

橋梁に用いる制震デバイスのモデル化および設置方向に関する研究

崔 準祐¹

九州大学大学院工学研究院

概要：本研究では、制震デバイスの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どのような影響を及ぼすかについて検討を行った。また、制震デバイスを斜め方向に設置した橋梁を対象に単独加震と2方向同時加震を行い、入力地震動の加震方法について検討を行った。

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過去に実施した制震デバイスの動的載荷実験結果¹⁾と静的載荷実験に基づく解析モデルを比較したものである。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（速度の変化に伴いデバイスの力学的特性が変化する特性）や性能上のばらつきによるものと考えられるが、これらのばらつきを考慮したデバイスの設計手法を確立するためには、こうしたばらつきが橋梁の地震時応答にどのような影響を及ぼすかについて明らかにすることが重要である。そこで、本研究では、

図-1の動的載荷実験結果を踏まえ、制震デバイスの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どのような影響を及ぼすかについて検討を行った。

また、橋梁に制震デバイスを用いる場合、地震時慣性力の作用方向と制震デバイスの変形方向を合わせて設置するのが望ましいが、施工上の理由などから両方向が一致せず、制震デバイスを斜め方向に設置する場合がある。そこで、本研究では、橋軸方向に制震デバイスを設置する橋梁を対象に、制震デバイスを橋軸方向に合わせて設置したモデルと斜め方向に設置したモデルを作成し、単独加震と2方向同時加震による動的解析を行い、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。

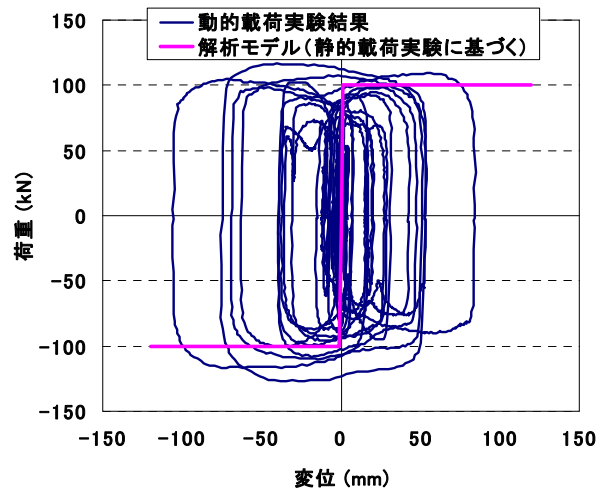


図-1 制震デバイスの動的載荷実験と静的載荷実験に基づく解析モデル

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、使用材料を表-2にそれぞれ示す。本橋は、

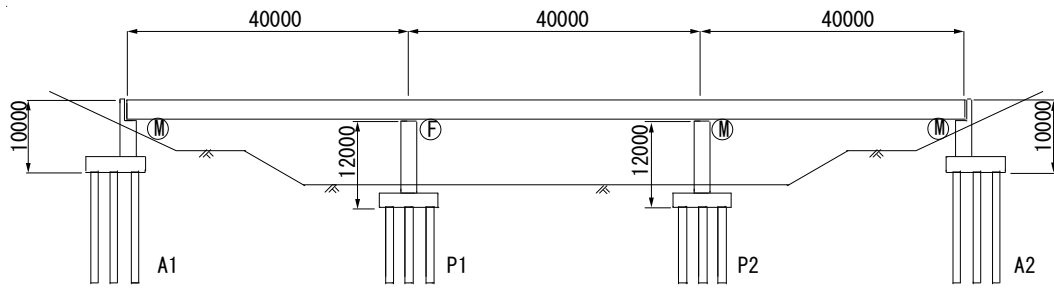


図-2 対象橋梁の一般図 単位(mm)

表-1 橋梁の諸元

橋長	121.4m
形式	3径間連続鋼鈹桁橋
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	$\sigma_{ck}=24\text{N}/\text{mm}^2$
	鉄筋	SD345
基礎形式	杭基礎	

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 径間連続鈹桁橋である。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²⁾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

3.1 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。

3.2 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²⁾標準波のタイプ II を用い, Newmark β 法 (β

=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 3.3 に詳述するが, 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

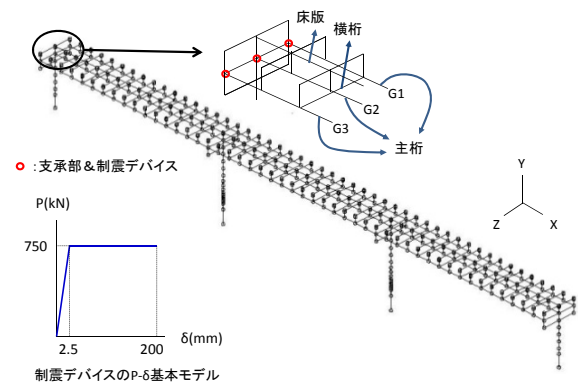


図-3 解析モデル図

重を有する制震デバイスの解析モデルを‘P- δ 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。

3.3 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- ϕ 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。

