

橋梁に水平斜め方向に設置した制震デバイス部のモデル化手法がデバイスと周辺部材の地震時応答に及ぼす影響

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

制震デバイスを橋梁に適用する際は、デバイス以外にブラケットや結合部と構成して比較的複雑な形で設置されるが、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ことが多い。しかし、制震デバイスを斜め方向に設置した場合、こうしたシンプルなモデル化手法では、制震デバイスに作用する地震力を含め、制震デバイスや周辺部材の地震時挙動を精度よく評価することは困難であると考えられる。そこで、本研究では、制震デバイスを水平斜め方向に設置した橋梁を対象に、制震デバイス部に対してブラケットや結合条件を詳細にモデル化したモデルを提案し、橋梁全体系による地震応答解析を行った。制震デバイスをはじめ、支承部やブラケット、上部構造などの制震デバイスの周辺部材に作用する地震時応答について、従来の設計モデルとして用いられていたシンプルなモデルと比較した。

Key Words : dissipation device, horizontal oblique direction, modeling method

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て解析モデルをパラメータとし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)~5)}。

制震デバイスは、地震時エネルギー吸収能を発揮



写真-1 水平斜め方向に設置した
制震デバイスの設置例

させるためには上部構造の地震時慣性力の方向に合わせて設置するのが効果的であるが、施工条件の制約などによりデバイスの可動方向と上部構造の慣性力方向が一致せず、写真-1に示すようにデバイスを

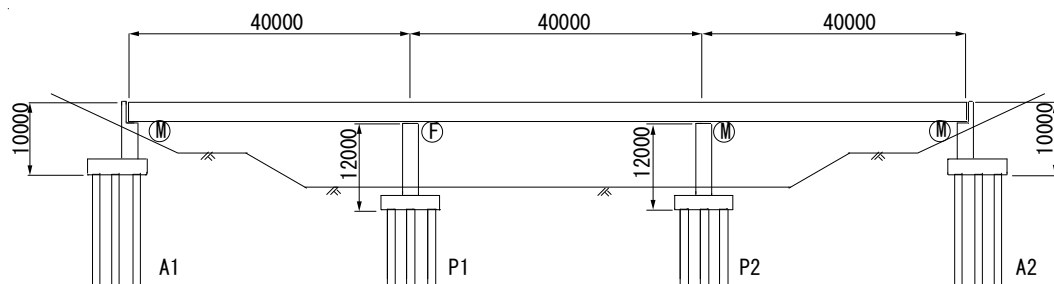


図-1 対象橋梁の一般図 (単位: mm)

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	

斜め方向に設置する場合もある。また、制震デバイスの両端にはクレビス等を設け、橋梁側との結合をピン結合として設置することが一般的であり、制震デバイスは比較的複雑な構造機構として橋梁に適用される場合が多い。しかし、制震デバイスを設置した橋梁の地震応答解析を行う際は、制震デバイスに対し、一般に支承部位置に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ており、デバイスの結合条件や取付部については詳細にモデル化していない。

このように、制震デバイスに対してシンプルなモデル化手法を用いて橋梁の地震応答解析を行うと、地震時制震デバイス自身に生じる断面力やブラケット等の取付部に生じる断面力を調査することは不可能であると考えられる。特に、制震デバイスが斜め方向に設置された場合には、制震デバイスの可動方向以外の方向に力が作用する可能性があるため、こうした制震デバイス部に対するモデル化手法は地震時デバイスや橋梁各部の応答に及ぼす影響は大きいと考えられる。そこで、筆者らは、橋梁に制震デバイスを斜め方向に設置した場合のデバイスの地震時挙動や周辺部材の地震時応答を精度よく評価することを目的とし、制震デバイス部のモデル化手法に着目して検討してきているが、これまで制震デバイスが鉛直斜め方向に設置された橋梁を対象に、制震デバイス部のモデル化手法がデバイスや橋梁側の応答にどのような影響を及ぼすかについて基礎的な検討を行ってきた⁶⁾。そこでは、主に制震デバイス両端の結合条件の違いがデバイスのエネルギー吸収能に与える影響について検討しており、デバイスの軸方向以外の方向に作用する地震力やブラケット、桁などの制震デバイスの周辺部材の地震時応答については検討していない。

