

伝統木造建築の振動特性に関する実験的研究

—実大町家模型の静的載荷実験および振動観測—

Experimental study on vibration characteristics of Traditional wooden architecture
-static loading experiment and vibration measurement of full scale traditional wooden house model-

高田悟志¹

Satoshi Takada

¹関西大学大学院博士課程前期課程 理工学研究科環境都市工学専攻 (〒564-8680 大阪府吹田市山手町3-3-35)
Master's Program, Graduate School of Kansai University, Science and Engineering, Environmental and Urban Engineering Major

Since 1995 South Hyogo Prefecture Earthquake, it has become more and more necessary to clarify the earthquake resistance of traditional wooden architecture and evaluate whether structural reinforcement are necessary. It is difficult to completely model the characteristics of traditional wooden architecture that exhibit complex behaviors different from steel structures and RC structures and evaluate them only by calculation. Therefore, in this study, we examined the seismic performance evaluation in consideration of the actual vibration characteristics by vibration measurement by a model experiment.

Keywords: traditional wooden architecture, vibration measurement, microtremor measurement, static test

1. はじめに

平成7年兵庫県南部地震以降、伝統木造建築の耐震性能を明らかにし、構造対策が必要か否かを評価することがいっそう求められるようになってきている。伝統木造建築の耐震性能を評価する場合、①自然素材であることや地域ごとに立地や施工状況が異なる②水平構面が剛床とならず複雑な挙動を示す③築後100年以上経過しているものも多く、風雨や腐食により劣化・損傷している可能性なども考慮する必要がある。実大実験の既往研究には、E-ディフェンス震動台における実大振動実験^{1,2)}や解体前の実民家の振動および静的載荷実験³⁾などがあり、耐震性能の把握、耐震補強法および設計法が確立された。現在も多様な研究が行われているが、様々な形式や状態に関する実験データの蓄積は十分とは言えず、これらの特性を完全にモデル化し計算のみによって評価することは困難である。そこで、①～③に挙げたような振動特性を考慮した耐震性能評価手法として振動観測がよく行われている⁴⁾。特に常時微動観測は多種多様な建物において実施されているが、得られる固有周期や振動特性と加振時や静的載荷時の挙動との相関性、振幅依存性は十分には明らかになっていない。

また、同地震以降、屋根瓦が重いことで建物が倒壊すると言われ瓦の使用が減り、瓦の窯元も著しく減少している。建物や文化・技術を守るため、伝統木造建築の屋根葺き材として重いと言われる瓦が力学的に建物にどう影響を及ぼすのか⁵⁾、改めて実験的な検証が必要である。

本研究では、振動観測による実態評価手法確立を目指し、町家型の単純な立体架構の実大模型を製作し、偏心配置した土壁と屋根瓦の有無をパラメータとした模型実験による検証を行った。振動観測結果を基に水平構面が剛床とならないことを考慮した解析モデルにより鉛直構面の剛性を算出し、常時微動時と加振時、さらに静的載荷時の建物の挙動を比較することで、振動特性や振幅依存性について考察した。

2. 試験体概要

試験体は実大模型で、詳細を以下に示す。また、平面図・軸組図を図1、試験体写真を写真1、試験体部材リストおよび各部質量（全て部材毎に重量計にて計測）を表1~4にそれぞれ示す。

- ・軸部は総ヒノキ造りで、柱100mm角、柱と桁の仕口は長ほぞ差し込栓(15mm角、堅木)打ち、隅柱は通し柱、他の柱は足固めと長ほぞ差し込栓(15mm角、堅木)打ちで管柱とした。
- ・貫は梁間・桁行両方向ともに1段とし、込栓および楔で固定した。
- ・柱脚は礎石立ちとし、基礎に固定しない。
- ・屋根は棧瓦空葺きで、垂木は棟木・桁へ、野地板(180×15mm)は垂木へビス止めとし、下地を含む屋根質量は955kg (83kg/m²)であった。
- ・土壁は竹小舞下地に荒壁を両面一度に塗り(50mm)、乾燥後に中塗り仕上げ(10mm)で壁厚60mmとした。
- ・床板はスギ板材(145×15mm)本実継ぎで、根太へビス止めとした。

