実大震動台実験による伝統的な木造建物の耐震性能検証に関する研究

－ 部材断面がやや小さい都市近郊型試験体の震動台実験結果 －

STUDY ON SEISMIC PERFORMANCE OF TRADITIONAL WOODEN STRUCTURE
BY FULL SCALE SHAKING TABLE TESTS

－ Result of suburb typical house with a little wooden section －

清水秀丸^{*1}, 向坊恭介^{*2}, 堀川恵巳子^{*3}, 槌本敬大^{*4}
河合直人^{*5}, 大橋好光^{*6}*Hidemaru SHIMIZU, Kyosuke MUKAIBO, Emiko HORIKAWA,
Takahiro TSUCHIMOTO, Naohito KAWAI and Yoshimitsu OHASHI*

Full-scale shaking table tests were carried out at E-Defense to evaluate the seismic performance of a traditional wooden residential structure. The specimen was a post-and-beam frame with a plan dimension of 5.45×10.91 m and height of 7.33m. The design seismic load resistance was provided entirely by mud plaster walls. The beam-to-column joints were achieved by an oak peg using no metal fasteners. Under BCJ-L2 shaking, the first story exhibited a story drift of 2.4%. At that stage, many of the mud-plaster walls had crumbled. The maximum recorded base shear coefficient was about 0.7.

Keywords: Traditional wooden building, Mud plaster wall, Post and beam structure, Seismic performance, Base shear coefficient, Full-scale test

伝統木造建物, 土塗り壁, 軸組構法, 耐震性能, ベースシア係数, 実大実験

1. はじめに

我が国の地震による建物被害の軽減対策は、濃尾地震(1891年)の被害建物調査・研究から始まり市街地建築物法の改正(1924年)、建築基準法(1950年)の制定と、構造計算による規準が定められた¹⁾。その結果、地震による建物被害が大きく軽減され、地震による死者数が減少している。これは、学術的な構造計算に基づく耐震設計が有用なことに加え、近年の地震被害調査から構造計算手法を改正し続けた効果である。しかし、未だ大地震が発生する度に建物被害は報告され、その中には木造建物も多く含まれている。

木造建物のうち、伝統的な木造建物は、その耐震性能に関して未解明な部分が多く、現在でも精力的な研究が進められている(例えば2)~6)。これは、伝統的な木造建物が建築基準法の制定以前から存在し、長い歴史で培われた技術を基に建設されているため、構造力学的な解明が複雑であることも一因である。現在、伝統的な技術をそのまま用いて建物を建設する場合、構造計算には限界耐力計算など、高度な計算手法が要求される。そのため、作り手からは、簡易な構造設計手法の開発が求められている。

筆者らは、平成20年度の国土交通省補助事業「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」の一環として、伝統的

構法で建設された木造建物の震動台実験を実施した。本論文は、強震時における耐震性能を実大実験により検証し、主に1/30radより大きな変形領域における最大耐力、各部の挙動や応力状態などに関する考察をまとめたものである。試験体は、都市近郊で現在も建設されている伝統的な2階建て木造住宅とし、耐震要素として土壁の耐震性能寄与が大きいことを期待した建物である。本論文で用いる「都市近郊型」とは、文献7)の地方型伝統木造建物(A棟)より柱梁などの軸組断面が小さく、特定の地域的な構造特性を持たない建物

図1 震動台上のB棟外観

*1 信州大学工学部 研究員・博士(工学)

*2 立命館大学理工学部建築都市デザイン学科
助教・博士(工学)

*3 東京都市大学 研究生

*4 国土技術政策総合研究所評価システム研究室
室長・博士(農学)

*5 建築研究所構造研究グループ 上席研究員・工博

*6 東京都市大学工学部建築学科 教授・工博

Research, Faculty of Engineering, Shinshu University, Dr. Eng.
Assistant Prof., Dept. of Architecture and Urban Design, Ritsumeikan Univ., Dr. Eng.Student, Tokyo City Univ.
Head, National Institute for Land and Infrastructure Management, Dr. Agr.Chief Research Engineer, Dept. of Structural Engineering, Building Research Institute,
Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Tokyo City Univ., Dr. Eng.

