

## 伝統的構法による実大木造建物の振動台実験

Shaking Table Tests of Full-scale Traditional Timber Houses

向坊恭介<sup>1</sup>・大橋好光<sup>2</sup>・清水秀丸<sup>3</sup>・堀川恵巳子<sup>4</sup>

Kyosuke Mukaibo, Yoshimitsu Ohashi, Hidemaru Shimizu, and Emiko Horikawa

<sup>1</sup> 京都大学 次世代開拓研究ユニット 特定研究員 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

Researcher, Pioneering Research Unit for Next Generation, Kyoto University

<sup>2</sup> 東京都市大学 工学部建築学科 教授 (〒158-8557 東京都世田谷区玉堤1-28-1)

Professor, Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Tokyo City University

<sup>3</sup> 防災科学技術研究所 兵庫耐震工学研究センター 研究員 (〒673-0515 兵庫県三木市志染町三津田西亀屋1501-21)

Researcher, National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention

<sup>4</sup> 東京都市大学 工学部建築学科 研究生 (〒158-8557 東京都世田谷区玉堤1-28-1)

Research Student, Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Tokyo City University

This paper reports results of shaking table tests of full-scale traditional timber houses, which have been conducted at the E-Defense. The objective of the tests was to investigate dynamic behavior and damage process of traditional timber house under an earthquake. The tested specimens were excited by three levels of earthquake motions: a moderate earthquake, a large one, in terms of the Building Standard Law of Japan, and the earthquake motions recorded during the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake. The obtained results will contribute to the development of the structural design method for traditional timber buildings.

**Key Words :** *Timber building, Shaking table test, Post and beam construction, Mud wall*

### 1. はじめに

伝統的木造軸組構法の建物は、これまで、一つの工務店、あるいは地域の大工・工務店の間に伝承されてきた仕様や加工技術に基づいて建設され、地域の気候風土に適応した豊かなまちなみを形成している。歴史的・文化財的価値の高い建物も多く現存しており、まちなみの保存・再生への取り組みが近年多くの歴史的地域で行われている。そこでは、景観や文化財的価値に加えて、耐震性という観点からも伝統的構法による木造建物の評価がなされる必要があるが、伝統的構法による建物の構造性能は、未だ十分には解明されていないのが現状である。一方、改正建築基準法においては、構造安全性の検証として限界耐力計算等の高度な構造計算が求められており、新築や改築が現実問題として難しい状況にある。

この問題を解決するため、国土交通省は補助事業「木造住宅の安全性・信頼性向上のための供給体制整備事業」を実施することとし、その一環として伝統的構法による木造建物の振動台実験を実施した。本実験では、建築基準法の想定する中地震及び大地震、さらに建築基準法の大地震を越える揺れに対して、伝統的構法で建てられた実物大の木造住宅が、どのような構造性能を発揮するかを検証することを目的としている。

これまでにも京町家や礎石建て構法木造建物の実大振動台実験が実施、報告されているが<sup>1), 2)</sup>、地域性豊かな伝統的構法の性能を検証するためにはより汎用性の高い実験データの蓄積が必要となる。そこで、本実験の試験体設計においては、木造実務者の意見を広く収集し、出来るだけ地域固有ではなく、より一般性の高い構法となるように留意した。

## 2. 実験の概要

### (1) 試験体の仕様

試験体は、総2階建ての伝統的な構法によるA棟、B棟の2棟である(図1、図2)。2棟はほぼ同じ間取りを持つが、モジュール・各階床面積・階高等が異なる。A棟は部材断面が大きな「地方型」、B棟はA棟より部材断面が小さな「都市近郊型」の伝統的な木造を想定した。柱と梁などの接合部は、金物を極力用いない伝統的な継手・仕口とした。屋根は4寸5分勾配の切り妻屋根で、ガイドライン工法で施工した瓦屋根である。土塗り壁は、両棟とも荒壁下地の中塗り仕上げで、下地には割竹を使用し、塗り厚は荒壁60mm、中塗り20mmとした。ただし、半柱の壁は荒壁45mm、中塗り土20mmの合計65mmとした。実験の都合上、柱脚部は水平方向の移動は拘束するが、鉛直方向の浮き上がりは15cmまで許容する納まりとした。なお、試験体内部には試験体が完全に倒壊することを防止するための倒壊防止ワイヤーを各階に配置した。

