# 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

Identification of Dynamic Properties of Open-Deck Viaducts under Passing Train Loads and Consideration on High Speed Train

松岡弘大\*・貝戸清之\*\*・渡辺勉\*\*\*・曽我部正道\*\*\*\* Kodai MATSUOKA, Kiyoyuki KAITO, Tsutomu WATANABE and Masamichi SOGABE

\* 学生会員 工修 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻(〒565-0871 吹田市山田丘 2-1)
\*\*正会員 博士(工学) 大阪大学特任講師 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(同上)
\*\*\*正会員 工修 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)
\*\*\*\*正会員 博士(工学) 財団法人鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部(同上)

When planning the introduction of high-speed trains on existing viaducts, it is important to grasp the resonance phenomenon by measuring the vibration of actual bridges and understand this phenomenon from the engineering perspective. In this study, the author focused on the open-deck viaducts in snowy cold regions, where high-speed trains will be introduced, carried out vibration monitoring of actual bridges utilizing the passing train loads and identified their dynamic properties with ERA (Eigensystem Realization Algorithm). When identifying dynamic properties, the first deflection mode and the first torsional mode were studied, and it was found that the first torsional mode is dominant after a train has passed, while the first deflection mode as 1.5-1.9%, which is slightly lower than the commonly used value 2%. In addition, with the simplified model using the identified dynamic properties, the resonance phenomenon induced by high-speed trains was investigated empirically.

Key Words: vibration monitoring, open deck viaduct, passing train loads, identification

# 1. はじめに

成熟化社会を迎える我国においては,鉄道インフ ラが経済活動や生活行動を支える不可欠な基盤施 設となっている.鉄道の安全・安心を確保した上で, その利便性の一層の向上を見据えると,列車の高速 化は,それがもたらす交通・物流時間の短縮効果が 経済活動のさらなる活性化に直接的に貢献すると いう意味において,重要な役割を果たす<sup>1)</sup>.このよ うな観点から,列車の高速化に関しては,継続的な 検討がなされている.これらのうち,列車車両に関 しては,1991年の時点ですでに時速325kmでの走 行が可能となっている<sup>2)</sup>.一方で,これらの車両が 走行する土木構造物に関しては,車両の性能向上に 合わせて新設することは現実的に困難な場合が多 く,高速走行に対する既設構造物の適用性を検討す る必要がある.

多数車両で編成された列車が,橋梁や高架橋など の構造物を走行する際には, 共振現象や, これに起 因する過大な応答,騒音,地盤振動などの発生が懸 念される<sup>3),4)</sup>. 共振現象の支配的なパラメータとし ては,加振源である走行列車の加振周期と,被加振 物である構造物の固有振動数,減衰定数がある <sup>5)</sup>. 前者の走行列車による構造物への入力は、「連行荷 重による速度効果」として,理論研究,模型実験, 実橋計測などを通して 1970 年代から継続的に研究 がなされており<sup>6,7)</sup>,車軸間隔,車両長さ,走行速 度などの観点から実証的に整理されている<sup>8)</sup>. 一方, 構造物に関しては、1992年まで、桁剛性に下限値 を設けることで、共振現象を許容しない設計が採用 されていた<sup>9</sup>. しかしながら, 先に示した列車の高 速化や低剛性桁など,既存設計式の適用対象外の橋 梁が増加したことで,再び共振現象への対応が必要 とされている.実際に、共振現象の把握を目的とし

た実橋計測による固有振動数,減衰定数の同定や, 数値計算による振動予測が数多く実施されている <sup>10,11</sup>.これにより,一般的なコンクリート桁につい ては,ノモグラムを用いた動的設計法が提案される に至っている<sup>12</sup>.

本研究で対象とする開床式高架橋についても, 2008年以降,実橋計測による固有振動数の把握や, 数値解析やシミュレーションが実施されており,高 速化への適用性が検討され始めている<sup>13),14)</sup>.しか しながら、これらの研究においては、動的応答の倍 率を大きく変化させるモード減衰比に関しては,十 分な検討がなされていなかった. さらに, 減衰定数 は,固有振動数と比較して同定結果のばらつきが大 きく,同一構造物であってもその値が大きく変化す ることが指摘されている<sup>15)</sup>. また, 橋梁によっては 振幅依存性を有するものも存在し,実際の列車走行 時の振動計測結果に基づいて,モード減衰比を同定 する必要がある.しかしながら、実橋における振動 計測試験で、このような大振幅を励起することは容 易ではなく、営業中の路線においてはことさら困難 となる.

そこで本研究では、営業中の走行列車荷重を加振 源として利用し、固有振動数、振動モード形、さら にモード減衰比を含めた振動特性(以下、振動特性 と略記)の同定を実施する.同定手法に関しては、 近年、土木構造物への適用事例が増加している ERA

(Eigensystem Realization Algorithm)<sup>16)</sup>を用いる. さらに、同定した構造物の振動特性に基づいて簡易 解析を実施することで、高速化に際して留意が必要 な共振速度や通過する列車車両の影響について検 討する.以下,2.で、ERA を用いた振動特性の同 定手法について概要を説明する.3.では、実橋にお ける計測結果をもとに、実働状態および自由振動状 態の加速度応答に ERA を適用し、振動特性の同定 を行う.4.においては、同定された振動特性と振幅 およびそのばらつきについて検討する.最後に5. で、同定結果を用いた簡易解析を通して高速化に伴 う共振現象に関する考察を行う.

