常時微動測定に基づく鉄道高架橋 の等価固有周期の推定手法

徳永 宗正¹・曾我部 正道²・谷村 幸裕³・小野 潔⁴

¹正会員 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

E-mail: tokunaga.munemasa.68@rtri.or.jp

²正会員 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

E-mail: sogabe.masamichi.78@rtri.or.jp

³正会員 公益財団法人 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

E-mail: tanimura.yukihiro.04@rtri.or.jp

⁴正会員 大阪大学大学院准教授 工学研究科地球総合工学専攻 (〒565-0871 吹田市山田丘2-1)

E-mail: k-ono@civil.eng.osaka-u.ac.jp

鉄道構造物の弾性固有周期は維持管理に、等価固有周期は耐震診断に重要な指標である。本論文では、常時微動測定により同定した鉄道高架橋の弾性固有周期を基に、等価固有周期を推定する手法を提案した。具体的には、高架橋群の振動モード形状の特徴を利用して、固有振動モードを効果的に同定する手法を提案し、ラーメン高架橋の弾性固有周期を5%以内の誤差で同定できることを示した。さらに、ラーメン高架橋の弾性固有周期/等価固有周期の比が構造形式に応じてほぼ一定値となることを示し、この関係を利用した換算法により10%程度の誤差で、常時微動測定から等価固有周期を推定できることを示した。橋脚に対しては、隣接構造物との連成や地盤条件のばらつき等の影響を受け易い構造物であることから、誤差が大きくなることを明らかにした。

Key Words : effective natural period, predominant period, concrete structure, microvibration measurement

1. はじめに

鉄道構造物の維持管理や耐震設計において構造物の固有周期、特に、構造物の完全弾性時に対応する弾性固有周期や、初降伏時剛性に対応する等価固有周期といった指標が重要なパラメータとして用いられている。

弾性固有周期は、衝撃振動試験により測定した値と標準値を比較して健全度を判定する指標として、鉄道構造物の維持管理業務において重要な役割を担っている^{1),2)}。しかし、既往の同定手法は技術者の経験に頼る部分があり、また、衝撃振動試験のための重錘を用いる必要があることから、より簡易かつ安定的な測定、同定手法の開発が望まれている。

等価固有周期の算定法として、図-1 に鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)(以下、「耐震標準」という。)の定義を示す^{3),4)}。等価固有周期は、構造物の地震時挙動や列車走行性を支配する重要なパラメータであり、新設構造物の耐震設計だけでなく、既設構造物の

耐震診断及び維持管理に関する有用な情報も与えられている⁵⁾。一般的な鉄道構造物で、単一主要モードが卓越するような場合は、その等価固有周期と降伏震度の情報があれば非線形応答スペクトルなどを用いて最大応答塑性率を推定することができる。国内の鉄道分野においては、許容応力度法により設計された1970年代以前の構造物が多く、合理的に耐震診断を施していく必要がある。一定量の構造物、特に特殊な構造物に対しては、構造物

図-1 構造物の等価固有周期¹⁾

の寸法や配筋などの情報をもとに詳細な数値モデルを構築し、プッシュオーバー解析や動的解析等の数値解析によりその地震時挙動を詳細に把握する必要がある。しかし、膨大な対象を逐一詳細にモデル化することは必ずしも合理的ではなく、また、一部の構造物では設計図書が残されておらず解析自体が困難な例もある。

ところで、弾性固有周期と等価固有周期は、特に標準設計が多用される鉄道高架橋においては一定の相関関係が予想される。この相関関係を利用して、常時微動測定等の簡易な測定により同定した弾性固有周期に基づき等価固有周期を推定できれば、膨大な対象の数値解析を補間する手段として手間、費用を大幅に軽減できる。また、弾性固有周期の測定値は、構造物剛性、基礎形式や地盤条件等の影響を内包する指標であることから、数値解析で適切に設定することが難しいコンクリートのヤング率やボーリング地点と建設地点における地盤条件等のばらつき等も暗に考慮することができる。常時微動を利用した構造物の固有振動モード同定は、振動振幅が比較的大きい長大橋を対象に、AR モデル、ERA 等を適用した例が多く報告されている⁹⁻¹¹⁾。一方、鉄道高架橋は比較的剛性が高く振動振幅も小さいこと、ノイズの混入、固有振動モードの励起力不足等により、常時微動下においては固有振動モード同定が難しい傾向にある¹²⁾。著者らは前報告において弾性固有周期と等価固有周期の関係について言及しているが、検討が限定的で定量的な評価は与えていない^{13, 14)}。また、線路方向に連続する鉄道高架橋相互の連成が固有振動モードに及ぼす影響は十分に明らかにされているとは言い難い¹⁵⁻¹⁷⁾。

本論文では、図-2に示すように、常時微動により測定した鉄道高架橋の線路直角方向の弾性固有周期（以下、その逆数を「弾性固有振動数」と言う。）に基づき、等価固有周期（以下、その逆数を「降伏振動数」と言う。）を推定する手法を提案することを目的とする。3章においては、線路方向に連続する鉄道高架橋群の固有振動モードの特徴を明らかにし、効果的な同定手法を検討した。4章においては、鉄道高架橋の弾性固有振動数と等価固有振動数の関係およびその影響因子を検討した。さらに5章において、鉄道高架橋の弾性固有振動数から等価固有振動数を推定する手法をまとめ、適用例を示した。

2. 検討手法

(1) 測定対象構造物

図-3 に、本論文で測定を行った構造物の構造形式の模式図を示す。対象とした鉄道構造物は、RC ラーメン高架橋 130 基と RC 橋脚 86 基である。RC ラーメン高架橋は、両端に張出し部を持つ張出式ラーメン高架橋、両端に調整桁を持つゲルバー式ラーメン高架橋、さらに、

