部分壁体試験に基づく土壁のせん断力-変形角関係及び壁倍率の 推定方法と検証

PREDICTION AND ITS VERIFICATION OF SHEAR FORCE-DEFORMATION RELATION AND BRACING UNIT MULTIPLIER FOR MUD WALLS BASED ON A PORTION-WALL TEST

岡本 滋史*, 澤田 圭**, 村上 雅英***, 鈴木 有****, 稲山 正弘*****

Shigefumi OKAMOTO, Kei SAWATA, Masahide MURAKAMI,

Tamotsu SUZUKI and Masahiro INAYAMA

A portion-wall test method is presented in this paper to predict the shear performance of Japanese traditional mud walls based on their lateral load carrying mechanism. It was already clarified through our recent research that this mechanism consisted of the four resistant structural components. The three kinds of portion-wall specimen, cut from the mud wall considering the carrying mechanism, were applied to predict the hysteretic envelope of shear force-deformation curve and also the bracing unit multiplier of the original mud wall. The predictions for the four different types of mud wall specification were much similar in all cases to the corresponding experimental results of shear wall test, and the validity of the proposed method was thus confirmed.

Keywords : *Japanese traditional structural system, Mud wall with uncovered posts and beams, Structural design, Portion-wall test, Hysteretic envelope curve, Multiplier of bracing unit*

伝統構法 土壁真壁 構造設計 部分壁体試験 履歴包絡線 壁倍率

1. はじめに

最近の土壁に関する研究報告は、単なる実験報告的なものから抵抗機構の解明やせん断力-変形関係を推定する内容に移行しつつある。土壁のせん断性状を推定するための初期の研究では、鈴木ら¹⁾と三芳ら²⁾³⁾⁴⁾と中尾ら⁵⁾が荒壁のみの土壁、荒壁+中塗りの土壁の比較実験結果から、それぞれの負担せん断力を求めている。しかしながら、荒壁のみを塗った土壁では、壁厚が薄く、壁土がせん断破壊しやすいが、荒壁+中塗りとした土壁ではせん断破壊しないなど、両者で破壊の挙動が異なる。そのため、比較実験などで得られた荒壁と中塗りの負担せん断力は、必ずしも土壁内の挙動を反映したものとは言えない。

荒壁と中塗りを一体として扱って土壁の抵抗機構を解明した筆者らの研究⁶⁾⁷⁾⁸⁾では、土壁の破壊モードは、壁土のせん断破壊が先行する場合と先行しない場合に分類できることが解明された。せん断破壊が先行しない破壊モードでは、壁土がせん断破壊するときの耐力よりも、土壁中で貫が回転することによる圧縮抵抗や、土壁のパネルが木造軸組内で回転することによる隅角部での対角方向の圧縮抵抗によって、壁土が破壊するときの耐力の方が低く、こうした圧縮抵抗が土壁の主要な抵抗機構であることが示された。それぞれの破壊モードに対応する抵抗機構で構成された力学モデルを構築する

ことで、耐力壁の剛性や耐力を求めることができ、また、壁長が長くなるとせん断破壊が先行することも理論的に示された。

その後、山田⁹⁾、中尾ら¹⁰⁾は、土壁に特有な貫近傍の壁土の耐荷機構を、土の圧縮強度や摩擦などに置き換え、小舞入り壁土の圧縮強度を用いて、鉄筋コンクリート構造で実用化されているひび割れを考慮した数値解析手法を応用して、土壁の挙動を再現する試みを報告している。田淵ら¹¹⁾は、土壁内で回転する貫の抵抗を弾性床上の梁理論を用いて、また軸組仕口のモーメント抵抗を精緻に計算して、軸組のせん断抵抗力を求め、30cm角の小舞入り土壁のせん断試験結果から得られた土壁のせん断抵抗力と足し合わせることで、耐力壁の包絡線を推定する手法を報告している。しかし、これらの解析的な報告では、数値解析において土壁特有の耐荷機構をパネモデルなどで表現する際に材料定数を得るための試験法が確立されておらず、様々な仕様の土壁の材料定数を実験的に解明してモデル化することが今後の課題である。

一方、文献⁷⁾に示されているように、土壁の各抵抗要素である隅角部の圧縮抵抗、壁土内での貫の回転による圧縮抵抗、及び、軸組に差し込まれた間渡し竹のダボの抵抗は、壁土の破壊によって互いに影響し合うため、こうした耐荷機構単体の挙動を評価するための要素試験結果から耐力壁のせん断挙動を推定することには、限界

* アルタークス(株) 工修

** 北海道大学大学院農学研究院 助教・博士(農学)

*** 近畿大学理工学部建築学科 教授・工博

**** 金沢工業大学・秋田県立大学 名誉教授・工博

***** 東京大学大学院農学生命科学研究科 准教授・工博

Alltags, Ltd., M. Eng.

Assistant Prof., Research Faculty of Agriculture, Hokkaido University, Dr. Agr.

Prof., Dept. of Architecture, Graduate School of Science & Engineering, Kinki Univ., Dr. Eng.

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

Assoc. Prof., The University of Tokyo, Graduate School of Agricultural and Life Sciences, Dr. Eng.

