

土質力学に基づく
土塗壁の耐力評価手法の提案

**Proposal on Strength Evaluation Method of Mud Wall
Based on Soil Characteristics**

2019年3月

越智隆行

Takayuki Ochi

目次

| | |
|---------------------------------|----|
| 第1章 序論 | 1 |
| 1.1 研究の背景 | 3 |
| 1.1.1 土塗壁とは | 3 |
| 1.1.2 土塗壁の有用性 | 5 |
| 1.1.3 土塗壁の現状 | 6 |
| 1.2 既往の研究 | 7 |
| 1.2.1 壁土の材料試験方法に関する研究 | 7 |
| 1.2.2 土塗壁の力学モデルに関する研究 | 9 |
| 1.2.3 既存土塗壁の評価方法に関する研究 | 10 |
| 1.3 本研究の目的と構成 | 11 |
| 第2章 壁土の調合が強度特性に及ぼす影響 | 17 |
| 2.1 序論 | 19 |
| 2.2 土塗壁に用いる中塗土の性質 | 20 |
| 2.2.1 調合方法と粒径加積曲線 | 21 |
| 2.2.2 要素実験 | 22 |
| 2.2.3 要素実験結果と考察 | 23 |
| 2.3 壁土の調合が強度特性に及ぼす影響 | 25 |
| 2.3.1 調合方法と粒径加積曲線 | 25 |
| 2.3.2 要素実験 | 25 |
| 2.3.3 要素実験結果と考察 | 27 |
| 2.4 香川県産の粘土を用いた壁土の調合が強度特性に及ぼす影響 | 31 |
| 2.4.1 基準調合 | 32 |
| 2.4.2 各層の土質特性 | 33 |
| 2.4.3 各層の強度特性 | 34 |
| 2.4.4 他地区との比較 | 35 |
| 2.4.5 壁土の調合が強度特性に及ぼす影響 | 39 |
| 2.4.6 要素実験結果と考察 | 40 |
| 2.5 結論 | 42 |
| 第3章 せん断スパン比が土塗壁の破壊モードに及ぼす影響 | 45 |
| 3.1 序論 | 47 |
| 3.2 土塗壁の静的水平載荷試験 | 48 |
| 3.2.1 実大試験体概要 | 48 |
| 3.2.2 壁土の要素実験 | 51 |
| 3.2.3 載荷方法と計測方法 | 52 |
| 3.3 実大実験結果 | 53 |
| 3.3.1 耐力変形関係 | 53 |
| 3.3.2 破壊過程 | 54 |
| 3.4 結論 | 55 |

| | |
|---------------------------------|-----|
| 第4章 せん断破壊が卓越しない土塗壁の耐力変形角推定式 | 57 |
| 4.1 序論 | 59 |
| 4.2 土塗壁の静的水平載荷実験 | 60 |
| 4.2.1 実大試験体概要 | 60 |
| 4.2.2 壁土の要素試験 | 62 |
| 4.2.3 載荷方法と計測方法 | 64 |
| 4.2.4 実大実験結果 | 65 |
| 4.3 土塗壁の耐力変形推定式の提案 | 68 |
| 4.3.1 推定手法の概要 | 68 |
| 4.3.2 耐力の推定 | 70 |
| 4.3.3 剛性の推定 | 72 |
| 4.4 実大実験結果と耐力変形推定値の比較 | 74 |
| 4.5 結論 | 77 |
| 第5章 開口部を有する土塗壁の耐力変形推定式 | 81 |
| 5.1 序論 | 83 |
| 5.2 土塗壁の静的水平載荷実験 | 84 |
| 5.2.1 実大試験体概要 | 84 |
| 5.2.2 壁土の要素試験 | 86 |
| 5.2.4 載荷方法と計測方法 | 87 |
| 5.2.6 実大実験結果 | 88 |
| 5.3 開口部を有する土塗壁の耐力変形推定式の提案 | 93 |
| 5.3.1 推定手法の概要 | 93 |
| 5.3.2 土塗壁要素の最大耐力推定式 | 95 |
| 5.3.3 土塗壁要素の変形 | 97 |
| 5.3.4 土塗壁要素と架構の荷重伝達 | 99 |
| 5.3.5 土塗壁架構の変形 | 102 |
| 5.4 実大実験結果と推定値の比較 | 104 |
| 5.4.1 柱の変形 | 104 |
| 5.4.2 土塗壁架構の耐力変形関係 | 106 |
| 5.5 結論 | 108 |
| 第6章 原位置採取試料による壁土の強度特性評価手法の提案 | 111 |
| 6.1 序論 | 113 |
| 6.2 原位置採取試料 | 114 |
| 6.2.1 対象建物の概要 | 114 |
| 6.2.2 試料の採取方法 | 115 |
| 6.2.4 試験体の概要 | 116 |
| 6.2.5 試験体の密度 | 116 |
| 6.3 一面せん断試験と一軸圧縮試験による壁土の強度定数の比較 | 117 |
| 6.3.1 試験方法 | 117 |
| 6.3.2 試験結果 | 120 |

| | |
|-----------------------|-----|
| 6.3.3 壁土の強度定数の比較..... | 122 |
| 6.4 結論..... | 125 |
| 第7章 結論..... | 127 |

本論文に関する発表論文

謝辞

第1章 序論

1.1 研究の背景

1.1.1 土塗壁とは

土塗壁は竹や木などその地域で採取される材料を用いて図 1-1 の(a)～(f)に示すように格子状の下地を作り、粘土分を含む土に藁などの繊維補強材を混ぜ合わせ、荒壁、裏返し塗、大直し塗、中塗、仕上げの上塗と幾層にも塗り重ねられてつくる壁である。

我が国における土塗壁の歴史は、仏教の伝来により崇峻元年(588年)に百済から技術者が仏寺建築のため寺工(てらたくみ)、鑪盤(ろばん)博士(仏塔の屋根上の相輪などの金属製部分を担当する工人)、瓦博士、畫工が渡来する。法興寺(現在の飛鳥寺)に関わったとされる。畫工は壁画を専門とする画家とされ、壁画は荒壁仕舞の上には描くことはできず、白堊上塗りを必要とする¹⁾。この時代より土塗壁が存在していたことが確認できる。これ以降の土塗壁の歴史は、奈良時代(710年～794年)の寺院において木材と藁縄で小舞下地を作り、3回に分けて壁土を塗り、さらに白土や消石灰を行っていたとされる²⁾。平安から鎌倉時代になると気密性、堅牢性および耐火性の観点から蔵に土が用いられるようになる。室町(1336年～1573年)、桃山(1573～1603年)時代以降、茶室建築や数寄屋建築の発達と共に、京都を中心に京阪地方で行われ、江戸を始め全国に広まったとされる³⁾。大正時代以降、1923年(大正12年)の関東大震災、1948年(昭和23年)の福井大地震土壁の地震被害があり、1950年(昭和25年)に「市街地建築物法」が廃止され、「建築基準法」が新たに制定・公布され、土塗壁の壁倍率が0.5と定められた。1954年(昭和34年)の建築基準法の改正時には裏返しをしたものは壁倍率を1.0とすることが可能となる。その後1964年(昭和39年)新潟地震、1968年(昭和43年)十勝沖地震、1978年(昭和53年)宮城沖地震があり、1981年(昭和56年)の建築基準法改正により、新耐震設計法が導入される。その時の土塗壁の壁倍率は裏返しの有無にかかわらず0.5であった。2003年(平成15年)建築基準法の告示改正により土塗壁は一定の使用を満たせば、1.0～1.5倍の壁倍率で評価される。

上記のように土塗壁は、耐力壁として評価されてはいるが、経済至上主義による、建築物の乾式工法の普及に伴い次第に使われなくなった。多くの壁土製造所が廃業し、香川県内の壁土製造所も廃業に追い込まれてしまっており、壁土材料の入手が困難な状況にある。



(a)竹小舞下地



(b)荒壁



(c) 裏返し



(d) 大直し



(e) 貫伏せ



(f) 中塗

図 1-1 土塗壁の施工過程

1.1.2 土塗壁の有用性

土塗壁の材料である壁土は一般的な工業化された建築材料と比較して以下の有用性がある。

第一に、天然系材料であることによる地球環境へのメリットがあげられる。土は地球上に普遍的に存在し、世界のどの地域でも最も容易に入手できる。粘土分が少ない場合には粘土質の土を加え、多い場合には砂を加え粒度の調整を行って使用することができる。土塗壁に用いる土は焼成していないため、水に浸せば永久的に何度でも再利用が可能である。土の現場での準備・運搬・取扱いに必要なエネルギーは、鉄筋コンクリートの製造・運搬・取扱いに必要なエネルギーの1%程度であり、エネルギーの削減に寄与する。⁴⁾

第二に、天然系材料であることによる人間に対して優しいことあげられる。土塗壁に使用される材料は、土、竹、藁等の自然のものであり、シックハウス症候群の原因となる化学物質は一切含まれない。乾燥後の壁土の多孔質かつ含水率が2~3%であり、室内の湿気やにおいも吸収し人間にとって快適な住環境を提供する。⁵⁾

第三に、建築物への機能性を持たせることである。土塗壁は一般的に塗り厚さ60mm以上の厚さがあり、コンクリートなど他の厚みのある材料のように蓄熱効果が期待できる。これは日中の温度変化が激しい地域や太陽熱を蓄熱するパッシブシステムを利用する場合に室内の温度環境を均衡にすることが可能であり、土塗壁の部屋は外気温湿度の影響をあまり受けないとされている⁶⁾。裏返し塗りのない土塗壁で塗り厚さが40mmあれば30分間の遮熱性を確保できるとされ、防火構造に認められる仕様も解明されている⁷⁾。

1.1.3 土塗壁の現状

土塗壁の現状は、高度成長期を経て、土塗壁に適した土や小舞下地に使用される藁や竹などの材料の確保の難しさ、熟練左官職人の減少や工期の短縮化、コスト削減の進行により、安く、早く、簡単に施工できる新建材の台頭により、それを用いる工法へと移行し次第にその姿を見ることは少なくなった。土は採取された場所によって粘土・シルト・砂・礫の量が異なるため、壁土に適した材料の調合も異なり標準化し難い。壁土は産出された状態に若干の調合を施す程度のものであり現在の建築材料の発展から取り残されている現状にある。土塗壁は乾式工法の壁と比べ、重い地震等の水平外力に対して不利であり、塗付けられる土の特性によって耐力変形性能も異なる。土塗壁は土の特性に応じた定量的な耐震性能の評価が行われていないため、壁量計算における壁倍率も時代とともに変遷を重ねている。土塗壁を用いた伝統構法の木造建物は人々の生活様式の変化から、空き家となっているものも多い。空き家となった建物の一部は保存やリノベーションによる活用が望まれており、各地で様々な取組み⁸⁾がなされている。しかし、これらの建物の改修を考える際、耐震性の評価が大きな問題となっている。

前述した壁土の有用性を生かすためには各地で産出される壁土の特性を把握し、土塗壁の耐力変形関係を個別に評価できる汎用的な推定手法の開発が望まれる。この推定手法により土塗壁の耐力変形関係を把握し、限界耐力設計法等の構造計算に利用することで、その地域の土塗壁を適切に評価し、使用することが可能となる。

土塗壁に関連する規定として1998年(平成10年)に建築基準法が改正され、仕様規定から性能規定への方針が示される。2000年(平成12年)に建築基準法施行令が改正され、壁量計算による設計法のみならず、許容応力度設計法および限界耐力設計法などが適用できるようになる。2003年(平成15年)に国土交通省告示第1543号の改正により表1-1に示すように土塗壁の耐力壁としての仕様規定も定められ、従来0.5倍であった壁倍率が一定の仕様規定を満たすことで1.0~1.5倍となる。しかしこれらの土塗壁の壁倍率は、表1-2に示す塗り厚や中塗りの仕様だけで規定され、壁土の材料となる各地域の土や、混合する材料の差異は考慮されておらず、定量的な土塗壁の耐力評価ではない。

表 1-1 土塗壁の壁倍率(2003年国土交通省告示改正後)

| 中塗りの塗り方 | 土塗壁の塗り厚 | 倍率 |
|---------|---------|-----|
| 両面 | 7.0cm以上 | 1.5 |
| 両面 | 5.5cm以上 | 1 |
| 片面 | 5.5cm以上 | 1 |
| その他の仕様 | — | 0.5 |

表 1-2 土塗壁の調合に関する仕様規定

| 種別 | 規定 |
|------|---|
| 荒壁土 | 100リットルの荒木田土等の砂質粘土+0.4kg以上0.6kg以下の藁すさまたは、同等以上の強度を有するもの |
| 中塗り土 | 100リットルの荒木田土等の砂質粘土+60リットル以上150リットル以下の砂+0.4kg以上0.8kg以下のもみすさまたは、同等以上の強度を有するもの |

1.2 既往の研究

1.2.1 壁土の材料試験方法に関する研究

壁土の材料試験方法に関する研究は、中村³⁾が壁材料の試験方法として稠度および粘度試験、収縮率と亀裂試験、曲げ強度および硬度試験を考案している。岩崎ら⁹⁾は、福島、北関東、京都・滋賀地域で産出される壁土の含有元素、酸化物および粒度組成を測定し産出地域別分類を行っている。

壁土の強度試験法に関する研究は、浦ら¹⁰⁾が現場で簡易にできる実験方法として壁土の供試体形状および強度試験などの基本的な品質試験法に関する基礎実験を行い、壁土の品質をフロー値により評価し、供試体作製をモルタル供試体成形用型と突き棒を用い、締固め回数を20回とし、供試体作成後、気中養生した養生期間1ヶ月程度の供試体で強度試験を行うことを提案している。平野ら¹¹⁾は、壁土の練り置き期間に生じる変化が材料特性に与える影響を確認する実験の中で、4点ピンの鉄製の治具中に乾燥後の壁土をはめ込み、せん断試験を行い、壁土の含水率の管理を行った場合には、圧縮強度からせん断強度を推定することが可能であるとしている。興石ら^{12)、13)}は、壁土の性質に関する基礎的研究にて内径21mm、高さ42mmと内径46mm、高さ92mmの亚克力パイプに球状発泡体をすさの代わりに混合し疑似欠陥をつくり一軸圧縮試験を行い、欠陥体積の増加に伴い圧縮強度が低下するとしている。縦220mm、横260mm、高さ40mmの平板状型枠で作成した供試体を縦40mm、横40mm、高さ80mmに切り出し一軸圧縮試験を行い、炉乾燥密度からの圧縮強度の推定が可能であることを示唆している。山田ら¹⁴⁾は、藁すさを混入した荒壁土および中塗り土の性質を原土の産出地、砂の混合率、すさの種類や長さ、水量などの調合要因を変化させた実験を行い、圧縮強度及び、靱性値を評価している。濱崎ら¹⁵⁾⁻¹⁷⁾は、藁すさを混合した壁塗り直前の壁土を木製型枠(幅400mm、長さ600mm、深さ70mm)に入れ、十分に自然乾燥させ、試験直前に脱型し電動丸鋸で供試体形状を幅150mm、高さ150mmに切断し、厚さを乾燥後の寸法とした平板供試体を作製している。その供試体を用いて産地の影響、荒壁土と中塗土の塗層の影響、すさの長さおよび混合量の影響および中塗土における砂の影響等について一軸圧縮試験結果から検討した結果、産地により強度性能には違いがあり、中塗土は荒壁土よりも強度が大きく脆性的であり、すさの量と長さは壁土や靱性に影響するとしている。この幅と高さの比(以下、幅高さ比と呼称する)が1:1の平板供試体は、2003年に改正された土塗壁等の壁倍率に関する告示の技術解説書¹⁸⁾の中で壁土の圧縮強度試験の方法の一例として示されている。技術解説書の中では、試験体寸法が異なる場合の影響として幅100mm、高さ100mmおよび幅200mm、高さ200mmの一軸圧縮試験を行っており、寸法効果により試験体寸法が小さくなると圧縮応力がやや大きくなる傾向があることが報告されている。中尾ら¹⁹⁾は、土塗壁のモデル化の妥当性を検証する際に、材料強度試験結果より壁土の圧縮強度から引張強度およびせん断強度の関係を考慮して求めている。

宇都宮ら²⁰⁾は、静的水平載荷実験結果から壁土がせん断破壊することに着目し、藁すさを混合した壁土の要素実験結果からせん断強度に影響を及ぼす強度定数の評価法として土質力学の考え方に基づき、直径と高さの比が1:2の円柱供試体によって一軸圧縮試験を行い、壁土の強度定数を求める方法が提案されている。宇都宮らの先行研究では、国内で一般的に用いられている壁土の評価であり、これらの壁土の調合を変化させた場合の強度定

第1章 序論

数の評価は、実験例が少なく傾向を示すためには十分でない。

1.2.2 土塗壁の力学モデルに関する研究

土塗壁の力学モデルに関する研究では、村上・岡本ら^{21)~25)}は、各種の土塗壁の水平加力実験に基づき、水平力に対する土塗壁の破壊性状と耐荷機構を解明している。部分壁体の要素試験を行うことで様々な仕様の土塗壁の耐力変形関係を推定する方法を提案している。中尾ら²⁶⁾は、壁土の各種材料試験結果から土塗壁のせん断耐力の推定や数値解析による耐力変形関係の推定を行っている。田淵ら²⁷⁾は、京町家型の土塗壁の実大実験を行い、材料定数を用いて土塗壁の剛性及び耐力を推定する力学モデルを提案している。山田ら^{28)~30)}は、コンクリートの構成則をもとに土塗壁要素を作成し、壁長が910mmの土塗壁や小壁の耐力変位曲線の数値解析が可能であることを示している。

村本ら³²⁾は、一間前面壁の繰返し載荷実験に関する文献を収集し137試験体の荷重-変形角包絡曲線から統計的な検討を行い、土壁の荷重-変形角包絡曲線モデルを作成する方法を提案している。

宇都宮ら³³⁾は円柱供試体を用いた要素実験から強度定数の算定を行い、壁土のせん断破壊が卓越する土塗壁の耐力低下域となる $1/15\text{rad}$ まで推定可能な耐力変形関係推定式を構築している。宇都宮らの先行研究では、せん断破壊が卓越する場合のみの検討であり、土塗壁の壁長さと壁高さの比率がどのような状態でせん断破壊するかは明示されていない。同手法によりせん断破壊と異なる破壊モードでの耐力変形関係推定式の構築が望まれる。実在する土塗壁を用いた伝統的木造建物では、全面土塗壁よりも開口部を有する構面の割合が多く、建物の耐震性能を評価するためには垂壁や腰壁を含む開口部を有する土塗壁架構の耐力変形推定式を構築することが必要である。

1.2.3 既存土塗壁の評価方法に関する研究

既存土塗壁の評価方法に関する研究として、鄭ら³⁴⁾の研究では土塗壁の模擬試験体を作成し、水平加力試験を行いながら超音波測定を行うことで、既存壁土の損傷度合いを評価している。

牛谷・村本³⁵⁾らの研究では、壁土の圧縮強度と柔らかさ計測システムによる押し込み試験を実施し、押し込み試験から推定した壁土の圧縮強度に相関がみられ、既存土塗壁の壁土の圧縮強度推定方法として提案されている。

宇都宮ら³⁶⁾の研究では、木材に針を差し込み、貫入量で劣化度を計測するための計測器を土壁に応用し、壁土の劣化度合いを評価する手法の検討を実施している。

上記の研究では、壁土材料の強度定数などの物性値を求めることは実現できていない。壁土の強度特性を考慮した既存土塗壁の耐力推定を行うには、前項で述べた宇都宮らの先行研究の、同推定式を用いて土塗り壁から直接壁土を採取せねばならず、その際は20リットル程度の壁土を要素試験用として準備しなければならない。既存建物の土塗壁の耐力変形関係の推定を行うためには、採取量が多くなってしまいう事が難点であり、非破壊または微破壊による新たな試験方法が必要である。

1.3 本研究の目的と構成

本論文は、土質力学的な手法に基づき壁土の強度及び変形性能を調整できる合理的な調合手法について言及している。宇都宮らの先行研究では、土壁の強度特性から土塗壁の耐力変形角推定する手法を提案しているが、その適用範囲はせん断破壊が卓越する 2P の壁長さにて提案されている。本論文では適用範囲を広げるために、土塗壁の形状が 2P 以下の破壊モードを明らかにし、その異なる破壊モードの耐力変形角推定の手法を提案する。さらに、新設の土塗壁だけでなく既存建物へも適応できる原位置採取試料を用いた土塗壁の強度推定手法の構築も提案している。本論文は図 1-2 に示すように 7 章で構成される。1 章から 7 章の概略を以下に示す。

第 1 章「序論」では、土塗壁の歴史的背景や現状、既往の研究について述べるとともに、本論文の目的と構成について説明する。

2 章「壁土の調合が強度特性に及ぼす影響」では、壁土の調合が強度特性に及ぼす影響を調べるため、さまざまな地域の壁土の強度特性と圧縮強度の関係を調査した。さらに壁土の調合を変化させた場合の強度定数の評価を行い壁土の圧縮強度の向上を検討する。また香川県内の土壁の基準調合を検討し、壁土の調合を変化させた場合の強度定数の評価を行う。

3 章では、せん断スパン比が土塗壁の破壊モードに及ぼす影響を調べるため、土塗壁の壁長さと壁高さの比率の異なる土塗り壁を 5 種類作成し、実大実験から破壊モードが変化する壁長さを実大実験と耐力変形角関係推定式から検証する。

4 章「せん断破壊が卓越しない土塗壁の耐力変形角推定式」では、3 章の実験結果よりせん断破壊が卓越しない土塗壁の破壊モードを示す土塗壁に対して、耐力変形角推定式の理論式を構築し、材料種類や塗厚の異なる 1P 試験体の実大試験結果と比較、検証を行なう。

5 章「開口部を有する土塗壁の耐力変形推定式」では、実大実験における破壊性状から土質力学に基づき、垂壁や腰壁と柱に対してそれぞれ力学モデルを構築し、垂壁や腰壁を含む開口部を有する土塗壁架構の耐力変形推定式を提案し、推定式の妥当性を検討する。

6 章「原位置採取試料による壁土の強度特性評価手法の提案」では、原位置で採取した試料を用いた要素試験として一面せん断試験を行い、壁土の強度定数である粘着力とせん断抵抗角を推定する手法を検討する。

7 章では、「結論」では、本論文で得られた結論について説明する。

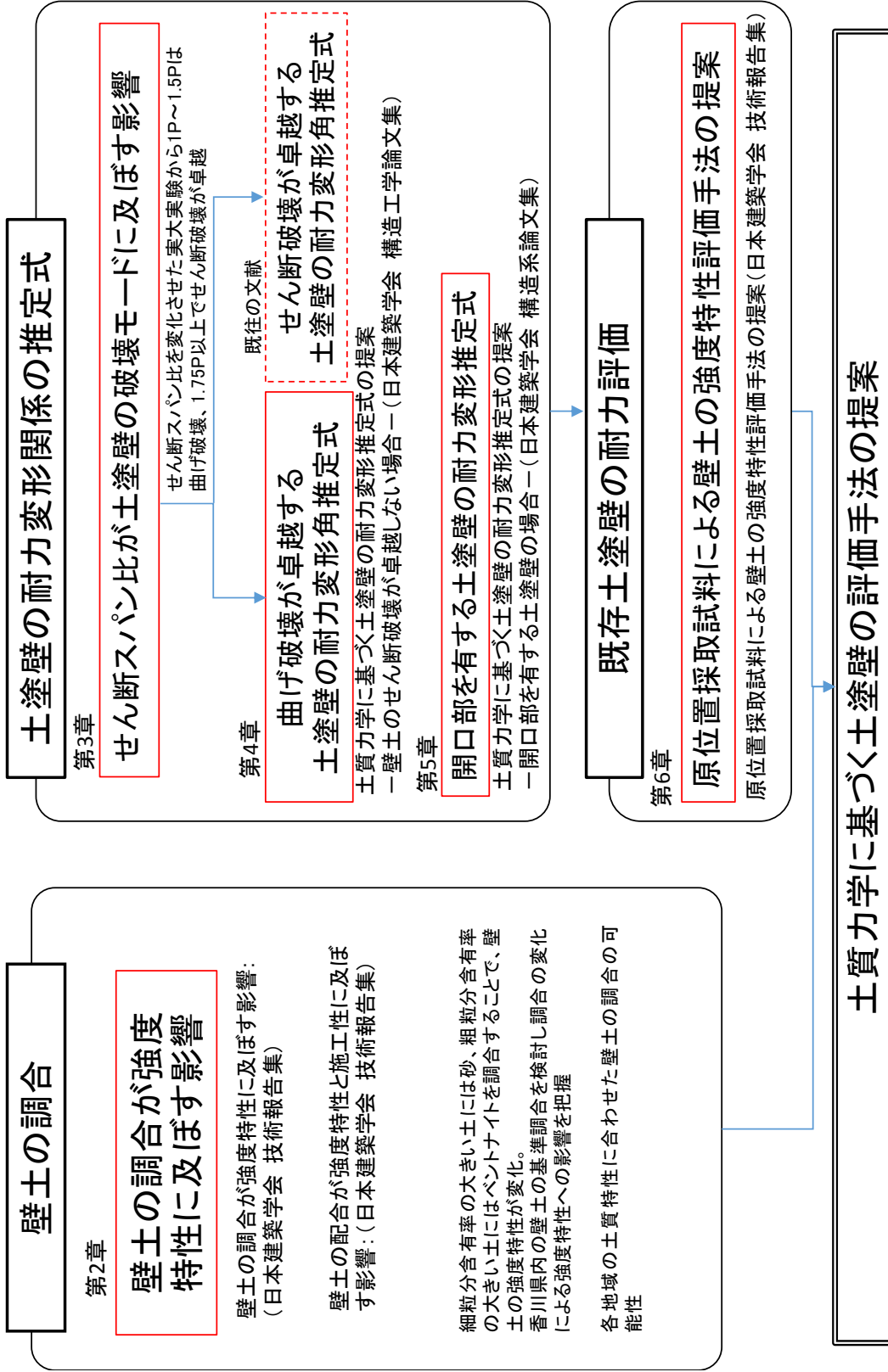


図 1-2 本論文の構成

参考文献

- 1) 山田幸一：物語ものの建築史 日本壁のはなし，鹿島出版会，1985.
- 2) 山田幸一：日本壁，学芸出版社，1983.
- 3) 中村伸：日本壁の研究，相模書房，1954.
- 4) ゲルノート・ミンケ 監訳 興石直幸，藤田香織：土・建築・環境 エコ時代の再発見，西村書店，2010.8.
- 5) 岩崎博，神山知則，田綿隆文：土壁のタバコ煙吸着-放散特性(その 33 土壁および畳表内装室内の空気汚染物質の挙動と吸放湿履歴特性)，日本建築学会大会学術講演梗概集 A-1，材料施工，pp.933-934，2006.9.
- 6) 牧内恵里子，佐野武仁：土壁を有する住宅の夏期の快適性に関する研究(その 3)，日本建築学会大会学術講演梗概集 A-1，材料施工，pp.933-934，2006.9.
- 7) 安井昇，清水真理子，長谷見雄二，村上雅英，上島基英，木村忠紀，北後明彦，田村佳英，吉田正友，山本幸一：柱圧縮試験による木造土壁の火災加熱時の非損傷性予測と木造土壁外壁の防火設計，日本建築学会環境系論文集，第 574 号，pp.1-6，2003.12.
- 8) 国土交通省住宅局建築指導課：別冊事例集 事例 7-1 旧吹屋小学校，歴史的建築物の活用に向けた条例整備ガイドライン，2018.3，
入手先<<http://www.mlit.go.jp/common/001244026.pdf>>，(参照 2018-08-02)
- 9) 岩崎博，細谷寛：土壁設計標準化に関する研究-湿式工法土壁の基礎的性質による壁土の分類-，日本大学工学部紀要，第 41 巻，第 2 号，pp.23-73，2000.3.
- 10) 浦憲親，蒲田幸江，鈴木祥之：壁土の供試体作製及び強度試験法に関する基礎実験，日本建築学会構造系論文集，第 559 号，pp.23-30，2002.9.
- 11) 平野陽子，有馬孝禮，信田聡：壁土の練り置き期間に生じる変化が材料特性に与える影響，日本建築仕上学会論文報告集，第 10 巻，第 1 号，pp.1-7，2003.1.
- 12) 興石直幸，山田宮土理，位田達哉：壁土の性質に関する基礎的研究 第 9 報 湿式成形した壁土の一軸圧縮強度に及ぼす要因，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.A-1，pp.173-174，2008.9.
- 13) 山田宮土理，興石直幸，位田達哉：壁土の性質に関する基礎的研究 第 10 報 スサを混入した練り土の性質試験方法の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.A-1，pp.175-176，2008.9.
- 14) 山田宮土理，興石直幸：藁スサを混入した荒壁土および中塗土の性質 小舞土壁に用いる壁土に関する研究 その 2，日本建築学会構造系論文集，第 78 巻，第 689 号，pp.1209-1218，2013.7.
- 15) 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，Vol.C-1，pp.399-400，2004.8.
- 16) 三芳紀美子，濱崎信子，大橋好光：土壁の強度に関する研究 その 4 壁土 2 面せん断試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.C-1，pp.357-358，2005.9.
- 17) 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 5 小舞下地付き壁土せん断試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.C-1，pp.479-480，2008.9.
- 18) 技術解説書作成編集委員会：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，日本住宅・木材技術センター，2004.2.

- 19)中尾方人, 山崎裕: 数値解析による土塗り壁のせん断抵抗機構の検討, 日本建築学会構造系論文集, 第74巻, 第636号, pp331-338, 2009.2.
- 20)宇都宮直樹, 山中稔, 松島学: 藁スサを混合した新しい供試体の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第664号, pp.1119-1124, 2011.6.
- 21)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.
- 22)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(続)-, 日本建築学会構造系論文集, 第594号, pp.111-118, 2005.8.
- 23)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.
- 24)岡本滋史, 村上雅英, 稲山正弘: 仕様の相違が土壁の構造性能に及ぼす影響に関する実験的調査, 日本建築学会構造系論文集, 第641号, pp.1275-1283, 2009.7.
- 25)岡本滋史, 澤田圭, 村上雅英, 鈴木有, 稲山正弘: 部分壁試験体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, 日本建築学会構造系論文集, 第621号, pp.103-110, 2007.11.
- 26)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.
- 27)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.
- 28)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, pp161-164, 2006.6.
- 29)山田耕司: 壁土強度のばらつきの土壁耐力への影響, 日本建築学会構造系論文集, 第620号, pp.87-92, 2007.10.
- 30)山田耕司, 清水秀丸, 中治弘行, 鈴木祥之: 土塗り小壁付き木造軸組耐力特性評価への数値解析の適用, 日本建築学会構造系論文集, 第621号, pp.81-87, 2007.11.
- 31)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..
- 32)村本真, 田邊雄太: 一間幅全面土壁の静的繰り返し載荷実験の統計的検討に基づく土壁の荷重-変形角包絡曲線の推定方法, 日本建築学会構造系論文集, 第82巻, 第739号, pp.1391-1401, 2017.9.
- 33)宇都宮直樹, 宮本慎宏, 山中稔, 松島学: 土質力学に基づく土塗り壁の耐力変形推定式の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第684号, pp.363-368, 2013.2.
- 34)鄭基浩, 北守顕久, 小松幸平, 脇田健裕, 片岡靖夫: 超音波伝播速度測定による土塗り壁の損傷評価 塑性的挙動と超音波伝播速度の相関関係, 日本建築学会技術報告集, 第18巻, 第40号, pp.895-900, 2012.10.
- 35)牛谷和弥, 村本真: 実大壁土における押し込み試験機を用いた壁土の強度推定, 日本建

築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.503-504，2018.9.

36)宇都宮直樹，上段光，越智隆行，宮本慎宏，松島学：土塗壁の劣化診断手法の提案その

1 室内実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅲ，pp.493-494，2018.9.

第2章 壁土の調合が強度特性に及ぼす影響

2.1 序論

土塗壁は吸放湿性や耐火性などに加え、再利用できる循環型の天然材料として近年注目を集めている。土塗壁に用いる壁土は、身近に採取できる土とすさ等の繊維材を混ぜ合わせて作製する。壁土の材料の混合は職人の経験と勘で行うため、壁土の粘着力やせん断抵抗角などの強度特性にはばらつきがある。土塗壁の耐力の8割以上を壁土が負担しており¹⁾、壁土の強度特性は土塗壁の耐震性能に大きく影響する。しかし、土塗壁の壁倍率は、塗り厚や中塗りの仕様だけで規定され、壁土の材料となる各地域の土や、混合する材料の差異は考慮されていない。

壁土に関する既往の研究として、輿石ら²⁾は、壁土の主要な産出地で職人が練り混ぜた荒壁土と中塗土を対象とし、藁すさを除去した壁土の粒度、流動性、収縮率、圧縮強度などを測定している。浦ら³⁾は、地方の壁土を入手し、一定のコンシステンシーの元で壁土の性質を定量的に評価している。三芳ら^{4),5)}は、壁土材料の圧縮試験、せん断試験を行い、原土の種類、すさの種類、水合わせなどの影響を検討している。しかし、土質力学に基づいて壁土の粘着力やせん断抵抗角などの強度特性を評価した研究は少ない。

宇都宮ら^{6),7)}は、土塗壁に用いる荒壁土や中塗土を全国各地から取り寄せ、要素試験⁸⁾から壁土の強度特性を定量的に把握し、地域によって壁土の強度特性が異なることを明らかにした。本章では、土塗壁の耐震性能に大きく寄与する中塗土に着目し、壁土の強度特性に影響を及ぼす要因を検討する。さらに、各地域の原土への他の材料の混合（以下では調合と呼ぶ）が壁土の強度特性に及ぼす影響を検討する。2節では全国各地の中塗土の強度特性を要素試験から定量的に把握し、壁土の強度特性に影響を及ぼす要因を検討する。3節では、粒度分布に偏りがある土を対象とし、砂やベントナイトを調合した壁土の要素試験を行い、壁土の調合が強度特性に及ぼす影響を検討する。4節では、香川県内で用いられている壁土材料の粘土と花崗土の調合比率及び、わらすさの調合比率が壁土の強度定数に及ぼす影響を検討する。

これらの検討を行うことで、壁土の強度特性を定量的に評価できることを実証すると共に、調合を変化させることで強度定数を調整できるか検討する。

2.2 土塗壁に用いる中塗土の性質

土塗壁に用いる中塗土の性質を把握するため、全国各地より中塗土に用いるおろし土（原土をふるいにかけて粒の細かい土）を取り寄せ、実験場で調合したうえで壁土の要素試験を行った。図2-1に△で示すように、対象地域は埼玉、愛知、福井、京都、兵庫、香川、山口防府、熊本の計8ヶ所とした。ただし、上記のうち1地域では中塗土に原土を用いるため、原土を取り寄せた。

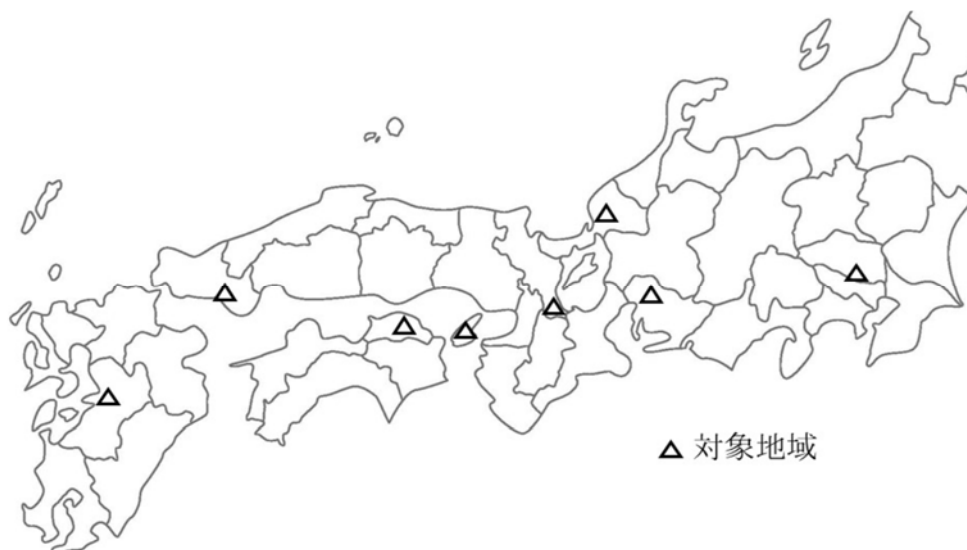


図 2-1 対象地域

2.2.1 調合方法と粒径加積曲線

中塗土は、こて離れの施工性と乾燥中に生じる収縮ひびわれ抑制のため、市販のおろし土に砂ともみすさを調合して作製する。おろし土を中塗り用の壁土に適した状態となるように、実験場で香川県の職人1名に経験的に砂ともみすさを調合してもらった。砂は海砂、もみすさは藁の繊維が開織し、繊維長さが3~10mm程度である。各壁土に対する調合量を砂は容積比、もみすさは土100リットルに対する質量で表2-1に示す。表中の地域A~Hは前述のいずれかの地域に該当する。各壁土の調合量は砂が40~70%程度、もみすさが砂を調合した壁土100リットルに対して1.1~2.1kgであった。

