2022年度(第7回)研究報告

2024. 8. 20現者
---------------

NO	氏名	所属研究機関・職名	テーマ	ページ
1	アサカワ タケシ 朝川 岡	東京電機大学 准教授	起振器を用いた振動測定と振動応答解析による鐘楼の耐震診断に 関する研究	1~4
2	<sup>ウェノ カツヒサ</sup> 上野 勝久	東京藝術大学大学院 教授	特異な建築形態の系統的理解と写しの文化に関する建築史的研究	5~8
3	<sup>ウンノ サトシ</sup> <b>海野 聡</b>	東京大学大学院 准教授	「中井家文書」を中心とする工匠史料の分析と建築生産の解明	9~12
4	カジカワ ヒサミツ 梶川 久光	明治大学 教授	寺院における大径柱の相互緊結による制震デバイスの性能確認実 験	13~19
5	<sup>カナオ イオリ</sup> 金尾 伊織	京都工芸繊維大学 教授	ファイバーロープを用いた原状復帰可能な煉瓦造建築物の耐震補 強技術	20~22
6	ハシモト リョウタ 橋本 涼太	京都大学大学院 准教授	地震と豪雨の多重外力下での城郭石垣の崩壊挙動解析手法に関す る研究	23~26
7	<sup>ハマダ シンイチ</sup> 濱田 晋一	名古屋工業大学 准教授	城郭石垣の技術的変遷とその伝播に関する研究	27~30
8	<sup>ミヤモト ミッヒロ</sup> 宮本 慎宏	香川大学 准教授	柱軸力の影響を考慮した伝統構法の社寺建築物に用いられる板壁 や土塗壁を有する木造軸組架構の耐震性能評価法の構築	31~34
9	ムラモト マコト 村本 真	京都工芸繊維大学 准教授	土塗り左官施工の技術伝承のための左官職人のデジタルツインと 身体運動の分析	35~38

※50音順

※原則、所属研究機関・職名は申込時を記載

## 公益財団法人 松井角平記念財団 報告書

## 1. 研究テーマ

起振器を用いた振動測定と振動応答解析による鐘楼の耐震診断に関する研究

## 2. 研究概要

日本に古くからある鐘楼は、地震による転倒、倒壊、移動<sup>10</sup>などの被害が報告されている。一方で、既往研究<sup>2)</sup> は縮小模型の振動実験の結果に対して、比較的簡素な架構の解析モデルで釣鐘を考慮した効果についてまとめら れている。また、今回実験対象とするような二層の鐘楼に関する既往研究<sup>3)</sup>もある。しかし、いずれも実物の鐘楼 を対象とした計測結果との比較には至っておらず、実際の耐震性能を考慮した鐘楼に関する研究は限定的である。 本研究では、山梨県小淵沢にある高福寺図1に実存する鐘楼を対象とする。起振器と加速度計を使用した振動実 験と、現地調査に基づきモデル化した質点系モデル図2に対し振動解析を行い、これらの比較検証を行う。以上 より、明治期の鐘楼の振動特性の評価と釣鐘が鐘楼に及ぼす動的特性の評価を行う。

## 3. 建物概要

対象の鐘楼は明治 22 年に再建されたものであり, 築年数は 134 年である。3D モデル, 各階の平面図を図 3, 4 に示す。この建物の特徴は, 一層南北方向に貫があること, 490 kg の鐘が天井に取り付けられていること, 瓦が使われており屋根重量が大きいことなどが挙げられる。鐘楼は, 創建後も多くの地震に見舞われ 2011 年 3 月 11 日 に発生した東日本大震災時も震度 5 強を経験したが, 大きな被害は確認されていない。

## 4. 振動実験

## 4.1 実験概要

2023 年9月に行った実験では、起振器(最大加振力 490 kN,重量 49 kg)2 台と加速度計(サーボ型)8 台を図 3(南北方向に起振する場合)のように設置した。東西方向の場合は、それらを平面図上で90 度回転した位置に 設置した。釣鐘の固定状況と起振方向をパラメータとし4Case表1に分けて実験を行った。釣鐘の固定方法につ いては、径が5mmと9mmのロープを釣鐘に巻き付けた上で四隅の柱に固定した。各 Case において、常時微振動 計測、スイープ起振(共振点測定)、固定周波数起振(共振点起振)、起振器を急停止し減衰測定を行った。また、 4Case 以外に釣鐘を南北、東西方向にそれぞれ人力で10cm押しその後、手を放し、自由振動させた時の鐘上の加 速度を測定した。これらにより得た加速度データより、固有振動数f、固有周期T、対数減衰率d、減衰定数hを導 出する。



## 4.2 実験結果

スイープ起振時と釣鐘の自由振動時の加速度データより得た固有振動数f,固有周期Tを表 2 に示す。Casel と 2 を比較すると南北方向起振の Casel の方が固有振動数fが 16.7 %大きくなった。また、Casel と 3、Case2 と 4 を それぞれ比較すると、

1 次固有振動数はあまり変わらないが、2 次固有振動数においては鐘を固定した Case3 と 4 の方が 1.63 %と 2.07 % 大きくなった。次に、2 階床上(ch4, 5)の 2 か所と屋根内(ch1),屋根下の梁上(ch2)で測定された加速度波形と釣鐘 は自由振動時の加速度波形より減衰特性を確認する。今回、式 (1)、(2) <sup>4</sup>より対数減衰率dを加速度より求め、減 衰定数hを推定した。 $a(t_{(i)})$ はある時刻における加速度、 $a(t_{(i+1)})$ はその 1 周期後を表している。1 次固有振動数 で揺らした時の対数減衰率dと減衰定数hの算出結果を表 3 に示す。

対数減衰率
$$d = \ln \frac{a(t_{(i)})}{a(t_{(i+1)})}$$
 (1)

減衰定数 h の推定値 = 
$$\frac{1}{2\pi} \ln \frac{a(t_{(i)})}{a(t_{(i+1)})}$$
 (2)

Case1 と 2 の 2 階の対数減衰率dを比較すると南北方向起振の Case1 の方が 14.0 %大きくなった。また、Case1 と 3. Case2 と 4 を比較すると、釣鐘を固定した Case3 と 4 方が 2 階の対数減衰率dはそれぞれ 36.5 %、56.8 %大きくなった。また、Case3,4 では 1,2 階の減衰の差は小さくなった。図 5 に Case2 時の屋根内(ch1)で測定された時刻歴 加速度波形(減衰時抜粋)を示す。東西方向では、一度加速度が収束し再び加速する現象が見られた。この現象は、 屋根内(ch1)、屋根下の梁上(ch2)の加速度波形において顕著に見られた。原因としては、釣鐘などの外乱による影響が考えられる。定常波時の応答加速度に着目すると、Case1 と 2 では南北方向起振の Case1 の方が大きく、Case1 と 3、Case2 と 4 を比較すると、釣鐘が非固定の Case1 と 2 の方が加速度は大きくなった。

表 2 固有振動数 f					
Case No.	Case1	Case2	Case3	Case4	
固有振動数 f 鐘(自由振動時)	0.497	0.473	_	_	
1次	1.26	1.08	1.25	1.08	
2 次	4.90	4.84	4.98	4.94	

表 3 対数減衰率,減衰定数						
加速度計位置	2 階平均	屋根平均	釣鐘(自由振動時)			
対数減衰率 d	Case1 : 0.085	1:0.111	1:0.050			
	2:0.074	2:0.114	2:0.047			
	3:0.116	3:0.122				
	4:0.116	4:0.116				
減衰定数 h	Case1 : 0.014	1:0.018	1:0.0080			
	2:0.012	2:0.018	2:0.0075			
	3:0.018	3:0.019				
	$4 \cdot 0.018$	$4 \cdot 0.018$				



### 5. 振動解析

### 5.1 **解析概要**

本研究では、質点系モデル図2での振動解析を行う。Case 分けは実験時と同様とし、Caselと2は3 質点モデル、Case3と4は釣鐘重量を屋根重量(3 層質点目)に含め、2 質点モデルで解析を行った。解析に使用する建物重量は、現地調査において計測し、算出した表4。固有値解析による固有周期Tと実験による固有周期Tの差が小さくなるように Snap でパラメトリックスタディを行い剛性kを求める<sup>5</sup>。その際、Case1と2における釣鐘の剛性kは表2の周期を用い、式(3)より算出した。

解析モデルは等価せん断モデルとし、減衰は部材初期剛性比例型として 3.2 実験結果において求めた減衰定数h を入力した。1 次固有振動数時の起振器による正弦波最大加振力は、Case1 で 0.46 kN, Case2 と 4 で 0.34 kN, Case3 で 0.45 kN であった。これらを Snap で 2 層質点目に履歴荷重を与え応答解析を行った。

### 5.2 **解析概要**

重量 m と剛性 k を表 4 に示す。剛性 k についてどの Case も 2 層目の方が大きかった。また、Casel と 2 を比較 すると、2 層質点目では南北方起振の Casel の方が 38%大きく、Casel と 3、 Case2 と 4 をそれぞれ比較すると、 釣 鐘を固定した Case3 と 4 方が 20% 大きくなる結果となった。Case2 の 3 層質点目の加速度波形を図 6 に示す。 応答解析の結果を実験における波形と比較すると、 どの Case においても解析値の方が定常波時の応答加速度が 大きく、Case2 の 3 層質点目では実験値の 60 倍となった。しかし、応答加速度について各 Case の大小関係に着目 すると、実験値と同様に南北方向起振時と釣鐘が非固定の時が大きくなる結果となった。

6. 剛性 k<sub>3</sub>のパラメトリックスタディ

今回, Casel の 3 質点系モデル図 4 に対して, Snap を使用して釣鐘の剛性  $k_3$  をパラメトリックス タディし, 釣鐘が建物に及ぼす影響を考察した。元々の  $k_3$ =0.0048 から約 0.002 kN/mm ずつ変化させ, 地震波は BCJ-L1 を使用した<sup>6</sup>。各剛性の時の層せん断力と層間変形の結果を表 5 に示す。釣鐘部分 の剛性  $k_3$ を大きくするにつれて F2-F1 の層せん断力や層間変形は, 小さくなった。



表4 重	剛性	(kN/mm)	
F層質点目	F2	F3	F4
重量m	1770	2620	490
Case1_剛性	0.29	0.91	0.0048
Case2_剛性	0.21	0.89	0.0043
Case3_剛性	0.35	0.94	_
Case4_剛性	0.25	0.95	_

図 6 case2\_3 層質点目\_時刻歴加速度波形(減衰時抜粋)

表5 層せん断力と層間変形

\_\_ 元々の剛性

	層	k <sub>3</sub> =0.0005	k3=0.0009	k3=0.002	k <sub>3</sub> =0.0048	k <sub>3</sub> =0.007	k <sub>3</sub> =0.009	k3=0.011
屋はく底も	F4-F3	0.34	0.71	1.04	1.78	2.9	3.3	4.0
唐セん断刀 (LN)	F3-F2	21.5	21.5	20.1	19.1	17.2	16.9	15.5
(KIN)	F2-F1	33.2	33.2	31.3	29.2	26.3	26.2	24.5
屋眼亦叱	F4-F3	687.9	714.4	346.5	370.3	408.9	369.7	359.0
/////////////////////////////////////	F3-F2	23.6	23.6	22.1	21.0	18.9	18.6	17.0
(11111)	F2-F1	110.8	110.8	104.5	97.4	87.7	87.3	81.1

※k3 は釣鐘部分の剛性(kN/mm)

## 7. まとめ

- ・南北方向の方が剛性k, 固有振動数f, 対数減衰率dが大きい
- ・釣鐘を固定した方が剛性k, 対数減衰率dが大きい
- ・釣鐘を固定した方が2次固有振動数fにおいて大きい
- ・釣鐘を固定した方が応答加速度が抑制された
- ・釣鐘を固定した方が層せん断力や層間変形角は抑制された

### 8. **今後の課題**

- ・最大加速度が解析値と実験値で大きく異なる結果となった要因について色々な観点から検討する
- ・ 釣鐘が鐘楼全体に及ぼす影響を定点理論に基づき,引き続き検討を行っていく

## 〈謝辞〉

実験をするにあたり,株式会社サンエス様に機器の提供や実験の指導をして頂きました。また,KBK 久保田株式会社, 高福寺の関係者の各位にもご協力いただきました。厚く御礼を申し上げます。

### —参考文献—

- 翌川:1995年兵庫県南部地震の際の鐘楼の移動について、日本建築学会大会(北海道)学術講演梗概集,pp205-206, 1995.8
- 2) 宮高,森山,西川,西澤:伝統的な木造鐘楼の振動性状に関する実験的研究,日本建築学会大会(関東)学術講演梗 概集 建築歴史,意匠 pp.129-132,2006.7.
- 3) 田口, 定村, 高田, 大橋, 西澤: 古代の二層建築の特性に関する実験的研究-その3 振動台を用いた加振実験-, 日本 建築学会大会(関東)学術講演梗概集, pp813-814, 2020.9
- 4) 日本建築学会:建築物の減衰 Damping in Building (第4章実測による建築物の減衰定数の推定法), pp.65-91, 2000.10.
   5) 構造システム:任意形状立体フレームの弾塑性解析ソフト[SNAP]:
- https://www.kozo.co.jp/structure/snap/snapriyourei.html.ver.8.2023.6 6) 一般財団法人 日本建築センター:地震波のダウンロード: https://www.bcj.or.jp/download/wave/. 2024.6

一付録:常時微振動計測--

振動実験において,風や地層のわずかな揺れによる常時微動を各 Case において計測した。常時微動時の応答加速度スペクトル図を以下に示す。また,図には明瞭なピーク時の振動数を示す。



## 令和4年度(2022) 公益財団法人松井角平記念財団 助成研究

## 「特異な建築形態の系統的理解と写しの文化に関する建築史的研究」実績要旨・概要

東京藝術大学大学院美術研究科・教 授 上野勝久 芝浦工業大学建築学部建築学科・准教授 小柏典華

## 1. 研究の概要と目的

本研究は建築史学として新たな類型を示すための試みである。令和 2・3 年度の研究で、大山 寺宮殿の独創的な建築意匠や構造を解明し、建築年代も元禄 12 年(1699)と推定できた。さら に痕跡等の詳細調査から建設経緯を推定し、類例として館山市にある那古寺観音堂の宮殿を比 較考察した。これらの成果は、建築史学会の『建築史学』第80号(2023 年 9 月)に<研究ノー ト>「大山寺不動堂宮殿(厨子)の建築的特色に関する研究」として発表した。

本研究は、両者の関連性から特異な建築形式がどのような経緯で伝播したのか、そもそも大 山寺宮殿に何らかの原型が存在したのかを明らかにし、近世における建築形式の系統的理解と、 近世建築における写しの文化の一端を究明することを目的とした。

## 2. 大山寺宮殿と那古寺宮殿の建築的特徴と関係性

大山寺宮殿は、正面3間、側面2間で、正面1間通りを吹放しとし、背面中央間の1間を緑 の出の大きさに突出した平面で、屋根はもこしと異なる二重とし、上重を切妻屋根とする。建 築的特徴としては、大山寺宮殿は内部に立つ2本の円柱からなる骨格部、その円柱を囲む外殻 部、さらに下部を取り巻く須弥壇部という、3つの構造体で形成されている。現在の不動堂と は床組が繋がっておらず、宮殿は不動堂本体と分離独立した構造体になっている。内部の2本 の柱及びその上部組物は前身仏堂のものと推定され、現在の不動堂はこの宮殿を囲い込むかた ちで享和2年に再建されたことになる。

造営に携わった大工をみると、那古寺では享保年間から寛政年間にかけて那古町に居住して いた加藤家の大工の存在が明らかになった。天明元年の那古寺宮殿は大工加藤家の作であるが、 約20年後の大山寺不動堂の造営にはまったく関わっていない。つまり、大山寺と那古寺の造営 に携わった大工は異なる系統であったと考えられる。