表 1 試験体仕様一覧

試験体名	土				小舞		間渡し	
	産地	荒壁厚	中塗厚	壁厚	材料	断面	材料	断面
K1P	京都	35~40	10~15	60	竹	3×18~21	竹	3×21~24
K2P	京都	35~40	10~15	60	竹	3×18~21	竹	3×21~24
S1P	滋賀	50~60	15~20	90	竹	3×18~21	竹	3×21~24
A1P	秋田	50~60	15~20	90	木	9×21	木	9×24
A2P	秋田	50~60	15~20	90	木	9×21	木	9×24

単位:mm

試験体名	土台		梁		貫		貫伏せ
	材料	断面	材料	断面	材料	断面	
K1P	スギ	105×105	スギ	105×180	スギ	15×105	寒冷紗
K2P	スギ	105×105	スギ	105×180	スギ	15×105	寒冷紗
S1P	スギ	118×118	スギ	118×118	スギ	27×118	ヘチマ
A1P	スギ	118×118	スギ	118×118	スギ	27×118	稲藁
A2P	スギ	118×118	スギ	118×118	スギ	27×118	稲藁

単位:mm

(a) K1P (京都仕様)

(b) K2P (京都仕様)

(c) S1P (滋賀仕様)

(d) A1P (秋田仕様)

(e) A2P (秋田仕様)

図 1 試験体図

り竹とし、約300mm間隔で配し、軸材に10mm程度差し込んだ。京都仕様の土壁は、壁厚は荒壁35~40mm+中塗り10~15mmずつの計60mm、竹小舞下地からなる壁体に京都(深草)産の壁土を塗った壁長が1Pと2Pの2種類の耐力壁としての試験体(K1PとK2P)である。横貫はすべて通し貫で、全試験体で横貫に沿って寒冷紗による貫伏せで補強した。壁長2Pの試験体は4体(K2P-1~4)あり、全て縦貫が設けられている。K2P-1~3は縦貫にも寒冷紗による貫伏せ補強を施し、K2P-4は縦貫に貫伏せ補強のない試験体とした。

(2) 滋賀仕様の土壁(試験体名:S1P)

軸組は118mm角で、貫は27mm×118mmのスギ材である。下地の小舞は幅18mm~21mm、厚さ3mmの割り竹とし、約50mm間隔で配した。間渡しは幅21mm~24mm、厚さ3mmの割り竹とし、約300mm間隔で配し、軸材に10mm程度差し込んだ。滋賀仕様の土壁は、壁厚は荒壁50~60mm+中塗り15~20mmずつの計90mm、竹小舞下地からなる壁体に滋賀産の壁土を塗った壁長が1Pの耐力壁としての試験体(S1P)である。貫はすべて通し貫で、横貫に沿ってヘチマによる貫伏せで補強した。

(3) 秋田仕様の土壁(試験体名:A1P, A2P)

軸組は118mm角で、貫は27mm×118mmのスギ材である。下地の小舞は幅21mm、厚さ9mmのスギ材とし、約60mm間隔で配した。間渡しは幅24mm、厚さ9mmのスギ材とし、約300mm間隔で配し、軸材に10mm程度差し込んだ。秋田仕様の土壁では、壁厚は荒壁50~60mm+中塗り15~20mmずつの計90mm、竹の代わりにスギを用いた小舞下地からなる壁体に秋田産の壁土を塗った壁長が1Pと2Pの2種類の耐力壁としての試験体(A1PとA2P)である。柱と貫の仕口の一方は通し貫、他方は下げ鎌で、共に楔で固定している。全試験体で横貫に沿って稲藁による貫伏せで補強した。

2. 2 荷重方法

タイロッド式で加力実験を行い、見かけの変形角が、 $1/600 \cdot 1/450 \cdot 1/300 \cdot 1/200 \cdot 1/150 \cdot 1/100 \cdot 1/75 \cdot 1/50 \cdot 1/30 \cdot 1/15$ (rad.)の各3回の正負交番繰り返し加力とし、その後、見かけの変形角 $1/10$ (rad.)まで一方向単調加力を行った。

3. 水平耐荷機構と土壁の力学モデル^{6~8)}

3. 1 土壁の水平耐荷機構

があることも報告されている。

そこで、本論文では、土壁のせん断性状を推定するための現実的な要素試験法として、2種類の部分壁体を用いる試験法を提案する。そして、京都・滋賀・秋田の異なる3種類の仕様の土壁に対して、壁長が1P(910mm)と2P(1820mm)の土壁の耐力試験結果から得られたせん断力-変形角の包絡線と壁倍率を、同時に製作された部分壁体試験結果から推定し、その方法論の妥当性を検証する。

2. 検証対象となる土壁の加力実験の概要

2. 1 土壁の試験体

本論文での検証用土壁試験体を図1に、試験体仕様一覧を表1に示す。試験体は下地の構成と壁土が異なる京都仕様、滋賀仕様、秋田仕様の3種類とし、耐力壁の壁長は1Pと2Pの2種類とした。それぞれの仕様を以下に示す。

(1) 京都仕様の土壁(試験体名:K1P, K2P)

