

12 自由度車両モデルを用いた曲線 2 主桁橋の交通振動解析

Analytical approach to coupled vibration of curved twin I-girder bridges and running vehicles

北海道大学大学院工学研究科 ○学生員 野田泰英 (Yasuhide Noda)
 北海道大学大学院工学研究院 正員 何 興文 (Xingwen He)
 北海道大学大学院工学研究院 フェロー 林川俊郎 (Toshiro Hayashikawa)
 神戸大学大学院工学研究科 フェロー 川谷充郎 (Mitsuo Kawatani)
 北海道大学大学院工学研究院 正員 松本高志 (Takashi Matsumoto)

1. まえがき

近年、社会基盤施設の建設コスト削減施策が強く求められ、鋼橋の設計・製作・架設の各段階において新しい素材・構造を適用し、コスト削減を図る動きが急速に広がっている。高強度、高耐久性を有する PC 床版あるいは各種合成床版、さらに断面が大型化された主桁を用いることにより実現された少数主桁橋¹⁾は、これらの要求に応える構造形式として現在研究・開発が行われており徐々に建設されつつある。少数主桁橋は主桁本数を 2、3 本程度とし、対傾構や横構を省略して構造が簡素化され、製作架設時の省力化が可能となる。また、材片数を大幅に減少させることにより、製作工数が低減し、製作コスト削減による経済性の向上を図ることができる。さらに、将来的な維持管理の面で、主桁本数減少による維持管理の容易さや塗装面積の減少等による維持管理費の削減効果を有しているものとして期待されており、今後とも架設事例が増えていくことが予想される。

このような省力化・合理化を意図して建設された少数主桁橋の実例を見ると、平面線形については直線橋あるいは曲率半径の大きい曲線橋を対象としたものが多い(千鳥の沢川橋²⁾で $R=2200\text{m}$ 、北海道縦貫自動車道ホロナイ川橋³⁾で $R=1000\text{m}$)。曲率半径の小さい曲線橋には箱桁橋や格子桁橋がねじり変形に抵抗する上で有利であり、少数主桁橋も断面を大きくすることで曲げ剛性を増大させることができるが、基本的に開断面構造であるためねじり剛性は極めて小さいという難点がある。しかしながら、コスト削減要求がますます高まれば、本格的な曲線橋も積極的に少数主桁橋が採用されと考えられる。そのため、ねじり剛性の確保など少数主桁曲線橋の動的特性を十分に検討する必要がある。

さらに近年、道路交通荷重の大型化に伴い、道路橋の交通振動問題が取り沙汰されている。大型車両の走行により引起される過大な橋梁振動、特に路面状況が劣る区間やジョイント部などを通過する際に発生する衝撃振動は、橋梁部材に疲労損傷等を与える恐れがあるのみならず、地盤振動や低周波音振動といった環境振動問題を周辺環境にもたらす可能性がある⁴⁾。

以上の諸課題を検討するために、実験のみによる現象の解明は、長時間および多大なコストを要する上、多種多様な構造形式への検討は困難である。そのため、少数主桁曲線橋と走行車両との連成振動を高精度で再現できる解析的手法が望まれる。そこで本研究では、少数主桁橋の固有振動特性を評価する上で、曲線橋と走行車両と

の連成振動シミュレーション手法の開発を行い、走行荷重下の少数主桁曲線橋振動性状を解明し、その振動特性の向上方策を見いだすことを目標としている。

2. 固有振動特性評価

2.1 曲線 2 主桁橋モデル

本研究では、まず図-1 に示す一般的な横断面を有する曲線 2 主桁橋をモデルとして採用する。本橋梁は、支間長が 50 m で PC 床版を用い、横桁は中段配置で全支間長を 10 等分する 5 m 間隔で設置されている。鋼桁の部材断面は表-1 の通りである。

また、本研究ではまず基本的な固有振動特性の検討および解析手法の開発を主な目的とすることから、図-2 に示す一節点 6 自由度を有する三次元梁要素から成る、総接点数 92、総要素数 138 の橋梁モデルを用いる。主桁の桁高を考慮するために Z 軸方向の要素間にはオフセット部材を用いて連結する。よって高さ方向で見た場合、図-2 における最下部、中間部、最上部はそれぞれ主桁、端横桁および中間横桁、床板の図心となる。

