# 直接基礎の浮き上がりが粘性ダンパーを有する 橋梁の地震応答に及ぼす影響

井上 貴文<sup>1</sup>· 荻野 薫平<sup>2</sup>· 成行 義文<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 徳島大学助教 大学院社会産業理工学研究部 (〒770-8506 徳島県徳島市南常三島町 2-1) E-mail:tinoue@tokushima-u.ac.jp

<sup>2</sup>学生会員 徳島大学 大学院先端技術科学教育部 (〒770-8506 徳島県徳島市南常三島町 2-1) E-mail:c501731024@tokushima-u.ac.jp

<sup>3</sup>フェロー会員 徳島大学教授 大学院社会産業理工学研究部 (〒770-8506 徳島県徳島市南常三島町 2-1) E-mail:nariyuki@ce.tokushima-u.ac.jp

制震ダンパーとして粘性ダンパーを用いた道路橋を対象とし、その地震応答に及ぼす直接基礎の浮き上 がりの影響について、地震応答解析により検討を行った。検討の結果、基礎の浮き上がりの有無に関わら ず、ダンパーによる減衰力の増大に伴い橋脚の塑性ヒンジにおける曲率の最大値は小さくなる傾向がみら れること、また基礎が浮き上がらなければ塑性ヒンジにおける曲率の最大値が降伏曲率より大きくなる場 合、基本的には基礎の浮き上がりによる免震効果によって塑性ヒンジにおける曲率の明らかな低減が見ら れることがわかった。また、ダンパーの設置箇所によっては、ダンパーによる減衰力がある値以上の範囲 において、基礎の浮き上がりの有無に関わらず、ダンパーによる減衰力の増加に伴い塑性ヒンジにおける 曲率が増加することがわかった。

Key Words: highway bridge, spread foundation, soil-structure interaction, uplift, viscous damper

# 1. はじめに

道路橋示方書 <sup>1</sup>においては、動的照査法による耐震性 能の照査にあたり、基礎と地盤間の抵抗特性に非線形挙 動を考慮することが可能であることが記述されている. 直接基礎を有する道路橋の場合は、兵庫県南部地震の際 のような強震動を受けた場合、フーチングのロッキング 振動に伴い、フーチングの端部が支持地盤から離れる基 礎の浮き上がりが生じることがわかっており<sup>2)</sup>,この基 礎の浮き上がりによるエネルギー吸収 3を期待して耐震 設計を行うことが可能であると考えられる. 基礎の浮き 上がりによるエネルギー吸収に関する研究として、川 島・細入<sup>2</sup>や井上・三神<sup>4</sup>,井上・成行<sup>5</sup>がある.川 島・細入<sup>2</sup>は、震度法に基づいて設計された直接基礎を 有する道路橋に対して解析的な検討を行い、直接基礎の ロッキング振動に伴う基礎の浮き上がりが、橋脚の塑性 応答に対して一種の免震効果として機能することを示し た. 井上・三神 4は、一般的な道路橋を対象として、地 盤の非線形化と直接基礎の浮き上がりによる橋脚の断面 力低減効果をエネルギー論的な観点から検討し、そのメ

カニズムには複数のパターンが存在することを明らかに した.また、井上・成行<sup>9</sup>は、一般的な道路橋を対象と して、パルス性地震動を受ける橋脚の断面力に及ぼす直 接基礎の浮き上がりや地盤の非線形化の影響をパルス性 地震動の特性に着目して検討している.

一方で、近年、道路橋の耐震補強を目的として、制震 ダンパーが着目されており、その適用例も増加し 9、制 震橋梁の地震応答特性やダンパーが有する減衰特性を選 定するための検討がなされている<sup>例えば 9、7、9</sup>.また、制 震ダンパーの新設橋梁への適用を目的として、ダンパー が有する減衰特性を選定するための検討もなされている 9.

ダンパーの減衰特性を適切に選定するためには,橋脚 の耐力を適切に評価することが重要であると考えられる <sup>例えば 0, 9</sup>.上述のように,橋脚の耐力には直接基礎の浮 き上がりが顕著な影響を及ぼすため,ダンパーの減衰特 性を選定するためには,直接基礎の浮き上がりを考慮し た橋脚の耐力評価が不可欠である.また,逆に直接基礎 の浮き上がりによるエネルギー吸収の点から見ると,ダ ンパーの減衰力が基礎の浮き上がり挙動に影響を及ぼし, 直接基礎の浮き上がりによるエネルギー吸収能力が変化 することが予想される.制震橋梁において直接基礎の浮 き上がりによるエネルギー吸収を適切に機能させるため には、ダンパーの減衰力によって直接基礎の浮き上がり によるエネルギー吸収能力がいかに変化するのかを明ら かにすることが必要であると考えられる.さらに、一般 に直接基礎の浮き上がりにより上部構造の変位や基礎の 回転変位は増加するが、ダンパーの減衰力によりそれら を制御できる可能性もある.