柱と土台は105mm角で、梁は105mm×180mm、貫は15mm×105mmのスギ材である。下地の小舞は幅18mm~21mm、厚さ3mmの割り竹とし、約50mm間隔で配した。間渡しは幅21mm~24mm、厚さ3mmの割

図2 土壁の耐荷機構モデルに基づく抵抗応力

耐力壁としての土壁は、作用する水平力による外力モーメントから土台・横架材と柱との仕口部の抵抗モーメント m_j を仕口の個数だけ累加した負担分 Σm_j を除いた外力モーメントに対して、図2の(a)～(c)の耐荷機構で抵抗する。

図2(a)、(b)の抵抗要素は、土壁のパネルが軸組内で1枚の剛版として回転することにより抵抗するときの変形成分を、X方向とY方向に分類したものであり、それぞれの変形成分の耐荷機構で抵抗する。同図の耐荷機構には、以下の4つの抵抗要素が含まれる。

- (1) 土壁のパネルが軸組内で回転することで、軸組－土壁間に生じる圧縮力による抵抗要素C(図2中の C_x 及び C_y)
- (2) 貫が壁体内で土壁をこじるように回転することで、貫－壁土間に生じる圧縮力による抵抗要素N(図2中の N_x 及び N_y)
- (3) 軸組に差し込まれた間渡竹のダボ的抵抗のために、軸組－土壁間に生じるせん断力による抵抗要素F(図2中の F_x 及び F_y)

但し、抵抗要素Cについては、地貫や頭貫が土台や横架材の近くに挿入されていると、大変形時にこれらの貫のこじりによる破壊と土壁隅角部の圧壊が繋がり、隅角部の圧縮抵抗は大幅に低下するので、地貫や頭貫が無い場合と区別して、上下の貫がある場合をC'で表記する。

抵抗要素Fに関しては、土壁が乾燥収縮により散り切れが生じており、軸組みと土壁の付着力は消失していると判断し、間渡竹の機械的な抵抗のみを見かけの摩擦力として扱う。

なお、C、N、Fは上記(1)～(3)の各耐力要素の種類を示し、図2中でこれらに添え字の付いたものは、各耐力要素で土壁から軸組に作用する力を、添え字の x 、 y は力の作用方向を表している。

図2(c)の抵抗要素は、土壁の全体又は局部にせん断ひび割れが発生して、土壁自体がせん断変形することにより抵抗する。

3.2 土壁の耐荷力学モデル

土壁の変形成分は、図2(a)～(c)のX方向の回転変形 θ_x 、Y方向の回転変形 θ_y 、せん断変形 γ に分解でき、各変形により発生する抵抗モーメント M_{θ_x} 、 M_{θ_y} 、 M_γ は、式(1)のように、仕口の抵抗による軸組負担分 Σm_j を除いた外力モーメントとそれぞれの値は釣り合う。

$$PH - \sum m_j = M_{\theta_x} = M_{\theta_y} = M_\gamma \quad (1)$$

また、土壁では図2(a)～(c)の挙動が同時に発生しており、各変形による変形角の総和は、式(2)のように、土壁の真の変形角 R と等しくなる。

$$R = \theta_x + \theta_y + \gamma \quad (2)$$

最大耐力は、文献⁸⁾で検証したように、土壁がせん断破壊しない場合は、X方向の回転変形またはY方向の回転変形による破壊で決まり、せん断破壊する場合は、せん断変形による破壊で決まる。式(1)と(2)より、(a)～(c)の変形成分は直列バネ配置的な関係にあることがわかる。このことより、各変形成分に対する M_{θ_x} 、 M_{θ_y} 、 M_γ のうちいずれかが最初に最大値に達した時に、土壁は最大耐力を迎え、その後の変形性状は、最初に最大に達した変形成分による抵抗モーメントのみが耐力低下することにより、その変形成分のみの破壊が進行して終局状態に至る。

従って、土壁の各変形成分の $M_{\theta_x} - \theta_x$ 関係、 $M_{\theta_y} - \theta_y$ 関係、 $M_\gamma - \gamma$ 関係が直列バネ配置となる関係を利用して、土壁のせん断力－変形角関係を推定できることがわかる。

4. 土壁の耐荷挙動を推定するための部分壁体試験体の提案

4.1 土壁のせん断力－せん断変形角関係を推定する部分壁体試験体の提案

土壁のせん断力－せん断変形角関係を推定するための『部分壁体試験体』を図3に示す。この試験体は、せん断力を土壁の各辺から均等に作用させるために、全ての小舞竹を軸材に差し込んで石膏で固定した。また、せん断力を土壁のみに作用させるために、軸材をピン接合とした。せん断応力度は、実験で得られたせん断力を土壁の断面積で除して算出し、せん断変形角 γ は、土壁に埋め込まれた標点で直接計測された対角方向伸縮量から算出した。なお、縦貫に沿った貫伏せ補強は、土壁のせん断補強に有効であるため、縦貫に沿って貫伏せ補強を施した試験体(K2P1～3)に対応する部分壁体試験体では、全面に貫伏せを貼った状態で実験した。

