

土塗り壁の耐力を用いた土塗り小壁の骨格曲線評価

Evaluation for Skeleton Curve of Strip-Shaped Horizontal Mud-Walls by Full-height Mud-Walls

山田耕司¹・中治弘行²・長瀬 正³・鈴木祥之⁴

Koji Yamada, Hiroyuki Nakaji, Tadashi Nagase and Yoshiyuki Suzuki

¹豊田高専教授 建築学科 (〒471-8525 愛知県豊田市栄生町2-1)

Professor, National Institute of Technology, Toyota College, Dept. of Architecture

²公立鳥取環境大学教授 環境学部 (〒689-1111 鳥取市若葉台北1-1-1)

Professor, Tottori University of Environmental Studies, Faculty of Environmental Studies

³日本建築総合試験所 (〒565-0873 大阪府吹田市藤白台5-8-1)

General Building Research Corporation of Japan

⁴立命館大学教授 衣笠総合研究機構 (〒603-8341 京都市北区小松原北町58)

Professor, Ritsumeikan University, Kinugasa Research Organization

In this paper, the skeleton curve of strip-shaped mud-walls in a wooden frame is proposed from full-height mud-walls. This method is composed of 2 fracture mechanisms: the compression failure and the shear failure of a hanging wall derived from full-height mud plaster wall test in consideration of battens. This method is checked by both the comparison with the full scale tests and numerical analysis. Results are as follows: 1) the proposed method gives the approximate horizontal resisting force of wooden frame with a strip-shaped mud-wall. 2) Numerical analysis shows the proper assumption where the mud-plaster is crushed by the battens.

Keywords: Strip-shaped horizontal wall, Mud-wall, Failure mechanism, Evaluation method,
Restoring force characteristic

1. 序

伝統構法木造建築物では、土塗り全面壁以外にも土塗り小壁が多用される。したがって、土塗り小壁の復元力特性を適正に評価することは重要である。土塗り小壁の復元力特性に関する研究は、実大実験によるものが多い。これは材料および構法がモデル化を行うには複雑であり、一方、実大実験が容易に実施可能なためである。著者らも実験により伝統構法木造住宅の耐震性能を再検討してきた^{1),2)}。土塗り壁の耐力機構に関しては、実大実験に基づいた研究が多くなされている。例えば、村上ら^{3),4)}は、半間幅（以後、1P：910mm）の土塗り壁の実験を行い、壁土がせん断破壊しない範囲で、土塗り壁の耐力は隅角部圧縮力が30-50%、貫のこじりが50-10%を占め、これらが主要な要因であることを示している。加えて、土塗り壁の耐力特性は、隅角部圧縮力と貫のこじりの物性が分かれば、予測可能であるとしている。壁土のせん断破壊が先行しやすい1間幅（以後、2P：1820mm）の土塗り壁に関する代表的な研究としては、村上ら⁵⁾、中尾ら⁶⁾の実験的研究がある。村上らは要素試験結果に基づき、初期剛性、最大耐力の推測式を提案している。中尾らも材料実験結果に基づくせん断抵抗力の推定を行っている。土塗り壁の破壊モードは、壁面中央に斜めひび割れを生じるせん断破壊と壁上下または左右の端部で壁土の圧壊を生じる曲げ破壊に大別することができる。前者のせん断破壊ではせん断応力度が、後者の曲げ破壊では曲げ応力度が壁構面の復元力において支配的と

なり、これらの破壊モードは壁のアスペクト比(壁長ささと壁高さの長さの比)に依存することが検証されている⁷⁾。例えば、全面壁の場合には、壁長さが1Pの場合と2Pの場合で顕著な違いのあることがよく知られている。

土塗り小壁(以下、小壁)は、1P土塗り壁、2P土塗り壁に次ぐ伝統木造の重要な耐震要素であるが、その耐力性状は、壁土の特性、柱径、樹種、仕口形状により影響を受けると考えられる。そこで、著者の一部を含むグループでは、実験によりその特性把握を試みた⁸⁾。実験結果より柱径の影響などの定性的な結果が得られたが、全容解明には至らなかった。その後、「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会」(以下、検討委員会と記す)で提案された詳細設計法(案)⁹⁾では、土塗り小壁付木造軸組の復元力特性について、「単位壁高さ・単位壁厚あたりのせん断応力度」から算定する案が提案されている。しかし、対象とした実大実験(図1のMWD-4, MWD-5)では小壁高さの範囲が限られており、小壁高さの適用範囲が狭く、土塗り小壁付木造軸組の設計用復元力として汎用性がない。そこで、小壁高さの異なる土塗り小壁付木造軸組の実大実験を実施した¹⁰⁾。

