耐荷機構に基づく有開口土壁の剛性と耐力の推定

ESTIMATION OF STIFFNESS AND BEARING CAPACITY FOR MAD WALLS WITH OPENINGS
BASED ON THEIR RESISTANCE MECHANISM

澤田 圭*, 岡本滋史**, 村上雅英***, 川鍋亜衣子****, 鈴木 有*****

Kei SAWATA, Sigeumi OKAMOTO, Masahide MURAKAMI,

Aiko KAWANABE and Tamotsu SUZUKI

The purpose of this paper is to evaluate the shear performance of mud walls with various openings based on their load carrying mechanism. The load-deformation behavior of various 1P and 2P mud walls, calculated by the data on the three kinds of component test, showed good agreement with the experimental result up to its maximum load. Then, the simplified equations were contrived to estimate their stiffness and ultimate strength. The calculated values by these equations agreed well with experimental results, and thus the proposed equations were shown to be useful for estimating the principal shear performance of such mud walls.

Keywords: Japanese traditional structural system, Component test, Failure mode, Hanging wall, Spandrel wall, Envelope of hysteresis

伝統構法 部分壁体試験 破壊形式 垂壁 腰壁 履歴包絡線

1. はじめに

平成15年12月に建設省告示第1100号が改正され、告示の仕様を満たした場合、土壁の壁倍率はそれまでの0.5に対して、1.5または1.0が与えられることになった。しかし、土壁は地域的継承による面が強い工法であり、土壁のせん断性能は施工方法や使用材料によって大きく影響される。

そこで近年では、土壁のせん断性能の推定法に関する研究が見られるようになってきた。中尾らは、壁土の強度試験結果を用いた土壁のせん断耐力の推定¹⁾や、静的荷重増分解析による中塗層の負担せん断耐力-真の変形角関係の推定²⁾を行っている。田淵ら³⁾は、水平力が作用する土壁に対してモデル化を行い、部材や土に関する材料常数から、土壁の剛性及び耐力を推定している。山田⁴⁾は、コンクリートのひび割れモデルを参考とした数値解析を土壁に対して行い、水平せん断力と変形角の履歴曲線を求めている。しかし、水平力を受ける土壁の耐荷機構については、未だ十分に解明されていない。

そこで本研究(本論文を含む一連の研究)では、土壁の構造性能評価法を開発するため基礎理論の構築を行い、土壁の構造性能を推算する方式について提案と検証を行ってきた。これまで、土壁の載荷実験を行い、耐荷機構を構成する主な耐力要素とその負担力

を抽出した^{5,6)}。また、破壊形式に応じた土壁の力学モデルを構築して⁷⁾、土壁の破壊モードはせん断破壊が先行する場合としない場合の2種類に大別できることを示した。そして、せん断破壊が先行しない場合の土壁の耐荷機構は、主として(1)軸組隅角部における壁土の圧縮抵抗、(2)壁土中の貫のこじり作用によって生じる壁土の圧縮抵抗、(3)軸組に差し込んだ間渡しのダボ的せん断抵抗という3つの耐力要素で構成されることを解明した。これら3種類の耐力要素を考慮した部分壁体試験(せん断破壊が先行しない場合を対象)と壁土のせん断試験(せん断破壊が先行する場合を対象)の結果を統合して、全面土壁の初期剛性と最大耐力が推算できることを確認し^{6,8)}、部分壁体試験の結果から全面土壁及び小壁付き架構の水平せん断力-真の変形角関係を推算できることも明らかにした⁹⁾。

これまでは1P(910mm)及び2P(1820mm)土壁の面内せん断性能を推算する方法について検証を進めてきたが、構造物の水平せん断性能を評価するためには、有開口構面のせん断性能を適切に把握する必要がある。土壁に対しては、有開口構面の実験報告が少ないこともあり^{8,10)}、木造軸組工法耐力壁¹¹⁾や枠組壁工法耐力壁¹²⁾に見られる有開口構面の評価法は未だ確立されていない。

本論文では、土壁の耐荷機構の力学モデルに基づき、①部分壁体試験から1P及び2P耐力壁の水平せん断力-真の変形角関係を

* 北海道大学大学院農学研究院 助教・博士(農学)

** アルタークス(株) 修士(工学)

*** 近畿大学理工学部建築学科 教授・工博

**** 秋田県立大学木材高度加工研究所 准教授・博士(工学)

***** 金沢工業大学・秋田県立大学 名誉教授・工博

Assist. Prof., Research Faculty of Agriculture, Hokkaido Univ., Dr. Agr.

Alltags, Ltd., M. Eng.

Prof., Dept. of Archi., Graduate Sch. of Science & Engineering, Kinki Univ., Dr. Eng.

Assoc. Prof., Institute of Wood Technology, Akita Pref. Univ., Dr. Eng.

Prof. Emeritus, Kanazawa Institute of Technology and Akita Pref. Univ., Dr. Eng.