砂調合前の各地域の土の粒径加積曲線を図2-2(a)、砂調合後を図2-2(b)に示す。粒径加積曲線は、縦軸が特定のふるい目を通して土粒子の質量百分率、横軸が土粒子の粒径である。一般的に土粒子の粒径が0.005mm以下は粘土、0.005~0.075mmはシルト、0.075~2mmは砂、2mm以上は礫に分類する。粘土とシルトを合わせて細粒分、砂と礫を合わせて粗粒分と呼ぶ。細粒分が50%以上の土を粘性土、粗粒分が50%以上の土を砂質土に分類する。粒度分布曲線の傾きが大きい区間は、その区間の粒径の土粒子を多く含むことを示す。砂調合後の各地域の土の粒径加積曲線は、図2-2(a)のデータと表2-1に示す砂の調合割合から求めた。砂調合前の各地域の土の粒径加積曲線は地域によって大きく異なるが、調合後は概ね一致する。粒径加積曲線が他地域と異なる傾向を示す地域Hは、前述の中塗土に原土を用いている地域である。施工性を考慮して職人が経験的に砂を調合することで、各地域の土はほぼ同じ粒度分布となる。

表 2-1 中塗土の要素試験結果一覧

| 地域名 | 砂調合割合 m_s (%) | もみすさ混合量 m (kg/100L) | 圧縮強度 σ_u (N/mm ²) | 弾性係数 E_{50} (N/mm ²) | 気乾密度 ρ (g/cm ³) | 粘着力 c (N/mm ²) | せん断抵抗角 ϕ (°) |
|-----|-----------------|-----------------------|--------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------|------------------------------|-------------------|
| A | 64.0 | 2.1 | 0.95 | 202.9 | 1.46 | 0.36 | 16 |
| B | 70.0 | 1.1 | 0.74 | 280.7 | 1.67 | 0.22 | 29 |
| C | 72.4 | 1.4 | 0.72 | 200.2 | 1.51 | 0.23 | 25 |
| D | 46.0 | 1.2 | 0.87 | 222.7 | 1.64 | 0.23 | 35 |
| E | 73.0 | 1.4 | 0.60 | 185.2 | 1.64 | 0.17 | 30 |
| F | 63.5 | 1.3 | 0.71 | 171.1 | 1.55 | 0.29 | 13 |
| G | 72.7 | 1.2 | 0.52 | 214.7 | 1.65 | 0.14 | 34 |
| H | 42.9 | 1.8 | 0.98 | 193.4 | 1.68 | 0.32 | 24 |

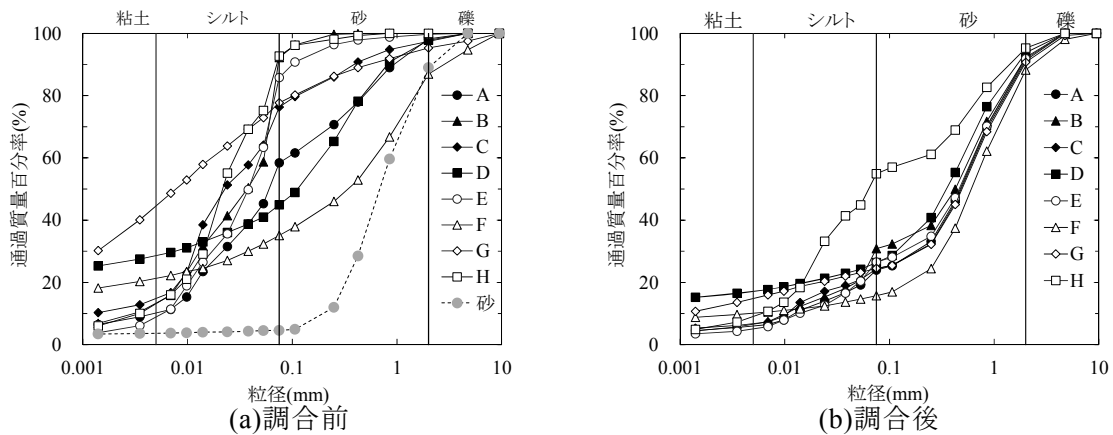


図 2-2 中塗土の粒径加積曲線

2.2.2 要素実験

砂ともみすさを調合した各地域の壁土を用いて図 2-4 に示す円柱試験体を作製し、壁土の要素試験として一軸圧縮試験を行った⁸⁾。壁塗り直前の状態の壁土を直径 125mm、高さ 250mm の円筒形型枠に入れて成型し、2 週間程度の気中養生を行った。脱型後に再び気中養生を行い、気中養生中に計測する質量が変化しなくなった時点で終了した。実験条件を一定にするため、試験体は実験前に温度 20℃、湿度 60%の恒温恒湿器内で 24 時間の養生を行った。試験体数は各壁土に対して 5 体とした。作製した試験体に対し、既往の文献⁹⁾に準じて毎分 1%の圧縮ひずみが生じる割合で加力を行った。本研究では試験体の底面にポリエチレンシートを敷き、側面を濾紙で覆うことにより、型枠と試験体が付着しないようにしている。養生中に壁土は自由に収縮できるため、目視による観察の範囲において、試験直前の試験体表面にひび割れは発生していなかった。

一軸圧縮試験結果から図 2-3 に示すモールの応力円とクーロン式の関係に基づき、各壁土の粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ 、および弾性係数 E_{50} を求めた⁸⁾。点 A とモールの応力円とクーロン式の接点 C とを結ぶ直線の角度は図 2-4 に示す円柱試験体の破壊面の角度 α_f と一致し、せん断抵抗角 ϕ はモール・クーロンの破壊基準より式(2-1)で表される。

$$\phi = 2\alpha_f - \frac{\pi}{2} \quad (2-1)$$

モール・クーロンの破壊基準から一軸圧縮試験では試験体に作用する側圧が 0 のため、点 A は原点 O と一致し、粘着力 c は壁土の圧縮強度 σ_u を用いて式(2-2)で表される。

$$c = \frac{\sigma_u}{2} \cdot \frac{(1 - \sin \phi)}{\cos \phi} \quad (2-2)$$

弾性係数 E_{50} は、圧縮強度 σ_u の 1/2 の点と原点を結ぶ直線の傾きである。各壁土の強度特性の平均値を表 1-2 に示す。各壁土の試験体 5 体のうち、圧縮強度の最大値と最小値を除いた 3 体の平均値とした。なお、圧縮強度のばらつきを表す変動係数は 0.01~0.04 の範囲であった。本研究で取り扱う壁土は粘性土として取り扱うため拘束圧依存性については考慮していない。粗粒分の多い壁土の場合には拘束圧依存性が無いか検討の余地がある。

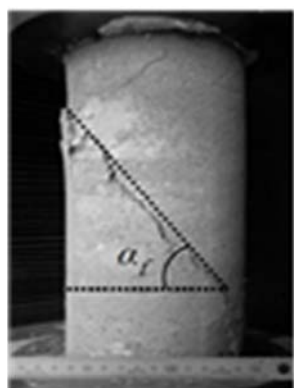


図 2-4 一軸圧縮試験

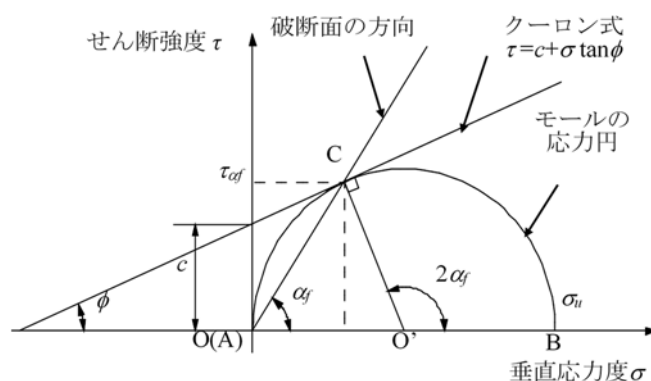


図 2-3 せん断破壊時のモールの
応力円とクーロン式の関係

2.2.3 要素実験結果と考察

中塗土の圧縮強度の基準値は文献¹⁰⁾により 0.55N/mm^2 と規定されている。文献¹⁰⁾の試験体形状は直方体であり、本研究における試験体は円柱であるため、単純な比較は出来ないが、表 2-1 に示すように地域 G は基準値である 0.55N/mm^2 を下回る。これは図 2-2(a) に示すように、地域 G の土は粒径 0.001mm 以下のコロイドの割合が 30%程度と最も大きく、調合した砂の土粒子間の噛み合わせ効果が小さいためと考える。砂の調合割合と砂調合後の粒度分布が概ね一致する地域 A、B、G の壁土の圧縮応力度 - ひずみ度関係を比較して図 2-5 に示す。図 2-5 の圧縮応力度 - ひずみ度関係も圧縮強度の最大値と最小値の試験体を除く 3 体の平均値とした。曲線の形状は概ね一致するが、圧縮強度は地域 A が 0.95N/mm^2 、地域 B が 0.74N/mm^2 、地域 G が 0.52N/mm^2 と最大で約 1.8 倍異なる。弾性係数や気乾密度も地域によって大きくばらついている。各壁土のもみすき調合量と圧縮強度、気乾密度の関係を図 2-6 に示す。もみすき調合量が増加すると、土粒子密度より繊維密度は小さいため、気乾密度が低下し、圧縮強度も低下すると考えられるが、図 2-6 に示すようにばらつきが大きく、その傾向は見られない。各壁土のせん断抵抗角-粘着力関係を図 2-7 に示す。粘着力とせん断抵抗角は地域によって大きくばらつき、概ね反比例の関係にある。これは砂が主成分のものから粘土が主成分のものまで、壁土が広範囲の土質特性を持つことを意味している。以上より、砂調合後の土の粒度分布が概ね一致しても壁土の強度特性は異なる。もみすき調合量に加え、各地域の土に含まれる粒子形状やコロイド含有率の違いが壁土の強度特性に影響を及ぼしていると考えられる。これは角張った粒子形状になれば粒子間の噛み合わせ効果による摩擦力が大きくなり、コロイド状になれば電気化学的な粒子間の吸着力が大きくなることに起因する。

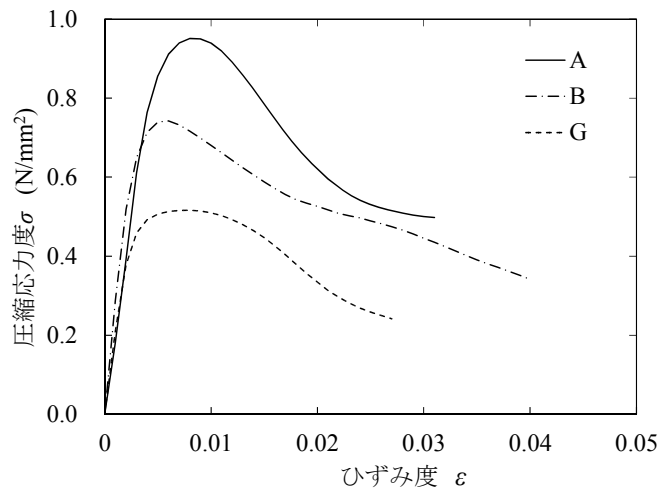


図 2-5 圧縮応力度-ひずみ度関係

第2章 壁土の調合が強度特性に及ぼす影響

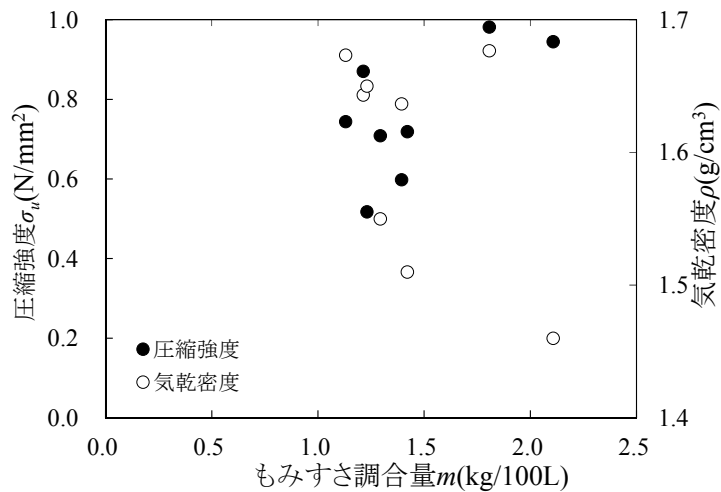


図 2-6 もみすき調合量と圧縮強度
気乾密度の関係

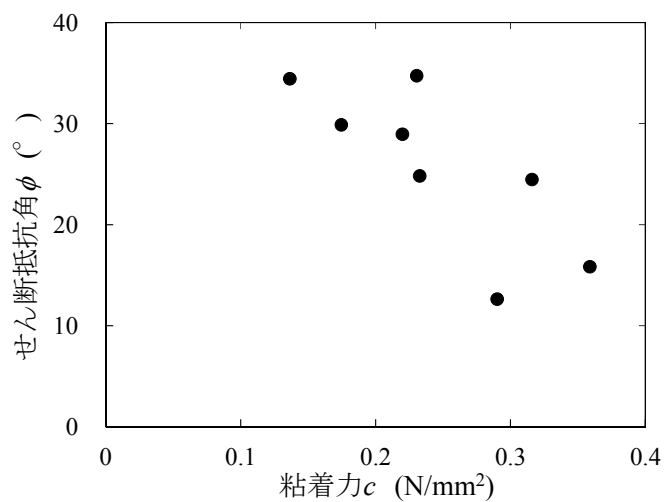


図 2-7 せん断抵抗角-粘着力関係

2.3 壁土の調合が強度特性に及ぼす影響

2.2.3の要素試験結果より、砂調合後の土の粒度分布が同様であっても、壁土の強度特性は異なる。本章では、粒子形状やコロイド含有率の違いが壁土の強度特性に及ぼす影響を検討するため、粒度分布に偏りがある土に砂やベントナイトを調合した壁土の要素試験を行った。

2.3.1 調合方法と粒径加積曲線

既報⁶⁾で用いられた全国各地の荒壁土用の原土から試料①～④の4種類を選定した。試料①と②は粘性土であり、試料①は細粒分が約90%と多く、試料②は細粒分が約78%と試料①と比べて少ない。試料①、②の原土に対して砂を容積比で10%、20%、40%調合し、原土と合わせて4種類の試料を用意した。試料③と④は粗粒分が多い土であり、試料③は粗粒分が約80%の砂質土、試料④は粗粒分が約33%と試料③と比べて少ない。試料③、④の原土に対してベントナイトを容積比で5%、10%、20%調合し、原土と合わせて4種類の試料を用意した。ベントナイトは砂と比べて比表面積が大きく、少量で調合の影響が確認できると考え、砂の半分の量を調合した。ここで比表面積とは、一定の量の試料に含まれる全粒子の表面積の総和である。

各試料の粒径加積曲線を図2-9と図2-8に示す。砂やベントナイトを調合した各試料の粒径加積曲線は、原土と砂やベントナイトそれぞれの粒径加積曲線から求めた。調合に用いた砂は95%以上を粗粒分が占め、細粒分をほとんど含まない。調合に用いたベントナイトはモンモリロナイトを主成分とし、電気化学的な吸着性能に優れる。99%以上を細粒分が占め、コロイドも60%程度含む。各試料には土100リットルあたり1.8kgの藁すさを調合して壁土を作製した。

2.3.2 要素実験

2.2と同様に、調合した各壁土の要素試験を行い、強度特性を求めた結果の平均値を表2-2と表2-3に示す。圧縮強度は圧縮応力度の最大値としたが、圧縮応力度－ひずみ度関係が漸増する場合は、ひずみ度0.034における値を最大値とした。これは既往の文献¹³⁾の耐力変形推定式より、実大土塗壁のせん断変形角1/15rad時に概ね対応するひずみ度が0.034となるためである。なお、圧縮強度のばらつきを表す変動係数は0.02~0.16の範囲であった。

第2章 壁土の調合が強度特性に及ぼす影響

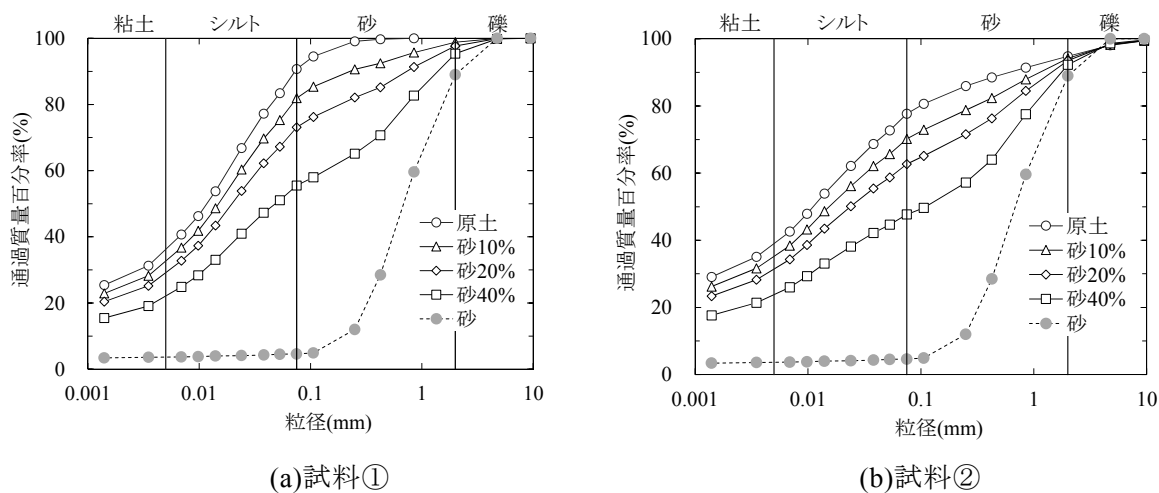


図 2-8 砂を調合した壁土の粒径加積曲線

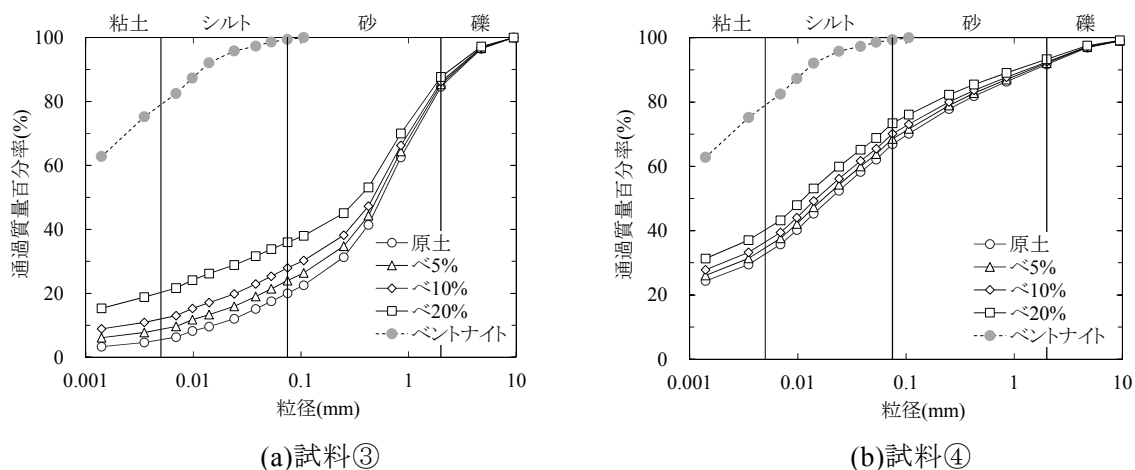


図 2-9 ベントナイトを調合した壁土の粒径加積曲線

表 2-2 砂を調合した壁土の要素試験結果一覧

| 試料名 | | 圧縮強度 σ_u (N/mm ²) | 弾性係数 E_{50} (N/mm ²) | 粘着力 c (N/mm ²) | せん断 抵抗角 ϕ (°) |
|---------|------|--|--|------------------------------------|--------------------------|
| 試料 ① | 原土 | 0.47 | 8.9 | 0.23 | 0 |
| | 砂10% | 0.45 | 73.3 | 0.22 | 0 |
| | 砂20% | 0.61 | 142.0 | 0.27 | 6 |
| | 砂40% | 0.61 | 156.7 | 0.25 | 13 |
| 試料 ② | 原土 | 0.52 | 46.9 | 0.23 | 6 |
| | 砂10% | 0.53 | 91.5 | 0.26 | 1 |
| | 砂20% | 0.61 | 112.6 | 0.27 | 7 |
| | 砂40% | 0.64 | 146.1 | 0.25 | 14 |

表 2-3 ベントナイトを調合した壁土の要素試験結果一覧

| 試料名 | | 圧縮強度 σ_u (N/mm ²) | 弾性係数 E_{50} (N/mm ²) | 粘着力 c (N/mm ²) | せん断 抵抗角 ϕ (°) |
|---------|------|--|--|------------------------------------|--------------------------|
| 試料 ③ | 原土 | 0.56 | 103.3 | 0.23 | 11 |
| | べ5% | 0.58 | 95.6 | 0.25 | 8 |
| | べ10% | 0.34 | 48.1 | 0.16 | 3 |
| | べ20% | 0.29 | 37.7 | 0.14 | 0 |
| 試料 ④ | 原土 | 0.44 | 96.3 | 0.20 | 5 |
| | べ5% | 0.76 | 76.3 | 0.32 | 9 |
| | べ10% | 0.96 | 107.5 | 0.36 | 16 |
| | べ20% | 0.36 | 45.9 | 0.17 | 2 |

2.3.3 要素実験結果と考察

2.3.3.1 砂の調合による影響

試料①と②の圧縮応力度－ひずみ度の関係を図 2-10、砂の調合割合と弾性係数、圧縮強度、せん断抵抗角の関係をそれぞれ図 2-11～図 2-13 に示す。試料①、②ともに原土はひずみ度が大きくなると圧縮応力度が漸増するが、砂の調合割合が増加するとピーク値が見られる。砂を 40%調合した場合はひずみ度 0.01 程度で圧縮強度に達する。試料①、②ともに砂の調合割合が増加すると弾性係数、せん断抵抗角は増加する。これらは砂が調合されることで粒子間の噛み合わせ力が大きくなったためと考える。試料①は砂の調合割合が増加すると、圧縮強度は増加したが、試料②は圧縮強度の増加割合が試料①に比べて小さい。各試料の原土に含まれる粒子形状などが影響していると考えられる。

第2章 壁土の調合が強度特性に及ぼす影響

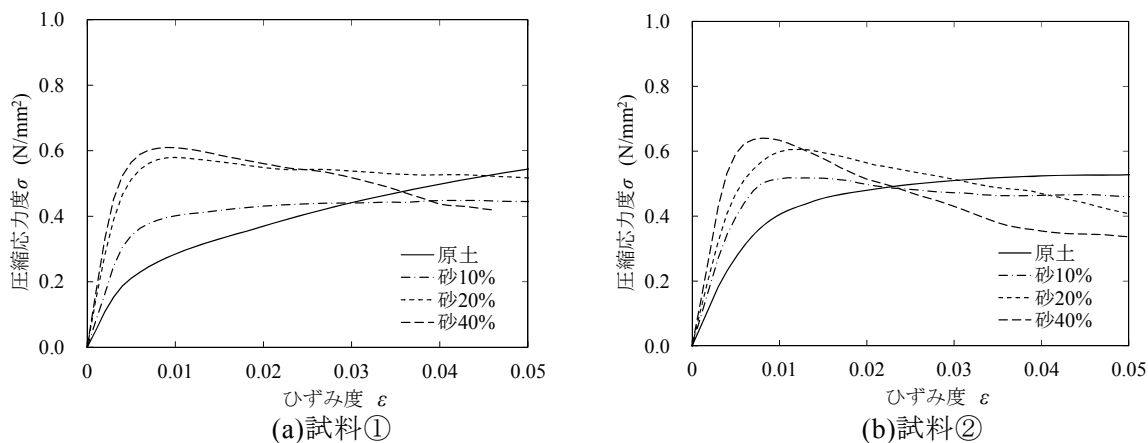


図 2-10 圧縮応力度-ひずみ度関係

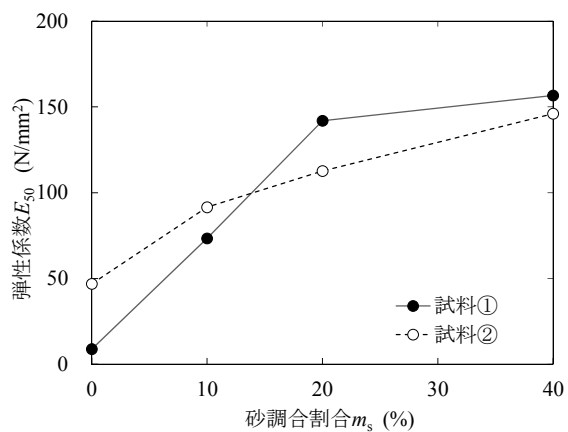


図 2-11 砂調合割合と弾性係数の関係

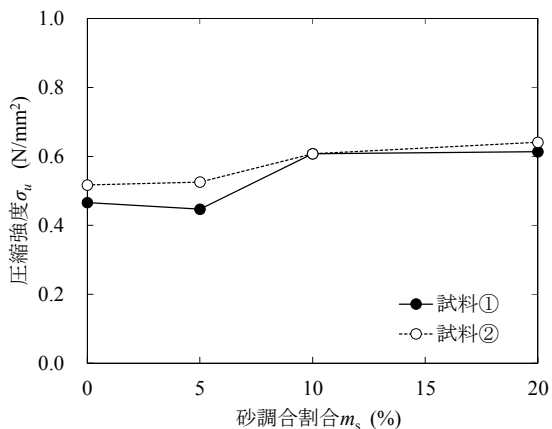


図 2-12 砂調合割合と圧縮強度の関係

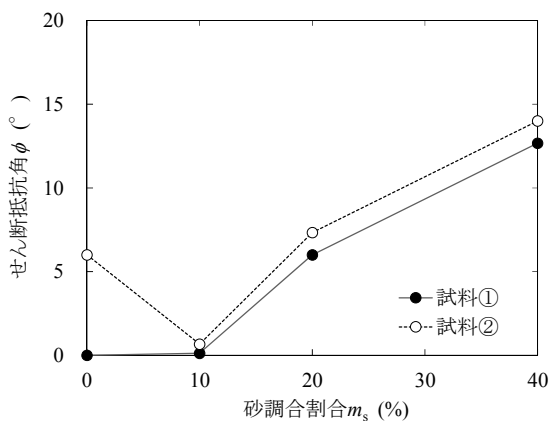


図 2-13 砂調合割合とせん断抵抗角の関係

2.3.3.2 ベントナイトの調合による影響

試料③、④の圧縮応力度－ひずみ度関係を図2-14、ベントナイトの調合割合と弾性係数、圧縮強度、粘着力の関係をそれぞれ図2-15～図2-17に示す。試料③はベントナイトの調合割合が増加しても圧縮応力度のピーク値は見られない。一方、試料④はベントナイトの調合割合が増加するとピーク値が見られる。ベントナイトを20%調合した場合はひずみ度0.015程度で圧縮強度に達する。試料③はベントナイトの調合割合が増加しても弾性係数、圧縮強度、粘着力ともに変化は小さく、ベントナイトを10%以上調合した場合は逆に低下する。試料④はベントナイトの調合割合が増加すると、弾性係数、圧縮強度、粘着力ともに増加し、ベントナイトを20%調合した場合は逆に低下する。これらはベントナイトを調合することで、試料④はベントナイトと吸着する細粒分が多く、試料③はその細粒分が少ないことが要因と考える。さらに、ベントナイトを混入し過ぎると、膨潤後の乾燥収縮により微細なひび割れが発生するため、吸着性能が低下すると考える。

第2章 壁土の調合が強度特性に及ぼす影響

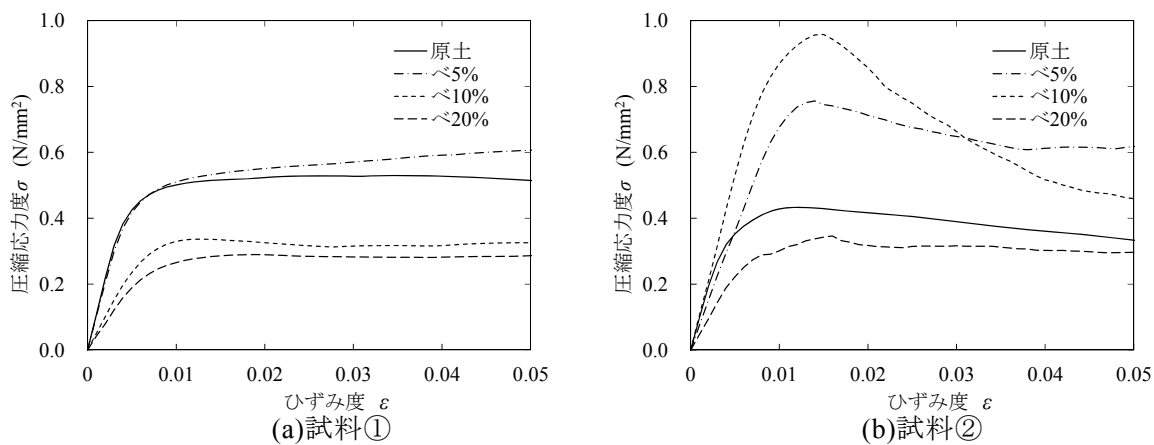


図 2-14 圧縮応力度-ひずみ度関係

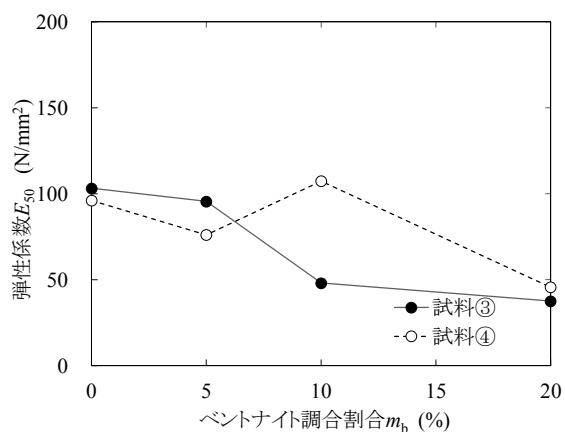


図 2-15 ベントナイト調合割合と弾性係数の関係

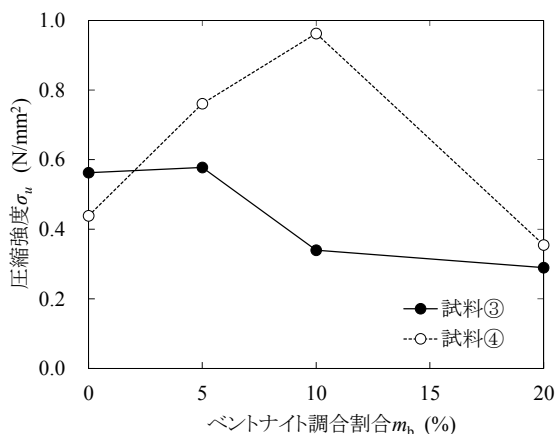


図 2-16 ベントナイト調合割合と圧縮強度の関係

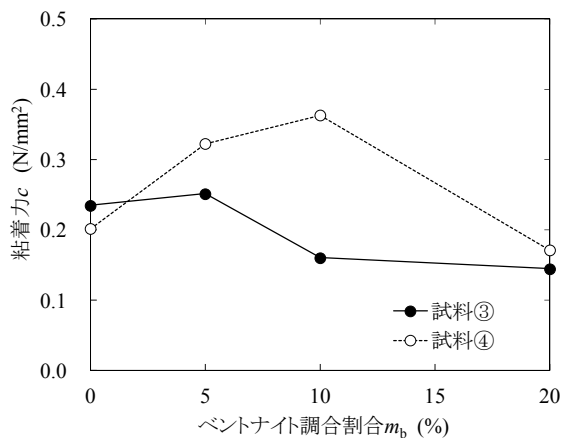


図 2-17 ベントナイト調合割合と粘着力の関係

2.4 香川県産の粘土を用いた壁土の調合が強度特性に及ぼす影響

阪神淡路大震災での土壁建物の被害の影響や施工性に優れた新建材の登場により壁土の需要は激減した。その結果、多くの壁土製造所が廃業し、香川県内の壁土製造所も廃業に追い込まれた。香川県産の粘土を用いた壁土は全国的に見ても強度に優れていることから¹⁾、香川県内で香川県産の粘土を用いて品質の安定した壁土製造体制を再構築することが求められている。香川県産の粘土を用いた壁土の原材料の基準調合を定め、土質特性と強度特性を把握する。さらに壁土の一軸圧縮試験を行い、他地区の壁土の一軸圧縮試験結果と比較する。壁土の原材料の調合を変化させた試験体を用いた一軸圧縮試験から、壁土の調合が強度特性と施工性に及ぼす影響を把握する。

2.4.1 基準調合

近年の香川県における壁土の層構成は表 2-4 に示すように、施工順に荒壁、裏返し、貫伏せ、大直し、中塗りとなっており、層により原材料の調合は変化する。荒壁、裏返し、貫伏せ、大直しの原材料は瓦用粘土、花崗土（表 2-4 では砂と表記）、飼料用に圧縮梱包された中国産の藁すさ、水であり、中塗りの原材料は、他の層に使用したのと同じ粘土、有明産の海砂（表 2-4 では砂と表記）、あく抜きをしたモミスサ（表 2-4 では藁すさと表記）、水である。表 2-4 に左官技能者に経験と勘に基づき定めてもらった、香川県産の粘土を使用した壁土の原材料の基準調合を示す。大直しの藁すさと水の量は、裏返し・貫伏せの施工で残った壁土に調合調整することで大直しの作製を行ったため、その際に新たに加えた量を示している。各層の粘土と砂の割合はそれぞれ体積比で、荒壁 7:3、裏返し・貫伏せ 6:4、大直し・中塗りは 4:6 であった。施工順で粘土の量は減少している一方で砂の量は増加しており、大直しを除いて藁すさの量はどの層にも壁土 100L に対して約 2kg であることがわかった。藁すさまたはモミスサの調合量の基準値は壁土 100L に対して、粘性のある砂質粘土を使用した荒壁で 0.4kg 以上 0.6kg 以下、中塗り土で 0.4kg 以上 0.8kg 以下である¹⁰⁾。本研究で得られた香川県産の粘土を用いた壁土の基準調合における藁すさまたはモミスサの調合量は、100L 換算で荒壁 1.90kg、中塗り 1.94kg であり、基準値と比較して荒壁は約 3.2~4.8 倍、中塗りは約 2.4~4.9 倍多いことがわかった。

表 2-4 各層の原材料調合

| 試験体名 | 土50(L)当たりの配合量 | | | | フロー 平均値 (mm) | 含水比(%) | |
|------|---------------|------|------------------|-----------------|--------------------|--------|-----|
| | 粘土(L) | 砂(L) | 藁すさ(kg) | 水(L) | | 施工直前 | 養生後 |
| 荒壁 | 35 | 15 | 0.95 | 20 | 130.3 | 39.1 | 1.7 |
| 裏返し | 30 | 20 | 1.00 | 15 | 131.7 | 36.3 | 1.6 |
| 貫伏せ | | | | | 141.8 | 38.1 | 1.9 |
| 大直し | 21 | 29 | 0.4 [※] | 10 [※] | 141.8 | 34.2 | 1.8 |
| 中塗り | 20 | 30 | 0.97 | 16.3 | 141.3 | 32.7 | 0.7 |

※原材料の配合量調整のため裏返し・貫伏せの壁土に新たに加えた量を示す。

2.4.2 各層の土質特性

荒壁、裏返し、貫伏せ、大直し、中塗りの各層に使用した粘土、花崗土、有明産の海砂について文献¹¹⁾に基づきふるい分け試験を行い、粒度分布を調査した。図2-18に原材料の粒度分布の比較、図2-19に各層の粒度分布の比較を示す。荒壁、裏返し、貫伏せ、大直しは原材料が同じで花崗土と藁すさの調合量を変化させただけであるため、荒壁、裏返し・貫伏せ、大直しの順で細粒分が少ない結果となった。中塗りには他の層とは異なる有明産の海砂を使用しているため、粒度分布は細粒分が少ない結果となった。

表2-5に各層の壁土のフロー値と含水比を示す。フロー値は、貫伏せ、大直し、中塗りが荒壁や裏返しと比較して大きな値となった。フロー値は135±10mmが基準値とされている¹²⁾が、どの層のフロー値もこの基準値の範囲に収まっていた。含水比は、中塗りが他の層と比べて小さかった。粘土よりも粒径の大きい海砂が加えられることで土粒子の表面積が減少し、土粒子の表面積に付着する自由水の量が減少するために含水比が小さくなったと考えられる。

