

階段を利用した伝統木造二重門の制震補強

Retrofitting Method Using Viscoelastic Dampers for Traditional Timber Temple Gate

向坊恭介¹・鈴木祥之²

Kyosuke Mukaibo and Yoshiyuki Suzuki

¹鳥取大学助教 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒680-8550 鳥取県鳥取市湖山町南4-101)
Assistant Professor, Tottori University, Dept. of Management of Social Systems and Civil Engineering

²立命館大学教授 衣笠総合研究機構 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)
Professor, Ritsumeikan University, Kinugasa Research Organization

In this paper, a retrofitting method using viscoelastic dampers for the two-stoored traditional timber temple gate is proposed. The dampers are installed beneath the external stairs which are attached to the temple gate. We conducted shaking table tests by use of a timber frame with dampers to examine the effectiveness of the retrofitting method. It is found that the proposed method satisfactorily reduced the seismic response of the timber frame in the direction parallel to the stairs. Seismic response analysis of two-degree-of-freedom system was also executed to verify the effectiveness of the proposed method for the temple gate.

Keywords : Traditional timber building, Shaking table test, Viscoelastic damper, Retrofitting

1. はじめに

浄土真宗「真宗大谷派」の本山である東本願寺（京都市下京区）では、宗祖親鸞聖人七百五十回御遠忌の特別記念事業の一環として御影堂門の御修復が行われている。御影堂門は、1911（明治 44）年築、1層平面約 21m×13m、基壇からの高さ約 27m の伝統木造二重門である。修復に際しての調査から、重い小屋組や瓦屋根に対して耐震要素が少なく、補強を行うことが望ましいことが分かっている。しかし、参拝者の利便性や美観を考慮すると、通路となる空間に耐震壁等を付加することは難しい。また、伝統構法が有する優れた変形性能¹⁾を活かすためには、大変形に追随可能な補強方法である必要がある。

そこで、本研究では、大変形による履歴減衰を特徴とする制震ダンパーを用いた補強方法について検討を行った。御影堂門には、南面と北面に階段が取り付けられている（図 1）。この階段を利用して、基礎-階段、建屋-階段の接合部分へ制震ダンパーを挿入し、相対変位によるエネルギー消費によって御影堂門の地震時応答を低減するねらいである。本稿では、制震ダンパーの性能検証のための振動台実験と、地震応答解析によるダンパーの応答低減効果の検証について述べる。一般に、伝統構法による山門は、屋根の重量が大きく、壁が少ないため、耐震性が不足している可能性が高い。御影堂門以外にも大規模木造寺院の山門には、上層へ上がるための階段が付属していることがあるため、本研究で検討した階段を利用した制震補強技術を応用すれば、利用者の利便性や美観を損なわない補強・改修が可能になると考える。

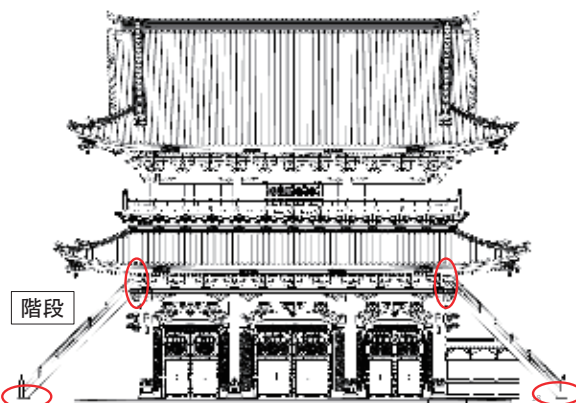


図 1 東本願寺御影堂門 西側立面図

2. 振動台実験

ここでは、基礎一階段、建屋一階段の接合部分へダンパーを挿入する補強方法の有効性および実現可能性を検証するために行った振動台実験について述べる。

(1) 試験体

a) 軸組

試験体軸組は、円柱 4 本と牛引梁、土居桁からなる架構で、平面寸法は、柱芯々で 1.75m×1.00m、桁天までの高さ 2.101m である。部材寸法（単位：mm）は、柱が断面 $\phi=147$ 、足固めは幅 64×成 110、虹梁は幅 50×成 100、肘木は幅 50×成 50、土居桁は幅 140×成 264、牛引梁は幅 140×成 160 である。使用樹種は、柱がヒノキ、牛引梁・土居桁がベイマツ、他の横架材がベイヒバ、雇いほぞ・車知栓・込み栓がカシである。

b) 階段およびダンパー

試験体軸組の両側から階段を設置し、振動台一階段、軸組一階段の接合部分にダンパーを挿入した。試験体全体の模式図を図 2 に示す。ダンパーは 50×50×(H)37mm の高減衰ゴムを鋼板で挟んだピースを平面的に 4 または 6 箇所、立面的に 2~3 段積み配置したユニットとした（図 3）。上部ダンパーは、柱頭に追加した長押へボルトで留めつけた。下部ダンパーは X 方向にのみ水平変位するようにガイドのための治具を取り付けた。また、重量として鋼製錘 6tonf（58.9kN）を牛引き梁へボルトで固定した。軸組と鋼製錘、ダンパーを含めた試験体重量は 63.3kN であった。試験体全景およびダンパーの状況を写真 1~3 に示す。

