

橋梁に鉛直斜め方向に設置した制震デバイスの結合条件のモデル化に関する検討

崔 準祐¹・宝蔵寺 宏一²・八ッ元 仁³

¹正会員 九州大学大学院 助教 工学研究院 社会基盤部門 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)
E-mail:choi@doc.kyushu-u.ac.jp

²学生会員 九州大学大学院 修士課程 建設システム工学専攻 (〒819-0395 福岡県福岡市西区元岡744)
E-mail:houzouji@doc.kyushu-u.ac.jp

³正会員 阪神高速道路株式会社 技術部技術開発課 (〒160-0004 大阪府大阪市中央区久太郎町四丁目1-3)
E-mail: hitoshi-yatsumoto@hanshin-exp.co.jp

制震デバイスを用いた橋梁の地震応答解析では、制震デバイスに対して1方向成分を有するバネ要素を用いてシンプルにモデル化するのが一般的であるが、制震デバイスを鉛直斜め方向に設置する場合、制震デバイスの結合条件によっては、橋梁の上部構造の地震時挙動が橋軸方向の一方向の振動だけでなく、鉛直方向の挙動も伴うことも考えられる。そこで、本研究では、制震デバイスの結合条件をピン結合としたモデルと剛結としたモデルを用いて、制震デバイスの設置方向が橋軸方向となす角度をパラメータとした橋梁全体系動的解析を実施し、制震デバイスと橋梁側との結合条件のモデル化が橋梁の地震時応答に与える影響や制震デバイスの設置方向の変化によって剛結モデルとピン結合モデルの間に生じる応答差がどのように変化していくかについて検討を行った。

Key Words : dissipation device, diagonal direction, connection modeling, dynamic analysis

1. はじめに

近年、既設橋梁に制震デバイス等を適用して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が、制震デバイスの性能評価法や制震デバイス本体や取り付け部材の設計法も含めた制震デバイスを用いた橋全体としての耐震設計法についてはまだ確立されていない現状である。こうした背景から、筆者らは、これまで制震デバイスの動的性能検証やモデル化手法の検討、また制震デバイスの性能上のばらつきを考慮した解析モデルを用いた地震応答解析など、橋梁構造物に適用する制震デバイスについて実験や解析による研究を行ってきた^{1), 2), 3), 4), 5)}。

制震デバイスを橋梁に用いる際は、写真-1に示すように制震デバイスの両端にクレビス等を設け、橋梁の上下部構造との結合を橋軸直角軸回り方向もしくは鉛直軸回り方向にピン結合として設置するのが一般的である。また、制震デバイスの設置方向としては、上部構造の地震時慣性力の方向に合わせるのが理想であるが、設置可能な箇所が限定されることなどにより、制震デバイスの設置方向と上部構造の

地震時慣性力の方向が一致していない場合もある。

しかしながら、制震デバイスを用いた橋梁の地震応答解析を行う際は、制震デバイスに対して1方向成分を有するバネ要素を用いてシンプルにモデル化し、制震デバイスと橋梁側との結合条件として剛結にするのが一般的である。しかし、橋梁の上部構造の地震時挙動は、橋軸方向の一方向の振動だけでなく、鉛直方向の挙動も伴うことが考えられる。このため、制震デバイスの挙動や制震デバイスを設置した橋梁の地震時挙動を厳密に評価するためには、制震デバ



写真-1 鉛直斜め方向に設置した制震デバイスの設置例⁶⁾

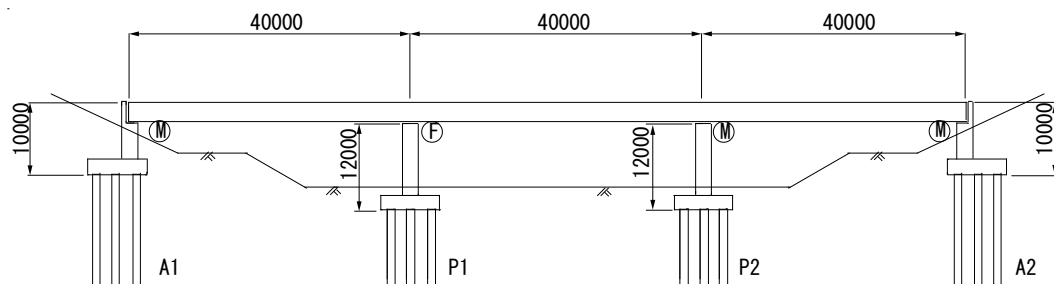


図-1 対象橋梁の一般図 (単位: mm)

表-1 橋梁の諸元

橋長	121.4m
形式	3径間連続鋼鈑桁橋
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	

イスのモデル化において結合条件をより詳細に設定する必要があるが、これまで制震デバイスの結合条件をピン結合として検討した事例は無い。また、制震デバイスを斜め方向に設置した場合の橋梁の地震時応答特性に関する検討事例として、筆者らによる地震動の加震方法に着目した研究⁹⁾があるが、そこでは制震デバイスの結合条件については詳細に検討していない。

そこで、本研究では、制震デバイスと橋梁側との結合条件のモデル化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、制震デバイスの結合条件をピン結合としたモデルと剛結としたモデルを用いて、制震デバイスの設置方向が橋軸方向となす角度をパラメータとした橋梁全体系動的解析を実施した。

2. 解析対象橋梁

解析対象橋梁の一般図を図-1に、諸元を表-1に、使用材料を表-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径間連続鈑桁橋である。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⁷⁾のレベル2地震動に対し橋軸方向の耐震性能を満足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能を満足するよう耐震補強を行った。

3. 解析モデルおよび解析条件

(1) 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-2に示す。図-2に示すように、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。

制震デバイスに対しては、バネ要素を用いてモデル化した。モデル上の設置位置としては、橋台側にはたて壁の上部に連結させ、上部構造とはブラケットを模擬した剛な梁要素に連結させることとした。制震デバイスの非線形特性としては、バイリニアモデルとした。なお、本検討では、橋梁の耐震性能を満足させるため、制震デバイスの必要本数と容量を事前に求めることとした。その結果、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能を満足する結果となった。この750kNの降伏荷重を有する制