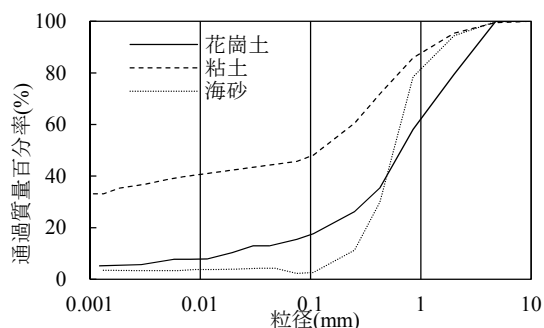


図 2-18 原材料の粒度分布比較

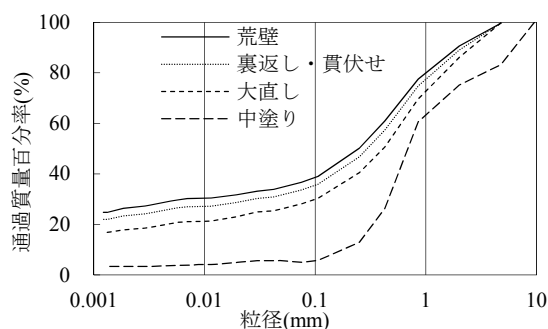


図 2-19 各層の粒度分布比較

表 2-5 各層の原材料調合と一軸圧縮試験結果

| 試験体名 | 土50(L)当たりの配合量 | | | | フロー 平均値(mm) | 含水比(%) | | 圧縮強度 $\sigma_u(N/mm^2)$ | 弾性係数 $E_{50}(N/mm^2)$ | 気乾密度 $r(g/cm^3)$ | 粘着力 $c(N/mm^2)$ | せん断 抵抗角 $\phi(^{\circ})$ |
|------|---------------|------|---------|------|----------------|--------|-----|----------------------------|--------------------------|---------------------|--------------------|-----------------------------|
| | 粘土(L) | 砂(L) | 藁すさ(kg) | 水(L) | | 施工直前 | 養生後 | | | | | |
| 荒壁 | 35 | 15 | 0.95 | 20 | 130.3 | 39.1 | 1.7 | 0.82 | 146.3 | 1.55 | 0.27 | 24 |
| 裏返し | 30 | 20 | 1.00 | 15 | 131.7 | 36.3 | 1.6 | 1.10 | 198.5 | 1.62 | 0.28 | 37 |
| 貫伏せ | | | | | 141.8 | 38.1 | 1.9 | 0.93 | 158.6 | 1.60 | 0.39 | 12 |
| 大直し | 21 | 29 | 0.4* | 10* | 141.8 | 34.2 | 1.8 | 0.90 | 185.5 | 1.61 | 0.27 | 28 |
| 中塗り | 20 | 30 | 0.97 | 16.3 | 141.3 | 32.7 | 0.7 | 0.71 | 131.1 | 1.42 | 0.21 | 30 |

*原材料の配合量調整のため裏返し・貫伏せの壁土に新たに加えた量を示す。

2.4.3 各層の強度特性

基準調合に基づく各層の壁土の強度特性を把握するために、一軸圧縮試験を行った。一軸圧縮試験は、文献¹³⁾に基づき直径125mm、高さ250mmの円筒形プラスチック型枠を用いて円柱試験体を各層につき5体ずつ作製した。文献¹¹⁾に基づき毎分1%の圧縮ひずみが生じる割合で連続的に試験体を圧縮した。圧縮試験の試験終了は、圧縮力が最大となった以降でひずみが2%以上生じた場合、圧縮力が最大値の2/3程度に低下した場合、ひずみが15%に達した場合のいずれかとした。試験結果の評価は、圧縮強度の最大値と最小値を除いた3体の平均値とした。

表2-5に一軸圧縮試験より得られた結果を示す。図2-20には一軸圧縮試験より得られた各層の壁土の応力度-ひずみ度曲線の比較を示す。藁すさと砂の増加に伴い靱性が向上し、中塗りを除き粘土分が多いほど圧縮強度は高いという特徴が見られた。中塗りの圧縮強度が小さかった要因として、密度が 1.42g/cm^3 と他の層と比較して小さかったことが考えられる。

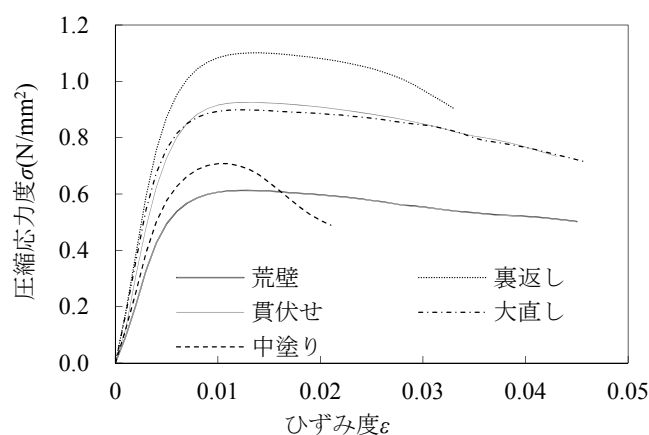


図 2-20 各層の応力度-ひずみ度曲線

2.4.4 他地区との比較

2.4.4.1 荒壁土

2.4.2 で行った一軸圧縮試験より得られた荒壁の圧縮強度 σ_u 、粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ について、文献¹⁴⁾の他地区の荒壁の実験結果との比較を行った。図 2-21 に荒壁に用いた原土の粒度分布の比較を示す。香川の荒壁に使用した原土は他地区と比較して粒径 0.075mm 以下の細粒分含有率が大きいという特徴が見られた。図 2-22 に荒壁の応力度-ひずみ度曲線の比較を示す。香川の荒壁は、他地区と同様にひずみ度 0.01 程度で圧縮応力度のピークを迎えているが、ピークからの低下割合は小さく、靱性が高かった。荒壁のせん断抵抗角と粘着力の関係を図 2-23 に示す。本研究で得られた香川の荒壁のせん断抵抗角は 24° 、粘着力は 0.27N/mm^2 であり、他地区のそれぞれの平均値 13.7° 、 0.27N/mm^2 と比較してせん断抵抗角は大きく、粘着力は同等であることがわかった。また、ばらつき係数はせん断抵抗角が 0.28、粘着力が 0.27 であり、ばらつきは同等であった。荒壁の藁すき調合量と圧縮強度・気乾密度の関係を図 2-24 に示す。香川の荒壁と同等の藁すき調合量 (1.8~2.2kg/壁土 100L) である他の 5 地区と比較すると、圧縮強度は他地区の平均値 0.59N/mm^2 に対して香川の荒壁は 0.82N/mm^2 と大きく、気乾密度も他地区の平均値 1.47g/cm^3 に対して香川の荒壁は 1.55g/cm^3 と大きかった。

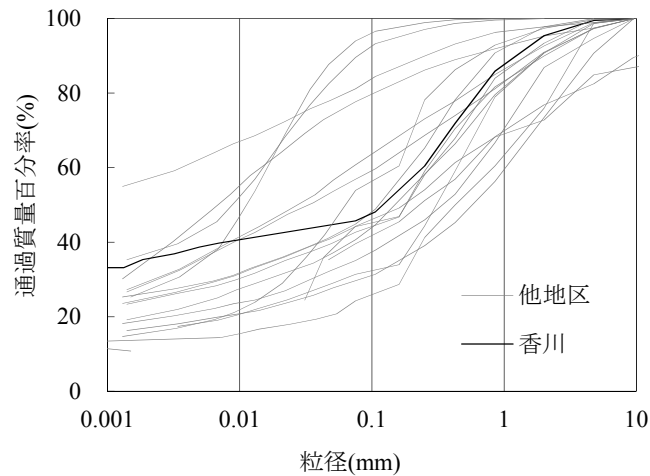


図 2-21 荒壁原土の粒度分布比較

第2章 壁土の調合が強度特性に及ぼす影響

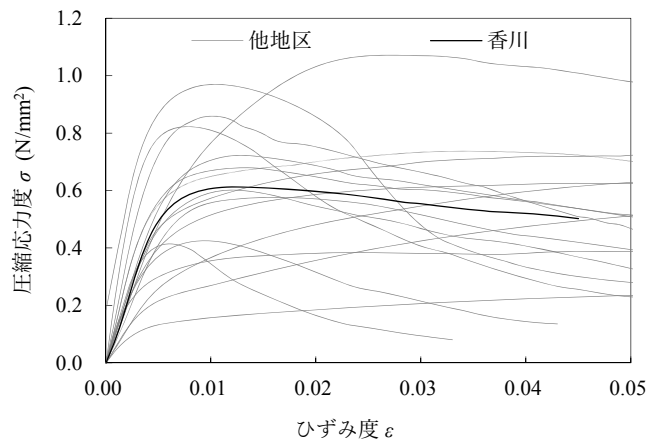


図 2-22 荒壁の応力度—ひずみ度曲線

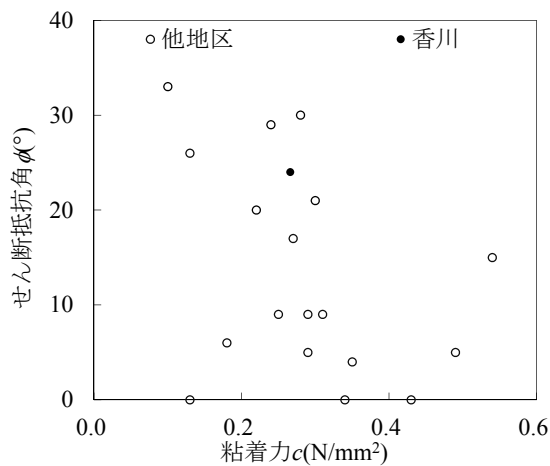


図 2-23 荒壁のせん断抵抗角と粘着力の関係

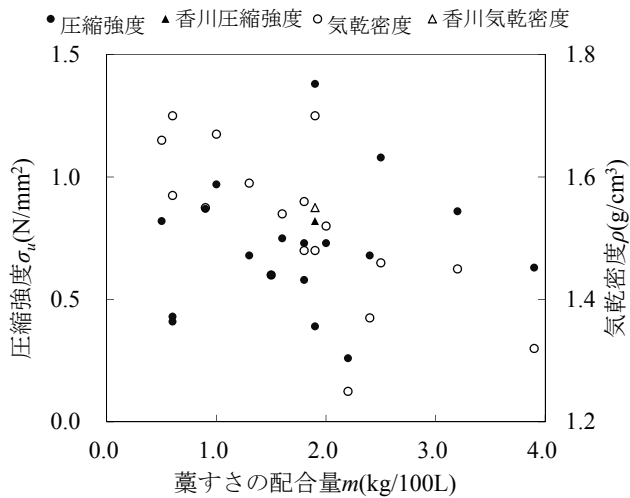


図 2-24 荒壁の藁すき調合量と圧縮強度・気乾密度の関係

2.4.4.2 中塗り土

2章で行った一軸圧縮試験より得られた中塗りの圧縮強度 σ_u 、粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ について、図 2-2(a)の他地区の中塗りの実験結果との比較を行った。図 2-25 に中塗りに用いた原土の粒度分布の比較を示す。香川の中塗りの粒度分布は他地区と比較して細粒分含有率が大きかった。図 2-26 に中塗りの応力度-ひずみ度曲線の比較を示す。香川の中塗りは他地区と同様にひずみ度 0.01 程度で圧縮応力度のピークを迎えており、圧縮強度も圧縮強度からの低下割合も他地区と同程度であり、他地区と同様の形状の曲線であった。図 2-27 に中塗りのせん断抵抗角と粘着力の関係を示す。せん断抵抗角は $13\sim 35^\circ$ 、粘着力は $0.14\sim 0.36\text{N/mm}^2$ の範囲に分布していた。本研究で得られた香川の中塗りのせん断抵抗角は 30° 、粘着力は 0.21N/mm^2 であり、他地区のそれぞれの平均値 26.2° 、 0.24N/mm^2 と比較してせん断抵抗角はやや大きく、粘着力はやや小さかった。また、ばらつき係数はせん断抵抗角が 0.80、粘着力が 0.36 であり、せん断抵抗角の方がばらつきは大きかった。図 2-28 に中塗りの藁すき調合量と圧縮強度・気乾密度の関係を示す。香川の中塗りと同程度の藁すきまたはモミスサ調合量 ($1.8\sim 2.2\text{kg/壁土 } 100\text{L}$) である他の 2 地区と比較すると、圧縮強度は他地区の平均値 0.88N/mm^2 に対して香川の中塗りは 0.71N/mm^2 と小さく、気乾密度も他地区の平均値 1.52g/cm^3 に対して香川の中塗りは 1.42g/cm^3 と小さかった。

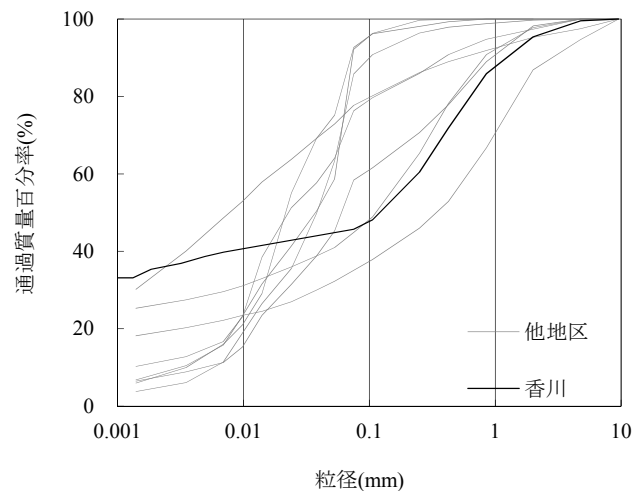


図 2-25 中塗り原土の粒度分布比較

第2章 壁土の調合が強度特性に及ぼす影響

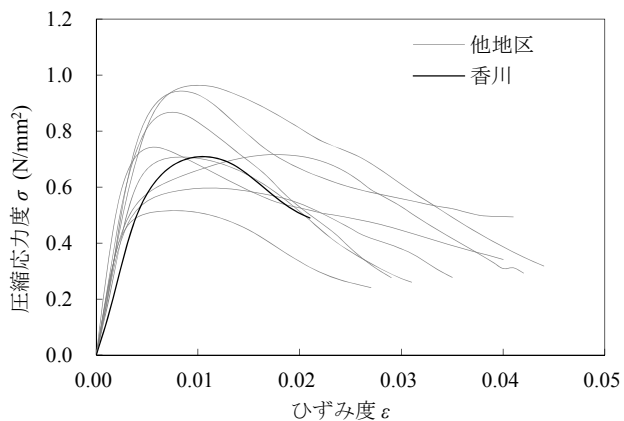


図 2-26 中塗りの応力—ひずみ曲線

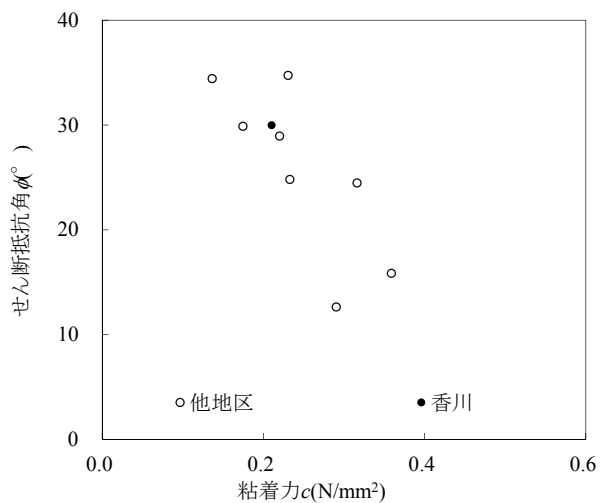


図 2-27 中塗りのせん断抵抗角と粘着力の関係

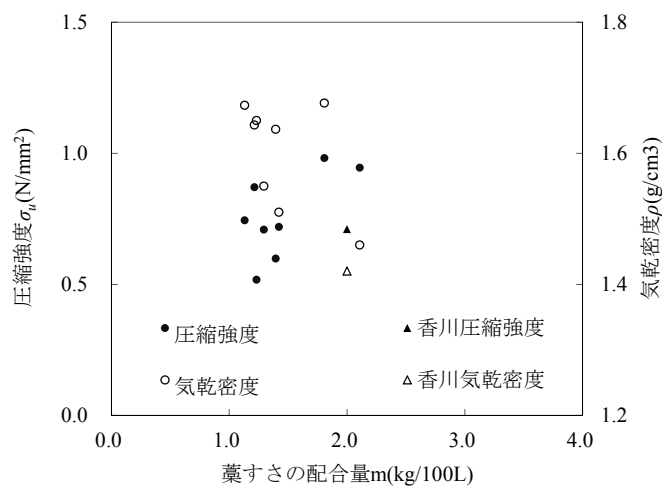


図 2-28 中塗りの藁すさの配合量と圧縮強度・気乾密度の関係

2.4.5 壁土の調合が強度特性に及ぼす影響

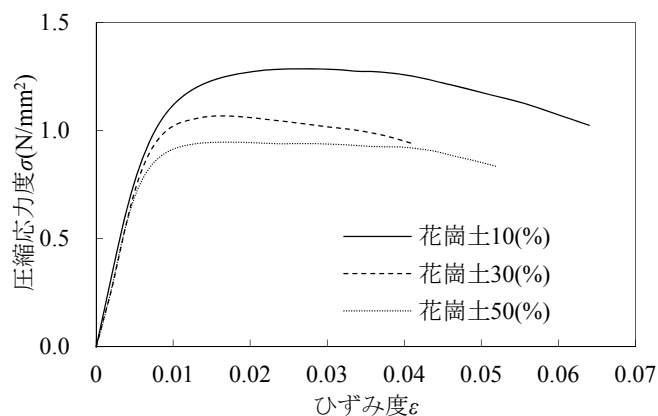
本項では、荒壁の原材料の調合量を変化させた試験体を用いて要素試験として一軸圧縮試験を行い、壁土の調合が強度特性に及ぼす影響を把握する。

壁土 100L に対する花崗土調合割合を 10L、30L、50L と変化させた荒壁と、藁すき調合量を 0.6kg、1.2kg、1.8kg と変化させた荒壁の計 6 種類を用意し、原材料の調合の変化による強度特性と施工性の変化を把握した。花崗土調合割合を変化させた実験は、2 章で定めた荒壁の基準調合である粘土：花崗土=7：3 を基準として粘土の調合割合を増加させたものと、減少させたもの、すなわち粘土：花崗土=9：1、7：3、5：5 の 3 種類を設定した。藁すき調合量を変化させた実験は、壁土 100L 当たりの藁すき調合量の基準値上限が 0.6kg⁹⁾ であること、香川県での実際の藁すきの調合量が約 2.0kg であることより、0.6kg、1.2kg、1.8kg の 3 種類を設定した。2 つの実験時期は異なり、花崗土調合割合を変化させた実験は 2016 年 12 月、藁すき調合量を変化させた実験は 2011 年 10 月に行った。

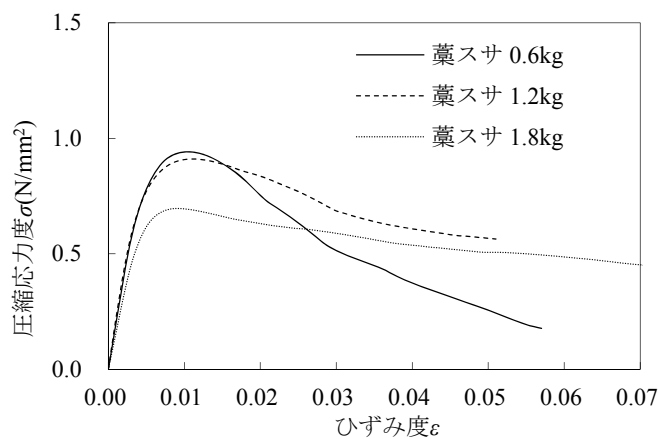
使用した原材料はどちらの実験も香川県三豊産の粘土、花崗土、中国産の藁すきと、水である。花崗土調合割合を変化させた実験では、3 種類全ての荒壁で壁土 100L 当たり藁すき 2.28kg、水 25L を調合し、花崗土以外の原材料は同じ調合とした。藁すき調合量を変化させた実験では、3 種類全ての荒壁で粘土：花崗土=6：4 で調合したが、加水量は 3 種類それぞれで異なり、藁すきの体積を考慮して含水比が概ね同じになるように調整した。2 つの実験間で原材料の基準調合は異なっているが、本実験はあくまで花崗土と藁すきの調合をそれぞれ変化させた場合の傾向を相対的に把握することを目的とする。

2.4.6 要素実験結果と考察

一軸圧縮試験より得られた応力度-ひずみ度曲線を図 2-29 に示す。図 2-29(a)より、花崗土調合割合の増加に伴い圧縮強度は低下した。花崗土調合割合の変化による靱性への影響は見られず、どの試験体もピークからの低下割合は概ね同程度であった。図 2-29(b)より、こちらも藁すき調合量の増加に伴い圧縮強度は低下したが、圧縮強度のピークからの低下割合は緩やかになり、靱性が向上することがわかった。これは藁すき調合量が多くなると繊維補強効果が大きくなるためと考えられる。



(a)花崗土調合割合を変化させた場合



(b)藁すき調合量を変化させた場合

図 2-29 壁土材料の調合の違いによる圧縮応力度-ひずみ曲線

壁土の強度特性である粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ を、花崗土調合割合を変化させた場合 図 2-30 に、藁すき調合割合を変化させた場合を 図 2-31 に示す。図 2-30 より基準調合から花崗土 10%に減らすことで、粘着力 c が大きくなり、せん断抵抗角 ϕ は小さくなった。これは、細粒分の割合が増えることによる粘着力の上昇し、砂分である花崗土が減少することによる土粒子内の砂の噛合いが減少したためと考えられる。図 2-31 より藁すきを混入量が多くなるにつれ、せん断抵抗角 ϕ は小さくなった。これは土粒子内の砂の噛合いが、藁すきが入ることで減少したためと考えられる。

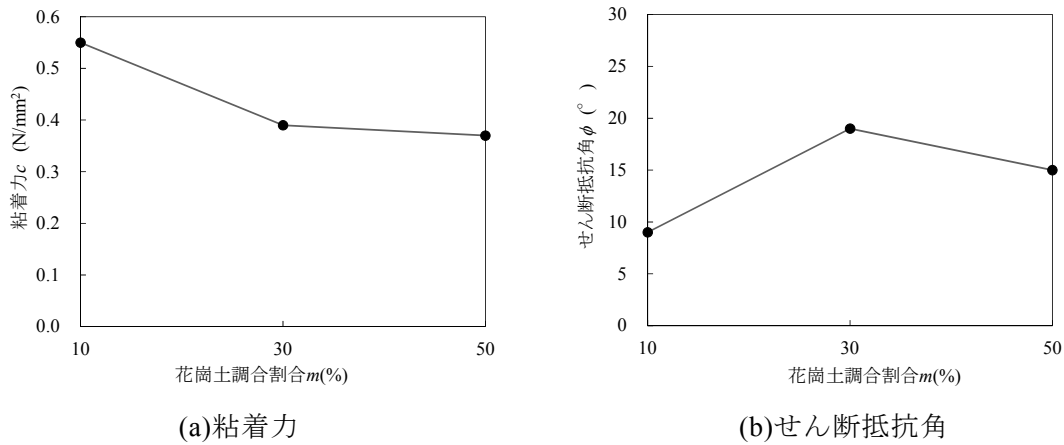


図 2-30 花崗土調合割合を変化させた場合の強度特性

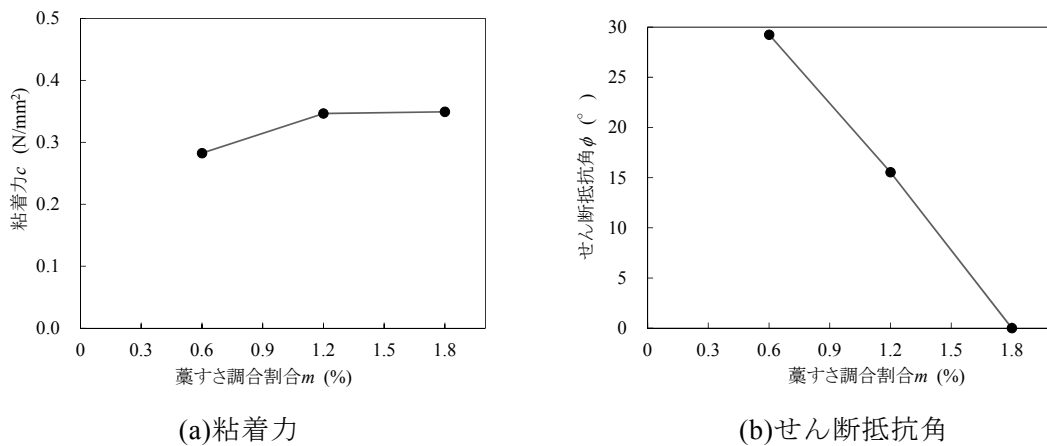


図 2-31 藁すき調合割合を変化させた場合の強度特性

2.5 結論

全国各地で土塗壁に用いる中塗土の強度特性に影響を及ぼす要因を把握するため、8地域の土を取り寄せて調合を行い、要素試験から壁土の強度特性を把握した。壁土の調合が強度特性に及ぼす影響を把握するため、原土に砂やベントナイトを調合した壁土の要素試験を行った。また香川県産の粘土を用いた各層の壁土の土質特性と強度特性を把握し、荒壁と中塗りについては他地区の実験データとの比較を行った。荒壁について花崗土の調合割合と藁すさの調合量を変えた6種類を用意し、一軸圧縮試験から壁土の調合が強度特性に及ぼす影響を把握した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 土の粒径加積曲線は地域によって大きく異なるが、施工性を考慮して職人が経験的に砂を調合することで概ね一致した。しかし、砂調合後の土の粒度分布が同様でも、壁土の強度特性は異なることを示した。
- 2) 細粒分の多い土に砂を調合することで、弾性係数、せん断抵抗角は大きくなったが、圧縮強度は原土によって傾向が異なり、粒子形状が影響している可能性がある。
- 3) 細粒分の多い土にベントナイトを調合することで、弾性係数、圧縮強度、粘着力が大きくなったが、細粒分の少ない土では効果が見られなかった。また、ベントナイトの調合割合が10%以上になると、弾性係数、圧縮強度、粘着力は逆に低下した。
- 4) 香川県産の粘土を用いた場合の基準配合を決定した結果、各層の粘土と砂の割合はそれぞれ、荒壁 7:3、裏返し・貫伏せ 6:4、大直し・中塗りは 4:6 であった。
- 5) 香川県産の粘土を用いた基準配合に基づく各層の壁土の一軸圧縮試験の結果、藁すさと砂の増加に伴って靱性が向上し、中塗りを除き粘土分が多いほど圧縮強度は大きくなった。粘着力 c は粘土分の増加に伴い大きくなり、藁すさ混入量増加によりせん断抵抗角 ϕ の値は小さくなった。

以上より、細粒分含有率の大きい土には砂を調合することで、壁土の強度特性であるせん断抵抗角を大きくすることが可能であった。粗粒分含有率の大きい土にはベントナイト、香川県の壁土においては粘土分を調合することで、壁土の強度特性の粘着力を大きくすることが可能であった。これらより各地域の土質特性に合わせて壁土の調合を変化させることで強度特性を変化させることができる。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 興石直幸, 位田達哉: 主要産出地における荒壁土及び中塗土の性質, 小舞土壁に用いる壁土に関する研究 その1, 日本建築学会構造系論文集, 第73巻, 第631号, pp.1467-1474, 2008.9.
- 3) 浦憲親, 山本智大: 一地方の壁土用原土の性質, 日本建築学会技術報告集, 第17巻, 第36号, pp.449-454, 2011.6.
- 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, Vol.C-1, pp.399-400, 2004.8.
- 5) 三芳紀美子, 濱崎信子, 大橋好光: 土壁の強度に関する研究 その4 壁土2面せん断試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, Vol.C-1, pp.357-358, 2005.9.
- 6) 小林正幸, 宇都宮直樹, 宮本慎宏, 松島学: 壁土の地域特性を考慮した土塗壁の耐震性能評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.467-468, 2013.8.
- 7) N. Utsunomiya, M. Miyamoto, M. Yamanaka and M. Matsushima: Seismic Performance Evaluation of Mud Walls Considering Regional Characteristics of Wall Clay, 13th World Conference on Timber Engineering, Quebec City, Canada, August, 2014.
- 8) 宇都宮直樹, 山中稔, 松島学: 藁すさを混合した新しい供試体の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第664号, pp.1119-1124, 2011.6.
- 9) 土の一軸圧縮試験法, JIS A 1216, 2009.
- 10) 技術解説書作製委員会: 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, 日本住宅・木材技術センター, p.25, 2004.2.
- 11) 公益社団法人, 地盤工学会: 土質試験基本と手引き (第二回改訂版), pp.17-58, pp.151-157, 2010.3.
- 12) 浦憲親, 後藤正美: 土塗現場から採取した壁土の性質, 日本建築学会北陸支部研究報告書, 第57巻, pp.104-105, 2014.7.
- 13) 宇都宮直樹, 宮本慎宏, 山中稔, 松島学: 土質力学に基づく土塗壁の耐力変形推定式の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第684号, pp.363-368, 2013.2.
- 14) 宇都宮直樹, 高橋繁二, 宮本慎宏, 山中稔, 松島学, 大西泰弘: 練り混ぜ時間が壁土の強度特性に及ぼす影響, 日本建築学会技術報告集, 第20巻, 第45号, pp.457-460, 2014.6.

第3章 せん断スパン比が土塗壁の破壊モードに及ぼす影響

3.1 序論

土塗壁宇都宮らの先行研究において壁土の一軸圧縮試験から強度定数を把握する手法を提案し、壁長さに対する壁高さの比であるせん断スパン比が 1.5 程度のせん断破壊が卓越する土塗壁を対象とし、土質力学に基づいて耐力変形関係推定式を構築している。

しかし、既往の土塗壁の実大実験結果¹⁾より、せん断スパン比が 3.0 程度の土塗壁では壁土の隅角部の圧壊が卓越することが確認されている。本章では、土塗壁のせん断スパン比の異なる実大試験を実施し、土塗壁の破壊モードを明らかにすることを目的とする。

3.2 土塗壁の静的水平載荷試験

3.2.1 実大試験体概要

試験体は図 3-1～図 3-5 に示す壁長さ 910mm(1P 試験体とする)から 1820mm(2P 試験体とする)までを 4 分割し等間隔とした 5 種類とする。壁高(h)/壁長(l)の比であるせん断スパン比(h/l)は 1P 試験体では $h/l=3.0$, 1.25P 試験体では $h/l=2.4$, 1.5P 試験体では $h/l=2.0$, 1.75P 試験体では $h/l=1.7$, 2P 試験体では $h/l=1.5$ である。壁の内法高さは 2625mm である。試験体数は各 1 体である。樹種は柱、横架材、貫および土台に杉を用いる。部材寸法は柱および土台は 105×105mm、横架材は 105×180mm、貫は 15×105mm である。柱と貫の仕口は大入れとし、楔で留める。柱間の中央には壁長さ 910mm を除き縦貫を配する。壁土を塗り付ける下地は端部の直径が 11mm 程度の丸竹、小舞に幅 21mm 程度の割竹を使用する。柱と土台および横架材の仕口は、接合部のモーメント抵抗を除去し、できるだけ壁土の影響をのみを把握するため、図 3-6 に示すように抵抗方向にそれぞれ 5mm のクリアランスを設け、直径 15mm の込み栓(樹種：カシ)で接合する。

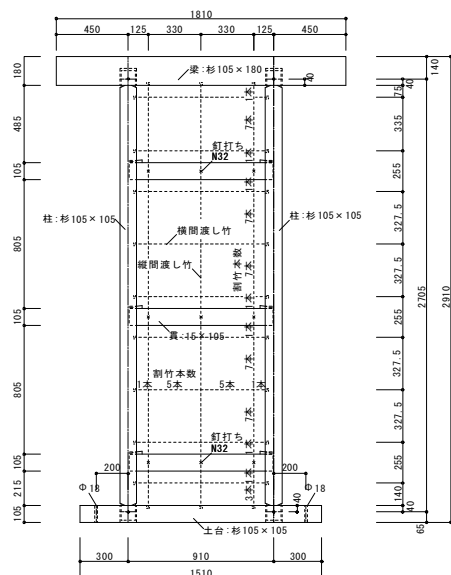


図 3-1 1P 試験体

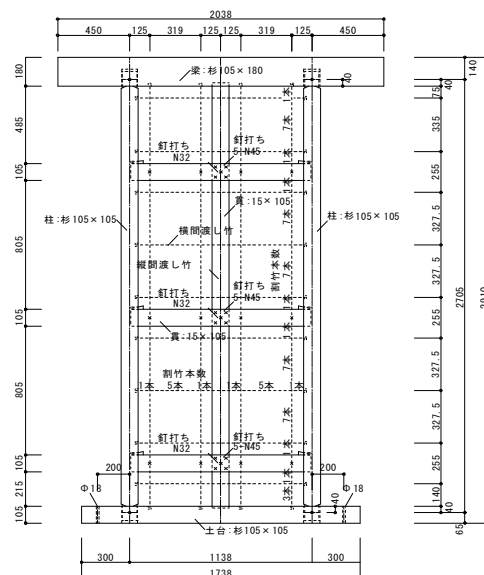


図 3-2 1.25P 試験体

第3章 せん断スパン比が土塗壁の破壊モードに及ぼす影響

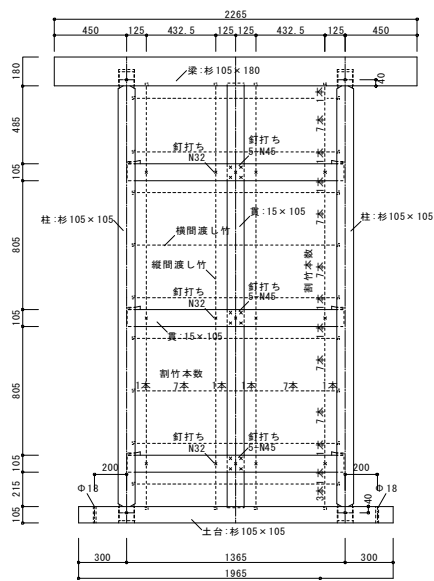


図 3-3 1.5P 試験体

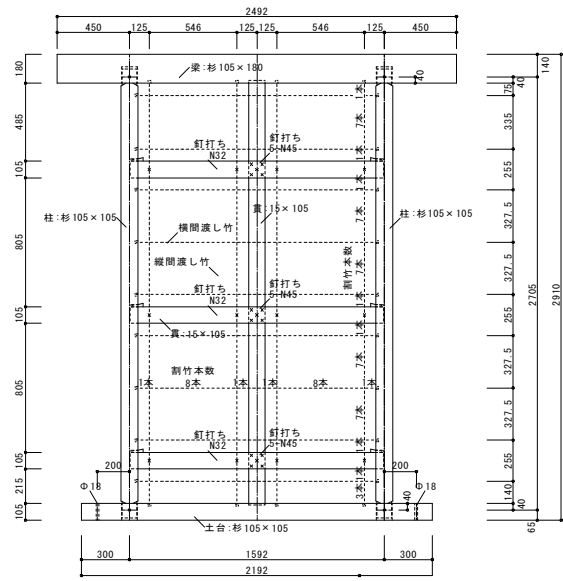


図 3-4 1.75P 試験体

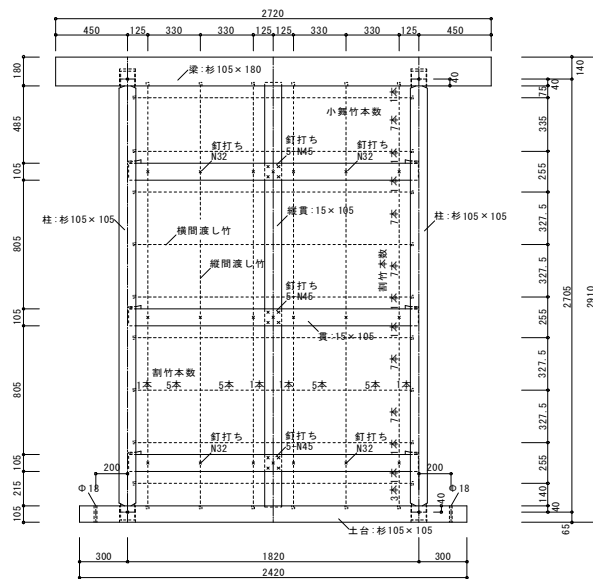


図 3-5 2P 試験体

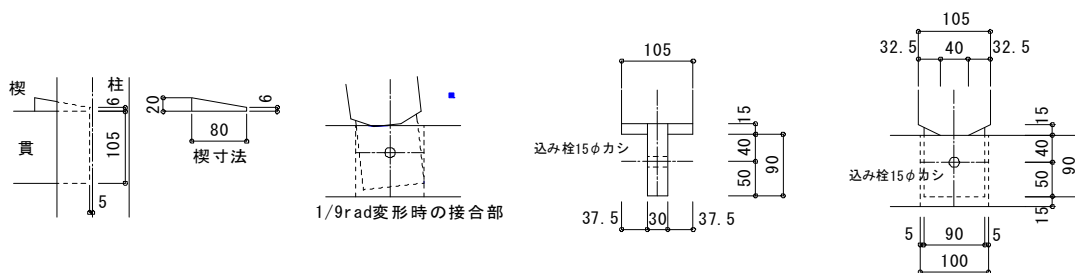


図 3-6 柱-土台接合部及び柱-貫接合部

第3章 せん断スパン比が土塗壁の破壊モードに及ぼす影響

実験に用いた荒壁土、裏返し土、貫伏せ土および大直し土は香川県内で産出され、壁土製造業者によって製造されたものである。壁土の練り置きは行っていない。中塗り土は香川県産のおろし土を使用している。

左官施工は図 3-7 に示すように、小舞搔きを行った後から荒壁塗りをを行う。続いて裏返し、貫伏せ、大直しを行い、中塗りを片面塗りとしている。各工程で1週間から3週間程度の乾燥期間を設け、乾燥収縮に伴うひび割れが終了してから壁土塗りをを行う。

各試験体を実測して得られた各層の壁土の塗厚を表 3-1 に示す。塗厚は貫のない部分で計測を行い、壁長さ 910mm で 27 か所、壁長さ 1820mm で 54 か所の平均値を用いる。