積載荷重に相当するものとして各階床および2階桁に石膏ボード、鉄骨を設置した。試験体の重量は、建設当初から設置していた荷重計によって計測した。質点系に置換した場合の重量を図3に示す。A棟は1層207.43kN、2層173.86kN、B棟は1層182.12kN、2層143.47kNであった。また、土壁の壁倍率を1.5とし、接合部の仕様を満たすとした場合の建築基準法における各階耐力壁の充足率、偏心率などを表1、表2に示す。両棟とも、1階充足率が1.0を越え基準法を満足している。また、1階の偏心率も0.3以下である。



図1 振動台上のA棟外観



図2 振動台上のB棟外観

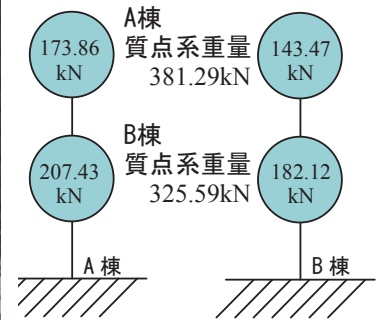


図3 試験体の重量

表1 建築基準法によるA棟の充足率と偏心率

A棟	床面積 (㎡)	重い屋根 必要壁量 (cm/㎡)	必要 壁量 (cm)		存在 壁量 (cm)	充 足 率	偏 心 率
2階	69.85	21	1467	長辺	1625.3	1.11	0.09
				短辺	1920.8	1.31	0.36
1階	69.85	33	2305	長辺	2364.0	1.03	0.11
				短辺	2364.0	1.03	0.22

表2 建築基準法によるB棟の充足率と偏心率

B棟	床面積 (㎡)	重い屋根 必要壁量 (cm/㎡)	必要 壁量 (cm)		存在 壁量 (cm)	充 足 率	偏 心 率
2階	59.49	21	1249	長辺	1499.9	1.20	0.01
				短辺	1908.9	1.53	0.27
1階	59.49	33	1963	長辺	2318.0	1.18	0.12
				短辺	2318.0	1.18	0.25

#### a) A棟

A棟の基本モジュールは985mmで、平面サイズが11.82×5.91m、棟高が7.53mである。平面図を図4、図5に示す。主要構面の柱12本は通し柱で、外周は150mm角、中央の2本のみ210mm角、管柱は120mm角とした。各階の柱頭及び2階柱脚は、長ほぞ込み栓打ち(ほぞ厚36mm)とした。1階柱脚は、土台に対して「柱勝ち」で礎石の上に建つ。柱脚のディテールを図6に示す。試験体の水平移動を拘束するため、礎石の中央部分に穴をあけ、その中に鉄骨架台と緊結した鋼製ダボを配置した。このダボを礎石上面から15cm程度出し、水平方向の移動を拘束するとともに、柱脚の割れを防ぐため鉄製のタガを取り付けた。なお、鉛直方向には、通し柱柱脚に15cmの余裕を持たせたホールダウン金物を配置した。建物内部にある2本の210mm角の通し柱は1階梁高さや各階の鴨居高さで四方差しとなっている(図7)。その他、軸組の耐震要素として、1間幅以上の開口部に差鴨居が配置されている。また、掃出し窓の開口下部には、せい180mmの台敷きを配している。差鴨居及び台敷きは、ほぞ差し鼻栓打ち又は竿車知継ぎとした。2階床梁は、落とし込み蟻掛けとした。貫の断面は15×105mmとし、1階4段、2階3段とした。隅角部は柱を貫通させず、

内部で止めている。1階、2階の床板は、本実加工のスギ板で、幅 190mm、厚 30mm のものを使用し、N75 釘を 3 本脳天打ちとした。長手方向 2 階中央部分の梁には、末口 35cm 長さ 12m のマツ丸太の地棟を用いた。

