

# 論文 連続する鉄道高架橋群の地震時挙動

原田 和洋\*1・曾我部正道\*2・谷村 幸裕\*3・松橋 宏治\*4

**要旨：**線状構造物である鉄道構造物の地震時における挙動は、構造物境界部を介して構造物が相互に連成して挙動する。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る。そこで、鉄道構造物の中で最も一般的な調整桁で接続される RC ラーメン高架橋を対象に、隣接構造物の影響を考慮した地震時の挙動を数値解析により検討した。その結果、構造物配置の違いによる最大応答変への影響は最大で7%程度、角折れはL1地震時で3mrad,L2sp2地震時で16mrad程度であった。

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

## 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になる。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。表-1に構造物概要を示す。このモデルを対象とし時刻歴応答解析を行った。

### 2.2 解析パラメータ

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。

構造物の高さは、表-2に示す解析ケースの構造物配置とした。地盤条件は同一とし、柱高さを変化させた。中央のラーメン高架橋 R3 の高さを 10.0m と固定し、隣

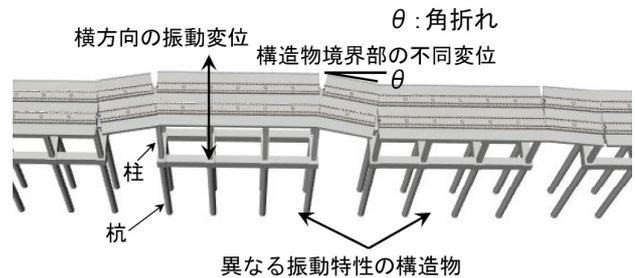


図-1 地震時に生じる変位概念図

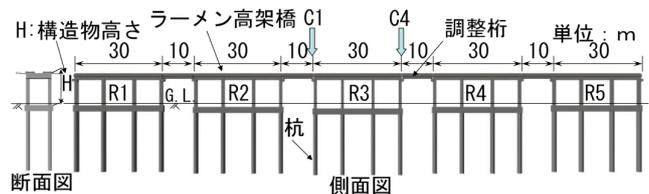


図-2 対象構造物

表-1 構造物概要

|      |                   |   |
|------|-------------------|---|
| 構造形式 | RC ビームスラブ式ラーメン高架橋 |   |
| 接続形式 | ゲルバー桁形式           |   |
| 軌道構造 | 複線, 直線スラブ軌道       |   |
| 基礎形式 | 1 柱 1 杭基礎 (地中梁形式) |   |
| 使用材料 | コンクリート            | スラブ, 梁, 柱, 地中梁:<br>24N/mm <sup>2</sup><br>杭:30N/mm <sup>2</sup> |
|      | 鉄筋                | SD390,SD345   |
| 寸法   | 柱                 | 1300×1300   |
|      | 縦梁                | 1400×1200   |
|      | 横梁                | 2000×1300   |
|      | 地中梁               | 1500×1200   |
|      | 杭                 | φ 1.3m, L=20.0m   |

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。

\*1 (財) 鉄道総合技術研究所 コンクリート構造 研究員 工修 (正会員)  
 \*2 (財) 鉄道総合技術研究所 構造力学 主任研究員 博(工) (正会員)  
 \*3 (財) 鉄道総合技術研究所 コンクリート構造 研究室長 博(工) (正会員)  
 \*4 パシフィックコンサルタンツ (株) 交通技術本部 鉄道部 工修(正会員)

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)では左から徐々に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る振動特性の変化により考慮した。構造物高さの設定は、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。

調整桁の接続条件においては、表-3に示す3つの接続条件を設定した。表中の回転拘束条件は、図-2中の調整桁の左側を起点方、右側を終点方とした。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

