

橋梁制震に適用する慣性質量ダンパーの 振動台実験による制震性能の検証

林 大輔¹・滝本 和志²・磯田 和彦³
丹 博美⁴・和田 新⁵・右高 裕二⁶

¹正会員 工修 清水建設株式会社 技術研究所（〒135-8530 東京都江東区越中島3-4-17）

²正会員 工博 清水建設株式会社 技術研究所（〒135-8530 東京都江東区越中島3-4-17）

³非会員 工修 清水建設株式会社 技術研究所（〒135-8530 東京都江東区越中島3-4-17）

⁴フェロー会員 清水建設株式会社（〒104-8370 東京都中央区京橋2-16-1）

⁵正会員 工修 首都高速道路株式会社（〒100-8930 東京都千代田区霞が関1-4-1）

⁶正会員 工修 首都高速道路株式会社（〒100-8930 東京都千代田区霞が関1-4-1）

1. はじめに

地震災害時の道路構造物の役割として、災害直後から始まる緊急輸送を円滑に行うために、ネットワーク強化が求められている。このためには、地震直後より使用可能とするために、地震によって生じる損傷を限定的かつ最小限に抑える必要がある。例えば、既設橋脚の耐力を耐震補強により向上させる場合、損傷が生じる部位を適切にコントロールするために、同時に基礎など他部材の耐力を向上させる必要がある。しかしながら、一般的に大規模な掘削が必要となる基礎の補強は、供用しながらの施工が難しいこと、また多大な費用がかかることから狭隘な都市部では現実的な対策方法となっていない。

構造物の耐力を向上させる方法とは別のアプローチとして、付加的な制震装置を用いて橋の減衰性能の向上を図り、橋脚が負担する力を低減する方法が挙げられる¹⁾。特に地震後の使用性を考慮する場合には、地震時の最大変位応答だけでなく、地震後の残留変位もできる限り低減できる制震装置が望ましい。また、橋梁に制震装置を適用する場合は、構造形式や設置部位によっては、温度変形など常時で生じる変形に対し抵抗なく追従する必要がある。

兵庫県南部地震での鋼製支承の被害を契機に、変形性や緩衝性に優れた積層ゴム支承が地震時水平力分散支承や免震支承として広く用いられている²⁾。これにより、支承の地震時被害は大きく減少しているものの、上下部構造間に相対変位が生じやすくな

り、隣接桁同士や桁－橋台間での衝突を引き起こす要因になっている。衝突を回避するために十分な遊間量を確保すると伸縮継手を大型にする必要があるため、維持管理の観点からは望ましくない。従って、地震時に支承に生じる変位をなるべく小さくすることは、橋梁構造物の地震被害を減らす上で重要である。

地震時の支承変位を低減しつつ、橋脚に作用する地震力を低減する方法として、TMD（動吸振器）の適用が挙げられる。しかし、過去の橋梁へのTMDの適用は、長大橋の風対策³⁾や歩行振動の制御⁴⁾に用いられたものであり、地震に対する制震を目的に使用された事例はみられない。その理由として、一般的にTMDは地震動のような非定常・衝撃型の振動に対して最大応答値を低減させる効果が小さいこと、大地震に対して効果的な制震効果を得るためには、質量比を大きくすることが挙げられる。過去の研究で対象としていたTMDの質量比は、構造物への負担も考慮して最大で数%程度であるため、質量比が大きな場合での制震効果については十分に検討されているとはいえない。

本研究では、近年建築分野で開発・適用⁵⁾されている「錘の回転慣性を利用し、錘の質量よりも桁違いに大きな慣性質量効果を発揮するダンパー」（以下、慣性質量ダンパーと呼称）を橋梁に適用することを検討する。この装置の特徴として、加速度に対して応答するため温度変形のような静的な変形に対しては抵抗なく追従でき、応答が線形であるためダ

ンパーによる残留変位は生じない点が挙げられる。

本研究では、橋梁を想定した2質点系モデルに対して慣性質量ダンパーを含む制震装置の最適パラメータを定点理論により求めた。そして最適パラメータを参考に製作した制震装置を高架橋を模擬した試験体に取り付け、振動台実験により制震性能について検証を行った。

2. 慣性質量ダンパー

本研究で対象とする慣性質量ダンパーとは、ボールねじ機構により、ダンパーの軸方向変位を錘の回転に変換し、そのトルクを制御力として利用する装置である⁶⁾。図-1のように、左端においてボールナットを、ボールねじ軸周りの回転が自由かつ変位拘束、右端においてボールねじを回転拘束かつ軸方向変位を自由としている。円形のフライホイール（回転錘）はボールナットと一体化している。なお、ボールねじとボールナットの摩擦抵抗、ボールナットの回転慣性モーメントは無視する。