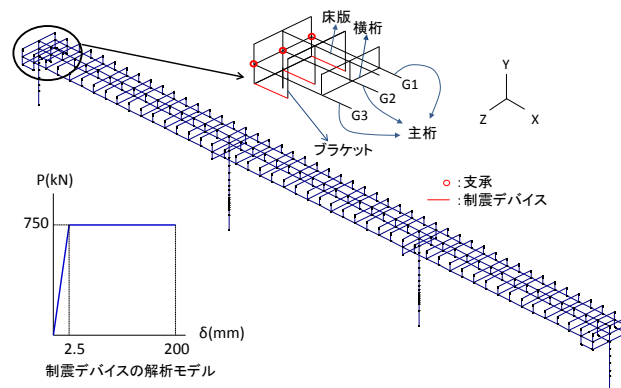


図-2 解析モデル図

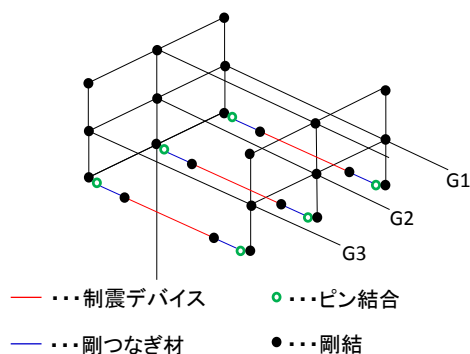


図-3 ピン結合した制震デバイスのモデル化

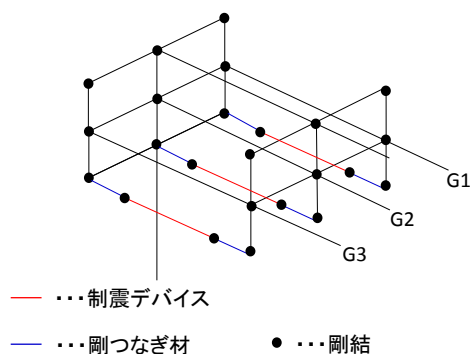


図-4 剛結した制震デバイスのモデル化

震デバイスの解析モデルを用いて、制震デバイスの結合条件を変化させた解析を行うこととした。

また、制震デバイスの結合部のモデル化については、ピン結合したモデルでは、図-3に示すようにバネ要素の両端に仮想の剛つなぎ材を設け、その剛つなぎ材の両端をピン結合として橋梁側に連結させている。一方、剛結したモデルでは、図-4に示すようにバネ要素の両端に剛つなぎ材を設け、剛つなぎ材の両端を剛結として橋梁側に連結させている。

(2) 解析条件

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⁷⁾に示されている標準波タイプⅡを用い、Newmark β 法 ($\beta=0.25$) により数値積分を行った。減衰は要素別Rayleigh減衰により評価し、制震デバイスに対しては粘性減衰を与えないこととした。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・同解説Ⅴ耐震設計編⁷⁾を参考に、主桁を2%、橋脚を2%、橋台を5%、地盤バネを20%とした。

また、本検討では、入力地震動の加震方向を橋軸方向、鉛直方向の2方向としており、橋軸方向には道示標準波タイプⅡ-II-1を、鉛直方向には橋軸方向に入力した地震動の加速度が半分になると仮定して振幅調整した波形を用いることとした。

4. 結合条件の違いによる橋梁の動的応答変化

(1) 概要

制震デバイスの設置方向をパラメータとした検討を行うに先立ち、まず制震デバイスの結合条件の違いによる橋梁の地震時応答の変化について検討することとした。ここでは、制震デバイスの設置方向を橋軸方向に合わせ、結合条件を剛結としたモデルと橋軸直角軸回りをピン結合としたモデルをそれぞれ作成して動的解析を実施し、両モデルの応答を比較した。本文では、制震デバイスの結合条件を剛結としたモデルを「剛結モデル」、結合条件をピン結合としたモデルを「ピン結合モデル」と呼ぶこととし、加震方向により2つのケースに分けて、両モデルの応答差について検討を行った。

(2) 固有値解析

まず、剛結モデルおよびピン結合モデルにおいてそれぞれ固有値解析を行った。剛結モデルの固有値解析の結果を表-3に、ピン結合モデルの固有値解析の結果を表-4に示す。表-3と表-4の固有値解析の結果を比較すると、剛結モデルにおいては、3次モードで橋軸方向に有効質量比が0.550と大きく出ているのに対し、ピン結合モデルでは3次モードと4次モードで橋軸方向への有効質量比がそれぞれ0.290、0.320となっている。また、鉛直方向に関しても、剛結モデルでは7次モードで卓越しているがピン結合モデルでは2次モードおよび7次モードで卓越しており、鉛直方向の変化も確認された。このことから、制震デバ

表-3 固有値解析の結果（剛結モデル）

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	有効質量比		
			X(橋軸)	Y(鉛直)	Z(橋直)
1	2.364	0.423	0.000	0.000	0.550
2	2.899	0.345	0.020	0.000	0.000
3	3.085	0.324	0.550	0.000	0.000
4	3.610	0.277	0.000	0.000	0.000
5	4.053	0.247	0.120	0.000	0.000
6	4.390	0.228	0.050	0.000	0.000
7	4.944	0.202	0.000	0.360	0.000
8	5.222	0.192	0.000	0.000	0.180
9	6.462	0.155	0.000	0.000	0.000
10	8.921	0.112	0.000	0.000	0.000

表-4 固有値解析の結果（ピン結合モデル）

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	有効質量比		
			X(橋軸)	Y(鉛直)	Z(橋直)
1	2.361	0.424	0.000	0.000	0.550
2	2.371	0.422	0.010	0.020	0.000
3	2.700	0.370	0.290	0.000	0.000
4	3.346	0.299	0.320	0.000	0.000
5	3.609	0.277	0.000	0.000	0.000
6	4.053	0.247	0.120	0.000	0.000
7	4.112	0.243	0.000	0.310	0.000
8	5.217	0.192	0.000	0.000	0.180
9	6.456	0.155	0.000	0.000	0.000
10	8.432	0.119	0.020	0.000	0.000

