

## 既設橋に設置した制震デバイスのばらつきを考慮した 橋梁全体系の地震応答解析

宝蔵寺宏一<sup>1</sup>・崔準祐<sup>2</sup>

<sup>1</sup>学生会員 九州大学大学院 工学府 建設システム工学専攻 修士課程  
(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

<sup>2</sup>正会員 博(工) 九州大学大学院 工学研究院 社会基盤部門 助教  
(〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)

### 1. はじめに

近年、既設橋梁に制震デバイス等を適用し、耐震性向上を試みる耐震補強事例や新設橋の耐震性向上のために制震デバイスを活用する事例が増えてきている。しかし、制震デバイスの限界状態等の性能評価やこれを用いた橋の耐震補強、耐震設計に関しては、基準等が整備されておらず、個々の橋梁に応じて個別に検討、適用されているのが現状である。

制震デバイスを用いて既設橋梁の耐震補強設計を行う際には、一般的に制震デバイスの静的載荷実験に基づいて解析モデルを作成し、そのモデルを用いて地震応答解析を行っている。本来ならば、制震デバイスの地震時挙動を把握した上で設計に取り組むべきであるが、制震デバイスの地震時挙動に関する検討事例が少ないことから、現行の設計手法としては静的載荷実験に基づいたバイリニア型モデルを用いて地震応答解析を行い、制震デバイスの性能上のばらつき等に対しては所定の安全率を乗じて考慮する方法が主流となっている。

図-1は、制震デバイスの中でも多く使われているシリンダー型制震デバイスを対象に行った動的載荷実験結果と静的載荷実験に基づいて作成された解析モデルを比較したものを参考文献1)より引用したものである。この結果より、動的載荷条件での制震デバイスの抵抗力は静的載荷実験に基づく解析モデルに比べ大きく現れており、現行の設計に用いられている解析モデルとは差が生じていることが確認できる。これは、このデバイスが有する速度依存性や性能上のばらつきによるものと考えられるが、制震デバイスを用いた橋梁の耐震設計においてこうした制震デバイスの応答のばらつきをどのように考えるべ

きかについては、制震デバイスの応答のばらつきが橋梁側に与える影響について検討を行うておくことが重要である。そこで、本研究では、制震デバイスの応答のばらつきが橋梁の地震時応答に及ぼす影響を明らかにすることを目的とし、制震デバイスの解析モデルをパラメータとした解析的検討を行った。ここでは、図-1の動的載荷実験結果を参考に、制震デバイスの解析モデルにおける降伏荷重や初期剛性などをパラメータとした橋梁全体系動的解析を実施し、制震デバイスの応答のばらつきが橋梁の地震時応答に及ぼす影響について検討を行った。