このように、大山寺宮殿と那古寺宮殿が酷似しているのは同じ系統の工匠ではなく、むしろ 異なる系統の工匠間で建築の形式や構造に関する情報の交流があったと考えるべきと思われ る。那古寺宮殿が大山寺宮殿の写しであったから成熟度や完成度が高いと判断できる。





## 図 01 大山寺宮殿の外観

図 02 大山寺宮殿の平面図(単位:mm)

## 3. 大山寺宮殿の「写し」の祖型 金峯山寺本堂(蔵王堂)の宮殿(厨子)

特異な形式の継承と伝播は、近世社寺建築における「写し」という建築文化に繋がる可能性 がある。そこで全国的にも修験道の中心的存在である金峯山寺を検討した。現存する本堂(蔵 王堂)は天正 14 年(1586)焼失後の天正 18 年の再建、その宮殿(厨子)も同時のものである。 金峯山寺本堂の宮殿は、仏壇の上に安置されるような通例のものと大きく異なり、本堂と一 体化しているので、文化財として個別に指定されていない。礎石建ての本堂の柱8本を巧妙に 用いたつくりで、背面よりやや大きくした正面屋根の構成、足元に設けた仏壇構えなど、全体 として正面性を強調した意匠となっている。秘仏である本尊の蔵王権現立像は、巨大な像とし て知られている。特に中尊は約7メートルの法量とされていて、宮殿の内部空間一杯を占有し ていると思われる。

金峯山寺本堂の宮殿と大山寺宮殿を比べると、同等の建築といえるほどの類似性は認められ ないと思われる。しかし、正面を3間の規模とすること、仏壇に載せるようなかたちとするこ と、堂内の柱を利用していること、床下から延びる柱で構成されていること、切妻造の屋根を 架けていること、二重屋根の外観を呈していることなど、かたちや構造形式の共通項を見出す ことができる。

大山寺宮殿は、かたちや構造に関する基礎情報を金峯山寺本堂の宮殿から得ながら、当地域 の工匠によってその時代の造形や意匠を駆使してつくられた可能性があるかもしれない。拡大 してみれば、建築に関する詳細な情報がないなかで、工匠がかたちや構造を「写し」という手 法で造営したと解釈したい。



図 09 金峯山寺本堂 宮殿 (厨子) 立面図



図 10 大山寺不動堂 宮殿(厨子) 正面図



## 4. 結 特異な建築形態の系統的理解と写しの文化

本研究では、元禄12年の大山寺宮殿と天明元年の那古寺宮殿の関連性から、特異な建築形式 がどのような経緯で伝播したのか、大山寺宮殿に何らかの原型が存在したのかを明らかにし、 近世における建築形式の系統的理解と、近世建築における写しの文化の究明を試みた。

大山寺宮殿は、正面3間に側面2間、正面1間通りを吹放しとし、背面中央間1間を突出し た平面で、もこしと異なる二重屋根は上重を切妻屋根とする。内部に立つ2本の円柱からなる 骨格部、その円柱を囲む外殻部、さらに下部を取り巻く須弥壇部という、3つの構造体で形成 され、不動堂本体と分離独立しているという建築的特徴がある。建築年代は元禄12年である が、痕跡等から内部の2本の柱とその上部組物は前身仏堂のものと推定された。対して那古寺 宮殿は、大山寺宮殿とほぼ同じ規模・構成・意匠で、棟札から大山寺宮殿より82年後の天明元 年の建築である。しかし、軸部は観音堂の床上に据えた土台から柱を立てて組み立てており、 構造形式の面で大山寺宮殿よりも成熟・洗練された感がある。

大山寺宮殿の大工棟梁はわからないが、享和2年の大山寺不動堂、享保年間と宝暦年間の那 古寺観音堂、そして天明元年の那古寺宮殿の造営に係る大工棟梁を精査した結果、大山寺と那 古寺の造営に携わった大工は異なる系統であったと考えられる。つまり、大山寺宮殿と那古寺 宮殿が酷似しているのは同じ系統の大工がつくったからではなく、異なる系統の工匠間で建築 の形式や構造に関する情報交流があったと考えるべきである。那古寺宮殿が成熟度や完成度が 高いのは、大山寺宮殿の写しであったからであるが、かえって全体を精緻に写したため、背面 軒を部分的に切り縮めて観音堂内陣に安置している。

埼玉県熊谷市にある歓喜院貴惣門は、こうした工匠間の情報交流の具体例といえる。安政 2 年頃の完成と考えられる貴惣門は三間一戸八脚門であるが、上重に切妻造を架け、さらに上重 の正面と背面の柱筋から前後に切妻造を付けた二重屋根形式で、側面には屋根の三つの破風を あらわした珍しいつくりである。そもそも貴惣門は、聖天堂を造営した棟梁の林正清に、周防 岩国の毛利家吉川藩の作事棟梁であった長谷川十右衛門が秘伝の設計図(建地割図)を林正清 に送ったことが判明しており、まさしく工匠間の情報交流による写しであった。貴惣門と設計 図を比較すると、基本的な構成は同じであるが、下層の破風の扱い、妻飾の構成、彫刻の用い 方など、細部では異なるところもある。注目すべきは江戸中期に山口の大工棟梁から伝えられ た形式の門が、江戸末期に埼玉の地でつくられたということであって、近世における特異な建 築形式の伝播の一端を示している。さらに同様の形式は元和4年建立の四天王寺東大門があり、 規模はひとまわり歓喜院のものより大きいものの、ほとんど同じである。

その上で貴惣門をみてみると、総欅造の精緻なつくりで多様な技法による彫物で要所を飾る など、江戸末期の造形技術が発揮されている。つまり、形式を「写し」ながらも、建築はそれ ぞれの地域で熟成されてきた造形技術でかたちづくられたと考えられる。木割書の視点でみて みると、貴惣門とほぼ同型の門を「発心門」と称して、指図と木割の概要を示している『大工雛形』 などがある。このように工匠間ではこの種の門の形式は知られていたわけであるが、必ずしも広く 一般に用いられた形式ではなかったと推察される。

そこで、大山寺宮殿にも何らかの祖型があったのかを検討した。那古寺宮殿のほかには同様の特異な形式の宮殿を見いだせなかったが、近畿圏にあって全国的にも修験道を代表する金峯山寺本堂の宮殿と比較した。現存する本堂(蔵王堂)は天正18年の再建であるが、内陣にある宮殿も同時につくられたものである。この宮殿(厨子)は、桁行3間(正面)、梁間1間(側面)の規模で、一見すると本堂床上に置いた仏壇に載るようなかたちになっている。しかし、実際には背面入側通りの柱4本と、その前方1間通りの柱4本で構成されている。つまり、本堂の柱8本を用いてつくられたもので、そこに切妻造・目板打板葺の屋根を架け、錣葺風の段葺になっているから二重屋根の外観を呈している。正面足元の仏壇構えの造作から、本堂に置かれた仏壇に載ったかたちにみえるが、内部は高い床を設けずに本堂の床面のみだけである。

金峯山寺本堂の宮殿と大山寺宮殿を比べると、同等の建築といえるほどの類似性は認められ ない。しかし、正面を3間の規模とすること、仏壇に載るようなかたちとすること、堂内の柱 を利用していること、床下から延びる柱で構成されていること、切妻造の屋根を架けて二段の 屋根の外観を呈していることなど、かたちや構造形式の共通項を見出すことができる。

大山寺宮殿は、かたちや構造に関する基礎情報を金峯山寺本堂の宮殿(厨子)から得ながら、 その時代の造形や意匠を駆使してつくられた可能性があるかもしれない。つまり、詳細な建築 の情報がないなかで、工匠がかたちや構造を写しという手法で造営したと解釈したい。

こうしてみると、特異な建築形式の写しには、工匠の活動が鍵になる。宮城県塩竈市の鹽竈 神社の社殿は宝永元年に完成したが、寛文期の社殿が権現造であったものを、僅か30年で刷新 した。左宮と右宮及び別宮の各本殿は、ほぼ同寸同大、同形式の三間社流造となった。宝永期 の造営は異例で、寛文期と同じ系統の大工松原家が担当したが、工事に際して上方に行き、賀 茂神社、春日大社などを見学し、賀茂神社の制式を採用した。規模・平面・細部には少し異な るものの、現在の賀茂御祖神社と賀茂別雷神社の各本殿と同等の古式の流造である。つまり、 宝永期の造営された鹽竈神社の本殿は、工匠の実査にもとづいた建築形式の「写し」であった。

岩手県花巻市の清水寺観音堂と京都の清水寺奥院からも、特異な建築形式の写しがあったこ とが確認できた。文化 10 年の清水寺観音堂は正面向拝付きのいわゆる 5 間堂であるが、寛永 10 年の清水寺奥院も桁行 5 間に梁間 5 間で前面に懸造の舞台を設けている。観音堂と奥院の平 面構成は、前方の梁間 2 間分を外陣、その奥は梁間中央の 1 間通りを内陣、後方 2 間分を内々 陣としたもので共通し、内陣・外陣・脇陣などからなる一般的な 5 間堂とは違いがある。岩手 の清水寺は京都、播磨(兵庫県)とともに日本三大清水といわれているが、現時点では京都の 清水寺と岩手の清水寺の関係性がわからない。建築年代、立地場所などを考えれば、建築的な つながりは少ないかもしれない。しかし、特異な建築形式の「写し」は、寺院の間で簡単な情 報交流があれば、可能であったことを示唆している。

以上、元禄12年建築の大山寺宮殿を起点として、同形式の那古寺宮殿を系統的に検証した結 果、同じ系統の大工がつくったからではなかったが、異なる系統の工匠間で建築の形式や構造 に関する情報交流があったと考えるに至った。近世における特異な建築形式の伝播には、工匠 間での建築の形式や構造に関する情報交流が必要であるが、歓喜院貴惣門の事例をみると、造 営に際しては基本的な要素を写しながらも、実際の形にはそれぞれの時代性や地域性、その流 行などが反映されていたことがわかる。

近世建築における写しは、多様な手法で実践されていた。 鹽竈神社の本殿のように、工匠が 実査に基づいて写しを行った場合、より精度の高い写しを実現していたことがわかる。逆に、 相互の関係性や工匠間の情報交流が希薄であったとしても、清水寺観音堂のように簡単な平面 や空間の構成に関する情報があれば、大まかな建築的特徴を写すことができたのである。

特異な建築形式である大山寺宮殿の成立を考えてみると、修験道の代表的存在である金峯山 寺本堂の宮殿を写しの対象として、全体の構成に関する簡単な情報交流をもとに、造営に携わ った大工が大まかな建築的特徴を把握した上で創意工夫を凝らし、時代性や地域性を加味して 達成したのではないかと結論したい。現時点ではこれを立証できる根拠がほとんどないので、 今後も研究を進めたい。 公益財団法人 松井角平記念財団 2022 年度研究助成 研究報告 研究課題

# 「中井家文書」を中心とする近世工匠史料の分析と建築生産の解明 研究代表者 海野 聡(東京大学大学院)

# 1. 研究目的・概要

既往の近世の生産史研究では、工匠組織や技術史が解明されてきたが(海野 聡 2015、学界展望、山岸吉弘 2017 ほか)、主に工匠組織の研究の建築の形態 (様式)への還元、工匠の現場における作業や判断の解明、工匠関連史料の位 置づけが不足してきた。近世に畿内大工を支配した京都大工頭の中井家に関す る良好な工匠史料「中井家文書」が残っており、これらをもとにした一連研究 があり(谷直樹 2003 他)、その組織の形成などが明らかになっている。

「中井家文書」のなかでも宮内庁所蔵のものはアクセスが限られていたが、 近年、デジタル化され、研究環境が整いつつある(田島公、基盤研究S)。い っぽうで、実際の建築と史料の比較検討には課題がある。またこのデータをも とに、2019年11月より研究手法を試験的に検討し、上記の一部を解明しうる ことが明らかになってきている(海野 2020 他)。一方で工匠史料の精読には 建築史的知見が不可欠であり、十分な検討なしに安易に使用されかねない危険 性も生じている。そのため造営現場の史料として精読・分析し、近世における 工匠史料の特質、生産体制を検討する。

こうした状況を踏まえ、本研究では、「中井家文書」を中心に工匠家史料を もとに御所・邸宅・寺社を対象に史料と現存建築と比較分析し、建築生産史の 再構築を図った。本研究は日本建築生産史において、とくに造営現場の実態と いう視座や工匠関連史料と現存建築の対比の点において、独自性に富んでいる。

## 2. 宮内庁書陵部図書寮文庫所蔵内匠寮本「中井家文書」

「中井家文書」はじめ、建築資料類に関しては、その情報のみが着目され、 制作意図・過程の検討の視座が不足し、さらに図面類に興味が集中してきた。 工匠史料そのものも一部の研究者らに限られてきたため、アクセス自体が困難 であった。

近年、一部の公的機関や工匠家蔵の史料整理はなされており、江戸時代を通 して京都大工頭を務めた中井家による中井家文書は一部、公刊されている(平 井聖 1976-85、谷直樹 2003)。いっぽうで、当初は一群であった史料が、現在 は京都大学付属図書館、宮内庁、京都府立京都学・歴彩館・中井家等に分蔵さ れている。前二者はデジタル化が進み、このデジタル化された史料の精読・分 析によって、建築生産や造営現場の実態に関する研究が展開されている(海野 基盤 A2022-26 他)。建築図面や造営関連史料の整理・精読・分析のため、「デ ジタル化→公開→他分野の専門家による検討」という研究手法の有効性を、以 下に述べるように実証的に示した。

# 3.「中井家文書」の精読・分析と個別の成果

本研究では、当研究室の大学院生らとともに、宮内庁書陵部図書寮文庫所蔵 内匠寮本「中井家文書」の精読を行う研究会を月1回程度の頻度で開催し、建 物の復元や造営史料における記載方法や用語の検討、史料が作成された経緯と 造営の流れや生産組織について検討を加えた。2023年12月9日に京都学・歴 彩館において、第4回国際研究集会「御所(宮殿)・邸宅造営関係資料の地脈 と新天地」を開催し、研究の成果を発表した<sup>1)</sup>。

本国際研究集会は、史料編纂所や宮内庁によって培われてきた膨大な建築関 係史料のデジタルデータをもとに、近世の建築生産や建築技術を再検討するも のである。宮内庁書陵部内匠寮本「中井家文書」を対象に、デジタルデータを 用いた精読による建築情報の抽出・建築技術の実証的解明という研究手法の提 示を行ってきた<sup>2)</sup>。とりわけ、看過されてきた帳簿類を検討すると、個々の資 料の精読・分析により近世の建築物や建築生産の実態がありありと浮かびあが ってきた。

宮内庁書陵部図書寮文庫所蔵内匠寮本「中井家文書」の「安政五年午十月禁 裏御附大久保大隅守御役宅本家向長屋向共模様替并土蔵共古木取更建直其外 井戸目板瓦塀杉皮塀板塀竹垣共御修復仕様帳」の精読をもとに、堤淳也「禁裏 付役宅の平面復元」や妹背伊織「仕様帳に記載された安政度禁裏付役宅の主屋・ 長屋の構法とその部分的復元」と題して発表を行った。また門に関する史料を 通して、寛政度と安政度の門の形態の比較をおこない、前田 瑠嘉「寛政度唐 御門の形態と造営関係史料の性格」として報告した。

以上、各研究会での精読の成果を踏まえ、後進となる大学院生らによる研究 発表を後押ししてきた。また発表にあたっては、研究代表者が司会を行い、デ ィスカッションをリードした。

また上記の研究成果は個別の事象に関する解明だけではなく、造営史料に対 する分析の点でも、重要な意義がある。その意義についてまとめておく。

まずは造営における帳簿に記された情報が、過去の建築を復元するに足る史 料であることが明らかとなってきた。同時に、関連する指図や現存建築などの 情報を付加して解釈した部分も多い。その理由として、造営関連史料の指図等 が不足する可能性や、当時の造営において、情報として記述する必要のない知 識が、現代の研究者に不足している可能性が考えられる。

