

◆ 耐震・危機管理技術特集 ◆

免震支承を有する橋梁システムの地震応答特性

足立幸郎* 運上茂樹** 越峠雅博***

1. はじめに

免震支承はその減衰効果と長周期化の効果によって橋梁全体系に作用する地震力を低減させる。

道路橋示方書¹⁾に示される免震設計法では、橋脚が大きく非線形状態に至らないよう設計を行うことが望ましいとされている。これはエネルギー吸収や長周期化が、橋脚ではなく確実に免震支承により行われるようにするためである。Calviら²⁾も同様に橋脚が弾性応答することを前提とした変位ベース設計法を提案している。

しかしながら、大規模地震時には免震支承とともに橋脚にも塑性化が生じ、複数箇所での塑性化が進行する可能性も想定される。したがって、このような橋梁全体系の地震応答について、その特性を把握するとともに、地震応答評価法を検討しておく必要がある。

本稿では、免震支承を有するRC橋脚からなる道路橋を1つの橋梁システムとして定義し、免震支承および橋脚の、降伏耐力および固有周期をパラメータとした動的解析を行うことにより、免震支承および橋脚の両者に塑性化が進行する場合の動的挙動について検討を行った。さらに、非線形2自由度系を等価な非線形1自由度系に変換する手法を検討し、両者の応答特性を比較しながら、等価な非線形1自由度系にモデル化した橋梁システムの応答評価の妥当性について検討した。これらの検討結果をもとに、橋梁システムの非線形応答を推定するために、1自由度系に対するエネルギー一定則を橋梁システムに拡張したシステムエネルギー一定則を提案し、その妥当性について検討した。

2. 解析モデルと入力地震動

免震支承を有するRC橋脚からなる橋梁システムの地震応答特性を検討するため、免震支承と橋脚を2自由度の非線形せん断バネモデルに簡略化

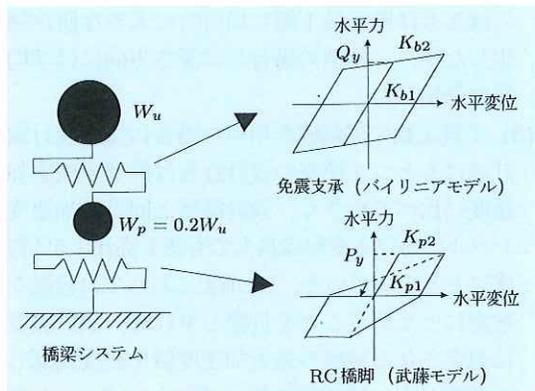


図-1 解析モデル

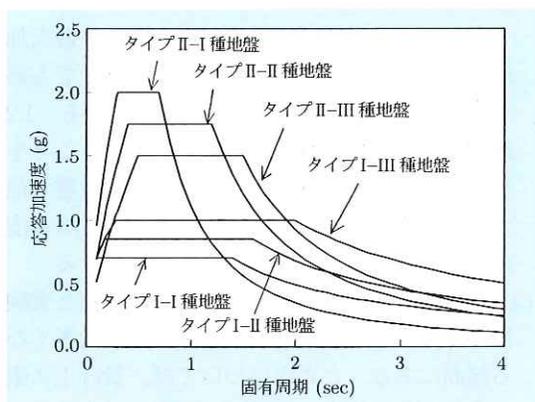


図-2 標準加速度応答スペクトル

した。図-1にモデルの概念図を示す。上部構造重量 W_u と橋脚重量 W_p の比は、一般的な道路橋を想定し0.2とした。免震支承の復元力特性はバイリニアモデルとし、1次剛性 K_{b1} と2次剛性 K_{b2} の比は、鉛プラグ入り積層ゴム支承を想定して1/6.5とした³⁾。橋脚の復元力特性は武藤モデルを用いたが⁴⁾、解析を単純化するためにひびわれは無視してバイリニア型とし、2次剛性 K_{p2} は0とした。粘性減衰定数としては、免震支承に0%、橋脚に2%を与えた。

