

地震動の位相差が調整桁式ラーメン高架橋の地震時列車走行性に及ぼす影響

鉄道総研 正○曾我部正道 鉄道総研 正 渡辺 勉
 鉄道総研 正 原田 和洋 鉄道総研 正 谷村 幸裕

1. 目的 図-1 に示す調整桁式 RC ラーメン高架橋は、合理的な高架構造形式として、山陽(岡山以西)、上越、東北、北陸、九州新幹線で最も多用されている構造形式である。本研究では、地震動の位相差がこの調整桁式ラーメン高架橋上を走行する列車の地震時走行性に及ぼす影響について、数値実験手法により検討した。

2. 解析方法 検討には、車両と構造物との動的相互作用解析プログラム DIASTARS II を用いた。表-1 に解析対象高架橋の概要を示す。複線の新幹線高架橋を対象とし、径間数は近年では最も一般的である 5 径間、スパン長は 10m とした。調整桁はスパン長 10m の RCT 型桁でラーメン高架橋と交互に配置した。R1 より始点側、R9 より終点側は全て同一構造のものが同じ位相で加振されるとした。

図-2 に高架橋の解析モデルを示す。ラーメン高架橋の上層及び調整桁は剛な梁要素でモデル化した。柱の非線形性は、重心位置に標準型バイリニア型の非線形水平及び回転ばねを設けて考慮した。5 径間のラーメン高架橋には 6 つの柱通りがあるが、図に示す手法を用いて水平と回転の 2 自由度に集約してモデル化した。走行性は、車輪の走行面、即ちレール頭頂面の線路方向の曲率の影響を受けるため、ブロック境界に生じる構造物間の角折れに対するレールの緩衝効果を適切に考慮する必要がある。本研究では時刻毎に境界近傍の節点変位と平均折れ角から *Hermite* 補間により軌道の変形形状を擬似的に再現する手法を用いた。橋梁の減衰定数は 5% とした。

図-3 に車両の解析モデルを示す。車両の解析モデルは、車体、台車、輪軸を剛体と仮定し、これらを、ばねとダンパで結合して構成した。実車では、各構成要素間に相対変位抑制のためのストッパが設けられている。このため、ばねはバイリニア型の非線形ばねとした。列車は 8 両編成とし列車速度は 260km/h とした。図-4 に鉛直方向のレールと車輪間の解析モデルを、図-5 に横方向のレールと車輪間の解析モデルをそれぞれ示す。

入力地震動には鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震標準)に定める海溝型の L2 スペクトル I 地震動及び内陸活断層型の L2 スペクトル II を用いた¹⁾。地盤は G2 地盤を想定した。ただしランダム波全体を評価に適用できるように 1 つの解析条件につき列車の走行開始位置を 200m(8 両編成の列車長に相当)ずつシフトさせて 8 つのサブケースの計算を実施した。車両の応答は非線形性が強いため、地震動の入力加速度振幅を線形に漸増させながら検討を行った。図-6 に地震動の位相差の設定モデルを示す。位相差は図に示す入射角 ϕ を 15° 及び 30° 、とし

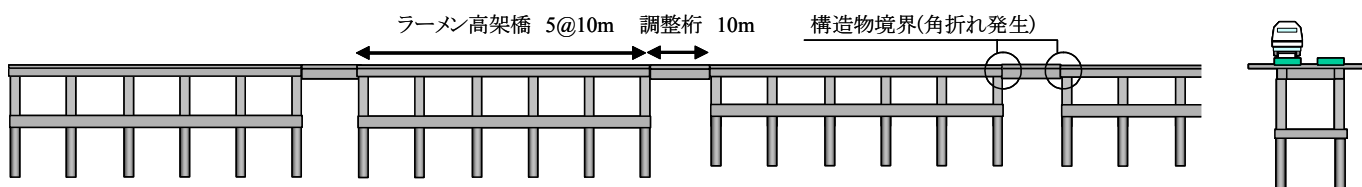


図-1 解析対象高架橋の概要

表-1 解析対象高架橋の諸元

	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	備考
高さ(m)	10.0	10.0	9.5	9.0	9.0	9.0	9.5	10.0	10.0	ラーメンは全て5径間(5@10m)
等価固有周期(s)	0.800	0.800	0.760	0.720	0.720	0.720	0.760	0.800	0.800	降伏震度0.5
降伏変位(m)	0.096	0.096	0.087	0.078	0.078	0.078	0.087	0.096	0.096	高架橋上層重量330kN/m
位相差1(s)	0.000	0.023	0.061	0.100	0.139	0.178	0.217	0.256	0.294	減衰定数 $\xi=5\%$
位相差2(s)	0.000	0.044	0.119	0.194	0.269	0.344	0.419	0.494	0.569	第2勾配は初期勾配の1/20