ボールねじの軸方向変位 x により、回転慣性モーメント I_θ をもつ回転錘（質量 m 、直径 D ）を θ 回転させたときに、加速度に応じてトルク T が回転錘に作用する。これを軸方向力 F に変換すると、その力は式(1)で表される。ボールねじのリード（ねじ山ピッチ）が L_d であるので、軸変位と回転角の関係は $x = \theta L_d / (2\pi)$ である。

$$F = \left(\frac{2\pi}{L_d} \right) T = \left(\frac{2\pi}{L_d} \right) I_\theta \ddot{\theta} = \frac{\pi^2 D^2}{2L_d^2} m \ddot{x} = \psi \ddot{x} \quad (1)$$

式(1)より、ダンパーに生じる反力は、ボールねじとボールナットに生じる相対加速度に比例した大きさである。このときダンパーの反力を慣性力としてとらえると、見かけの質量として慣性質量 ψ が定義できる。つまり、錘の回転効果により、錘の質量 m が錘の径 D とねじのリード L_d に応じて、慣性質量 ψ にまで増幅されることになる。一般的にTMDの質量が

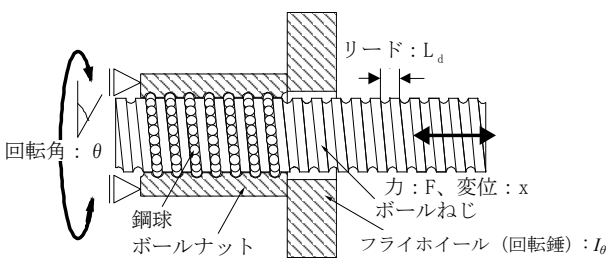


図-1 ボールねじ機構による慣性質量ダンパー

構造物に対して大きいほど制震効果は高くなる。慣性質量ダンパーは、適用する構造物にダンパー自重による過大な負荷を与えることなく、ダンパー自重の数百～数千倍の質量効果を発揮できるため、高い制震効果が期待できる。

3. 支承復元力と組み合わせた同調型制震

(1) 2質点系モデルによる応答特性

本研究では、慣性質量ダンパーを弾性支承や橋脚の剛性と組み合わせ、橋軸方向の同調型制震機構として適用する。また、減衰器としてオイルダンパーを併用する。

図-2に示すような水平力分散支承（弾性支承）で支持される橋梁の2質点系モデルを考える。ここで、 m_1 ：橋脚の有効質量、 m_2 ：上部工質量、 k_1 ：橋脚の等価水平剛性、 k_2 ：弾性支承の水平剛性、 ψ_d ：慣性質量ダンパーの慣性質量、 c_d ：オイルダンパーの減衰係数である。なお、構造物の減衰については考慮しない。

橋脚下端が、加速度 $\ddot{x}_0$ で加振されるとき、式(2)に示す運動方程式が成立する。

$$M\ddot{X} + C\dot{X} + KX = F \quad (2)$$

$$M = \begin{bmatrix} m_2 + \psi_d & -\psi_d \\ -\psi_d & m_1 + \psi_d \end{bmatrix}, \quad C = \begin{bmatrix} c_d & -c_d \\ -c_d & c_d \end{bmatrix}$$

$$K = \begin{bmatrix} k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 + k_1 \end{bmatrix}, \quad X = \begin{bmatrix} x_2 \\ x_1 \end{bmatrix}, \quad F = \begin{bmatrix} 0 \\ k_1 x_0 \end{bmatrix}$$

このとき、 $m_2 \gg m_1$ とすると、入力加速度に対する上部工の加速度の比として式(3)の応答倍率が得られる。

$$\frac{\ddot{X}_2}{\ddot{X}_0} = \frac{X_2}{X_0} \quad (3)$$

$$= \frac{(\xi^2 \bar{\mu} - 1) \bar{k} - i \xi \bar{c}_d \bar{k}}{\{\xi^2 \bar{\mu} (\xi^2 - \bar{k}) - \xi^2 (\bar{k} + 1) + \bar{k}\} - i \xi \bar{c}_d (\bar{k} - \xi^2)}$$

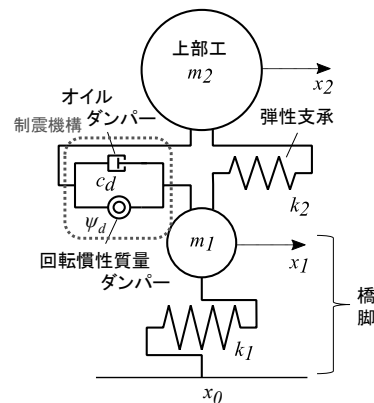


図-2 高架橋の2質点系モデル

ここで、

$$\bar{m} = \frac{m_1}{m_2} = 0, \quad \bar{k} = \frac{k_1}{k_2}, \quad \bar{\mu} = \frac{\psi_d}{m_2}, \quad \omega_{02} = \sqrt{\frac{k_2}{m_2}}$$

$$\xi = \frac{\omega}{\omega_{02}}, \quad \bar{c}_d = \frac{c_d}{\sqrt{m_2 k_2}}, \quad \bar{h}_d = \frac{\bar{c}_d}{2}$$