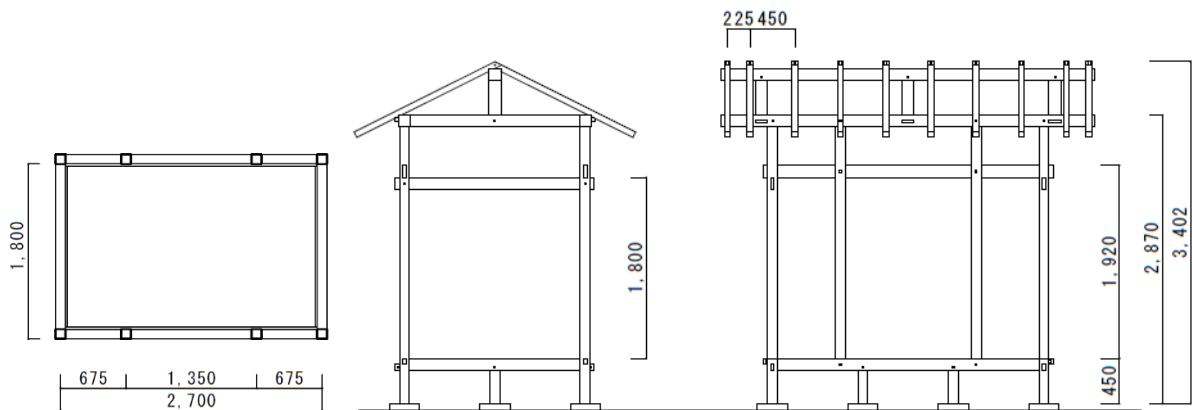


図1 試験体平面図・軸組図



(a) 試験体建て方 (筋交は仮筋交)



(b) 妻面土壁



(c) 桁行土壁

写真1 試験体写真

表1 部材断面リスト

通し柱	100mm角
管柱	100mm角
梁・桁	120mm角
足固	120mm角
貫	30×120mm
束	100mm角
小屋束	120mm角
棟木	120mm角
垂木	60mm角

表2 屋根瓦質量

屋根面積	11.5	m ²
質量	866	kg
	75.3	kg/m ²

表3 土壁質量

塗厚	60	mm
面積	9.6	m ²
質量	862	kg
	89.6	kg/m ²

表4 各パターン質量 (kg)

	屋根あり 壁なし	屋根あり 壁あり	屋根なし 壁あり
軸部	560	560	560
屋根	866	866	0
土壁	0	862	862
計	1426	2288	1422
上部	1258	1690	823

3. 実験概要

実験は、同一の軸組において土壁の有無と屋根瓦の有無をパラメータとした3パターンについて、静的載荷実験および振動観測を行った。実験終了後、除荷した後に残留変位を戻して次の実験を行った。実験工程を表5に、各試験体パターンの平面図および立面図を図2に示す。

