

## 論文 桁間ジョイントダンパーによる鉄筋コンクリート橋梁の地震応答低減効果

庄司 学\*1・佐藤 壮\*2

要旨：既設構造物の耐震補強や新設構造物の耐震性能向上を目的として、粘性ダンパーが多数適用されている。本研究では、隣接する連続橋梁間に粘性特性が異なるダンパーを設置した場合の地震応答低減効果について数値解析によって検討を行った。連続橋梁間に付与する減衰係数をパラメータとして複素固有値解析を行い、連続橋梁全体系の減衰性を最大にするという観点から最適なダンパーの減衰係数を求めた上で、ダンパーの減衰力 - 相対速度関係の相違、特にリリース速度および減衰係数の低減率が橋梁全体系の地震応答に与える影響について非線形地震応答解析により検討を行った。

キーワード：連続橋梁，粘性ダンパー，地震応答，非線形地震応答解析

## 1. はじめに

1994年のノースリッジ地震や1995年の兵庫県南部地震を契機に、建築の分野では既設構造物の耐震補強や新設構造物の耐震性能向上を目的として、粘性ダンパーや粘弾性ダンパーが多数適用されている。これらのダンパーに用いる粘性材料や粘性機構を工夫することによって、ダンパーの粘性特性をコントロールすることができ、様々な減衰力 - 相対速度関係を得ることが可能となる。このため、構造物の動特性や想定する地震外乱の周波数特性に合わせて、ダンパーの粘性特性をチューニングし、地震応答を効率的に低減することができる。従って、スペースなどの設置条件の制約が厳しい既設構造物の耐震補強にこのようなダンパーを設置することは特に有効であり、このためには多種多様な粘性特性を有するダンパーを設置した場合の地震応答低減効果を明らかにしておくことが重要であると考えられる。

一方、動特性の異なる隣接構造物間にこれらのダンパーを設置し、パッシブあるいはアクティブに減衰を付与することによって、両構造物の地震応答を低減するという考え方が提案されている<sup>1),2)</sup>。同様に、橋梁構造物に対しても、上部構造の応答変位や隣接する上部構造間の衝突を緩和するた

めに、様々なタイプのダンパーを隣接上部構造間に設置することが提案されている<sup>3)</sup>。これらの研究においてはダンパーによる地震応答低減効果について解析的・実験的な検討が行われているが、ダンパーの粘性特性が特化したものであり、粘性特性の違いが地震応答低減効果に与える影響について検討された研究は少ない。

以上より、本研究では、隣接する多径間連続橋梁間に粘性特性が異なるダンパーを設置した場合の地震応答低減効果について数値解析により検討を行った。まず、連続橋梁間に設置する速度比例型ダンパーの設置本数、すなわち、連続橋梁間に付与する減衰係数をパラメータとして複素固有値解析を行い、連続橋梁全体系の減衰性を最大にするという観点から付与するダンパーの減衰係数の最適値を求めた。次に、ダンパーの減衰力 - 相対速度関係が非線形となる場合を想定し、このダンパーの非線形性が連続橋梁全体系の地震応答に与える影響について検討を行った。ダンパーの非線形性としては速度比例バイリニア型を想定し、折れ曲がり点となるリリース速度と減衰係数の低減率の2つのパラメータに着目し、パラメトリックスタディを行った。

\*1 筑波大学講師 機能工学系 博(工) (正会員)