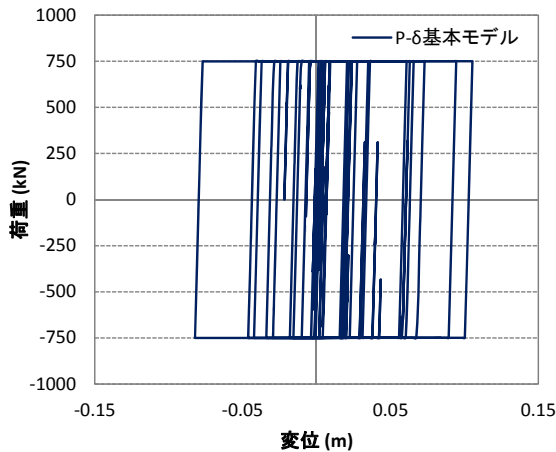


図-4 制震デバイスの荷重-変位履歴

4. 制震デバイスの解析モデルをパラメータとした検討

4.1 バイリニア型モデル

バイリニア型モデルを用いた検討では、図-3に示すP- δ 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踏まえ、地震時制震デバイスの最大荷重が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- δ 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。以上の検討モデルを図-6に示す。

4.2 速度累乗型モデル

前述したように本検討で対象としているデバ

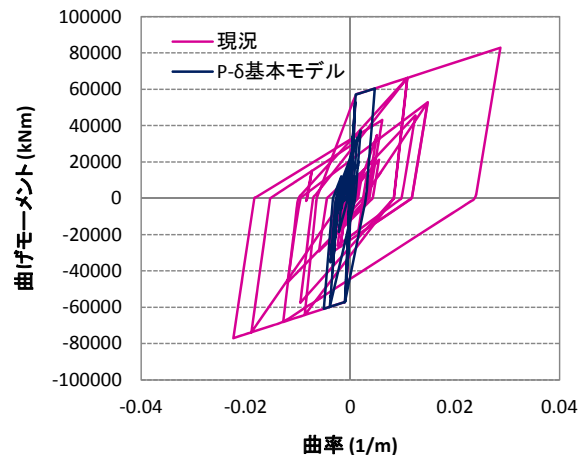


図-5 P1橋脚のM- ϕ 履歴の比較

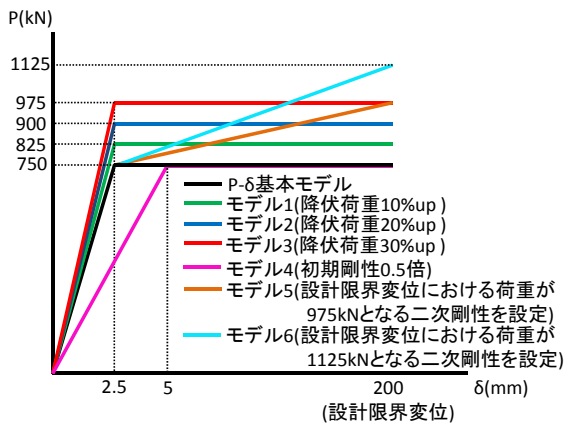


図-6 バイリニア型モデルの検討モデル

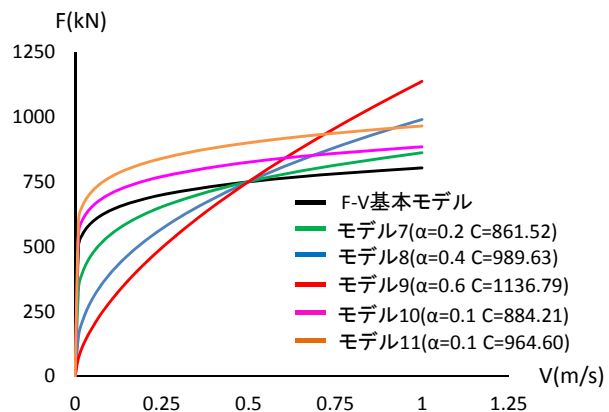


図-7 速度累乗型モデルの検討モデル

イスは速度依存性を有しており、速度依存性を厳密に考慮できる速度累乗型モデルに対してもパラメトリック検討を行った。速度累乗型モデルでは、式(1)によって制震デバイスの抵抗力を評価する。

