木質ブロックによる既存木造住宅の耐震補強効果に関する実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON THE EFFECTS OF SEISMIC RETROFIT USING WOODEN BLOCKS FOR EXISTING TIMBER HOUSES

稲田祐二 — * 1 北農幸生 — * 2
松本幸大 — * 3 梅林 充 — * 4
海道真一 — * 5

Yuji INADA — * 1 Yukio KITANO — * 2
Yukihiro MATSUMOTO — * 3 Mitsuru UMEBAYASHI — * 4
Shinichi KAIDO — * 5

キーワード：
木質ブロック, 耐震補強, 合板, 積層壁

Keywords:
Wooden block, Seismic retrofit, Plywood, Masonry wall

The wooden blocks made of the plywood using timber from thinning were devised to build masonry walls. The one of usage of the wooden blocks is the seismic retrofitting for the existing-timber houses that have inferior earthquake-resistant capacity. In this paper, the experimental results conducted in order to clarify the effect of the seismic retrofit using the wooden blocks are described. The two timber-frame specimens are reinforced by the wall that is built by single-piled wooden blocks. The another one is reinforced by the wall that is built by random-piled wooden blocks. The restoring characteristics of the timber-frame specimens are verified and the basic earthquake-resistant capacity of the seismic retrofitting method is clarified from the experimental results.

1. はじめに

近年, 地場産材の有効利用, あるいは需要増大をはかるために, 木質ブロックが考案されている¹⁾. 木質ブロックは, 間伐材を用いた合板から作られており, 人力での運搬も容易な構造要素であり, 積み上げていくことで積層壁を構成していくことができる. 従って, 施工時には, 特別な重機や熟練した技術等は必要なく, 素人でも簡単にできる構法であるため, 低コストかつ短期間の施工が可能である. 一方, 木質ブロックの普及は, 結果として間伐材を含む地場産材の需要を喚起し, 林業や木材加工業といった地場産業の振興および中山間地の雇用創出にもつながることが期待されている.

この木質ブロックの用途の一つとして想定されているのが, 写真1に示すような壁量の少ない既存の古民家などの伝統的木造住宅の耐震補強である²⁾. 本補強構法は, 架構内に木質ブロック積層壁を耐力壁としてバランスよく組み込み, 振り変形を防止し, 水平耐力を向上させるものである. 著者等は, 木質ブロック積層壁による耐震補強構法の基礎データとするため, 木質ブロック単体, 木質ブロック3層積層壁(以下シングル積層壁)および木質ブロック破れ積み積層壁についての面内水平載荷実験を行い, その基礎的な構造性能および相当壁倍率を確認した³⁾. 本報告では, モデルフレームを木質ブロックシングル積層壁及び破れ積み積層壁にて補強した供試体の水平載荷実験を行い, それぞれの木質ブロック積層壁による耐震補強構法が有する構造性能を検討した結果について報告する.

2. 木質ブロックの概要

木質ブロックは, 杉合板(標準合板厚 $t=7\text{mm}$)を接着剤と釘にて接合した構造となっており, ブロックを構成するボックスの個数が

写真1 古民家補強イメージ

図1 木質ブロックの概要

^{*1} 米子工業高等専門学校 教授・博士(工学)
(〒683-8502 鳥取県米子市彦名町4448)
^{*2} 米子工業高等専門学校 准教授・博士(工学)
^{*3} 豊橋技術科学大学大学院建築・都市システム学系 准教授・博士(工学)
^{*4} 榊桑本建築設計事務所(元米子高専専攻科学生)
^{*5} 榊門協構造研究所(元米子高専専攻科学生)

^{*1} Prof., National Institute of Technology, Yonago College, Dr. Eng.
^{*2} Assoc. Prof., National Institute of Technology, Yonago College, Dr. Eng.
^{*3} Assoc. Prof., Dept. of Arch. and Civil Eng., Toyohashi Univ. of Technology, Dr. Eng.
^{*4} S-Kuwamoto Architects Office Co., Ltd.
^{*5} Kadowaki Structure Institute