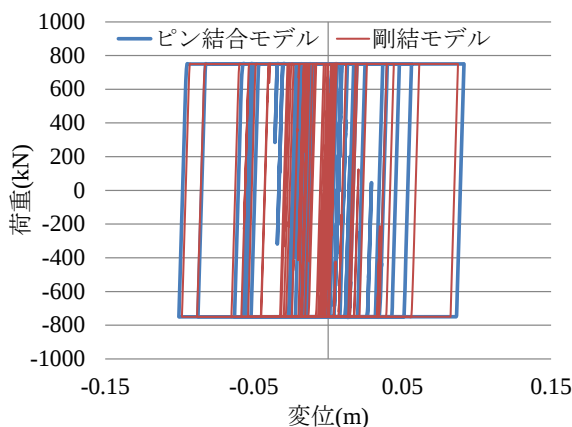


図-5 制震デバイスの履歴

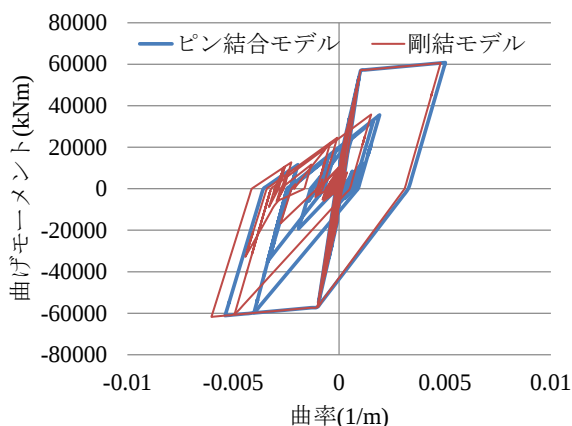


図-6 橋脚の曲げ-曲率関係

イスの結合条件をピン結合とすることで、対象橋梁の橋軸方向と鉛直方向の振動特性に変化が生じることが分かった。なお、Rayleigh減衰の設定にあたっては、減衰設定の違いによる応答差が生じないように、ピン結合モデル、剛結モデルともに剛結モデルの固有値解析結果に基づいている。

(3) 動的解析

ここでは、剛結モデルとピン結合モデルに対し、それぞれ橋軸単独加震と鉛直単独加震による動的解析を行い、両モデルの制震デバイスの応答や橋梁の地震時応答を比較した。

a) 橋軸方向単独加震

剛結モデルとピン結合モデルの制震デバイスの履歴を比較したものを図-5に、P1橋脚基部の曲げ-曲率関係を図-6に示す。また、桁端部の橋軸方向変位時刻歴と第一径間中央部の鉛直方向変位時刻歴を比較したものを図-7と図-8にそれぞれ示す。図-5と図-6より、制震デバイスの履歴とP1橋脚の曲げ-曲率関係において、剛結モデルとピン結合モデルとの間に大きな差は見られないことがわかる。また、図-7より、桁端部の橋軸方向変位においても大きな差がないことが確認された。一方、図-8より、

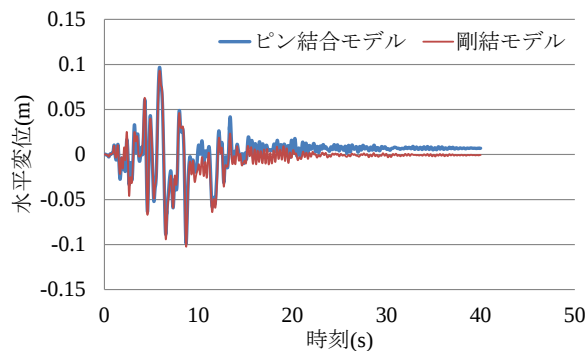


図-7 桁端部の橋軸方向変位時刻歴

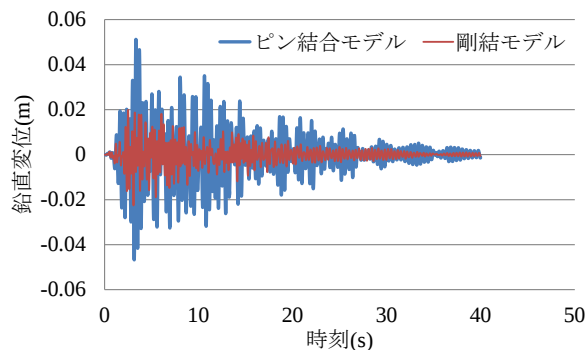


図-8 第一径間中央部の鉛直方向変位時刻歴

桁の鉛直方向変位については、ピン結合モデルが剛結モデルに比べ最大で約2.5倍程度大きな値を示した。また、両モデルの時刻歴の特性が大きく異なっており、制震デバイスの結合条件を変化させることによって上部構造の鉛直方向への挙動特性が変化していることが考えられる。

次に、図-9に制震デバイスが連結されているブラケットの軸力時刻歴を、図-10にA1橋台、A2橋台、P1橋脚、P2橋脚における支承部の鉛直方向反力の最大値を比較したものを示す。図-9より、ブラケットの軸力は、ピン結合モデルでは0に近い値を示しているのに対し、剛結モデルでは最大で2000kN以上の大きな値が現れている。また、図-10より、支承部の鉛直反力の最大値においても剛結モデルとピン結合モデルの応答差が確認できる。A1橋台、A2橋台の支承部においては、剛結モデルがピン結合モデルに比べ約2000kN程度大きな値が生じた。一方、P1橋脚、P2橋脚の支承部においては、剛結モデルに比べピン結合モデルの方で大きな値が生じているが、その差は約500kN程度で、橋台の支承部で生じた差より小さい。これらの結果から、剛結モデルにおいてはブラケットや橋台の支承が桁の鉛直方向への変位を抑制しており、その結果として桁の鉛直変位が小さくなっていることが考えられる。一方、ピン結合モデルにおいては、制震デバイス両端が橋軸直角軸回りにピン結合されていることによって、ブラケットや支承部が桁の鉛直変位を抑制しにくい変形性状を示していることが考えられる。

