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

AN EXPERIMENTAL STUDY ON SHEAR RESISTING MECHANISM AND
SHEAR STRENGTH EVALUATION METHOD OF MUD-PLASTERED WALLS

中尾 方人*, 一文字 里紗**, 山崎 裕***, 石橋 庸子****

Masato NAKAO, Risa ICHIMONJI, Yutaka YAMAZAKI
and Yoko ISHIBASHI

This study is to clarify the shear resisting mechanism and establish a shear strength evaluation method for mud-plastered walls through shear loading tests of mud-plastered wall specimens. Since two failure modes were observed throughout the tests, two shear resisting mechanisms were established. Therefore, the minimum value among the strengths corresponding to these two mechanisms was taken as the shear strength of the mud-plastered wall. Taking into account the compressive and tensile strength of mud, the evaluation method based on the shear resisting mechanisms for mud-plastered walls provided a good estimation of the shear strength.

Keywords : Mud-plastered wall, Shear resisting mechanism, Shear strength, Material testing

土塗り壁, せん断抵抗機構, せん断耐力, 材料試験

1. はじめに

土塗り壁は、古くから日本の住宅の壁として用いられてきたが、特に都市部においては、年々その数は減少している。このことは、施工に要する日数が長いことやそれに伴うコストの増加、住宅建材の多様化など様々な要因があるが、そのうちの一つとして、耐震性能が低いと思われることもある。

土塗り壁の耐震性能を検証するための静的なせん断加力実験は、古くは田邊ら¹⁾、久田ら²⁾によって、近年では、杉山ら³⁾、前川⁴⁾、鈴木ら⁵⁾、大橋ら⁶⁾によって行われ、特定の仕様の土塗り壁については、0.5以上の壁倍率を与えることが可能になった。また、村上ら⁷⁾は、種々の仕様の試験体による実験結果から土塗り壁の耐荷機構を解明し、要素試験によりその荷重-変形関係を推定する手法を提案している。

それでもなお、構法が多様多様である土塗り壁の耐震性能を容易に評価することは難しいが、ある程度の耐震性能を有していることは一般的に知られるようになりつつある。

筆者らも、土塗り壁の耐震性能とそれに大きな影響を与えるであろうと思われる壁土の力学的特性との関係に着目し、実験的な検討を行ってきた^{8),9)}。その結果、壁土の一軸圧縮性状と土塗り壁の耐力性状との関係はある程度把握できたが、耐震性能を評価する方法

を示すまでには至っていない。

本研究では、関東地方でみられる構法の土塗り壁を対象とした試験体の静的せん断加力試験を行い、そのせん断抵抗機構を明らかにするとともに、壁土の材料試験結果から土塗り壁の最大負担せん断力（せん断耐力）の推定を試みる。

2. 実験計画の策定

筆者らがこれまでに行った実験研究^{8),9)}では、図1に示すような土塗り壁の試験体を用いて検討を行ってきた。3本の横貫は通し貫とし、楔で留めている。壁長が1820mmの場合には、両側柱の中央に縦貫も配している。間渡し竹には直径12mm程度の丸竹を用いており、その端部は軸組に設けた穴に10mm程度差し込み、貫に釘で留められている。小舞竹は幅が20mm程度の割竹であり、間渡し竹にわら縄で結わえられ、その端部は軸組の内側の面からは10mm程度離れている。この試験体では、3本の横貫のうち、地貫と頭貫の位置は実際の建物での位置とは異なるが、これは、貫で区切られた壁土の各部分の寸法を同程度として、各部の破壊性状を比較するためと、仕口に取り付けているホールダウン金物との干渉を避けるためである。壁土の材料となる土は荒木田土である。水合わせ後、夏期に3ヶ月程度寝かせたものを荒壁用の壁土として用い、荒壁が乾

* 横浜国立大学大学院工学研究院 助手・修士(工学)

** ナイス(株) 修士(工学)

(元 横浜国立大学大学院工学府 博士課程前期)

*** 横浜国立大学大学院工学研究院 教授・工博

**** 横浜国立大学大学院工学府 博士課程後期・修士(工学)

Research Assoc., Faculty of Engineering, Yokohama National University, M. Eng.
Nice Corporation, M. Eng.