既報^{17),18)}では同一変形角での3回ループの平均耐力に基づく骨格曲線を対象に土塗り小壁付き架構の骨格曲線の評価方法の改善を目的として、全面壁と小壁高さの異なる土塗り小壁付木造軸組の実大実験結果に基づいて、全面壁の実験結果から土塗り小壁部分の骨格曲線算定方法を提案し、垂れ壁あるいは腰壁のみの場合について、提案算定法と実験結果を比較し、その妥当性を示した。本報では、骨格曲線の予測精度の向上および数値解析による実験結果の検証を容易にするために、処女載荷時の耐力に基づく骨格曲線を対象として、既報^{17),18)}のデータを再検討する。

2. 実験の概要

全面壁および土塗り小壁(垂れ壁・腰壁)付木造軸組試験体を図1に示す。本研究では、軸組を含まない土塗り小壁のみの高さ(以下、小壁高さと呼ぶ)をパラメータとして検討する。MWD-1(3体)、MWD-2(3体)、MWD-4(3体、小壁高さ475mm)、MWD-5(3体、小壁高さ695mm)の実験は、2010年度に検討委員会での検証実験の一部として福山大学で行われた。MWD-T300(1体、小壁高さ300mm)、MWD-T900(1体、小壁高さ900mm)、MWD-T1500(1体、小壁高さ1500mm)、の実験は、MWD-4、5の実験結果^{9),11)}をふまえ、検討委員会でまとめられた詳細設計法(案)⁹⁾で仮定されている「小壁高さ」の影響を明らかにする目的で、2013年度に鳥取環境大学(現在は公立鳥取環境大学)で行われた。共通の仕様は、柱：120×120角(スギ)、桁：120×210角(スギ)、土台：120×120角(ヒノキ)、貫：18×105角(スギ)、鴨居：105×45角(スギ)、小舞竹の間隔は内法45mm程度、壁厚さ60mm(荒壁厚さ36mm、中塗り厚さ12mm×2)、試験体の高さは、桁から土台までの材軸心間距離で2730mm、とした。

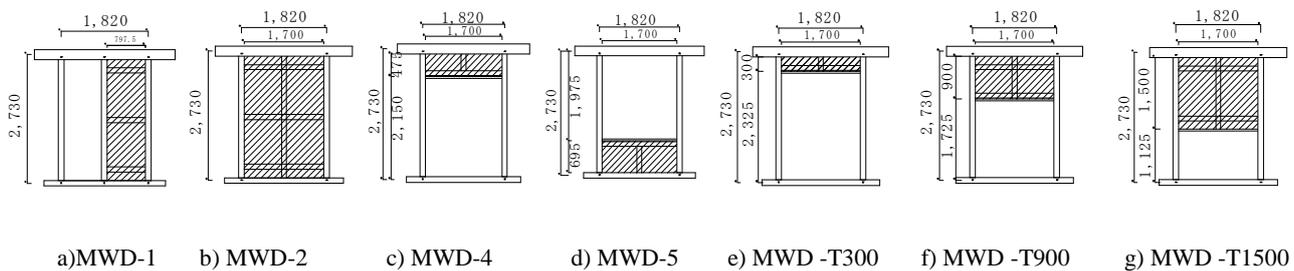


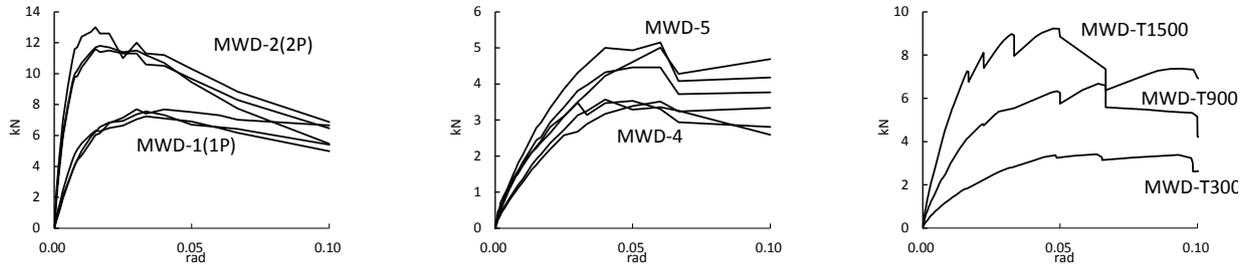
図1 試験体(斜線部は土塗り壁を示す)