(2) 定点理論による最適化

同調条件を満足するためには、制震装置の慣性質量、減衰係数を構造物に対して適切に設定する必要がある。例えば、建築構造物の低層部に慣性質量ダンパーを適用する場合の最適諸元は、磯田ら⁷⁾により提示されている。

ここでは、Den Hartogの定点理論⁸⁾による最適化を行い、2質点系モデルにおける理論的な最適パラメータの組み合わせを設定する。一般的なTMDの質量は絶対加速度に対して応答するため、ばねと組み合わせさせて構造物と同調させる必要がある。慣性質量ダンパーは、相対加速度に対して応答するため、構造物中で相対変位が生じる部位に組み込んだ場合に、一意に最適パラメータ定めることができる。

式(3)の応答倍率より、減衰に関わらず成立する条件として式(4)が得られる。

$$\left| \frac{\ddot{X}_2}{\ddot{X}_0} \right| = \left| \frac{(\xi^2 \bar{\mu} - 1) \bar{k}}{\xi^2 \bar{\mu} (\xi^2 - \bar{k}) - \xi^2 (\bar{k} + 1) + \bar{k}} \right| \quad (4)$$

$$= \left| \frac{\bar{k}}{(\bar{k} - \xi^2)} \right|$$

ここで、 $\xi^2 = \nu$ と置き、式(4)の正の符号のついて、の二次方程式を解くと2つの根の関係として式(5)、式(6)が得られる。

$$\nu_P + \nu_Q = \frac{(2\bar{\mu} + 1)\bar{k} + 2}{2\bar{\mu}} \quad (5)$$

$$\nu_P \nu_Q = \frac{\bar{k}}{\bar{\mu}} \quad (6)$$

この2点は減衰の大きさに関わらず、応答倍率の曲線中に必ず生じる定点であるため、この2点の応答倍率が等しくなるよう定めると最適慣性質量比 $\bar{\mu}_{opt}$

の関係として式(7)、図-3が得られる。

$$\bar{\mu}_{opt} = \frac{\bar{k} + 2}{2\bar{k}} \quad (7)$$

この時、応答倍率のピーク（最大）を定点でとる条件として式(8)を ν_P, ν_Q について解くと、図-4に示す最適減衰比の関係が得られる。

$$\frac{\partial}{\partial(\xi^2)} \left| \frac{\ddot{X}_2}{\ddot{X}_0} \right|^2 = \frac{\partial}{\partial \nu} \left| \frac{\ddot{X}_2}{\ddot{X}_0} \right|^2 = 0 \quad (8)$$

制震装置の諸元が、上記の最適値の関係を満足する場合、応答倍率の最大値は式(9)、図-5で示される。

$$\left| \frac{\ddot{X}_2}{\ddot{X}_0} \right|_{\max} = \sqrt{\frac{\bar{k} + 2}{\bar{k}}} \quad (9)$$

以上が定点理論から求められる最適パラメータである。最適パラメータを参考に設定した応答倍率を図-6に示す。非制震の場合では、構造物の固有振動数付近で上部工の応答が著しく増幅されるのに対し、制震装置を取り付けることで応答倍率が大きく低減することがわかる。