モデル化において用いた PC 床版および鋼桁の部材材料定数は表-2 の通りであり、端部の拘束境界条件は単純支持とする。

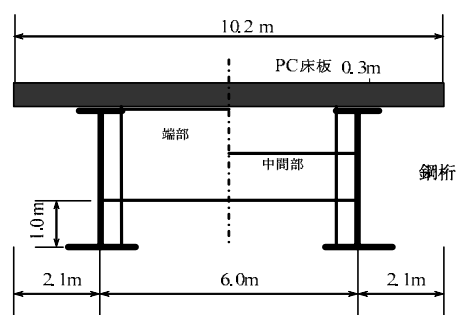


図-1 曲線 2 主桁橋断面図

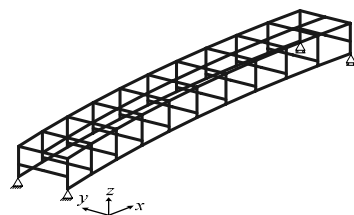
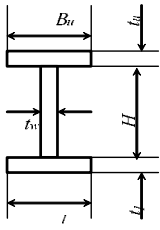


図-2 曲線 2 主桁橋有限要素モデル

表－1 鋼部材断面諸元

			
	主桁	端横桁	中間横桁
B_u	500	300	300
T_u	30	25	25
H	3000	2000	1000
t_w	24	16	16
B_l	800	300	300
t_l	50	25	25

表－2 材料定数

部材名	ヤング係数 E [N/mm ²]	ポアソン比 μ	単位体積重量 w [kN/m ³]
PC 床板	2.857×10^4	0.2	24.5
鋼部材	2.000×10^5	0.3	77.0

表－3 橋梁固有振動数

曲率半径	f_{V1} (Hz)	f_{T1} (Hz)
$R = \infty$	2.462	3.136
$R = 200 \text{ m}$	2.241	3.460

2.2 固有値解析結果

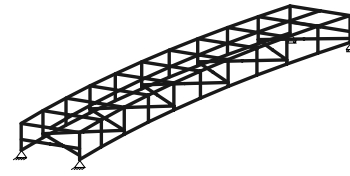
比較検討として、曲率半径 $R = \infty$ の直線橋と $R = 200 \text{ m}$ のモデルについて、QR 法により固有値解析を行う。

鉛直 1 次 (V_1) およびねじり 1 次 (T_1) それぞれの固有振動数を表－3 に示す。表－3 より、双方ともねじり 1 次と鉛直たわみ 1 次の固有振動数が近接し、曲率半径 $R = \infty$ および 200 m のモデルについてそれぞれのねじり一次振動数は 3.136 Hz および 3.460 Hz となった。

また、直線橋($R = \infty$)と曲線橋($R = 200 \text{ m}$)を比較すると、曲線橋におけるねじり一次振動数が高く、鉛直一次振動数が低くなることから、曲げ剛性が多少低下するものの、ねじり剛性の確保という点に着目した場合、曲線少数主桁橋の方が直線橋より有利であることが分かる。

また、本研究で構築した橋梁モデルおよび解析結果の妥当性を検証するために、実験結果が無いことから、過去の研究結果との比較検討を行う。Trong Le Ngo-Tran ら⁵⁾は本研究で対象としている橋梁と同じ橋梁形式および端部拘束境界条件のもと、汎用構造解析プログラム ANSYS を用いて、シェル要素とソリッド要素による詳細な三次元有限要素解析モデルを作成し、固有振動解析および振動特性の評価を行った。その結果と本研究のモデルによる低次固有振動数の $R = 200 \text{ m}$ のものに関する比較を表－4 に示す。

表－4 より、本研究で用いている梁要素による簡略モデルでも非常によく一致しており、本モデルは妥当であると判断できる。



図－3 斜め横桁モデル

表－4 ANSYS による固有振動数との比較($R = 200 \text{ m}$)