表-2 解析ケース

| 解析ケース  | 構造物高さ (m) |      |      |      |      | 記事        |
|--------|-----------|------|------|------|------|-----------|
|        | R1        | R2   | R3   | R4   | R5   |           |
| 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   |
| CASE C | 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-3 調整桁の接続条件

| 接続名   | 回転拘束条件   |          |
|-------|----------|----------|
|       | 起点方      | 終点方      |
| ピン-ピン | ピン       | ピン       |
| 固定-ピン | 固定       | ピン       |
| ばね-ばね | ばね (固定側) | ばね (可動側) |

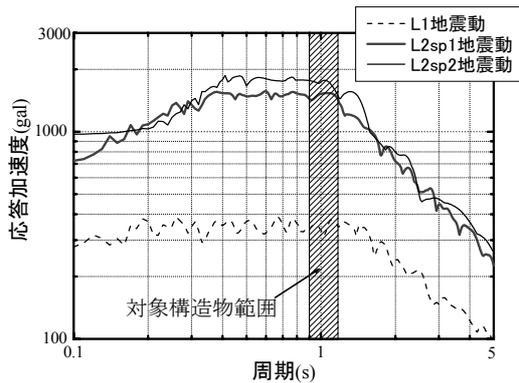


図-4 弾性応答加速度スペクトル (G3 地盤)



図-5 解析モデル

のモデル化においては次節に述べる。

入力地震波においては、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(普通地盤)およびG5地盤(軟弱地盤)におけるL1(中規模地震), L2sp1(海洋型地震), L2sp2(内陸型地震)地震動を用いた。また、図-4にG3地盤地震波の弾性応答加速度スペクトル(減衰5%)を示す。

### 2.3 解析モデル

図-5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各柱位置にばね要素を配置した。柱位置のばね要素は、図-6に示す各ラーメン高架橋の橋軸直角方向の断面での2次元の静的非線形解析(耐震標準に

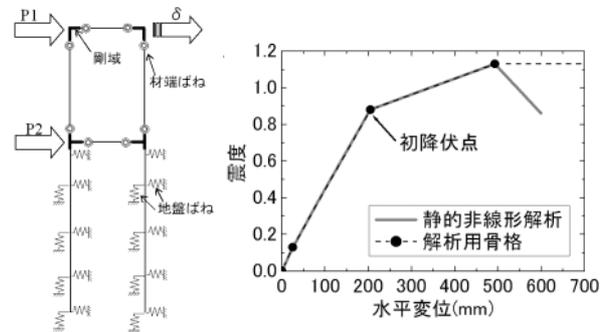


図-6 ラーメン高架橋の水平ばね

表-4 静的非線形解析結果 (G3 地盤, L2sp2)

|             | H=10.0m |       |
|-------------|---------|-------|
|             | 端部      | 中間部   |
| 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   |
| 最大震度時変位(mm) | 493     | 508   |
| 最大震度        | 1.129   | 0.892 |

