

# 免震・制震デバイスを有する橋梁システムのロバスト性に 及ぼすデバイス特性の影響

亟原 和弥<sup>1</sup>・井上 貴文<sup>2</sup>・中田 成智<sup>3</sup>

<sup>1</sup>学生会員 徳島大学 創成科学研究科理工学専攻博士前期課程（〒770-8506徳島県徳島市南常三島町2-1）

<sup>2</sup>正会員 博士（工学） 阿南工業高等専門学校講師 創造技術工学科（〒774-0017徳島県阿南市見能林町青木265）

<sup>3</sup>正会員 Ph.D. 徳島大学准教授 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）

## 1. はじめに

近年、不確定性が高い地震外力に対する構造技術戦略として、地震作用による機能損失に鈍感な構造システム（鈍構造）が提案され、その重要性が示されている<sup>1)</sup>。また、不確定性が高い地震外力に対してロバスト性の高い構造システムの重要性が示されている<sup>2),3)</sup>。ここでのロバスト性とは、パラメーター変動に対する頑強さを意味している<sup>2)</sup>。

高橋・日高<sup>4)</sup>は、鈍構造の概念に基づく適用事例として、「入力の特性的変化に対し、応答の特性的変動が小さいこと」を応答改善効果と考え、振動特性を不均質にした構造システムの応答特性を、不規則振動論に基づき解析的に検討を行っている。

一方で、免震構造と制震構造を組み合わせることにより、ロバスト性の高い橋梁構造を実現するための取り組みがなされている<sup>4)</sup>。五十嵐ら<sup>4)</sup>は、多径間連続桁橋に免震支承、制震デバイス、すべり支承を適切に組み合わせる新たな耐震構造形式として、免制震すべりシステムを提案している。地震応答解析に基づく検討により、免制震すべりシステムはエネルギー吸収性能が高いことで耐震性能に優れ、地震波の影響を受けにくい安定した地震時挙動を示すことを明らかにしており、したがって、免制震すべりシステムはロバスト性の高い橋梁構造の1つの形態であると考えられる。

五十嵐らの研究<sup>4)</sup>では、ある条件において、免震構造や制震構造等を組み合わせたシステムが地震波の影響を受けにくい安定した地震時挙動を示すことを明らかにしているが、免震・制震デバイスの特性が橋梁システムのロバスト性にどのような影響を及ぼすかまでは十分には検討がなされていない。免震・制震デバイスの特性によって橋梁システムの地震応答特性は変化することが考えられることから、

そのロバスト性にも影響を及ぼすことが予想される。以上のことに関する知見を得ておくことは、ロバスト性に優れた橋梁システムを目指した設計実務において有用であると考えられる。

以上のようなことから、本研究では、文献2を参考にして、入力地震動のパラメーター変動に対する頑強さをロバスト性と考え、免震支承と制震ダンパーを併用した橋梁システムを対象とし、そのロバスト性に及ぼす免震・制震デバイスの特性の影響について検討を行った。具体的には、地震応答特性の変動が小さいほどロバスト性に優れていると考え、免震支承と制震ダンパーを併用した橋梁システムを2質点2自由度系にモデル化し、解析モデルを用いた地震応答解析結果に基づき橋脚の最大応答変位の変動係数を評価した。さらに、橋脚の最大塑性率の平均値、ダンパーの最大変位の平均値も評価し、橋梁システムのロバスト性について考察を行った。

## 2. 解析モデルおよび入力地震動

本研究では、免震支承と制震ダンパーを併用した橋梁システムを2質点2自由度系にモデル化し、解析モデルを用いた地震応答解析結果に基づき橋梁システムのロバスト性について検討を行った。橋梁システムの地震応答解析には汎用動的解析ソフトTDAPIII<sup>5)</sup>を用いた。ここでは、解析モデルと入力地震動について説明を行う。

### (1) 解析モデル

解析で用いた2質点2自由度系モデルの概要を図-1に、検討ケースを表-1に示す。本研究のモデルは、質点1は橋梁の上部工の質量を表し、質点2は橋脚の質量を表している。質量比は0.2とし、質点1を600(t)、質点2を120(t)とした。橋脚は、非線形ばね要素によりモデル化し、その復元力特性は修正Clough

