

東で分割された土塗り垂れ壁付大断面木造軸組の耐震性能評価実験

Experiment on Seismic Capacity of Large-Section Timber Frame with Hanging Mud-Wall
divided by Vertical Timber Members

中治弘行¹・大串来華²

Hiroyuki Nakaji and Raika Ogushi

¹公立鳥取環境大学教授 環境学部環境学科 (〒689-1111 鳥取県鳥取市若葉台北1-1-1)

Professor, Tottori University of Environmental Studies, Dept. of Environmental Studies

²公立鳥取環境大学大学院 環境経営研究科環境学専攻 (〒689-1111 鳥取県鳥取市若葉台北1-1-1)

Graduate Student, Graduate School of Environmental and Information Studies, Tottori University of Environmental Studies

Full-scale test of a large-section timber frame with hanging mud-wall divided by vertical members was carried out. The specimen was planned based on a house in Tottori prefecture. Section size of columns is 210 mm square which is larger than that of usual wooden houses. Maximum restoring force is 15.2 kN at the deformation angle 1/20 rad and the decline in restoring force in larger deformation is not significant. Estimated restoring force characteristics for structural design agrees well to the test result. Proposed design method for traditional timber structures is also practical for large-section timber framework.

Keywords: seismic capacity, large-section timber frame, hanging mud-wall, vertical members, full-scale test

1. はじめに

山陰地域では、昭和18年鳥取地震や平成12年鳥取県西部地震などの大災害を経験しながらも、市街地においてさえ大規模開発を免れて伝統的な木造建物が残っている地域が見られる。しかしながら、倉吉市玉川の伝統的建造物保存地区や岩美町の漁村集落など、古き良き日本の原風景とも言える文化的景観も、徐々に失われつつある。

2016年10月21日に発生した鳥取県中部の地震では、屋根瓦の落下などの軽微な被害は多く見られたものの、伝統的構法木造住宅での倒壊や大破といった大きな被害は少ない。鳥取県のウェブサイト¹⁾によれば、

- ・ 人的被害 重傷8人、軽傷17人 ※関連死も含めて死者はゼロ
- ・ 住家被害 約1万5千棟 (全壊18、半壊312棟など) ※火災ゼロ

である。

鳥取県内に残る伝統的構法で建てられた木造建物では、社寺のほか、住宅でも5寸角より大きい断面の柱を用いたものがみられる。本研究では、鳥取県東伯郡湯梨浜町に現存する農家住宅(写真1)を対象とする。昨今の戸建て住宅に比べて大規模な伝統的構法木造建物の耐震要素として木造軸組に加えて土塗り壁を重視し、大断面の木造軸組に東で分割された土塗り小壁が付いた構面の要素実験を行って、伝統的構法による大規模木造建物の耐震性能評価法へとつなげることを目的とする。

土塗り壁構面の設計用復元力特性の算定では、実大検証実験結果に基づき、木造軸組で囲まれた土壁部の縦横比による破壊モードを考慮した計算方法が提案されている²⁾³⁾ので、実験結果との比較を行って設計用復元力算定方法の妥当性も検証する。



写真1 対象住宅外観

2. 実験概要

(1) 試験体

写真1の農家住宅を対象に行われた既往の実測調査²⁾に基づいて、その耐震要素の一部(図1)を耐震性能評価実験の試験体とした。図2に、土塗り小壁付大断面木造軸組試験体(以下、「垂れ壁試験体」と表記する)の軸組と竹小舞下地の一部を示す。垂れ壁試験体の製作は、鳥取県内の大工・左官に依頼した。主な仕様は以下の通りである。

- ・ 壁長さは、柱スパンで 3960 mm
- ・ 壁高さは、桁と土台の材軸線間距離で 4352.5 mm
- ・ 垂れ壁高さは、桁と差し鴨居の内法寸法で 1122.5 mm (H_w)
- ・ 垂れ壁は束3本で分割され、小壁幅は内法 840 mm (L_w)
- ・ 束と桁及び差し鴨居の仕口は長ほぞ差し込打ち
- ・ 貫は柱及び束を貫通し、それぞれの仕口は楔留め
- ・ 差し鴨居、足固めと柱の仕口は雇いほぞ、車知栓打ち(写真2)
- ・ 中塗り仕上げ壁厚さ $t_w = 70$ mm (写真3)
- ・ 竹小舞の間隔は内法で 45 mm 程度
- ・ 土台はヒノキ、その他柱・桁等の軸材はスギ
- ・ 柱は 210×210、土台は 175×140、束は 130×130、桁は 240×240、貫は 21×120 (mm)