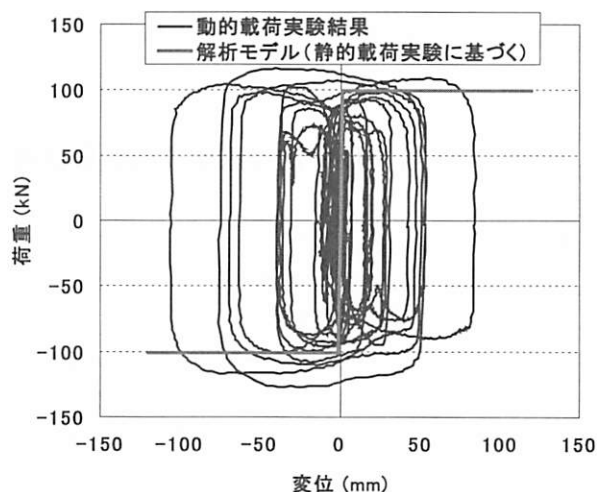


図-1 動的載荷実験による制震デバイスの履歴と静的載荷実験に基づく解析モデル<sup>1)</sup>

### 2. 解析対象橋梁

解析対象橋梁の一般図を図-2に、諸元を表-1に、使

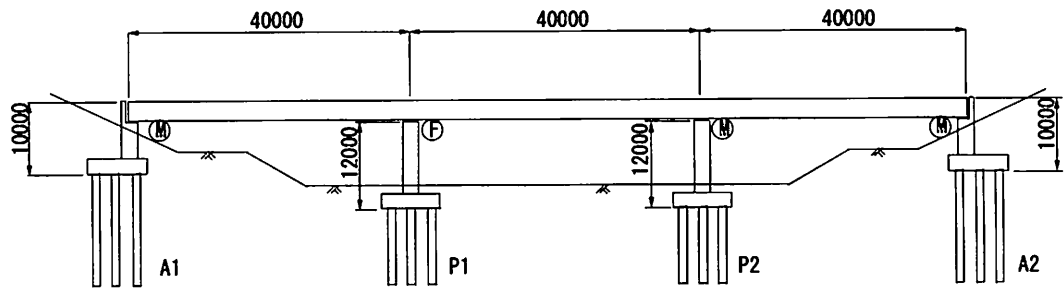


図-2 対象橋梁の一般図 単位(mm)

表-1 橋梁の諸元

橋長	121.4m
形式	3径間連続鋼桁橋
支間	3*40.0m
有効幅員	8.5m
基礎形式	杭基礎

表-2 使用材料

上部構造	鋼材	SM490Y
橋脚	コンクリート	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$
	鉄筋	SD345
基礎形式	杭基礎	

用材料を表-2にそれぞれ示す。本橋は、橋長121.4m（支間割：40m+40m+40m）、有効幅員8.5m、RC壁式橋脚を有する鋼3径間連続鋼桁橋である。支承は鋼製支承であり、支持条件としては、P1橋脚のみ固定、他は可動とした。橋脚に対しては、道路橋示方書・同解説V耐震設計編<sup>2)</sup>のレベル2地震動に対し橋軸方向の耐震性を有しないように試設計を行い、桁端部と橋台の間に粘性体を封入したシリンダー型制震デバイスを設置することにより橋梁の耐震性を確保するよう耐震補強を行った。なお、本検討では、パラメータ解析を行う前に事前解析を行っており、まず現況での動的解析結果と耐震補強を施した後の動的解析結果の比較について述べることにする。

### 3. 制震デバイスを用いた対象橋梁の耐震補強

#### (1) 概要

制震デバイスの解析モデルをパラメータとした解析に先立ち、まず対象橋梁に対して制震デバイスを設置していない現況モデルの解析と、レベル2地震動に対して橋脚の耐震性を満足するように橋台と桁端の間に制震デバイスを設置したモデルの解析を実施した。

#### (2) 解析モデル

対象橋梁に対し、本解析では3次元骨組みモデルによりモデル化を行った。解析モデル図を図-3に示す。上部構造においては、主桁、横桁、床版をそれぞれモデル化し、各部材に剛性や質量を与えることとした。支承部に対しては、6方向成分を有する弾性バネ要素を用いてモデル化を行い、拘束条件を与

えた。解析条件として、入力地震動は道路橋示方書・同解説V耐震設計編<sup>2)</sup>標準波のタイプIIを用い、Newmark  $\beta$ 法 ( $\beta=0.25$ )により数値積分を行った。減衰はRayleigh減衰により評価した。ひずみエネルギー比例型減衰で計算する際に用いた各部材の減衰定数は、道路橋示方書を参考に、主桁を2%、橋脚を2%、橋台を5%、地盤ばねを20%とした。なお、本検討では橋軸方向を対象としており、地震動の入力方向は橋軸方向のみとした。

制震デバイスに対しては、非線形ばね要素を用いてモデル化し、支承部と同位置に設けることとした。制震デバイスの解析モデルとしては、速度依存性は厳密に評価できないが、定格速度による繰り返し載荷実験結果に基づき簡便的にバイリニアモデルで表すことが可能であり、まずこのモデルを用いてレベル2地震動に対して橋脚の耐震性を満足するよう、制震デバイスの降伏荷重と本数を求めることとした。その結果については後述するが、対象橋梁は降伏荷重が750kNのデバイスを各桁端部に3基ずつ、計6基の