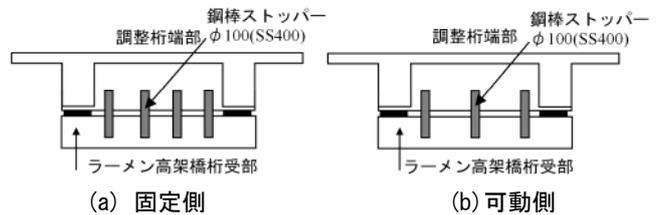


図-7 鋼棒ストッパー配置

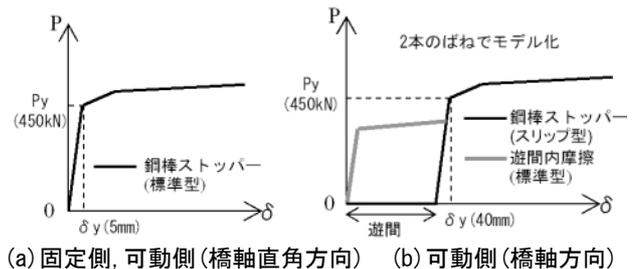


図-8 鋼棒ストッパーの荷重変位関係

準拠)を実施し、その結果より求めた荷重変位関係から解析に用いる骨格線(基礎のモデル化を含む)を設定した。履歴モデルは耐震標準における剛性低下型の鉄筋コンクリート部材の復元力モデル<sup>2)</sup>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。本検討のラーメン高架橋の等価固有周期<sup>2)</sup>は0.897s(H=9.0m)~1.166s(H=11.0)である(H:構造物高さ)。図-4中の斜線部が対象構造物範囲となる。また、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-7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-8に実験結果<sup>1)</sup>より設定した鋼棒ストッパー1本あたりの荷重変位の結果を示す。この荷重変位関係は実験結果を包絡するように設定した。図-8(a)は鋼棒ストッパー1本当た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配置した。一方、回転ばねは、図-7の鋼棒ストッパーの構造物中心からの距離と図-8(a)の荷重変位関係より式(1)より求めた。

$$k_r = \sum_{i=1}^n k_i \cdot L_i^2 \quad (1)$$

ここに、 $k_r$ :回転ばね剛性(kN・m/rad)、 $k_i$ :ストッパーの水平抵抗(kN/m)、 $L_i$ :構造物中心からストッパーまでの距離(m)、 $n$ :ストッパー本数(本)である。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も考慮した。この関係を図-8(b)に示す。可動側の回転ばねはこの関係より設定した。なお、支承ばねの履歴モデルは標準型とした。

質量配置においては、ラーメン高架橋は上層を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

構造物配置の違いによる影響において、図-9にピン-ピンモデルにおけるR3C1通りでの時刻歴応答変位を示

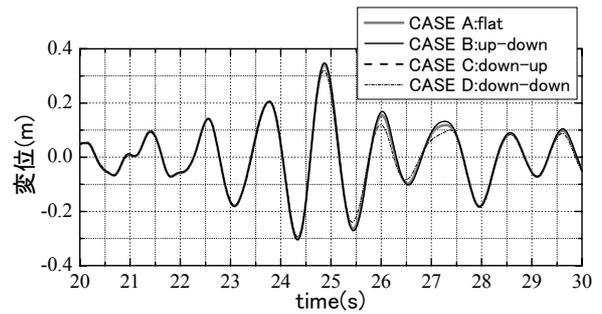


図-9 時刻歴応答変位 (R3C1, G3地盤, L2sp1, ピン-ピン)

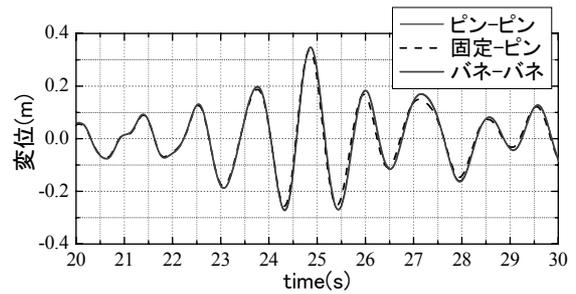


図-10 時刻歴応答変位 (R3C4, G3地盤, L2sp1, CASE D)

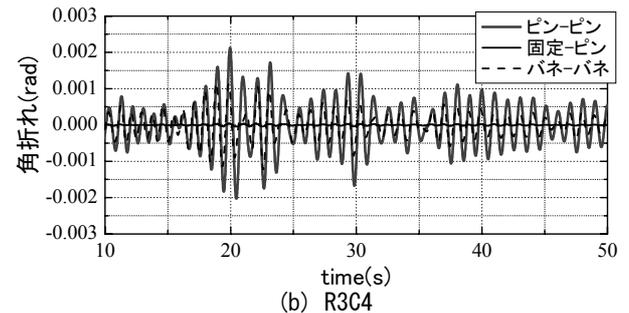
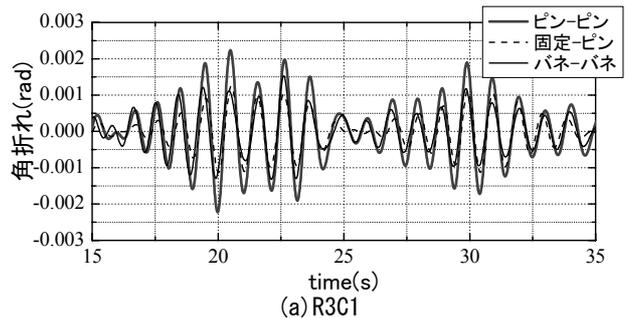


