

隣接するラーメン高架橋を連結した構造の動的応答特性について

東日本旅客鉄道(株) 正会員 ○渡部 太一郎  
 東日本旅客鉄道(株) 正会員 堀田 智弘  
 東日本旅客鉄道(株) 正会員 有光 武  
 東日本旅客鉄道(株) 正会員 津吉 毅

1. はじめに

鉄道の高架橋区間に新駅を設置する場合などでは、既設高架橋(以下、既設とよぶ)に隣接するように新設高架橋(以下、新設とよぶ)を構築し、軌道が既設と新設の構造境界を跨ぐように改良工事が行われる場合がある。その場合、地震による水平力により、既設と新設とが異なる位相で振動すると、既設・新設間の相対水平変位により軌道の変状が発生し、列車の安全運行に影響を与えることが懸念される。そのため、既設と新設とを鉄筋コンクリート等の剛な構造で連結して一体化し、地震に対して同位相で動くような構造が採用されることが多い。本文では、鋼材等のより簡易な構造で既設と新設とを連結した場合を想定した動的応答解析を行い、連結構造の動的応答特性と連結鋼材に発生する引張力に関する検討を行ったので、これについて報告する。

2. 動的応答解析の概要

2-1. 解析モデル

解析は、図-1に示すように、既設として線路直角方向2柱式の複線ビームスラブ式ラーメン高架橋を設定し、新設として、①線路直角方向5柱式の高架橋、②同1柱式の高架橋を設定し、既設・新設間を簡易にPC鋼材で連結した場合を想定して動的応答解析を行った。解析モデルは、図-2に示すように、既設・新設のラーメン構造について、上層梁・スラブ等の死荷重および地震時の列車荷重をそれぞれ1質点に集約した2質点系モデルとした。既設・新設の各質点間には、

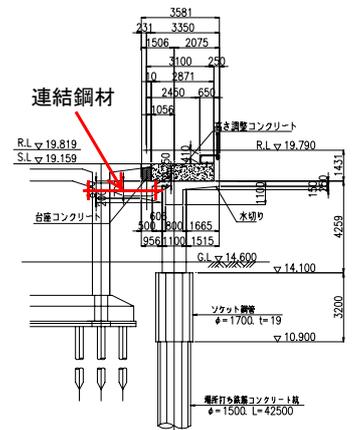


図-1 検討対象構造物例

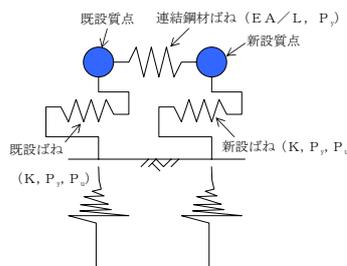


図-2 解析モデル

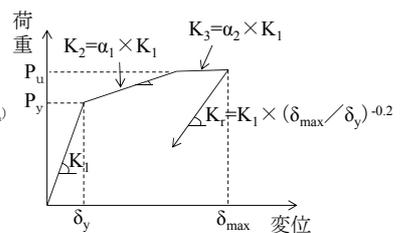


図-3 非線形ばねの骨格曲線

既設・新設間に配置する連結鋼材に相当する剛性・耐力を有するばねで連結したモデルとした。今回の解析では、既設の柱1本当たりPC鋼棒φ32×2本で既設・新設間を連結することとした。非線形ばねの骨格曲線を図-3に示す。既設・新設のばねは、それぞれに設定した柱の断面・鉄筋量に対応した柱の降伏曲げモーメントや曲げ耐力に相当する上層梁位置での水平荷重と水平変位を折れ点とした非線形ばねを設定した。既設・新設および連結鋼材それぞれに設定したばねの諸元を解析Case毎に表-1に示す。非線形ばねの履歴モデルは、鉄道耐震標準<sup>1)</sup>の所要降伏震度スペクトルを算定したモデルを用いた。