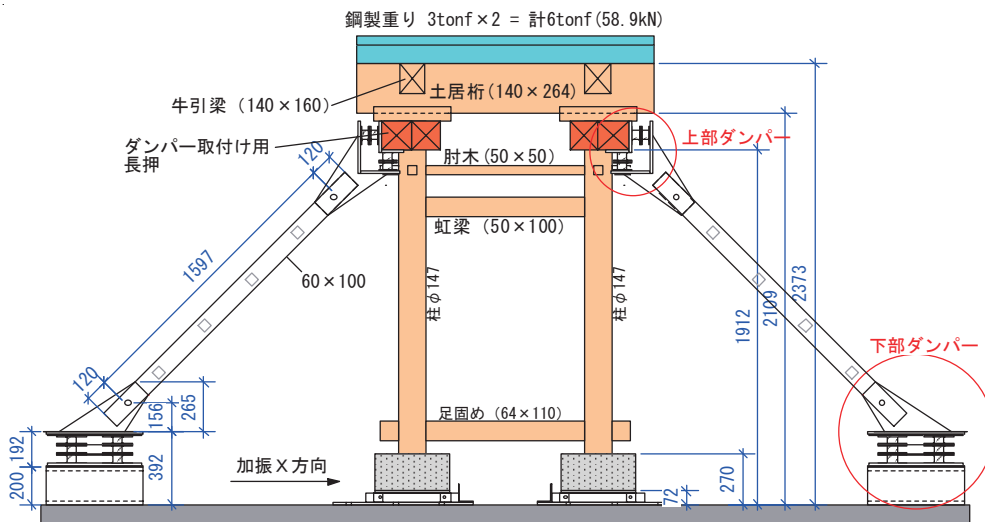


図 2 試験体短辺方向模式図

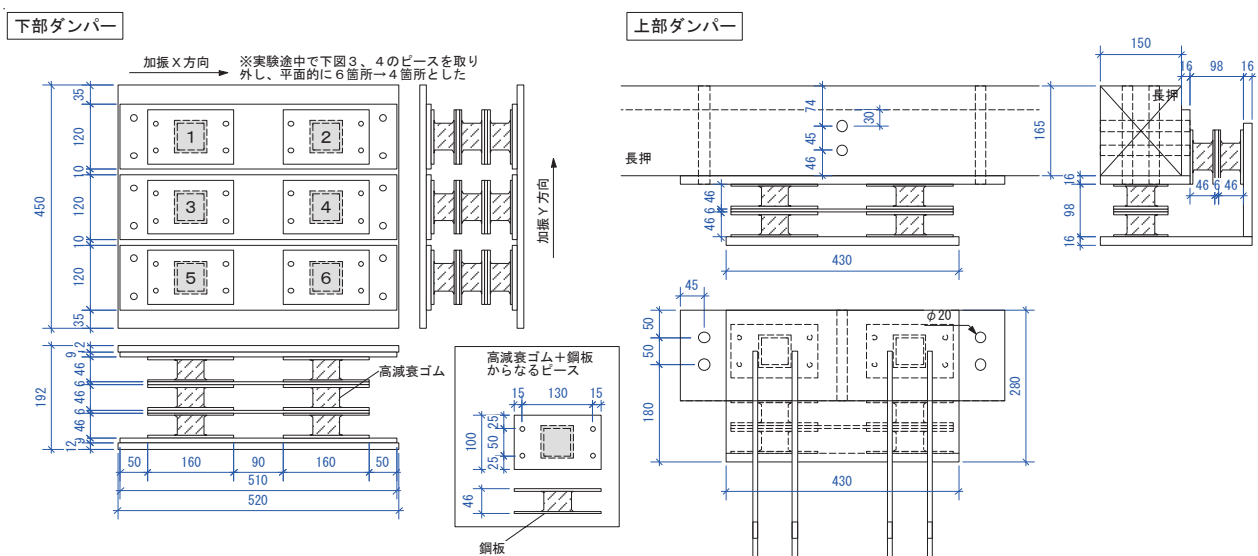


図 3 上部および下部に取り付けたダンパーユニットの詳細図

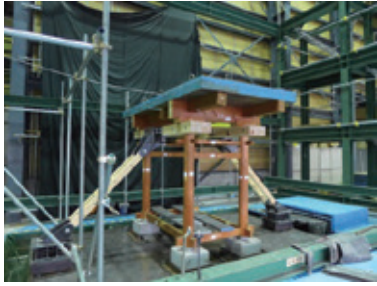


写真1 試験体全景1

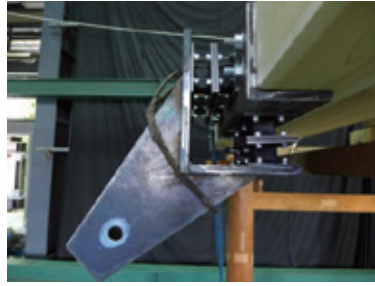


写真2 上部ダンパー



写真3 下部ダンパーとがけ

(2) 実験計画

入力波として、正弦波 0.5Hz、1Hz、1.5Hz、1995年兵庫県南部地震で記録された JMA 神戸波 NS 成分、花折断層が震源となる場合に東本願寺サイトで想定される地震波（花折断層想定波）を用い、それぞれ加速度振幅を調整して入力した。実際の加振リストを論文末尾の付表 1 に示す。また、振動特性を把握するためのホワイトノイズ波加振を振幅 10cm/s^2 で適宜実施した。加振一日目では、上部ダンパー（4 箇所×2 段積み）、下部ダンパー（6 箇所×3 段積み）で実験を行った後、下部ダンパーを 4 箇所×3 段積みに変更した。加振二日目では、階段を撤去し長押のみを残した状態で実験し、その後、長押を撤去した。なお、加振方向は、試験体短辺方向を X、長辺方向を Y とした。層間変位、慣性力を計測するため、土居桁、牛引梁の高さに加速度計とワイヤー変位計を用い、下部および上部ダンパーの水平変位はレーザー変位計を用いて計測した。

(3) 実験結果

a) 固有振動数

ホワイトノイズ波加振で得られた 1 次卓越振動数は、X 方向がダンパーを取り付けた状態で約 2Hz、階段無しで 1.5Hz 程度であった。下部ダンパーの量を 6 箇所から 4 箇所へ変更してもあまり影響は見られなかった。Y 方向は、ダンパーの有無にほぼ影響されず 1.2Hz 程度、長押無しで 0.9Hz 程度であった。

b) 最大応答の比較

ダンパー補強の有無による応答の差を図 4、5 に示す。JMA 神戸波 NS の X 方向加振であり、それぞれ、最大層間変形角、履歴曲線の比較である。また、図 4 中の百分率は、ダンパーによる変形角の低減率を示している。ダンパー補強によって、耐力および剛性が増大し、最大層間変形角が低減されていることが分かる。

