筋かい補強による高耐力士壁の開発

DEVELOPMENT OF MUD WALL WITH HIGH SHEARING STRENGTH THROUGH REINFORCEMENT BY THE USE OF BRACINGS

岡本滋史 — * 1 村上雅英 — * 2

Shigefumi OKAMOTO — * 1 Masahide MURAKAMI — * 2

キーワード：
伝統構法, 土壁真壁, 筋かい補強, 高耐力

Keywords:
Traditional building construction method, Mud wall with uncovered posts and beams, Reinforcement by use of bracings, High shearing strength

In the traditional Japanese architecture, mud wall is used as a major structural element. However, horizontal shearing strength of mud wall is low, and it is difficult to maintain the length required of the shearing wall in the direction toward the frontage of the building. In this paper, a type of mud wall with high shearing performance characteristics has been developed through reinforcement by embedding bracings in mud wall. Shearing property of the mud wall embedded with bracings was confirmed by experiment. Also, the resistant mechanism against shear force in this wall was clearly defined by the element test.

1. はじめに

京都の町家に代表される伝統建築物では、土壁などの自然素材にこだわった工法が強く望まれているため、主要な構造要素として土壁を用いている。しかし、土壁の耐力が低いため間口方向の耐力壁の確保が建築計画上難しい。一方、2003年度に土壁が防火構造の大臣認定が取得でき、土壁を用いた京町家の新築・大規模改修への可能性が開かれた。そこで、既存の土壁の材料を用いて下地を工夫することにより、安定して高耐力が実現できる工法が開発できれば、町家の耐震改修に弾みがつくことが予測される。鈴木ら¹⁾は、土壁に筋かいの入った試験を行い、耐力が一定して上昇することの検証を行っているが、1/120radあたりで筋かいが座屈したために安定した耐力の上昇が見られていない。そこで、本論文では、土壁に座屈拘束をした筋かい補強を行い、従来より性能の高い土壁を開発することを目的とする。また、筆者らの今までの研究成果²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾に基づき、力学モデルに基づいて土壁の抵抗機構を評価するために開発された部分壁体試験体⁵⁾⁶⁾と圧縮筋かい耐力壁のせん断力-変形角関係の推定方法⁷⁾を用いて、筋かい補強した土壁のせん断力-変形角関係の推定を試みる。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験に用いた土壁は、壁長910mm、柱・土台・桁は120mm角で、軸組仕口は長ほぞ込み栓打ちとした。込み栓の樹種は樫で、寸法は15×15×150mmのものを使用し、柱面からそれぞれ15mm程度飛び出すように打ち込んだ。軸材はすべてスギ製材とした。下地の

小舞は幅18mm～21mm、厚さ3mmの割り竹とし、約50mm間隔で配した。間渡しは幅21mm～24mm、厚さ3mmの割り竹とし、約300mm間隔で配し、軸材に10mm程度差し込んだ。壁厚は荒壁60mm+中塗り表裏15mmずつの計90mm、竹小舞下地からなる壁体に深草産の壁土を塗った。今回使用した伏見産の壁土の強度を調べるために荒壁の壁土ブロック(200×200×60mm)と中塗りの壁土ブロック(200×200×60mm)をそれぞれ3体ずつ製作し、図1に示す圧縮試験を行った。荒壁と中塗りの圧縮応力度(σ)-縮み関係を図2に示す。これらの標準仕様を元に、以下に示すように貫・筋かいの構成が異なる計5仕様の試験体を各仕様1体ずつ製作した。また、壁土を塗らない筋かいと軸のみの試験体を計4仕様で各仕様1体ずつ製作した。試験体図を図3に示す。

図1 壁土圧縮試験

図2 壁土圧縮試験結果

筋かい補強した土壁試験体

○100ハ

貫の代わりに120mm角のスギ製材である柱つなぎ材を2本配置して土壁を縦方向に3分割し、柱つなぎ材と柱との仕口は長ほぞ込み

¹⁾ TE-DOK 一級建築士事務所 工修
(〒501-3722 岐阜県美濃市常盤町2275-1)
²⁾ 近畿大学理工学部建築学科 教授・工博

¹⁾ TE-DOK, M. Eng.

²⁾ Prof., Dept. of Architecture, School of Science & Engineering, Kinki Univ., Dr. Eng.