試験方法は、電動アクチュエーター(THK社製AE80、容量100kN、ストローク800mm)を用いた繰り返し面内せん断力加力実験とした。繰り返しの目標変形は、桁部の水平変位を試験体の高さ2730mmで除した見かけの変形角が、1/480rad、1/240rad、1/120rad、1/90rad、1/60rad、1/45rad、1/30rad、1/20rad、1/15rad、1/10rad、1/7rad、となるように設定し、それぞれを3回繰り返すように変形制御で加力した¹²⁾。鋼製おもりで9.62kN×2の鉛直荷重を作用させる載荷式とした。桁部の水平変位、土台の水平変位、土台の浮き上がり、柱頭・柱脚の抜けと回転、柱頭・柱脚の軸方向ひずみを計測した。

実験で得られた各試験体の復元力の包絡線を図2に示す。横軸は、桁部の水平変位から土台の水平変位を

差し引き試験体高さ2730mmで除した見かけの変形角、縦軸は、計測荷重から鋼製おもりによるPΔ効果の影響を差し引いた復元力である。MWD-1,2,4, 5では、3体の実験結果を重ねて表示している。

全面壁の実験結果¹⁴⁾では2P壁がせん断破壊、1P壁が土塗り壁隅角部の圧潰を示している。MWD-4、MWD-5、MWD-T300、MWD-T900の4種の試験体では、隅角部での壁土の圧壊が顕著で、小壁面内でのせん断ひび割れはほとんど見られなかったが、MWD-T1500では、大変形時にせん断ひび割れが目立っていた。



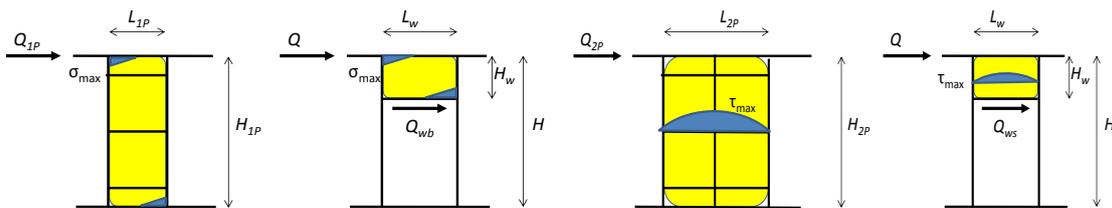
a) MWD-1(1P), MWD-2(2P) b) MWD-4, MWD-5 c) MWD-T300, MWD-T900, MWD-T1500

図2 繰り返し載荷実験の正側包絡曲線（柱2本分の耐力を含み、P-Δ効果を除く）

3. 評価方法

(1) 小壁部の壁土圧潰時耐力と壁土せん断破壊時耐力の算定法

本項では、既報^{17),18)}を参考に土塗り小壁部の破壊耐力を算定する。土塗り小壁の破壊形式は、壁土の圧潰とせん断破壊に分類でき、壁のアスペクト比に関係する。しかし、本報では、アスペクト比により破壊形式を選択せず、破壊形式ごとの耐力を算定して、その小なる方をとることにより破壊形式を選定することを提案している。小壁部分の壁土圧潰時耐力と壁土せん断破壊時耐力の算定には、基準となる1P、2Pの土塗り壁の試験結果⁹⁾を用いる。今、図3のように算定対象の小壁の土塗り部実寸を高さ H_W 、長さ L_W 、厚 t_W 、耐力 Q_W とし、比較対象の土塗り壁の土塗り部実寸を高さ H_{1P}, H_{2P} 、長さ L_{1P}, L_{2P} 、厚 t_{1P}, t_{2P} 、耐力 Q_{1P}, Q_{2P} とおく。壁土の最大圧縮強度(σ_{max})および最大せん断強度(τ_{max})は、土塗り壁と土塗り小壁で同一である。そこで、壁土圧潰時耐力 Q_{Wb} に壁高さを乗じたモーメント($H_W Q_{Wb}$)は断面係数 ($t_W L_W^2/6$) に比例、壁土せん断破壊時耐力 Q_{Ws} は断面積($t_W L_W$)に比例すると考え、次式を設定する。



a) 壁土圧潰時の土塗り壁内の圧縮応力分布仮定 b) 壁土せん断破壊時の土塗り壁内のせん断応力分布仮定

図3 土塗り小壁の破壊形式と内部応力分布の仮定（青：応力分布仮定）

$$Q_{Wb} = Q_{1P} \frac{H_{1P}}{H_W} \left(\frac{L_W}{L_{1P}} \right)^2 \frac{t_W}{t_{1P}} \quad (1)$$

$$Q_{Ws} = Q_{2P} \left(\frac{L_W}{L_{2P}} \right) \frac{t_W}{t_{2P}} \quad (2)$$