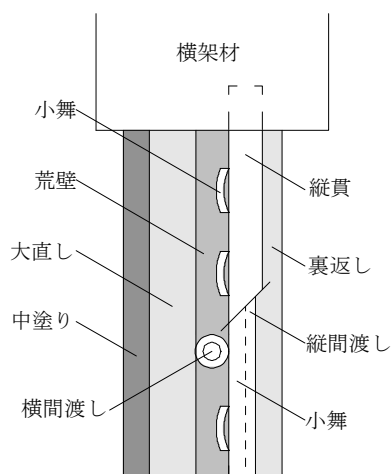


図 3-7 土塗壁の詳細断面図

表 3-1 各試験体の塗厚

| 試験体名 | 裏返し (mm) | 貫伏せ (mm) | 大直し (mm) | 中塗り (mm) |
|-------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| 1P | 9 | 39 | 13 | 14 |
| 1.25P | 9 | 39 | 13 | 14 |
| 1.5P | 9 | 39 | 13 | 14 |
| 1.75P | 8 | 38 | 13 | 15 |
| 2P | 10 | 40 | 12 | 16 |

3.2.2 壁土の要素実験

実大実験に用いた各層壁土の要素実験²⁾を行い、材料特性を把握する。要素実験は2章と同様の一軸圧縮試験を行い、各壁土の粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ および弾性係数 E_{50} を算定する。実験結果を表 3-2 要素実験結果に示す。圧縮強度は荒壁土などの下塗りに比べて中塗り土が大きく、弾性係数も同様の傾向が見られた。

表 3-2 要素実験結果

| 壁土種類 | 圧縮強度 σ_u (N/mm ²) | 弾性係数 E_{50} (N/mm ²) | 粘着力 c (N/mm ²) | せん断抵抗角 ϕ (°) |
|--------------|---|---------------------------------------|---------------------------------|----------------------|
| 荒壁土 | 0.47 | 124.2 | 0.22 | 3 |
| 裏返し土 貫伏せ土 | 0.67 | 143.8 | 0.28 | 10 |
| 大直し土 | 0.68 | 174.1 | 0.28 | 11 |
| 中塗り土 | 0.95 | 200.8 | 0.36 | 16 |

3.2.3 荷重方法と計測方法

図 3-8 に荷重装置の概略を示す。実大実験は文献¹⁾を参考に荷重方法をタイロッド方式とする。反力フレーム鋼製土台に試験体下部の土台を M16 六角ボルト 2 本で固定し、土台の前後にストッパーを取り付けて水平移動を拘束した。試験体の面外への振れ止めは、試験体頂部の横架材を裏表両方からローラーで挟みつけている。試験体の横架材にサーボアクチュエータを介して水平荷重を与える。既往の文献³⁾を参考に、加力サイクルは真のせん断変形角 $\gamma_0=1/600、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50\text{rad}$ で繰り返し、履歴の同一変形段階で 3 回の正負交番繰り返し加力とする。終局は $1/10\text{rad}$ までの片引きとする。試験体に作用する荷重はサーボアクチュエータの先端に取り付けたロードセルで計測した。変位の計測は変位計 H1 で横架材の水平方向変位、H2 で土台の水平方向変位、変位計 V3、V4、で柱の脚部の鉛直方向変位の計測を行った。試験装置の概要を以下に箇条書きにて示す。

- 加力装置：鷺宮製作所 EFH-100 計測範囲 $\pm 100\text{kN}$ 、 $\pm 300\text{mm}$
- 試験フレーム：鷺宮製作所 LFH-100 容量 $\pm 100\text{kN}$
- ロードセル：鷺宮製作所 FLC-100S 計測範囲 $\pm 100\text{kN}$ 、精度 $\pm 0.2\%FS$ 以内
- 外部変位計 H1：東京測器研究所 DP-1000D 計測範囲 $0\sim 1000\text{mm}$ 、精度 $\pm 0.2\%FS$ 以内
- 外部変位計 H2：東京測器研究所 CDP-50 計測範囲 $0\sim 50\text{mm}$ 、精度 $\pm 0.2\%FS$ 以内
- 外部変位計 V3：東京測器研究所 CDP-100 計測範囲 $0\sim 100\text{mm}$ 、精度 $\pm 0.2\%FS$ 以内
- 外部変位計 V4：東京測器研究所 CDP-100 計測範囲 $0\sim 100\text{mm}$ 、精度 $\pm 0.2\%FS$ 以内

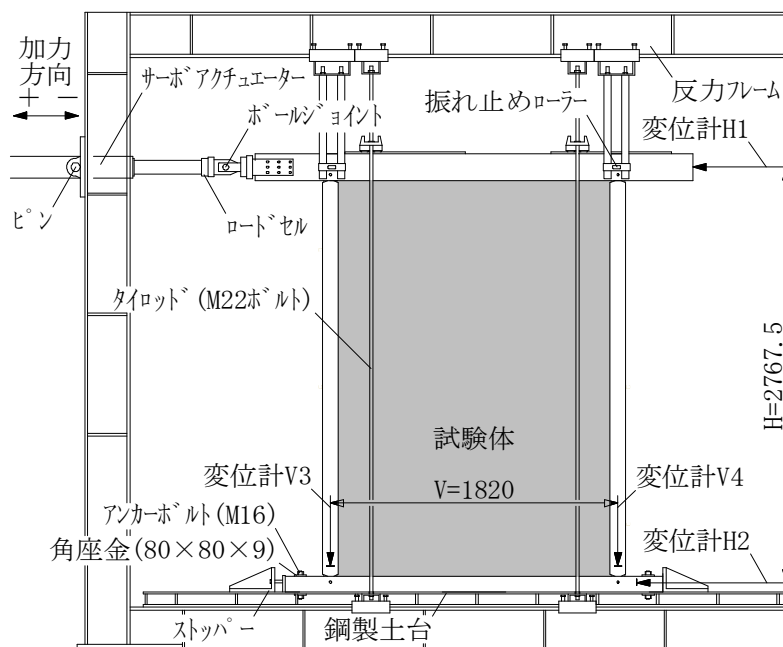


図 3-8 試験装置

3.3 実大実験結果

3.3.1 耐力変形関係

試験結果を図 3-9 に示す。耐力は壁長さが長いものほど耐力が大きくなっていることが確認できる。図 3-10 より壁長さが長くなるにつれ、最大耐力が 1kN~3kN 増加している。

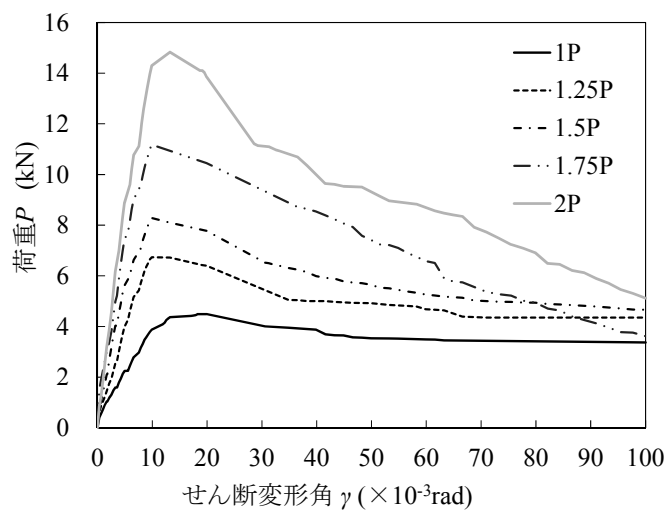


図 3-9 壁長の異なる土塗壁の荷重-変形角関係

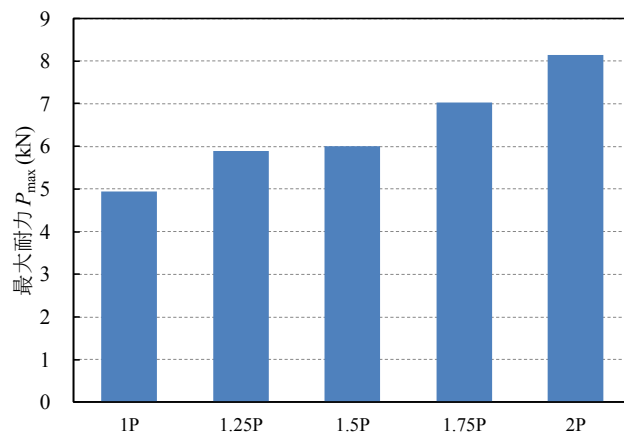


図 3-10 最大荷重の比較

3.3.2 破壊過程

1/10rad 時の各試験体のひび割れを図 3-11 に示す。1P 試験体と 1.25P 試験体は 1/300rad 時から土塗壁四周の軸組と壁土の境界面で、横架材や土台の支圧力によって柱側から中央部に至るひび割れが生じる。柱に沿ってせん断力による壁土のひび割れが生じる。1/30rad 以降に目視による観察で面外方向への壁土の孕み出しが生じる。1.25P 試験体は 1/75rad 時に地貫に沿ったひび割れが生じる。1.5P 試験体、1.75P 試験体および 2P 試験体は 1/600～1/200rad 時から土塗壁四周の軸組と壁土の境界面でひび割れが生じる。1/100rad 以降に地貫や頭貫に沿ったひび割れが生じる。1/75～1/50rad 時に壁中央部にせん断ひび割れが生じる。1/50rad 時に壁土の面外方向への孕み出しが生じる。各試験体とも土塗壁四周のひび割れが生じ、1.5P 試験体以上の壁長さで壁中央部にせん断ひび割れが確認された。

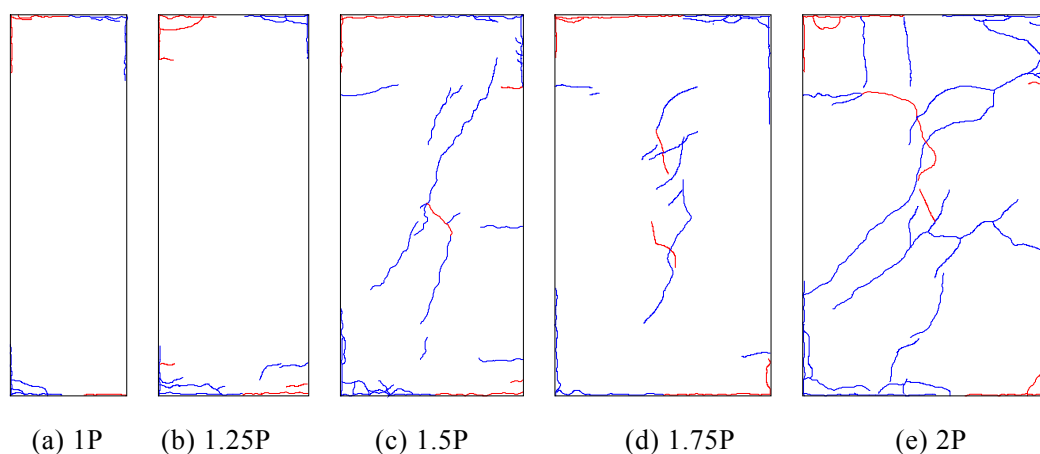


図 3-11 各試験体のひび割れ状況

3.4 結論

本章では、土塗壁のせん断スパン比の異なる実大試験を実施し、土塗壁の破壊モードを明らかにすることを目的として実大実験を行った。その結果より破壊モードの変化点は、1.5P 試験体でせん断スパン比が $h/l=2.0$ 近傍であることが確認できた。また 1.5P より小さいせん断スパン比の土塗壁の破壊モードは、破壊状況写真等から隅角部における壁土と土台の圧壊、柱に沿う壁土のせん断破壊であった。次章以降で、宇都宮らが先行研究で検討していない、各種壁土の形状が異なる場合の耐力推定式を検討する。

第3章 せん断スパン比が土塗壁の破壊モードに及ぼす影響

参考文献

- 1) 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.
- 2) 宇都宮直樹, 山中稔, 松島学: 藁すさを混合した新しい供試体の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 664 号, pp.1119-1124, 2011.6.
- 3) 技術解説書作成編集委員会: 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, 日本住宅・木材技術センター, p.25, pp.83-91, p.111, pp.144-147, 2004.2.

第4章 せん断破壊が卓越しない土塗壁の耐力変形角推定式

4.1 序論

土塗壁に用いられる壁土は、地域で採取できる粘性のある土と塗り層に応じて中塗りすきや藁すき等の繊維材を混ぜ合わせて製作される。土塗壁に作用する水平荷重の大部分は壁土が負担するため¹⁾、土塗壁を用いた伝統的木造建物の耐震性能を評価するうえで壁土の強度定数を把握することは重要である。壁土の強度特性は、土の採取地や藁すき等の繊維材混合量によって異なるため²⁾、地域ごとの土塗壁の耐力変形関係を把握するためには、実大実験や部分壁体実験を行う必要がある。壁土のせん断強度に影響を及ぼす粘着力やせん断抵抗角などの強度定数を要素試験から把握し、実大土塗壁の耐力変形関係を推定できれば、多くの時間と費用を要する実大実験を行うことなく、伝統的木造建物の耐震性能評価が可能となる。

土塗壁の抵抗機構の解明と力学モデルの構築に関する研究として、村上ら^{3)~7)}は、各種の土塗壁の水平加力実験に基づき、水平力に対する土塗壁の破壊性状と耐荷機構を解明している。部分壁体の要素試験を行うことで様々な仕様の土塗壁の耐力変形関係を推定する方法を提案している。中尾ら^{8),9)}は、壁土の各種材料試験結果から土塗壁のせん断耐力の推定や数値解析による耐力変形関係の推定を行っている。田淵ら¹⁰⁾は、京町家型の土塗壁の実大実験を行い、要素試験から得られた壁土のせん断弾性係数を用いて、土塗壁の剛性と耐力を推定する力学モデルを提案している。山田ら^{11)~13)}は、壁土の要素試験から材料特性を把握し、数値解析により土塗壁や小壁の耐力変形関係が推定可能なことを示している。佐藤ら^{14),15)}は、京土壁を対象とした水平繰り返し実験を行い、壁体四隅の圧壊や浮きが生じると水平耐力が低下することを示し、荷重変形関係モデルの作成を試みている。しかし、壁土の要素試験から得られた強度特性を用いて、土質力学の観点から理論的に土塗壁の耐力変形関係推定式を構築し、壁土の調合が異なる種々の土塗壁に対して推定式の有効性を検証している研究は少ない。

宇都宮ら^{16)~18)}は、壁土の一軸圧縮試験から強度定数を把握する手法を提案し、壁長さに対する壁高さの比であるせん断スパン比が1.5程度のせん断破壊が卓越する土塗壁を対象とし、土質力学に基づいて耐力変形関係推定式を構築している。しかし、前章より、せん断スパン比が3.0程度の土塗壁では壁土の隅角部の圧壊が卓越することを確認した。

本章では、壁土の強度定数を要素試験から把握し、土質力学に基づいて、せん断スパン比が3.0程度の土塗壁の耐力変形関係推定式を構築することを目的とする。2節では、せん断スパン比が3.0程度の土塗壁（以降1P試験体と呼称する）の実大実験を行い、荷重変形関係や破壊性状を把握する。3節では実大実験における破壊性状から土質力学に基づいて力学モデルを構築し、土塗壁の耐力低下域に至るまでの耐力変形関係推定式を構築する。4節では推定値と実験値の比較から提案した推定式の妥当性を検討する。本章では、壁土に混合する繊維材として一般的な藁すきに加え、新しい材料である竹繊維¹⁹⁾の計2種類を用い、耐力の異なる種々の土塗壁に対して推定式の有効性を検証する。

4.2 土塗壁の静的水平載荷実験

本章では、1P 試験体の破壊性状を把握するため、土塗壁の耐震性能に影響を及ぼす壁土に混合する繊維材の種類、土の採取地域、壁土の塗厚及び中塗りの仕様をパラメータとした実大実験を行う。

4.2.1 実大試験体概要

実験に用いた試験体概要を図 4-1 に示す。試験体は長さ 910mm、高さ 2767.5mm の土塗壁である。木材の材種はすべてスギである。部材寸法は柱と土台は 105×105mm、横架材は 105×180mm、横貫は 15×105mm である。壁土を塗付ける下地は、間渡しに端部の直径が 10mm 程度の丸竹、小舞に幅 20mm 程度の割竹を使用する。ちりじゃくりは設けていない。3 本の横貫と柱の仕口は、接合部のモーメント抵抗の影響を除去し、できるだけ壁土の影響のみを把握するため、大入れとし、楔（材種：ヒノキ）で留める。同様の理由から柱と土台や横架材の仕口は、図に示すように抵抗方向にそれぞれ 5mm のクリアランスを設け、直径 15mm の込み栓（材種：カン）で留める。

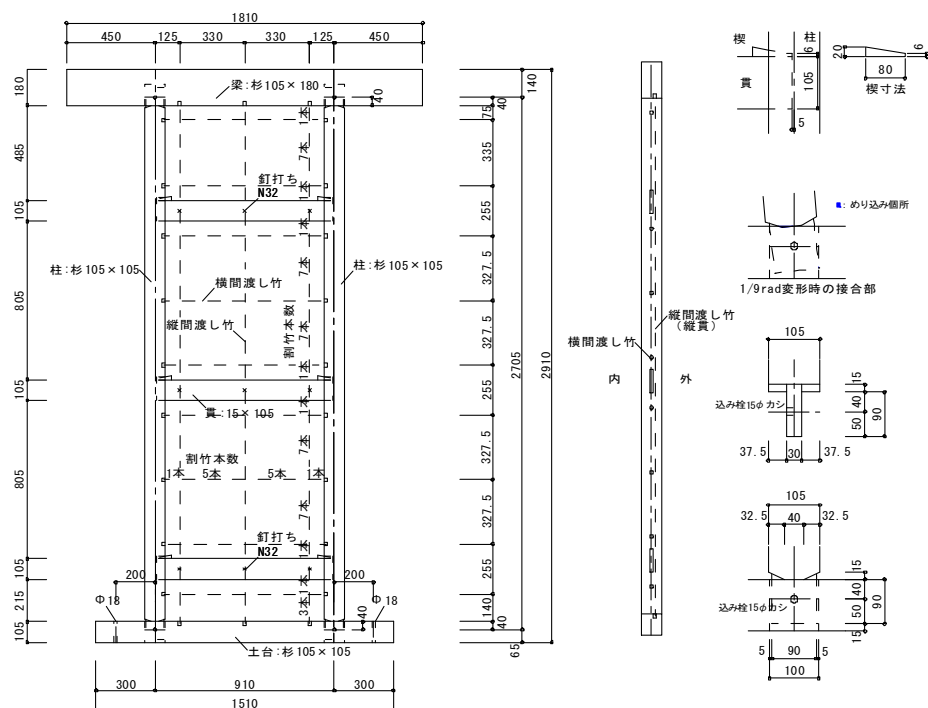


図 4-1 試験体概要

4.2.2 壁土の要素試験

実大試験体に用いた壁土の強度定数を把握するため、要素試験として2章と同様、一軸圧縮試験を行う¹⁷⁾。各壁土の仕様を

表4-2に示す。壁土ⅠとⅡは香川県内、壁土Ⅲは埼玉県内で産出されたものである。中塗り土以外の土について、壁土Ⅰは壁土製造業者によって繊維材の藁すさを配合したものであり、壁土ⅡとⅢは壁土に適した状態となるように左官職人に経験的に原土と繊維材の竹繊維や砂を配合してもらった。壁土の練り置きは行っていない。壁土ⅠとⅡの中塗り土は香川県内で市販されている粒の細かい「おろし土」を使用し、壁土Ⅲの中塗り土は荒壁土等の下塗りと同一の土を使用する。おろし土100リットルに対して壁土Ⅰは砂224リットル、壁土Ⅱは砂338リットル、壁土Ⅲは砂451リットルを配合する。

表4-2 壁土の強度定数

| 壁土種類 | 壁土産地 | 繊維材 | | 圧縮強度 σ_c (N/mm ²) | 弾性係数 E_{50} (N/mm ²) | 粘着力 c (N/mm ²) | せん断抵抗角 ϕ (°) |
|--------------|------|-----|-----------------------|---|---------------------------------------|---------------------------------|----------------------|
| | | 種類 | 混合量 m (kg/±100l) | | | | |
| 荒壁土 | Ⅰ 香川 | 藁すさ | 2.1 | 0.47 | 124.3 | 0.22 | 4 |
| | Ⅱ 香川 | 藁すさ | 2.1 | 0.47 | 124.3 | 0.22 | 4 |
| | Ⅲ 埼玉 | 藁すさ | 1.4 | 0.75 | 153.2 | 0.33 | 8 |
| 裏返し土 貫伏せ土 | Ⅰ 香川 | 藁すさ | 1.9 | 0.67 | 140.6 | 0.30 | 6 |
| | Ⅱ 香川 | 竹繊維 | 1.7 | 1.08 | 117.7 | 0.38 | 19 |
| | Ⅲ 埼玉 | 竹繊維 | 1.3 | 1.26 | 184.2 | 0.48 | 15 |
| 大直し土 | Ⅰ 香川 | 藁すさ | 2.3 | 0.68 | 183.8 | 0.36 | 10 |
| | Ⅱ 香川 | 竹繊維 | 1.8 | 0.86 | 119.6 | 0.30 | 20 |
| | Ⅲ 埼玉 | 竹繊維 | 1.1 | 1.08 | 233.2 | 0.42 | 15 |
| 中塗り土 | Ⅰ 香川 | 稲藁 | 2.1 | 0.95 | 205.4 | 0.35 | 17 |
| | Ⅱ 香川 | 竹繊維 | 0.8 | 1.47 | 346.9 | 0.43 | 29 |
| | Ⅲ 埼玉 | 竹繊維 | 0.6 | 0.92 | 240.1 | 0.35 | 17 |

各壁土の圧縮応力度－ひずみ度関係の平均値を図4-3に示す。試験後に既往の評価法¹⁷⁾に基づいて粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ 及び弾性係数 E_{50} を算定した結果の平均値を一覧にして

表4-2に示す。試験体数は各5体であるが、試験結果における圧縮強度の最大値と最小値を除いた3体の平均値とする。壁土IとIIを比較すると、竹繊維を混合した壁土IIの方が圧縮強度、粘着力及びせん断抵抗角が大きくなる傾向が見られる。竹繊維は内部に大きな空隙がないため土中の間隙量が減少し、応力を負担する土粒子の割合が増加するためと考えられる。壁土IIとIIIを比較すると、中塗り土を除いて圧縮強度は壁土IIIの方が大きい。これは壁土IIIの原土の方が粒径は細かく、土粒子と竹繊維の間の摩擦力が大きくなるためである。一方、中塗り土に配合する砂の量は壁土IIIの方が多いため、壁土IIに比べて圧縮強度が小さくなっている。

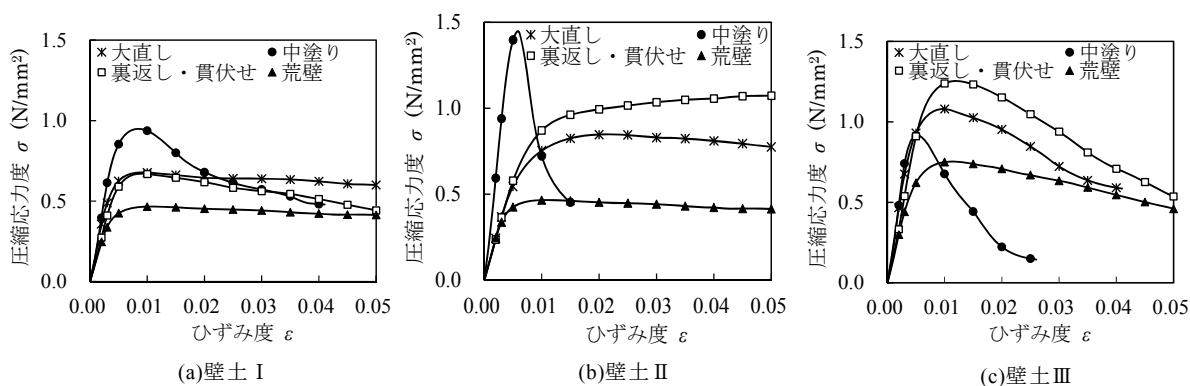


図4-3 圧縮応力度－ひずみ度関係

4.2.3 載荷方法と計測方法

載荷装置の概要を図4-4に示す。試験体の土台をM16のアンカーボルトで固定し、横架材にサーボアクチュエータを介して水平荷重を与える。載荷方法はタイロッド方式とし、加力サイクルは既往の文献²¹⁾を参考に、真のせん断変形角 γ_0 が1/600、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50radで繰り返し、履歴の同一変形段階で3回の正負交番繰り返し加力とする。終局は1/10radまでの片引きとする。試験体に作用する荷重はサーボアクチュエータの先端に取り付けたロードセルで計測する。変位計H1で横架材の水平方向変位、H2で土台の水平方向変位、変位計V3とV4で柱脚の鉛直方向変位を計測する。

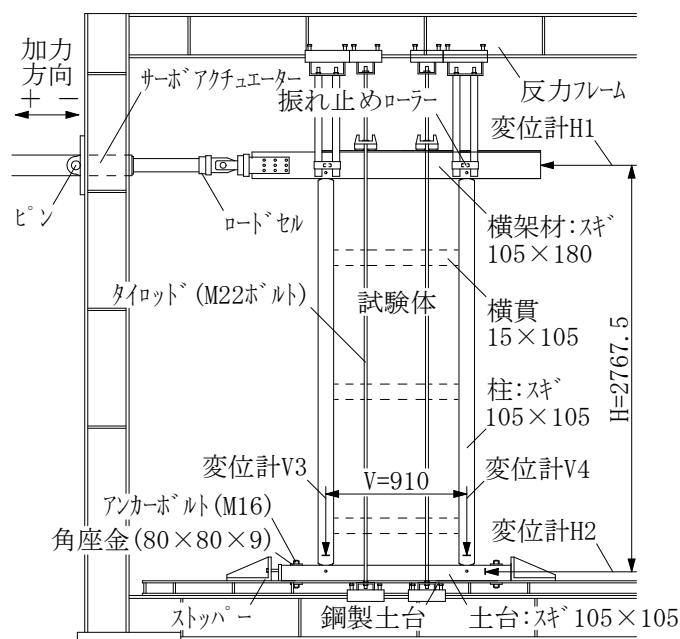


図4-4 試験装置概要

4.2.4 実大実験結果

4.2.4.1 荷重変形角関係

各試験体の荷重変形角関係を図 4-5 に示す。図中には壁土の面外への孕み出しが目視により確認された変形角を×印で示している。各試験体とも 1/50~1/30rad 時に最大耐力となり、壁土が孕み出すと荷重が低下する傾向が見られる。実験結果一覧を表 3、壁土の塗厚 t と最大耐力 P_{eu} 、初期剛性 K_e の関係を図 4-6 に示す。降伏耐力 P_{ey} と初期剛性 K_e は既往の文献²¹⁾に従って求めている。同じ壁土を用いた SS66 試験体と SB75 試験体を比較すると、塗厚が大きくなるほど最大耐力、初期剛性ともに大きくなる傾向を示すが、竹繊維を混合した壁土を用いた BB68 試験体と BB73 試験体の最大耐力は塗厚による変化は見られない。これは図 4-3(b)と(c)に示す中塗り土の圧縮強度の差が原因と考えられる。また、竹繊維を混合した壁土を用いた試験体の方が藁すさに比べて最大耐力、初期剛性ともに大きくなる傾向を示す。このように土塗壁の耐力は壁土の塗厚や強度特性の影響を大きく受けることがわかる。

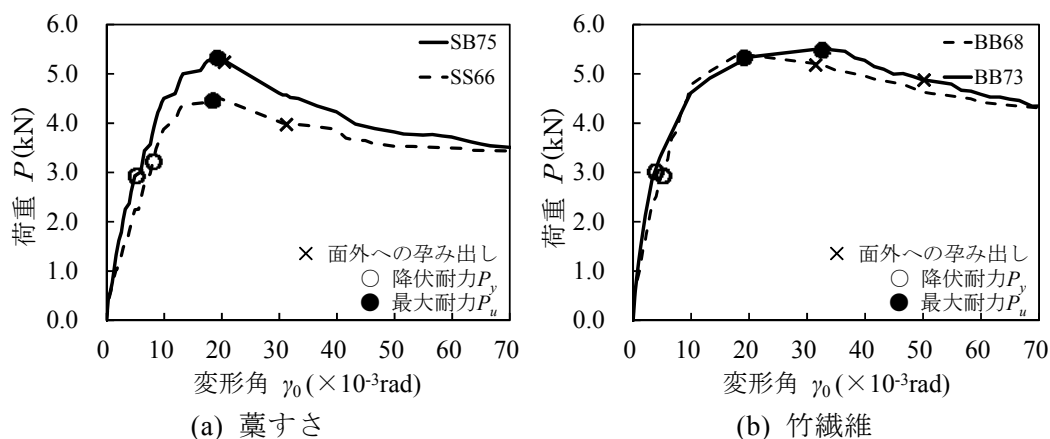
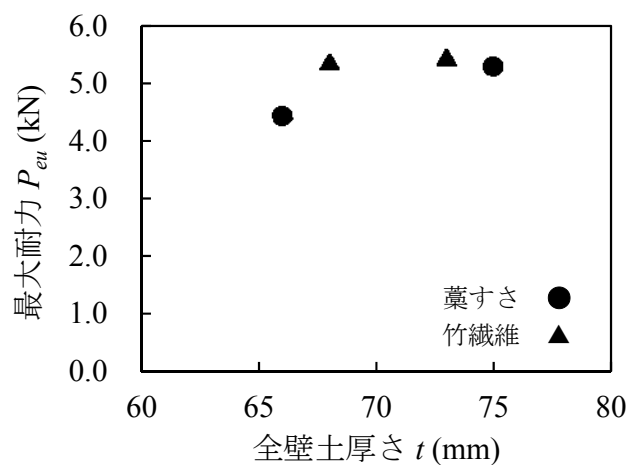


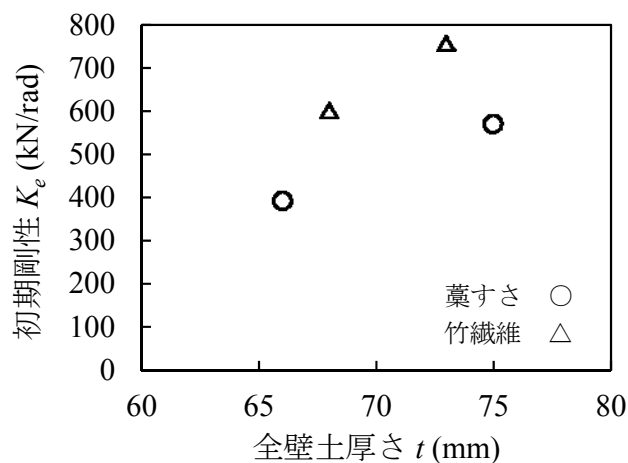
図 4-5 荷重変形角関係

表 4-3 実大実験結果

| 試験体名 | 最大耐力 P_{eu} (kN) | 降伏耐力 P_{ey} (kN) | 初期剛性 K_e (kN/rad) |
|------|-----------------------|-----------------------|------------------------|
| SS66 | 4.49 | 3.23 | 400 |
| SB75 | 5.36 | 2.94 | 579 |
| BB68 | 5.43 | 2.86 | 608 |
| BB73 | 5.51 | 3.03 | 763 |



(a) 最大耐力



(b) 初期剛性

図 4-6 全壁土厚さと最大耐力、初期剛性の関係

4.2.4.2 破壊性状

SS66 試験体の破壊性状として中塗り側のひび割れを図 4-7 に示す。既往の研究¹⁸⁾より、せん断スパン比が 1.5 程度の土塗壁は、最大耐力時に壁土の中央にせん断ひび割れが生じ、せん断破壊が卓越する破壊性状となることが確認されている。しかし、SS66 試験体のひび割れ図からわかるように、せん断スパン比が 3.0 程度の 1P 試験体は、最大耐力時に壁土の中央にせん断ひび割れは発生していない。各試験体ともほぼ同様の破壊性状を示したため、ここでは SS66 試験体を例として以下に詳述する。

1P 試験体は軸組のせん断変形の進行に伴い、1/300rad 時に土塗壁四周の軸組と壁土の境界面に、横架材や土台の支圧力によって隅角部の壁土が圧壊してひび割れが生じ、1/100rad 時には横架材や土台の中央部まで進展した。1/200rad 時には柱近傍の壁土において柱側面に沿ったせん断ひび割れが生じた。このように 1P 試験体では、最大耐力近傍で隅角部底面での壁土の圧壊が生じ、隅角部の壁土が圧縮ストラットと柱によって拘束され、柱近傍で壁土のせん断破壊が生じていた。柱の剛性は壁土に比べて非常に大きいため、柱と壁土の間は拘束力が大きくなり、見かけ上せん断強度が大きくなる。そのため、柱と壁土の間ではなく、柱近傍の壁土にせん断破壊が生じたと考えられる。さらに前述の図 4-5 中に×印で示すように、SS66 試験体と BB68 試験体は 1/30rad、SB75 試験体と BB73 試験体は 1/50rad で圧壊した壁土の面外への孕み出しが目視により確認され、それ以降は中塗り層と大直し層がずれて一体的な変形ができなくなった。また、SB75 試験体と BB73 試験体では 1/20rad で横貫に沿って柱から水平方向にひび割れが生じた。

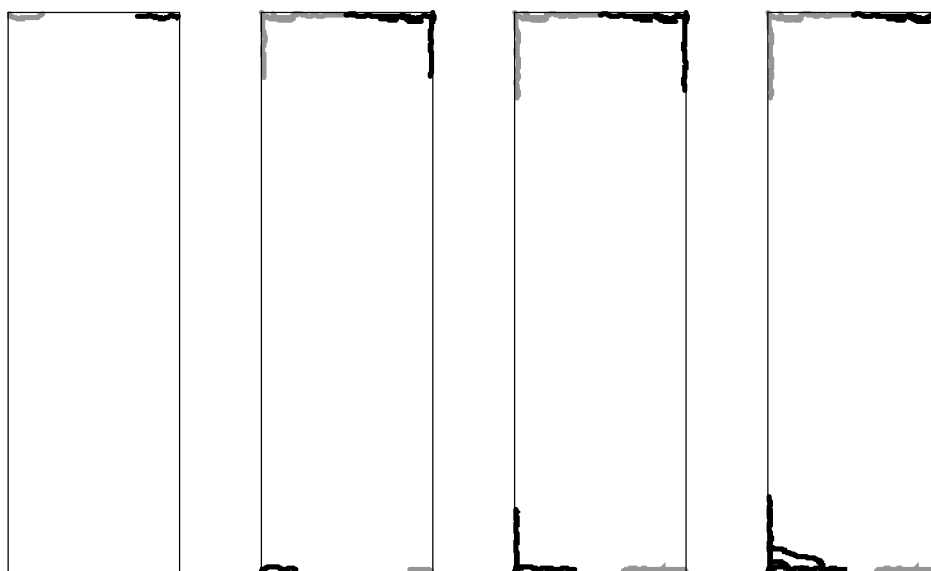
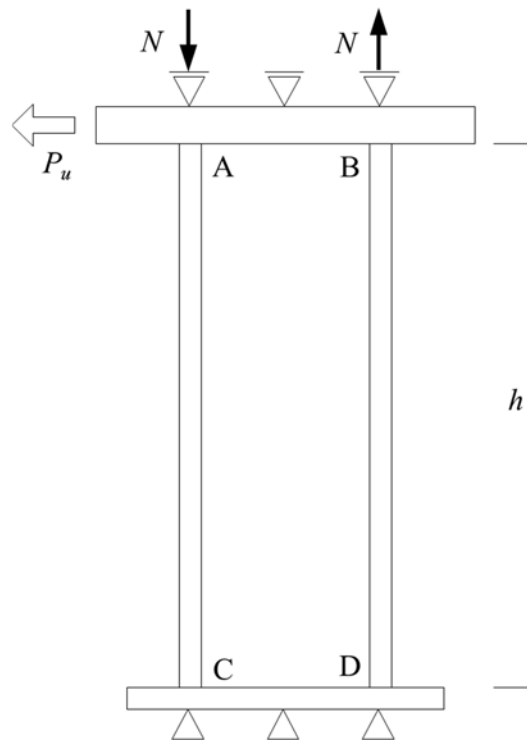


図 4-7 破壊性状(SS66)