4. ダンパーの性能評価試験

(1) 評価方法の概要

ここでは、実際に製作した慣性質量ダンパーの単体での性能評価試験について述べる。性能評価は、慣性質量ダンパー単体の動的加振試験にて行った。

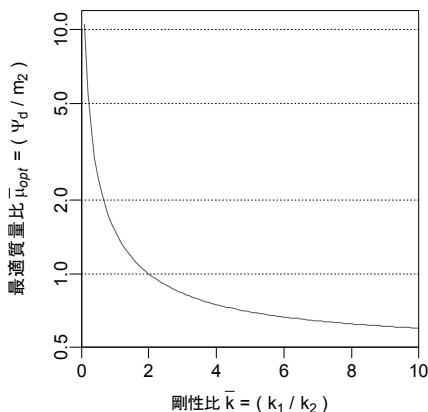


図-3 最適慣性質量比

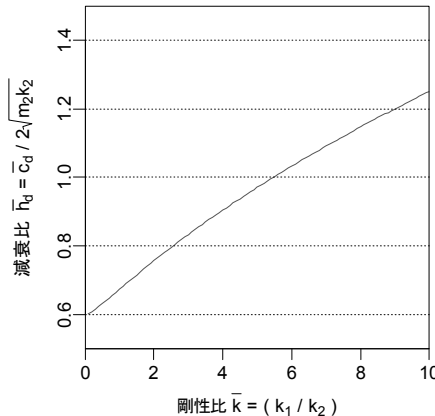


図-4 最適減衰比

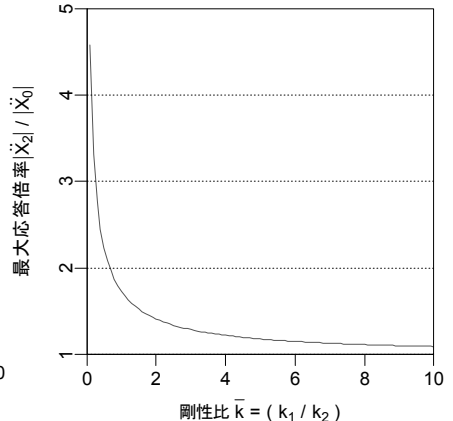


図-5 最大応答倍率

図-7に示す振動系にて正弦波加振を行った。ダンパーの片端を線形バネに接続するのは、アクチュエータとの共振を防ぐためである。この時、ダンパーの荷重 - 変位関係は、図-8のような軌跡を描き、最大・最小変位時の2点を結んだ直線の傾き b と履歴ループの面積 W から、慣性質量ダンパーの等価慣性質量 ψ_{eq} と等価減衰係数 C_{eq} を評価することができる。

$$\psi_{eq} = \frac{F}{\ddot{x}} = \frac{F}{(2\pi f)^2 x} = \frac{b}{(2\pi f)^2} \quad (10)$$

$$C_{eq} = \frac{W}{2(\pi a)^2 f} \quad (11)$$

慣性質量ダンパーの慣性質量効果が、振動数に依存しないことを確認するため、制御振動数(1.4Hz)付近である1.0~2.0Hzの間で加振振動数を変化させ試験を実施した。さらに、式(2)では、制震装置の減衰はオイルダンパーのみとし、慣性質量ダンパーの減衰は無視しているが、実際には摩擦などの影響により慣性質量ダンパーも若干の減衰を有している。式(11)より、慣性質量ダンパーが有する減衰の評価を行い、組み合わせるオイルダンパーの減衰の調整を行った。

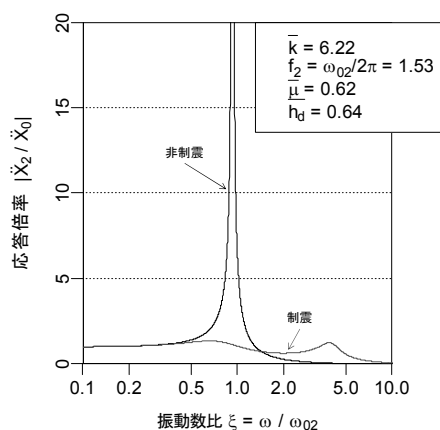


図-6 2質点系での伝達函数

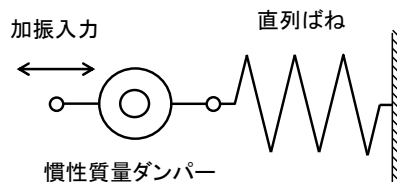


図-7 単体性能試験の加振条件

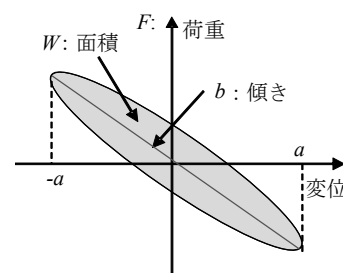


図-8 評価方法

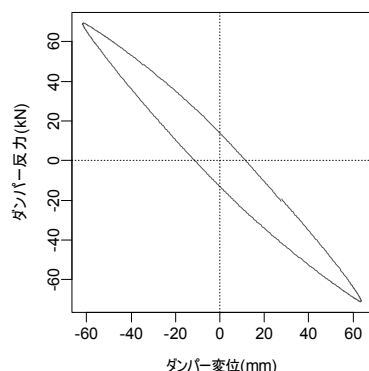


図-9 荷重 - 変位関係 (1.4Hz)

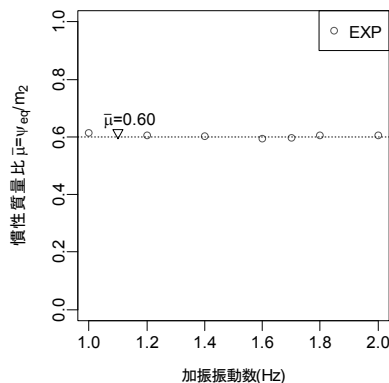


図-10 等価慣性質量比 (2 台)

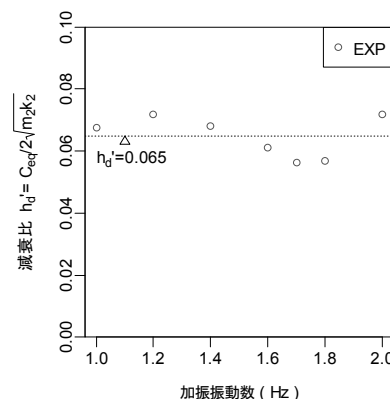


図-11 等価減衰比 (2 台)