今、土塗り小壁内部に作用する応力状態は図4のように分類できる。そこで、図4に示す小壁部に作用するせん断力 Q_W を算定する。土塗り壁では壁のアスペクト比により破壊形式が異なるが、事前に破壊形式を予測できないため、 Q_W 算定時には、小壁部の破壊形式を4ヶ (Q_{Ws1} , Q_{Wb1} , Q_{Ws2} , Q_{Wb2}) 想定し、最小

値を取る。

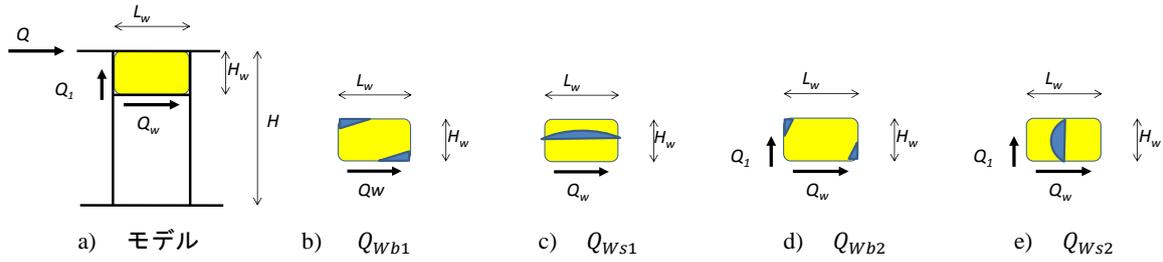


図4 土塗り壁内の応力度分布の仮定

Q_{wb1} は、小壁高さを H_W 、長さを L_W とした際の壁土圧潰時耐力を示す（図4b）。

$$Q_{wb1} = Q_{1P} \frac{H_{1P}}{H_W} \left(\frac{L_W}{L_{1P}} \right)^2 \frac{t_W}{t_{1P}} \quad (3)$$

Q_{ws1} は、小壁高さを H_W 、長さを L_W とした際の壁土せん断破壊時耐力を示す（図4c）。

$$Q_{ws1} = Q_{2P} \left(\frac{L_W}{L_{2P}} \right) \frac{t_W}{t_{2P}} \quad (4)$$

Q_{wb2} は、小壁高さを L_W 、長さを H_W とした際の壁土圧潰時耐力を示す。この時に計算されるせん断力は Q_{1P} であるので、 $Q_{wb2} = (L_W/H_W)Q_{1P}$ で計算する（図4d）。

$$Q_{wb2} = \frac{L_W}{H_W} Q_{1P} \frac{H_{1P}}{L_W} \left(\frac{H_W}{L_{1P}} \right)^2 \frac{t_W}{t_{1P}} = Q_{1P} \frac{H_{1P}}{H_W} \left(\frac{H_W}{L_{1P}} \right)^2 \frac{t_W}{t_{1P}} \quad (5)$$

Q_{ws2} は、小壁高さを L_W 、長さを H_W とした際の壁土せん断破壊時耐力を示す。この時に計算されるせん断力は Q_{2P} であるので、 $Q_{ws2} = (L_W/H_W)Q_{2P}$ で計算する（図4e）。

$$Q_{ws2} = \frac{L_W}{H_W} Q_{2P} \left(\frac{H_W}{L_{2P}} \right) \frac{t_W}{t_{2P}} = Q_{2P} \left(\frac{L_W}{L_{2P}} \right) \frac{t_W}{t_{2P}} \quad (6)$$

式(4)と式(6)は等価である。さらに式(3)~(6)を、図6に示す1P,2P土塗り壁の水平断面積あたりのせん断応力度(τ_{1P}, τ_{2P})および小壁の寸法比(H_W/L_W または L_W/H_W の小さい方)でまとめると式(7)となる。

$$\begin{aligned} Q_W &= \text{Min}\{Q_{ws}, Q_{wb}\} \\ Q_{ws} &= \tau_{2P} t_W L_W \\ Q_{wb} &= \frac{H_{1P}}{L_{1P}} 3.25 \tau_{1P} t_W L_W \text{Min} \left(\frac{H_W}{L_W}, \frac{L_W}{H_W} \right) \end{aligned} \quad (7)$$