4.2 θ_y が優勢な土壁のせん断力－変形角関係を推定する部分壁体試験体の提案

(1)の京都仕様の1P試験体の実験結果から得られた θ_x 、 θ_y 、 γ の変形角の推移を図4に示す。せん断変形 γ は土の表面で計測していたため精度はあまり良くなく、 $\theta_x + \theta_y + \gamma$ が1.0を多少超えているが、1P試験体では1/10rad. まで θ_y / R が概ね1.0となった。この土壁はせん断耐力が高く、壁長が短いので、せん断変形角 γ はほとんど発生しないため、 θ_y が真の変形角 R の大部分を占め、土壁の短辺側に破壊が集中して、 M_{θ_y} により最大耐力が決まる⁶⁾。これらのことより、せん断耐力が高く壁長の短い土壁では、

図3 純せん断部分壁体試験体

図4 K1Pにおける変形角の推移

図5 部分壁体試験体と壁体部位の関係

$M_{\theta y}$ - θy 関係のみを推定すれば、せん断力 - 変形角関係をほぼ推定できることがわかった。

文献⁷⁾では1P耐力壁のY方向の変形成分による抵抗要素の発現機構を確認するために、隅角部での圧縮抵抗C、土壁内での貫の回転によるこじり抵抗N、軸組 - 土壁間の間渡し竹のダボ的作用によるせん断抵抗Fが、それぞれ単独に生起する様に工夫した『要素試験体』を製作し、実験を行った。隅角部での圧縮抵抗Cと軸組 - 土壁間の間渡し竹のダボ的作用によるせん断抵抗Fは、土壁内での貫の回転によるこじり抵抗Nによる破壊の影響を大きく受ける。そのため、文献⁶⁾の抵抗要素の一部を除去した試験体群による一連の比較実験から抽出された実際の土壁内における隅角部、貫、間渡し竹に起因する挙動は、それぞれを単独に抵抗する様に工夫した要素試験結果とは異なった。

そこで、 $M_{\theta y}$ - θy 関係のみを推定するために、隅角部、貫、間渡し竹に関わる抵抗要素の相互作用を含めて、それぞれの抵抗要素の挙動を再現できるように、1P耐力壁の隅角部分と中央貫部分の耐荷機構の挙動を、図5のように仮定して切り出した『部分壁体試験体』を考案した。それらは、隅角部での圧縮力による抵抗を評価するための『隅角部圧縮部分壁体試験体』と、中央貫の土壁内での回転に対する抵抗力を評価するための『貫のこじり部分壁体試験体』の2体で構成されている。図6(a)、(b)に各部分壁体試験体の試験体図を、表2にその製作要領を示す。

各部分壁体の試験結果から耐力壁内の抵抗要素の数を考慮して、 θy が真の変形角Rの大部分を占める1P耐力壁のせん断力 - 変形角関係を推算する方法について以下に示す。

各部分壁体試験体の変位 δ (図5中に示す)と1P耐力壁の真の変形角Rは、壁土のせん断変形を無視すると、 $R \approx \theta y = 2\delta / L_{1P}$ (L_{1P} は壁長=910mm)で関係づけられる。この2つの部分壁体試験体

(a) 隅角部圧縮部分壁体試験体

(b) 貫のこじり部分壁体試験体

図6 部分壁体試験体の仕様図

表2 部分壁体試験体の製作と加力方法上の注意事項

- ①各要素試験体の仕口のうち、ピンと想定している部分では、想定変形角1/7.5rad.程度まで軸組同士が接触しないように隙間を確保する。
- ②Y方向の境界部分となる土台側では、全ての小舞竹と間渡し竹は土台と完全に密着させる。
- ③実際の耐力壁と同じように、間渡し竹は貫に釘打ちする。
- ④隅角部圧縮部分壁体試験体では、上部加力梁と小舞竹との隙間は、実際の耐力壁の土台と小舞竹の隙間と同じように空ける。
- ⑤貫のこじり部分壁体試験体では、壁土の上端と加力部との間は、想定変形角1/7.5rad.程度まで接触しないように隙間を確保する。
- ⑥柱に差し込む間渡し竹の本数は、実際の耐力壁中の抵抗領域内の本数に合わせる。その場合、要素試験体の境界が間渡し竹のダボ的作用に影響しないようにするために、最下端に配置される間渡し竹は、位置を変更する。
- ⑦1P耐力壁では $\theta y \approx R$ と見なすことができるので、 θy のみを与える加力を行うこととし、近似的に弾性時の圧縮合力の作用点である1:2の内分点を加力点とした単調圧縮加力とする。

の予め設定する所定変形角時の荷重から、1P耐力壁の水平せん断力 P_{1P} は式(3)で推算できる。

$$P_{1P} = (N_c \times P_{CF} \times L_p / 3 + N_n \times P_{NF} \times L_p / 3) / H_{1P} \quad (3)$$

P_{CF} : 隅角部圧縮部分壁体試験体の所定変形時荷重

P_{NF} : 貫のこじり部分壁体試験体の所定変形時荷重

L_{1P} : 1P耐力壁の壁長

H_{1P} : 1P耐力壁の高さ

N_c : 隅角部圧縮抵抗を受ける抵抗要素の個数(=2)

