

## 基礎－RC橋脚－免震支承からなる橋梁の 地震時全体応答特性に関する検討

足立幸郎<sup>1</sup>・運上茂樹<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 建設省土木研究所 耐震研究室主任研究員（〒305 茨城県つくば市大字旭1番地）

<sup>2</sup>正会員 工博 建設省土木研究所 耐震研究室室長（〒305 茨城県つくば市大字旭1番地）

### 1. はじめに

免震設計法マニュアル<sup>1)</sup> および平成8年道路橋示方書<sup>2)</sup> に示される免震設計法は、エネルギー吸収や長周期化が橋脚でなく免震支承により確実に行われるために、橋脚の塑性化が進行しないよう設計を行うことが望ましいとされている。しかしながら、大規模地震時においては、免震支承とともに橋脚も大きく塑性状態に至る場合も想定され、橋梁システムとして複数箇所での塑性化が進行する場合も想定される。したがって、このような橋梁システムの地震応答について、その特性を把握し地震応答評価法を検討しておく必要がある。

基礎－RC橋脚－免震支承から構成される橋梁は、最終的にじん性的な破壊をする部材（最弱リンク）をRC橋脚と設定した場合でも、免震支承はRC橋脚が降伏する以前に塑性化が進行し、また基礎においてもひずみ軟化型の荷重変形特性を有していることから、橋梁全体系として橋脚の降伏の有無に係わらず複数の部材で非線形挙動を生じることとなる。もちろん、橋脚の塑性化が進行するとともに、橋梁全体としての非線形挙動は複雑さを増すこととなる。このように、橋梁全体として複数箇所での非線形挙動を生じる橋梁において必ずじん性的な破壊モードが確実に生じるためには、塑性化が生じる複数の各橋梁部材の動的な応答特性を把握し、その動的効果を考慮した上で設計を行う必要がある。

本研究では、基礎－RC橋脚－免震支承からなる橋梁の動的解析を実施し、複数箇所での非線形挙動を生じる橋梁の動的応答特性を把握すると共に、1次モードを仮定した静的な設計変位量に対する動的応答係数に関する基礎的な考察を行った。ここでは、その結果について報告するものである。

### 2. 動的応答係数

キャパシティデザインの考え方が、構造物の耐震設計において重要であるという認識が高まりつつある。キャパシティデザインとは、設計上想定するじん性的なモードが確実に生じるよう、部材間で、また、同一部材内でも破壊モード間で、耐力に階層を設ける設計手法である。

キャパシティデザインによれば、好ましくない非線形挙動を生じないように保護すべき部材の耐力や作用力は次式の様に与えられるとされている。<sup>3)</sup>

$$\phi_s S_n \geq S_r = \omega \phi^\circ S_m \quad (1)$$

ここに、 $\phi_s$ ：耐力低減係数

$S_n$ ：公称強度に基づく(曲げ・せん断)耐力

$S_r$ ：要求(曲げ・せん断)耐力

$\omega$ ：高次モードによる動的応答係数

$\phi^\circ$ ：耐力増加係数（過強度係数）

$S_m$ ：保護すべき部材の設計上の必要耐力

動的応答係数（ $\omega$ ）は、高次振動モードの影響により設計で考慮するより作用力が増大する影響を考慮するため、実応答変形と1次モード変形の比として表される。橋梁全体系として複数箇所での塑性化が進行する場合の動的な応答効果による増幅効果についても、 $\omega$ の意味する量として扱うことが妥当である。したがって、本研究では、基礎－RC橋脚－免震支承から構成される道路橋の構成部材のうち、基礎および免震支承に着目し、じん性的な破壊を期待するRC橋脚に必ず最終的な塑性ヒンジを生じさせるために必要な動的応答係数について、動的解析による検討を行った。

### 3. 1次変形モード仮定から算定される部材変形

免震支承、橋脚、基礎といった橋梁の各構成部材が非線形挙動する場合、塑性化が進行する部材の剛性は時間とともに変化し、振動性状も変化する。一般に1自由度系の非線形特性を代表する剛性には、降伏剛性が用いられる。したがって、橋梁を構成する各部材が非線形挙動するような場合においても、同様に橋梁全体系が降伏する時の剛性を用いることによって、近似的に1次振動特性を代表して表現する場合が多い。