図-2 本研究フロー

図-3 対象構造物の構造形式の模式図

表-1 対象構造物の構造諸元一覧

	線区	数	地盤種別	構造物高さ(m)	層数
張出式 ラーメン 高架橋	A	9	G2~3	9.0~11.5	1~2
	B	8	G2~3	12.5~19.0	2
	C	14	G1~5	7.0~15.5	1~2
	D	16	G3~4	7.0~9.5	1
	E	16	G2~3	6.5~8.0	1
総数: 63基					
ゲルバー式 ラーメン 高架橋 (開床式)	F	17	G5	5.0~8.6	1
	G	4	G4	16.3	2
	H	7	G4	13.8	1
	I	4	G3	8.3~12.6	1
	J	7	G3	8.0~9.4	1
	K	3	G4	8.4~8.8	1
	総数: 42基				
ゲルバー式 ラーメン 高架橋 (開床式)	M	5	G2	8.3~11.8	1~2
	N	4	G2	7.7~10.0	1
	O	5	G2~3	6.8~8.3	1
	P	4	G2~4	7.0~10.5	1
	Q	7	G3	8.8	1
	総数: 25基				
橋脚					
	F	10	G3~5	6.0~7.4	・全数群杭
	H	5	G4~5	7.1~10.9	・全数群杭
	I	6	G3	6.7~8.0	・全数群杭
	J	1	G3	7	・全数群杭
	K	5	G3	9.9~9.7	・一部直接基礎
	M	4	G2	3.6~6.8	・全数群杭
	N	5	G2	3.0~6.2	・全数群杭
	O	15	G2~3	5.0~14.7	・一部直接基礎
	P	27	G2~4	2.8~10.5	・全数群杭
	Q	4	G4	6.5~7.5	・全数群杭
	R	4	G2	10.2~17.4	・全数直接基礎
総数: 86基					

ゲルバー式の一部においては、積雪寒冷地で採用のある床版構造を省いた開床式ラーメン高架橋を対象とした。RC 橋脚は、桁式高架橋区間や河川橋梁、架道橋梁区間において、単径間の RC 桁又は PC 桁を支持する橋脚を対象とした。

表-1に、対象構造物の構造諸元一覧を示す。張出式ラーメン高架橋（以下、「張出式ラーメン」という。）は、線区A-Eの63基であり、8mスパン3径間タイプの1層又は2層の標準設計ラーメン高架橋である。構造物高さは6.5~19m、基礎は、直接基礎形式もしくは連結、独立の群杭形式であり、杭長は4~14m程度、地盤種別はG1~5である。軌道形式はバラスト軌道である。また、供用40年程度の構造物で、被災経験を有しており、鋼板巻による耐震補強が施されている。

閉床式のゲルバー式ラーメン高架橋（以下、「ゲルバー式ラーメン（閉）」という。）は、線区F-Lの42基であり、10mスパン4~7径間タイプの1層又は2層の標準設計ラーメン高架橋である。構造物高さは5.0~16.3m、基礎は1柱1杭形式であり、杭長は8~38m程度、地盤種別はG2~5である。軌道形式はスラブ軌道である。また、測定時には新設の供用開始前の構造物で、軌道スラブが敷設される前のものであったため、重量が設計条件よりも小さい状態で測定を行った。

開床式のゲルバー式ラーメン高架橋（以下、「ゲルバー式ラーメン（開）」という。）は、線区M-Qの20基であり、6~7mスパン5~7径間タイプの1層又は2層の標準設計ラーメン高架橋である。構造物高さは6.8~11.8m、基礎は、1柱1杭形式もしくは連結、独立の群杭形式であり、杭長は8~28m程度、地盤種別はG2~4である。軌道形式はスラブ軌道である。

RC橋脚（以下、単に「橋脚」という。）は、線区F、H-K、M-Rの86基であり、一部円形断面柱や直接基礎を有する橋脚であるが、ほとんどが群杭を有する壁式橋脚である。構造物高さは2.8~17.4m、基礎は群杭形式であり、杭長は7~38m程度、地盤種別はG2~5である。軌道形式はスラブ軌道である。

写真-1 に、各対象線区において撮影した写真を示す。

(2) 鉄道高架橋群の連成解析手法

実務の耐震設計では、一般的に線路方向に連続する隣接構造物の相互作用は考慮せず、その前後の隣接構造物と対象構造物との連成が考慮されることはない。一方、実際の構造物を考えると、張出式ラーメンは、線路直角方向には剛性の小さいレールやバラストでのみ隣接構造物と接続されているため、個々の構造物が独立して挙動するのに対し、ゲルバー式ラーメン、橋脚は桁を介して隣接構造物と連成する。この連成により構造物の固有振動モードがどの程度変化するかを評価するため、研究

(a) 線区 B

(b) 線区 C

(c) 線区 G

(d) 線区 I, J

(e) 線区 O

(f) 線区 Q

写真-1 対象構造物外観

(a) 全体系

(b) 支承部構造

図-4 鉄道高架橋群の連成解析の解析モデル概念図

用プログラム DIARIST[®]を用いて、表-1 に示す線区 M、P を対象に鉄道高架橋群の連成解析を行った。線区 M、P は、ラーメン高架区間、桁式高架区間、河川橋梁等を内包しており、標準的な鉄道高架区間と考えられたことから検討対象とした。

図-4(a)に、鉄道高架橋群の連成解析モデルを示す。橋脚は1本の非線形ばね、ラーメン高架橋はその前後両端

に配置された2本の非線形ばねにより、それらの線路直角方向の水平応答をモデル化した。桁や高架橋の上部工は十分に剛な梁要素でモデル化した。連成の影響を評価するため、梁要素による上部工をモデル化せず、その質量のみを非線形ばねに付加したモデル、回転ばねの剛性を考慮せずピン結合としたモデル、鋼角ストッパの剛性と等価となる回転ばねを与えたモデルを用いた解析を行った。構造物の非線形ばねは設計図書より一律に得られる降伏振動数を基に設定したため、常時微動応答に相当する弾性固有振動数より固有振動数が低くなる数値モデルとなっており、実測と直接比較できるわけではない。梁の単位長さ重量は、標準的なRC構造物を想定して一律350kN/mと仮定した¹⁹⁾。減衰はモーダル減衰として考慮し、各モードのモード減衰比は5%と設定した。

図-4(b)に、一般的な新幹線構造物の支承部分の概念図を示す。既往の実験結果に基づき支配的となる鋼角ストッパの剛性のみを考慮し、等価回転ばね剛性を算出した。図に示すように、鋼角ストッパの線路直角方向の遊間には緩衝ゴムが密着して設置されることから、線路直角方向の拘束は鋼角ストッパの曲げ剛性に大きく支配されると考えられる。鋼角ストッパによる等価回転ばねの剛性 K_R は、既往のストッパの実験結果（一本当たり剛性770000kN/m、降伏点1500kN、降伏変位1.95mm）^{17), 20)}等に基づき、ストッパの剛性 k_R 、橋梁中心からストッパまで距離 L_R から、 $K_R = 2k_R L_R^2 = 1.12 \times 10^7 \text{ kNm/rad}$ と設定した。ゴムシューのせん断剛性は、鋼角ストッパと比較して十分小さいことから無視した。実際には緩衝ゴムの変形や橋脚のねじり挙動も想定されることから、 K_R はより小さい値になると考えられる。