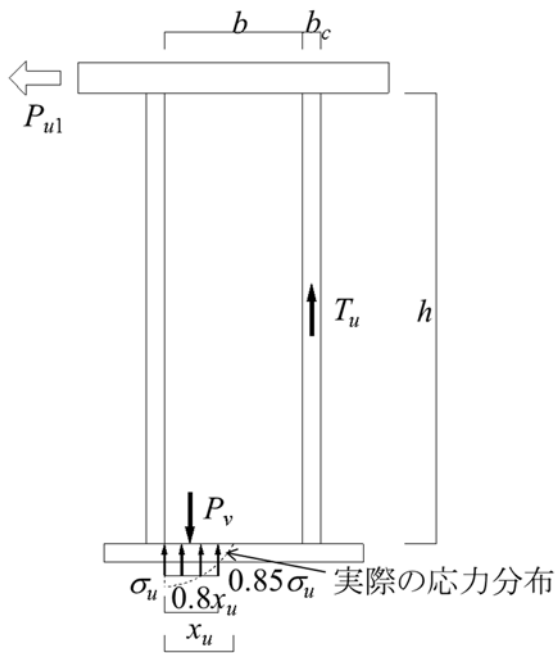
4.3 土塗壁の耐力変形推定式の提案

4.3.1 推定手法の概要

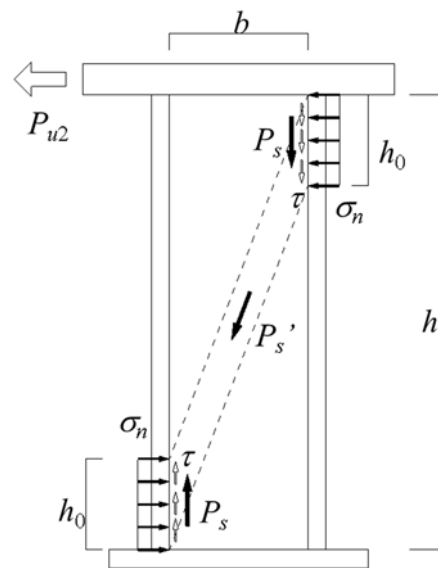
4.2.4.2 で述べた実大実験における破壊性状より、せん断スパン比が 3.0 程度の 1P 試験体では壁土のせん断破壊が卓越しない。せん断スパン比が 3.0 程度の土塗壁の抵抗機構の力学モデルを図 4-8 に示す。図 4-8(a)の拘束条件に示すように、二階建て建物の一階に存在する土塗壁を想定し、上部をローラー支承によって支持された水平力を受ける土塗壁としてモデル化する。図 4-8 (b)と(c)の力の釣り合いに示すように、本論文では土塗壁の抵抗機構を二つに分けて考え、それぞれの部位の壁土が同時に破壊に至ると仮定する。土塗壁の抵抗機構として土台と壁土の間の圧縮力によるモーメント抵抗 M_{m1} と、壁土が柱側面からの圧縮力によって拘束され、圧縮ストラットを形成することで生じるせん断応力によるモーメント抵抗 M_{m2} を考える。前者は土台と壁土の間に圧縮力 P_v 、B-D に沿った柱に引張力 T_u が生じることでモーメント抵抗すると仮定する。ここで、柱には建物の重量による軸力 N が作用するため、柱の引張破壊は生じず、壁土の圧縮破壊が生じると考えられる。後者は圧縮ストラットにより柱近傍の壁土において柱側面に沿ったせん断力 P_s が生じることでモーメント抵抗すると仮定する。本来、圧縮ストラットは柱側面と土台の両方に接しているが、本研究では土台に生じる圧縮力 P_v と柱側面と壁土の間に生じるせん断力 P_s で伝達すると仮定している。



(a)拘束条件



(b) 支圧力によるモーメント抵抗



(c) せん断応力によるモーメント抵抗

図 4-8 推定モデル

4.3.2 耐力の推定

4.3.1項で述べたように、土塗壁の最大耐力 P_u は、土台と壁土の間に生じる圧縮力 P_v によるモーメント抵抗 M_{u1} を換算した水平力 P_{u1} と、圧縮ストラットを伝達する力 P_s' により生じる壁土と柱側面の間のせん断応力 τ によるモーメント抵抗 M_{u2} を換算した水平力 P_{u2} の和と仮定し、式(4-1)で表される。

$$P_u = P_{u1} + P_{u2} \quad (4-1)$$

水平力 P_{u1} とモーメント抵抗 M_{u1} の関係は式(4-2)で表される。

$$P_{u1} = \frac{M_{u1}}{h} \quad (4-2)$$

図4-8(b)中に点線で示すように、土台と各層の壁土の間の応力分布は、点Cで壁土が圧縮強度に達した状態を想定する。ここで点Cから中立軸までの距離を x_u 、各層の壁土の圧縮強度を σ_{ui} とする。この応力分布を等価ブロックに置き換えて圧縮力 P_v を求める。等価ブロックの幅は $0.8x_u$ と仮定する。また、実大土塗壁における壁土とは異なり、一軸圧縮試験における壁土の要素試験体は上端と下端の拘束効果により強度が上昇することを考慮し、等価ブロックの大きさを $0.85\sigma_{ui}$ と仮定する。以上より、各層の壁土により土台に生じる圧縮力 P_v は式(4-3)で表される。ここで、各層の壁土厚さを t_{wi} とする。各層の壁土は一体となって変形し、壁土は全断面が有効に働くと仮定する。

$$P_v = \sum_i 0.8x_u \cdot t_{wi} \cdot 0.85\sigma_{ui} \quad (4-3)$$

土台と壁土の間に生じる圧縮力 P_v によるモーメント抵抗 M_{u1} は、柱材の引張破壊が生じないため、式(4-3)と柱芯から圧縮力 P_v の作用位置までの距離を用いて式(4-4)で表される。ここで等価ブロックの中心位置に圧縮力 P_v が作用すると仮定し、引張側の柱幅を b_c とする。

$$M_{u1} = P_v \cdot (0.5b_c + b - 0.4x_u) \quad (4-4)$$

ここで、図4-7に示す実大実験結果における壁土のひび割れ発生状況より、点Cから中立軸までの距離 $x_u = 0.5b$ と仮定すると、式(4-2)より土台と壁土の間に生じる圧縮力 P_v によるモーメント抵抗 M_{u1} を換算した水平力 P_{u1} は次式で表される。

$$P_{u1} = \frac{\sum_i 0.34t_{wi} \cdot \sigma_{ui} \cdot b(0.5b_c + 0.8b)}{h} \quad (4-5)$$

圧縮ストラットにより柱近傍の壁土において柱側面に沿って生じるせん断力 P_s は、柱側

面に作用する壁土の圧縮応力度 σ_n を用いて式(4-6)で表される。ここで、せん断抵抗力が働く長さを h_0 とする。

$$P_s = h_0 \sum_i t_{wi} \cdot (c_i + \sigma_n \tan \phi_i) \quad (4-6)$$

実大実験結果より柱と壁土の間ではなく、柱近傍の壁土にせん断破壊面が生じていたため、式(4-6)では壁土のせん断強度を用いる。圧縮応力度 σ_n は圧縮ストラットの拘束力により柱側面に発生し、圧縮ストラットを伝達する力 P_s' の水平成分 P_h を用いて式(4-7)で表される。

$$\sigma_n = \frac{P_h}{h_0 \sum_i t_{wi}} \quad (4-7)$$

圧縮ストラットにより柱近傍の壁土において柱側面に沿って生じるせん断力 P_s と、土台と壁土の間に生じる圧縮力 P_v の大きさの和は、圧縮ストラットを伝達する力 P_s' の鉛直成分とつり合うため、その水平成分 P_h との関係は式(4-8)で表される。

$$P_h = \frac{b \cdot (P_s + P_v)}{h} \quad (4-8)$$

圧縮ストラットにより生じる壁土と柱側面の間のせん断応力 τ によるモーメント抵抗 M_{u2} を換算した水平力 P_{u2} は、式(4-3)と式(4-6)～(4-8)より式(4-9)で表される。

$$P_{u2} = \sum_i \frac{h \cdot h_0 \cdot b \cdot t_{wi} \cdot c_i + 0.34b^3 \cdot \tan \phi_i \cdot t_{wi} \cdot \sigma_{ui}}{h \cdot (h - b \cdot \tan \phi_i)} \quad (4-9)$$

式(4-5)と式(4-9)を式(4-1)に代入することでせん断スパン比が 3.0 程度の土塗壁の最大耐力 P_u が求まる。降伏耐力 P_y は、既往の実験結果¹⁸⁾より最大耐力 P_u に対する降伏耐力 P_y の比の平均値が $P_y/P_u \doteq 0.64$ であることから求める。

耐力低下域の耐力 P_r は、要素試験から得られた各層の壁土の圧縮応力度－ひずみ度関係から連続的に求める。圧縮強度以降の圧縮応力度 σ_{ri} 時の残留粘着力 c'_i をモール・クーロン破壊基準から求め、せん断抵抗角 ϕ_i は最大耐力以降も変わらないと仮定し、同様に式(4-1)から求める。

4.3.3 剛性の推定

図4-9に示すように、変形初期の弾性状態では土台との間に生じる各層の壁土の圧縮応力度分布は三角形となり、引張力は柱が負担すると仮定し、初期剛性 K_c を推定する。また、壁土に損傷が生じていない弾性状態のため、平面保持の仮定が成り立つとする。各層の壁土により土台に生じる圧縮力 P_c は式(4-10)により求められる。ここで、壁土の弾性係数として各層の壁土厚さによる重み付けを考慮した平均値 E_{50} を用い、柱近傍での壁土の圧縮ひずみを ε_c 、点Cから中立軸までの距離を x とする。

$$P_c = \sum_i \frac{1}{2} x \cdot t_{wi} \cdot \varepsilon_c \cdot \bar{E}_{50} \quad (4-10)$$

柱に生じる引張力 T は、柱の引張ひずみ ε_t 、柱のヤング係数 E_c 、柱の断面積 A_c を用いて式(4-11)で表される。

$$T = \varepsilon_t \cdot E_c \cdot A_c \quad (4-11)$$

ひずみの適合条件より壁土の圧縮ひずみを ε_c と柱の引張ひずみ ε_t の間には式(4-12)が成り立つ。

$$\varepsilon_t \cdot x = \varepsilon_c \cdot (b - x) \quad (4-12)$$

$P_c = T$ の条件式に式(4-10)～(4-12)を代入し、式(4-13)を得る。

$$\sum_i \frac{1}{2} x \cdot t_{wi} \cdot \bar{E}_{50} = E_c \cdot A_c \frac{b - x}{x} \quad (4-13)$$

式(4-13)を解くことで土台と壁土の間に圧縮応力度が生じている点からの距離 x が求まる。土塗壁に生じるモーメント M と水平力 P の関係は式(4-14)で表される。

$$M = P_c \cdot \left(b - \frac{x}{3}\right) = P \cdot h \quad (4-14)$$

土塗壁の高さ方向における壁土の曲率が三角形分布、つまり土台側を固定端とする片持梁と同様の応力状態を仮定すると、中央位置における壁土の曲率 ϕ_m は土台位置における曲率の半分のため、式(4-15)で求められる。

$$\phi_m = \frac{\varepsilon_c}{2x} \quad (4-15)$$

壁土の曲率が土塗壁の高さ方向において、式(4-15)で求めた中央位置における壁土の曲率 ϕ_m で一定と仮定すると、水平力 P が生じた時のせん断変形角 θ は式(16)で表される。

$$\theta = \phi_m \cdot h \quad (4-16)$$

式(4-14)~(4-16)を用いて初期剛性 K_c は式(4-17)で求められる。

$$K_c = \frac{P}{\theta} = \sum_i \frac{x^2 \cdot t_{wi} \cdot \bar{E}_{50}}{h^2} \cdot (b - \frac{x}{3}) \quad (4-17)$$

降伏耐力以降の第2剛性 K' は、既往の実験結果¹⁸⁾より初期剛性 K_c に対する第2剛性 K' の比の平均値が $K'/K_c \approx 0.38$ であることから求める。

なお、 P_y/P_u と K'/K_c の各係数の値はせん断スパン比や壁土強度等の影響を受けると考えられるが、本研究では推定式を簡略化するため、せん断スパン比が1.5程度の既往の土塗壁の実験結果¹⁸⁾から定めた値を援用している。

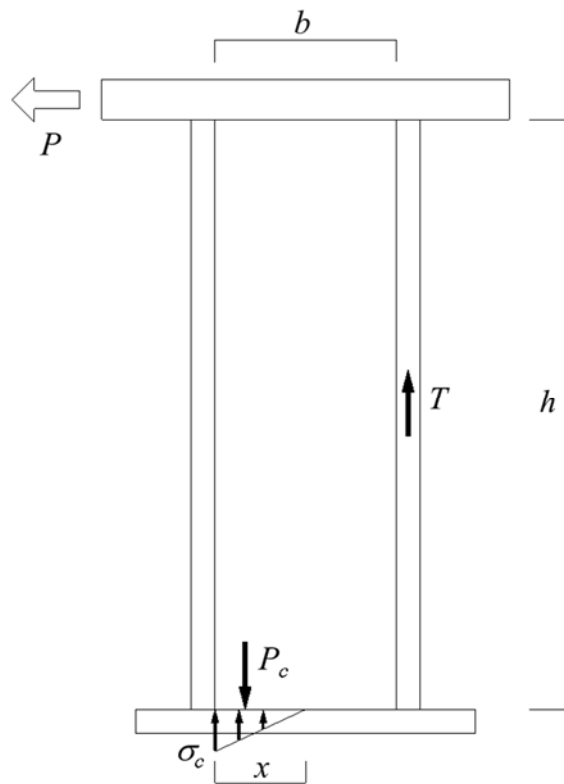


図 4-9 弾性変形時の力のつりあい

4.4 実大実験結果と耐力変形推定値の比較

3節で提案した耐力変形角推定式の妥当性を検証するため、2種類の繊維材と2地域から採取した土を用い、壁土の塗厚や中塗り仕様の異なる4体の1P試験体の実験値と推定値の比較を行う。

せん断抵抗力が働く長さ h_0 は実大実験における破壊性状から求める。最大耐力時の各試験体のせん断ひび割れ長さ h' を画像解析により求め、内法高さ h に対する比と全壁土厚さ t の関係として図4-10に示す。各試験体のせん断ひび割れ長さの平均値は420mm、内法高さ h に対するせん断ひび割れ長さ h' の比の平均値は0.16である。しかし、画像解析では確認できない部分のせん断ひび割れも抵抗していると考えられるため、実験結果におけるせん断ひび割れ長さ h' の最大値を包含するように、せん断抵抗力が働く長さ $h_0=0.20h$ と仮定する。なお、本研究における実大試験体では柱と貫の接合部を大入れとしており、既往の研究^{22), 23)}より貫のめり込み耐力の影響は小さいと考えられるため、推定式では考慮していない。

要素試験で得られた各壁土の強度定数を用いて、1P試験体の耐力変形関係の推定を行う。荒壁土、裏返し土、貫伏せ土、大直し土及び中塗り土の強度定数を式(4-5)と式(4-9)に代入して耐力を求める。推定式に用いる壁土厚さ t_{wi} は表4-1に示す各壁土の塗厚とし、粘着力 c_i とせん断抵抗角 ϕ_i は

表4-2に示す各壁土の値とする。剛性は

表4-2に示す弾性係数 E_{50} を各層の壁土厚さによる重みを考慮して平均化し、式(4-17)に代入して求める。柱のヤング係数 E_c は既往の文献²⁴⁾よりスギの無等級材の値を用いる。最大耐力以降の変形角は既往の式¹⁸⁾から求める。

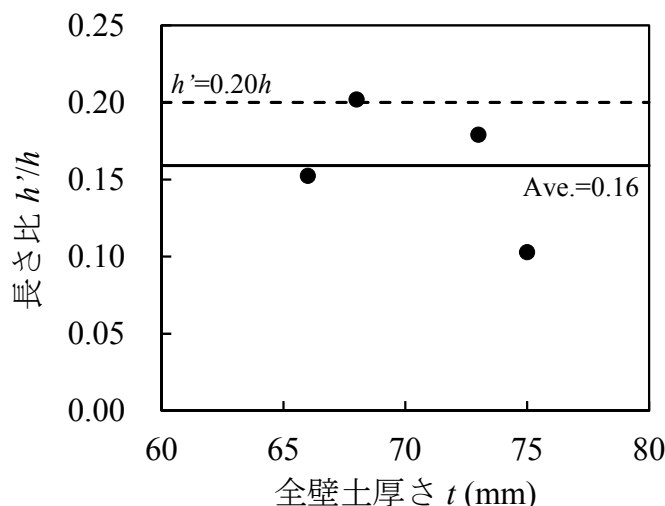


図4-10 最大耐力時の内法高さに対するせん断ひび割れ長さの比と全壁土厚さの関係

1P 試験体 4 体の実験値と推定値の比較を図 4-11 と表 4-4 に示す。試験体 BB73 を除いて最大耐力までは実験値と推定値は概ね近い値を示しているが、最大耐力以降は実験値より推定値の方が大きくなる傾向が見られる。図 4-11 中に×印で示すように、実験では最大耐力後に壁土の孕み出しが生じて耐力が大きく低下したのに対し、推定式では壁土の孕み出しを考慮していないためと考えられる。試験体 BB73 では最大耐力以前から実験値より推定値の方が大きくなる傾向が見られる。これは実験では 1/50rad より小さい変形角、つまり最大耐力を示す前の変形状態で目視では確認できない壁土の孕み出しが生じ、各層の壁土が一体となって変形できなくなったためと考えられる。

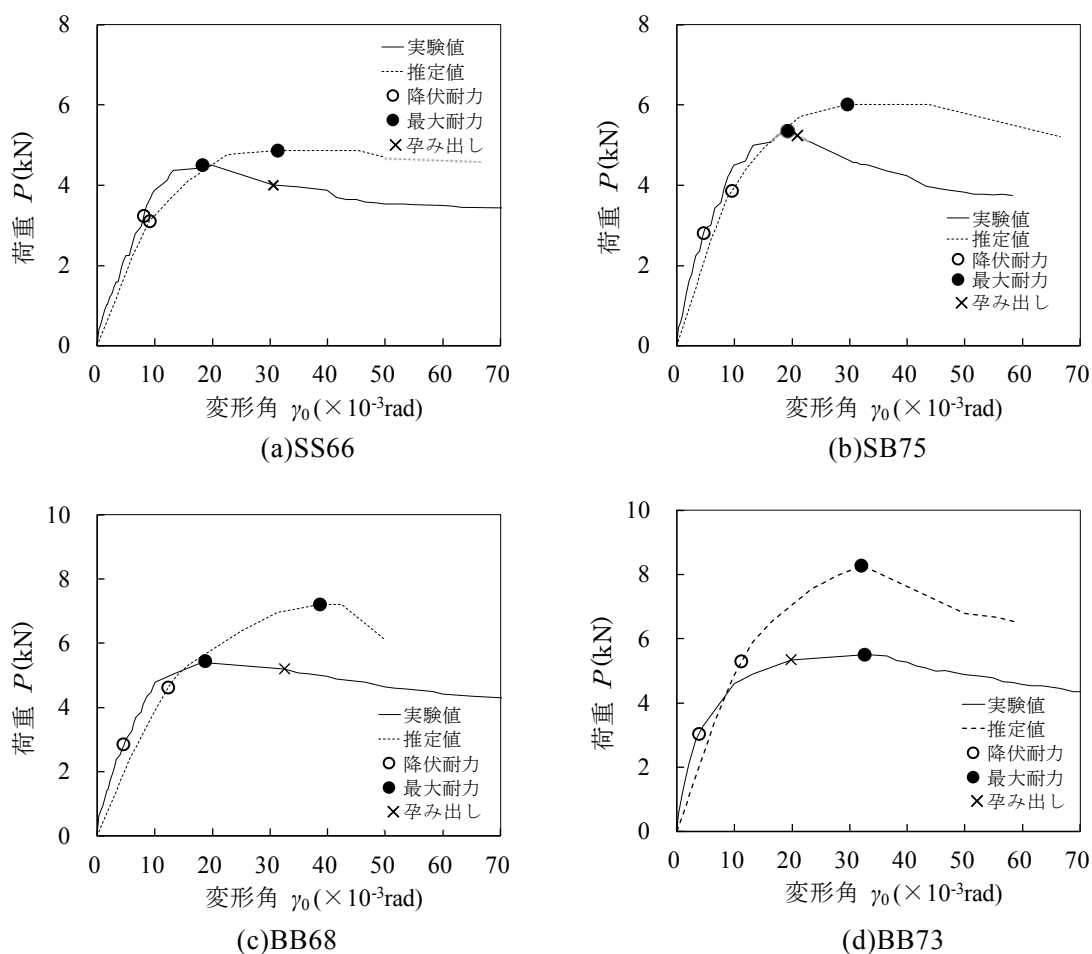


図 4-11 実験値と推定値の荷重変形角関係の比較

表 4-4 実験値と推定値の比較

| 試験体 | 最大耐力 | | P_{eu} / P_{cu} | 初期剛性 | | K_e / K_c |
|------|---------------|---------------|-------------------|----------------|----------------|-------------|
| | P_{eu} (kN) | P_{cu} (kN) | | K_e (kN/rad) | K_c (kN/rad) | |
| SS66 | 4.49 | 4.86 | 0.93 | 400.2 | 362.5 | 1.10 |
| SB75 | 5.36 | 6.02 | 0.89 | 609.0 | 442.8 | 1.38 |
| BB68 | 5.43 | 7.21 | 0.75 | 627.7 | 422.8 | 1.48 |
| BB73 | 5.51 | 8.27 | 0.67 | 796.6 | 522.9 | 1.52 |

第4章 せん断破壊が卓越しない土塗壁の耐力変形角推定式

最大耐力の推定値 P_{cu} に対する実験値 P_{eu} の比と全壁土厚さ t の関係を図 4-12 に示す。図中には平均値と平均値±標準偏差を合わせて示す。比率の平均値は 0.81 と推定精度は高く、ばらつきを表す変動係数も 0.12 と小さい。推定値は実験値より大きくなる傾向が見られるが、これは推定式では壁土の強度定数を要素試験結果から算定しているのに対し、実大土塗壁では乾燥収縮等によりひび割れが生じて壁土の強度定数が若干低下したためと考えられる。このように、本推定式は中塗りの仕様、繊維材の種類、土の採取地域及び壁土の塗厚に関わらず概ね有効であることがわかる。

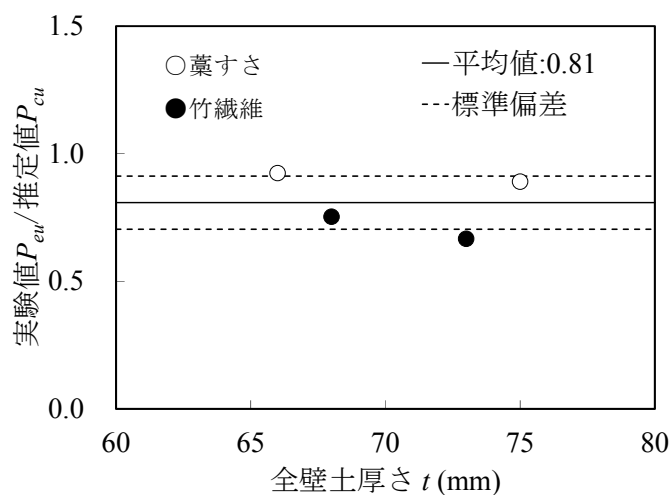


図 4-12 最大耐力における実験値 P_{eu} /推定値 P_{cu} の比

4.5 結論

本論文では、中塗りの仕様、繊維材の種類、土の採取地域及び壁土の塗厚の異なるせん断スパン比が 3.0 程度の 4 体の実大土塗壁の静的水平載荷実験を行い、荷重変形角関係や破壊性状を把握した。壁土の要素試験から得られた強度定数を用いて、せん断破壊が卓越しない土塗壁の耐力変形推定式を提案した。実験値と推定値の比較から提案した推定式の妥当性を検討した。得られた成果を以下にまとめて示す。

- 1) せん断スパン比が 3.0 程度の土塗壁は、最大耐力時に隅角部で壁土の圧壊が生じており、壁土のせん断破壊が卓越しないことが確認された。
- 2) 壁土の要素試験から得られた強度定数を用いて、最大耐力後の耐力低下域に至るまでのせん断スパン比が 3.0 程度の土塗壁の耐力変形推定式を構築した。
- 3) 提案した推定式の妥当性を検討するため、中塗り仕様、繊維材の種類、土の採取地域及び壁土の塗厚の異なるせん断スパン比が 3.0 程度の土塗壁 4 体の実験値との比較を行った。その結果、最大耐力までは実験値と推定値は概ね近い値を示し、最大耐力の推定値 P_{cu} に対する実験値 P_{eu} の比の平均値は 0.81 と推定精度は高く、ばらつきを表す変動係数も 0.12 と小さかった。本推定式が中塗りの仕様、繊維材の種類、土の採取地域及び壁土の塗厚に関わらず概ね有効であることを示した。ただし、本推定式では柱と土台、横架材および貫の仕口におけるモーメント抵抗は考慮されていない。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 興石直幸, 位田達哉: 主要産出地における荒壁土および中塗土の性質, 日本建築学会構造系論文集, 第 631 号, pp.1467-1474, 2008.9.
- 3) 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.
- 4) 村上雅英, 景山誠, 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.
- 5) 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.
- 6) 岡本滋史, 澤田圭, 村上雅英, 鈴木有, 稲山正弘: 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, 日本建築学会構造系論文集, 第 621 号, pp.103-110, 2007.11.
- 7) 岡本滋史, 村上雅英, 稲山正弘: 仕様の相違が土壁の構造性能に及ぼす影響に関する実験的調査, 日本建築学会構造系論文集, 第 641 号, pp.1275-1283, 2009.7.
- 8) 中尾方人, 一文字里紗, 山崎裕, 石橋庸子: 土塗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.
- 9) 中尾方人, 山崎裕: 数値解析による土塗り壁のせん断抵抗機構の検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 636 号, pp.331-338, 2009.2.
- 10) 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.
- 11) 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.
- 12) 山田耕司: 壁土強度のばらつきの土壁耐力への影響, 日本建築学会構造系論文集, 第 620 号, pp.87-92, 2007.10.
- 13) 山田耕司, 清水秀丸, 中治弘行, 鈴木祥之: 土塗り小壁付き木造軸組耐力特性評価への数値解析の適用, 日本建築学会構造系論文集, 第 621 号, pp.81-87, 2007.11.
- 14) 佐藤ひろゆき, 嶋瀬裕之, 森迫清貴: 京土壁の耐力評価のための繰返し載荷実験, 構造工学論文集 Vol.54B, pp.157-164, 2008.3.
- 15) 森迫清貴, 嶋瀬裕之, 青野弘和, 佐藤ひろゆき: 京土壁の荷重変形関係モデルの検討, 構造工学論文集 Vol.55B, pp.101-108, 2009.3.
- 16) 宇都宮直樹, 松島学: 藁すさを混合した壁土の力学的性質に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 649 号, pp.593-599, 2010.3.
- 17) 宇都宮直樹, 山中稔, 松島学: 藁すさを混合した新しい供試体の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第 664 号, pp.1119-1124, 2011.6.

- 18)宇都宮直樹，宮本慎宏，山中稔，松島学：土質力学に基づく土塗壁の耐力変形推定式の提案，日本建築学会構造系論文集，第684号，pp.363-368，2013.2.
- 19)宮本慎宏，宇都宮直樹，高橋繁二，山中稔，松島学，大西泰弘：竹繊維を混合した土塗壁の耐震性能に関する実験的研究，日本建築学会技術報告集，第44号，pp.115-119，2014.2.
- 20)土の一軸圧縮試験法，JIS A 1216：2009.
- 21)技術解説書作成編集委員会：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，日本住宅・木材技術センター，p.25, pp.83-91, p.111, pp.144-147，2004.2.
- 22)山田真澄，後藤正美，鈴木祥之：単位木造フレームを用いた動的・静的実験による木造軸組の耐震性能評価 その3：小壁、全面壁による木造軸組の耐震性能，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），pp.345-346，2002.8.
- 23)村上秀夫，井川望，小堀徹，檜原健一，坂本功：伝統的木造建築物における継手部の構造実験 その1 仕口形状および材種の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp.91-92，2001.9.
- 24)日本建築学会：木質構造設計規準・同解説—許容応力度・許容耐力設計法—，2006.12.

第5章 開口部を有する土塗壁の耐力変形推定式

5.1 序論

土塗壁に用いられる壁土は、各地域で採取できる粘性のある土と藁すさ等の繊維材を混ぜ合わせて作製される。土塗壁に作用する水平荷重の大部分は壁土が負担し¹⁾、また壁土の強度特性は地域ごとに異なるため²⁾、土塗壁の耐震性能を評価するうえで壁土の強度特性を把握することは重要である。宇都宮、宮本ら^{3),4)}は、壁土の一軸圧縮試験から強度定数を把握する手法を提案し、開口部のない全面土塗壁を対象とし、土質力学に基づいて耐力変形関係推定式を構築している。しかし、実在する土塗壁を用いた伝統的木造建物では、全面土塗壁よりも開口部を有する構面の割合が多く、建物の耐震性能を評価するためには垂壁や腰壁を含む開口部を有する土塗壁架構の耐力変形推定式を構築することが必要である。

開口部を有する土塗壁架構の耐力変形推定式に関する既往の研究として、澤田ら⁵⁾は、部分壁体の要素試験を行うことで開口部を有する土塗壁の耐力変形関係を推定する方法を提案している。山田ら⁶⁾は、壁土の要素試験から材料特性を把握し、数値解析により開口部を有する土塗壁の耐力変形関係が推定可能なことを示している。開口部を有する土塗壁架構の耐震診断法として、河合らの研究⁷⁾に基づき、文化庁の「重要文化財（建造物）耐震基礎診断実施要綱」⁸⁾や日本建築防災協会の「木造住宅の耐震診断と補強方法」⁹⁾が確立されている。しかし、これらの研究では、垂壁や腰壁に取り付く鴨居や窓台などの水平材と柱の接合部における引き抜けは考慮されていない。住宅規模の建物ではこの接合部が簡易に施工されており、引き抜けによって各柱が負担するせん断力は変化することが指摘されている¹⁰⁾。そこで河原ら¹⁰⁾は、小壁の上下に取り付く差しもの端部の接合方法に着目し、実験結果に基づいて垂れ壁・腰壁・袖壁を有する土塗り壁構面の耐力変形関係の推定を試みている。しかし、柱と鴨居または窓台の接合部に着目した開口部を有する土塗壁架構の耐力変形推定式に関する研究例は少なく、簡便な壁土の要素試験結果に基づき、地域ごとに異なる壁土の強度特性を反映した手法も確立されていない。

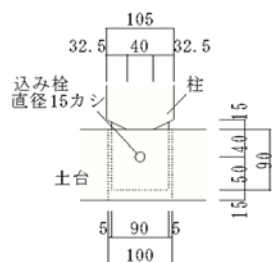
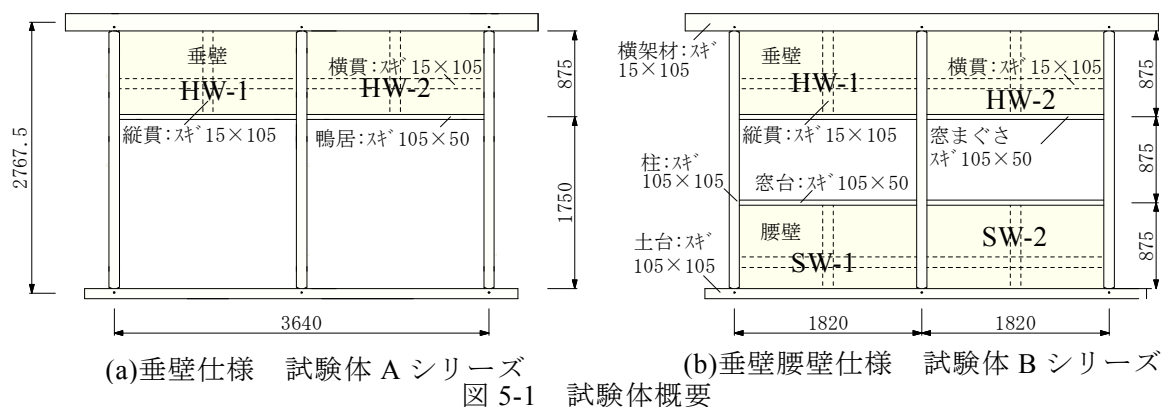
本章では、柱と鴨居または窓台の接合部に着目し、壁土の強度定数を要素試験から把握し、土質力学に基づき、垂壁や腰壁を含む開口部を有する土塗壁架構の耐力変形推定式を構築することを目的とする。2節では、垂壁や腰壁を含む土塗壁架構の実大試験体に対し、接合部補強の有無をパラメータとした静的水平載荷実験を行い、荷重変形角関係や破壊性状を把握する。3節では実大実験における破壊性状から土質力学に基づき、垂壁や腰壁と柱に対してそれぞれ力学モデルを構築し、垂壁や腰壁を含む開口部を有する土塗壁架構の耐力変形推定式を構築する。4節では推定値と実験値の比較から提案した推定式の妥当性を検討する。

5.2 土塗壁の静的水平載荷実験

本節では、開口部を有する土塗壁架構の破壊性状を把握するため、垂壁や腰壁（以下では土塗壁要素と呼称する）を含む試験体に対し、接合部補強の有無をパラメータとした実大実験を行う。

5.2.1 実大試験体概要

試験体概要を図 5-1 に示す。試験体は垂壁仕様（試験体 A シリーズ）と垂壁腰壁仕様（試験体 B シリーズ）の 2 種類である。各仕様において接合部補強の影響を確認するため、補強なし仕様（試験体 A-1、B-1）は鴨居や窓台と柱の仕口を 75mm のビス 2 を 45 度方向の斜め打ちとする。補強あり仕様（試験体 A-2、B-2）は 75mm ビス 2 本打ちに加えて、短期許容耐力 3.6kN の仕口金物で土塗壁内部側を接合する。この仕口金物は柱と横架材などの接合部に本来は用いるが、試験体の鴨居や窓台のせいは 50mm であり、仕口金物に使用するビスの長さ 45mm より大きいため、使用上問題ないと判断した。試験体数は各仕様につき 1 体の計 4 体である。図 5-1 に示すように、各試験体の柱は左側からそれぞれ柱 1、柱 2、柱 3、土塗壁要素はそれぞれ HW-1、HW-2、SW-1、SW-2 と呼称して区別する。試験体は長さ 3640mm、高さ 2767.5mm であり、土塗壁要素の高さは試験体の内法高さに対し 1/3 である。木材の材種はすべてスギである。部材寸法は柱と土台は 105×105mm、横架材は 105×180mm、縦貫と横貫は 15×105mm、鴨居と窓台は 105×50mm である。柱と土台や横架材の仕口は、接合部のモーメント抵抗を除去し、できるだけ壁土の影響のみを把握するため、図 5-2 に示すように抵抗方向に 5mm のクリアランスを設け、直径 15mm の込み栓（カシ）で接合する。同様の理由から縦貫と横架材、鴨居、窓台の仕口、横貫と柱の仕口は大入れとし、横貫のみ楔（ヒノキ）で留める。



壁土を塗り付ける下地は、間渡し竹に端部の直径が 11mm 程度の丸竹、小舞に幅 21mm 程度の割竹を使用し、間渡し竹は約 330mm 間隔で配置する。壁土は香川県内で産出され、壁土製造業者によって稲藁を混合したものである。壁土の練り置きは行っていない。中塗りは香川県内で市販されているおろし土を使用し、壁土に適した状態となるように左官職人にもみすさと砂を混合してもらった。図 5-3 に示すように、左官施工は小舞搔きを行った後に荒壁塗りをを行い、乾燥収縮に伴うひび割れが終了してから裏返し塗り、貫伏せ、大直し塗りをを行い、中塗りを片面塗りとする。壁土のひび割れ抑制のため、横貫の位置には長さ 300mm 程度の稲藁で貫伏せを行う。左官施工は香川県の左官職人 1 名に行ってもらった。実測した各層の壁土の塗厚を表 5-1、非破壊方式により測定した柱のヤング係数を表 5-2 に示す。

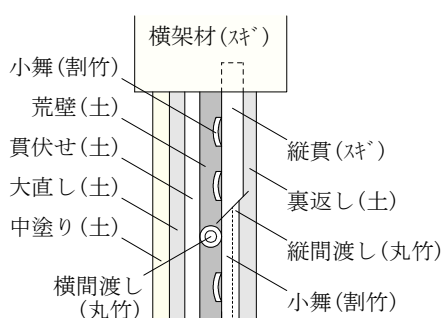


図 5-3 土塗壁の詳細断面図

表 5-1 土塗壁の塗厚

| 試験体 | 壁 | 土塗壁の壁厚 t_{wi} (mm) | | | | |
|-----|------|----------------------|-----|-----|-----|----|
| | | 荒壁 | 裏返し | 貫伏せ | 大直し | 中塗 |
| A-1 | HW-1 | 15 | 8 | 9 | 12 | 10 |
| | HW-2 | 15 | 7 | 10 | 14 | 9 |
| A-2 | HW-1 | 15 | 9 | 8 | 12 | 11 |
| | HW-2 | 15 | 11 | 8 | 12 | 11 |
| B-1 | HW-1 | 15 | 9 | 9 | 12 | 9 |
| | HW-2 | 15 | 9 | 9 | 12 | 10 |
| | SW-1 | 15 | 9 | 8 | 14 | 8 |
| | SW-2 | 15 | 9 | 8 | 13 | 10 |
| B-2 | HW-1 | 15 | 9 | 9 | 12 | 9 |
| | HW-2 | 15 | 9 | 8 | 14 | 9 |
| | SW-1 | 15 | 10 | 7 | 13 | 8 |
| | SW-2 | 15 | 9 | 7 | 14 | 10 |

表 5-2 柱のヤング係数

| 試験体 | ヤング係数 E (Gpa) | | |
|-----|-----------------|-----|-----|
| | 柱1 | 柱2 | 柱3 |
| A-1 | 7.2 | 5.2 | 7.4 |
| A-2 | 8 | 6.4 | 6.2 |
| B-1 | 7.1 | 8.9 | 7.9 |
| B-2 | 7.6 | 7.3 | 7.7 |