$$F=CV^\alpha \quad (1)$$

ここに、F：制震デバイスの抵抗力

C：粘性定数

V：相対速度

α ：べき乗係数

静的載荷実験結果に基づいて求めた速度累乗型モデルを‘F-V 基本モデル’と呼ぶこととし、パラメータ解析では図-1の動的載荷実験結果を踏まえ、 α とCを変化させることとした。 α をパラメータとした場合は、定格速度0.5m/sにおいて発揮する荷重は750kNと固定し、 α を0.2, 0.4, 0.6に変化させ、それぞれモデル7, モデル8, モデル9とした。また、Cをパラメータとした場合は、定格速度0.5m/s, α を0.1とし、定格速度において発揮する抵抗力が基本モデルの抵抗力の1.1倍の825kN, 1.2倍の900kNとなるようにCを変化させ、それぞれモデル10, モデル11とした。以上の検討モデルを図-7に示す。

4.3 バイリニア型モデルの検討結果

(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-8に、各モデルの橋脚の曲げ-曲率関係を図-9にそれぞれ示す。まず、図-8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-9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できた。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。

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- δ 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があることが考えられる。

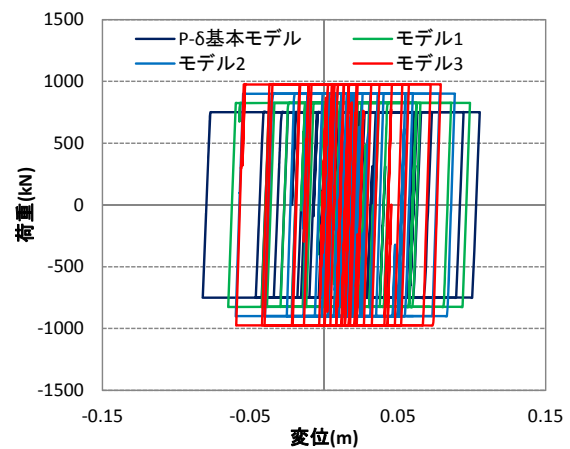


図-8 モデル1～3の制震デバイスの履歴

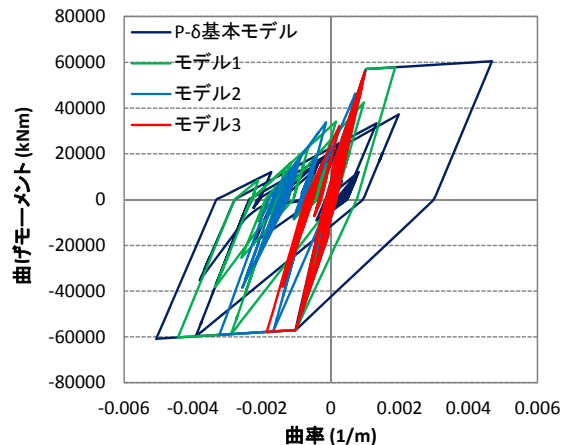


図-9 モデル1～3の曲げ-曲率履歴

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- δ 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。

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-10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。この原因は、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として考えられる。

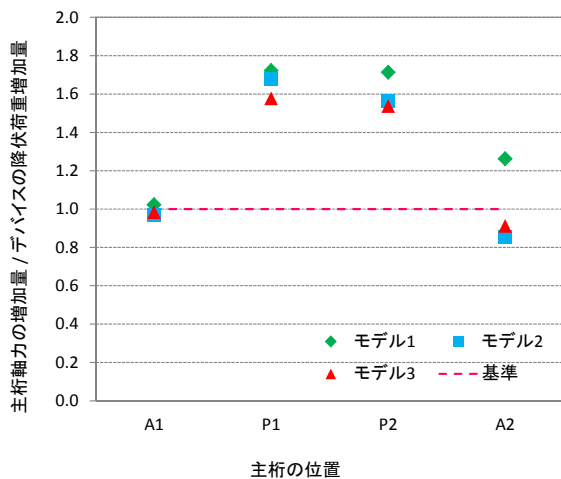


図-10 デバイスの降伏増加量に対する主桁軸力の増加量

(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-11に、各モデルの橋脚の曲げ-曲率関係を図-12にそれぞれ示す。図-11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-12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初期剛性と二次剛性のばらつきは、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。また、橋台頂部に生じるせん断力や主桁の軸力においても、制震デバイスの初期剛性や二次剛性による影響は大きく見られなかった。

