

## I - B137

## 根入れの深いRCラーメン橋脚の耐震設計

阪神高速道路公団 大阪管理部 正会員 浦田隆司 西岡 勉  
 奥村組 電算センター 正会員 森尾 敏  
 奥村組 土木設計部 正会員 ○三木英通 上阪欣司

## 1. まえがき

兵庫県南部地震を契機に、弾塑性地震応答解析を用いた高架道路橋の耐震（補強）設計が数多く行われるようになった。この中で、基礎地盤の影響は、基礎に対する地盤バネによりモデル化され、地盤の非線形性を考慮する場合には、地盤のひずみレベルに応じて地盤バネが設定されている<sup>1)</sup>。このモデル化は、一般の橋梁では主たる塑性化が橋脚基部等の構造部材に生じることに基づくものである<sup>1)</sup>。

しかし、ここで対象とするような根入れの深い橋脚では、この地盤バネのモデル化如何は、構造部材の応答に大きく影響することが考えられる。本報告では、深さ4.4mの根入れの深い高架橋を対象に、地盤バネのモデル化とその影響について検討した。

## 2. 構造部材及び地盤バネのモデル化

昭和55年に建設されたRC2方向ラーメン橋脚の橋軸直角方向断面を対象とする。2次元フレーム解析モデルを図-1に示す。本高架橋は、地下鉄との一体構造であり、地下鉄頂板上に橋脚の横梁が剛結されている。図-1では、この横梁位置（橋脚下端）を固定点とする。また、図中の太線は、橋脚幅、上部梁幅を剛域としてモデル化したもので、上部梁には、両隣り1/2スパンの上部構造重量（スラブ、小梁、舗装、高欄等）を付加している。A～Gは弾塑性構造部材の分類であり、「復旧仕様<sup>2)</sup>」に基づきM～φ関係（トリ・リニア）、せん断耐力 $S_u$ 等を求めた。ただし、橋脚については上部構造重量を評価し、上部梁については軸力=0として算定した。

地盤バネのモデル化は、以下の3ケースとした。ただし、当該地盤は2種地盤であり、GL-4.4mまでの埋め戻し土は、N値=5と仮定した。CASE1では、地盤バネを設定しない。CASE2では、重複反射理論による等価線形地震応答解析（SHAKE）で得られるせん断剛性、減衰定数に基づく線形バネを用いる。CASE3では、地震時受動土圧を頭打ちとするバイリニア・モデルを用い、初期剛性は、N値から算定する。

CASE2の水平方向地盤反力係数 $k_H$ 、減衰定数 $h$ 及びCASE3の $k_H$ （初期剛性）、 $h$ 、受動土圧係数 $K_{EP}$ を表-1に示す。入力地震波は算合波（ $\text{Max}=736.3\text{cm/s}^2$ ）で、減衰については、構造部材の $h$ を0.02とし、これと表-1の $h$ から得られるひずみエネルギー比例減衰定数をレイレイ減衰として与えた。

## 3. 解析結果

まず、固有値解析結果について述べる。地盤バネのないCASE1と地盤バネ（初期剛性）の最も強いCASE3の橋脚曲げ1次固有振動数は、2.00Hz及び2.03Hzであり、振動数、振動モードに与える地盤バネの影響はあま

弾塑性 地震応答解析 地盤バネ RCラーメン橋脚 耐震設計

〒545 大阪市阿倍野区松崎町2-2-2、奥村組 電算センター、TEL(06)625-3776、FAX(06)623-7699

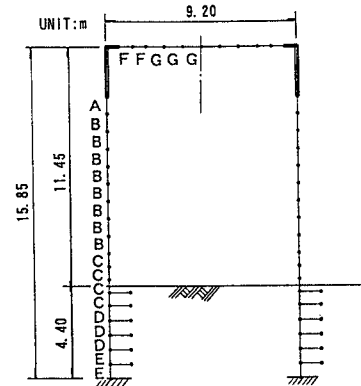


図-1 解析モデル

表-1 地盤バネのモデル化

|               | CASE2                   |       | CASE3                   |      |          |
|---------------|-------------------------|-------|-------------------------|------|----------|
|               | $K_H$                   | $h$   | $K_H$                   | $h$  | $K_{EP}$ |
| GL-0.00~2.15m | 4.8 kgf/cm <sup>3</sup> | 0.069 | 6.3 kgf/cm <sup>3</sup> | 0.10 | 2.61     |
| GL-2.15~4.40m | 3.0 kgf/cm <sup>3</sup> | 0.137 | 6.3 kgf/cm <sup>3</sup> | 0.10 | 2.61     |

表-2 最大加速度、最大変位

|               | CASE1 | CASE2 | CASE3 |
|---------------|-------|-------|-------|
| 橋脚頂部加速度 (gal) | 550.6 | 684.5 | 584.3 |
| 橋脚頂部変位 (cm)   | 28.8  | 21.7  | 25.2  |
| 地表面部変位 (cm)   | 5.0   | 2.0   | 5.3   |