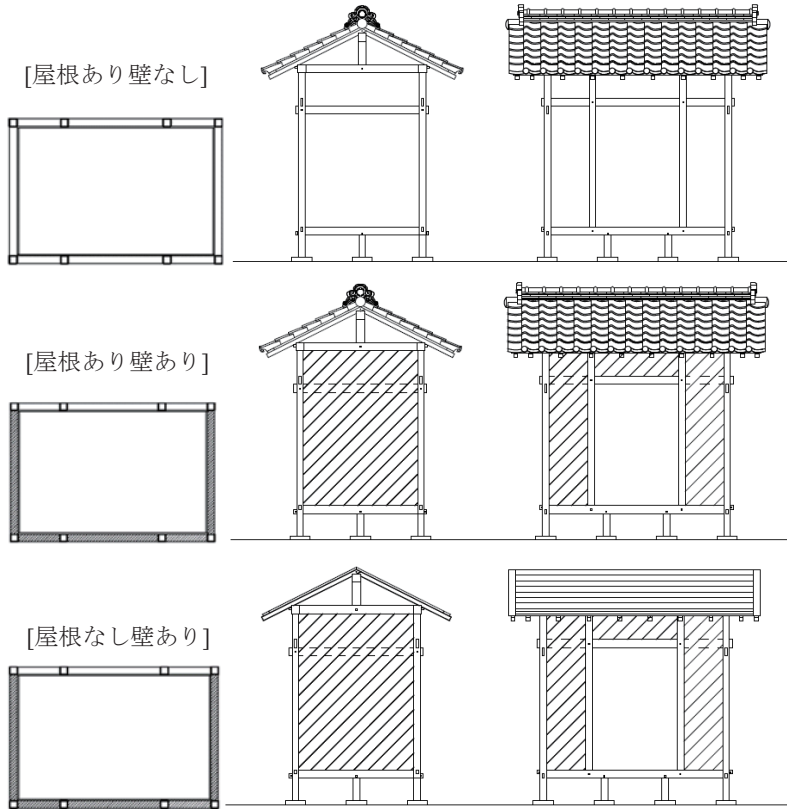


図2 各パターン平面図・立面図（斜線部：土壁）

表5 実験工程

屋根あり 壁なし	常時微動観測
	静的載荷 1/200+自由振動
	静的載荷 1/120
土壁施工	
屋根あり 壁あり	常時微動観測
	静的載荷 1/200+自由振動
	静的載荷① 1/60 (土壁に亀裂)
	静的載荷② 1/120
瓦降し	
屋根なし 壁あり	常時微動観測
	静的載荷 1/200+自由振動
	静的載荷 1/120

(1) 静的載荷実験

静的載荷実験は図3のように梁の中央にワイヤーを取り付け、鉄骨反力フレームに設置したレバーブロックによる一方向漸増載荷とし、桁行方向のみ行った。なお、[屋根あり壁あり]においては最大で変形角1/60まで載荷し、除荷後2回目の載荷を行った。また、ワイヤーとレバーブロックとの間に取り付けたロードセルにより荷重を測定し、各隅柱の柱頭に設置した変位計（株式会社東京測器 CDP-100）4点により水平変位を測定した。柱脚の滑りはしないものとし、得られた4点の変位を平均して全体変位とし、それを礎石上端から変位測定点までの高さ（2650mm）で除したものを変形角とした。また、柱の鉛直方向の変位を変位計により計測し、柱脚の浮き上がりの有無を確認した。

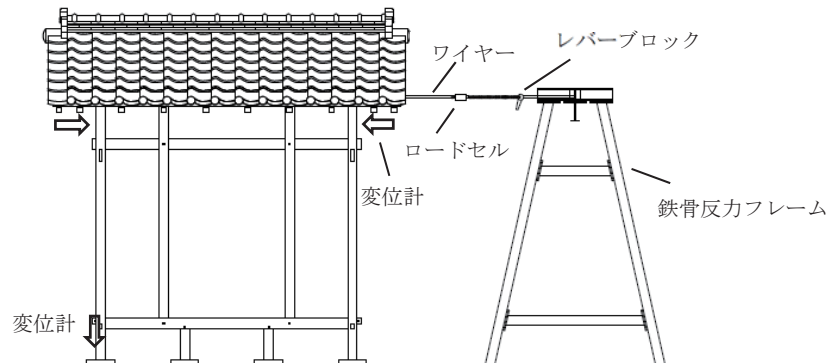


図3 セットアップ

(2) 振動観測

振動観測は、自由振動（桁行方向のみ）と常時微動の2種類について行った。静的載荷実験により変形角1/200に達した時点で載荷を止めてワイヤーを切断し、強制変位を解放することで自由振動させた。振動は3軸加速度計（検出器：(株)ミットヨJEP-6A3、データロガー：白山工業(株)LS-8800）によりサンプリング振動数200Hzで計測した。設置箇所は図4に示す梁レベル6箇所+地盤1箇所の計7箇所とした。写真2に加速度計設置状況を示す。