図-11 時刻歴角折れ (G3地盤, L1, CASE B)

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。

接続条件の違いによる影響において、図-10にCASE DにおけるR3C4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。これより、図-9と同様に最大応答時(25秒付近)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-11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、(b)の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。設計において固定側支承の回転挙動は固定支持と考えられている。しかし、実験結果よりモデル化した支承部の回転拘束は固定-ピンに比べピン-

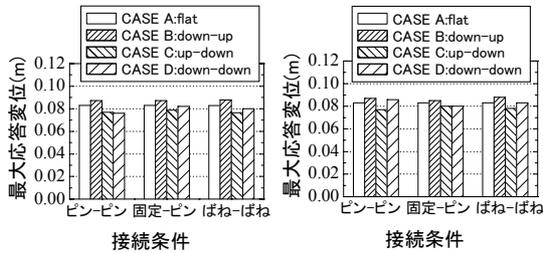


図-12 最大応答変位(G3地盤 L1地震動)

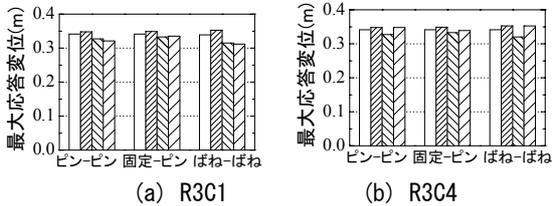


図-13 最大応答変位(G3地盤 L2sp1地震動)

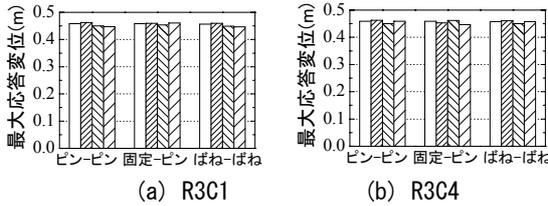


図-14 最大応答変位(G3地盤 L2sp2地震動)

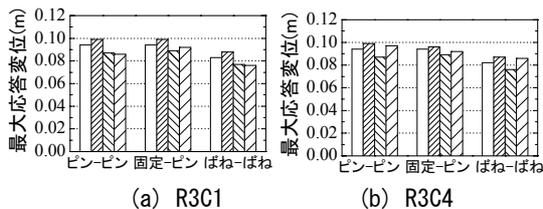


図-15 最大応答変位(G5地盤 L1地震動)

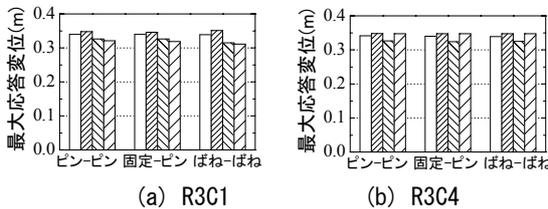


図-16 最大応答変位(G5地盤 L2sp1地震動)

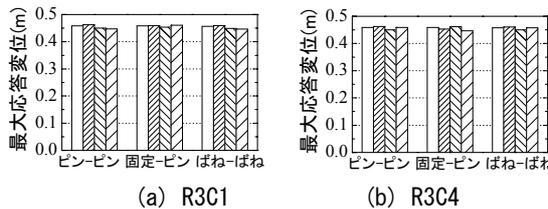


図-17 最大応答変位(G5地盤 L2sp2地震動)