ここで、 Q_w は小壁耐力、 Q_{ws} は壁土のせん断破壊で決まる小壁耐力、 Q_{wb} は壁土の圧潰で決まる小壁耐力である。

(2) 土塗り小壁の耐力算定に用いる土塗り壁の評価

本項では、土塗り小壁の耐力算定に用いる土塗り壁の評価を行う。ここで、基準となる1P、2Pの土塗り壁

の諸寸法を表1に、実験から計算される耐力を図5a)中の実線として示す。図中の破線は、土塗り耐力に柱2本分のホゾ耐力を加算した値（1P、2Pの土塗り壁の実験値）である。ただし、土塗り小壁部には貫による壁土の圧潰が無いと仮定しているが、1P全面壁の実験結果には貫による壁土の圧潰が含まれている。そこで図6に示すように、1P全面壁（破壊形式：壁土の圧潰）では、Case A：貫による壁土の圧潰を考慮しない場合、Case B：貫による壁土の圧潰を最上部と最下部を無視する場合、Case C：貫による壁土の圧潰をすべて考慮する場合の3通りを検討した。貫による壁土の圧潰と横架材による壁土の圧潰を評価するための断面係数の合計は、壁厚が60mm、貫厚が15mmであるので、Case A：Case B：Case C = $(60) L_{1P}^2/6$: $(60 + 2 \cdot 15) L_{1P}^2/6$: $(60 + 3 \cdot 15) L_{1P}^2/6 = 60:90:105$ となる。壁土の最大圧縮強度(σ_{max})を考えれば、Case BではCase Aの2/3倍、Case CではCase Aの4/7倍となるので、Case Bでは1P全面壁から得られる骨格曲線を2/3倍に、Case Cでは1P全面壁から得られる骨格曲線を4/7倍に低減して用いる。

表1 1P、2Pの土塗り壁の諸寸法 (mm)

	Height	Length	Thickness
MWD-1(1P)	3600	800	60
MWD-2(2P)	2600	1710	60

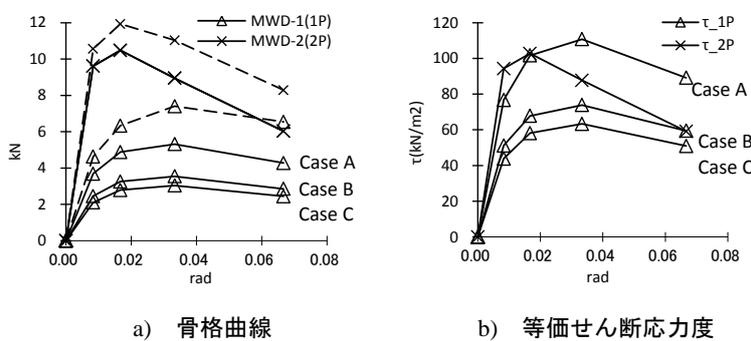


図5 土塗り壁の骨格曲線（破線：柱2本分のホゾ耐力加算後）

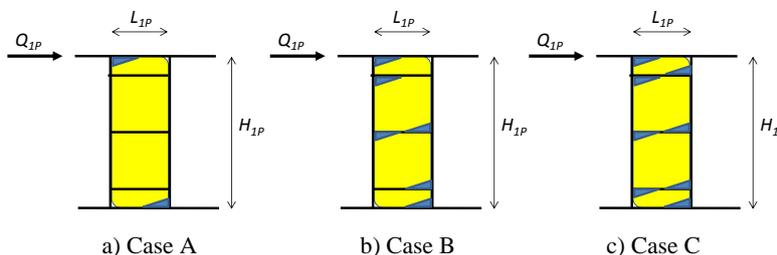


図6 1P土塗り壁の破壊モードの仮定

4. 実験結果による検証

本節では、提案手法を実験結果で検証する。比較は、PΔ効果除去した骨格曲線を用いた。そのため、層間変位 δ の計算は、土塗り小壁のせん断変形角 γ_w から計算される小壁のせん断力 Q_w および壁耐力 Q が柱1本に作用するとし、柱の曲げ変形と小壁のせん断変形から計算した（式(9)）。柱は120mm角で $E=7000\text{N/mm}^2$ としている。なお、架構の耐力は、式(7)に図7のホゾ耐力に起因する柱の復元力2本分を加えている。