写真2 加速度計設置状況

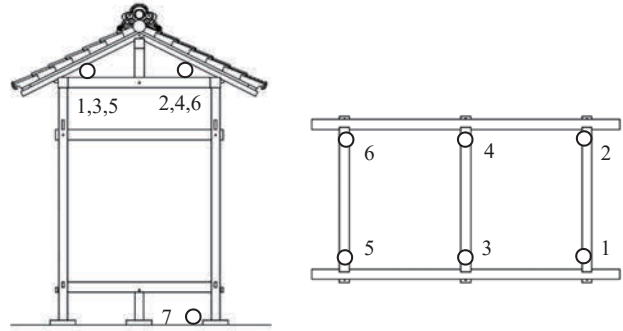


図4 加速度計設置位置

4. 実験結果

(1) 静的載荷実験

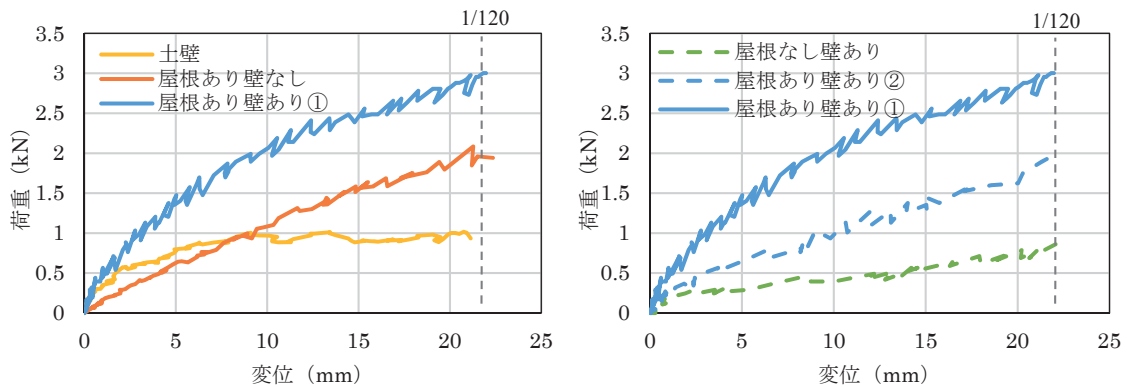


図5 荷重変形関係

今回の変形範囲では鉛直変位は変動がなく、柱の浮き上がりは生じなかった。図5に各試験体の荷重変形関係を示す。[屋根あり壁あり]の荷重から[屋根あり壁なし]の荷重を差し引くことで、土壁単独の荷重変形関係を導出した。図5より土壁が初期剛性に大きく影響しており、変形角1/120ではフレームが2kN、土壁が1kN程度を負担していることがわかる。また、屋根の有無に注目すると、屋根を降ろすことで剛性が低下したことがわかる（表6）。剛性を単純に比較しても試験体毎の建物質質の違いを考慮出来ていないので、建物質質と剛性の両方を考慮するために式（1）～（3）⁹⁾により質量 m および剛性 k を振動数 f に変換した（表7）。なお以後、試験体質量は表4に示す柱中央より上部の質量とした。

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} \quad (1) \quad T = \frac{1}{f} \quad (2) \quad \frac{m}{k} = \left(\frac{1}{2\pi f}\right)^2 \quad (3)$$

屋根を降ろすことで変形角1/1000の微小変形域では振動数が上がったが、変計角1/500以上では振動数が下がることが確認できた（表7）。よって今回の試験体においては、屋根荷重が重いほど剛性が高くなることがわかった。今回の試験体は柱が細く縦長のプロポーションであることや接合方法から柱傾斜復元力のごく小さく、曲げ抵抗による復元力である。特に今回の実験では損傷後の比較であるため、鉛直荷重により接合部や土壁の亀裂が締まることにより、屋根荷重が重いほど剛性が高くなったと考えられる。

表6 各パターン割線剛性 (kN/m)

変形角	1/1000	1/500	1/240	1/120
屋根あり壁なし	137	122	112	87
屋根あり壁あり①	377	263	193	125
屋根あり壁あり②	173	131	107	86
屋根なし壁あり	123	55	40	34