入力地震動は図-2に示すように道路橋示方書V編に規定される標準加速度応答スペクトルに適合するよう振動数領域にて振幅調整を行った人工波形を使用した⁵⁾。タイプI地震動(プレート境界型)で各地盤種別I、II、III種ごとに3波形の計9波形、

Earthquake Response Characteristics of A Menshin Isolator-Bridge Column System

タイプⅡ地震動(内陸直下型)で同じく9波形を用いて解析し、各地震動タイプおよび地盤種別ごとに各3波形の平均値を解析結果とした。

3. 解析ケース

解析では、免震支承および橋脚の、降伏耐力および固有周期をパラメトリックに変化させた。このうち、橋脚の降伏耐力 P_y としては、全重量 ($W = W_u + W_p$) の20%、40%、60%を与えた。これは、設計水平震度を0.2、0.4、0.6として設計したことに相当する。免震支承の降伏耐力 Q_y としては、橋脚の降伏耐力の20%、30%、50%、80%を与えた。これは、後に示す免震支承の等価剛性時において、等価減衰定数として約12%、18%、26%、11%に相当する。その各降伏耐力のもとで、支承条件を固定とした場合の橋脚の固有周期(以下、橋脚の固有周期という) T_p を0.2から2.0秒まで、免震支承の1次固有周期 T_b を0.2から3.0秒まで変化させた。 T_p および T_b の算出式を以下に示す。

$$T_p = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g \cdot K_{p1}}} \quad (1)$$

$$T_b = 2\pi \sqrt{\frac{W_u}{g \cdot K_{b1}}} \quad (2)$$

ここに、

- K_{p1} : 橋脚の降伏剛性
- K_{b1} : 免震支承の1次剛性
- g : 重力加速度

4. 解析結果

図-3に示すように、橋梁システムの各質点に

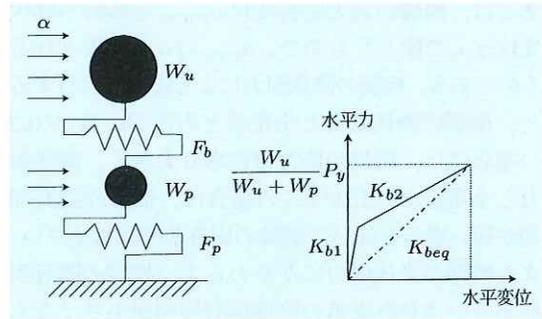


図-3 免震支承の等価剛性算定手法

同一の加速度が作用した場合、免震支承に作用する水平力を F_b 、橋脚上部に作用する水平力を F_p とする。橋脚が降伏する時の水平力は $F_p = P_y$ であることから、橋脚降伏時に免震支承に作用する水平力は、式(3)で求まる。

$$F_b = \frac{W_u}{W_u + W_p} \cdot F_p = \frac{W_u}{W_u + W_p} \cdot P_y \quad (3)$$

本論では、式(3)の力が免震支承に作用した時における免震支承の等価剛性を、橋脚降伏時の免震支承の等価剛性 K_{beq} とした。具体的な算出式は後述の式(6)となる。また、免震支承の等価固有周期 T_{beq} は式(4)により求まる。

$$T_{beq} = 2\pi \sqrt{\frac{W_u}{g \cdot K_{beq}}} \quad (4)$$

結果の考察においては、免震支承の等価固有周期 T_{beq} を用いた。図-4は動的解析により得られた橋脚の応答塑性率を等高線図で示したものである。横軸は橋脚の固有周期を、縦軸は免震支承の等価固有周期を表している。ここで、橋脚の応答塑性