振動モード	本研究	ANSYS
mode 1 f_{V1} (Hz)	2.241	2.229
mode 2 f_{T1} (Hz)	3.460	3.444
mode 3 f_{H1} (Hz)	6.247	6.225
mode 4 f_{V2} (Hz)	8.118	8.051
mode 5 f_{T2} (Hz)	9.706	9.670

表－5 横桁配置の違いによる固有振動数の比較($R = 200 \text{ m}$)

	f_{V1} (Hz)	f_{T1} (Hz)
基本モデル	2.241	3.460
斜め横桁モデル	2.379	6.278

3. ねじり剛性向上に関する検討

3.1 斜め横桁モデル

2 主桁橋のねじり剛性が低いことから、実用において何らかの方策によるねじり剛性の向上を図る必要がある。幾何学的な形状から考えると、主桁と直角配置となっている横桁を斜めに配置することでねじり角を大幅に減少することが可能であると考えられる⁶⁾。

そこで本研究では、2 節で用いた橋梁モデル（以下、基本モデルと呼ぶ）と同様に、支間長 50 m で、図－1 に示す一般的な横断面を有する曲線 2 主桁橋について、通常主桁に対して直角に配置される横桁は端部を除き、 10 m 間隔で斜めに主桁と連結する。部材断面諸元は表－1 で示したものと同一である。

斜め横桁を配置した橋梁モデルを図－3 に示す。モデル化において用いた PC 床版および鋼桁の材料定数も表－2 の通りである。端部拘束境界条件は基本モデル同様、単純支持とする。

3.2 固有値解析結果と基本モデルとの比較

曲率半径 $R = 200 \text{ m}$ のものについて、基本モデルと斜め横桁モデルの固有振動数の比較を表－5 に示す。

表－5 より、斜め横桁モデルはねじり一次振動数が 6.278 Hz と上昇し、基本モデルの 3.460 Hz に対し高いねじり剛性を有していることが分かる。

また、鉛直 1 次振動に関しては基本モデルの 2.241 Hz に対し斜め横桁モデルは 2.379 Hz と、若干ではあるが、上昇している。これは横桁を直角に配置すると曲げ変形が生じて横桁に軸力がほとんど働かないが、斜めに配置することで横桁に軸力が働いて抵抗し、曲げ剛性が高まったためと考えられる。

この方策は部材数も省力化されたままで、少数主桁橋を取り扱う趣旨に寄与する経済的なものであり、曲線少数主桁橋のねじり剛性を確保する対応策としては、有効かつ現実的であると言える。

4. 橋梁-走行車両連成振動解析

4.1 橋梁-走行車両連成振動方程式

以下、橋梁と走行車両との連成振動に関する定式化を簡単に示すが、詳細な方程式等は参考文献⁷⁾に参照されたい。

有限要素法および D'Alembert の原理により、以下のような橋梁の振動方程式を作成する。

$$\mathbf{M}_b \ddot{\mathbf{w}}_b + \mathbf{C}_b \dot{\mathbf{w}}_b + \mathbf{K}_b \mathbf{w}_b = \mathbf{F}_b$$

$\mathbf{M}_b$, $\mathbf{C}_b$, $\mathbf{K}_b$ および $\mathbf{F}_b$ は、それぞれ質量マトリクス、減衰マトリクス、剛性マトリクス、外力ベクトルである。

ここで、 $\mathbf{C}_b$ は Rayleigh 減衰を用いる。

橋梁の変位ベクトル $\mathbf{W}_b$ はモーダルアナリシスを用い、固有ベクトルと一般化座標で表す。固有ベクトルの直交性を利用すると、一般化座標に関する橋梁振動方程式が得られる。

また本研究では、前輪一軸後輪二軸を有する一般的な大型ダンプトラックを、図-4 に示すような 12 自由度質点ばね振動系にモデル化する。左右輪位置での横断勾配差や路面凹凸の差に伴う車両の三次元挙動を考慮し、上下・左右の車輪接地力を評価できる立体モデルであり、鉛直振動のみならず、水平両方向の振動も厳密に考慮できるモデルである。車両諸元は表-6 の通りである。