(2) 試験結果

図-9に実験より得られた慣性質量ダンパーの荷重 - 変位関係の一例を示す。慣性質量ダンパーは、相対加速度に比例した反力が生じるため、荷重 - 変位関係は、右肩下がりの傾きを示す。

各加振振動数において、式(10)、式(11)に示す整理を行った結果を図-10、図-11に示す。ここでは、それぞれ後述する実験模型の上部工質量および、支承と上部工質量より得られる臨界減衰係数と、実験で使用了ダンパー2台の比で整理した。図-10より加振振動数に依らず、ほぼ一定の質量効果を発揮しており、ダンパーとして安定した性能を発揮していることを確認した。また減衰については、慣性質量ダンパー2台の減衰が、制震装置の目標性能の10%程度を有していることを確認した。従って、次章で示す振動台実験では、この慣性質量ダンパー1台に対して、3.0kN/kineの減衰係数を有するオイルダンパーを組み合わせ用いた。

5. 振動台実験の概要

(1) 橋梁を模擬した2層フレーム試験体

高架橋のモデルとして、水平力分散支承で支持された連続高架橋の1橋脚を想定した。橋脚は円形断面であり、橋軸・橋軸直角方向の構造特性が同じになるように設定した。表-1にモデル構造および設計

表-1 モデル橋梁及び実験模型の構造特性

(X, Y 方向に共通)	モデル橋梁	実験模型
上部工質量	526.5ton	48.3ton
支承剛性	2.45e+04kN/m	4.50e+03kN/m
水平剛性 (橋脚)	1.59e+05kN/m	2.80e+04kN/m
固有周期	1.09sec	0.74sec
固有振動数	0.92Hz	1.35Hz

表-2 実験に使用するダンパーの諸元 (1 台当たり)

慣性質量ダンパー		オイルダンパー	
慣性質量	15.0ton	減衰係数	3.0kN/(cm/s)
ストローク	±120mm	ストローク	±100mm
最大負担力	100kN	最大負担力	150kN
全長	1.00m※	全長	1.31m※
重量	180kg※	重量	210kg※

※ロードセル, 取付け治具を含む

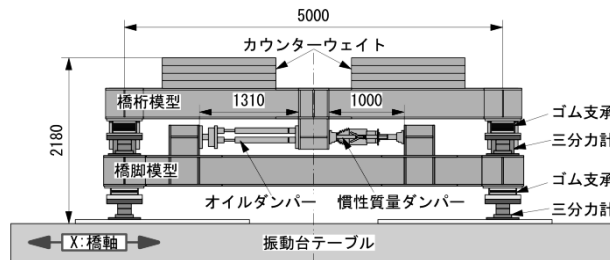
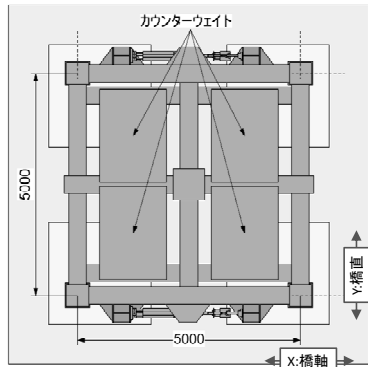


図-12 試験体概要

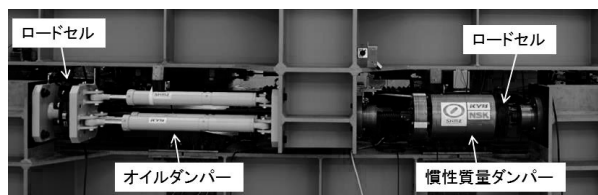


図-13 実験に使用するダンパー

で想定した振動特性を示す。

本実験では、加速度の相似率が1となるように、長さ と 時間の相似率を実スケールに対して、

$$\alpha_L = 1/2.22, \quad \alpha_T = 1/1.49 \text{ と設定した。}$$

図-12に試験体の概要を示す。設定した支承剛性および橋脚の等価水平剛性を積層ゴムで模擬した。上部工を模擬した上段フレームの重量は、振動特性が一致するようにカウンターウェイトにて調整した。また、実験に使用する制震装置の諸元を表-2に、試験体への取付状況を図-13に示す。オイルダンパー、慣性質量ダンパーともに、橋軸直角方向の変形に抵

抗なく追従するよう、ダンパー両端はボールジョイントやクレビスを介して試験体フレームに接続した。

試験体の振動特性を把握するため、事前に実施したスイープ試験結果より、ダンパーを設けない場合の試験体の減衰を $1/\sqrt{2}$ 法⁹⁾を用いて推定した結果、 $h=0.066$ の値が得られた。その際の固有振動数は 1.47Hz (0.68sec) であった。当初設定した固有振動数と比べて実験で得られた固有振動数が高くなった原因として、スイープ加振時には積層ゴムのせん断ひずみが積層ゴムの等価剛性を評価する際のひずみ (175%) よりも小さく、等価剛性と比べて高い剛性となったことが挙げられる。