そこで、本研究では、水平斜め方向に設置した橋梁を

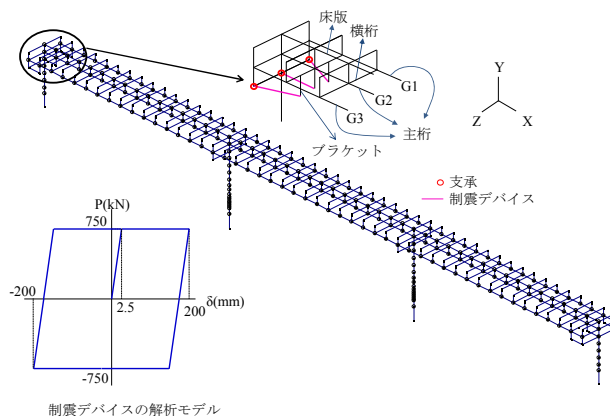


図-2 解析モデル図

対象に、結合条件を含め、制震デバイス部を詳細にモデル化した場合（以後、提案モデル）と制震デバイスを1本のバネ要素でシンプルにモデル化した場合（以後、従来モデル）の地震応答解析を行い、制震デバイスや支承部、ブラケット、桁などの制震デバイス付近の部材に作用する地震時応答を比較した。

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。なお、可動支承の摩擦係数は0と仮定した。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

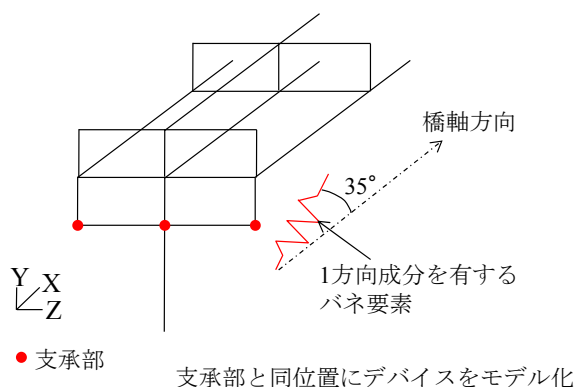


図3 従来モデル

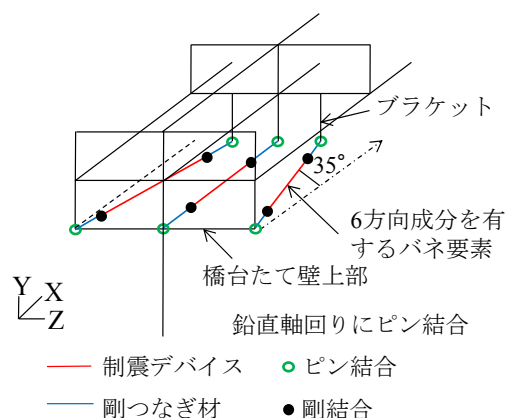


図4 提案モデル

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。また、本研究では、解析対象橋梁として、施工上の理由などから、制震デバイスが橋軸方向に対して水平斜め 35° の角度を有して設置された橋梁を想定している。

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、床版をそれぞれ線形梁要素でモデル化し、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、道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編⁷⁾に基づいて拘束条件を与えた。

次に、制震デバイス部のモデル化において、1本のバネ要素で制震デバイスをモデル化した‘従来モデル’を図-3に示す。従来モデルでは、支承部と同位置にバネ要素を設け、制震デバイスが作動する方向のみ非線形特性を与えることとし、その他の方向についてバネ要素を設けていない。一方、制震デバイスおよびデバイスの周辺部材を詳細にモデル化した‘提案モデル’を図-4に示す。提案モデルでは、デバイスの軸方向以外の方向に対してもバネ要素でモデル化しており、デバイスの軸方向には実剛性を与え、それ以外の5方向には剛な値と仮定した。また、デバイス部の両端には仮想の剛つなぎ材を設け、その剛つなぎ材の両端を鉛直軸回りにピン結合として橋梁側に連結させた。制震デバイス両端部の連結については、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。

両モデルの制震デバイスの非線形特性としては、過去に実施した変位制御実験や振動台実験より、デバイスの履歴をバイリニアモデルで簡便に表すことが可能であることを確認しており¹⁾、図-2に示すようなバイリニアモデルとした。また、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ており、本橋では降伏荷重が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震デバイスの解析モデルを基本とし、制震デバイス部のモデルを変化させた解析を行うこととした。

(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0.02、床版を0.03、橋脚を0.02、橋台を0.05、基礎を0.2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、橋軸直角方向の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、橋軸直角方向にはタイプⅡ-II-2を用いることとした。

4. モデル化の違いによる固有振動モードと制震デバイスおよびデバイス周辺部材の地震応答特性の変化

(1) 固有値解析

まず、制震デバイス部のモデル化の違いにより、対象

表-3 固有値解析結果（従来モデル）

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	有効質量比		
			X	Y	Z
1	2.238	0.447	0.000	0.000	0.550
2	2.364	0.423	0.010	0.020	0.000
3	2.654	0.377	0.340	0.000	0.000
4	3.275	0.305	0.260	0.000	0.000
5	3.400	0.294	0.000	0.000	0.000
6	4.053	0.247	0.120	0.000	0.000
7	4.111	0.243	0.000	0.310	0.000
8	5.184	0.193	0.000	0.000	0.160
9	6.389	0.157	0.000	0.000	0.000
10	8.419	0.119	0.020	0.000	0.000