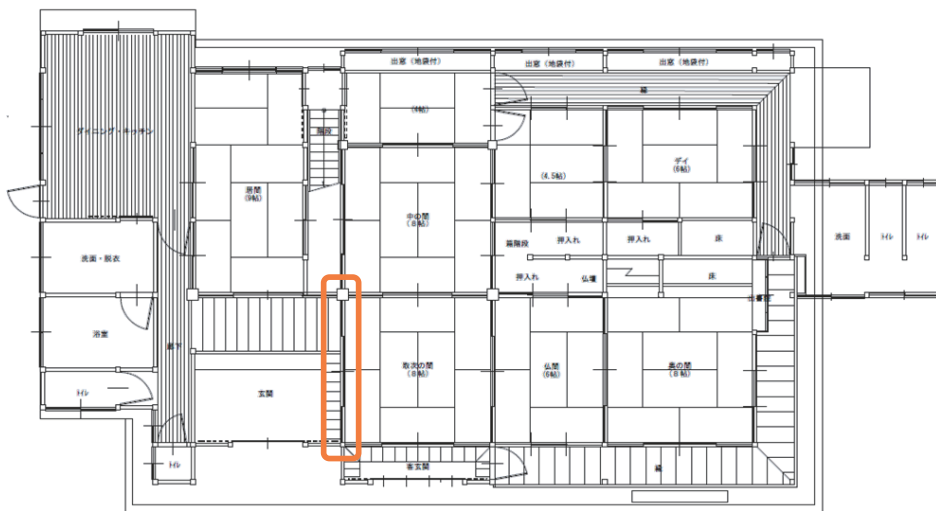


図1 対象住宅平面図と耐震要素サンプル位置

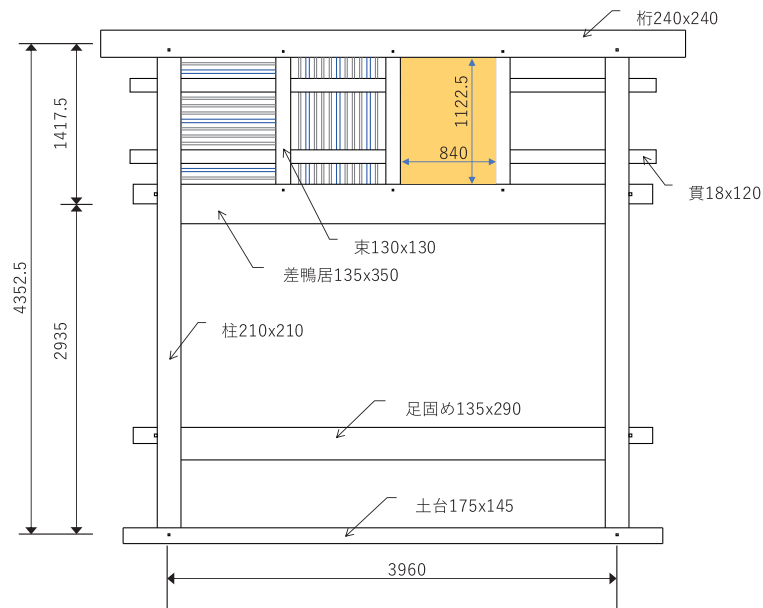


図2 試験体概要



写真2 足固め仕口

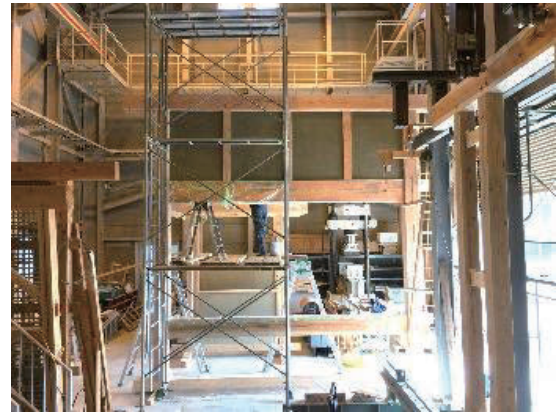


写真3 中塗り仕上げ

試験体製作は、2018年3月中旬から4月上旬にかけて行った。垂れ壁試験体の実験は、2018年9月14日に実施し、公開実験とした。

(2) 実験方法

電動アクチュエーター（THK社製、容量100 kN、ストローク800 mm）を用いた繰り返し面内せん断加力実験とした。繰り返しの目標変形は、桁部の水平変位を試験体の高さ $H = 4352.5$ mmで除した見かけの変形角が、 $\pm 1/480$ 、 $\pm 1/240$ 、 $\pm 1/120$ 、 $\pm 1/90$ 、 $\pm 1/60$ 、 $\pm 1/45$ 、 $\pm 1/30$ 、 $\pm 1/20$ 、 $\pm 1/15$ 、 $+1/10$ 、 $-1/12$ (rad) となるように設定し、 $\pm 1/15$ rad まではそれぞれを3回繰り返すように変形制御で加力した。 $+1/10$ rad、 $-1/12$ rad の変形は2回繰り返した。側柱に約10 kNの軸力を作用させるよう、鋼製おもりで $W = 19.24$ kNの鉛直荷重を作用させる載荷式とした。M12のZマークアンカーボルト等で土台の浮き上がりと水平移動を拘束した。アクチュエーターのストローク、桁と土台の水平方向の変位、各仕口の抜け部分での変位の計測、各仕口付近で材軸方向でのひずみ計測を行った。図3に計測位置、写真4に実験前の設置状況をそれぞれ示す。写真4で、左方向への変形を正とした。