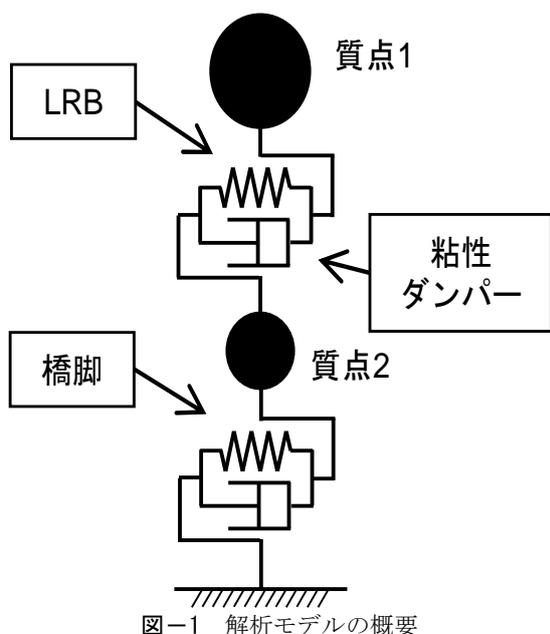


図-1 解析モデルの概要

表-1 検討ケース

条件	数値
質量比	0.2
橋脚固有周期 $T_p$ (s)	1.0
免震支承剛性比率 (剛性低下率) $K_{b_1}/K_{b_2}$	0.154
減衰率	免震支承 0 % 橋脚 5 %
支承部 1 次固有周期 $T_{b_1}$ (s)	1.2, 2.0
支承部と橋脚部の降伏耐力比 $P_{b_y}/P_y$	0.3, 0.8
ダンパーの減衰定数 $C$ ( $\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$ )	1000, 2000, 4000, 8000
橋脚降伏震度 $q_y$	0.6, 0.2
1 次固有周期 (s) ( $T_{b_1}=1.2$ (s))	1.528
1 次固有周期 (s) ( $T_{b_1}=2.0$ (s))	2.206

表-2 入力地震動 (レベル 2 地震動・タイプ I) <sup>6)</sup>を参考に作成

地盤種別	地震名	記録場所及び成分	呼び名
I 種地盤	平成 15 年十勝沖地震	清水道路維持出張所構内地盤上 EW 成分	I-I-1
	平成 23 年東北地方太平洋沖地震	開北橋周辺地盤上 EW 成分	I-I-2
		新晩翠橋周辺地盤上 NS 成分	I-I-3
II 種地盤	平成 15 年十勝沖地震	直別観測点地盤上 EW 成分	I-II-1
	平成 23 年東北地方太平洋沖地震	仙台河川国道事務所構内地盤上 EW 成分	I-II-2
		阿武隈大堰管理所構内地盤上 NS 成分	I-II-3

表-3 入力地震動 (レベル 2 地震動・タイプ II) <sup>6)</sup>を参考に作成

地盤種別	地震名	記録場所及び成分	呼び名
I 種地盤	平成 7 年兵庫県南部地震	神戸海洋気象台地盤上 NS 成分	II-I-1
		神戸海洋気象台地盤上 EW 成分	II-I-2
		猪名川架橋予定地点周辺地盤上 NS 成分	II-I-3
II 種地盤		JR 西日本鷹取駅構内地盤上 NS 成分	II-II-1
		JR 西日本鷹取駅構内地盤上 EW 成分	II-II-2
		大阪ガス葺合供給所構内地盤上 N27W 成分	II-II-3

型とした。剛性低下率を0.1，除荷剛性低下指数は0.2とした。免震支承については，本研究ではLRBを対象とすることとし，非線形ばね要素によりモデル化した。その復元力特性としては移動硬化型のバイリニアモデルを用いた。制震ダンパーとしては粘性ダンパーを対象とした。粘性ダンパーは非線形粘性要素によりモデル化し，ダンパーの減衰力は，以下の式(1)のように，速度 $v$ 乗に比例するものとした。

$$F = C \cdot v^{0.1} \quad (1)$$

ここで， $F$ は減衰力 (kN)， $C$ は減衰定数 ( $\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$ )， $v$ は速度 (m/s)である。なお，線形域の上限速度として，全てのケースについて0.1 (m/s)とした。

