

(株) 復建エンジニアリング ○正会員 桧山 剛 正会員 井口 光雄  
日本鉄道建設公団 正会員 浅見 均 正会員 芳賀 康司

## 1. 概要

下部構造物と桁との連結に水平力分散ゴム支承を用いる場合、支承のモデル化には図1に示すように①減衰効果を考慮したバイリニアモデルと②減衰効果を無視した等価剛性バネで行う方法がある。しかし、一般には減衰効果を耐震上の余裕として扱い、支承部のモデル化は②減衰効果を無視した等価剛性バネで行う事が多い。これらのことを踏まえ、本検討では図2に示すような長大橋りょうに対して支承部の特性を適切に表現できるようモデル化を行い、時刻歴解析を行うことにより桁の移動量や桁間の位相差の影響の検討を行ったものである。

## 2. 解析条件

本検討は図2に示すような3径間連続桁3連で構成されている全長747mの橋りょうで行った。上部工は上路型式の合成桁であり、下部工はP2～P9橋脚までがケーソン基礎で支持される円形RC橋脚、P1・P10橋脚が場所打ち杭・直接基礎で支持される小判形RC橋脚である。

始終点側のP2、P9橋脚は鉛直力のみをとらせる構造としているため支承は剛性の低いゴム支承を用いるが、それ以外は鉛プラグ入りのLRB支承とした。

当該地盤はP1～P4橋脚までは固有周期0.2 (sec)程度、P5～P10橋脚までは基盤への直接支持であるため、時刻歴解析に用いる入力波形は図4に示す鉄道総研作成のL2地震動地表面地震波 (G2地盤用) を用いることとした。

また、解析モデルは図3に示す通り、橋脚柱の曲げ剛性や地盤の影響を適切に評価できるよう基礎を支持バネに置換した橋梁全体系のSRモデルで行い、部材・地盤の非線形性も考慮した。尚、基礎の支持バネは下部工の静的非線形解析から別途算出した結果を用いている。支承部は橋脚上の節点をダブル節点とし、その間をバネで連結する方法を用いることとしたが、P2・P9支点は設計上可動支承であるため鉛直支持のみ考慮している。

## 3. 震度法による支承部水平剛性の算出

時刻歴解析の照査に先立ち、ゴム形状やバネ剛性などの諸条件を決定するため、常時の照査、震度法による地震時の照査を行った。照査は建設省の「道路橋の免震設計法マニュアル (案)」に従うこととし、地震時せん断ひずみにおいては、橋梁全体系での荷重変位曲線 (図5) からL2地震の設計震度を $kh=0.44$ として算出した支承変位量により照査を行った。

表1に結果を示す通り、地震時の支承変位は200～250mm程度の変位となり、全ての支承に対して250%ひずみを満足することが確認できる。

キーワード：水平力分散ゴム支承、地震応答、等価剛性バネ、バイリニア特性、非線形動的解析

連絡先：(株) 復建エンジニアリング 〒104-0061 東京都中央区銀座1-2-1 TEL 03-3563-3129 FAX 03-3563-3127

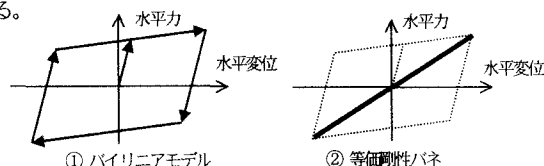


図1 分散支承のモデル化の概念

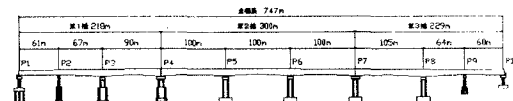


図2 橋梁全体図

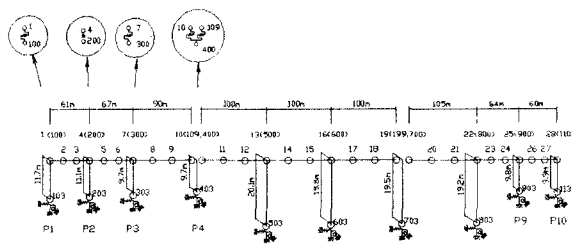


図3 解析モデル

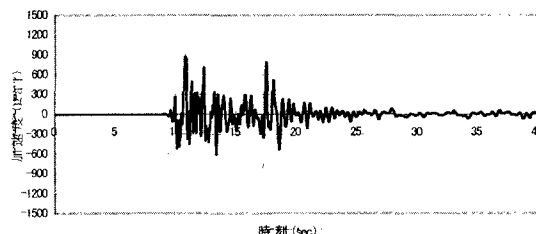


図4 L2地震動地表面地震波 (G2地盤用)

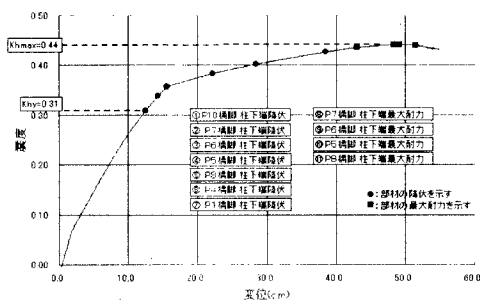


圖5 橋梁全體系 荷重變位曲線 (P 5 橋脚天端)