栓打ちとした。込み栓は軸組仕口と同じ仕様とした。3分割したそれぞれの区画に15×105mmのスギ製材の筋かいを表裏で逆方向に配置し、筋かい端部は軸組に対して胴付き斜め釘打ち(2-N45)で固定した。表と裏の筋かいの交点は、釘打ち貫通(2-N65)して、釘の先端を折り曲げた。また、座屈拘束するために、筋かいと竹小舞を荒縄で編み込んで、筋かいの交点付近では裏表の筋かいと竹小舞とを1mmのステンレスの針金で固定して一体化を図った。

○30 X

30×120mmのスギ製材の貫を4本配置し、貫と柱の仕口部は全て込み栓打ちとした。込み栓は軸組仕口と同じ仕様とした。貫のある表側のそれぞれの区画に15×105mmのスギ製材の筋かいを上段と下段で同じ方向にし、中段が逆方向になるように筋かい端部を貫に突きつけて設けた。そして、各区画で逆方向となる筋かいは貫のある表側に取り付け、端部は貫に突きつけ、中央部は切断して先に配置した筋かいに突きつけて、図4のように面一で交差するように設けた。筋かい端部は、軸組に対して胴付き斜め釘打ち(2-N45)で固定した。また、座屈拘束するために、筋かいと竹小舞を荒縄で編み込んで、筋かいの交点付近では竹小舞と1mmのステンレスの針金で固定して一体化を図った。見た目には筋かいは見えず、普通の土壁と同じである。

○15 X

貫の断面を15×120mmとした以外は30 Xと同じ仕様で製作した。

○30 ハ

30×120mmのスギ製材の貫を4本配置し、貫と柱の仕口部は全て込み栓打ちとした。込み栓は軸組仕口と同じ仕様とした。貫のある表側のそれぞれの区画に15×105mmのスギ製材の筋かいを上段と下段で同じ方向にし、中段が逆方向になるように筋かい端部を貫に突き

つけて設けた。そして、各区画で逆方向となる筋かいは貫のない裏側に取り付け、端部は筋かい同士が直接突きつけられている。筋かい端部は、軸組に対して胴付き斜め釘打ち(2-N45)で固定した。また、座屈拘束するために、筋かいと竹小舞を荒縄で編み込んで、筋かいの交点付近では竹小舞と1mmのステンレスの針金で固定して一体化を図った。

○1P90

30×120mmのスギ製材の貫を3本配置し、筋かいを配置していない従来工法の試験体である。

筋かい補強した土壁の軸組み試験体

○100 ハ F

「100 ハ」から壁土・間渡し・小舞を除いた軸組みと筋かいのみに対して、筋かいを表裏から28mm合板で挟んでボルトで固定して座屈拘束し、筋かい端部の面外に対するズレ止めを設けた試験体。

○100 ハ F'

「100 ハ」から壁土・間渡し・小舞を除いた軸組みと筋かいのみに対して、座屈拘束は行わずに筋かい端部の面外に対するズレ止めを設けた試験体。

○30 貫 F

「30 ハ」から壁土・間渡し・小舞を除いた軸組みと筋かいのみに対して、貫のある表側のそれぞれの区画で上段と下段で同じ方向に、中段が逆方向になるように筋かい端部を貫に突きつけて設け、筋かいを表裏から28mm合板で挟んでボルトで固定して座屈拘束し、筋かい端部の面外に対するズレ止めを設けた試験体。

図4 筋かい交差部

図3 試験体図

○30 軸 F

「30 ハ」から壁土・間渡し・小舞を除いた軸組みと筋かいのみに対して、貫のない裏側のそれぞれの区画で上段と下段で同じ方向に、中段が逆方向になるように筋かい端部を筋かい同士が直接突きつけて設け、筋かいを表裏から 28mm 合板で挟んでボルトで固定して座屈拘束し、筋かい端部の面外に対するズレ止めを設けた試験体。

2.2 載荷方法

タイロッド式で加力実験を行い、見かけの変形角が、1/600,1/450,1/300,1/200,1/150,1/100,1/75,1/50,1/30,1/15(rad.) の各 3 回の正負交番繰り返し加力とし、その後、見かけの変形角 1/10(rad.) まで一方向単調加力を行った。変位計測に関しては、真のせん断変形を求めるために必要な全体変位と柱の抜け出しと土台のずれを測定した。

