

論文 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

松岡 弘大^{*1}・渡辺 勉^{*2}・曾我部 正道^{*3}・進藤 良則^{*4}

要旨：近年の列車速度向上および橋梁低剛性化等から高速鉄道橋で共振現象が重要な課題となっている。本研究では共振橋梁の効率的かつ高頻度な検知を目的とし、走行列車の先頭および最後尾車両の床上上下加速度に基づく検知指標として増幅係数 Ca を提案した。実列車走行試験による車両および橋梁の測定結果から、増幅係数 Ca は橋梁共振に伴い衝撃係数と同様に増加する傾向を確認した。また、車両と橋梁の動的相互作用解析結果から、増幅係数 Ca は衝撃係数と 0.9 以上の相関を有し、特に衝撃係数が大きい場合に衝撃係数と明確な比例関係を有することを明らかにした。

キーワード：共振現象, 鉄道橋, 移動測定, 車上加速度, 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の実現により、加振振動数と橋梁固有振動数が近接する傾向にあり、共振現象がより重要な課題となっている¹⁾。

このような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⁾。日々走行する車両に積んだセンサから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や径時変化モニタリ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、高頻度な径時変化の確認は点検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検知の実現可能性について検討する。

2. 検討方法

2.1 鉄道橋の共振現象

図-1 に共振現象の概要を理解するための典型的な鉄

道橋の衝撃係数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 は後述する車両と橋梁の動的相互作用解析に図-1 中のパラメータを導入し算出した。図-1 に示すように列車速度の増加とともに、列車の規則的な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 では、295km/h で衝撃係数最大となる共振が生じる。この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。うなり現象は橋梁の固有振動数と加振周期が若干ずれる場合に発生し、中間車両通過時に最大振幅が生じる。したがって、後に詳述するが、列車の先頭車両と最後尾車両の上下加速度を用いる本研究の提案指標での検知は困難となる。このことから、本研究で検知対象とする範囲は、図-1 に示す完全共振周辺となる。ただし、図-1 に示す通り動的応答増幅はうなり発生速度よりも共振に近い速度域で急激に増加するため、注意が必要な共振橋梁の検知には十分に活用可能と考えられる。

2.2 共振橋梁の検知指標

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し、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

*1 公益財団法人鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 構造力学 副主任研究員 博士 (工学) (正会員)

*2 公益財団法人鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 構造力学 主任研究員 博士 (工学) (正会員)

*3 公益財団法人鉄道総合技術研究所 総務部 人事 上席主査 GL 博士 (工学) (正会員)

*4 独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計技術部 設計技術第一課 課長補佐 修士 (工学) (正会員)