5.2.2 壁土の要素試験

実大試験体に用いた壁土の強度定数を把握するため、要素試験として円柱供試体を用いた一軸圧縮試験を行う¹¹⁾。繊維材を混合した壁塗り直前の状態の壁土を直径125mm、高さ250mmの円筒形型枠に入れて供試体を成型し、2週間程度の気中養生を行う。脱型後に再び気中養生を行い、気中養生中に計測する質量に変化が見られなくなった時点で終了する。実験条件を一定とするため、実験前に温度20℃、湿度60%の恒温恒湿器内で24時間の養生を行う。既往の文献¹²⁾に準じて毎分1%の圧縮ひずみが生じる割合で加力を行い、最大荷重とせん断破壊面の角度から壁土の強度定数を求める。各壁土の圧縮応力度-ひずみ度関係の平均値を図5-4に示す。試験後に既往の評価法¹¹⁾に基づき、粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ 及び弾性係数 E_{50} を算定した結果の平均値を一覧にして表5-3に示す。試験体数は各5体であるが、試験結果における圧縮強度の最大値と最小値を除いた3体の平均値とする。中塗りの圧縮強度は他の壁土と比べ2倍程度大きい。

表 5-3 壁土の要素試験結果

| 壁土種類 | 圧縮強度 σ_{wi} (N/mm ²) | 弾性係数 E_{i50} (N/mm ²) | 粘着力 c_i (N/mm ²) | せん断抵抗角 ϕ_i (°) |
|------|---|-------------------------------------|--------------------------------|---------------------|
| 荒壁 | 0.55 | 116.5 | 0.27 | 1 |
| 裏返し | 0.51 | 96.8 | 0.23 | 7 |
| 貫伏せ | 0.49 | 73.1 | 0.23 | 3 |
| 大直し | 0.47 | 61.5 | 0.23 | 1 |
| 中塗り | 1.02 | 219.2 | 0.47 | 6 |

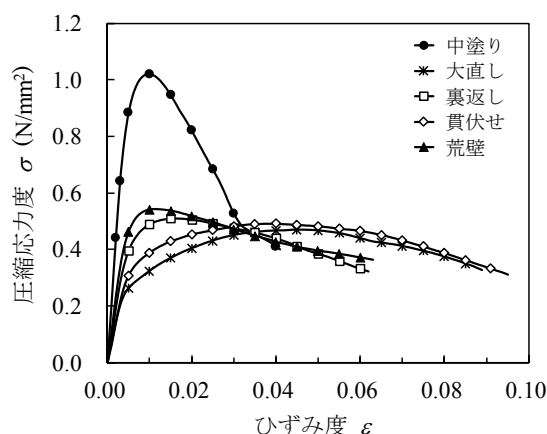


図 5-4 壁土の要素試験結果

5.2.4 荷重方法と計測方法

実大試験体の荷重装置の概要を図 5-5 に示す。試験体の土台を M16 のアンカーボルトで固定し、横架材にサーボアクチュエータを介して水平荷重を与える。荷重方法はタイロッド方式とし、加力サイクルは既往の文献 14) を参考に、真のせん断変形角 γ_0 が 1/600、1/450、1/300、1/200、1/150、1/100、1/75、1/50rad で繰り返し、履歴の同一変形段階で 3 回の正負交番繰り返し加力とする。終局は 1/10rad までの片引きとする。試験体に作用する荷重はサーボアクチュエータの先端に取り付けたロードセルで計測する。また、横架材、土台および各柱の鴨居位置における水平方向変位や、柱脚の鉛直方向変位も計測する。

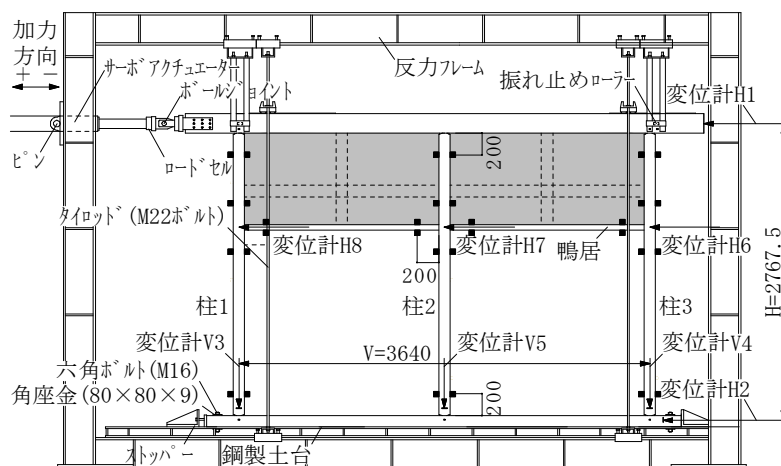


図 5-5 実大試験体と荷重装置

5.2.6 実大実験結果

5.2.6.1 荷重変形角関係と破壊性状

各試験体の実験結果一覧を表 5-4、荷重変形角関係を図 5-6、1/10rad 時における各試験体の中塗り側の壁土のひび割れ発生状況を図 5-7、代表的な破壊性状を図 5-8 に示す。垂壁補強なし (A-1) 試験体は、1/75rad で壁土の隅角部が圧壊し、柱に対し鴨居の引抜けが 3mm 程度生じた。図 5-8(a) に示すように、1/30rad で鴨居に取付けたビスが柱 3 から引き抜け、耐力の上昇が緩やかになった。その後、図 5-8(b) に示すように隅角部の圧壊が進展し、1/12rad で最大耐力 5.99kN となった。垂壁補強あり (A-2) 試験体は、1/150rad で壁土の隅角部が圧壊した。1/25rad で鴨居に取付けたビスと仕口金物が柱から引き抜け、耐力の上昇が緩やかになった。その後、圧壊が進展して 1/17rad で最大耐力 6.19kN となった。垂壁腰壁補強なし (B-1) 試験体は、1/600rad で壁土の隅角部が圧壊し、その後、圧壊が進展した。1/100rad で柱に対し鴨居の引抜けが 4mm 程度生じた。1/30rad で窓台、1/20rad で鴨居に取付けたビスが柱から引き抜け、耐力の上昇が緩やかになった。その後、圧壊が進展して 1/18rad で最大耐力 11.15kN となった。垂壁腰壁補強あり (B-2) 試験体は、1/600rad で壁土の隅角部が圧壊し、その後、圧壊が進展した。1/25rad で鴨居と窓台に取付けたビスと仕口金物が柱から引き抜け、最大耐力 12.57kN となった。試験体 A シリーズ、B シリーズともに接合部補強の有無により最大耐力には大きな差は見られなかった。一方、最大耐力となる変形角には差が見られ、補強無し試験体の方が最大耐力となる変形角が大きい。これは鴨居または窓台に取付けたビスや仕口金物が柱から引き抜けることで架構全体の剛性が低下したことが要因と考えられる。図 5-7 に示すように中塗り側におけるひび割れ発生状況は、接合部補強の有無による差は見られず、各試験体の土塗壁要素ともに隅角部の壁土の圧壊のみが生じ、中央の壁土でせん断ひび割れは見られなかった。また、各試験体とも柱などの部材に損傷は生じなかった。以上より、表 5-4 に示すように実大実験における土塗壁要素の破壊性状は、HW-1 と SW-2 が壁土の隅角部が圧壊する「圧縮破壊」、HW-2 と SW-1 が柱と鴨居または窓台の接合部が引き抜けた後に壁土の隅角部が圧壊する「引抜圧縮破壊」となった。

表 5-4 実大実験結果

| 試験体 | 最大耐力 P_{eu} (kN) | 降伏耐力 P_{ey} (kN) | 初期剛性 K_e (kN/rad) | 破壊モード | | | |
|-----|-----------------------|-----------------------|------------------------|-------|--------|--------|------|
| | | | | HW-1 | HW-2 | SW-1 | SW-2 |
| A-1 | 5.99 | 3.8 | 123.2 | 圧縮破壊 | 引抜圧縮破壊 | | |
| A-2 | 6.19 | 3.69 | 138.1 | 圧縮破壊 | 引抜圧縮破壊 | | |
| B-1 | 11.15 | 6.79 | 572.6 | 圧縮破壊 | 引抜圧縮破壊 | 引抜圧縮破壊 | 圧縮破壊 |
| B-2 | 12.57 | 8.04 | 542.8 | 圧縮破壊 | 引抜圧縮破壊 | 引抜圧縮破壊 | 圧縮破壊 |

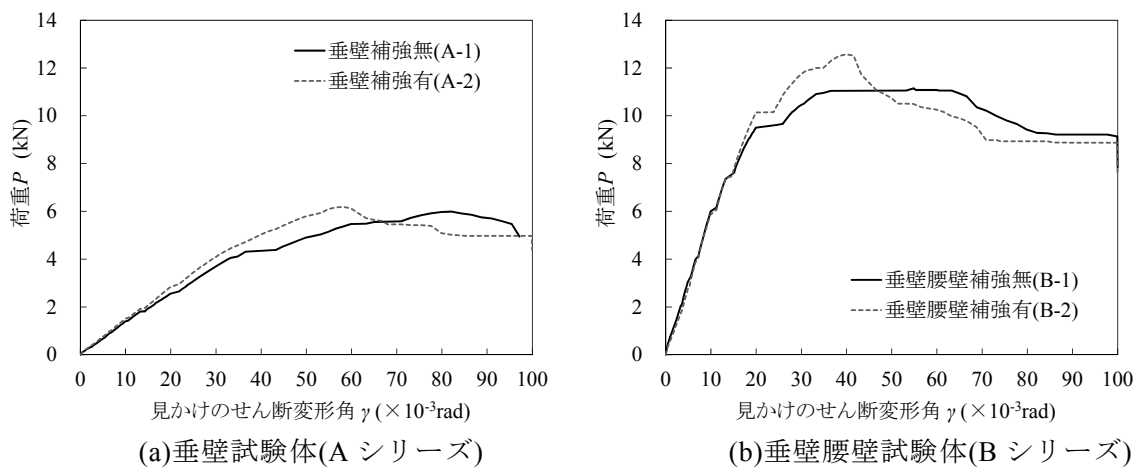


図 5-6 荷重変形角関係

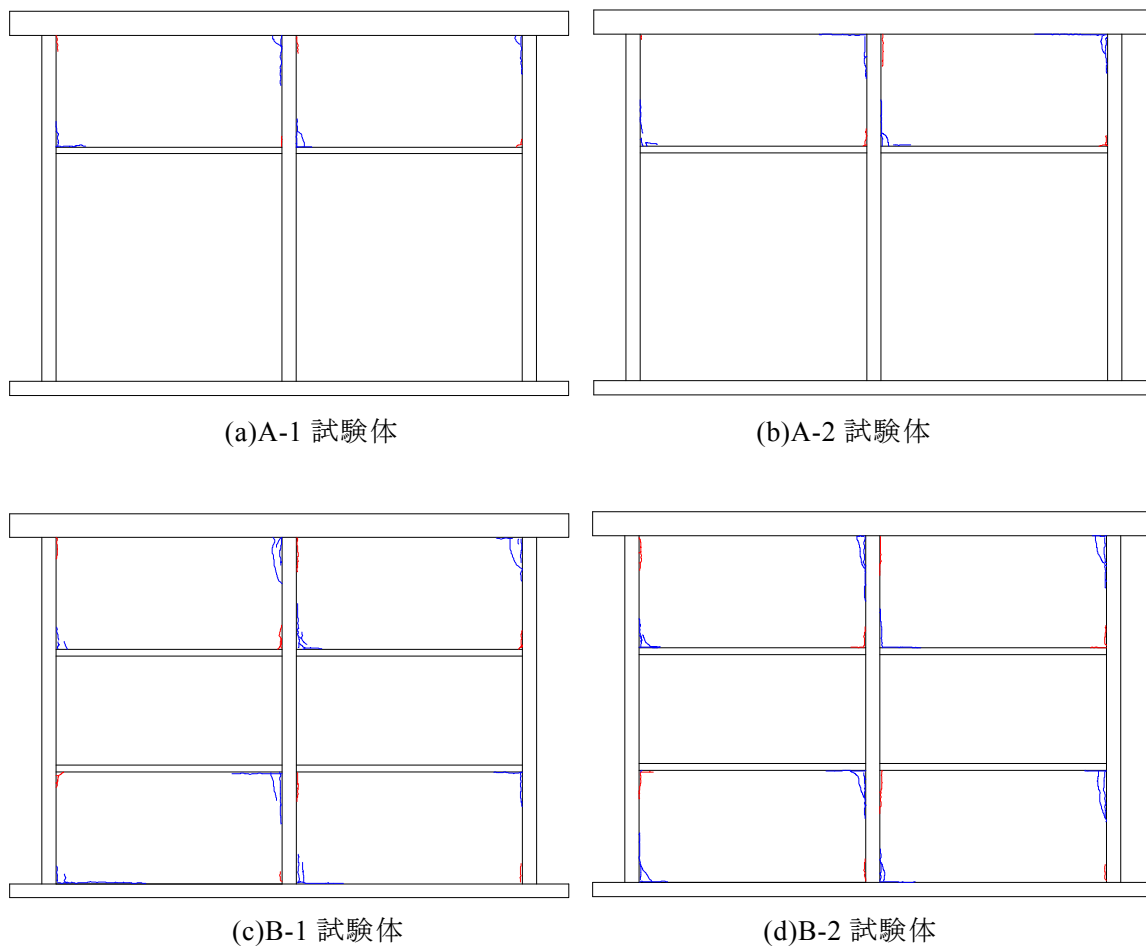


図 5-7 壁土のひび割れ発生状況



(a)引抜け圧縮破壊
(A-1 試験体 1/30rad 時)



(b)圧縮破壊
(A-1 試験体 1/10rad 時)

図 5-8 破壊性状

5.2.6.2 柱の水平せん断力

各試験体の柱の水平せん断力負担割合を図 5-9 に示す。柱のせん断力 Q_i は、式(5-1)を用いて試験体 A シリーズでは鴨居と柱脚部、試験体 B シリーズでは鴨居と窓台における曲げモーメント M_{ui}, M_{di} をそれぞれ求め、式(5-2)に代入することで算出している。

$$M_{ui}, M_{di} = \frac{(\varepsilon_{ai} - \varepsilon_{bi})}{2} \cdot E \cdot Z \quad (5-1)$$

$$Q_i = \frac{M_{ui} + M_{di}}{L_M} \quad (5-2)$$

ここで、柱両面に貼付したひずみゲージの値を $\varepsilon_{ai}, \varepsilon_{bi}$ 、柱のヤング係数を E 、柱の断面係数を Z 、ひずみゲージ間の距離を L_M とする。降伏耐力時の各柱の負担割合は、垂壁補強なし (A-1) 試験体で 26~39%、垂壁補強あり (A-2) 試験体で 29~39%、垂壁腰壁補強なし (B-1) 試験体で 25~47%、垂壁腰壁補強あり (B-2) 試験体で 24~38% であり、ばらつきはあるものの各柱で 1/3 程度ずつ負担している。垂壁補強なし (A-1) 試験体は、1/30rad で鴨居が柱から引き抜けることにより、柱 1 と柱 2 の負担割合が急激に増加している。一方、垂壁補強あり (A-2) 試験体は、1/25rad で鴨居が柱から引き抜けても、仕口金物の影響により柱 1 と柱 2 の負担割合は急激に増加していない。垂壁腰壁補強なし (B-1) 試験体や垂壁腰壁補強あり (B-2) 試験体は、鴨居や窓台が柱から引き抜けることにより、柱 1 の負担割合が増加する傾向が見られる。

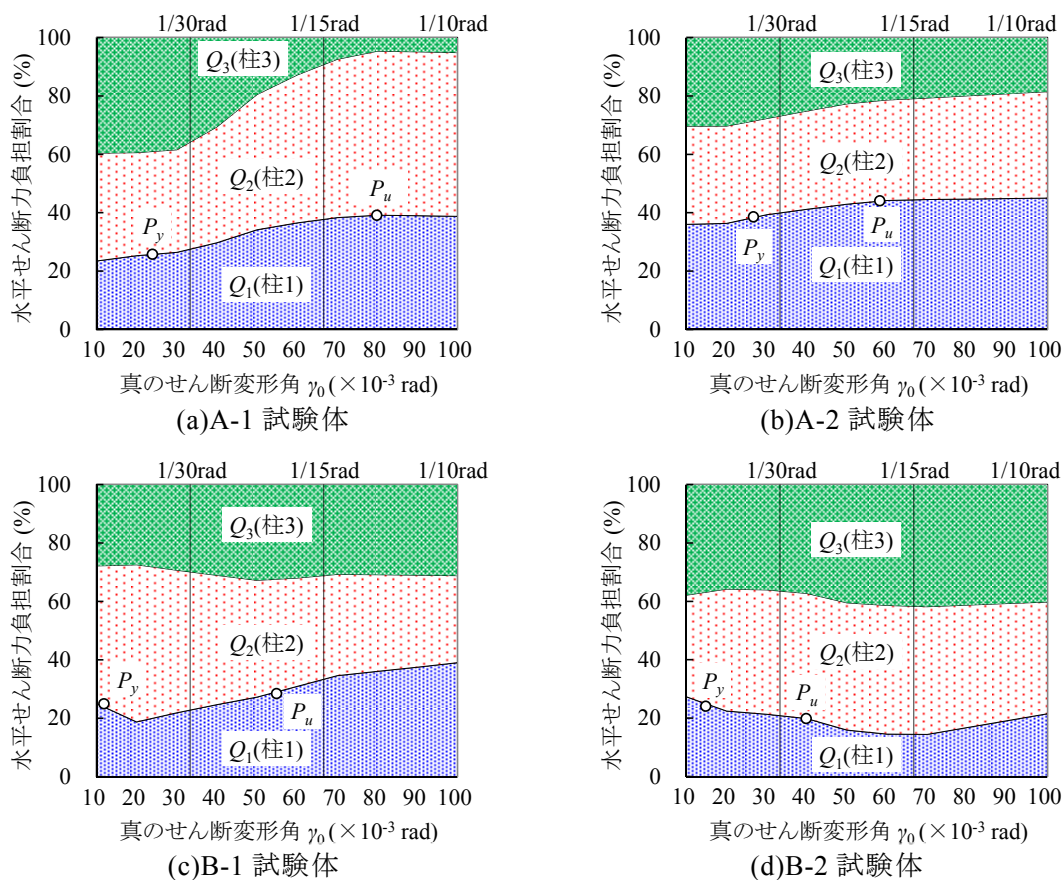


図 5-9 柱の水平せん断力負担割合

5.3 開口部を有する土塗壁の耐力変形推定式の提案

本節では、土質力学に基づいて垂壁や腰壁を含む開口部を有する土塗壁架構の耐力変形推定式を構築する。

5.3.1 推定手法の概要

実大実験における土塗壁要素の破壊性状は、壁土の隅角部が圧壊する「圧縮破壊」、柱と鴨居または窓台の接合部が引き抜けた後に壁土の隅角部が圧壊する「引抜圧縮破壊」の2種類が確認された。本節の推定式のフローを図5-10に示す。まず一軸圧縮試験結果から各層壁土の強度特性を把握する。次に、各破壊性状に対応した土塗壁要素の耐力変形推定式を構築する。この推定式において、土塗壁要素の降伏耐力 P_y 、最大耐力以降の耐力低下域において土塗壁要素に作用する水平荷重 P_r 、土塗壁要素の降伏変形角 γ_y 、最大耐力を保持する土塗壁要素の変形角 γ_u' 、耐力低下域における土塗壁要素の変形角 γ_r は、既往の研究³⁾と同様に算定する。なお、図5-10の力学モデルに示す P_y/P_u と K'/K_c の各係数の値は壁土強度等の影響を受けると考えられるが、本研究では推定式を簡略化するため、壁長さに対する壁高さの比であるせん断スパン比が1.5程度の既往の土塗壁の実験結果から定めた値³⁾を援用している。さらに、土塗壁要素の変形と柱の変形の推定式も構築し、架構全体の耐力変形関係を推定する。

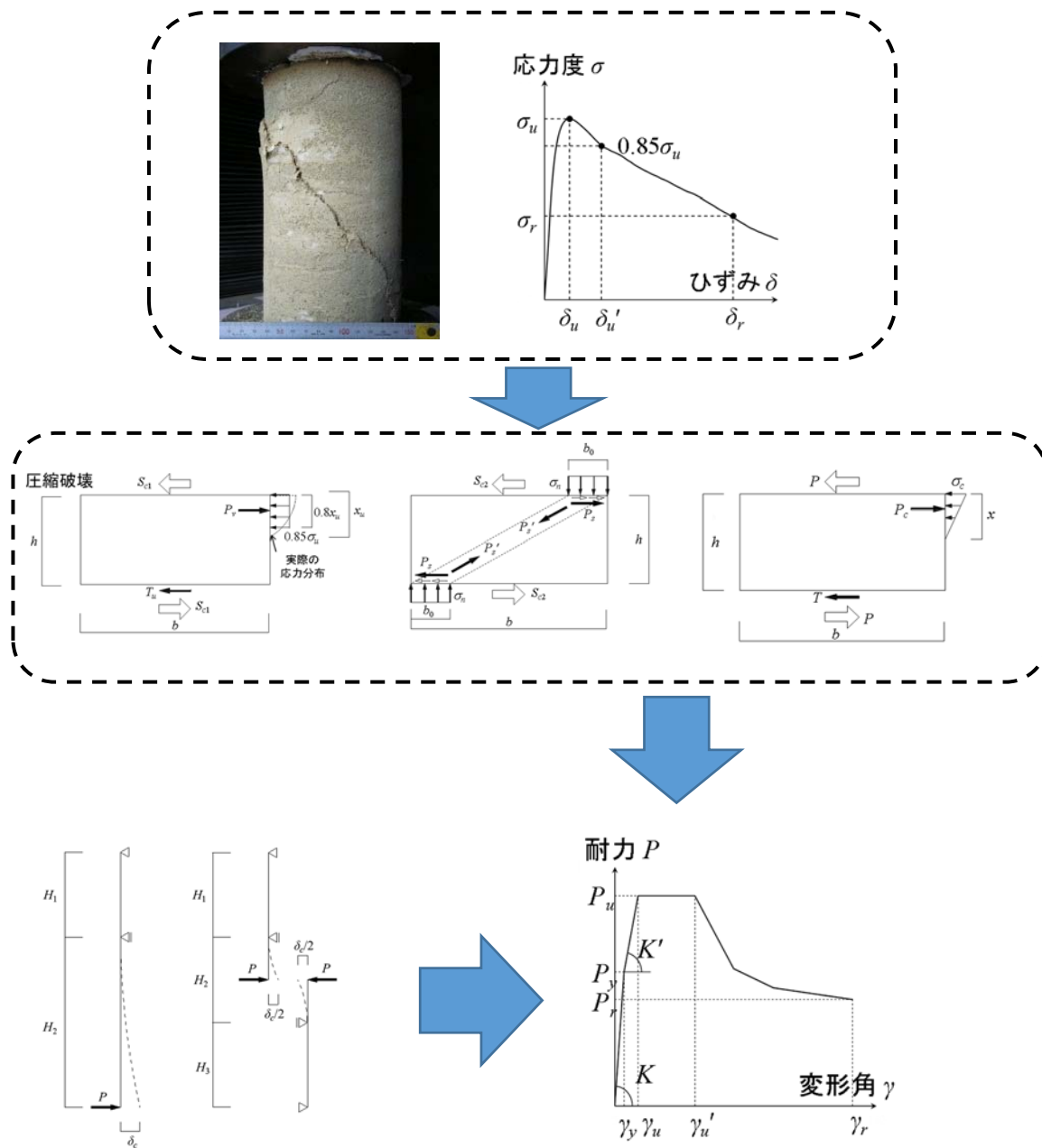


図 5-10 耐力変形関係 推定フロー

5.3.2 土塗壁要素の最大耐力推定式

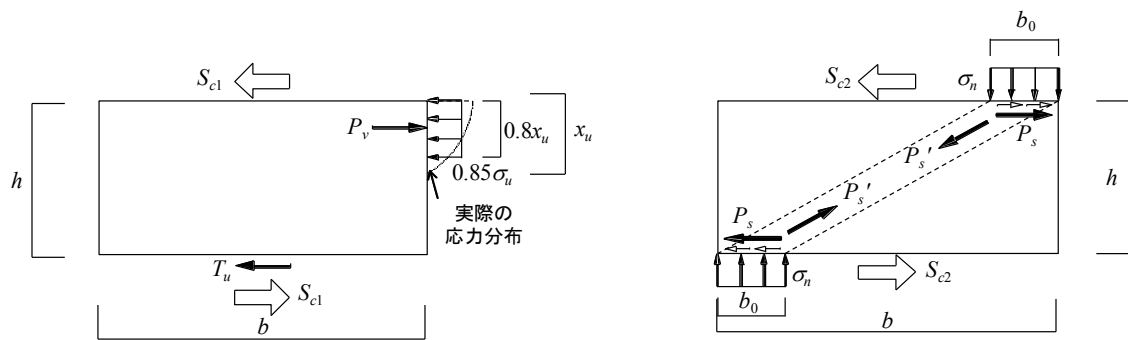
本項では、各破壊性状に対応した土塗壁要素の最大耐力推定式を提案する。

5.3.2.1 壁土の圧縮破壊

図 5-11 に示すように、壁土の隅角部が圧壊する土塗壁要素の最大耐力 S_c は、4 章 3 節の推定式より柱と壁土との間に生じる圧縮力によるモーメント抵抗を換算した水平力 S_{c1} と、圧縮ストラットを伝達する力により生じる壁土と横架材、鴨居または窓台との間のせん断応力によるモーメント抵抗を換算した水平力 S_{c2} の和と仮定し、土塗壁の寸法比を考慮すると式(5-3)で表される。

$$S_c = \frac{b}{h} \left(\frac{\sum_i 0.34 t_{wi} \cdot \sigma_{ui} \cdot h \cdot (0.5b_c + 0.8h)}{b} + \sum_i \frac{b \cdot b_0 \cdot h \cdot t_{wi} \cdot c_i + 0.34 b^3 \cdot \tan \phi_i \cdot t_{wi} \cdot \sigma_{ui}}{b(b - h \tan \phi_i)} \right) \quad (5-3)$$

ここで、 b は土塗壁要素の内法幅、 h は土塗壁要素の高さ、 t_{wi} は各層の壁土厚さ、 σ_{ui} は各層の壁土の圧縮強度、 b, c は鴨居または窓台のせい、 b_0 は 4.4 の $h_0 = 0.20h$ と同様にせん断抵抗力が働く長さ $b_0 = 0.2b$ 、 c_i は各層の壁土の粘着力、 ϕ_i は各層の壁土のせん断抵抗角、 T_u は鴨居または窓台の引張力である。なお、図 5-11(a)と(b)に示す壁土に作用する各応力は実際には同時に作用しているが、ここでは各抵抗要素に関連する応力を明確にするため、2つに分けて示している。



(a)圧縮力によるモーメント抵抗

(b)せん断力によるモーメント抵抗

図 5-11 壁土の圧縮破壊推定モデル

5.3.2.2 壁土の引抜圧縮破壊

図 5-8(a)に示すように、土塗壁要素に水平荷重が作用すると、柱と鴨居または窓台の接合部に引張力が生じ、鴨居や窓台が柱から引き抜ける。その時の土塗壁要素に作用する水平荷重 S_p は、ビスが 45 度方向の斜め打ちであること、実大実験においてビスのせん断破壊ではなく引抜破壊が生じていたことを考慮し、式(5-4)¹⁴⁾で表される

$$S_p = \sqrt{2} \cdot (38.1 r_0^{1.5} d l_r n) \quad (5-4)$$

ここで、 r_0 は木材の気乾比重、 d はビスの胴径、 l_r は柱に挿入されたねじ部の長さ、 n はビスの本数である。なお、試験体 A-2 と B-2 では接合部補強に用いた仕口金物の短期許容耐力 3.6kN に 1.5 倍の安全率を見込んだ 5.4kN を引き抜け時の水平荷重 S_p に加算する。鴨居や窓台が柱から引き抜けた後の力学モデルを図 5-13 に示す。図 5-11(a)における鴨居または窓台の引張力 T_u が作用しないため、土塗壁要素が圧縮ストラットを含む三角形の力の伝達機構を形成し、トラスによる荷重伝達となる。その時の土塗壁要素の最大耐力 S_s は式(5-5)で表される。

$$S_s = \sum_i \frac{b' t_{wi} \cdot \sigma_{ui}}{\kappa} = \sum_i \frac{2t \cdot t_{wi} \cdot \sigma_{ui}}{\kappa} \quad (5-5)$$

ここで、 b' は圧縮ストラットの有効幅(=2t)、 t は壁土の全厚さ、 κ は圧縮ストラットに加わる圧縮力の分布係数(=1.5)である。

引抜圧縮破壊における各要素の土塗壁の最大耐力 S_{pc} とトラスによる荷重伝達力 S_s の関係は、圧縮ストラットのなす角 θ を用いて式(5-6)で表される。

$$S_{pc} = S_s \cdot \cos \theta \quad (5-6)$$

式(5-6)に式(5-5)を代入して式(5-7)が得られる

$$S_{pc} = \sum_i \frac{2t \cdot t_{wi} \cdot \sigma_{ui}}{\kappa} \cos \theta \quad (5-7)$$

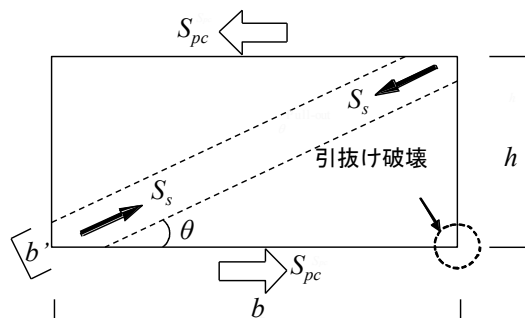


図 5-12 壁土の引き抜け圧縮破壊の推定モデル

5.3.3 土塗壁要素の変形

壁要素全体の初期剛性 K 、曲げ成分の初期剛性 K_m 、せん断成分の初期剛性 K_s とすると、式(5-8)が成り立つ。

$$\frac{1}{K} = \frac{1}{K_m} + \frac{1}{K_s} \quad (5-8)$$

曲げ成分の初期剛性 K_m は 4.3.3 剛性の推定より図 5-13 に示すように変形初期の弾性状態では柱との間に生じる各層の壁土の圧縮応力度分布は三角形となり、引張力は鴨居や窓台が負担すると仮定して推定する。なお、壁土の引抜圧縮破壊が生じる場合でも初期は鴨居や窓台の引き抜けは生じていないため、図 5-13 が成り立つものとし、破壊性状の種類によらず同じ推定式を用いて算定する。土塗壁の寸法比を考慮すると曲げ成分の初期剛性 K_m は式(5-9)で表される。

$$K_m = \sum_i \frac{x^2 \cdot t_{wi} \cdot \bar{E}_{50}}{b^2} \cdot \left(h - \frac{x}{3}\right) \quad (5-9)$$

ここで柱と壁土との間に圧縮応力度が生じている点 B からの距離を 4.3.3 と同様に x 、壁土の弾性係数として各層の壁土厚さによる重み付けを考慮した平均値を \bar{E}_{50} とする。

せん断成分の初期剛性 K_s は、土塗壁要素のせん断ひずみと変形角の関係より式(5-10)で表される。

$$K_s = \sum_i \frac{b \cdot t_{wi} \cdot \bar{E}_{50} \cdot h}{2\kappa(1 + \nu)} \quad (5-10)$$

ここで κ はせん断力分布を考慮する係数(=1.5)、 ν はポアソン比(=0.2)である。

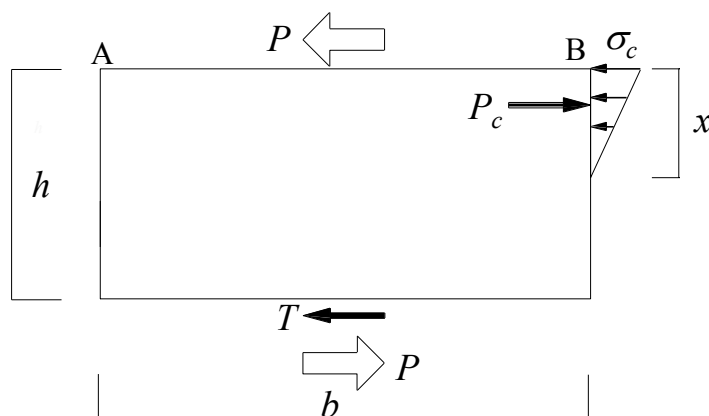


図 5-13 剛性の推定

第5章 開口部を有する土塗壁の耐力変形推定式

一例として、試験体 A-1 の HW-2 における耐力変形関係の推定結果を図 5-14 に太線で示す。図中には壁土の圧縮破壊と引抜圧縮破壊が生じる場合の土塗壁要素の耐力変形関係を算定した結果もそれぞれ細線で示している。試験体 A-1 の場合、HW-2 の負担する水平荷重が 3.28kN に達した時に鴨居が柱から引き抜けると推定され、HW-2 の耐力変形関係は圧縮破壊から引抜圧縮破壊に移行する。他の試験体においても同様に、HW-2 と SW-1 の耐力変形関係は圧縮破壊から引抜圧縮破壊に移行する推定結果となった。HW-1 と SW-2 の耐力変形関係は、表 5-4 に示す実大実験における土塗壁要素の破壊性状から、壁土の圧縮破壊が生じる場合の推定結果を用いる。

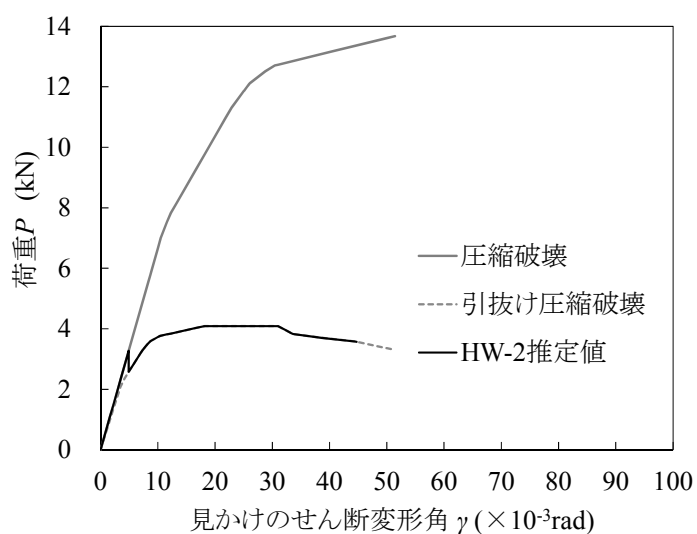


図 5-14 試験体 A-1 の HW-2 における耐力変形関係の推定

5.3.4 土塗壁要素と架構の荷重伝達

柱などの部材の破壊が先行しない場合、各土塗壁要素が負担するせん断力 S_i (添え字 i は土塗壁要素の番号) から架構全体が負担する水平荷重を算定する。土塗壁の荷重伝達の力学モデルを図 5-15 に示す。なお、図 5-11 や図 5-12 における土塗壁要素の高さ h は図 5-15 中の H_1 または H_4 に対応する。