4.4 速度累乗型モデルの検討結果

(a) α をパラメータとした検討

式(1)の α をパラメータとした検討において、各モデルのデバイスの荷重-変位履歴を図-13に各モデルの P1 橋脚の曲げ-曲率履歴を図-14に

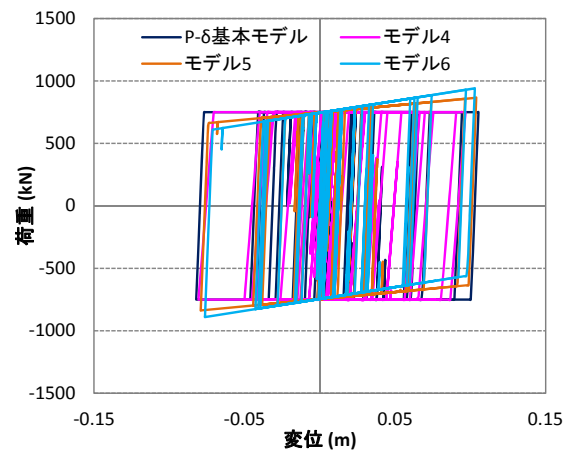


図-11 モデル 4~6 の制震デバイスの履歴

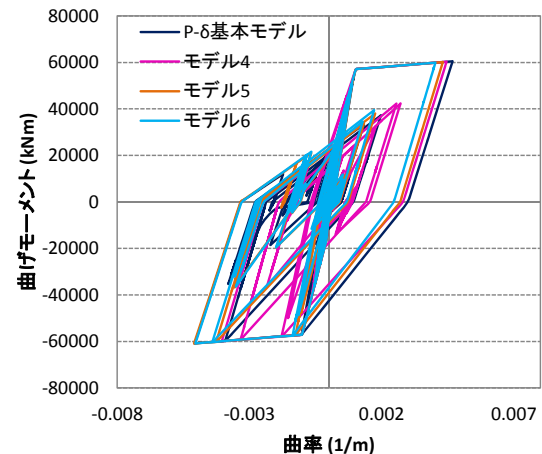


図-12 モデル 4~6 の曲げ-曲率履歴

それぞれ示す。図-13より、 α を大きくすることによって、制震デバイスの最大荷重と最大変位ともに大きくなり、応答のばらつきも大きくなっていくことがわかる。図-7より、べき乗係数 α が変化すると、制震デバイスに生じる早退速度の変化によって荷重の変動度合いが変化することになり、 α が大きくなるにつれて速度の変化による荷重変化が激しくなることがわかる。このため、 α が大きくなると制震デバイスの荷重-変位履歴形状が変化し、結果的に荷重、変位ともに大きな値になったと考えられる。

また、P1橋脚の曲げ-曲率関係については、 α を大きくすることによって橋脚の曲率が大きくなることが確認された。これは、 α が大きくなるにつれ制震デバイスの最大変位が大きくなることから上部構造の変位も大きくなり、橋脚の曲率も大きくなったと考えられる。

(b) Cをパラメータとした検討

制震デバイスの速度依存性を表す式中のCをパラメータとした検討での各モデルのデバイスの履歴を図-15に、各モデルのP1橋脚の曲げ-曲率履歴を図-16にそれぞれ示す。図-15よりC