3～9つの7種類ある。図1に実験で用いた3種類の木質ブロックの形状および釘の位置を示す。本木質ブロックを用いた積層壁は、建設・解体の容易性や再利用性を確保するため、ブロック下部の凹部を下部ブロックの上部または土台上部の凸部（ボス）にはめ込み、積層したブロックの最上部に臥梁に相当する頭つなぎ梁を渡し、ブロックのボックス内に挿入した長ネジボルトを締め付け大面積の壁面を構成する構造となっている。

3. 補強構法の概要

本木質ブロックによる既存木造住宅の耐震補強構法は、図2に示すように木質ブロックを積層した後、頭つなぎ梁および脚部つなぎ梁で挟み込み、長ネジボルトにて緊結した積層壁を耐震補強壁として構築し、既存フレーム内に設置するものであり、補強壁と既存木造住宅のフレームとの接合は、フレームとつなぎ梁に4本のビス（ $\phi 3.8$ ）を用いて取付けたボス（ $100 \times 100 \times 30 \text{mm}$ ）により剪断力を伝達するメカニズムにしている。さらに、破れ積み積層壁補強の場合は、木質ブロック積層壁の耐力に見合うように添え板および中ボルト（ $10 - \phi 16$ ）による挟み込みによる剪断力伝達メカニズムとしている。なお、木質ブロックの頭つなぎ梁、脚部つなぎ梁には、木質ブロックを緊結するための長ネジボルトを通すための穴を開けると共に、長ネジボルト締め付け用のナットと座金がセットできるスペースとして $72 \times 72 \times 20 \text{mm}$ の切り欠きを設けている。

図2 供試体組み立て図

4. 実験概要

本研究では、木質ブロック積層壁による耐震補強構法が有する構造性能を明らかにするために、図3に示すようなシングル積層壁を既存木造軸組モデルの左側に組み込んだ供試体（以下Lタイプ）および図4に示すようなシングル積層壁を右側に組み込んだ供試体（以下Rタイプ）の2種類の供試体について、一方向漸増水平載荷実験を行った。また、図5に示す破れ積み積層壁を軸組モデルに組み込んだ供試体については、図6に示すような層間変形角 $1/450 \sim 1/15$ までの変位制御による各2回の漸増振幅正負交番繰り返し水平載荷実験を行った。各供試体の変位計の設置状況および加力方向（破れ積み積層壁については＋の方向）をそれぞれの図中に示す。

図3 シングル積層壁補強フレーム（Lタイプ）供試体

図4 シングル積層壁補強フレーム（Rタイプ）供試体

図5 破れ積み積層壁補強フレーム供試体

図6 破れ積み積層壁供試体の実験で採用した荷履歴

なお、既存木造軸組モデルは、105mm×105mm 角の柱、梁および105mm×150mm 角の土台全てを杉材で構成している。

5. 実験結果及び考察

図7は、シングル積層壁補強フレームの荷点位置の水平荷重－水平変位関係を示したものである。比較・参考のため、文献3)で行ったシングル積層壁単体の実験結果も同じ図中に示している。図から分かるように、Lタイプ、Rタイプは共にシングル積層壁単体に比べ剛性が低い結果となった。これは、接合部分の強度が木質ブロックの水平耐力よりも低く、支圧破壊が補強用木質ブロック積層壁と被補強フレームの接合部分で生じたためだと考えられる。実際に写真2(a)の破壊状況を見ても、積層壁自体には破壊は起こらず、補強用木質ブロック積層壁のロッキング変形が起こることにより補強用木質ブロック積層壁と被補強フレームの接合部分の破壊が起きていることが確認できる。また、RタイプとLタイプを比較すると、Rタイプの方の剛性が高い結果となった。これは、補強用木質ブロック積層壁がロッキング変形を起こす際、Lタイプではフレームの梁部分に突き上げ力が生じて、梁が曲げ変形を起こしてしてしまうのに対し、Rタイプでは突き上げ力が梁端部に集中したため梁の曲げ変形がほとんど生じず、こうした被補強フレームの補強用木質ブロック積層壁を拘束する効果が、Lタイプに比べRタイプの方が大きかったためであると考えられる。この拘束効果を、図8に示すL