#### 4. 時刻歴応答解析結果

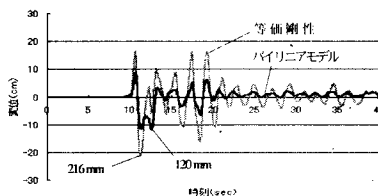
時刻歴解析による支承部の最大応答水平変位量の結果を表2に示す。図6、7は例として第2橋P4支点上の履歴結果を示している。震度法( $k_h=0.44$ )により算出した支承変位量と等価剛性でモデル化した最大応答変位量を比較すると、第1橋で107%~115%、第2橋で91%~100%、第3で76%~127%の差異がみられるが、せん断ひずみ量も許容値以内に収まる結果となっており、概ね整合がとれていると判断できる。応答変位量が小さめの値となっており、より支承変位が抑えられた結果であろう。

[illegible]

表2 支承部最大変位量のまとめ

| 位置  |     | 柱中心<br>(mm) | L2地震時支保水平変位量(mm) |                                       | 許容変位(mm) | せん断ひずみ |    |
|-----|-----|-------------|------------------|---------------------------------------|----------|--------|----|
|     |     |             | 静的解析<br>kh=0.44  | 動的解析<br>max 370(gal)<br>＜等価粘性＞ ＜バリエア＞ | <250%>   | 無害     |    |
| 第1橋 | P1  | 165         | 211.5            | 244.1                                 | 103.5    | 412.5  | OK |
|     | P2  | 324         |                  | —                                     | 81.0     | OK     |    |
|     | P3  | 124         |                  | 227.8                                 | 109.3    | 31.0   | OK |
|     | P4  | 165         |                  | 227.1                                 | 104.9    | 412.5  | OK |
| 第2橋 | P4  | 231         | 215.2            | 216.0                                 | 120.1    | 577.5  | OK |
|     | P5  | 124         |                  | 197.9                                 | 96.0     | 31.0   | OK |
|     | P6  | 124         |                  | 201.1                                 | 98.3     | 31.0   | OK |
|     | P7  | 231         |                  | 186.2                                 | 93.9     | 577.5  | OK |
| 第3橋 | P7  | 165         | 256.6            | 195.0                                 | 51.0     | 412.5  | OK |
|     | P8  | 124         |                  | 248.5                                 | 125.3    | 31.0   | OK |
|     | P9  | 324         |                  | —                                     | 81.0     | OK     |    |
|     | P10 | 165         |                  | 312.0                                 | 159.7    | 412.5  | OK |

また、バイリニアでモデル化した場合の応答については、等価剛性による変位量の 50%程度の応答変位量となっているが、図7の履歴結果に示すとおり剛性低下による減衰効果の影響のためと考えられる。入力地震波を一定としているため、エネルギー一定則の観点からも解析結果の妥当性を伺うことができる。



時刻(sec)

図6 支承変位時刻歴 (第2橋P・4支点)

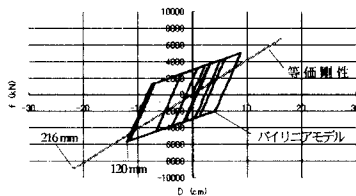


圖7 支承變位圖歷結果 (第2橋P4支點)

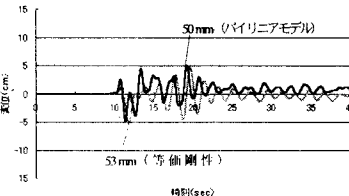


図8 桁間相対変位 (P7橋脚支点)

## 5. 桁移動量、桁間位相差の影響

P1・P10 橋脚支点上は掛け違い部となっており、背面のパラペットに対する桁移動量の照査が必要である。ここでは支承销移動量が桁移動量とみなすことができ、値の大きいP10 橋脚支点上で約 320mm という結果となっている。L2地震時にも桁がパラペットに衝突しないようにするためにはこの支承销移動量を満足する遊間量が必要となる。

図8に桁相互の衝突を照査するため桁間の相対変位量を示した。P4・P7橋脚支点上では各桁ともほぼ同位相の応答結果となっており、値の大きく出ているP7支点上の相対変位量でも最大で50mm程度と軽微であった。

## 6. まとめ

支承バネのモデル化について、当初の予想通り等価剛性とした方が大きめの応答値となった。バイリニアモデルによる応答変位を等価剛性バネと合わせるためには剛性をもっと弱くする必要があるが、その場合は支承に作用する水平力が小さくなる傾向にあるため必ずしも安全側の設計とはいえない。また、P1・P10 支点の遊間量は支承変位に大きく依存するが、P4・P7 支点の遊間量には影響を与えないことも確認できた。これらのことから、支承バネのモデル化の違いが全体の応答に与える影響は比較的小いと判断できる。

本検討では時刻歴解析における水平力分散支承の応答の傾向をある程度把握することができた。しかし、非線形性を考慮した変位の解析はかなりデリケートな面もあり、今後はその問題点を明らかにしていく必要があると考える。

参考文献：1)建設省 道路橋の免震設計法マニュアル（案）、2)鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計