$$Q = \frac{H_w}{H} Q_w \quad (8)$$

$$\delta = \frac{(H - H_w)^3}{3EI} \frac{H_w}{H} Q_w + \gamma_w H \quad (9)$$

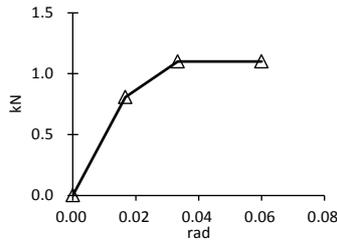


図7 柱頭柱脚に長ホゾがある柱1本の骨格曲線

図8に元となった1P、2Pの土塗り壁の耐力特性（図5）を用いた場合の比較結果を示す。貫による壁土の圧潰の仮定による差(Case A,B,C)は、MWD-5において顕著に見られるが、実験結果のばらつき程度である。全試験体を概観すると、Case Bが最も妥当そうである。この計算でのそれぞれの破壊形式は、MWD-T300で Q_{Wb2} 、MWD4(Hw=475)で Q_{Wb2} 、MWD5(Hw=695)で Q_{Ws1} 、MWD-T900で Q_{Ws1} 、MWD-T1500で Q_{Ws1} である。なお、計算上は、小壁高さ500mmで Q_{Ws1} と Q_{Wb2} がほぼ等しくなる。したがって、本提案法では、小壁高さ500mmまでは Q_{Wb2} 、小壁高さ500mm以上は Q_{Ws1} といった破壊形式といえる。実験結果ではMWD-T900まで隅角部での壁土の圧壊が顕著で、小壁面内でのせん断ひび割れはほとんど見られなかったもので、小壁高さ600~900mmの範囲では破壊形式の推定が間違っている。

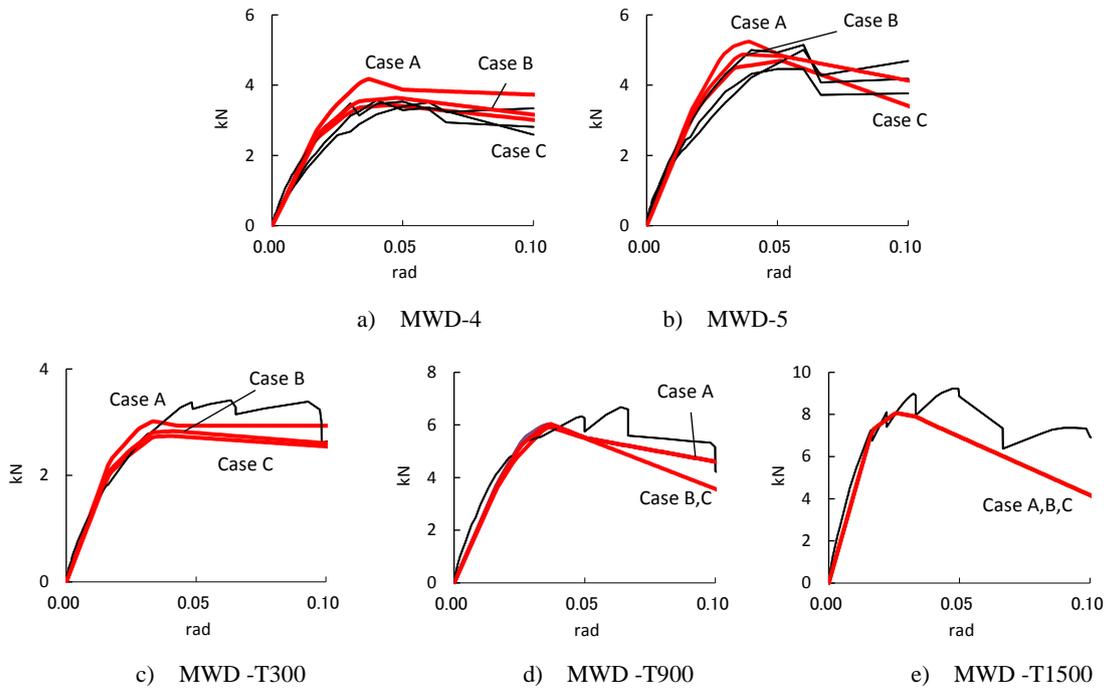


図8 提案法と実験結果の比較

5. 数値解析による検証

本節では、前節の小壁付架構の耐力特性推定式を数値解析により追試する。解析法は文献(15),(16)による。

まず、土塗り小壁付架構の分析に当たり、壁土材料特性の同定を行った。1P全面壁および2P全面壁の骨格曲線に合わせる形で、図9a)中の太線の結果を得た。骨格曲線の調整に使用したパラメータは、壁土強度特性：最大圧縮強度 0.5N/mm^2 ($\epsilon = 0.025$)、引張強度 0.04N/mm^2 、長ホゾ仕口の曲げ剛性：降伏変形角 0.02rad 、降伏モーメント 2.0 kN m 、とした。土塗り小壁付架構に上記壁土特性、仕口特性を与え計算した。図9b)c)に結果を示す。図より、解析パラメータは、ほぼ妥当と判断した。

次に土塗り小壁付架構の推定則を検討するために、長ホゾ仕口の回転剛性を無視した計算を行い、推定式と比較した。まず、長ホゾ仕口の曲げ剛性を無視した1P全面壁および2P全面壁の単調載荷計算を行い、図10

