

鋼製薄板による既存木造住宅の外付耐震補強工法の開発
その 13 モルタル仕上補強壁の実験目的と試験体概要

正会員 ○大津達郎*1 正会員 高木次郎*2
正会員 安田裕俊*3 準会員 田中里奈*4
正会員 遠藤俊貴*5

木造住宅 耐震補強 モルタル仕上壁
鋼製薄板 壁倍率 水平耐力

1. 背景

本報では、前報の本工法適用試設計（その 11, 12）をふまえ、仕様が異なる 4 体の試験体による提案耐震補強工法の実験壁水平耐力実験を行う。試験体の概要と実験目的を述べ、1 体の試験体の実験結果を示す。

2. 試験体概要

既往実験^{1, 2)}の試験体 A, B に続き、試験体 C から F の 4 体を作成した（図 1, 2）。以下に C から F までのそれぞれの試験体の仕様とその理由、目的について述べる。

試験体 C は柱、梁、土台の木架構のみで構成される。全ての試験体柱脚部には、水平加力時の転倒モーメントに抵抗するため、50kN のホールダウン金物が各 2 本ずつ（合計 4 本）設置されている。また、柱頭にはコーナー金物が設けられている。これらによる試験体下部の境界条件および木架構間の接合部の回転固定度および木架構自体の水平剛性を評価する。

試験体 D には試験体 C の木架構に加え、木摺、アスファルトフェルト防水シート、ラス、モルタルで構成されるモルタル仕上壁を施工する。これらの木架構からモルタル仕上までの層が、既存建物を構成する要素の想定である。モルタルは下塗り 8.5mm、上塗り 13.5mm で施工し、養生期間は 4 週間とする。モルタルの外側からドリルビス φ6.0×115mm（以下、長ビス）を貫通させ、上下辺は 113.6mm 間隔、側辺は 200mm 間隔でそれぞれ梁と土台および柱に固定する。側辺、上下辺の長ビスはそれぞれ鋼板端部より約 10mm、20mm の位置に設ける。本耐震補強工法では、既存モルタル仕上壁の上から鋼板を長ビスで固定するが、試験体 D では鋼板を含まない。これにより、モルタル仕上鋼板補強壁の水平耐力における鋼板の寄与を評価する。

試験体 E は木架構に試験体 D と同仕様のモルタル仕上壁を施工し、四周の長ビス設置位置にブチルゴム防水テープ、ゴムスペーサーを設ける。モルタル仕上を貫通して、試験体 D と同じ位置で長ビスが鋼板と木架構を接合する。鋼板の断面形状を図 3 に示す。耐震壁としての機能上は平板が有利であるが、面外剛性確保と意匠性および止水対応を目的として図の形状の角波とする。鋼板形状と試験体の構成は、既往実験^{1, 2)}の試験体 A と同じであるが、モ

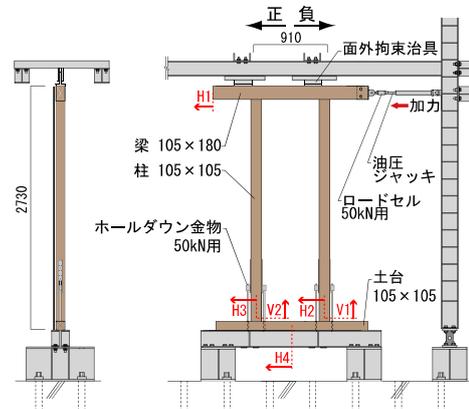


図 1 実験概要(試験体 C 概要)