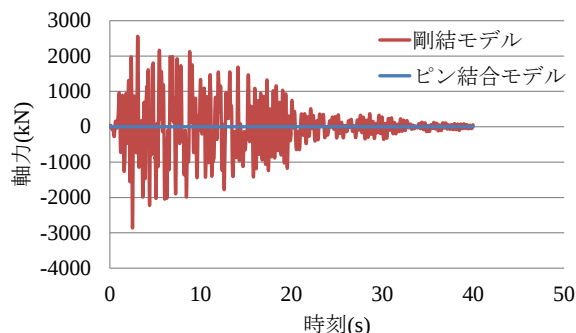


図-9 ブラケットの軸力時刻歴

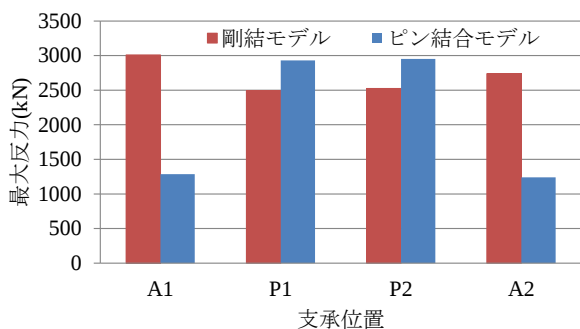


図-10 支承部の鉛直方向反力の比較

以上より、剛結モデルとピン結合モデルの間に、桁の鉛直変位に大きな応答差が生じた原因としては、制震デバイス両端の結合条件を変化させることによって橋梁全体の振動特性が変化し、剛結モデルにおいて桁の鉛直変位が抑制されたことが挙げられる。

b) 鉛直方向単独加震

制震デバイスの履歴を比較したものを図-11に、P1橋脚基部の曲げ-曲率関係を図-12に、桁端部の橋軸方向変位時刻歴と第一径間中央部の鉛直方向変位時刻歴を比較したものを図-13、図-14にそれぞれ示す。図-11、図-12、図-13より、制震デバイスの履歴、P1橋脚基部の曲率、桁の橋軸方向変位において、剛結モデルとピン結合モデルの間に応答差はみられるものの、これらの応答は橋軸方向加震に比べると非常に小さい。また、図-14の桁の第一径間中央部の鉛直変位に関しては、剛結モデルとピン結合モデルでの最大値に大きな差は見られなかったが、両モデルで最大変位が現れる時刻が異なっていることが確認された。このことから、鉛直方向加震の場合でも、剛結モデルとピン結合モデルの上部構造の鉛直方向への挙動特性が異なっていることが分かる。

次に、図-15に制震デバイスが連結されているブラケットの軸力時刻歴を、図-16にA1橋台、A2橋台、P1橋脚、P2橋脚の支承部の鉛直方向反力の最大値を比較したものを示す。図-15より、ブラケットの軸力は、ピン結合モデルでは0に近い小さな値であるのに対し、剛結モデルでは最大で1500kN程度の値が現れている。しかし、図-16より、A1橋台、A2橋台、P1橋脚、P2橋脚の支承部の鉛直方向反力において、ピン結合モデルに比べて剛結モデルが大きな値を示しているが、A1橋台、A2橋台の支承部