図-5 従来モデルの固有モード図（2次モード）

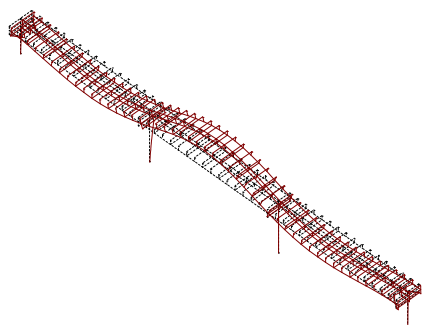


図-6 提案モデルの固有モード図（3次モード）

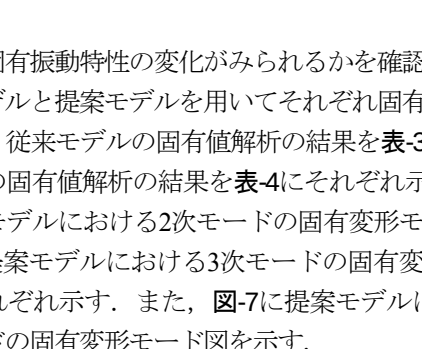


表-4 固有値解析結果（提案モデル）

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	有効質量比		
			X	Y	Z
1	2.222	0.450	0.000	0.000	0.540
2	2.686	0.372	0.520	0.000	0.000
3	2.888	0.346	0.050	0.000	0.000
4	3.410	0.293	0.000	0.000	0.000
5	4.053	0.247	0.120	0.000	0.000
6	4.195	0.238	0.010	0.000	0.000
7	4.845	0.206	0.000	0.360	0.000
8	5.294	0.189	0.000	0.000	0.160
9	6.477	0.154	0.000	0.000	0.000
10	8.712	0.115	0.000	0.000	0.060

図-7 提案モデルの固有モード図（1次モード）

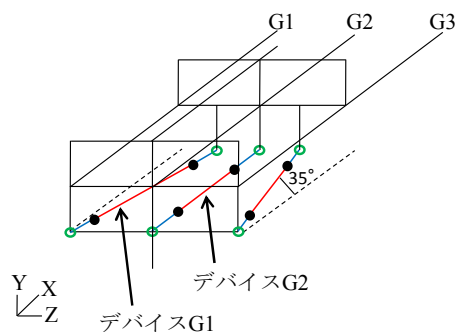
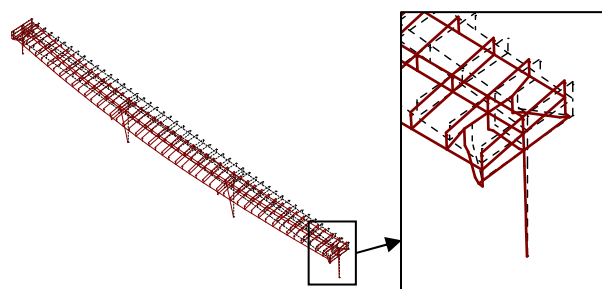


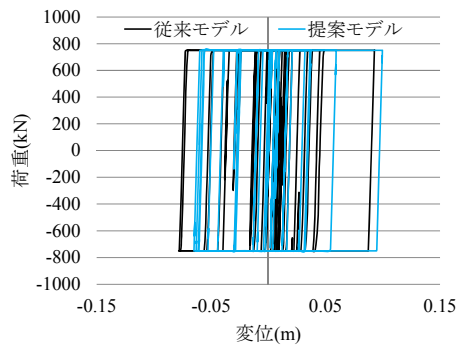
図-8 制震デバイスの設置位置と名称

橋梁の固有振動特性の変化がみられるかを確認するため、従来モデルと提案モデルを用いてそれぞれ固有値解析を行った。従来モデルの固有値解析の結果を表-3に、提案モデルの固有値解析の結果を表-4にそれぞれ示す。図-5に従来モデルにおける2次モードの固有変形モード図を、図-6に提案モデルにおける3次モードの固有変形モード図をそれぞれ示す。また、図-7に提案モデルにおける1次モードの固有変形モード図を示す。

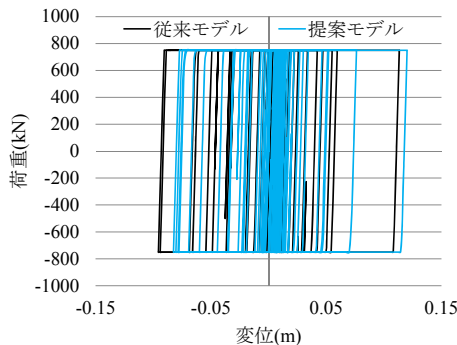
固有値解析の結果より、橋軸方向と鉛直方向に有効質量比が卓越するモードにおいて、両モデルで固有値解析の結果に違いが生じていることが確認された。図-5、6より、詳細モデルの3次モードは、従来モデルの2次モードに相応することがわかるが、従来モデルの2次モードでは固有周期が0.423秒であるのに対し、提案モデルの3次モードでは固有周期は0.346秒と、従来モデルより短