表7 各パターン振動数 (Hz)

変形角	1/1000	1/500	1/240	1/120
屋根あり壁なし	1.66	1.57	1.50	1.32
屋根あり壁あり①	2.38	1.99	1.70	1.37
屋根あり壁あり②	1.61	1.40	1.27	1.14
屋根なし壁あり	1.94	1.30	1.10	1.02

(2) 振動観測

振動観測で得られた加速度データを0.5~25Hzのバンドパスフィルタを通過させ、以下のような作業を行った。常時微動観測では観測された加速度時刻歴波形4096点(約20秒)に対して高速フーリエ変換した⁷⁾。自由振動観測では加速度時刻歴波形(図8)512点(約2.6秒)に対して高速フーリエ変換した。得られたフーリエスペクトルと位相角を基に振動モードを決定した。また、モード図におけるモード比は各構面における同一方向の複数の加速度観測値を合算し、一方を基準に比を求めた(図7,10)。なお、今回は観測点⑦の地盤においてノイズが多く観測されたため、スペクトルが煩雑になることを避けるために①~⑥の観測値を地盤観測値で除す作業は行わなかった。

a) 常時微動

図6,7に示したフーリエスペクトル、モード図から以下のことがわかった。

- ① 設計上偏心のない[屋根あり壁なし]において、ねじれモードが確認できた。
- ② [屋根あり壁あり]では[屋根あり壁なし]よりも全てのモードが高振動数域へ移動した。これは土壁により剛性が高くなったことによると考えられる。
- ③ [屋根あり壁あり実験後]では全てのモードが低振動数域へ移動した。載荷実験により土壁に亀裂が入り、実験前よりも剛性が低くなったことによると考えられる。
- ④ [屋根なし壁あり]では全てのモードが高振動数域へ移動した。これは屋根が軽くなったことによるもので、静的載荷実験の微小変形域での結果と対応している。
- ⑤ 桁行方向1次固有振動数と表7の静的載荷実験の変形角1/1000時の等価振動数を比較すると、いずれの試験体においても常時微動時の方が高振動数であった。よって常時微動は変形角1/1000よりも微小な変形域での振動である。