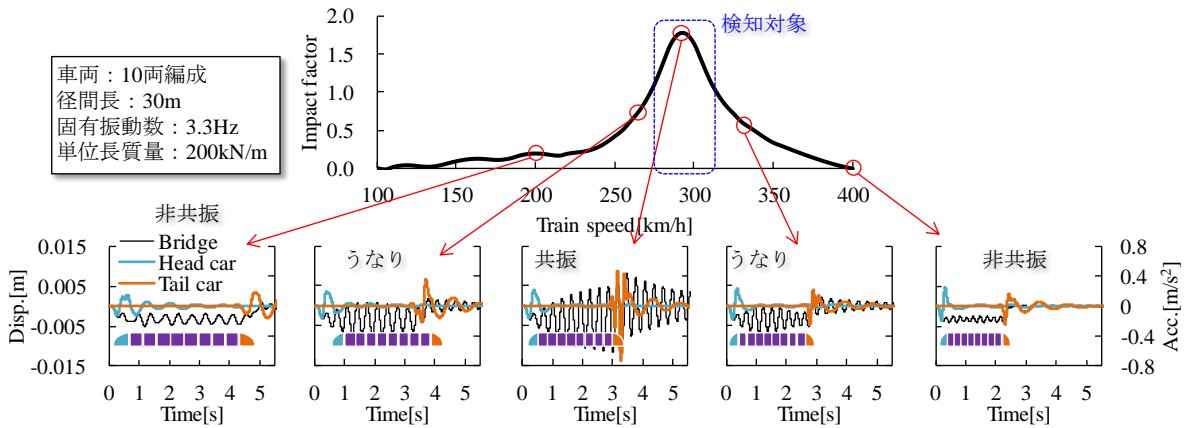


図-1 鉄道橋の衝撃係数と共振現象および先頭・最後尾車両の加速度応答

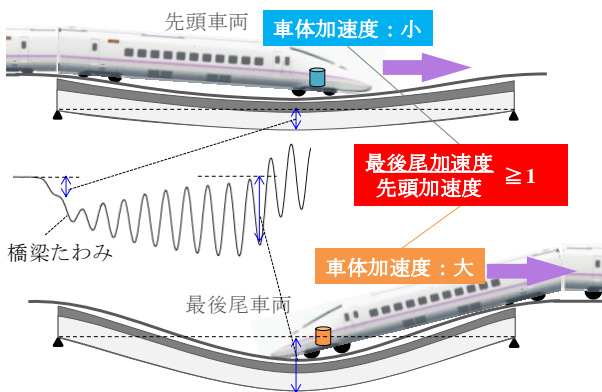


図-2 車上加速度による検知原理

等しくなる。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。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 \mathbf{x}_H および \mathbf{x}_T 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。

$$C_a = F(\mathbf{x}_T) / F(\mathbf{x}_H) - 1 \quad (1)$$

$F(\cdot)$ は括弧内変数に対する演算子である。本研究では式(2)で示す RMS（二乗平方根）を用いる。なお N は時系列 \mathbf{x} のサンプル数である。RMS 以外にも最大値や最小値の利用も考えられるが、車両や軌道不整、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

表-1 対象橋梁

橋梁	桁形式	径間長 L_b [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

れるため、本研究では RMS を用いることとした。

$$F(\mathbf{x}) = \sqrt{\mathbf{x} \cdot \mathbf{x}^T / N} \quad (2)$$

式(2)より式(1)は先頭および最後尾車両の上下振動加速度の平均パワーの比を意味する。ただし、車両上下加速度と橋梁のたわみ量の間には、上述の関係以外に、車軸や台車、車輪／レール間の接触や軌道変位等の複雑なシステムが介在する。これを踏まえ、実測と数値解析により増幅係数 C_a による共振橋梁検知について検討する。

2.3 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、径間長 23m から 48.6m の3種類のコンクリート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⁴⁾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 より算出した値である。

2.4 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径間中央の変位を測定した。本研究では 200 km/h および 260km/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、

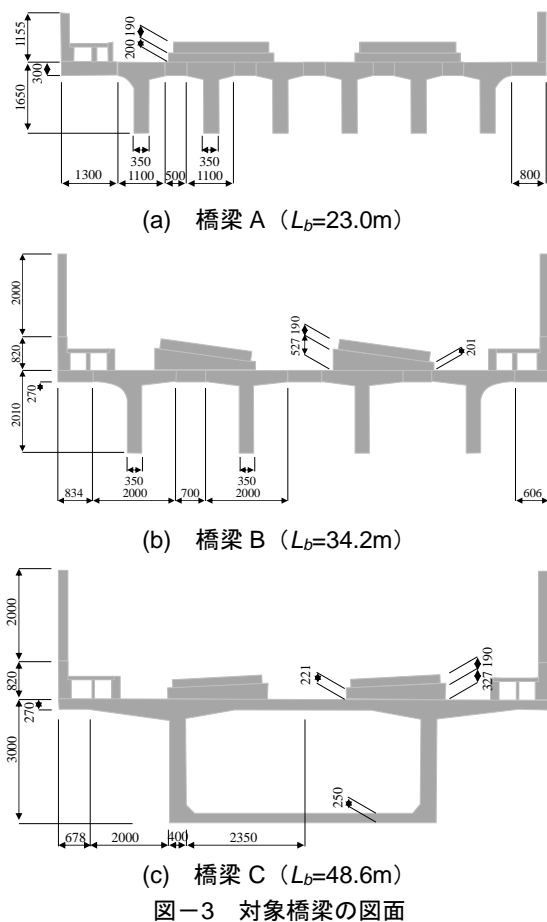


図-3 対象橋梁の図面

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110km/hから260km/hまで20km/hもしくは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間隔の位置の関数に変換した。