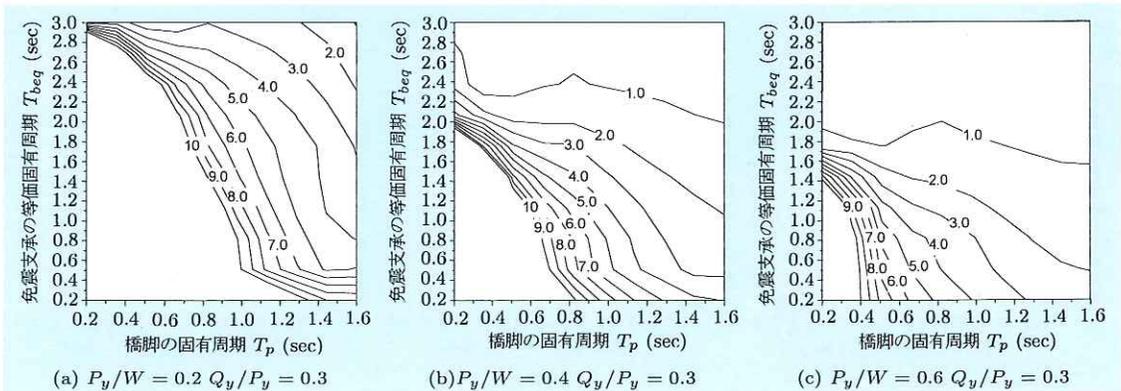


図-4 橋梁システムの P_y/W による橋脚の応答塑性率の変化(タイプⅡ地震動Ⅱ種地盤)

各図の図中の数値は橋脚の応答塑性率を示す

率とは、橋脚の最大応答変位 $u_{p\max}$ を橋脚の降伏変位 u_{py} で除したもので、 $u_{p\max}/u_{py}$ で表されるものである。橋脚の降伏耐力による違いに着目すると、橋脚の降伏耐力と全重量との比 P_y/W が 0.2 の場合には、橋脚の応答塑性率は大きく、降伏耐力と全重量との比が 0.6 の場合は、橋脚の固有周期が短い場合を除いて橋脚の応答塑性率は小さい。また橋脚の降伏耐力にかかわらず、橋脚の固有周期あるいは免震支承の等価固有周期が小さくなるにしたがい、橋脚の応答塑性率が大きくなる。これは橋梁システムとしての固有周期が、図-2 で示される入力地震動のスペクトル強度が大きくなる周期に移行するためである。

図-5 は、免震支承の降伏耐力が橋脚の応答塑性率に及ぼす影響を示したものである。免震支承の降伏耐力比 Q_y/P_y が 0.2、0.3、0.5 の場合を比較すると、免震支承の降伏耐力比 Q_y/P_y の増加に伴う減衰の増加によって若干ながら橋脚の応答塑性

率が小さくなっていることがわかる。このことは、免震支承の減衰の増加によって橋脚の応答塑性率は小さくなるが、等価減衰定数が 12% 以上あるために、減衰による橋脚の応答塑性率の低減効果が小さいことを示している。

図-6 は、動的解析により得られた橋脚の累積吸収エネルギー比(以下、エネルギー比という)を等高線図で示したものである。横軸は橋脚の固有周期を、縦軸は免震支承の等価固有周期を表している。ここで、エネルギー比とは、橋脚の累積吸収エネルギー E_p を橋脚の累積吸収エネルギーと免震支承の累積吸収エネルギー E_b との和で除したもので、 $E_p/(E_p + E_b)$ で表されるものである。

図-6 より、エネルギー比は橋脚の固有周期に依存せず、免震支承の等価固有周期によって値が変化し、等価固有周期が長くなるにしたがいエネルギー比が小さくなる傾向にあることが分かる。

橋脚の応答塑性率は橋脚の降伏耐力により大き

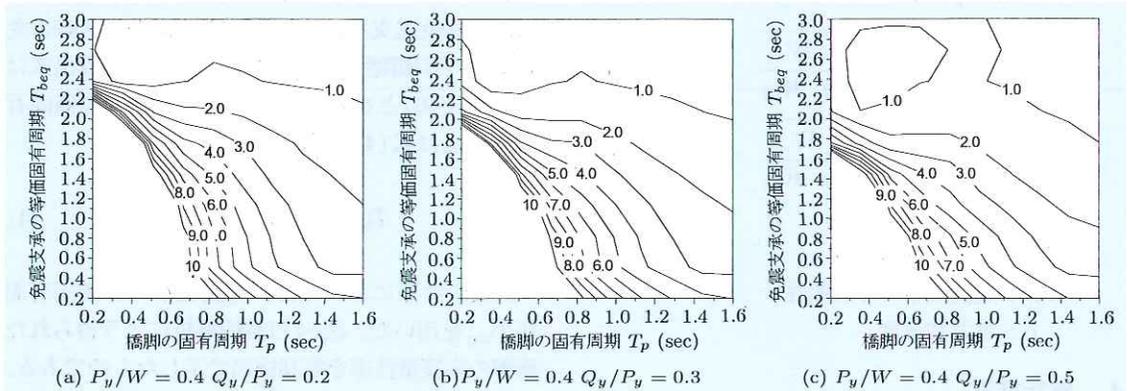


図-5 橋梁システムの Q_y/P_y による橋脚の応答塑性率の変化(タイプ II 地震動 II 種地盤)