(3) プッシュオーバー解析手法

a) 解析モデル

構造物の弾性固有振動数や、降伏振動数を算出するため、またパラメータが及ぼす影響を評価するため、プッシュオーバー解析を行った²¹⁾。

図-5に、プッシュオーバー解析モデルの概念図を示す。解析は設計図書に基づき耐震標準³⁾に準拠して行った。基礎の支持力係数 α_f は1.0、材料修正係数 ρ_m は1.2とした。線区A-Eの張出式は、鋼板巻立て工法により補強されているため、部材の曲げ性能算定時において、充填モルタル分を柱断面に加味した（鋼板は軸方向には寄与しないため曲げ性能の評価では無視）。このモデルに対して変位制御によるプッシュオーバー解析を行った。なお、測定で想定される荷重条件と等しくなるよう、列車荷重、雪荷重は考慮せず、軌道重量を考慮した解析を基本とした。

b) 解析ケース

表-2 に、プッシュオーバー解析の解析ケース一覧を

図-5 プッシュオーバー解析モデル概念図

表-2 プッシュオーバー解析の解析ケース一覧

目的	降伏振動数の算出	パラメータの影響度	成分分析と固有振動数比の算出
張出式	全数	線区A-R19 線区B-R7 線区C-R8	線区A-R15,19,21~23 線区B-R5~7 線区C-R6~15 線区D-R3~8,11,12 線区E-R25~27,29~41
	全数	線区F-R4,15 線区G-R3 線区H-R7 線区I-R4 線区J-R4,8	線区F-R4,15 線区G-R3 線区H-R7 線区I-R4 線区J-R4,8
	全数		線区F-P4~9 線区I-P8~12
橋脚	無	有無	無
	有	有無	有
	24	24, 35, 40	24
	設計値	設計値の1~10倍	設計値

表-3 計測機器一覧

項目	メーカー	製品名	仕様
可搬型データ収録・処理装置	ANET	GEODAS-15	
地表用微動計（速度計）	ANET	CR4.5-2S	感度:1V/cm/sec 測定周波数:0.5~18Hz

示す。降伏振動数を算出することを目的とし、表-1に示す構造物全数に対して、プッシュオーバー解析を行った。弾性固有周期に各パラメータが与える影響度を評価することを目的とした解析を行った。解析パラメータは、実構造物において不確定原因と想定される、雪重量、軌道重量等による付加荷重 D_1 、列車荷重 L 、コンクリート強度 f_{ck} 、地盤ばねの水平地盤反力係数の倍率とした。コンクリート強度は、ヤング係数と関係が深く、設計標準において定式化されているものの、そのばらつきは大きい。また、実際のコンクリート強度は設計基準強度より高くなるのが一般的であり、呼び強度24に対して40N/mm²程度の強度が発現する場合も少なくない。従って、実条件で想定される範囲でコンクリート強度を24~40N/mm²に変化させた。また、水平地盤反力係数は、図-5中に示すように実際には変位レベルに依存して変

図-6 速度計設置箇所

写真-2 計測状況
(a) 高架橋上の収録・処理設置 (b) 高架橋上の速度計

化する²²⁾⁻²⁵⁾。耐震標準で規定されている水平地盤反力係数は、ひずみレベル 10^3 程度を目安に定められたものである³⁾が、衝撃試験や本論文で対象としている常時微動時のひずみレベルは 10^6 程度と考えられていることから、水平地盤反力係数を設計値の 1~10 倍に変化させた。

(4) 測定手法

表-3 に、用いた計測測機器一覧を示す。200Hz のサンプリング周波数で、水平 2 方向、鉛直 1 方向の速度測定を行ったが、分析には線路直角方向の成分のみを用いた。各対象構造物に対し 3~20 分程度の常時微動を測定した。測定波形の分析には数値解析ソフトウェア MATLAB を用い、オフラインにて波形処理を施した。

図-6 に、構造物に設置した速度計の設置箇所を示す。図に示すように、高架橋上に少なくとも 4 つのセンサを配置して同期計測を行った。ラーメン高架橋を対象とする場合には、センサ B, C をそれぞれ構造物上起点側、終点側の端部に、センサ A, D をそれぞれ前後の隣接構造物上の端部に配置した。橋脚を対象とする場合には、センサ A~D を振動単位と想定される対象構造物を含む範囲の構造物上に設置した。センサ E は、対象箇所の

(a) 線区 M

(b) 線区 P

図-7 固有値解析による固有振動モード

地盤の固有振動を計測することを目的に、構造物の振動の影響を受けないよう概ね 5m 以上構造物から離して地表面上に設置した。

写真-2 に、計測状況を示す。高架橋上の速度計は、張出スラブ先端に設置することを基本としたが、バラスト軌道や開床式高架橋の場合はスラブ上に設置できないため、ダクト壁先端に設置した。

(a) 線区 M

(b) 線区 P

図-8 動的解析(連成有)による卓越振動数

3. 鉄道高架橋群の固有振動モード同定

(1) 固有値解析結果

2.(2)で示した手法に基づき、固有値解析により、固有振動数、固有振動モードを算出した。

図-7に、線区 M, Pの構造物高さ、固有値解析により得られた固有振動数、振動モード形状を示す。図の横軸は距離程であり、構造物の位置を表す。固有値解析は支承部をピン結合としたモデルを用いて行った。振動モード形状は、各振動モードの最大振幅により基準化しており、振幅が 0.05 以上となる範囲のみを示している。図から、ラーメン高架橋は、隣接構造物との連成による影響範囲は前後の 1 構造物程度で連成の程度も小さく、各々が独立に挙動する振動モード形状となる傾向が確認できる。一方、橋脚は連成の程度が強く、ほとんどの橋脚で隣接構造物との連成による影響範囲が 3 径間以上となり、振動モード形状も複雑となることが確認できる。

(2) 動的解析結果

2.(2)で示した手法に基づき、各質点に、インパルス入力を与え自由振動を励起させた時刻歴応答解析を行い、振動モード同定手法の検討を行った。

図-8に、線区 M, Pにインパルス、LIG3 地震動を入力した場合の連成を考慮した動的解析の卓越振動数を示す。連成を考慮した動的解析では、支承部をピン結合としたモデルを用いた。図の横軸は距離程であり、構造物