次に、復元力包絡線の比較を図 6 に示す。X 方向の結果から下部ダンパー 4 箇所と 6 箇所を比較すると、 $1/30\text{rad}$ 程度の大変形域では耐力に差が見られる。一方、Y 方向加振では、ダンパーの有無よりも長押の有無の方が耐力への寄与が大きかった。長押の成が柱寸法に対して比較的大きく、柱-長押接合部の回転抵抗が大きかった点、下部ダンパーが平面的にねじれ挙動し、結果として上部ダンパーで十分な相対変位が生じなかった点が原因と考えられる。また、図 6a 中にはダンパー 1 ピースの性能試験から実験前に想定された復元力も示している。正弦波 0.1Hz 振幅 $\pm 37\text{mm}$ の強制変位を与えて得られたバイリニア型の履歴特性を数値化し、振動台実験での下部ダンパーの状況に応じて積算した上で、階段補強無しの実験結果に加算した。実験値と想定値との差異は、上部ダンパーの寄与およびダンパーの速度依存性が起因していると考えられる。

c) 減衰性能の比較

正弦波加振における履歴曲線のループ面積および各ループの最大変形時の割線剛性から算出した等価粘性減衰定数を図 7 に示す。横軸はそれぞれの 1 ループでの最大層間変形角である。試験体軸組が元来有する減衰性能とダンパーの減衰性能を併せて評価していることになる。X 方向加振の結果を見ると、ダンパーの有無に関わらず振幅依存性が見られるが、約 $1/50\text{rad}$ 以降の比較的安定した範囲における等価粘性減衰定数の平均値は、無補強の場合 12.5%、4 箇所 17.5%、6 箇所 22.6%であった。一方、Y 方向では、ダンパー補強による減衰性能の向上は見られない。

d) 層間変位とダンパーの水平変位

X 方向加振において、軸組の層間変位と下部ダンパーの水平変位の関係を図 8 に示す。ダンパーの変位は左右の平均値である。層間変位に対して、下部ダンパーの水平変位はおおよそ 0.5 倍になっており、残りは上部ダンパー部分の変位となっていると考えられる。上部ダンパーと長押の間では、水平、鉛直変位、回転変

形(写真4)が複雑に組み合わせられて生じることが実験観察より明らかになっている。加えて、階段とダンパー治具間での遊びも寄与していると考えられる。以上より、層間変位が100%下部ダンパーへ伝達せず、変位のロスが生じたと推察される。

