

## 既設鉄道高架橋の詳細な手法を用いた耐震性能評価について

ジェイアール九州コンサルタンツ株式会社 正会員 ○村上 昌彦 村田 信之  
九州旅客鉄道株式会社 鬼塚 良介 田畑 健太郎

### 1. はじめに

JR 博多駅の新幹線の乗り入れ計画に伴い、既存の RC ラーメン高架橋上に重層化構造として、新幹線を計画することとなった。当該構造物は、昭和 38 年しゅん功の構造物であり、現在の耐震基準に照らし合わせると、耐震性能を満足していない可能性が考えられた。しかし、実際には、設計で想定したよりも、設計余裕度を持っていると考えられるため、詳細な検討で適切に安全性を評価すれば、合理的な耐震性の評価を行うことができると思定された。そこで、今回、詳細なアプローチにより、博多駅の既設高架橋の耐震検討を行ったので、一般的な耐震検討を行った場合との相違を示し、所要の耐震性能を確保するための方策を報告する。

### 2. 構造物の概要

博多駅のコンコース部は、線路方向 8 ラーメン、線路直角方向 5 列の計 40 ラーメンで構成されており、そのうち、1 列のラーメン高架橋が新幹線構造物となる。基礎形式は、既製 RC 杭 + 独立フーチング基礎形式となっている。今回報告する高架橋は、線路方向：3 径間単純支持式（両張出し構造）、線路直角方向 2 径間のラーメン高架橋（R2 高架橋）である。（図-1）

### 3. 耐震検討

#### (1) 概略耐震検討

既往地質調査の標準貫入試験値を用いて、鉄道基準に示された非線形スペクトル法<sup>1)</sup>により耐震検討を行った結果、く体に関しては、上層梁・柱のせん断破壊、基礎に関しては、表層地盤の液状化に起因する基礎の破壊が生じるという判定結果となり、大規模な耐震補強が想定された。

#### (2) 詳細耐震検討

現場は博多駅のコンコースで、駅を供用しながらの工事であった。ヤード、工期などの様々な制約があるため、合理的な設計を行う必要があった。そこで、室内試験結果による詳細な液状化判定、地盤の動的解析により求めた地表面の地震動波形を用いた所要降伏震度スペクトルの作成、梁のせん断耐力の実験的な検証を行うことによって既設構造物の耐震性能を評価した。

### 4. 詳細な液状化判定

洪積層はセメンテーション効果により液状化しにくいと言われていることから、洪積砂質土層 Ds の液状化判定を正確に行えば、基礎の補強を抑制できることが想定された。そこで、不攪乱試料を採取し、液状化判定に必要な室内試験を行った。

