日本建築学会技術報告集　第 15 巻　第 30 号，411-416，2009 年 6 月
AIJ J. Technol. Des. Vol. 15, No.30, 411-416, Jun., 2009

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

EXPERIMENTAL STUDY ON MASONRY WALLS MADE OF THE WOODEN BLOCKS

稲田祐二 ―― ＊1　松本幸大 ―― ＊2
南口洋樹 ―― ＊3　田村謙人 ―― ＊3

Yuji INADA ―― ＊1　Yukihiro MATSUMOTO ― ＊2
Hiroki NANKOU ―― ＊3　Kento TAMURA ―― ＊3

キーワード：
木質ブロック，組積壁，合板，剪断耐力，耐震補強

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

The wooden blocks made of the plywood using timber from thinning were devised to build masonry walls. One of the effective uses for wooden blocks includes seismic retrofit of existing old house. But structural characteristics of the wooden blocks are unknown. Therefore, in this paper the basic shear characteristics of masonry walls subjected to in-plane cyclic loading and the ability of reinforcing for existing-timber structures are clarified by the experiments for single wooden block, three piled-up wooden blocks and three staggeringly piled-up wooden blocks.

1．はじめに

間伐材の有効利用を目的とした木質ブロックが考案されており [1]，このブロックの用途の一つとして想定されているのが，図 1 に示すような木造住宅の既存架構内に積層壁として組込み水平耐力を向上させる耐震補強用材としての用途である [2]．このようなブロック積層壁による既存建物の耐震補強に関する研究として，真田等 [3] による RC 架構を対象とした繊維補強セメントブロック積層壁を用いた研究が挙げられるが，木質構造を対象としたものは，ほとんど存在していないのが現状である．そこで，著者等は，この木質ブロック積層壁が木造住宅の耐震補強用の耐震壁としての構造性能を有しているのかを確認するために，木質ブロック単体 [4]，木質ブロック 3 層積層壁 [5] および木質ブロック 3 層破れ積み積層壁 [6] を供試体とした面内水平載荷実験を行った．本報告では，実験で確認した積層壁の面内剪断性能について報告する．

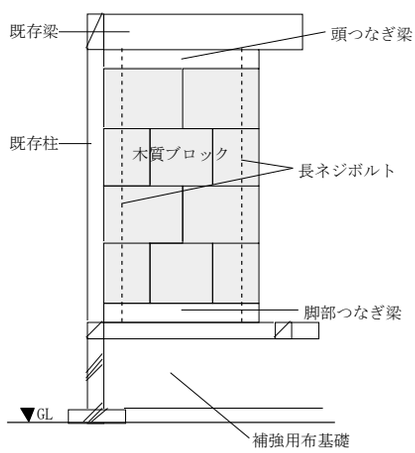
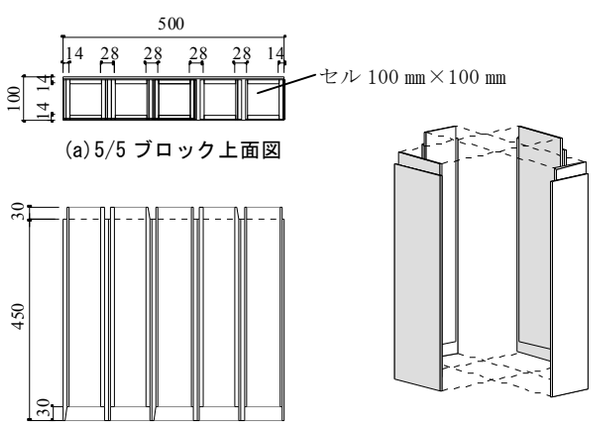


図 1　耐震補強用積層壁

2．木質ブロックの概要 [1]

本研究で用いた木質ブロックは，間伐材を含む地場産杉材から製造された合板（標準合板厚 t=7mm）を用いて，図 2 に示すように 100mm×100mm のセルを断面の構成モジュールとしたボックスを製造し，それらのボックスを外側の合板を用いて接着剤と釘にて接合した構造となっている．本木質ブロックを用いた組積造は，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にはめ込むとともに，積層したブロックの最上部には臥梁に相当する頭つなぎ梁を渡し，ボックス内に挿入した長ネジボルトで各ブロックを締め付け大面積の壁面を構成するものであり，運搬や組立て解体が容易であるとともに，重機などの特別な設備や熟練した技能を要することのない工法であることが特徴である．



(a) 5/5 ブロック上面図
(b) 5/5 ブロック断面図
(c) ボックス構成図

図 2　木質ブロックの概要

本論文は、文献 4)~6) を再構成し、加筆・修正したものである。

*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　助教・博士（工学）
*3　米子工業高等専門学校専攻科建築学専攻　学生

