

論文 開床式高架橋の等価振動特性の同定と曲げ剛性の相対評価

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

要旨：積雪寒冷地の一部の鉄道橋においては床版構造を省いた開床式橋梁が採用されている。しかし、床版構造を有する閉床式橋梁と比較して、数量が相対的に少ないことから、既設橋の振動特性や動的挙動について詳細な検討がなされることは皆無であった。本研究では、既設の開床式高架橋のスパン長をほぼ網羅する 5m～35m までの 12 橋に対して、列車走行時の加速度応答を計測し、振動特性の同定を行う。さらに、1 次たわみの固有振動数を曲げ剛性に換算し、実測と設計における曲げ剛性の関係に着目した相対評価を通して、要監視橋梁の抽出の可能性について言及する。

キーワード：開床式高架橋、走行列車荷重、振動特性、相対評価、振動モニタリング

1. はじめに

積雪寒冷地の鉄道橋においては、積雪に伴う列車運行弊害の解決が重要な課題となっている。その解決策の一つとして、積雪寒冷地域の一部では写真-1 に示すような床版構造を省いた開床式構造を有する橋梁が採用されている。一般的なコンクリート鉄道橋では閉床式構造が採用されているが、開床式構造とすることで橋上の積雪を抑え、走行時の安全性確保および雪荷重の低減を図っている。しかし、床版構造を省略しているために、通常の閉床式構造と比較してリダンダンシーが小さい上、列車走行時の応答についても荷重分担率などの点で、開床式とは異なると考えられる。

これまでに筆者らは、このような開床式鉄道高架橋を対象として、列車走行時の加速度応答を計測し、振動特性の同定を行うなど、その基本的な振動特性を明らかにしてきた^{1), 2)}。本研究では、開床式構造を有する既設コンクリート橋のスパン長をほぼ網羅する 5m から 35m までの 12 橋について同様の計測および解析を実施することで、開床式鉄道高架橋の振動特性の全体傾向を把握するとともに、スパン長もしくは橋梁形式による相違点を明らかにする。さらに、今後の維持管理の効率化を見据えて、同定した等価固有振動数および曲げ剛性の相対評価により、要監視橋梁の抽出可能性について展望を述べる。以上により、開床式橋梁の振動特性に関する基礎情報を提供する。

以下 2.において対象橋梁の概要と走行列車試験について述べる。3.では、振動計測を行った 12 橋の加速度応答から等価固有振動数、等価振動モード形を同定する。最後に 4.で固有振動数とスパン長との関係を理論的・実証的に検証する。



写真-1 開床式鉄道高架橋

2. 対象橋梁と走行列車試験

計測対象とする全 12 の開床式橋梁の概要として、スパン長、構造形式、横桁本数および加振源として使用した列車総数を表-1 に整理する。表-1 から理解できるように、開床式高架橋のスパン長は 5～35m の範囲にある。これらは、スパン長と路線状況に応じて、構造形式が RC 版桁橋、RCT 桁橋、PC 箱桁橋および RC ラーメン橋となっているが、既設の開床式橋梁のスパン長をほぼ網羅している。また、スパン長 5m の RC 版桁橋、25m の RCT 桁橋および 35m の PC 箱桁橋に対しては、それぞれ同形式の 2 橋梁で振動計測を実施する。なお、12 橋は全て同一路線上に建設されており、計測日時が異なっても加振源となる走行列車荷重には大きな差異はない。

代表的な橋梁（PC 箱桁橋、スパン長 35m）の概要図を図-1 に示す。床版構造が省かれ、2 本の主桁と 2 本の管理用ダクト桁が横桁のみで連結された構造であることがわかる。横桁の本数はスパン長により異なっており、35m で 3 本、25m で 2 本、20m と 15m で 1 本、

^{*1} 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 修士課程（正会員）

^{*2} 大阪大学大学院 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 特任講師 博士（工学）（正会員）

^{*3} 財団法人鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 構造力学研究室 研究員 工修（正会員）

^{*4} 財団法人鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 構造力学研究室 主任研修員 博士（工学）（正会員）