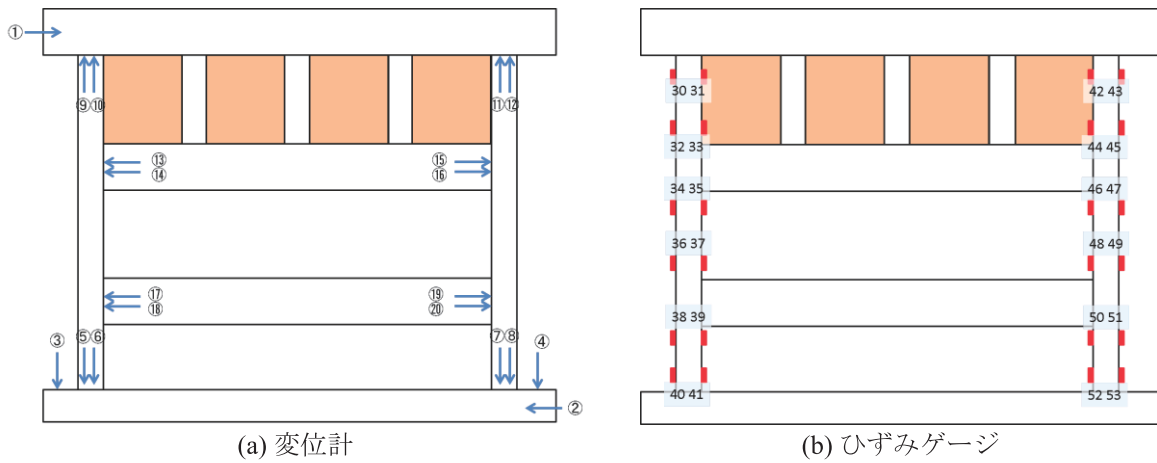


図3 変位・ひずみ計測



写真4 垂れ壁試験体設置状況

(3) 実験結果

実験で得られた各試験体の荷重変形関係を図4に示す。(1)式で求めた見かけの変形角 γ (rad) を横軸に、(2)式を用いて計測荷重から鋼製おもりによる $P\Delta$ 効果の影響を除いた復元力 P' (kN) を縦軸にとっている。

$$\gamma = \frac{(d_1 - d_2)}{H} \quad (1)$$

$$P' = P + W \tan \gamma \quad (2)$$

ここで、 d_1 は桁変位 (mm)、 d_2 は土台水平変位 (mm)、 H は試験体高さ (mm)、 P は実験で計測した荷重 (kN)である。

最大耐力は $P'_{\max} = 15.2$ kN、そのときの見かけの変形角は $1/20$ radであった。その後の変形増大による復元力の低下は小さい。

図4の荷重変形関係から第1象限において $1/480$ radから $1/10$ radまでの各折り返し変形点での復元力を結んだ骨格曲線を図5に示す。折り返し変形点の復元力は、アクチュエーターでの加力が停止しているため、図4に比べて少し低下する。また、これまでの実験と同様、繰り返し加力により、同じ変形の2度目、3度目の復元力は低下する。

