

## 地震動の位相特性のばらつきが免震支承を有する RC 橋脚の弾塑性応答に与える影響

東北大学大学院 学生員 ○丸山 大輔  
 東北大学大学院 正会員 秋山 充良  
 東北大学大学院 フェロー 鈴木 基行

### 1. はじめに

構造信頼性に関する一般原則 (ISO2394)<sup>1)</sup>に基づく設計規準の整合化が検討されている。筆者らは、こうした背景のもと、RC 構造物を対象に、信頼性の概念を導入した耐震設計法の検討を行ってきた。この中では、動的解析などから得られる応答値の統計量を基に安全係数の大きさが決定されるが、通常これらは、数波の強震記録から評価されており、地震動が有する不確定性の大きさが十分に反映されているとは言えない。特に、同一の弾性応答スペクトルを有する地震動でも、位相特性により、弾塑性動的解析結果は大きく異なるため、応答スペクトルの設定の他に、用いる位相特性もこのような応答値の統計量評価に関し重要なパラメータとなる。そこで、本研究では、RC 構造物の応答値の統計量に関する基礎的資料を得るため、応答スペクトルが確定的に与えられた条件のもと、位相特性が異なる模擬地震動を用いて、免震支承を有する RC 橋脚の地震応答解析を行う。

### 2. 解析概要

免震支承を有する RC 橋脚を対象に模擬地震動を用いた統計シミュレーションを行う。免震橋梁は2質点系にモデル化し、免震支承の塑性化の程度や免震橋梁の固有周期が RC 橋脚の応答値の大きさや変動に与える影響も評価した。基本とした免震橋梁は、飯山ら<sup>2)</sup>が免震橋梁の固有周期と免震効果の関係を検討した際に用いた表-1に示す免震支承（鉛プラグ入り積層ゴム支承）および RC 橋脚の諸元を基にモデル化した。そして、免震支承の降伏強度のみを0.2倍～2.0倍まで0.2倍刻みで変化させた10種の2質点系モデルを作成した。これらの各パラメータは、免震支承を有する RC 橋脚の応答値の統計量を考察するために便宜的に設けたものであり、各支承は特定の設計規準を満足するように耐震設計されたものではない。

表-1 基本とした免震支承および RC 橋脚の特性<sup>2)</sup>

	質量 (ton)	降伏変位 (cm)	降伏強度 (kN)	2次剛性
免震支承	710	0.86	1100	初期剛性の1/6.5
RC 橋脚	364	3.66	4900	0.0

動的解析を行う際には、RC 橋脚の荷重 - 変位関係を完全弾塑性型の骨格曲線でモデル化し、履歴復元力特性には Takeda モデルを用いた。免震支承は、バイリニアモデルによりモデル化した。また、減衰力は Rayleigh 減衰によりモデル化し、減衰定数は免震支承および RC 橋脚ともに2%を仮定した。

### 3. 模擬地震動

本研究では、位相特性のばらつきが免震支承を有する RC 橋脚の弾塑性応答に与える影響を統計シミュレーションに基づき考察するため、実地震動の平均的な位相特性を有する模擬地震動を作成する必要がある。そこで、佐藤らの手法<sup>3)</sup>に従い模擬地震動を作成した。佐藤らは、フーリエ位相の角振動数軸上での傾きとして定義される群遅延時間の平均値と標準偏差を既往の強震記録からマグニチュード  $M$  と震央距離  $\Delta$  の関数として回帰し、群遅延時間の分布が正規分布に従うとして位相のモデル化を行っている。

模擬地震動作成時には、表-2に示した異なる組合せの  $(M, \Delta)$  を想定し、それぞれに対して2000波の模擬地震動の集合 (Gr1 ~ Gr3) を作成した。位相特性は、異なる正規乱数の組合せから定めた群遅延時間によりモデル化した。なお本研究では、位相特性のばらつきによる応答値の変動量を得るため、振幅特性に関しては鉄道構造物の耐震設計に用いられる加速度応答スペクトル (スペクトル I)<sup>4)</sup>に適合するように振幅調整した。

表-2 模擬地震動作成時のパラメータ

$M$ と $\Delta$ の組合せ	地震動の集合の名称
$(M, \Delta) = (8, 50)$	Gr1
$(M, \Delta) = (8, 100)$	Gr2
$(M, \Delta) = (8, 300)$	Gr3

Key Words: 位相特性, ばらつき, RC 橋脚, 免震支承, 弾塑性地震応答

連絡先: 〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉 06, TEL: 022-217-7449, FAX: 022-217-7448

#### 4. 解析結果

表-2の各地震動の集合毎に、前記した降伏強度が異なる10種の免震橋梁に対して動的解析を行い、免震支承に生じた最大応答変位およびRC橋脚の応答塑性率の平均値、変動係数を算定した結果を図-1～図-4に示す。図中に示される免震橋梁の固有周期は、各地震動の集合毎に得られた免震支承およびRC橋脚の最大応答変位の平均値の0.7倍に相当する割線剛性を等価剛性と定義して算定している。また、固定支承に置き換えた橋梁（以下、非免震橋梁）の固有周期は、約0.7秒である。