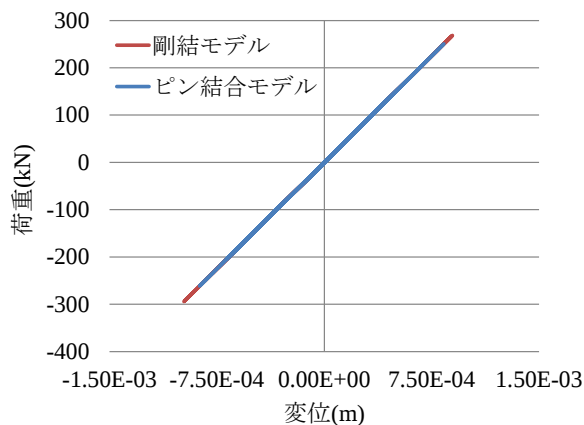


図-11 制震デバイスの履歴

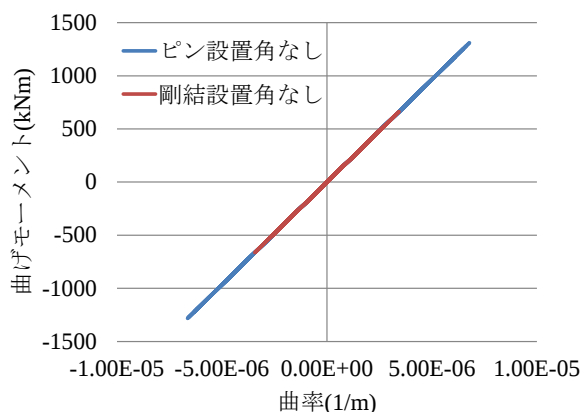


図-12 橋脚の曲げ-曲率関係

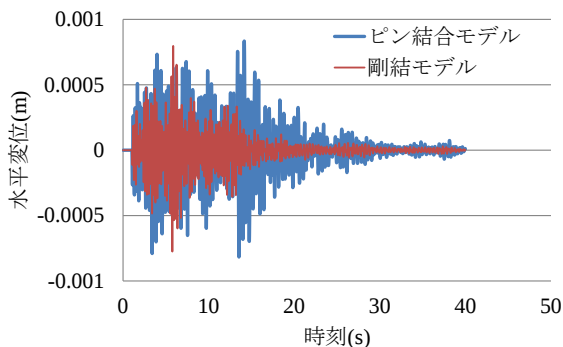


図-13 桁端部の橋軸方向変位時刻歴

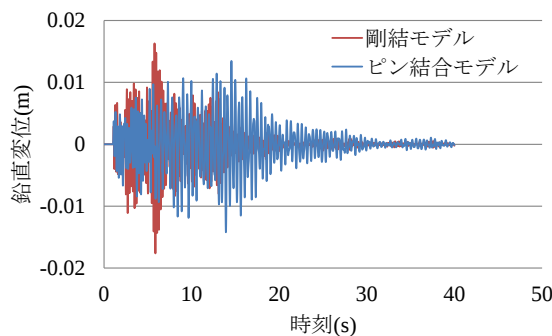


図-14 第一径間中央部の鉛直方向変位時刻歴

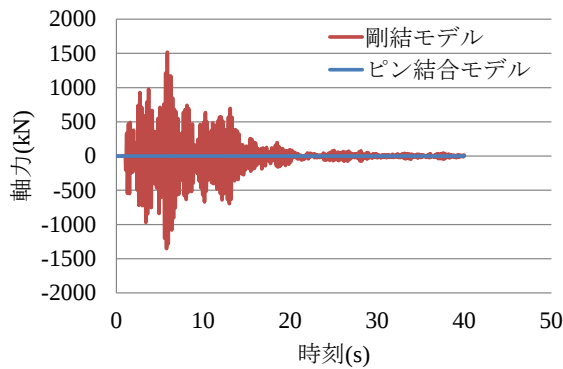


図-15 ブラケットの軸力時刻歴

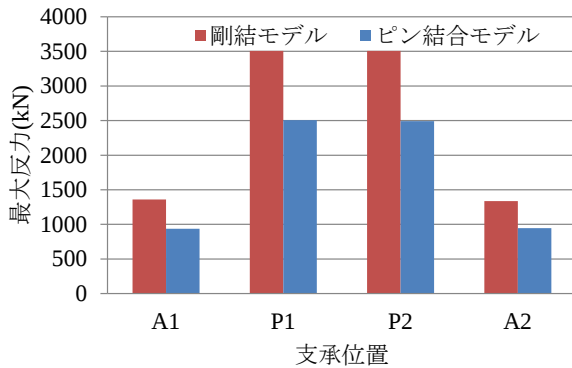


図-16 鉛直方向支承反力

においては、剛結モデルとピン結合モデルの反力差は、橋軸単独加震時のものと比べて小さい。このことが原因で、鉛直単独加震時の場合は、剛結モデルとピン結合モデルの桁端部の鉛直方向変位において、橋軸単独加震時ほど大きな差が生じていないことが考えられる。

5. 制震デバイスの設置方向をパラメータとした検討

(1) 概要

4.では制震デバイスの結合条件のモデル化の違いによる応答差について検討を行ったが、ここでは制震デバイスの設置方向をパラメータとして3つのモデルを作成し、それぞれのモデルで剛結モデルとピン結合モデルを用いて動的解析を行い、制震デバイスの設置方向の変化によって、剛結モデルとピン結合モデルの間に生じる応答差がどのように変化していくかについて検討を行った。

(2) 検討モデル

制震デバイスの設置方向を変化させた3つのモデルのイメージ図を図-17に示す。本検討では、制震デバイスを鉛直方向に対して斜めに設置しており、設置方向が橋軸方向となす角度を制震デバイスの設置角としてパラメータとした。制震デバイスの設置角としては、ブラケットの長さを約半分にした 13.7° 、ブラケットの長さを約4

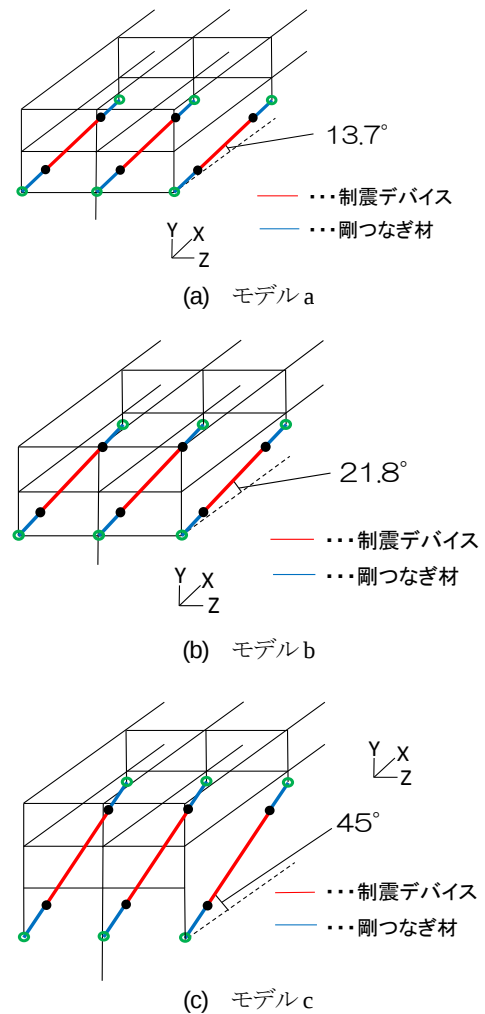


図-17 検討モデルのイメージ図

分の1にした 21.8° 、橋台側の連結位置をたて壁の上部より少し下げた 45° の3つの角度を設定し、それぞれのモデルを‘モデルa’、‘モデルb’、‘モデルc’と呼ぶこととする。この3つのモデルに加え、4.で検討を行った制震デバイスに設置角を持たせていないモデルも併せて比較検討を行った。

(3) 固有値解析

(2)にて紹介した3つの検討モデルの剛結モデルおよびピン結合モデルに対し、それぞれ固有値解析を行った。剛結モデルの固有値解析の結果を表-5に、ピン結合モデルの固有値解析の結果を表-6に示す。ここでは、1次から10次モードまでで、有効質量比が各方向に大きく現れているモードのみを示している。剛結モデルの場合は、表-5に示すように、モデルaとモデルbとでは固有振動特性の変化がさほど大きくみられていないが、モデルcの場合は橋軸方向の有効質量比が大きいモードにおいて、モデルaとモデルbに比べ固有周期や各モードの有効質量比に大きな変化が確認された。例えば、モデルcの3次モードでは固有周期が0.332秒であるが、モデルaとモデルbの3

表-5 固有値解析の結果（剛結モデル）

(a) 剛結モデル a

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	有効質量比		
			X(橋軸)	Y(鉛直)	Z(橋直)
1	2.384	0.419	0.000	0.000	0.540
2	2.898	0.345	0.010	0.000	0.000
3	3.124	0.320	0.560	0.000	0.000
5	4.053	0.247	0.120	0.000	0.000
6	4.376	0.229	0.050	0.000	0.000
7	4.935	0.203	0.000	0.360	0.000
8	5.283	0.189	0.000	0.000	0.200

(b) 剛結モデル b

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	有効質量比		
			X(橋軸)	Y(鉛直)	Z(橋直)
1	2.395	0.418	0.000	0.000	0.540
2	2.896	0.345	0.010	0.000	0.000
3	3.130	0.320	0.560	0.000	0.000
5	4.053	0.247	0.120	0.000	0.000
6	4.359	0.229	0.040	0.000	0.000
7	4.928	0.203	0.010	0.360	0.000
8	5.346	0.187	0.000	0.000	0.200

(c) 剛結モデル c

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	有効質量比		
			X(橋軸)	Y(鉛直)	Z(橋直)
1	2.419	0.413	0.000	0.000	0.510
2	2.877	0.348	0.060	0.000	0.000
3	3.013	0.332	0.510	0.000	0.000
5	4.053	0.247	0.120	0.000	0.000
6	4.273	0.234	0.020	0.000	0.000
7	4.896	0.204	0.000	0.360	0.000
8	5.725	0.175	0.000	0.000	0.250