Prof., Faculty of Engineering, Yokohama National University, Dr. Eng.
Graduate Student, Graduate School of Engineering, Yokohama National University, M. Eng.

燥してひび割れが十分生じるのを待って、中付けと中塗りを両面に行う。中付けは、中塗りに先立って壁面をならす工程であり、中塗りの前日か直前に行われる。乾燥後は、中付け層と中塗り層とは完全に一体化する。中付けと中塗りに用いる壁土は、荒壁用の壁土に砂を加えたものであり、中塗り仕上げの場合の標準的な壁厚は、50～55mm 程度である。

上記のような構法の土塗り壁を対象とし、高さ（2730mm と 1820mm）、壁長（1820mm と 910mm）、仕上げの程度（軸組のみ、荒壁塗りまで、中塗り仕上げ）をパラメータとして、静的せん断加力試験を行った結果からは、土塗り壁の耐力および変形性状について、主に以下のことが明らかになっている^{8),9)}。

- ・ 頂部に水平に載荷されたせん断力の大部分は、中付けおよび中塗り層で負担されている。また、中付け土や中塗り土の圧縮応力度－変位関係と、土塗り壁の中付けおよび中塗り層が負担する平均負担せん断応力度－層間変形角関係とは相関がある。
- ・ 壁長が 1820mm の試験体では、壁土の中段部にせん断ひび割れが生じて破壊したのに対し、壁長が 910mm の場合にはせん断ひび割れはみられず、壁土全体が軸組内で回転し、貫上の中付けおよび中塗り層が面外へ浮き上がる様子が観察された。このとき、中付けおよび中塗り層が負担するせん断力は、壁長が 1820mm の場合に比べて約 1/4 であった。

図1 本研究で対象とする土塗り壁

表1 土塗り壁試験体の一覧

試験体名	壁長 (mm)	塗　　り　　厚　　(mm)		貫の本数		特　　徴	
		荒壁	中付け+中塗り	横貫	縦貫		
			横貫側				縦貫側
D1	1820	30	0	0	3	1	荒壁塗りまで 標準的な中塗り仕上げ 横貫が1本少ない 中付け+中塗り層が厚い 横貫側のみ中塗り仕上げ 縦貫側のみ中塗り仕上げ
D2			15	15	2		
D2N			25	25	3		
D2T			15	0	3		
D2V			0	15	3		
E1	910	30	0	0	3	0	荒壁塗りまで 標準的な中塗り仕上げ 横貫が1本多い 中付け+中塗り層が厚い
E2			15	15	4		
E2N			25	25	3		
E2T			25	25	3		

この結果からは、土塗り壁のせん断耐力は、中付けおよび中塗り層の破壊形式に深く関係していると考えられるため、本研究での試験体構成は、中付けおよび中塗り層の厚さや壁長、横貫の本数をパラメータとして表1および図2のように計画した。ここで、荒壁層で負担されるせん断力は、中付けおよび中塗り層がある場合とない場合とでは異なると考えられるが、中付けおよび中塗り層で負担されるせん断力に比べて小さいと予想される。ゆえに、壁土により負担されるせん断力は、全て中付けおよび中塗り層で負担されると仮定している。横貫の本数を変化させるにあたり、その本数が多いほど壁土の回転が抑えられると考え、壁長が 1820mm の試験体では横貫を2本に、910mm の試験体では4本として、上記のような実験結果とは異なる破壊形式となることを意図した。即ち、D2N 試験体では、壁土が軸組内で回転してせん断ひび割れが生じない破壊形式、E2N 試験体では、壁土にせん断ひび割れが生じて破壊することを想定している。また、D2L と D2V 試験体では、表面（横貫側）と裏面（縦貫側）における、中付けおよび中塗り層の負担せん断力の比較を目的としている。

本研究での試験体の製作も前述した構法で行った。塗り厚については、実測値を図3に示したが、概ね目標の塗り厚に近く施工できている。なお、D2T および E2T 試験体では、中塗りを2回行って概ね目標の塗り厚以上となった。

土塗り壁の静的せん断加力試験の方法は、ホールダウン金物 (S-HD15) による柱脚固定式とし、図4に示す履歴で加力を行った。図5は変位等の計測位置である。壁土の挙動は、壁面全体にマーカーを取り付けて写真から追えるようにした。また、軸組の変形は、変位計により計測した。