基礎-地盤系の条件としては，基礎固定であるとした。

橋脚固有周期 $T_p$ は1.0，免震支承剛性比率（剛性低下率） $K_{b_1}/K_{b_2}$ は一般的な値として，0.154とした。減衰マトリクスは，減衰率を支承部0%，橋脚部5%とし，Rayleigh型減衰により設定した。解析における時間に関する積分手法としてはNewmark- $\beta$ 法 ( $\beta=0.25$ )を用い，計算時間間隔 $\Delta t$ は0.01 (s)とした。表-1に示すように，支承部一次固有周期 $T_{b_1}$ ，支承部と橋脚部の降伏耐力比 $P_{b_y}/P_y$ ，ダンパーの減衰定

表-4 橋脚降伏震度 $q_y=0.6$ の場合の変動係数

$C$ ( $\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$ )	1000	2000	4000	8000
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.3$	0.16689	0.14381	0.30602	0.33314
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.8$	0.54082	0.41818	0.30602	0.33314
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.3$	0.26178	0.11123	0.2558	0.33435
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.8$	0.32614	0.12668	0.2558	0.33435

表-5 橋脚降伏震度 $q_y=0.2$ の場合の変動係数

$C$ ( $\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$ )	1000	2000	4000	8000
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.3$	0.26225	0.34677	0.33927	0.32744
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.8$	0.43622	0.35217	0.33927	0.32698
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.3$	0.35680	0.32806	0.33895	0.32764
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.8$	0.48010	0.32842	0.33895	0.32681

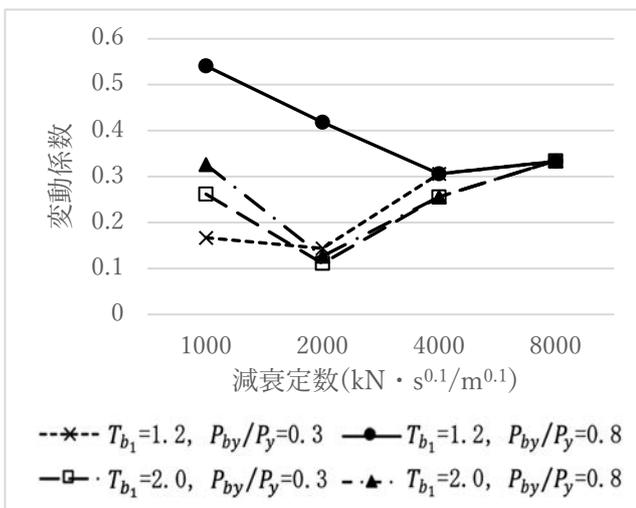


図-2 橋脚降伏震度 $q_y=0.6$ の場合の変動係数

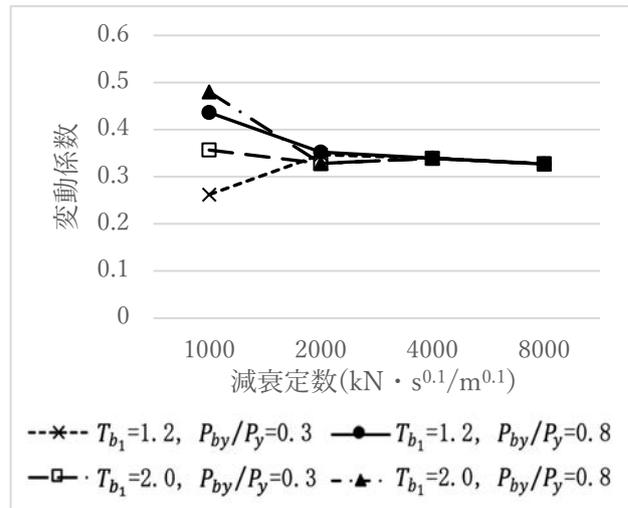


図-3 橋脚降伏震度 $q_y=0.2$ の場合の変動係数

数 $C$  ( $\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$ ), 橋脚降伏震度 $q_y$ をそれぞれ表-1の数値に変化させ組み合わせた計32種類のモデルを作成した. 線形系の1次固有周期も表-1に示す.