図1 試験体立面図

推算した方法が、垂壁、腰壁架構や複数の構成壁を有する有開口構面架構に対しても適用可能かの実験的検証を行い、②2P耐力壁の初期剛性と終局耐力から、任意の垂壁、腰壁高さを有する有開口構面の初期剛性と終局耐力を簡便に推算する方法を提案する。

2. 実験の概要

2.1 試験体

試験体の概観を図1に、試験体の仕様を表1に示す。試験体は壁長、開口面積、壁の構成が異なる計9仕様とし、試験は各仕様2～3体行った。試験に用いた土壁は秋田県北部地方の民家を想定したもので、土台・柱・梁は118mm角、貫は29×118mmのスギ製材である。3段の通し貫で縦貫はなく、貫接合部は落とし鎌で、一方は楔留め、もう一方は割楔留めとし、楔にはスギ材を用いた。柱は土台と横架材に長ホゾ差しで、イタヤカエデ材(φ18)の込み栓打ちとした。窓まぐさと窓台は45×118mmのスギ材で、仕口1ヶ所当り長さ90mmのステンレスビス2本で柱に打ち付けた。壁下地にはスギ材(木小舞)を用い、軸組材に間渡し(24×12mm)を9mm程差し込み、木小舞(21×9mm)を60mm間隔に麻縄で巻き付けた。縦間渡しはスクリーステンレス釘N40で貫に打ち付けた。

壁土には、荒壁土・中塗土とも、山砂を主成分とした秋田県鹿角産の土を使用した。荒壁土・中塗土の配合割合を表2に示す。本試験に用いた壁土は、荒壁土・中塗土とも、建設省告示第1100号の仕様規定と比べて、かなり多くの藁スサや砂が混合されている。本試験壁土の圧縮強度は「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」¹³⁾に示されている圧縮強度を満たしていた。壁土の圧縮強度を表3に示す。ここで、壁土の圧縮試験体寸法は幅200mm、高さ200mm、厚さ60mmである。

土壁の塗厚は荒壁54mmに18mm厚の中塗を両面に施した計90mmで、貫伏せには稲藁を用いた。2003年5月に荒壁土を、6月に中塗土を塗り、公立大学法人秋田県立大学木材高度加工研究所内の屋内試験棟で土壁を自然乾燥させた後、2003年9～11月に各試験体の面内せん断試験を行った。壁土の塗り始めから実験開始までの期間は4～6ヶ月である。

2.2 载荷方法及び計測方法

表1 試験体の仕様

試験体名	試験体数	試験体幅	壁の構成
1PN	2	910mm(1P)	1P耐力壁
2PN	2	1820mm(2P)	2P耐力壁
2PW	3	1820mm(2P)	垂壁+腰壁
2PD	3	1820mm(2P)	垂壁
4PN	2	3640mm(4P)	2P耐力壁×2
4PCW	2	3640mm(4P)	(1P耐力壁×2)+垂壁+腰壁
4PCD	2	3640mm(4P)	(1P耐力壁×2)+垂壁
4PSW	2	3640mm(4P)	2P耐力壁+垂壁+腰壁
4PSD	2	3640mm(4P)	2P耐力壁+垂壁

表2 壁土の配合の比較

壁土の配合		告示第1100号		本試験壁土
荒壁土	藁スサ/砂質粘土	0.4～0.6kg/100L		2.7kg/100L
	砂/砂質粘土	60～150L/100L		280L/100L
中塗土	揉みスサ/砂質粘土	0.4～0.8kg/100L		1.6kg/100L
	土壁の両面塗厚	70mm以上 (壁倍率1.5)	55mm以上 (壁倍率1.0)	90mm

表3 壁土の圧縮強度の比較

壁土の種類	壁土の圧縮強度(N/mm ²)	
	技術解説書 ¹³⁾	本試験壁土
荒壁土	0.30以上	0.73
中塗土	0.55以上	0.70
荒壁土・中塗土一体*	0.40以上	0.62

* 荒壁土30mm厚と中塗土30mm厚の2層からなる

実験はタイロッド方式を採用し、繰返し履歴が真のせん断変形角1/600、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50rad.となるように、変位制御で正負3回繰返し加力後、真のせん断変形角1/10rad.まで一方向単調加力により行った¹⁴⁾。土台はボルト2本で試験機に緊結し、2間幅試験体については、さらに内側の柱近傍の土台を万力により試験機と固定した。

3. 土壁の面内せん断試験結果

3.1 損壊挙動

表4に試験体1PN、2PN、2PW、2PDの壁土の損壊挙動を、写真1に損壊性状を示す。土壁の変形が大きくなるにつれて、試験体1PNと2PNでは初め隅角部で壁土が圧壊し(写真1(a))、次に

表 4 1P 及び 2P 幅試験体の壁土損壊挙動

試験体名	真のせん断変形角(rad.)					
	1/200	1/100	1/75	1/50	1/25	1/20
1PN	・隅角部で圧壊		・横貫に沿って亀裂発生・せん断亀裂発生		・縦間渡しに沿って亀裂発生	
2PN	・隅角部で圧壊		・せん断亀裂発生・横貫に沿って亀裂発生			
2PW			・隅角部で圧壊・縦間渡しに沿って亀裂発生		・せん断亀裂発生・横貫に沿って亀裂発生	
2PD					・縦間渡しに沿って亀裂発生・せん断亀裂発生	

(a) 隅角部の圧壊

(b) 横貫に沿った亀裂

(c) せん断亀裂

(d) 縦間渡しに沿った亀裂

写真1 土壁の損壊状況

横貫に沿った亀裂(写真1(b))とせん断亀裂(写真1(c))が発生した後、縦間渡しに沿った亀裂(写真1(d))が発生した。一方、試験体 2PW と 2PD では、縦間渡しに沿った亀裂が発生した後にせん断亀裂が発生し、そして横貫に沿った亀裂が生じた。