\*2 (株)構造計画研究所 解析技術本部

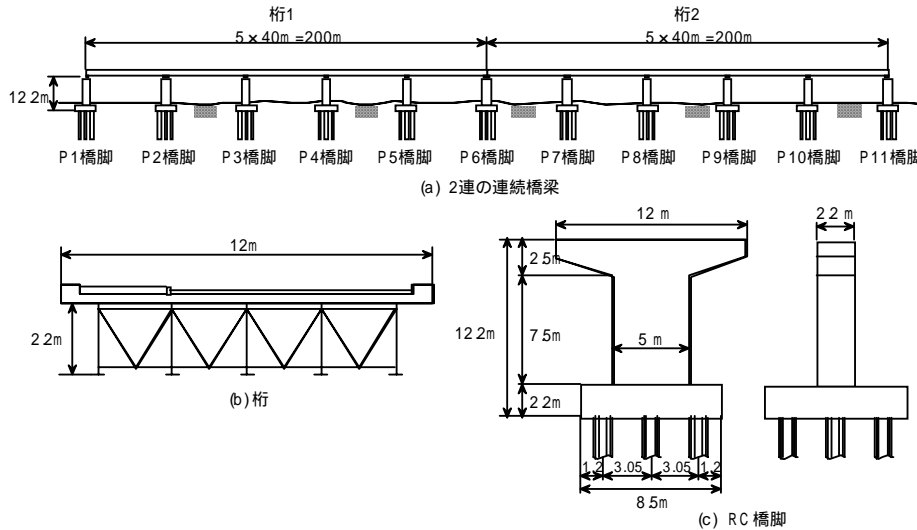


図 - 1 解析対象橋

## 2. 解析対象橋ならびに粘性ダンパー

対象とする橋梁を図-1 に示す。ここでは、典型的な都市高架タイプの2連の多径間連続橋梁を対象とした。これらの橋梁を構成する各構造要素は、以下に示すように、参考文献4)に基づき、2連の連続橋梁の固有周期が異なるように設計されている。

上部構造は幅員12m、径間長40mの鋼I桁で、5径間分の総重量は31.4MNである。桁1および桁2の一橋脚上には平面寸法が680×680mmおよび990×990mmで、厚さ24mm×4層の積層ゴム支承が5基設置されており、それぞれの桁を弾性支持している。ここでは、平面寸法の異なる積層ゴム支承で各々の桁を支持することによって、桁1および桁2の固有周期が異なるようにした。

図-1に示すように鉄筋コンクリート橋脚の平面寸法は5m×2.2m、躯体の高さは10mである。主鉄筋比 $\rho_l$  (面積比)は1.31%、橋軸方向の帯鉄筋比 $\rho_s$  (体積比)は0.53%である。これらの鉄筋比に基づいて、橋脚の塑性ヒンジ区間の曲げモーメント-曲率関係を道路橋示方書<sup>5)</sup>の手順に従って求めると、降伏モーメント $M_y$ は49.6MNm、降伏曲率 $\phi_y$ は $1.19 \times 10^{-3}$ (1/m)となる。基礎は杭径1.2m、杭長15mの9本の場所打ち杭からなり、地盤条件は地下表面下16.3mまでN値5~15程度の粘性土と砂質土の互層よりなっている。

桁1と桁2が閉じる方向の遊間 $u_c$ は既設の連続橋梁間の一般的な遊間を想定して0.2mと仮

表 - 1 ダンパーの特性

最大減衰力 [kN]	減衰係数 $C$ [kN·s/m]	圧縮剛性 $K_d$ [kN/m]
100.0	2500.0	28000.0

定した。桁1 - 桁2間の相対変位がこれ以上となると衝突が生じることとなる。また、桁1と桁2が開きすぎた場合には桁間連結装置が作動することとした。連結装置としてはPCケーブルタイプのものを桁間に6本設置することとし、連結装置が作動するまでの距離 $u_{rest}$ は0.2m、降伏耐力 $P_y^{rest}$ は5MNと仮定した。

桁間に設けるダンパーとしては建築の分野で適用例がある速度比例型オイルダンパー<sup>6)</sup>を想定した。最大減衰力、減衰係数、オイル部分の圧縮剛性などのダンパーの特性を表-1に示す。

## 3. 複素固有値解析

### 3.1 解析モデル

複素固有値解析を行うにあたり、解析対象橋を図-2に示すばね-質点系でモデル化した。質点は、1基の下部構造が支持する上部構造重量を桁質点 $M_D$ 、橋脚の張出し梁部と橋脚躯体の上半分の重量を橋脚質点 $M_P$ 、橋脚躯体の下半分とフーチングの重量を基礎質点 $M_F$ としてそれぞれモデル化した。積層ゴム支承のせん断ばね剛性 $K_B$ は前述した参考文献4)を参考に定めた。橋脚のせん断ばね剛性 $K_P$ については、道