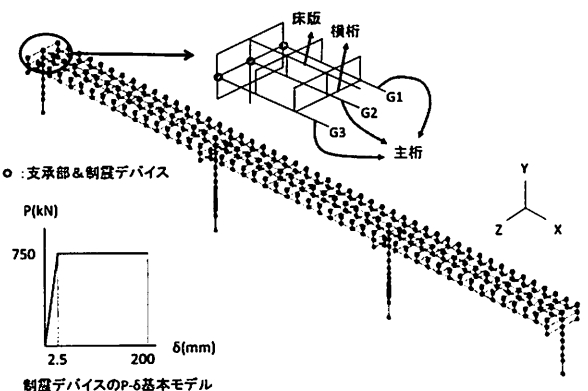


図-3 解析モデル図

制震デバイスを設置すると橋脚の耐震性を有する結果となった。この750kNの降伏荷重を有する制震デバイスの解析モデルを‘P- $\delta$ 基本モデル’と呼ぶこととし、本稿の4.に紹介する制震デバイスのパラメータ解析では、このモデルを基本としてパラメータを変化させることとした。

### (3) 現況と耐震補強後の応答比較

A1橋台とG2桁の間に設置した制震デバイスの履歴を図-4に、制震デバイスの設置前と設置後のP1橋脚のM- $\phi$ 関係を比較したものを図-5にそれぞれ示す。制震デバイスは図-4に示すような履歴を描き、エネルギー吸収していることが確認されており、そのエネルギー吸収量は1,139kNmである。このデバイスのエネルギー吸収によって上部構造の橋軸方向変位が減少することになり、P1橋脚の曲率も0.03から0.005と大きく減少する結果となった。また、応答塑性率は制震デバイスの設置前で28.2、制震デバイスの設置後で4.98と大幅に減少している。この値は許容塑性率5.69以内に収まっており、対象橋梁は制震デバイスを設置することで橋脚の耐震性を有する結果となった。