とした。第2章では、試験体の構造概要について述べる。第3章では、実験結果から各加振における損傷状況、ベースシア係数、層間変形角など試験体全体の耐震的特徴について考察する。第4章では、接合部に配置した変位計やひずみゲージから、試験体の応力状態を考察する。第5章では、既往の実大伝統木造実験との比較検討を行い、耐震性能を評価する。

2. 試験体概要

2.1 試験体の耐震仕様と構造的概要

試験体は、B棟と称する実大総2階建ての伝統的な木造建物1棟を新築した。試験体は筋かいが無く、柱と梁などの接合部には極力金物を用いない基本モジュール909mm、平面寸法10.91×5.45mの最高高さ7.33m、階高は1階2.76m、2階は2.60mである。外観写真を図1に、試験体各階の平面図を図2に示す。

土壁の壁倍率を1.5とし、接合部の仕様規定を満たすとした場合の建築基準法施行令(以下、令)および、「住宅の品質確保の促進等に関する法律(以下、品確法)」の地震力に対する各階耐力壁の壁量充足率(以下、充足率)、偏心率などを表1に示す。試験体は、令および品確法の充足率を満足する壁量かつ、偏心率も0.3以下とした。

試験体の主要軸組には天然乾燥のスギを用い、土台のみヒノキとした。柱のヤング係数は、製材された段階で曲げ実験を行い、等級E70-90に相当する材を選別した。柱の断面寸法は120-150mm角までとし、通し柱には150mm角を計10本用いた。管柱は標準断面寸法120mm角であるが、図3の写真中央に示す「ほ-四」柱および、「り-

四」柱の2箇所のみ上下階とも150mm角とした。また、120mm角の柱断面を120×45-70mm程度とした半柱を1階に3本、2階に6本設置している。接合部は長ほぞ込み栓打ちとし、柱のほぞ長さや厚みは長さ120mmと30mmである。各階の柱頭には15×15mm角のカシの込み栓を用いたが、柱脚に込み栓はない。120mm角の管柱1階柱脚は、足固めに対して「土台勝ち」とし、足固め-土台間は120mm角の束を用いる。150mm角である通し柱および管柱の1階柱脚は、足固めに対して「柱勝ち」、土台に対しては「土台勝ち」とした。なお、土台に対するほぞ形式は、外見からは柱勝ちに見える「輪薙ほぞ」を用いた(図4)。

1階柱脚部分には、横架材として土台と足固めを用いた。寸法は、土台120×135mm、足固め120×180mmである。土台では、下端を15mm礎石に対して切り込み、土台の水平移動を拘束した。差鴨居は図2に示す1階長手方向にのみ4本設置した。差鴨居の断面寸法は、300mm、のせいをもち、端部は込み栓留めとした。貫は27×120mmとし、上下階とも4段である。床板は各階とも厚み30mm、幅190mmの本実とし、N75釘を3本脳天釘打で2階梁に根太無しで留めつける仕様とした。この床の短期基準せん断耐力は、面内せん断実験⁸⁾より1.25kN/mと柔床仕様である。小屋組は母屋120×150mm、小屋束には27×115mmの小屋貫を入れ、60×100mmの垂木、180×15mmの野地板を敷いた。

土塗り壁は文献3)に準拠した施工を行い、埼玉土(深谷)を用いた。塗り厚は、耐震および防火性能を確保するため、荒土60mm、中塗り土20mmの計80mmとした。半柱にとりつく壁は、荒土45mm、中塗り

図2 B棟各階平面図(単位mm)

○ : 通柱 □ : 管柱 ◻ : 半柱
— : 小壁 — : 小壁・腰壁 差鴨居 : 差鴨居

表1 建築基準法施行令・住宅の品質確保の促進等に関する法律によるB棟概要

	B棟	床面積 (m ²)	重い屋根 必要壁量 (cm/m ²)	必要 壁量 (cm)	方向	存在 壁量 (cm)	充足 率	偏 心 率
品確法	2階	59.49	27.4	1630	L	2448.8	1.50	0.03
					S	2238.0	1.37	0.23
令			21	1249	L	1499.9	1.20	0.01
					S	1908.9	1.53	0.27
品確法	1階	59.49	46	2737	L	2724.7	1.00	0.10
					S	2759.6	1.01	0.20
令			33	1963	L	2318.0	1.18	0.12
					S	2454.3	1.25	0.25

図3 B棟1階室内(建設中のため土壁は下地の状態)