またこれらの検討を通して、これまで看過されてきた帳簿類の史料が、建築 学上、極めて重要な情報に富んでおり、詳細に分析することで、過去の建築の 姿が実証的に解明できることが示されてきた。

今回の研究では検討に至っていないが、これらの廻廊に関しては、安政期の 建築が現存している。それゆえ、「中井家文書」は今後の修理において、新造 時の状態や修理履歴を知るうえでも有効な情報源として期待される。

## 4. 東アジアの建築図面史料と「中井家文書」

また上記の研究成果報告とは別に、建築図面史料のデジタル化について、「建築図面史料と実態のはざま~東アジアにおける建築図面史料の史料的価値」と 題して、「中井家文書」の史料的価値に関する国際的な検討を行った。

東アジアの建築史の視座から、崔ゴウン氏(竹中大工道具館)に儀軌の事例 を踏まえつつ、韓国建築史の視座からの展望を語っていただく。また建築史の みならず、地図を含む図面類は歴史地理学・都市史などの他分野へ波及する情 報であり、歴史地理学の金田章裕氏(京都学・歴彩館)に視座や課題を提示い ただいた。これらを踏まえて、将来の研究のプラットフォームの構築やそのた めに基盤となるデジタル化を中心に、鼎談を通して検討した。

日本では国立国会図書館・国立公文書館・東京大学史料編纂所などをはじめ、 文献史料や各種絵巻物のデジタル化がすすめられている。ただし、建築図面史 料のような、やや特殊な史料は、デジタル化が十分には進んでいない。その背 景には、建築関連史料の史料整理・デジタル化の手法が未確立であること、ま たその高度利用による有効性が見えにくいことがある。またデジタル化におい ても、建築図面史料という特性を捉えて、何を重視するか、という課題もある。

日本については、比叡山延暦寺の建築を対象に、建築図面史料と現存建築の 比較検討をおこない、建築図面史料の状態から、実際の建築までの間に、設計 変更があったことを報告した<sup>3)</sup>。この検討を通して、設計図の性格を有する建 築図面史料であっても、それが実際に建っていたかについては、慎重な判断が 必要であるという史料批判の重要性を指摘した。

韓国では、朝鮮王室建築図面が残されており、現存する宮殿と比較可能な資料群が良好に遺存していることが報告された。さらに平面図や鳥観図は多いが、 断面図などの建築実務関連の史料に乏しく、日本とは建築図面史料でも性格が 大きく異なることが明らかとなった。

歴史地理学からは宮城図などをもとに、都市的な視座が提示され、描かれた 建物や都市の様相が、当時の状況を s のまま反映しているかについて、注意が 必要という状況が示された。また地図関連史料については、中心部と周縁部で 縮尺が異なるというデフォルメがなされていることが指摘された。

以上の議論を通して、史料批判の必要性はありつつも、「中井家文書」が精 緻かつ詳細な建築情報を有しているという状況が浮かび上がってきた

そして「中井家文書」が東アジアからみても、日本の「中井家文書」の建築

図面が実務関連の史料として貴重であること、帳簿という付随する史料群がと もに残ること、現存建築と比較可能であることの三点から、極めて重要な資料 であることが明らかになった。

## 5. おわりに

さて「中井家文書」をはじめとする膨大なデジタル化史料から得られる濃密 な建築情報は高い研究価値を有している。しかし、その全容の解明には多くの 研究者による検討が不可欠である。日本建築史の研究課題が残されていないと いう誤解もあってか、若手研究者も減少傾向にあるなかで、未来への投資は重 要な課題である。それゆえ、「中井家文書」とはじめとする造営関連史料の重 要性・存在と研究手法をひろく公開することで、同様の手法を用いた研究が可 能であることを示すことが出来た意義は大きい。本研究助成や科学研究費によ り、大学院生に研究発表と研究集会の参加の場を提供できたことは幸甚であり、 後進が続く事を期待したい。

## 注

注1 研究集会の成果報告として、『第4回 国際研究集会「御所(宮殿)・ 邸宅造営関係資料の地脈と新天地」当日報告集(4)』2023年12月を刊行し ている。

注 2 これまでに 2020 年 10 月 25 日・2021 年 12 月 18 日・2022 年 12 月 10 日と 3 回にわたり、京都府立京都学・歴彩館小ホールを会場として、国 際研究集会「御所(宮殿)・邸宅造営関係資料の地脈と新天地」(東京大学史 料編纂所など主催)を開催し、成果公開につとめてきた。

注3 現存建築の調査の過程で、現存建築を主たる対象に、「中井家文書」 の図面史料との比較をおこなっている(海野聡『再生する延暦寺の建築:信 長焼き討ち後の伽藍復興』吉川弘文館、2022年)。本発表では、「中井家文 書」の視点から検討し、設計変更の可能性について報告した。

# 2022年度松井角平記念財団 研究実績報告書

# 寺院建築における大径柱の相互緊結による制震デバイスの性能確認実験 EXPERIMENTS TO CONFIRM PERFORMANCE OF SEIEMIC RESPONSE CONTROL DEVICES TO CREATE MUTUAL BONDS BETWEEN COLUMNS IN A TEMPLE

# 梶川 久光 \* Hisamitsu KAJIKAWA

Temples tend to have very low seismic performance due to the extremely heavy roof weight, small seismic capacity, and few walls. This study proposes the reinforcement using response control devices with high damping rubber as an effective seismic retrofit technology that contributes to improving strength and stiffness, as well as enhancing damping performance for such temples without significantly altering the layout. The performance of this reinforcement was demonstrated in a horizontal excitation test. As a result, in L70t20-i-f2, the maximum strength was 99[kN], and the damping performance was about 25% at 1/30[rad], proving that it has sufficient strength and damping performance as a reinforcement technology for temples. This reinforcement technology can be applied to the column base, capital, or between columns, making it well-suited for temple buildings with few walls.

Keywords: Seismic Reinforcement Technology, Response Control, High Damping Rubber Device, Horizontal Loading Test, Temple耐震補強技術, 制震, 高減衰ゴム, 水平加振実験, 寺院

## 1. はじめに

本研究を始めるに至った動機は、寺院は屋根が大きく、瓦や土を 用いていることにより屋根重量が非常に重いこと、また、耐震要素 は主に貫構造と耐力壁(土塗壁や木ずり壁)により構成されており いずれも耐力が小さいこと、さらに、耐力壁においては壁量も少な く壁配置が偏心していることが影響し耐震性能が非常に低い傾向に ある。このような寺院に対し、なるべく間取りを変更せずに、耐力 及び剛性の向上に寄与し、加えて減衰性能の向上も期待できる効果 的な耐震補強を実現する手法が急務であると考えた。

そこで、本研究は、寺院の復元力特性である剛性、耐力、靭性、減 衰の全ての改善に寄与し、耐震補強にて現行の建築基準法及び住宅 の品質確保の促進等に関する法律(品確法)で設計可能な範囲まで 構造性能を引き上げることを目指し、図1のように大断面矩形を含 む大径柱の相互間を高減衰ゴムを用いた制震デバイスにより緊結し た「制震デバイス補強」を提案し、以下の内容を研究目的とする。

- 制震デバイス補強の水平加振実験により制震デバイス補強の構造性能(荷重-変位関係、構造特性値、基準骨格曲線、履歴面積等)を明らかにする。
- 制震デバイス補強の力学モデルを提案し、実験値と比較検証を 行うことでその適用性を明らかにする。

なお、本実験の一部は2022年度松井角平記念財団の研究助成とし て実施した。



### 図1 制震デバイス補強を用いた補強イメージ

## 2. 高減衰ゴムを用いた制震デバイス

高減衰ゴムを用いた制震デバイスの概要図を図2に示す。この制 震デバイスは柱間に配置するものであり、柱脚部、柱頭部及び柱間 部(垂れ壁内部や腰壁内部等)のいずれにも適用することが可能で あるため、壁の少ない寺院建築への適用に優れている。

制震デバイスを構成する部材(フレーム)は、断面の違いや部材 の接触面の表面処理の違いなどにより2種類ある。

制震デバイスは、柱をはさみこむ側面枠材01と側面枠材02、側面 枠材01の先に側面材01と側面材02、側面材02とピン接合するセン ターパネル、センターパネルの先にダンパー連結プレートと高減衰 ゴムダンパーで構成している。センターパネルはピン接合のため柱

\* 明治大学理工学部建築学科 教授・博士(工学)

Prof., Dept. of Arch., School of Science and Technology, Meiji Univ., Dr.Eng.

の傾きに応じてセンターパネルが動き、高減衰ゴムダンパーに力が かかる機構となっている。これは、高減衰ゴムが効果的に変形する 変形拡大機構となっている。

### 3. 制震デバイス補強の水平加振実験

## 3.1 実験概要

実験は2023年11月から12月と、2024年3月に、明治大学生田校舎 構造物試験棟で実施した。実験概要図を図3に示す。

治具は、屋根や小屋組みの重量が各柱に入力され、柱脚が浮き上 がらない実際の寺院建築の構造に合わせて柱脚を固定せずタイロッ ド式とした。反力壁に設置した200[kN] アクチュエータを用い、試 験体桁部に設置した加力治具を押し引きさせて静的水平加振及び動 的水平加振を行った。

### 3.2 試験体

試験体は一般寺院建築の壁面をなす軸組を一部再現しており、実 験用組立柱、柱振れ止め材、加力桁及び制震デバイスから構成され、 左右にある実験用組立柱(大径柱の相互(間))を高減衰ゴムを目いた 制震デバイス及び柱振れ止め材により結んでいる。本実験に 制震 デバイスの性能を確認することを目的としているため、柱の先行破 壊を防ぐために、H型の鉄骨に造作用集成材を被覆した実験用組立 柱を用いた。柱振れ止め材は、左右の柱を挟み込みボルトでピン接 合し、座屈しないようにブロック材を挟んでいる。制震デバイスは、 床下での補強を想定し柱の下部に接着剤を用いて取り付けている。

試験体名を図4に示す。試験体名は、高減衰: び制震デバイスのフレームによって区別してい 高減衰ゴムの大きさと厚みの種類(L70t20、L& 類、高減衰ゴムの種類を天然ゴム系(n)とイン 2種類、フレームの種類を側面材01の断面の違 今回実施した試験体は表1に示す4体である。

試験体の重量は、部材の体積と比重<sup>1)2)3)</sup>より 出用重量は架台から加力桁中心までの高さ(3,1 した場合、その半分から上とした結果、7.23[k]

## 3.3 加振方法及び計測方法

反力壁に設置した鷺宮製作所製の壁せん圏 チュエータ)を用いて加振し、加力桁に取り付け し引きする。加力スケジュールは図5に示すよ 繰り返し加振を見かけのせん断変形角が1/600 ±1/200、±1/150、±1/100、±1/75、±1/50、± に制御しながら、ゴムの厚みに対する変形角

±400%以内の範囲で0.01、0.1、1.0、2.0[Hz]の払売のないでは >> の加速 周波数と変形角の組み合わせを 表1に示し、実施したものを"○"、 変位計を受けているアングルが一部外れたものを"△"、実施してい ないものを"-"とする。

計測は、試験体の各所に加速度計、変位計、歪みゲージ、熱電対を 設置し、試験体における加速度、変位、荷重、温度を測る。各計測機器 が測定したデータは東京測器製デジタル動ひずみ測定器DRA-101C に集積された後にGP-IBケーブルを介して東京測器製の動的計測ソ フトウェアVisualLOGによりパーソナルコンピューターに集積され る。また、ひずみゲージにおいてはブリッジボックスを介してデー タの集積を行う。熱電対による温度計測においては、DRA101Cでは







23

示す。



加振中の計測を行い、TDS-302では加振終了後も継続して計測を行 うことで、温度の推移を確認できるようにした。各計測機器より荷 重-変位関係、最大耐力、基準骨格曲線、履歴面積、等価剛性及び等 価粘性減衰定数を明らかにする。

## 3.4 実験結果

試験体ごとの荷重-変位関係、基準骨格曲線、履歴面積及び等価 粘性減衰定数を図6に示す。左から順に変形角1/100radまでの加振 振動数0.01Hz~2.0Hz、最右列は変形角1/30radまでの加振振動数 2.0Hzを示している。紙面の関係上、高減衰ゴムなしのL00t00の結 果は省略する。また、高減衰ゴム近傍の温度は、L70t20-i-f2の0.1Hz、 0.01Hz、2.0Hzが約19度、その他は約12~14度であった。

荷重-変位関係及び基準骨格曲線は縦軸が荷重[kN]、横軸が変形角 [rad]、履歴面積は縦軸が履歴面積[kN・rad]、横軸が変形角[rad]、等 価粘性減衰定数は縦軸が等価粘性減衰定数[%]、横軸が変形角[rad] である。





荷重-変位関係について、荷重はアクチュエータの内蔵の荷重(1ch) から試験体の慣性力を差し引いて求めた。慣性力は、3.2に示した 試験体の上半分の重量である7.23[kN]に加力桁中央の加速度の値 (4ch)を乗じて求めた。変形角は、加力桁の変位(5ch)から柱脚の水 平変位(15ch)を差し引いた層間変位を、試験体高さ3,120[mm] で除 して求めた。これにより作成した荷重-変位関係は大きな紡錘形を 描いた。これは高減衰ゴムや制震デバイスのフレームの塑性や接 合部の摩擦により履歴面積が大きくなっているためだと考えられ る。また、最大荷重は、L70t20-n-f1の加振振動数2.0Hzの1/30rad時 の場合が88.8[kN]、L80t20-i-f1の加振振動数2.0Hzの1/30rad時の場 合が72.6[kN]、L70t20-i-f2の加振振動数2.0Hzの1/30rad時の場合が 99.0[kN]であり、寺院の補強として十分な耐力であった。なお、高減 衰ゴムなしのL00t00の最大荷重は7.3[kN]で履歴面積も小さく形状 も異なっていた。

基準骨格曲線は、各ループの最大層間変位とその時の荷重として いる。図6の基準骨格曲線は1ループ目と4ループ目を加振振動数ご とに試験体を色分けして比較している。L80t20-i-f1、L70t20-n-f1、 L70t20-i-f2の順に剛性及び耐力が大きくなっており、L80t20-i-f1の 加振振動数2.0Hz以上は繰り返しにより1ループ目より4ループ目の 方が小さい結果となった。制震デバイスのフレームの断面を大きく することでフレームの塑性が抑制され、高減衰ゴムが効いたためだ と考えられる。

履歴面積は、ループごとの面積を求め、図6には2ループ目と4ルー プ目を加振振動数ごとに試験体を色分けして比較している。変形角 が1/100radまでの加振振動数が0.01Hz、0.1Hzの場合はL80t20-i-f1、 L70t20-n-f1、L70t20-i-f2の順に大きくなっているが、加振振動数が 1.0Hz、2.0Hzの場合はL70t20-i-f2よりL70t20-n-f1の方が大きくなっ た。しかし、大変形になっていくと(1/100~1/30rad)、L70t20-n-f1よ りL70t20-i-f2の方が大きくなった。これは制震デバイスのフレーム の塑性と接合部の摩擦が影響しているためだと考えられる。

等価粘性減衰定数h<sub>ea</sub>は、原点及び最大層間変位δ<sub>max</sub>とその荷重  $P_{\delta max}$ [kN]より、面積Wiを算出する。各変形角の1サイクルの消費エ ネルギーWi[kN・rad]はループが描く面積とし、式1により算出した。

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \times \frac{\Delta Wi}{Wi} \times 100 \tag{1}$$

図6の等価粘性減衰定数は、2ループ目と4ループ目を加振振動数 ごとに試験体を色分けして比較している。変形角が1/100radの場合 は、L80t20-i-f1、L70t20-i-f2、L70t20-n-f1の順に大きくなり約10~ 12%である。大変形の1/30radの場合は、L70t20-n-f1、L80t20-i-f1、 L70t20-i-f2の順に大きくなり約20~25%である。寺院の耐震補強と しては十分な減衰性能であった。