各図の図中の数値は橋脚の応答塑性率を示す

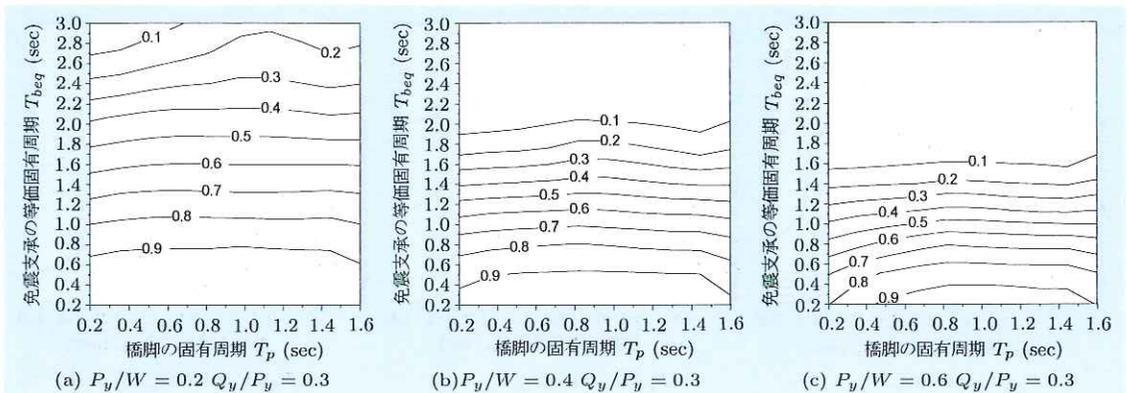


図-6 橋梁システムの P_y/W による累積吸収エネルギー比の変化(タイプ II 地震動 II 種地盤)

各図の図中の数値は橋脚の累積吸収エネルギー比を示す

く変化する傾向を示していることから、橋脚の応答塑性率は、エネルギー比によって決定づけられるものではないことが分かる。

5. 等価な1自由度系モデルによる推定

橋脚が大きく塑性化する場合の橋梁システムの地震応答特性が、等価な非線形1自由度系モデルでどの程度まで評価が可能であるかを検討するために、非線形2自由度系モデルと等価な非線形1自由度系モデルとの、地震応答特性の比較評価を行った。ここで、地震応答特性の比較値としては橋脚の応答塑性率とした。

等価な非線形1自由度系モデルの重量 W は $W_u + W_p$ とし、等価剛性 K_{eq} は橋脚降伏時の免震支承の等価剛性 K_{beq} および橋脚の降伏剛性 K_{p1} との合成剛性とした。等価減衰定数 h_{eq} としては、橋脚降伏時の免震支承の履歴減衰 h_{beq} および橋脚の粘性減衰 h_p を用い、ひずみエネルギー比例型減衰法によって算出した減衰を与えた。具体的な算出式を以下に示す。

等価剛性 (K_{eq}) の算出：

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_{beq}(1 + W_p/W_u)} + \frac{1}{K_{p1}} \quad (5)$$

$$K_{beq} = \frac{K_{b2} \cdot P_y \cdot (W_u/W)}{P_y \cdot (W_u/W) + Q_y \cdot (K_{b2} - K_{b1})/K_{b1}} \quad (6)$$

等価減衰定数 (h_{eq}) の算出：

$$h_{eq} = \frac{K_{p1} \cdot h_{beq} + K_{beq} \cdot (W/W_u)^2 \cdot h_p}{K_{p1} + K_{beq} \cdot (W/W_u)^2} \quad (7)$$

$$h_{beq} = \frac{2 \cdot Q_d \cdot (u_{beq} + Q_d/(K_{b2} - K_{b1}))}{\pi \cdot u_{beq} \cdot (Q_d + u_{beq} \cdot K_{b2})} \quad (8)$$