以上のようなことより、本研究では、制震ダンパーと して粘性ダンパーが設置された直接基礎を有する道路橋 を対象とし、その地震応答に及ぼす直接基礎の浮き上が りの影響について、地震応答解析結果に基づき検討を行った.

# 2. 検討方法

本研究では、一般的な直接基礎を有する道路橋を対象 として地震応答解析により検討を行った. "基礎の浮き 上がりを考慮した解析モデルの地震応答"と、ダンパー の減衰特性を選定するための検討において一般的に用い られる"基礎の浮き上がりを考慮しない解析モデルの地 震応答"との比較より基礎の浮き上がりが橋梁の地震応 答に及ぼす影響を評価した.また粘性ダンパーによる減 衰力を変化させ、粘性ダンパーの減衰力の相違が基礎の 浮き上がりに及ぼす影響について検討した.橋梁の地震 応答解析には、汎用動的解析ソフト TDAPIII<sup>10</sup>を用いた.

## (1) 解析モデル

本研究では図-1に示す道路橋<sup>11)</sup>を対象として検討を行った.この橋梁は平成8年道路橋示方書に基づいて試設計されたものであり、上部構造は5径間連続梁であり、 鉄筋コンクリート橋脚を用いている.支承条件はゴム支承を用いた地震力分散形式であるが、構造条件や地盤条件が橋軸方向に大きく変化していないことを勘案し、解析を単純化するため、1基の下部構造とそれが支持する上部構造部分を1つの設計振動単位と考え、これを橋梁の解析モデルとした<sup>3</sup>.下部構造が支持する上部構造の 慣性力は、支承剛性により変化すると考えられるが、ここでは単純化して検討するため、支承剛性によらず上部構造の死荷重から求めた質量によって定めた.なお本研究では耐震設計においてよりクリティカルであると考えられる橋軸方向の応答<sup>3</sup>を対象として検討を行った.

離散型骨組構造モデルとしてモデル化した解析モデル の概念図を図-2 に、また設定したパラメーターを表-1 に 示す.上部構造物と橋脚、そして基礎は、集中質量と線 形はり要素によりモデル化した.上部構造は1質点とし てモデル化し、橋脚の張出し部と基礎は剛体と仮定した. 塑性ヒンジ区間については、非線形はり要素によりモデ ル化し、曲げモーメント・曲率関係としては、完全弾塑 性型の骨格曲線を有する武田型を用いた.なお塑性ヒン ジ長は道路橋示方書<sup>1)</sup>に基づいて決定した.ゴム支承は 線形ばねの剛性を変化させることにより、1 次固有周期 *T* が、10 秒、12 秒、1.6 秒となる 3 つのケースについ





設置した場合(橋台型)

図-2 解析モデルの概念図

表-1 解析モデルのパラメーター パラメーター 値 上部構造物 節点①の集中質量(t) 710 \_\_\_\_\_\_ はり要素のヤング係数(kN/m<sup>2</sup>) 橋脚 6890000 節点②の集中質量(t) 140 節点③の集中質量(t) 206 節点④の集中質量(t) 228 節点④の慣性モーメント(t・m<sup>2</sup>) 877 非線形はり要素の降伏曲率(1/m) 0.00114 塑性ヒンジ長(m) 0.637 地盤 単位幅あたりの鉛直方向の地盤ばねの剛性(kN/m<sup>2</sup>) 7310000 単位幅あたりの水平方向の地盤ばねの剛性(kN/m<sup>2</sup>) 7310000

て検討を行った.

