

車両走行による曲線2主桁橋動的支点反力の数値解析および評価

Numerical analysis and evaluation on dynamic support reaction forces of curved twin I-girder bridges under vehicles

北海道大学工学部

○学生員

今井亮太 (Ryota Imai)

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院

学生員

下田剛史 (Takeshi Shimoda)

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

少数主桁橋^{1), 2)}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し、製作コスト縮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費用削減効果を有しているものとして期待されている。しかし、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非常に大きい曲線橋を対象としたものが多く、本格的な曲線橋を対象としたものは少ない。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る。一方少数主桁橋では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。そのため、低コストの本格的な曲線橋を手軽に採用するために、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。少数主桁曲線橋の地盤振動問題を検討するに当たって、走行車両による橋脚下端部地盤反力を求める必要がある。

以上の課題を検討するために、実験による現象の解明は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、曲線2主桁橋の振動特性向上方策を検討した既往研究³⁾に続き、周辺への地盤振動影響評価を行うことを目指す。本報告では、初期成果として、2自由度車両モデルによる曲線2主桁橋の交通振動応答解析を行い、周辺地盤振動解析に用いる支点地盤反力をシミュレーションし、評価を行う。

2. 車両の振動方程式

本研究では、車両モデルとして2自由度大型ダンブトラックを使用している。図-1に示しているj両目の質点一ばね系車両モデルについて、D'Alembert原理に基づき、2自由度における力の釣り合いによる車両振動方程式は次のようになる。

2.1 車体の振動方程式

上下振動 (Bouncing)

$$m_j \ddot{z}_j + \sum_{l=1}^2 v_{jl}(t) = 0 \quad (1)$$

回転振動 (Pitching)

$$I_j \ddot{\theta}_j + \sum_{l=1}^2 (-1)^l \lambda_{jl} v_{jl}(t) = 0 \quad (2)$$

ここで

$$v_{jl}(t) = k_j \left\{ z_j + (-1)^l \lambda_{jl} \theta_j - \frac{1}{2} \sum_{k=1}^2 w_{jlk} \right\} + c_j \left\{ \dot{z}_j + (-1)^l \lambda_{jl} \dot{\theta}_j - \frac{1}{2} \sum_{k=1}^2 \dot{w}_{jlk} \right\} \quad (3)$$

ここで、jは車両の番号を表す。lは車体と台車に関する変数で、l=1, 2はそれぞれ車体の前後を表す。また、 $v_{jl}(t)$ は車体と台車を連結するばねの伸張によって発生する力を表す(伸張は正とする)。 w_{jlk} は接地点における橋梁床版の変位と路面凹凸による車輪の変位で、以下のように示す。

$$w_{jlk} = w_z(t, x_{jlk}) + z_0(t, x_{jlk}) \quad (7)$$

ここで $w(t, x_{jlk})$ と $z_0(x_{jlk})$ はそれぞれ車輪と床版との接地点における床版の変位と凹凸を表す。

$$w(t, x_{jlk}) = \Psi_{jlk}^T(t) w_b \quad (8)$$

ここで w_b は、橋梁モデルの変位ベクトルである。 $\Psi_{jlk}(t)$ は分配ベクトルであり、輪重を要素の節点に分配する役割を持つと同時に、線形補間に基づき節点変形から要素任意位置の変形を求めることができる。はりの要素の場合、 $\Psi_{jlk}(t)$ は以下のように表現することができる。

$$\Psi_{jlk}(t) = \{0; \cdots; 0; \psi_{n,jlk}; \psi_{n+1,jlk}; 0; \cdots; 0\}^T \quad (9)$$