土 20 mm の計 65 mm である。表 1 に示す充足率の計算には、壁厚 80mm の土壁を用い、半柱が土壁の隅柱となる場合は壁倍率を 0 とした。漆喰は無しとし、下地は、真渡し竹、小舞竹ともに割竹を使用、真渡し竹タテは、縄をらせん編み、真渡し竹ヨコは縄をチドリ編みとした。

屋根は 4 寸 5 分勾配の切り妻屋根とし、軒の出 900mm、けらばの出 920mm である。瓦は葺き土無しで三州瓦を用い、ガイドライン工法⁹⁾で施工した。

階段は、建物の耐震性能に影響を与えることが既往の研究¹⁰⁾より明らかとなっているため、仮設階段を用い、実験中は取り外すことで、階段無しの状態とした。また、天井・窓ガラスなどの建具やサッシ・浴室などの二次部材や非構造部材は無い。

試験体は、地盤と見なした鉄骨架台上の礎石上に建設した。試験体は、鉄骨架台に対して水平方向の移動は拘束するが、上下方向の浮き上がりは 150mm まで許容する施工とした(図 4)。水平方向の拘束には、土台と鉄骨架台をアンカーボルトで緊結した。上下方向の拘束は、足固め-鉄骨架台間に長尺ボルトを設置するが、足固めが 150mm 浮き上がった時に初めて金物に軸力が生じるようにした。同様に、150mm 角の管柱「ほ-四」柱および、「り-四」柱の 2 箇所には、上下階の柱を接合するホールダウン金物を設置し、2 階柱脚が 150mm 浮き上がった時にのみ金物に軸力が作用するようにした。試験体の内部には、建物が倒壊する際にのみ作用する倒壊防止ワイヤーを各階に配置した。

2.2 試験体の建設と重量

実験日の 100 日以上前から土壁用の土練りをはじめ、夏期の間に水合わせを行い養生した。施工手順は、荒壁表・裏を行い、むら直

図 4 足元アンカーボルト・長尺ボルト概要

図 5 震動台上で記録された入力地震動の Sa-Sd 曲線と卓越振動数

し・ちり廻りの作業のあと、中塗りを実施した。荒壁裏の施工は荒壁表の 1 週間後に、中塗りは荒壁が十分に乾燥したことを確認して荒壁裏から 1 ヶ月後に実施した。試験体の各階床には、積載荷重として石膏ボードを敷き、ボルト等で各階梁に固定した。なお、小屋裏には、天井を想定した固定荷重として鋼製錘を配置した。積載荷重は、令第 85 条に定められる地震力を計算する場合より 600N/m² とした。固定荷重は、令第 84 条から建具、天井などを想定した重量とした。積載荷重の合計は、1 階床 48.51kN、2 階床 55.55kN、小屋 7.22kN である。

試験体の正確な地震力算定重量を明らかにするため、実験前に建物全体の重量計測を実施した。各要素の単位重量・面積などから質点系に割り振り、地震力算定重量を求めた。以上より、試験体の質点系に置換した地震力算定重量は、1 層 182.12kN、2 層 143.47kN とした。

3. 試験体の損傷状況と建物全体の耐震性能評価

3.1 入力地震動と試験体の卓越振動数

加振は 2 日間実施した。入力地震動は、ステップ波、日本建築センター模擬波(基盤波)の BCJ-L2 波、1995 年兵庫県南部地震の強震記録(JMA 神戸波)を用い、震動台に変位制御で入力した。

BCJ-L2 波による加振は、変位振幅を 20%、100%に調整した 2 種類を水平 1 方向毎に加振を行った。20%の加振が建築基準法(以下、基準法)の中地震に、100%の加振が基準法の大地震に相当する地震力とした。JMA 神戸波は 3 方向同時入力の 100%加振を行った。この加振は、基準法を超える地震動と位置づけ、試験体長手方向に NS 成分を入力した。また、各加振間にステップ波加振を行い、試験体の卓越振動数、減衰定数などの基本振動特性を計測した。ステップ波加振は、振幅 1mm の矩形波を、継続時間 10 秒で水平 2 方向、鉛直方向毎に入力した。

震動台上の加速度計で得られた波形より、各入力地震動の加速度応答スペクトル(Sa)と変位応答スペクトル(Sd)の関係を図 5 に示す。加振は、BCJ-L2 波 20%(水平 1 方向毎)、100%(水平 1 方向毎)、JMA 神戸波の順番で実施した。