2.5 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。

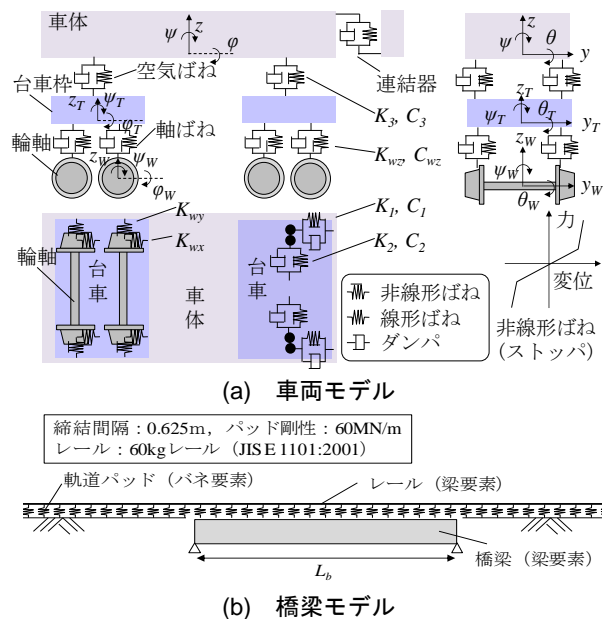


図-4 解析モデル

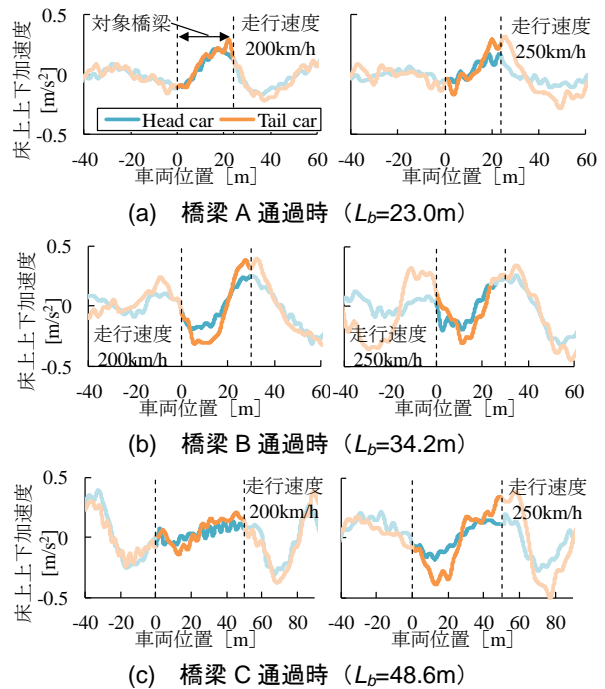


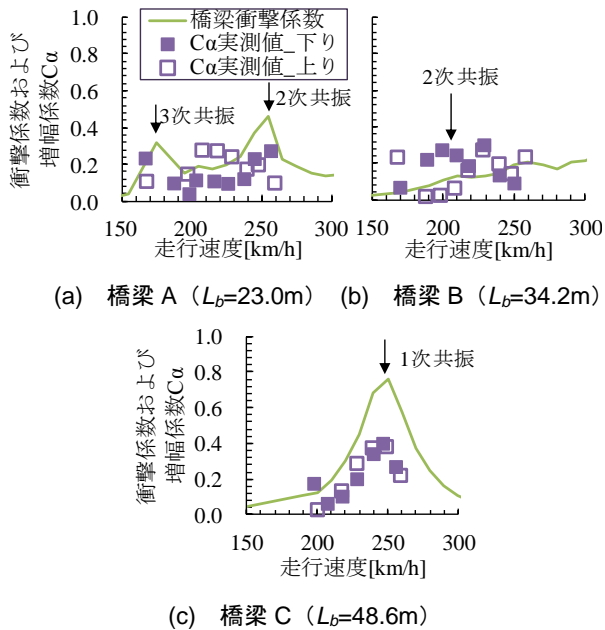
図-5 橋梁通過時の車両床上の上下振動加速度波形

3. 検討結果

3.1 車上測定結果

(1) 加速度波形

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にも床上加速度は、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⁵⁾。このことから、各床上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波形から