3. 筋かい補強した土壁の試験結果及び考察

3.1 破壊性状

各試験体の破壊状況を写真 1 に示す。「100 ハ」の初期段階では柱つなぎ材で分割された各区画の土壁の隅角部で圧壊が見られ、その後、各区画の筋かい端部の軸組へのめり込みが顕著となる。しかし、せん断ひびわれが発生してもひび割れの拡大や土壁の剥離は生じず、1/20rad. 付近で最下段の筋かいの座屈による折損と土壁の剥離により耐力が低下した。「30 X」、「30 ハ」、「15 X」の初期段階では、従来工法の土壁である「1P90」と同様に土台と横架材の隅角部で土壁の圧壊が生じた。その後、「30 ハ」では、大変形時に圧縮側となる表側の上段と下段の筋かいの座屈に伴い、土壁がその付近で剥離して耐力が低下した。また、実験終了後の解体で裏側の筋かい同士の突きつけ部で、図 5 のような柱に沿った滑りが確認された。「30 X」、「15 X」では、交差部で勝っている側の筋かいが圧縮となる場合には、筋かいが座屈して交差部付近で折損し、負けている側の筋かいが圧縮側となる場合には、突きつけている部分でめり込みながら図 6 に示すような筋かいの回転による面外変形により土壁が剥離して、耐力が低下した。突きつけ部分の筋かいの踏み外しは終局状態まで生じず、耐力低下直前まで筋かい端部や交差部での土壁のひび割れが確認されなかった。

図 5 筋かいの滑り
筋かい交差部分のめり込み

図 6 交差部分の断面

写真 1 土壁試験体破壊状況

3.2 試験結果

各試験体のせん断力-変形角関係の包絡線を図 7 に、各試験体の完全弾塑性モデルによる評価結果と壁倍率の一覧を表 1 に示す。土壁の表面のみに筋かいを配置した「15 X」、「30 X」では、方向性があるため、正負加力の最大耐力の差が「100 ハ」より大きい。しかし、「30 ハ」にも構造上の方向性があるが、正負加力の最大耐力の差はほとんどなかった。「30 ハ」の正加力側の最大耐力が「30 X」より低くなった原因は、「30 ハ」の裏面の圧縮側となった上部と下部の筋かい端部が柱に沿って滑ったためと考えられる。筋かい補強をした全ての試験体で「1P90」の耐力を上回っており、筋かいが座屈せずに筋かい端部のめりこみ性状により耐力が増加し、1/20rad 付近まで耐力低下しなかった。筋かい補強の効果は、施工精度により異なるが、筋かい端部と軸材とのクリアランスによりおよそ 1/150 ~ 1/100rad から筋かいの耐力が現れはじめる。このことより、各試験体の壁倍率評価は特定変形角時の耐力で決まるため、従来工法の土壁と壁倍率の大きな差はでなかった。しかし、1/30rad 時の耐力では、「30 X」、「30 ハ」、「15 X」の平均で 10.4kN と、「1P90」に対して約 1.9 倍大きく、「100 ハ」においては約 3.4 倍と非常に高いので、大地震を想定した大変形領域での補強効果は期待できる。

図 7 土壁試験結果

表 1 壁倍率

試験体名	100ハ		30X		30ハ		15X		1P90			
	正	負	正	負	正	負	正	負	正	負		
降伏耐力 P_y	12.40	15.75	9.53	9.19	8.99	9.41	8.53	6.69	4.42	3.99		
終局耐力 $P_u(0.2D_0)$	8.24	7.38	5.02	4.36	4.45	4.59	3.89	4.48	4.13	3.73		
最大荷重 P_{max} の2/3	14.13	15.20	10.95	8.99	9.51	9.18	8.81	7.51	5.26	4.57		
特定変形角 $P_{1/150rad}$	5.33	6.64	4.20	4.30	3.42	4.35	3.69	4.04	4.18	3.37		
短期許容せん断耐力 P_a	5.33	6.64	4.20	4.30	3.42	4.35	3.69	4.04	4.13	3.37		
壁倍率	2.99	3.72	2.35	2.41	1.92	2.44	2.07	2.26	2.31	1.89		
参考	$P_{1/30rad}$		18.39	18.80	13.18	10.56	9.86	10.48	9.78	8.32	5.56	5.52
単位:kN(壁倍率以外)												

単位kN(壁倍率以外)

4. 筋かい補強した土壁軸組みの試験結果及び考察

4.1 破壊性状

各試験体の破壊状況を写真 2 に示す。「100 ハ F」、「30 貫 F」、「30

写真 2 軸組み試験体破壊状況

軸 F」では筋かいの座屈拘束はしているものの、最終的には 28mm 合板が軸組みに当たらないように設けたクリアランス部分で筋かいが座屈して耐力が低下した。「100 H F」,「30 貫 F」では各区画の筋かい端部の軸組へのめり込み変位が大きく、軸組木材の繊維切れが確認された。「30 軸 F」では筋かい同士の突きつけ部で、柱に沿った滑りが確認された。「100 H F」では各区画の筋かい端部は軸組にほとんどめり込んでおらず、すぐに筋かいが座屈して破壊した。