## 2. 振動特性の同定手法

本研究では、橋梁の振動特性を同定するための加 振源として、走行列車荷重を利用する.走行列車荷 重により励起される橋梁の振動状態として、①列車 進入直後の過渡振動状態、②列車通過中の実働状態、 ③列車通過後の自由振動状態の3つがあげられる (以下で、過渡状態、実働状態および自由振動状態 と記述する場合には、この意味で使用するものとす る).本研究ではERAの適用を前提としているが、 ERA は自由振動応答に基づく同定手法である.し たがって,振幅が増大傾向にある列車進入直後の過 渡応答状態を自由振動として評価することは困難 である. そこで本研究では、実働状態と自由振動状 熊の2つの状態のみを対象として、それらの振動特 性を ERA により同定する. ERA は、構造物を線形 時不変なシステムとして仮定し,前述の通り自由振 動応答をもとに非比例減衰系としての構造物の振 動特性を同定する手法である5.しかしながら、実 働状態のように走行列車荷重作用下の振動応答に ERA を用いるためには、事前作業として自由振動 応答の生成を行う必要がある.自由振動応答の生成 手法については、特に定常応答を対象として、RD 法と相関関数を用いる方法がある.いずれもすでに 実構造物への適用事例が存在し、一定の条件下にお いては同様の結果が得られることが明らかにされ ている<sup>17)</sup>.両手法のうち,RD法に関しては,膨大 な数の時系列サンプルが必要となることから本研 究での適用は困難である.一方で,相関関数を利用 する手法については、高速フーリエ変換を用いるこ とが可能であるために1回の振動計測結果しか利 用可能でない場合であっても自由振動応答を生成 することができる.したがって、本研究では後者の 方法を採用することとする.

ERA については,文献 16) などで理論的展開が 示されているために,本研究では以下に簡単な説明 を述べるに留める.本手法は,線形時不変系におけ る最小実現の考え方に基づいた特性行列の推定手 法である.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 析により,多点計測された時系列波形から振動特性 を抽出する.抽出した振動特性の精度を評価するた めの指標についても,いくつか提案されており,本 研究では可制御性に関する MAC (Modal Amplitude Coherence)<sup>17</sup>を用いることとする.

具体的な同定手順としては、1)時系列データか らハンケルマトリクスを生成する.2) ハンケルマ トリクスを特異値分解する.3) 特異値分解で得ら れる特異値行列の対角項の中から,十分に小さいも のを0として、特異値行列を再構成する.4)最小 実現の考え方に基づき、システムの特性行列を求め る.5)特性行列のうち、状態マトリクスを複素固 有値解析することで,固有値および固有ベクトルを 算出する. 6)得られた固有値と固有ベクトルは, 固有振動数,モード減衰比および複素振動モード形 に対応しており,離散時間から連続時間への変換, 数理モデルから物理モデルへの変換を行うことで, 時系列応答から非比例減衰系の振動特性として固 有振動数,モード減衰比,複素振動モード形を同定 する.7)以上により得られた振動特性に対して, 可制御性に関する MAC 検定を行い、ノイズ成分を

公 小水間木 の 焼皮							
<b>歩沙来</b> 旦	径間長 [m]	構造形式	中間横桁本数 [本]	設計ヤング率	断面 2 次モ-	断面 2 次モーメント[m <sup>4</sup> ]	
<b>临米</b> 田				[kN/mm <sup>2</sup> ]	路盤なし	路盤あり	
B1	25	RCT 形桁	2	8	2.839	3.423	
B2	25	RCT 形桁	2	8	2.839	3.423	
		表-2	計測機器の仕	漾			
機器	型式			仕様			
圧電型加速度計	PV85	電荷出力タイ	プ、絶縁型、感	度:6.42pC/(m/s <sup>2</sup> ),	,応答振動数:	: 1Hz~7kHz	

主 1

対象極辺の概更



#### 図-1 開床式高架橋と計測点の配置状況

削除する.8)特に、本研究では走行列車荷重の利 用を想定しているために,列車走行時における規則 的入力成分の混入が予測される. そこで, 対象構造 物に対応した理論モード形との相関をとることで, 構造物固有の振動成分を振動特性として抽出する. 以上の手順を,実働状態の波形から相関関数により 生成した自由振動波形,および列車通過後の自由振 動状態の波形に対して、それぞれ用いることで、振 動特性の同定を行う. なお, 実働状態の振動におい ては,列車重量や,列車の車輪配置に起因する規則 的な入力など,橋梁単体の振動成分以外の影響が介 在している可能性がある<sup>18)</sup>.したがって、実働状態 の振動応答に基づき同定された振動特性は厳密に は橋梁の振動特性ではない.本研究では、このよう な相違を認識しつつも,実働状態の振動特性に関し ても単に振動特性と記述する.読者においては、こ の点に留意されたい.

# 3. 実橋梁を対象とした適用事例

#### **3.1 対象橋梁の概要**

本研究では、1.で述べたように開床式高架橋を具体的な計測対象としている.開床式高架橋とは、図-1に示すように、従来の高架橋に見られる張出し部および桁間の床版や高欄を省略した構造形式を有

図-2 列車走行時の加速度応答(B1:計測点7)

4

列車進入

2

列車退出

自由振動状態

8

10

6

時間(sec)

する鉄道高架橋であり,橋上の積雪を抑え,走行安 全性の確保と雪荷重の軽減を図るとともに,付加的 に建設費節減を実現している.本構造形式は,雪害 対策の一環として,積雪寒冷地を対象に1980年代 から適用されている.また,当該路線においては高 速鉄道への適用性が議論される中で,床版構造など が省略されている開床式橋梁は,通常の閉床式構造 と振動性状が異なることが指摘されている<sup>14</sup>.