### 4. 変形モード理論

### 41 理論

制震デバイス補強の変形モード理論の概要を図 8、式 2に示す。 水平荷重P[kN]を受ける場合、制震デバイスの高減衰ゴムによるせ ん断変形モード(高減衰ゴムの変形モード)δ<sub>D</sub>、柱の曲げ変形モード  $\delta_B$ 、制震デバイスのフレームの塑性及び接合部の摩擦による変形 モード(フレームの変形モード)δ<sub>F</sub>を足し合わせることにより全体の 変形δを理論的に導出することができる。柱の中心間の距離をL、試 験体の高さをh、柱脚から制震デバイス上端までをh1、柱頭から制 震デバイス上端までをh<sub>2</sub>とする。なお、変形モードは、梶川らの文 献4)を参考にした。



$$\delta_F$$

δ	:	全体の変形 [m]
$\delta_D$	:	高減衰ゴムの変形 [m]
$\delta_B$	:	柱の曲げ変形 [m]
$\delta_F$	:	フレームの変形 [m]
P	:	水平力 [kN]
h	:	試験体の高さ [m]
$h_1$	:	柱脚から制震デバイス上端までの高さ [m]
$h_2$	:	柱頭から制震デバイス上端までの高さ [m]
L	:	柱の中心間の距離 [m]

### 高減衰ゴムの変形モード $\delta_D$

高減衰ゴムの変形モードの力学モデルの概要図を図 9に示し、理 論式を以下に導く。各記号は、柱の中心間距離をL、制震デバイスの ピン間距離をL<sub>c</sub>、各ピンから柱の内側までをL<sub>s</sub>、各ピンからフレー ムの摩擦のヒンジまでをL<sub>q</sub>、高減衰ゴムダンパーにかかる力をP<sub>q</sub>、 高減衰ゴムダンパーの変形量をδ<sub>α</sub>、ピンにかかる力をP'、ピンの変 形量を $\delta'$ 、反力を $P_V$ 、 $P_H$ とする。



### 図9 高減衰ゴムの変形モードの力学モデルの概念図

全体の力のモーメントの釣り合い、ト型の力の釣り合いより高減 衰ゴムダンパーにかかる力Paと水平力Pの関係を式3に示す。

$$P_g = \frac{L_c h}{2(2L_s + L_c)L_g}P\tag{3}$$

ピンにかかる力P'を水平力Pの係数で表した式を式4に示す。

$$P' = \frac{(2L_g + L_c)h}{2(2L_s + L_c)L_g}P$$
(4)



 $\delta_D$ と高減衰ゴムダンパーの変形量 $\delta_a$ の関係を式5に示す。

$$\delta_D = \frac{L_c h}{(2L_s + L_c)L_g} \delta_g \tag{5}$$

また、高減衰ゴムの荷重-変位関係より式6が成り立つ。*t*は高減衰ゴムの厚み、*A*は高減衰ゴムの断面積である。

$$G_{ge} = \frac{G_g A}{t} \tag{6}$$

以上より、 $\delta_D$ と水平力Pの関係を式7に示す。

$$\delta_D = \frac{L_c^2 h^2}{2(2L_s + L_c)^2 \times L_g^2 \times G_{ge}} \times P \tag{7}$$

## 柱の曲げ変形モード $\delta_B$

制震デバイスの柱の曲げ変形モードの力学モデルの概念図を図10 に示し、理論式を以下に導く。

 $|h_2|$ 

 $h_1$ 

Òв

P

図 10 制震デバイスの柱の曲げ変形モードの力学モデルの概念図 片持ち梁の公式より

$$\delta_B = \frac{Ph_2^3}{6EI}$$

### フレームの変形モード $\delta_F$

制震デバイスのフレームの変形モードの力学モデルの概念図を図 12に示し、理論式を以下に導く。



### 図 12 制震デバイスのフレームの変形モードの力学モデルの概念図

フレームの摩擦ヒンジの回転剛性を  $R_f$ 、回転角を  $\theta_f$ とすると フックの法則より式9が成り立つ。

$$P'L_f = R_f \times \theta_f \tag{9}$$

エネルギー保存の法則より式10が成り立つ。

$$\frac{P}{2}\delta_F = P'L_f\theta_f \tag{10}$$

式9を式10に代入し、これに式4を代入することでフレームの変形  $\delta_F$ と水平力Pの関係が式11となる。

$$\delta_F = \frac{1}{2R_f} \left\{ \frac{L_f (2L_g + L_c)h}{(2L_s + L_c)L_g} \right\}^2 \times P \tag{11}$$

### 4.2 変形モード理論による実験値の検討

3章の実験結果の荷重-変位関係、基準骨格曲線及び履歴面積について変形モードごとに分解した結果を図11、図13及び図14に示す。



(8)

図 11 各変形モードの荷重-変位関係 (縦軸:荷重 [kN]、横軸:変形角 [rad])

荷重-変位関係は、L70-t20-n-f1、L80t20-i-f1、L70t20-i-f2の加振振動数0.01[Hz]の1/100[rad]、加振振動数2.0[Hz]の1/100[rad]と1/50[rad] と1/30[rad]の結果を示している。全体の変形 $\delta$ は、図6から該当の変 形角を抜粋したものであり、高減衰ゴムの変形 $\delta_D$ は式5を用い、高 減衰ゴムの変形量 $\delta_g$ に実験で計測したデータより真の高減衰ゴム の変形量に変換したものをインプットした。柱の曲げ変形 $\delta_B$ は式 10を用い、EIは実験値より平均値を求めインプットした。フレー ムの変形 $\delta_F$ は全体の変形 $\delta$ から高減衰ゴムの変形 $\delta_D$ と柱の曲げ変 形 $\delta_B$ を除くことで求めた。L70t20-n-f1では、加振振動数0.01Hzは 高減衰ゴムの変形のモードが最も多く占めていたが、加振振動数 2.0Hzはフレームの変形モードが多く占めていた。これは、制震デバ イスのフレームの塑性及び接合部の摩擦によるものと考えられる。 L80t20-i-f1では、加振振動数0.01Hzでもフレームの変形モードが多 く占めていた。これは、L70t20-n-f1の後に同じフレームを使ったた めフレームにより負荷がかかったためと考えられる。L70t20-i-f2は、 制震デバイスのフレームの側面材01を交換し断面を大きくし、さら に部材同士の接合部の表面はブラスト処理により粗してから加振を 行った。加振振動数0.01Hzは高減衰ゴムの変形モードが最も多く占



図 14 各変形モードの履歴面積 (縦軸:履歴面積 [kN・rad]、横軸:変形角 [rad])

めたが、加振振動数2.0Hzではフレームの変形が多く占めていた。制 震デバイスのフレームの断面を上げることにより塑性は生じなかっ たものの、フレームの接合部の摩擦は止めることができなかったと 考えられる。

基準骨格曲線は、全体の変形 $\delta$ は実験値そのものとし、高減衰ゴム の変形 $\delta_D$ 、柱の曲げ変形 $\delta_B$ 、フレームの変形 $\delta_F$ の求め方は荷重-変 位関係と同様である。L70t20-n-f1では、加振振動数0.01Hzは高減衰 ゴムの変形のモードとフレームの変形モードが近い値であったが、 加振振動数が大きくなるごとにフレームの変形モードが多く占めて いった。これは、制震デバイスのフレームの塑性及び接合部の摩擦 によるものと考えられる。L80t20-i-f1では、加振振動数0.01Hzでも フレームの変形モードが多く占めており、加振振動数が大きくなる ごとにフレームの変形モードが占める量が増加した。これは、荷重-変位関係と同様にL70t20-n-f1の後に同じフレームを使ったためフ レームにより負荷がかかったためと考えられる。L70t20-i-f2は、加 振振動数0.01Hzは変形角が小さい範囲は高減衰ゴムの変形モードが 非常に小さく1/250[rad]付近から動き始めた。1/100[rad]付近は高減 衰ゴムの変形に対しフレームの変形量が1.5倍程度あり、加振振動数 は大きく影響していなかった。

履歴面積は、図11の荷重-変位関係より変形モードごとのループ面 積を算出し、該当の変形角にプロットしたものである。L70t20-n-f1 では、加振振動数0.01Hzは高減衰ゴムの変形のモードが最も多く占 めていたが、加振振動数2.0Hzはフレームの変形モードが多く占め ていた。L80t20-i-f1では、加振振動数0.01Hzでもフレームの変形モー ドが多く占めていた。L70t20-i-f2は、加振振動数2.0Hzではフレー ムの変形モードが最も多く占めたが、加振振動数2.0Hzではフレー ムの変形が多く占めていた。L70t20-i-f2は制震デバイスのフレーム の断面を上げることにより、L80t20-i-f1に見られた制震デバイスの フレームの塑性及び接合部の摩擦による変形のうちフレームの塑性 による変形は抑制で来ていると考えられる。

以上より、減衰性能は高減衰ゴムの変形モード及びフレームの変 形モード(塑性及び接合部の摩擦)が直列につながっていることが 起因していると考えられる。

### 5. まとめ

制震デバイス補強の水平加振実験の検証及び変形モード理論に よる復元力特性の力学モデルの検証をまとめると次のようになる。

- ・制震デバイス補強の水平加振実験より、制震デバイス補強の荷 重-変位関係(復元力特性)は大きな紡錘形を描いた。これは高 減衰ゴム等により履歴面積が大きくなっているためだと考えら れる。また、最大荷重及び等価粘性減衰定数は、L70t20-n-f1の加 振振動数2.0Hzの1/30rad時の場合で88.8kN及び21%、L80t20i-f1の加振振動数2.0Hzの1/30rad時の場合で72.6kN及び22%、 L70t20-i-f2の加振振動数2.0Hzの1/30rad時の場合で99.0kN及び 24%であり、寺院の耐震補強として十分な耐力及び減衰性能を 有していることが確認できた。
- 制震デバイス補強の水平加振実験より、荷重 変位関係、基準 骨格曲線、履歴面積、等価剛性、等価粘性減衰を明らかにした。
- 制震デバイス補強の水平加振実験より、高減衰ゴムの変形モード、フレームの変形モード(塑性及び接合部の摩擦)が直列に

つながり減衰性能に起因している。L70t20-n-f1では、加振振 動数0.01Hzは高減衰ゴムの変形のモードが最も多く占めてい たが、加振振動数2.0Hzはフレームの変形モードが多く占めて おりフレームの塑性及び接合部の摩擦によるものと考えられ る。L80t20-i-f1では、L70t20-n-f1と同じフレームを使ったため 加振振動数0.01Hzでもフレームの変形モードが多く占めてい た。加振振動数2.0Hzはフレームの変形モードが多く占めてお りフレームの塑性及び接合部の摩擦によるものと考えられる。 L70t20-i-f2は、フレームの側面材を交換し断面を大きくしたこ とにより、加振振動数0.01Hzは高減衰ゴムの変形モードが最も 多く占めた。しかし、加振振動数2.0Hzではフレームの変形が多 く占めており、フレームの接合部の摩擦によるものと考えられ る。断面を上げることにより塑性は生じなかった。

- 制震デバイス補強の変形モード理論による力学モデルを基に実験結果を各変形モードに分解し、変形モード理論により制震デバイスを制御する可能性を示した。
- 今後の課題としては、本研究で提案した変形モード理論を基にした力学モデルにより高減衰ゴムの変形モード、柱の曲げ変形 モード、フレームの変形モードを変化させ、パラメータースタ ディを行い、耐力、剛性、減衰の各性能に対して最適な状態(バ ランス)を明らかにする必要がある。

### 謝辞

本研究を実施するにあたり、明治大学梶川研究室の学生諸氏、ミサワ ホーム総合研究所の研究諸氏及び菊池昭人氏に感謝の意を表します。ま た、本実験の一部は 2022 年度松井角平記念財団の研究助成として実施 しました。

#### 参考文献

- 1) 杉山英男:木質構造 第4版,共立出版,2018.2
- 2) 東京天文台:理科年表 昭和 51年, 1976.12
- 独立行政法人森林総合研究所:木材工業ハンドブック改定4版, 2004.3
- 4) 梶川久光,野口弘行,小川春彦:変形拡大機構付加型粘弾性ダンパー を用いた木質制震耐力壁に関する研究-木質構造建物における制振 構造に関する研究(第1報),日本建築学会構造工学論文集,Vol.52B (日本建築学会),pp.457-466,2006.03
- 5) 梶川久光,他4名: 高減衰ゴムダンパーの力学的特性に関する研究その1-その2,日本建築学会大会学術講演梗概集,pp.319-322,2023.7
- 6) 五十嵐優奈, 梶川久光, 小川春彦, 髙岡繭子, 閻崇兵:高減衰ゴムダンパーの力学的特性に関する実験的研究, 日本地震工学シンポジウム,G419-21,2023.11
- 7) 鈴木祥之,斎藤幸雄,樫原健一,野島千里:伝統構法木造建物の耐震 補強事例,日本建築学会構造工学論文集,49B,pp.627-633, 2003.03
- 8) 宮本俊輔, 宮澤健二, 入江康隆, 後藤治: 寺院建築の耐震診断と耐震 改修事例, 日本建築学会構造系論文集, 第 593 号, pp.87-94, 2005.07
- 9) 白山敦子,鈴木祥之:高減衰型粘弾性ダンパーを用いた梯子状梁による耐震補強効果,日本建築学会技術報告集,14巻27号,pp.55-59,2008.06

2024年6月27日

# ファイバーロープを用いた原状復帰可能な煉瓦造建築物の耐震補強技術

## 1.はじめに

煉瓦造建築物は、明治時代から大正時代にかけ て建設され、歴史的見地から積極的に保存や活用 が進められてきている。特に、観光資源としての 価値も認められ、積極的な活用が模索され、関心 も高まってきている.不特定多数の人が利用する 施設として活用するためには、耐震性能を確保す ることが不可欠であることから、耐震改修が行わ れてきている.煉瓦造建築物の耐震改修には、耐 震性能向上に加えて、歴史的建築物の保存の観点 から、外観および内観を損なわない方法が要求さ れることから、躯体への影響を最小限に抑え、強 度・施工性が高く、極めて安価なグラスファイバ ーロープを用いた工法の提案を目指す.

## 2. ファイバーロープを用いた耐震補強方法

図 2.1 に示すように, 煉瓦造建物は壁が面外 方向に地震力を受けることによりモルタルで 接着された煉瓦が剥がれて壁の一体性が無く なり, 建物が倒壊する。しかし, 煉瓦が分離し ようとする時に上から押さえつける力が働け ば, 煉瓦と目地の分離が抑えられ, 倒壊を防ぐ ことができることから, 煉瓦壁の両側面に高強 度のファイバーロープを配置し, 煉瓦壁の倒壊 を防ぐ方法が考えられる.

## 2.1 ファイバーロープ開発のための促進試験

建材として用いるグラスファイバーロープ の強度を検証する目的で,促進試験を実施し, 万能試験機を用いて引張実験を実施する.

試験体のグラスファイバーロープの両端を PC構造に用いられる定着グリップを用いて固 定する.試験体の全長は約400mm,直径は¢10 であり,グリップが設置される範囲には,楔に よるグラスファイバーの破断を防ぐため,試験

京都工芸繊維大学	金尾伊織
岐阜大学	仲井朝美

体の両端 100mm に樹脂を含侵させて定着グ リップを設置し,万能試験機でグリップ部を掴 んで引張載荷する.

グラスファイバー製のロープについて,その 耐候性を検証する目的で,京都市産業技術研究 所のスーパーキセノンウェザーメーターを用 いて促進耐候性試験を実施し,引張実験を実施 する.促進耐候性試験条件は,1年相当,照度 180w/m<sup>2</sup>,雨 18 分/2 時間,温度 63℃,湿度 50%とし,促進試験を3回実施した.