ここでは、RC橋脚が最弱リンクとなるように設計された橋梁を対象とし、橋脚が降伏するイベント時を橋梁システムの降伏と位置づけ、各質点に均等震度が作用した場合の力の釣合い状態から算出される各部材の変形量を、システム降伏時の1次変形モード仮定に基づく部材変形量と仮定した。また橋脚が降伏した場合、静的にはそれ以上の地震力は免震支承には作用しないが、基礎フーチング部には、橋脚からの反作用力の他に地盤面における水平震度相当の慣性力が作用する。道路橋示方書では基礎の地震時保有水平耐力法による設計時に、地盤面における震度(タイプII地震動において、0.8(I種地盤)、0.7(II種地盤)、0.6(III種地盤))を考慮することが規定されされている。このことから、基礎の静的変形量つまり設計変形量は、基礎質量に基礎に作用する最大震度を乗じたものに橋脚からの反作用力を加算した作用力対して算定される変位についても照査する必要がある。

以上のことから、免震支承および基礎の設計変位は、表-1に示すイベント時について照査する必要がある。

表-1 1次変形モード仮定から算出される部材変形量

	システム降伏時	地盤震度考慮時
免震支承	$P_{py} \frac{W_u}{W_u + W_p}$	—
基礎	$P_{py} \left( \frac{W_F}{W_u + W_p} + 1 \right)$	$k_{hG} W_F + P_{py}$

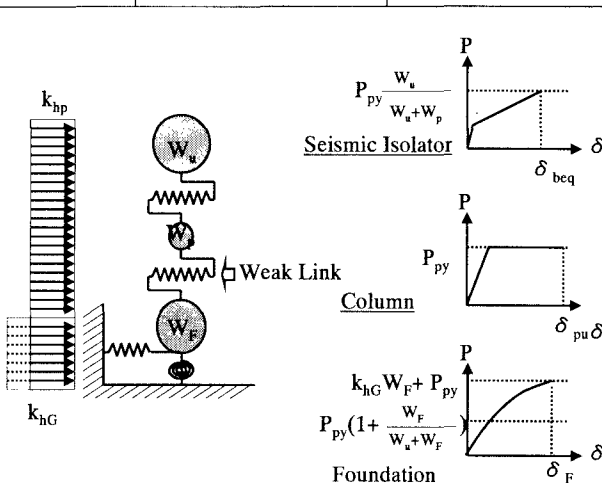


図-1 1次変形モード仮定から算出される部材変形量

### 4. 基礎-RC橋脚-免震支承からなる橋梁の動的解析モデルおよび解析条件

基礎-RC橋脚-免震支承からなる橋梁の地震時全体応答特性を把握し、部材設計における動的応答係数の定量的評価を行うために、基礎、橋脚、および免震支承の剛性を变化させた動的解析を実施した。動的解析に用いた橋梁モデルを図-1に示す。

上部構造、橋脚および基礎の重量は、3質点に集中させた。上部構造重量( $W_u$ )は一般的な高架橋を対象として8,333kN、橋脚天端に配置する橋脚重量( $W_p$ )は上部構造重量の1/5の1,667kNを与えた。基礎重量( $W_F$ )は、上部構造重量と橋脚重量の和である10,000kNを与えた。基礎重量が比較的大きく基礎の応答がやや強調される重量分布としている。

免震支承の復元力特性はバイリニアモデルを仮定し、LRBの特性を考慮し1次剛性( $K_{b1}$ )と2次剛性( $K_{b2}$ )の比を6.5:1とした。免震支承の降伏耐力( $Q_y$ )は、RC橋脚の降伏耐力( $P_{py}$ )の0.3倍と設定した。RC橋脚の復元力特性は武藤モデルを仮定し、クラック時を無視したバイリニア型を用いた。なお2次剛性はゼロとした。橋脚の降伏耐力は、道路橋示方書の最低震度規定を参考に $0.4 \cdot (W_u + W_p)$ とした。基礎はSRバネで近似することとし、並進バネ( $K_s$ )は修正HDモデルで、回転バネ( $K_r$ )は線形バネをそれぞれ仮定した。基礎の降伏変位( $\delta_{Fy}$ :上部工慣性力作用位置における基礎の変形による変位)の内訳はおよびバネ性状の決定は、都市内高速道路における基礎の耐荷力照査結果を参考とした。結果、並進バネは基礎の変位が $0.25 \delta_{Fy}$ 時に降伏耐力とし、無限大変位時に1.3倍の降伏耐力となるように、修正HDモデルのパラメータを設定した。回転バネは基礎の変位が $0.75 \delta_{Fy}$ 時に降伏耐力となる線形バネを設定した。