このような背景のもと、これらの開床式高架橋に 対しては、既設橋梁の径間長をほぼ網羅する 5m か ら 35m までの 10 橋以上で、すでに列車走行時のた わみ計測や固有振動数の同定が行われている.この 結果、特に計測を行った径間長 25m の開床式高架 橋では、他橋梁と比較して曲げ剛性比率(計測値/ 設計値)が相対的に小さいことが実証的に示されて いる.また、上記の振動計測においては、振動特性 のうち、減衰定数の同定が実施されていない.以上 より、本研究では、再び径間長 25m の同一の開床 式高架橋 2橋(橋梁 B1,橋梁 B2)を対象とする. 対象橋梁の概要を表-1 に示す.なお、これ以降、各 橋については、便宜的に B1 および B2 と呼ぶ.

#### 3.2 走行列車試験

図-1 には橋梁 B1 における計測点の配置状況を併せて示している.橋梁全体系の動的挙動として,特

<b>3.</b> 区加列平风安									
	進行方向 車両数 列車種短		列車種別	速度(km/h)					
	B1								
t1	下り	19	貨物	71					
t2	下り	21	貨物	84					
t3	下り	20	貨物	85					
t4	上り	19	貨物	84					
t5	上り	19	貨物	80					
t6	下り	6	特急	135					
t7	上り	6	特急	138					
t8	上り	6	特急	135					
	B2								
t9	下り	21	貨物	77					
t10	下り	21	貨物	81					
t11	下り	22	貨物	89					
t12	上り	21	貨物	69					
t13	上り	21	貨物	90					
t14	下り	6	特急	138					
t15	下り	6	特急	133					
t16	下り	6	特急	139					
t17	上り	6	特急	112					
t18	上り	6	特急	123					
t19	上り	6	特急	137					

庙田列亩椰西

に主桁の動的挙動の把握を目的とした計測点の配 置となっている. センサーとしては, 列車通過時に 大振幅が励起されることが予測されたために、19 台すべてで圧電型加速度計を用いている.用いた圧 電型加速度計の仕様を表-2に示す.これらの加速度 計により計測された加速度応答は、AD 変換器を介 して、ノート PC にサンプリング周波数 2kHz で収 録される. なお、1kHz 以上の周波数成分は、アン チエイリアシングフィルターを通過させることで 除去している.対象橋梁の2橋の振動計測では、同 様の計測システムおよび加速度計を用いている. 走 行列車試験は、B1 については 2008 年 11 月に、B2 については 2009 年 11 月に実施した. また, 各橋は 同一路線上に位置しており,走行する列車は貨物と 特急の2種類となっている. 試験に用いた走行列車 の概要を表-3 にまとめる. 走行速度は貨物列車が 80km/h 程度,特急列車が 130km/h 程度であった. 計測した列車走行時の加速度応答の例として,橋梁 B1をt7(特急)が通過した場合の,計測点7にお ける加速度時系列を図-2 に示す.列車の進入・通 過・退出の各状態を見て取ることができるとともに, 振幅は最大で 30m/sec<sup>2</sup> ほどになることが分かる. 最 大振幅が列車退出時に現れる理由については,列車 の走行速度が後述の共振速度に近いためであると 考えられる.本研究では、図-2中の列車進入と退出



までの間を実働状態,列車退出後を自由振動状態と 定するように,義することとし,共振の有無に拘わ らずこれらの加速度時系列を用いて,次節以降で列 車走行時の振動特性について検討していく.

#### 3.3 自由振動状態における振動特性の同定

前節の計測結果をもとに、2.で示した同定手法を 用いて、振動特性(固有振動数、モード減衰比、振 動モード形)の同定を実施する.本節では、列車通 過中の実働状態にある加速度応答を用いた振動特 性の同定に先立ち,列車通過後の自由振動状態にあ る加速度応答を用いて振動特性の同定を実施する. なお,ここでは列車通過後の加速度応答を自由振動 応答であると見なすために,相関関数を用いること はしなかった.また、共振現象との関連が高い低次 モードである1次たわみモード,および1次ねじれ モードに特に着目する. そのため, 計測した加速度 応答は 40Hz のローパスフィルタを通過させ,全19 点の加速度応答から 950×50 のハンケル行列を形 成し、ERA による同定を実施した.列車通過後の 自由振動状態における振動特性の同定結果を表-4 にまとめるとともに、振動モード形については、 B1における列車t7 通過後の同定結果を代表例とし て図-3に示す.振動モード形は,最大モード振幅が 1となるように基準化している.図-3より,各主桁, ダクト桁が同位相で振動する1次たわみモードと, それぞれが逆位相で振動する 1 次ねじれモードが 同定できていることがわかる.

	1次たわみ		1 次ね	1 次ねじれ			利志法庭
	固有振動数		固有振動数		RMS	列車種別	列里述皮
	[Hz]	減衰比	[Hz]	減衰比	[m/sec <sup>2</sup> ]		[km/h]
				B1	·		
t1	5.53	0.018	8.93	0.016	0.017	貨物	71
t2	-	-	8.84	0.022	0.011	貨物	84
t3	-	-	8.95	0.027	0.010	貨物	85
t4	-	-	8.97	0.021	0.012	貨物	84
t5	-	-	8.90	0.028	0.015	貨物	80
t6	5.51	0.014	-	-	0.025	特急	135
t7	5.55	0.019	9.01	0.016	0.057	特急	138
t8	5.55	0.017	9.01	0.020	0.026	特急	135
平均	5.53	0.017	8.94	0.021			
変動係数	0.003	0.110	0.007	0.213			
				B2			
t9	-	-	9.21	0.017	0.022	貨物	77
t10	-	-	9.28	0.022	0.033	貨物	81
t11	-	-	9.16	0.017	0.043	貨物	89
t12	-	-	9.05	0.007	0.016	貨物	69
t13	-	-	9.01	0.007	0.018	貨物	90
t14	5.44	0.018	9.16	0.015	0.026	特急	138
t15	5.47	0.017	9.18	0.015	0.033	特急	133
t16	5.47	0.010	9.19	0.015	0.038	特急	139
t17	-	-	9.16	0.012	0.036	特急	112
t18	5.47	0.010	-	-	0.029	特急	123
t19	5.42	0.019	9.08	0.015	0.028	特急	137
平均	5.45	0.015	9.08	0.015			
変動係数	0.005	0.253	0.009	0.311			