地盤条件として, N 値が 50 程度であり, S 波速度V が 295m/s 程度の砂質地盤を仮定した. 地盤は Winkler 型 の鉛直方向と水平方向の地盤ばねによってモデル化した. 地盤には過度の損傷が生じない <sup>3)</sup>と考えられることから, 解析を単純化するため線形弾性体を仮定した. 本研究で は、基礎の浮き上がりを考慮した場合の橋梁の地震応答 と、基礎の浮き上がりを考慮しない場合の橋梁の地震応 答を比較して検討を行うが、基礎の浮き上がりを考慮す る場合には、文献 2)、3)を参考にして、鉛直方向の地盤 ばねの引張り側の反力を無視することとした. なお引張 り側の反力を無視した鉛直方向の地盤ばねにはジョイン ト要素 10を用いた(図-3). 基礎の浮き上がりを考慮し ない場合は, 鉛直方向の地盤ばねは引張力に対しても圧 縮力に対する場合と同様に抵抗することを仮定し、線形 ばねを用いた. ジョイント要素と線形ばねの剛性は道路 橋示方書 いに基づいて決定した. また、土被りと基礎底

面でのサクションの影響は無視した.

減衰マトリクスは Rayleigh 型減衰により設定した.減 衰定数は、ゴム支承 3%、橋脚塑性ヒンジ区間 2%、橋



図-3 基礎の浮き上がりを考慮する場合の地盤ばねの履歴 則

脚塑性ヒンジ区間外 5%, 基礎-地盤系 10%を仮定し, ひ ずみエネルギー比例減衰法によって線形系の 1 次及び 4 次モードにおける減衰定数を求め, これらから Rayleigh 型減衰の 2 つの係数を求めた.

粘性ダンパーは線形粘性要素でモデル化し、ダンパー による減衰力は以下のようにダンパーを接続している節 点の相対速度に比例するものとした.

$$\begin{cases} P^i \\ P^j \end{cases} = C \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \begin{cases} \dot{u}^i \\ \dot{u}^j \end{cases}$$
(1)

ここで、Pは減衰力、Cは減衰係数、iは節点の速度 であり、i、jはダンパーを接続している節点を表して いる.粘性ダンパーの設置位置として、図-2に示すよう に(a)上部構造と橋台を接続するようダンパーを設置した 場合(以下、橋台型とよぶ)と(b)上部構造と橋脚を接 続するようダンパーを設置する場合(以下、橋脚型とよ ぶ)の2種類について検討した.粘性ダンパーの減衰係 数は、基礎の浮き上がりを考慮しない解析モデルにおい てダンパーに生じる減衰力の絶対値の最大値 $P_{\max}$ を上部 構造の重量Wで除して無次元化した値 $P_{\max}/W$ が 0.0, 0.1,0.3,0.5 となるように試行錯誤により調整し、粘性 ダンパーによる減衰力を変化させた.また、大局的な傾 向をみるため、 $P_{\max}/W$ が 0.5 のときの減衰係数を 10<sup>6</sup>倍 したケース(このときの $P_{\max}/W$ を Max と表現する)に ついても解析を行った.

非線形地震応答計算では、時間刻みを 0.001 秒とし、 時間に関する積分手法として、Newmark の $\beta$ 法 ( $\beta = 0.25$ )を用いた.応答変位は図-4 に示すように 定義した.図-4 に示す応答変位はそれぞれ矢印の向きが 正である.

# (2) 入力地震動

検討に用いる入力地震動としては、内陸直下型地震の



地震動と海溝型地震の地震動をそれぞれ1波ずつ用いた. 内陸直下型地震の地震動として,1995年兵庫県南部地 震の際に神戸海洋気象台地盤上で観測された加速度時刻 歴波形のNS成分(以下,タイプIIの地震動とよぶ)を 用いた.海溝型地震の地震動として,1968年十勝沖地 震の清水道路維持出張所構内地盤上で観測された加速度 時刻歴波形のEW成分(以下,タイプIの地震動とよ ぶ)を用いた.それらの加速度時刻歴波形を図-5(a),(b) に示すとともに,それらのパワースペクトルを図-6(a),



(b)に示す. タイプⅡの地震動の最大加速度は 812gal であ り、卓越振動数はおよそ 1.37Hz である. タイプⅠの地 震動の最大加速度は 538gal であり、卓越振動数はおよそ 1.08Hz である.

# 3. 検討結果

設定した解析モデルと入力地震動を用いて,検討を行った結果を,ダンパーの設置箇所が異なる橋台型と橋脚型について,それぞれ以下に示す.