(a) LIG3 地震動 線区 M

(b) LIG3 地震動 線区 P

図-9 動的解析による LIG3 地震動時のモード寄与率

の位置を表す。インパルス入力、最大値が 100gal で継続時間が 0.1 秒の三角パルスとした。LIG3 地震動は、耐震標準³⁾の波形の振幅が大きい 25 秒を用いた。これらの波形を構造物の全節点に同位相で与え、各構造物の応答加速度をフーリエ変換した。図には、連成を考慮しない場合の固有振動数を併せて示す。図から、両線区においてラーメン高架橋は、連成を考慮しない場合の固有振動数と連成を考慮した動的解析の卓越振動数が概ね一致

(a) 線区M

(b) 線区P

図-10 高架橋相互の連成が固有振動数に及ぼす影響

図-11 同定フロー

していることが確認できる。一方、橋脚の場合は両者に若干の差ができる傾向にある。この傾向はインパルス入力および地震動入力で一致している。

図-9 に、線区 M, P に LIG3 地震動を入力した場合に、

着目構造物が最大応答変位を示す時刻のモード寄与率を示す。図から、連成を考慮しない場合は当然ながら、単一振動モードが卓越する。ラーメン高架橋の場合は、連成の影響で支配的な振動モードの固有振動数が若干上がる傾向が確認できる。一方、橋脚の場合は、連成を考慮しない場合の固有振動数の前後に、複数の振動モードが励起されており、特に支承による回転剛性を考慮した場合に固有振動数の増加量が大きくなることが確認できる。

図-10 に、線区 M, P を対象に、連成を考慮しない固有値解析により得られた固有振動数と、連成を考慮した動的解析の卓越振動数を比較したものを示す。連成を考慮した動的解析では、支承部をピン結合としたモデルを用いた。図中の R はラーメン高架橋、P は橋脚に対する結果である。連成を考慮した固有振動数は図-9 で示したように、各構造物の最大応答変位の寄与率が最も大きい振動モードの固有振動数とした。図から、高架橋群の固有振動数は、桁により前後に接続される隣接構造物との連成の影響で、ラーメン高架橋で 0~5% 程度、橋脚で 20~30% 程度変化することが確認できる。

(3) 鉄道高架橋群の固有振動モードの同定手法

図-11 に、構造物の固有振動モードの推定手法のフローを示す。本論文では、高精度の振動特性同定法とされている ERA (Eigensystem Realization Algorithm) を用い、固有振動数、モード減衰比、振動モード形状といったモーダルパラメータの情報を最大限に利用して、対象構造物の固有振動モードを推定する手法を提案する。ERA は線形時不変形における最小実現の考え方に基づいた特性行列の推定手法であり、特異値分解による主成分分析、およびその結果として得られる状態マトリクスの固有値解析から振動モードを抽出する方法である⁷⁾。図-11(f)に示すように、ERA においては、振動計測によって得られたインパルス応答を時間ステップごとに並べたハンケルマトリクスが必要となる。ハンケルマトリクスの作成に用いる自由振動波形は、常時微動測定から得られる各チャンネルの自己相関関数を FFT、逆 FFT を利用して求め、入力波形とした⁷⁾。図-11(g)に示すように、ERA によりシステム次数 n 個抽出される振動モードには、固有振動数 f_i 、モード減衰比 ζ_i 、振動モード形 ϕ_i が含まれる。 i は 1 以上 n 以下である。ERA によって抽出される振動モードから、構造物の固有振動モードを推定するにあたり、3 つのフィルターを用いた。図-11(h)に示す一般的な構造物の固有振動モードフィルターは、ラーメン高架橋に対しては i) $1.5 \leq f_i \leq 4.5$ 、橋脚に対しては $1.5 \leq f_i \leq 10.0$ 、ii) $0 \leq \zeta_i \leq 0.10$ の 2 つの条件とした。図-11(i)に示す支配振動モードの抽出フィルターは、固有振動モードのモードベクトルの線路直角方向成分の絶対値が、上位 10 個以内となる振動モードという条件とし、これによ

図-12 インパルス入力の場合の推定結果の妥当性

り構造物の固有振動モードと規則的な入力成分に起因するモード以外を排除する。図-11(j)に示す仮定振動モード形との相関フィルターは、固有振動モード形状 φ_i と仮定モード形状 φ_{hs} の相関係数 MAC_{hs} が最大となる条件とした。ラーメン高架橋の仮定モード形状 φ_{hs} は、図-7で示した特徴を考慮して、連成による影響を受けずに単体で振動する形状とした。橋脚の仮定モード形状 φ_{hs} についても、連成を考慮しない場合の振動モード形状と同一のものとした。これは、実際には、図-7で示したように橋脚は隣接構造物と強く連成することから、複雑となる振動モード形状が明確に把握できるように、線路方向に100-200mの範囲で複数径間を同期測定を行うことが望ましいが、線路方向に長距離に渡りセンサを配置し同期計測することが現実的ではないためである。

図-12に、図-11で示した同定手法の妥当性として、動的解析から得られた卓越振動数と、インパルス入力を用いた動的解析から得られた応答波形を基に同定した固有振動数を比較をしたものを示す。連成を考慮した動的解析では、支承部をピン結合としたモデルを用いた。図の横軸は図-10の縦軸と同じ値であり、図中のRはラーメン高架橋、Pは橋脚に対する結果である。なお、本数値モデルは弾性固有振動数ではなく降伏振動数を用いた数値モデルであることから、図-11(h)の f_i のフィルターは用いていない。図から、図-11で示した推定手法は、ラーメン高架橋に対しては、0~+7%の誤差範囲で対象構造物の固有振動数を同定できるが、橋脚に対しては、誤差範囲が0~+105%となり精度が低くなり、固有振動数を

図-13 測定波形とランニングスペクトル

高めに評価する傾向にあることが確認できる。これは、提案した同定手法が、橋脚に対して、狭い範囲の振動モード形状の振幅の情報しか利用しておらず、実際には広範囲で連成する橋脚の固有振動モード形状を正確に捉えられないためと考えられる。つまり、図-11に示す着目構造物のみが変位するモード形状を仮定した場合、実際に卓越する振動モードより高次の振動モードとの相関係数が高くなってしまい、その結果固有振動数を高めに評価してしまうと考えられる。

以上から、ラーメン高架橋は連成が小さく個々が独立して挙動することから、提案手法により概ね5%以内の精度で固有振動数を推定できるが、橋脚は隣接構造物との連成が強く振動モード形状が複雑になることから、提案手法による誤差が0~+100%程度となることが明らかとなった。