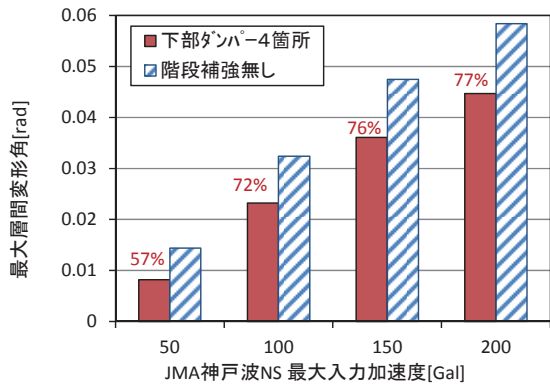


図4 JMA神戸波NS X方向加振における最大層間変形角の比較

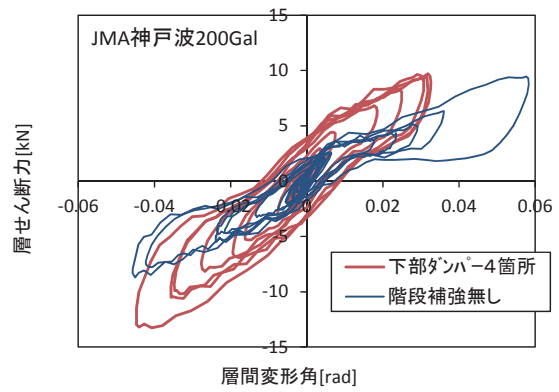
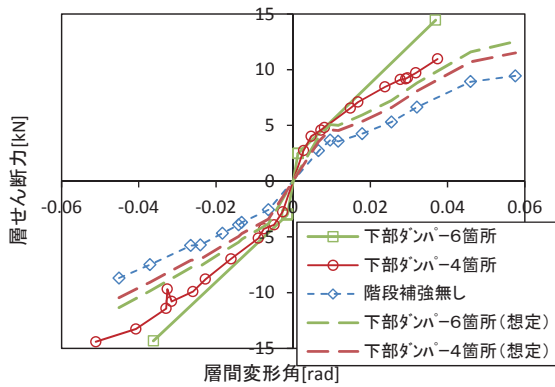
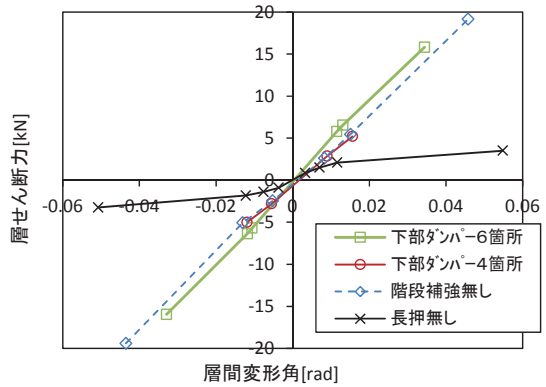