4.2 試験結果

筋かい補強した土壁軸組みの試験結果から柱・横架材・貫の仕口の耐力を差し引いた、筋かいのみのせん断力-変形角関係の包絡線を図 8 に示す。柱・横架材・貫の仕口の耐力は軸組のみの試験結果を用いる。「100 H F」と「30 貫 F」では、筋かい端部と軸材とのクリアランスにより、およそ 1/150 ~ 1/100rad 程度の初期すべりがあった。「100 H F」の正加力と負加力では耐力による差が生じなかったが、「30 貫 F」,「30 軸 F」の正加力と負加力では、圧縮筋かいの本数が異なるため耐力による差が生じた。

図 8 軸組み試験結果

5. 筋かい補強した土壁軸組みのせん断力-変形角関係の推定

5.1 筋かい補強した土壁軸組みのせん断力-変形角関係の推定方法

座屈拘束した圧縮筋かいのせん断力-変形角関係は、筆者らの研究⁷⁾で提案した推定方法を用いて推定する。

本試験体の圧縮筋かいによる各変形成分は、「筋かいの軸方向の圧縮変形」、「筋かい端部の柱へのめり込み」、「筋かい端部の梁・土台・貫へのめり込み」、「ほぞ・貫の軸材へのめり込み」、「柱頭柱脚接合部の引張方向の変形」の変形成分がある。

各変形成分の荷重-変位関係は、以下のように推定する。「筋かい端部の柱へのめり込み」と「筋かい端部の梁・土台・貫へのめり込み」は、筋かいを剛体と仮定して、稲山のめり込み算定式⁸⁾により推算する。「ほぞ・貫の軸材へのめり込み」は、ほぞ穴を剛体と仮定して、稲山のめり込み算定式⁸⁾により推算する。「柱頭柱脚接合部の引張方向の変形」は、タイロッドで浮き上がらないように拘束しており、他の変形成分に比べて変形が極めて小さいので、柱頭柱脚接合部は引張方向に変形しないものと仮定した。「筋かいの軸方向の圧縮変形」は、木材の繊維平行方向の剛性が非常に高く、筋かい端部の軸組へのめり込みと比べて変形が極めて小さいので、筋かいは軸方向に変形しないものと仮定した。また、「15 X」,「30 X」では、図 4 のように中央部を切断して筋かいに突きつけており、筋かいの軸方向の圧縮力により突きつけている部分が筋かいにめり込むため、負けている側の筋かいの「筋かいの軸方向の圧縮変形」の荷重-変位関係は、突きつけた部分の筋かいのめり込み変形を稲山のめり込み算定式⁸⁾により推算する。稲山のめり込み算定式⁸⁾で用いるスギの材料定数は、ヤング係数 $E=7000\text{N/mm}^2$, めり込み基準強度 $F_{cv}=6.0\text{N/mm}^2$, 繊維方向に対する繊維直交方向の置換係数 $n=5$ とし、また、2 次勾配は 1 次勾配の 1/8 とする。

それぞれ推算した各変形成分の荷重-変位関係から、「圧縮筋かい耐力壁のせん断力-変形角関係の推定方法⁷⁾」を用いて、各区画の圧縮筋かいのせん断力-変形角関係を推算する。そして、土壁軸組試験体のせん断力-変形角関係は、各変形角ごとの各区画の圧縮筋かいのせん断力を足しあわせて推算する。

5.2 筋かい補強した土壁軸組みのせん断力-変形角関係の推定の検証

「30 軸 F」は筋かい同士の突きつけ部に柱に沿って滑るため、筋かいのせん断力-変形角関係が推算できないので「100 ハ F」、「30 貫 F」のみ検討対象とした。筋かい補強した土壁軸組みの試験結果から柱・横架材・貫の仕口の耐力を差し引いた筋かいのみのせん断力-変形