図-14 Stabilization Diagram と同定手法の適用例

図-15 構造物の弾性固有振動数と構造物高さの関係

4. 弾性固有振動数と降伏振動数の評価

(1) 常時微動測定による弾性固有振動数の同定

a) 常時微動下の鉄道高架橋の応答波形

図-13 に、張出式ラーメン高架橋で測定された時刻歴速度波形、フーリエスペクトル、ランニングスペクトルを示す。応答速度が比較的小さい例として、構造物高さ 6m 程度の線区 F-P2、応答速度が比較的大きい例として、2 層で構造物高さ 17m 程度の線区 C-R1 に着目した。フーリエスペクトルには 3.(3) の推定手法で最終的に同定した構造物の弾性固有振動数も併せて示す。ランニングスペクトルは、50 サンプル (0.25 秒) 毎の間隔で、512 サンプルを用いたフーリエスペクトルを計算した結果である。図より、車両や風の影響により応答速度が大きくなる時間帯に、より顕著に構造物の固有振動が励起されることが確認できる。本論文で実施した常時微動測定では、応答速度の振幅範囲は概ね $10^{-6} \sim 10^{-3}$ m/s であった。同定を行う際、外乱の影響で構造物の固有振動が励起されている時間帯の波形を用いることで、推定精度が向上すると考えられる。

b) 同定手法の適用

本論文では、安定した固有振動モードが得られるシステム次数を明らかにするため、各構造形式の数橋を対象に Stabilization Diagram¹⁰⁾ による検討を行った。

図-14 に、ERA によって算出された振動モードのうち 0.1~20Hz の固有振動数とシステム次数の関係図 (Stabilization Diagram) を示す。システム次数は最大で 100 までとした。図には、図-11 で示した推定手法で図-11(h) を通過した振動モードの MAC_{θ} および構造物起点側、地盤上の応答速度のフーリエスペクトルを併せて示す。図から、本論文で対象とする 1~5Hz 程度の振動モードは比較的システム次数が低い段階から安定して算出されており、システム次数を 40 程度としておけば十分であることが分かる。この傾向は他の構造物に対しても同様であった。このことから、本論文ではシステム次数は 40 と設定した。また、同定手法による固有振動数は 2.30Hz と構造物起点側のフーリエスペクトルの卓越振動数がそれぞれ一致していることが確認できる。

図-15 に、図-11 で示した推定手法による線区 A~R の構造物の弾性固有振動数 f_0 と構造物高さ h の関係を示す。図から、ラーメン高架橋に対しては構造形式に関係なく、 h が大きくなると共に f_0 が小さくなる明確な相関関係が確認でき、指数関数 $f_0 = 6.5h^{0.45}$ による近似曲線に対し、概ね $\pm 30\%$ の誤差範囲であった。一方、橋脚に対しては、 h が大きくなるにつれて f_0 が小さくなる若干の傾向は確認できるが、 $h=7$ m の場合でも $f_0=2\sim 8$ Hz の範囲で大きくばらついていることが分かる。これは、3.(3) で示したように同定手法が橋脚に対して十分な推定精度を有してい

図-16 各種パラメータが構造物の固有振動数に及ぼす影響

ないこと、橋脚天端の変位が基礎部の水平振動や回転振動に主に起因しており、躯体の変形に起因する割合が小さいことが原因と考えられる。

(2) プッシュオーバー解析による降伏振動数の算出

a) 各種パラメータが弾性固有振動数に及ぼす影響

表-2に示す一部の構造物を対象に、プッシュオーバー解析により、各種パラメータが構造物の弾性固有振動数に及ぼす影響を評価した。

図-16 に、各種パラメータが構造物の弾性固有振動数に及ぼす影響を示す。図-16(a)から、コンクリート強度 f_{ck} については、 $f_{ck}=24\sim40\text{N/mm}^2$ で極端に変化させたが、 f_0 の変化は 5% 以下とその影響が小さく、 f_0 の測定値と解析値の差の主要因とはならないことが分かる。

図-16(b)では、重量の影響について、死荷重 D_0 を基準として、付加荷重 D_1 、列車荷重 L の影響度を示している。図から、 L の影響で f_0 が変化する割合は 2% 以下とその影響が小さい一方、 D_1 の影響で f_0 が変化する割合は 20% 程度であり、比較的 D_1 が大きく影響を及ぼすことが分かる。 D_1 の内訳を見てみると、上下線共に考慮して、軌道重量が 35~50kN/m 程度、防音壁が 5~15kN/m 程度、地覆、ダクト等 10kN/m 程度、雪荷重 (2 年確率、積雪深 0.27m) で 5kN/m 程度であり、 D_1 のみで最大 80kN/m 程度となることが分かる。コンクリート構造物の上部工重量 250~400kN 程度であることから、 D_1 の有無で 20~30% の重量が変化することとなり、その結果、固有振動数が 10~20% 程度と比較的大きく変化することとなる。本論文で対象とした線区 F-K は、防音壁と軌道が設置される以前に測定を行っており、完成形より 45kN/m 程度軽量となっていることから、弾性固有振動数の測定値を一律 8% 低減する補正を行っている。

図-16(c)で示す水平地盤反力係数の影響に着目すると、水平地盤反力係数 k_h を設計値である基準水平地盤反力係数 k_{hr} に対し 1~10 倍に変化させることで、弾性固有振動数が +50~+150% 程度変化しており、水平地盤反力係数が弾性固有振動数に及ぼす影響が著しいことが分かる。測定条件と近い条件と想定される D_0+D_1 の場合で、解析結果と測定値を比較すると、常時微動下における水平地盤反力係数は、設計値の基準地盤反力係数の 3~10 程度となることが分かる。水平地盤反力係数の非線形特性について言及した既往の研究^{23), 24)}によれば、 k_h/k_{hr} は式(1)により表現できる。

$$\frac{k_h}{k_{hr}} = \left(\frac{y}{y_r} \right)^{\frac{-2}{3 - \log(y/y_r)}} \quad (y/y_r < 1) \quad (1)$$