一般に土壁に作用するせん断応力の大部分は、XとY方向、それぞれの軸組との接触面から圧縮力として作用する。その場合、辺長が短い側の壁土に作用する圧縮応力度は応力中心間距離が短く、更に接触面積も狭くなることから、辺長が長い側よりも大きくなり、辺長の短い側の壁土の変形が卓越する。従って、図2(c)と(d)にそれぞれ示すように、試験体 1PN と 2PN では、土台と横架材側の土壁の変形が、試験体 2PW と 2PD では柱側の土壁の変形が卓越して、土壁全体がせん断変形したと考えられる。

試験体 4PCW、4PCD、4PSW、4PSD では、初め 1P 又は 2P 耐力壁がせん断破壊し、その後土壁のせん断変形が進んで、垂壁・腰壁にせん断破壊が生じた。既報⁵⁻⁹⁾では、土壁の破壊モードをせん断破壊が先行する場合としない場合に分けているが、本実験に用いた土壁はすべてせん断破壊が先行する破壊モードを示した。

3.2 水平せん断力－真のせん断変形角の関係

図3に土壁の水平せん断力と真のせん断変形角の履歴曲線から得られた包絡線を示す。試験体 1PN は 1/50rad. 変形時にせん断亀裂が発生しており(表4)、水平せん断力は 1/50rad. 以降ほぼ一定である。1P 耐力壁を含む試験体 4PCW、4PCD においても、1/10rad. 変形時まで水平せん断力に低下が見られない。

試験体 2PN では、1/100rad. 変形時にせん断亀裂が発生し(表

図2 土壁の変形モデル

(a) 1P 及び 2P 幅試験体

(b) 4P 幅試験体

図3 土壁の水平せん断力－真のせん断変形角の履歴曲線から得られた包絡線

4)、それ以降水平せん断力が低下している。2P 耐力壁を含む試験体 4PN、4PSW、4PSD も同様に、1/100rad. 付近で水平せん断力は最大値を示している。

土壁に水平せん断力が作用すると壁土にせん断応力度が生じ、その最大応力度が壁土の限界強度を超えると、壁土にせん断亀裂が発生する⁷⁾。せん断亀裂が拡大進行して、せん断応力度の伝達能力が減退し、壁土の崩落を引き起こす。同じ水平せん断力に対して、壁土に生じるせん断応力度は 1P 耐力壁より 2P 耐力壁の方が大きくなるため、壁土の損壊も 2P 耐力壁の方が生じやすい。この壁土損壊の発生時期の差が、1P 耐力壁を含む試験体と 2P 耐力壁を含む試験体間で、水平せん断力－変形角関係の形状に差を生じさせたと推測される。

4. 部分壁体試験によって推算した水平せん断力－変形角関係

4.1 土壁の水平せん断力－変形角関係の推算方法⁵⁻⁹⁾

既往の研究では、土壁の破壊性状と耐荷機構を基に構築した力学モデルから、土壁の破壊パターンを明らかにした。また、耐荷機構を構成する抵抗要素から、耐力壁の水平せん断力－変形角関係を推算する方法を提案した。

土壁に面内せん断変形が生じるとき、その変形成分は図2に示す X 方向と Y 方向の回転変形、せん断変形に分解される。この 3 成分の発現度合いの大きさによって、土壁の破壊モードはせん断破壊が先行しない場合と先行する場合に分けられる。せん断破壊が先行

図4 土壁の部分壁体試験体

(a) 隅角部圧縮部分壁体試験

(b) 貫のこじり部分壁体試験

(c) 壁土のせん断部分壁体試験

図5 部分壁体試験から得られた抵抗モーメント-変形角関係

しない破壊モードでは、X及びY方向の回転抵抗の複合抵抗で土壁の最大耐力が決定される。一方、せん断破壊が先行する破壊モードでは、壁土自体がせん断変形を生じて壁土に亀裂が発生し、最大耐力に達する。X及びY方向の回転抵抗は、隅角部の壁土圧縮抵抗、貫が壁土に与える圧縮抵抗（貫のこじり抵抗）、軸組に間渡しを差し込んだ結果生じるせん断抵抗（間渡しのダボ抵抗）が主たる抵抗要素である。これらの抵抗要素を考慮して、土壁の水平せん断力-変形角関係の推定を行ってきた。

ここで、各抵抗要素は単純に抽出できないため、1P耐力壁の耐荷機構を図4に示す中貫部分と隅角部分が受ける2つの要素に分割して捉えている。中貫部分が受ける抵抗要素は、中貫のこじり抵抗+中貫近傍における間渡しのダボ抵抗からなり、隅角部分が受ける抵抗要素は、地貫または頭貫のこじり抵抗+隅角部の圧縮抵抗+隅角部近傍における間渡しのダボ抵抗からなる。ここでは、各部分の壁体要素をそれぞれ「隅角部圧縮部分壁体試験体」、「貫のこじり部分壁体試験体」と記す。

この2種類の部分壁体試験体は、土壁試験体と同じ仕様の壁土を用いて製作し、耐力壁の壁長の中点が回転中心となるように、一方の軸材と貫をピン接合にした。ここで、部分壁体試験体の幅をaとすると、加力点は弾性時における壁土の圧縮応力分布形（三角形応力分布）の図心を通るように、回転中心から2/3aの位置とした⁷⁾。各部分壁体試験から得られた回転中心回りの抵抗モーメント-変形角関係を図5(a)、(b)に示す。