くなっている。これは、提案モデルにおいては、制震デバイスをモデル化する際、制震デバイスの軸方向以外の5方向に組み込んだ剛バネと、制震デバイス両端に追加した剛つなぎ材を設けていることによって、提案モデルの剛性が増加していることが原因として考えられる。このように制震デバイスのモデル化の違いが橋梁全体の振動特性に影響を与えており、地震応答解析において、制震デバイス自身のみではなく、ブラケットやデバイス付近の桁などの地震時応答にもモデル化の違いによる影響が現れることが考えられる。

一方、橋軸直角方向に有効質量比が卓越する1次、8次モードにおいては、両モデル間で固有周期などに大きな違いは見られなかった。これは、図-7に示すように、橋軸直角方向に有効質量比が卓越する提案モデルの1次モードにおいて、上部構造の変位が中央径間で大きく、端



(a) デバイス G1 の履歴



(b) デバイス G2 の履歴

図-9 制震デバイスの履歴の比較

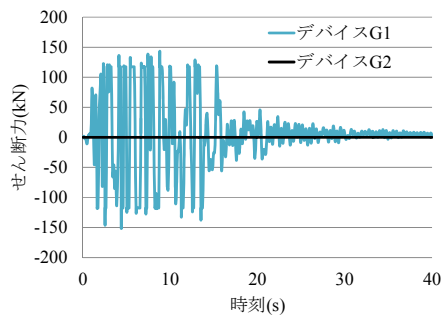


図-10 制震デバイスのせん断力 (提案モデル)

部では変位が比較的小さくなっていることから、制震デバイスのモデル化の違いは、橋軸直角方向の主要モードにはそれほど影響を及ぼしていないことが考えられる。

(2) 地震応答解析

ここでは、従来モデルと提案モデルに対し、それぞれ橋軸方向加震と橋軸直角方向加震による地震応答解析を行い、両モデルの制震デバイスの履歴応答やデバイスに生じるせん断力、また制震デバイス周辺の支承部やブラケット、桁に生じる断面力の地震時応答を比較した。

a) 橋軸方向加震

ここでは、橋軸方向加震時の応答比較について述べる。

まず、図-8に示すように、水平斜め方向に設置した制震デバイスを‘デバイスG1’、設置方向を橋軸方向と一致させた制震デバイスを‘デバイスG2’と呼ぶこととする。従来モデルと提案モデルの制震デバイスの履歴を比較したものを図-9に示す。デバイスG1、デバイス

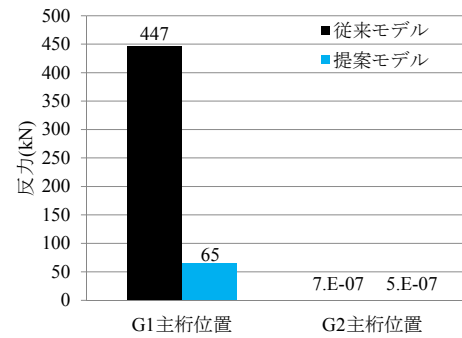


図-11 A1 橋台支承部の橋軸直角方向反力の比較

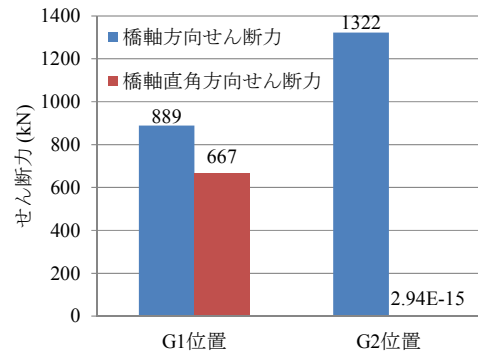


図-12 ブラケットのせん断力 (提案モデル)

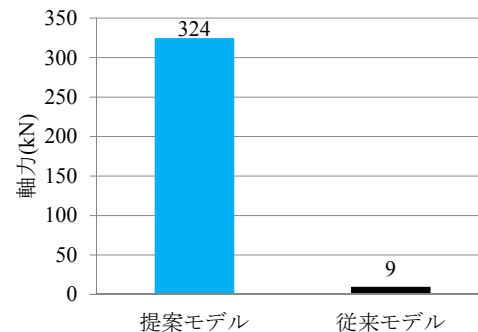
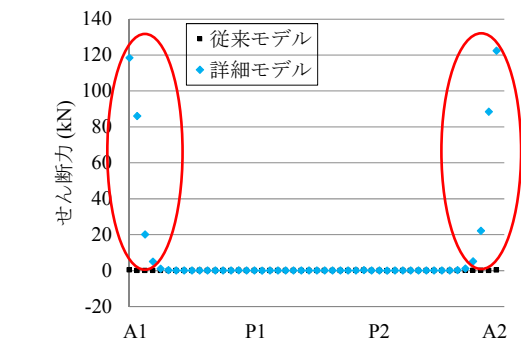