図 9 軸組み試験体の実験値と推算値の比較

部分壁体試験体の製作と加力方法上の注意事項

- ①仕口のピンと想定している部分では、想定変形角 1/7.5rad 程度まで軸組同士が接触しないように隙間を確保する。
- ②土の境界部分となる軸材では、全ての小舞竹と間渡し竹は軸材と完全に密着させる。
- ③実際の耐力壁と同じように、間渡し竹は貫に釘打ちする。
- ④軸材と小舞竹との隙間は、実際の耐力壁と同じように空ける。
また、軸材に差し込む間渡し竹は、実際の耐力壁と同じように設ける。
- ⑤貫のこじり部分壁体試験体では、壁土の上端と加力部との間は、想定変形角 1/7.5rad 程度まで接触しないように隙間を確保する。
- ⑥近似的に弾性時の圧縮合力の作用点である 1:2 の内分点を加力点とする。
- ⑦軸組に小舞下地を 1 本づつ穴に差し込み石膏で固定する。

図 10 部分壁体試験体

角関係の実験値と推算値の比較を図 9 に示す。試験体によって筋かいに初期すべりが見られたので、「30 貫 F (正加力)」では 2 本ある筋かいをそれぞれ 0.0075rad, 0.01rad、「30 貫 F (負加力)」では 1 本ある筋かいを 0rad、「100 ハ F (正加力)」では 3 本ある筋かいをそれぞれ 0rad, 0.0075rad, 0.015rad、「100 ハ F (負加力)」では 3 本ある筋かいをそれぞれ 0rad, 0.005rad, 0.01rad の初期滑りがあるとして、せん断力-変形角関係の推算をした。

実験値と推算値の比較の結果、5.1 節の方法で推定した推算値は最大耐力付近まで実験値と概ね一致した。

6. 筋かい補強した土壁のせん断力-変形角関係の推定

6.1 筋かい補強した土壁のせん断力-変形角関係の推定方法

筋かい補強した土壁のせん断力-変形角関係は、各変形角ごとの土壁の抵抗によるせん断力と筋かいの抵抗によるせん断力と柱・横架材・貫の仕口によるせん断力を足しあわせて推算する。

土壁のせん断力-変形角関係は、文献 6) で提案をした部分壁体試験体 (図 10) を用いて、文献 6) で提案をした推定方法によりせん断力-変形角関係を推算する。部分壁体試験体を用いて推算した、「1P90」の実験値と推算値の比較を図 11 に示す。筋かいのせん断力-変形角関係は、5.1 節の推定方法を用いて推算する。柱・横架材・貫の仕口によるせん断力-変形角関係は、軸組のみの試験結果を用いる。

図 11 1P90 の実験値と推算値の比較

6.2 筋かい補強した土壁のせん断力-変形角関係の推定の検証

筋かい補強した土壁のせん断力-変形角関係の実験値と推算値の比較を図 12 に示す。「30 ハ」は筋かい同士の突きつけ部に柱に沿って滑るため、筋かいのせん断力-変形角関係が推算できないので「100 ハ」、「30 X」、「15 X」を検討対象とした。また、土壁の実験値と推算値を比較すると、「100 ハ (正加力)」では 0.0075rad、「100 ハ (負加力)」では 0.0075rad、「30 X (正加力)」では 0.01rad、「30 X (負加力)」では 0.01rad、「15 X (正加力)」では 0.0125rad、「15 X (負加力)」では 0.01rad あたりから耐力があがるのがわかるので、これらの変形角を筋かいの初期すべりが生じているとして、筋かい補強した土壁のせん断力-変形角関係を推算した。

実験値と推算値の比較の結果、6.1 節の方法で推定した推算値は最大耐力付近まで実験値と概ね一致した。よって、6.1 節の推定方法は、筋かい補強した土壁のせん断力-変形角関係を概ね再現できていると判断できる。

また、推算値から求めた各変形角ごとの抵抗要素の耐力の割合 (表 2) を見てみると、筋かいの耐力の割合は初期滑り後の 1/7.5rad 以降から増加しており、土壁の耐力が低下した大変形時には耐力割合の半分以上を筋かいが担保していることから、土壁に座屈補強した筋かいを入れることで大地震を想定した大変形領域で補強効果を期待することができる。

7. まとめ

本論文では、下地を工夫することにより、従来より性能の高い土壁を開発するために、土壁に筋かい補強を行った試験体を製作して補強を行っていない従来工法の土壁と比較検討した。また、「部分壁

体試験体に基づく土壁のせん断力－変形角関係の推定方法」⁶⁾と「圧縮筋かい耐力壁のせん断力－変形角関係の推定方法」⁷⁾を用いて、筋かい補強した土壁のせん断力－変形角関係の推定方法の提案と検証を行った。主要な成果を以下に要約する。