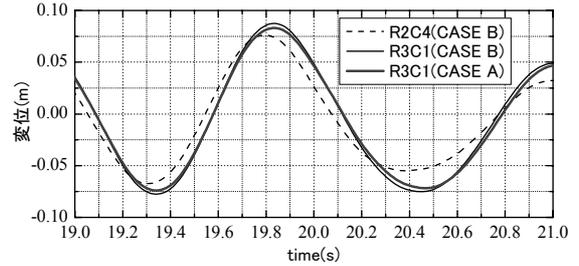


図-18 最大応答変位前の応答変位比較 (CASE B, L1, G3地盤, ピン-ピン)

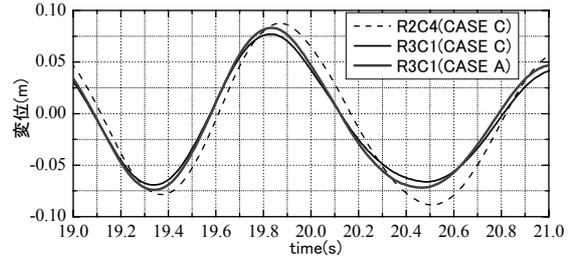


図-19 最大応答変位前の応答変位比較 (CASE C, L1, G3地盤, ピン-ピン)

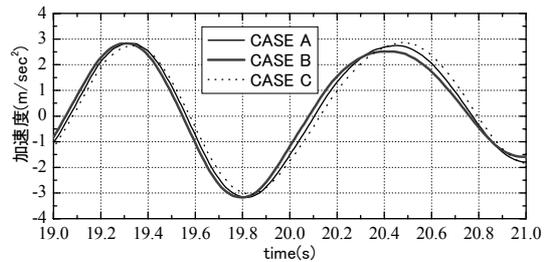


図-20 調整桁中央の時刻歴応答加速度 (L1, G3地盤, ピン-ピン)

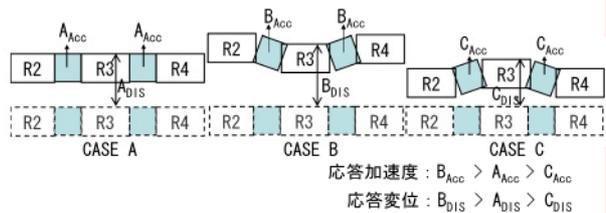


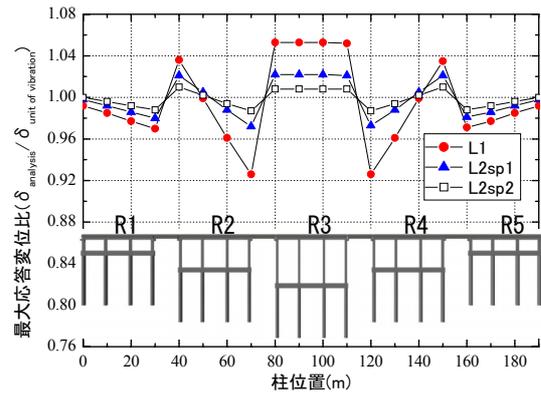
図-21 最大応答変位時前のイメージ図

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。

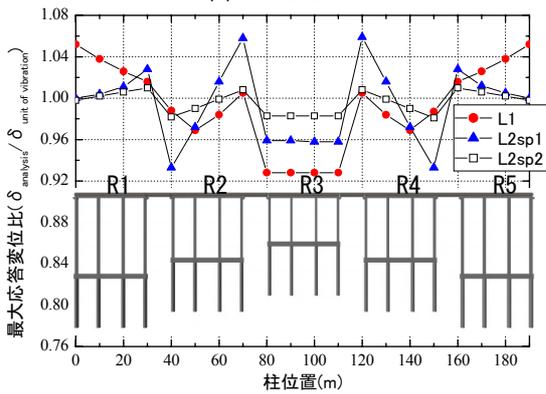
### 3. 2 最大応答変位

構造物の安全性や変形性能を評価するため、柱位置の最大応答変位を整理した。図-12~14にG3地盤、図-15~17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-12を参照する。