3.2 損傷状況

試験体は、BCJ-L2 波 20%加振(基準法の中地震を想定)で柱と土壁

図 6 各加振による B 棟 1 階の損傷状況

a) 塙-とる土壁の被害

a) 1階塙-とる土壁の被害

図9 JMA 神戸波 100%加振
2回目後の試験体外観

b) 塙-はほ土壁の被害

b) 1階七-いろ付近の被害

図7 BCJ-L2 波 100% L方向加振
による1階の損傷

図8 JMA 神戸波 100%加振
1回目による1階の損傷

図10 試験体の地震力
算定重量

a) 長手方向

b) 短手方向

図11 主要加振におけるB棟建物全体の荷重変形角関係と骨格曲線

間に隙間が生じた程度で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。各加振における1階の損傷状況を図6に、損傷写真を図7-9に示す。なお、実験を通じて試験体の補修は行っていない。また、すべての加振を通して、2階土壁の剥落、屋根瓦の損傷は見られなかった。

・BCJ-L2 波 100%加振

BCJ-L2 波 100%加振(基準法の大地震を想定)によって、土壁のひび割れが生じた。土壁のひび割れは加振方向の1階壁表面の貫に沿って多く見られたが、長手・短手方向の加振を通じて、土壁の剥落は生じなかった(図7a, b))。軸組の損傷は、加振中にも大きな破壊音はせず、実験後の目視調査でも見つけることが出来なかった。1階柱脚の浮き上がりの挙動は、隅角部において数mm生じていること

を目視によって確認した。

・JMA 神戸波 100%1回目加振

JMA 神戸波 100%1回目の加振(基準法の想定外地震を想定)では、多くの土壁・柱に剥落、ひび割れが生じた。柱の損傷は、図6に示す通し柱4本、管柱5本にひび割れが見られ、通し柱の2本は胴差し高さで、管柱は差鴨居高さでひび割れが発生した。1階柱脚の浮き上がりは隅角部において大きく生じたことを確認した。土壁の損傷は、図6、図8に示すように1階部分の土壁の多くが剥落し、小舞竹が見える状態となった。

・JMA 神戸波 100%2回目加振

JMA 神戸波 100%2回目の加振(基準法の想定外地震を想定)では、1階で更に通し柱のひび割れと土壁の剥落が生じたが、建物は倒壊し

なかった(図 8)。通し柱のひび割れは 6 本、土壁の剥落は図 6 に示す数カ所であった。

3.3 荷重変形角関係

試験体の各通りに設置した加速度計、変位計より、建物の荷重変形角関係を求めた。変形角・荷重の土は、図 2 に矢印で示す向きを正とした。質点系荷重および層間変形角を求める各階の階高は、図 10 に示す値を用いた。建物全体の荷重変形角関係は、長手方向で壱、四、七通りの、短手方向では、「ほ、り通り」の平均値より算出した。層間変形角は、層間変位を図 10 に示す階高で除して無次元化したものを 100 倍した「%」で表現した。なお、加速度計、変位計の計測値は 15Hz 以上の周波数成分をローパスフィルタカットした。主要な加振における各階長手・短手方向の荷重変形角関係および、骨格曲線を図 11 に示す。

図 11 a) より、試験体長手方向は、BCJ-L2 波 100% 加振によってベースシア係数(以下、 C_b) 0.53 を 1 階層間変形角(以下、R) 1.7%で記録した。その後実施した JMA 神戸波 100%1 回目の加振では、最大 C_b 0.67 を R6.3%で記録した。1 階骨格曲線から、R2.1%以後の変形角では C_b が概ね 0.5 以上を記録しており、本試験体の高い変形性能を確認した。図 11 には示していないが JMA 神戸波 100%2 回目の加振は、1 回目と同等の層間変形に至るが最大耐力は生じていない。短手方向は、図 11 b) より BCJ-L2 波 100%加振によって C_b 0.44 を R1.3%で記録した。JMA 神戸波 100%1 回目の加振では C_b 0.55 を R2.6%で記録した。

