神戸大学大学院 フェロー 川谷 充郎 京都大学大学院 正会員 金 哲佑 (株)エイト日本技術開発 正会員 ○小野 和行 神戸大学大学院 学生員 延命 卓哉

1. はじめに モノレール軌道桁の特徴として車両が軌道桁を挟み込んでおり、死 荷重に対する活荷重の比が大きく、車両の振動系が橋梁応答に及ぼす影響が他の交通システムより大きくなる。よって、高架橋の動的応答解析では、車両連成系を考慮することにより、実現象をより正確に把握できる。本研究では、2011年8月に行われたモノレール高架橋交通振動実測 1)における対象高架橋をモデル化し、現地の地盤性状と地盤種別を考慮して、実際の状況に近い橋梁ー車両連成地震応答解析を行う。基礎の状況をより詳しく反映するために、杭基礎を梁要素によりモデル化し、地層の深さ方向に地盤ばねを設置するモデルを使用する。橋脚の塑性化を考慮に入れた非線形解析は汎用ソフト MIDAS にて行い、車両を有限要素でモデル化することにより車両載荷時における大規模地震発生時の非線形地震応答特性を検討する。

2.1. 高架橋モデル 対象とする高架橋は、現地実測の行われた大阪モノレール彩都線 NP114~NP115 区間であり、隣径間を含む 3 径間を 3 次元有限要素でモデル化する。また、地盤における深さ方向の地層の違いを考慮して、杭基礎を 1 本の梁要素でモデル化して複数のばねで地盤の影響を表す。その概要図をFig. 1 に示し、地盤ばね値を Table 1 に示す。非線形解析について、橋脚の柱部に剛性の非線形特性を導入しバイリニア型とする。降伏モーメントは引張鉄筋

2.2. 車両モデル 車両は梁要素で有限要素モデル化する. 走行輪・案内輪・安定輪を再現して1台車当たり5点で橋梁と接し,車輪の接地点と桁の節点間にはオフセットビームを用いて,車両のローリングの影響を評価できるようにする. 走行輪・案内輪・安定輪および車体と台車間の枕ばねに対して,水平および鉛直ばねを二重節点にて設ける. それぞれのばねの値は Table 2 に示す. また,車体の材料はアルミニウム合金であり,剛性は0系新幹線車両を参考にする. 車両は満員状態(定員の1.6倍)を想定し,車両重量は1車両当たり338.33kNである. 有限要素車両モデルを高架橋に載荷する高架橋モデルを Fig. 2 に示す.

が降伏する値と考えて  $2.64 \times 10^4$  kN・m とし、剛性低下率は 0.01 とする.

**2.3.** 入力地震波 対象高架橋地盤の固有周期  $T_G$  を調べると、NP114~NP115 で  $T_G$ =0.44s となる. この固有周期より、道路橋示方書による耐震設計上の地盤種別がII種地盤(普通地盤)となる. したがって、入力地震波は道路橋示方書に規定されている Level-2 地震動のII種地盤の振幅調整波を橋軸直角方向に入力し、鉛直方向にはその半分を入力する. 入力地震波の波形および応答スペクトルを **Fig. 3** に示す.

**2.4. 解析条件** 直接積分法により解析を行い、積分時間間隔 は  $\Delta t$ =0.01sec とする. 減衰は Rayleigh 減衰を用い、橋梁の 1 次

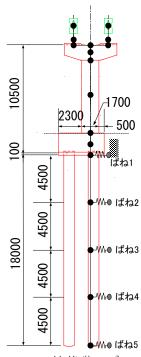


Fig. 1 杭基礎モデル

Table 1 水平地盤ばね値

ばね No.	深度 (m)	水平地盤ばね (kN/m)		
1	0.0	$9.84 \times 10^4$		
2	4.5	1.36×10 <sup>5</sup>		
3	9.0	1.36×10 <sup>5</sup>		
4	13.5	3.66×10 <sup>5</sup>		
5	18.0	2.98×10 <sup>5</sup>		

Table 2 有限要素車両のばね値

24020 2		
枕ばね(鉛直)	(kN/m)	$1.80 \times 10^{3}$
枕ばね(水平)	(kN/m)	1.96×10 <sup>3</sup>
走行輪(鉛直)	(kN/m)	2.36×10 <sup>3</sup>
走行輪(水平)	(kN/m)	$3.14 \times 10^3$
案内輪・安定輪(鉛直)	(kN/m)	$9.80 \times 10^{2}$
案内輪・安定輪(水平)	(kN/m)	1.96×10 <sup>3</sup>