の基準耐力を得た。次に長ホヅ仕口の曲げ剛性を無視した場合の土塗り小壁付架構の単調載荷計算を行い、図10から求めた骨格曲線と比較した。結果を図11に示す。貫による壁土の圧潰の仮定による差(Case A,B,C)は、全てのケースで顕著であり、Case AとCase B,Cの間に差が大きい。全試験体を概観すると、Case Bが最も妥当そうである。

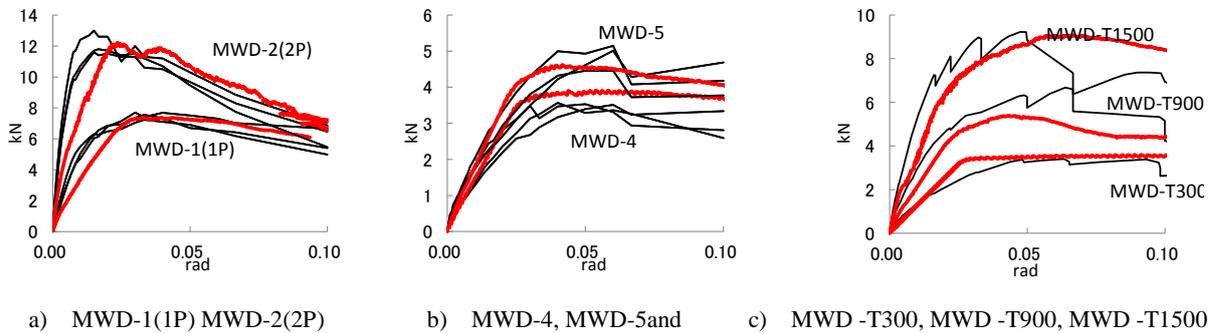


図9 解析で得られる骨格曲線と実験結果の比較

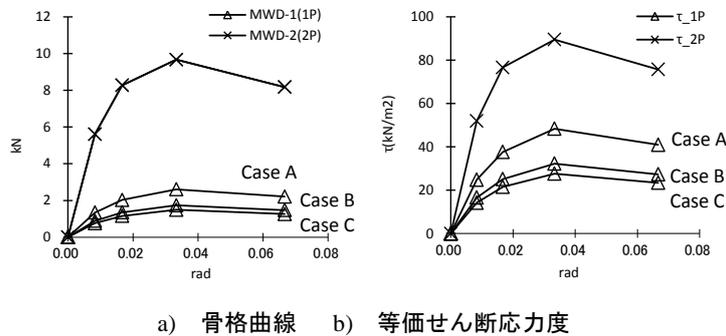


図10 土塗り壁の骨格曲線

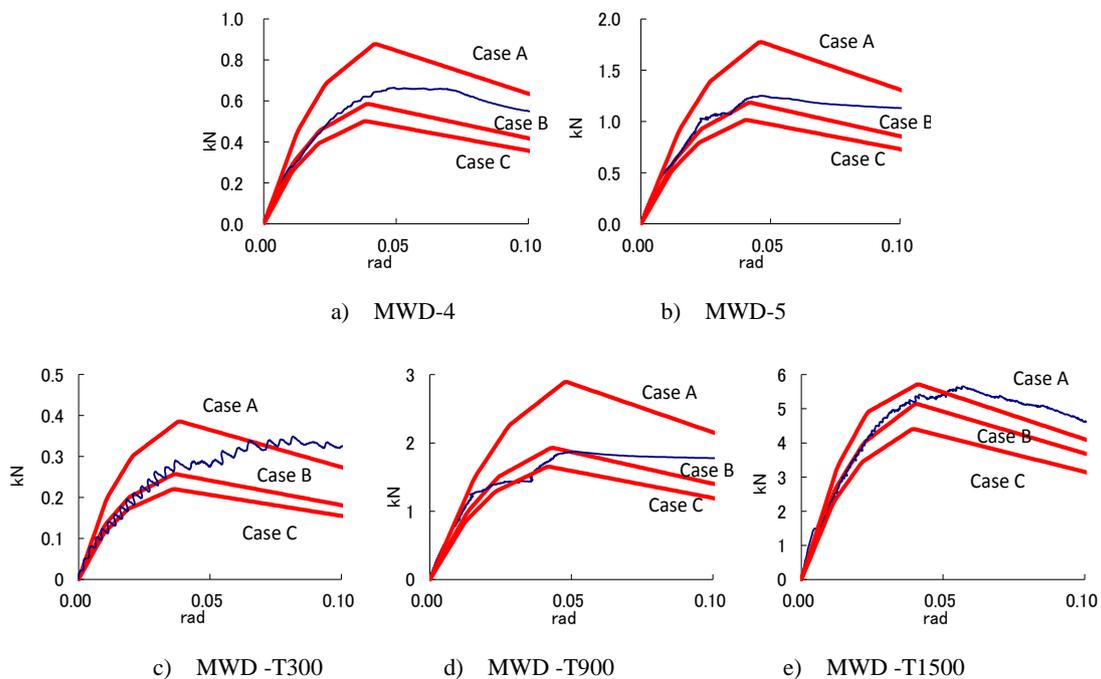


図11 提案法による土塗り小壁付架構の骨格曲線と実験による骨格曲線の比較

6. 結語

本報では、土塗り小壁の付随した架構の設計用復元力特性作成方法の改善を目的とし、実大実験結果に基

づいて土塗り小壁部分の復元力算定方法を提案し、垂れ壁のみの場合について、提案算定法と実験結果を比較しその妥当性を検討した。その結果、提案した算定法がほぼ妥当であること、提案した算定法では破壊形式を誤判する可能性もあること、が判明した。加えて、数値解析により貫による壁土圧潰の考慮の有無を検討し、貫による壁土圧潰を考慮すべき個所を選定した。今後は、適用範囲の拡大・推定精度の向上を実験を通して検証する必要がある。

参考文献

- 1) 鈴木祥之・中治弘行：木造住宅土塗り壁の実大実験による耐震性能の再検討，日本建築学会構造系論文報告集，第515号，pp.115-122.，1999.1
- 2) 山田真澄・鈴木祥之・後藤正美・清水秀丸：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，日本建築学会構造系論文集，第582号，pp.95-102, 2004.8
- 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―，pp.103-，日本建築学会構造系論文集，NO.582，pp.103-108，2004.8
- 4) 村上雅英・景山誠・岡本滋史・鈴木有・稲山正弘：要素試験による土壁の水平力耐荷機構の検証 ―せん断破壊が先行しない土壁の力学挙動(続)―，日本建築学会構造系論文集，NO.594，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，NO.605，pp.119-126，2006.7
- 6) 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，NO.598，pp.109-116，2005.12
- 7) 岡本滋史・村上雅英・稲山正弘：破壊モードの異なる2種類の土壁の包絡線から任意壁長の土壁の包絡線を推定する方法とその検証．日本建築学会構造系論文集第74巻第639号，pp.881-888，2009.5