(2) 入力地震波 実験に用いた入力地震波を表-3に、加速度応答スペクトルを図-14に示す。入力地

表-3 入力地震波一覧

入力波	倍率	方向	概要
I-III-2	1.0	X のみ	H24 道示 動解に使用するレベル 2 地震動の加速度波形 ¹⁰⁾
II-III-2	0.8	X のみ	H24 道示 動解に使用するレベル 2 地震動の加速度波形 ¹⁰⁾
Kobe 波	0.8	X:NS Y:EW	1995 年兵庫県南部地震 神戸観測波 (JMA KOBE) NS,EW 成分
Sendai 波	0.8	X:NS Y:EW	2011 年東北太平洋沖地震 仙台観測波 (MYG013) NS,EW 成分

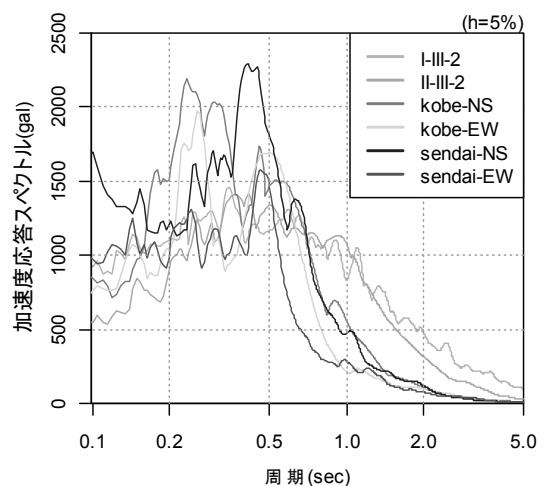


図-14 加速度応答スペクトル

震波は、相似則に従い時間軸の補正を行い、非制震の状態で上・下段の積層ゴムのせん断ひずみが200%を超えない大きさに低減して入力した。

設計動解用の地震波¹⁰⁾については橋軸方向のみの入力、観測波については橋軸方向、橋軸直角方向の2方向加振を行った。

6. 実験結果

(1) 最大応答

振動台実験より得られた各応答の最大値を表-4に示す。上段フレームの加速度は、フレーム中央に設置した加速度計の値、支承変位は上下段フレームの相対変位をフレーム隅角部1か所で計測した値、支承反力は下段のゴム支承に設置した4台の三分力計の合計値である。応答はすべてX方向（橋軸：制振方向）について抽出した。また応答の低減率として、制震ケースでの応答の最大値を非制震ケースの最大値で除した値を示す。

すべての入力波について制震装置を設けた場合、上部工を模した上段フレームの最大加速度が入力の最大加速度程度まで低減し、上段支承の変位が大きく低減していることが確認できる。また、Sendai波を除いて下段支承の反力も低減している。この傾向は、特にI-III-2、II-III-2のケースで顕著である。この理由を実験より得られた応答倍率から考察する。

(2) 応答倍率

振動台テーブルと上段フレームで計測した加速度より応答倍率を求める。II-III-2の結果を用いて、バンド幅0.12HzのParzenウィンドウによる平滑化処理を行った。

図-15に実験結果より求めた応答倍率を非制震と制震の場合で比較して示す。応答倍率より、試験体の固有振動数付近での加速度の増幅が著しく小さくなっていることが確認できる。例えば、非制震のII-III-2のケースでは、入力加速度の最大値が440galに対して上部工の最大加速度は約1300galにまで増幅されている。制震装置を取り付けた場合は、これがほぼ入力加速度と同等にまで小さくなっている（表-4）。つまり設計用の地震動では、構造物と共振する加速度成分が比較的大きいため、それを防ぐことで非常に大きな制震効果が得られるのである。

一方、Sendai波のケースでは、0.5秒以下の加速度応答スペクトルが大きく、試験体の固有周期と比べ短周期の加速度成分が主要となっている（図-14）。したがって、非制震であっても共振による加速度の大きな増幅が生じず、制震装置による応答の低減効果が発揮されないのである。また、Sendai波のケースについて下段支承反力に着目すると、制震装置を取り付けたことで負担力が若干増加するものの、他の地震動よりも小さく設計断面を決定するものではなく、非制震と比べても大差はない。以上より、制震装置は構造物の共振特性を改善し、加速度の増幅を効果的に抑制することがわかる。