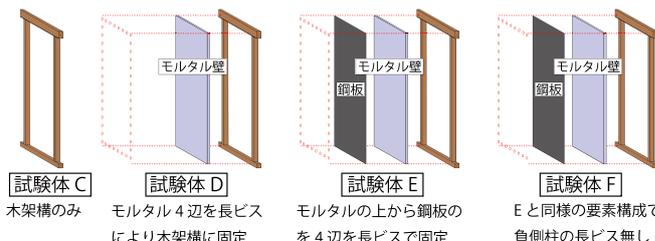


図 2 試験体構成

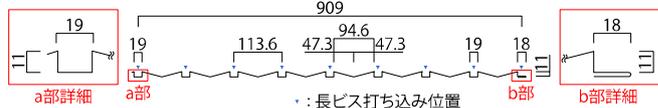


図 3 鋼製薄板断面形状

表 1 モルタル配合表

	セメント (kg)	水 (kg)	砂 (kg)	砂/セメント (容積比)	水セメント比 (%)
上塗り	22	17.6	99	4.5	80
下塗り	50	30	200	4.0	60

密度はセメント：11.6g/cm³、砂：11.9g/cm³とした。

表 2 モルタル材料特性各値

	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
上塗り	19.46	1.19	17.19
下塗り	12.07	0.70	14.44

ルタルの配合を変更して（表 1）、材料強度を低下させた。これにより、既存木造住宅のモルタル強度が低い場合の本工法適用可能性を確認することを意図した。また、試験体 A では、ビス打設位置からの鋼板の端あき距離が比較的小さく、実験で鋼板の端あき破断が確認された。そこで、試験体 E では、側辺での折曲加工を追加し、端あき距離を大きくした。

試験体Fの構成は基本的に試験体Eと同じである。ただし、鋼板の片側の側辺のみ、長ビスではなく、コンクリートビスφ5.0×32mmを用いて、木架構に到達させずに、鋼板をモルタルに固定した。前報の試設計で鋼板の4辺全てを既存柱梁架構に固定できない壁の存在が確認されており、そのような場合の壁の耐力評価を意図した。

3. モルタル材料試験

上塗りと下塗りのモルタルの配合は表1の通りである。砂と水の割合を比較的多くし、低強度で乾燥ひび割れが生じないよう配合設計を行った。4週間の養生期間後の試験体壁モルタル表面には微細な乾燥ひび割れが観測されたのみである。

直径50mm、高さ100mmの試験体でモルタルの圧縮試験と割裂試験を行った。下塗りと上塗りに用いたモルタルを8体ずつ計16体作成した。養生期間は壁実験試験体に用いたモルタル同様4週間である。試験結果より算出した圧縮強度 F_c 、割裂引張強度 F_t 、ヤング係数 E の平均値を表2に示す。各値は上塗りと下塗りとでそれぞれ、 $F_c=19.46$ と 12.07N/mm^2 、 $F_t=1.19$ と 0.70N/mm^2 、 $E=17.19$ と 14.44N/mm^2 であった。

4. 試験概要

「木造住宅の耐力壁及びその倍率 性能試験・評価業務方法書³⁾」(以下、方法書)に準拠して耐震壁の水平耐力試験を行った。実験概要図を図1に示す。試験体幅は木造住宅の柱間距離を考慮し910mmとし、高さは2730mmとした。木材はスギ(無等級)を使用し、柱と土台は105mm×105mm、梁は180mm×105mmの断面寸法とした。梁及び土台と柱の仕口はホゾとし、N90釘を2本用いて固定した。梁上に試験体の面外方向への変形を拘束する治具を設けた。試験体の押す側を正、引く側を負方向とし、油圧ジャッキにより梁端部に水平力を加え、水平載荷力をロードセルにより測定した。変位は、梁端部での水平変位 $H1$ 、柱脚部の鉛直変位 $V1$ 、 $V2$ 及び水平変位 $H2$ 、 $H3$ 、土台中央の水平変位 $H4$ を測定した。載荷スケジュールは、梁端部の水平変位を試験体高さで除した見かけのせん断変形角 γ_0 が0.22, 0.33, 0.50, 0.67, 1.0, 1.3, 2.0%の同一変形段階において各3回の正負交番静的繰り返し載荷とし、その後は正方向へ単調漸増で破壊するまで載荷した。