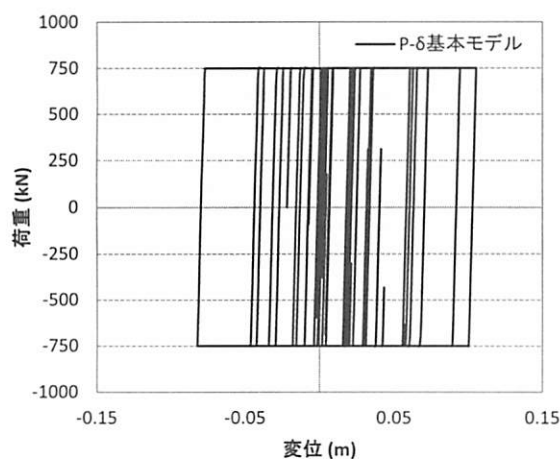


図-4 制震デバイスの荷重-変位履歴

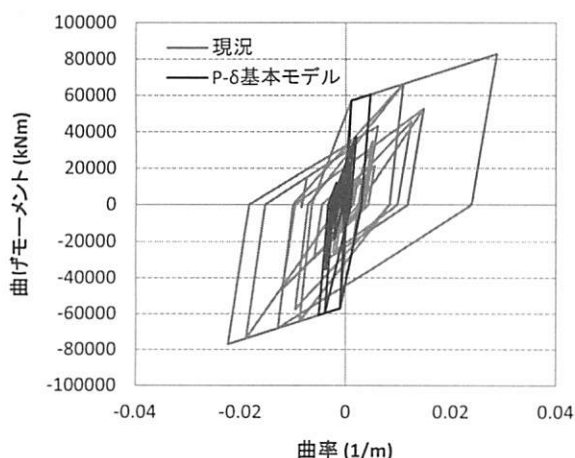


図-5 P1橋脚のM- $\phi$ 履歴の比較

## 4. 制震デバイスの解析モデルをパラメータとした検討

### (1) 検討モデル

本検討では、図-3に示すP- $\delta$ 基本モデルをベースに降伏荷重や初期剛性、2次剛性を変化することとした。まず、図-1の動的載荷実験結果を参考に、地震時制震デバイスの最大荷重は定格速度時の降伏荷重の1.3倍まで上昇すると想定し、P- $\delta$ 基本モデルから降伏荷重を10%、20%、30%大きくしたモデルをそれぞれモデル1、モデル2、モデル3とした。また、剛性をパラメータとして、基本モデルの初期剛性を0.5倍したモデルをモデル4、二次剛性を降伏点と変位200mmにおける荷重が975kN（基本モデルの降伏荷重の1.3倍）の点を結ぶ線の傾きとしたモデルをモデル5、二次剛性を降伏点と変位200mmにおける荷重が1,125kN（基本モデルの1.5倍）の点を結ぶ線の傾きとしたモデルをモデル6とした。以上の制震デバイスの検討モデルを図-6に示す。

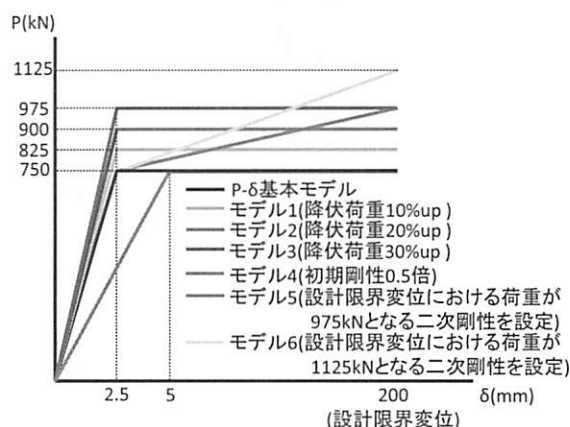


図-6 制震デバイスの検討モデル

### (2) 検討結果

#### (a) 降伏荷重をパラメータとした検討

制震デバイスの降伏荷重をパラメータとした検討において、各モデルの制震デバイスの履歴を図-7に、各モデルのP1橋脚の曲げ-曲率関係を図-8に示す。まず、図-7より制震デバイスの降伏荷重を上げることによって制震デバイスの変位が減少しており、モデルごとに制震デバイスの履歴が変化していることがわかる。また、図-8より橋脚の曲率はデバイスの降伏荷重を上げることによって減少していき、これに伴い応答塑性率も小さくなっていくことが確認された。制震デバイスの最大変位が小さくなるにつれて上部構造の変位が小さくなっていき、これに伴い橋脚の最大曲率が小さくなったと推測される。