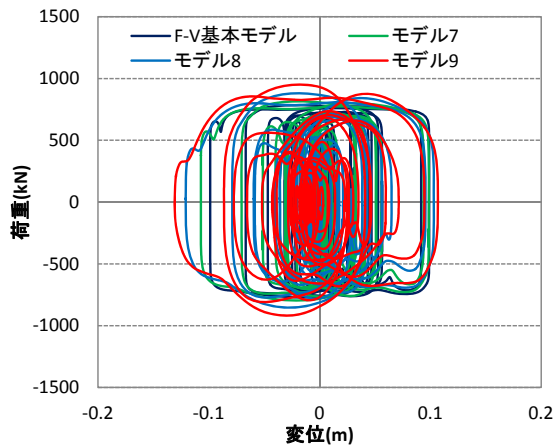


図-13 モデル7～9の制震デバイスの履歴

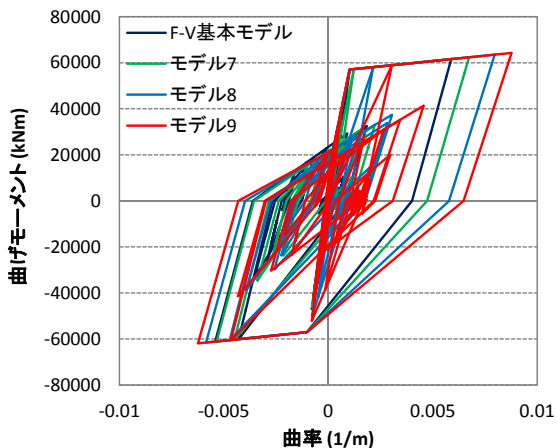


図-14 モデル7～9の曲げ-曲率履歴

を大きくしていくと、制震デバイスの最大荷重は大きくなり、最大変位は小さくなることがわかる。また、P1橋脚の曲率については、Cが大きくなるにつれて曲率が小さくなる結果となった。式(1)のCが変化すると、図-7に示すように制震デバイスの降伏荷重が大きくなるため、降伏荷重をパラメータとしたモデル1～3と同じく、デバイスの変位と上部構造の変位が小さくなり、橋脚の曲率が小さくなったと考えられる。

また、表-4は、Cをパラメータとした場合、橋台に生じる最大せん断力の変化を示したものである。F-V基本モデルに比べ、モデル10、モデル11の定格荷重はそれぞれ225kN、450kN増加しているが、橋台の最大せん断力増加量はモデル10の場合A1橋台で287kN、A2橋台で

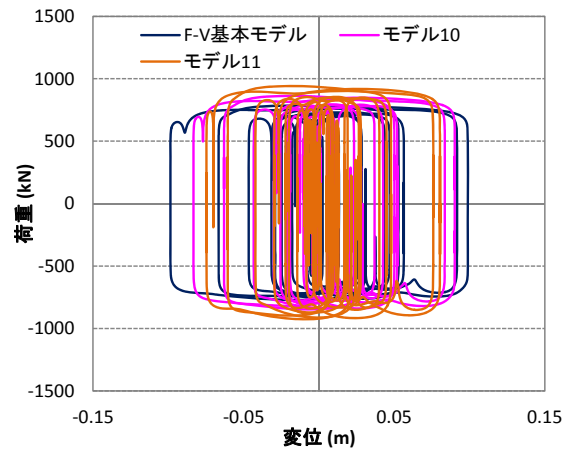


図-15 モデル10、11の制震デバイスの履歴

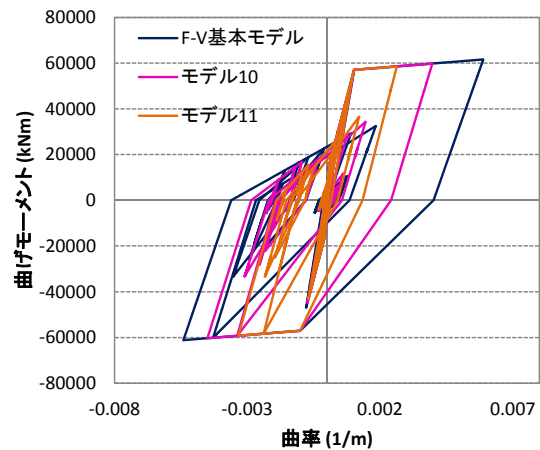


図-16 モデル10、11の曲げ-曲率履歴

表-4 橋台の最大せん断力の変化

検討モデル	定格荷重 増加量	単位:kN	
		A1頂部 最大せん断力	A2頂部 最大せん断力
F-V基本モデル	-	3192	3219
モデル10	+225	3479(+287)	3516(+297)
モデル11	+450	3770(+578)	3812(+593)

※()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。

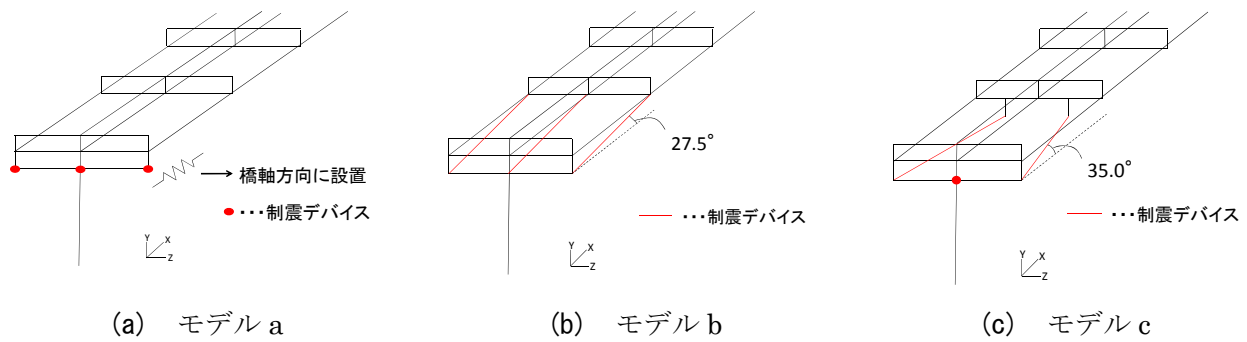


図-17 検討モデル図

表-5 加震ケース

	橋軸方向 単独加震	橋軸直角方向 単独加震	鉛直方向 単独加震	橋軸+橋軸直角 2方向同時加震	橋軸+鉛直2方向 同時加震
モデルa	○	○	○	○	○
モデルb	○	-	○	-	○
モデルc	○	○	-	○	-