以上より、建築基準法の大地震を相当した加振において、試験体の最大ベースシア係数は 0.67 を記録した。

3.4 大変形時の試験体挙動

試験体は、床材に杉板の本実を用いたため、柔床的な挙動が顕著となる可能性が有る。本論文で柔床とは、水平構面がせん断変形することとする。試験体の水平構面の挙動を確認するため、各通りに設置した変位計より、各通りの最大層間変形角を求めた。主要な加振における各通りの最大変形角を長手・短手方向別に図 12 に示す。図 12 より、長手方向では開口部が多い「七通り」がすべての加振で最も大きく変形し、BCJ-L2 波 100%加振で 2.4%(図 11 において 2.1%)、JMA 神戸波 100%1 回目の加振では 10.6%(図 11 において 7.3%)を示した。短手方向は、すべての加振において「い通り」が最も大きく変形している。両方向とも、JMA 神戸波 100%1 回目で大きな損傷が見られた通りでは、JMA 神戸波 100%2 回目の層間変形角が 1 回目より小さくなっている。

次に、JMA 神戸波 100%加振時の平面振動モードから、試験体の水平挙動を確認する。応答変位の時刻歴より、長手・短手方向が、それぞれ最大変形した時刻の平面振動モードを図 13 に示す。図 13 より、水平構面の柔床的なせん断挙動よりも振れ振動成分が多く含まれることが確認できる。

以上より、柔床仕様とした本試験体は、大変形時における 1 階最大層間変形角が主要な通りで違う値を示したが、建物全体は一体として振動し、柔床の影響は比較的小さい。

図 12 主要加振における B 棟 1 階各通りの最大層間変形角

図 13 JMA 神戸波 100%加振、長手最大変形時の平面振動モード

図 14 JMA 神戸波 100%1 回目加振における 1 階柱脚の浮き上がり量

4. 強震時における接合部挙動および軸組応力の考察

4.1 柱脚の浮き上がり

本試験体の 1 階柱脚は、2.1 節で述べたように上方向に 150mm 浮き上がった時に初めて長尺ボルトに軸力が生じる仕様である。加振実験では、映像から柱脚の浮き上がりが確認されたため、浮き上がり変位を検討する。柱脚の浮き上がり変位は、柱脚に設置したレーザ式変位計より、柱脚の回転を減じた真の柱脚浮き上がり変位を算出した。真の柱脚浮き上がり変位とは、柱の回転角が 1 階の層間変形角と等しいとし、層間変形角に柱幅を乗じて得られる柱の回転変位を減じた値とした。JMA 神戸波 100%1 回目加振における真の柱脚の浮き上がり変位の最大値を図 14 に示す。図 14 は、各柱が最大値を記録した時刻は異なる。

図 14 より、真の柱脚の浮き上がり量は、試験体 4 隅が大きい。その中でも、「いー壱」柱脚が約 116mm で最も大きく、ほぞ長さ 120mm とほぼ等しい。BCJ-L2 波 100%加振でも同様の傾向が見られ、最大浮き上がり量は約 22mm であった。また、長尺ボルトに貼り付けたひずみゲージからボルトに作用した軸力を求め、ほぼ無視出来る値であることも確認した。

a) 四通り

b) 一通り

図 15 JMA 神戸波 100%1 回目加振における長手方向のモーメント (単位:kNm)

a) 三通り

b) 二通り

図 16 JMA 神戸波 100%1 回目加振における短手方向のモーメント (単位:kNm)

図 17 JMA 神戸波 100%1 回目加振における 1 階柱頭の最大曲げモーメント

以上より、試験体の強震時挙動は JMA 神戸波 1 回目までの加振において長尺ボルトによる影響が少ないことが確認された。

4.2 接合部のモーメント回転角関係

強震時における軸組の応力状態について検討する。軸組の応力は、主要な柱に貼り付けたひずみゲージ値から曲げモーメントとせん断力を算出する。曲げモーメントは、ひずみ値にヤング係数と断面係数を乗じ、ローパスフィルタカットを行って求めた。JMA 神戸波 100%1 回目加振における長手方向の曲げモーメント分布として、「一、四通り」を図 15 に示す。ただし、値が無いものはゲージの断線等で計測出来ない箇所であり、値は長手方向の 1 階が最大変形角を記録した時刻のものである。