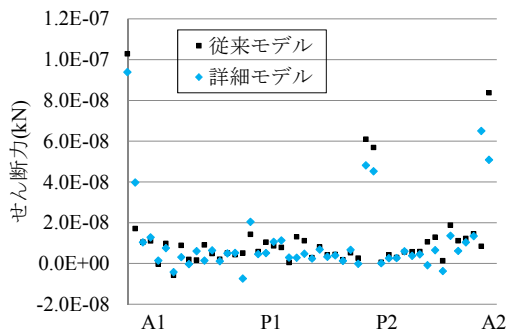
図-13 横桁の軸力の比較

G2ともに全体的な履歴形状に大きな差はみられていないが、変位応答についてはわずかながら応答差が生じていることが確認された。また、どちらのモデルにおいても、水平斜め方向に設置されたデバイスG1に比べ、デバイスG2の方が大きな面積の履歴を描いていた。このことから、設置方向を橋軸方向と一致させたデバイスの方が、斜め方向に設置されたデバイスより大きなエネルギー吸収能を発揮することが考えられる。

次に、図-10に提案モデルにおける制震デバイスの軸方向に対して水平直交方向に作用するせん断力の時刻歴を示す。ここで、制震デバイスのせん断力とは、デバイスの軸方向に対して水平直交方向に設置した剛バネより評価される軸力を指す。図-10より、制震デバイスの軸方向と橋軸方向が一致しているG2位置では制震デバイスにせん断力がほとんど生じていないが、制震デバイスの軸方向が橋軸方向に対して斜めに設置されているG1位置では最大で150kN程度のせん断力が確認された。こ

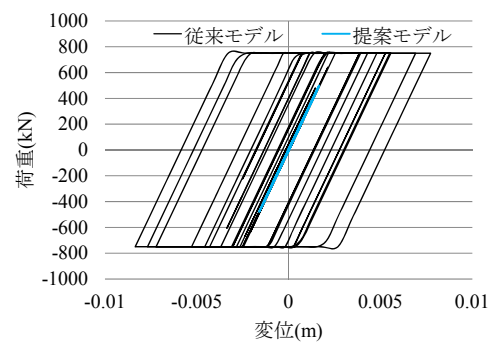


(a) G1 主桁のせん断力

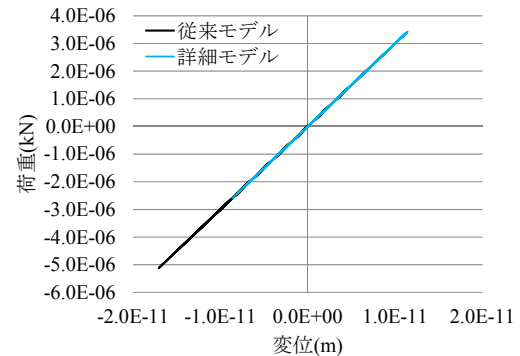


(b) G2 主桁のせん断力

図-14 主桁の橋軸直角方向せん断力



(a) デバイス G1 の履歴



(b) デバイス G2 の履歴

図-15 制震デバイスの履歴の比較

これは斜め方向に設置されたデバイスにおいては、デバイスの軸方向以外の方向にも地震力が作用する可能性があることを意味しており、こうした制震デバイス自身に生じる断面力はデバイス付近の部材に生じる力にも影響を与えることが考えられる。そこで、橋台の支承部反力や制震デバイスに接続しているブラケットの断面力に着目し、応答を調査することとした。

図-11にA1橋台側のG1およびG2主桁位置における支承部の橋軸直角方向反力を最大値で示す。図-11より、支承部の橋軸直角方向反力については、G2主桁位置の支承部では両モデルともにほとんど反力が生じていない。一方、G1主桁位置の支承部においては、従来モデルでは447kNの反力が生じているのに対し、提案モデルでは65kNしか生じていなかった。これらのことから、提案モデルでは上述のようにデバイスの軸方向と直交する方向にモデル化した剛バネがデバイスに作用するせん断力を受け持つのに対し、従来モデルではデバイスの軸方向に対してのみバネ要素でモデル化しているため、本来デバイスに作用するせん断力が評価できておらず、代わって支承部が負担していることが考えられる。

次に、提案モデルにおけるブラケットの橋軸方向せん断力と橋軸直角方向せん断力の最大値をそれぞれ示したものを図-12に示す。図-12より、ブラケットの橋軸方向せん断力は、橋軸方向加震時はG1主桁位置のブラケットに比べてG2主桁位置のブラケットの方が大きなせん