また、輪重は以下のように計算される。

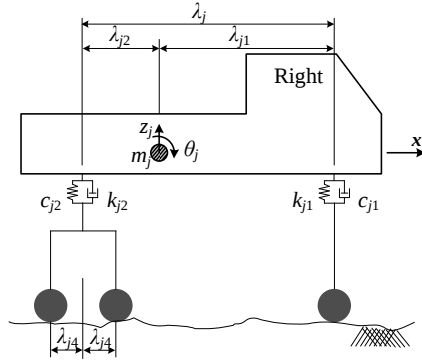
$$P_{jlk}(t) = -\left(\frac{1}{4} m_j g + \frac{1}{2} m_{j_l} g + m_{j_w} g \right) + \frac{1}{2} v_{jl}(t) \quad (10)$$

ここで、 m_j 、 m_{j_l} および m_{j_w} は、それぞれ車体、台車および輪軸の質量で、gは重力加速度である。

上記の定式化により、各式を展開・代入すると

$$\mathbf{M}_v \ddot{\mathbf{w}}_v + \mathbf{C}_v \dot{\mathbf{w}}_v + \mathbf{K}_v \mathbf{w}_v = \mathbf{F}_v \quad (11)$$

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、減衰マトリクス、剛性マトリクスおよび外力ベクトル項である。 $\mathbf{w}_v$ は全車両の自由度からなる変位ベクトルである。



図一 2自由度車両モデル

3. 橋梁の振動方程式

橋梁の振動方程式は、有限要素および振動理論に基づき、次式で表される。

$$\mathbf{M}_b \ddot{\mathbf{w}}_b + \mathbf{C}_b \dot{\mathbf{w}}_b + \mathbf{K}_b \mathbf{w}_b = \mathbf{F}_b \quad (12)$$

$\mathbf{M}_b$ 、 $\mathbf{C}_b$ および $\mathbf{K}_b$ は、それぞれ質量マトリクス、減衰マトリクス、および剛性マトリクスである。ここで、 $\mathbf{C}_b$ はレイリー減衰を用いる。

外力ベクトル $\mathbf{F}_b$ は、

$$\mathbf{F}_b = \sum_{j=1}^h \sum_{l=1}^2 \sum_{k=1}^2 \Psi_{jlk}(t) P_{jlk}(t) \quad (13)$$

ここで、 $P_{jlk}(t)$ は輪重で、 $\Psi_{jlk}(t)$ は分配ベクトルである。 h は車両の数である。

橋梁の変位ベクトル $\mathbf{w}_b$ について、固有振動ベクトルと一般化座標で表すと、

$$\mathbf{w}_b = \sum_{i=1}^n \boldsymbol{\phi}_i q_i = \boldsymbol{\Phi} \cdot \mathbf{q} \quad (14)$$

ここで、 q_i は一般化座標で $\boldsymbol{\phi}_i$ は固有ベクトルで、 n は考慮される最高モード次数である。

$\mathbf{w}_b$ を橋梁の振動方程式に代入し、 $\boldsymbol{\Phi}^T$ を式の両辺に乘じ、固有ベクトルの直交性を利用すると、橋梁振動方程式は以下のよな式となる。

$$\mathbf{M}_i \ddot{q}_i + \mathbf{C}_i \dot{q}_i + \mathbf{K}_i q_i = \mathbf{F}_i \quad (15)$$

4. 橋梁 - 走行車両連成振動解析

4.1 曲線 2 主桁橋モデル

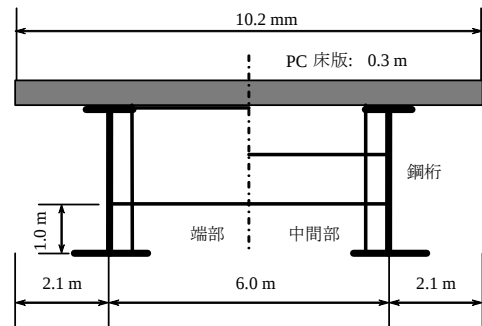
使用する橋梁モデルは図-2に示す横断面を有する曲線2主桁橋を用いる。本橋は、支間長が50 mである。床板にはPC床板を用いており、横桁は中段配置で、全支間長を10等分する5 m間隔で設置している。部材断面は表-1の通りである。なお、垂直補剛財は、幅250 mm、板厚25 mmの鋼板を使用し、横桁同様5 m間隔で設置している。