次モードでは、いずれのモデルも固有周期が0.320秒とモデルaに比べ固有周期が短くなっていることがわかる。

また、ピン結合モデルにおいても剛結モデルと同じく、表-6に示すようにモデルaとモデルbの固有振動特性の変化は大きくないが、モデルcの場合は固有振動特性に大きな変化が確認された。また、ピン結合モデルの場合は、鉛直方向の振動特性もモデルcより大きく変化していることが確認された。

以上より、制震デバイスの設置角が大きくなっていくと、対象橋梁の橋軸方向と鉛直方向への振動特性が大きく変化していく可能性があることがわかった。これらの結果は、動的解析の結果にも影響を与えるものと考えられる。

(4) 動的解析

設置角を変化させた3つのモデルに対して動的解析を行い、加震方向ごとに応答の比較を行った。なお、動的解析を行う際に入力した地震動は、4.で用いた入力地震

表-6 固有値解析の結果（ピン結合モデル）

(a) ピン結合モデル a

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	有効質量比		
			X(橋軸)	Y(鉛直)	Z(橋直)
1	2.371	0.422	0.010	0.020	0.000
2	2.381	0.420	0.000	0.000	0.540
3	2.690	0.372	0.300	0.000	0.000
4	3.343	0.299	0.310	0.000	0.000
6	4.053	0.247	0.120	0.000	0.000
7	4.114	0.243	0.000	0.310	0.000
8	5.281	0.189	0.000	0.000	0.200
10	8.426	0.119	0.020	0.000	0.000

(b) ピン結合モデル b

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	有効質量比		
			X(橋軸)	Y(鉛直)	Z(橋直)
1	2.370	0.422	0.010	0.020	0.000
2	2.393	0.418	0.000	0.000	0.530
3	2.677	0.374	0.310	0.000	0.000
4	3.324	0.301	0.300	0.000	0.000
5	3.745	0.267	0.000	0.000	0.010
6	4.053	0.247	0.120	0.000	0.000
7	4.114	0.243	0.000	0.310	0.000
8	5.344	0.187	0.000	0.000	0.200
10	8.420	0.119	0.010	0.000	0.000

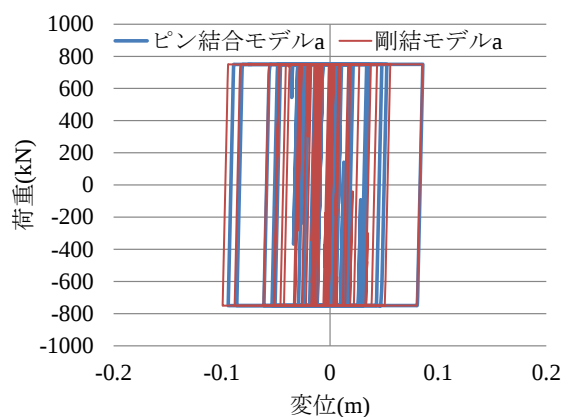
(c) ピン結合モデル c

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	有効質量比		
			X(橋軸)	Y(鉛直)	Z(橋直)
1	2.379	0.420	0.270	0.000	0.000
2	2.416	0.414	0.000	0.000	0.510
3	2.514	0.398	0.100	0.020	0.000
4	3.523	0.284	0.210	0.000	0.000
6	4.053	0.247	0.120	0.000	0.000
7	4.194	0.238	0.000	0.310	0.000
8	5.725	0.175	0.000	0.000	0.250
10	8.167	0.122	0.040	0.020	0.000

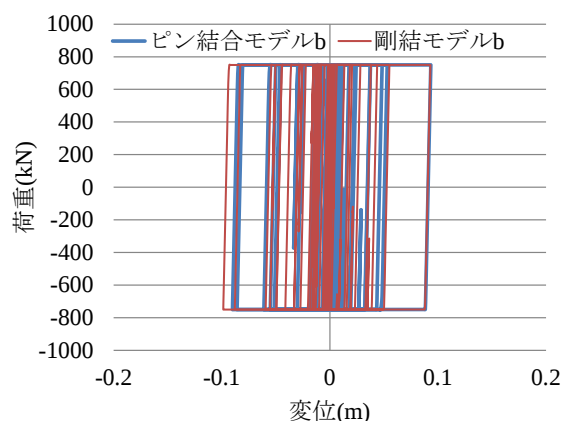
動と同じである。

a) 橋軸方向単独加震

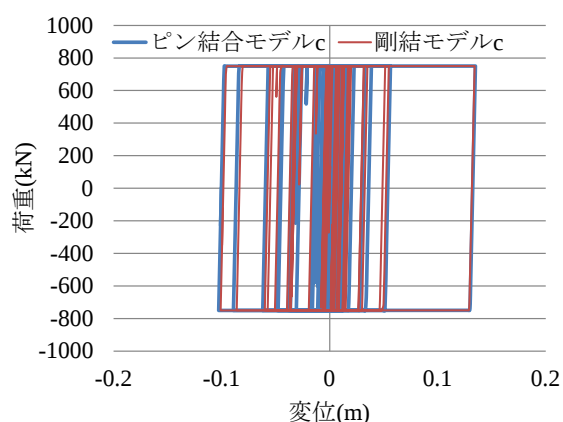
剛結モデルとピン結合モデルの制震デバイスの履歴を設置角ごとに比較したものを図-18に、桁端部の橋軸方向の最大変位応答を設置角ごとに比較したものを図-19に示す。図-18より、制震デバイスの履歴においては、すべての設置角において、剛結モデルとピン結合モデルの間にほとんど応答差はみられなかったが、設置角が大きくなるにつれて制震デバイスの変位が大きくなっていくことが確認された。これに伴い、桁端部の橋軸方向変位においても、図-19に示すように制震デバイスの設置角を大きくするにつれて橋軸方向変位も大きくなっていくことがわかった。特にモデルcにおいては、モデルaとモデルbに比べ、桁端部の橋軸方向の最大変位応答が、剛結モデル、ピン結合モデルともに大きく増加することが確認された。このことから、設置角を大きくしていくと、制震デバイスの結合条件に関わらず、上部構造の橋軸方向変位が大きく評価されることがわかる。これは、制震デバ



(a) モデル a



(b) モデル b



(c) モデル c

図-18 制震デバイスの履歴の比較

イスの設置角の変化によりデバイスの挙動自体が変わったこと、また有効質量比が橋軸方向に大きく現れているモードにおいて、制震デバイスの設置角が大きくなるにつれて対象橋梁の固有振動特性が変化することが原因として考えられる。