※図中の波線は間渡し竹を表す。

図2 試験体の軸組および間渡し竹

3. 実験結果および考察

3. 1 耐力および破壊性状

各試験体の荷重-変形関係の包絡線を図6に示す。

荒壁のみの試験体（以下、荒壁試験体と略す）D1, E1 では、加力終了まで負担せん断力が増加し続けた。これは、文献8)に示した結果から判断すると、荒壁土により負担されているせん断力はわずかで、ホールダウン金物で仕口を補強された軸組による負担力が、層間変形角に比例して増加し続けるためであると考えられる。

壁長が1820mmの中塗り仕上げの試験体（以下、中塗り試験体と略す）D2, D2N, D2T, D2LおよびD2Vでは、まず、壁土の隅角部で横架材と接する部分が圧壊して壁土全体が軸組内で回転した。その後、D2T以外の各試験体では1/150radで、D2T試験体では1/75radでせん断ひび割れが確認され、D2LとD2V試験体では1/100radで、

図3 各層の塗り厚の実測値

図4 加力履歴

図5 変位等計測位置

その他の試験体では1/50radで負担せん断力が最大となった。最大負担せん断力時のひび割れの発生状況を図7に示す。D2, D2N, D2L, D2Vの各試験体では、貫上のひび割れに沿ったスリップ状の圧壊（スリップ破壊¹⁰⁾が生じており、これは、鉄筋コンクリート造耐震壁でみられる破壊性状に似たものである。D2T試験体では1/50radで壁土が面外に浮き上がり、1/30rad時には剥がれ落ちそうになったため、その時点で加力を中止した。壁長が1820mmのいずれの試験体でも、1/100rad前後から柱の上下端部付近に接する壁土にも圧壊がみられ、壁土は柱から水平力を受けていると考えられる。

壁長が910mmの中塗り試験体E2, E2NおよびE2Tでは、軸組のせん断変形が進むにつれて、壁土の隅角部で横架材に接する部分の圧壊が顕著にみられた。そして、壁長が1820mmの中塗り試験体よりも壁土が軸組内で大きく回転し、剛性が低下した後も緩やかに負担せん断力が上昇しつづけた。1/50rad前後からは、隅角部および軸組と貫の仕口付近の壁土が面外に浮き上がり、その後、壁土全体が面外に浮き上がる様子が確認された。E2N試験体では、1/30rad時に

図6 荷重-変形関係

図7 ひび割れの発生状況

せん断ひび割れが生じたが、E2 と E2T 試験体では、加力終了までにせん断ひび割れはみられなかった。E2 および E2N 試験体では、貫の両端部付近で壁土が面外に浮き上がったことによると思われる面外曲げひび割れがみられたが、E2T 試験体では隅角部以外に目立った損傷はなく、1/15rad 時に壁土全体が一体となって剥がれ落ちた。

本実験における壁土の破壊形式は、概ね 2 種類に分類できるが、それぞれの破壊形式を代表して、D2 および E2 試験体の破壊過程の模式図を図 8 に示した。

3. 2 壁土の力学的特性

壁土の力学的特性を把握するための圧縮試験および引張試験は、土塗り壁のせん断加力試験を行った約 2 ヶ月間で 2 回実施した。供試体の型枠は、内法寸法が直径 50mm で高さ 100mm の円筒形であり、5 体を 1 セットとした。圧縮および引張力は、供試体の材軸方向に載荷し（付録参照）、応力度の算出に用いる断面積は、試験の前日に測定した直径から求めた。試験結果を図 9 に示す。

2 回の材料試験の間は約 1 ヶ月あったが、養生期間の差による影響はみられなかった。荒壁土の供試体には、壁と同様に多くの乾燥ひび割れがみられ、図 10 に示したように、中付け土や中塗り土に比

図 8 破壊過程の模式図

図 9 壁土の材料強度

べて剛性、強度ともに低い。中付け土と中塗り土とは、圧縮応力度と変位との関係は似ており、いずれも圧縮変位が約 2mm で最大応力度となる。このように、中付け土と中塗り土とは力学的にほぼ同様の性状であり、土塗り壁のせん断加力試験でも両者は一体として挙動していたため、これ以降、中塗り試験体における中塗り層を指す場合には中付け層も含むものとする。