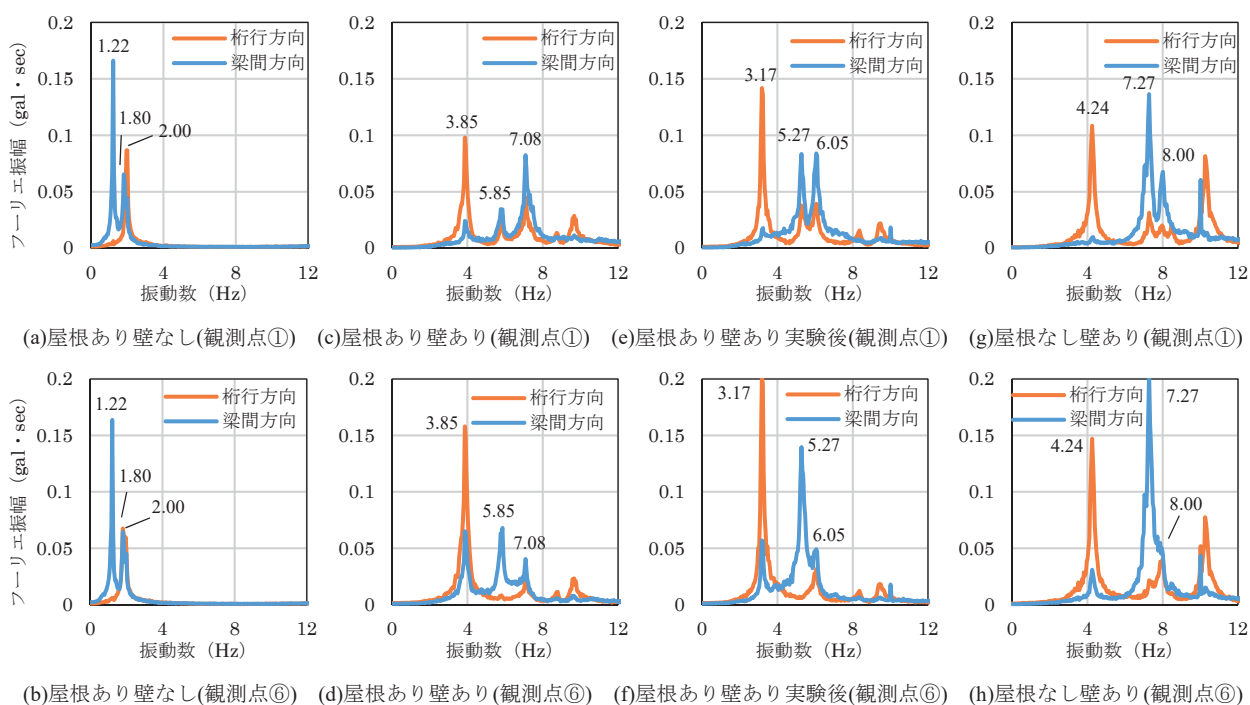


図6 常時微動フーリエスペクトル

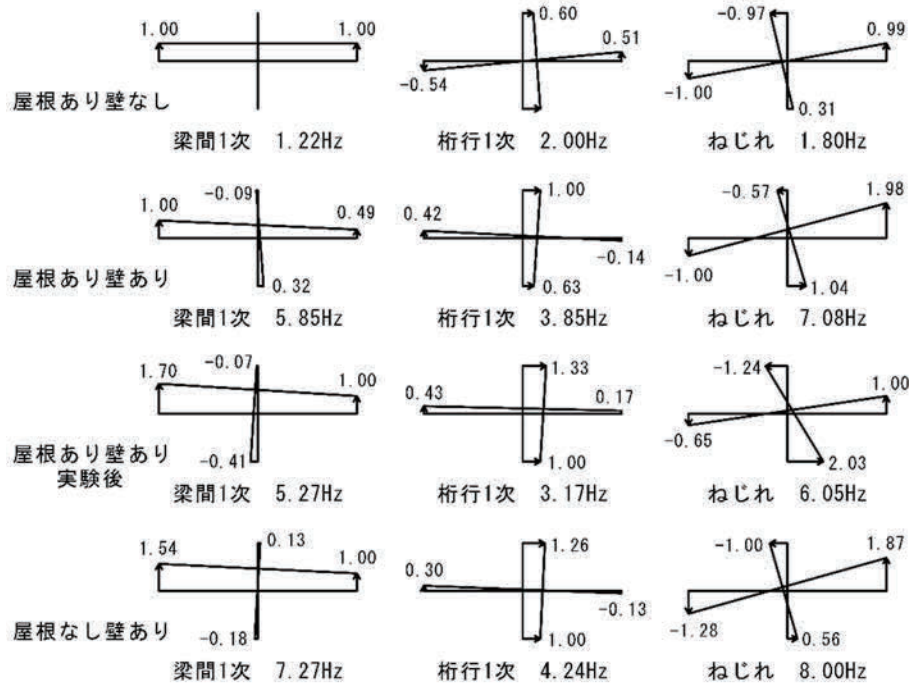
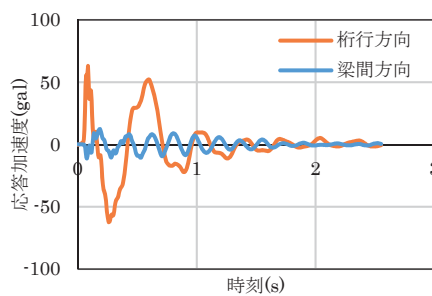