次に、桁の第一径間中央部における鉛直方向の最大変位応答を設置角ごとに示したものを図-20に、P1橋脚基部の最大曲率を図-21にそれぞれ示す。図-20より、第一径間中央部の桁の鉛直変位については、制震デバイスの設置角を大きくするにつれて鉛直変位が少しずつ減少していくことが確認された。剛結モデルとピン結合モデル

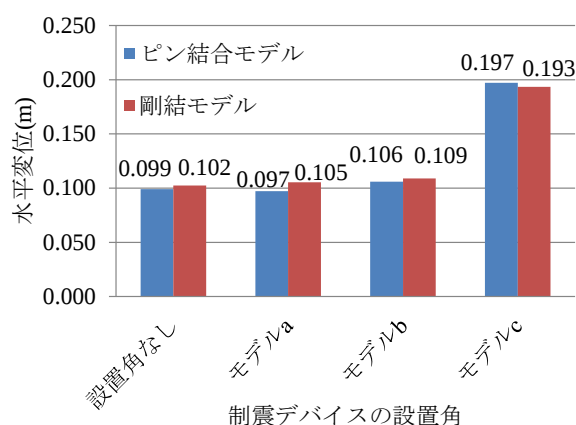


図-19 桁端部の橋軸方向の最大変位応答

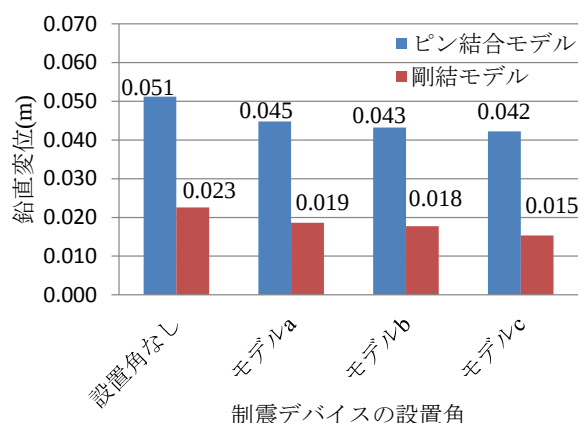


図-20 第一径間中央部の桁の鉛直方向の最大変位応答

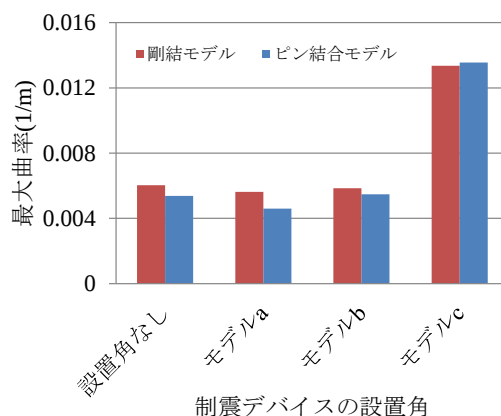


図-21 P1 橋脚基部の最大曲率

の間に生じる応答差については、桁端部の橋軸方向変位、第一径間中央部の桁の鉛直変位ともに、制震デバイスの設置角を変化させてもほぼ変化が見られなかったため、制震デバイスの設置角は、ピン結合モデルと剛結モデルの桁の変位に生じる応答差にはそれほど影響を及ぼさないと考えられる。P1橋脚基部の曲率については、図-21に示すように、設置角なしのモデル、モデルa、モデルbではほぼ変化がないが、モデルcにおいて応答が急増した。これは、モデルcにおいて制震デバイスの挙動や対象橋梁の振動特性が大きく変化したことにより上部構造の橋軸方向変位応答が大きく増加したことが原因と考えられる。

b) 鉛直方向単独加震

制震デバイスの最大変位応答と桁端部の橋軸方向の最大変位応答を設置角ごとに比較したものをそれぞれ図-22、図-23に示す。図-24は、桁の第一径間中央部の鉛直方向の最大変位応答を設置角ごとに示したものである。

図-22より、橋軸単独加震時と同様に、制震デバイスの設置角を大きくするにつれて、制震デバイスの最大変位応答が増加していくことがわかる。また、制震デバイスの設置角を大きくすることによる制震デバイスの最大変位応答の増加量が剛結モデルに比べピン結合モデルの方が大きくなっており、制震デバイスの設置角が大きい場合は制震デバイスの結合条件のモデル化によっても応答が大きく変わることが確認された。また、桁の橋軸方向の変位応答に関しても、図-23に示すように、剛結モデルでは設置角の変化によって桁の橋軸方向の変位応答がほとんど変わっていないが、ピン結合モデルの場合は設置角の変化によって桁の橋軸方向の変位応答が大きくなっていくことが確認された。

また、桁の鉛直方向の最大変位応答については、図-24に示すように、剛結モデルの場合、制震デバイスの設置角が大きくなるにつれて桁の鉛直変位が少しずつ大きくなっているが、ピン結合モデルの場合は、デバイスの設置角をモデルaとモデルbでは応答が増大していたが、モデルcでは桁の鉛直変位が逆に減少する結果となった。このような結果になったのは、(3)にて述べたとおりピン結合モデルではモデルcにおいて鉛直方向への振動特性の変化が大きく変化していたことが一因として考えられる。

6. まとめ

本研究では、制震デバイスと橋梁側との結合条件のモデル化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、制震デバイスの結合条件をピン結合としたモデルと剛結としたモデルを用いて、制震デバイスの設置方向が橋軸方向となす角度をパラメータとした橋梁全体系動的解析を実施した。本研究で得られた知見を以下に示す。

(1) 結合条件の違いによる橋梁の動的応答変化

橋軸単独加震の場合は、制震デバイスの最大変位や桁の橋軸方向変位においては、ピン結合モデルと剛結モデルの間に応答差は生じていなかったが、桁の鉛直方向変位においては、剛結モデルに比べてピン結合モデルの方が大きく変位が生じる結果となった。また、剛結モデルでは、橋台の支承の鉛直反力や、制震デバイスが接続しているブラケットの軸力において、ピン結合モデルより大きな力が生じていることが確認された。剛結モデルの