3. 3 各部の変形状

図 11 は、中塗り試験体における両側柱の各点の水平方向の変位を、荒壁試験体の同じ位置における変位との差で表したものである。軸組の変形に伴って、両側の柱が外側に押し出されるように変形していることが分かる。なお、荒壁試験体における両側柱では、大変形域においてホールダウン金物による拘束力の影響がみられたが、ほぼ直線とみなせる結果であった。

図 12 に壁土の土台に対する回転角を示す。これは、壁土の表面に取り付けたマーカーのうち、最も外側に位置する左右 2 列のマーカーについて、それぞれの列での土台に対する鉛直方向の移動量の平均値を求め、その差を 2 列の間隔で除すことで求めた。

荒壁試験体 D1, E1 では、荒壁土が軸組とともにせん断変形しているため、回転量は少ない。一方、中塗り試験体では、隅角部で横架材と接する部分が圧壊することで壁土が回転しており、壁長が 910mm の E2, E2N, E2T の各試験体では、層間変形角と同程度の回転角である。壁長が 1820mm の各試験体では、910mm の試験体よりも回転角は小さいが、これはせん断ひび割れや、柱の上下端部付近

図 10 各壁土の圧縮応力度－変位関係

図 11 中塗り試験体の両側柱の水平方向の変形

に接する壁土に圧壊が生じていたためであると考えられる。

3. 4 壁土の破壊形式およびせん断耐力に関する考察

ここでは、土塗り壁の破壊形式およびせん断耐力について、中塗り層の最大負担せん断力（以下、壁土の破壊形式を問わず「中塗り層のせん断耐力」と呼ぶ）の観点から考察する。ここで、中塗り層の負担せん断力とは、同一の層間変形角において、中塗り試験体の負担せん断力から、荒壁試験体の負担せん断力を差し引いたものとする。前述のように、荒壁試験体の負担せん断力のうち軸組が負担する割合は、変形に伴って増加するため、大変形域では、大部分のせん断力は軸組により負担される。土塗り壁のせん断耐力について考える場合、この軸組による負担せん断力を差し引かない限り、壁土自体が最大の強度を発揮する点、および、それに対応した壁土の破壊形式が特定できない。ここでは、便宜的に中塗り層の負担せん断力という概念を導入したが、壁土が負担するせん断力の算定には、軸組の応力分布等について詳細な検討が必要である。図 13 に中塗り試験体における中塗り層の負担せん断力の推移を示し、以下に考察を加える。

(a) 壁土の破壊形式について

壁長が 1820mm の中塗り試験体のうち、D2L と D2V 試験体では 1/100rad で、D2、D2N および D2T 試験体では 1/50rad で中塗り層の負担せん断力が最大となっている。一方、壁長が 910mm の中塗り試験体においては、E2T 試験体では 1/100rad で、E2 と E2N 試験体では 1/50rad で中塗り層の負担せん断力が最大である。

各試験体について、中塗り層の負担せん断力が最大となった層間変形角の前後での破壊性状を考慮すると、各試験体の破壊形式は、D2、D2N、D2L、D2V 試験体はスリップ破壊、D2T、E2、E2N、E2T 試験体は壁土の面外への浮き上がりであったと考えられる。

(b) 中塗り層のせん断耐力について

中塗り層が横貫側のみにある D2L 試験体と縦貫側のみにある D2V 試験体とはほぼ同じ耐力性状であり、両者の中塗り層のせん断耐力は、両側に中塗り層を有する D2 試験体の約 1/2 である。D2L、D2V および D2 試験体の破壊形式が同じであることも考慮すると、中塗り層はそのすぐ下の貫や小舞竹の方向によらず、同程度のせん断力を負担することが分かる。また、中段の横貫がない D2N 試験体は、D2 試験体とほぼ同じ耐力性状であり、破壊形式も同じであることから、壁長が 1820mm の場合には、横貫が中塗り層のせん断耐力