ここに、 $Q_d = (1 - K_{b2}/K_{b1}) Q_y$ である。

等価な非線形1自由度系の復元力特性は武藤モデルを用いたが、ひびわれを無視してバイリニア型とし2次剛性 K_{p2} は0とした。入力地震動および計算条件は非線形2自由度系の地震応答特性計算時と同一の条件を用いた。等価な非線形1自由度系における橋脚の応答塑性率 μ_P は、式(9)により求めた。

$$\mu_P = \frac{u_{Smax} - u_{beq}}{u_{Py}} \quad (9)$$

ここに、

u_{Smax} : 動的解析により得られた最大応答変位

u_{beq} : 橋脚降伏時の免震支承の変位

u_{Py} : 橋脚の降伏変位

図-7には、非線形2自由度系の動的解析により得られた橋脚の応答塑性率と、等価な非線形1自由度系の動的解析により得られた橋脚の応答塑性率との比較結果を示す。ただし、実免震橋梁の設計では過度な長周期化を図らないことを考慮し、解析ケースのうち橋脚の固有周期と免震支承の等価固有周期との比が、1:1から1:3の関係にあるものを示している。図より、橋脚の降伏耐力比 P_y/W が0.2、0.4、0.6の何れの場合においても、両者の応答塑性率は1:1の線を中心に分布している。等価な非線形1自由度系から求まる応答塑性率の値の90%は、非線形2自由度系から求まる応答塑性率の0.5から2.0倍の範囲内にあった。

6. 非線形2自由度系の簡易応答推定法

ここでは、橋梁システムにおける橋脚の応答塑性率の簡易推定法として、Newmarkら⁶⁾が提案したエネルギー一定則を拡張して用いる手法を検討

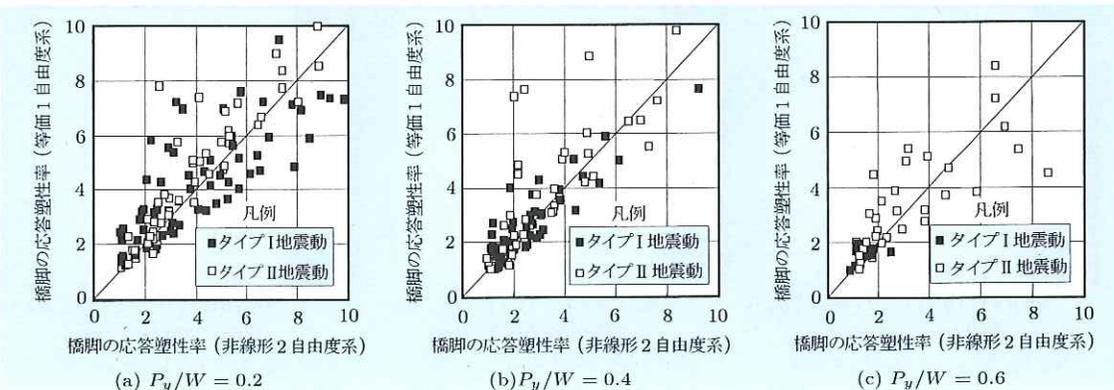


図-7 非線形2自由度系と等価な非線形1自由度系による橋脚の応答塑性率の比較 (II種地盤)

した。Newmark らが提案したエネルギー一定則は、1自由度系構造物において、弾性応答エネルギー量と塑性応答エネルギー量が同一であるという仮定に基づき、非線形応答の評価を行うものである。ここではエネルギー一定則を図-8に示すように拡張して用いた。免震支承の等価弾性エネルギー、および橋脚の弾塑性応答エネルギーの和が、橋梁システムの弾性応答エネルギーに等しいとするものである^{7),8),9)}。本稿ではこれをシステムエネルギー一定則と呼ぶ。具体的な定式化を行えば式(10)となる。

$$\frac{P_{em}^2}{2 \cdot K_{eq}} = \frac{P_y^2}{2 \cdot K_{p1}} + (\mu_p - 1) \frac{P_y^2}{K_{p1}} + \frac{(W_u/W)^2 \cdot P_y^2}{2 \cdot K_{beq}} \quad (10)$$