図7 荷点位置の水平荷重－水平変位関係

図8 水平荷重－鉛直変位関係

タイプおよびRタイプの水平荷重－鉛直変位関係を用いて検証する。Lタイプでは変位計④に比べて変位計③の鉛直変位が大きく出ており梁が曲げ変形を起こしていることが確認できるが、Rタイプでは変位計④と変位計③の変位の差はほとんど見られず、このことからRタイプでは梁の曲げ変形がほとんど生じていなかったと言える。また、算定した相当壁倍率はLタイプが1.0、Rタイプが1.1と確認された。

次に、破れ積み積層壁補強フレーム供試体の繰り返し実験について、荷点位置の水平荷重－水平変位関係を図9に示す。全体としてスリップ型の復元力特性を示していることが分かる。この実験でも、写真2(b)に示すように、木質ブロック自体には破壊は起こらず、個々のブロックがそれぞれロッキング変形を起こすことにより補強

図9 荷点位置の水平荷重－水平変位関係

写真2 接合部分の破壊

図 10 載荷点位置の水平荷重－水平変位関係

用木質ブロック積層壁と被補強フレームの接合部分の破壊が起きるという結果が得られた。

図 10 は、本実験より得られた載荷点位置での正負水平荷重－水平変位関係の包絡線と既往の実験³⁾から得られた水平荷重－水平変位関係を示したものである。図から分かるように、シングル積層壁補強フレームは、シングル積層壁単体に比べて剛性が大きく低下したのに対し、破れ積み積層壁補強フレーム供試体の剛性は、破れ積み積層壁単体の剛性とほぼ等しくなっている。また、破れ積み積層壁補強フレームの剛性は、シングル積層壁補強フレーム L タイプ、R タイプの剛性と比べると格段に高くなっている。破れ積み積層壁補強フレームが L タイプ、R タイプと違う点は補強壁の幅が倍に増えた点と、ボスによりかみ合わせた上で添え板による挟み込みによる接合方法を採用した点の 2 点であり、この 2 点により破れ積み積層壁補強フレームの剛性が高くなったものと言える。

次に、(+) 方向に加力した時の剛性と (-) 方向に加力した時の剛性の相違であるが、(-) 方向に加力した時の剛性は、(+) 方向に加力した時の剛性より高くなっている。これは、シングル積層壁補強フレームの L タイプ、R タイプと同様に、被補強フレームが木質ブロック積層壁のロッキング変形を拘束する効果が、(+) 方向に加力した時は梁の曲げ剛性、(-) 方向に加力した時は柱の軸剛性となることから (-) 方向に加力した時の拘束効果 (剛性) が大きいためであると考えられる。

図 11 は、本実験より得られた梁中央部の水平荷重－鉛直変位関係を示したものである。図から分かるように、(+) 方向に加力した時の上下方向の剛性は、(-) 方向に加力した時の上下方向の剛性より低くなっている。これは、補強用木質ブロック積層壁がロッキング変形を起こすことにより、(+) 方向に加力した時は、L タイプと同様に梁中央部に突き上げ力を生じ、梁が曲げ変形を起こしているのに対して、(-) 方向に加力した時は、R タイプと同様の拘束効果が発揮されたためであると言える。

写真 3、写真 4 は、最終層間変形角 1/15 の時の変形状況の写真である。この写真からも供試体の梁に生じる曲げ変形は、(-) 方向に加力した時よりも (+) 方向に加力した時の方が大きく出ていることが見て取れる。

図 11 梁中央部の水平荷重－鉛直変位関係

写真 3 補強軸組供試体変形状況 (1/15) (+)

写真 4 補強軸組供試体変形状況 (1/15) (-)