図 12 壁土の回転角と層間変形角の関係

に及ぼす影響は小さいといえる。さらに、中塗り層の厚さが D2 試験体の約 1.7 倍である D2T 試験体の中塗り層のせん断耐力は、D2 試験体の約 1.4 倍であり、中塗り層の厚さに比例しているとはいえない。これは、中塗り層の厚さの違いによって、破壊形式が異なったためとみられる。

一方、壁長が 910mm である E2 試験体の中塗り層のせん断耐力は、D2 試験体の約 1/4 であり、耐力が壁長に比例しないのは破壊形式の違いのためと考えられる。この E2 試験体と比べて、E2N 試験体の中塗り層のせん断耐力は 20%程度高い。これは、図 12 において、E2 と E2N 試験体とでは、壁土の土台に対する回転角はほぼ同じであることから、中段部に追加した貫も、壁土の回転に対して抵抗力を発揮していたためと推測される。中塗り層の厚さが E2 試験体の約 1.8 倍である E2T 試験体では、中塗り層のせん断耐力は E2 試験体の約 1.4 倍であり、両者の破壊形式は同様であるが、中塗り層のせん断耐力は、中塗り層の厚さに比例しているとはいえない。これより、破壊形式が壁土の面外への浮き上がりである場合には、中塗り層のみが中塗り層のせん断耐力に影響を及ぼすのではないと考えられる。

4. 土塗り壁のせん断抵抗機構

以上のような実験結果より、本研究で対象とした構法の土塗り壁のせん断抵抗機構は、壁長の違いによらず、総じて以下のように考えることができる。

軸組の層間変形角が 1/150rad 付近までは、軸組のせん断変形に伴って、図 14 のように、剛性の高い中塗り層の隅角部に水平力と鉛直力の合力が対角線方向に作用する。この水平力の偶力モーメントと鉛直力の偶力モーメントとは釣り合うので、壁土の縦横比を考慮すると、鉛直力の方が水平力より大きくなる。そのため、横架材と接

図 13 中塗り層の負担せん断力の推移

する部分の壁土が先に圧壊し、壁土が軸組内で回転する。このとき、貫は剛性の低い荒壁層内にあるため、壁土の回転に対する抵抗力はほとんどないと思われる。

さらに軸組のせん断変形が進み、中塗り層が負担するせん断力がある程度以上になったときには、せん断ひび割れが生じる。図 15 は、中塗り層の平均負担せん断応力度の推移を示したものである。これは、中塗り層の負担せん断力を、中付けおよび中塗り層の厚さと両側柱の内法長さで除して求めた。これによると、D2, D2N, D2L, D2V の各試験体では、1/300rad から 1/150rad の間に、D2T 試験体では、1/100rad から 1/75rad の間にせん断ひび割れが生じていることから、中塗り層にせん断ひび割れが生じるときの平均負担せん断応力度は 0.1N/mm^2 程度であると考えられる。これは、中付け土と中塗り土の引張強度の平均値 0.098N/mm^2 と同程度である。また、E2N 試験体の中塗り層の最大負担せん断応力度は、約 0.1N/mm^2 であり、1/30rad 時にはせん断ひび割れが確認されている。E2 および E2T 試験体では、中塗り層にせん断ひび割れが生じなかったが、この 2 体の中塗り層の平均負担せん断応力度は 0.08N/mm^2 以下であり、せん断ひび割れが生じるせん断応力度に達していないことが分かる。これは、壁長が 910mm の試験体の壁土の縦横比は、壁長が 1820mm の場合の約 2 倍であるため、水平力の偶力モーメントによって発生する鉛直力がより大きく、隅角部の圧壊が早期に生じて、壁土が大きく回転したためと考えられる。

中塗り層にせん断ひび割れが生じた場合、壁面には圧縮力に抵抗する機構（圧縮束）が形成されて、スリップ破壊が生じるまでせん断力が負担される。この破壊形式は、D2, D2N, D2L, D2V 試験体が該当する。

図 14 壁土に作用する水平力と鉛直力との釣り合い

図 15 中塗り層の平均負担せん断応力度の推移

層間変形角が $1/50\text{rad}$ に達しても中塗り層にスリップ破壊が生じない場合、隅角部ではより広範囲にわたって壁土が圧壊し、壁土が軸組の中で大きく回転する。このとき、荒壁層が貫付近で圧壊するとともに、隅角部および貫上の中塗り層が面外に浮き上がる。このような破壊形式の場合の中塗り層のせん断耐力は、中塗り層の隅角部および貫付近の荒壁層が圧壊するときの中塗り層の負担せん断力として表せると考えられる。この破壊形式に該当するのは、D2T, E2, E2N, E2T 試験体である。