表-4 自由振動状態における同定結果

次に, 表-4 に示す各橋梁の固有振動数について整 理する. 通過列車によっては振動特性の同定ができ なかったものが存在するが, 各橋における1 次たわ みモードの固有振動数の平均値は, 橋梁 B1 が 5.53Hz, 橋梁 B2 が 5.45Hz であり, 2 橋の固有振動 数の間には平均値の比較で 1%程度の差異しか確認 できなかった. また, 1 次ねじれモードの固有振動 数の平均値に関しても, 橋梁 B1 が 8.94Hz, 橋梁 B2 が 9.08Hz とほぼ同じ値であることがわかる. さ らに, いずれの橋梁においても, 同定できた各モー ドの固有振動数の変動係数は 1%以下であり, 列車 通過後の自由振動状態であれば, 通過した列車に関 わらず, 同定結果が安定していることがわかる.

同定可能であったものと、そうでないものが存在 することに関して、1 次たわみモードにおいては、 特に貨物列車の通過後に同定できていないケース が多いことがわかる. ERA では、特異値分解によ る主成分分析を介して振動特性を同定している.同 定できなかったケースでは、対象モードがこれらの 応答を構成する主要 50 成分(ERA における検出自 由度を 50 に設定しているため)に含まれなかった ことを意味する.1次たわみモードが、列車速度が 低速な貨物列車(平均約 80km/h)で同定できず、 より高速な特急列車(平均約 130km/h)で同定され ていることから,高速化により1次たわみモードが 卓越する傾向にある可能性を指摘できる.また,特 急列車において,唯一同定できなかった列車t17通 過後に関しては,列車速度が112km/hと,他の特急 列車と比較してやや低速であったことも,先の考察 を裏付けている.一方,1次ねじれモードについて は,ほとんどの自由振動状態において同定可能であ った.これは,文献13)で指摘したように,自由 振動状態におけるねじれモードの全振動成分に対 する寄与率が実働状態と比較して大きくなること に起因していると考えられる.なお,このような現 象は,開床式橋梁に固有な現象である.

モード減衰比について整理する.平均値で確認す ると,1次たわみモードにおいては,橋梁 B1で1.7%, 橋梁 B2で1.5%である.2橋の間に大きな差異は見 られないが,1次ねじれモードでは,橋梁 B1で2.1%, 橋梁 B2で1.5%と,2橋の間には30%程度の差異が 存在する.また,変動係数に関しては,いずれのモ ードについても,10%から30%程度であり,1.で述 べたように固有振動数と比較して,各ケースのばら つきが大きいことがわかる.また,これらのばらつ きと加速度応答の動的振幅を表す RMSの間に有意 な関係を見出すことはできなかった.モード減衰比

	1次たわみ		1 次ね	1次ねじれ			利声速度
	固有振動数		固有振動数		RIVIS	列車種別	列半还反
	[Hz]	減衰比	[Hz]	減衰比	[m/sec <sup>2</sup> ]		[km/h]
			E	31			
t1	5.42*	0.006	-	-	0.210	貨物	71
t2	5.86*	0.009	-	-	0.220	貨物	84
t3	5.31	0.025	8.67	0.012	0.219	貨物	85
t4	-	-	8.33	0.012	0.227	貨物	84
t5	5.66	0.094	8.92	0.015	0.208	貨物	80
t6	5.44*	0.004	-	-	0.232	特急	135
t7	5.55	0.015	8.98*	0.004	0.233	特急	138
t8	5.47	0.015	-	-	0.229	特急	135
平均	5.53	0.024	8.64	0.011			
変動係数	0.033	1.311	0.035	0.442			
			E	32			
t9	-	-	-	-	0.251	貨物	77
t10	-	-	-	-	0.392	貨物	81
t11	-	-	9.21	0.014	0.234	貨物	89
t12	-	-	8.98	0.013	0.230	貨物	69
t13	-	-	9.23	0.061	0.237	貨物	90
t14	5.30*	0.002	-	-	0.241	特急	138
t15	5.52	0.011	-	-	0.245	特急	133
t16	5.35*	0.001	-	-	0.236	特急	139
t17	5.31	0.030	9.14*	0.004	0.287	特急	112
t18	5.34	0.012	-	-	0.251	特急	123
t19	5.36*	0.003	-	-	0.259	特急	137
平均	5.36	0.010	9.08	0.022			
変動係数	0.015	1.156	0.011	1.046			

表-5 実働状態における同定結果

\*走行列車の影響が見られるケース









は、閉床式高架橋で一般的に用いられる 2%を若干 下回る傾向にあることが実証的に理解できる.

#### 3.4 実働状態の振動特性の同定

前節では、列車通過後の自由振動状態の加速度応 答を用いることで,ほとんどのケースで1次ねじれ モードを同定することが可能であるとともに、特に 列車が高速で走行した際,1次たわみモードを同定 可能であることを示した.本節では、実働状態の加 速度応答を用いることで、列車重量や片側走行など の実働状態における振動特性の同定を試みる. 図-4 には、橋梁 B1 における実働状態の加速度応答に基 づいて,相関関数を利用して生成した自由振動応答 を貨物列車(列車t5),特急列車(列車t6)につい てそれぞれに示す.相互相関関数の基準点としては, 振動モード形の節にならない計測点として, 計測点 5 を選定している. 図中には, 全 19 点のうち計測 点7を代表として示した. 図中(a)の貨物列車通 過中の加速度応答から生成した自由振動応答につ いては、走行列車による規則的入力の影響から、完 全な自由振動応答を得たとは言い難い. 一方, 同図 (b)の特急列車通過時については、実働状態にも 拘わらず,周期的な振動成分を見て取ることができ る. 同様にして, 全列車に対して実働状態にある加 速度応答から生成した自由振動応答に対して, ERA を適用し,振動特性(固有振動数,モード減衰比, 振動モード形)の同定を実施した.解析上の条件は, 列車通過後の自由振動状態の場合と同様とした.