ここで、 y は杭頭変位 (m)、 y_r は基準杭頭変位 (m) ($=0.01D_p$)、 D_p は杭径である。式(1)は、 $y/y_r > 10^3$ の範囲でのみ実験結果と一致することが確認されていることから、常時微動下の応答に対して必ずしも適切な評価を与えるわけではないが、参考までに比較対象とする。常時微動下の構造物天端の応答を、自身の固有振動 f_0 による定常応答と仮定すると、構造物天端の変位の絶対値 $|D|$ と速度の絶対値 $|V|$ は、 $|D| = |V| / 2\pi f_0$ により関係付けられることができる。図-16で対象とした構造物が $f_0 = 2\sim5\text{Hz}$ 程度であり、4.(1)a)で示したように常時微動下において $|V| = 10^2\sim10^6\text{m/s}$ 程度であることを考慮すると、 $|D| = 8.0 \times 10^5 \sim 5.3 \times 10^8\text{m}$ 程度となる。さらに、杭頭変位 y と構造物天端変位 D の比 y/D を 0.1~0.4、杭径 D_p を 1.2~1.5m と仮定すると、 $y/y_r = 2.6 \times 10^3 \sim 3.5 \times 10^7$ となる。これらから式(1)の関係を用いると k_h/k_{hr} は 5~24 倍程度と算出され、図-16で示した結果と概ね整合性が取れる値となっている。また、水平地盤反力係数は式(1)で示す非線形特性だけでなく、実構造物の建設

図-17 天端変位成分分解

(a) 張出式ラーメン高架橋

(b) ゲルバー式ラーメン高架橋(閉)

(c) 橋脚

図-18 初降伏時の構造物天端の変位成分

地点の地盤の層構造や特性と、離散的なボーリング試験結果により得られる各土質定数との違いにも影響も受けることに留意する必要がある。

以上から、鉄道高架橋の弾性固有振動数は、コンクリ

ート強度や付加荷重と比較して水平地盤反力係数に大きく影響を受け、常時微動下における水平地盤反力係数は、設計値の基準地盤反力係数の3~10程度となることが明らかとなった。

b) 構造物天端変位の成分分析

図-17に示すように、構造物天端の変位は躯体変形、基礎回転変位、基礎水平変位の3成分に分解すると、構造形式や構造物高さ、地盤種別等に依存して、非線形化する成分に特徴が生じると考えられる。ここでは、初降伏時の構造物天端の変位成分をプッシュオーバー解析により分析する。なお、本解析は水平地盤反力係数を設計値 k_h の固定値としているため、特に基礎回転変位、基礎水平変位の弾性変形は実際よりも過大に算出している。

図-18に、初降伏時の構造物天端の変位成分を示す。

図-18(a)の張出式ラーメン高架橋の結果に着目すると、ほぼ躯体変形成分のみ非線形化することが分かる。これは、対象の張出式ラーメンが群杭形式の、比較的剛性や降伏耐力が高い基礎を有していることに起因していると考えられる。構造物高さと初降伏時天端変位に占める弾性変形量の割合には明確な関係は確認できないが、これは構造物高さが大きくなると共に断面剛性も大きくなるためと考えられる。また、地盤種別が悪くなる程、基礎回転変位、基礎水平変位の弾性変形量の割合が大きくなることが確認できる。

図-18(b)のゲルバー式ラーメン高架橋(閉)の結果に着目すると、躯体変形成分だけではなく、地盤種別や構造物高さに応じて基礎回転変位、基礎水平変位成分も非線形化する傾向が確認できる。これは、対象のゲルバー式ラーメンが1柱1杭形式であり、各成分の降伏耐力が均衡しているためと考えられる。張出式ラーメンと同様に構造物高さと初降伏時天端変位に占める弾性変形量の割合には明確な関係は確認できない。また、地盤種別が悪くなる程、基礎回転変位より基礎水平変位成分の非線形化が先行することが確認できる。

図-18(c)の橋脚の結果に着目すると、躯体変形成分よりも、基礎回転変位、基礎水平変位成分の非線形化が先行する傾向が確認できる。これは、対象とした壁式橋脚躯体の剛性や降伏耐力が、杭基礎や地盤より高いためと考えられる。ゲルバー式ラーメンと同様に構造物高さと初降伏時天端変位に占める弾性変形量の割合には明確な関係は確認できない。また、ゲルバー式ラーメンと同様に、地盤種別が悪くなる程、基礎回転変位より基礎水平変位成分の非線形化が先行することが確認できる。

(3) 降伏振動数と弾性固有振動数の関係

a) プッシュオーバー解析結果による評価

本論文では、降伏振動数と弾性固有振動数の相関として、それらの比 f_{eq}/f_0 の評価を一つの目的としている。

図-19 降伏振動数/弾性固有振動数の確率密度 (解析結果)

4.(2b)で検討したように、初降伏時の構造物天端の変位 δ_y を構成する躯体変形、基礎回転変位、基礎水平変位の3成分を、それぞれ δ_b , δ_r , δ_s とし、その弾性変形成分 δ_0 をそれぞれ δ_{b0} , δ_{r0} , δ_{s0} とする。さらに、基準水平地盤反力係数 k_{hr} と微小変形時の水平地盤反力係数 k_h の違いにより、基礎回転変位、基礎水平変位の弾性変形成分 δ_{r0} , δ_{s0} が大きく影響を受けることを勘案し、 k_t/k_{hr} と線形の関係にあると仮定して、 δ_{r0} , δ_{s0} をそれぞれ $\delta_{r0}(k_t/k_{hr})^{-1}$, $\delta_{s0}(k_t/k_{hr})^{-1}$ と記述する。ここで、図-1で示したように、 $f_{eq} = (k_{ty}/\delta_y)^{0.5}/2$ と $f_0 = (k_{ty}/\delta_0)^{0.5}/2$ の関係を用いると、 f_{eq}/f_0 は式(2)により表現できる。

$$\frac{f_{eq}}{f_0} = \sqrt{\frac{\delta_{b0} + (\delta_{r0} + \delta_{s0})(k_h/k_{hr})^{-1}}{\delta_b + \delta_r + \delta_s}} \quad (2)$$

ここで、 $r_1 = \delta_{b0}/\delta_b$, $r_2 = (\delta_s + \delta_r)/\delta_b$, $r_3 = (\delta_{s0} + \delta_{r0})/(\delta_s + \delta_r)$ の無次元量を用いると、式(2)は式(3)のように記述できる。

$$\frac{f_{eq}}{f_0} = \sqrt{\frac{r_1 + r_2 r_3 (k_h/k_{hr})^{-1}}{1 + r_2}} \quad (3)$$