液状化判定は、詳細予測法を用い、液状化強度比は繰返し非排水三軸試験結果、せん断応力比は地盤の動的解析結果を用いて実施した。その結果、

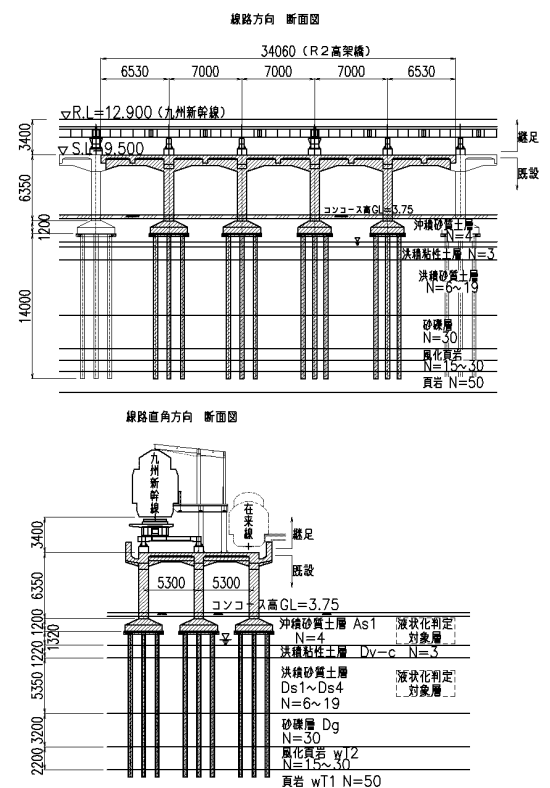


図-1 博多駅 R2 ラーメン高架橋

表-1 地質構成及び  $F_L$  値

| 土層名称        | 層厚(m) | CASE1<br>(一般的な検討) |    | CASE2<br>(詳細な検討) |    |
|-------------|-------|-------------------|----|------------------|----|
|             |       | FL値<br>(=R/L)     | 判定 | FL値<br>(=R/L)    | 判定 |
| 砂 As1(水位上)  | 0.80  | —                 | —  | —                | —  |
| 砂 As1(水位下)  | 0.52  | 0.42              | ×  | 0.92             | ×  |
| 礫混じり粘土 Dv-c | 1.22  | —                 | —  | —                | —  |
| 礫混じり砂 Ds1   | 1.24  | 0.45              | ×  | 1.66             | ○  |
| シルト混じり砂 Ds2 | 1.31  | 0.32              | ×  | 0.92             | ○  |
| シルト混じり砂 Ds3 | 1.20  | 0.35              | ×  | 1.12             | ○  |
| 礫混じり砂 Ds4   | 1.60  | 0.56              | ×  | 0.87             | ○  |
| 砂礫 Dg       | 3.20  | —                 | —  | —                | —  |
| 砂岩 wT2      | 1.10  | —                 | —  | —                | —  |
| 頁岩 wT1      | 1.10  | —                 | —  | —                | —  |
| 砂岩 T        | —     | —                 | —  | —                | —  |

キーワード 既設鉄道高架橋、液状化、所要降伏震度スペクトル、T形梁

連絡先 〒812-0013 福岡市博多区博多駅東 1-13-6 TEL092-413-1035 FAX092-413-1022

沖積砂質土層 As1 は液状化するものの、Ds 層は  $F L=0.87\sim 1.67$  と判定され、室内試験での間隙水圧の上昇もなだらかであることから、液状化しにくい地盤であることを確認することができた。(表-1)

5. 博多駅オリジナルの所要降伏震度スペクトル

博多駅の新幹線乗り入れは、事例の少ない、在来線高架橋上に重層化する構造形式であり、構造物の重要度が高いことから、博多駅オリジナルの所要降伏震度スペクトルを作成した。入力地震動は、地盤の動的解析から得られた地表面波形を用い、鉄道基準に示された条件に準拠して作成した。

図-2 に、鉄道基準に記載された G2 地盤の所要降伏震度スペクトルと博多駅オリジナルのスペクトルを示す。博多駅 R2 高架橋の固有周期  $T_{eq}=0.424s$ 、降伏震度  $k_h=0.626$  に着目した場合、前者は塑性率が  $\mu=2.6$  であるのに対して、後者は塑性率が  $\mu=2.3$  となっており、表層地盤の応答を詳細に求めることによって、合理的な評価を行うことができた。

6. 梁のせん断耐力に対する実験

(1)概要

RC ラーメン高架橋の上層梁は、スラブの影響を無視した矩形断面としてせん断耐力を算定している。しかし、上層梁はスラブと単体的に構築されるため、スラブの影響を考慮することで上層梁のせん断耐力を適切に評価することができる。そこで、JR 博多駅部の RC ラーメン高架橋上層梁をモデル化した T 形梁の荷重実験により、スラブが梁のせん断耐力に与える効果を把握し、上層梁のせん断耐力を実験的に検証することとした。

(2)実験概要

今回の実験では、実物を 1/2 スケールで忠実にモデル化し、実験を行った。スラブの有無や有効幅によるせん断耐力の増分把握を主目的として、表-2 に示す 4 ケースの実験を行った。荷重方法は、写真-1 に示すように、2 台の油圧ジャッキによる 2 点荷重で行った。