表-1 対象橋梁の概要

橋梁 番号	スパン長 [m]	構造形式	横桁本数 [本]	列車本数 [本]	橋梁 番号	スパン長 [m]	構造形式	横桁本数 [本]	列車本数 [本]
B1	5	RC 版桁	0	12	B7	25	RCT 桁	2	8
B2	5	RC 版桁	0	12	B8	25	RCT 桁	2	12
B3	8	RCT 桁	0	11	B9	35	PC 箱桁	3	8
B4	10	RCT 桁	0	11	B10	35	PC 箱桁	3	12
B5	15	RCT 桁	1	11	B11	6.02	RC ラーメン	0	11
B6	20	RCT 桁	1	12	B12	6.45	RC ラーメン	0	12

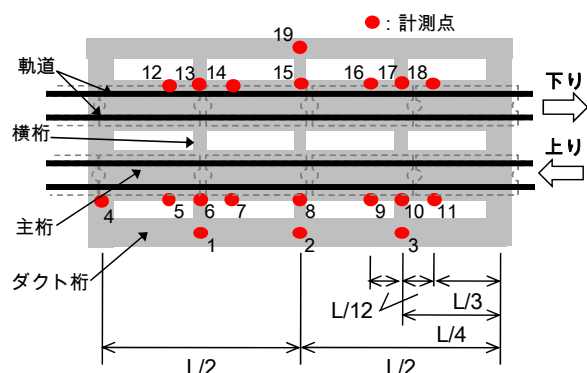


図-1 開床式構造とセンサー配置

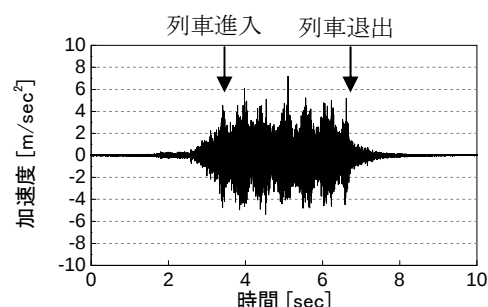


図-2 列車通過時の加速度応答（橋梁 B1, 計測点 15）

それ以下の橋梁には設置されていない。図-1 にはセンサーの配置状況（赤丸）も併せて示している。橋梁の全体1次のたわみモードを主な同定対象とするために、全19台の加速度計を2本の主桁の中心に設置した。また、他の橋梁についても同様のセンサー配置としている。計測した加速度応答は、アンチエイリアシングフィルターを介してサンプリング周波数 2kHz でノート PC に収録される。計測時間に関しては、列車通過時を含む 20 秒程度とし、振動特性の同定に際しては、周波数分解能との兼ね合いから、そのうち 10 秒間を切り出して用いることとした。橋梁上を通過する列車の種類は速度が約 80km/h の貨物と約 130km/h の特急の 2 種類であり、各橋梁で 8 本から 12 本の列車通過時の加速度応答を計測した。一例として B1 橋梁で計測した下り列車通過時の計測点 15 における加速度応答時系列を図-2 に示す。対象橋梁により最大振幅は異なるが、どの振動計測においても、図-2 に示すように列車進入、通過、退出の状況を視認できる。

3. では計測した加速度応答をもとに、クロススペクトル法により固有振動数および振動モード形の同定を実施する。本手法では基準計測点とのクロススペクトルを用いることで振動モード形を精度良く同定可能である。基準点は、列車が通過した主桁の節にならないように配慮して、下り列車通過時は計測点 17 に、上り列車通過時は計測点 6 に設定した。また、理論モード形としては両端を単純支持された梁構造を仮定してい

る。同定手法の詳細については参考文献 1) を参照されたい。なお、列車走行時の橋梁の応答は列車重量および橋梁の幾何非線形の影響を含んでいるために、橋梁単体の応答と異なることが予想される。以降、この点を明確に区別するために、列車走行時の加速度応答を用いて同定した振動特性を等価振動特性と呼ぶ。