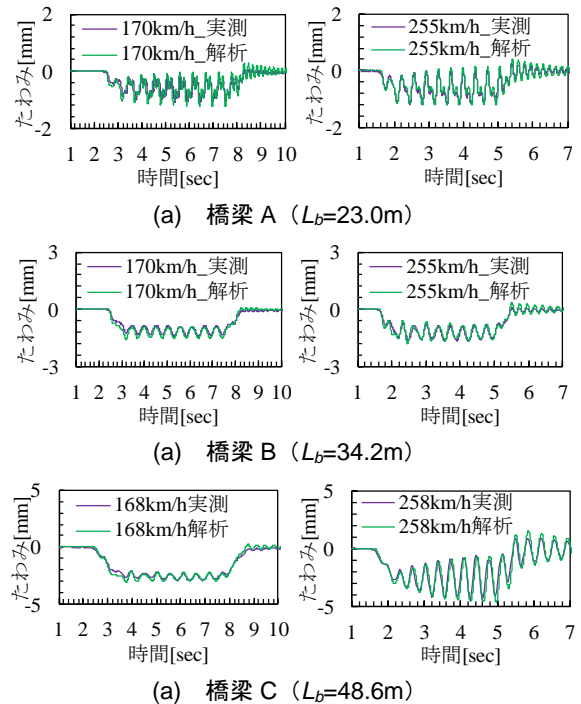


図一六 増幅係数 C_a と衝撃係数（実測）

判別可能なレベルで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 $0.25g$ ($=2.45m/s^2$) である⁹⁾。共振検知の対象とする加速度波形は全振幅で約 $0.7m/s^2$ が最大であり、本研究が実務上問題とならないレベルの車体振動加速度を対象とした検討であることがわかる。また、図一五では例えば橋梁 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予測される。

(2) 増幅係数 C_a

図一六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 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



図一七 橋梁たわみ波形の実測値と解析値の比較

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、径間長が長く比較的たわみの大きい橋梁が隣接する場合に増大すると推測されるが、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性の把握に焦点を絞り、隣接橋梁の影響に関する詳細な検討は今後の課題としたい。

3.2 再現解析結果

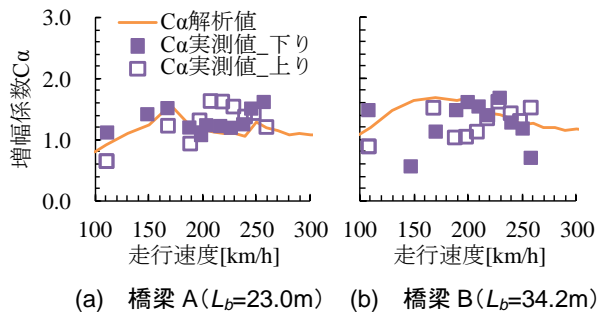
実測では列車走行速度や衝撃係数が限定されるとともに、隣接橋梁等の複数影響因子が存在する。ここでは、隣接橋梁や軌道変位の影響は排除し、共振時の衝撃係数と増幅係数 C_a の基本的な関係性分析を実施するため、実測値を良好に再現可能な数値解析モデルを構築した。

(1) 橋梁たわみ波形の再現

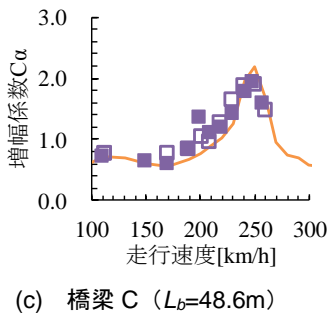
図一七に橋梁地上側で測定した径間中央の列車通過時たわみ波形と DIASTARS III による解析結果を示す。橋梁の解析モデルには、実測たわみ波形から同定したコンクリートヤング率を与えた⁴⁾。入力値は表一1の通りである。なお、前述の図一六に示す衝撃係数は当該モデルにより計算したものである。いずれの橋梁でも共振の有無によらず良好にたわみ波形を再現できている。