試験体の芯糸は, HiperTex W3030, 17µm である. 2400TEX の繊維を 40 本使用し, 合 計 96,000TEX のファイバーロープである. そ の芯糸の外側は組糸で包まれており, 組糸がグ ラスファイバーである試験体 GF, GF に耐対 候性塗料を塗布した試験体 GF46, GF48 に加 えて, 外側の組糸がビニロンの試験体 VF, ア クリルの試験体 AcF を対象とした. 促進試験 を受けた試験体は, 試験体名の初めに a をつけ て表す. 試験体一覧を表 2.1 に示す.

aGF, aGF46, aGF48, VF, AcF, aVF, aAcF は、促進試験後、耐力は 30%程度低下してい る.耐力低下の原因が紫外線によるものか、雨 によるものかを明らかにする必要があること から、GF および GF48 に黒い布を巻き紫外線 の影響を防いだ試験体(GFuv, GF48uv)、雨 の影響を防ぐために試験体を透明な PVC チュ ーブの中に挿入した試験体(GFr, GF48r)を 対象に促進試験を実施した.実験結果を表 2.1



1	4.1 灰地	的风风空灯成天	次 时间次 1千	
名称	促進 有無	加工状況	最大耐力 [kN]	最大応 力
aGF-1	促進	ブランク材	43.4	552.9
aGF-2	促進	ブランク材	47.7	607.0
aGF-3	促進	ブランク材	43.1	548.4
aGF46-1	促進	耐候性塗料	40.5	515.9
aGF46-2	促進	耐候性塗料	45.4	578.3
aGF48-1	促進	耐候性塗料	41.5	528.7
aGF48-2	促進	耐候性塗料	43.2	550.3
aVF-1	促進	ブランク材	35.7	454.1
aVF-2	促進	ブランク材	37.2	473.9
aAcF-1	促進	ブランク材	33.3	424.2
aAcF-2	促進	ブランク材	31.3	398.7
aGFuv-1	促進	ブランク材/黒布	34.4	437.6
aGFuv-2	促進	ブランク材/黒布	33.6	427.4
aGFr-1	促進	ブランク材/PVC	56.6	721.0
aGFr-2	促進	ブランク材/PVC	52.9	673.9
aGF48uv-1	促進	耐候性塗料/黒布	31.2	396.8
aGF48uv-2	促進	耐候性塗料/黒布	31.7	403.8
aGF48r-1	促進	耐候性塗料/PVC	39.6	504.2
aGF48r-2	促進	耐候性塗料/PVC	37.1	472.0
GF-1	非促進	ブランク材	57.9	737.6
GF-2	非促進	ブランク材	60.5	770.1
GF-3	非促進	ブランク材	59.9	763.1
VF-1	非促進	ブランク材	47.1	600.0
AcF-1	非促進	ブランク材	44.5	566.2

## 表 2.1 促進試験後の引張実験試験体



GF, GF46, GF48

VF, AcF



GFuv, GFr



GF48uv, GFuv, GFr, GF48r

中に示す.雨の影響を排除した試験体の強度は, 促進試験を受けない GF と同等の耐力を示し たが,それ以外の試験体は促進試験によって 30%程度低下している.このことから,この素 材は,紫外線よりも雨の影響が顕著であること が明らかとなった.

## 3.構造設計上の検討と問題点

図 3.1 に示す実在する煉瓦造建物を対象に,提 案する工法を適用する場合,構造的に必要な性能 を検討した.対象建物は,大正9年に竣工した地 下1階,地上3階建ての木造の小屋組を有する 煉瓦造建物である. 図 3.1 斜線部に示すように,開口部の壁を検討 対象として,間の距離 3m を壁長としてその壁の 内外にファイバーロープを配置し,初期張力を導 入することを検討する (図 3.2).壁が面外曲げを 受け,圧縮側,引張側の最外縁の応力は式(3.1)で 表される.ここで, *f*<sub>cu</sub> および *f*<sub>uu</sub> は煉瓦壁体の終 局圧縮強度と終局引張強度である.

- 圧縮側: $\left(\frac{M}{Z} + \frac{N}{A}\right) \frac{1}{f_{cu}} < 1$  (3.1.a)
- 引張側:  $\left(\frac{M}{Z} \frac{N}{A}\right) \frac{1}{f_{u}} < 1$  (3.1.b)

引張側では軸力 N が大きくなるほど,引張応 力度が小さくなるため,煉瓦壁にとっては優位に



なる.1階から3階まで一体として考えて引張側 の検定比が1未満となるために必要な軸力はN =170kN/mであった.この場合,圧縮側にも同 じ軸力が加算されるため,煉瓦の圧縮強度に不安 が生じる.このことを解消するため,各階の水平 構面補強と併用して検討すると,N=80kN/mと なり,1本あたり80kN程度のファイバーロープ を1mピッチで配置すれば良いという検討結果 となった.提案しているファイバーロープの強度 は、φ10mmで50kN程度であることから、φ 15mm程度の耐力で良いことがわかる.1mピッ チでφ15mmのファイバーロープは細く,煉瓦造 建築の邪魔をしない補強方法となりうることを 示唆している.

構造検討を行った中で,浮かび上がった検討す べき点は,以下である。

①ファイバーロープに要求される性能推定方法
 ②煉瓦壁頂部のファイバーロープ接合方法
 ③ファイバーロープ下部の反力の処理方法
 ④煉瓦の圧縮破壊の可能性
 ⑤ファイバーロープの交換方法

## 4.まとめ

煉瓦壁の面外曲げ耐力の向上を目指した補強 方法として,煉瓦壁の内外側に引張材としてファ イバーロープを配置する方法を提案し,ファイバ ーロープの性能実験および設計上の検討を行っ た.得られた知見は以下である.

(1)ファイバーロープの建築資材への活用を目指し、促進試験を実施した.この素材は、雨の影響によって強度低下が顕著であることを示した.
(2)構造設計および施工上の検討を行い、この工法の可能性を示すと共に、検討すべき項目を示した.

以上の知見に基づき、今後、開発を進める.

## 謝辞

本研究を遂行するに辺り,京都工芸繊維大学 大谷章夫准教授,北陸ファイバーグラス株式会社 代表取締役・北村雅之氏には,グラスファイバー の試作および実験に多大なるご協力をいただき ました.有限会社桃李舎代表・桝田洋子氏,吉村 水純氏には,構造設計・施工上の検討についてご 協力いただきました.京都工芸繊維大学大学院 生・宮田快氏には,実験に関してご協力いただき ました.ここに記して,感謝申し上げます.

## 参考文献

 西尾市教育委員会文化財課編集:西尾市岩瀬 文庫書庫・西尾市立図書館おもちゃ館(旧岩 瀬文庫児童館)保存活用計画,資-6 4)旧 書庫断面図,2022.3

## 地震と豪雨の多重外カ下での城郭石垣の崩壊挙動解析手法に関する研究

橋本涼太 京都大学大学院工学研究科 社会基盤工学専攻

## 1. はじめに

近年,巨大地震による城郭石垣の崩落事例や変状をきた す事例が多発している.そのため,変状メカニズムや程度 をいかに評価し,補修の優先順位や補修方法を決定するか は重要な課題である.石垣によく見られる変状形態として 「はらみ出し」がある.はらみ出しとは石垣の壁面が局所 的に膨らんでいる状態であり,集中豪雨時や地震時の崩壊 の危険性が高いことが知られている(岡島ら,2013)が, 地震と降雨の複合作用下での力学挙動を解析する手法は 現状ない,また,そもそもはらみ出しが発生する石垣の構 造的条件も明らかになっていない.

本研究では、石垣の構造条件と振動時の変形特性の関係 を明らかにするため、連続体(地盤)と離散体(石材)の 相互作用下での大変形挙動を解析可能な MPM-DDA (Hashimoto ら, 2022) を用いた数値実験を行う.まず、 石垣に対する MPM-DDA の適用性を確認するため、はら み出しのきっかけとなる転倒破壊に関する既往の模型実 験(佐野ら, 2023)を再現解析する.その後、石垣の高さ や勾配を変化させた振動解析を行い、崩壊形態の変化を説 明する.さらに、MPM-DDA に雨水浸透の影響を考慮する ための拡張を行い、裏込め土中に水が存在する場合の安定 解析を試みた.

## 2. MPM-DDA の理論概要

MPM-DDA は連続体の大変形解析手法である陰的 MPM (Material Point Method) と不連続性岩盤解析手法である DDA (Discontinuous Deformation Analysis)の連成手法であ る. MPM は粒子と格子を併用した連続体の動的大変形解 析手法である. DDA は解析対象を複数の不連続な弾性多 角形ブロックの集合体としてモデル化し,ブロック間の接 触をペナルティ法で処理しながら,運動・変形を解析する 離散体ベースの数値解析手法である. Hashimotoら (2022) は、地盤のモデル化に陰解法ベースの MPM を、石材のモ デル化に DDA を採用し (図 2-1)、両者の間の接触をペナ ルティ法で連成し、相互作用下での同時解析を可能にした.



図 2-1 MPM-DDA による石垣のモデル化のイメージ

# 石垣の転倒挙動への MPM-DDA の適用性検証 3.1 概要

本章では石垣の崩壊挙動解析への適用性を検証するため,石積擁壁の転倒挙動を検討した例として,佐野ら<sup>28)</sup>が 実施した空石積擁壁模型の遠心場における傾斜土槽実験 を対象に,MPM-DDAを用いた再現解析を行った.

# 3.2 石垣模型の遠心力載荷傾斜実験の再現解析 3.2.1 模型実験の概要

再現対象である実験の概要について説明する. 佐野ら (2023)は実物の 1/20 サイズの模型空石積擁壁を作製し, 遠心加速度 20 G 場での遠心場傾斜土槽実験を実施した. 模型は背面地盤と五つの擁壁ブロックから構成されてい る. 擁壁ブロックは高さ 20 mm×奥行き 30 mm×幅 38 mm および 19 mm の 2 種類であり,基礎は高さ 14 mm×幅 114 mm である. 擁壁ブロックと基礎は密度  $\rho$ =2.70 g/cm<sup>3</sup>のモ ルタルで作製されている.背面地盤には相対密度  $D_r$ =60%, 締固め度  $D_c$ =91%,密度  $\rho$ =1.44 g/cm<sup>3</sup>の珪砂 7 号が用い られている.定圧一面せん断試験により,背面地盤の粘着 力 c=0 kPa,内部摩擦角 $\phi$ =36.07°,擁壁ブロック同士の摩 擦角 $\phi$ = $\phi_i$ =33.53° が得られている.

模型空石積擁壁を約 0.16°/sec で傾斜させ,最上段の擁 壁ブロックの水平変位量をレーザー変位計で測定されて いた.実験では傾斜角 25.2°(水平震度 0.47)付近のとき に,変位が急増し,転倒崩壊した.

## 3.2.2 解析条件

MPM-DDA による石積擁壁模型の解析モデルの寸法を 図 3-1 に示す.解析は遠心加速度を考慮したプロトタイプ スケールで行った.モデルは擁壁ブロックと地盤に加えて, 土槽もモデル化した.これは,背面地盤の右端に直接境界 条件を与えることにより,傾斜中引張応力が生じるのを避 けるためである.擁壁ブロックおよび土槽は DDA ブロッ クで,地盤を MPM の粒子でモデル化している.



図 3-1 模型の解析モデル(相似則による実物スケール)

擁壁ブロックおよび背面地盤の物性値を表 3-1 に示す. 擁壁ブロックは弾性体,地盤は Drucker-Prager の破壊規準 を用いた弾完全塑性体とした.密度,地盤の粘着力,内部 摩擦角は既往の実験で得られている上記の値を用いた.ま た,表 3-2 に不連続面の解析用物性値を示す.擁壁ブロッ ク同士の摩擦角は上記の値を用いた.弾性係数,ポアソン 比,ダイレイタンシー角,擁壁ブロック同士の摩擦角以外 の不連続面の物性値については,データが存在しない.そ のため,末岡 (2020)の論文を参考にしつつ,地盤の弾性 係数とダイレイタンシー角に関してはパラメトリックに 変化させた複数ケースを実施した.具体的には弾性係数が 120.0 MPa,ダイレイタンシー角がy=0°を基準ケースと して,y=10°としたケース,さらに弾性係数を 1.2 MPa に 変化させた 3 ケースを設定した.

以上のモデル化を行った上で、土槽と基礎ブロックは固 定した状態で、地盤および擁壁ブロックに自重とそれによ る初期応力を与えた後、重力加速度の向きを変化させて傾 斜実験を模擬した.

## 3.2.3 解析結果

解析の結果得られた最上段の擁壁ブロックの水平変位 と水平震度 $k_h$ の関係を実験結果と合わせて図 3-2 に示す. 実験では、 $k_h = 0.30$ 付近から緩やかに変位していき、 $k_h = 0.47$ 付近から急激に変位する挙動を示した.解析結果では  $k_h = 0.45$ 付近までほとんど変位せず、それ以降は急激に変 位する挙動を示し、実験に近い $k_h = 0.46$ 付近で崩壊した. 崩壊時の変形は転倒による崩壊挙動が再現された.したが って、転倒を伴って崩壊する石積擁壁への MPM-DDA の 適用性が一定程度確認できた.

# MPM-DDA による石垣のはらみ出し発生条件に 関する数値シミュレーション

### 4.1 概要

石垣の地震時の変形が後の降雨に対する耐久性に及ぼ す影響や,降雨によるその後の耐震性への影響を数値解析 的に検討するにあたって,まず地震のみによって崩壊する 条件を明らかにしておく必要がある.そこで,前章で妥当 性検証を行った MPM-DDA により,各種構造条件を変化 させた石垣の振動解析を実施し,変形モードに違いが出る 条件を模索し,そのメカニズムに力学的な考察を加える.

# 4.2 石垣の勾配,高さ,段数の崩壊形態への影響4.2.1 検討対象とする石垣の構造上のパラメータ

石垣の構造と各パラメータの定義を図 4-1 に示す.石垣 は壁面を構成する築石と法尻部でそれを支える根石,均一 な背面地盤から構成されるものとする.石垣の勾配 θ は, 最下段の築石の最下部と,最上段の築石の表面最上部を結 んだ面の水平面からの傾斜角とする.築石ははらみ出しを 生じやすい楔形断面にすることとした.背面盛土は最上 段の築石の裏面を完全に覆う位置まで存在することとし, 地盤底面からそこまでを地盤高さ h とする.そして,ある

### 表 3-1 ブロックおよび背面地盤の物性値

	··· · · — //—
パラメータ	設定値
密度: p [g/cm <sup>3</sup> ]	2.70
弾性係数: E [GPa]	20.0
ポアソン比:v	0.2
密度: p [g/cm <sup>3</sup> ]	1.44
弾性係数: E [MPa]	120.0
ポアソン比:v	0.3
内部摩擦角:ϕ[°]	36.07
ダイレイタンシー角:ψ[°]	0
粘着力: c [kPa]	0
	バラメータ 密度: ρ [g/cm <sup>3</sup> ] 弾性係数: E [GPa] ボアソン比: ν 密度: ρ [g/cm <sup>3</sup> ] 弾性係数: E [MPa] ボアソン比: ν 内部摩擦角: ρ [°] ダイレイタンシー角: ψ [°] 粘着力: c [kPa]

### 表 3-2 不連続面の物性値

	パラメータ	設定値
	静止摩擦角: qs [°]	33.53
擁壁ブロック-擁壁ブロック問	動摩擦角: <i>φa</i> [°]	33.53
擁壁ブロック-地盤間	垂直ペナルティ係数: pN [GN/m]	1.0
	垂直ペナルティ係数: ps [MN/m]	100.0



ケース	段数 n	地盤高さ h	平均勾配 $\theta$	築石厚さ d	形状	着目点
1	6	1.96 m	70	30.0 cm	一定勾配	基準ケース
2	6	2.06 m	80	30.0 cm	一定勾配	θ
3	8	2.06 m	80	22.5 cm	一定勾配	n, θ
4	8	2.52 m	70	30.0 cm	一定勾配	n, h
5	8	2.65 m	80	30.0 cm	一定勾配	$n, h, \theta$

高さの壁面を構成する築石の段数 n もパラメータとする. 以下,築石を下から順番に石材 1~n と呼ぶ.