図7 常時微動モード図

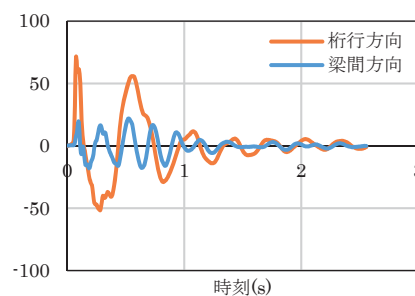
b) 自由振動

図8,9,10に示した[屋根あり壁あり]試験体における自由振動時刻歴波形、フーリエスペクトルおよびモード図から、以下のことがわかった。

- ① 各モードにおける振動数は常時微動観測結果よりも低振動数となった。これは振動振幅が大きくなることで剛性が低下したことによると考えられる。
- ② 桁行方向1次モードは1.95Hzで、表7に示す静的载荷実験の変形角1/240時の等価振動数は1.70Hzでやや異なる値を示した。

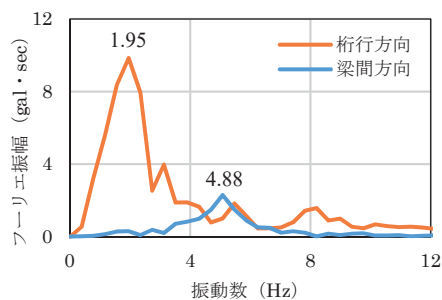


(a) 屋根あり壁あり (観測点①)

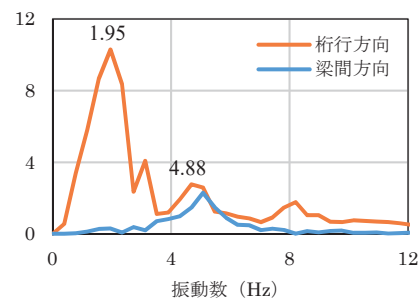


(b) 屋根あり壁あり (観測点⑥)

図8 自由振動時刻歴波形



(a) 屋根あり壁あり (観測点①)



(b) 屋根あり壁あり (観測点⑥)

図9 自由振動フーリエスペクトル

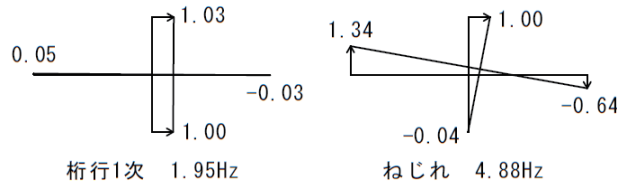
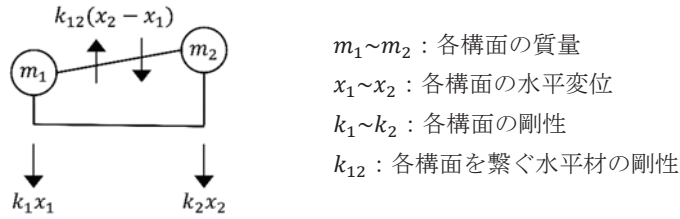


図10 自由振動モード図

(3) 鉛直構面剛性

水平構面が剛床とならないことを考慮して、[屋根あり壁あり]において振動観測結果を用いて図11に示すモデルにより鉛直構面の剛性を算出した。以下、導出過程を示す。



$m_1 \sim m_2$: 各構面の質量
 $x_1 \sim x_2$: 各構面の水平変位
 $k_1 \sim k_2$: 各構面の剛性
 k_{12} : 各構面を繋ぐ水平材の剛性

図11 解析モデル

粘性を無視した運動方程式は以下のようにかける。

$$-\begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{x}_1 \\ \ddot{x}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_1 + k_{12} & -k_{12} \\ -k_{12} & k_2 + k_{12} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \end{bmatrix} \quad (4)$$

$x_i = X_i e^{i\omega t}$ とおくと、 $\ddot{x}_i = -\omega^2 X_i e^{i\omega t}$ となり式 (4) は以下のように変形できる。

$$\begin{bmatrix} -m_1\omega^2 + k_1 + k_{12} & -k_{12} \\ -k_{12} & -m_2\omega^2 + k_2 + k_{12} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{bmatrix} = [0] \quad (5)$$