*1　Prof., Yonago National College of Technology, Dr., Eng.
*2　Assist. Prof., Yonago National College of Technology, Dr., Eng.
*3　Advanced Course Student, Yonago National College of Technology

３．実験概要

実験は，木質ブロック積層壁の面内水平剪断力に対する復元力特性を明らかにすることを目的に，木質ブロック単体（５セル；幅500mm），3 層積層壁（５セル；幅 500mm）および破れ積み積層壁を供試体として，面内水平載荷実験を行った．なお，木質ブロック単体については，鉛直載荷実験も行っている[4)]．

図 3 に破れ積み積層壁供試体の設置状況を示す．供試体は，3 段の積層した木質ブロックを杉材の土台と頭つなぎ梁で挟み，ブロックの縦孔に通した２本のステンレス長ネジボルト（φ10）で締め付け固定した．載荷は，曲げモーメント，せん断力が作用しないよう 2 ヶ所のピンで支持した復動式オイルジャッキにより行い，載荷点位置での荷重をロードセルで測定するとともに、図に示した変位計設置位置での変形量を測定した．

図 4 には，破れ積み積層壁に対する載荷履歴を示す．なお，載荷は，層間変形角 0～1/800～1/50 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載荷とし，その後は終局状態になるまで一方向に載荷した．

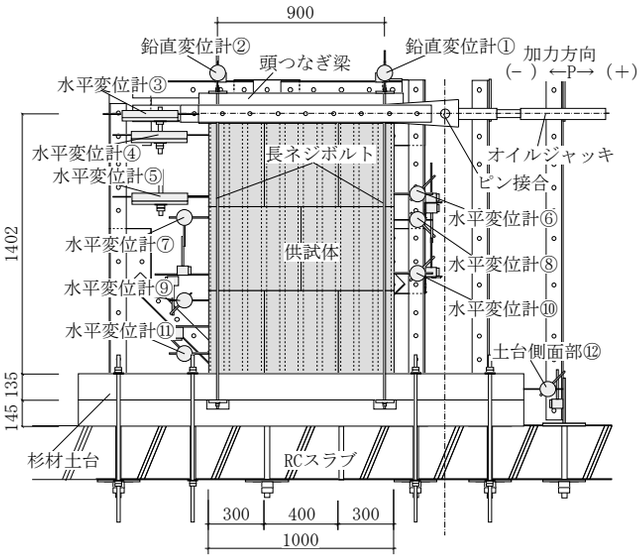


図 3　破れ積み積層壁供試体設置図

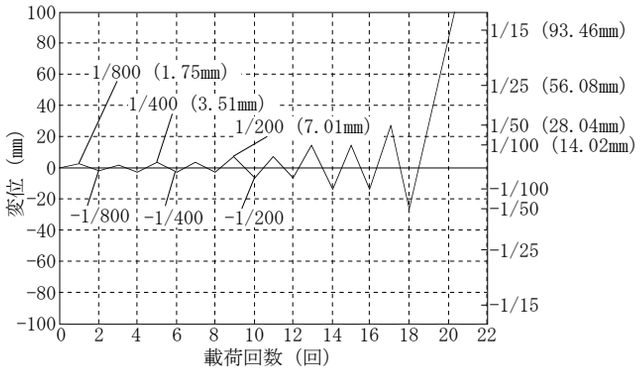


図 4　載荷履歴

４．実験結果および考察

本報告では，3 層積層壁の実験結果と比較しながら，最も一般的な積層法として想定している破れ積み積層壁の実験結果を中心に示し考察する．

４．１　荷重−変形関係の実験結果

図 5 は δ_3，δ_5，δ_9，δ_{11}，（δ_n は変位計 n の変位を示す）の荷重−水平変形関係を示したものである．図からわかるように各々の荷重−変形関係が描く履歴ループの面積（履歴減衰エネルギー）は，層間変形角が 1/400（±3.5 ㎜）以内では小さく，ほぼ弾性的な挙動を示している．また，載荷レベルが 10.0kN を越えると水平変形が急激に増大していることがわかる．これは引張側の降伏点が明確でない長ネジボルトの非線形性によるものと考えられる．一方，図 6 に示した 3 段積層壁の実験結果では層間変形角が 1/200（±7.0 ㎜）以内で，ほぼ弾性的な挙動を示しているが，顕著な塑性化はみられない．