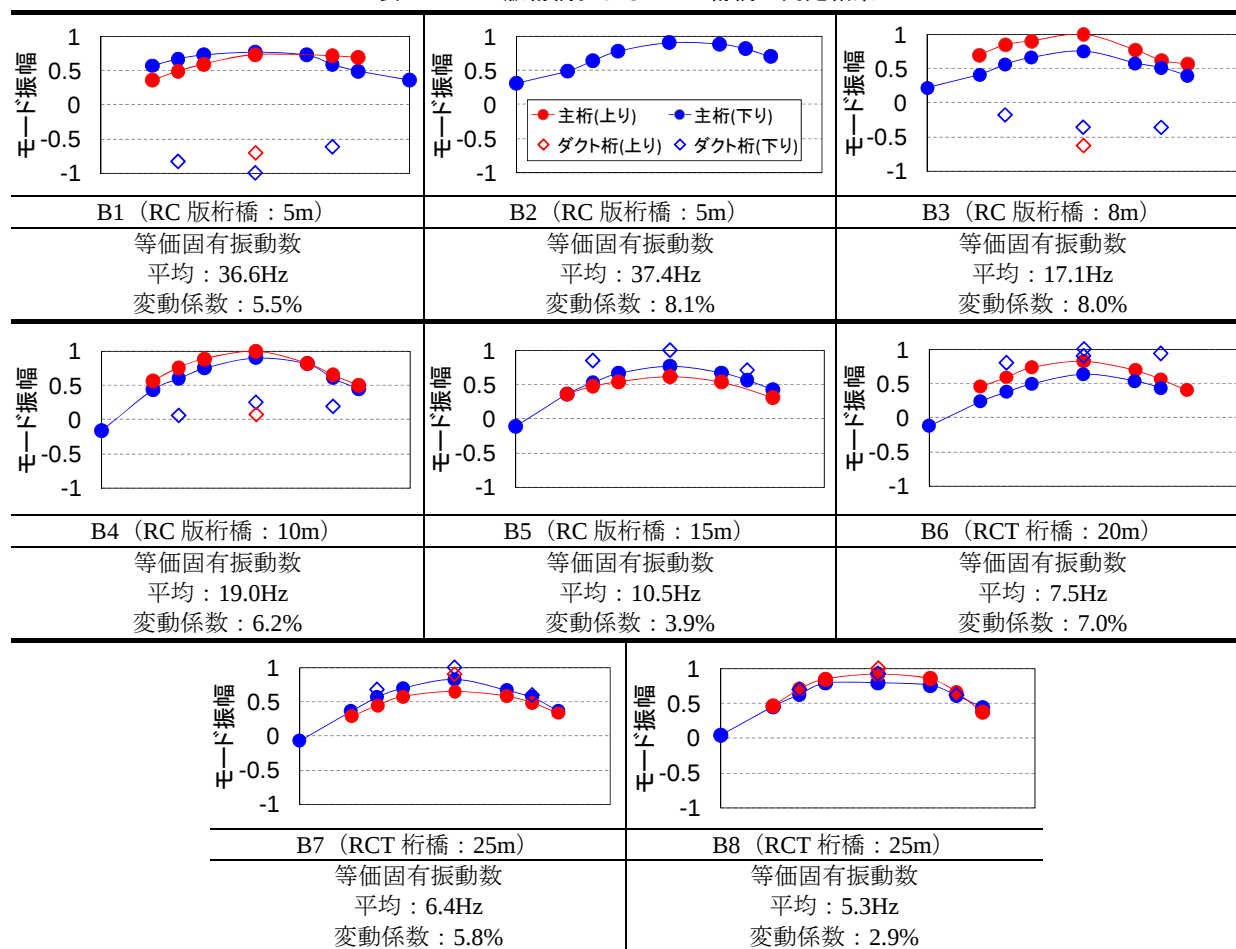
3. 等価振動特性の同定と構造形式、スパン長の影響

3.1 RC 版桁橋および RCT 桁橋

RC 版桁橋（B1～B2）は 5m、RCT 桁橋（B3～B8）は 8 m から 25m のスパン長を有する。各橋梁に対して、同定した 1 次たわみモードに関する等価固有振動数の平均、変動係数、および等価振動モード形を表-2 に示す。変動係数は対象橋梁にて同定した等価固有振動数の標準偏差を平均値で標準化した値である。また、等価振動モード形の凡例は B2 に代表して示し、以降の表でも同様とする。モード振幅は最大が 1 となるように基準化している。橋梁 B2 では、計測上の制約から下り側主桁のみを計測対象としたために、下り主桁のみの同定結果を示している。