免震支承の降伏強度が小さくなり、免震橋梁の固有周期が長くなると、地震動の作用が免震支承に集中するため、図-1に示されるように免震支承の最大応答変位の平均値は、固有周期に対し、いずれの地震動の集合でも線形的に大きくなった。一方、図-3に示されるように、免震橋梁の固有周期が大きくなり、免震効果が発揮されると、RC橋脚の応答塑性率の平均値は急速に減少し、非免震橋梁の固有周期（ $\approx 0.7$ 秒）の約2倍を超える固有周期になると、いずれの地震動の集合でも、ほぼ弾性挙動を示すようになる。このようにRC橋脚の応答を小さく抑えることで、図-4に示されるように位相特性のばらつきによる応答の変動が見られなくなり、その変動係数が小さくなる。すなわち、RC橋脚の耐震安全性を評価する場合、橋脚に許容する非線形応答の大きさにより、地震時に見込まなければならない応答値のばらつきが決まると言え、前記した信頼性の概念を導入した耐震設計法の中では、これらの影響を安全係数等に反映させていく必要がある。

また、本研究で対象とした限られた解析モデルからの結果ではあるが、飯山ら<sup>2)</sup>の報告と同じく、非免震橋梁の2倍にまで長周期化を図れば、位相特性のばらつきによるRC橋脚の応答の変動を考慮しても、十分な免震効果が確保できる。この結果は、地震動の振幅特性すなわち弾性応答スペクトルの形状、特に、スペクトル下降域に入る固有周期と非免震橋梁の固有周期の関係に依存すると考えられる。このようなスペクトル特性の影響に関しては、今後検討していきたい。

#### 5. まとめ

限られた解析条件からの結果ではあるが、RC橋脚に許容する非線形応答の大きさにより、地震時に見込まなければならない応答値の変動は大きく異なり、非線形化の程度を抑えることで位相特性のばらつきによる応答の変動を小さくすることが可能となること、免震橋梁の固有周期を非免震橋梁の2倍程度にすることで位相特性のばらつきを考慮しても確実な免震効果が確保できること、などが示された。

#### 参考文献

- 1) ISO : International Standard ISO/DIN 2394, General Principles on Reliability for Structures, 1998.
- 2) 飯山かほり, 川島一彦, 庄司学 : 免震効果を得るために必要な橋梁の長周期化に関する一検討, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.701-709, 1998.
- 3) 佐藤忠信, 室野剛隆, 西村昭彦 : 観測波に基づく地震動の位相スペクトルのモデル化, 土木学会論文集, No.640/I-50, pp.119-130, 2001.
- 4) 鉄道総合技術研究所編 : 鉄道構造物等設計標準・解説 耐震設計, 1999.

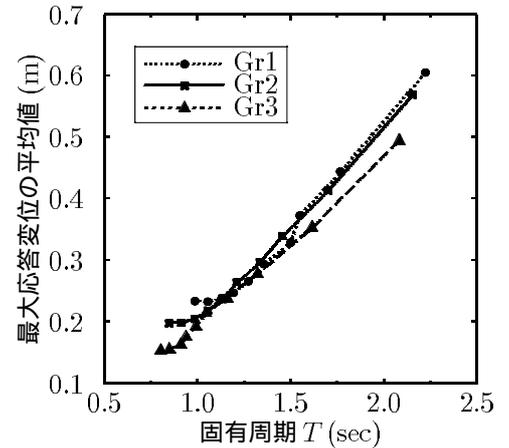


図-1 免震支承の最大応答変位の平均値

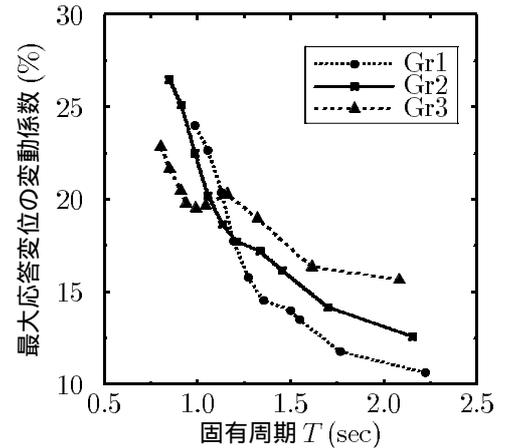


図-2 免震支承の最大応答変位の変動係数

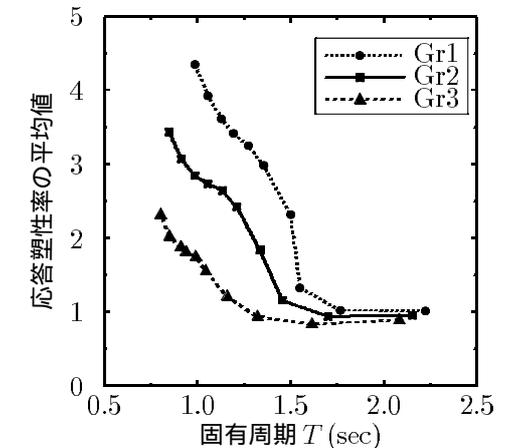


図-3 RC橋脚の応答塑性率の平均値

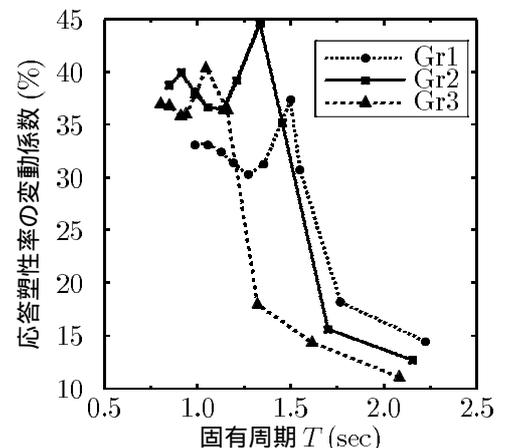


図-4 RC橋脚の応答塑性率の変動係数