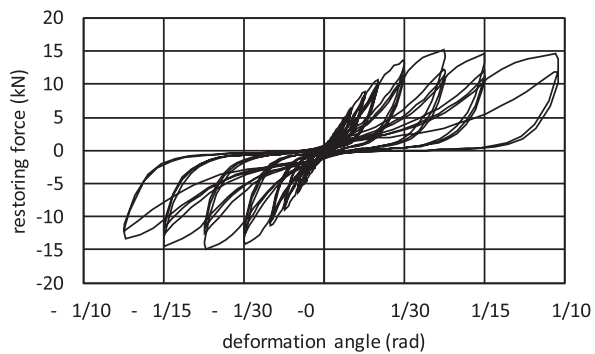


図4 荷重変形関係

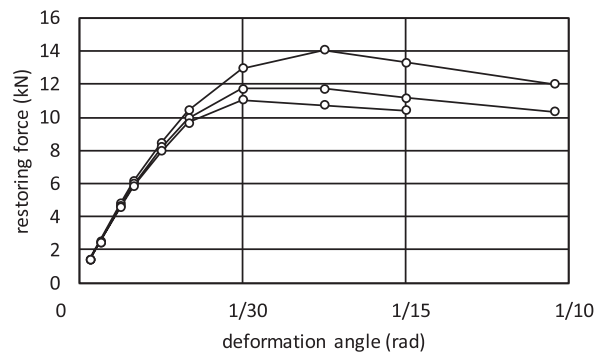


図5 骨格曲線

(4) 損傷過程

見かけの変形角が $1/60$ rad、 $1/30$ rad、 $1/15$ rad、ならびに $1/10$ rad 時の垂れ壁試験体の損傷状況を写真5に示す。 $1/30$ rad を超える変形では、小壁の隅角部での壁土の圧縮破壊に加えて、土壁中央部での斜め方向のせん断破壊が目立ち、 $1/10$ rad ではせん断破壊した壁土が大きく剥落する。束で4分割された土塗り垂れ壁の土壁部分は、土壁面の縦横比の最小値 ($840/1122.5=0.75$) が2P全面壁のもの ($1700/2565=0.66$) に近くなり、これと同様の破壊形式を示す。なお、柱間隔が1820 mm、高さが2730 mmの壁が2P (の壁) と総称されることが多い。



(ア) $1/60$ rad 変形時



(イ) $1/30$ rad 変形時



(ウ) $1/15$ rad 変形時



(エ) $1/10$ rad 変形時

写真5 損傷状況

3. 設計用復元力との比較

文献2)~4)と同様の方法で、本実験での垂れ壁試験体の設計用復元力を推定した。考え方は以下の通りである。まず、土壁の耐力 Q_w は、(3)式で得られる²⁾。

$$\begin{aligned}
Q_w &= \text{Min}(Q_{ws}, Q_{wb}) \\
Q_{ws} &= \tau_s t_w L_w \\
Q_{wb} &= 3.25 \tau_B t_w L_w \text{Min} \left(\frac{H_w}{L_w}, \frac{L_w}{H_w} \right)
\end{aligned} \tag{3}$$

ここで、 τ_s 、 τ_B は、それぞれ表1に示す2P、1P全面壁の水平断面積あたりのせん断応力度である⁵⁾。

以下の検討では、土壁の復元力 Q_w を算定したあとに軸組の復元力を加算した復元力を実験結果と比較する。軸組の復元力は、柱仕口の長ほぞ差し込打ち仕口および雇いほぞ仕口のモーメント抵抗によるものとする。表2および表3に示す値⁵⁾を用いて図6、図7のような力学モデルを考慮して算定する。

本実験での垂れ壁試験体では、垂れ壁を分割する束の長ほぞは幅90mm、厚さ30mm、長さ120mm、込栓は15mm角であり、文献5)の適用範囲である一方、7寸角柱の柱頭柱脚の長ほぞは幅180mm、厚さ45mm、長さ150mm、込栓は18mm角であり、適用範囲より大きい。計算を簡便にするため、長ほぞ差し込打ち仕口のモーメント抵抗は同じ表2の値を用いる。また、差し鴨居の断面が135mm×300mm、足固めの断面が135mm×290mm、雇いほぞの幅が45mmであり、いずれも文献5)で仮定されている適用範囲より大きいので、表3では、文献5)に記載のある最大寸法（雇いほぞの幅30mm、横架材のせい300mm）の場合と同じ値を用いた。ただし、大変形時の大きな復元力低下はないものと仮定して、回転角1/15radと1/10radの値のみ「横架材のせい270mm」のものを用いた。また、差し鴨居と足固めの部材寸法も異なるが、同じく表3の値を使って設計用復元力を算定した。