図 15 a) より、試験体最外の「い-四」柱、「わ-四」柱の負担するモーメントが 1 階柱頭で特に大きい。その他の柱では、総じてモーメント・せん断力共にそれほど小さくなく、概ね同じような値であった。2 階部分も同様の傾向が見られる。「一通り」の曲げモーメントは柱頭部分しか計測できなかったため、せん断力に関しては不明である。同様に JMA 神戸波 100%1 回目加振における短手方向として、「い、三通り」で短手方向の 1 階が最大変形角を記録した時刻の曲げモーメント分布を図 16 に示す。図 15 と同様に、最外の「い-一」柱、「い-三」柱の曲げモーメントが大きい。2 階では、曲げモーメントは柱頭部分しか計測できなかったため不明である。

JMA 神戸波における 1 階柱頭部分の最大曲げモーメント分布を図 17 に示す。図 17 は各柱が最大値を記録した時刻は異なるが、最も大きな値となった「い-七」柱頭で 20.7kNm であった。これは、柱の

断面欠損が無いと仮定したスギの曲げ基準材料強度 ($E_{90}:34.8\text{N/mm}^2$)¹¹⁾ と同等の 36.8N/mm^2 となる。その他の柱では、外壁面の柱で最大曲げモーメントが大きく「い-一」柱、「り-七」柱の値が大きい。「い-一」柱の最大曲げモーメントは 14.6kNm であり、応力度は 25.9N/mm^2 となる。これは、スギの曲げ基準材料強度 ($E_{70}:29.4\text{N/mm}^2$) と同等である。

以上、損傷した柱の応力度は曲げ基準材料強度程度に達していた。

5. 既往の実大実験との比較

5.1 同じ間取りを持つ建物間の比較

本研究の同時期に実施した、同じ間取りを持ち部材断面の大きな地方型伝統試験体(A 棟)⁷⁾との比較から耐震性能評価を行う。A 棟とは、B 棟と同じ間取りを持つが軸組の断面を大きくし、軸組の耐震寄与が高いことを期待した伝統的な木造建物である。各階の耐力を層せん断係数に、層間変位を層間変形角に変換することで両棟を比較した。A 棟 B 棟を重ねて図 18 に示す。

図 18 a) より、初期剛性で両棟に特徴的な違いは認められない。層せん断係数は、1 階の最大値が A 棟で 0.52、B 棟 0.67 と B 棟が約 20%大きい。これは、A 棟が R3.1%、B 棟 R6.3%で記録され、層間変形角にも大きな違いが見られた。2 階の層せん断係数にも違いが見られるが、両棟とも 2 階部分に大きな損傷が見られなかったことから未だ最大層せん断係数には達していないと判断し、有意な差でないとする。変形性能では、両棟ともに 1 階部分の R が 3.0%付近から最大層せん断係数を維持したまま変形するなど、高い変形

図 18 A 棟 B 棟各階層せん断力係数の比較

図 19 1 階四通り層せん断力と「ほ-四」柱の負担層せん断力の比較 (JMA 神戸波 100%1 回目加振)

性能が見られるが、両棟に特徴的な違いは認められない。以上より、同じ間取りを有する 2 棟の試験体の耐震性能は、最大層せん断力係数と、それを記録した変形角に違いが見られた。

続いて、1 階主要通りの層せん断力と、各耐震要素のせん断力の関係を考察する。主要通りの層せん断力は各通りの加速度データに荷重を乗じて求めた。柱のせん断力は、図 15 に示す曲げモーメントの差を計測間距離で除することから求めた。土壁のせん断力は、土壁表面にひずみゲージを貼り付けて計測したが、良い値が得られなかったため、本項では柱のせん断力についてのみ考察する。主加振方向である長手方向 1 階四通りのせん断力、「ほ-四」柱のせん断力と、1 層せん断力を A 棟 B 棟それぞれ図 19 に示す。

軸組の耐震寄与が高いことを期待し、「ほ-四」柱に 210mm 角を用いた地方型試験体 (A 棟) は、1 層と通りの最大せん断力がそれぞれ 198.4kN、87.3kN の最大時に 24.2kN のせん断力を「ほ-四」柱は示した。また、「ほ-四」柱の最大せん断力は 28.8kN であった。一方、土壁の耐震寄与が高いことを期待し、「ほ-四」柱に 150mm 角を用いた都市近郊型試験体 (B 棟) では、1 層の最大せん断力 219.0kN 時に、「ほ-四」柱のせん断力 4.6kN となり、「ほ-四」柱の最大せん断力は 6.9kN であった。「ほ-四」柱のせん断力が 1 層せん断力に対する割合は、A 棟では 15%、B 棟では 3% である。