実働状態の振動特性の同定結果を表-5 に整理す るとともに、振動モード形については、1次たわみ モードとして B1 における列車 t7 通過中を,1 次ね じれとして B1 における列車 t5 通過中を代表として 図-5に示す.なお、表中の固有振動数に\*印を記載 しているものに関しては、走行列車の規則的な繰り 返し成分の影響が強く見られるものであり、これに ついては後述する.表-5から,自由振動状態と比較 して、多くのケースで1次たわみモードを同定でき ていることがわかる.これに対して、1次ねじれモ ードに関しては半数以上が同定できなかった.この ことからも,1次ねじれモードについては,前節で 指摘したとおり,自由振動状態に卓越する傾向が強 いことがわかる.特に、高速で走行する特急列車通 過中では、2 ケースでしか同定できていない。 一方 で,1次たわみモードでは,列車通過後の自由振動 状態と同様に、特急列車通過中の実働状態において も主に同定されているとともに、橋梁 B1 について は、貨物列車の通過中においても同定可能であった. 各橋梁の固有振動数の平均値は、1次たわみモード が,橋梁 B1 で 5.53Hz,橋梁 B2 で 5.36Hz と,橋梁 B2 において自由振動状態よりも若干低い値となっ ている.1次ねじれモードでは,橋梁 B1 で 8.64Hz, 橋梁 B2 で 9.08Hz と,橋梁 B1 においては自由振動 状態よりも若干低い値であった. 各ケースのばらつ



図-6 振動モード形における走行列車の影響

きを示す変動係数に関しては、2橋とも、いずれの モードにおいても大きくなっており、特に橋梁 B1 の1 次たわみモードでは自由振動状態において 0.003 であった変動係数が、実働状態においては 0.033と10倍程度のばらつきを有していることがわ かる.しかしながら、変動係数の値自体は列車通過 中の実働状態であっても3%から1%程度となって おり、信頼性が著しく低下するほどの変動は見られ ない.モード減衰比においては、いずれも40%以上 のばらつきを有するとともに、最大で130%程度と、 信頼性が高いとは言い難い.特に走行列車の影響が 見られる\*印のケースについては、非常に小さい値

(1%以下)を示している.これらのケースでは, 走行列車による規則的な繰返し入力の影響により 定常振動に近い状態であると推測される.また,こ のようなモード減衰比の特徴と, RMS に有意な関 係性を見出すことはできなかった.

実働状態の表-5 中に\*印で示したケースでは、振 動モード形において, 走行列車の規則的な入力荷重 の影響を見ることができる.例として、橋梁B2を 列車tl4が通過した場合の1次たわみモードの振動 モード形を図-6に示す. 通過中の列車t14は下り方 向へ走行しているため,図中に赤塗りシンボルで示 される下り主桁上を走行している. 図中の上り主桁 や、計測点 6、および 10 以外の下り主桁において は、1次たわみモードの形状を見て取ることができ るが、下り主桁における計測点6および10では、1 次たわみモードとしては,過度に大きいモード振幅 を有している. これらの計測点の間隔は 12.5m であ る. 当該路線を通過する特急列車の車軸長さは 12.3m であることから、1 次たわみモードの振動モ ード形に特急車両の車軸長さに基づく荷重入力が, 混入した形となっていると推測される.表-5中に\* 印で示したケースにおいては,いずれも列車が走行 する桁にのみ、上記のような走行列車荷重の影響を 見ることができた.5.にて詳述するが、1次たわみ モードにおいては、特急列車の3次共振速度が 127km/h 程度であるため、このような走行列車の規



点 7)

則的入力の影響が見られると考えられる. 文献 13) などでこのような影響が見られなかったのは, 振動 モード形に着目した振動特性の同定を実施してお り, MAC 検定を介して, このような振動モード形 を有する振動成分が除去されているためであると 考えられる.

以上により,列車通過後の自由振動状態の振動特 性,および列車通過中の実働状態の振動特性をそれ ぞれ同定した結果として、1)1 次ねじれモードは 自由振動状態において卓越する傾向にあること,2) 1次たわみモードはいずれの状態においても、高速 で走行する特急列車通過時に卓越する傾向がある こと、3) 固有振動数, 固有振動数の変動は最大で も 3.5%程度であることなどが明らかになった. ま た,実働状態において同定した各モードのモード減 衰比については,前述した走行列車荷重の影響など により、変動係数が100%以上となる場合もあり、 不確実性を有する.したがって、モード減衰比の同 定に際しては、同定手法の改良や走行列車荷重によ る入力成分の除去により同定精度の向上を図る必 要がある.これについては今後の課題としたい.な お、文献 13) にも示したように、実働状態の振動 特性(橋梁単体ではない振動特性)であっても、固 有振動数については十分な精度で同定されている ために、実現象の把握などを目的とした検討におい ては、有効なパラメータであると考えられる.