図5 JMA神戸波NS X方向加振における履歴曲線の比較

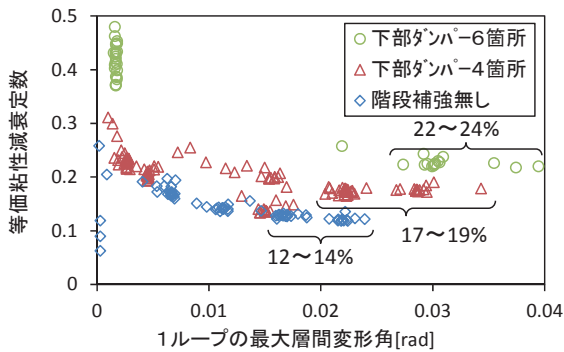


(a) X方向

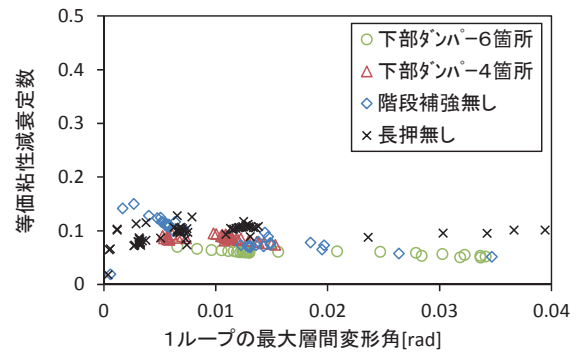


(b) Y方向

図6 復元力包絡線の比較



(a) X方向加振



(b) Y方向加振

図7 履歴面積から求めた等価粘性減衰定数の比較

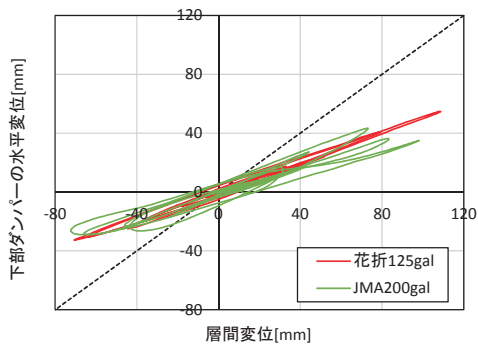


図8 層間変位と下部ダンパーの水平変位

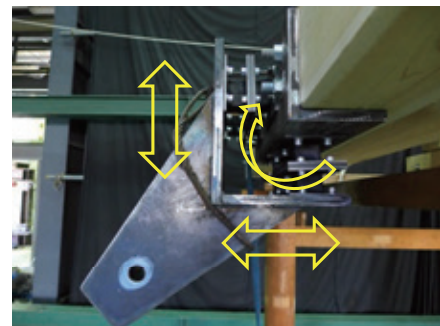


写真4 上部ダンパーの変形成分

3. 地震応答解析

振動台実験結果から階段の軸方向と平行な方向についてはダンパー補強が有効と考え、御影堂門 NS 方向へダンパーを挿入した場合の応答低減効果を検証するため、地震応答解析を行う。

(1) 解析モデルの設定

a) 階高および重量

小屋組および組物層は水平変位しない剛体と考え²⁾、2質点系モデルとして階高を設定した(図9)。重量は、瓦および葺き土のみサンプル計測に基づき、木材は比重0.55として材積から求めた。また、耐震改修に際して、重量軽減のため予定されている葺き土の除去(空葺き)も考慮している。表1に階高と重量を示す。

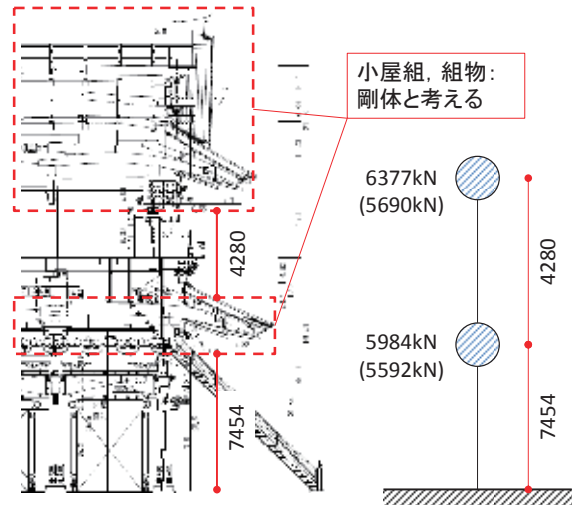


図9 質点系モデルと階高

表1 質点系モデルの階高と重量

	重量 (葺き土有り)	重量 (葺き土無し)	階高
2層	6377kN	5690kN	4.280m
1層	5984kN	5592kN	7.454m

b) 各層の復元力特性

御影堂門 NS 方向の主要な耐震要素は、大径柱の傾斜復元力と仕口接合部の回転抵抗、板壁等のせん断抵抗である。本モデルでは、柱傾斜復元力とその他(仕口・板壁等)に分け、文献3)に準じて設定した。仕口・板壁等で考慮されている要素は、柱-虹梁、柱-頭貫、柱-足固め接合部、臺股および板壁である。設定した各層の復元力包絡線を図10に示す。また、履歴則は、柱傾斜復元力は三折れ線からなる非線形弾性、仕口・板壁等はスリップバイリニアで与えた。ただし、使用した解析ソフト(剛構造システム SNAP ver. 6)の仕様上、負の復元力を設定出来ないため柱傾斜復元力がゼロに達した後はゼロを維持するようになっている。履歴則の詳細を図11、表2に示す。

c) ゴムダンパーによる補強

水平変位600mm時に付加耐力600kNを目標として検討されたゴムダンパーの諸元を表3に示す。振動台実験で見られたように、御影堂門1層の水平変位に対して、ダンパーの水平変位にロスが生じる可能性がある。そこで、変位のロスが無い場合(D100)と、ロスがあるとして質点系モデルで考慮するゴムダンパーのバネ剛性を0.5倍した場合(D050)の2ケースについて検討する。D100およびD050とも屋根葺き土を取り除いた空葺きの状態とする。ダンパーのせん断力-変位関係を図12、御影堂門1層にダンパーを付加したときの層せん断力-層間変形角関係を図13に示す。ダンパーの履歴則はノーマルバイリニアである。