樹種は、土台はヒノキ、地棟およびタイコ梁は地マツを使用し、その他の部材はスギを使用した。壁土は主に京都府深草の土を用いた。

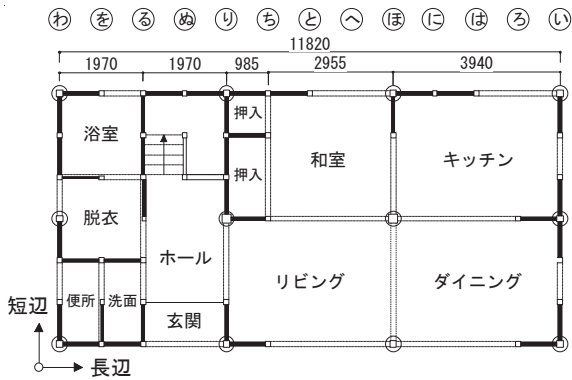


図 4 A 棟 1 階平面図

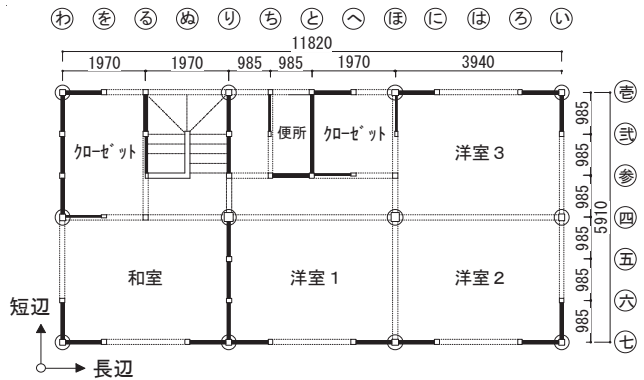


図 5 A 棟 2 階平面図

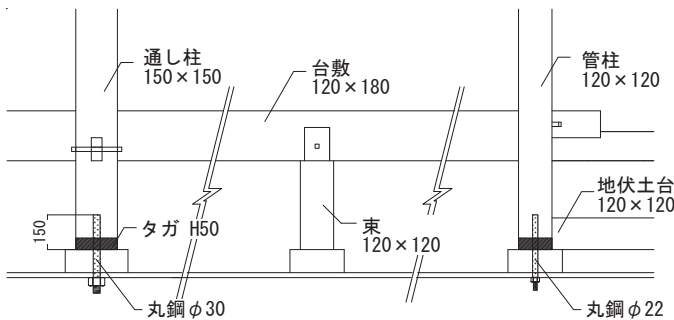


図 6 A 棟柱脚の詳細



図 7 土壁施工前の A 棟 1 階

### b) B 棟

B 棟の基本モジュールは 909mm で、平面サイズが 10.91×5.45m、棟高が 7.33m である。平面図を図 8、図 9 に示す。

主要構面の柱は、建物外周の 10 本を通し柱、中央の 2 本を管柱としてサイズは 150mm 角とした。その他の管柱は 120mm 角とした。柱ほぞは長ほぞ (ほぞ厚 30mm) とし、柱頭は込み栓打ち、柱脚は込み栓無しとした。1 階通し柱の柱脚は、柱に対して「土台勝ち」で、土台をアンカーボルトで鉄骨架台と緊結することで、水平方向の移動を拘束した (図 10)。なお、鉛直方向には、足固めに 15cm の余裕を持たせたボルトを配置した。主要構面には足固めが回っており、通し柱に対して、直線部は竿車知継ぎ、隅角部は小根ほぞ



図 8 B 棟 1 階平面図

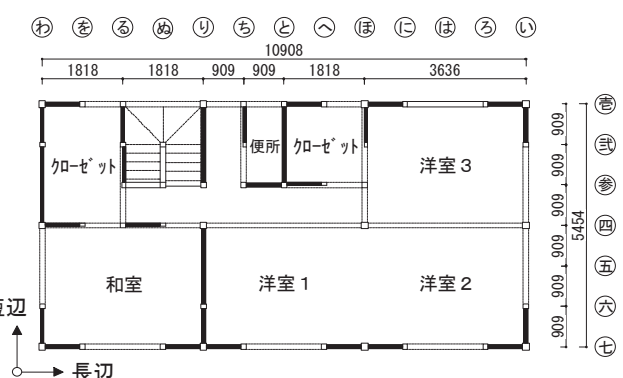


図 9 B 棟 2 階平面図

差しの上、割楔とした。管柱は足固めに対して長ほぞ差しとなっている。その他、軸組の耐震要素として差鴨居を持つが A 棟より本数は少ない(図 11)。柱に対してほぞ差し込み栓打ち又は竿車知継ぎとした。胴差しは、けた行方向と張り間方向の高さを変えている。また、張り間方向の 2 階梁は、胴差しに渡りあご掛けとなっている。貫の断面は 27×150mm、1 階 2 階とも 4 段とし、けた行と張り間方向の高さをずらしている。隅角部では柱を貫通させている。1 階、2 階の床板は、A 棟の仕様と同様とした。