(3)実験結果

図-3 に、せん断力-鉛直変位関係を示す。T 形梁 No.2 の実験値は 422.5kN となり、矩形断面 No.1 の実験値 317.2kN に対して、1.33 倍のせん断耐力を有するという結果となった。また、矩形計算値②(設計値)の 208.0kN に対しては 2.03 倍のせん断耐力を有しているという結果となり、本ラーメン高架橋の上層梁は十分せん断耐力を有していることを確認することができた。

7. まとめ

表-3 に示すように、一般的な検討を行った場合に対して、合理的な評価を行うことができた。柱は大幅にせん断耐力が不足するため、鋼板巻き立て補強を行うことになったが、上層梁については、実験によりせん断耐力を有していることを確認することができ、無補強とすることができた。また、基礎については、杭頭の補強、フーチングの沈下防止、フーチング下面の地盤強化を兼ねて、沖積砂質土層 As1 に対してフーチング下 4 隅に恒久グラウトを注入することで所要の耐震性能を満足することができた。その結果、当初想定された耐震補強に対して、大幅なコスト削減と工程短縮を達成することができた。

参考文献 1) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編、平成 11 年 10 月。

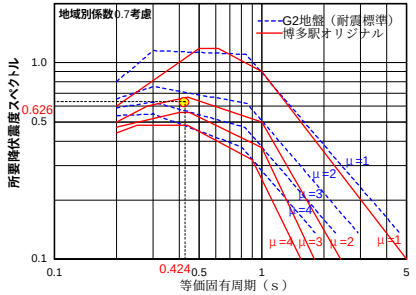


図-2 スペクトルの比較(標準とオリジナル)

表-2 実験ケース

| 試験体  | 方向  | 断面形状    | 荷重方法 |
|------|-----|---------|------|
| No.1 | L方向 | 矩形      | 逆対称  |
| No.2 | L方向 | T形(3bw) |      |
| No.3 | L方向 | T形(全幅)  |      |
| No.4 | C方向 | T形(全幅)  |      |



写真-1 No.1～No.4 の荷重方法

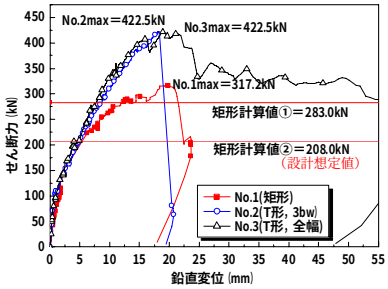


図-3 せん断力-鉛直変位関係

表-3 耐震照査結果の比較

| ケース                         | 上層部<br>(支点部)                   | 上層部<br>(径間部)       | 柱                                                        | 杭                                        |
|-----------------------------|--------------------------------|--------------------|----------------------------------------------------------|------------------------------------------|
| CASE1<br>(一般的な検討)           | ○                              | ×                  | ×                                                        | ×                                        |
|                             | せん断<br>(0.87<1.00<br>(損傷レベル1)) | せん断<br>(1.13>1.00) | せん断<br>(1.72>1.00)                                       | せん断<br>(せん断) 1.30>1.00<br>(曲げ) 1.93>1.00 |
| CASE2<br>(詳細な検討<br>(補強前))   | ○                              | ×                  | ×                                                        | ×                                        |
|                             | 曲げ<br>(0.82<1.00<br>(損傷レベル1))  | せん断<br>(1.14>1.00) | せん断<br>(1.73>1.00)                                       | せん断<br>(せん断) 0.97<1.00<br>(曲げ) 1.24>1.00 |
| CASE2-2<br>(詳細な検討<br>(補強後)) | ○                              | ○                  | ○                                                        | ○                                        |
|                             | 実験により、せん断耐力を有していることが証明された。     | 鋼板巻き立て補強           | せん断<br>(せん断) 0.90<1.00<br>(曲げ) 0.80<1.00<br>(フーチング下4隅注入) |                                          |