(3) 時刻歴応答波形

地震波II-III-2およびSendai波について、振動台テーブル上で計測した入力加速度と振動台実験より得られた各応答波形を図-16～図-23に示す。

最大応答値からも確認できたように、制震装置を取り付けたことで、上段フレームの加速度が入力加速度と同等の大きさにまで、波形の全域に渡って小

表-4 最大応答一覧

(X 方向)		入力 加速度 (gal)	上段 加速度 (gal)	上段支 承変位 (mm)	下段支 承反力 (kN)
I-III-2	非制震	606.7	1151.3	136.8	696.1
	制震	671.7	474.4	33.6	350.0
	低減率		0.41	0.25	0.50
II-III-2	非制震	440.1	1288.4	138.0	764.2
	制震	459.9	467.6	30.3	325.7
	低減率		0.36	0.22	0.43
Kobe 波	非制震	690.6	1101.9	117.3	605.6
	制震	740.9	690.5	35.3	523.0
	低減率		0.63	0.30	0.86
Sendai 波	非制震	1069.4	761.5	98.5	443.8
	制震	1118.3	632.7	29.8	479.7
	低減率		0.83	0.30	1.08

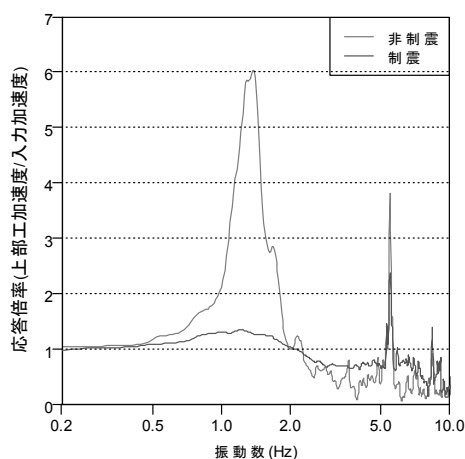


図-15 応答倍率(II-III-2)

さくなっていることがわかる。また、Sendai波のケースについてみても、制震装置を取り付けることで上段フレーム加速度の増大はみられない。

図-18、図-22に示す支承変位は地震波の特性に依らず、制震装置を取り付けることにより波形の全域に渡って大幅に低減されていることが確認できる。これは慣性質量ダンパーによる応答低減効果だけでなく、併設したオイルダンパーによる高減衰化の影響も含まれる。一方で、下段支承反力については、上段フレームの慣性力に支配されるため、上段フレームの加速度とほぼ同様の挙動を示している。つまり、制震装置が構造物によって増幅する成分の波を遮断し、それ以外の波については影響を及ぼさない一種のフィルターの働きをしていることを意味しており、上部工の慣性力を効果的に低減可能であるこ

とを示している。

7. まとめ

高架橋に慣性質量ダンパーを適用することに対し、定点理論により制震装置の最適諸元を導出し、それを基に製作した制震装置を試験体に組み込み、振動台実験により制震性能を検証した。本研究により得られた結論を、以下にまとめる。

- ・橋梁の支承部に、慣性質量ダンパーと減衰を並列配置する場合のダンパーの最適諸元と最大応答倍率を定点理論により求めた。
- ・ボールねじ機構を用いることで、所定の性能を持ち、制御振動数に対して安定的に作動するダンパーが製作できることを確認した。

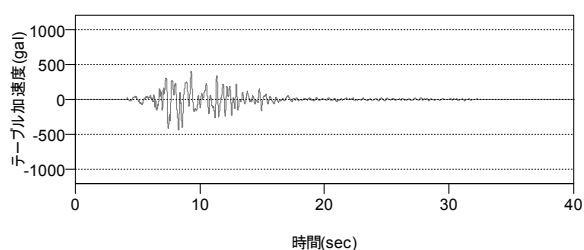


図-16 入力加速度 (II-III-2)

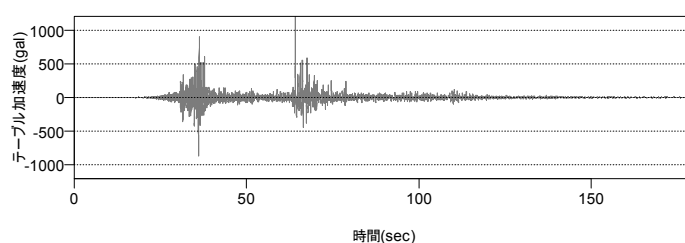


図-20 入力加速度 (Sendai 波)

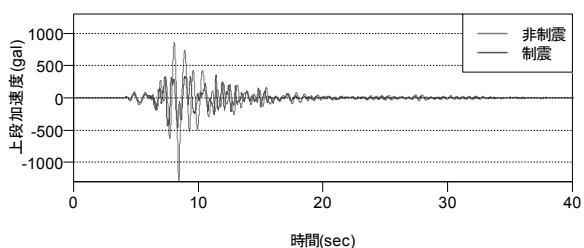


図-17 上段加速度 (II-III-2)

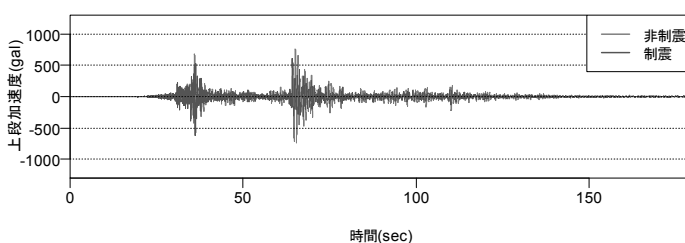


図-21 上段加速度 (Sendai 波)

