# 地震時における鉄道構造物群の挙動

○ [土] 原田 和洋 [土] 曽我部 正道 [土] 谷村 幸裕 (鉄道総合技術研究所)

## Behavior of railway structure group at earthquake

## OKazuhiro Harada, Masamichi Sogabe , Yukihiro Tanimura , (Railway Technical Research Institute)

Not only the vibration displacement in the horizontal direction of the structure but also behavior as the crowd of the structure becomes important for safety and the safety of running in the vehicle of the structure at the earthquake. In general, the form, height, and the ground condition of a consecutive structure come to cause the dissimilarity displacement in the boundary part of the structure of a thoroughly different vibration characteristic, for this to become orbit displacement, and to influence the running safety of the vehicle. It is a rigid frame viaduct of the form connected by the adjustment girder to occupy the biggest ratio in a consecutive structure group. In this research, a structural form concerned was taken up and the behavior was examined by the numerical analysis.

## キーワード: ラーメン高架橋,調整桁, 地震時挙動, 最大応答変位, 角折れ

Keywords : rigid frame viaduct , adjustment girder , behavior at earthquake , the maximum response displacement , damage of angle

#### 1. はじめに

地震時の構造物の安全性や車両走行安全性に対しては、 構造物の横方向の振動変位のみならず、構造物の群として の挙動も重要となる.図1に地震時に生じる変位の概念図 を示す.一般に、連続する構造物の形式、高さ、地盤条件 は、一様ではなく、異なる振動特性の構造物の境界部には 不同変位が生じ、これが軌道変位となり車両の走行安全性 に影響を及ぼすこととなる.また、構造物境界を介して構 造物が相互に連成して挙動する.

連続する構造物群の中で最も大きな比率を占めるのが, 図 1 に示した調整桁で接続される形式のラーメン高架橋 である.本研究では、当該構造形式を取り上げその挙動を 数値解析により検討した.具体的には、以下を研究の目的 とした.

(1)安全性や変形性能に関する観点から、構造物が調整桁を介して連結した場合の応答変位について明らかにする。
(2)走行安全性に関する観点から構造物が調整桁を介して連結した場合の応答角折れについて明らかにする。

## 2. 解析手法

#### 2.1 解析対象

図2に対象構造物を示す、3径間のラーメン高架橋5基 と調整桁の4連からなる、このモデルを対象、とし時刻歴



図1 地震時に生じる変位概念図

応答解析を行った.

解析パラメータは,構造物の高さ,調整桁の接続条件お よび入力地震波とした.

構造物の高さにおいては、表 1 に示す構造物配置とした. 中央のラーメン高架橋 R3 の高さを 10.0m と固定し, 隣接するラーメン高架橋の高さを変化させた. CASE A(flat)は、高さを 10.0m に統一した. これを基本モデル とする. CASE B(up down)は R3 が最も高く、CASE C(down up)は R3 を最も低い配置とした. また、CASE D(down down)では左から低くなる配置とした. このよう に、隣接構造物の影響は、高さを変えることにより振動特 性を変化さた. 構造物の設定は、実構造物の統計から高さ 10.0m 程度、隣接構造物との高低差は 0.5m程度が最も頻 度が高いため上記値を用いた.

<sup>2.2</sup> 解析パラメータ

調整桁の接続条件においては,表2に示す3モデルを 設定した.ピン・ピンモデルの接続条件は両端をピン結合 とした.固定・ピンモデルは起点方を固定,終点方をピン 結合とした.ばね・ばねモデルでは,既往の実験結果<sup>1)</sup>よ り求めた支承部に配置した鋼棒ストッパーの荷重変位関 係より求めた水平ばねおよび回転ばねを配置しモデル化 を行った.ばねのモデル化においては次節に述べる.

入力地震においては,鉄道構造物等設計標準・同解説(耐 震標準)<sup>2)</sup>(以下耐震標準という)に示されている G3地 盤および G5 地盤における L1, L2sp1, L2sp2 地震動を 用いた、入力地震動一覧を表3に示す.