#### (1) 橋台型の場合

a) タイプⅡ地震動の場合

上部構造と橋台を接続するようダンパーを設置した橋 台型について、入力地震動がタイプ II の地震動である場 合の結果を示す.一例として、T = 1.2秒であり  $P_{\max}/W = 0.1$ の場合の、塑性ヒンジにおける曲率・桁 の水平変位・基礎の回転変位の時刻歴波形を図-7(a)~(c) に、そして、曲げモーメントと塑性ヒンジにおける曲率



 (c) 基礎の回転角
図-7 地震応答(橋台型,タイプⅡ, T =12 秒, P<sub>max</sub>/W = 0.1)

の履歴曲線・基礎底面中央での回転モーメントと基礎の 回転角の履歴曲線を図-8(a)~(d)に示す.図-7より、ダン



図-8 履歴曲線(橋台型,タイプⅡ, T=12秒, P<sub>max</sub>/W=0.1)

パーの減衰力が作用している状況においても、基礎の浮 き上がりの考慮により曲率が低減していることがわかる (図-7(a)). 基礎浮き上がりを考慮しない場合は、橋脚 の塑性化による振動中心のずれが顕著であるが、基礎の 浮き上がりを考慮した場合は大きなずれは見られない. 桁の水平変位は、基礎の浮き上がりによりわずかに低減 している(図-7(b)).一方で、基礎の浮き上がりにより 基礎の回転変位は顕著に増加している(図-7(c)).図-8 からわかるように、基礎の浮き上がりを考慮しない場合 は回転モーメント-基礎の回転角関係(図-8(c))はほぼ 線形であるのに対し曲げモーメント-曲率関係(図-8(a)) は履歴ループを示しており、また、基礎の浮き上 がりを考慮した場合は回転モーメント-基礎の回転角関 係(図-8(d))は顕著な履歴ループを示しているが曲げモ ーメント-曲率関係(図-8(b))はほぼ線形となっている. 塑性ヒンジにおける曲率の最大値、桁の水平変位の最 大値、ならびに基礎の回転角の最大値とダンパーの減衰

力との関係をそれぞれ図-9, 10, 11 に示す. 各図中, (a)

にT = 1.0 秒の場合, (b)にT = 1.2 秒の場合, そして(c)にT = 1.6 秒の場合の関係を示している.

塑性ヒンジにおける曲率の最大値(図-9)については、 どのケースにおいてもダンパーによる減衰力が大きくな るほど小さくなる傾向がみられる. T=1.2 秒の場合, P.... /W=0, 0.1 のとき基礎の浮き上がりによる免震効 果によって曲率の明らかな低減が見られる. T=1.6 秒の 場合,ダンパーのPmax /Wが 0.1以上の範囲においては 曲率の大きさが小さい値になっており、基礎の浮き上が りの有無による差はほとんど見られない. T=1.0秒の場 合, P<sub>max</sub> / W =0, 0.1 である時, 基礎の浮き上がりによ りわずかに曲率が大きくなっている. これは、基礎が浮 き上がった場合,系が長周期化し,入力地震動の卓越周 期との関係から揺れが大きくなったためであると考えら れる.  $P_{max}$  / W が 0.3 となるとこの基礎浮き上がりの有 無に対する各曲率の大小関係が逆転し、基礎の浮き上が りにより曲率が大きく低減している. Pm / W が 0.5 以 上の範囲ではダンパーの減衰力により、基礎の浮き上が



りの有無に関わらず曲率の最大値は小さな値になっている.

桁の水平変位の最大値(図-10)については、どのケースにおいても、基礎の浮き上がりの有無に関わらずダンパーの減衰力が大きくなるほど変位は小さくなっている. T = 1.0秒のケースでは、 $P_{max}$  / W が 0, 0.1, 0.3 の時,基礎の浮き上がりにより変位は低減している.  $P_{max}$  / W が 0.5 以上になると、基礎の浮き上がりの有無による変位の大きな差は見られない. T = 1.2 秒のケースでは、 $P_{max}$  / W が 0, 0.1 の時、基礎の浮き上がりにより変位は低減している.  $P_{max}$  / W が 0.3 以上になると、基礎の浮き上がりの有無による変位の差はほとんど見られない. T = 1.6 秒のケースでは、 $P_{max}$  / W の大きさによらず基礎の浮き上がりの有無による変位の差は非常に小さい.

基礎の回転角の最大値については、ダンパーの減衰力 の増加によって基礎の浮き上がりによる回転角が抑えら れる傾向が見られる.このことから、ダンパーの減衰力 により、基礎の回転変位を抑制できると考えられる.

#### b) タイプ I 地震動の場合

タイプ I の地震動を受ける場合の橋台型の, 塑性ヒン ジにおける曲率の最大値, 桁の水平変位の最大値, なら びに基礎の回転角の最大値とダンパーの減衰力との関係 を, それぞれ図-12, 13, ならびに 14 に示す. それぞれ について, (a)にT = 1.0 秒の場合, (b)にT = 1.2 秒の場合, そして(c)にT = 1.6秒の場合の関係を示している.