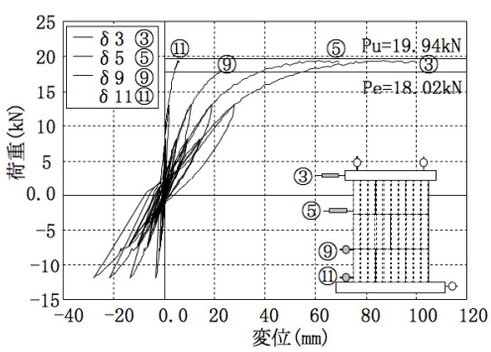


図 5　荷重−水平変形関係（破れ積み積層壁）

４．２　弾性限水平耐力と終局水平耐力

木質ブロック積層壁の弾性限曲げモーメントと終局曲げモーメントを算定し，弾性限水平耐力と終局水平耐力を求める．算定に用いた仮定は以下の通りである．

1）曲げモーメント算定断面位置は木質ブロックの接合（柱脚）部とする．従って，木質ブロックの引張耐力はゼロとする．

2）断面は平面保持の仮定が成立するものとする．

3）木質ブロックおよび長ネジボルトの材料特性は，完全弾塑性特性とする．

（１）弾性限曲げモーメント

図 7 は，弾性限曲げモーメント Me を算定する壁断面の諸元とその直応力分布である．図を参照すると圧縮縁から中立軸までの距離 x_{ne} は次式より求めることができる．

$$a_1 \cdot x_{ne}{}^2 + a_2 \cdot x_{ne} + a_3 = 0 \qquad (1)$$

ここに，　$a_1 = 1/2 \cdot E_w \cdot b \qquad a_2 = E_s \cdot a_s - 3 \cdot E_w \cdot h^2$　（２）（３）

$$a_3 = 9/2 \cdot E_w \cdot b \cdot h^2 - E_s \cdot a_s \cdot d \qquad (4)$$

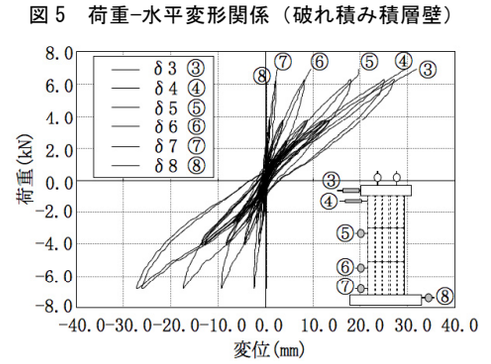


図 6　荷重−水平変形関係（3 層積層壁）

であり，また，b：木質ブロックの幅，h：木質ブロックの孔内法幅，t：合板厚，E_w：木質ブロック合板の弾性係数，a_s：長ネジボルトの有効断面積，E_s：長ネジボルトの弾性係数，d：圧縮端から長ネジボルトまでの距離である．なお，式（1）は，中立軸が図 7 に示す位置にある場合に成立する式であり，本試験体の場合 $x_{ne} = 300.47mm$ である．

上式で求まった x_{ne} 及び長ネジボルトと木質ブロックの弾性限応力を用いると弾性限曲げモーメントは下式で求めることができる．

$$M_e = C_e \cdot j_e = N_e \cdot j_e \qquad (5)$$

ここに，$C_e = \int_{A_c} \sigma_c \cdot dA$：木質ブロックに生じる圧縮応力の合力，$N_e$：長ネジボルトに生じる引張軸力，$j_e$：応力中心間距離，$\sigma_c$：木質ブロックの圧縮直応力度，$A_c$：圧縮応力を生じる木質ブロックの断面領域である．

式（5）からわかるように，式（1）より中立軸が決まれば弾性限曲げモーメントは，木質ブロックの弾性限応力度（圧縮縁応力度）；f_{bs} により算定される木質ブロックの弾性限圧縮合力または，長ネジボルトの弾性限軸力から決まる引張軸力のうちの小さい方で決まることがわかる．

（2）終局曲げモーメント

図 8 は終局曲げ（全塑性）モーメント M_u を算定する壁断面の諸元とその直応力分布である．図を参照すると圧縮縁から中立軸までの距離 x_{nu} は次式より求めることができる．

$$f_{bu} \cdot \left(2t \cdot x_{nu} + b \cdot t - 2t^2\right) = N_u \qquad (6)$$

ここに，N_u：長ネジボルトの終局軸力，f_{bu}：完全弾塑性特性を仮定した木質ブロック合板の終局圧縮応力度である．

次に上式で求まった x_{nu} および長ネジボルトの終局軸力と木質ブロックの終局応力度を用いると終局曲げモーメントは次式で求めることができる

$$M_u = C_u j_u = N_u j_u \qquad (7)$$

ここに，$C_u = \sigma_u \cdot \int_{A_c} dA$：木質ブロック合板の終局時圧縮応力の合力，$N_u$：長ネジボルトの終局引張軸力，$j_u$：応力中心間距離，$A_c$：圧縮応力を生じる木質ブロックの断面領域である．