土壁の真の変形角(R)は、変形の適合条件から、X方向の回転変形角(θ_x)、Y方向の回転変形角(θ_y)、せん断変形角(γ)の総和と等しくなるが、1P耐力壁がせん断破壊しない場合、真の変形角は主としてY方向の回転変形が優勢になる。そこで、近似的に $R = \theta_x + \theta_y + \gamma \approx \theta_y = \theta$ と置く。隅角部圧縮部分壁体試験及び貫のこじり部分壁体試験結果を基に、抵抗要素の個数を考慮して、(1)式のように累加することで、1P耐力壁の回転抵抗モーメント-回転角関係を推算することができる⁹⁾。

$$M_\theta = N_c \cdot M_c(\theta) + N_n \cdot M_n(\theta) \quad (1)$$

ここで、 M_θ は壁土と軸組間の回転変形角(θ)に対する土壁の回転抵抗モーメント、 N_c は隅角部圧縮要素の数(=2)、 $M_c(\theta)$ は回転変形角に対する隅角部圧縮抵抗モーメント、 N_n は貫のこじり要素の数(=2×(貫の段数-2))、 $M_n(\theta)$ は回転変形角に対する中貫のこじり抵抗モーメントをそれぞれ表す。

土壁内の辺長に沿って、圧縮応力と圧縮変位が線形の関係を取り、基準となる辺長(λ)と任意の辺長($\beta\lambda$)の最外端で圧縮変位が等しいとすると、辺長 $\beta\lambda$ の抵抗モーメントは辺長 λ の抵抗モーメント

図6 土壁断面内におけるせん断応力度の分布

図7 土壁の抵抗モーメント-真の変形角関係の推算方法

の β^2 倍、回転変形角は $1/\beta$ 倍となる^{7,9)}。この関係を使えば、部分壁体試験体の幅(a)に対する土壁の長さまたは高さの比を用いて、土壁の回転抵抗モーメント(M_θ)と回転変形角(θ)を土壁のXまたはY方向の回転抵抗モーメント(M_{θ_x} 、 M_{θ_y})と回転変形角(θ_x 、 θ_y)に変換することができる((2)、(3)式)。

$$M_{\theta_x} = \left(\frac{h}{2a}\right)^2 \cdot M_\theta \quad \theta_x = \left(\frac{2a}{h}\right) \cdot \theta \quad (2)$$

$$M_{\theta_y} = \left(\frac{l}{2a}\right)^2 \cdot M_\theta \quad \theta_y = \left(\frac{2a}{l}\right) \cdot \theta \quad (3)$$

ここで、 M_{θ_x} と θ_x はX方向の抵抗モーメントと回転変形角(図2(a))、 M_{θ_y} と θ_y はY方向の抵抗モーメントと回転変形角(図2(b))、hは土壁の内法高さ、lは土壁の内法幅、aは部分壁体試験体の幅(396mm)、 θ は壁土と軸組間の回転変形角をそれぞれ表す。

一方、せん断破壊が先行する場合の破壊モードは壁土のせん断強度に依存する。そこで、図5(c)に示すような純せん断応力を受ける試験体（純せん断部分壁体試験体）を製作し、試験により得られた純せん断抵抗モーメントから、圧縮挙動の場合と同様の仮定に基づき、(4)式を用いて土壁のせん断抵抗モーメントを算出した。なお(4)式では、図6に示すFの応力分布が土壁内のせん断応力分布に影響し、平均せん断応力に対する最大せん断応力の比率が1.45倍となることを考慮している。試験から得られた純せん断抵抗モーメント-せん断変形角関係を図5(c)に示す。

$$M_\gamma = \left(\frac{h \cdot l}{b^2}\right) \cdot \frac{M_Q}{1.45} \quad (4)$$

ここで、 M_γ はせん断変形角 γ に対する土壁のせん断抵抗モーメント、hは土壁の内法高さ、lは土壁の内法幅、bは部分壁体試験体の幅(415mm)、 M_Q は純せん断部分壁体試験から得られた抵抗モーメントをそれぞれ表す。

軸組材の曲げ変形、せん断変形、軸方向の変形を無視できると

仮定すると、土壁に作用する外力モーメントから軸組の仕口抵抗モーメントを除いた値と各変形成分に対応するそれぞれの抵抗モーメントの値は釣り合い((5)式)^{7,9)}、変形の適合条件から土壁の真の変形角はX、Y方向の変形角とせん断変形角の総和と等しくなる((6)式)。(5)、(6)式を図示すると図7のように表せる。

$$|PH - \sum m_j| = |M_{\alpha}| = |M_{\theta_x}| = |M_{\theta_y}| \quad (5)$$

$$R = \theta_x + \theta_y + \gamma \quad (6)$$

ここで、Pは土壁に作用する水平力、Hは土壁の高さ、 m_j は軸組仕口の抵抗モーメント、Rは土壁の真の変形角、 γ は壁土のせん断変形角をそれぞれ表す。

隅角部圧縮部分壁体、貫のこじり部分壁体、純せん断部分壁体試験の結果を(1)～(6)式に代入し、壁土部分の内法寸法を考慮して、1P耐力壁、2P耐力壁、垂壁、腰壁の抵抗モーメント-真の変形角関係を求めた。なお土壁の最大抵抗モーメントは、XあるいはY方向の回転抵抗モーメント(M_{θ_x} あるいは M_{θ_y})の最大値とせん断抵抗モーメント(M_{γ})の最大値のうち、最小値で決まるとした。

ここで推算される値は、軸組を剛とした場合の抵抗モーメント-真の変形角関係であるが、開口部の左右に耐力壁がない試験体2PWと2PDにおいては、土壁の真の変形角に対して柱の曲げ変形の割合が大きくなる⁸⁾。そこで、垂壁、腰壁に取り付く柱の可撓部分に