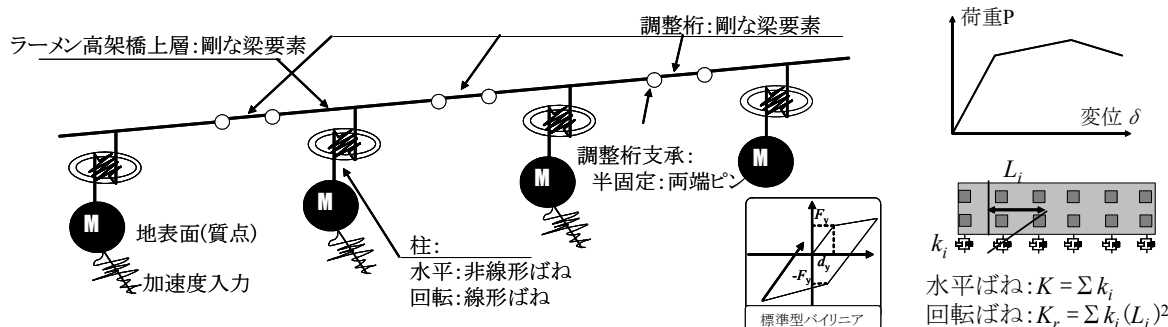


図-2 橋梁及び軌道の解析モデル

キーワード 列車走行性、ラーメン高架橋、動的相互作用解析

連絡先 〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38 (財)鉄道総合技術研究所 構造力学

TEL 042-573-7290

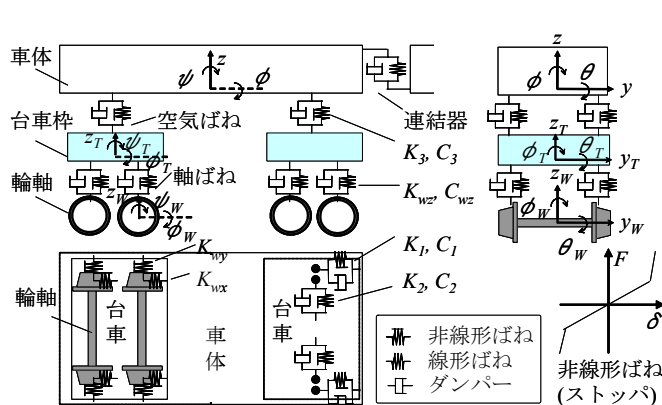


図-3 車両の解析モデル

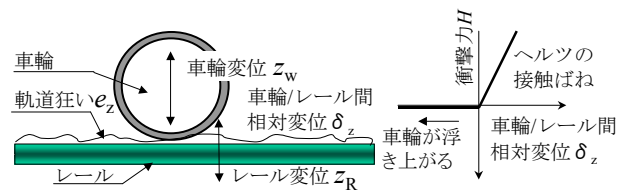


図-4 鉛直方向の車輪とレール間の解析モデル

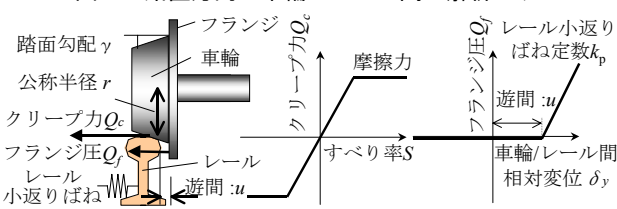


図-5 横方向の車輪とレール間の解析モデル

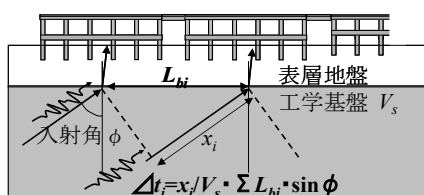


図-6 位相差の設定モデル

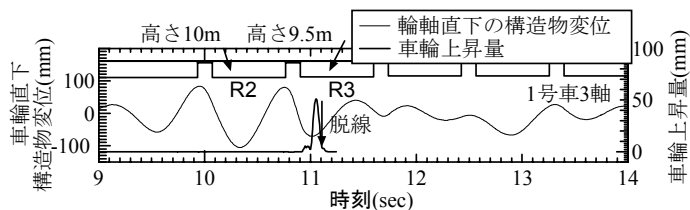
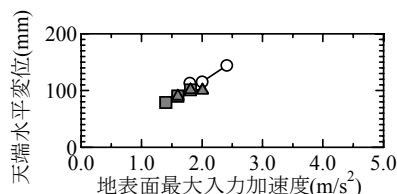
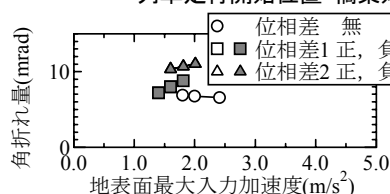


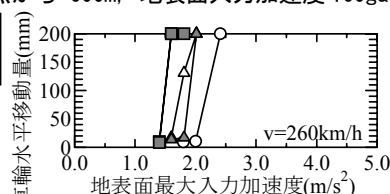
図-7 時刻歴波形の例(海溝型:L2 スペクトル I, 列車走行開始位置:橋梁始点から-600m, 地表面入力加速度 160gal)



(a) R1, R9 高架橋天端の水平変位

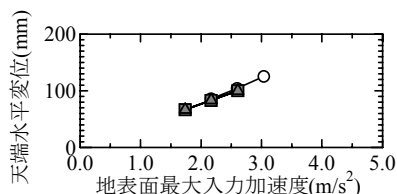


(b) 角折れ量

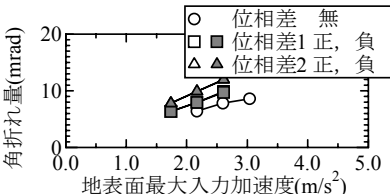


(c) 車輪水平移動量

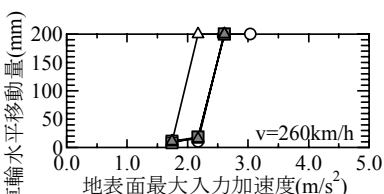
図-8 地震動の位相差が地震時列車走行性に及ぼす影響(海溝型:L2 スペクトル I)



(a) R1, R9 高架橋天端の水平変位