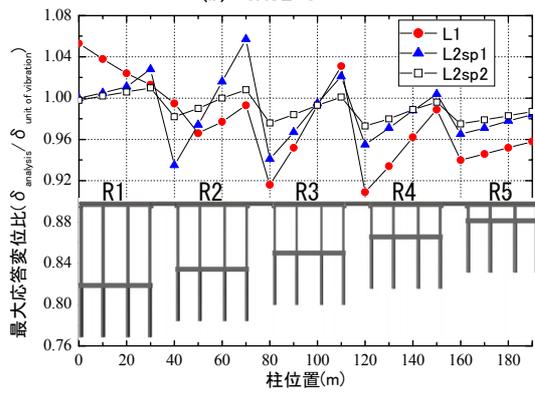
CASE Aは、各地震波とも接続条件の違いによる影響は小さく、同程度の変位が生じている。CASE Bは、CASE Aに比べ、最大でG3およびG5地盤において6%程度応答変位が大きくなる傾向にある。CASE Cは、CASE Aに



(a) CASE B



(b) CASE C



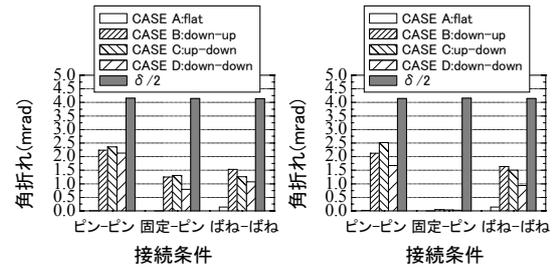
(c) CASE D

図-22 最大応答変位比 (G3 地盤)

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、最大応答変位は構造物配置の違いによる影響は 7% 程度、接続条件の違いによる影響は 8% 程度であった。

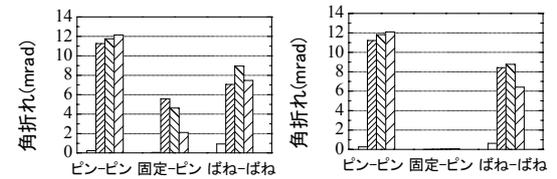
図-18, 19 に CASE B, CASE C における R3C1 通りと隣接構造物の R2C4 通りとの最大応答変位前の応答変位波形の比較を示す。また、CASE A の R3C1 通りの波形を示す。図-18 の CASE B では、最大応答変位時の 19.8



(a) R3C1

(b) R3C4

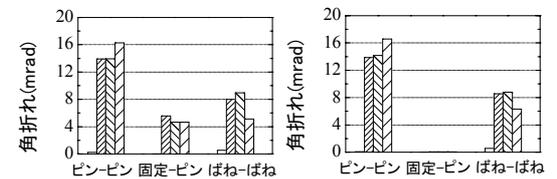
図-23 最大応答角折れ (G3 地盤 L1 地震動)



(a) R3C1

(b) R3C4

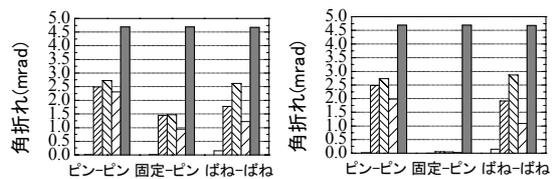
図-24 最大応答角折れ (G3 地盤 L2sp1 地震動)



(a) R3C1

(b) R3C4

図-25 最大応答角折れ (G3 地盤 L2sp2 地震動)