式（7）からわかるように，式（6）より中立軸が決まれば，終局曲げモーメントは木質ブロックの終局圧縮合力と長ネジボルトの終局引張軸力のうちの小さい方で決まることがわかる．

（3）水平耐力

表 1 には，弾性限曲げモーメント及び降伏曲げモーメント算定用の木質ブロックおよび長ネジボルトの材料定数並びに断面諸元を示す．使用した木質ブロックの弾性係数は，4 つの木質ブロック単体の予備実験で得られた結果の平均値であり，同様に長ネジボルトの材料特性も予備実験から得られた値である．なお，木質ブロックの弾性限応力度は，終局応力度を基準強度とみたてた短期許容応力度を採用している．以上により算定した弾性限曲げモーメントおよび降伏曲げモーメントは長ネジボルトの弾性限引張軸力と終局引張軸力で決まっており，各々25.26kNm と 27.96 kNm である．

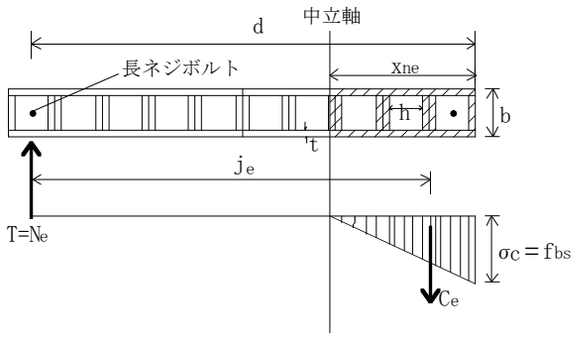


図 7　弾性限曲げモーメント算定断面と直応力分布

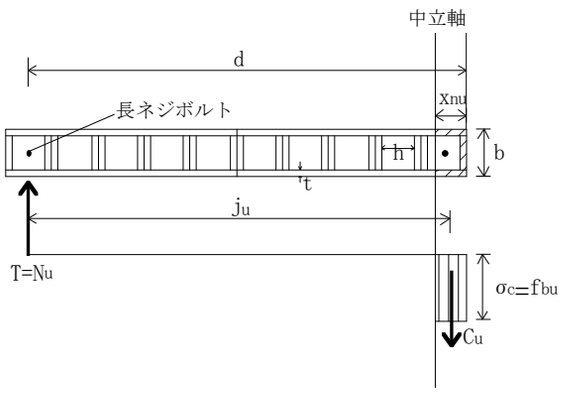


図 8　終局曲げモーメント算定断面と直応力分布

表 1　材料定数と断面諸元

木質ブロック		長ネジボルト	
b(mm)	100	a_s(mm^2)	62.8
t(mm)	14	N_e(kN)	25.0
h(mm)	72	N_u(kN)	32.5
H(mm)	1402	E_s(N/mm^2)	2.1×10^5
d(mm)	950		
E_w(N/mm^2)	3.94×10^3		
f_{bu}(N/mm^2)	14.7		
f_{bs}(N/mm^2)	11.2		

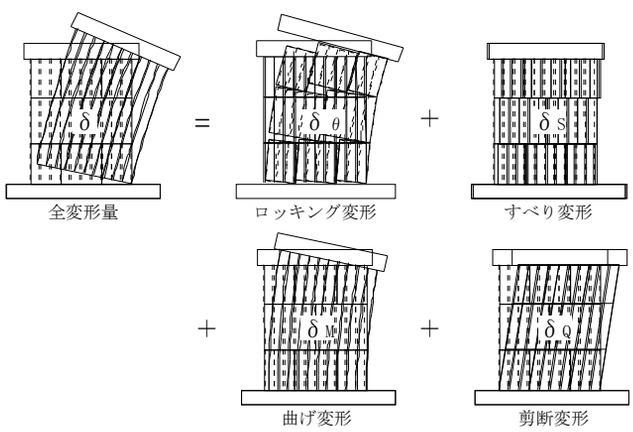


図 9　変形の成分

図 5 には，各々算定した曲げモーメントに対応した弾性限水平耐力 $P_e = 18.02kN$ と終局水平耐力 $P_u = 19.94kN$ を示している．図からわかるように終局水平耐力は，ほぼ実験値と同じとなったが，弾性限水平耐力は，高めの値になった．これは，木質ブロック壁を構成している降伏点が明確でない長ネジボルトの材料非線形性，合板の応力−ひずみ関係の非線形性及び木質ブロックの土台へのめり込み等によるものと考えられる．なお，曲げモーメントは次式により水平力に変換している．