6. 変形成分の分解

全水平変形は、供試体の曲げ変形、剪断変形、ロッキング変形およびすべり変形からなっていると考えられる。すなわち、全変形量 δ は下式により求めることができる。

$$\delta = \delta_M + \delta_Q + \delta_\theta + \delta_S \quad (1)$$

ここに、 δ_M : 曲げ変形、 δ_Q : 剪断変形、 δ_θ : ロッキング変形、 δ_S : すべり変形である。

弾性曲げ変形、弾性剪断変形は破れ積み積層壁を図 12(a), (b) に示すように上下端固定の柱と見立てて下式により求めることができる。

$$\delta_M = \frac{H^3}{12EI} \cdot P_H \quad (2)$$

$$\delta_Q = \kappa \frac{H}{A_e G} \cdot P_H \quad (3)$$

ここに、 H ：供試体の高さ、 P_H ：水平力、 E ：木質ブロックのヤング係数（ $=3.97\text{kN/mm}^2$ ）、 I ：木質ブロックの断面二次モーメント（ $=4.03 \times 10^9 \text{mm}^4$ ）、 κ ：剪断変形に関する断面形状係数（ $=1.0$ ）、 A_e ：木質ブロック剪断有効断面積（ $=2.8 \times 10^4 \text{mm}^2$ ）、 G ：剪断弾性係数（ $=0.49\text{kN/mm}^2$ ）である。なお、 E および G は、木質ブロックの材料が杉であることおよび木質ブロックを構成する杉合板の繊維方向が直交するよう製作されていることから針葉樹無欠点小試験による値⁵⁾の平均値を用いている。

図 12 変形モード

次に、木質ブロックのロッキング変形について考える。図 12(c)には、実験で観察された（+）方向に加力した時の変形モードを示す。全体の变形モードは、図に示したように補強用木質ブロック積層壁がロッキング変形を起こし、それを被補強フレームが拘束するというパターンである。ここでは、微小変形を仮定し、被補強フレームの梁・柱の仕口をピン、木質ブロック積層壁を剛体、添え板による挟み込みにより積層壁と梁は固定と仮定し、さらに、柱の軸伸縮を無視し梁の曲げ弾性変形のみを考慮すると、図 12(c)に示した木質ブロックによる突き上げ力 P_V （又は、木質ブロック拘束力）は、下式により求めることができる。

$$P_V = \frac{H}{D} \cdot P_H \quad (4)$$

ここに、 P_V ：突き上げ力、 D ：破れ積み積層壁の幅である。上式から、突き上げ力は供試体の高さと同質ブロック積層壁の幅の比に依存していることが分かる。さらに、図 12(c)を参照し、突き上げ力により梁が弾性変形すると仮定すると、図に示した水平変位は、下式で算定することができる。

$$\delta_\theta = \frac{H^2}{D^2 \cdot K_V} \cdot P_H \quad (5)$$

ここに、 K_V ：ロッキング拘束剛性である。なお、図 12(c)に示すような梁の拘束効果のみを考慮して評価したロッキング拘束剛性は、下式により求めることができる。

$$K_V = \frac{3EI}{L^3} \left(1 + \frac{L}{D} \right) \quad (6)$$

ここに、 E ：梁のヤング係数（ $=7\text{kN/mm}^2$ ）、 I ：梁の断面二次モーメント（ $=1.013 \times 10^7 \text{mm}^4$ ）、 L ：梁端から木質ブロックまでの長さ（ $=800\text{mm}$ ）である。

一方、図 12(d)には、実験で観察された（-）方向に加力した時のロッキング変形モードを示す。全体の变形モードは、（+）方向に加力した時と同様のパターンである。図に示した水平変位は、式(5)における K_V を柱の軸剛性、金具の軸剛性、仕口のめり込み剛性から評価することにより算定することができる。

図 7 及び図 10 に示した計算値は、式(1)で算定したものである。なお、シングル積層壁供試体は、その変形モードより $\delta \approx \delta_\theta$ としている。また、破れ積み供試体については、すべり変形 δ_s を既往の実験³⁾より全変形量中の 30%として考慮している。図 7 からわかるように、シングル積層壁供試体の計算結果については、算定した計算値は L タイプの荷重レベルが低いところではよい近似となっているが、荷重レベルが上がるにつれて生じる剛性低下をうまく表現できていない。これは、つなぎ材の部分のめり込み等を無視していることが理由として挙げられる。一方、破れ積み供試体の計算値（+）（ K_V は式(5)による梁の曲げ剛性および柱の軸剛性を評価）は、実験値よりも剛性が低くなっていることが分かる。これは、図 12(c)に示すような木質ブロック脚部の添え板（図中にバネで表示）によるロッキング変形の拘束を考慮していないためと考えられる。一方、計算値（-）（ K_V は柱の軸剛性および金具の軸剛性を評価）は、実験値よりも剛性が高くなっていることが分かる。これは、実験で観察された接合部の支圧およびめり込み変形等の変形を考慮していないためと考えられる。