(a) R3C1

(b) R3C4

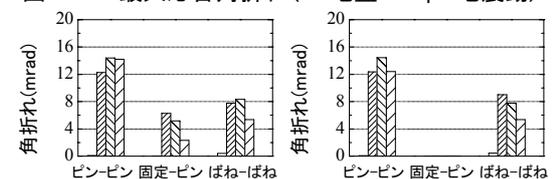
図-26 最大応答角折れ (G5 地盤 L1 地震動)



(a) R3C1

(b) R3C4

図-27 最大応答角折れ (G5 地盤 L2sp1 地震動)



(a) R3C1

(b) R3C4

図-28 最大応答角折れ (G5 地盤 L2sp2 地震動)

秒前の大小関係は、R2C4 の方が大きいことが分かる。図-19 の CASE C では、R2C4 の方が小さいことが分かる。CASE A との比較すると、R3C1 の最大応答変位は CASE B では大きく、CASE C では小さくなる事が分かる。

図-20 に R2, R3 ラーメン間の調整桁中央の節点における時刻歴応答加速度を示す。図より、最大応答変位時の 19.8 秒前の大小関係は CASE A に比べ CASE B が大き

く、CASE C が小さいのが分かる。CASE B では R2 は R3 より固有周期が短いため先行して応答している。このため、調整桁に入力される慣性力が CASE A の時より増加することとなる。これにより、CASE B では変位が増加したと考えられる。CASE C はその逆の現象であると考えられる。

図-21 に最大応答変位時前のイメージ図を示す。隣接するラーメン高架橋の応答順序の違いにより、CASE A 時の応答加速度に比べ、CASE B では大きく、CASE C では小さくなる。そのため、最大応答変位も同様の傾向になったと考えられる。

図-22 に最大応答変位を振動単位でのそれと比較を行った結果を示す。振動単位の最大応答変位とは、構造物配置を CASE A の高さを統一した配置とし、H=9.0, 9.5, 10.0, 10.5, 11.0(m)での解析を実施した。その結果と、各構造物配置での同一高さとの比を整理した。例えば、(a)CASE B の R2 では、解析結果の  $\delta_{analysis}$  を同一高さの 9.5m で CASE A 配置とした結果  $\delta_{unit\ of\ vibration}$  との比 ( $\delta_{analysis} / \delta_{unit\ of\ vibration}$ ) を示している。これより、(a)、(b)では R3 を中心に対象に挙動していることが分かる。また、R3 は平行に挙動しているが、左右のラーメン高架橋はねじれて挙動していることが分かる。先ほど述べたように、R3 は設計振動単位に比べ最大応答変位が(a)では大きく(b)では小さくなる傾向にある。また、L1 地震時に比べ L2 地震動の比への影響は小さい。これは、弾性範囲内の L1 地震時に比べ、大規模地震の L2 地震時では、部材が非線形領域となり、応答が長周期化するため、隣接構造物との周期差の影響が小さくなるためと考えられる。また、(c)の CASE D では、左右の周期の違いにより、R3 においてもねじれる挙動を示していることが分かる。

### 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-23~25 に G3 地盤、図-25~27 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-23 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(=  $\delta/2$ )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分かる。また、設計値(=  $\delta/2$ )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

最も一般的な構造形式である調整桁式ラーメン高架橋を対象とし、地震時の構造物群の挙動について検討した。本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 構造物配置の違いによる最大応答変位への影響は最大で 7% 程度であった。
- (2) 隣接構造物の固有周期の違いが、当該ラーメン高架橋に作用する加速度の増減により、振動単位の最大応答変位に比べ増減することを示した。
- (3) 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。
- (4) 角折れにおいて、隣接構造物を考慮することにより、照査結果を若干緩和できると考えられる。

## 参考文献

- 1) 原田和洋, 曾我部正道, 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.
- 2) 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.
- 3) 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.