断力が生じているが、橋軸直角方向せん断力については、G1位置のブラケットで667kN生じているのに対し、G2位置のブラケットではほとんど生じていない。これは、G1位置のブラケットに接続しているデバイスG1が水平斜め方向に設置されており、デバイスに生じる荷重が橋軸方向と橋軸直角方向に分解されるため、橋軸方向加震時にG1位置のブラケットに橋軸直角方向へのせん断力が生じていることが考えられる。こうしたブラケットに生じる断面力は、主桁や横桁などの上部構造の断面力にも影響を及ぼすことが考えられる。

図-13に、提案モデルにおいてブラケットが接続している横桁の軸力の最大値を両モデルで比較したものを示す。横桁の軸力の最大値については、提案モデルで324kN生じているのに対し、従来モデルでは9kNしか生じていなかった。これは、上述したように、提案モデルのG1位置に設置されたブラケットでは、橋軸直角方向せん断力が生じているため、このせん断力が横桁の軸力に影響を及ぼしていることが考えられる。

また、図-14は、G1主桁とG2主桁に生じる橋軸直角方向のせん断力の最大値を桁の全長にわたって2.5m間隔でプロットしたものである。図-14(a)より、従来モデルでは桁のすべての位置においてほとんどせん断力が生じていないのに対し、提案モデルでは桁端部付近で20~120kN程度のせん断力が生じていることが確認された。これは、提案モデルにおいては、上述のとおり、ブラケットの橋

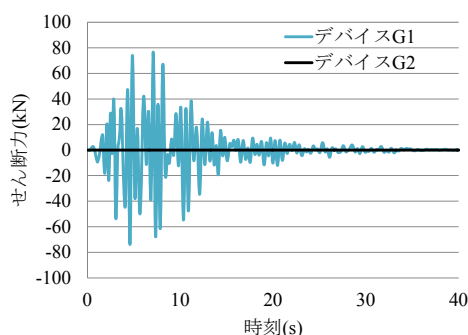


図-16 制震デバイスのせん断力 (提案モデル)

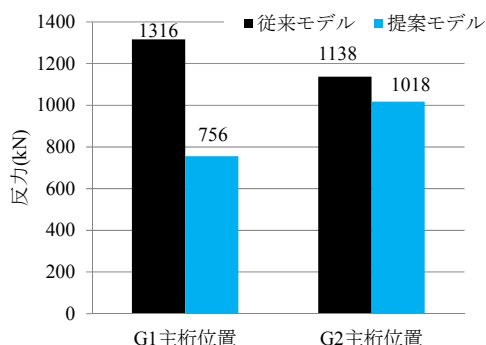


図-17 A1 橋台支承部の橋軸直角方向反力の比較

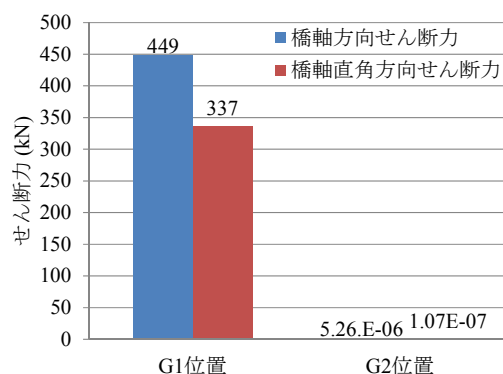


図-18 ブラケットのせん断力 (提案モデル)

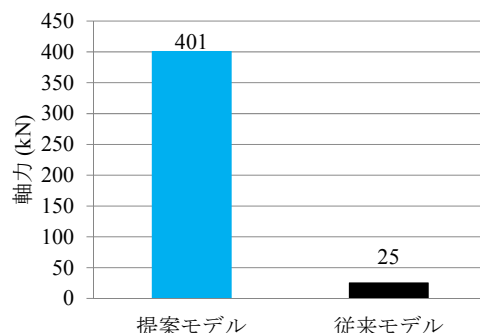


図-19 横桁の軸力の比較

軸直角方向せん断力および横桁の軸力が生じていることが確認されており、それが主桁のせん断力に影響を及ぼしたものと考えられる。本橋梁では、デバイス部のモデル化の違いが桁のせん断力に与える影響は、制震デバイスが接続している桁端部で最も大きく、桁端部から10m程度の位置まで影響を及ぼしていた。一方、図-14(b)より、G2主桁のせん断力については、両モデルともに桁のすべての位置でほとんど生じていなかった。これは、図-12で示したように、G2位置のブラケットにおいては、橋軸直角方向せん断力がほとんど生じていないため、桁の橋軸直角方向せん断力もほとんど生じていないことが考えられる。