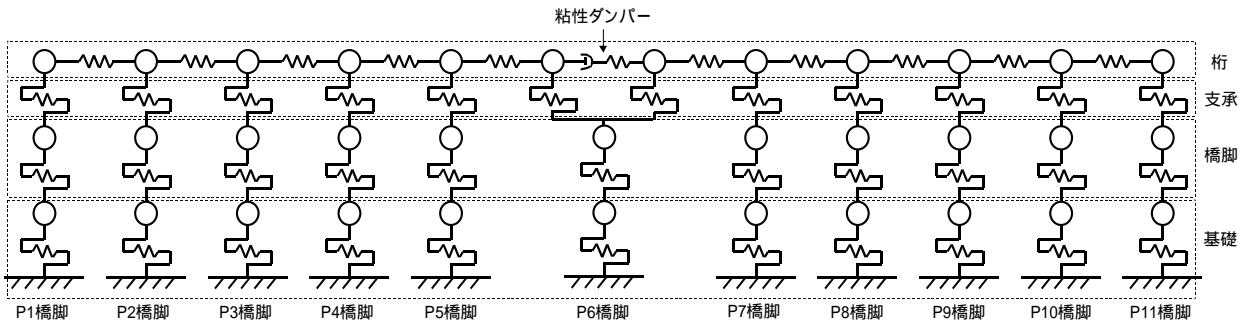


図 - 2 解析モデル

表 - 2 複素固有値解析結果

ダンパー設置本数	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
1次モード	固有周期 sec	1.006	0.979	0.947	0.917	0.895	0.882	0.874	0.869	0.866	0.863	0.861	0.860	0.859	0.858	0.857	0.856
	減衰定数	0.022	0.058	0.080	0.085	0.080	0.072	0.064	0.059	0.054	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.041	0.040
2次モード	固有周期 sec	0.733	0.717	0.701	0.683	0.660	0.635	0.609	0.584	0.562	0.541	0.522	0.505	0.490	0.477	0.465	0.454
	減衰定数	0.024	0.055	0.091	0.128	0.162	0.189	0.208	0.221	0.228	0.231	0.232	0.230	0.228	0.224	0.220	0.215

路橋示方書<sup>5)</sup>に基づき，橋脚単体に対して橋脚天端位置における水平力 - 水平変位関係を求め，この関係より定めた．さらに，基礎のせん断ばね剛性  $K_F$  は次式より求めた．

$$K_F = \frac{1}{\frac{1}{K_{FU}} + \frac{(H_F + H_G + H_p)^2}{K_{F\theta}}} \quad (1)$$

ここで， $K_{FU}$ ， $K_{F\theta}$  は基礎の水平ばね定数および回転ばね定数， $H_F$ ， $H_G$ ， $H_p$  はそれぞれフーチング厚さ，基礎の地盤ばね定数の連成項が 0 となるように変換した際にフーチング下面に設けた剛な仮想部材の長さ，フーチング上面から上部構造の慣性力作用位置までの高さである．

ダンパーを除いた橋梁全体系の減衰のモデル化については歪みエネルギー比例型減衰<sup>5)</sup>を仮定した．その際，各構造部材の減衰定数としては桁，橋脚，基礎，支承に対してそれぞれ 0.02，0.05，0.10，0.02 と仮定した．

ここで，減衰を有する多質点系の運動方程式は次式によって与えられる．

$$[M]\{\ddot{\delta}\} + [C]\{\dot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = \{P\} \quad (2)$$

式(2)における減衰マトリックスは上述した橋梁全体系の減衰マトリックスにダンパーの減衰を加えたものである．この方程式において減衰マトリックスは非比例減衰であるが，Foss の方法<sup>7)</sup>を用いることにより，各モードの固有円

振動数  $\omega_s$  および減衰定数  $h_s$  は次式のように求められる．

$$\omega_s^2 = \frac{\{\bar{u}_s\}^T [C] \{u_s\}}{\{\bar{u}_s\}^T [M] \{u_s\}} \quad (3)$$

$$h_s = \frac{1}{2\omega_s} \frac{\{\bar{u}_s\}^T [C] \{u_s\}}{\{\bar{u}_s\}^T [M] \{u_s\}} \quad (4)$$