樹種は、土台はヒノキ、その他の部材はスギを使用した。壁土は、主に埼玉県深谷の土を使用した。

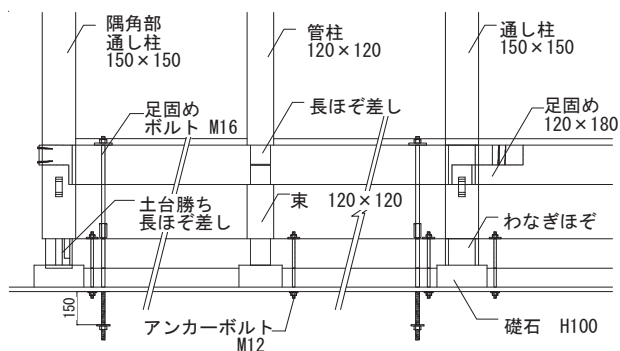


図 10 B 棟柱脚の詳細



図 11 土壁施工前の B 棟 1 階

## (2) 実験計画

2008 年 8 月初旬より土練り、木材の刻みを始め、11 月 27 日、28 日及び 12 月 3 日、4 日の 4 日間で振動台実験を行った。実験は、(独) 防災科学技術研究所兵庫耐震工学センターの E-ディフェンスで行い、1 棟ずつ振動台上に設置して加振した。各棟 2 日間ずつの加振とし、2 日目の一部は公開実験として実施した。

加振は変位制御とし、(財) 日本建築センターが作成した BCJ-L2 波、1995 年兵庫県南部地震において神戸市内で観測された JMA 神戸波、JR 鷹取波を用いた。BCJ-L2 波は、建築基準法 (以下、基準法) の中地震程度に相当する強さとして振幅を 20% に調整した波形と、基準法の大地震程度に相当するものとして 100% の波形を用いた。最後に、基準法で想定される以上の地震動として兵庫県南部地震の観測波を 3 方向で入力し、試験体の損傷過程を調べた。観測波を用いた加振では、試験体の長手方向に NS 成分を入力した。各棟に入力した地震動を表 3 に示す。なお、主要な加振の前後に、ステップ波を加え、試験体の卓越振動数、減衰定数を確認した。ステップ波加振は、継続時間 160 秒余りの間に短手、長手、鉛直に 2 回ずつ 1mm の変位を与えるものである。

試験体には、加速度計、変位計、ひずみゲージなどを、A 棟で約 460ch、B 棟で約 430ch 設置した。さらに外部から撮影した画像から試験体各部の変位を求める画像変位計測も行った。また、強震下の様子を撮影するため、試験体室内外にビデオカメラを設置した。

表 3 加振の順序

#	A 棟	B 棟
2	BCJ-L2 波 20% 長手	BCJ-L2 波 20% 長手
3	BCJ-L2 波 20% 短手	BCJ-L2 波 20% 短手
6	BCJ-L2 波 100% 長手	BCJ-L2 波 100% 長手
9	BCJ-L2 波 100% 短手	BCJ-L2 波 100% 短手
12	JMA 神戸波 100% 3 方向	JMA 神戸波 100% 3 方向
15	JR 鷹取波 100% 3 方向	JMA 神戸波 100% 3 方向

注) 原則的に、地震波加振の前後でステップ波加振を実施  
表中、「#」はステップ波を含む加振番号



### 3. 実験結果

#### (1) A棟の結果

##### a) 卓越振動数

振動実験前から終了後までの固有振動数の変化を図 12 に示す。ステップ波加振の結果から求めたものであり横軸の 1~9 までの数字は計 9 回行ったステップ波の順序と対応している。加振実験が進行して損傷が累積するに従い剛性が低下し卓越振動数が低下しているものの、1~3 次モードの定性的な振動形状はあまり変わらなかった。

##### b) 損傷状況

BCJ-L2 波 20%加振では、試験体に大きな損傷が見られなかった。損傷が顕著となったのは、BCJ-L2 波 100%加振以後である。損傷箇所の分布を図 13 に示す。

BCJ-L2 波 100%加振によって、土壁・軸組に損傷が発生し始めた。加振方向の 1 階土壁、特に貫および差鴨居の鼻栓部分でひび割れが多く見られた。短手方向の加振時には、長手、短手の土壁が 1 枚ずつ脱落した (図 14)。また、軸組の損傷として、短手方向の加振で「いー壱」柱 1 本にひび割れが発生した。また、加振中に隅角部の 1 階柱脚の浮き上がりが約 20mm 生じていた。

JMA 神戸波 100%加振では、土壁・軸組にさらに大きな損傷が発生した。軸組の被害では、通し柱 8 本、管柱 2 本にひび割れが見られた。差鴨居がある場合は差鴨居高さ、無い場合は胴差し高さでひび割れが発生した。1 階の土壁の多くが剥落し、図 14 に示すように小舞竹が露出する状態となった。本加振における損傷は、図 13 に示すように建物全体で見られた。