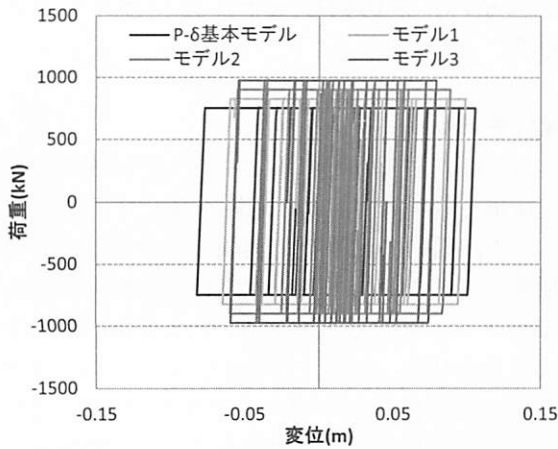


図-7 モデル1～3の制震デバイスの履歴

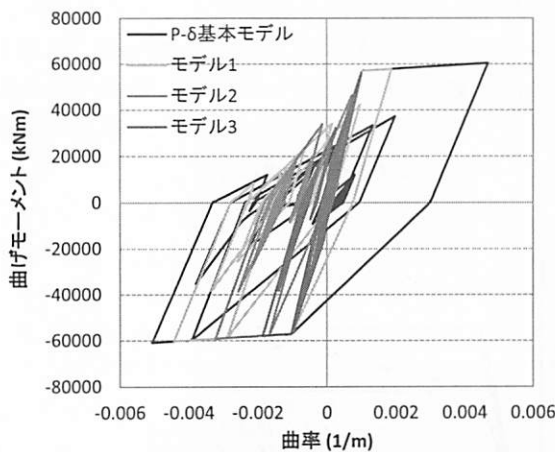


図-8 モデル1～3のP1橋脚の曲げ-曲率履歴

また、モデルの違いによる橋台に生じる最大せん断力の変化を表-3に示す。同表には、各検討モデルの降伏荷重増加量（各橋台3基分の合計値）とP- $\delta$ 基本モデルに対する橋台頂部のせん断力増加量も併せて示す。制震デバイスの降伏荷重が10%ずつ大きくなるにつれ、橋台の最大せん断力増加量にばらつきがあることがわかる。すなわち、制震デバイスの降伏荷重増加量と橋台頂部の最大せん断力増加量がモデルごとに異なっているが、特にモデル1では制震デバイスの降伏荷重増加量に比べてA1橋台頂部のせん断力増加量が66kN大きくなっており、必ずしも制震デバイスの降伏荷重の増加分がそのまま橋台に伝達される結果とはならなかった。これは、制震デバイスや橋脚に対して非線形特性を考慮して地震応答解析を実施していること、また制震デバイスの降伏荷重の変化に伴う初期剛性の変化により、橋梁全体の振動特性が変化し、上部構造の慣性力が変化したことが原因であると考えられる。このことから、制震デバイスの降伏荷重にばらつきがある場合、橋台には制震デバイスの抵抗力以上の力が作用する可

能性もあることが考えられる。

また、制震デバイスの降伏荷重の増加によって、主桁の軸力がどの程度増加するかについて検討を行った。図-9は、各モデルにおいて、制震デバイスの降伏荷重の増加量に対する主桁軸力の増加量の比をプロットしたものである。ここで主桁の軸力は、A1, P1, P2, A2上部における主桁3本の軸力の合計値を用いている。A1, A2上部の主桁においては、制震デバイスの降伏荷重の増加量に対する主桁軸力の増加量の比が1に近いが、P1, P2上部の主桁においては1.5～1.7となっており、中央径間では主桁の軸力が制震デバイスの降伏荷重の増加量以上に生じていることがわかった。これは、制震デバイスの解析モデルの変化により、桁に生じる軸力の変動量が桁端部と中央径間部において大きく異なっていることを意味しているが、制震デバイスを取り付けている周辺の主桁より、制震デバイスから離れている主桁の方で変動量が大きいことに注目する必要がある。この原因についてはより詳しく調査する必要があるが、制震デバイスの解析モデルの変化に伴う橋梁全体の振動特性が変化したことが一因であると考えられる。

表-3 橋台の最大せん断力の変化

検討モデル	降伏荷重増加量	単位:kN	
		A1頂部 最大せん断力	A2頂部 最大せん断力
P- $\delta$ 基本モデル	-	3682	3719
モデル1	+225	3973(+291)	3932(+213)
モデル2	+450	4128(+446)	4141(+422)
モデル3	+675	4308(+626)	4377(+658)