## (2) 入力地震動

検討に用いた入力地震動を表-2, 3に示す. 道路橋示方書・同解説V耐震設計編<sup>6)</sup>に記載されているレベル2地震動18波の内, 第Ⅲ種地盤の地震動を除く12波を用いることとした. 第Ⅲ種地盤は軟弱地盤であり, 免震支承を採用することは考えにくいので, 本研究では第Ⅲ種地盤の地震動を除外することとした.

## 3. 解析結果

### (1) 橋脚の応答

設定した32種類の解析モデルごとに12種類の地震動を入力し, 橋脚の最大応答変位から, 変動係数と塑性率の平均値を算出した.

#### a) 変動係数

橋脚降伏震度 $q_y$ ごとに各モデルの変動係数をまと

める. 橋脚降伏震度 $q_y = 0.6$ の変動係数を表-4, 図-2に示す. また, 橋脚降伏震度 $q_y = 0.2$ の変動係数を表-5, 図-3に示す.

まず, 橋脚降伏震度 $q_y = 0.6$ のモデルについて述べる.  $T_{b1} = 1.2, P_{by}/P_y = 0.8$ を除き, ダンパーの減衰定数 $C=2000$  ( $\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$ )のときに変動係数が小さく応答のばらつきが小さくなっており, ロバスト性が最も高くなっていることが分かる. これは, 免震支承による長周期化により共振を免れ, ダンパーの減衰力により応答が低減するためであると考えられる. ダンパーの減衰が大きすぎても, 逆に小さすぎても, 共振により揺れが大きくなる場合が存在し変動係数が大きくなると考えられる.  $T_{b1} = 1.2, P_{by}/P_y = 0.8$ のモデルについては, ダンパーの減衰定数 $C=1000, 2000$  ( $\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$ )のときの変動係数が他のモデルと比較して大きくなっている.

以上のことより, 制震ダンパーの減衰定数によって変動係数が大きく変化する為, 実設計においては減衰定数の設定において注意が必要であると考えられる.

次に, 橋脚降伏震度 $q_y = 0.2$ のモデルについて述

表-6 橋脚降伏震度 $q_y=0.6$ の場合の最大塑性率の平均値

$C$ ( $\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$ )	1000	2000	4000	8000
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.3$	0.70027	0.83167	1.63042	1.97386
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.8$	1.05735	1.03325	1.63042	1.97386
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.3$	0.6065	0.8103	1.56652	1.99492
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.8$	0.63415	0.81796	1.56652	1.99492

表-7 橋脚降伏震度 $q_y=0.2$ の場合の最大塑性率の平均値

$C$ ( $\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$ )	1000	2000	4000	8000
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.3$	3.89671	6.0664	6.44165	6.62391
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.8$	5.0062	6.08887	6.44165	6.62928
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.3$	2.89329	5.92086	6.47736	6.68159
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.8$	3.49309	5.92254	6.47736	6.66734