JR 鷹取波 100%加振では、図 14 に示すように「ほー四」柱をはじめ 1 階の柱が折損し、倒壊防止ワイヤーがはたらく実質上の倒壊状態に至った。なお、最後まで 2 階土壁の剥落、屋根瓦の損傷は見られなかった。

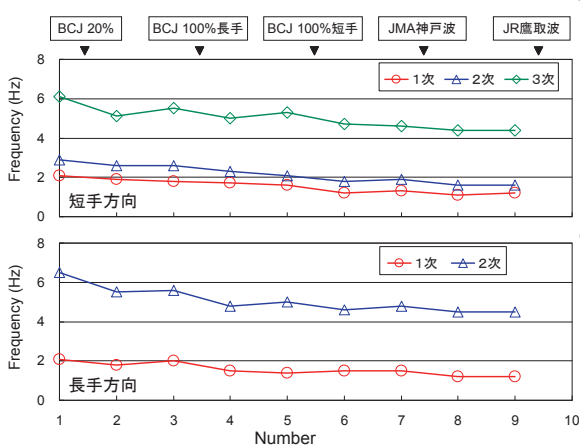


図 12 A棟の固有振動数の推移

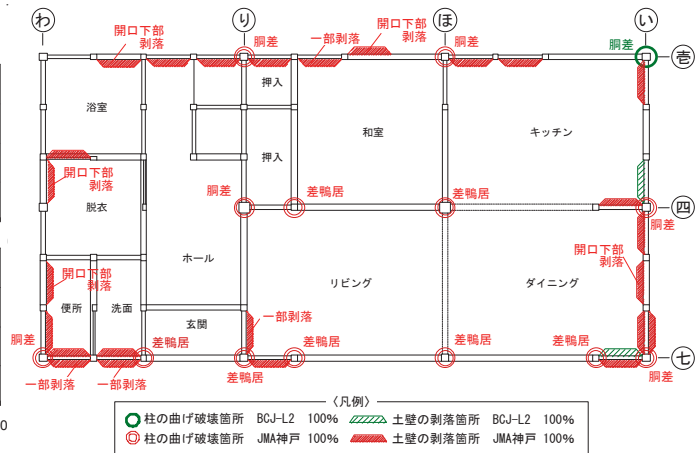


図 13 A棟1層の損傷箇所の分布



a) BCJ-L2 波 100%後

b) JMA 神戸波 100%後

c) JR 鷹取波 100%後

図 14 A棟の損傷状況の推移

### c) 最大応答変形角

BCJ-L2 波 100%、JMA 神戸波 100%における各主要構面の最大応答変形角を図 15 に示す。JR 鷹取波加振では倒壊に至ったためここでは除く。BCJ-L2 波で最大応答変形角は 1/20rad を超えている。構面によって応答変形角に違いがあり、短手方向の加振では「い通り」が、長手方向では「七通り」の変形角が最も大きい。また、短手方向の加振では、加振直交方向にも大きな変形角が出ており、ねじれ振動成分が含まれている可能性が高い。JMA 神戸波では、NS 成分を入力した長手方向の応答が大きく、「七通り」で 1/11rad であった。1 層に比べて 2 層の応答変形角は総じて小さく、JMA 神戸波の「四通り」の約 1/50rad が最大であった。

