

## 免震支承－橋脚系における橋脚の地震時応答の評価

足立幸郎<sup>1</sup>・運上茂樹<sup>2</sup>・越峠雅博<sup>3</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）

<sup>3</sup>正会員 建設省土木研究所 耐震研究室交流研究員（〒305 茨城県つくば市大字旭1番地）

### 1. まえがき

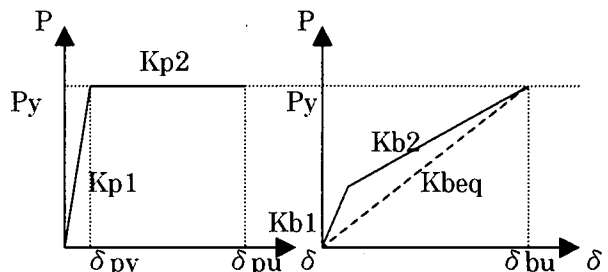
免震支承はその減衰効果と長周期化によって橋梁全体システムに作用する地震力を軽減させる効果を持つ。免震設計法マニュアル<sup>1)</sup>および平成8年道路橋示方書<sup>2)</sup>に示される免震設計法は、エネルギー吸収や長周期化が橋脚でなく免震支承により確実に行われるために、橋脚があまり大きく非線形状態に至らないよう免震設計を行うことが望ましいとされている。しかしながら、大規模地震時には、免震支承とともに橋脚も大きく塑性状態に至る場合も想定され、橋梁システムとして複数箇所塑性化が進行する場合も想定される。したがって、このような橋梁システムの地震応答について、その特性を把握し地震応答評価法を検討しておく必要がある。

ここでは、免震支承－橋脚系システムの地震応答を評価することを目的として、非線形2自由度系の動的解析結果<sup>3)</sup>と、減衰定数、固有周期、降伏耐力をパラメータとした非線形1自由度系解析結果とを比較しながら、橋脚が大きく塑性化する場合において、非線形1自由度系に立脚した免震橋梁の応答評価の妥当性について検討した結果を報告する。

### 2. 免震支承－橋脚系の応答評価法

道路橋の免震設計を行う場合においては、まず免震支承の減衰付加機能および長周期化機能を評価することから始まる。一般には免震支承の減衰および長周期化による応答低減効果については、免震支承の応答変形量を収束計算させて求める。このようにして求められた等価剛性、等価減衰定数を用いて、橋脚全体を1自由度系に簡略化し全体系の応答の評価を行っていく。しかしながら、図-1に示すように、橋脚が塑性化することを前提とした場合、橋脚の耐力以上の力が

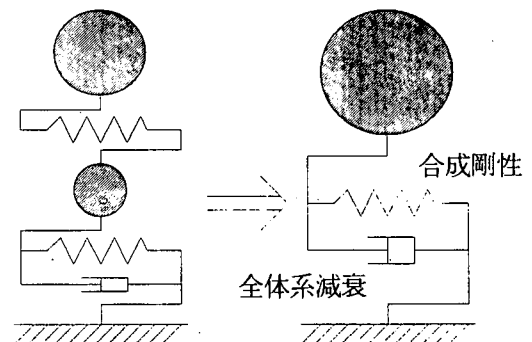
免震支承に作用することは、1次の変形モードを仮定する限りあり得ない。従って、橋脚降伏耐力時の支承の剛性および減衰を、免震支承の等価減衰および等価剛性として取り扱うことが妥当であると考えられる。



橋脚の復元力特性 免震支承の復元力特性  
図-1 橋脚および免震支承の復元力特性

このようにすれば免震支承の等価剛性および等価減衰定数が一義的に定まり、免震支承の設計に対して収束計算が不要となる。

このようにして求められる特性を有する免震支承を持つ免震支承－橋脚系システム全体の固有周期および減衰定数は道路橋示方書に示された手法に従って求めることができる。免震支承－橋脚系のシステムを等価1自由度系に変換するイメージ図を図-2に示す。



免震支承－橋脚系システム 等価1自由度系システム  
図-2 免震システムの等価1自由度系への変換

### 3. 減衰を考慮した非線形1自由度系の地震応答特性

橋脚が大きく塑性化する場合の免震支承-橋脚系システムの地震応答が、1自由度系でどの程度まで評価が可能であるかについて検討を行うために、まず減衰を考慮した非線形1自由度系の応答特性について検討を行った。橋脚の復元力特性としては、RC橋脚を想定して武藤モデルを用い、降伏耐力、減衰定数、固有周期をパラメータとして変化させた動的解析を行い、応答塑性量の算出を行った。入力地震動には、地震時保有水平耐力法に用いる加速度応答スペクトルに適合するよう振幅調整した地震波<sup>3)</sup>(タイプI:9波形(3地盤種別×3波)、タイプII:同様に9波)を用い、