297kN, モデル 11 の場合 A1 橋台で 578kN, A2 橋台で 593kN であった。いずれのモデルにおいて定格荷重増加量より橋台頂部のせん断力増加量が大きく現れており, モデル 1~3 と類似した応答変化の傾向が確認された。

5. 制震デバイスを斜め方向に設置した橋梁における入力地震動の加震方法に関する検討

5.1 概要

橋梁に制震デバイスを用いる場合, 地震時慣性力の作用方向と制震デバイスの変形方向を合わせて設置するのが望ましいが, 施工上の理由などから両方向が一致せず, 制震デバイスを斜め方向に設置する場合がある。ここでは, 橋軸方向に制震デバイスを設置する橋梁を対象に, 制震デバイスを橋軸方向に合わせて設置したモデルと斜め方向に設置したモデルを作成し, 単独加震と 2 方向同時加震による動的解析を行い, 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。

5.2 検討モデルおよび加震ケース

3. にて検討した制震デバイスのモデルに基づき, 設置方向を 3 つの方向に対して検討を行った。デバイスの方向を橋軸方向にしたモデルをモデル a, 制震デバイスを鉛直方向に対して斜め方向に設置したモデルをモデル b, 制震デバイスを水平方向に対して斜め方向に設置したモデルをモデル c とした。それぞれのモデル図を図-17 に示す。制震デバイスの非線形履歴モデルとしては, 3. 2 に紹介した P- δ 基本モデル

を用いることとした。

入力地震動は, 3. にて用いたタイプ II-II-1 である。各モデルにおける入力地震動の加震ケースを表-5 に示す。その他の解析条件は, 3. のものと同様である。

5.3 検討結果

図-18 の (a) にモデル a とモデル b の橋軸方向単独加震時の制震デバイスの履歴を, (b) に橋軸, 鉛直方向の 2 方向同時加震時の制震デバイスの応答を示す。また, 図-19 の (a), (b) にモデル a とモデル b の制震デバイス, P1 橋脚, 桁において, 単独加震に対する 2 方向同時加震の最大応答比率を示す。制震デバイスの履歴形状を比較してみると, モデル a, モデル b とともに単独加震と同時加震でそれほど大きな差がないように見受けられる。モデル b の制震デバイスの最大変位においては, 橋軸方向と鉛直方向の 2 方向に同時加震した場合の応答が橋軸方向に単独加震した場合の応答より 1%ほど大きい結果となった。一方, 橋脚や桁の最大応答においては, 単独加震に比べ 2 方向同時加震の応答が 3%~8%ほど大きいことが確認され, 橋梁側の応答においては多少の応答差が見られた。

次に図-20 の (a) にモデル a とモデル c の橋軸方向単独加震時の制震デバイスの履歴を, (b) に橋軸, 鉛直方向 2 方向同時加震時の制震デバイスの応答を示す。また, 図-21 にモデル a とモデル c の制震デバイス, P1 橋脚, 桁において, 単独加震に対する 2 方向同時加震の最大応答比率を示す。モデル c においてもモデル b と同様