表1 土壁部分のせん断変形角 γ_w と基準せん断応力度 τ_s 、 τ_B (kN/m²)

| γ_w | 1/480 | 1/240 | 1/120 | 1/90 | 1/60 | 1/45 | 1/30 | 1/20 | 1/15 | 1/10 |
|------------|-------|-------|-------|------|------|------|------|------|------|------|
| τ_s | 30 | 54 | 86 | 96 | 98 | 93 | 84 | 72 | 58 | 34 |
| τ_B | 15 | 28 | 48 | 60 | 70 | 68 | 65 | 60 | 52 | 32 |

表2 長ほぞ仕口の回転角 γ と抵抗モーメント M (kNm)

| γ | 1/480 | 1/240 | 1/120 | 1/90 | 1/60 | 1/45 | 1/30 | 1/20 | 1/15 | 1/10 |
|----------|-------|-------|-------|------|------|------|------|------|------|------|
| M | 0.25 | 0.45 | 0.70 | 0.90 | 1.10 | 1.30 | 1.45 | 1.50 | 1.50 | 1.50 |

表3 雇いほぞ仕口の回転角 γ と抵抗モーメント M (kNm)

| γ | 1/480 | 1/240 | 1/120 | 1/90 | 1/60 | 1/45 | 1/30 | 1/20 | 1/15 | 1/10 |
|----------|-------|-------|-------|------|------|------|------|------|------|------|
| M | 1.8 | 3.3 | 4.9 | 5.4 | 6.2 | 6.5 | 7.2 | 7.7 | 7.1 | 5.0 |

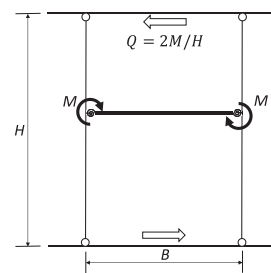
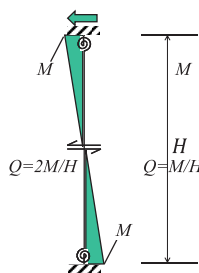


図6 長ほぞ仕口のモーメント抵抗によるせん断力 図7 雇いほぞ仕口のモーメント抵抗によるせん断力

垂れ壁のみのついた木造軸組について、図8のような力学モデル⁴⁾を考える。このとき、垂れ壁付木造軸組全体の水平力 Q と垂れ壁部分のせん断力 Q_w の間には

$$Q = \frac{h_2}{H} Q_w \tag{4}$$

が成り立つ。ここで、 $H = h_1 + h_2$ である（図 8(b)）。

垂れ壁のせん断変形 γ_w に加えて、柱の曲げによって全体変形が増加することを考慮する必要がある。この際、本実験では、差し鴨居および足固めと柱の仕口はそれぞれ雇いほぞであるため、図 8(b)のモデルを採用する。

図 8(b)で、垂れ壁のせん断変形 γ_w による桁の水平変位 δ_w と垂れ壁より下の柱の曲げによる水平変位 δ_c はそれぞれ(5)式で得られる。

$$\begin{aligned} \delta_w &= \gamma_w(h_1 + h_2) \\ \delta_c &= \frac{Q_w h_1^2 h_2}{6EI} \end{aligned} \quad (5)$$



図 8 垂れ壁のついた木造軸組の力学モデル⁵⁾

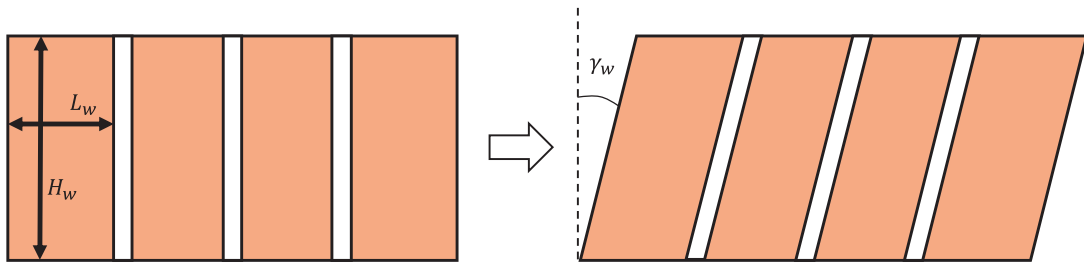


図 9 Q_w = 土壁 (4 つ) + 束のほぞ (3 本)