各タイプ、各地盤種別ごとに各3波形の平均値を解析結果とした。図-2には、II種地盤における、地震動タイプ別、降伏耐力別の塑性応答量を示している。当然のことながら、いずれのケースにおいても減衰定数が大きくなるにつれ塑性応答量は減少している。1自由度系の線形加速度応答スペクトルの値が一定の値となる0.4~1.2秒間の応答塑性率については、降伏耐力と上部構造重量の比( $P_y/W$ )が大きくなるにつれ一定値を示す傾向にある。道路橋示方書における等価水平震度の下限値が0.4Czと規定されているが、それ以下の $P_y/W=0.2$ の場合では、タイプIおよびタイプII地震動とも固有周期1秒以下の領域において塑性率が10を超え発散的に値が大きくなっており、下限値規定の妥当性を示している。

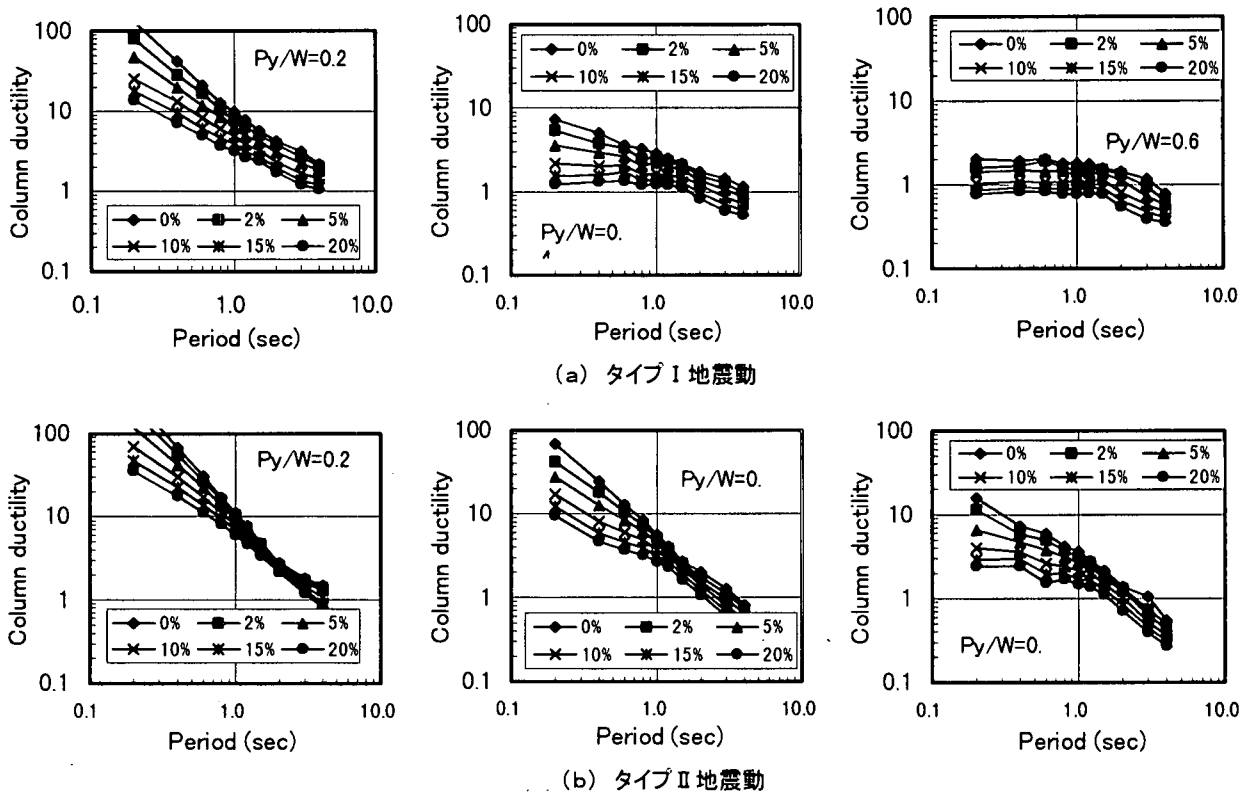


図-2 減衰を考慮した非線形1自由度系の応答塑性率 (Level-2、II種地盤)