部材減衰は、免震支承に0.01%、RC橋脚に2%、基

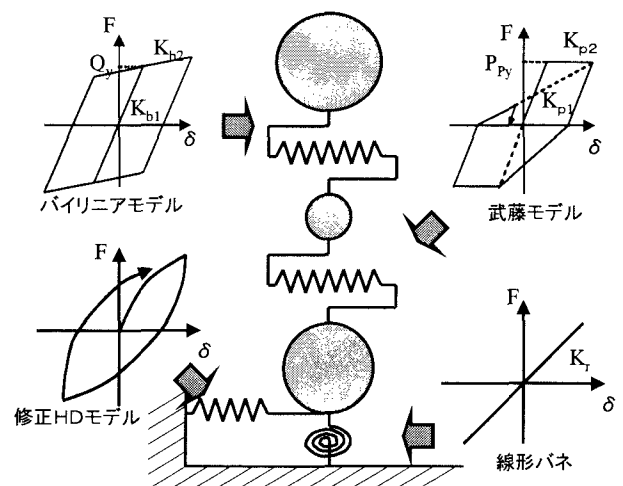


図-2 解析モデル

礎並進バネに2%、基礎回転バネに20%を与えた。

解析のパラメータは、橋脚の固有周期（基礎および支承が固定状態での固有周期）を0.6, 1.0, 1.5sec、免震支承の固有周期（上部構造重量と免震支承の等価剛性より算出される固有周期）を、橋脚降伏時固有周期の1.0, 1.5, 2.0, 2.5倍、さらに基礎剛性については、橋脚の降伏剛性の0.1, 0.2, 0.3, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 10.0, 20.0, 100.0倍と設定した。基礎耐力は、橋脚耐力の2, 3倍を設定した。

入力地震動としては、道路橋示方書V編6.3に規定される標準加速度応答スペクトルに近い特性を有するよう既往の強震記録を振動数領域で振幅調整した標準加速度波形を用いた。タイプIで9波形（地盤種別I、II、III種ごとに各3波形）、タイプIIで同様に9波形を用い、各3波形の平均値を解析結果とした。

応答計算における積分方法はニューマークの $\beta$ 法を用い $\beta=1/4$ とした。

### 5. 免震支承に考慮すべき動的応答係数 ( $\omega_b$ )

RC橋脚の固有周期を0.6秒とし、免震支承と基礎の剛性をパラメトリックに変化させた場合の、免震支承に対する動的応答係数を図-3に示す。ここでは、基礎の応答の影響が比較的大きいと考えられるIII種地盤L2タイプII地震動における結果を示す。なお、動的応答係数は動的解析によって得られた応答変位を、免震支承のシステム降伏時変位によって除したものと与えている。基礎剛性 ( $k_{FY}$ ) と橋脚剛性 ( $k_{p1}$ ) の比が小さくなるにつれ、動的応答係数が小さくなっているが、これは橋梁全体系が長周期化し、応答量自体が小さくなっているためと考えられる。免震支承の等価固有周期 ( $T_{beq}$ ) と橋脚の等価固有周期 ( $T_p$ ) との比については、免震支承による長周期化が大きくなるにつれ、若干ながら動的応答係数が大きくなる傾向にある。基礎-橋脚-上部構造からなる橋梁においては、基礎剛性と橋脚剛性の比が概ね3倍以上ある場合、全体系の動的応答に与える基礎の影響は非常に小さくなること示されている<sup>4)</sup>が、図-3の結果によれば、その剛性比の領域では、ほぼ動的応答係数は概ね1.5-1.8程度の値を示すことがわかる。

図-4には、同じくL2タイプII地震動による免震支承の動的応答係数と橋脚の塑性率 ( $\mu_p$ ) との関係を示したものである。マクロ的には、橋脚の塑性率が大きくなるにつれ、免震支承に考慮すべき動的応答係数が大きくなっていることがわかる。

上部構造と橋脚天端の時刻歴波形をみた場合、巨視的にはほぼ同一周期、同一位相で振動していること別

途確かめられている。しかし、図-5に示すように橋脚が塑性する時の変形モードを詳細に考察すると、橋脚が塑性する直前にいわゆる2次モード的な変形状態から、橋脚の降伏とともに橋脚および免震支承の変形が大きく進行し、免震支承が静的な変形量を超えて、過度に応答することがわかる。この効果が、約1.5程度の動的応答係数の試算結果につながっていることとなる。