P_{em} は等価な1自由度系の、減衰を考慮した弾性応答水平力であり、橋梁システムの等価固有周期 T_{eq} および等価減衰定数 h_{eq} を因子とする加速度応答スペクトル $S(T_{eq}, h_{eq})$ を用いて、式(11)により求められる。

$$P_{em} = S(T_{eq}, h_{eq}) \frac{W}{g} \quad (11)$$

ここで、考慮する減衰の値としては、道路橋示方書V編¹⁾に示される減衰定数別補正係数 C_D 式等がある。しかし本検討においては地震波を特定していることから、個々の地震波ごとに線形加速度法を用いて任意の減衰定数時の弾性応答値を算出し、等価な1自由度系の減衰を考慮した弾性応答水平力を求めた。

図-9は、システムエネルギー一定則により求めた橋脚の応答塑性率と非線形2自由度系の動的解析により得られた橋脚の応答塑性率の比(以下、応

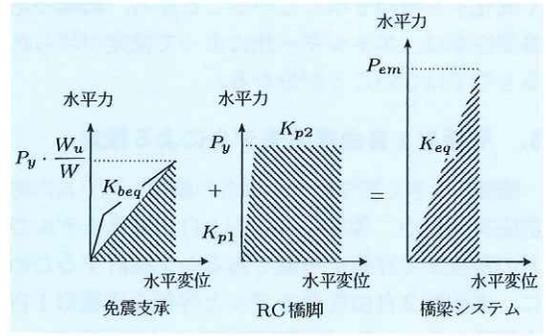


図-8 システムエネルギー一定則の概念図

答塑性率比という)を等高線図で示したものである。横軸は橋脚の固有周期を、縦軸は免震支承の等価固有周期を表している。また、図中の直線は、橋脚の固有周期と免震支承の等価固有周期との比が1:1.5、1:2、1:3となる線を示している。

図-9より、橋脚の降伏耐力比 P_y/W が大きくなるにしたがい、応答塑性率比が1の値の領域が増えており、システムエネルギー一定則により求めた橋脚の応答塑性率と非線形2自由度系の動的解析により得られた橋脚の応答塑性率の値が一致してることが分かる。さらに、橋脚の固有周期と免震支承の等価固有周期の組み合わせによって応答塑性率比が変化しており、傾向としては一方の固有周期が短く、もう一方の固有周期が長い場合に、システムエネルギー一定則により求めた橋脚の応答塑性率の値が大きく評価される。道路橋示方書においては、免震橋梁の固有周期は、橋脚の固有周期の2倍程度以上に設定することとされている。橋脚の固有周期と免震橋梁の固有周期との比が1:2の場合には、橋脚の固有周期と免震支承