本研究では、既往研究³⁾で検討したはり要素による2つの橋梁モデルを用い、基本モデルおよび斜め横桁モデルで比較検討を行う。図-3に前述2主桁橋上部構造の三次元有限要素解析基本モデルを示す。また、図-4に三次元有限要素解析斜め横桁モデルを示す。図-3における節点a-dは地盤反力の出力支点で、斜め横桁モデルについても同様である。主桁、横桁および床版はすべて一節点6自由度を有する三次元はり要素でモデル化し、主桁の桁高を考慮するために各要素間を剛なオフセット部材を用いて連結する。総接点数はそれぞれ92、86、総要素数は138、133である。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の通りである。端部の拘束境界条件は、単純支持とする。なお、曲率半径 $R = 200$ m としている。

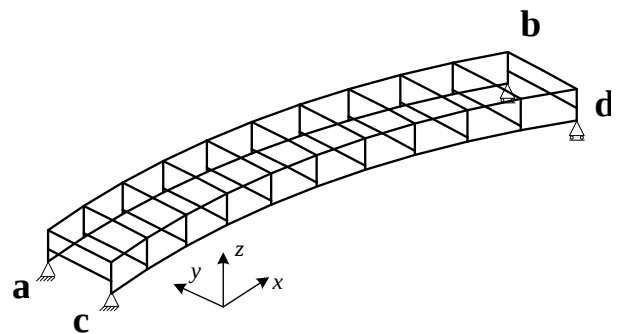
4.2 解析条件

逐次積分法である Newmarks' β 法に基づく連成振動解析プログラムを作成し、示した理論、モデルに対して、連立2階微分方程式の解を数値解析で求める。 $\beta = 1/4$ 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。

解析条件としては車両一台を、初期条件が静止状態の橋梁上を時速 $V = 40$ km/h で走らせ、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、支点a-dの地盤反力とする。この際の車両の変数については表-3、諸元値については表-4に示す。また、今回の解析では2自由度モデルを同条件で走行させた場合の比較（走行レーンは橋梁の端で、節点aからbに向かって走行する）を行った。



図二 曲線2主桁橋断面図



図三 三次元有限要素解析基本モデル

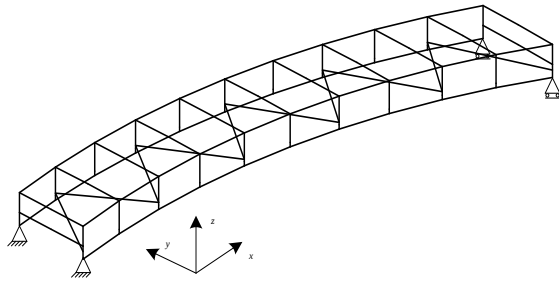


図-4 三次元有限要素解析斜め横桁モデル

表-1 鋼部材断面諸元

主桁・横桁 断面寸法 単位: mm			
	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 橋梁モデルの諸元

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	2.000×10^4	0.3	77.0

表-3 2自由度車両モデル各変数

Definition	Notation
Bouncing of vehicle body	z_j
Pitching of the sprung mass	θ_j

表-4 2自由度車両モデル諸元値

Definition	Notation	Value
Sprung mass including payload	m_i	17.87 t
Front unsprung mass	m_{u1}	0.4 t
Rear unsprung mass	m_{u2}	1.6 t
Moment of inertia of sprung mass	I_i	55.532 t・m
Sprung constant of front suspension	k_{u1}	68.2 tf/m
Sprung constant of rear suspension	k_{u2}	543.7 tf/m
Damping coefficient of front suspension	c_{u1}	1.2 tf・s/m
Damping coefficient of rear suspension	c_{u2}	2.84 tf・s/m
Distance between front and rear axles	λ_i	4.0 m
Distance between front axles and body centroid	λ_{u1}	2.95 m
Distance between rear axles and body centroid	λ_{u2}	1.05 m
1/2 distance of tandem axles	λ_{u4}	0.68 m