同定した等価固有振動数はスパンが最も短い 5m の橋梁 B2 で 37.4Hz、最も長い 25m の橋梁 B8 で 5.3Hz であり、スパンが長くなるほど低下する傾向が見て取れる。また、変動係数とスパン長との間に明確な関係は見られず、どの橋梁の同定結果においても数%の変動を確認できる。なお、この変動に関しては、列車速

表-2 RC 版桁橋および RCT 桁橋の同定結果



度・重量の相違が影響していると考えられる。さらに詳細な変動要因の分析に関しては、参考文献 1)、2) を参照されたい。いずれにしろ、等価固有振動数のばらつきは、速度、列車種別、および進行方向の違いなどを含めても最大で 8% 程度であった。

等価振動モード形については、いずれの橋梁においても主桁の 1 次たわみ成分が同定できた。スパン長 15m 以上の橋梁 B5 から B8 ではダクト桁においても主桁と同程度のモード振幅が励起されているが、スパン長 10m 以下の橋梁 B1 から B4 ではダクト桁のモード振幅が主桁と一致しておらず、スパン長が短くなるに従い小さな値を示している。10m 以下の橋梁には横桁が設置されていないために、列車通過による振動は桁端のみで伝達されていることが原因であると考えられる。また、橋梁 B1, B2 および B3 では支点のモード振幅が他の橋梁と比較して大きい。スパン長が短いことに加え桁端のみで振動を伝達するために、剛体振動成分の割合が高くなったと考えられる。

スパン長が 5m と 25m の橋梁では、別地点に建設された同一形式・同一スパン長の開床式高架橋に対して、それぞれ走行列車試験および同定を実施している (B1

と B2, B7 と B8)。同定結果から、スパン長 5m の橋梁 (B1 と B2) においては等価固有振動数の相違は 2% 程度であったが、スパン長 25m の橋梁 (B7 と B8) では、2 橋の等価固有振動数の間には 20% 近い相違が存在する。B7 と B8 の変動係数は 5.8% と 2.9% であり、列車特性に起因するこれらのばらつきを考慮したとしても、2 橋の間には有意な差が生じている。このような相違の原因究明は今後の課外としたいが、同一形式・同一スパン長であっても列車走行時の振動特性は橋梁により異なる場合があることがわかる。

3.2 PC 箱桁橋

開床式高架橋で最もスパンの長い 35m の橋梁では PC 箱桁 (B9 と B10) が採用されている。PC 橋では張力が導入されているために、RC 橋と比較して等価固有振動数が高くなることが予測される。前節と同様に別の地点に建設された同一形式・同一スパン長の 2 橋に対して等価振動特性の同定を実施する。前節と同様の同定結果を表-3 に示す。どちらの橋梁の等価振動モード形においても主桁、ダクト桁の全体 1 次のたわみモードを見て取ることができる。等価固有振動数は 6.4Hz と 7.8Hz であるとともに、2 橋の等価固有振動の

表-3 PC 箱桁橋の同定結果

B9 (PC 箱桁橋 : 35m) 等価固有振動数 平均 : 6.4Hz 変動係数 : 4.1%	B10 (PC 箱桁橋 : 35m) 等価固有振動数 平均 : 7.8Hz 変動係数 : 5.6%

表-4 RC ラーメン橋の同定結果

B11 (RC ラーメン高架橋 : 6.02m) 等価固有振動数 平均 : 36.7Hz 変動係数 : 4.5%	B12 (RC ラーメン高架橋 : 6.45m) 等価固有振動数 平均 : 31.9Hz 変動係数 : 5.5%

(凡例は表-3 と同様)