塑性ヒンジにおける曲率の最大値については、図-12 よりわかるようにダンパーによる減衰力が大きくなるほ ど小さくなる傾向がみられる.また基礎の浮き上がりに よる免震効果によって曲率の低減が見られる.ダンパー の*P*<sub>max</sub> / *W* が 0.3 以上の範囲において、曲率の大きさも 表-1 に示した降伏曲率に比較してそれほど大きな値では ないが、基礎の浮き上がりの有無による大きな差は見ら れない.これは、基礎の浮き上がりがほとんど生じてい



ないためである(図-14(a)~(c)).

桁の水平変位の最大値については、図-13 よりわかる ようにダンパーによる減衰力が大きくなるほど小さくな る傾向がみられるが基礎の浮き上がりによる大きな差は 見られない.

基礎の回転角の最大値については,図-14 よりわかる ようにダンパーの減衰力の増加によって基礎の浮き上が りによる回転角が抑えられる傾向が見られる.

## (2) 橋脚型の場合

a) タイプⅡ地震動の場合

上部構造と橋脚を接続するようダンパーを設置した橋 脚型について、入力地震動がタイプ II の地震動である場 合の結果を示す.一例として、前節と同様に、T = 1.2 秒 で $P_{max}/W = 0.1$  の場合の、塑性ヒンジにおける曲率・ 桁の水平変位・基礎の回転変位の時刻歴波形を各々図-15(a)~(c)に、そして曲げモーメントと塑性ヒンジにおけ る曲率の履歴曲線・基礎底面中央での回転モーメントと 基礎の回転角の履歴曲線を図-16(a)~(d)に示す.図-15(a)



図-15 地震応答(橋脚型,タイプⅡ, T =1.2 秒, P<sub>max</sub>/W = 0.1)

より、ダンパーの減衰力が作用している状況においても 基礎の浮き上がりによる曲率の低減が顕著であることが



わかる. 基礎浮き上がりを考慮しない場合は, 橋脚の塑 性化による振動中心のずれが顕著であるが, 基礎の浮き 上がりを考慮した場合は大きなずれは見られない. 桁の 水平変位は, 基礎の浮き上がりによりわずかに低減して いる(図-15(b)).また, 基礎の浮き上がりにより基礎 の回転変位は顕著に増加している(図-15(c)).図-16か らわかるように,このケースについても橋台型・タイプ Ⅱ地震動の場合と同様に,基礎の浮き上がりを考慮しな い場合は回転モーメント-基礎の回転角関係(図-16(c)) はほぼ線形であるのに対し曲げモーメント-曲率関係

(図-16(a))は履歴ループを示しており、また、基礎の 浮き上がりを考慮した場合は回転モーメント-基礎の回 転角関係(図-16(d))は顕著な履歴ループを示している が曲げモーメントー曲率関係(図-16(b))はほぼ線形とな っている.

塑性ヒンジにおける曲率の最大値、桁の水平変位の最 大値、そして基礎の回転角の最大値とダンパーの減衰力 との関係を、それぞれ図-17、18、19 に示す. それぞれ について、(a)にT = 1.0秒の場合、(b)にT = 1.2秒の場合、 そして(c)にT = 1.6秒の場合の関係を示している.

どのケースにおいてもダンパーの減衰力がない  $P_{\max}/W = 0$ のときの地震応答は、タイプ IIの地震動が入力する橋台型の $P_{\max}/W = 0$ のときの地震応答(図 9~11参照)と等しくなっており、妥当な結果である.

塑性ヒンジにおける曲率の最大値については、どのケースでも、 $P_{max}$  /W が 0.3 までの範囲において、基礎の浮き上がりの有無に関わらず、 $P_{max}$  /W が大きくなるほど曲率が低減している. T = 1.0 秒の場合、 $P_{max}$  /W が 0, 0.1 である時、基礎の浮き上がりによりわずかに曲率が大きくなっているが、これは橋台型の場合と同様の理由によるものと考えられる.  $P_{max}$  /W が 0.3 となるとこの基礎浮き上がりの有無の曲率の大小関係が逆転し、基礎の浮き上がりにより曲率が低減している. T = 1.2 秒の場合、基礎の浮き上がりによる曲率の低減が見られる.