作用するせん断力から柱の曲げ変形を求め、壁土部分のせん断変形角と加算して土壁の真の変形角を算出した^{9,11)}。

4P試験体においてはすべて軸組を剛として、所定変形角時の耐力壁、垂壁、腰壁の抵抗モーメントを壁の構成に従って累加することで、有開口土壁全構面の抵抗モーメントを求め、それを加力点高さで除して水平せん断力を求めた。

4.2 推算値と実験値の比較

本推算方法では、土壁の最大抵抗モーメントを、 M_{θ_x} 、 M_{θ_y} 、 M_{γ} の各最大値のうち、最小値で決定している。このことは、その最小値となる抵抗モーメントに対応した回転変形による圧縮破壊またはせん断破壊が土壁に生じて、土壁の抵抗モーメントの増加が止まったことを意味している。従って、推算値については最大耐力までの水平せん断力-真の変形角データが得られることになる。

土壁の構面構成に関わらず、推算した最大抵抗モーメントは3つの抵抗モーメント(M_{θ_x} 、 M_{θ_y} 、 M_{γ})のうち、せん断破壊による抵抗モーメント(M_{γ})で決定された。実験結果においても、壁土にせん断破壊が生じて水平せん断力の増加が見られなくなり、推算結果と実験結果はよく対応している。

図8に推算及び実験から得られた土壁の水平せん断力-真の変形角関係を示す。なお、推算値は軸組の仕口抵抗だけ過小評価と

表5 初期剛性と1/50rad. 時耐力($P_{1/50}$)

試験体名	初期剛性(kN/rad.)				$P_{1/50}$ (kN)			
	推算値	実験値			推算値	実験値		
		正	負	負/正(%)		正	負	負/正(%)
1PN	359	504	442	87.7	3.84	5.04	4.76	94.4
2PN	949	995	934	93.8	8.62	8.79	8.32	94.7
2PW	215	317	303	95.6	3.70	3.98	3.81	95.8
2PD	102	136	119	87.1	1.86	2.11	1.97	93.4
4PN	1899	1922	1854	96.5	17.24	17.93	16.98	94.7
4PCW	1101	966	889	92.1	11.46	12.39	11.85	95.6
4PCD	924	702	667	95.0	9.54	9.63	9.27	96.3
4PSW	1094	1246	1078	86.5	10.18	12.25	10.47	85.5
4PSD	1016	931	820	88.0	9.33	9.14	8.27	90.5

なっている。試験体1PNは推算値が実験値よりやや低い値となったが、この理由は不明で、今後の課題としたい。試験体2PW、2PDにおいては、1/50rad. 変形付近まで推算値と実験値は良く一致している。推算上は1/50rad. 変形付近で壁土がせん断破壊を起こし、土壁の水平せん断力の増加が止まると推定としているが、実験値では1/50rad. 変形以降も水平せん断力は増加している。これは、土壁の大変形に伴って柱の曲げ変形が大きくなり、壁土の損壊による耐力低下より軸組の抵抗が大きく現れたためと推測される。その他の試験体では、最大耐力まで推算値は実験値を良く表している。

以上の結果から、2種類の部分壁体試験の結果を用いた推算法は、垂壁・腰壁架構の水平せん断力-真の変形角関係を1/50rad. 変形時まで表すことができ、また構成壁の抵抗モーメント-真の変形角関係を累加することで、有開口土壁構面の水平せん断力-真の変形角関係を最大耐力まで推測し得ることが示された。

次に、土壁の水平せん断力-真の変形角関係から初期剛性及び終局耐力を求めた。通常、初期剛性は原点と降伏変位・耐力の点を直線で結んで求める¹²⁾。しかし、降伏耐力の算出には最大耐力の影響が強く働き、試験体2PW、2PDの推算値においては1/50rad. 以降の水平せん断力-真の変形角データがないため、推算値と実験値間で降伏耐力の評価が変わってくる。そこで、ここでは最大耐力に左右されない基準せん断耐力である1/150rad. 変形時の耐力を用いて、0～1/150rad. 変形角間の水平せん断力-真の変形角データを最小2乗法によって直線回帰し、得られた回帰直線の傾きを初期剛性とした。

推算結果から、土壁の最大耐力は壁土がせん断破壊したときの水平せん断力で決定されることが示された。しかし、図3より、1/50rad. 変形時までと1/10rad. 変形時までの最大耐力の間に大きな差は見られない。これは、真の変形角の増加に伴い、せん断破壊による土壁部分の耐力低下分と軸組抵抗による耐力増加分が相殺した影響と考えられ、大変形時には土壁部分の耐力はかなり低下していると推測される。そこで、ここでは1/50rad. 変形時までの最大耐力を終局耐力($P_{1/50}$)として評価した。また、正負繰り返し加力を1/50rad. 変形まで行っているため、正加力時と負加力時の終局状態の耐力を共に得ることができることも $P_{1/50}$ を終局耐力とした理由の1つである。

表5に実験から得られた初期剛性と終局耐力 $P_{1/50}$ を示す。在来軸組工法では、有開口構面に作用する力の方向によって、垂壁または腰壁が剛性及び耐力を負担するか否かに分類している¹¹⁾。そこで、垂壁または腰壁が有開口土壁構面の剛性及び $P_{1/50}$ に与える影響を実験結果から調べた。初期剛性に関しては実験データがばらつ