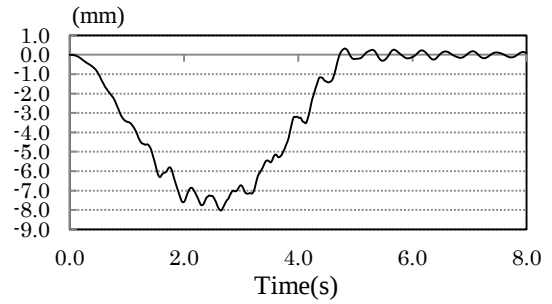


図-5 橋梁変位応答 (基本モデル)

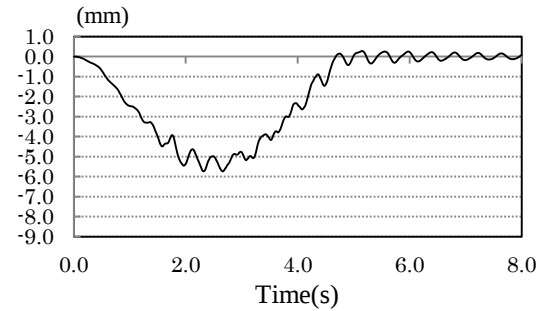


図-6 橋梁変位応答 (斜め横桁モデル)

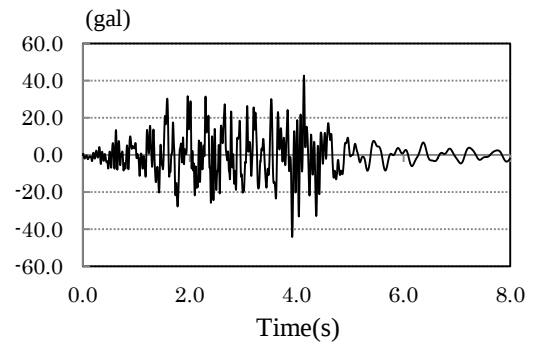


図-7 橋梁加速度応答 (基本モデル)

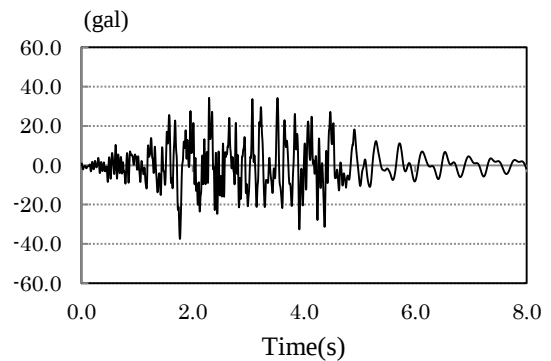


図-8 橋梁加速度応答 (斜め横桁モデル)