$$P_e = M_e / H \qquad P_u = M_u / H \qquad (8)(9)$$

ここに，P_e：弾性限水平耐力，P_u：終局水平耐力，H：供試体の載荷点位置までの高さである．

４．３　変形モードの分解と水平変形量の算定

（１）全変形量

木質ブロック積層壁の全水平変形は，図 9 に示すように供試体の曲げ変形，剪断変形，木質ブロック間のすべり変形および木質ブロックの剛体回転に伴うロッキング変形からなっていると考えられる．すなわち，全変形量 δ は次式で求めることができる．

$$\delta = \delta_M + \delta_Q + \delta_S + \delta_\theta \qquad (10)$$

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

（２）曲げ変形と剪断変形

まず，曲げ変形と剪断変形について考える。これは供試体を片持ち梁に見立てて Timoshenko 梁理論より次式で求めることができる．

$$\delta_M = \frac{P \cdot H^3}{3 \cdot E_w \cdot I_e} \qquad (11)$$

$$\delta_Q = \kappa \frac{P \cdot H}{G_w \cdot A_e} \qquad (12)$$

ここに，δ_M：木質ブロックの弾性曲げ変形による水平変位，E_w：木質ブロックの弾性係数（ここでは，E_w = 3.94kN/㎜^{2}とした；表 1 参照），I_e：木質ブロックの断面 2 次モーメント（I_e =4.52×10^9 ㎜^{4}：全断面有効；図 10 参照），G_w：木質ブロックの剪断弾性係数（ここでは，G_w = 0.49kN/㎜^{2}），A_e：木質ブロックの剪断変形算定用断面積（A_e = 2.8×10^4㎜^{2}：ウエッブ部分有効；図 11 参照），κ：剪断変形に関わる断面形状係数（ここでは，図１１に示した有効断面を採用したことにより便宜的に κ = 1 とした）である．

図 12 の荷重−変形関係に示した計算値①は，上式によりパネルの弾性曲げ変形と弾性剪断変形による弾性水平変位である．

（３）ロッキング変形

次に，ロッキング変形について考える．図 13 は水平荷重−長ネジボルト位置の鉛直変形（δ_1，δ_2）関係を示したものである．荷重と δ_1，δ_2 の関係を見ると浮き上がり変形と沈み変形が生じていることが分かる．図 14 に示した 3 段積層体の実験結果と同様に，本供試体では δ_1，δ_2 ともに（＋）方向に加力したときと（−）方向に加