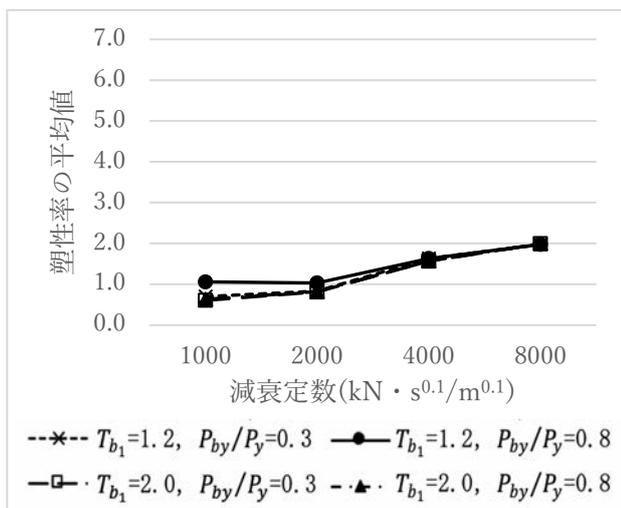


図-4 橋脚降伏震度 $q_y=0.6$ の場合の最大塑性率の平均値

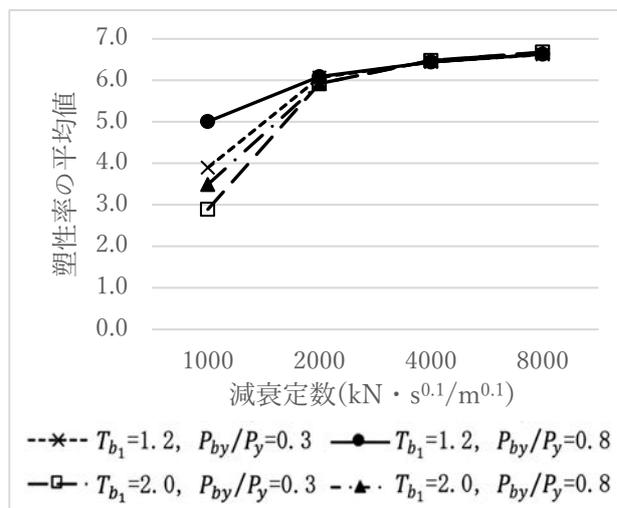


図-5 橋脚降伏震度 $q_y=0.2$ の場合の最大塑性率の平均値

べる。ダンパーの減衰定数 $C=2000, 4000, 8000$  ( $\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$ )のモデルは変動係数が0.3から0.4の間に収まる結果となった。一方、ダンパーの減衰定数 $C=1000$  ( $\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$ )のモデルは橋脚降伏震度の変化に関わらず変動係数にある程度のばらつきが見られた。したがって、ダンパーの減衰定数を小さくし過ぎると、 $T_{b1}, P_{by}/P_y$ の設定によって変動係数が大きく変化すると言える。これはダンパーの減衰定数が小さ過ぎるため、十分な減衰効果を発揮できていないことが原因であると考えられる。それ以外のケースでは、いずれもある程度大きな変動係数となっており、大きな差異が見られない。これは、橋脚が塑性化し長周期化することによるものであると考えられる。

#### b) 塑性率の平均値

橋脚降伏震度 $q_y$ ごとに各モデルの最大塑性率の平均値をまとめる。橋脚降伏震度 $q_y = 0.6$ の最大塑性率の平均値を表-6、図-4に示す。また、橋脚降伏震度 $q_y = 0.2$ の最大塑性率の平均値を表-7、図-5に示す。

まず、橋脚降伏震度 $q_y = 0.6$ のモデルについて述

べる。ダンパーの減衰定数 $C=1000, 2000$  ( $\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$ )の $T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y = 0.8$ を除き、ダンパーの減衰定数が増加するにつれて最大塑性率の平均値も増加していることが分かる。これはダンパーの減衰定数が増加するにつれ、支承部が固定された状態に近づき、共振により揺れが大きくなる場合が存在することが原因であると考えられる。これは後述する橋脚降伏震度 $q_y = 0.2$ のモデルについても同様のことが言える。

さらに、 $T_{b1} = 1.2, P_{by}/P_y = 0.8$ を除くダンパーの減衰定数 $C=1000, 2000$  ( $\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$ )のモデルは塑性率の平均値が1.0以下となった。また、ダンパーの減衰定数2000 ( $\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$ )、支承部一次固有周期 $T_{b1} = 2.0$ 、支承部と橋脚部の降伏耐力比 $P_{by}/P_y = 0.3$ のモデルは、入力地震動に関わらず最大塑性率が1.0以下となり橋脚の応答は弾性域に留まっており、免震・制震デバイスによる地震応答低減効果は高くなっている。

次に、橋脚降伏震度 $q_y = 0.2$ のモデルについて述べる。いずれのケースについても、ダンパーの減衰定数が大きくなるほど最大塑性率の平均値は大きく

表-8 橋脚降伏震度 $q_y=0.6$ の場合の制震ダンパーの最大相対変位の平均値 (m)

$C$ ( $\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$ )	1000	2000	4000	8000
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.3$	0.2255	0.15576	0.05035	0.01626
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.8$	0.15773	0.12171	0.05058	0.01626
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.3$	0.2492	0.17079	0.06492	0.01641
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.8$	0.23793	0.17037	0.06492	0.01641

表-9 橋脚降伏震度 $q_y=0.2$ の場合の制震ダンパーの最大相対変位の平均値 (m)

