C_a を算出した。橋梁 B では実測値のばらつきが大きいものの、橋梁 A および C では解析値は実測値と概ね整合的であり、構築した解析モデル

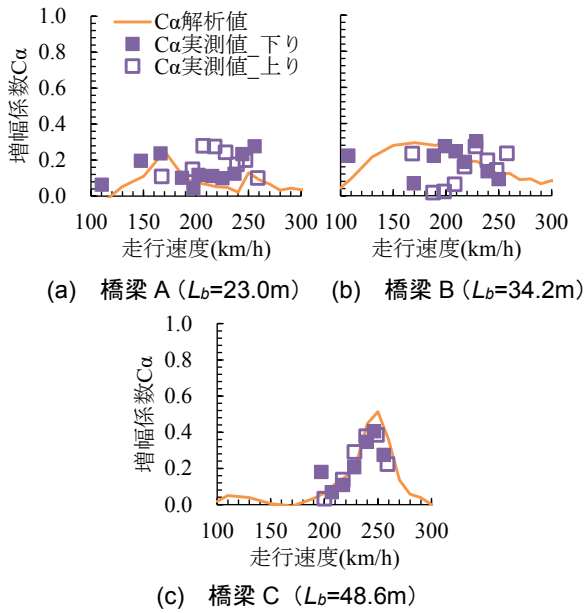


図8 増幅係数 C_a の実測値と解析値の比較

により列車通過時の橋梁および橋梁通過時の車両の動的応答を精度よく再現できることがわかる。なお、橋梁 A 上りおよび橋梁 B で実測値がばらつく理由は、数値計算では考慮していない隣接橋梁の影響だと考えられる。

3.4 解析による検知性能の検証

図9に走行速度 100km/h から 400km/h までの走行解析により算出した衝撃係数と増幅係数 C_a の関係を示す。いずれの橋梁でも衝撃係数と増幅係数 C_a は高い正の相関を示し、全データに対する両者の相関係数は 0.9 以上であった。特に衝撃係数の大きい領域では増幅係数 C_a が衝撃係数と比例する傾向が見られる。また、同図には各橋梁の衝撃係数と増幅係数 C_a の 1 次近似直線を示すが、同じ衝撃係数でも支間長が長いほど大きな増幅係数 C_a が生じる傾向にある。言いかえると、支間長が短い橋梁では、長い橋梁に比べ共振時でも先頭車両に対して最後尾車両の応答が増幅されにくいことがわかる。また、図9から衝撃係数の小さい領域で増幅係数 C_a がほとんど変化しない傾向を確認できる。増幅係数 C_a が変化しない領域は、支間長が短いほど大きく、支間長が短い橋梁では大きな衝撃係数が生じなければ増幅係数 C_a の増加が小さいことを確認できる。本研究の解析結果に基づけば、衝撃係数と増幅係数 C_a の線形関係が有効となるのは、概ね支間長 48.6m の橋梁 C で衝撃係数 0.5 以上、支間長 34.2m の橋梁 B で 0.7 以上、支間長 23.0m の橋梁 A で 0.9 以上となる。

3.5 共振橋梁の事前検知の可能性

これまで営業車両走行時の測定結果による共振橋梁検知の適用性について検討してきた。一方で、もう少しで

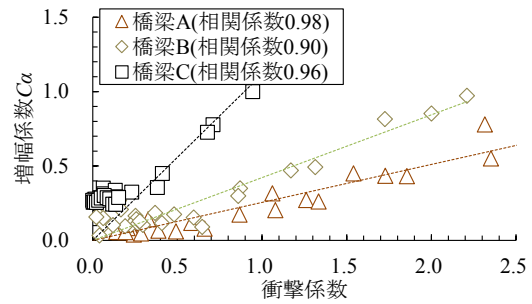


図9 数値解析による増幅係数 C_a と衝撃係数

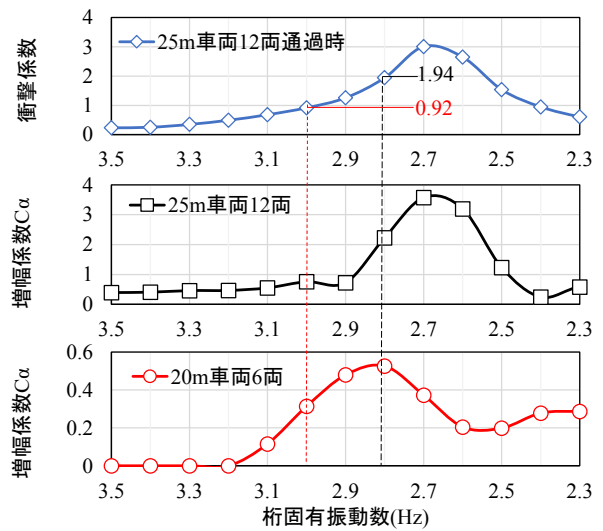


図10 車両長が検知可能な衝撃係数に及ぼす影響（支間長 30m, 走行速度 240km/h の場合）

共振が生じるかもしれない潜在的な共振橋梁を抽出できれば、事前にその対策などについて検討可能であり、実務的にはより有益である⁹⁾。ここでは、一般的な高速鉄道車両（車両長 25m）よりも車両長が短い車両（車両長 20m）を用いることで、今後、共振が発生する可能性がある潜在的な共振橋梁の検知について数値解析により検討した。なお、車両長 20m の列車は主に検測車両などを想定して設定している¹⁰⁾。