図 8(b)の Q_w も、垂れ壁の各変形角 γ_w について(3)式で算定する。垂れ壁を分割する束は桁と差し鴨居に長ほぞ差し込打の仕口となっているため、その影響を図 9 のように考えて、表 2 および図 6 に基づいて Q_w に加算する。一方、計算を簡便にするため、足固めによって垂れ壁下の柱長さ h_1 が分割される影響は無視する。

上記の手順で得られた Q_w により垂れ壁より下の柱の曲げ変形が生じるため、垂れ壁部の負担せん断力 Q_w から(4)式で得られる垂れ壁付木造軸組全体の復元力 Q に対応する変形角 γ は(6)式で得られ、垂れ壁の各変形角 γ_w より大きくなる。したがって、 γ_w と Q の関係から、垂れ壁付き木造軸組全体の変形角 γ が $1/480 \text{ rad}$ その他の時の復元力を線形補間で算定した。

$$\gamma = \frac{\delta_w + \delta_c}{H} = \gamma_w + \frac{Q_w h_1^2 h_2}{6EIH} \quad (6)$$

柱ほぞと雇いほぞによる水平抵抗力も含めた算定結果を実験結果と重ねて図 10 に示す。簡略計算ではあるが、実験結果をほぼ再現できている。ただし、 $1/60 \text{ rad}$ より小さい変形では算定結果が実験結果を上回り危険側となる。足固め材の効果を無視した影響かどうか、また、表 1~3 の値を再検討する必要があるかどうか、今後も検討を進める。

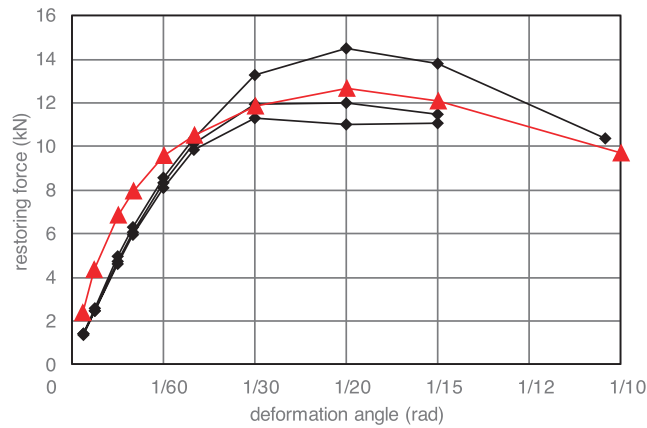


図 10 設計用復元力との比較 (◆実験結果、▲算定結果)

4. まとめ

鳥取県内に建つ農家住宅の垂れ壁をモデルとして、7寸角柱や、せいが1尺程度の差し鴨居、足固めを持つ土塗り小壁付大断面木造軸組の実大実験を行った。

土壁部の「隅角部での圧縮破壊(曲げ破壊)」あるいは「せん断破壊」の2種類の破壊性状を示し、文献2)、3)等で示される算定方法で得られた設計用復元力特性は、木造軸組の断面サイズが大きい場合でも実験結果を概ね再現できることが明らかになった。

謝辞：本研究は平成28年度公益財団法人松井角平記念財団の研究助成による。実験実施に際して、公立鳥取環境大学環境学部の学生の協力を得た。

参考文献

- 1) 鳥取県中部地震から1年 「復興」そして「福興」へ, <https://www.pref.tottori.lg.jp/270109.htm>
- 2) 山田耕司・中治弘行・長瀬正・鈴木祥之：伝統的木造軸組における土塗り壁の復元力評価法，歴史都市防災論文集 Vol.11, pp.95-102, 2017
- 3) 中治弘行・長瀬正・山田耕司・鈴木祥之：実大実験に基づく土塗り小壁付木造軸組の復元力特性，歴史都市防災論文集 Vol.11, pp.103-110, 2017
- 4) 大串来華・中治弘行：伝統的な土塗り壁の復元力特性に関する実験的研究，日本建築学会中国支部研究報告集第41巻, pp.61-64, 2018
- 5) 「伝統的構法の設計法作成及び性能検証委員会」検討委員会：詳細設計法(案)設計資料-3, 「伝統的構法の設計作成及び性能検証実験」検討委員会平成24年度報告書, 2014