N_n : 貫のこじり抵抗を受ける抵抗要素の個数

(=2 × (貫の段数 - 2))

ここに、 $L_{1P}/3 = 2/3(L_p/2)$ であるので部分壁体試験体の中立軸から加力位置までの距離を意味する。

4. 3 部分壁体試験体の試験方法と破壊状況

部分壁体試験は図6の加力位置を単調圧縮加力し、変形角 θy は変位 δ から算出した。部分壁体試験体の代表的な破壊状況と1P試験体の隅角部分の破壊状況を写真1に示す。隅角部圧縮部分壁体試験体では、隅角部で壁土が圧壊して小舞竹が座屈した場合(写真1(b))と貫付近の壁土が圧壊して小舞竹が隅角部から離れた位置で座屈した場合(写真1(c))が見られたが、前者の破壊状況が1P耐力壁における隅角部の破壊状況(写真1(a))をよく表している。貫のこじり部分壁体試験体では、写真1(d)のように、貫が荒壁のみを圧縮破壊し、表面の中塗りには破壊が生じず、中塗りが厚み方向へ多少膨らむ破壊となり、1P耐力壁の中央貫付近の破壊状況とほぼ同じ破壊状況であった。

4. 4 部分壁体試験体による耐力壁のせん断性状の推算

(a) 1 P 試験体の隅角部 (b) 隅角部圧縮部分壁体試験体 (c) 隅角部圧縮部分壁体試験体 (d) 貫のこじり部分壁体試験体

写真1 1 P 及び部分壁体の試験体と破壊状況

図7 1 P 耐力壁のせん断力-変形角関係の検証結果

2章で説明した京都仕様、滋賀仕様、秋田仕様の1 P 耐力壁に対応する部分壁体試験体をそれぞれ製作した。その加力試験から得られた部分壁体試験体の荷重-変形角関係と式(3)を用いて、1 P 耐力壁のせん断力-変形角関係を推算した。部分壁体試験結果に基づく推算値と1 P 耐力壁の実験結果との比較を図7に示す。

土壁の仕様にかかわらず、部分壁体試験結果から得られたせん断力-変形角関係の推算値は、最大耐力付近まで実験値と概ね一致した。K1P、S1Pに関しては、純せん断部分壁体試験結果から文献⁸⁾で検証した式(8)(5.2節で後述)により推算した最大せん断耐力(同図中に横の太線で示す)が最大耐力を上回っているため、せん断破壊が先行しなかったことが裏付けられた。一方A1Pの推算値に関しては、せん断破壊が生じない場合の最大耐力とせん断耐力はほぼ等しい結果となった。耐力壁の実験では、隅角部の圧壊や土壁内での貫の回転による破壊が、壁土のせん断破壊と同時進行で拡大しながら最大耐力に達していた。よって、部分壁体試験に基づく推算結果は、土壁の最大耐力のみではなく破壊性状も含めて捉えていることがわかる。

また、写真1(c)のような破壊が見られた試験体(図7のK1PとA1P)では、耐力壁の実験結果に対して推算値が最大耐力まではほぼ一致しているが、最大耐力以降の急激な耐力低下が見られる。一方、写真1(b)のような破壊が見られた試験体(図7のS1P)では、耐力壁の実験結果より推算値の耐力はやや低めであるが、最大耐力以降の急激な耐力低下は見られず、1 P 耐力壁の実験結果と近い性状を示した。

隅角部圧縮部分壁体試験でこのように破壊状況が異なるのは、繰り返し加力の履歴の有無が原因と考えられる。すなわち、耐力壁の実験では、正負漸増繰り返し加力により、当該の隅角部を含んだ対角方向が伸びる方向となる加力によって、貫と横架材間の土壁は最

表3 1 P 耐力壁の壁倍率の実験値と推算値の比較

	K1P(京都仕様)		S1P(滋賀仕様)			A1P(秋田仕様)			
	実験値	推算値	実験値	推算値	推算値	実験値	推算値	推算値	推算値
P_y	2.9	2.8	3.7	4.1	4.2	3.9	3.6	3.2	3.8
$P_u \cdot (\sqrt{2\mu} - 1)$	4.5	4.0	3.5	3.4	4.8	2.9	4.5	4.1	3.6
$2/3P_{max}$	3.5	3.4	4.1	4.4	4.4	3.7	4.1	3.4	4.0
P_{150}	3.5	3.2	3.1	2.9	3.0	2.4	3.7	3.4	2.4
壁倍率	1.6	1.6	1.7	1.6	1.7	1.4	2.0	1.8	1.4

大耐力に至る前に、土壁内部での貫の回転により、既に小舞を境に表と裏に剥離しており、その部分の壁土による小舞竹の座屈に対する補剛効果は低下している。そのため、写真1(a)に見られるように、小舞の座屈は横架材の内法面から貫付近まで生じており、座屈長さは横架材の内法面から貫付近までと長くなった。一方、写真1(c)のような破壊となった隅角部圧縮部分壁体試験体では、単調加力であるため、最大耐力付近であっても貫と横架材間の土壁には剥離は生じず、小舞は壁土の表と裏の一体性の無い貫付近のみで座屈しており、座屈長さは短かった。従って、隅角部圧縮部分壁体試験体が、写真1(c)のような破壊となる場合の耐力は、(b)のような破壊となる場合と比べて高くなる傾向が見られ、その後の耐力低下に関しても耐力壁の挙動と異ったのであろう。