5. 土塗り壁のせん断耐力の定式化

ここでは、中塗り層のせん断耐力の定式化を試みる。中塗り層のせん断耐力は、軸組が負担するせん断力を除いた実質的な土塗り壁のせん断耐力に近い値であると考えられる。

5. 1 中塗り層のせん断耐力の算定式の検討

本実験の範囲内では、中塗り層のせん断耐力 V は、式(1)のように表せる。

$$V = \min(V_s, V_{co}) \quad (1)$$

V : 中塗り層のせん断耐力

V_s : スリップ破壊が生じるときの中塗り層の負担せん断力

V_{co} : 隅角部および貫付近の壁土が圧壊して、中塗り層が面外に浮き上がるときの中塗り層の負担せん断力

ただし、スリップ破壊が生じるためには、せん断ひび割れ後に圧縮束が形成されることが必要であるため、 V_s はせん断ひび割れが生じるときの中塗り層の負担せん断力 V_{cr} よりも大きい必要がある。

V_{cr} は、ひび割れが生じる前の中塗り層を等方性弾性体とみなし、一様に純せん断力が作用していると仮定すると、次式で表すことができる。

$$V_{cr} = n \sigma_t \times t_n \times l_w \quad (2)$$

$n \sigma_t$: 中塗り土の引張強度

t_n : 中塗り層の厚さ

l_w : 両側柱の内法長さ

(2)式において、厳密には2軸応力状態を考慮した引張強度を用いるべきであるが、ここでは、一軸引張試験による引張強度を用いることとする。

また、 V_s は、せん断ひび割れ発生後に図 16 のような圧縮束が形成されると仮定すると、以下のように表すことができる。

$$V_s = n \sigma_c \times t_n \times l_w / 4 \quad (3)$$

$n \sigma_c$: 中塗り土の圧縮強度

図 16 中の圧縮束が形成される幅 $l_w/2$ は、スリップ破壊は貫に沿って生じていることのほか、せん断ひび割れの角度を 45° 、中塗り

層に作用する水平力は柱から伝達されると仮定して決めた。このせん断抵抗機構が成り立つには、鉛直方向の拘束力が存在することが前提であり、本来はこの力も考慮して圧縮束の幅を決める必要がある。しかし、D2, D2L, D2V の各試験体のひび割れの発生状況から、スリップ破壊が生じた長さは $l_w/2$ に近いこと、ひび割れ発生後のせん断抵抗機構や式(3)が簡潔に表現できることから、図 16 のように水平力の釣り合いのみを考慮した。このせん断抵抗機構によれば、横貫側と縦貫側の中塗り層のせん断耐力は同等となることが説明できる。

隅角部および貫付近の壁土が圧壊して、中塗り層が面外に浮き上がる時の中塗り層の負担せん断力 V_{co} は、壁土の圧縮強度、塗り厚（貫の厚さ、横貫の本数）、両側柱の内法長さの 2 乗に比例すると仮定し、式(4)で表す。このとき、中塗りおよび荒壁層は一体として挙動し、中塗り層の隅角部が圧壊すると同時に貫周辺の荒壁層も圧壊すると仮定している。

$$V_{co} = cV_{co} + nV_{co} \quad (4a)$$

$$cV_{co} = \alpha_1 \times n \sigma_c \times t_n \times l_w^2 / H \quad (4b)$$

$$nV_{co} = \alpha_2 \times a \sigma_c \times t_b \times l_w^2 \times n_L / H \quad (4c)$$

cV_{co} : 中塗り層が負担するせん断力のうち中塗り層の隅角部の圧壊に寄与するせん断力

nV_{co} : 中塗り層が負担するせん断力のうち貫周辺の荒壁層の圧壊に寄与するせん断力

α_1 および α_2 : 応力分布形状に依存する係数

$a \sigma_c$: 荒壁土の圧縮強度

t_b : 貫の厚さ

n_L : 横貫の本数

H : 加力点高さ

実験結果から推定する横貫 1 本分の nV_{co} の値は、壁長が 910mm の場合、横貫が 4 本の E2N 試験体と、3 本の E2 試験体の中塗り層

図 16 仮定したせん断ひび割れ後のせん断抵抗機構

のせん断耐力の差 0.48kN となる。また、 cV_{co} は E2 試験体の中塗り層のせん断耐力 2.05kN から 3 本の貫の負担力 ($0.48\text{kN} \times 3 = 1.44\text{kN}$) を差し引いて、0.61kN となる。