 $P_{\text{max}}$  / W が 0.3 のときは、ダンパーの減衰力により、基礎の浮き上がりの有無に関わらず曲率が最小となっている.  $P_{\text{max}}$  / W が 0.3 より大きくなると、基礎の浮き上がりの有無に関わらず、 $P_{\text{max}}$  / W の増加に伴い曲率が増加している. これは、支承の条件が固定に近いものになるためであると考えられる.  $P_{\text{max}}$  / W が 0.3 より大きい範囲においても基礎の浮き上がりによる曲率の顕著な低減が見られる. T = 1.6 秒の場合, T = 1.2 秒の場合と同様な傾向であるが、 $P_{\text{max}}$  / W が 0.1 のとき、ダンパーの減衰力により、基礎の浮き上がりの有無に関わらず曲率が小さな値になっている.

桁の水平変位の最大値については、どのケース(図-18(a)~(c))においても、 $P_{max}$  / W が 0.5 までの範囲では 基礎の浮き上がりの有無に関わらずダンパーの減衰力が 大きくなるほど低減している.  $P_{max}$  / W が最大のときわ ずかに増加に転じている. T = 1.0 秒, 12 秒のケースで は、 $P_{max}$  / W の値によらず基礎の浮き上がりにより変位 は低減している. T = 1.6 秒のケースでは $P_{max}$  / W が 0.3 までは基礎の浮き上がりの有無による変位の大きな差は 見られない.  $P_{max}$  / W が 0.5 以上において,基礎の浮き 上がりにより変位は低減している.

基礎の回転角の最大値については、T = 1.0 秒, 12 秒 のケースでは、基礎の浮き上がりにより基礎の回転角は 増加しているが、ダンパーの減衰力の増加に伴い、基礎 の回転角の最大値は減少している。T = 1.6 秒の場合、  $P_{max} / W$  が 0.3 まではT = 1.0 秒, 12 秒のケースと同様の 傾向が見られるが、 $P_{max} / W$  が 0.5 以上になると、ダン パーの減衰力の増加に伴い、基礎の回転角は増加してい る. これは、塑性ヒンジにおける曲率の最大値と同様に 支承の条件が固定に近いものになるため振動が大きくな り、基礎の浮き上がり量も増加したものと考えられる。

b) タイプ I 地震動の場合

タイプIの地震動を受ける場合の橋脚型の、塑性ヒン



ジにおける曲率の最大値,桁の水平変位の最大値,そして基礎の回転角の最大値とダンパーの減衰力との関係を, それぞれ図-20,21,22 に示す.それぞれについて,(a) にT =1.0 秒の場合,(b)にT =1.2 秒の場合,そして(c)に T =1.6秒の場合の関係を示している.

タイプ I の地震動が入力する場合においても、どのケースもダンパーの減衰力がない $P_{max}$  /W が 0 のときの地震応答は、橋台型の $P_{max}$  /W が 0 のときの地震応答(図 12~14)と等しくなっており、妥当な結果である.

塑性ヒンジにおける曲率の最大値については, T=1.0, 12 秒の場合, P<sub>max</sub> / W が 0.3 までの範囲において, 基礎 の浮き上がりの有無に関わらず、 Pmax / W が大きくなる ほど曲率が低減している.基礎の浮き上がりによる曲率 の低減も見られる. P<sub>max</sub> / W が 0.3 のときは、ダンパー の減衰力により、基礎の浮き上がりの有無に関わらず曲 率が最小となっている. Pmax /W が 0.3 より大きくなる と、基礎の浮き上がりの有無に関わらず、Pmax/Wの増 加に伴い曲率が増大している.これは、タイプⅡの地震 動の場合と同様に、支承の条件が固定に近いものになる ためであると考えられる. Pmax /W が 0.3 より大きい範 囲においては、タイプⅡの地震動の場合と逆に基礎の浮 き上がりにより曲率が増加しており、基礎の浮き上がり を考慮しないことにより危険側の評価になることを示し ている.これは,支承の条件が固定に近いものになった ときに,基礎が浮き上がった場合,系が長周期化し,そ の固有周期が入力地震動の卓越周期に近づくことにより 揺れが大きくなったためであると考えられる.しかし, 図-17 との比較から、基礎の浮き上がりを考慮した場合 の曲率と P\_/W の関係は入力地震動の相違の影響をあ まり受けないことがわかる. このことは入力地震動の種 類による曲率の最大値のばらつきが比較的小さいことを 示唆していると思われる. T=1.6 秒の場合, T=1.0, 1.2 秒の場合と似た傾向であるが、 Pmax / W =0.1 のとき、基 礎の浮き上がりの有無に関わらず曲率が $P_{max}$  / W =0.3 の 場合とほぼ同程度の小さな値になっている.