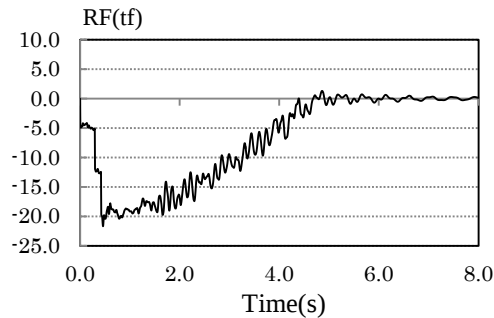


図-9 地盤反力（基本モデル，支点：a）

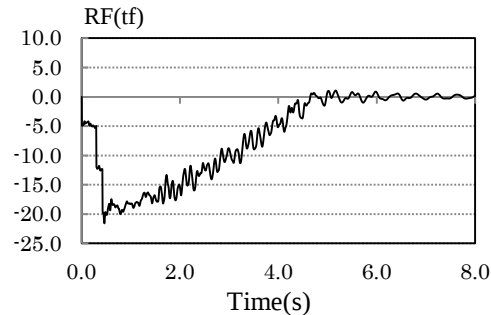


図-10 地盤反力（斜め横桁モデル，支点：a）

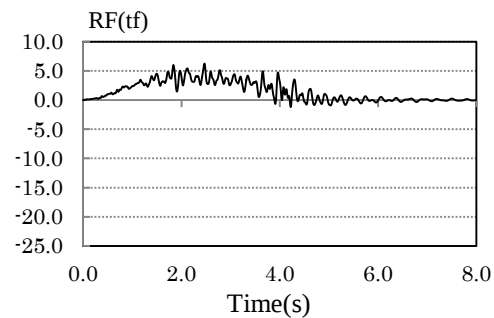


図-11 地盤反力（基本モデル，支点：c）

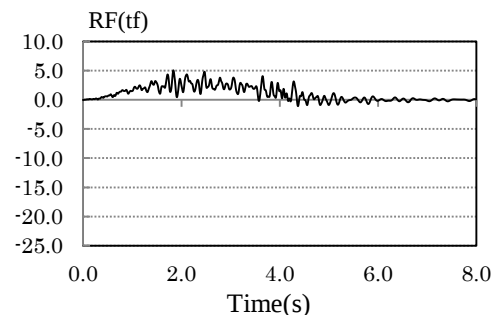


図-12 地盤反力（斜め横桁モデル，支点：c）

5. 解析結果

振動解析で得られた基本モデルおよび斜め横桁モデルによる橋梁変位応答をそれぞれ図-5と図-6に、加速度応答をそれぞれ図-7と図-8に示す。また本報告では、最大地盤反力値および各モデルでの違いが見られる出力支点での結果を示すため、

表-5 橋梁モデルの違いによる最大変位及び加速度

	最大変位	最大加速度	最大地盤反力
基本モデル	8.03mm	44.22gal	21.67tf
斜め横桁モデル	5.74mm	28.91gal	21.57tf

支点 a における地盤反力をそれぞれ図-9と図-10に、支点 c における地盤反力を図-11と図-12に示す。

この結果より、両モデルともに車両進入開始2.5秒前後、つまり車両が橋桁中央部付近を通過した時に、中央部の変位が最大に達していることがわかる。

また、各モデルの最大変位、最大加速度および最大地盤反力は表-5に示す。最大変位、加速度ともに基本モデルの方が大きい値となった。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橋梁振動に影響を及ぼしたと考えられ、曲線少数主桁橋のねじり剛性の向上が、橋梁振動の軽減にも効果的であるということが言える。

地盤反力については、節点 a と節点 c とともに基本モデルの方が大きい値となった。これは、基本モデルにおける加速度および変位応答の値が大きいことに起因すると考えられる。また、今回は評価していないが、地盤振動応答に影響を及ぼす地盤反力の振動数成分の変化も予想できる。したがって、橋梁モデルの変化は、地盤反力に大きな影響を及ぼしたことが分かる。この現象から、曲線少数主桁橋のねじり剛性向上対策を行う際に、周辺地盤振動応答への影響を十分に検討し考慮することが必要である。

6. あとがき

本研究では2自由度車両モデルを構築し、橋梁交通振動応答解析を行い、異なる橋梁モデルの違いについて解析結果より比較を行った。さらに、橋梁の支点における地盤反力をシミュレーションし、評価を行った上で、周辺地盤振動応答への影響を予測した。今後はさらに詳細な車両および橋梁モデルを構築し、車両の走行条件を変え、曲線少数主桁橋の振動特性の検討を行うとともに、橋脚下端部地盤反力を加振力として周辺地盤振動の数値解析を行っていく予定である。

7. 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) (社)土木学会：鋼橋の新たな技術展開，土木学会誌，Vol.84，Apr，pp.4-15，1999.
- 3) 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.