## 4. 振動特性の不確実性と振幅の関係

2.で述べたように、共振現象には固有振動数およ びモード減衰比が大きな影響因子としてあげられ る.前章においても、特にモード減衰比には大きな 変動が見られた.本章では、このような振動特性の 不確実性について検討する.列車通過後の自由振動 状態における振動特性に関しては、対象とした2橋 に大きな差異は見られなかったため、本章では、特 急列車の走行本数の多い橋梁 B2を対象とするとと



もに、高速時に卓越する傾向が見られた1次たわみ モードに着目する.図-7 に列車 t17 が橋梁 B2 を通 過した後の加速度応答(計測点7)を例として示す とともに検討方法について説明する. 同図中には ERA における解析対象範囲を矢印で示している. 図中に示す解析対象範囲①と②は開始位置を0.1秒 ずらしている.このように、解析対象範囲を 0.1 秒 ずつずらして、対象範囲の RMS を記録していくと ともに、それぞれに対して ERA によって1次たわ みモードの固有振動数,およびモード減衰比を同定 していくことで,加速度振幅と振動特性の関係につ いて検討するとともに、固有振動数およびモード減 衰比の不確実性に関して考察を加える.解析ケース は各自由振動状態の波形に対して、それぞれ全 12 ケース(解析対象範囲印まで)とし、各同定解析に おける条件については, 3.3 と同様とした. なお, 対象とした列車は、橋梁 B2 で1 次たわみを同定可 能であった列車 t14, t15, t16, t18 および t19 の 5 本とした.

はじめに、固有振動数の同定結果として、同定し た全 60 ケースの固有振動数と、対応する加速度応 答の RMS の関係を図-8 に示す.図-8 から両者の間 に明確な相関関係がないことがわかる.固有振動数



図-10 列車走行時のパワースペクトル

も、0.16Hz 程度であるために、共振速度の変動範 囲に換算して 12km/h 程度となっている.次に、モ ード減衰比の同定結果として、同様に全60ケース のモード減衰比と、対応する加速度応答の RMS の 関係を図-9に示す、図-9から、モード減衰比につ いても,明確な振幅依存性を確認することはできな い.モード減衰比と RMS の相関係数を確認したが, 0.04 と有意な相関は見られなかった.モード減衰比 の平均,および変動係数は,それぞれ 0.019,およ び 0.301 であり、どちらも表-4 に示した結果よりも 若干高い値を示している. また, RMS が 0.04 に近 く,比較的振幅の大きなケースであってもモード減 衰比は 0.019 となっており、振幅に関わらず同様の 平均,変動を示すと考えられる.変動範囲について は、1%程度から4%近くまでのばらつきを有してい る.モード減衰比が高い場合においては、共振時の 衝撃係数が低減されるため, 問題ないと考えられる が、1%と低くなった場合においては、一般的に用 いられるモード減衰比 2%の半分程度となってしま う.このような実現象を踏まえた再現解析等により、 その影響を明らかにしていくことも今後の課題の 一つである.

# 5. 開床式高架橋における減衰比と共振現象

本章では、列車の高速化に伴う、走行列車の規則 的入力荷重と、開床式高架橋の共振現象の発生について、簡易解析を用いた検討を実施する.

#### 5.1 走行車両の規則的入力荷重の影響

列車が走行した際に,橋梁に入力される荷重列に 関しては,1.で述べたように「連行荷重による速度 効果」として知られており,従来の研究でも卓越す る振動数のピークが等間隔に並ぶことが示されて いる<sup>3),7)</sup>.また,この間隔は以下の式で与えられ, 基準入力振動数*f*の整数倍となっている<sup>5)</sup>.

 $f = V / L_v \text{ [Hz]} \tag{1}$ 

ここで、Vは通過する列車の速度[m/s]、L,は車両1 両の長さ[m]である.当該路線を走行する高速列車 として特急列車を対象とした場合,1車両の長さは 19.2mを基本としている.これにより, 例えば, 列 車 t18 であれば,基準入力振動数 fは,123 / (3.6× 19.2) = 1.78Hz となり、1.78Hz の整数倍(3.56, 5.34, …1.78n Hz (n=1, 2, …))の振動数において, 走 行列車から入力される規則的外力に起因する線ス ペクトル状のピークが生成される.実際に列車 t18 が走行した際のパワースペクトルを,図-10に示す. なお,図中の値は列車が走行した上り主桁(計測点 2から8)の平均値を示している.同図中には上記 の基準入力振動数,およびその5倍までの値を赤矢 印で,1次たわみモードの固有振動数を青矢印で, ともに記載している. 図-10 からわかるように,基 準入力振動数とその整数倍の振動数では, 概ね線ス ペクトル状のピークを見て取ることができる.なお、 図-10 では基準入力振動数の5倍(8.89Hz)におい てのみ卓越成分を確認することができず,特異点で あると考えられる<sup>8)</sup>. また,1次たわみモードにお けるピークは基準入力振動数の3倍の値(5.33Hz) と近接しており、列車速度がもう少し速い場合、3 次共振が発生する可能性を指摘することができる. 図-10 は加速度パワースペクトルを示しているが, 変位に換算する際には、振動数の2乗で除算する. 共振現象では過度の変位応答が問題となるために, 低次におけるこれらのピークを把握することが重 要であると言える.特に高速走行においては,基準 入力振動数が高くなるため、1次および2次共振の 発生が懸念される.

#### 5.2 簡易解析手法

前節までを踏まえて、1次たわみモードにおける 卓越成分と列車車両の走行速度の関係を、簡易モデ ルを用いたスペクトル解析により検討する.