(b) 角折れ量



(c) 車輪水平移動量

図-9 地震動の位相差が地震時列車走行性に及ぼす影響(内陸活断層型:L2 スペクトル II)

て簡易に評価した(表-1 参照). 列車と同方向に進む設定を正, 逆方向に進む設定を負とした. 列車走行性は, 車輪とレール間の相対水平移動量で評価した. 脱線限界の目安値には, 車輪のフランジがレールから外れて水平に移動した量の限界として 70mm を適用した.

3. 解析結果 図-7 に脱線が生じたケースの時刻歴波形の例を示す. 車輪直下の構造物の変位を見ると 10.8 秒までは等価固有周期の 0.8 秒で加振されているが, 高さ(振動特性)の異なる R2-R3 間の調整桁を通過する 10.8 秒から 10.9 秒の間で, 急な加振力が加わっていることが分かる. その直後に車輪がフランジ高さの 30mm を超える 50mm まで上昇し, 図中には示していないが車輪の水平移動量も 70mm を超えて 11.1 秒付近で脱線した.

図-8, 図-9 に地震動の位相差が地震時列車走行性に及ぼす影響を示す. 各プロット値は 8 種類の走行開始位置の中の最大値を示している. 図からいずれの場合も, 入力地震動に位相差が生じると発生する軌道の角折れ量が増加しており, 脱線発生時の角折れ量は 10mrad を超えている. また解析対象高架橋では, L2 地震動スペクトル I の場合に位相差の影響が大きく, 車輪水平移動量が 70mm となる地表面最大入力加速度が 2.2m/s^2 から 1.5m/s^2 に低下した.

4. まとめ ①入力地震動に位相差が生じると発生する軌道の角折れ量が増加しており, 脱線発生時の角折れ量は 10mrad を超えた. ②解析対象高架橋では, L2 地震動スペクトル I の場合に位相差の影響が大きく, 車輪水平移動量が 70mm となる地表面最大入力加速度が 2.2m/s^2 から 1.5m/s^2 に低下した.

参考文献 1) 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, 1995.