※()値は、基本モデルのせん断力に対するせん断力の増加量を示す。

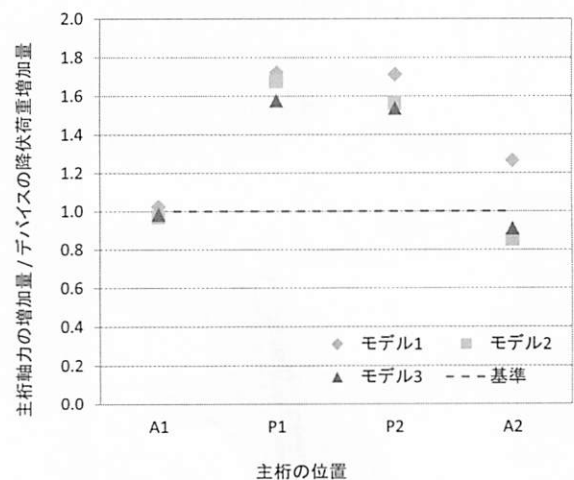


図-9 デバイスの降伏増加量に対する主桁軸力の増加量

(b) デバイスの剛性をパラメータとした検討

制震デバイスの剛性をパラメータとした検討において、各モデルの制震デバイスの履歴を図-10に、各モデルの橋脚の曲げ-曲率関係を図-11に示す。図-10より、制震デバイスの初期剛性を0.5倍にした場合、デバイスの最大荷重に変化はないが、最大変位には変化があることがわかる。また、制震デバイスの二次剛性を変化させると、デバイスの最大荷重は変化するが変位はそれほど変化していない。図-11より、初期剛性を0.5倍にしたモデル4では橋脚の最大曲率にわずかに違いが見られたが、モデル5、6では大きな違いは見られなかった。モデル4においてP1橋脚の応答塑性率に基本モデルと違いが現れているのは、制震デバイスの初期剛性が0.5倍にしたことで橋梁全体の剛性が小さくなり、振動特性が変化したことが一因であると考えられる。

以上のように、初期剛性を0.5倍にしたモデル4においては制震デバイスおよび橋脚の応答に変化が見られるものの、降伏荷重をパラメータとしたモデル1~3の各モデル間の応答の変化ほど大きな変化は

見られなかった。このことから制震デバイスの剛性のばらつきは、降伏荷重のばらつきほど橋梁の地震時応答に大きな影響を与えないといえる。

次に、制震デバイスの剛性をパラメータとした検討において、モデルの違いによる橋台に生じる最大せん断力の変化を表-4に示す。同表には、各検討モデルの最大荷重増加量（各橋台3基分の合計値）とP- $\delta$ 基本モデルに対する橋台頂部のせん断力増加量も併せて示す。モデル5とモデル6の場合、デバイスの剛性を変化させることによって制震デバイスの最大荷重が大きく現れているが、橋台の最大せん断力増加量が負の値を示している箇所もある。また、モデル5においては、基本モデルに対し橋台の最大せん断力が増加しているものの、制震デバイスの最大荷重増加量に比べると小さい。このように、制震デバイスに作用する力が増えても橋台や桁に生じる力がそれほど大きく増えないまたは減るケースが確認されたが、これは今回の解析モデルにおいて橋台の躯体を実剛性を与えてモデル化しているため橋台が変形することになっていることが原因と考えられる。

表-5は、モデルの違いによる主桁に生じる最大軸力の変化を示したものである。同表には、各検討モデルの最大荷重増加量（両端6基分の合計値）とP- $\delta$ 基本モデルに対する主桁の軸力増加量も併せて示す。主桁の最大軸力も、橋台の最大せん断力と同様にデバイスの最大荷重が増加しているが、主桁軸力の変化量が負となっている箇所がある。