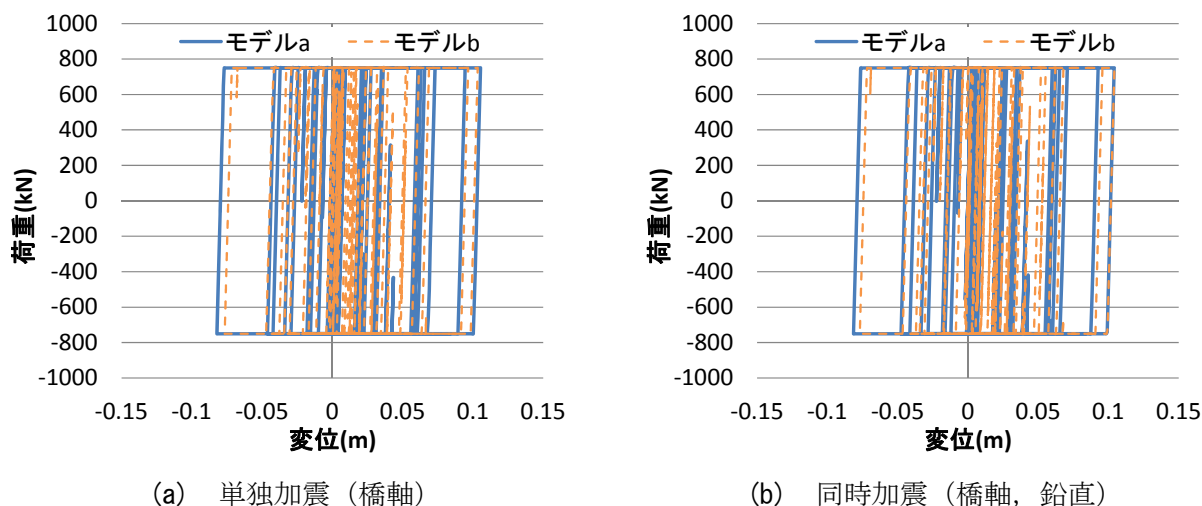


図-18 制震デバイスの履歴の比較

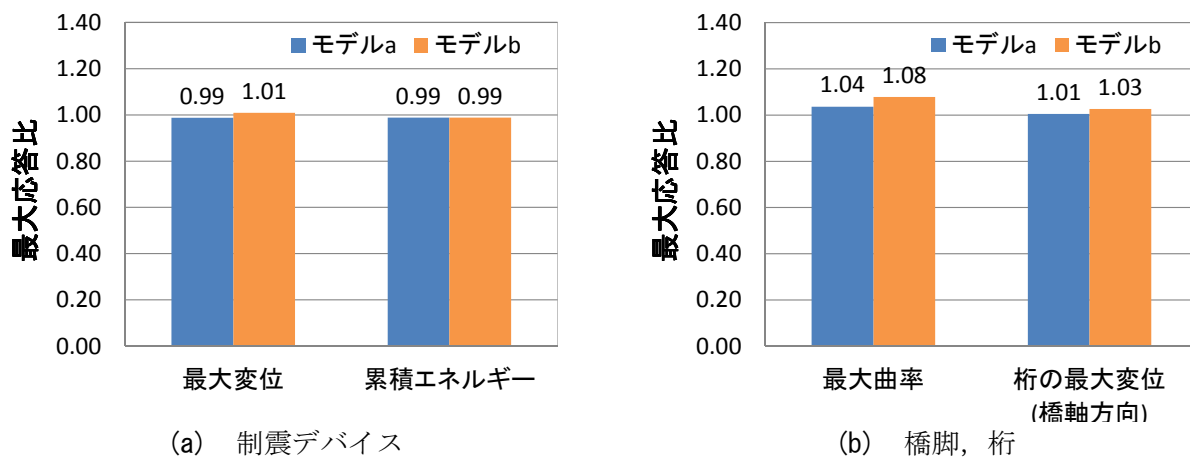


図-19 最大応答比率の比較
(同時加震(橋軸, 鉛直)時の応答 / 橋軸加震時の応答)

に履歴形状では単独加震と同時加震で大きな差は見受けられず、制震デバイスの最大変位においては単独加震と同時加震で約 2% の応答差が見られた。また、橋脚、桁においては、単独加震に比べ 2 方向同時加震の応答が 3%~4% ほど大きい結果となった。

なお、2 方向同時加震の応答が単独加震に比べ小さく現れるケースがありうるが、これは例えば橋軸方向加震時に最大応答が現れる時刻に橋軸直角方向の応答が反対方向に現れることが考えられる。したがって、こうした同時加震による検討を行う際は、地震動を反対方向に対しても検討を行う必要がある。