桁の水平変位の最大値については、どのケースにおい ても、 $P_{max}$  / W が 0.3 までの範囲では基礎の浮き上がり の有無に関わらずダンパーの減衰力が大きくなるほど低 減の程度が大きくなっている.また $P_{max}$  / W =0.5 ~ Max の間で増加率がわずかに上昇している.いずれのケース においても  $P_{max}$  / W が 0.5 以上において、基礎の浮き上 がりにより変位は増加している.

基礎の回転角の最大値については、T = 1.0秒のケース では、基礎の浮き上がりにより基礎の回転角は増加して いる. T = 1.2秒、1.6 秒の場合、基礎の浮き上がりによ り基礎の回転角は増加しているが、 $P_{max}/W$ が 0.3 まで はダンパーの減衰力の増加に伴い、基礎の回転角の最大 値は減少している.  $P_{max}/W$ が 0.3 より大きくなると、 ダンパーの減衰力の増加に伴い、基礎の回転角の最大値 は増加に転じている. このことより、橋脚型の場合、基 礎の回転角をダンパーにより抑制するためには、ダンパ ーの減衰力を適切に選定することが必要であると考えられる.

# 4. まとめ

制震ダンパーとして粘性ダンパーを有する道路橋を対 象とし、その地震応答に及ぼす直接基礎の浮き上がりの 影響について、地震応答解析により検討を行った.基礎 の浮き上がりを考慮した場合の橋梁の地震応答と、基礎 の浮き上がりを考慮しない場合の橋梁の地震応答を比較 して基礎の浮き上がりの影響を評価するとともに、粘性 ダンパーによる減衰力を変化させ、粘性ダンパーの減衰 力により基礎の浮き上がりの影響がいかに変化するかを 検討した.

粘性ダンパーを上部構造と橋台を接続するよう設置し た場合(橋台型)の結論は以下のとおりである.

- 塑性ヒンジにおける曲率の最大値については、地 1) 震動の種類によらず、基礎の浮き上がりが生じても ダンパーによる減衰力が大きくなるほど小さくなる. 構造物の1次固有周期と入力地震動の特性の関係に より,基礎が浮き上がらなければ塑性ヒンジにお ける曲率の最大値が降伏曲率と比較して大きくな る場合、基本的には、基礎の浮き上がりによる免震 効果によって曲率の明らかな低減が見られる. タイ プⅡ地震動を受けたとき,基礎の浮き上がりにより わずかに曲率が大きくなる場合もあるが、ダンパー の減衰力がある値より大きくなると、基礎の浮き上 がりの影響が曲率を低減するように転ずる. 地震動 の種類によらず、ダンパーの減衰力により曲率の最 大値が降伏曲率に比較してそれほど大きくない場合, 基礎の浮き上がりによる顕著な影響は見られない.
- 2) 桁の水平変位の最大値については、基礎の浮き上がりが生じてもダンパーの減衰力が大きくなるほど変位の低減の程度が大きくなる。また基礎の浮き上がりによりわずかに変位が低減する場合がある。基礎の回転角の最大値については、基礎の浮き上がりにより増加する傾向が見られるが、ダンパーの減衰力が増加することによって基礎の浮き上がりによる回転角がより抑えられる傾向が見られる。

また,粘性ダンパーを上部構造と橋脚を接続するよう 設置した場合(橋脚型)の結論は以下のとおりである.

3) 塑性ヒンジにおける曲率の最大値については、地 震動の種類によらず、基礎の浮き上がりを考慮しな い解析モデルにおけるダンパーに生じる減衰力の絶 対値の最大値Pmax を上部構造の重量W で除した値 P<sub>max</sub> / W が 0.3 までの範囲において,基礎の浮き上 がりが生じてもダンパーによる減衰力が大きくなる ほど小さくなる.構造物の1次固有周期と入力地震 動の特性の関係により、塑性ヒンジにおける曲率 の最大値が降伏曲率より大きくなる場合、基本的に は基礎の浮き上がりによる免震効果によって曲率の 明らかな低減が見られる. タイプⅡ地震動を受けた とき, 基礎の浮き上がりによりわずかに曲率が大き くなる場合、ダンパーの減衰力がある値より大きく なると、基礎の浮き上がりの影響が曲率を低減する ように転ずる. 地震動の種類によらず, P<sub>max</sub>/W が 0.3 より大きくなると、基礎の浮き上がりの有無に 関わらず, P<sub>max</sub>/Wの増加に伴い曲率が増加する. これは、支承の条件が固定に近いものになるためで あると考えられる.入力地震動の種類によって、基 礎の浮き上がりにより曲率が増加する場合も低減す る場合もあるが、基礎の浮き上がりにより入力地震 動の種類による曲率の最大値のばらつきが小さくな る傾向が見られる.