### 4. 非線形2自由度系と等価非線形1自由度系の地震応答特性の比較

非線形2自由度系の動的解析については、文献3)で報告された解析結果を用いた。本計算は、免震支承-橋脚系の橋梁システムを2自由度系に簡略化し、免震支承の復元力特性にバイリニアモデル、橋脚の復元力特性にはびびわれを無視した武藤モデルを用いて行われている。入力地震動としては、地震時保有水平耐力法に用いる加速度応答スペクトルに適合するよう振幅調整した地震波<sup>4)</sup>を用い、各タイプ、各地盤種別ごとに各3波形の平均値を解析結果とした。解析結果より

考察される応答特性については文献3)を参照されたい。

比較対照とする非線形1自由度系の橋脚の塑性応答量については、2章の考え方に基づく免震支承の等価剛性および等価減衰の評価手法以外は、道路橋示方書に従って、橋梁全体系の周期は橋脚の降伏剛性と免震支承の等価剛性との合成剛性より算出し、減衰はひずみ比例によって全体系の減衰定数を算出し、それらに対応する非線形1自由度系の橋脚塑性応答量を求めた。

図-3に、3種類の橋脚降伏耐力を有する系に地震時保有水平耐力照査法に用いる地震動 (II種地盤) を入力した場合に、等価1自由度系によって算出された橋脚の応答塑性量と非線形2自由度系で算出されたそ

れとを比較して示している。降伏耐力の値にかかわらず2自由度系の橋脚の塑性量が大きくなるにつれ、等価1自由度系によって推定される橋脚の塑性量との差が大きくなる傾向がある。特に、2自由度系の橋脚の

塑性量が4～5以上の場合、その傾向はより顕著となる。また、地震動のタイプには、この傾向は影響されない。

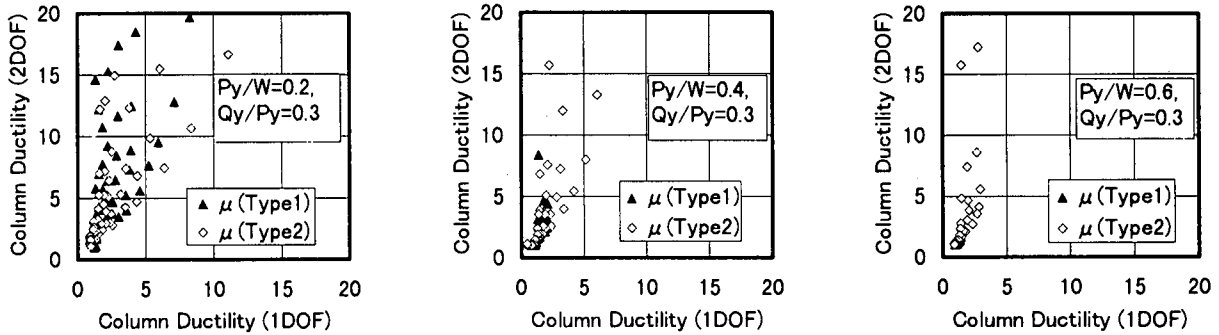


図-3 等価1自由度系と2自由度系における橋脚塑性率の関係 (level-2、II種地盤)

この塑性応答量の評価の違いをより明確にするために、図-4および図-5に、等価1自由度系と2自由度系の免震支承の応答変形量の比と、橋脚の応答塑性量の比を示した。図-4には、2自由度系の橋脚の塑性応答量が $3\delta_{py} \sim 10\delta_{py}$ のものを図示し、図-5には、 $\delta_{py} \sim 3\delta_{py}$ 以下のものを図示している。なお1自由度系の免震支承の応答変形量については、橋脚の降伏耐力に相当の復元力を発生する免震支承の変形量を1自由度系の免震支承の応答変形量とした。図-5からは、橋脚が降伏しているにも係わらず、免震支承の応答変形がそこまで至らない応答変形量比が1以

下の場合から、上部構造重量と橋脚天端重量との若干の位相差によって免震支承が一時的に大きく変形する免震支承の応答変形量比が1以上の場合まで、免震支承の応答が大きくばらついている。いずれにせよ2自由度系の橋脚の塑性率を3以下でみた場合、橋脚塑性量を等価1自由度系で十分評価が可能であることがわかる。

一方、図-4に示すように2自由度系の橋脚の応答塑性率が3以上10以下の場合、免震支承の応答変形量比は概ね1以上を示しており、この場合に等価1自由度系による応答推定精度が落ちていることがわかる。