同様の手法による検討事例として、松浦の単純桁 を対象とした検討<sup>19</sup>,宮下らの高次局部振動を対象 としたものがある<sup>20</sup>. いずれも,列車荷重列モデル により構造物にインパルス入力される荷重列と,任 意のモード次数を考慮した構造物を用いて,運動方 程式を定式化するとともに、単純梁の強制解が,全 体の準静的なたわみと,各荷重列により励起される インパルス応答によって表現されることを示して いる.準静的なたわみに関しては,列車速度の上昇 に伴って衝撃荷重が増大するために,橋梁の出力応 答についても同様の傾向を示す.一方,走行する列 車の荷重列により励起されるインパルス応答に関 しては,5.1 で示したように,列車速度により変化 する規則的入力と構造物の振動特性との関係によ り,ある速度で,橋梁の出力応答が増大する傾向を



#### 図-11 車両モデル

示す.本研究では、対象とした特急列車の速度の変動が小さいこと、まずは高速化に際して共振速度を検討対象とするために、前者の準静的なたわみの変動には留意しつつも、後者の列車が走行することで規則的に入力される荷重成分と、開床式高架橋の関係のみに着目することにする.走行列車の荷重列により励起されるインパルス応答のみを考慮した場合の運動方程式をフーリエ変換することで、構造物からの観測応答  $G(\omega)$ を、構造物の固有振動に基づくスペクトル $H_s$ と、荷重列スペクトル $H_p$ との積として式(2)のように記述できる.また同式は、角振動数の関数となっている.

$$|G(\omega)| = |H_s(\omega)| \times |H_p(\omega)|$$
(2)

ここで、荷重列スペクトル $H_p$ は、車両長さ $L_b$ のみならず、台車長さ $L_c$ 、および車軸間隔 $L_d$ を考慮することで、共振次数による入力応答の変化を表現することができる.

$$\left|H_{p}(\omega)\right| = \left|H_{b}\right| \times \left|H_{c}\right| \times \left|H_{d}\right| \tag{3}$$

ここで、 $H_b$ ,  $H_c$ ,  $H_d$ はそれぞれ図-11に示す走行列車の車両モデルにおける車両長さ $L_b$ [m]、車軸長さ $L_c$ [m]、台車長さ $L_d$ [m]と車両の走行速度V[m/s]を用いて、

$$|H_d(\omega)| = 2|\cos(L_d\omega/2V)|$$
(4a)

$$|H_c(\omega)| = 2|\cos(L_c\omega/2V)|$$
(4b)

$$\left|H_{b}(\omega)\right| = \left|\sin\left(NL_{b}\omega/2V\right)/\sin\left(L_{b}\omega/2V\right)\right|$$
(4c)

と表わされる. なお, N は車両数である. このよう に, 算出した荷重列スペクトルと, 構造物固有の n 次モード (n は任意) における振幅スペクトル H<sub>s</sub>(ω)

$$\left|H_{s}(\omega)\right| = \left|\frac{1}{m_{n}}\frac{1}{\left(i\omega + a_{n}\right)^{2} + b_{n}^{2}}\right|$$
(5)

図-12 解析結果と計測結果(列車走行速度 123km/h)

を式(2)に代入することで、構造物からの出力応答 を簡易に求めることができる.なお、式(5)中の $m_n$ は入力荷重の影響を含めた質量、 $a_n$ 、 $b_n$ は固有角振 動数 $\omega_n$ 、およびモード減衰比 $\xi_n$ を用いて以下の式 (6a)および(6b)で表される値である.

$$a_n = \xi_n \omega_n \tag{6a}$$

$$b_n = \omega_n \sqrt{1 - {\xi_n}^2} \tag{6b}$$

各パラメータに関して、構造物の固有振動数,モード減衰比については、表-4に示す橋梁 B2 における1次たわみモードの同定結果を用いる.また、入力荷重列に対しては、図-11の当該路線を走行する特急列車の諸元を用いることとする.入力荷重の影響を含めた質量 m<sub>n</sub>については、3.3 で同定した6本の特急列車の1次モードに着目し、列車が走行した桁の径間中央(計測点5,もくしは13)の固有振動数付近におけるフーリエ振幅スペクトルのピークとの誤差が最小になるよう定めた.

以上の解析モデルを用いて,列車速度を変化させることで,走行列車による規則的入力荷重と1次たわみモードとの共振を簡易に再現する.

## 5.3 開床式高架橋での解析事例

図-12には、例として、5.2の簡易モデルにより算 出した解析結果と、列車t18の計測結果を示す.特 に1次たわみモードの固有振動数である5.45Hz付 近では良好に一致しており、1次たわみモードと列 車の規則的加振成分との共振による卓越成分を再 現できていることがわかる.次にこのモデルを用い て算出した走行列車の速度と、1次たわみモード (5.45Hz)におけるパワースペクトル振幅の関係を 図-13に示す.なお、列車の走行速度は1km/hずつ 変化させている.図中には解析結果を赤線で、当該 橋梁における計測結果を青シンボルで示す.サンプ ル数が少ないが、計測結果と解析結果がよく一致し



図-13 列車速度と1次たわみモードのパワースペクトル振幅

ていることがわかる.図-13 では、2 つの大きな卓 越速度を確認できる.これらは、126.9km/h と 188.3km/h で極大値を示しており、3 次共振および2 次共振速度と一致している.1 次共振速度について は、式(1)より 376.7km/h となっており、高速化に伴 う共振現象の発生を検討する現実的な範囲ではな いと考えられる.特徴的な事項として、特に 188.3km/h でピークを示す 2 次共振においては、3 次共振と比較して、裾野が広く 180km/h から 200km/h までの広い速度で、その影響が懸念される. さらに、本研究で用いた解析モデルでは、走行列車 の速度向上による準静的なたわみ成分を考慮して いない.高速走行時では、加振力自体が大きくなる ため、2 次共振時の1 次たわみにおけるパワースペ クトル振幅はさらに増大すると考えられる.