ここで， $\{u_s\}$ ， $\{\bar{u}_s\}$  はそれぞれ  $s$  次モードの固有ベクトルおよび共役複素固有ベクトルである．

以上より，ダンパーの設置本数をパラメータにした場合の橋梁全体系の固有周期  $T_s$  ならびに減衰定数  $h_s$  を複素刺激関数が卓越する 1 次および 2 次モードに対して求めると表-2 のようになる．2 つの桁が同位相で振動するモードが 1 次モードを，2 つの桁が逆位相で振動するモードが 2 次モードをそれぞれ表している．

### 3.2 合成振動モード減衰定数

表-2 で示した固有周期  $T_s$  と減衰定数  $h_s$  の関係を図示すると図-3 のようになる．これより，1 次，2 次モードともに減衰定数  $h_s$  が最大となるようなダンパーの設置本数，すなわち最適なダンパーの減衰係数が存在することがわかる．

ここで，3 次以上の高次モードに対するダンパーの影響はほとんどないことから，1 次および 2 次モードによって橋梁全体系の振動モードに与えるダンパーの影響を評価してもよいと考え

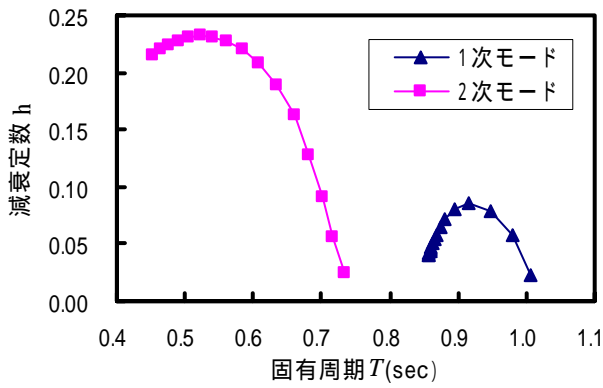


図 - 3 1次および2次モードの固有周期  $T_S$  と減衰定数  $h_S$  の関係

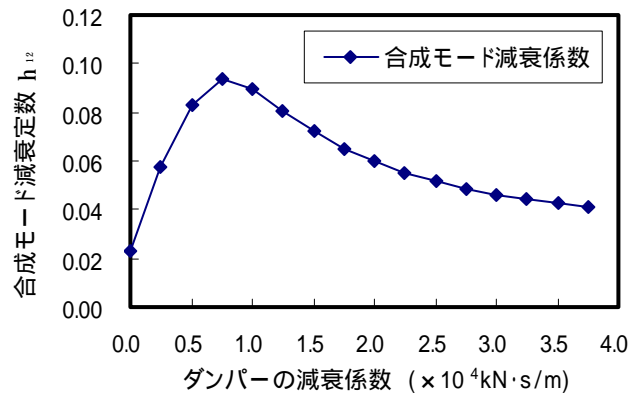


図 - 4 合成振動モード減衰定数  $h_{12}$

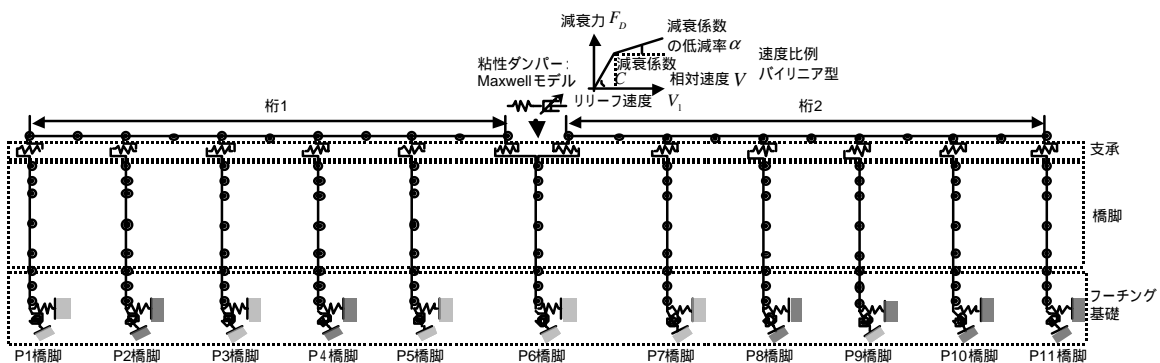


図 - 5 平面骨組モデル

られる。従って、1次、2次モードの寄与率  $\alpha_i$  を用いて次式のように1次、2次モードの合成振動モード減衰定数  $h_{12}$  を求めることとした。