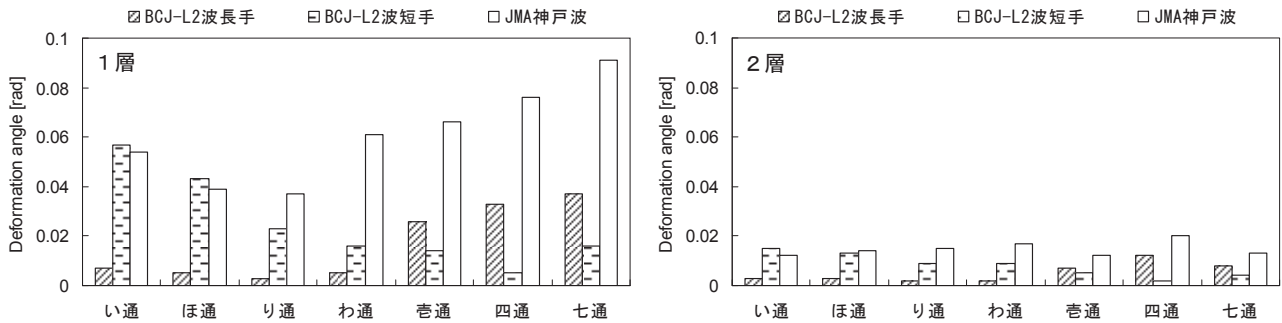


図 15 地震波加振における A 棟主要構面の最大応答変形角

### d) 層せん断力-変形角関係

1 階各方向の建物全体の層せん断力-層間変形角関係を図 16 に示す。上述の応答変形角からも分かるように実際には、各構面の応答には違いがあったが、ここでは平均的な特性を示すため、短手方向は「ほ通り」及び「り通り」の、長手方向は「杏通り」、「四通り」、「七通り」の応答の平均から求めた。1 層の最大層せん断力は、短手方向で 177kN（ベースシヤ換算 0.47）、長手方向で 198kN（同 0.52）であった。

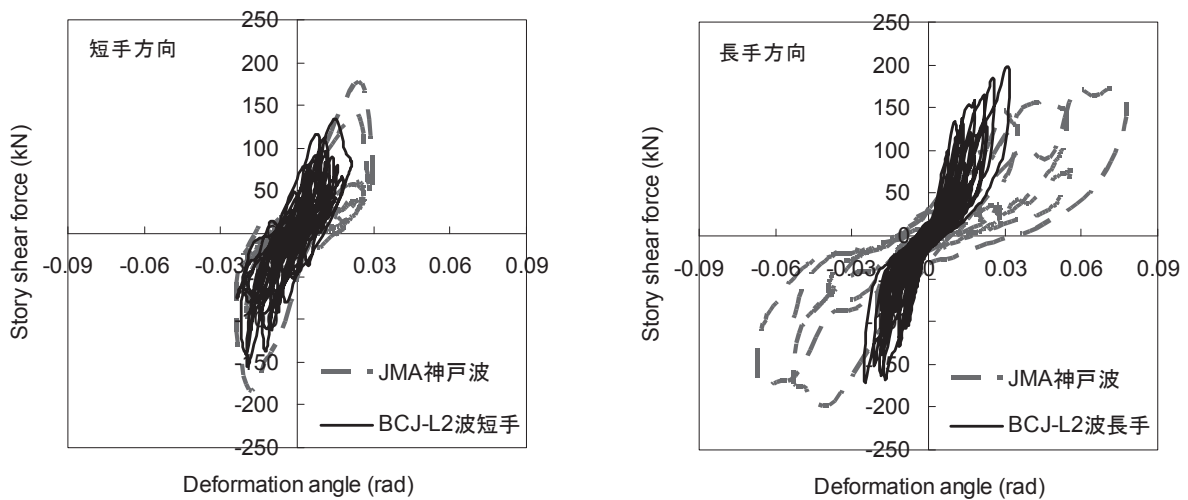


図 16 A 棟 1 層の層せん断力-層間変形角曲線

## (2) B 棟の実験結果

### a) 固有振動数

振動実験前から終了後までの固有振動数の変化を図 17 に示す。ステップ波加振の結果から求めたものであり横軸の 1~10 までの数字は計 10 回行ったステップ波の順序と対応している。短手方向では 1 次は並進、2 次はねじれ、3 次は 1 層と 2 層が逆位相になるモードであった。長手方向では 1 次は並進、2 次は 1 層と 2 層が逆位相になるモードであった。実験の進行と共に 1 次固有振動数は低下し、実験終了時には実験前に比べて約 1/2 となった。

b) 損傷状況

BCJ-L2 波 20%加振では損傷は見られなかったが、100%加振では主として加振方向の土壁の隅角部が浮き上がり始め、貫部分に沿ってひび割れが見られた。ただし、剥落することはなかった。また、最大で 20mm 程度の柱脚の浮き上がりが隅柱で見られた。2 度の JMA 神戸波 100%加振では土壁の剥落及び柱の曲げ破壊が 1 層で見られたが、倒壊はしなかった。1 層の損傷箇所の分布を図 18 に示す。1 回目の加振で「四通り」、「七通り」の通し柱及び管柱において、差鴨居がある場合は差鴨居高さで、無い場合は胴差し又は足固め高さで曲げ破壊が生じた。土壁も「い通り」、「七通り」を中心に脱落が見られた。2 回目の加振では、さらに 3 本の通し柱が曲げ破壊し、階段室付近の土壁が剥落した。土壁の損傷状況の推移を図 19 に示す。