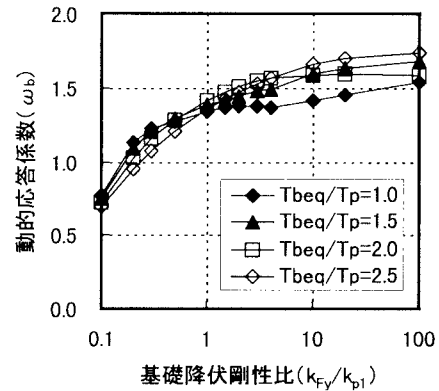


図-3 免震支承に対する動的応答係数 ( $\omega_b$ ) と基礎降伏剛性比の関係  
( $P_{py}/W=0.4$ ,  $Q_y/P_{py}=0.3$ ,  $P_{fy}/P_{py}=3$ ,  $T_p=0.6\text{sec}$ )

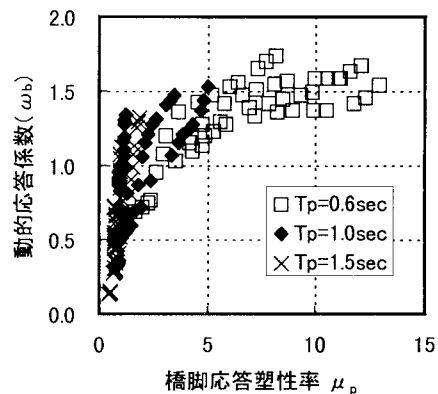


図-4 免震支承に対する動的応答係数 ( $\omega_b$ ) と橋脚応答塑性率の関係  
( $P_{py}/W=0.4$ ,  $Q_y/P_{py}=0.3$ ,  $P_{fy}/P_{py}=3$ )

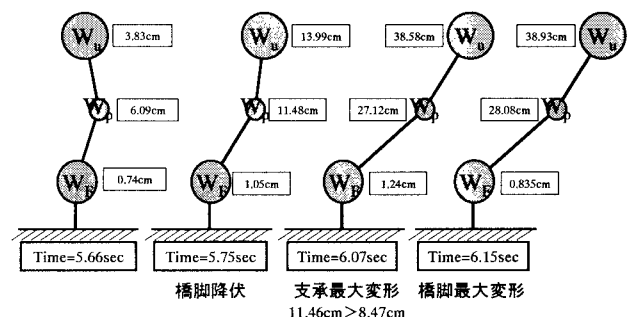


図-5 橋脚塑性応答時に見られる2次モード的な変形例  
( $P_{py}/W=0.4$ ,  $Q_y/P_{py}=0.3$ ,  $P_{fy}/P_{py}=3$ ,  $K_{fy}/K_{py}=10$ ,  $T_{beq}/T_p=1.5$ ,  $T_p=0.6\text{sec}$ )

## 6. 基礎に考慮すべき動的応答係数 ( $\omega_b$ )

同じくRC橋脚の固有周期を0.6秒とし、免震支承と基礎の剛性をパラメトリックに変化させた場合の、基礎に考慮すべき動的応答係数を、図-6、図-7に示す。ここでは、基礎の応答の影響が比較的大きいと考

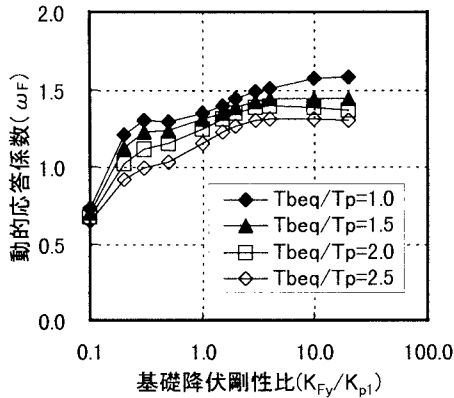


図-6 基礎に対する動的応答係数 ( $\omega_b$ ) と基礎剛性比の関係 (システム降伏時変位)

( $P_{py}/W=0.4$ ,  $Q_y/P_{py}=0.3$ ,  $P_{fy}/P_{py}=3$ ,  $T_p=0.6\text{sec}$ )