$$h_{12} = \alpha_1 h_1 + \alpha_2 h_2 \quad (5)$$

なお、1次、2次モードの寄与率  $\alpha_i$  は  $i$  次モードにおける連続橋梁全体系のポテンシャルエネルギー  $E_i$  を用いて次式より求めた。

$$\alpha_i = \frac{E_i}{E_1 + E_2} \times 100 \quad (6)$$

$$E_i = \frac{1}{2} \sum k_j d_{ji}^2 \quad (7)$$

ここで、 $k_j$  : 部材  $j$  の剛性、 $d_{ji}$  : 複素刺激関数から得られた  $i$  次モードにおける部材  $j$  の変形量である。

合成振動モード減衰定数  $h_{12}$  とダンパーの減衰係数との関係を図-4に示す。これより、ダンパーを3本設置した場合が合成振動モード減衰定数  $h_{12}$  は最大値 0.0934 となり、この場合がダンパーの効果が最大になると言える。次章にお

いては、対象橋梁の連続橋梁間に以上の考察より求められた最適な減衰(ダンパー3本相当の減衰係数)を付与した上で、このダンパーの減衰力-相対速度関係が非線形化した場合の橋梁全体系の地震応答特性について検討する。

#### 4. ダンパーの粘性特性の相違による影響

##### 4.1 解析モデル

本章では、対象橋梁を図-5に示す平面骨組モデルによってモデル化し、応答の卓越する橋軸方向に対して解析を行った。

対象橋梁は、強震動を受けた場合には橋脚基部に主たる塑性ヒンジが生じ、それ以外の橋脚部分や基礎、桁、積層ゴム支承は弾性状態に留まるように設計されているため、これらの部材は弾性の梁要素やばね要素でモデル化し、橋脚基部の塑性ヒンジ区間のみ Takeda 型の剛性劣化モデル<sup>8)</sup>でモデル化した。塑性ヒンジ区間長  $L_p$  は橋軸方向の橋脚躯体幅の 1/2 と仮定した<sup>5)</sup>。

ダンパーは前述したように表-1に示す性能のものを3基設置することとし、図-5に示すように速度比例バイリニア型の減衰力-相対速度関係を想定して、リリース速度 $V_1$ およびリリース速度 $V_1$ 以降の

減衰係数 $C$ の低減率 $\alpha$ を解析パラメータとした。

桁1と桁2が閉じる方向に一定の遊間 $u_c$ (=0.2m)に達すると桁同士が衝突するが、ここではこれを衝突ばね<sup>9)</sup>によってモデル化した。一方、桁