#### 2.3 解析モデル

図3に解析モデルの略図を示す.解析対象をばねマス系の骨組みによりモデル化を行った.ラーメン高架橋は剛な 梁要素と柱位置にばね要素を配置した. ばね要素は図4 に示す橋軸直角方向の各断面での2次元の静的非線形解 析結果より求めた荷重変位関係から,解析に用いる骨格線 を設定した.履歴モデルはJR総研剛性低減RC型とした. 表4に高さ10.0mのラーメン高架橋の静的非線形解析結 果を示す.なお,減衰定数は耐震標準に準拠し5%とした.

ばね・ばねモデルにおけるラーメン高架橋と調整桁との 接続には、水平ばねおよび回転ばねを用いて回転拘束効果 を考慮した.図5に対象構造物の鋼棒ストッパー配置を示 す. 固定側は4本, 可動側は3本の鋼棒ストッパーを配 置している. 配置したばねは、支承構造を模擬した実物大 の実験結果より求めた鋼棒ストッパー荷重変位関係から 設定した.図6に実験結果より得られた鋼棒ストッパーの 荷重変位の略図を示す.図 6(a)は鋼棒ストッパー1本当り の荷重変位関係であり荷重の増加に従い、変位が直線的に 増加し、降伏後はなだらかな関係となる、この図より求め た水平ばねを各接続部に所定本数分配置した.一方,回転 ばねは、図5の鋼棒ストッパーの構造物中心からの距離と 図 6(a)の荷重変位関係から求めた. その際, 可動側は遊間 (=35mm)の影響を考慮するため、遊間内の範囲はスリッ プ型とし、地震時の直角方向の水平力により作用する上部 工と鋼棒ストッパーとの摩擦による影響を考慮した.この 関係を図 6(b)に示す. 可動側の回転ばねはこの関係より設 定した.履歴モデルは標準バイリニア型とした.

質量配置においては、ラーメン高架橋は上層梁を6分割 し、調整桁は2分割として配置した.また、対象構造物の 両端部の調整桁のモデル化は行わず、桁全質量の1/2を支



表1 構造物配置

解析ケース		रूत क				
	R1	R2	R3	R4	R5	記事
CASE A	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	flat
CASE B	9.0	9.5	10.0	9.5	9.0	up-down
CASEC	11.0	10.5	10.0	10.5	11.0	down-up
CASE D	11.0	10.5	10.0	9.5	9.0	down-down

表	2	調	整	桁	0	接	続	条	件

拉使力	回転拘束条件				
1安和正石	起点方	終点方			
ピン-ピン	ピン	ピン			
固定-ピン	固定	ピン			
ばねーばね	ばね(固定側)	ばね (可動側)			





図4 ラーメン高架橋の水平ばね

#### 表 4 静的非線形解析結果(G3 地盤, L2sp2)

	H=10.0m		
	端部	中間部	
応答塑性率	1.920	2.210	
降伏変位(mm)	205	201	
降伏震度	0.881	0.688	
等価固有周期(sec)	0.965	1.081	
応答変位(mm)	394	446	
応答震度	1.044	0.852	
最大震度時変位(mm)	493	508	
最大震度	1.129	0.892	

調整桁端部, Ø 100(SS400)





|<sub>ラーメン高架橋桁受部</sub> (b) **可動側** 

図5 鋼棒ストッパー配置



持されるラーメン高架橋の端部に質量として考慮した.

## 3. 解析結果

中央の R3 ラーメン高架橋に着目し、応答変位および角 折れから各解析パラメータの影響について考察する.

## 3.1 時刻歴応答波形

図 7 にピンーピンモデルにおける R3C1 通りでの時刻 歴応答変位を示す.なお、入力地震動は G3 地盤の L2sp1 である.応答変位は 25 秒付近が最大応答時刻である.こ れより、最大応答時のピークの差は僅かであり、応答波形 も同様の傾向にあることが分かる.