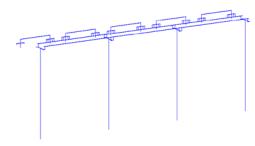


Fig. 2 有限要素車両載荷時の高架橋モデル

Mitsuo KAWATANI, Chul-Woo KIM, Kazuyuki ONO, Takuya ENMEI E-mail: m-kawa@kobe-u.ac.jp

および 2 次の固有振動数に対して減衰定数 h=5% とする. 解析ケースについては, **(a) Only bridge-non-linear**, **(b) Train as mass-non-linear**, **(c) Vehicle FEM-linear**, **(d) Vehicle FEM-non-linear** の 4 ケースについて検討する. 応答結果における R.M.S.評価時間は 0~20 秒の 20 秒間とする.

3.1. 固有値解析結果 有限要素車両モデル載荷時および橋梁のみの固有値解析結果を Table 3 に示す. Table 3 における有限車両載荷時の6次以前は車両の振動モードとなっている. この7次の 固有振動数と橋梁のみの1次の固有振動数を比較すると、有限要素車両が載荷されることによって上部工の 重量が大きくなるが、車両連成の影響により橋梁の固有振動数が大きくなっていることがわかる.

3.2. 地震時応答 それぞれのケースにおいて、P2 橋脚頂部の橋軸直角方向加速度応答および P2 橋脚基部の曲げモーメント・曲率(M- $\phi$ )履歴ループを Fig. 4 に示す。(a) Only bridge の結果において M- $\phi$ 履歴ループを見ると、橋脚基部の曲げモーメントが降伏モーメント値を越えて塑性化し、剛性が変化していることが確認できる。(a) Only bridge と(b) Train as mass を比較すると、(b) Train as mass の方が M- $\phi$ 履歴ループが大きいことから、上部工の重量が増えることにより曲げモーメントが増大して、大きく塑性化していると考えられる。その塑性変形により加速度応答が小さくなると考えられる。次に、Vehicle FEM の結果について(d) Vehicle FEM-non-linear の結果を見ると、(b) Train as mass より加速度のピーク値が小さくなっている。車両を振動系として扱うことにより、橋梁の振動と逆位相に振動することにより生じるダンパー効果が表れていると考察できる。一方、車両が振動することにより減衰が遅くなることから R.M.S.値が大きくなると考えられる。M- $\phi$ 履歴ループに関しては、加速度と同様に車両の影響で曲げモーメントが小さくなっており、塑性変形が小さくなると考えられる。また、Vehicle FEM の結果で(c) linear と(d) non-linear の結果を比較すると、(d) non-linear ではピーク値、R.M.S.値ともに小さくなっており、非線形性考慮による影響が確認できる。 [参考文献]

1) 小野和行,川谷充郎,金哲佑,延命卓哉,跨座型モノレール PC 桁高架橋の交通振動実測,構造工学論文集 Vol.59A, pp.272-280, 2013.3

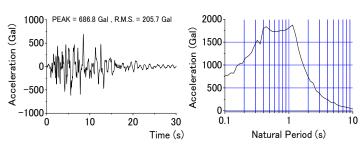
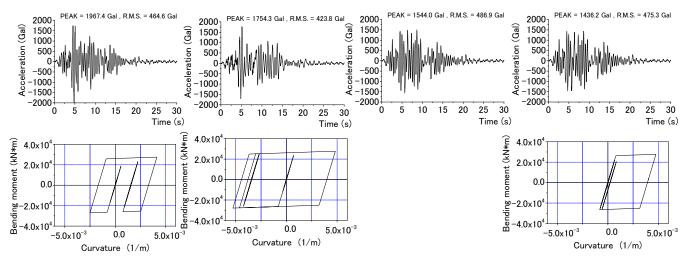


Fig. 3 入力地震波: Level-2 Type-2 Ⅱ種地盤 設計地震波波形および応答スペクトル

Table 3 固有值解析結果				
モード次数	有限要素車両 載荷時 (Hz)	橋梁の		
	1.205			

モード次数	有限安系单问 載荷時 (Hz)	橋梁のみ (Hz)
1	1.207	2.017
2	1.252	2.160
3	1.291	2.407
4	1.323	2.661
5	1.332	3.118
6	2.023	3.488
7	2.109	3.496
8	2.213	4.183
9	2.416	4.471
10	2,606	4.297



(a) Only bridge-non-linear (b) Train as mass-non-linear (c) Vehicle FEM-linear (d) Vehicle FEM-non-linear Fig. 4 橋脚加速度応答解析結果および M- φ 履歴ループ