土塗壁架構に作用する水平荷重 P_u は、横架材を通して各柱に伝達し、各柱に外力として作用する水平荷重 P_j (添え字 j は柱の番号) を用いて式(5-11)で表される。

$$P_u = P_1 + P_2 + P_3 \quad (5-11)$$

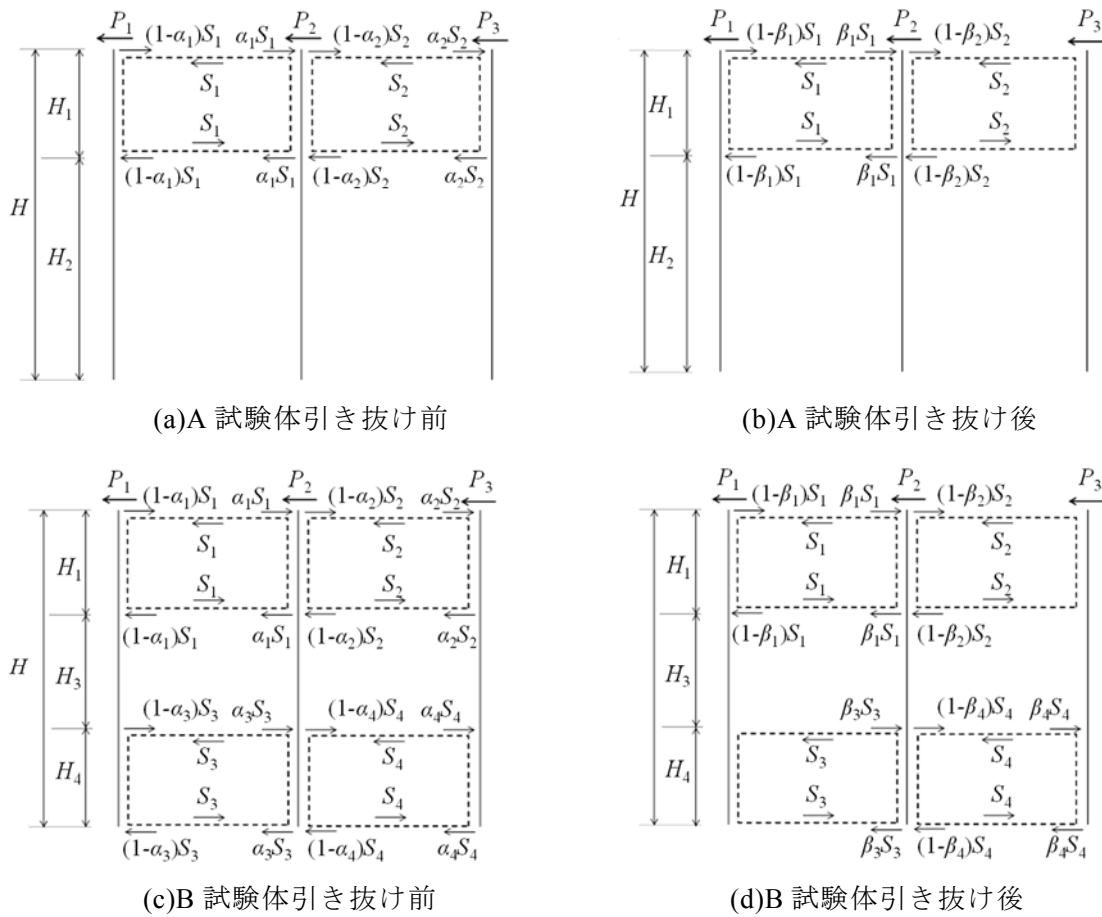


図 5-15 土壁要素と架構の荷重伝達

第5章 開口部を有する土塗壁の耐力変形推定式

各土塗壁要素のせん断力 S_i は両端に取り付く各柱に $\alpha:(1-\alpha)$ の比率で伝達すると仮定し、各柱の柱脚回りのモーメントの釣り合いより、垂壁試験体の場合は式(5-12)～(5-14)を用いて各柱に外力として作用する水平荷重 P_j がそれぞれ求められる。

$$P_1 = \frac{(1 - \alpha_1)S_1H_1}{H} \quad (5-12)$$

$$P_2 = \frac{\{\alpha_1S_1 + (1 - \alpha_2)S_2\}H_1}{H} \quad (5-13)$$

$$P_3 = \frac{\alpha_2S_2H_1}{H} \quad (5-14)$$

垂壁腰壁試験体の場合も同様に式(5-15)～(5-17)を用いて各柱に外力として作用する水平荷重 P_j がそれぞれ求められる。

$$P_1 = \frac{(1 - \alpha_1)S_1H_1 + (1 - \alpha_3)S_3H_4}{H} \quad (5-15)$$

$$P_2 = \frac{\{\alpha_1S_1 + (1 - \alpha_2)S_2\}H_1 + \{\alpha_3S_3 + (1 - \alpha_4)S_4\}H_4}{H} \quad (5-16)$$

$$P_3 = \frac{\alpha_2S_2H_1 + \alpha_4S_4H_4}{H} \quad (5-17)$$

各土塗壁要素が負担するせん断力 S_i は、3.2 節と 3.3 節で示した手法により算定した各土塗壁要素の耐力変形関係において、任意の変形角における土塗壁要素の耐力に相当する。

壁土の引抜圧縮破壊が生じる場合、すなわち各土塗壁要素が負担するせん断力 S_i が鴨居や窓台の引き抜け時の水平荷重 S_p に達すると、図 5-15(c)と(d)に示すように、各土塗壁要素から柱への荷重伝達が変化する。垂壁試験体の場合は柱 3 と鴨居、垂壁腰壁試験体の場合は柱 3 と鴨居、柱 1 と窓台との間で荷重伝達ができなくなる。よって、各土塗壁要素のせん断力 S_i は両端に取り付く各柱に $\beta:(1-\beta)$ の比率で伝達すると仮定し、垂壁試験体の場合は式(5-18)～(5-20)を用いて各柱に外力として作用する水平荷重 P_j がそれぞれ求められる。

$$P_1 = \frac{(1 - \beta_1)S_1H_1}{H} \quad (5-18)$$

$$P_2 = \frac{\beta_1S_1H_1 + S_2H_1}{H} \quad (5-19)$$

$$P_3 = 0 \quad (5-20)$$

垂壁腰壁試験体の場合も同様に式(5-21)～(5-23)を用いて各柱に外力として作用する水平荷重 P_j がそれぞれ求められる。

$$P_1 = \frac{(1 - \beta_1)S_1H_1}{H} \quad (5-21)$$

$$P_2 = \frac{\{\beta_1S_1 + S_2\}H_1 + \{S_2 + (1 - \beta_4)S_4\}H_4}{H} \quad (5-22)$$

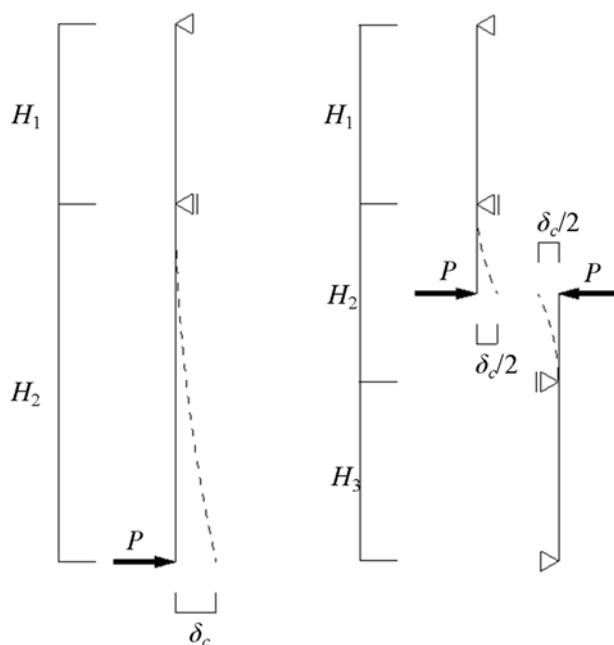
$$P_3 = \frac{\beta_4S_4H_4}{H} \quad (5-23)$$

5.3.5 土塗壁架構の変形

柱の曲げ変形の力学モデルを図 5-16 に示す。垂壁試験体の場合は柱脚と鴨居間、垂壁腰壁試験体の場合は窓台と鴨居間の各独立柱に応力として作用するせん断力 Q_j (添え字 j は柱の番号) は、図 5-15 における力の釣り合いから各柱に外力として作用する水平荷重 P_j と等しくなる。柱と横架材、土台、鴨居、窓台との接合部におけるモーメント抵抗を無視すれば、各柱の曲げ変形 δ_{cj} (添え字 j は柱の番号) は、垂壁試験体の場合は式(5-24)、垂壁腰壁試験体の場合は式(5-25)で表される。

$$\delta_{cj} = \frac{P_j H H_2^2}{3EI} \quad (5-24)$$

$$\delta_{cj} = \frac{P_j H H_3^2}{12EI} \quad (5-25)$$



(a)垂壁試験体(A シリーズ) (b)垂壁腰壁試験体(B シリーズ)

図 5-16 柱の変形モデル

壁土の引抜圧縮破壊が生じない場合、各柱の曲げ剛性は等しいため、変形の適合条件より各柱の曲げ変形 δ_{cj} は等しくなる。各独立柱に応力として作用するせん断力 Q_j も等しいため、各土塗壁要素のせん断力 S_i が両端に取り付く各柱に伝達する比率 α は次式で表される。

$$\alpha_1 = \frac{2S_1 - S_2}{3S_1} \quad (5-26)$$

$$\alpha_2 = \frac{S_1 + S_2}{3S_2} \quad (5-27)$$

$$\alpha_3 = \frac{2S_3 - S_4}{3S_3} \quad (5-28)$$

$$\alpha_4 = \frac{S_3 + S_4}{3S_4} \quad (5-29)$$

壁土の引抜圧縮破壊が生じる場合も同様に、垂壁試験体の場合は、各柱の曲げ剛性は等しいため、変形の適合条件より柱1と柱2の曲げ変形 δ_{cj} は等しくなる。柱1と柱2に応力として作用するせん断力 Q_j も等しいため、各土塗壁要素のせん断力 S_i が両端に取り付く各柱に伝達する比率 β は次式(5-30)で表される。

$$\beta_1 = \frac{S_1 - S_2}{2S_1} \quad (5-30)$$

垂壁腰壁試験体の場合は、各柱の曲げ剛性は等しいため、変形の適合条件により各柱の曲げ変形 δ_{cj} と各柱に取り付く土塗壁要素の変形 δ_w の和は等しくなる。図5-15(d)より柱1と柱3の曲げ変形 δ_{cj} は式(5-24)、柱2の曲げ変形 δ_{cj} は式(5-25)を用いて表され、式(5-21)～(5-23)を代入すると、各土塗壁要素のせん断力 S_i が両端に取り付く各柱に伝達する。

$$\beta_1 = \frac{2S_1H_1(H_3 + H_4)^2 - S_2H_1H_3^2 - 6EI\delta_w}{S_1H_1\{H_3^2 + 2(H_3 + H_4)^2\}} \quad (5-31)$$

$$\beta_4 = \frac{(S_1 + S_2)H_1H_3^2 + 6EI\delta_w}{S_4H_4\{H_3^2 + 2(H_3 + H_4)^2\}} \quad (5-32)$$

ここで土塗壁要素の変形 δ_w は、3.2節と3.3節で示した手法により算定した各土塗壁要素の耐力変形関係から求められる。

土塗壁架構に作用する水平荷重 P_u は、式(5-26)～(5-32)より得られる各土塗壁要素のせん断力 S_i が両端に取り付く各柱に伝達する比率 α と β を式(5-12)～(5-23)にそれぞれ代入することで求められる。土塗壁架構の変形は、式(5-24)または式(5-25)より得られる柱の曲げ変形 δ_{cj} と、3.2節と3.3節の手法により算定した土塗壁要素の変形 δ_w の和で求められる。

5.4 実大実験結果と推定値の比較

本節では、3節で提案した耐力変形推定手法の妥当性を検証するため、柱の変形と架構全体の耐力変形関係について、2節で示した実験値との比較を行う。

5.4.1 柱の変形

各試験体における垂壁部分、開口部分、腰壁部分の柱の変形について実験値と推定値を比較して図5-17に示す。ここで、垂壁部分と腰壁部分の柱の変形は土塗壁要素の変形と同じ値、開口部分の柱の変形は式(2-4)または(2-5)を用いて算定した値を推定値とする。本推定手法では、鴨居や窓台の引き抜けが生じるまでは各柱とも同じ耐力変形関係となる。鴨居や窓台の引き抜けが生じた時点で、柱の変形が図5-15(c)と(d)に示す力学モデルに従って進行または後退するものとし、垂壁試験体では柱3は架構全体の変形と同じ、垂壁腰壁試験体では柱1と3は架構全体の変形からHW-1またはSW-2の土塗壁要素の変形を減じて算定する。

試験体A-1、A-2では、垂壁部分の変形は柱1と2は推定値と実験値が概ね一致し、柱3は実験値より推定値の方が低いものの変形が一番進行する傾向は一致している。これは本推定手法では鴨居が柱からの引き抜けが生じると、鴨居と柱の間で力が一切伝達されない力学モデルになっているのに対し、実際には引き抜け耐力に達しても完全に引き抜けるまでは鴨居と柱の間である程度力が伝達されるためである。開口部分の変形は各柱とも実験値と推定値は概ね一致している。試験体B-1、B-2では、垂壁部分と腰壁部分の変形は推定値と実験値が概ね一致しているが、開口部分の変形は実験値より推定値の方が低い。これは試験体の柱と鴨居や窓台の接合部における拘束が十分でない影響と考えられる。

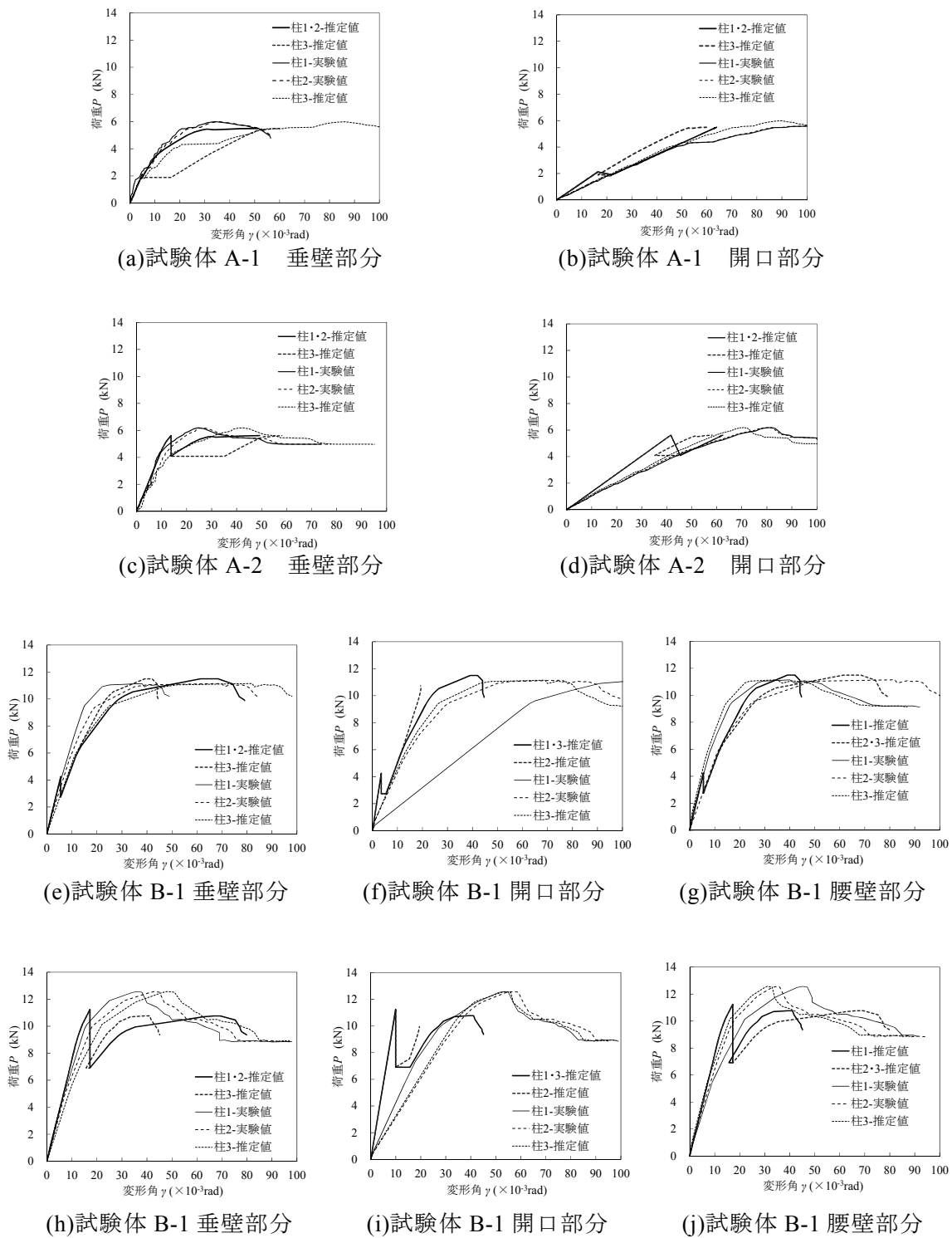


図 5-17 柱の変形の実験値と推定値の比較

5.4.2 土塗壁架構の耐力変形関係

提案した推定手法を用いて算定した各試験体の最大耐力の推定値と実験値を比較して図 5-18、耐力変形関係を比較して図 5-19 に示す。なお、実験では鴨居や窓台が柱から引き抜けた後に最大耐力となったため、各試験体の最大耐力の推定値は引抜圧縮破壊の推定値に移行した後の値としている。最大耐力は各試験体とも実験値よりも推定値の方が低く、安全側に推定できている。実験値 P_e に対する推定値 P_c の比 P_c/P_e の値は 1.08 となり、その変動係数は 0.08 であった。

垂壁試験体の耐力変形関係は初期から鴨居が柱から引き抜けるまでは概ね一致しているが、その後最大耐力までは推定値の方が小さくなる。これは前節でも述べたように、本推定手法では引き抜けが生じると鴨居と柱の間で力が一切伝達されない力学モデルになっている影響と考えられる。垂壁腰壁試験体の荷重変形関係は初期から鴨居が柱から引き抜けるまで推定値の方が大きくなる。これは前節でも述べたように、試験体の柱と鴨居や窓台の接合部における拘束が十分でないためである。初期剛性は各試験体とも実験値よりも推定値の方が高い傾向にある。これは実大土塗壁では乾燥収縮等により木造軸組と壁土の間に隙間ができたことが要因として考えられる。

この影響により、鴨居や窓台が引き抜ける時の変形角は実験値よりも推定値の方が小さくなっている。ただし、実験では目視により鴨居や窓台が引き抜ける時の変形角を判定しているため、さらなる検証が必要と考えられる。

以上のように、提案した推定手法は力学モデルの簡略化の影響で推定誤差が生じているが、土塗壁の材料の不確実性を考えると比較的高い精度で架構全体の荷重変形関係だけでなく、柱の各部位の変形も概ね推定できると言える。

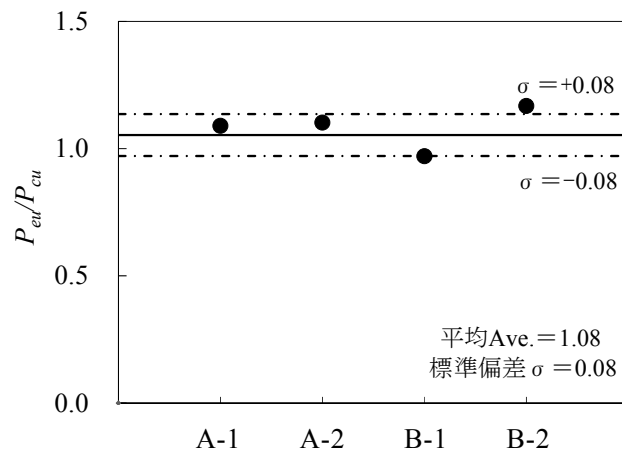


図 5-18 推定値と実験値の比較

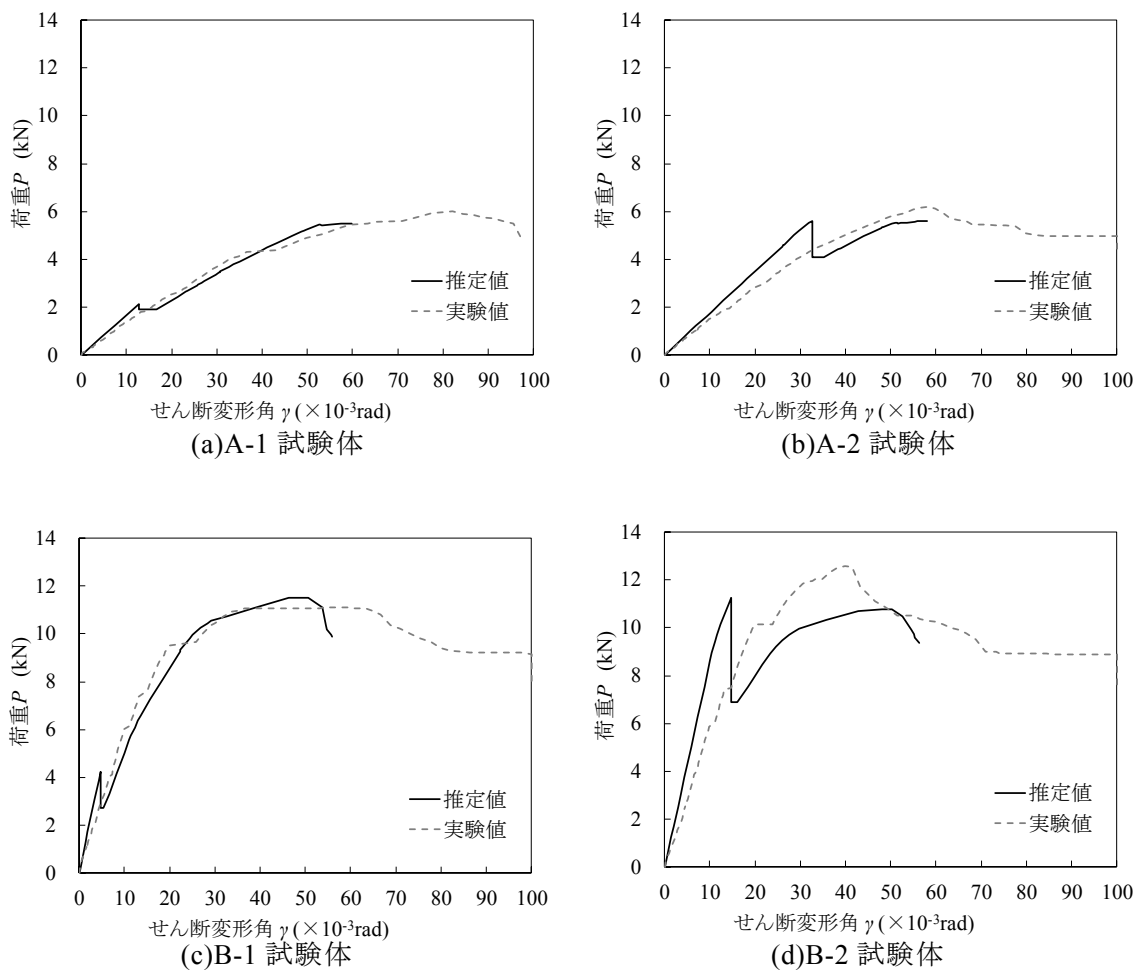


図 5-19 耐力変形角関係の比較

5.5 結論

本章では、土塗壁の垂壁や腰壁を含む実大試験体に対し、仕口金物による柱と鴨居や窓台の接合部補強の有無をパラメータとした静的水平載荷実験を行い、荷重変形角関係や破壊性状を把握した。次に、壁土の要素試験から得られた強度定数を用いて、開口部を有する土塗壁架構の耐力変形推定手法を提案し、実験値と推定値の比較から提案した推定手法の妥当性を検討した。得られた成果を以下にまとめて示す。

- 1) 垂壁試験体、垂壁腰壁試験体ともに、接合部補強の有無により最大耐力に大きな差は見られなかったが、最大耐力となる変形角は補強無し試験体の方が大きかった。垂壁や腰壁の破壊性状として、壁土の隅角部が圧壊するパターン、柱と鴨居や窓台の接合部が引き抜けた後に壁土の隅角部が圧壊するパターンの2種類が確認された。
- 2) 壁土の要素試験から得られた強度定数を用いて、開口部を有する土塗壁架構の耐力変形推定手法を構築した。
- 3) 実験値と推定値の比較から提案した推定手法の妥当性を検討した。結果、最大耐力の推定値 P_{cu} に対する実験値 P_{eu} の比の平均値は 1.08 と推定精度は高く、ばらつきを表す変動係数も 0.08 と小さかった。力学モデルの簡略化の影響で推定誤差が生じているが、土塗壁架構全体の荷重変形関係だけでなく、柱の変形の推定にも概ね有効であることを示した。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 興石直幸,位田達哉:主要産出地における荒壁土および中塗土の性質,日本建築学会構造系論文集,第 631 号,pp.1467-1474,2008.9.
- 3) 宇都宮直樹,宮本慎宏,山中稔,松島学:土質力学に基づく土塗壁の耐力変形推定式の提案—壁土のせん断破壊が卓越する場合—,日本建築学会構造系論文集,第 78 卷,第 684 号,pp.363-368,2013.2.
- 4) 宮本慎宏,宇都宮直樹,高橋繁二,山中稔,松島学:各層壁土の材料特性を考慮した土塗壁の耐力変形関係の推定,日本建築学会技術報告集,第 20 卷,第 46 号,pp.939-943,2014.10.
- 5) 澤田圭,岡本滋史,村上雅英,川鍋亜衣子,鈴木有:耐荷機構に基づく有開口土壁の剛性と耐力の推定,日本建築学会構造系論文集,第 620 号,pp.93-100,2007.10.
- 6) 山田耕司,清水秀丸,中治弘行,鈴木祥之:土塗り小壁付き木造軸組耐力特性評価への数値解析の適用,日本建築学会構造系論文集,第 621 号,pp.81-87,2007.11.
- 7) 河合直人,桂川晋,五十田博,岡部実,中川貴文,和田幸子,御子柴正:伝統的木造住宅の垂れ壁付き構面振動台実験 その 5 荷重変形関係の実験と計算の比較,日本建築学会大会学術講演梗概集,構造 III, pp.565-566, 2009.8.
- 8) 文化庁文化財部:重要文化財(建造物)耐震基礎診断実施要綱,2012.6.
- 9) 一般財団法人日本建築防災協会:木造住宅の耐震診断と補強方法例題編・資料編, pp.151-163,2012.6.
- 10)河原大,後藤正美,青木謙治,稲山正弘,鈴木祥之:柱の曲げを考慮した有開口土塗り壁の荷重-変形曲線推定に関する研究—礎石建て構法の土塗り壁に対する水平加力実験の結果とその推定—,日本建築学会技術報告集,第 22 卷,第 51 号,pp.505-510,2016.6.
- 11)宇都宮直樹,山中稔,松島学:藁すさを混合した新しい供試体の提案,日本建築学会構造系論文集,第 76 卷,第 664 号,pp.1119-1124,2011.6.
- 12)土の一軸圧縮試験法, JIS A 1216: 2009.
- 13)技術解説書作成編集委員会: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,日本住宅・木材技術センター,pp.25,83-91,111,144-147,2004.2.
- 14)日本建築学会:木質構造設計規準・同解説—許容応力度・許容耐力設計法—,p.281,2006.12.
- 15)宇都宮直樹,宮田涼平,越智隆行,宮本慎宏,松島学:開口部を有する 4P 土塗壁の耐力変形角推定式の提案 その 1 実大実験,日本建築学会大会学術講演梗概集,構造 III,pp.505-506,2016.8.
- 16)宮田涼平,宇都宮直樹,越智隆行,宮本慎宏,松島学:開口部を有する 4P 土塗壁の耐力変形角推定式の提案 その 2 耐力推定式の提案,日本建築学会大会学術講演梗概集,構造 III,pp.507-508,2016.8.

第6章 原位置採取試料による壁土の強度特性評価手法の提案

6.1 序論

古くから日本の伝統構法の木造建築物は木造軸組と土塗壁で構成される。これらの建物は人々の生活様式の変化から、空き家となっているものも多い。空き家となった建物の一部は保存やリノベーションによる活用が望まれており、各地で様々な取組み¹⁾がなされている。しかし、これらの建物の改修を考える際、耐震性の評価が大きな問題となっている。伝統構法で建てられた木造建物の耐震性能を評価する際、その主要な耐震要素である土塗壁に作用する水平力のほとんどは壁土が負担しているため²⁾、壁土の力学的特性を把握することが特に重要となる。

土塗壁の耐力評価手法宇都宮らの先行の研究^{3),4)}及び4章と5章において、壁土の要素試験として一軸圧縮試験を行い、壁土の強度特性である粘着力、せん断抵抗角を把握し、土質力学的な観点から様々な形状の土塗壁の耐力変形関係を推定する手法を提案した。しかし、提案した手法は新たに施工する土塗壁を想定しているため、壁土の要素試験に用いる試験体も新たに作製することを想定している。既存建物の土塗壁を対象とした壁土の要素試験方法を検討している研究例は少なく、原位置採取試料による壁土の要素試験方法は検討されていない。既存建物の土塗壁の一部を解体し、採取した壁土を用いて要素試験として一軸圧縮試験体を作製することも可能ではあるが、解体と再調合には多くの手間と時間を要するため、日本に数多く現存する伝統構法の木造建物を評価する手法として適していない。そのため、既存建物の土塗壁に用いられる壁土の強度特性を評価できる簡便な原位置採取試料による要素試験方法の提案が望まれる。

本章では、既存建物の土塗壁の耐力評価手法を確立するため、原位置採取試料による壁土の強度特性評価手法を提案する。既存建物の原位置で採取した試料から壁土の強度定数が推定できれば、既往の研究⁴⁾及び4章と5章の推定式を用いて種々の実大土塗壁の最大耐力を推定できるため、既存建物の土塗壁の耐力評価が可能となる。本研究は原位置で採取した試料を用いた要素試験として一面せん断試験を行い、壁土の強度定数である粘着力とせん断抵抗角を推定する。既往の要素試験とは異なり、一面せん断試験では、原位置採取試料を直接試験体として採用でき、簡便に壁土の強度定数を推定できると考えられる。比較対象として一面せん断試験と同じ原位置採取試料を壁土の密度を合わせて再調合し、要素試験体を作製して一軸圧縮試験も実施する。一面せん断試験と一軸圧縮試験から得られる壁土の強度定数の比較から、本研究で提案する壁土の強度特性評価手法の妥当性を検討する。

6.2 原位置採取試料

6.2.1 対象建物の概要

原位置調査の対象とした香川県丸亀市内の建物を図 6-1 に示す。対象の 8 棟すべてが木造軸組と土塗壁で構成される伝統構法の木造建築物である。現在すべて空き家で解体の予定があったため、解体前に試料の採取を行うことができた。G 邸と I 邸の建築年は昭和初期であり、85 年程度経過している。K 邸の建築年は江戸末期～明治初期であり、150 年程度経過している。N 邸の建築年は明治 30 年で 120 年程度経過している。S 邸の建築年は不明である。T 邸の建築年は昭和初期であり、築 70 年以上経過している。U 邸の母屋の建築年は明治 25 年で、125 年経過している。増築部の建築年は大正 11 年で 96 年経過している。Z 邸の建築年は不明であるが、100 年以上経過している。図 6-2 に示すように、各建物とも土塗壁は下地となる小舞竹、荒壁土の層および裏返土の層に加え、21mm 程度の大直土と 3～6mm 程度の中塗土の層で構成され、I 邸は 3mm 程度の色土、T 邸の床の間は繊維壁、廊下は 1mm 程度の砂壁、その他の建物は 1mm 程度の漆喰で仕上げが施されていた。図 6-1(i)に示す試験体 F は、香川県の左官職人が 2017 年に施工した実大実験用の新設の土塗壁⁶⁾である。原位置採取試料との比較のために試料を採取した。試験体 F の塗り層は、荒壁、裏返し、大直及び中塗で構成され、仕上塗はしていない。

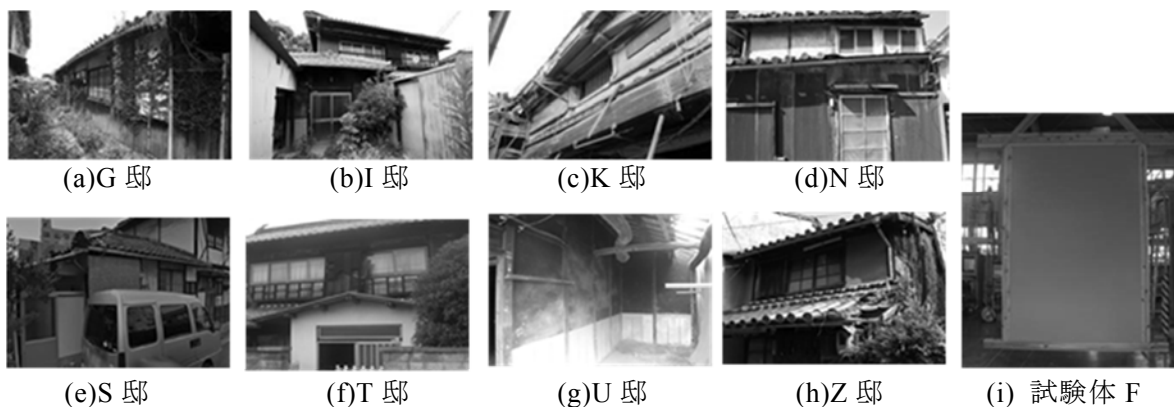


図 6-1 原位置調査建物

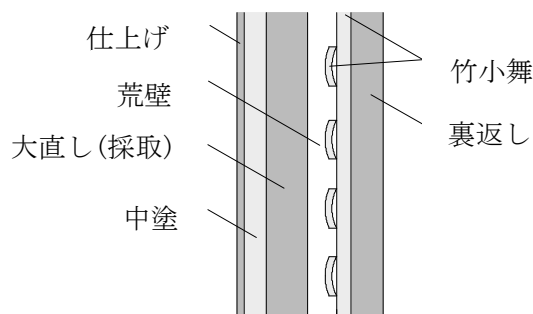


図 6-2 土塗壁の断面

6.2.2 試料の採取方法

原位置採取試料は図 6-1 に示す 8 棟において 10 箇所から採取した。目視により漏水等が確認できない健全な土塗壁を各建物につき 1~2 箇所選定し、図 6-3 に示すように同一仕様の箇所の壁から一面せん断試験と一軸圧縮試験に用いる壁土試料をそれぞれ採取した。採取した壁土は小舞竹より外側部分であり、大直土から仕上げまでの層である。中塗土の塗厚が薄く、試料として使用できないため、本研究では大直土のみを対象として評価を行う。原位置で採取した試料を用いた試験体を図 6-4 に示す。網掛けに示す部分が原位置で採取した試料であり、図 6-5 に示すように、合板などの穴あけに用いるホールソーを用いて、コア抜きにより一面せん断試験用の試料を採取した。壁土試料は各箇所につき 10 個程度採取した。試験体 F は、目視によりひび割れ等の無い健全部より、同様の方法で大直土を 10 個程度採取した。

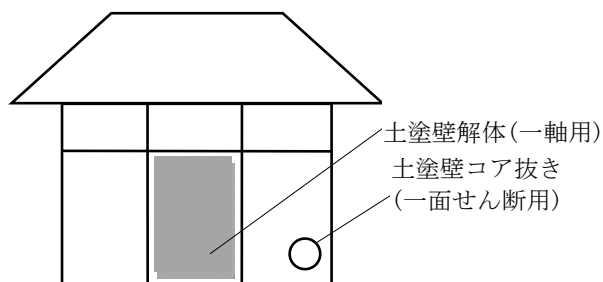


図 6-3 試料採取の概要

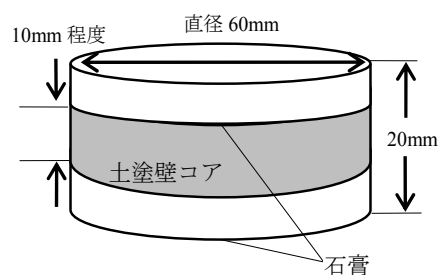


図 6-4 一面せん断用試験体



図 6-5 土塗壁のコア抜き

6.2.4 試験体の概要

原位置採取試料から中塗土と仕上げの層を分離し、図 6-4 に示すように両側から石膏で土塗壁のコアを覆い、使用する一面せん断試験機の寸法に合わせるため、直径 60mm、厚さ 20mm の試験体とした。試料の成形状態が良いものを各建物につき 4 体以上選定し、計 53 体の試験体を作製した。また、壁土試料を採取した同一仕様の土塗壁の一部を解体し、中塗土と仕上げの層を分離した大直土を一軸圧縮試験用の試料として採取した。採取した壁土試料に水を加えて練り直し、一面せん断試験用の試験体と密度が等しくなるように調整し、既往の文献³⁾と同様に直径 125mm、高さ 250mm の円筒形型枠に入れて成型し、2 週間程度の気中養生を行った。脱型後に再び気中養生を行い、気中養生中に計測する質量が変化しなくなった時点で終了した。一軸圧縮試験用の試験体数は各箇所につき 5 体、計 55 体とした。本研究で実施した一面せん断試験用及び一軸圧縮試験用の試験体は、含水比を計測した。ここで含水比とは試験体の絶乾質量に対する試験直後の気乾状態の試験体に含まれる水の質量の比である。その結果、各試験体の含水比は 1~2% と同程度であり⁴⁾、既往の文献⁵⁾に示す現場で採取した壁土の含水比とも概ね一致する。

6.2.5 試験体の密度

壁土の要素試験を実施するにあたって、一面せん断試験と一軸圧縮試験に用いる試験体の密度を比較する。一面せん断試験用の試験体は、図 6-6 に示すように 3 節で述べる試験を実施した後の断面画像を 10mm 角に区切り、各区画の面積を合算して断面積を算出する。さらに、試験体の厚みを 5 点計測し、平均厚さと質量を用いて密度を求める。一軸圧縮試験用の試験体は、養生終了後に直径を 5 点、高さを 5 点それぞれ計測して平均化することで体積を算出し、計測した質量を用いて密度を求める。各建物で採取した壁土の試験体密度の平均値を比較して図 6-7 に示す。図中に平均値を○と、標準偏差±σの範囲を示す。なお、後述する一面せん断試験における垂直応力下では最大 0.02mm 程度の沈下が発生したが、土のぼらつきを考慮すると無視できる範囲のため、図 6-7 は圧密前の値としている。一面せん断試験用の試験体の方が一軸圧縮試験用の試験体に比べて密度が小さくなる傾向を示した。これは削りだした一面せん断試験体は、表面の凹凸が一軸圧縮試験の試験体よりも大きく、凸部での寸法計測となるため本来の厚みよりも大きく計測してしまうことが考えられる。図中の●に示す、新設の試験体 F が他の試験体と同様の傾向を示すことから、両試験に用いた各試験体は同等の材料として扱えると考えられる。