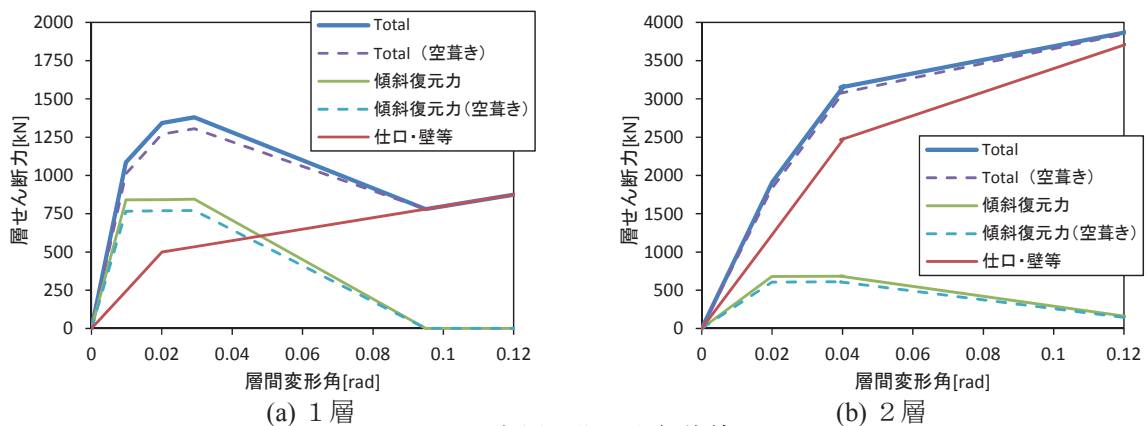


図10 各層の復元力包絡線

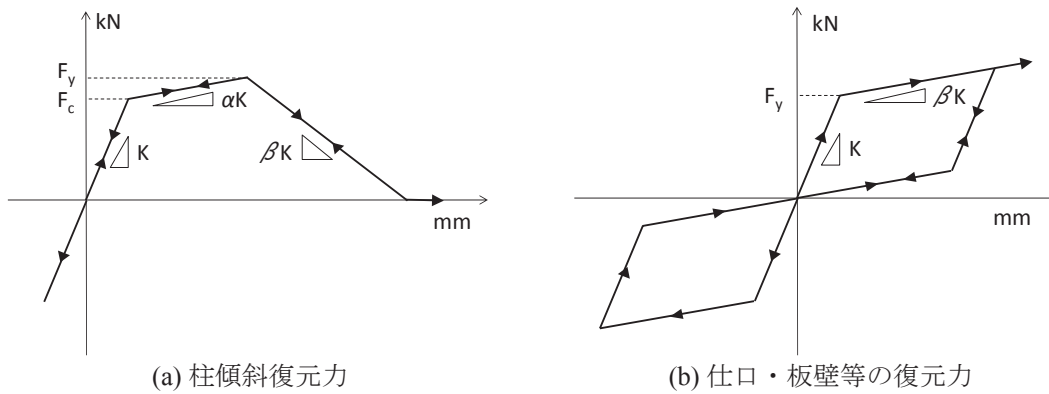


図 11 履歴則

表 2 復元力モデルのパラメータ

(a) 柱傾斜復元力						(b) 仕口・板壁等の復元力			
	K [kN/mm]	α	β	Fc [kN]	Fy [kN]		K [kN/mm]	β	Fy [kN]
1層	11.5	0.003	-0.15	840	845	1層	3.35	0.15	500
2層	7.0	0.006	-0.19	680	684	2層	12.6	0.25	2480
1層(空葺き)	10.5	0.003	-0.15	767	771				
2層(空葺き)	6.25	0.006	-0.19	607	610				

表 3 ゴムダンパーの諸元

断面積 [mm ²]	辺長 [mm]	厚さ [mm]	降伏変位 [mm]	最大変形 [mm]	最大荷重 [kN]
1,690,000	1,300	300	15	600	642.2

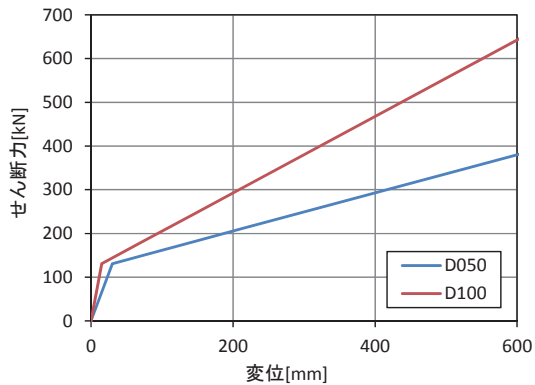


図 12 ダンパーのせん断力-変位関係

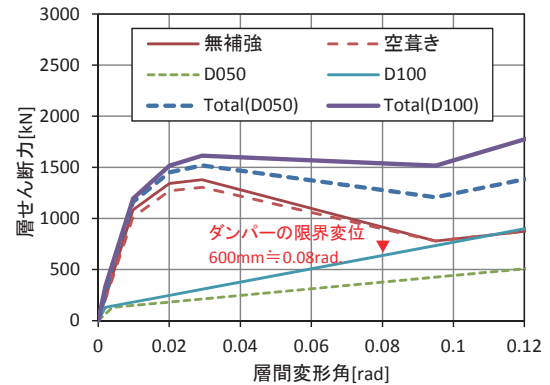


図 13 ダンパー付加時の 1 層の
層せん断力-層間変形角関係

d) 固有振動数

解析モデルの弾性時固有振動数を表 4 に示す。1 次固有振動数は、ダンパー補強無しの状態では 0.5Hz 程度、ダンパー補強有りの状態では 0.6Hz 程度である。