D'Alembert の原理に基づき、車両の各自由度における力の釣り合いによる車両振動方程式を作成する。定式化により得られた各式を展開代入すると、以下に示す車両振動方程式のマトリクス形が得られる。

$$\mathbf{M}_v \ddot{\mathbf{w}}_v + \mathbf{C}_v \dot{\mathbf{w}}_v + \mathbf{K}_v \mathbf{w}_v = \mathbf{f}_v$$

ここに、 $\mathbf{M}_v$, $\mathbf{C}_v$, $\mathbf{K}_v$ および $\mathbf{f}_v$ はそれぞれ質量マトリクス、減衰、剛性マトリクスおよび外力ベクトル項である。

上記の手順で得られたすべての式を用いて代入し展開し、車両および橋梁の振動方程式を連立させると、以下に示すような計算機プログラム作成用の詳細なマトリクス形式が得られる。* は、車両の影響を入れる橋梁のマトリクスを表す。これを逐次数値積分を用いて振動応答を求める。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{M}_b^* & \mathbf{0} \\ \text{Sym.} & \mathbf{M}_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{w}}_b \\ \ddot{\mathbf{w}}_v \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{C}_b^* & \mathbf{C}_{bv} \\ \text{Sym.} & \mathbf{C}_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{w}}_b \\ \dot{\mathbf{w}}_v \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} \mathbf{K}_b^* & \mathbf{K}_{bv} \\ \text{Sym.} & \mathbf{K}_v \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \mathbf{q}_l \\ \mathbf{w}_v \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \mathbf{F}_b \\ \mathbf{F}_v \end{Bmatrix}$$

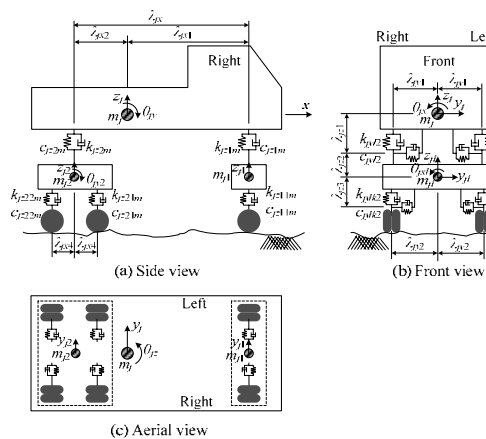


図-4 12 自由度走行車両モデル

4.2 連成振動解析条件

上記定式化に基づき開発した計算機プログラムを用いて、走行車両と橋梁との連成振動解析を行い、ねじり剛性向上方策による橋梁交通振動への影響を確認する。解析対象として、R = 200 m の基本モデルと、斜め横桁モデルとの比較検討を行う。

走行車両-橋梁連成振動解析において、連立 2 階微分方程式の解を数値積分によって求めるため、逐次積分法の一手法である Newmark's β 法を用いる。この時 $\beta = 0.25$ とし、各時間間隔における収束判定は加速度について $1/1000$ とする。車両走行速度は 40 km/h で一台走行、凹凸は最大高低差約 6 cm の平均的な道路橋のものを使用する。出力は最もたわみが大きい橋桁中央部の加速度と変位の時刻歴応答とする。解析における橋梁の 1 次と 2 次モードの減衰定数は 0.02 とする。