(2) 増幅係数 C_a の再現

図一八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に



(a) 橋梁 A ($L_b=23.0\text{m}$) (b) 橋梁 B ($L_b=34.2\text{m}$)



(c) 橋梁 C ($L_b=48.6\text{m}$)

図-8 増幅係数 C_a の実測値と解析値の比較

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。

3.3 共振領域での解析結果

(1) 増幅係数 C_a

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 は高い正の相関を有し、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、同じ衝撃係数でも径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。言い換えると、径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。

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。図-10 には図-9 に示した 1 次近似直線と各サンプルとの誤差を衝撃係数で除したもの（衝撃係数推定誤差）を示す。同図より増幅係数 C_a が変化せず 1 次近似直線との誤差が大きい領域が径間長により異なり、径間長が短いほど大きな衝撃係数が生じなければ 1 次近似直線に一致しない傾向が見られる。本研究の範囲では、例えば誤差 10% を閾値とすると径間長 48.6m の橋梁 C で衝撃係数 0.5 以上、径間長 34.2m の橋梁 B で 0.7 以上、径間長 23.0m の橋梁 A で 0.9 以上の衝撃係数において、増幅係数 C_a と衝撃係数の 1 次直線近似による換算が可能であることがわかる。

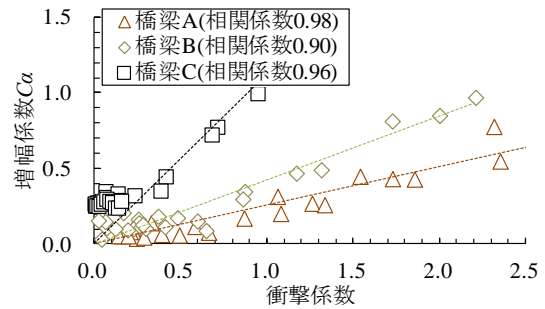


図-9 数値解析による増幅係数 C_a と衝撃係数

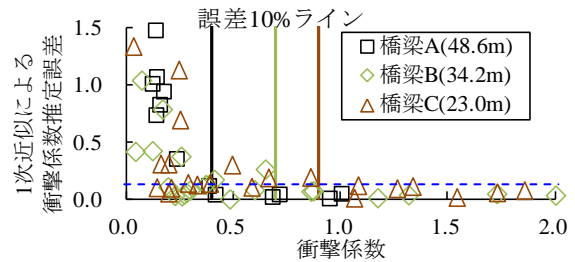


図-10 増幅係数 C_a と衝撃係数の相関範囲

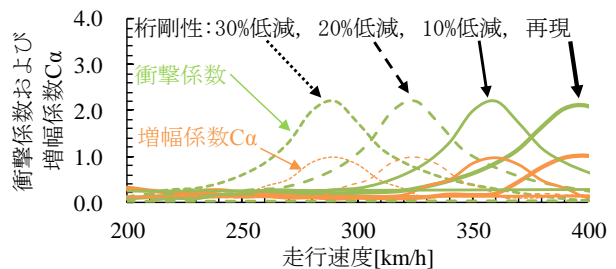


図-11 数値解析による桁剛性低下の影響（橋梁 B）

以上の共振領域における数値解析結果から、増幅係数 C_a により本研究で対象としたいずれの橋梁でも衝撃係数の大きい共振状態を判定できる可能性がある。一方で、増幅係数 C_a から衝撃係数への換算および換算可能な衝撃係数の範囲については、対象橋梁の径間長により変化する。特に径間長が短いほど衝撃係数の大きな範囲に適用が限られるとともに、同じ衝撃係数に対しても増幅係数 C_a が小さくなる。また短径間の橋梁では本研究では検討していない隣接径間の影響も大きいと推測されるため共振橋梁の検知難度は高くなると考えられる。本研究では 3 橋の限られた結果に基づく検討であるため、今後検討事例を増やし換算式および換算式の適用範囲を明確にしていく予定である。