表 4 固有振動数

	1 次	2 次
無補強	0.49Hz (2.04s)	1.40Hz (0.72s)
空葺き	0.50Hz (2.00s)	1.42Hz (0.70s)
D050	0.56Hz (1.80s)	1.47Hz (0.68s)
D100	0.60Hz (1.67s)	1.52Hz (0.66s)

e) 入力地震動

入力地震動として以下の3波を用いる。

- ① 日本建築センター模擬波 (BCJ-L2) ⁴⁾ の 0~60 秒まで
 - ② 告示極稀スペクトル ⁵⁾ + 東本願寺サイト増幅特性 + JMA 神戸位相からなる人工地震波
 - ③ 兵庫県南部地震における JMA 神戸波 NS 成分
- 以降では、それぞれ①BCJ-L2 波、②告示 KOBE 波、③JMA 神戸 NS 波と称する。入力地震動の Sa-Sd 曲線 (h=0.05) を図 14 に示す。

f) その他解析条件

減衰は瞬間剛性比例型で与え、1 次の減衰定数を 3% とした。数値積分は、Newmark β 法 (β=0.25: 平均加速度法) を用い、0.001 秒刻みで行った。

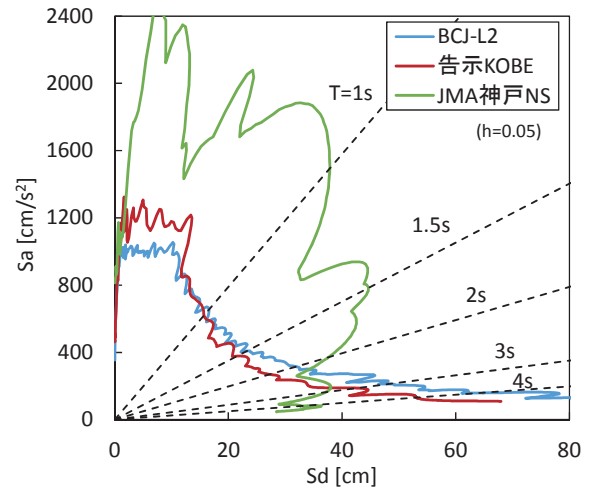


図 14 入力地震動の Sa-Sd 曲線

(2) 解析結果

a) 層せん断力-層間変位関係

D100 の場合の、BCJ-L2 波入力時の耐力要素別のせん断力-層間変位関係を図 15 に示す。補強無し、D050、D100 のいずれの場合でも、2 層はほぼ弾性を保ち 1 層に変形が集中する結果となった。

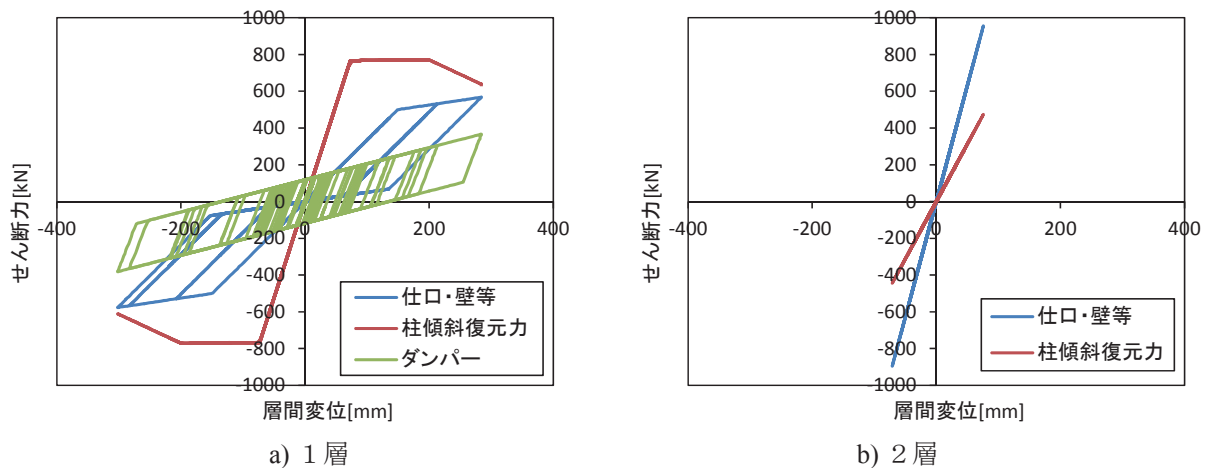


図 15 BCJ-L2 波入力時の各層の耐力要素別履歴曲線 (D100)

b) 最大層間変位

最大層間変位および変形角を表 5、図 16 に示す。なお、表中の網掛け部は変形角 1/10rad を越えて柱傾斜復元力が解析上ゼロになっているため参考値である。入力波によって違いはあるが、ダンパーを付加することで特に 1 層の応答変位が低減され、最大層間変形角は 1/20rad 以下となった。

また、変位にロスがあり剛性が 0.5 倍となった場合 (D050) でも、ダンパー補強による応答低減効果は十分見られ、D100 と D050 で同程度の応答低減効果を示した。