しかしながら、部分壁体試験の結果に基づく推算値は、耐力壁試験結果を概ね再現できていると判断しうる。

4.5 壁倍率の比較

前節で求めた各試験体のせん断力-変形角関係の推算結果から壁倍率を評価し、表3でその推算値を耐力壁の実験結果から求めた実験値と比較して示した。K1Pでは、推算値と実験値の壁倍率がほぼ同じ値となった。S1PとA1Pでは、初期剛性が実験値よりも推算値の方が低い値となったため、壁倍率の決定因子 P_{150} が小さくなり、

図8 圧縮抵抗形式の想定

図9 積分長さλと回転角θ、θ'の関係

壁倍率も低い値となった。

5. 部分壁体試験に基づく任意壁長耐力壁のせん断力-変形角関係の推定方法

3. 2節より、土壁の $M_{\theta x} - \theta x$ 関係、 $M_{\theta y} - \theta y$ 関係、及び $M_{\gamma} - \gamma$ 関係が分かれば、土壁のせん断力-変形角関係を推定できることがわかる。そこで、4章で提案した部分壁体試験体から、任意壁長耐力壁の $M_{\theta x} - \theta x$ 関係、 $M_{\theta y} - \theta y$ 関係、及び $M_{\gamma} - \gamma$ 関係を推定し、任意壁長耐力壁のせん断力-変形角関係の推定方法を提案する。

5. 1 $M_{\theta x} - \theta x$ 関係及び $M_{\theta y} - \theta y$ 関係の推算方法

図6(a)、(b)の部分壁体試験体の実験結果から得られた抵抗モーメントと回転角の関係から、軸組仕口が負担する耐力を差し引き、まず、部分壁体試験体の想定壁体(1P耐力壁)の短辺方向の $M_{\theta} - \theta$ 関係を推算する。次に、推算した $M_{\theta} - \theta$ 関係より、任意壁長耐力壁の $M_{\theta x} - \theta x$ 関係と $M_{\theta y} - \theta y$ 関係を、積分長さの違いによるモーメントの変換により推算する。部分壁体試験体では、「積分長さλ」が0.5Pの場合に相当するが、他の壁長、即ち任意の積分長さλの関係に変換する方法を以下に示す。

文献⁹⁾によれば、土壁内では、抵抗要素Fの負担率は全体の1割程度であるため、近似的には抵抗要素CとNが支配的と考えることができる。部分壁体試験結果からはFの挙動を単独では抽出できない。そこで、Fによる応力分布の影響は無視して、以下のように、部分壁体試験体の実験結果から得られた $M_{\theta} - \theta$ 関係を、求めたい任意壁長耐力壁の $M_{\theta x} - \theta x$ 関係と $M_{\theta y} - \theta y$ 関係に補正する。図8(a)のような単位長さ当たりの圧縮応力 ω -圧縮変位 δ 関係となる圧縮応力が、積分長さλで図8(b)のように連続的に分布し、最外端の圧縮変位が $\delta = \lambda \theta$ になる時の抵抗モーメント $M_{\lambda}(\delta)$ を求めると、式(4)になる。

$$M_{\lambda}(\delta) = \int_0^{\lambda} x \cdot \omega(x \cdot \theta) dx \quad (4)$$

一方、積分長さが $a\lambda$ で、最外端の圧縮変位が $\delta = a\lambda\theta'$ のときの抵抗モーメント $M_{a\lambda}(\delta)$ は式(5)になる。

$$M_{a\lambda}(\delta) = a^2 \int_0^{\lambda} x \cdot \omega(x \cdot \theta') dx \quad (5)$$

最外端の圧縮変位 δ が上記の両者で同じ値となる時、回転角 θ 及び θ' は図9のような関係にある。従って、最外端の圧縮変位 δ が等しい場合、積分長さが $a\lambda$ の抵抗モーメント $M_{a\lambda}(\delta)$ は同長さがλのモーメント値 $M_{\lambda}(\delta)$ の a 倍で、そのときの回転角は $1/a$ 倍となる。

したがって、任意壁長耐力壁の $M_{\theta x} - \theta x$ 関係と $M_{\theta y} - \theta y$ 関係は、それぞれ式(6)と式(7)より推算できる。

$$M_{\theta x} = (h/a)^2 \cdot M_{\theta} \quad \theta x = (a/h) \cdot \theta \quad (6)$$

$$M_{\theta y} = (l/a)^2 \cdot M_{\theta} \quad \theta y = (a/l) \cdot \theta \quad (7)$$