表-1 非線形ばねの諸元

Case No.	既設ばね				新設ばね				連結鋼材ばね				
	$k_i$ (kN/cm)	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$P_y$ (kN)	$k_i$ (kN/cm)	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$P_y$ (kN)	$P_u$ (kN)	$k_i$ (kN/cm)	$P_y$ (kN)		
1 (既設: 2本柱 + 新設: 5本柱)					537	0.132		2192	2732				
2 (既設: 2本柱 + 新設: 1本柱)	127	0.319	0.001	975	1209	17.6	0.391	0.001	613	1044	643	0.001	1496
3 (既設: 2本柱 + 新設: 1本柱)						14.9	0.8		315	770			

2-2. 入力地震動および解析方法

今回の解析では、耐震標準の内陸型大規模地震を対象としたL2地震動(スペクトルII)の弾性加速度応答スペクトルに適合させた地盤種別毎の地表面設計地震動波形を使用した。解析で対象とした地震動は、全地盤キーワード ラーメン高架橋, 連結鋼材, 動的応答解析

連絡先 〒151-8512 東京都渋谷区代々木2-2-6 東日本旅客鉄道(株) 東京工事事務所 工事管理室 TEL03-3379-4353

中最大の弾性応答加速度を示す G2 地盤用の地表面設計地震動とやや長周期成分が卓越する G5 地盤用の地表面設計地震動を用いることで、地震波の周波数特性を変化させた場合の地震応答特性の検討を行った。地震動は、既設・新設ばねの下端を固定とし、それぞれの位置に入力した。また、既設・新設それぞれ単独構造での動的応答解析も行い、既設・新設を連結する前後の動的応答特性の比較を行った。動的解析は、ニューマークのβ法 ( $\beta = 1/4$ , 積分時間間隔 0.001 秒) により行った。

3. 解析結果

図-4 に既設・新設それぞれ単独 (1 質点系) で動的解析を行った場合の質点位置での水平変位の時刻歴および既設・新設を鋼材で連結した 2 質点系での質点位置での水平変位の時刻歴を Case1, G5 地盤の場合について示す。既設・新設それぞれが単独で応答する場合には、それぞれの応答特性に応じた時刻歴変位を示しているが、既設・新設間を鋼材で連結することにより、既設・新設ともほぼ同じ位相と変位で振動する結果となった。連結鋼材の最大応答変位は、全てのケースにおいて、1cm 未満に収まっていた。図-5 に鋼材で連結する前後の既設・新設の最大応答変位を示す。鋼材で連結することにより、既設・新設それぞれが単独で応答する場合の最大応答変位の概ね中間程度の最大応答変位となった。

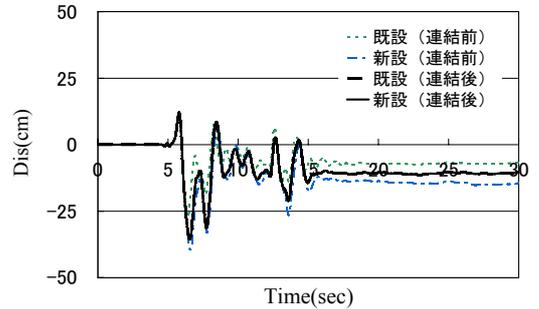


図-4 時刻歴水平変位 (Case1, G5 地盤)

図-6 に CASE1, G5 地盤における既設・新設それぞれの連結後の非線形ばねの履歴応答ループを示す。既設・新設はそれぞれ非線形応答を示している。図-7 に連結鋼材ばねに発生する引張力の最大応答値を G2・G5 地盤それぞれについて示す。図中には、比較のため、既設・新設のばねの最大水平耐力も示している。連結鋼材の最大引張力は、地盤種別によらず、既設・新設のばねの水平耐力のうち小さい方の 30~60%程度の値となっており、この程度の引張力で降伏しない鋼材で高架橋相互を連結すれば、隣接する高架橋を同位相で変形させることが可能になると思われる。表-2 に固有値解析結果を示す。CASE2, 3 の方が CASE1 より、連結前の既設と新設の固有周期の差が大きくなっているが、今回の解析の範囲内では、図-7 に示す通り、既設・新設の固有周期の差異による連結鋼材の最大応答引張力への影響は見られなかった。