E2 試験体を対象として、 $n \sigma_c = 0.54\text{N/mm}^2$ (中付け土と中塗り土の圧縮強度の平均値)、 $t_n = 32\text{mm}$ (中付け層と中塗り層の厚さの和)、 $l_w = 805\text{mm}$ 、 $H = 2730\text{mm}$ として、 cV_{co} ($=0.61\text{kN}$) から α_1 を逆算すると 0.15 となり、応力分布形状を図 17(a) のように三角形と仮定した場合 ($\alpha_1 = 1/6 \div 0.167$) に近い値となる。同様に nV_{co} についても、 $a \sigma_c = 0.31\text{N/mm}^2$ 、 $t_b = 15\text{mm}$ 、 $n_L = 3$ として nV_{co} ($=1.44\text{kN}$) から α_2 を求めると 0.43 となり、図 17(b) のような応力分布の場合 ($\alpha_2 = 1/6 \div 0.167$) に比べるとかなり大きな値である。これは、荒壁層が剛性の高い中塗り層と一体化することで、実際には材料試験での荒壁土の圧縮強度より高くなっている可能性があることや、壁土と柱のずれに抵抗する間渡し竹の負担力、および、貫に間渡し竹を固定している釘の抵抗力を無視していることが考えられる。文献 7) や 11) には、これらの力も無視できない程度である実験結果が示されている。

5. 2 算定結果と実験値との対応

表 2 と図 18 に各式による算定結果と実験での中塗り層のせん断耐力 V_{exp} との対応を示す。ここで、壁長が 910mm の試験体における V_s の算定には、壁長が 1820mm の試験体の破壊性状から決めた式(3)をそのまま用いた。このことの妥当性については、実験で壁長が 910mm の試験体にスリップ破壊を生じさせることは難しかったために確認できていないので、壁長が 910mm の試験体における V_s の値はあくまで参考値として記載した。また、式(4)における α_1 と α_2 は 0.15 と 0.43 を用いているため、E2 試験体の V_{co} と V_{exp} とは一致している。いずれの試験体においても、 $V_{cr} < V_s$ であり、式(1)の適用範囲内にある。D2N 試験体では、中塗り層のせん断耐力 V は V_{co} で評価されているが、実験での破壊形式はスリップ破壊であり、実験結果とは対応していないように見える。しかし、 V_{co} は V_{cr} の約 1.3 倍であり、せん断ひび割れが十分生じてから壁土が一体となって回転するとは考えにくく、また、 V_{co} と V_s とはほぼ同じ値であることから、この算定結果は実験結果と大きく異なるものではないと考えられる。また、D2L と D2V 試験体での算定結果はやや過小評価であり、壁長が 1820mm の試験体では、中塗り層の厚さに差がある場合の評価にややばらつきがある。これは、軸組にせん断変形が生じたとき、中

(a) 隅角部の応力分布 (b) 横貫周辺の応力分布

図 17 各部の応力分布の例

塗り層の剛性が高い場合には、壁土からの大きな反力によって、両側柱に顕著な曲げ変形が生じ、柱から中塗り層へ作用する応力の分布が異なるためではないかと考えられる。本実験でも、中塗り層が厚いほど、ひび割れが対角線方向に集中し（図 7）、柱の水平方向の変形量が大きい傾向（図 11）がみられている。E2N 試験体では V_{co} より V_{cr} が小さく、計算ではせん断ひび割れが発生することになり、実験においてもせん断ひび割れが確認されている。