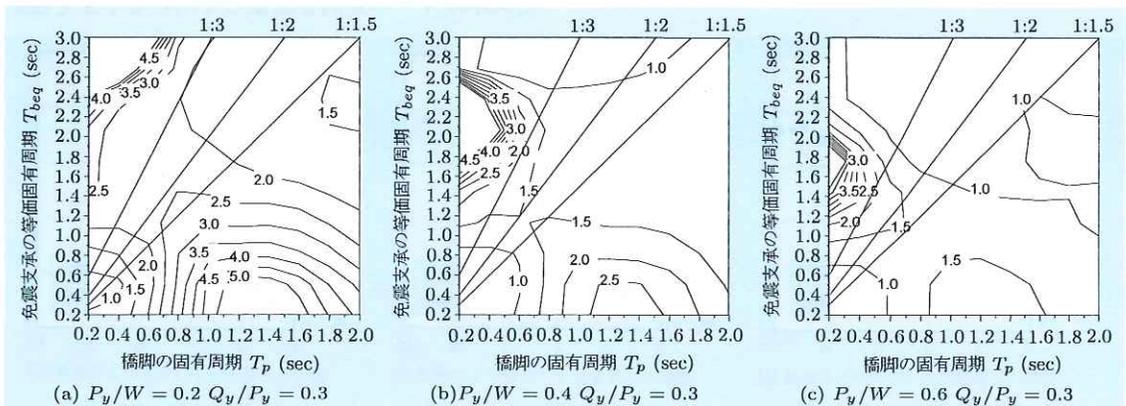


図-9 橋脚の応答塑性率比(システムエネルギー一定則/非線形2自由度系)の変化

各図の図中の数値は橋脚の応答塑性率比を示す。図中の直線は T_p と T_{beq} の比が1:3、1:2、1:1.5の線である

の等価固有周期との比は 1:1.73 と求められる。

さらに、免震橋梁は過度な長周期化を図らないことを考慮すると、橋脚の固有周期と免震橋梁の固有周期の比は 1:1.5 から 1:3 程度を考慮すればよいと言える。図-9 より、上記の固有周期の範囲における応答塑性率比は概ね 0.5~2 となり、本稿で示したシステムエネルギー一定則を用いることにより、橋梁システムにおける橋脚の応答塑性率をある程度推定することが可能である。

7. おわりに

免震支承を有する RC 橋脚からなる橋梁システムにおいて、両者に塑性化が進行する場合の地震応答特性について検討を行った。また、非線形 2 自由度系を等価な非線形 1 自由度系に変換する手法を検討し、等価な非線形 1 自由度系にモデル化した橋梁システムの応答評価の妥当性について検討した。さらにこれらの検討結果を基に、橋梁システムにおける橋脚の応答塑性率の簡易推定法についての検討を行った。結果は以下のとおりである。

- ① 橋梁システムを非線形 2 自由度系モデルに置換した動的応答解析により、橋脚の固有周期 T_p 、および免震支承の等価固有周期 T_{beq} が短周期側にあるときには、橋脚の応答塑性率が大きな値を示すこと、橋脚の累積吸収エネルギーと全履歴吸収エネルギーの比、および橋脚の応答塑性率の大小関係は必ずしも一致しないことなどが分かった。
- ② 橋梁システムを等価な非線形 1 自由度系にモデル化する手法を提案し、等価な非線形 1 自由度系モデルにより得られた橋脚の応答塑性率と非線形 2 自由度系モデルにより得られた橋脚の応答塑性率との間には相関があることを示した。

- ③ システムを構成する部材の弾塑性エネルギー和とシステム全体の弾性応答エネルギーが等価であるとするシステムエネルギー一定則により、免震支承を有する RC 橋脚からなる橋梁システムにおける橋脚の応答塑性率をある程度推定可能であることを示した。本論では、橋梁システムの応答特性が非線形 1 自由度系によりある程度推定可能であることを示したが、今後はさらに橋梁システムの応答特性を近似できるよう検討していくことが、必要と考える。

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，平成 8 年 12 月
- 2) N. Priestley, F. Seible, and G. Calvi : "Seismic design and retrofit of bridges", John Wiley, New York, 1996.
- 3) 建設省土木研究所：道路橋の免震設計法マニュアル(案)，平成 4 年 10 月
- 4) (財)土木研究センター：耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会報告書，平成 9 年 5 月
- 5) (社)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
- 6) Veletsos, A.S. and Newmark, N.M. : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions, Proc. of the 2nd WCEE, 1960.
- 7) 運上茂樹、高橋光紀：支承と橋脚に塑性化が生じる場合の橋の地震応答特性，土木研究所資料第 3504 号，平成 9 年 4 月
- 8) 謝嬋娟、山下幹夫：免震橋梁の大規模地震時の等価水平震度設定に関する一提案，土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集，第 1 部 (B)，pp.682-683，平成 9 年 9 月
- 9) 運上茂樹、高橋光紀：支承と橋脚に塑性化が生じる場合の橋の地震応答特性，土木技術資料，第 39 巻，第 11 号，pp.62-67，平成 9 年 11 月

足立幸郎*



建設省土木研究所
耐震技術研究センター
耐震研究室主任研究員
Yukio ADACHI

運上茂樹**



同 耐震研究室長、工博
Dr. Shigeki UNJOH

越峠雅博***



同 耐震研究室交流研究員
Masahiro KOSHITOUGE