図 8,9に CASE B の G3 地盤 L1 の時刻歴角折れを示 す.着目位置は R3 の C1 および C4 通り上の支承部の角 折れである.固定・ピンモデルでは、C4 通りでの角折れは 生じておらず、C1 通りにおいても他のモデルに比べ小さ いのが分かる.また,実験結果よりモデル化したばね・ばね モデルの支承部の回転拘束は固定・ピンに比べピン・ピン モデルに近く、実際の支承構造は固定側でもピン結合に近 いと考えられる.

## 3.2 最大応答変位

構造物の安全性や変形性能を評価するため,柱の最大応 答変位を整理した.図 10~12 に G3 地盤,図 13~15 に G5 地盤のモデルにおける最大応答変位を示す.着目位置 は中央のラーメン高架橋(R3)の C1 通りおよび C4 通りと する.なお,凡例は図 10 を参照する.

CASE A は、各地震波とも支持条件の違いによる影響は 小さく、同程度の変位が生じている. CASE B は、CASE





Aに比べ,最大でG3 およびG5 地盤において 6%程度応 答変位が大きくなる傾向にある.CASE C は,CASE A に 比べ,最大でG3 およびG5 地盤において 7%程度応答変 位が小さくなる傾向にある.CASE D は,CASE A に比 べC1通りで8%程小さく,C4通りで4%程度大きくなる. CASE A,B,Cの場合,C1 とC4通りの最大値はほぼ同程 度であるが,CASE D は最大で 12%程度違いが見られ る.これは,CASE D におけるR3の左右の振動特性の違 いにより,ねじれる挙動になるためと考えられる.

以上より,構造物群の最大応答変位は,構造物配置の影響で7%程度,支持条件による影響は8%程度であった. 3.3 応答角折れ

走行安全性を評価するため、支承部での応答角折れの最 大値を整理した. 図 16~18 に G3 地盤, 図 19~21 に G5 地盤のモデルにおける角折れの最大値を示す.着目位置は 中央のラーメン高架橋(R3)の C1 通りおよび C4 通り上の 支承部とする. なお, 凡例は図 16 を参照する. また,L1 においては鉄道構造物等設計標準・同解説(変位制限)<sup>3)</sup> から求めた設計値(=δ/2)を比較として示す.

CASE Aは、各地震動とも角折れは生じていない(ただ し、微小な値については、固定側・可動側で鋼棒ストッパ ーの本数が異なり,鋼棒ストッパーに作用する力が非線形 域になるためである). これは,隣接構造物との位相差が小 さく構造物群が振動単位として挙動していると考えられ る. CASE B の C1 通りでは、 ピン・ピンモデルに比べ固 定-ピンモデルで 60%, ばね・ばねモデルで 42%程度小さ くなる. CASE C の C1 通りでは、 ピン・ピンモデルに比 べ固定-ピンモデルで 67%, ばね・ばねモデルで 47%程度 小さくなる. CASE D の C1 通りでは、 ピン・ピンモデル に比べ固定-ピンモデルで83%、ばね・ばねモデルで68% 程度小さくなる. 接続条件で比較すると, 固定-ピンモデ ルは固定側のR3C4通り角折れは僅かであり、R3C1通り では同じ構造物配置, 地震波において角折れ量は小さい傾 向にあることがわかる.また,設計値(=δ/2)より求めた 角折れは、各解析結果を包絡していることが分かる.

結果より,角折れ値は L1 で 3mrad 程度, L2sp1 で 13mrad 程度, L2sp2 で 16mrad 程度であった.

## 4.まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す.

- (1) 隣接構造物が最大応答変位に及ぼす影響は 7%程度 であった。
- (2) 隣接構造物の影響を考慮した角折れはL1:3mrad, L2sp1:13mrad, L2sp2:16mrad 程度であった.

## 参考文献

- 原田和洋,曽我部正道,谷村幸裕,金森 真,柳 博文, 黒田 聡:支承構造の影響を考慮した構造物群の地震時 挙動解析, J-rail2007, pp.201-204,2007.
- 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.



 <sup>3)</sup>鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準・同解 説(変位制限),丸善,2006.