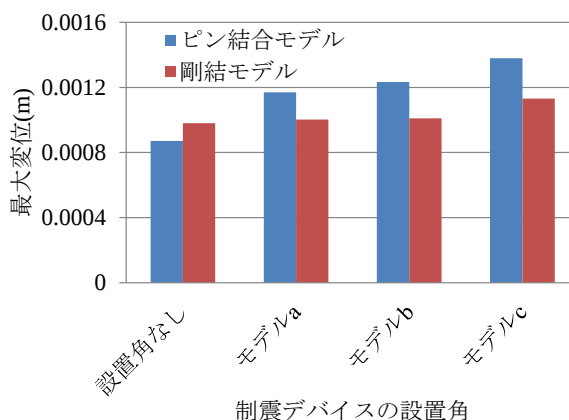


図-22 制震デバイスの最大変位応答

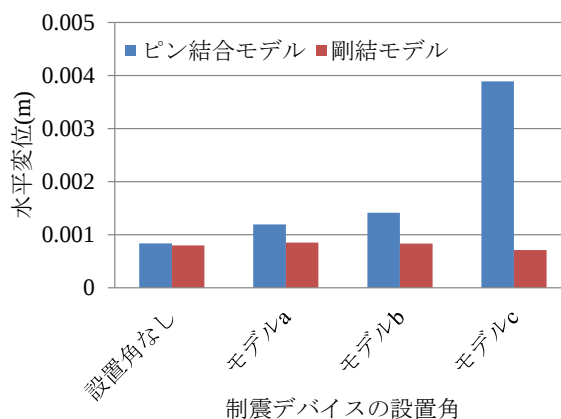


図-23 桁端部の橋軸方向の最大変位応答

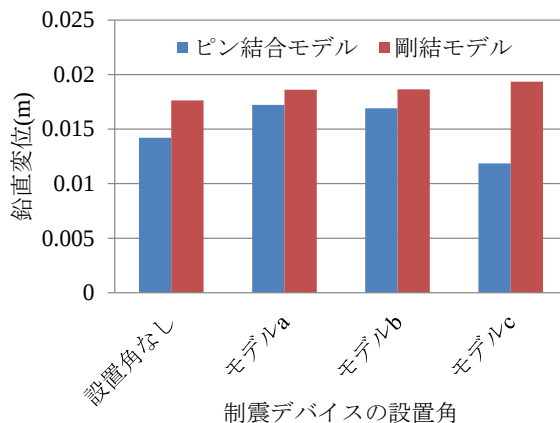


図-24 第一径間中央部の桁の鉛直方向の最大変位応答

場合、橋台の支承部や制震デバイスが連結されているブラケットが桁に生じる鉛直変位を抑制していることが考えられる。

一方、鉛直単独加震の場合は、制震デバイスの最大変位応答や桁の橋軸方向変位、鉛直方向変位において、剛結モデルとピン結合モデルの間に大きな差は見られなかったものの、結合条件の変化による対象橋梁の固有振動特性の変化により、上部構造の鉛直方向への挙動特性が両モデルで大きく異なっていることが確認された。

(2) 制震デバイスの設置方向をパラメータとした検討

橋軸単独加震の場合は、制震デバイスの設置角が大きくなっていくと、桁の橋軸方向の最大変位応答が急増する可能性があることが確認された。これは、制震デバイスの設置角の変化によりデバイスの挙動自体が変わったこと、また制震デバイスの設置角が大きくなるにつれて対象橋梁の固有振動特性が変化することが原因として考えられる。

鉛直単独加震の場合は、ピン結合モデル、剛結モデルともに設置角が大きくなるにつれて制震デバイスの変位応答が増加していたが、その応答の増加量は剛結モデルに比べピン結合モデルの方が大きくなっており、制震デバイスの設置角が大きい場合は制震デバイスの結合条件のモデル化によっても応答が大きく変わる可能性がある。また、桁の橋軸方向変位に関しても、制震デバイスの設置角が大きくなるにつれて、剛結モデルに比べピン結合モデルの応答が大きくなることが確認された。

(3) おわりに

本研究により、結合条件のモデル化の違いによって、主に桁の鉛直方向の変位応答に大きな変化が現れることがわかった。また、ピン結合モデルにおいては、制震デバイスの設置角が大きくなると、桁の橋軸方向変位および鉛直方向変位が急激に変化する可能性があることがわかった。すなわち、制震デバイスの設置角が大きい場合は、結合部のモデル化によっては橋梁の地震時応答の予測精度が大きく異なる可能性があり、制震デバイスを斜

め方向に設置した橋梁の地震応答解析を行う際には、制震デバイスの結合条件に対して適切にモデル化することが重要である。

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法および設計法に関する共同研究報告書，2012.3
- 2) 崔準祐，堺淳一，ハッ元仁，星隈順一：振動台実験との比較に基づく動的解析による制震デバイスの応答予測精度の検証，第15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講演論文集，pp.337-344，2012.7
- 3) 宝蔵寺宏一，崔準祐：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，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講演論文集，pp.37-42，2013.7
- 4) Joon-Ho Choi, Hisanori Otsuka, Koichi Hozoji : Influence of performance variation of dissipation device on seismic response of bridge structure system, Proceedings of the 2013 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics, pp.3631-3638, 2013.9
- 5) 宝蔵寺宏一，崔準祐，大塚久哲：橋梁に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関する検討，土木学会第68回年次学術講演会，2013.9
- 6) オイレス工業（株）ホームページ
http://www.oiles.co.jp/bridge/menshin/bm_s/
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.

ANALYTICAL STUDY ON THE MODELING METHOD FOR CONNECTION CONDITION OF DISSIPATION DEVICE INSTALLED WITH DIAGONAL DIRECTION IN BRIDGE STRUCTURE

Joon-Ho CHOI, Koichi HOZOJI and Hitoshi YATSUMOTO

In seismic analysis for the bridge equipped with dissipation device, in general, the analytical model for dissipation device has been made of the spring member with one direction simply. However, not only the longitudinal behavior but vertical behavior of superstructure could be also changed significantly by modeling for connection condition when dissipation device was installed with diagonal direction. In this study, to clarify the influence of modeling method for connection condition of dissipation device on seismic analyses of bridge structure, case studies using non-linear dynamic analysis were carried out. Here in, rigid connected model and pin connected model for dissipation device were used respectively in 3 models varied with equipping direction of dissipation device. The seismic responses of dissipation device and bridge member obtained parametric analyses were compared.