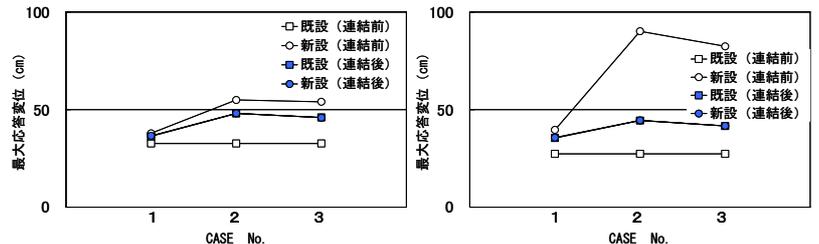


図-5 連結前後の最大応答変位の比較 (左: G2 地盤, 右: G5 地盤)

図-6 に CASE1, G5 地盤における既設・新設それぞれの連結後の非線形ばねの履歴応答ループを示す。既設・新設はそれぞれ非線形応答を示している。

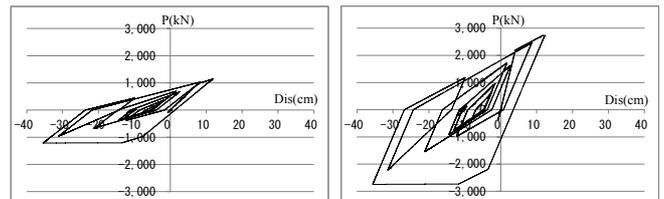


図-6 非線形ばねの P-δ 応答履歴 (Case1, G5 地盤)

図-7 に連結鋼材ばねに発生する引張力の最大応答値を G2・G5 地盤それぞれについて示す。図中には、比較のため、既設・新設のばねの最大水平耐力も示している。連結鋼材の最大引張力は、地盤種別によらず、既設・新設のばねの水平耐力のうち小さい方の 30~60%程度の値となっており、この程度の引張力で降伏しない鋼材で高架橋相互を連結すれば、隣接する高架橋を同位相で変形させることが可能になると思われる。表-2 に固有値解析結果を示す。CASE2, 3 の方が CASE1 より、連結前の既設と新設の固有周期の差が大きくなっているが、今回の解析の範囲内では、図-7 に示す通り、既設・新設の固有周期の差異による連結鋼材の最大応答引張力への影響は見られなかった。

(左: 既設, 右: 新設)

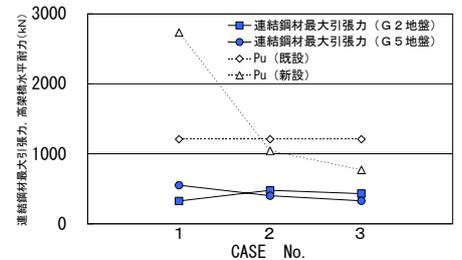


図-7 連結鋼材ばねの最大応答引張力

表-2 連結前後の高架橋固有周期

(単位: sec)

Case No.	既設 (連結前)	新設 (連結前)	既設+新設 (連結後)
1 (既設: 2 本柱 + 新設: 5 本柱)		0.605	0.627
2 (既設: 2 本柱 + 新設: 1 本柱)	0.707	1.49	0.849
3 (既設: 2 本柱 + 新設: 1 本柱)		1.447	0.822

4. おわりに

隣接する高架橋を簡易な鋼材等で連結した場合を想定した動的応答解析を実施した結果、本解析条件の限定された範囲内ではあるが、以下の知見が得られた。

- 1) 隣接する高架橋を鋼材で連結することにより、同じ位相と変位で変形させることができ、高架橋相互の相対水平変位の発生を防止できる。
- 2) 隣接する高架橋を鋼材で連結することにより、それぞれの高架橋が単独で応答していた場合の最大応答変位の概ね中間程度の最大応答変位が発生する。

参考文献

1) 運輸省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 1999.10