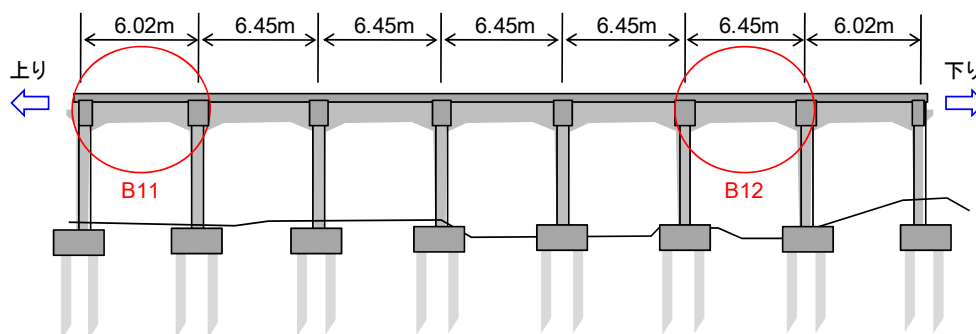


図-3 7 径間連続開床式ラーメン高架橋と対象径間の概要

変動係数はともに 6%以下であることから、3.1 と同様に同一形式・同スパン長であっても、対象とした 2 橋の動特性には 20%程度の差異が存在する。

3.3 ラーメン高架橋

高低差が少ない路線では、多径間のラーメン高架橋が採用されるケースが多い。ラーメン高架橋は隣接スパンおよび柱と結合されているために、支持条件が桁橋とは異なると考えられる。対象とした 7 径間連続開床式ラーメン高架橋の概要を図-3 に示す。当該橋梁は 6.02m の両端径間と 6.45m の中間 5 径間で構成されている。ここでは図-3 中の赤丸印で示した 2 径間を対象として、計測した加速度応答を用いて等価振動特性の同定を実施した。同定した等価固有振動数および

等価振動モード形を表-4 に示す。等価固有振動数は B11 で 36.7Hz、B12 で 31.9Hz であった。B12 と比較して、スパン長が短い B11 の方が約 1.15 倍、高くなっている。変動係数はいずれも 5%程度であり、他の橋梁の同定結果と同様の傾向を示している。

等価振動モード形については両径間とも上りおよび下りの両主桁が同程度に 1 次のたわみモードを示している。両主桁間には横桁が設置されていないにも関わらず同程度のモード振幅が励起されていることについては、スパン長の短さに加えて隣接径間の影響が考えられる。これに対して、ダクト桁については主桁と逆位相、もしくは非常に小さいモード振幅を示しており、主桁とは連成しない挙動であると考えている。

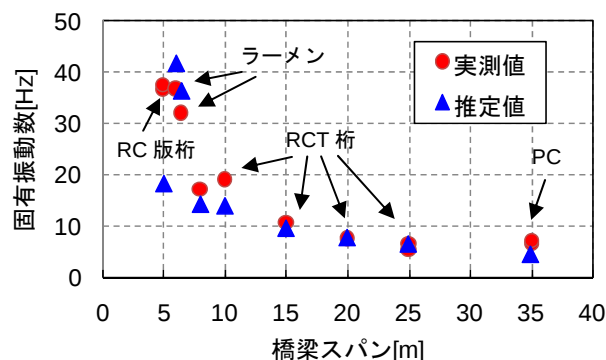
表－5 対象橋梁の断面諸元

橋梁 番号	スパン長 [m]	桁高 [m]	断面 2 次 [m ⁴]	E [kN/m ²]	単位重量 [kN/m ³]	橋梁 番号	スパン長 [m]	桁高 [m]	断面 2 次 [m ⁴]	E [kN/m ²]	単位重量 [kN/m ³]
B1	5	0.45	0.02	2.5E+7	24.5	B7	25	2.65	3.00	2.5E+7	24.5
B2	5	0.45	0.02			B8	25	2.65	3.00		
B3	8	1.05	0.04			B9	35	3.15	3.59		
B4	10	1.35	0.13			B10	35	3.15	3.59		
B5	15	1.45	0.44			B11	6.02	1.10	0.13		
B6	20	2.05	1.25			B12	6.45	1.10	0.13		