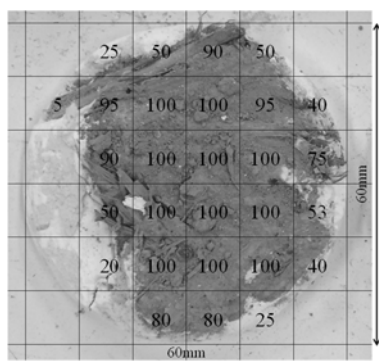


図 6-6 一面せん断用試験体

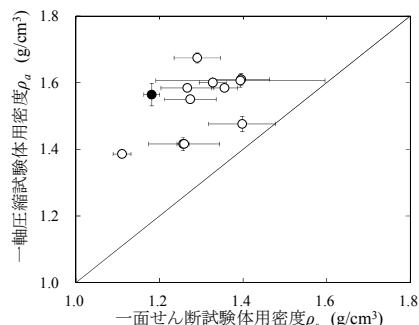


図 6-7 試験体密度の関係

6.3 一面せん断試験と一軸圧縮試験による壁土の強度定数の比較

本節では、一面せん断試験と一軸圧縮試験から得られた壁土の強度特性を比較検討する。

6.3.1 試験方法

6.3.1.1 一面せん断試験方法

試験体の作成方法を除き、使用した試験装置、試験方法は既往の文献⁷⁾に準じて行った。一面せん断試験では、せん断箱内で圧密した土の垂直応力を一定に保った状態で、ある定まった面で土のせん断破壊を生じさせ、土に作用する垂直応力とせん断応力の関係から土の強度定数を推定する。試験装置の側壁の影響により試験体のせん断面が広がっていく進行性破壊が生じる、せん断ひずみの進行に伴ってせん断有効面積が減少するなどの問題点はあるが、本研究では原位置試料を用いた簡便な壁土の要素試験方法の提案を目的としているため、一面せん断試験を採用している。

一面せん断試験装置の概要を図6-8と図6-9に示す。せん断箱は可動箱、固定箱、加圧板で構成される。図6-9に網掛けで示す試験体を一定値となるように手動で調整しながら垂直力 N で加圧し、可動箱を水平方向に移動させることで試験体にせん断力 S を加える。せん断力を加えるための水平変位速度は、硬い粘土の場合に選択する $0.1\text{mm}/\text{min}$ とした⁷⁾。図6-9に点線で示す可動箱と固定箱の界面にせん断面が形成され、図6-10に示すように試験体にせん断破壊が生じる。可動箱の移動量を計測することで試験体の水平変位 δ_h を求める。垂直応力度を試験試料が圧壊しない範囲で変化させて一面せん断試験を行う。既往の壁土の圧縮試験結果^{3),4)}より壁土の圧縮強度は概ね $0.4\text{N}/\text{mm}^2$ を超えており、垂直応力度の範囲は、 $0.4\text{N}/\text{mm}^2$ 以下であれば壁土が圧壊しないと判断した。各建物につき最低4体の試験体を用いた。これは垂直応力度 σ とせん断応力 τ の回帰式から壁土の粘着力 c_s とせん断抵抗角 ϕ_s を推定するにあたって、母数の最小値である3体よりも試験体数を多くするためである。

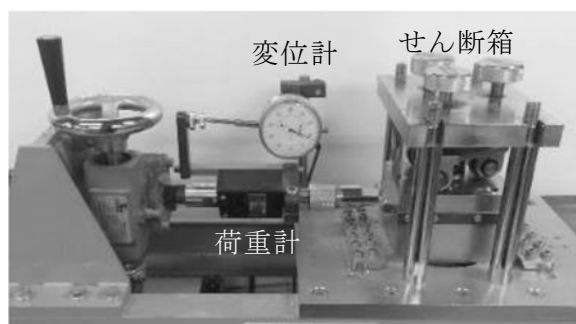


図 6-8 一面せん断試験装置

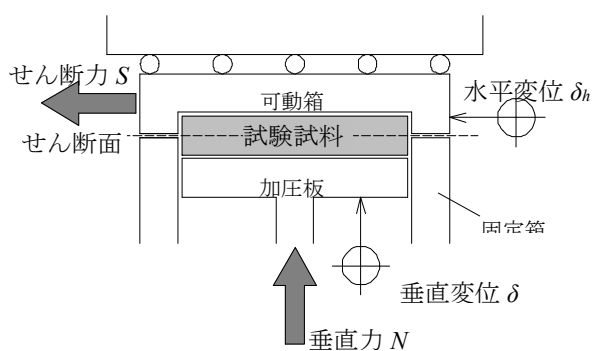


図 6-9 一面せん断試験装置の概要

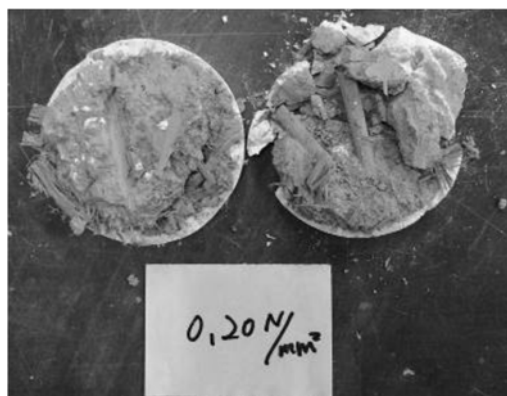


図 6-10 一面せん断試験用試験体の破壊状況

6.3.1.2 一軸圧縮試験方法

一軸圧縮試験では試験条件を一定にするため、試験前に温度 20℃、湿度 60%の恒温恒湿器内で 24 時間の試験体養生を行った。作製した試験体に対し、既往の文献⁸⁾に準じて毎分 1%の圧縮ひずみが生じる割合で加力を行った。図 6-11 に示すように一軸圧縮試験の破壊状況から破壊面の角度 α_f を求め、図 6-12 に示すモールの応力円とクーロン式に基づき、壁土の粘着力 c_a 、せん断抵抗角 ϕ_a 、および弾性係数 E_{50} を求める³⁾。図 6-12 における点 A とモールの応力円とクーロン式の接点 C とを結ぶ直線の角度は、図 6-11 に示す円柱試験体の破壊面の角度 α_f と一致し、せん断抵抗角 ϕ_a はモール・クーロンの破壊基準より式(1)で表される。

$$\phi_a = 2\alpha_f - \frac{\pi}{2} \tag{6-1}$$

一軸圧縮試験では試験体に作用する側圧が 0 のため、点 A は原点 O と一致し、粘着力 c_a は壁土の圧縮強度 σ_u を用いて式(2)で表される。

$$c_a = \frac{\sigma_u(\sec\phi_a - \tan\phi_a)}{2} \tag{6-2}$$



図 6-11 一軸圧縮試験用試験体の破壊状況

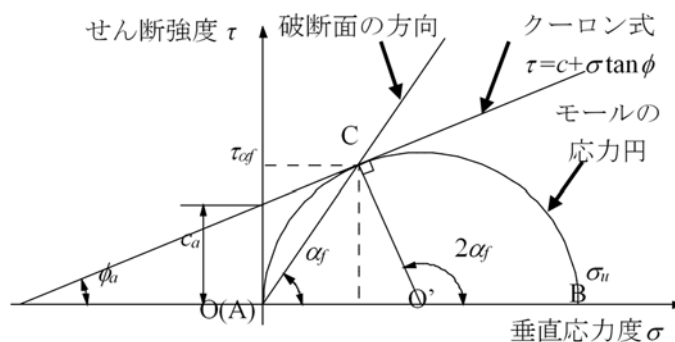


図 6-12 せん断破壊時のモールの応力円とクーロン式の関係

6.3.2 試験結果

6.3.2.1 一面せん断試験結果

一面せん断試験結果の一例として G 邸のせん断応力度 τ 、垂直応力度 σ と水平変位 δ_h の関係を図 6-13 に示す。試験体の最大せん断応力度 τ_{max} は水平変位 1.0mm までの最大値とした。土塗壁を用いた伝統的な木造建物のせん断変形角 1/15rad は、家屋が倒壊しない安全限界変形角となる⁹⁾。試験体の厚みが 10mm 程度のため、水平変位 1.0mm はせん断変形角 1/10rad に相当し、実大土塗壁の安全限界せん断変形角である 1/15rad を大きく超えている。しかし、一面せん断試験ではせん断面が広がる現象が生じること、せん断ひずみの塑性化の影響を考慮すると、水平変位 1.0mm が実大土塗壁のせん断変形角 1/20rad 程度に対応すると考え、妥当な値と判断した。多くの試験体のせん断応力度は水平変位 1.0mm 程度で最大値となる。一面せん断試験では試験体が 3 次元的に拘束されているため、最大値以降は水平変位が大きくなるにつれてせん断応力度は緩やかに減少する傾向を示している。しかし、実際の土塗壁は 3 次元的に拘束されておらず、最大値以降は変形角が大きくなるにつれて荷重は大きく減少し、一面せん断試験と異なる傾向を示す³⁾。本研究は土塗壁の最大耐力を推定するための強度定数を求めることを目的としているため、最大荷重以降の傾向が異なっても影響は小さいと考えられる。図 6-13(b)より垂直応力度は 0.34N/mm² でほぼ一定であり、手動による調整が適切にできていることがわかる。

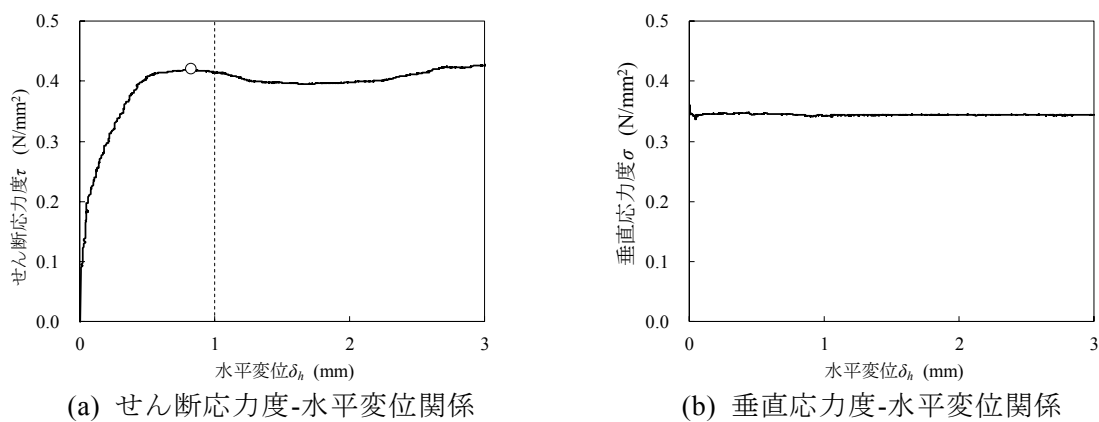


図 6-13 一面せん断試験における応力度-水平変位関係(G 邸)

6.3.2.2 一軸圧縮試験結果

一軸圧縮試験結果の一例として G 邸の圧縮応力度とひずみの関係を図 6-14 に示す。試験体の圧縮強度 σ_c はひずみ 0.03 までの最大値とした。これは既往の文献⁴⁾の推定式より、ひずみ 0.03 は実大土塗壁のせん断変形角 1/20rad 時に概ね対応するためである。図 6-14 よりひずみ 0.007 あたりで最大値となり、その後、壁土が軟化して圧縮応力度は低下する。一軸圧縮試験では一面せん断試験のように試験体の側面が拘束されていないため、最大値以降の応力度の低下割合が図 6-13(a)に示す一面せん断試験に比べて大きくなる。このような一軸圧縮試験における最大値以降の壁土の圧縮応力度とひずみの関係は、実大土塗壁の最大値以降の荷重変形関係と概ね一致する⁴⁾。これは他の一軸圧縮試験体においても同様の傾向を示した。

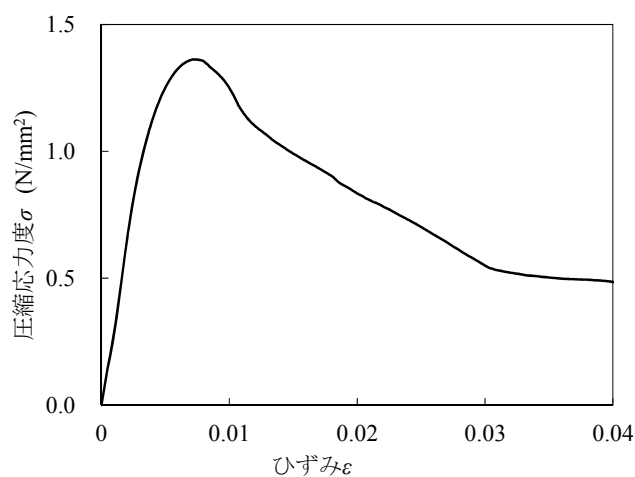


図 6-14 一軸圧縮試験における圧縮
応力度-ひずみ関係 (G 邸)

6.3.3 壁土の強度定数の比較

一面せん断試験から得られた各建物の壁土の垂直応力度 σ とせん断応力度 τ の関係を図6-15に示す。拘束圧である垂直応力度 σ が大きくなるとせん断応力度 τ も大きくなる傾向が確認できる。図6-15より得られる回帰式を用いて壁土の強度定数である粘着力 c_s とせん断抵抗角 ϕ_s を求めた。回帰式は図6-15(a)に示すようにクーロン式となり、y軸の切片が粘着力 c_s 、直線の傾きがせん断抵抗角 ϕ_s となる。図6-15(a)~(k)に各建物での回帰式を示す。土の物性値のばらつきは既往の文献⁴⁾における一軸圧縮試験結果と同程度であり、これらを考慮すると回帰式は概ね妥当と判断した。

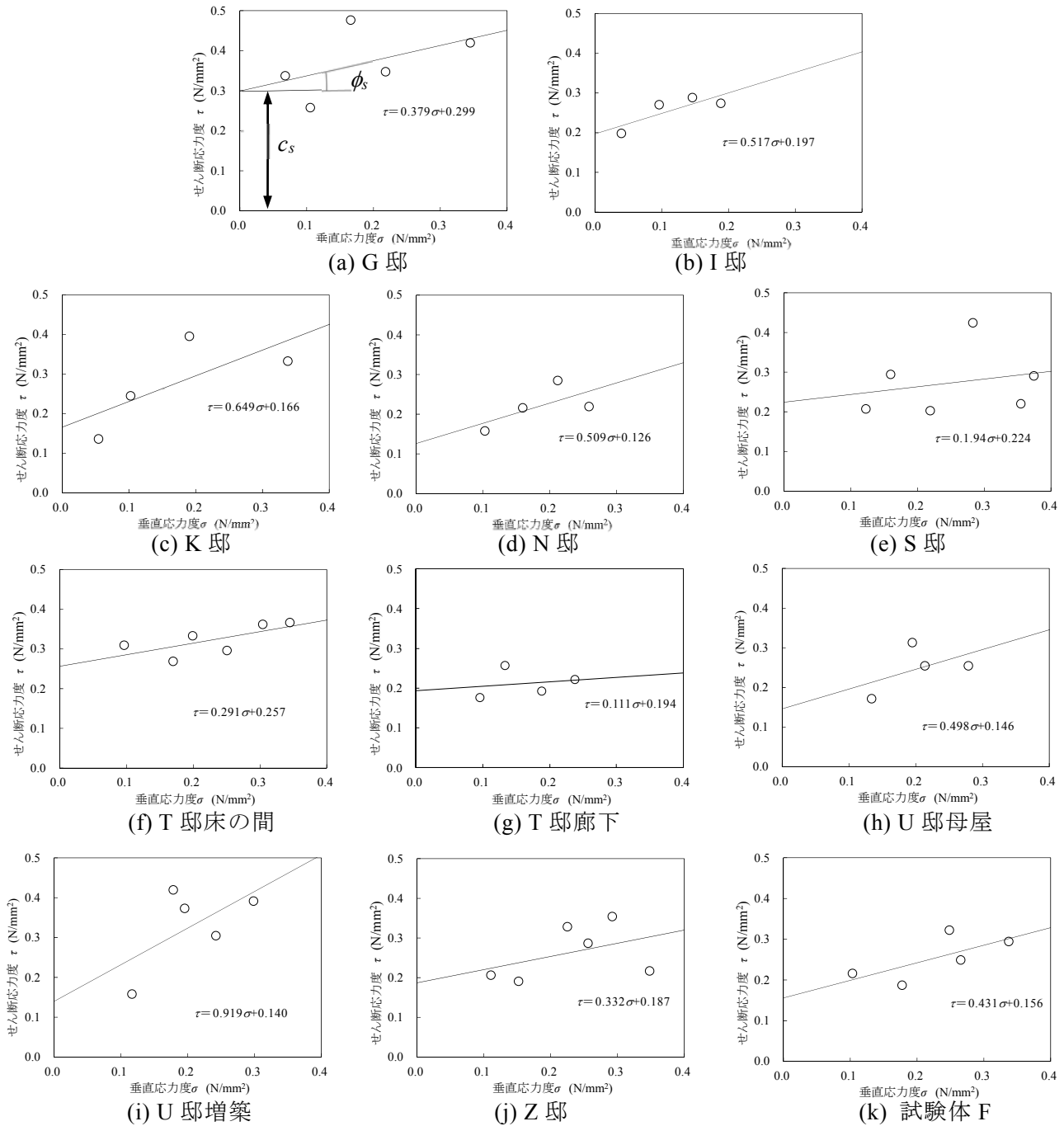


図 6-15 一面せん断試験におけるせん断応力度-垂直応力度関係

一軸圧縮試験と一面せん断試験から得られる壁土の強度定数を比較する。6.3.1.2 で述べた方法を用いて一軸圧縮試験結果から求めた壁土の圧縮強度 σ_u 、粘着力 c_a 、せん断抵抗角 ϕ_a 、及び一面せん断試験結果から求めた壁土の粘着力 c_s 、せん断抵抗角 ϕ_s を比較して表 6-1 と図 6-16 に示す。表 6-1 より本研究に用いた壁土試料の圧縮強度は、第 2 章の全国の主要地域の壁土強度の範囲と同様に 0.5~1.0N/mm² 程度である。図中の一軸圧縮試験結果の平均値を●と、標準偏差 $\pm\sigma$ の範囲を示す。一面せん断試験から求めた粘着力 c_s と一軸圧縮試験から求めた粘着力 c_a が等しく、同様に一面せん断試験から求めたせん断抵抗角 ϕ_s と一軸圧縮試験から求めたせん断抵抗角 ϕ_a が等しい場合、一面せん断試験から壁土の強度定数を評価できると考えられる。図 6-16(a)より一面せん断試験から求めた粘着力 c_s は一軸圧縮試験から求めた粘着力 c_a より小さくなる傾向があり、一面せん断試験では壁土の粘着力を安全側に評価できる。これは一面せん断試験では原位置で試料を採取するため、コア採取時にホールソーで振動を与えたことで試験体にゆるみが生じ、粘着力が低下したことが要因として考えられる。このことは図 6-17 で一面せん断試験体の密度が一軸圧縮試験体の密度より小さいことから推察できる。図 6-16(b)より個々の値のばらつきは大きいですが、一面せん断試験から求めたせん断抵抗角 ϕ_s と一軸圧縮試験から求めたせん断抵抗角 ϕ_a は概ね一致し、一面せん断試験から壁土のせん断抵抗角を評価できる。本実験で壁土の強度特性にばらつきが出る要因として、切藁の含有量や壁土の密度差、壁土の粘土、シルト、砂の混合割合の違いなどの影響が考えられる。

表 6-1 試験結果の比較

| 原位置 調査建物 | 一面せん断1mm | | 一軸圧縮試験(%表示は変動係数) | | | | | |
|-------------|-----------------------------------|---------------------|---|-----------------------------------|---------------------|-----|----|-----|
| | 粘着力 c_s (N/mm ²) | せん断抵抗角 ϕ_s (°) | 圧縮強度 σ_u (N/mm ²) | 粘着力 c_a (N/mm ²) | せん断抵抗角 ϕ_a (°) | | | |
| G邸 | 0.30 | 21 | 1.33 | 8% | 0.44 | 4% | 24 | 15% |
| I邸 | 0.20 | 27 | 1.09 | 4% | 0.40 | 13% | 20 | 84% |
| K邸 | 0.17 | 33 | 0.81 | 18% | 0.19 | 3% | 40 | 16% |
| N邸 | 0.13 | 27 | 0.61 | 16% | 0.22 | 4% | 18 | 49% |
| S邸 | 0.22 | 11 | 0.88 | 8% | 0.30 | 5% | 21 | 37% |
| T邸床の間 | 0.26 | 16 | 0.79 | 14% | 0.28 | 2% | 19 | 26% |
| T邸廊下 | 0.19 | 6 | 0.98 | 14% | 0.36 | 5% | 18 | 46% |
| U邸母屋 | 0.15 | 26 | 0.88 | 17% | 0.31 | 4% | 20 | 29% |
| U邸増築 | 0.15 | 32 | 0.65 | 36% | 0.28 | 3% | 18 | 54% |
| Z邸 | 0.19 | 18 | 0.44 | 9% | 0.17 | 3% | 17 | 67% |
| 試験体F | 0.16 | 23 | 0.92 | 18% | 0.35 | 8% | 16 | 81% |

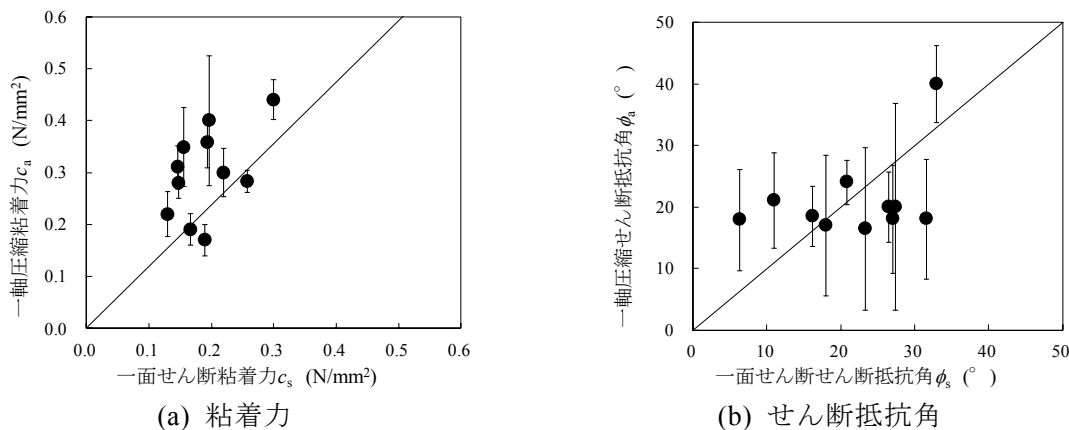


図 6-16 一面せん断試験と一軸圧縮試験の結果比較

一軸試圧縮試験結果から求められる強度定数を真値とした場合の一面せん断試験結果の粘着力及びせん断抵抗角の誤差を図6-17に示す。粘着力及びせん断抵抗角の各誤差を Δc_i 及び $\Delta \phi_i$ としてそれぞれ以下のように定義した。

$$\Delta c_i = \frac{c_s - c_a}{c_a} \quad (6-3)$$

$$\Delta \phi_i = \frac{\phi_s - \phi_a}{\phi_a} \quad (6-4)$$

その結果、誤差の平均値は、粘着力で 0.33 N/mm^2 と安全側の評価となっている。また、せん断抵抗角は -0.08° となり、両者の値は同程度となっている。ばらつきを示す標準偏差は粘着力で 0.22 N/mm^2 、せん断抵抗角で 0.43° となっている。これらのばらつきは、土塗壁のような自然材料の不確実性を考慮すると許容できる範囲と考えられる。

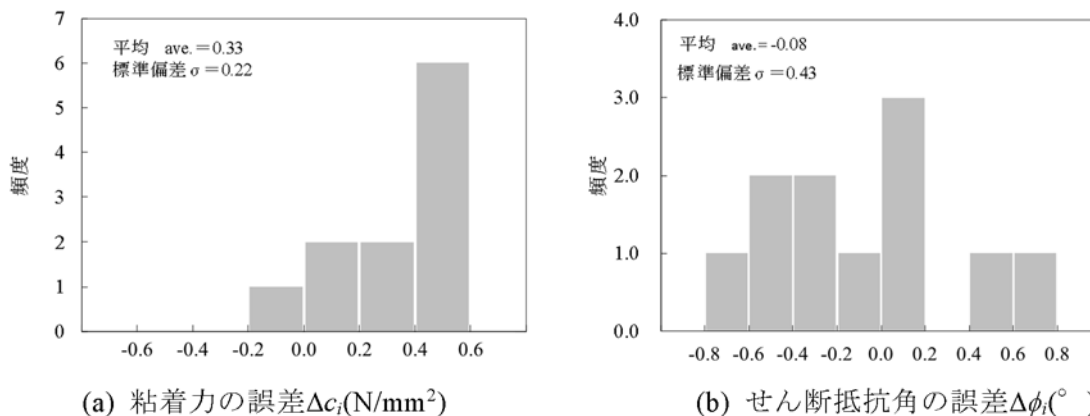


図6-17 一面せん断試験と一軸圧縮試験の誤差

6.4 結論

本研究では、既存建物の土塗壁の耐力評価手法の構築を目的として、原位置で採取した試料から壁土の強度定数を評価する方法を提案した。既存建物から壁土試料を採取して一面せん断試験を行った。また、同じ土塗壁から採取した試料を用いて一軸圧縮試験を行い、両者の試験結果を比較した。その結果、一軸圧縮試験結果から求められる強度定数を真値とした場合、誤差の平均値は、粘着力で 0.33 N/mm^2 と安全側であり、せん断抵抗角は -0.08° と、同程度であった。

このように、原位置試料による一面せん断試験を用いて、既存建物の壁土の強度定数を概ね評価できる。

参考文献

- 1) 国土交通省住宅局建築指導課：別冊事例集 事例 7-1 旧吹屋小学校，歴史的建築物の活用に向けた条例整備ガイドライン，2018.3，
入手先<<http://www.mlit.go.jp/common/001244026.pdf>>，(参照 2018-08-02)
- 2) 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.
- 3) 宇都宮直樹，山中稔，松島学：藁すさを混合した新しい供試体の提案，日本建築学会構造系論文集，第 664 号，pp.1119-1124，2011.6.
- 4) 宇都宮直樹，宮本慎宏，山中稔，松島学：土質力学に基づく土塗壁の耐力変形推定式の提案－壁土のせん断破壊が卓越する場合－，日本建築学会構造系論文集，第 684 号，pp.363-368，2013.2.
- 5) 浦憲親：土壁・土塀から採取した土の基礎的性質 その 1，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp.785-786，2015.9.
- 6) 濱田亜由美，宮本慎宏，越智隆行，宇都宮直樹，松島学，大西泰弘：壁土の配合が土塗り壁の耐震性能に及ぼす影響，日本建築学会四国支部研究報告集，第 18 号，pp.17-18，2018.5.
- 7) 土の圧密定圧一面せん断試験方法，JGS 0561，2000.
- 8) 土の一軸圧縮試験法，JIS A 1216，2009.
- 9) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル 限界耐力計算に耐震設計・耐震補強設計法，学芸出版社，2004.3.

第7章 結論

本論文では、宇都宮らの先行研究に着目し、様々な壁土のせん断スパン比に対応した、耐力推定方法の検討を行った。さらに新設の土塗壁だけでなく既存建物へも無理なく適応できる土塗壁の耐力推定手法の構築を目的とし検討を行った。各章で得られた知見を以下に示す。

2章では、全国各地で土塗壁に用いる壁土の強度特性に影響を及ぼす要因を把握するため、8地域の土を取り寄せて調合を行い、要素試験から壁土の強度特性を把握した。さらに、壁土の調合が強度特性に及ぼす影響を把握するため、原土に砂やベントナイトを調合した壁土の要素試験を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) 土の粒径加積曲線は地域によって大きく異なるが、施工性を考慮して職人が経験的に砂を調合することで概ね一致した。しかし、砂調合後の土の粒度分布が同様でも、壁土の強度特性は異なることを示した。
- 2) 細粒分の多い土に砂を調合することで、弾性係数、せん断抵抗角は大きくなったが、圧縮強度は原土によって傾向が異なり、粒子形状が影響している可能性がある。
- 3) 細粒分の多い土にベントナイトを調合することで、弾性係数、圧縮強度、粘着力が大きくなったが、細粒分の少ない土では効果が見られなかった。また、ベントナイトの調合割合が10%以上になると、弾性係数、圧縮強度、粘着力は逆に低下した。
- 4) 香川県産の粘土を用いた場合の基準配合を決定した結果、各層の粘土と砂の割合はそれぞれ、荒壁 7:3、裏返し・貫伏せ 6:4、大直し・中塗りは 4:6 であった。
- 5) 香川県産の粘土を用いた基準配合に基づく各層の壁土の一軸圧縮試験の結果、藁サと砂の増加に伴って靱性が向上し、中塗りを除き粘土分が多いほど圧縮強度は大きくなった。粘着力 c は粘土分の増加に伴い大きくなり、藁さ混入量増加によりせん断抵抗角 ϕ の値は小さくなった。

以上より、細粒分含有率の大きい土には砂を調合することで、壁土の強度特性であるせん断抵抗角を大きくすることが可能であった。粗粒分含有率の大きい土にはベントナイト、香川県の壁土においては粘土分を調合することで、壁土の強度特性の粘着力を大きくすることが可能であった。これらより各地域の土質特性に合わせて壁土の調合を変化させることで強度特性を変化させることが可能であった。

3章では、壁長さ 910mm で生じる曲げ破壊から壁長さ 1820mm で生じるせん断破壊に破壊モードが変化する壁長さを実大実験と耐力変形角関係推定式から検証した。その結果 1.75P 以上の壁長さではせん断破壊が卓越する。実験値は各破壊モードを概ね再現できている。実験値と推定結果より破壊モードの変化点は、1.5P 近傍であることが確認できた。

4章では、中塗りの仕様、繊維材の種類、土の採取地域及び壁土の塗厚の異なるせん断スパン比が 3.0 程度の 4 体の実大土塗壁の静的水平載荷実験を行い、荷重変形角関係や破壊性状を把握した。壁土の要素試験から得られた強度定数を用いて、せん断破壊が卓越しない土塗壁の耐力変形推定式を提案した。実験値と推定値の比較から提案した推定式の妥当性を検討した。得られた成果を以下にまとめて示す。

- 1) せん断スパン比が 3.0 程度の土塗壁は、最大耐力時に隅角部で壁土の圧壊が生じており、壁土のせん断破壊が卓越しないことが確認された。
- 2) 壁土の要素試験から得られた強度定数を用いて、最大耐力後の耐力低下域に至るまでのせん断スパン比が 3.0 程度の土塗壁の耐力変形推定式を構築した。

- 3) 提案した推定式の妥当性を検討するため、中塗り仕様、繊維材の種類、土の採取地域及び壁土の塗厚の異なるせん断スパン比が 3.0 程度の土塗壁 4 体の実験値との比較を行った。その結果、最大耐力までは実験値と推定値は概ね近い値を示し、最大耐力の推定値 P_{cu} に対する実験値 P_{eu} の比の平均値は 0.81 と推定精度は高く、ばらつきを表す変動係数も 0.12 と小さかった。

本推定式が中塗りの仕様、繊維材の種類、土の採取地域及び壁土の塗厚に関わらず概ね有効であることを示した。

5 章では、土塗壁の垂壁や腰壁を含む実大試験体に対し、仕口金物による柱と鴨居や窓台の接合部補強の有無をパラメータとした静的水平載荷実験を行い、荷重変形角関係や破壊性状を把握した。次に、壁土の要素試験から得られた強度定数を用いて、開口部を有する土塗壁架構の耐力変形推定手法を提案し、実験値と推定値の比較から提案した推定手法の妥当性を検討した。得られた成果を以下にまとめて示す。

- 1) 垂壁試験体、垂壁腰壁試験体ともに、接合部補強の有無により最大耐力に大きな差は見られなかったが、最大耐力となる変形角は補強無し試験体の方が大きかった。垂壁や腰壁の破壊性状として、壁土の隅角部が圧壊するパターン、柱と鴨居や窓台の接合部が引き抜けた後に壁土の隅角部が圧壊するパターンの 2 種類が確認された。
- 2) 壁土の要素試験から得られた強度定数を用いて、開口部を有する土塗壁架構の耐力変形推定手法を構築した。
- 3) 実験値と推定値の比較から提案した推定手法の妥当性を検討した結果、最大耐力の推定値 P_{cu} に対する実験値 P_{eu} の比の平均値は 1.08 と推定精度は高く、ばらつきを表す変動係数も 0.08 と小さかった。力学モデルの簡略化の影響で推定誤差が生じているが、土塗壁架構全体の荷重変形関係だけでなく、柱の変形の推定にも概ね有効であることを示した。

6 章では、既存建物の土塗壁の耐力評価手法の構築を目的として、原位置で採取した試料から壁土の強度定数を評価する方法を提案した。既存建物から壁土試料を採取して一面せん断試験を行った。また、同じ土塗壁から採取した試料を用いて一軸圧縮試験を行い、両者の試験結果を比較した。その結果、一軸試験結果から求められる強度定数を真値とした場合、誤差の平均値は、粘着力で 0.33 と安全側であり、せん断抵抗角は -0.08 と、同程度であった。このように、原位置試料による一面せん断試験を用いて、既存建物の壁土の強度定数を概ね評価できる。

本論文で提案した手法を用いることで、新設、既設を問わず、壁の形状に合わせ、壁土の強度定数から土塗壁耐力推定を行うことができることが明らかとなった。

本論文に関する発表論文

審査付論文

| | |
|---|--|
| 題 目 著 者 名 学 術 雑 誌 名 (巻、号、ページ) 発 行 年 月 | 壁土の調合が強度特性に及ぼす影響 越智隆行、宮本慎宏、宇都宮直樹、小林正幸、山中稔、松島学 日本建築学会技術報告集 (第21巻、第48号、pp. 461-465) 平成27年6月 |
| 題 目 著 者 名 学 術 雑 誌 名 (巻、号、ページ) 発 行 年 月 | 土質力学に基づく土塗壁の耐力変形推定式の提案 -壁土のせん断破壊が卓越しない場合- 宮本慎宏、越智隆行、宇都宮直樹、松島学 構造工学論文集 (Vol. 62B、pp. 275-281) 平成28年3月 |
| 題 目 著 者 名 学 術 雑 誌 名 (巻、号、ページ) 発 行 年 月 | 土質力学に基づく土塗壁の耐力変形推定式の提案 -開口部を有する土塗壁の場合- 宮本慎宏、宮田涼平、越智隆行、宇都宮直樹、松島学 日本建築学会構造系論文集 (第83巻、第751号、pp. 1273-1283) 平成30年9月 |
| 題 目 著 者 名 学 術 雑 誌 名 (巻、号、ページ) 発 行 年 月 | 壁土の配合が強度特性と施工性に及ぼす影響 濱田亜由美、宮本慎宏、越智隆行、宇都宮直樹、松島学、 大西泰弘 日本建築学会技術報告集 (第24巻、第58号、pp. 929-934) 平成30年10月 |
| 題 目 著 者 名 学 術 雑 誌 名 (巻、号、ページ) 発 行 年 月 | 原位置採取試料による壁土の強度特性評価手法の提案 越智隆行、宮本慎宏、宇都宮直樹、松島学 日本建築学会技術報告集 (第25巻、第59号、pp. 101-106) 平成31年2月 |

謝辞

筆者は2012年から2018年にかけて、博士後期課程に在籍した3年間およびその後の3年間、独立行政法人 高齢・障害・求職者雇用支援機構に在職中、研究に従事しました。本研究を遂行するにあたり、多くの方々のご指導・ご支援をいただきました。

香川大学教授 松島学 先生には、研究テーマから論文執筆まで終始ご丁寧にご指導・ご助言を賜りました。先生の耐えざる励ましのお陰により、学位論文として取りまとめることができましたものと思います。心より感謝申し上げます。易きにつきがちな私に対して、あきらめないことを先生ご自身の姿勢より示していただき、なかなか論文執筆が進まない筆者を叱咤激励していただいたことを非常に感謝しております。

香川大学教授 吉田秀典 先生には、論文の審査をしていただきました。適切かつ有益なご助言をいただき、本論文の完成度を高めることができました。香川大学教授 山中稔 先生には論文の審査をしていただくとともに、論文の細部にわたり、適切にご指導ご助言を頂き、論文の完成度を高めることができました。香川大学准教授 宮本慎宏 先生には審査をしていただくとともに、研究の遂行から論文の執筆にあたり、適切にご指導をいただきました。先生方に深く感謝申し上げます。

近畿職業能力開発大学校 教授 宇都宮直樹 先生には、先生が四国職業能力開発大学校にご在籍のときに、松島学 先生をご紹介いただき、学位取得の橋渡しをしていただきました。さらに本研究を遂行するにあたり、実験機器の取り扱いから論文作成に関することをご指導いただきました。ここに厚く感謝申し上げます。

香川大学での学位取得に際して、四国職業能力開発大学校の方々には、本論文を取りまとめる機会を与えていただきました。本論文を取りまとめる間、業務面で多くのご配慮とご支援をいただきました。ここにお礼申し上げます。

筆者が土塗り壁を研究テーマとして取り組む機会を頂きました、有限会社田園都市設計 大西康弘氏には、左官工事の現場や実務から得られる貴重な意見、ご助言を賜りました。厚く感謝申し上げます。

研究のための試験体の作成および測定においては、四国職業能力開発大学校専門課程 住居環境科の学生の皆様及び、香川大学 松島研究室、宮本研究室の皆様にご協力いただきました。心より感謝いたします。

大学院時代の恩師である、職業能力開発大学校教授 三田紀行 先生には、院生時代、さらには就職後、公私共にお付き合いいただき、本研究を遂行し、学位論文を執筆するにいたる素地を育てていただきました。深く御礼申し上げます。

本研究の遂行にあたり、関係者各位に改めて感謝の意を表すと共に、研究成果を引用させていただきました、参考文献の著者の皆様に深く敬意を表します。

最後に、研究に従事する間、家庭を支えてくれた妻の菜穂、幼いなりに理解を示し応援してくれた娘の琴菜、息子の惺隆に深く感謝します。