きやすいこともあり、加力方向の違いによる垂壁や腰壁の効果は本実験では結論付けられなかった。 $P_{1/50}$ については、正加力時に対する $P_{1/50}$ と負加力時の $P_{1/50}$ の比率は、対称性のある試験体では93～96%の範囲に分布しているが、垂壁や腰壁が独立柱と耐力壁に取り付く非対称な形状では、試験体4PSWで86%、4PSDで91%とやや低くなっている。これは、在来軸組工法における垂壁や腰壁を扱う考え方と同様に、独立柱の存在によって、垂壁や腰壁の抵抗機構が加力方向により異なることを意味していると考えられる。

5. 初期剛性及び終局耐力の簡易推算法の提案

5.1 初期剛性

耐荷機構に基づく前章の推算方法によって、有開口土壁構面の水平せん断力-真の変形角関係は最大耐力付近まで推定できることが示された。そこで、この推算法によって得られた水平せん断力-真の変形角データを用いて、有開口土壁構面の初期剛性及び終局耐力を簡便に推算する方法を試みた。

初期剛性に関する簡易推算法では、2P耐力壁の初期回転剛性を基準値(1.0)と定めて、1P耐力壁、垂壁、腰壁の初期回転剛性を係数(基準値に対する比)で表す。有開口土壁構面の初期剛性は、構面の構成に応じて前記の係数を累加し、2P耐力壁の初期剛性値を乗じて算出する。初期剛性の推算に用いる係数は以下の方法により求めた。

土壁の抵抗モーメント-真の変形角関係の推算方法(図7)から、初期変形時における変形量の増分($\Delta(\theta_x + \theta_y + \gamma)$)に対する抵抗モーメントの増分(ΔM)を用いて、土壁の初期回転剛性(K_M)と各変形成分の増分との間には(5)式、(6)式より、次の関係式が導かれる。

$$\frac{1}{K_M} = \frac{\Delta(\theta_x + \theta_y + \gamma)}{\Delta M} = \frac{\Delta\theta_x}{\Delta M_{\theta_x}} + \frac{\Delta\theta_y}{\Delta M_{\theta_y}} + \frac{\Delta\gamma}{\Delta M_{\gamma}} \quad (7)$$

(2)～(4)式を(7)式に代入し、 $K_{\theta} = \Delta M_{\theta} / \Delta\theta$ 、 $K_{\gamma} = \Delta M_{\gamma} / \Delta\gamma$ と置くと、(8)式が得られる。

$$K_M = \frac{h^3 \cdot I^3 \cdot K_{\theta} \cdot K_{\gamma}}{8a^3(h^3 + I^3)K_{\gamma} + 1.45b^2 \cdot h^2 \cdot I^2 \cdot K_{\theta}} \quad (8)$$

ここで、 K_{θ} は回転変形モードに対する初期回転剛性を表す。X方向とY方向で回転に対する抵抗機構の構成は異なるが、ここでは2P耐力壁を基準と定めているので、Y方向の抵抗機構より K_{θ} を求めた。部分壁体試験による回転抵抗モーメント-回転変形角の関係(図5(a)、(b))から、隅角部圧縮に対する回転剛性は219kN・m/rad.、貫のこじりに対する回転剛性は104kN・m/rad. が得られた。各回転剛性値にそれぞれ N_c 、 N_n を乗じて足し合わせると、(1)式から K_{θ} は645kN・m/rad.となる。 K_{γ} はせん断変形モードに対する初期回転剛性を表す。純せん断抵抗モーメント-せん断変形角関係(図5(c))の初期変形挙動から、 K_{γ} は250kN・m/rad. が得られた。

2P耐力壁に対する垂壁・腰壁の初期回転剛性比(係数)は、土壁の内法幅を固定し、内法高さを変化させて、(8)式より求めた。図9に任意の内法高さを持つ土壁の初期回転剛性を2P耐力壁の初期回転剛性で除した値(C_{ko})と2P耐力壁の標準内法高さに対する当該土壁高さの比との関係を示す。

1P耐力壁がX方向とY方向の回転抵抗及びせん断抵抗を受ける場合、その初期回転剛性は2P耐力壁の約0.378倍(図8(a)、(b))

図9 2P耐力壁に対する有開口土壁の初期剛性係数

図10 2P耐力壁に対する有開口土壁の $P_{1/50}$ 係数

の推算値)であったことから、1P耐力壁に関する係数は0.4と定めた(表6)。

開口部の左右が独立柱となる場合、その水平せん断剛性には独立柱の曲げ変形が加算されるため、垂壁・腰壁のみの回転剛性から計算される剛性よりも小さくなる。そこで、独立柱の曲げ変形による剛性の低下を予め回転剛性に反映させた。その低減係数は、図8(c)、(d)の推算値より、窓開口タイプの2PWでは0.9、掃出し開口タイプの2PDでは0.8とした(表7)。なお、この低減係数は118mm角の柱を用いた場合であるが、表7には105mm角の柱を用いた場合の低減係数も示した。

有開口土壁の構成に応じた初期剛性に関する係数(図9、表6、7)を(9)式のように累加し、2P耐力壁の初期剛性値を乗じることで、有開口土壁構面の初期剛性を算出する。

$$K_M = \frac{K_{2P}}{H} \times (\sum Ckni + \sum (\alpha_k \cdot Ckoi)) \quad (9)$$

ここで、 K_M は有開口土壁構面の初期剛性、 K_{2P}/H は2P耐力壁の初期剛性(K_{2P} は2P耐力壁の初期回転剛性、 H は土壁の高さ)、 Ckn は全面土壁部に関する係数(表6)、 Cko は有開口土壁部に関する係数(図9)、 α_k は開口部に関する低減係数(表7)を表す。