$C$ ( $\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$ )	1000	2000	4000	8000
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.3$	0.16059	0.04132	0.01998	0.01027
$T_{b1}=1.2, P_{by}/P_y=0.8$	0.08643	0.03767	0.01997	0.01027
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.3$	0.23329	0.0474	0.02054	0.01025
$T_{b1}=2.0, P_{by}/P_y=0.8$	0.15928	0.05338	0.02054	0.01025

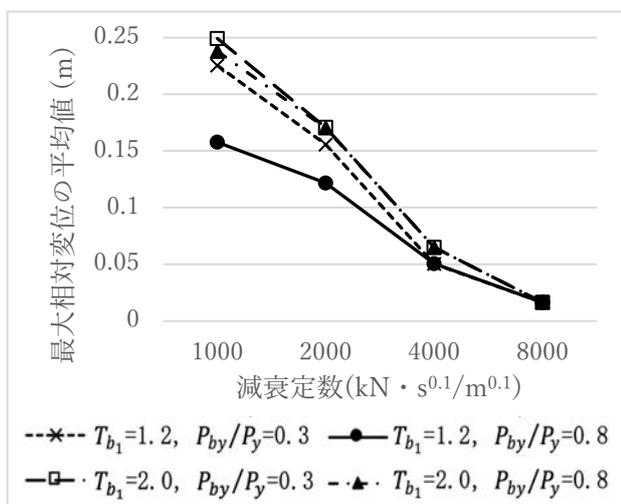


図-6 橋脚降伏震度 $q_y=0.6$ の場合の制震ダンパーの最大相対変位の平均値

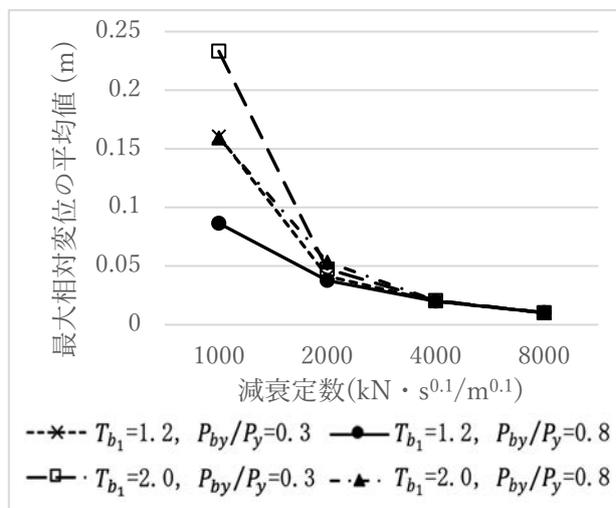


図-7 橋脚降伏震度 $q_y=0.2$ の場合の制震ダンパーの最大相対変位の平均値

なっている。ダンパーの減衰定数 $C$ が2000 ( $\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$ )より大きくなると最大塑性率の平均値が6.0から7.0の間である程度収束していく傾向が見られる。

## (2) 制震ダンパーの応答

制震ダンパーには免震支承の過度な変形を抑制する効果もあるため、その応答変位量を評価することも重要である。また、制震ダンパーには、許容変位量<sup>6)</sup>が存在するため、その応答変位量を把握し、許容変位量の範囲に抑える必要がある。ここでは、モデルごとの制震ダンパーの最大相対変位の平均値を示す。橋脚降伏震度 $q_y=0.6$ の最大相対変位の平均値を表-8、図-6に示す。また、橋脚降伏震度 $q_y=0.2$ の最大相対変位の平均値を表-9、図-7に示す。

いずれのケースにおいても、制震ダンパーの減衰定数の増大に伴い、最大応答変位の平均値は小さくなっていることが分かる。制震ダンパーの最大相対変位の平均値が最大になったモデルは、橋脚降伏震度 $q_y=0.6$ 、ダンパーの減衰定数 $C=1000$  ( $\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$ )、 $T_{b1}=2.0$ 、 $P_{by}/P_y=0.3$ であり、0.2492(m)とい

う結果となった。なお、制震ダンパーの最大相対変位が最も大きくなるケースは橋脚降伏震度 $q_y=0.6$ 、ダンパーの減衰定数 $C=1000$  ( $\text{kN} \cdot \text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1}$ )、 $T_{b1}=2.0$ 、 $P_{by}/P_y=0.8$ のモデルにII-II-3の地震動を入力したケースであり、0.4705(m)の変位が生じる結果となった。また、II種地盤の地震動を入力した場合のダンパーの最大相対変位が比較的大きな応答を示した。