以上より、A 棟では柱などの軸組が、B 棟では軸組以外が重要な耐震要素であることが読み取れる。

5.2 その他の実大伝統建物実験との比較

伝統木造建物の最大耐力について、既往の実大実験結果も含めた考察を行う。比較対象とした実験は、①実大実験、②大変形まで加力され最大耐力が得られたこと、③壁量計算が可能なことを基本と

図 20 2 階建て伝統木造建物における最大ベースシア係数と充足率の関係

して、6 棟の実験結果を抽出した¹²⁾⁻¹⁵⁾。抽出した試験体は、鈴木らによる京町家振動実験¹²⁾、中治らによる既存住宅の静的実験^{13), 14)}、佐藤らによる既存住宅の静的実験¹⁵⁾である。文献において壁量計算されている場合はその値を、計算されていない場合は本試験体と同様に土壁の壁倍率を 1.5 として充足率を求めた。また、伝統的木造建物では、垂れ壁・腰壁などの準耐力壁も多いため、品確法の必要壁量に対する準耐力壁を含めた充足率も求めた。ただし、準耐力壁の壁長は 900mm 以下、垂れ壁・腰壁の両側に全面壁が無い場合でも、壁倍率に 0.6 を乗じ対象壁の高さを内法高さで除した存在壁長から充足率を求めた。最大ベースシア係数が不明な場合は、著者が令第 84 条から求めた固定荷重で除した値を用いた。最大ベースシア係数と充足率の関係を平屋建て、2 階建て別に図 20 に示す。充足率は、全面壁を計算した値 (図中: 全面壁) と、準耐力壁を含め計算した値

(図中:全面壁・準耐力壁)とした。

平屋建て建物では、建物数が1棟のため充足率と最大ベースシア係数の関係は不明である。2階建て建物では、充足率が高くなるに従い、最大ベースシア係数が大きくなる傾向が見られた。この傾向は、準耐力壁も考慮した値でも顕著である。充足率と最大ベースシア係数の相関係数は、図中の全面壁(2階建て)で0.61、同じく全面壁・準耐力壁(2階建て)で0.55と比較的高い相関を示した。これは、伝統的構法で建設された木造建物でも、土壁が重要な耐震要素であることを示している。さらに、図18、図19からも、A棟B棟のような伝統的な木造建物では、軸組だけでなく土壁の耐震性能を活用した耐震設計の優位性が認められる。ただし、伝統的な木造建物を対象とした実大実験の文献数が限られているため定性的な傾向が見えるに留まる。

6. まとめ

伝統的な構法で建設された木造軸組建物のうち、都市近郊型住宅を想定して柱・梁などの主要軸組がやや小さい試験体の実大震動台実験を行った。試験体は、建築基準法施行令の必要壁量を土塗り壁で満足するが、接合部の仕様規定は満たさない新築総2階建て1棟である。損傷観察、最大ベースシア係数、層間変形角、軸組の応力度、接合部の挙動を用いた分析より、試験体の耐震性能について検討を行った。最後に、既往の実大実験との比較を行った。本研究で得られた結論を示す。

- 1) 試験体の最大ベースシア係数は、1階最大層間変形角10.6%で0.67を示した。これは、同じ間取りで部材断面が大きなA棟と比較して、高い変形性能に大きな違いは見られないが最大ベースシア係数は約20%大きく、高い耐震性能を有する。
- 2) 柱脚部に込み栓がない本試験体は、大変形時に1階柱脚が大きく浮き上がる挙動を示した。柱脚の最大浮き上がり変位は、ほぼ長さと同等の116mmを計測し、接合部の先行破壊が生じる可能性があったと云える。
- 3) JMA神戸波100%加振における1層せん断力のうち、独立柱は最大3%のせん断力を占めていた。同様にA棟の独立柱は1層せん断力の15%を占め、部材断面が大きいA棟では軸組が、部材断面がやや小さいB棟では土壁が1階の重要な耐震要素であった。また、実験で損傷した柱の応力度は曲げ基準材料強度程度に達していた。
- 4) 本実験および既往の伝統的構法建物の実大実験から、壁量充足率と最大ベースシア係数の相関関係を検討した結果、2階建て建物において壁量充足率が高いほど最大ベースシア係数が大きい定性的な傾向が見られた。