※主桁 1 本の断面積，断面 2 次モーメントを記載

表－6 推定結果

橋梁 番号	推定固有振動数[Hz] 単純支持	推定固有振動数[Hz] 固定支持	橋梁 番号	推定固有振動数[Hz] 単純支持	推定固有振動数[Hz] 固定支持
B1	18.3	21.7	B7	6.5	7.7
B2	18.3	21.7	B8	6.5	7.7
B3	14.2	16.9	B9	4.4	5.2
B4	13.9	16.6	B10	4.4	5.2
B5	9.6	11.4	B11	41.7	49.6
B6	7.7	9.2	B12	36.3	43.2



図－4 推定固有振動数と実測値の関係

4. 等価固有振動数を利用した曲げ剛性の相対評価

4.1 設計断面を用いた固有振動数の簡易推定

3.では全 12 橋の 1 次たわみモードの同定を行った。これを踏まえ，本章ではスパン長や断面剛性などの諸条件が異なる橋梁群を対象とした相対評価の可能性について検討を行う。はじめに，曲げ振動理論を用いて設計断面から 1 次たわみモードの固有振動数を算出する。その上で，固有振動数および等価固有振動数をそれぞれ曲げ剛性に変換し，設計時の曲げ剛性で標準化した実測の曲げ剛性に基づいて相対評価を試みる。

曲げ剛性が橋梁断面で一定であると仮定した場合，1 次たわみモードの固有振動数 ω_1 は梁の曲げ振動理論より以下の式 (1)，(2) で表すことができる。なお式 (1) と式 (2) は境界条件が異なり，式 (1) は単純支持，式 (2) は固定支持の梁である。

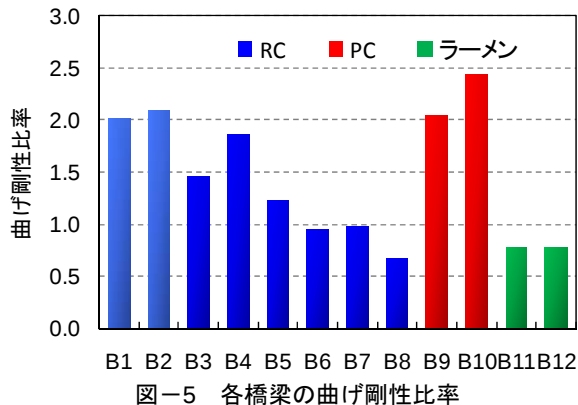
$$\omega_1 = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{\pi}{L} \right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \quad (1)$$

$$\omega_1 = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{1.19\pi}{L} \right)^2 \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \quad (2)$$

ここで ρ は単位重量， EI は曲げ剛性， A は断面積， L はスパン長を示す。なお，固有振動数の推定式は式 (1)，(2) 以外にも文献 3) で用いられているものがあるが，本研究で対象とした開床式高架橋では床版による剛性や質量の影響を考慮する必要がないことから上記の推

定式を採用している。ただし，曲げ剛性については，参考文献 3) を参考にコンクリート断面のみを考慮して全断面有効と仮定した。より詳細な検討のためには鉄筋等の影響を考慮する必要があるが，まずは簡易的に断面剛性を算出することを優先した。

各橋梁にて固有振動数の推定に用いた諸元を表－5 に，推定結果を表－6 に支持条件ごとに示す。表－6 に示した固有振動数を走行列車試験の結果とともに図－4 に示す。なお，境界条件が不明確である RC ラーメン高架橋については，高架橋全体（7 径間）を表－5 の諸元を有する梁要素でモデル化し，固有値解析を実施した結果を用いている。他の橋梁でも単純支持の結果を用いている。図－4 からスパン長 5m，8m，10m の短い橋梁で多少のばらつきはあるものの，推定値と実測値は概ね整合的であることが理解できる。先述した通り，採用した固有振動数の推定式は，鉄筋，ひび割れ，路盤コンクリート，および列車重量を考慮しておらず，必ずしも現象を精緻に再現できているわけではない。しかし，図－4 の結果を踏まえ，本研究では推定式を一つの基準であると仮定し，これ以降の議論を進めることとする。なお，今後の課題として鉄筋，ひび割れの考慮など，固有振動数の推定精度を向上することがあげられる。特にスパン長の比較的短い橋梁や PC 橋についてはこれらの要因の影響が大きいことは明らかであり，重要な課題である。さらに本稿では頁数の都合上割愛したが，インパルスハンマーによる