7. 相当壁倍率

本実験は、文献 5) に示された木造耐力壁の壁倍率の試験方法とは、試験体の寸法や数量等が異なっているが、本木質ブロック積層壁の構造性能の指標を明らかにするためには壁倍率に相当する指標を明らかにすることが有効であるため、破れ積み供試体について図 13、図 14 に示す水平荷重－水平変形関係の包絡線から壁倍率を算定し、これを相当壁倍率と定義した。表 1 に最大耐力と相当壁倍率について本実験の結果と既往の実験結果の一覧を示す。破れ積み供試体の実験から得られた相当壁倍率は、（+）方向に加力した時は 3.5、（-）方向に加力した時は 4.3 となり、既往の実験で得られた木質ブロック破れ積み積層壁の相当壁倍率 3.6³⁾ とほぼ同等以上の値が得られたが、シングル積層壁供試体は、補強フレームの相当壁倍率が 1.0、1.1 となり、シングル積層壁単体の 1.9 を大きく下回った。

なお、長ネジボルトはタイロッドとしてではなく本積層壁の構造形式の一部であることを勘案し、相当壁倍率の算定法は無載荷式に準ずるものとした。

表 1 最大耐力と相当壁倍率一覧

			最大 耐力	相当 壁倍率
木質 ブロック 積層壁 単体	木質ブロックシングル 積層壁		6.9kN	1.9
	木質ブロック破れ積み 積層壁		19.9kN	3.6
耐震 補強 構法	木質ブロックシングル 積層壁　L タイプ		8.1kN	1.0
	木質ブロックシングル 積層壁　R タイプ		11.1kN	1.1
	木質ブロック	(+)	23.4kN	3.5
	破れ積み積層壁	(-)	-23.1kN	4.3

図 13 水平荷重－水平変形関係包絡線（＋）

図 14 水平荷重－水平変形関係包絡線（－）

8. 結び

本実験により明らかとなったことを以下に列記する。

1) シングル積層壁により補強されたフレームは、相当壁倍率は L タイプ、R タイプとも 1.1 程度であった。積層壁単体に比して、耐力が低下したのは、ロッキング変形が起こることであつなぎ材のめり込みやボスの圧壊が起き剛性が低下し、壁倍率が特定変形時の耐力で決まったためである。一方、破れ積み積層壁により補強されたフレームは、相当壁倍率が 3.5 であり、積層壁単体の性能を十分に発揮することが明らかとなった。

2) 木質ブロック積層壁により非対称に補強された架構の水平剛性は、荷重の作用方向により剛性及び壁倍率が異なることが明らかとなった。特に、シングル積層壁により補強されたフレームは、R タイプは L タイプと比べて剛性が約 4 割程度大きかった。

3) 木質ブロック破れ積み積層壁による耐震補強構法は、既存木造住宅の架構との接合を適切なものとする事で木質ブロック積層壁が有する相当壁倍率での補強効果が期待できる。

尚、本研究で提示した木質ブロック積層壁による耐震補強構法について、本報では静的載荷試験によって得られた結果を報告したが、今後、地震動に対する倒壊防止を主眼とした動的加振試験についても実施し、本補強構法が有するエネルギー吸収能力等のデータについても収集する予定である。

謝辞

本研究を行うにあたり木質ブロックを提供していただきました（株）つみつく代表三島昌彦氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) 三島昌彦：提案・木造乾式嵌合ブロックによる家作り，木材工業，Vol. 62，No. 2，pp. 76～79，2007
- 2) 稲田祐二，南口洋樹：地場産材を用いた木質ブロックによる古民家耐震補強，建築学会既存建築物の耐震改修デザイン，pp.34，2008.1
- 3) 稲田祐二，松本幸大，南口洋樹，田村謙人：木質ブロック組積壁の面内剪断性能に関する実験的研究，日本建築学会技術報告集，第 15 巻第 30 号，pp.411～416，2009.6
- 4) 杉山英男編著，菊池重昭他：木質構造，共立出版，2002
- 5) 日本建築学会：木質構造設計規準・同解説，2006

[2016 年 1 月 18 日原稿受理 2016 年 3 月 17 日採用決定]