また、車輪の走行位置から輪荷重を線形補完を利用して、接地点前後左右の隣接 4 節点に分配する。

表-6 12 自由度車両モデル諸元

車体質量	m_j	17.87 t
前輪ばね下質量	m_{j1}	0.40 t
後輪ばね下質量	m_{j2}	0.60 t
車体慣性モーメント (X 軸回り)	I_{jx}	568.04 kN・s ² ・m
車体慣性モーメント (Y 軸回り)	I_{jy}	544.21 kN・s ² ・m
車体慣性モーメント (Z 軸回り)	I_{jz}	280.77 kN・s ² ・m
前方懸架装置慣性モーメント (X 軸回り)	I_{jx1}	3.18 kN・s ² ・m
後方懸架装置慣性モーメント (X 軸回り)	I_{jx2}	12.70 kN・s ² ・m
後方懸架装置慣性モーメント (Y 軸回り)	I_{jy2}	6.83 kN・s ² ・m
前方懸架装置ばね定数 (Y 軸方向)	k_{jy1m}	269.50 kN/m
前方懸架装置ばね定数 (Z 軸方向)	k_{jz1m}	668.36 kN/m
後方懸架装置ばね定数 (Y 軸方向)	k_{jy2m}	1666.00 kN/m
後方懸架装置ばね定数 (Z 軸方向)	k_{jz2m}	5328.26 kN/m
前輪ばね定数 (Y 軸方向)	k_{jy11m}	1259.30 kN/m
前輪ばね定数 (Z 軸方向)	k_{jz11m}	2518.60 kN/m
後輪ばね定数 (Y 軸方向)	k_{jy2km}	5035.73 kN/m
後輪ばね定数 (Z 軸方向)	k_{jz2km}	10071.46 kN/m
前方懸架装置減衰定数 (Y 軸方向)	C_{jy1m}	4.70 kN・s/m
前方懸架装置減衰係数 (Z 軸方向)	C_{jz1m}	11.76 kN・s/m
後方懸架装置減衰係数 (Y 軸方向)	C_{jy2m}	8.72 kN・s/m
後方懸架装置減衰係数 (Z 軸方向)	C_{jz2m}	27.83 kN・s/m
前輪減衰係数 (Y 軸方向)	C_{jy11m}	3.63 kN・s/m
前輪減衰係数 (Z 軸方向)	C_{jz11m}	7.25 kN・s/m
後輪減衰係数 (Y 軸方向)	C_{jy2km}	14.60 kN・s/m
後輪減衰係数 (Z 軸方向)	C_{jz2km}	29.20 kN・s/m
車両寸法	λ_{jx}	4.00 m
	λ_{jx1}	2.95 m
	λ_{jx2}	1.05 m
	λ_{jx4}	0.68 m
	λ_{jy1}	0.90 m
	λ_{jy2}	0.90 m
	λ_{jz1}	0.70 m
	λ_{jz2}	0.30 m
	λ_{jz3}	0.50 m

4.3 連成振動解析結果および考察

図-5 に変位時刻歴応答、図-6 に加速度時刻歴応答、表-7 に最大変位および加速度の最大値と二乗平均値(RMS 値)をそれぞれ示す。

この結果より、変位については基本モデル、横桁を斜めに配置したモデルともに、車両進入開始 2.5 秒前後に車両が最もたわみが大きい橋桁中央部付近を通過し、それぞれの最大変位は 10.2 mm および 7.37 mm となる。これより、基本モデルのほうが横桁を斜めに配置したモデルより動変位が大きいことが確認される。また、加速度についても同様に、車両進入開始から 2.5 秒前後、車両が橋桁中央部付近を通過したときに、それぞれ最大加速度 85.3 gal および 66.6 gal を記録した。変位時刻歴応答同様、基本モデルのほうが、加速度応答が大きいことが分かる。加速度応答の RMS 値についても、基本モデルの方が相対的に大きくなっている。

以上の結果から、変位、加速度ともに基本モデルは斜め横桁モデルよりも大きな値をとることが確認された。これは、基本モデルのねじり剛性の低さにより出現する低次のねじり振動モードが鉛直方向の橋梁振動に影響を及ぼしたと考えられる。この現象は、曲線少数主桁橋ねじり剛性の向上が、車両走行による橋梁振動の軽減にも効果的である可能性を示唆した。その結果として、橋梁部材の疲労や環境振動などといった諸問題の抑制へと繋がる可能性があると言える。