4) 桁の水平変位の最大値については、基礎の浮き上がりの有無によらず、基本的にはダンパーの減衰力が比較的大きくなるほど低減するがダンパーの減衰力が比較的大きくなると、わずかに増加に転ずる.またダンパーの減衰力の大きさにより、基礎の浮き上がりの影響の程度は変化するが、入力地震動の種類によって、基礎の浮き上がりにより曲率が増加する場合も低減する場合もある.基礎の回転角の最大値については、基礎の浮き上がりにより増加するが、 P<sub>max</sub>/Wが 0.3 までの範囲において、ダンパーの減衰力の増加に伴い、基礎の回転角の最大値は減少する. P<sub>max</sub>/Wが 0.3 より大きくなると、構造物の1次の固有周期と入力地震動の特性の関係により、ダンパーの減衰力の増加に伴い基礎の回転角の最大値は 増加に転ずる場合がある.

今回得られた知見は、制震橋梁においてダンパーが有

する減衰特性を適切に選定することや直接基礎の浮き上 がりによるエネルギー吸収を適切に機能させるため、そ して、より合理的な直接基礎の耐震設計を実現するため に有益であると考えられる. 今後、土被りや基礎底面で のサクション等を考慮した検討や入力地震動の特性に着 目した検討、さらには制震ダンパーの種類の影響につい ての検討が必要であると考えられる.

#### 参考文献

- (社)日本道路協会:道路橋示方書(V耐震設計編)・ 同解説,丸善,2012.
- 川島一彦,細入圭介:直接基礎のロッキング振動が橋脚の非線形地震応答に及ぼす影響,土木学会論文集, No.703, I-59, pp.97-111, 2002.
- 3) (社)日本道路協会:道路橋示方書(Ⅰ共通編,Ⅳ 下部構造編)・同解説,丸善,2012.
- 井上貴文,三神厚:非線形動的相互作用による橋脚の断面力低減効果のエネルギー収支に基づく検討, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.70, No.4, pp.I\_1132-I\_1143, 2014.
- 5) 井上貴文,成行義文:パルス性地震動を受ける橋脚の断面力に及ぼす基礎と地盤の非線形動的相互作用の影響,構造工学論文集,Vol.61A, pp. 256-264, 2015.
- 6) 土木研究所:橋梁に用いる制震ダンパーの性能検証 法及び設計法に関する共同研究報告書, 2012.
- 7) 岡田太賀雄,運上茂樹:制震ダンパーを用いた橋梁の地震応答特性,第12回地震時保有水平耐力法に 基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム 講演論文集,pp.383-390,2009.
- 宮本宏一,松田泰治,宇野裕惠,藤本匡哉:道路橋の耐震補強における制震ダンパーの有効活用に関する研究,土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.69, No.49, pp.I\_592-I\_600, 2013.
- 9) 武田篤史, 尹元彪, 鈴木基行:履歴型ダンパーを用いた橋梁の設計におけるダンパー減衰力の選定に関する解析的検討,構造工学論文集, Vol.60A, pp. 349-359, 2014.
- (株)アーク情報システム:TDAPIII ver3.00 理論 説明書, 2007.
- (社)日本道路協会:道路橋の耐震設計に関する資料,丸善,1997.

# EFFECT OF UPLIFT OF SPREAD FOUNDATIONS ON SEISMIC RESPONSE OF BRIDGES WITH VISCOUS DAMPERS

# Takafumi INOUE, Kunpei OGINO and Yoshifumi NARIYUKI

The objective of this paper is to examine the effect of uplift of spread foundations on seismic response of bridges with viscous dampers as seismic response control dampers based on the results of seismic response analysis. It was found that when damping force becomes larger, the maximum value of curvature which occurs in plastic hinges of bridge piers becomes smaller even if the uplift occurs. It was also found uplift reduces curvature when curvature becomes significantly larger than the yield curvature of the plastic hinges.