図-19に、プッシュオーバー解析結果により算出した降伏振動数 f_{eq} / 弾性固有振動数 f_0 の確率密度を示す。ここでは、図-18で検討を行った各構造物を対象に式(3)に基づき、 f_{eq}/f_0 の確率密度を算出した。 r_1 , r_2 , r_3 はプッシュオーバー解析により得られた値を用い、ばらつきが大きい k_t/k_{hr} の分布は3~10の範囲で0.1刻みで近似した。図から、 f_{eq}/f_0 の平均値、変動係数は、それぞれ、張出式ラーメンで0.55, 0.07, ゲルバー式ラーメンで0.43, 0.09, 橋脚で0.38, 0.15であった。これらの結果から、張出式ラーメン、ゲルバー式ラーメン、橋脚の順にばらつきが大きくなっており、地盤の影響が大きい構造物程、 f_{eq}/f_0 のばらつきが大きくなることが分かる。

b) 常時微動測定結果による評価

図-20に、全対象構造物の降伏振動数 f_{eq} と弾性固有振動数 f_0 の関係を示す。 f_{eq} はプッシュオーバー解析で得られた値を用い、 f_0 は測定値とした。図には、4.(3a)にてプッシュオーバー解析より得られた f_{eq}/f_0 の95%信頼区間

(a) 張出式ラーメン高架橋

(b) ゲルバー式ラーメン高架橋(閉)

(c) ゲルバー式ラーメン高架橋(開)

(d) 橋脚

図-20 降伏振動数と弾性固有振動数の関係

も併せて示す。95%信頼区間は、張出式ラーメンで 0.48-0.62, ゲルバー式ラーメン (閉) で 0.36-0.50, 橋脚で 0.27-0.49 となる。図から、 f_{eq} と f_0 は概ね線形関係にあり、構造形式毎にほぼ一定の値を示す傾向が確認できる。特に、張出式ラーメン、ゲルバー式ラーメンの場合には、プッシュオーバー解析より得られた f_{eq}/f_0 の 95%信頼区間と測定値のばらつきが一致していることが分かる。これらから、3.(3)で示した同定手法がラーメン高架橋に対して有効であることが確認できる。一方、橋脚に対しては、測定結果と解析結果の平均値は概ね近い関係にあるが、測定結果のばらつきが解析結果より大きいことが分かる。これは、実構造物の橋脚は、3.(2)で示したように隣接構造物との連成で固有振動数が大きく変化すること、3.(3)で示した同定手法が橋脚に対しては十分な精度を有していないこと、4.(2)で示したように、実構造物とボーリング試験結果の地盤条件の誤差により、大きく左右される構造物であること等が起因していると考えられる。また、 f_{eq}/f_0 の平均値、変動係数は、それぞれ、張出式ラーメンで 0.55, 0.064, ゲルバー式ラーメン(閉)で 0.41, 0.104, ゲルバー式ラーメン(開)で 0.49, 0.08, 橋脚で 0.43, 0.26 となっており、ラーメン高架橋に対しては 4.(3)a) のプッシュオーバー解析結果とほぼ同様の範囲にあることが確認できる。

5. 常時微動に基づく等価固有周期の推定法

これまでの検討から、常時微動測定に基づき降伏振動数 f_{eq} を推定する方法を提案する。この方法では、まず、2.(2)で示した測定手法により構造物の常時微動を測定し、3.(3)で示した同定手法により、構造物の弾性固有振動数 f_0 を推定する。この f_0 の測定値を式(4)により降伏振動数 f_{eq} を換算する。 f_{eq} の逆数が等価固有周期 T_{eq} となる。なお、橋脚に対しては、図-20 で示したように明確な相関関係が得られなかったため、式中には記載していない。

$$f_{eq} = \begin{cases} 0.55 \times f_0 & (\text{張出式ラーメン高架橋}) \\ 0.41 \times f_0 & (\text{ゲルバー式ラーメン高架橋(閉)}) \\ 0.49 \times f_0 & (\text{ゲルバー式ラーメン高架橋(開)}) \end{cases} \quad (4)$$

図-21 に、提案式の推定精度として、降伏振動数 f_{eq} の推定値と解析値を比較したものを示す。図から、誤差が概ね $\pm 15\%$ の範囲にあることが確認できる。誤差の平均値は、張出式ラーメンで 6%, ゲルバー式ラーメン(閉)で 11%, ゲルバー式ラーメン(開)で 9%であった。これらから、ラーメン高架橋に対して、提案手法により概ね 10%程度の誤差で降伏振動数を推定できることが確認された。

図-22 に、線区 A-E に対して、提案手法を適用した例

図-21 提案式の推定精度

図-22 推定手法の適用例(線区 A-E)

図-23 構造物診断用非接触振動測定システムの適用性(線区 A-E)

を示す。図から、構造物高さが大きいほど、地盤条件が悪くなるほど降伏振動数、弾性固有振動数共に大きくなることが確認できる。また、降伏振動数の推定値と解析値はよく一致しており、線区単位に連続して常時微動測定を行うことで、列車走行に大きく影響する降伏振動数の急激な変化点も容易に推定できる。

図-23 に、上半らにより研究されている構造物診断用非接触振動測定システム¹³⁾を、張出式ラーメン高架橋に適用した結果を示す。図-23(a)に示すように、ラーメン高架橋の柱上部をターゲットに水平振動を測定し、周波数領域における卓越振動数を弾性固有振動数とした。図-23(b)に、非接触振動測定システムと 3.(3)で示した同定

手法による弾性固有振動数の比較を示す。図から、両者が概ね一致しており非接触振動測定システムの適用性が高いことが確認できる。本システムは、多点同期測定が可能であることから、本論文の提案手法と組み合わせて用いることで効率的な耐震診断が可能になると考えられる。

6. 結論

本論文では、鉄道 RC ラーメン高架橋 130 基と RC 橋脚 86 基の弾性固有振動数を常時微動により測定し、それに基づき降伏振動数を推定する手法の提案を目的として検討を行った。得られた結論は以下の通りである。