### 4.2.2 解析条件

本節では、既往の事例で石垣の変状形態に影響すること が知られている石垣の勾配 θ、地盤高さ h に加え、築石の 段数 n に関するパラメトリック・スタディを行い、その影 響を検討する.解析ケースの一覧を表 4-1 に示す.表中に は各条件で決まる石材の表面厚さも合わせて示している. なお、ここでは全ケースにおいて壁面勾配は下部から上部 まで一定とした. θ=70°, h= 1.96 m, n=6 のケース1を 基準ケースとして、ケース2では勾配を変化させ、ケース 3 ではケース2に対して高さは同一のまま築石の表面厚さ の寸法を変化させ段数を変化させた.ケース4 ではケース 1 に対して石垣の寸法を変化させず段数を変化させ、ケー ス5 ではケース4 に対して、勾配を変化させた.

MPM-DDAによる石垣のモデル化方法についてケース1 の解析モデル(図4-1)を例に説明する.モデルは,築石, 根石,背面地盤に加えて加振用のフレームから構成される. 根石は,フレームの底面および右側壁面と接触しており, 一体となって変位する. 築石,根石,フレームはDDAブ ロックでモデル化し,背面地盤はMPMの粒子に分割した.

材料物性値を表 4-2 に示す. 石材 (築石と根石), フレー ムは弾性体, 地盤は Drucker-Prager の破壊規準を用いた弾 完全塑性体とした.

以上の条件で地盤および石材に自重とそれによる初期 応力を与えた状態で加振した.加振は水平方向にのみ行う こととし,入力加速度波形は Osec から 1sec の間は振動を 与えず(自重のみが作用),1sec から 7sec までにかけて振 幅を最大加速度 A[gal]まで振幅を線形的に増加させ,7sec から 21sec の間は最大加速度のまま維持する正弦波とした. 周波数は振幅の増幅過程も含め 1Hz である.各ケースで, 最大加速度 A を 50gal から 50 gal ずつ増加させた解析を順 番に実施し,築石が明確な崩壊に至った加速度レベルで終 了とした.なお,解析の時間増分は 0.0001 sec とした.

### 4.2.3 解析結果

ケース 1~5 で崩壊に至った加速度と崩壊形態を表 4-3 に示す.ケース 1~4 では 50gal ずつ最大加速度振幅を変 化させ,崩壊し始める最大加速度振幅を得た.ケース 5 で は自重解析では崩壊せず,最大加速度振幅 50gal では崩壊 したため,10gal ずつ変化させ,崩壊し始める最大加速度 振幅を得た.全体的な傾向として,勾配が大きいほど,ま た,地盤高さが高いほど崩壊に至る加速度が小さくなった.

崩壊形態に着目すると、一定の高さを超えるまでは転倒 形態で崩壊し、ある高さを超えるとはらみ出し形態で崩壊 した.以上のように、はらみ出し変形の発生には石垣の高 さが密接に関係していることが分かった.

# 4.3 石垣の反りが崩壊形態に与える影響

## 4.3.1 解析条件

本節では、前節で検討した条件よりも高く、また、熊本 城など実際の城郭石垣で見られる、石垣下部から上部に向 かって勾配が次第に急になる構造、いわゆる「反り」の有 無を考慮した場合の加振時の変形形態への影響を検討す る.図4-2に各ケースの MPM-DDA のモデルを示す.

ケース 6 (図 4-2(a)) は勾配 θ≒70.6°, 地盤高さ h=5.89 m,段数 n=20 としたもので,若干勾配が異なるものの, ケース 1 に対して大幅に段数を増やした構造とみなせる. ケース 7 (図 4-2(b)) は,法尻から法肩への勾配をケー



ス6と同じ70.6°, 段数も20段に保ちつつ,反りを持た せた構造となっている. 築石1~6は60°の勾配で積み, 築石7~12では緩やかに傾斜を変化させ,築石13~20では 勾配が80°となり,壁面中央部に反りを持つ構造にした.

材料物性値については石垣背面を栗石層と裏込め土に 分け,後者に対して粘着力を付加し,自重で自立する条件 で解析することとした.栗石層は壁面から奥に向かって水 平に 30 cm の幅とした.各材料の物性値を表 4-4 に示す.

## 4.3.1 解析結果

各ケースの崩壊時の様子を図 4-3 に示す.ケース6では 最大加速度 100 gal で、中下部ではらみ出しが発生し崩壊 した.一方、ケース7 では最大加速度 300 gal で、上部で はらみ出しが発生して崩壊した.つまり、同じ高さ、段数 でも耐力や変状箇所が異なる結果が得られた.また、中下 部でのはらみ出しは前節では見られない形態であった.

表 4-2 石材および背面地盤の物性値 (ケース 1~5)

	パラメータ	設定値
纂石	密度:ρ[g/cm <sup>3</sup> ]	2.63
根石	弾性係数: E [GPa]	51.0
フレーム	ポアソン比:v	0.2
地盤	密度:ρ[g/cm <sup>3</sup> ]	1.51
	弹性係数: E [MPa]	120.0
	ポアソン比:ν	0.3
	内部摩擦角: ϕ[°]	30.0
	ダイレイタンシー角:ψ[°]	0
	粘着力: c [kPa]	0

表 4-3 ケース 1~5 の振動解析結果

ケース	崩壊しない加速度	崩壊する加速度	崩壊形態
1	250gal	300gal	転倒
2	100gal	150gal	転倒
3	100gal	150gal	転倒
4	150gal	200gal	上部はらみ出し
5	10gal	20gal	上部はらみ出し





図 4-2 解析モデル (ケース 6,7)

### 公益財団法人 松井角平記念財団 2022 年度研究助成 報告書(概要版)

表 4-4 石材	オおよび背面地盤の物性値	(ケース 6,7)	
	パラメータ	設定値	
築石	密度: p [g/cm <sup>3</sup> ]	2.63	
根石	弾性係数: E [GPa]	51.0	
フレーム	ボアソン比:v	0.2	
栗石	密度: p [g/cm <sup>3</sup> ]	1.51	
	弾性係数: E [MPa]	120.0	
	ポアソン比:v	0.2	
	内部摩擦角: ø [°]	40.0	
	ダイレイタンシー角:ψ[°]	0	
	粘着力: c [kPa]	0	
裏込め土	密度: p [g/cm <sup>3</sup> ]	1.51	
	弾性係数: E [MPa]	120.0	
	ポアソン比:v	0.3	
	内部摩擦角: <b>ø</b> [°]	30.0	
	ダイレイタンシー角:ψ[°]	0	
	粘着力:c[kPa]	5.0	



図 4-3 崩壊時の水平変位量(ケース 6,7)

以上より石垣の高さや反りの有無で崩壊形態が変化す ることわかり,石垣の崩壊機構を解明する上でも,変状形 態ごとの雨水浸透に対する脆弱性を検討する際の設定す る構造条件の基礎資料としても有用な結果が得られた.

## 5. 地盤中への水の存在を考慮した石垣の安定解析 5.1 MPM-DDA の土中の水の浸透現象への拡張

地震と降雨の多重外力に対する石垣の安定性を検討す るため、MPM-DDA を地中の水の浸透を考慮できるよう拡 張した. 土中の水の流れの解析に VOF 法 (Hirt & Nichols, 1981)を採用し、MPM における計算格子との間で水の圧 力や土の速度の情報をやり取りすることで相互作用を考 慮可能にした. また, DDA でモデル化された石材の存在 による水の流れの阻害や、石材に対する水圧の作用は、埋 込境界法 (Sun & Sakai, 2016) により実現した.

当該手法で地震後の降雨浸透による安定性への影響を 検討するにあたり、少なくとも地震前の時点で降雨を受け ても自立する条件を把握しておく必要がある. そこで, 裏 込め土が完全に水で飽和した条件での解析を行った.

## 5.2 解析条件と結果

解析モデルは、4.3節の反りのある石垣モデル(ケース 7) とし、物性値も同じく表 4-4 を使用した. そして、栗 石,裏込め土が,その間隙を水で完全に満たされている(飽 和状態)と仮定し、自重のみを与えて安定解析を実施した.

図 5-1 に解析結果を示す.水の影響がない場合には,4.3 節のように振動を加えないと石垣は目立った変形が現れ なかったが、背面地盤の飽和を仮定した本ケースでは、自 重のみが作用する条件であっても崩壊した.



図 5-2 初期状態での水圧分布

崩壊形態に着目すると, 乾燥状態で振動を加えた際には, 図 4-3(b)のように石垣上部で石材が崩落した一方で,図 5-1 では下段がはらみ出しており、大きな変化が見られた. 地盤内の水圧(図 5-2)を見ると、下方ほど水圧が大き く壁面付近では最大で20kPa程度の圧力が発生しており, これが石材に作用することで自重でも崩壊に至り,かつ下 方での破壊が卓越したと考えられる.このように,裏込め 土への水の侵入による石垣の不安定化を開発した解析手 法で表現できることが確認できた.

## 6. おわりに

本研究では, 地震と降雨の複合外力下での石垣の安定性 評価手法の開発に取り組んだ.数値解析技術の開発とそれ を用いた数値実験により石垣の構造条件と変状形態の関 係を示した.その上で,土中への水の浸透を考慮した安定 解析を実施した結果,水圧の影響で不安定化する現象を表 現した. 今後, 研究を継続し, 飽和状態でも崩壊しない地 盤条件を特定した後, 地震後の降雨, あるいは降雨後の地 震時の石垣挙動の解析へとつなげる.最後に、本研究を助 成いただいた公益財団法人松井角平記念財団に心よりお 礼申し上げます.

### 参考文献

- 岡島ら:聞き取り調査による農地石垣崩壊の要因の検討,農業 1) 農村工学会論文集 IDRE Journal, No. 285, pp.59~66. 2013.
- Hashimoto, R., Bodhinanda, C. and Soga, K.: A coupled implicit 2) MPM-DDA for soil-structure interaction problems, Proc. of the 15th World Congress on Computational Mechanics & 8th Asian Pacific Congress on Computational Mechanics, 2022.
- 佐野知弥, 伊藤和也, 田中 剛, 末政直晃, 小浪岳治, 谷山慎 3) 吾:宅地の既設空石積擁壁の耐震補強方法に関する遠心場傾斜 土槽実験, 土木学会論文集, Vol.79, No.3, ID: 22-00204, 2023.
- 末岡知紘:石垣の地震時安定性評価手法の開発と石材の組積方 4) 法の耐震性への影響に関する研究,令和元年度広島大学大学院 工学研究科修士論文, 2020.
- Hirt, C.W. and Nichols, B. D.: Volume of fluid (vof) method for the 5) dynamics of free boundaries, Journal of Computational Physics, Vol. 39, pp. 201-225, 1981.
- Sun, X. and Sakai, M.: Numerical simulation of two-phase flows in 6) complex geometries by using the volume-of-fluid/immersed-boundary method, Chemical Engineering Science, Vol. 139, pp. 221-240, 2016.

# 城郭石垣の石積み技術とその伝播

## 1. はじめに

城郭石垣の石材加工技術と石積み技術については、織田 信長によって築かれた、小牧山城〔永禄 6(1563) 年〕を嚆 矢として、その後、全国的に広がりを見せる。その技術変 遷については、ある程度整理されてはいるものの、その技 術の伝播については明らかにされていない。

そこで、本研究では、これまで調査研究によって明らか にした、全国的な城郭石垣の技術変遷を整理し、その後、 城郭を築いた大名に注目することで、技術の伝播を明らか にする。なお、徳川幕府が開かれた後は、徳川家の命によ る「公儀普請」で、江戸城、駿府城、名古屋城、大阪城等が 築かれるが、名古屋城、大阪城は、関わった大名の担当箇 所である「丁場」を記した割普請の絵図が残る。そのため、 名古屋城では 20 の大名家、大阪城では 64 の大名家の技術 を知ることができることから、名古屋城、大阪城の調査を 重点的に行い、各大名の技術変遷を明らかにする。

### 石垣の構成と構造

城郭石垣は、一般的に平部と隅の隅角部によって構成さ れる。さらに、その構造は表面の築石とその内側の裏込め および地山から成り、裏込めは地山と築石の緩衝材の役目 を果たすとともに、地山からの水を石垣の外側に流す排水 効果もある。また、築石の座りをよくするために介石が入 れられ、石垣の勾配を調整する際には艫飼石を入れる(図1)。

### 3. 石材加工技術とその変遷

## 3-1. 石材加工技術

石材加工については、平部・隅角部ともに、個々の築石 の加工程度から、自然石および自然に割れた割れ石、自然 石や割れ石に楔等を用いて割った割石、割石をノミ等で加 工して整形した切石の三種に大別される(図 2・3・4・5)。

また、石材の大きさは、その程度によって「不均一」、3 割程度均一化された「やや均一」、4割~7割程度均一化さ れた「やや均一」、8割以上均一化された「均一」に分ける ことができる。

さらに形状では、石材を加工しない「不整形」、一部整形 する「やや不整形」、四角形の一部形状が崩れる「やや整形」、 四角形の「整形」に分けることができる。

## 3-2. 石材加工技術の変遷

伊勢神戸城〔天正8(1580)年頃〕では、自然石もしくは 割れ石を使用し、その後、大分城天守台〔慶長4(1599)年



濱田 晋一(名古屋工業大学 准教授)





図4 割石(名古屋城本丸)

図5 切石(江戸城天守台)

頃〕、小倉城天守台〔慶長7 (1602) 年〕は、割石の使用が 確認される(図7)。そして、切石が見られる早い例として、 隅角部では、大阪城〔元和 6~寛永 7(1620~30)年〕、福山 城伏見櫓台〔元和 8(1622) 年〕がある(図 8)。平部の早い 例は、会津若松城太鼓門下〔寛永 8~20(1631~43)年頃〕、 小松城天守台〔寛永 16~17(1639~40)年〕等である(図 8)。

### 4. 石積み技術とその変遷

石積み技術については、石材の加工程度を基に、自然石 もしくは割れ石を積む野面積み、自然石や割れ石の合端を ある程度加工して積む割石積み、整形した切石を用いて積 む切石積みの3種に分けられる(図6・7・8)。

また、横方向の目地が通るか否かで布積みと乱積みに分 けられ、乱積みから布積みへの変遷過程において、部分的 に横方向の目地が通る布崩し積みがある。

一方、隅角部は二方向からの力が加わるため、大きめの







図8 小松城天守台(寛永16~17)

図9 彦根城天守台(慶長10年)

石を積み重ね、時代が降ると、その石の長辺を隅の両面に 交互に表すように積む「算木積み」が出現する。さらに隅 角部を安定させるために、長辺の角石の下に短辺の角石と その脇にもう1石入れた角脇石、角脇石の脇にもう1石入 れて長辺の石を3石で受ける三つ目石が完成する。

## 4-1. 隅角部における石積技術

### i 算木積み

算木積みの考えは、天正4年の安土城天守台にはすでに あり、隅角部の強化に繋がことを理解していたと考えられ る。その後、松本城天守台〔文禄(1592~95)頃〕では、ほ ぼ算木積みが完成している。

## ii 角脇石

角脇石が入る初期の例は、慶長7年の小倉城天守台であ る。計画的に入れられるのは、現在確認できる限りでは、 慶長9年~元和2年頃の津山城天守台、慶長10年の彦根 城天守台で、慶長13年頃の佐賀城天守台や、伊賀上野城本 丸西南隅は、ほぼすべてに角脇石が入る(図 9)。