図10 土壁断面内のせん断応力度の分布

ここに、

M_{θ} : 想定する耐力壁の短辺方向に相当する部分壁体試験体の抵抗モーメント

θ : 想定する耐力壁の短辺方向に相当する部分壁体試験体の回転角

h : 推定する任意壁長の耐力壁の長辺方向の長さ

l : 推定する任意壁長の耐力壁の短辺方向の長さ

a : 想定する耐力壁の短辺方向に相当する部分壁体試験体の長さ

5. 2 $M_{\gamma} - \gamma$ 関係の推算方法

図10に示すように、土壁内のせん断応力度の分布がFの応力分布の影響を受けるため、平均せん断応力度に対する最大せん断応力度の比率が1.45倍となること⁸⁾を考慮すると、任意壁長耐力壁の $M_{\gamma} - \gamma$ 関係は、部分壁体試験から得られた $M_{\theta} - \gamma$ 関係から、式(8)を用いて推算できる。

$$M_{\gamma} = \frac{(h \cdot l / b^2) \cdot M_{\theta}}{1.45} \quad (8)$$

ここに、

M_{θ} : 純せん断部分壁体試験体の抵抗モーメント

γ : 純せん断部分壁体試験体のせん断変形角

h : 推定する任意壁長の耐力壁の長辺方向の長さ

l : 推定する任意壁長の耐力壁の短辺方向の長さ

b : 純せん断部分壁体試験体の一辺の長さ

5. 3 任意壁長耐力壁のせん断力-変形角関係の推定方法

M_{γ} で最大耐力が決まる場合を例に、図11に任意壁長耐力壁のせん断力-変形角関係の推定方法を示す。

①部分壁体試験結果から、前述した方法により任意壁長耐力壁の $M_{\theta x} - \theta x$ 関係、 $M_{\theta y} - \theta y$ 関係、 $M_{\gamma} - \gamma$ 関係をそれぞれ推算する。

②各変形成分が直列バネの位置関係にあることを考慮して、最大耐力までは、同一モーメントに対する各変形成分の変形角から式(2)でRを求め、任意壁長の耐力壁のM-R関係を推算する。

③各変形成分により生じる $M_{\theta x}$ 、 $M_{\theta y}$ 、 M_{γ} のうちの何れかが最初に最大耐力に達した時に、耐力壁全体の最大耐力 M_{max} を迎えるとする。

④最大耐力以降のM-R関係は、最初に最大耐力に達した(破壊した)変形成分の最大耐力以降のM- θ 関係またはM- γ 関係を用いる。(各変形成分の破壊は独立でないため、破壊しなかった変形成分

図 11 任意壁長耐力壁のせん断力－変形角関係の推算方法

は弾性除荷しないが、ここでは、破壊しなかった変形成分は、最大耐力を迎えた時の変形を保持すると仮定した。）

⑤推算した任意壁長耐力壁のM－R関係に、変形角R時の仕口の抵抗による木造軸組の負担分 Σm_j を加えて、任意壁長耐力壁のせん断力－変形角関係を推算する。

6. 部分壁体試験に基づく任意壁長耐力壁のせん断力－変形角関係推定方法の検証

5章で提案した手法を用いて、京都仕様のK2P、秋田仕様のA2Pのせん断力－変形角関係及び壁倍率を推算し、耐力壁試験体の実験結果と比較して、本評価法の妥当性を検証する。なお、京都仕様と秋田仕様の軸組の耐力は、軸組のみの実験結果を使用した。

6. 1 2P耐力壁のせん断力－変形角関係での検証

$M_{\theta_x} - \theta_x$ 関係と $M_{\theta_y} - \theta_y$ 関係では、抵抗要素の構成が異なる。部分壁体試験はY方向の挙動の再現を目的としているため、X方向の挙動を直接求めることはできない。そこで、X方向では、剛性と最大耐力が高いため、その挙動は弾性域付近にとどまり、塑性域に入らないこと、及び、弾性域付近の挙動は、隅角部の圧縮抵抗が支配的であることを考慮して、 $M_{\theta_x} - \theta_x$ 関係は、隅角部部分壁体試験のみから推算した1P耐力壁の $M_{\theta} - \theta$ 関係に、辺長比による補正を行なうことにより推定した。

上述の方法を採り入れて、5章の方法で求めた京都仕様と秋田仕様の2P耐力壁のせん断力－変形角関係の推算値を、2P耐力壁試験体の実験値との比較して、図12に示す。

縦貫に貫伏せ補強を施したK2P-1～3の推算値の最大耐力は M_y で決まり、せん断破壊する形式となった。K2P-2を除き、最大耐力以降も推算値と実験値はきわめてよく一致した。K2P-2に関しては、他の実験値よりも高く、土壁が高いせん断強度を示したので、せん断破壊しない場合の関係を、 $M_{\theta_x} - \theta_x$ 関係と $M_{\theta_y} - \theta_y$ 関係から推算をした。その結果(図12(b))は、 M_{θ_y} で最大耐力が決まり、最大耐力以降もよく一致した。また、土壁が高いせん断強度を示したので、せん断破壊が先行しなかったと推定される。

縦貫に貫伏せ補強のないK2P-4では、 M_y で最大耐力が決まり、せん断で破壊する形式となり、最大耐力以降も推算値と実験値はきわめてよく一致した。秋田仕様のA2Pでは、 M_y で最大耐力が決まり、せん断で破壊する形式となり、純せん断部分壁体試験で計測値が行