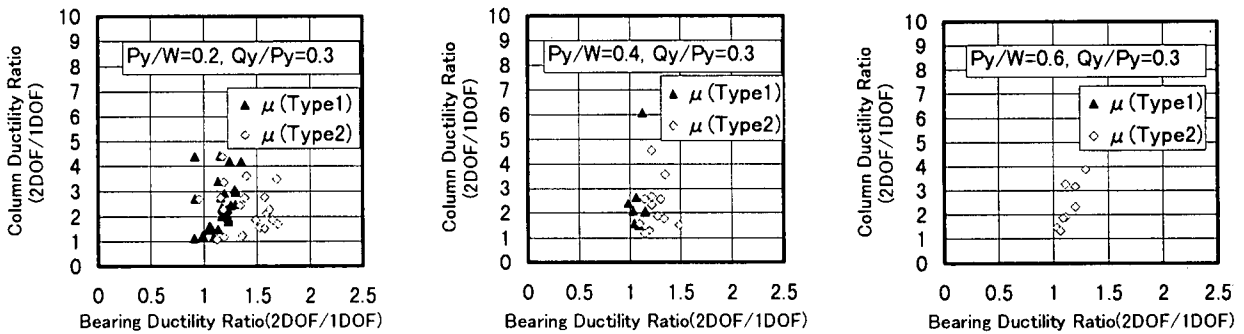


図-4 免震支承および橋脚の塑性応答量の関係 (level-2、II種地盤) ( $3\delta_{py} < 2$ 自由度系の塑性量  $< 10\delta_{py}$ の場合)

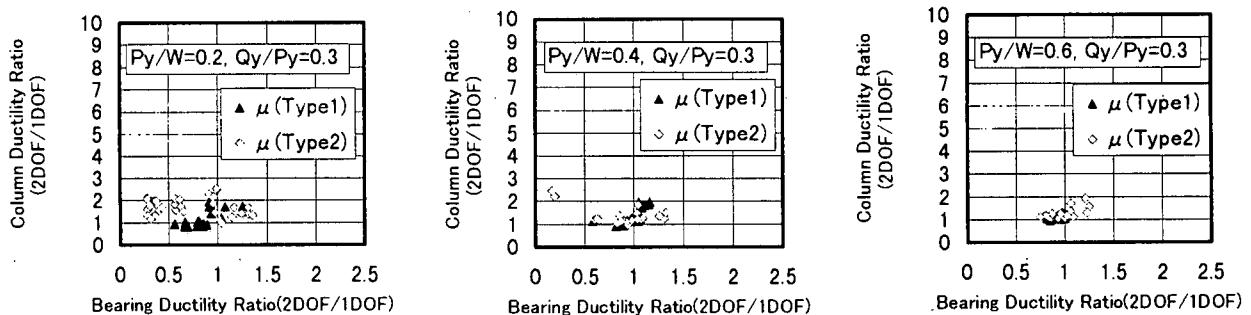
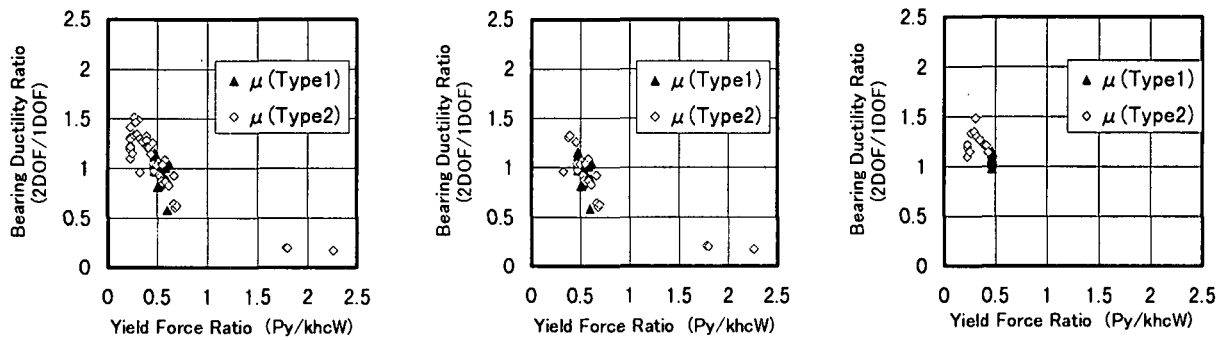


図-5 免震支承および橋脚の塑性応答量の関係 (level-2、II種地盤) (2自由度系の塑性量  $< 3\delta_{py}$ の場合)