本実験の研究から、耐震壁を土壁として接合部に込み栓を持たない伝統的な木造建物は、建築基準法の壁量充足率を十分に満たす場合、最大ベースシア係数が約0.7程度となることが確認された。また、層せん断力に占める柱と土壁の割合や、壁量充足率と最大ベースシア係数に相関関係が見られることを、既往の実大実験も含めた考察から確認した。

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大三次元震動破壊実験施設(E-ディフェンス)を用い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、試験体の設計においては渡辺隆氏(風基建設株式会社)、岩波正氏(三和総合設計株式会社)、軸組工事は神田定秀氏(有限会社播磨社寺工務店)、左官工事は山脇一夫氏(株式会社山脇組)に多大なるご協力を頂いた。屋根瓦は愛知県陶器瓦工業組合よりご提供を頂いた。文献15)は、佐藤弘美氏(徳島大)と松田昌洋氏(東洋大)から図面の提供を頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 大橋雄二:日本建築構造基準変遷史、財団法人 日本建築センター、1993.12.
- 2) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会:伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル 限界耐力計算による耐震設計・耐震補強設計法、学芸出版社、pp.75-97, 2004.3.
- 3) 土塗壁等告示に係る技術解説書作成編集委員会:土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書、(財)日本住宅・木材技術センター、2004.2.
- 4) 日本建築防災協会:木造住宅の耐震診断と補強方法、木造住宅の耐震精密診断と補強方法(改訂版)、pp.45-107, 2004.8.
- 5) 木造軸組工法住宅の限界耐力計算法解説書編集委員会:木造軸組工法住宅の限界耐力計算による設計の手引き、(財)日本住宅・木材技術センター、2005.3.
- 6) 日本住宅・木材技術センター:木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008年度版)、pp.33-168, 2009.6.
- 7) 清水秀丸、向坊恭介、堀川恵巳子、槌本敬大、河合直人、大橋好光:実大震動台実験による伝統的な木造建物の耐震性能検証に関する研究 - 部材断面が大きな地方型試験体の震動台実験結果 - 日本建築学会構造系論文集第657号、pp.2011-2018, 2010.11.
- 8) 後藤隆洋:各種構造要素の性能 水平行面 スギ板を用いた水平構面の構造性能 建築技術、pp.144-147, 2010.12.
- 9) 全日本瓦工事業連盟:瓦屋根標準設計・施工ガイドライン、pp.43-70, 2001.8.
- 10) 篠澤朋宏、五十田博、村瀬伸吾、森拓郎、清水秀丸、小松幸平:木造軸組構法住宅の窓ガラス入りサッシュ付き壁と階段の静加力実験、日本建築学会大会学術講演梗概集C-1、pp.337-338, 2009.8.
- 11) 日本建築学会:木質構造設計規準・同解説(2006年度版)、p.396, 2006.12.
- 12) 清水秀丸、中村いずみ、箕輪親宏、坂本功、鈴木祥之、槌本敬大、五十田博、平野茂、河合直人、杉本健一、三宅辰哉、須田達、小笠原昌敏、佐藤友彦:平成17年度大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ木造建物実験 - 震動台活用による構造物の耐震性向上研究 -、防災科学技術研究所研究資料第320号、2008.3.
http://dil.bosai.go.jp/library/pub/technical_note/PDF/n320.pdf 2010.8.10 参照
- 13) 鈴木祥之、中治弘行、岩井哲、北原昭男:在来構法木造住宅の実大水平力載荷実験、日本建築学会構造系論文集、No.499、pp.69-76, 1997.9.
- 14) 中治弘行、鈴木祥之、後藤正美、岩本いづみ、山田耕司:東三河伝統構法民家の耐震性能評価のための静的繰返し加力実験、日本建築学会構造系論文集、No.612、pp.133-140, 2007.2.
- 15) 佐藤弘美、松田昌洋、藤田香織、腰原幹雄、坂本功:現地実験による伝統的木造住宅の構造性能に関する研究 山口県の農家を対象とした静的水平加力実験、日本建築学会構造系論文集、No.602、pp.187-194, 2006.4.

(2010年8月10日原稿受理、2011年1月20日採用決定)