6. 結論

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。

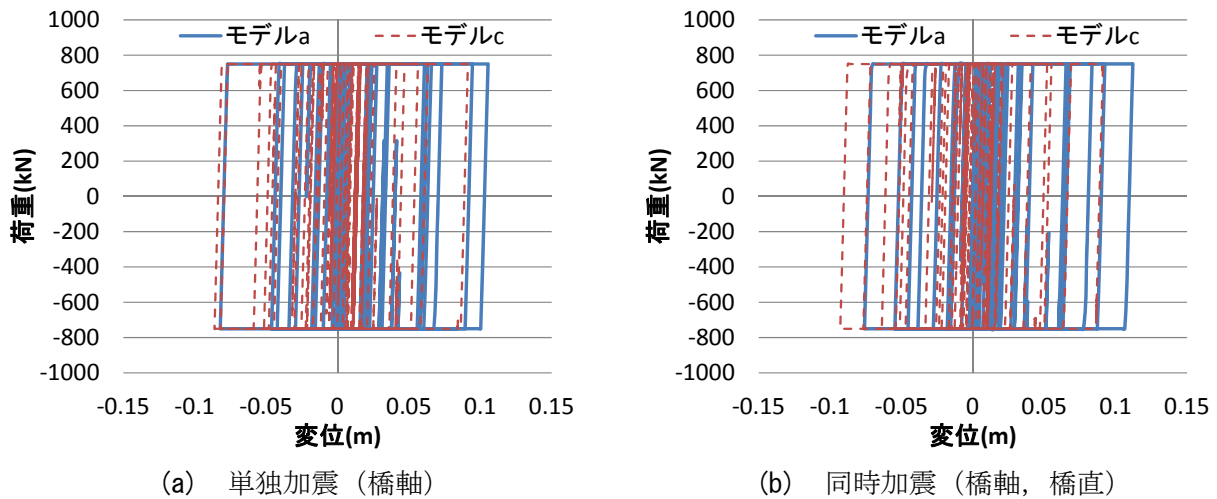


図-20 制震デバイスの履歴の比較

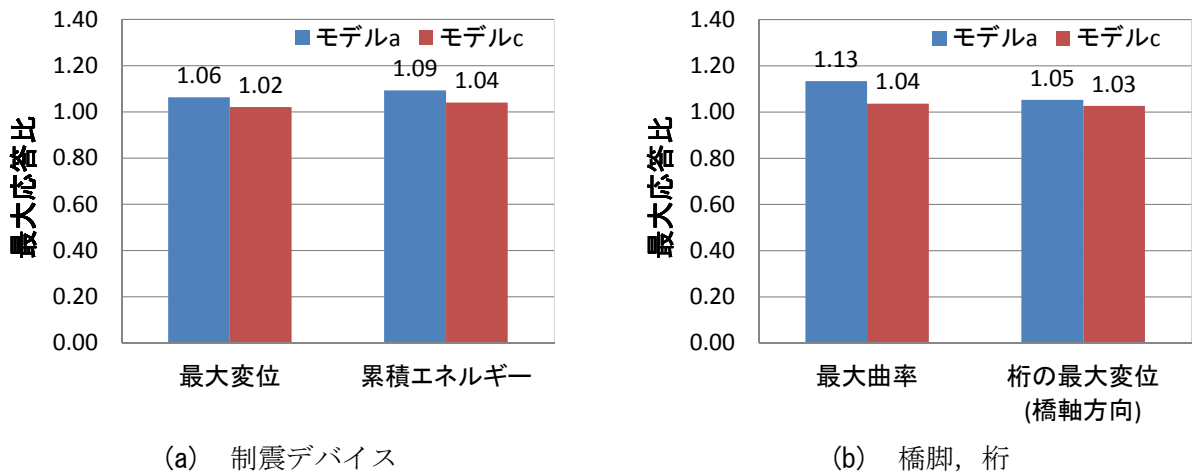


図-21 最大応答比率の比較
(同時加震（橋軸，橋直）時の応答 / 橋軸加震時の応答)

・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。

・速度依存性を考慮できる速度累乗型モデルにおいてべき乗係数 α をパラメータとした検討では、 α が変化すると制震デバイスに生じる早退速度の変化に応じて荷重の変動度合いが変化することになり、ここでは α を大きくすることで制震デバイスの最大荷重、最大変位ともに大きくなる結果が得られた。これにより、橋脚の曲率も大きくなる結果となり、速度累乗型モデルにおいて α は重要なパラメータであるといえる。

・速度累乗型モデルにおいて C をパラメータとしたモデルの検討では、 C を大きくすると制震

デバイスの定格荷重が上昇することになり、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結果と同様に、制震デバイスの最大荷重は大きく、最大変位は小さく、橋脚の最大曲率は小さくなる結果となった。

・デバイスの設置方向を橋軸方向または鉛直方向に対して斜め方向に設置した場合、1 方向単独加震時の応答と 2 方向同時加震時の応答に僅かながら違いが確認された。橋梁に制震デバイスを斜め方向に設置する場合は、2 方向同時加震による動的解析、また入力方向を反対側にした検討が必要と考えられる。こうした斜め方向に設置した制震デバイスの地震時挙動をより精度よく評価するためには、制震デバイスの結合部に対してより詳細にモデル化を行う必要がある、今後こうした検討を続けていく予定である。

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の頂部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べきである。

本報告書の一部の内容は、土木学会地震工学委員会が主催する‘第16回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム’の講演論文集に投稿される予定である。

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法及び設計法に関する共同研究報告書 その1, 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