5.2 終局耐力($P_{1/50}$)

初期剛性の簡易推算法と同様に、2P耐力壁の1/50rad.変形時耐力(終局耐力) $P_{1/50}$ を基準値と定めて壁の構成に応じた係数を累加し、有開口土壁構面の終局耐力を算出する。その推算に用いる係数は以下の方法により求めた。

2P土壁に開口部があるときの1/50rad.変形時抵抗モーメント($M_{1/50}$)の低減係数を得るため、部分壁体試験結果(図5)及び(2)～(6)式から、土壁の内法幅を固定し、内法高さを変化させて任意の内法高さを有する土壁の $M_{1/50}$ を求めた。図10に任意の内法高さを有する土

表6 1P,2P耐力壁の初期剛性と $P_{1/50}$ 係数

壁のタイプ	初期剛性に関する係数(Ckn)	$P_{1/50}$ に関する係数(Cpn)
1P耐力壁	0.4	0.4
2P耐力壁	1.0	1.0

表7 開口部の低減係数

開口部のタイプ		柱の断面 (mm×mm)	初期剛性に関する 低減係数(α_k)	$P_{1/50}$ に関する 低減係数(α_p)
窓型開口	左右に耐力壁が つかない場合	105×105 118×118	0.8 0.9	1.0
	1P耐力壁が取り付く場合		1.0	1.0
	2P耐力壁が取り付く場合		1.0	0.5
ドア型開口	左右に耐力壁が つかない場合	105×105 118×118	0.7 0.8	1.0
	1P耐力壁が取り付く場合		1.0	1.0
	2P耐力壁が取り付く場合		1.0	0.5

壁の $M_{1/50}$ を2P耐力壁の $M_{1/50}$ で除した値(Cpo)と2P耐力壁の標準内法高さに対する当該土壁高さの比との関係を示す。

図8(a)、(b)の推算値から、仕口抵抗を除いた1P耐力壁の $M_{1/50}$ は2P耐力壁の $M_{1/50}$ の約0.445倍であったため、1P耐力壁に関する係数は0.4とした(表6)。

試験体4PSWと4PSDの実験結果(図8(h)、(i))によれば、2P耐力壁がせん断破壊した後も壁体全体のせん断力はほぼ横ばい状態となっている。2P耐力壁がせん断破壊した時点(真の変形角約1/130rad.)では垂壁及び腰壁の推算値は最大耐力に達していないことから、真の変形角が1/130rad.以降では2P耐力壁のせん断破壊による耐力低下分と垂壁、腰壁、軸組の耐力増加分が相殺して壁体全体の耐力がほぼ一定になったと考えられる。ここでは、2P耐力壁がせん断破壊した時の垂壁及び腰壁の負担耐力を求めて、壁体全体の最大耐力の推定を試みる。

推算結果(図8(h)、(i))から、真の変形角1/50rad.時の垂壁と腰壁の加算せん断力が2.99kN(4PSW)、垂壁のせん断力が1.40kN(4PSD)に対して、2P耐力壁がせん断破壊した1/130rad.時では垂壁+腰壁が1.56kN(4PSW)、垂壁のみは0.71kN(4PSD)となり、共に $P_{1/50}$ より50%程低い値を示した。そこで、垂壁や腰壁に2P耐力壁が取り付く場合の $P_{1/50}$ の低減係数を0.5とした(表7)。

なお、垂壁や腰壁に1P耐力壁が取り付く場合は、図8(f)、(g)の推算結果から、1P耐力壁と垂壁、腰壁がほぼ同じ変形角時にせん断破壊が生じているため、垂壁と腰壁の係数は1.0とした。

以上を総合して、有開口土壁構面の終局耐力($P_{M1/50}$)は、有開口土壁の構成に応じた $M_{1/50}$ に関する係数(図10、表6、7)を(10)式のように累加し、2P耐力壁の終局抵抗モーメント($M_{2P,1/50}$)を乗じて算出する。

$$P_{M1/50} = \frac{M_{2P,1/50}}{H} \times (\sum Cpn_i + \sum (\alpha_p \cdot Cpoi)) \quad (10)$$

ここで、 $P_{M1/50}$ は真の変形角が1/50rad.時の有開口土壁構面のせん断耐力、 $M_{2P,1/50}/H$ は2P耐力壁の $P_{1/50}$ ($M_{2P,1/50}$ は真の変形角1/50rad.時の2P耐力壁の抵抗モーメント、 H は土壁の高さ)、 Cpn は全面土壁部に関する係数(表6)、 Cpo は有開口土壁部に関する係数(図10)、 α_p は開口部に関する低減係数(表7)を表す。

5.3 簡易推算法から得られた結果と実験値の比較

秋田仕様及び京都仕様^{7,10)}の土壁を対象として、実験値と(9)式、(10)式から推算した値を比較した。図11に京都仕様土壁の立面図

図 11 京都仕様土壁の試験体立面図

を示す。京都仕様土壁は柱が105mm角、15mm厚の貫が3段、間渡しと小舞には割竹を用い、2P耐力壁と垂壁・腰壁には縦貫を設けている。壁土は京都産の土を用いている。2P耐力壁の初期剛性を1.0としたときの実験値と推算値の比較を図12に、 $P_{1/50}$ に対する同様の比較を図13にそれぞれ示す。実験値については、各土壁の初期剛性または $P_{1/50}$ を2P耐力壁の全試験体の平均値で除した。