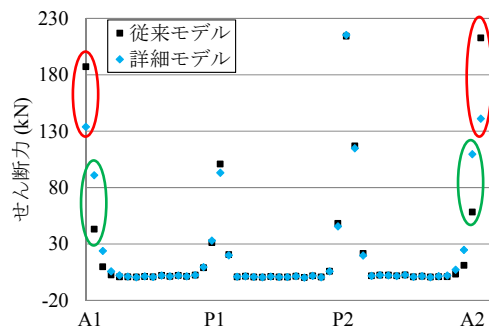
b) 橋軸直角方向加震

ここでは、橋軸直角方向加震時の応答比較について述べる。まず、図-15にデバイスG1とデバイスG2の履歴を示す。橋軸方向に対して斜め方向に設置したデバイスG1において、従来モデルが提案モデルより大きな変位を示した。この原因としては、提案モデルではデバイスの両端をピン結合としているため、デバイスが橋軸直角方向に回転されやすくデバイスの軸方向に力が伝達されにくいこと、また、デバイス軸方向の水平直交方向に設置した剛なバネ要素が上部構造に作用する地震力を負担したことが考えられる。

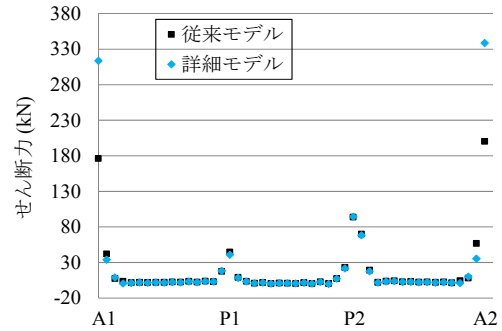
次に、図-16に提案モデルにおける制震デバイスの軸方向に対して水平直交方向に作用するせん断力の時刻歴を、図-17にA1橋台におけるG1およびG2主桁位置の支承

部の橋軸直角方向反力の最大値をそれぞれ示す。図-16より、橋軸方向加震時と同様に、提案モデルの制震デバイスの水平直交方向せん断力は、デバイスG1では最大で80kN程度生じていたのに対し、デバイスG2ではほとんど生じていないことが確認された。また、A1橋台支承部の橋軸直角方向反力についても、G1主桁位置の支承部については、従来モデルでは1316kNの反力が生じているのに対し、提案モデルでは756kN生じていた。このことから、橋軸方向加震時と同様に、従来モデルでは、デバイスに作用するせん断力を、支承部が受け持っていることが考えられる。また、G2主桁位置の支承部反力については、従来モデルと提案モデルとの間に生じる差がG1主桁位置の支承部反力に比べて小さくなっており、デバイスのモデル化の違いが支承部反力に及ぼす影響は、制震デバイスの設置方向が橋軸方向と一致している場合より斜め方向に設置された場合の方が大きいことが考えられる。

次に、提案モデルにおけるブラケットの橋軸方向せん断力と橋軸直角方向せん断力の最大値をそれぞれ示したものを図-18に示す。ブラケットの橋軸方向せん断力に着目すると、G1位置のブラケットでは449kNのせん断力が生じているのに対し、G2位置のブラケットではほとんどせん断力が生じていない。これは、橋軸方向加震時と同様の傾向で、G1位置のブラケットでは斜め方向に設置されているデバイスG1が接続しているため、橋軸直角方向加震時に橋軸方向せん断力が生じていると考え



(a) G1主桁のせん断力



(b) G2主桁のせん断力

図-20 主桁の橋軸直角方向せん断力

られる。

図-19に提案モデルにおいてブラケットが接続している横桁の軸力の最大値を両モデルで比較したものを示す。横桁の軸力は、提案モデルでは401kN生じているのに対し、従来モデルでは25kNしか生じていない。これは橋軸方向加震時と同様に、提案モデルにおいてはブラケットで生じた橋軸直角方向せん断力が横桁に伝達されており、横桁の軸力が大きくなっていることが考えられる。

次に、図-20は、G1主桁とG2主桁に生じる橋軸直角方向のせん断力の最大値を桁の全長にわたって2.5m間隔でプロットしたものである。図-20(a), (b)より、橋軸直角方向加震時は、両モデルのA1, P1, P2, A2位置で主桁に橋軸直角方向のせん断力が生じていた。図-20(b)より、G2主桁のせん断力については、両モデルともに桁端部でせん断力が大きく、従来モデルに比べ提案モデルの方が大きなせん断力が生じていた。これは、上述のとおり、ブラケットの橋軸直角方向せん断力や、横桁の軸力が従来モデルに比べ提案モデルで大きくなっており、主桁に生じる橋軸直角方向せん断力も大きくなっていることが考えられる。一方、図-20(a)より、G1主桁のせん断力については、主桁の最端部では、提案モデルに比べ従来モデルで大きなせん断力が生じていたが、制震デバイスの上部構造側の接続位置である最端部から2.5mの位置では、従来モデルに比べ提案モデルで大きなせん断力が生じていた。この原因としては次のようなことが考えられる。従来モデルでは、図-17で示したとおり、上部構造に生じる橋軸直角方向への慣性力に対して支承部が抵抗するため、主桁の最端部で最も大きなせん断力が生じている。一方、提案モデルでは、図-16で示したように、上部構造に生じる橋軸直角方向への慣性力に対して支承部のみでなく、制震デバイスがせん断力として受け持つため、ブラケットや横桁を介して主桁に力が伝達され、最端部から2.5mの位置で従来モデルより大きなせん断力が生じていることが考えられる。