本算定式は、この実験結果において必ずしも適切な評価とはならない場合もあるが、壁土の破壊形式および中塗り層のせん断耐力は概ね表現できているといえる。

表 2 中塗り層の負担せん断力の算定結果

(単位: kN)	D2	D2N	D2T	D2L	D2V	E2	E2N	E2T
V_{cr} (ひび割れ発生時)	5.55	5.38	9.75	2.52	2.18	2.52	2.37	4.50
cV_{co} (隅角部の圧壊時)	2.86	2.77	5.02	1.30	1.12	0.61	0.57	1.09
nV_{co} (貫周辺の圧壊時)	6.54	4.36	6.54	6.54	6.54	1.44	1.92	1.44
V_s (スリップ破壊時)	7.64	7.41	13.43	3.47	3.01	(3.48)	(3.26)	(6.19)
V_{co} ($=cV_{co} + nV_{co}$)	9.39	7.13	11.55	7.83	7.66	2.05	2.49	2.53
$\min(V_s, V_{co})$	7.64	7.13	11.55	3.47	3.01	2.05	2.49	2.53
V_{exp}	7.78	7.60	10.96	4.38	3.98	2.05	2.53	2.78
実験での破壊形式	スリップ破壊		壁土の浮き上がり	スリップ破壊		壁土の浮き上がり		

※1 表中の下線は V_s と V_{co} の小さい方の値を示す。

※2 ()内の値は参考値として記載した。

図 18 実験値と計算値との対応

6. まとめ

関東地方でみられる土塗り壁を対象として、中付けおよび中塗り層の厚さや壁長、横貫の本数をパラメータとした静的せん断加力試験を行い、そのせん断抵抗機構について検討した。また、この土塗り壁のせん断抵抗力の大部分を負担していると考えられる中付けおよび中塗り層について、壁土の材料試験結果からせん断耐力の算定を試みた。

算定結果は概ね実験値と対応するものの、算定に際しての仮定の妥当性についての検討は十分ではない。中付けおよび中塗り層の厚さや、壁土の産地、軸組や下地の仕様が異なると、本実験結果と同様の破壊形式になるとは限らない。今後の検討課題は多いが、土塗り壁のせん断抵抗機構およびせん断耐力の算定法について、一つの考え方を示すことができたと思う。

謝辞

本研究は、(財)旭硝子財団の研究助成により行われました。試験体の製作には、ジェクト(株)の小山良一氏をはじめ、多くの専門職の皆様にご尽力いただきました。実験の遂行には、横浜国立大学大学院生(当時)の嶋豊定氏の協力を得ました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 田邊平學, 勝田千利, 後藤一雄: 交番水平荷重を受くる木造有壁骨組(眞壁)の実験, 建築学会大会論文集, pp.130-139, 1938.4
- 2) 久田俊彦: 木造壁體の耐力に関する研究, 建築学会論文集, pp.71-79, 1951.2
- 3) 杉山英男, 安藤直人: 古文化財に関する保存科学と人文・自然科学 総括報告書 文化財建造物の構造力学的研究, 1984.3
- 4) 前川秀幸: 土塗り壁の静的実験, 建築技術, pp.157-161, 1997.9
- 5) 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515号, pp.115-122, 1999.1
- 6) 大橋好光, 三芳紀美子: 伝統的構法を用いた木質構造の設計 土壁, 建築技術, pp.130-133, 2003.6
- 7) 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
- 8) 中尾方人, 山崎裕, 田中純: 土塗り壁のせん断耐力の評価に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.49B, pp.573-578, 2003.3
- 9) 一文字里紗, 嶋豊定, 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2 1Px3Pの場合), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1 構造Ⅲ, pp.397-398, 2003.7
- 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説—許容応力度設計法—, 付 11. 壁板周辺の柱および梁のせん断破壊を防止または抑制した耐震壁の構造計算法, pp.380-404, 1999.11
- 11) 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

付録

壁土の材料試験の供試体は、円筒形の紙管(内径 50mm, 高さ 100mm)を型枠に用いて製作した。加力は付図のように行い、圧縮変位としては、クロスヘッドの変位を計測した。引張試験の供試体は、圧縮試験のものと同じであり、これに治具を取り付けて引張力を載荷した。

供試体は、概して、圧縮試験では対角線方向にひび割れが生じ、引張試験では上下の治具間で水平方向に破断した。

付図 圧縮および引張試験方法

(2005年4月7日原稿受理, 2005年9月13日採用決定)