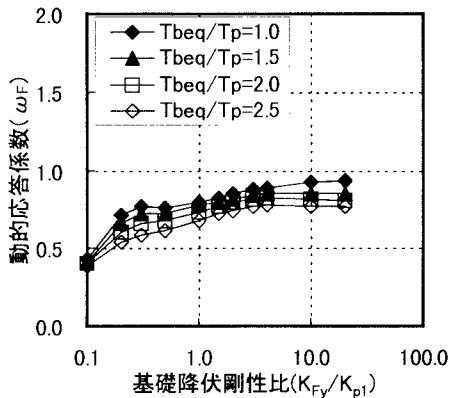


図-7 基礎に対する動的応答係数 ( $\omega_b$ ) と基礎剛性比の関係 (地盤震度考慮時変位)

( $P_{py}/W=0.4$ ,  $Q_y/P_{py}=0.3$ ,  $P_{fy}/P_{py}=3$ ,  $T_p=0.6\text{sec}$ )

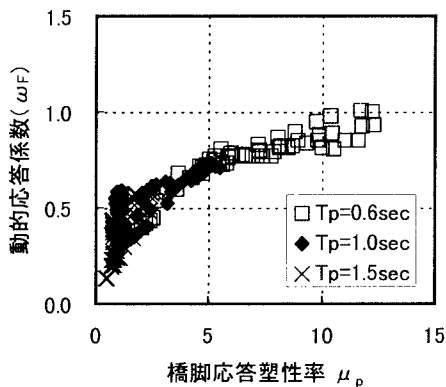


図-8 基礎に対する動的応答係数 ( $\omega_b$ ) と橋脚塑性率の関係 (地盤震度考慮時変形)

( $P_{py}/W=0.4$ ,  $Q_y/P_{py}=0.3$ ,  $P_{fy}/P_{py}=3$ )

えられる、Ⅲ種地盤でのL2タイプⅡ地震動における結果を示す。なお、動的応答係数は、ここでは動的解析によって得られた応答変位に対して、図-6は基礎のシステム降伏時変位によって除した場合の結果、図-7では地盤震度考慮時変位によって除した場合の結果を示す。免震支承と同様に、基礎の降伏剛性比が小さくなるにつれ、動的応答係数は小さくなる傾向にある。基礎剛性が橋脚剛性と比べて非常に小さい場合は、橋脚と比べて基礎が振動する傾向にあるが、基礎による減衰の効果のために動的応答効果は小さくなるものと考えられる。システム降伏時変位で動的応答効果を考慮した場合、今回の試算の範囲内では約1.5程度の動的応答係数が必要とされる。一方、基礎の設計変位を地盤震度最大時とした場合、最大応答時では約1.0程度であり、地盤震度を考慮した場合、動的応答係数を考慮しなくても設計が安全側になっていることがわかる。図-8には、地盤震度考慮時変位によって算定された基礎の動的応答係数と、橋脚の応答塑性率の関係を示す。橋脚の応答塑性率が大きくなるにつれ、やはり基礎の動的応答効果が大きくなることがわかる。

## 7. おわりに

キャパシティデザインに不可欠な動的応答係数について、基礎-RC橋脚-免震支承からなる橋梁を例にとり、免震支承および基礎の設計において考慮すべき動的応答係数の試算を行った。得られた知見は以下のようにまとめられる。

- ①免震支承に考慮すべき動的応答係数は最大1.5-1.8程度と試算される。
- ②基礎に考慮すべき動的応答係数は、システム降伏時変位を用いた場合は最大1.5程度、地盤震度考慮変位を用いた場合は最大1.0程度と試算される。
- ③動的応答係数は、基礎剛性や免震支承の剛性によって変化する。
- ④橋脚の塑性化が進行するにつれ、免震支承および基礎の動的応答係数は大きくなる。
- ⑤動的応答係数を一律に与えることは、不合理な設計を招く恐れがある。今後、合理的な動的応答係数について検討を行っていく必要がある。

## 参考文献

- 1) 土木研究所:道路橋の免震設計法マニュアル(案),平成4年10月
- 2) 日本道路協会:道路橋示方書耐震設計編,平成8年12月
- 3) Nigel Priestley, Frieder Seible, and Michele Calvi: "Seismic Design and Retrofit of Bridges", John Wiley, New York, 1996
- 4) 足立ら:「道路橋における基礎-橋脚系のシステム挙動に関する研究」、第52回土木学会年講,平成9年9月