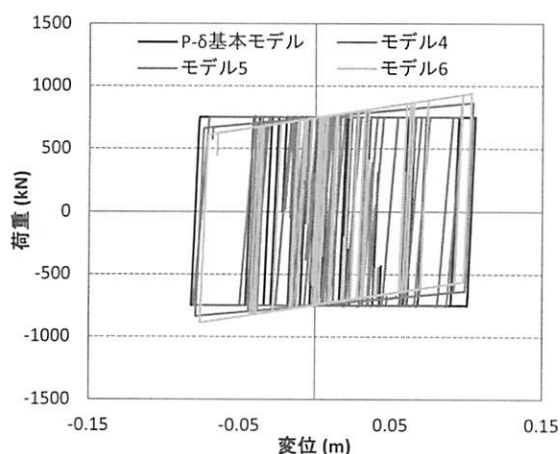


図-10 モデル4~6の制震デバイスの履歴

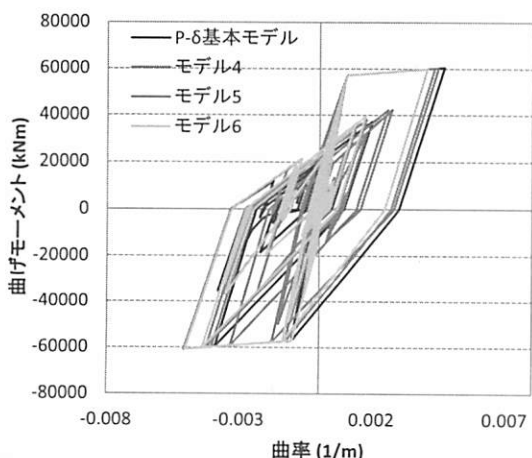


図-11 モデル4~6のP1橋脚の曲げ-曲率

表-4 橋台の最大せん断力の変化

デバイスのモデル	最大荷重増加量	単位:kN	
		A1頂部最大せん断力	A2頂部最大せん断力
P- $\delta$ 基本モデル	-	3682	3719
モデル4	-	3527(-155)	3560(-159)
モデル5	+336	3705(+23)	3720(+1)
モデル6	+546	3733(+51)	3335(-384)

※( )値は、基本モデルのせん断力に対するせん断力の増加量を示す。

表-5 主桁の最大軸力の変化

デバイスのモデル	最大荷重増加量	単位:kN	
		A1位置最大主桁軸力	P1位置最大主桁軸力
P- $\delta$ 基本モデル	-	5074	11686
モデル4	-	4998(-76)	11176(-510)
モデル5	+696	5076(+2)	11576(+110)
モデル6	+1146	5068(-6)	11557(-129)

P2位置最大主桁軸力	A2位置最大主桁軸力
10779	4995
10246(-533)	4976(-19)
10824(+45)	4881(-114)
10822(+43)	5096(+101)

※( )値は、基本モデルの軸力に対する軸力の増加量を示す。

## 5. まとめ

本研究では、制震デバイスの解析モデルにおける降伏荷重や剛性などをパラメータとした橋梁全体系動的解析を実施し、制震デバイスの性能上のばらつきが橋梁の地震時応答に及ぼす影響を把握した。また、斜め方向に設置した制震デバイスに対して入力地震動の単独加震と同時加震による検討を行い、斜め方向に設置した制震デバイスの入力地震動の加震方法について検討を行った。本研究より得られた知見を以下に示す。

- ・バイリニア型モデルにおいて降伏荷重をパラメータとした検討では、降伏荷重が大きくなるほど制震デバイスの変位は小さくなり、橋脚の曲率も小さくなった。これは制震デバイスの変位が小さくなることにより上部構造の変位も小さくなることが考えられ、それに伴い橋脚の曲率も小さくなったと考えられる。また、橋台に作用するせん断力や主桁に生じる軸力においても大きく変化しており、制震デバイスの解析モデルにおいて降伏荷重は橋梁の応答に大きな影響を与える重要なパラメータであるといえる。
- ・バイリニア型モデルにおいて初期剛性と二次剛性をパラメータとした検討では、降伏荷重をパラメータとした検討に比べ、制震デバイスや橋梁各部の応答に大きな差が見られておらず、初期剛性と二次剛性は降伏荷重ほど橋梁の応答に影響を与えるパラメータではないと考えられる。

制震デバイスの性能上のばらつきを考慮したパラメータ解析の結果より、制震デバイスの抵抗力のばらつき以上の力が橋台や主桁に作用する可能性があることが明らかになった。制震デバイスを耐震補強に用いる際は、静的載荷試験に基づくモデルを用いて解析をし、その結果から安全率を考慮して周辺部材を設計した従来の設計手法だけでは十分でなく、制震デバイスのばらつきをあらかじめ考慮した解析モデルを用いて動的解析を行い、橋梁各部に作用する力を照査した上で橋梁が安全側になるように設計を行うことが重要である。

## 参考文献

- 1) (独)土木研究所：橋梁に用いる制震ダンパーの性能検証方法及び設計法に関する共同研究報告書 その1 制震ダンパーの動的挙動に関する振動台加振実験，共同研究報告書 第438号，2012.3
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2012.3