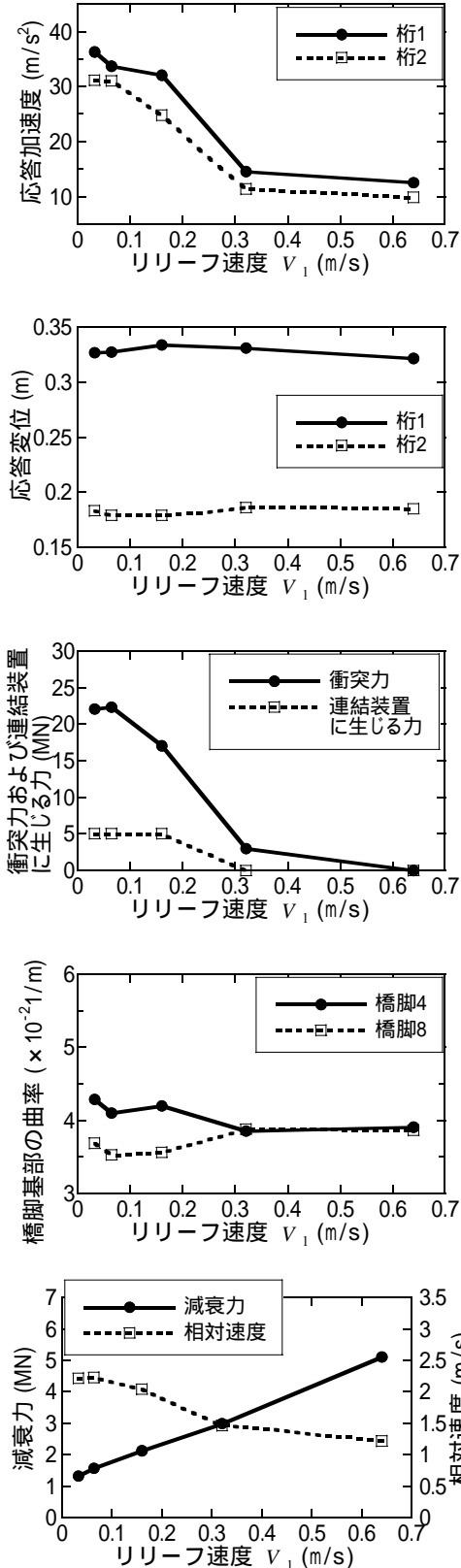


図-6 リリース速度 $V_1$ の影響

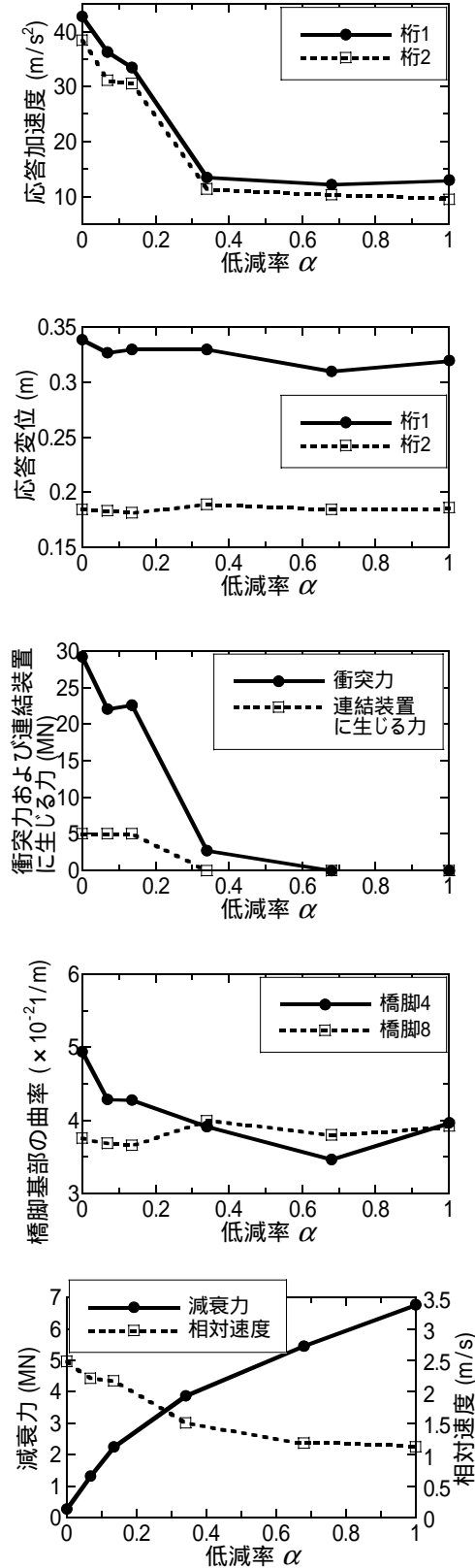


図-7 減衰係数 $C$ の低減率 $\alpha$ の影響

1と桁2が一定の遊間  $u_{rest}$  (=0.2m) 以上に開きすぎた場合には桁間連結装置が作動するが、これもPCケーブル6本分の剛性を有するばね要素でモデル化した。また、入力地震動としては道路橋示方書で規定されているタイプIIのII種地盤用標準波形<sup>5)</sup>を用いた。