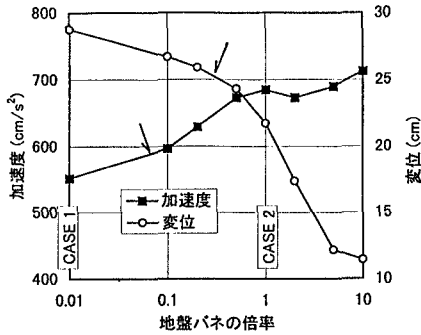


図-4 最大加速度、最大変位

り大きくない。橋脚頂部の最大加速度、最大変位、地表面部の最大変位を表-2に示す。CASE1、3、2の順に地盤パネを含めた橋脚全体の剛性が強めに評価され、この結果加速度は大きく、変位は小さくなる。

橋脚の高さ方向せん断力分布を図-2に、曲げモーメント分布を図-3に示す。橋脚は18個の曲げせん断梁要素でモデル化しており、要素1は最下段、要素18は最上段、地表面位置は要素7である。図-2において、CASE2とCASE3では地盤

パネに支持された要素1～6でせん断力が大きく低下する。CASE2で地上部のせん断力が大きいのは、地盤パネ反力の影響であろう。一方、図-3では、CASE1とCASE3の曲げモーメント分布は同程度であり、CASE3の地盤パネは地中部の曲げモーメントの低下にはほとんど寄与しない。

以上の結果は、地盤パネのモデル化（強度）如何が、構造部材の発生断面力に大きく影響することを示す。以下、CASE2の地盤パネ定数を1/10、1/5、1/2、2、5、10倍にした解析から、この効果を調べてみる。

橋脚頂部の最大加速度、最大変位を図-4に示す。倍率=1はCASE2で、CASE1の結果を倍率=1/100の位置にプロットしている。地盤パネを強くすれば、加速度は大きく、変位は小さくなる傾向が明らかである。同図に表-2のCASE3の結果をプロットすると矢印の位置になり、CASE3のバイリニア型地盤パネはCASE2の線形パネの1/10～1/5程度と等価である。

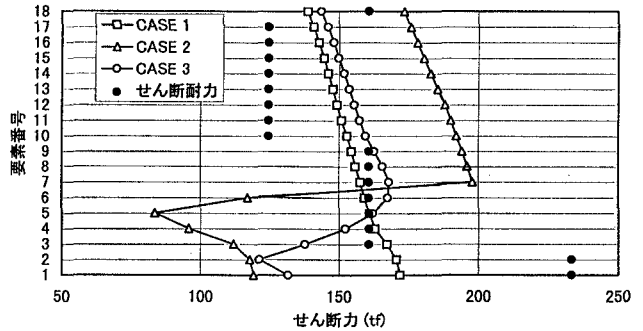


図-2 高さ方向のせん断力分布

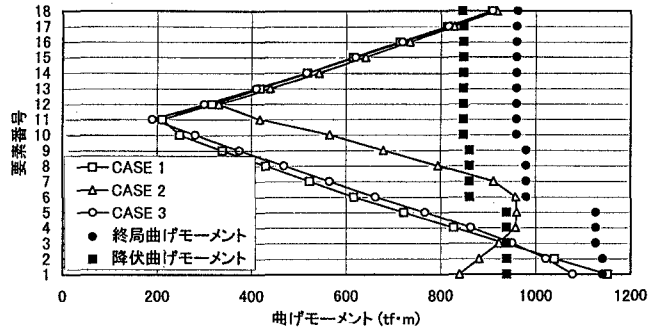


図-3 高さ方向の曲げモーメント分布

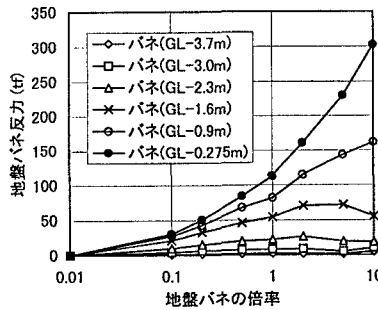


図-5 地盤パネ反力

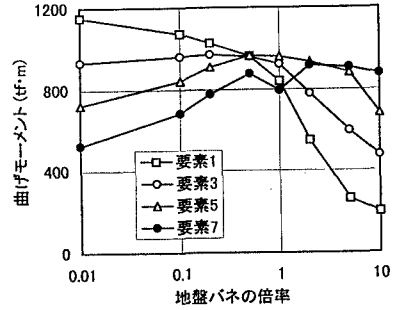


図-6 地中部の曲げモーメント

図-5に6個の地盤パネ反力を、図-6に要素1、3、5、7の曲げモーメントを示す。地盤パネ反力は上部のパネ程大きく、倍率を大きくすると上部2本（GL-0.275m、GL-0.9m）の反力が急増する。橋脚の曲げモーメントについては、倍率が低下すると下部要素のモーメントが増加し、逆に、倍率が増加すると地表面付近のモーメントが優勢になる。

#### 参考文献

- 1) (社)日本道路協会、道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、1996. 12
- 2) (社)日本道路協会、兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様、1995. 2