図10は支間長 30m の橋梁を例として算出した列車通過時の橋梁の衝撃係数および車両の増幅係数 C_a を示す。ここでは、車両長 25m の車両 12 両と車両長 20m の車両 6 両が速度 240km/h で走行した場合の衝撃係数および増幅係数 C_a を対象とした。また、経年とともに橋梁の固有振動数が低下する状況を想定して横軸に橋梁の固有振動数を設定するとともに、劣化や損傷が進行するほど固有振動数が低下することを踏まえて右に行くほど小さい固有振動数となるよう図10の横軸を設定している。25m 車両通過時の増幅係数 C_a はこれまで検討してきた通り、衝撃係数と概ね同様の傾向を示す。増幅係数 C_a に基づけば、概ね固有振動数 2.8Hz 程度、衝撃係数では 1.9 程度となる共振橋梁の検知が可能であると予測さ

特集：鉄道力学

れる。一方、車両長 20m の車両の場合には一般的な高速鉄道車両よりも車両長が短いため、固有振動数 2.7Hz よりも高い 2.8Hz 付近で増幅係数がピークを示す。20m 車両で得られる増幅係数 C_a の傾向から、およそ 3Hz 程度で共振傾向を検知できると予測される。対応する衝撃係数は 0.92 である。したがって、車両長の短い検査車両の増幅係数を利用することで、共振発生前の橋梁を検知できる可能性がある。ただし、検測車両の増幅係数は営業車両と比較して小さい傾向にあるため、軌道不整などの影響を受けやすい点に留意が必要である。

4. まとめ

本研究では走行車両上で測定した加速度応答による共振橋梁の検出手法に関して、検知指標の提案を行うとともに 3 種類の橋梁を対象とした実列車走行試験および数値解析による検討を実施し、以下の知見を得た。

- (1) 共振橋梁上を走行する車両の上下振動加速度に着目し、共振橋梁の検知指標として、先頭車両と最後尾車両における上下振動加速度 RMS の比（増幅係数 C_a ）を提案した。
- (2) 実列車走行試験における車両および橋梁の測定結果から、増幅係数 C_a は橋梁共振時に衝撃係数と同様に増加し、共振橋梁の検知に利用できる可能性を示した。
- (3) 数値解析の結果から、増幅係数 C_a は衝撃係数 i_a と 0.9 以上の相関を有するが、支間長に依存して値が変化する傾向が確認された。具体的には、通過する橋梁の支間長が長いほど同じ衝撃係数でも増幅係数 C_a が大きい傾向にあることを明らかにした。
- (4) 一般的な高速鉄道車両（25m）よりも車両長が短い車両（20m）の増幅係数 C_a を用いることで、共振による著大な振動が生じる前の衝撃係数が比較的小さい潜在的な共振橋梁を検知できる可能性を数値解析により示した。

増幅係数 C_a を共振橋梁の検知指標として実用化していくためには、本研究で明らかにした支間長の影響に関する検討を深度化するとともに、隣接支間の影響についても検討していく必要がある。また、本研究では直近に整備された比較的良好な軌道状態のもとで測定された車両上下加速度データを用いており、今後、軌道変位が評価に及ぼす影響についても実測および数値解析により検

証していく必要がある。

謝辞

本研究の現地計測では独立行政法人 鉄道建設・運輸施設整備支援機構に多大なるご協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表する。

文献

- 1) 曾我部正道, 松本信之, 藤野陽三, 涌井一, 金森真, 宮本雅章: 共振領域におけるコンクリート鉄道橋の動的設計法に関する研究, 土木学会論文集, No.724, pp.83-102, 2003
- 2) 下津達也, 水谷哲也, 舟竹弘次, 進藤良則: 北陸新幹線の桁たわみ測定結果に関する考察, 鉄道工学シンポジウム論文集, No.19, pp.59-66, 2015
- 3) Fujino, Y.: Vibration, control and monitoring of long-span bridges-recent research, developments and practice in Japan, Journal of Constructional Steel Research, Vol.58, No.1, pp.71-97, 2002.
- 4) 松岡弘大, 渡辺勉, 曾我部正道, 進藤良則: 車体上下加速度を利用した共振橋梁の検知手法, 第 23 回鉄道技術・政策連合シンポジウム論文集, 2016
- 5) 松岡弘大, 渡辺勉, 曾我部正道, 進藤良則: 走行列車の車体上下加速度による共振橋梁の移動型検知手法, コンクリート工学年次論文集, Vol.39, No.2, pp.835-840, 2017
- 6) 松岡弘大, 貝戸清之, 渡辺勉, 曾我部正道: 走行列車荷重を利用した開床式高架橋の振動特性の同定と高速化に関する一考察, 応用力学論文集, Vol.13, pp.997-1008, 2010
- 7) 曾我部正道, 徳永宗正, 後藤恵一, 谷村幸裕: 高速鉄道 PC 桁の外ケーブル補強に対する上反り制限, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.421-426, 2012
- 8) 古川敦: 新幹線の軌道管理技術, RRR, Vol.68, No.3 pp.14-17, 2011
- 9) 金田淳, 小林薫: 高速列車走行時におけるコンクリート桁の動的挙動に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.31-36, 2006
- 10) 森竜也: JR 東日本橋梁における乗り心地向上: 慣性正矢軌道検測装置を活用した上下動揺対策の提案 (日本鉄道施設協会主催・総合技術講演会: 保線部門), 新線路, Vol.71, No.2, pp.24-28, 2017