- ①筋かい補強をした全ての試験体で、補強を行っていない従来工法の土壁の耐力を上回っており、1/20rad 付近まで耐力低下せず、筋かいが座屈せずに筋かい端部のめりこみ性状により安定して耐力が増え続けた。
- ②筋かい補強の効果は、施工精度により異なるが、筋かい端部と軸材とのクリアランスによりおよそ 1/150 ～ 1/100rad から筋かいの耐力が現れはじめる。
- ③筋かい端部と軸材にクリアランスがあり、筋かい補強した土壁の壁倍率評価は特定変形角時の耐力で決まるため、補強を行っていない従来工法と壁倍率の大きな差はでなかった。
- ④大地震を想定した大変形領域で補強効果はあり、1/30rad の耐力では、「30 X」、「30 ハ」、「15 X」の平均で 10.4KN と、補強を行っていない従来工法の土壁に対して約 1.9 倍大きく、「100 ハ」においては約 3.4 倍と非常に高い。
- ⑤筋かい補強した土壁のせん断力－変形角関係の推定方法の提案を行い実験結果と推算結果を比較検討した結果、提案した推定方法の妥当性を検証した。

参考文献

1) 鈴木祥之, 中治弘行: 木造住宅土塗り壁の実大実験による耐震性能の再検討, 日本建築学会構造系論文集, 第 515 号, pp.115-122, 1999.1

2) 村上雅英, 景山誠, 鈴木有, 稲山正弘: 静的水平加力実験に基づく土壁の耐荷機構の解明－せん断破壊しない土壁の力学挙動－, 日本建築学会構造系論文集, 第 582 号, pp.103-108, 2004.8

3) 村上雅英, 景山誠, 岡本滋史, 鈴木有, 稲山正弘: 要素試験による土壁の水平力耐荷機構の検証－せん断破壊が先行しない土壁の力学挙動(続)－, 日本建築学会構造系論文集, 第 594 号, pp.111-118, 2005.5

4) 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

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) 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: 任意壁長圧縮筋かい耐力壁のせん断力－変形角関係の推定と検証, 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, pp.327-328, 2009.8

8) 木質構造設計基準・同解説－許容応力度・許容耐力設計－第 4 版, 社団法人日本建築学会, pp. 306-307, 2006. 12

[2010 年 2 月 17 日原稿受理 2010 年 4 月 5 日採用決定]

図 12 筋かい補強した土壁の実験値と推算値の比較

表 2 各変形角ごとの耐力の割合

15 X (正加力)				15 X (負加力)			
変形角 (rad)	軸組	割合(%)	筋かい	変形角 (rad)	軸組	割合(%)	筋かい
1/150	10.56	89.44	0.00	1/150	10.56	89.44	0.00
1/100	10.68	89.32	0.00	1/100	10.68	89.32	0.00
1/75	11.40	78.38	10.22	1/75	9.64	66.26	24.10
1/50	10.47	55.11	34.43	1/50	11.16	58.75	30.10
1/30	11.30	49.44	39.26	1/30	12.26	53.65	34.10
1/20	14.02	32.79	53.18	1/20	15.81	36.96	47.24

30 X (正加力)				30 X (負加力)			
変形角 (rad)	軸組	割合(%)	筋かい	変形角 (rad)	軸組	割合(%)	筋かい
1/150	16.56	83.44	0.00	1/150	16.56	83.44	0.00
1/100	17.77	82.23	0.00	1/100	17.77	82.23	0.00
1/75	15.44	54.69	29.87	1/75	16.83	59.60	23.56
1/50	15.79	48.07	36.14	1/50	17.45	53.14	29.40
1/30	15.62	42.78	41.60	1/30	17.59	48.18	34.22
1/20	18.19	27.06	54.75	1/20	21.37	31.80	46.83

100 H (正加力)				100 H (負加力)			
変形角 (rad)	軸組	割合(%)	筋かい	変形角 (rad)	軸組	割合(%)	筋かい
1/150	12.44	87.56	0.00	1/150	12.44	87.56	0.00
1/100	5.74	49.68	44.58	1/100	5.74	49.68	44.58
1/75	6.44	49.31	44.25	1/75	6.44	49.31	44.25
1/50	8.11	47.93	43.96	1/50	8.11	47.93	43.96
1/30	10.41	34.82	54.77	1/30	10.41	34.82	54.77
1/20	13.02	14.20	72.78	1/20	13.02	14.20	72.78