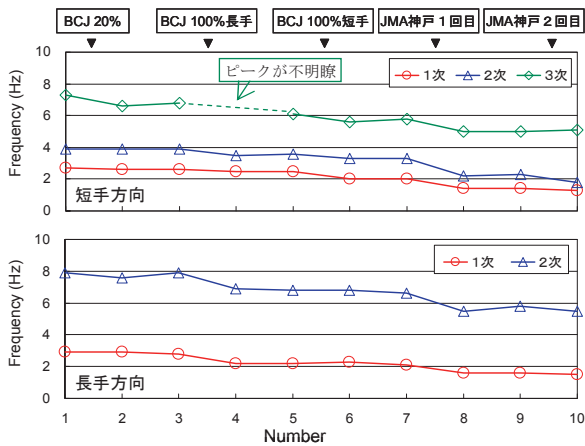


図 17 B 棟の固有振動数の推移

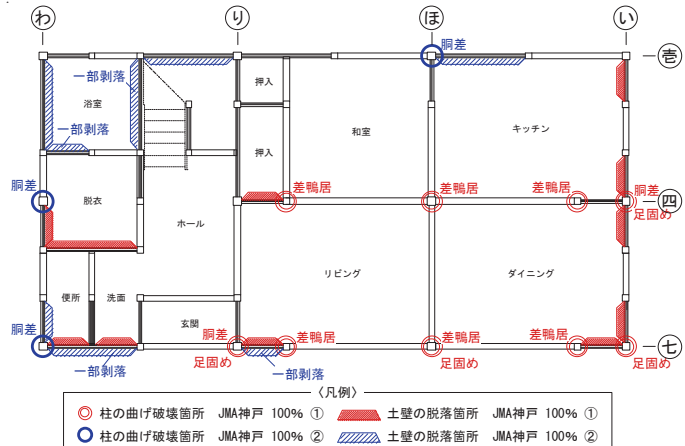


図 18 B 棟 1 層の損傷箇所の分布



a) BCJ-L2 波 100%後

b) JMA 神戸波 1 回目後

c) JMA 神戸波 2 回目後

図 19 B 棟の土壁の損傷状況の推移 (1 層七通り)

c) 最大応答変形角

BCJ-L2 波 100%、JMA 神戸波加振における各主要構面の最大応答変形角を図 20 に示す。BCJ-L2 波で 1/40rad 以下の応答変形角となった。1 層に比べて 2 層の応答変形角は小さく、応答振幅が大きくなるにつれてその傾向がより顕著になっていることが分かる。BCJ-L2 波短手方向加振の結果を見ると加振直交方向

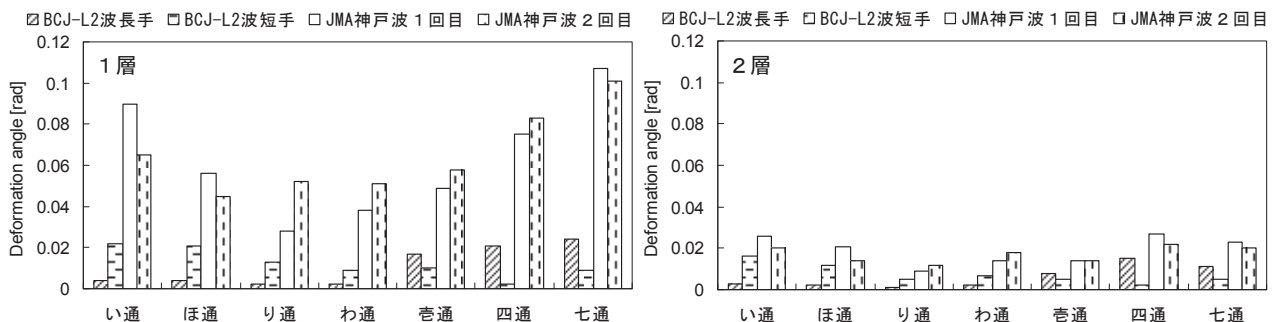


図 20 地震波加振における B 棟主要構面の最大応答変形角

の「壱通り」、「七通り」にも相当の変形角が出ており、ねじれ振動成分がかなり含まれていたと考えられる。JMA 神戸波 1 回目までは短手方向では「い通り」、長手方向では「七通り」の応答が大きくなる傾向が見られる。2 回目の加振では、長手方向は「七通り」が最も大きいままである一方、短手方向は「り通り」、「わ通り」の応答が増加し構面間の差が小さくなっている。「い通り」の土壁が 1 回目ではほとんど脱落し剛性が大きく低下したことが影響していると考えられる。