- (1) 高架橋群の固有振動数は、桁により前後に接続される隣接構造物との連成の影響で、ラーメン高架橋で 0~+5%程度、橋脚で-20~+30%程度変化する。
- (2) 高架橋群の固有振動モードを、限られた測定点の振動モード形状を利用して同定する手法を提案した。ラーメン高架橋は隣接構造物との連成が弱いことから、同定手法により概ね5%以内の精度で固有振動数を推定できるが、橋脚は連成が強く振動モード形状が複雑になることから、誤差が0~+100%となる。
- (3) 高架橋の弾性固有振動数は、コンクリート強度や付加荷重と比較して水平地盤反力係数に大きく影響を受ける。また、常時微動下における水平地盤反力係数は、設計値の基準地盤反力係数の3~10程度となる。
- (4) RCラーメン高架橋の弾性固有振動数と降伏振動数には明確な相関関係があり、降伏振動数/弾性固有振動数の値は構造形式に応じてほぼ一定値となる。その平均値は、張出式ラーメン高架橋、閉床式、開床式のゲルバー式ラーメン高架橋に対し、それぞれ 0.55, 0.41, 0.49である。この関係を利用した提案手法により10%程度の誤差で、常時微動測定から降伏振動数を推定できる。
- (5) RC橋脚に対しては、降伏振動数/弾性固有振動数に明確な関係は確認できず、本手法による誤差が大きくなることから、隣接構造物との連成が固有振動数、振動モード形状に及ぼす影響、および実構造物とボーリング試験結果の地盤条件の誤差の影響を考慮した手法の開発が望まれる。

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に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.3, No.8, pp.41-49, 1989.
- 2) 西村昭彦: ラーメン高架橋の健全度評価法の研究, 鉄道総研報告, Vol.4, No.9, pp.14-21, 1990.
- 3) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計), 丸善, 1999.

- 4) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説(変位制限), 丸善, 2006.
- 5) 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) コンクリート構造物, 丸善, 2007.
- 6) 貝戸清之, 阿部雅人, 藤野陽三, 依田秀則: レーザ一常時微動計測手法の構築と構造物の損傷検出への応用, 土木学会論文集, No.689/I-57, pp.183-199, 2001.
- 7) 長山智則, 阿部雅人, 藤野陽三, 池田憲二: 常時微動計測に基づく非比例減衰系の非反復構造逆解析と長大吊橋の動特性の理解, 土木学会論文集, No.745/I-65, pp.155-169, 2003.
- 8) 岡林隆敏, 中忠資, 奥松俊博: 多次元 AR モデルを用いた常時微動による橋梁振動特性推定法と推定精度, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.2, pp.474-487, 2008.
- 9) 山本泰幹, 藤野陽三, 矢部正明: 地震観測された長大吊橋構造系橋梁の動的特性と動的解析モデルによる再現性, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.3, pp.738-757, 2009.
- 10) 吉岡勉, 伊藤信, 山口宏樹, 松本泰尚: 鋼トラス橋の斜材振動連成とモード減衰比変化を利用した構造成健全度評価, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.3, pp.516-534, 2010.
- 11) 松岡弘大, 貝戸清之: TV-VAR モデルの階層ベイズ推計による列車走行時の橋梁振動数の同定, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.68, No.3, pp.738-753, 2013.
- 12) 上半文昭: 遠隔非接触振動測定による河川橋脚検査に向けた基礎検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集, VI-070, pp.139-140, 2008.
- 13) 丸山直樹, 曾我部正道, 原田和洋, 谷村幸裕: 常時微動測定による鉄道ラーメン高架橋の等価固有周期の推定, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.919-924, 2009.
- 14) 徳永宗正, 丸山直樹, 曾我部正道, 谷村幸裕: 常時微動測定による既設鉄道高架橋の等価固有周期推定, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1093-1098, 2010.
- 15) 原田和洋, 曾我部正道, 谷村幸裕: 地震時における鉄道構造物群の挙動, 第 15 回鉄道技術・政策連合シンポジウム(J-RAIL2008)講演論文集, pp.205-208, 2008.
- 16) 丸山直樹, 曾我部正道, 谷村幸裕, 松橋宏治, 金森真, 柳博文: 桁・橋脚形式構造における橋脚軸周りの回転剛性, 第 16 回鉄道技術・政策連合シンポジウム(J-RAIL2009)講演論文集, pp.541-544, 2009.
- 17) 中田裕喜, 曾我部正道, 谷村幸裕: 連続する桁式高架橋の地震時連成挙動挙動の評価, 鉄道力学論文集, 第 1 号, pp.114-121, 2010.
- 18) 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/I-62, pp.83-102, 2003.
- 19) 徳永宗正, 曾我部正道, 渡辺勉, 川村力, 小野潔: 鉄道車両の動的影響を考慮した鉄道構造物の耐震設計法, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.70, No.2, pp.265-281, 2014.

- 20) 岡本大, 田所敏弥, 松枝修平, 佐藤勉, 松橋宏治: 地震応答解析における鋼角ストッパーのモデル化に関する一考察, 鉄道力学論文集, 第 12 号, pp.115-120, 2008.
- 21) 構造計画研究所: ASCARS (3 次元立体構造物の静的・動的非線形解析プログラム)
- 22) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説(基礎構造物・抗土圧構造物), 丸善, 2000.
- 23) 西岡英俊, 佐名川太亮, 篠田昌弘: 杭の水平地盤反力係数の変位レベル依存性に関する共振実験および静的載荷実験, 地盤工学研究発表会発表講演集(CD-ROM), Vol.46, 2011.
- 24) 佐名川太亮, 西岡英俊, 神田政幸: 水平地盤反力係数の変位レベル依存性を考慮した単杭の静的非線形解析, 地盤工学研究発表会発表講演集(CD-ROM), Vol.47, 2012.
- 25) 神田政幸, 竹村次朗, 日下部治: 砂地盤中の単杭の p-y 関係のモデル化, 土木学会論文集, No.645/III-50, pp.191-207, 2000.

(2014. 7. 15 受付)

METHOD FOR EVALUATING EQUIVALENT NATURAL PERIOD WITH MICROTREMOR MEASUREMENT

Munemasa TOKUNAGA, Masamichi SOGABE, Hiroyuki TANIMURA
and Kiyoshi ONO

The elastic natural period and the equivalent natural period of railway structures are important indicators in the maintenance and the seismic diagnosis respectively. This paper aims to propose a method for evaluating the equivalent natural period of railway viaducts on the basis of the elastic natural period identified by microtremor measurement. The method for identifying the natural vibration modes with limited measurement points is proposed, in which the characteristics of the vibration mode shapes of viaduct groups are effectively utilized. The method enables to identify the elastic natural period of rigid frame viaducts within a error of 5% approximately. In addition, the ratio of the elastic natural period to the equivalent natural period of rigid frame viaducts is shown to be more or less constant depending on structural type of viaducts. A conversion method based on the ratio can estimate the equivalent natural period within a error of 10% approximately, applied for rigid frame viaducts. However, when the method is applied to piers, errors increase due to the effect of the coupling with the adjacent structures and the ground condition variation.