表 5 最大層間変位および変形角一覧 (単位: mm, (rad))

	無補強		空葺き		D050		D100	
	1層	2層	1層	2層	1層	2層	1層	2層
BCJ-L2	912 (1/8)	73 (1/59)	1230 (1/6)	68 (1/63)	292 (1/26)	76 (1/56)	302 (1/25)	76 (1/56)
告示KOBE	912 (1/8)	73 (1/59)	309 (1/24)	62 (1/69)	332 (1/22)	77 (1/55)	325 (1/23)	80 (1/54)
JMA神戸NS	380 (1/20)	99 (1/43)	380 (1/20)	93 (1/46)	344 (1/22)	105 (1/41)	339 (1/22)	111 (1/39)

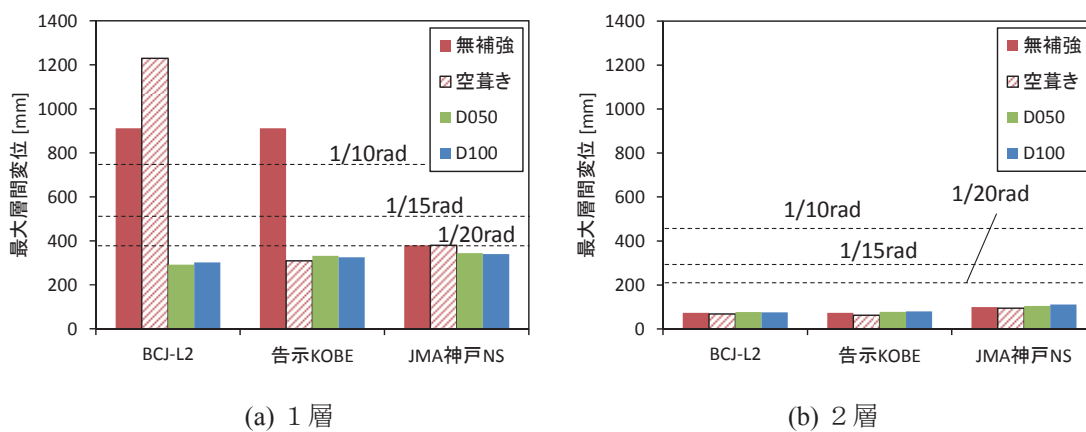


図 16 各層の最大層間変位

4. まとめ

伝統木造二重門である、東本願寺御影堂門に取り付く階段を利用した制震補強方法について、振動台実験および地震応答解析によって効果を検証した。振動台実験結果から、階段の軸と平行な方向の振動に対しては、階段下部に設置したダンパーが十分有効に働き、制震効果が見られることを実証した。また、地震応答解析結果から、1層の層間変位のうち、ダンパーへ50%程度しか変位が伝達されない場合でも十分に応答低減効果があることが分かった。一方、階段と直交する方向の振動に対しては、ダンパーの効果は殆ど見られず、今回の実験条件の範囲では長押の追加による影響が大きいことが分かった。

謝辞：本研究は、東本願寺耐震調査研究委員会のもとで実施しました。また、住友ゴム工業株式会社のご協力を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 鈴木祥之・前野将輝・西塔純人・北原昭男・後藤正美・須田達・大下達哉：伝統木造軸組の実大振動実験・静的水平力載荷実験，日本建築学会構造系論文集No. 574，pp. 135-142，2003.
- 2) 津和佑子・加藤圭・腰原幹雄：組物を有する伝統木造社寺建築の構面振動台実験：その2 水平耐力要素のモデル化と考察，日本建築学会大会（中国）学術講演梗概集，C-1，pp. 45-46，2008.
- 3) 棚橋秀光・鈴木祥之：伝統木造軸組の実大静的・動的実験のシュミレーション（伝統木造建造物の防災），歴史都市防災論文集，vol. 4，pp. 181-188，2010.
- 4) 一般財団法人日本建築センター：日本建築センター模擬波（基盤波） BCJ-L1 及び BCJ-L2，<http://www.bcj.or.jp/download/wave.html>
- 5) 国土交通省：平成12年建設省告示1461号

付表1 2章振動台実験で実施した加振一覧

入力波	PGA [Gal]	階段補強有り						階段補強無し			
		下部ダンパー 6箇所		下部ダンパー 4箇所(1日目)		下部ダンパー 4箇所(2日目)		長押有り		長押無し	
		X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
正弦波1Hz	10		○	○	○			○	○		○
	25	○	○	○	○		○	○		○	○
	50	○		○			○	○			○
	75	○					○	○			
正弦波1.5Hz	10						○				
	25						○				
正弦波0.5Hz	25										○
正弦波1Hz 2方向	X:10, Y:10		○		○						
	X:25, Y:25		○		○						
	X:50, Y:25		○		○			○			
JMA神戸波NS	50			○		○		○			
	100			○		○		○			
	150			○		○		○			
	200					○		○			
花折想定波	50			○		○					
	100			○		○					
	125					○					