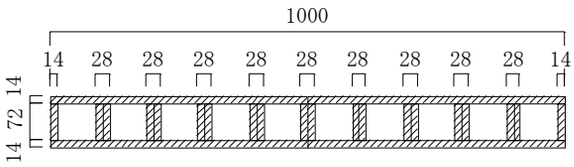


図 10　断面二次モーメント算出用断面

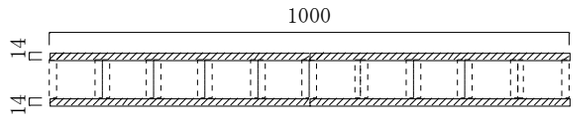


図 11　剪断変形算出用有効断面

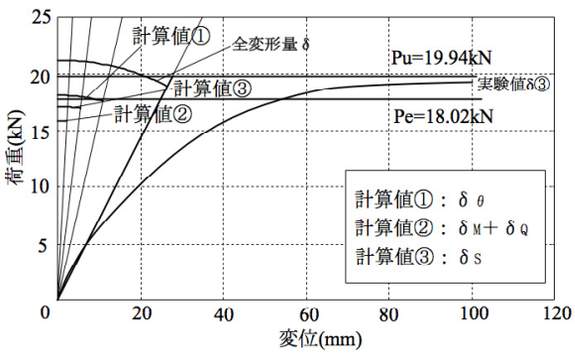


図 12　載荷点位置の荷重−変形関係

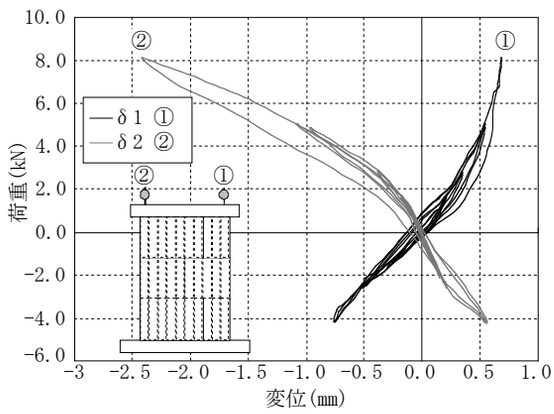


図 13　荷重−鉛直変形関係（破れ積み）

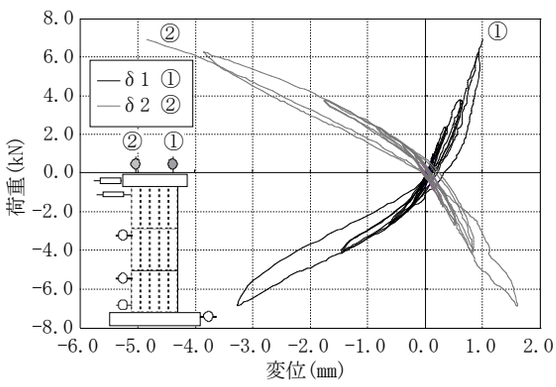


図 14　荷重−鉛直変形関係（3 段積層壁）

力したとき，剛性の差が顕著にみられる．これは，長ネジボルトの引張側ではブロックが浮き上がりを生じ剛性が低くなり，圧縮側ではブロックどうしの接触で剛性が高くなったためであると考えられる．また，引張側の荷重–鉛直変形関係の剛性は，3 段積層体に対して破れ積み 3 層積層体の方が約 2 倍となっている．これは，壁の幅が 2 倍となったことにより，長ネジボルトに生じる引張力が同一水平力では 1/2 に減少することによるものと考えられる．図 15 にはロッキングの変形モードを模式的に 2 パターン示している．実験で観察された変形モードは，3 層積層壁と同様にほぼ（b）各層分散型の変形モードであった．図 12 に示した計算値②は，図 15（b）のようにロッキング変形がブロック各部に分散したときの長ネジボルトの伸びに伴うロッキングによる水平変位であり，次式より算出することができる．

$$\delta_\theta = \frac{H^2 \cdot \ell_1}{2 \cdot d^2 \cdot \ell_2 \cdot K_s} \cdot P \qquad (13)$$

ここに，δ_θ：長ネジボルトの伸びによる水平変位，P：水平力，ℓ_1：長ネジボルトの長さ（ = 1512 ㎜），ℓ_2：予備実験時の長ネジボルトの長さ（ = 435 ㎜），K_S：長ネジボルトの引張試験の結果より算出したバネ（K_S= 5.77kN/㎜）である．

（4）すべり変形

図 16 に各木質ブロック間のすべり量；S_1，S_2，S_3，S_4を示す．これらのすべり量を用いると全すべり変形；δ_Sは次式で求めることができる．

$$\delta_S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \qquad (14)$$

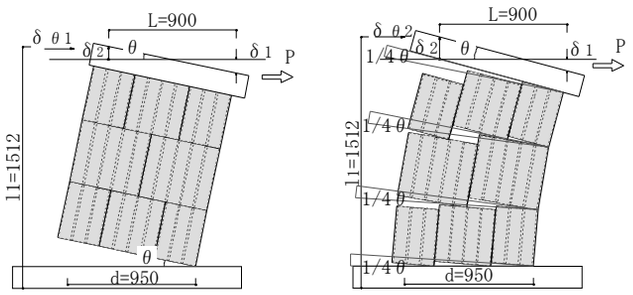
なお，ここでの各すべり量；S_i（i = 1，2，3，4）は，変位計⑪，変位計⑩–⑨，変位計⑤–⑦，変位計③–④の差分から回転成分による補正を加えたものである[5), 6)]．また，層間変形角 1/25 および 1/15 のすべり変形は，線形補完して値を算出している[5), 6)]．表 2 は各層間変形角のピーク時のすべり量を示したものであり，図 12 には，計算値③として全すべり変形を示している．

（5）変位成分の分解

式（10）で表した全変形量は，式（11）～（14）を用いて求めることができる．図 17 は，破れ積み積層壁に対する全変形量を各変位成分に分解した結果を示す．全変形量は，図 18[注1)] に示した 3 層積層壁に対する結果とは異なり，層間変形角が 1/100 を越えると塑性変形成分の割合が増大しているのがわかる．これは，降伏点が明確でない長ネジボルトの引張り降伏による非線形性によるものと考えられるが，層間変形角が 1 /25 を越えたあたりからブロック脚部の圧縮支圧破壊も加わり急激に増大したものと考えられる．

弾性曲げ変形は，層間変形角が 1/800 の時は全変形量の約 4%程度であるが，層間変形角が大きくなるにつれ徐々に全変形量中に占める割合が小さくなる．1/50 の時には全変形量の 2%程度まで減少している．