## 4. おわりに

本研究では、免震支承と制震ダンパーを併用した橋梁システムを対象とし、そのロバスト性に及ぼす免震・制震デバイスの特性の影響について検討を行った。地震応答特性の変動が小さいことをロバスト性が優れていることであると考え、免震支承と制震ダンパーを併用した橋梁システムを2質点2自由度系にモデル化し、解析モデルを用いた地震応答解析結果に基づき橋脚の最大応答変位の変動係数を評価した。さらに、最大塑性率の平均値、ダンパーの最大変位の平均値も評価した。本研究で得られた結果を以下に示す。

- (1) 最も変動係数が小さく、ロバスト性に優れているケースは、ダンパーの減衰定数 $2000(\text{kN}\cdot\text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1})$ 、支承部一次固有周期 $T_{b1}=2.0$ 、支承部と橋脚部の降伏耐力比 $P_{by}/P_y=0.3$ のケースである。また、このケースは入力地震動に関わらず最大塑性率は1.0以下となったことから、橋脚は弾性域に留まっている。
- (2) 制震ダンパーの減衰定数の増大に伴い、制震ダンパーの最大応答変位の平均値は小さくなる。設計実務においてロバスト性に優れた橋梁システムを実現する上では、制震ダンパーの最大応答変位も考慮し、制震ダンパーの減衰定数を決定することが必要であると考えられる。
- (3) ダンパーの減衰定数が橋脚部の最大応答変位の変動係数、最大塑性率、ダンパーの最大相対変位に大きな影響を与えることがわかった。ダンパーの減衰定数が $8000(\text{kN}\cdot\text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1})$ と比較的大きい場合、ダンパーの最大相対変位の平均値は $0.05(\text{m})$ 未満の小さな値になり、橋脚部の最大応答変位の変動係数は支承部一次固有周期  $T_{b1}$ 、支承部と橋脚部の降伏耐力比 $P_{by}/P_y$ の変化に関わらずある一定の値に収束する。また最大塑性率の平均値は比較的大きくなった。逆に、ダンパーの減衰定数が $1000(\text{kN}\cdot\text{s}^{0.1}/\text{m}^{0.1})$ と比較的小さい場合、ダンパーの最大相対変位の平均値は最大で $0.2492(\text{m})$ となり比較的大きな値となり、また、橋脚部の最大応答変位の変動係数は、支承部一次固有周期  $T_{b1}$ 、支承部と橋脚部の降伏耐力比 $P_{by}/P_y$ にもよるが、ばらつきが大きくなる傾向が見られた。また、橋脚降伏震度の設定

を小さくすることによって最大塑性率の平均値がより小さくなる傾向が見られた。

本研究で得られた知見は、免震支承と制震ダンパーを併用した橋梁システムを設計するために有用であると考えられる。免震支承と制震ダンパーを併用した橋梁システムをよりロバスト性に優れたものとするためには、適切に免震・制震デバイスのパラメーターを設定することが必要である可能性がある。

#### 参考文献

- 1) 高橋良和, 日高拳: 不確定性の高い地震作用に対する構造技術戦略としての鈍構造の提案とその適用事例に関する一考察, 土木学会論文集A1 (構造・地震工学), Vol. 70, No. 4, pp. I\_535-I\_544, 2014.
- 2) 竹脇出: 不確定性を有する構造物のロバスト性の非確率的評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第581号, pp. 55-61, 2004.
- 3) 日本建築学会: 建築構造設計における冗長性とロバスト性(応用力学シリーズ 12), 丸善, 2013.
- 4) 松田哲夫, 五十嵐晃, 上田卓司, 宮崎貞義, 松田宏: 免制震すべりシステムを適用した橋梁における支承部デバイス機能に関する一考察, 土木学会論文集A1 (構造・地震工学), Vol. 68, No. 4, pp. I\_683-I\_696, 2012.
- 5) (株)アーク情報システム: TDAPIII ver3.00 理論説明書, 2007.
- 6) (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.
- 7) (財)土木研究センター: 道路橋の免震・制震設計法マニュアル (案), 2011.