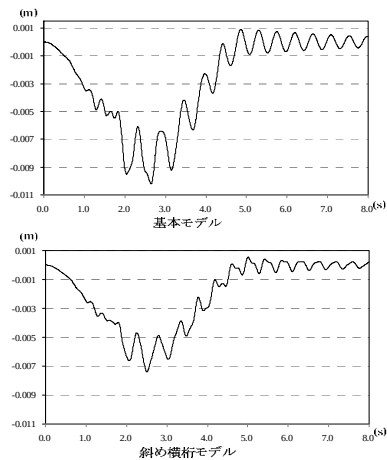


図-5 橋梁変位時刻歴応答

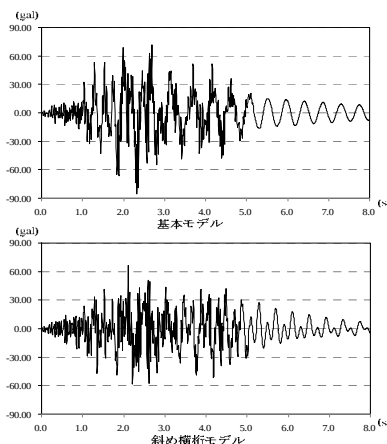


図-6 橋梁加速度時刻歴応答

表-7 最大変位、最大加速度および二乗平均値

橋梁形式	最大変位 (mm)	加速度(gal)	
		最大値	RMS
基本モデル	10.2	85.3	19.0
斜め横桁モデル	7.37	66.6	16.2

5. あとがき

本論文では、一般的な構造諸元を有する曲線 2 主桁橋を三次元梁要素でモデル化し、その固有振動特性を検討した。さらに、曲線少数主桁橋と走行車両との連成振動解析手法の確立に向け、12 自由度ダンブトラックモデルを構築し、車両走行時の橋梁振動をシミュレーションした。本論文のまとめを以下に示す。

1) 一般的な構造諸元を有する曲線 2 主桁橋における固有値解析結果により、この種の橋梁のねじり剛性が低い現象を確認した。

2) 曲線少数主桁橋のねじり剛性の確保へ向けて、横桁を斜めに配置したモデルを作成し、固有値解析結果からその有効性を確認した。

3) 12 自由度のダンブトラックモデルを用いて橋梁との連成振動解析を行った結果、ねじり剛性の向上が、橋梁の動変位、加速度応答を減少させることが確認できた。

本研究で確立する解析手法を用いて、曲線少数主桁橋における振動性状の解明や、新しい振動特性向上方策の効果確認を行うことができ、その結果としてこの種の橋梁の疲労・耐震・使用性に関わる諸問題の検討に活用できる。今後は詳細なシェル要素などから成る橋梁モデルの構築や、交通振動の実測結果と比較することで、開発した解析手法の妥当性を検証していく必要がある。

参考文献

- 1) (社)日本橋梁建設協会：新しい鋼橋の誕生，資料編，1998.
- 2) 田村陽司，大垣賀津雄，川尻克利，作川孝一：PC 床板連続合成 2 主桁橋「千鳥の沢川橋」の設計，橋梁と基礎，Vol. 32, No. 9, pp. 18-22, 1998.
- 3) 高橋昭一，志村勉，橋吉宏，小西哲司：PC 床板 2 主桁「ホロナイ川橋」の設計及び解析・試験検討，橋梁と基礎，Vol. 30, No. 2, pp. 23-30, 1996.
- 4) 梶川康男，上中勝，服部幸雄：高架橋の振動制御と橋梁環境問題，振動制御コロキウム PART B 講演論文集，pp.1-7, 1991.7.
- 5) Trong Le Ngo-Tran, Toshiro Hayashikawa and Hideyuki Hirasawa, Three-dimensional bridge-vehicle interaction analysis of simply supported twin I-girder bridge. 構造工学論文集，Vol. 54A, pp. 181-188, 2007.
- 6) 平沢秀之，田上優介，林川俊郎，佐藤浩一：曲線 2 主桁橋の横桁斜め配置によるねじり剛性の向上について，土木学会北海道支部論文報告集第 58 号，pp. 44-4, 2002.
- 7) 野田泰英，何興文，林川俊郎，松本高志：曲線少数主桁橋と走行車両との連成振動解析手法の開発，土木学会北海道支部論文報告集第 65 号，A-10, 2009.