5. まとめ

本研究では、制震デバイスが水平斜め方向に設置された橋梁を対象に、制震デバイスや周辺部材、結合条件に対して詳細にモデル化した新たな解析モデルを用いて橋梁全体系地震応答解析を実施し、制震デバイス部のモデル化手法がデバイスや周辺部材の地震時応答に及ぼす影響について検討を行った。本研究で得られた知見を以下に示す。

(1) 制震デバイス部の応答

制震デバイスの履歴については、橋軸方向加震の場合は従来モデルと提案モデルとで大きな差は生じていなかった。一方、橋軸直角方向加震の場合は、斜め方向に設置されたデバイスG1の履歴において、提案モデルが従来モデルに比べて小さな応答を示した。また、提案モデルにおける制震デバイスのせん断力については、両加震ケースともに、制震デバイスの軸方向と橋軸方向が一致しているG2位置では制震デバイスにせん断力がほとんど生じていないが、制震デバイスの軸方向が橋軸方向に対して斜めに設置されているG1位置では、最大で80~150kN程度のせん断力が生じていることが確認された。こうした制震デバイス自身に生じる断面力はデバイス付近の部材に生じる力にも影響を与えることが考えられる。

(2) 制震デバイス周辺部材の応答

橋台支承部の橋軸直角方向反力については、両加震ケースともに従来モデルが提案モデルより大きな反力を示した。これは、従来モデルにおいては本来制震デバイスに生じるせん断力を支承部が受け持っていることが考えられる。また、ブラケットが接続している横桁の軸力については、両加震ケースともに従来モデルに比べ提案モデルの方が大きく、提案モデルでは斜め方向に設置されているデバイスとそれに接続しているブラケットを介して、上部構造に橋軸直角方向の力が伝達されていること

が考えられる。こうした力の伝達は、主桁のせん断力にも影響を与えており、橋軸方向加震の場合は、提案モデルにおいて桁端部でG1主桁の橋軸直角方向せん断力が大きくなっていることが確認された。また、橋軸直角方向加震の場合は、両モデルともに桁端部付近で主桁のせん断力が大きくなっているが、G1主桁においては桁端部では従来モデルの方が大きな応答が生じたが、桁端部から2.5mの位置では提案モデルの方が大きな応答が生じていた。

(3) おわりに

本研究により、制震デバイスが斜め方向に設置されている橋梁においては、制震デバイス部を詳細にモデル化することにより、制震デバイスに80~150kN程度のせん断力が生じることが明らかとなった。また、提案モデルにおいては、横桁の軸力が従来モデルに比べ大きくなっており、主桁の橋軸直角方向せん断力についても、提案モデルと従来モデルで応答の差が確認できた。このように水平斜め方向に設置された制震デバイスのモデル化の違いは、制震デバイス自身の応答のみでなく、支承部や桁などの周辺部材に生じる断面力の評価にも影響を与える可能性があるため、制震デバイスやその周辺部材に生じる地震時応答を精度よく評価するためには、制震デバイス部を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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 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.
- 6) 崔準祐，宝蔵寺宏一，ハッ元仁：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，第33回土木学会地震工学論文集，2013.
- 7) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.

INFLUENCE OF MODELING METHOD OF DISSIPATION DEVICE INSTALLED WITH OBLIQUE DIRECTION IN BRIDGE STRUCTURE ON SEISMIC RESPONSE OF DISSIPATION DEVICE AND AROUND MEMBERS

Joon-Ho CHOI, Koichi HOZOJI and Hitoshi YATSUMOTO

In case of equipping cylinder type dissipation device, generally, it is connected to bridge structure with clevis type pin at both ends of the device. In simulation analysis for seismic design using this cylinder type dissipation device in bridge structure, in general, dissipation device is simply modelled by adopting like a spring member with nonlinear characteristic. Although this modeling method has the advantage which simply modeling is possible, behavior of dissipation device could not be evaluated precisely because connection part of dissipation device is not modelled accurately. Especially, in the case of dissipation device installed in horizontal oblique direction on bridge, the influence connection part of dissipation device on the behavior of dissipation device and the seismic responses of the bridge structure could be larger than the case installed in parallel. In this study, in order to clarify the seismic response of dissipation device and the around members of the device installed in horizontal oblique direction on I-girder bridge, the new analytical model which modeling the part of dissipation device detailed was proposed. Then, case studies on the connection condition of dissipation device and installation direction of dissipation device were conducted.