次に、4.で明らかにしたモード減衰比の変動が、 走行列車速度とパワースペクトル振幅に及ぼす影 響について検討する. 図中には、モード減衰比 くを 1%とした場合を青い点線で示している.入力荷重 の影響を含めた質量 m,については再度,同様の方 法で定めた.モード減衰比が 1.9%の場合と同様に 測定結果と良好に一致していることがわかる.モー ド減衰比が小さくなることで、共振時のパワースペ クトル振幅が若干ながら大きくなっていることが わかる. 増加の割合は 7%程度であった. モード減 衰比1%とは、同定したモード減衰比の最小値であ ることを考えると、速度向上による準静的なたわみ 成分を考慮していない本解析においては,モード減 衰比が共振現象に及ぼす影響はそれほど大きくな いと言える. 今後, FEM モデル等を用いて, 準静 的なたわみの影響,速度の上昇に伴う衝撃力の増大 などを考慮した解析により, さらに詳細に検討する ことが必要であると考えられる.

### 6. おわりに

本研究では、開床式橋梁の列車走行中の振動特性 の同定と、列車の高速化に伴う共振現象に対する考 察を目的として、2種類の振動状態(自由振動状態, 実働状態)において、振動特性の同定を実施した. また、特に振動特性の変動に着目し、固有振動数と モード減衰比の平均値、分散、変動範囲などを明ら かにするとともに、自由振動状態においては、振幅 との関係性が見られないことを示した.さらに、本 研究で明らかにした開床式高架橋の振動特性と、走 行列車による規則的な入力成分との関係を、簡易解 析により明らかにし、高速化に際しては、2次共振 に留意する必要があることを明らかにした.

しかしながら、以下に示すような課題については、 今後より詳細な検討が必要であると考えられる.は じめに,実橋での振動計測を増やし,本研究で得ら れた知見の普遍性を検証していくことが重要であ る. つぎに, 列車走行中の実働状態においては, 相 関関数および ERA により同定可能であったケース とそうでないケースが存在した.同定できなかった ケースに関しては,走行列車荷重による強制加振状 態になっていると考えられ、今後、 フィードバック 系 5)に着目した振動特性の同定手法の適用が必要 であると考えられる.また、共振予測においては、 FEM などにより、速度による荷重の大きさを考慮 することで、より実用的な指標である衝撃係数とし ての体系化が必要であると考えられる. さらに, 実 際の高速化に際しては,現在の特急車両ではなく, 新幹線車用を用いるために,車両条件を変更した場 合の共振速度および振幅の相違についても検討す る必要があると考えられる.

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)運輸政策審議会:運輸政策審議会答申第 19 号, 2000.
- 2) 高速鉄道研究会:新幹線―高速鉄道の技術のす べて、山海堂、2003.
- 石橋忠良,長田晴道:コンクリート橋の衝撃係数(新幹線),構造物設計資料,No.68, pp.3-7, 1981.
- 5) モード解析ハンドブック編集委員会:モード解 析ハンドブック,コロナ社,2000.
- 6) Fryba, L.: Vibration of solids and strucutures under moving load, *Noordhoff International*, 1972.
- 7) 吉岡修, 芦谷公稔:新幹線鉄道振動と変動要因 との関係,鉄道総研報告, Vol. 2, No.7, pp.26-32, 1988.
- 8) 原恒夫,吉岡修,神田仁,舟橋秀麿,根岸裕, 藤野陽三,吉田一博:新幹線走行に伴う沿線地 盤振動低減のための高架橋補強工の開発,土木 学会論文集,No.766,I-68,pp.322-338,2004.
- 2) 松浦章夫:新幹線における橋桁の鉛直たわみの 許容限度,鉄道総研報告, No.894, 1974.
- 曽我部正道,松本信之,涌井一,金森真,椎本 隆美:PC 斜張橋(北陸新幹線第2千曲川橋梁) の衝撃係数・列車走行性に関する研究,構造工 学論文集,Vol.44A,pp.1333-1340,1998.
- 宇野匡和,曽我部正道,谷村幸裕,金森真:高 速列車走行による鉄道連続桁の動的応答性状に 関する研究,構造工学論文集,Vol.53A, pp.67-76, 2007.
- 12)財)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標 準・同解説-コンクリート構造物,丸善,2004.

- 13) 松岡弘大,貝戸清之,杉崎光一,渡辺勉,曽我 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.
- 14) 松本光矢,曽我部正道,谷村幸裕,渡辺勉:開 床式高架橋の動的特性と高速鉄道への適用性に 関する研究,鉄道力学論文集,土木学会,pp.70-76, 2009.
- 15) 貝戸清之,阿部雅人,藤野陽三:不確実性に起因する振動特性変化の定量化とその有意性検出 手法,土木学会論文集,No. 682, I-56, pp.399-414, 2001.
- 16) Juang, J. N. and Pappa, R. S. : An Eigensystem Realization Algorithm For Modal Parameter Identification And Modal Reduction, *Journal of Guidance, Control, and Dynamics*, Vol.8, No.5, pp. 620-627, 1985.
- 17) 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.
- 18) 松岡弘大, 貝戸清之, 杉崎光一, 渡辺勉: ERA を用いた列車通過前後における開床式高架橋の 振動特性の同定, 土木学会第 64 回年次学術講演 会講演概要集, I-199, pp.237-238, 2009.
- 松浦章夫:高速鉄道における橋桁の動的挙動に 関する研究,土木学会論文集,No.256, pp.35-47, 1976.
- 20) 宮下剛,石井博典,藤野陽三,庄司朋宏,関雅樹:レーザー計測を用いた鋼鉄道橋の高速走行により発生する局部振動の把握と列車速度の影響,土木学会論文集A, Vol.63, No.2, pp.277-296,2007.

(2010年3月9日受付)