### ⅲ 三つ目石

三つ目石が現れる初期の例は、現在確認できている限り では、慶長14年の金沢城辰巳櫓台、慶長15年の名古屋城 二之丸東南隅等の一部である。そして、慶長16年の伊賀上 野城本丸西南隅では、計画的に三つ目石が入り、明石城本 丸北面〔元和 5(1619)年・兵庫〕は、すべてに入る。

## 5. 名古屋城における石材加工および石積み技術

名古屋城については悉皆的な調査を行い、ある程度、石 材加工および石積み技術を明らかにできている。これらの 調査結果を基に、大名の担当した丁場と照らし合わすこと で大名の技術を知ることもできる。なお、石材加工技術は 加工程度、整形度、均一度、表面加工、間詰石の粒度等につ いて調査を行った。ここでは、加工程度、整形度、均一度の 調査結果を示し、大阪城の技術と比較する。

## 5-1. 石材加工技術

## 5-1-1. 加工程度

名古屋城では、慶長15(1610)年築城時の築石の石材加 工はすべて割石である。割石の中でも粗加工から精度の高 い精加工までが確認される。

## 5-1-2. 整形度

築石の整形度について、調査結果を整理したものが図 10・11となる。これをみると、やや不整形とやや不整形と やや整形が混在する箇所が、全体の6割程度を占めている。 また、本丸西北隅および東南隅ではやや整形となっている が、西北隅は明治24(1891)年の濃尾地震後に築石を再加工 して積み直しが行われ、東南隅も大正期に積み直しが行わ れている。二之丸西面の一部にも、やや整形が確認される が、これは寛文期(1661~1673)および享保期(1716~1736) の修理時に、再加工して積み直されたと考えられる。さら に、天守台北・西面および本丸北面は整形とやや整形が混 在している。これは、天守台が宝暦 2(1752)年に修理が行わ れ、その際に築石を再加工して積み直しが行われたためで ある。

## 5-1-3. 均一度

築石の均一度について、調査結果を整理したものが図 12 となる。これをみると、不均一がごく一部でしか確認され ず、その加工程度に違いはあるものの、全体的に均一化さ







図13 名古屋城平部石積み技術

れる傾向にある。そして、不均一とやや不均一が混在およ びやや不均一が全体の4割程度を占めている。また、やや 不均一とやや均一が混在する石垣およびやや均一が、全体 の5割程度を占めている。その中で、天守台北・西・南面 の一部は、宝暦2年の修理で築石を再加工して、均一化し ながら積み直しが行われている。本丸西南隅は大正期、御 深井丸北面一部は明治期の積み直しが行われているが、そ の他は、修理記録も確認されず、築城時の技術である。

## 5-2. 石積み技術

ここでは平部と隅角部に分けて、その技術をみる。

## 5-2-1. 平部の技術

平部の石積み技術について、調査結果を整理したものが 図13である。これをみると、乱積みは全体の1割程度であ る。そして、布崩し積みの一部に乱積みがみられる石垣が 全体の5割程度、布崩し積みが全体の1割程度となってい る。しかし、これらの石垣の内、修理が判明している箇所 は、二之丸東門北側等の一部に限られており、布崩し積み であっても当初の技術とみることができる。天守台北面・ 西面・南面の一部は、宝暦2年の修理で積み直しが行われ、 その際に布積で積み直し、一部布崩し積みとなっている。

## 5-2-2. 隅角部の技術

隅角部の石積み技術は、先述したように、算木積み、算 木積みに角脇石、三つ目石に分けられる。これらの調査結 果を整理したものが図 14 である。

算木積みは、天守台の東南隅、二之丸の西南隅、御深井 丸の西北隅の限られた箇所のみである。これらは、修理記 録もなく、築城時の技術の可能性が高い。そして、角脇石 は全体の4割程度に入る。このうち、本丸西北隅、西南隅 および御深井丸北東隅は明治、大正期の修理が行われてい るが、その他は修理記録もなく、築城時の技術とみること ができる。三つ目石が入る箇所は、全体の5割程度であり、 天守台西北隅および西南隅は宝暦期、本丸東北隅も慶長19 年の修理である。また、西之丸西南隅も明治期に修理が行 われており、二之丸西面南側は寛文期および享保期に修理 が行われている。また、二之丸東門周囲は昭和にも修理が 行われている。しかし、その他については修理記録がない ことから、築城時には一部ではあるものの、三つ目石の技 術が取り入れられていたことが分かる。

### 6. 大阪城における石材加工および石積み技術

大阪城についても、名古屋城と同様に悉皆的な調査を行い、ある程度、石材加工および石積み技術を明らかにできている。これらの調査結果に基づき、大名の担当した丁場 と照らし合わすことで、大名の技術を知ることができる。

なお、大阪城は、元和6(1620)年から寛永7(1630)年 の10年かけて、3期に分けて築城されている。そのうち第 一期は元和6年~寛永元(1624)、第二期は寛永元年から寛 永5(1628)年、第三期が寛永5年~寛永7年となる。こ こでは、第二期の本丸築城技術をみていく。

## 6-1. 石材加工技術

石材加工技術は、主に平部の石材加工技術に注目する。 6-1-1. 加工程度

すべて割石であるが、全体的に精度が高い。特に、桜門 周辺は精度が高く、切石に近い築石も確認される。

### 6-1-2. 整形度

一部に不整形が確認され、やや不整形の割合も低くなる。
 一期に比べ、やや整形の割合が7割程度と高くなっている。
 一期から二期の間の数年間に、技術力が高まったことが分かる。また、整形も一部に確認できるが、ここは修理記録が残らず、築城時の技術とみることができる。

### 6-1-2. 均一度

ー部に不均一とやや不均一が確認される他は、8 割程度 がやや均一となっている。これも整形度と同様に、一期か ら二期の間の数年間に、技術力が高まったことが分かる。 石材加工技術は、同時に発展することが明らかとなる。

## 6-2. 石積み技術

## 6-2-1. 平部の技術

一部に布崩し積みがみられるが、その他は、布積みと布崩し積みが混在したもの、もしくは布積みとなっている。 築城の際は、一つの技術で統一されるのではなく、布崩し 積みから布積みまでの技術が確認される。これらは、後述 する大名の技術と密接な関係があり、技術力の発展の背景 には、大名間で技術が伝播した可能性がある。

### 6-2-2. 隅角部の技術

算木積みもしくは角脇石が入る箇所が全体の4割5分程 度、角脇石に三つ目石が入るもしくは三つ目石が入る箇所 が5割5分程度となっている。また、角脇石に三つ目石が 入る、もしくは三つ目石が入る箇所は、整形度や均一度と いった加工技術も高いかといえば、必ずしもそうではなく、 石材加工技術が低い箇所でも、三つ目石が入る箇所もある。

## 7. 名古屋城と大阪城における大名による技術差と技術の伝播

「公儀普請」によって築かれた、名古屋城、大阪城では、 同時代に築いた石垣の中にも技術差が確認された。これは、 名古屋城が20の大名家、大阪城が64の大名家によって築 かれたためである。そこで、名古屋城本丸の石積み技術と 大阪城本丸の石積み技術について比較し、さらに名古屋城 本丸ならびに大阪城本丸に関わった、大名家に注目して技 術変遷および技術の伝播について考察した。ここでは、名 古屋城本丸と大阪城本丸(第二期)を例に挙げる(図15・16)。

名古屋城の普請および大阪城普請ともに行っている大名 家は16家であり、その内、両者の本丸を築いた大名は、加 藤清正(忠広)家、生駒家、蜂須賀家、加藤嘉明家、細川家、 鍋島家、寺澤家、池田輝政(光政)家、浅野家の9家である。

まず、名古屋城における石積み技術をみると、寺澤家は 乱積みとなっており、生駒家、蜂須賀家、加藤嘉明家、池田 輝政(光政)家は、布崩し積みと乱積みが混じっている。一方 で、加藤清正(忠広)家、細川家、浅野家については、布積み

と布崩し積が混じっている。なお、鍋 島家の築いた西南隅櫓台は、大正の台 風で石垣が崩落し、落とし積みで積み 直しが行われているため、対象外とす る。

続いて、大阪城をみると、寺澤家は 布崩し積みとなる。さらに、加藤清正 (忠広)家、蜂須賀家、加藤嘉明家、細川 家、鍋島家は、布積みに布崩し積が混 在している。そして、池田輝政(光政) 家、生駒家は布積みとなっている。

そして、寺澤家は名古屋城では乱積

みであったが大阪城では布崩し積みとなっている。名古屋 城普請から大阪城普請の間に、江戸城の普請にも関わって いるが、江戸城の普請については、現在調査を進めている が、史料も少なく明確なことは言えない。また、蜂須賀家、 加藤嘉明家は、名古屋城では布崩し積みと乱積みが混在し ていたが、大阪城は布積みと布崩し積みが混在するように なり、技術が発展している。蜂須賀家はその後、江戸城に 携わっているが、加藤嘉明家は大阪城までは、大きな普請 は行っていないので、名古屋城で技術の伝播があったと考 えられる。さらに、池田輝政(光政)家、生駒家は、名古屋城 では布崩し積みと乱積みが混在していたが、大阪城では、 ほぼ布積みとなっている。生駒家は江戸城に関わるが、池 田輝政家は大阪城まで大きな普請を行っていないので、恐 らく名古屋城で自らの技術を高めた、つまり技術の伝播が あった可能性が高い。因みに、名古屋城では、本丸東面の 池田輝政(光政)家の北側を山内家が築いており、そこは布 積みと布崩し積みが混在している。その高い石積み技術を 池田家が習得した可能性は高い。

## 8. まとめ

本研究では、安土城が築城された天正期以降の石材加工、 石積み技術を調査し、技術の変遷を明らかにした。さらに、 城郭石垣の技術の伝播の背景には、徳川家による「公儀普 請」があり、江戸城、駿府城、名古屋城、大阪城等は、全国 から大名が召集されている。そこで、石垣を普請した大名 とその丁場が明らかな、名古屋城と大阪城の石材加工およ び石積み技術について悉皆調査を行った。その結果、各大 名の技術が明確化され、両城を比較することで、大名の技 術変遷が明らかとなった。さらに、各大名が担当した丁場 に注目することで、隣接する大名の技術を習得した可能性 が高まり、これまで未解明であった、技術の伝播を指摘す ることができた。

今後は、公儀普請以外の各大名の技術を含め、技術の伝 播について、考察を深める予定である。



## 公益財団法人 松井角平記念財団 2022 年度 研究助成 実績報告書概要版

# 柱軸力の影響を考慮した伝統構法の社寺建築物に用いられる 板壁や土塗壁を有する木造軸組架構の耐震性能評価法の構築

香川大学 創造工学部 教授 宮本慎宏

## 1. はじめに

ダボ無しの落とし込み板壁は,社寺建築物において長 く用いられてきた伝統構法であるが,既往研究<sup>例えば 1)</sup>は住 宅建築物に用いられるダボ有の板壁を対象としたものが 多い.また,土塗壁も社寺建築物に長く用いられてきた 伝統技術であるが,既往研究<sup>例えば 2)</sup>では住宅建築物に用い られる土塗壁を対象とした研究が多い.本研究ではダボ 無しの落とし込み板壁や土塗壁を有する木造軸組架構に 対して静的載荷実験を実施し,その評価手法を検討する ことを目的とする.

## 2. 静的載荷実験と要素実験

試験体は図1に示す4体である.柱,貫,大斗,板壁, 楔,肘木にはヒノキ,ダボにはカシをそれぞれ使用した. 柱は180×180mm,柱長1900mm,柱間1400mm,頭貫は 80mm×130mm,内法貫及び足固貫は50×90mmとした. 柱一頭貫接合部の仕口は輪薙ぎ込み,内法貫および足固 貫一柱接合部の仕口は渡り顎楔止めとした.柱頭には大 斗を想定した180×180×170mmの角材を¢18mmのダボで 接合した.板壁試験体では,貫及び柱に深さ15mmの欠込 みを設け、厚さ18mmのダボ無し板壁を落とし込んだ. 土 塗壁試験体では、壁板を通すための柱と貫の欠き込みは 設けなかった. 壁土を塗り付ける下地は、間渡しに幅 26 mm 程度の割竹、小舞に幅 22 mm 程度の割竹を使用した. 左官施工は小舞掻きを行った後に荒壁、裏返し塗りを行 い、乾燥収縮によるひび割れ終了後、裏面から小直し、 表面から中塗りを施工した.

図 2 に示すように鉛直軸力は錘を用いて柱 1 本あたり 20kN を載荷した.水平荷重はアクチュエーターを用いて 肘木上部の桁に与え,柱の見かけのせん断変形角が 1/200 ~1/10rad で正負 3 回ずつの交番加力とした.載荷終了後 には,板壁試験体の柱,頭貫,通し貫から 30×30× 420mmの曲げ試験体を各 3 体,30×30×90mmの全面横圧 縮試験体(半径方向と接線方向)及び部分圧縮試験体 (半径方向)を各 5 体ずつ切り出して要素実験を行い,横 ヤング係数,曲げヤング係数,横圧縮強度,部分圧縮強 度,曲げ強度をそれぞれ算出した.要素実験結果におけ る初期剛性及び二次剛性については,荷重一変位曲線に おいて一次勾配を最大荷重の20%の点と40%の点を結んだ



直線,二次勾配を最大荷重の 85%の点と最大荷重を結ん だ直線とした<sup>3),4)</sup>.

## 3. 実験結果

板壁試験体の荷重変形角関係は図3のようになり,2体 とも1/10radの載荷まで荷重は上昇し続けた.W-1S試験体 については1/10rad正方向1回目の載荷時に柱脚が浮き上 がった為,その段階で載荷を終了した.破壊性状を図4に 示す.1/30rad正方向1回目で内法貫及び足固貫,楔に最 初のめり込み及び割裂が生じ,変形角が大きくなるにつ れて割裂が進展した.W-2S試験体では1/10rad負方向1回 目で足固貫の曲げ破壊が生じて荷重が低下した.板壁に ついては目立った損傷はなく,解体後に板材端部が柱の 欠込み部分にめり込んでいる様子が確認できた.

図5に土塗壁試験体の荷重変形角関係,図6に主な破壊 性状をそれぞれ示す.どちらの試験体も土塗壁のひび割 れ発生過程に差異はなく、1/150 radで隅角部において壁土 の圧壊が生じ始めた.1/50 rad から隅角部が面外にはらみ 始め(図6(a)),1/30 rad 近傍で土塗壁中央部の壁土にせん断 ひび割れが生じ始め,最大荷重を迎えた.1/20 rad より土 塗壁隅角部が崩落し始め(図6(b)),徐々に荷重が低下した. 土塗壁中央部の破壊面は壁土がはらみ出しており,圧縮 せん断であったことを示している.M-1S 試験体は-1/15 rad 1 回目で柱 2 側の足固貫と内法貫に最初の曲げ破壊が 生じ(図6(c)),M-2S 試験体は+1/15 rad 1 回目で柱 2 側内法 貫に最初の曲げ破壊が生じ、それぞれ荷重が低下した. 載荷終了後に試験体を解体すると、間渡し竹と貫の接合 部分において、間渡し竹にめり込み跡が見られた(図 6(d))

## 4. 解析モデルの概要と各抵抗要素のモデル化

汎用解析ソフト SNAP Ver.8 を用いて静的増分解析を行 った. 解析モデルは図7に示す通りで柱脚はピン拘束とし, 各抵抗要素の復元力算定の際には要素実験により得られ た横ヤング係数,曲げヤング係数,部分圧縮強度を用い た. 柱傾斜復元力は既往の算定式 5 について, 第1折れ点 と第3折れ点を線形補間し、4線形モデルを用いた. 柱-貫接合部について、既往の設計式のでは楔が奥まで入りき らず、中空となっている部分が考慮されていない、実際 の接合部では図8に示すようなめり込み抵抗が生じており, 水平方向は $\Sigma N_4 - \mu \Sigma N_2 = 0$ ,鉛直方向は $\Sigma N_1 + \Sigma N_2 - \Sigma N_3 = 0$ が成り立つと仮定し、木材のめり込み抵抗に関する既往 の算定式<sup>7</sup>を用いて各部分の反力を算定し、回転中心まわ りの抵抗モーメントを加算することにより復元力特性を 算出した.端部の柱―貫接合部については,耐力が中央 の接合部の 1/2 として算出結果を補正した 8. 柱一頭貫接 合部の復元力特性は、鉛直軸力の影響を考慮した既往の 算定式<sup>9</sup>を用いた.各接合部の二次剛性は頭貫の要素実験 から得た値とした.板壁試験体の柱-貫接合部及び柱-頭貫接合部については、板材による欠き込みを考慮して いない.