#### d) 層せん断力-層間変形角関係

BCJ-L2 波 100%、JMA 神戸波加振における 1 層の層せん断力-層間変形角関係を図 21 に示す。短手方向は「ほ通り」と「り通り」の、長手方向は「壱通り」、「四通り」、「七通り」の、平均の応答値から算出した。最大層せん断力は、短手方向で 180kN（ベースシヤ換算 0.55）、長手方向で 219kN（同 0.67）であった。長手方向において、JMA 神戸波 1 回目で土壁と柱に損傷を受け、耐力が低下していることが分かる。

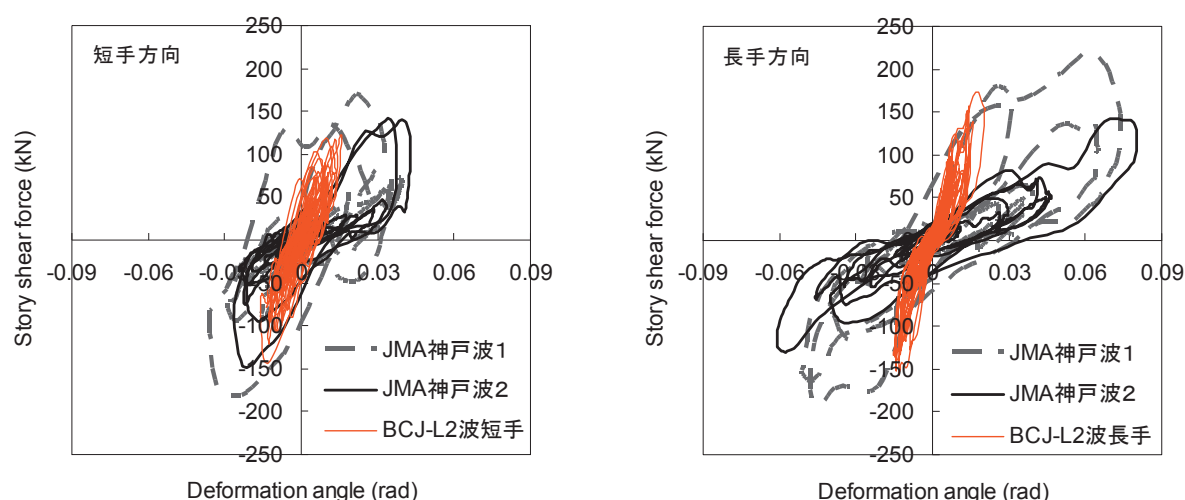


図 21 BJ-L2 波 100%及び JMA 神戸波加振における 1 層の層せん断力-層間変形角曲線

## 4. まとめ

伝統的構法による実大木造建物 2 棟の振動台実験について述べた。A 棟は、建築基準法で大地震に相当する BCJ-L2 波及び想定外の地震動とした JMA 神戸波加振で土壁の剥落、軸組のひび割れが発生した。その後、軸組が損傷した状態で実施した JR 鷹取波加振で倒壊状態に至った。一方、B 棟は、BCJ-L2 波に対して最大変形角は約 1/40rad で倒壊に繋がるような重大な損傷は見られなかった。その後、2 度にわたる JMA 神戸波加振で土壁、軸組に損傷を受けたものの倒壊はしなかった。ほぼ同じ平面形状、壁量を有する 2 棟において耐震性能上、重要と思われる相違点としては、i) 貫の断面寸法と納まり、ii) せん断変形するより剥落しやすい半間壁の箇所数、iii) 壁土の質、iv) 柱脚部の納まり、などが挙げられ、これらが 2 棟の応答・損傷性状の違いに影響したものと思われる。今後、要素実験や数値解析による検討も併せて行って明らかにしていきたい。本実験を含む一連の事業で得られる成果は、伝統的構法による木造建物の構造性能の向上につながるものであり、重要文化財建物を含む歴史都市の防災・減災力の向上にも資するものである。

**謝辞：**本実験は、国土交通省の補助により、(財)日本住宅・木材技術センターが設置した「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会(委員長：坂本功 東京大学名誉教授)」のもとで、同財団が(独)防災科学技術研究所との共同研究として実施したものである。実験実施においては、研究者・実務者など多くの方々に多大なご協力を頂いた。特に試験体の設計等で、神田定秀氏、高橋義智氏、渡邊隆氏、岩波正氏の協力を得た。瓦は愛知県陶器瓦工業組合から材工ともに提供頂いた。ここに記して謝意を表します。

- 1) 向坊恭介, 鈴木祥之, 鎌田輝男, 具典淑, 川上沢馬: 京町家の実大振動台実験による地震応答特性の分析, 第 12 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp. 770-773, 2006.
- 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~その 7), 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp. 515-528, 2007.