(2) 橋梁剛性低下の解析結果

図-10 に橋梁の桁剛性が低下した場合の衝撃係数および増幅係数 C_a を示す。なお、桁剛性は再現値および 10%、20%、30% について算出した。なお、30% 桁剛性を低減させたケースは設計剛性と概ね同等であり、設計では考慮されていない非構造部材や設計用値を上回るコンクリートヤング率に起因した剛性寄与分と考えることができる。再現ケースでは 260km/h から 300km/h の増幅係

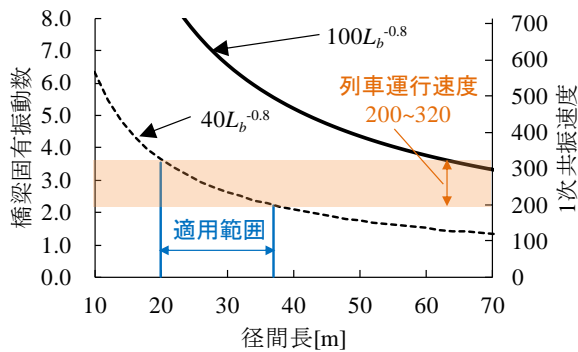


図-11 1次共振が生じる径間長と適用範囲

数 Ca にピークは認められないが、30%低減ケースではこの速度域において増幅係数 Ca にピークが生じており、相対比較により低剛性な桁を検知できる可能性がある。なお、衝撃係数と比較して共振ピークの裾野が小さくなっているが、これは、図-1 で示したように本研究の提案指標では、共振速度近傍で生じるうなり現象を評価できないためと考えられる。

(3) 共振速度から定まる適用範囲

検知可能な桁は列車運行速度とも関連する。また、共振速度は桁固有振動数から算出され、固有振動数は桁径間長により整理されてきた^{1), 2)}。既存報告を踏まえると実測結果は概ね下限 $40L_b^{-0.8}$ と上限 $100L_b^{-0.8}$ の範囲に存在する^{1), 2)}。図-11 に両曲線を示す。また、同図には車両長 25m の場合の 1 次共振速度を第二軸に示す。列車の運行速度 200km/h から 320km/h として共振が生じる径間長を逆算すると径間長 20m から 37m となり、この範囲で下限 $40L_b^{-0.8}$ を有する低剛性な桁を検知できる可能性がある。この範囲は共振発生事例^{7), 8)}が報告されている PC, PRC 橋梁の径間長とも重複する。

4. おわりに

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 Ca) 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 Ca は橋梁共振時に衝撃係数と同様に増加する傾向を確認した。
- (3) 数値解析の結果から、増幅係数 Ca が衝撃係数と 0.9 以上の相関を有するとともに、増幅係数 Ca を衝撃係数で 1 次近似した場合の直線の傾きは

径間長が短いほど小さいことを明らかにした。

- (4) 数値解析の結果から、衝撃係数が小さい範囲の増幅係数 Ca は衝撃係数と増幅係数 Ca との 1 次近似直線からの誤差が増加する。その閾値となる衝撃係数は径間長が短いほど大きくなることを明らかにした。

共振橋梁の検知指標として実用化していくためには、径間長や隣接径間に加え、列車の運行速度との関係を明らかにする必要がある。また、これらの関係を踏まえたうえで、増幅係数 Ca に基づく衝撃係数の換算式の提案およびその適用範囲の明確化も重要となる。また、本研究では速度向上試験に際して整備された良好な軌道状態のもとで実施された実測データを用いており、軌道変位が評価に及ぼす影響についても今後実測および数値解析により検証していく必要がある。

参考文献

- 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 Ja-pan, Journal of Constructional Steel Research, Vol.58, No.1, pp.71-97, 2002.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 古川敦: 新幹線の軌道管理技術, RRR, Vol.68, No.3 pp.14-17, 2011.
- 7) 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.
- 8) 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. .