- 8) 鎌田輝男・清水秀丸・細入夏加・中治弘行・鈴木祥之・後藤正美：土塗り垂れ壁構面の耐震性能評価に関する研究-パラメータが耐震性能に及ぼす影響-，第12回日本地震工学シンポジウム，pp.774-777，2006.11
- 9) 伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会，詳細設計法(案)，「伝統的構法の設計法作成及び性能検証実験検討委員会平成24年度報告，2013.
- 10) 中治弘行・長瀬正・鈴木祥之：土塗り小壁付木造軸組の復元力特性への垂れ壁高さの影響．2017年度日本建築学会大会学術講演梗概集，2017.
- 11) 中治弘行・後藤正美・河原大・鈴木祥之：土塗り壁の復元力特性への壁高さの影響 その1 土台仕様試験体．2013年度日本建築学会大会(北海道)学術講演梗概集，pp.453-454，2013.
- 12) 中治弘行・長瀬正・山田耕司・鈴木祥之：実大実験に基づく土塗り小壁付木造軸組の復元力特性．歴史都市防災論文集Vol.11，2017年7月
- 13) Koji YAMADA, Masato NAKAO, Yutaka YAMAZAKI, Yoshiyuki SUZUKI : HORIZONTAL RESISTANT FORCE ESTIMATION OF MUD PLASTERED WALLS FOR A JAPANESE TRADITIONAL WOODEN STRUCTURE, Proc. 11th World Conference on Timber Engineering(WCTE 2010), pp.1063, 2010.
- 14) Hiroyuki Nakaji, Teruo Kamada, Masami Gotou, Koji Yamada, Yoshiyuki Suzuki : SEISMIC PERFORMANCE OF MUD-WALLS WITH SILL BASED ON FULL-SCALE CYCLIC LOADING TESTS . 12th World Conference on Timber Engineering 2012, 2012.7
- 15) 山田耕司・中治弘行・鈴木祥之：異なる強度を持つ壁土を用いた土壁耐力の推定，日本建築学会構造系論文集Vol.76, No.660, pp.347-352, 2011.2
- 16) 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
- 17) 山田耕司・中治弘行・長瀬正・鈴木祥之：伝統構法木造軸組における土塗り小壁の復元力評価法，歴史都市防災論文集 Vol.11, pp.95-102, 2017.7
- 18) 中治弘行・長瀬正・山田耕司・鈴木祥之：実大実験に基づく土塗り小壁付木造軸組の復元力特性，歴史都市防災論文集 Vol.11, pp.103-110, 2017.7