弾性剪断変形は層間変形角が 1/800 の時は全変形量の 10%，層間変形角が 1/50 の時には全変形量の約 5%程度とパネルの弾性曲げ変形と同様に層間変形角が大きくなるにつれ徐々に全変形量中に占める割合が小さくなっている．



（a）集中型　　（b）各層分散型

図 15　ロッキング変形成分の分解

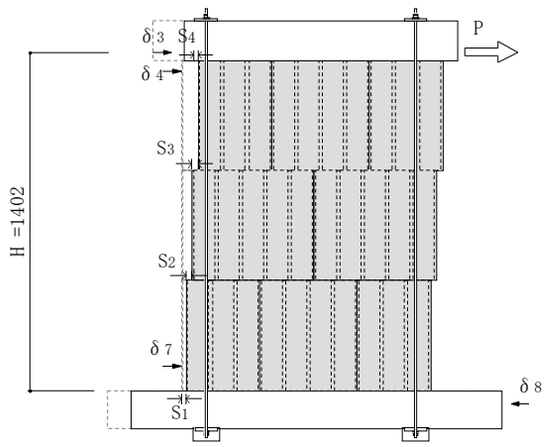


図 16　すべり成分の分解

表 2　供試体のすべり量

層間変形角	S_1(㎜)	S_2(㎜)	S_3(㎜)	S_4(㎜)	δ_S（㎜）	全変形量中のすべり変形 δ_S の割合（%）
1/800	0.05	0.14	0.18	0.16	0.53	30.4
1/400	0.08	0.39	0.27	0.32	1.06	30.1
1/200	0.21	0.63	0.81	0.72	2.37	34.0
1/100	0.42	1.16	1.09	1.16	3.83	27.3
1/50	1.90	2.26	1.21	2.20	7.57	27.0
1/25					10.1	18.0
1/15					11.0	11.8

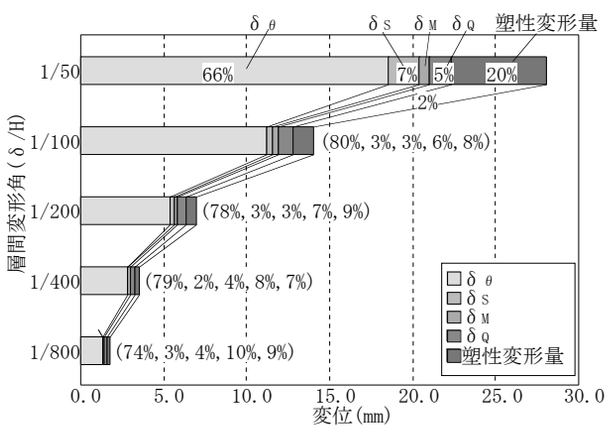


図 17　変位成分の分解（破れ積み）

ロッキング変形は，３層積層壁の実験結果に比べ全変形量に占める割合が小さくなっている．これは，壁のせん断スパン比が小さく（壁の幅が 2 倍）なり，長ネジボルトの伸びに伴うロッキング変形の割合が小さくなったものと考えられる．

すべり変形は，層間変形角 1/800 から 1/200 までは変形量が増えるにつれ全変形量中に占める割合が増大するという傾向が見られ，層間変形角 1/100 から 1/15 にかけて変形量が増えるが割合が３層積層壁の実験結果より大きい値となっている．

以上より，木質ブロック 3 層積層壁及び破れ積み積層壁の水平変形は，ロッキング変形が全変形を支配していることがわかる．

５．相当壁倍率

本研究で実施した実験は，文献７）に示された木造耐力壁の壁倍率の試験方法とは，試験体の数量や載荷履歴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．そこで，実験から得られた各試験体の復元力特性の初期履歴ループの包絡線を水平荷重と水平変位関係として採用した壁倍率を算定し，これを相当壁倍率と定義する．図１９は破れ積み積層壁の相当壁倍率算定に用いた水平荷重と水平変位関係であり，これを用いて算定した相当壁倍率は 3.6 となった．また，同様に求めた３層積層壁の相当壁倍率[5)] は 2.0 であり，破れ積み積層壁より小さくなった．これは，３層積層壁供試体の壁幅が短いことにより剛性が低かったためと考えられる．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型式の一部であることを勘案し、壁倍率の算定法は無載荷式に準ずるものとした．