初期剛性、 $P_{1/50}$ ともに実験値と推算値はよく一致している。このことから、開口のタイプや地域による土壁仕様に関わらず、(9)式及び(10)式による推算値は実験結果をよく表しており、ここに提案した簡易推算方法は有開口土壁構面の初期剛性と終局耐力の算出に有用であることが示された。

6. まとめ

本論文は、耐荷機構の力学モデルに基づいて提案している土壁の構造性能推算方法が、垂壁、腰壁架構や複数の構成を持つ架構に対しても適用可能かを検証し、初期剛性と終局耐力について簡便な推算方法の提案を行ったものである。結果を以下に要約する。

① 土壁の構造要素を抽出した部分壁体試験法に基づき、耐力壁、垂壁、腰壁、有開口土壁構面の水平せん断力-真の変形角関係を推算した。推算値は最大耐力付近まで実験値とほぼ一致したことから、耐荷機構に基づく本推算方法は、耐力壁だけでなく垂壁、腰壁の挙動も推算でき、また構成壁体の変形挙動を累加することによって土壁構面の挙動を推算できることを明らかにした。このことは、提案している部分壁体試験の結果を用いれば、有開口土壁構面の水平せん断力-真の変形角関係を最大耐力まで推算できることを示している。

② ①に示した推算方法に基づいて、耐力壁、垂壁、腰壁の初期剛性と終局耐力を2P耐力壁を基準とした低減係数で表し、有開口土壁構面の初期剛性と終局耐力を簡便に推算する方法を提案した。これは、壁の構成に応じて係数を累加して推算する方法である。初期剛性、終局耐力ともに係数累加による推算値は実験値とほぼ一致し、この推算法の妥当性を確認した。この推算法を用いることで、任意の垂壁高さや腰壁高さを有する土壁構面の初期剛性と終局耐力を簡便に評価できる。

謝辞

本研究の一部は、科学研究費補助金(基盤研究(B)(2)「実大振動実験による新伝統木造対震構法創成基礎技術の検証」課題番号13450225 代表者:秋田県立大学・鈴木有教授)、科学研究費補助金(基盤研究(A)(2)「木造軸組土壁構法に基づく準耐火建築物の開発研究」課題番号16206060 代表者:早稲田大学・長谷見雄二教授)、及び科学研究費補助金(基盤研究(C)(2)「破壊挙動に基づいた力学モデルを応用した土壁の構造性能評価法の提案」課題番号16560516 代表者:近畿大学・村上雅英教授)によって行われたものである。

参考文献

- 1) 中尾方人、一文字里紗、山崎裕、石橋庸子:土塗り壁のせん断抵抗機構およびせん断耐力の評価法に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、第598号、pp.109-116、2005.12

図 12 初期剛性に関する推算値と実験値の比較

図 13 $P_{1/50}$ に関する推算値と実験値の比較

- 2) 中尾方人、山崎裕:土塗り壁の耐力および変形性能の推定に関する実験的研究(その8 RBSMによる静的荷重増分解析)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.241-242、2006.9
- 3) 田淵敦士、北守顕久、森拓郎、小松幸平:京町家型土壁の水平せん断性能、日本建築学会構造系論文集、第605号、pp.143-150、2006.7
- 4) 山田耕司:土壁耐力の数値解析手法の開発、日本建築学会技術報告集、第23号、pp.161-164、2006.6
- 5) 村上雅英、景山誠、鈴木有、稲山正弘:静的水平加力実験に基づく土壁の耐荷機構の解明-せん断破壊が先行しない土壁の力学挙動-、日本建築学会構造系論文集、第582号、pp.103-108、2004.8
- 6) 村上雅英、景山誠、岡本滋史、鈴木有、稲山正弘:要素試験による土壁の水平力耐荷機構の検証-せん断破壊が先行しない土壁の力学挙動(続)-、日本建築学会構造系論文集、第594号、pp.111-118、2005.8
- 7) 村上雅英、景山誠、岡本滋史、鈴木有、稲山正弘:水平力の耐荷機構に基づく土壁の剛性と耐力の算定法に関する提案と検証、日本建築学会構造系論文集、第605号、pp.119-126、2006.7
- 8) 村上雅英、岡本滋史、鈴木有他:耐荷機構に基づく土壁の構造性能評価法の提案と検証 その1~6、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.405-416、2004.8
- 9) 岡本滋史、村上雅英、鈴木有、稲山正弘:耐荷機構に基づく土壁の構造性能評価法の提案と検証 その7~8、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.363-366、2005.9
- 10) 村上雅英、景山誠、稲山正弘、鈴木有:在来軸組工法木造住宅の構造設計手法の開発(その59)有開口構面の検証実験および構造性能評価法、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-1、pp.375-376、2002.8
- 11) 国土交通省住宅局建築指導課・国土交通省住宅局木造住宅振興室監修:軸組工法木造住宅の許容応力度設計(第2版)、(財)日本住宅・木材技術センター、p.41、pp.48-51、p.60、p.135、2002.6
- 12) 国土交通省住宅局建築指導課・木造住宅振興室監修:2002年枠組壁工法建築物構造計算指針、(社)日本ツーバイフォー建築協会、pp.82-85、pp.211-216、2002.5
- 13) 土塗壁等告示に係る技術解説書作成編集委員会編集: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、p.25、pp.144-147、2004.2

(2007年5月7日原稿受理、2007年7月20日採用決定)