衝撃加振試験も走行列車試験と並行して実施しており、これらを比較することで固有振動数に及ぼす列車重量の影響について検討することが可能である。これらの研究成果については別の機会に発表したい。

4.2 曲げ剛性比率の相対評価

実橋に対する振動計測結果から同定した等価固有振動数を用いて、列車走行時における実際の曲げ剛性を算出するとともに、その実測曲げ剛性を、前節の結果に基づく設計断面の曲げ剛性により標準化することで対象橋梁間の曲げ剛性の相対評価を行う。特に列車走行時の等価固有振動数を用いることで、使用状態における曲げ剛性を評価することが可能である。さらに設計断面から求めた曲げ剛性と比較することで、設計における想定断面の再現性を検討することも可能となる。

各橋梁で同定された1次たわみの等価固有振動数を前節4.1の式(1)、(2)に代入し、曲げ剛性 EI について展開することで、列車走行時における実際の曲げ剛性 EI' を算出した。さらに設計断面から求めた曲げ剛性で除算することで、曲げ剛性比率を全12橋に対して算出した。その結果を図-5に示す。B9およびB10(PC箱桁橋)は仮定した全断面有効の条件については最も適合すると考えられるが、これと同様に支配的影響因子であるプレストレスを考慮していないため、あくまでも参考値としたい。また、その他の橋梁でも鉄筋、路盤コンクリートなどの影響からスパン長が短い橋梁ほど、大きな値を示す傾向が見られるが、RCT桁橋の中ではB4が、特に高い値を示しており、曲げ剛性が高いと考えられる。また、B7とB8は同一スパン長、同一形式の橋梁であるが、曲げ剛性比率において30%程度の差異が見られる。一方で、B11、B12のRCラーメン橋では対象とした2径間とも80%程度の値を示している。本研究では、固有振動数の推計に比較的単純な式を採用した。また、相対評価を実施するには十分な橋梁数とは言えない。しかし、このような方法論により、剛性が相対的に低い橋梁を抽出することが可能

となれば、振動モニタリングが維持管理の実務においても不可避手段として位置づけられるものと期待できる。

5. おわりに

本研究は、これまで着目されることがなかった既設の開床式橋梁の振動特性に関する基礎情報を網羅的に提供するものである。具体的には、開床式構造を有する全12橋を対象にそれぞれ10本程度の列車走行時の加速度応答を計測し、1次の等価振動特性の同定を行った。これにより既設の開床式橋梁のスパン長をほぼ網羅する範囲で、等価固有振動数を把握した。また各橋の同定結果から列車特性の相違が及ぼす等価固有振動数の変動が最大で8%程度であるとともに、特にスパン25mおよび35mの開床式鉄道橋では同一スパン長・同一形式であっても等価固有振動数が20%程度異なることが明らかとなった。さらに、本研究では等価固有振動数から換算した曲げ剛性を設計断面から算出した曲げ剛性で基準化した曲げ剛性比率を導入することで、条件の異なる橋梁群に関する曲げ剛性の相対評価の可能性について検討した。しかしながら、本研究で曲げ剛性を評価する際に用いた単純な仮定では相対評価に及ぼす影響が大きく、橋梁スパン長、プレストレスに依存するトレンドが残る結果となった。相対評価の実用性を向上させるためには、鉄筋、路盤コンクリート、ひび割れなどを考慮した限界値としての設計断面の曲げ剛性についても推定する必要がある。これらの課題については今後、有効曲げ剛性や数値解析を用いて継続的に検討する予定である。

謝辞：本研究の一部は文部科学省「若手研究者の自立的研究環境整備促進」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。ここに記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 松岡弘大，貝戸清之，杉崎光一，渡辺勉：列車走行時の加速度応答を用いた開床式橋梁の振動特性の同定，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp.949-954，2009.
- 3) 原田和洋，杉崎光一，貝戸清之，曾我部正道：鉄道橋の動的応答における部材振動性状の簡易同定法，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.13-18，2008.