式 (5) に質量の実測値と観測により得られた角振動数及びモード比を代入する。以下に代入値を示す。

$$\begin{bmatrix} m_1 \\ m_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.919 \\ 0.771 \end{bmatrix} \quad (10^3 \times \text{kg})$$

$$\begin{array}{l} \text{常時微動} \\ \text{自由振動} \end{array} \quad \begin{bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2\pi \cdot 3.85_{\text{Hz}} \\ 2\pi \cdot 7.08_{\text{Hz}} \end{bmatrix} \quad (\text{rad/s}) \quad \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{bmatrix}_{3.85_{\text{Hz}}} = \begin{bmatrix} 0.630 \\ 1.00 \end{bmatrix} \quad \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{bmatrix}_{7.08_{\text{Hz}}} = \begin{bmatrix} -1.824 \\ 1.00 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2\pi \cdot 1.95_{\text{Hz}} \\ 2\pi \cdot 4.88_{\text{Hz}} \end{bmatrix} \quad (\text{rad/s}) \quad \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{bmatrix}_{1.95_{\text{Hz}}} = \begin{bmatrix} 0.965 \\ 1.00 \end{bmatrix} \quad \begin{bmatrix} X_1 \\ X_2 \end{bmatrix}_{4.88_{\text{Hz}}} = \begin{bmatrix} -0.0423 \\ 1.00 \end{bmatrix}$$

未知数3つに対して4式得られるが、4式から1次モード2式とねじれモード1式を選定し連立方程式を解くことで、鉛直構面剛性 k_1, k_2 を求めた (表8)。ねじれモードの2式はいずれの式を選定しても値は大きく変わらなかった。なお、 k_{12} は常時微動では600kN/m、自由振動では29kN/mとなった。

表8のうち、静的载荷の値は、静的载荷実験の[屋根あり壁なし]の剛性の半分を1構面の剛性とし、[屋根あり壁あり]の土壁なし構面の剛性 (k_2) とした。また土壁あり構面の剛性 (k_1) は[屋根あり壁あり]の剛性から土壁なし構面の剛性を差し引いて求めた。

静的载荷実験と解析結果を比較すると、微小変形域では土壁あり・なしの構面剛性比が大きいが、変形が進むに従って小さくなるという傾向を確認できた。これは土壁が初期剛性に大きく影響しており、また振動振幅に依存して振動特性が変化することを示す。

表8 鉛直構面剛性 (kN/m)

	変形角	k_2 (土壁なし構面)	k_1 (土壁あり構面)	k_1/k_2
静的載荷	1/1000	68	308	4.5
	1/500	31	202	3.3
	1/200	53	125	2.3
振動観測	常時微動	229	890	3.9
	自由振動	117	137	1.2

5. まとめ

今回の実験により以下の知見を得た。

- ① 今回の試験体においては屋根瓦がある場合の方が固有振動数が大きくなった。接合部や土壁の亀裂が縮まり、剛性が高くなったことによると考えられる。
- ② 常時微動と自由振動では振動特性に差異が認められた。これは振動振幅の違いによる等価的な剛性の差によると考えられる。
- ③ 振動観測によるモードを考慮した方法により鉛直構面の剛性を算出することができた。

今後、鉛直荷重による剛性向上のメカニズム解明や振動観測による応答予測など模型実験により検証する予定である。

謝辞：本研究は、関西大学大学院理工学研究科高度化研究費の助成を得た。

参考文献

- 1) 鈴木祥之他：京町家のE-ディフェンス震動台による実大振動実験（その1～7），日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp.397-410，2006.9
- 2) 鈴木祥之他：伝統軸組構法木造建物のE-ディフェンス震動台実験（その1～7），日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），pp.515-528，2007.8
- 3) 齋田時太郎：木造家屋の振動及び倒潰実験，東京帝国大学地震研究所彙報，第17号，第1冊，1939.
- 4) 幸村徹也・西川英佑・西澤英和：打突試験による伝統木造架構の振動性状の評価に関する実験的研究—平等院翼廊の部分モデルによる検討—，日本建築学会構造系論文集，第605号，2006.
- 5) 坂静雄：社寺骨組の力学的研究（第1部，柱の安定復原力），建築学会論文集，pp.252-258，1941.
- 6) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，1981.
- 7) 大崎順彦：地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会，1976.