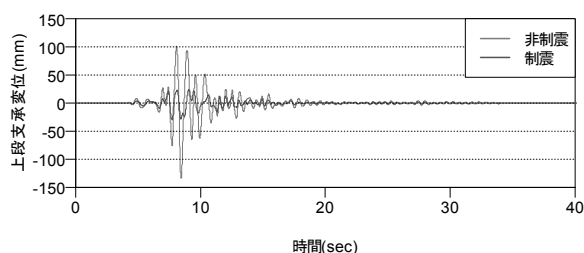


図-18 上段支承変位 (II-III-2)

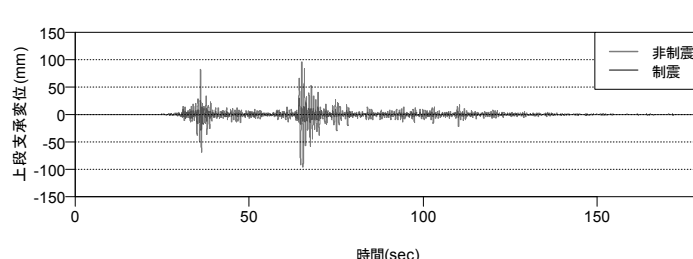


図-22 上段支承変位 (Sendai 波)

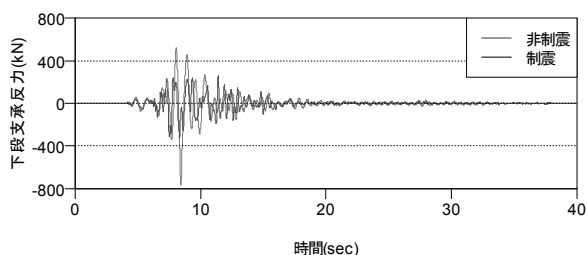


図-19 下段支承反力 (II-III-2)

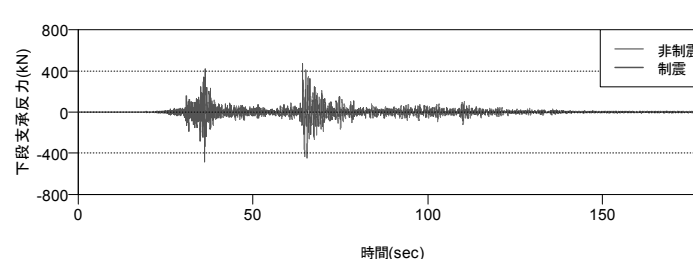


図-23 下段支承反力 (Sendai 波)

- ・慣性質量ダンパーとオイルダンパーを組み合わせた制震機構を取り付けることで、構造物の固有振動数付近の応答倍率が著しく低減することを確認した。
- ・制震機構の応答低減効果により、支承部の変位と下部工の負担力が同時に低減されることを実験より確認した。

謝辞：本研究は、首都高速道路（株）と清水建設（株）が共同で実施した成果であり、首都高速道路（株）の蔵治賢太郎氏、大西孝典氏には多大なご協力とご助言を賜りました。ここに記して、謝意を表します。

本研究で対象とした慣性質量ダンパーは、清水建設（株）がカヤバシステムマシナリー（株）、日本精工（株）と共同で開発したものです。

また、実験で用いた観測波形は、気象庁強震観測データ、防災科学技術研究所K-NET及びKiK-netの強震記録を用いました。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 日本道路協会：道路橋支承便覧，2004.
- 3) 吉田好考，藤野陽三，佐藤弘史，時田秀往，三浦章三

郎：東京湾アクアライン橋梁部鋼箱桁橋に発現した渦励振の振動制御，土木学会論文集，No.633, I-49, pp.119-134, 1999.

- 4) Fujino, Y., Pacheco, B., Nakamura, S. and Warnitchai, P.: Synchronization of Human Walking Observed During Lateral Vibration of A Congested Pedestrian Bridge, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol.22, pp.741-758. 1993.

- 5) 日本大学 5 号館改修検討委員会：駿河台校舎・再生 5 号館，2008.

<<http://www.arch.cst.nihohu.ac.jp/koho/shunken/pdf/20080702.pdf>>，（参照2016-6-17）。

- 6) 磯田和彦，半澤徹也，田村和夫：回転慣性質量ダンパーを組み合わせた応答低減機構による1質点系振動モデルの応答特性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.74, No.642, pp. 1469-1476, 2009.
- 7) 磯田和彦，半澤徹也，田村和夫：慣性質量ダンパーを組み込んだ低層集中制震に関する基礎的研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.78, No.686, pp.713-722, 2013.
- 8) J.P.Den Hartog: Mechanical Vibrations, 4th edition, McGraw-Hill, New York, 1956.
- 9) 日本建築学会：建築物の減衰，2000.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2011.