６．まとめ

今回行なった木質ブロック積層壁供試体の水平載荷実験により明らかとなったことを以下に示す

1) 木質ブロック 3 層積層壁及び破れ積み積層壁の水平変形は，ロッキング変形が支配した．また，ロッキング変形のモードは各層分散型と考えられる．
2) 層間変形角が大きくなるにつれて塑性変形が増大した．これは主として降伏点が明確でない長ネジボルトの降伏に伴う非線形性によるものと考えられる．
3) 長ネジボルトの降伏により終局耐力（曲げモーメント）が決まる場合は，本研究で示した算定式によって，弾性剛性と終局水平耐力が近似できる．
4) 木質ブロック破れ積み積層体の相当壁倍率は，3.6 と算出された．
5) 長ネジボルトの降伏により終局水平耐力が決まる場合，靭性のある復元力特性が得られる．
6) 木質ブロック積層壁は，既存木造住宅の耐震補強用の構造壁として使用できる面内剪断性能を充分に有している．同様に組積造の構造壁としての面内剪断性能も有している．

今後の課題としては，耐震補強用に木質ブロック積層壁を木造軸組架構に組み入れた場合の構造性能と共に，木質ブロックの土台へのめり込み挙動の定量的な評価法の確立が必要である．さらに，組積造耐震壁として活用するためには，軸力と連成した面内および面外荷重に対する構造性能の確認が必要であると考えられる．

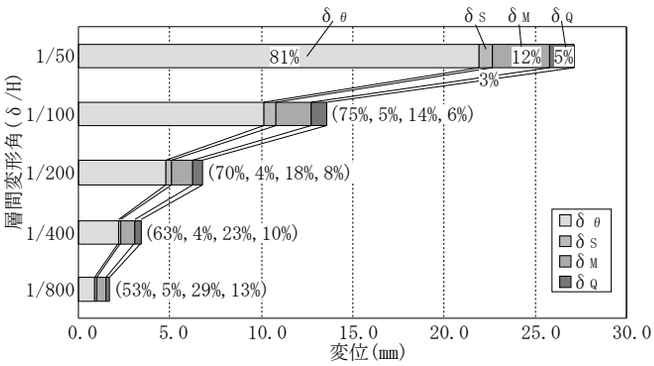


図 18　変位成分の分解（3 層積層壁）

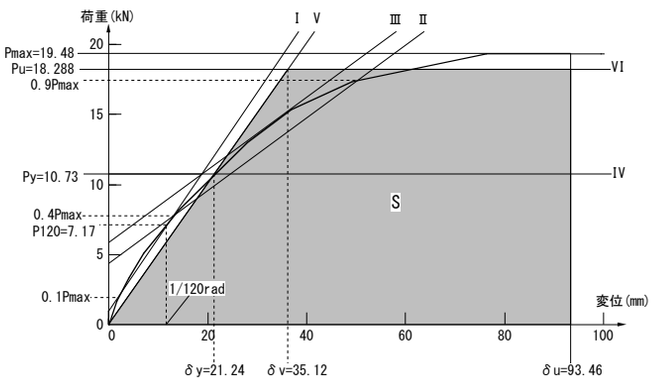


図 19　相当壁倍率算定に用いた荷重−変形関係

謝辞

本研究を行なうにあたり木質ブロックを提供していただきました㈱つみっ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工法による家造り，木材工業，Vol.62，No.2，pp.76～79，2007
2) 稲田祐二他：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) 真田靖士他：面外への転倒防止機構を有する靭性ブロックによる増設壁の既存 RC 架構への導入効果，日本建築学会構造系論文報告集，Vol.73，No.6，pp.633～640，2008.4
4) 藤原研哉他：木質ブロックを用いた組積造のフィージビリティスタディ（その 1：木質ブロック単体の構造性能実験），日本建築学会中国支部研究報告集，第 29 巻，pp.81～84，2006.3
5) 南口洋樹他：木質ブロックを用いた組積造のフィージビリティスタディ（その 2：木質ブロック積層体の構造性能実験），日本建築学会中国支部研究報告集，第 30 巻，pp.217～220，2007.3
6) 南口洋樹他：木質ブロックを用いた組積造のフィージビリティスタディ（その 3：木質ブロック破れ積み積層体の構造性能実験），日本建築学会中国支部研究報告集，第 31 巻，219，2008.3
7) 国土交通省住宅局建築指導課・木造住宅振興室監修，枠組壁構法建築物設計の手引き・構造計算指針編集委員会：枠組壁構法建築物構造計算指針，社団法人日本ツーバイフォー建築協会発行，2002

注

注 1）３層積層壁の実験では，オイルジャッキのストロークの制限より塑性変形（長ネジボルトが降伏）するまで載荷ができず，従って図 18 に示した変位成分の分解図においては塑性変形の区分を設けていない．

［2008 年 10 月 19 日原稿受理　2008 年 12 月 25 日採用決定］