結果を総括すれば、免震支承が静的な耐力関係から求められる変形よりも大きく変形する場合において、免震橋梁の橋脚の塑性応答を等価1自由度系で推定することが困難になることがわかる。

図-6には、免震支承の等価剛性および橋脚の降伏剛性から算出される合成剛性から算出される全体系の固有周期に対応する加速度応答スペクトルkhcより求められる降伏耐力比 ( $P_y/khcW$ ) と、免震支承の応答変形量比との関係を示したものである。2自由度系の

橋脚塑性率が3以上10以下の場合を示した図からは、免震支承の応答変形量比が1以上になる場合は、降伏耐力比が0.5以下となっていることがわかる。以上のことから、橋脚の降伏耐力比が小さい場合に、免震支承が静的変形量よりも大きく変形し、そのとき等価1自由度系の橋脚応答塑性量の推定精度が劣ることが解る。図-6では、 $P_y/W=0.4$ 、 $Q_y/P_y=0.3$ 、II種地盤のケースのみを示しているが、他の解析ケースにおいても同様の傾向を確認している。

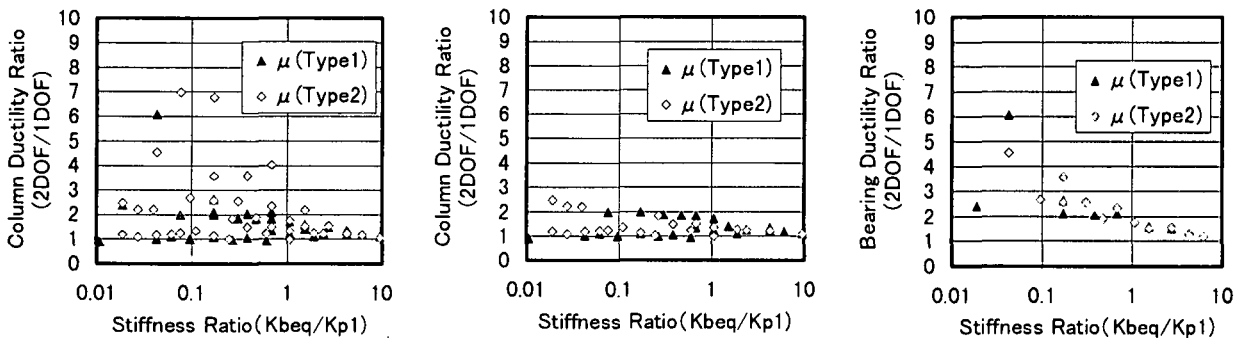


(1) 全ケース (2) 橋脚塑性率 ( $\mu = 1 \sim 3$ ) (3) 橋脚塑性率 ( $\mu = 3 \sim 10$ )

図-6 免震支承の応答変形量比と橋脚の降伏耐力比の関係 (Level2、II種地盤、 $P_y/W=0.4$ 、 $Q_y/P_y=0.3$ の場合)

解析においては様々な剛性比をパラメータに取り入れているため、剛性比との関係を明らかにするため、図-7に免震支承の等価剛性と橋脚の降伏剛性との比と橋脚の塑性量比との関係を示した。あくまでも橋脚の降伏剛性と免震支承の等価剛性との比との関係であ

るが、剛性比と橋脚の応答塑性量比とは明確な関係を見いだせない。このような剛性比は、等価1自由度系による2自由度系の応答推定精度には、大きな影響を及ぼしていないことがわかる。



(1) 全ケース (2) 橋脚塑性率 ( $\mu = 1 \sim 3$ ) (3) 橋脚塑性率 ( $\mu = 3 \sim 10$ )

図-7 剛性比と支承応答変形比の関係 (Level2、II種地盤、 $P_y/W=0.4$ 、 $Q_y/P_y=0.3$ の場合)

## 5. 結論

- ① 免震支承-橋脚系を等価1自由度系で応答評価を行う場合、橋脚の塑性率が大きくなるに従ってその推定精度が劣る。
- ② 免震支承が大きく塑性する場合において、上部構造と免震支承とに位相差が生じ、結果として等価1自由度系による橋脚の応答塑性量推定精度が落ちる。
- ③ 上記は、 $P_y/khcW < 0.5$ の場合に合致している。
- ④ 免震支承の等価剛性と橋脚の降伏剛性との比は、等

価1自由度系による橋脚の応答塑性量の推定に影響を及ぼさない。

## 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) 越峠ら：免震支承-橋脚系の地震時挙動の特性、第1回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、平成10年1月
- 4) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料、平成9年3月