#### 4.2 リリーフ速度 $V_1$ および低減率 $\alpha$ の影響

リリーフ速度  $V_1$  を 0.032 ~ 0.64m/s まで、また、減衰定数  $C$  の低減率  $\alpha$  を 0.0 ~ 1.0 まで変化させた場合の応答性状の変化をそれぞれ図-6、図-7 に示す。なお、リリーフ速度  $V_1$  を変化させた場合には低減率  $\alpha$  は 0.068 に、低減率  $\alpha$  を変化させた場合にはリリーフ速度  $V_1$  を 0.032m/s にそれぞれ設定した。これらより、桁間衝突を回避、すなわち衝突力をゼロとするためにはリリーフ速度  $V_1$  を 0.32m/s 以上、低減率  $\alpha$  を 0.34 以上に設定しなければならないことがわかる。

リリーフ速度  $V_1$  がゼロから 0.1m/s 程度の範囲までは、桁1、桁2の応答加速度ならびに応答変位、また、橋脚4、橋脚8基部の応答曲率はともに減少する。低減率  $\alpha$  がゼロから 0.15 程度までの範囲の場合も同様の傾向を示す。しかし、リリーフ速度  $V_1$  を 0.1m/s から 0.3m/s 以上まで高めるに従って、同様に低減率  $\alpha$  を 0.15 から 0.4 以上まで高めるに従って、応答加速度や衝突力、連結装置に作用する力を低減することはできるが、桁2の応答変位ならびに橋脚8基部の曲率は逆に大きくなる。これは速度比例バイリニア型を示していたダンパーの減衰力 - 相対速度関係が徐々に速度比例型に近づき、桁1と桁2をダンパーによって連結する度合いが強くなりすぎるためである。すなわち、桁1、桁2の応答、ならびにこれらを支持する下部構造の塑性化をともに低減させるためには、リリーフ速度  $V_1$  ならびに減衰定数  $C$  の低減率  $\alpha$  を最適に設定する必要があると言える。

#### 5. まとめ

本研究では、桁間ジョイントダンパーの粘性特性の違いが連続橋梁の地震応答低減効果に与える

影響について解析的な検討を行った。得られた知見をまとめると以下の通りである。

- 1) 連続橋梁間にダンパーを付与する場合の最適な振動モード特性について複素固有値解析に基づき検討し、ダンパーの効果が最大となる減衰係数を算定した。
- 2) ダンパーの減衰力-相対速度関係におけるリリーフ速度  $V_1$  および減衰係数  $C$  の低減率  $\alpha$  を一定レベルよりも高めすぎると、桁1と桁2をダンパーによって連結する度合いが強くなり、橋梁全体系の応答を考慮すると好ましくない。従って、桁1、桁2の応答、ならびに下部構造の塑性化をともに低減させるためには、リリーフ速度  $V_1$  ならびに減衰定数  $C$  の低減率  $\alpha$  を最適に設定する必要がある。

#### 参考文献

- 1) Luco, J. E. and De Barros, F. C. P.: Optimal Damping between Two Adjacent Elastic Structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, pp.649-659, 1998
- 2) Iemura, H., Igarashi, A. and Inoue, Y.: Dynamic Response Control of Real Size Structural Systems with Active Mass and Joint Dampers, *Proc. of the 2nd World Conference on Structural Control*, Vol.2, pp.1493-1500, 1998
- 3) Ruangrassamee, A. and Kawashima, K.: Experimental Study on Semi-Active Control of Bridges with Use of Magnetorheological Damper, *Journal of Structural Engineering*, Japan Society of Civil Engineers, Vol.47A, pp.639-650, 2001.3
- 4) 日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料, 1997
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996
- 6) 岡部富雄, 高橋治, 二宮正行: オイルダンパーをブレース軸線上にブレース材と直列に配置した制震システム(ODBシステム), パッシブ制振構造シンポジウム 2000, 東京工業大学建築物理研究センター, pp.323-332, 2000.3
- 7) 大崎順彦: 建築振動理論, 彰国社, 1996
- 8) Takeda, T., Sozen, M. A. and Nielsen, N. N.: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake, *Proc. 3rd Japan Earthquake Symposium*, pp.357-364, 1970
- 9) Kawashima, K. and Penzien, J.: Correlative investigation on theoretical dynamic behavior of a model bridge structure, Report No. EERC 76-26, Earthquake Engineering Reserch Center, University of California, Berkeley, 1976