図 12 2P耐力壁のせん断力－変形角関係の検証結果

表 4 2P耐力壁の壁倍率での検証結果

	2P-1,3(京都仕様)		2P-2(京都仕様)		2P-4(京都仕様)		A2P(秋田仕様)			
	実験値	推算値	実験値	推算値	実験値	推算値	実験値	推算値		
Py	11.2	10.1	8.7	11.7	10.9	9.1	8.2	5.3	5.2	4.6
Pu・(√2μ-1)	7.7	8.0	9.5	8.7	9.1	9.3	10.4	5.9	3.9	4.1
2/3Pmax	10.6	10.5	10.0	13.0	12.7	8.3	8.5	5.9	5.8	6.2
P150	12.6	13.9	12.9	15.7	14.9	10.1	11.2	7.5	7.4	8.3
壁倍率	2.2	2.5	2.4	2.7	2.5	2.3	2.3	1.5	1.1	1.1

われた0.023rad. までは、推算値と実験値がきわめてよく一致した。

6. 2 壁倍率での検証

以上で求めた各試験体のせん断力－変形角曲線の推算値から、壁倍率を評価し、表4で実験結果から得られた値と比較した。K2P-1～4では、せん断力－変形角曲線の形状が若干異なることにより、各決定因子の実験値と推算値に差が生じており、それに起因して壁倍率の推算値が実験値と若干異なったが、概ね一致していると判断できる。

A2Pでは、純せん断部分壁体試験から得られた $M_y - \gamma$ 関係が耐力壁の終局変位まで計測されていなかったため、途中までしか推定することができなかった。そのため、壁倍率にかかわる一部の耐力因子の値がかなり異なった。

7. まとめ

本論文では、耐力壁としての土壁の耐荷機構に基づいた力学モデルを構築し、耐荷機構の力学性状を簡易にかつ統括的に評価するための部分壁体試験法を考案した。そして、塗土の性質も施工の仕様も異なる京都、滋賀、秋田の3種類の土壁に対して、そのせん断力－変形角関係と壁倍率を部分壁体試験結果から推算することを試みた。主要な成果を以下に要約する。

①土壁の破壊モードは、壁土のせん断破壊が先行する場合と先行しない場合に分類でき、それぞれの破壊モードの耐力を評価するための『部分壁体試験法』を提案した。

壁土のせん断破壊を評価するために『純せん断部分壁体試験体』を、また、壁土のせん断破壊が先行しない場合では、各抵抗機構の相互作用を考慮して、1 P 耐力壁の隅角部付近と中央貫付近をそれぞれ切り出した『隅角部圧縮部分壁体試験体』と『貫のこじり部分壁体試験体』を考案した。

②土壁の変形成分をX方向とY方向の回転及び土壁のせん断変形に分離して、各変形成分が直列バネ配置の関係となることを示し、さらに、各変形成分のモーメント-変形角の関係から耐力壁のせん断力-回転角の関係が算出できることを示した。

③部分壁体試験結果から、任意壁長の土壁の各変形成分に対するモーメント-変形角の関係を推算する方法を示した。

④仕様の異なる3種類の土壁に対して、耐力壁試験体と同時に製作された部分壁体試験体の試験結果から、せん断力-変形角関係及び壁倍率を推算した。その結果、耐力壁のせん断力-回転角関係について、最大耐力付近までは、この推算値と耐力壁試験体の実験値は概ね一致した。

⑤耐力壁試験では壁長が長くなるに伴い、土壁はせん断破壊に移行する傾向が確認された。部分壁体試験結果から、推定された破壊モードも同様の傾向が得られた。

⑥隅角部圧縮試験体では、単調加力であったため、耐力壁とは異なる土壁の破壊性状を示したものがあり、その影響が最大耐力以降の挙動に現れた。そのため、推算値から算出された壁倍率は耐力壁の実験結果と決定因子が異なったが、壁倍率の値は概ね一致した。

⑦以上を総括して、本論文で提案した部分壁体試験法に基づく任意壁長の土壁耐力壁に対するせん断性状の推定方法は、その妥当性と有用性が検証できたと考える。

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) 鈴木祥之、中治弘行: 木造住宅土塗り壁の実大実験による耐震性能の再検討、日本建築学会構造系論文集、第519号、pp. 115-122、1999. 1
- 2) 三芳紀美子、大橋好光: 土壁の強度に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ、C-1、pp. 207-208、2002. 8
- 3) 三芳紀美子、大橋好光: 土壁の強度に関する研究 その2 実大面内せん断試験、日本建築学会大会学術講演梗概集 構造Ⅲ、C-1、pp. 409-410、2003. 9
- 4) 濱崎信子、三芳紀美子、大橋好光: 土壁の強度に関する研究、その3 壁土圧縮試験、日本建築学会大会学術講演梗概集構造Ⅲ、C-1、p. 399-400、2004. 8
- 5) 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
- 6) 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

集、第582号、pp. 103-108、2004. 8

7) 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. 5

8) 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

9) 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

10) 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

11) 田淵教士、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

(2007年4月5日原稿受理、2007年8月8日採用決定)