ダボ無しの落とし込み板壁の耐力は,個々の板材木口 が柱へめり込むことで発現する.木材のめり込み抵抗に 関する既往の算定式<sup>n</sup>を用いて各板材の復元力特性を算定 し,両端に回転バネとして付加した.めり込み抵抗にお ける二次剛性は柱の要素実験から得た値とした.この時, 板壁のめり込み余長は,図9に示す頭貫側から3枚目の板 壁の例のように,隣り合う板材のめり込み端部までとし た場合と,上部の貫下面までとした場合の2パターンで算 定した.この際,めり込みの生じる奥行方向の余長につ いては,板壁による欠き込みを柱幅から減じた値とした.

さらに、繊維材を混入した壁塗り直前の壁土を用いて、 宇都宮ら<sup>10)</sup>の方法に則り一軸圧縮試験を行った。質量が 変化しなくなるまで気中養生を行った直径 125 mm,高さ 250 mm の円筒形一軸圧縮試験体を荒壁、中塗り、小直し ごとに5体ずつ作製した。壁土の一軸圧縮試験から得られ た圧縮応力度-ひずみ度関係を図10に、土100Lに対する 藁スサの調合量、一軸圧縮強度 $\sigma_u$ 、弾性係数  $E_{50}$ 、粘着力 c、せん断抵抗角 $\phi$ 、推定せん断強度 $\tau$ の5体の平均値を表1 に示す。静的載荷実験での土塗壁のひび割れ状況および、 これらの一軸圧縮試験結果において荒壁と中塗りが同等 の耐力を有していたことより、土塗壁要素のモデル化は、 各層壁土ごとに求めた荷重変形角関係を各層の塗厚に応 じて加算した<sup>11)</sup>.このとき、荒壁+裏返しの塗厚は、縦間 渡し竹と横間渡し竹の厚みを20.0mmと考え、減じて求め た.土塗壁は、圧縮力が作用する方向にのみ水平バネと して設定し、第1折れ点を降伏荷重時、第2折れ点を最大 荷重時、第3折れ点を最大耐力時保持時、それ以降は第3 折れ点と 0.1 rad 時の荷重を結ぶ直線とする4線形モデル とした.

## 5. 解析結果と実験結果の比較

前章より,試験体毎にパターン分けした解析モデルを 構築して静的増分解析を行った.図 11 に静的増分解析結 果と実験結果の比較結果を示す.板壁試験体では,板材 のめり込み余長を隣り合う板壁のめり込み端部までとし た場合において,正負両方向で実験値と解析値が概ね一 致した.また,初期剛性は実験値に対して解析値が過大 となった.これは実際の試験体の部材間の隙間など,施 工精度のばらつきを解析では考慮していないためと考え



られる. 土塗壁試験体では, M-1S, M-2S どちらも 0.02 rad 近傍まで、実験結果と解析結果が概ね一致した. 両試 験体とも、実験結果は0.02 rad 近傍で最大荷重を迎えたの ちに荷重が低下しているのに対し、解析結果はほぼ横ば いとなり、荷重低下の傾向があまり一致しなかった.こ の要因として,実験では変形に伴う隅角部の崩落や中央 部のはらみ出しが発生したことが考えられる.

### 6. まとめ

本研究ではダボ無しの落とし込み板壁や土塗壁を有す る木造軸組架構の静的載荷実験を行い、荷重変形角関係 及び破壊性状を把握した.板壁試験体では、実験結果を 踏まえてめり込み余長のパターン別に解析モデルを構築 し静的増分解析を行った結果、実験値と概ね一致する解 析パターンが得られた. 土塗壁試験体では, 壁土の一軸 圧縮試験結果を用いて解析モデルを構築して静的増分解 析を行った結果, 0.02 rad までは実験結果と解析結果が概 ね一致した.

### 謝辞

本研究は公益財団法人松井角平記念財団の助成金による補 助を受けて実施されました.実験の実施に関しては香川大学 及び近畿職業能力開発大学校の学生にご協力いただきました. ここに謹んで深甚なる謝意を表します.

#### 参考文献

1) 稲山正弘,青山章一,村上雅英:落とし込み板壁の面内せ

ん断試験と力学的挙動の解析、日本建築学会構造系論文 集第76巻第609号, pp.97-104, 2011.01

- 2) 宇都宮直樹,宮本慎宏,山中稔,松島学:土質力学に基づ く土塗壁の耐力変形推定式の提案-壁土のせん断破壊が 卓越する場合-,日本建築学会構造系論文集,第78巻, 第 684 号, pp.363-368, 2023.02
- 3) 財団法人日本住宅・木材技術センター:構造用木材の強度
- 試験マニュアル, pp.10-14, 2011.03 4) 末定拓時, 稲山正弘, 宮本康太, 青木謙治, 渋沢龍也: 広 葉樹のめり込み性能に関する実験的研究、日本建築学会 大会学術講演梗概集(東北), pp.337-338, 2018.09
- 5) 文化庁:重要文化財(建造物)耐震基礎診断実施要領, pp.19-21, 2012.06
- 6) 日本建築学会:木質構造接合部設計マニュアル, pp.254-246, pp.275-276, 2010.09
- 7) 日本建築学会:木質構造基礎理論, pp.98-103, 2010.12
- 8) 先田葵衣, 内藤蓮, 綱島芽吹, 宮本慎宏, 宇都宮直樹: 社 寺建築物の木造軸組架構における加算則に関する研究 そ の3荷重変形角関係の減算結果に基づく各接合部の評価 結果, 日本建築学会四国支部研究報告集, pp.13-14, 2024.03
- 9) 綱島芽吹, 宮本慎宏, 宇都宮直樹: 社寺建築物における鉛 直軸力の影響を考慮した柱-頭貫接合部の耐震性能に関 する研究,構造工学論文集, Vol.70B, pp.96-103, 2024.04
- 10) 宇都宮直樹,山中稔,松島学:藁スサを混合した新しい 供試体の提案,日本建築学会構造系論文集,第 664 号, pp.1119-1124, 2011.06
- 11) 宮本慎宏, 宇都宮直樹, 高橋繁二, 山中稔, 松島学: 各 層壁土の材料特性を考慮した土塗壁の耐力変形関係の推 定,日本建築学会技術報告集,第20卷,第46号,pp.939-943, 2014.10

## 土塗り左官施工の技術伝承のための左官職人のデジタルツインと身体運動の分析

京都工芸繊維大学 デザイン・建築学系 村本 真

1. はじめに

土壁の構造性能を把握するために繰り返し載荷実験が数多く実施され、その結果が報告<sup>1),2)</sup>されている.しかしながら、土壁を製作する職人の技能については十分に解明されていないように思われる. また、左官職は業界の縮小と技能伝承の困難さに関する問題が課題となっており、左官文化の保存が必要である.本研究では、左官職人の技能継承を支援し、さらには左官文化の保存のため、伝統構法における土塗り左官を対象とする.本研究の目的は、伝統木造建築に用いられる土塗り左官の技能伝承を確実にするための左官職人のデジタルツインの作成と左官仕上げの状態を分析することである.

## 2. 左官職人のモーションキャプチャ実験とデジタルアーカイブズの作成

左官職人が土塗りをする場合のモーションキャプチャ実験を実施した.熟練した左官職人を対象と して,モーションキャプチャスーツを使用し身体の部位の座標を取得するとともに,視線の計測, 毎 圧の計測,ビデオ映像の記録,実験前後のアンケートを実施した.図1は荒壁塗りを実施した場合のモー ションキャプチャ実験の様子である.

モーションキャプチャは、OptiTrack 製の Flex13 カメラ 16 台と Motive:Body(Ver.3.1.0 $\beta$ 1) および ノビテック製 VENUS3DR(Ver.6.1.0.300) を使用した. 視線計測は、ナックイメージテクノロジー製 の EMR-9 で視野レンズは広角な 121°を使用した. 鏝に作用する圧力の計測は、240mm 幅の左官鏝 を改造し、テック技販製の小型 6 軸センサ (USX10-H10-500N) を使用した. モーションキャプチャと 鏝圧は 120 Hz, 視線計測は 60 Hz で記録した.

左官職人の動作をもれなく取得するため、上記のように多数のカメラ台数とし、カメラ画角の死角 を減らすように計測計画を立てたが、それでも計測時には、壁面と身体の間に鏝作業が行われること から、鏝板や両腕の位置関係によってはデータをロストする場合があった。左官動作を邪魔せずに確 実な動作取得となるような工夫を検討する必要である。

左官職人の技能伝承および今後 の動作分析のため,取得した動作 をアーカイブする.ここでは,土 塗り左官の技能の特徴が最も表れ ていると思われる鏝圧を左官職人 の動作と関連付けて表示する映像 としてアーカイブデータを作成し た.図2では,異なる左官職人が 異なる時期に土塗りを実施した結 果を同時に表示して比べられるよ うにしている.図2の左上には, 身体に貼付したマーカーから作成 した身体フレームの全体像を,右 上には横から見た身体フレームを



図1 モーションキャプチャ実験の様子

表示し、 画面下部には 鏝圧の時間 変化を配置して、それぞれを同期 再生している。それぞれの職人の 動作における相違点や類似点を見 やすく表示することを目的として いる、このようにすれば、ビデオ カメラ映像による表現では重ねて 表示することができないが、モー ションキャプチャデータを基盤と して, 年齢, 経験年数等が異なる 左官の動作を同時に比較しつつ, 技能の違いをモーションキャプ チャデータから作成した映像とし て把握することができる。また、 ビデオカメラ映像では不明である 壁面への鏝圧のかけ方についても 理解することができる。



図2 モーションキャプチャ実験のアーカイブズから作成した映像

今後,左官動作中の視線の動き等を追加して同期再生することで,左官技能の継承のためのデジタ ルアーカイブとして活用することができる.異なる職人の結果だけではなく,今後,長期的な時間経 過の中で追跡調査を行えば,職人自身の技能の変化を把握することも可能となる.

## 3. 左官職人の動作分析

2章で作成した左官動作のデジタルアーカイブズから左官動作を分析する.特に,壁面を綺麗に塗り仕上げる上で最も重要であると思われる鏝圧について分析する.また,実際に仕上がった壁面を 3D スキャンし,塗り厚の状態も調べる.

図3と図4は中塗り作業時の塗り付け長さを基準として、塗り付け時の鏝圧の変化を調べたもので ある.縦に塗りつける場合は、職人によって塗り上げてから鏝を下方に戻す(図では戻しと表記)場 合がある.さらに、下方に鏝を移動させた後、上方へ塗り押さえる(図では戻し2回目と表記)場合 もある.これらは縦に土を伸ばして塗りつける動作とともに、壁面に壁土を定着させるための押さえ 作業が含まれている.ここでは、そうした一連の動作を分析する.鏝圧は最大値によって基準化し、 塗り付け動作は鏝の軌跡の上げ下げの最大長さで基準化している.太実線は平均値を示し、その上下 の細実線は平均値に標準偏差を加えた結果を示している.

図3は10人の職人の内,戻しの動作を2回だけ行っている3人の職人のそれぞれの平均した結果 である.戻しを1回だけ行う場合は,塗り始めと戻しの瞬間に同程度の大きさの鏝圧をかけ,その後徐々 に鏝圧を抜くように力をかけている.その後,塗り戻す段階で,同様に力のかけることで,最終的に 平坦に塗り仕上げようと意識していることが伺える.

図4は、戻しの動作を2回行っている6人の職人のそれぞれの平均した結果である。塗り始めはほとんど力をかけず土を伸ばし、鏝が上端に達する瞬間に鏝圧が最大となる。鏝圧が最大値になっているのは戻しの動作の約5%である。戻しの動作では、上から下へ鏝を戻しながら鏝圧を約30%まで徐々に弱くしている。2回目の戻しの動作では、約3%の位置で鏝圧がなくなり、その後もほとんど力をかけずに塗り伸ばしている。

図5は中塗りで壁面1枚を仕上げた場合の塗り厚の分布を調べるため3Dスキャンした例である. Creaforme社製のGo!SCAN50を用いた.解像度は最大0.1mmである.実験後から2週間以上経過し, 完全に乾燥した状態の壁面に対してスキャンを行った.なお,塗り付け厚さは実験時に指示していない.

3Dスキャンした壁面のメッシュデータから等高線データを作成した. その等高線データを壁面の



図4 戻しの動作2回の場合の鏝圧と鏝の軌跡の関係

塗り厚で色分けし描画したものが図 5 であ る.壁面写真では判別できなかった細かな 塗り厚の違いが明らかとなっている.熟練 職人の壁面の塗り厚のばらつきは,標準偏 差 0.94 ~ 1.77 であった.

## 4. おわりに

本研究では、伝統木造建築に用いられる 土塗り左官の技能伝承のために、モーショ ンキャプチャ実験で得られる情報群をデー タセットとしたデジタルアーカイブズを作 成した.今後、これらのデータをさらに視 覚情報として展開し、左官の技能伝承に活 用できる体験型のツールの開発が期待でき る.



図5 壁面の塗り厚分布

取得したモーションキャプチャデータか

ら左官職人の塗り付け作業における鏝圧とその軌跡の関係,塗り仕上げた結果の塗り厚を分析した. 中塗り時の塗り付けと戻しの動作中の鏝の変位と鏝圧の割合の関係から,熟練職人の体格などの個人 的要素によらずに動作を整理し,基本動作としての縦塗りを行うための鏝圧の推移を明らかとした. 鏝圧には強弱がある.また,塗り厚の3Dスキャンによる分析から,熟練職人は,経験,視覚情報, 鏝の感触から壁面を仕上げると、塗り厚のばらつき 2mm 程度となっていることがわかった.

土塗り左官の技術に関しては文献 3) が詳しいが,これに示された技術をモーションキャプチャ実験 を通して数値化し確認していくことも求められる。本研究では,左官の技術の内,特に土塗り左官の 一部を検討したにすぎない。その他の材料を用いる左官についても技能継承は課題となっていること から,左官の職能を保存した標準データセットの作成を目的にアーカイブズを充実する必要がある。

## 謝辞

モーションキャプチャ実験は、KYOTO Design Labのフォトスタジオで実施し、左官職人の方々、京 都工芸繊維大学大学院生の辻 雅貴君(当時)、坂本 陸君、小田唯己君らの協力を得ました。また、株式 会社ノビテックおよび株式会社テック技販に計測装置の技術的支援を頂きました。壁面の 3D スキャンは KYOTO Design Labの機材を使用しました。ここに感謝してお礼申し上げます。

## 参考文献

- 1) 村本 真,田邊雄太,平田 良,森迫清貴:全面土壁の静的繰り返し載荷実験に基づく壁倍率の統計的検討, 日本建築学会構造系論文集,第82巻,第732号,pp.215-225,2017
- 2) 村本 真,田邉雄太:一間幅全面土壁の静的繰り返し載荷実験の統計的検討に基づく土壁の荷重-変形角 包絡曲線の推定方法,日本建築学会構造系論文集,第82巻,第739号, pp. 1391-1401, 2017
- 3) 佐藤嘉一郎, 佐藤ひろゆき: 土壁・左官の仕事と技術, 学芸出版社, 2006