5. 実験結果

本編で試験体C、続編で試験体D-Fの実験結果を述べる。図4に正側の荷重-変形角関係の包絡曲線を示す。グラフの縦軸は水平力 P (kN)、横軸は土台の水平変位及び柱脚部の鉛直変位の影響を除外した真のせん断変形角 γ (%)である。変形の様子を図5に示す。

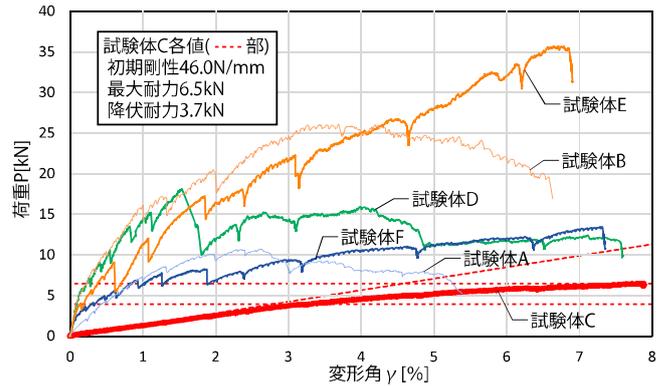


図4 実験結果 荷重-変形角曲線

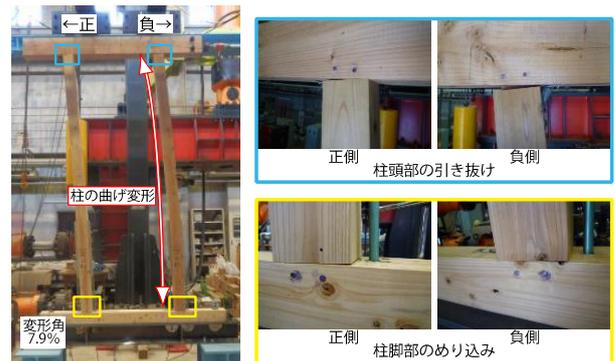


図5 試験体C損傷と変形の様子

方法書に準拠して算出した試験体Cの初期剛性 K 、最大耐力 P_{max} 、終局耐力 P_u 、壁倍率はそれぞれ46.0kN/mm、6.5kN、5.4kN、0.6となった。試験体Cは他の試験体に比べ初期剛性が大幅に低い。 $\gamma=3.0\%$ 程度まで弾性的に耐力が上昇し、4.0%程度以降に剛性がわずかに低下した。これは正側の柱の柱脚部の土台へのめり込みと、負側の柱の柱頭部と梁の引き抜けによるためと考えられる。柱脚のホールダウン金物と柱頭のコーナー金物により、柱と土台および治具、柱と梁の接合部の回転固定度が上昇し、柱の曲げ剛性が水平剛性に寄与した。方法書に準拠して算出した試験体Cの壁倍率は0.6である。実建物への提案耐震補強構法適用に関しては、本試験体のような接合部回転固定度は存在せず、本試験体の耐力を差し引いて補強壁の耐力を評価する必要がある。

6. まとめ

提案耐震補強工法の実大壁水平耐力実験の試験体を設計した。試験体は、著者らによる既往実験および適用試設計をふまえて、仕様が異なる4体とした。木架構間のみ試験体Cの実験結果より、柱と土台及び梁の接合部仕様と試験体下部の境界条件に応じた木架構の水平剛性と耐力を評価した。

参考文献と謝辞は続編にまとめて示す。

*1 首都大学東京大学院都市環境科学研究科建築学域 大学院生
 *2 首都大学東京都市環境学部建築都市コース 准教授・Ph.D
 *3 旭化成建材株式会社 修士(工学)
 *4 首都大学東京都市環境学部建築都市コース 学部生
 *5 EQSD 一級建築士事務所 博士(工学)

*1 Graduate Student, Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ.
 *2 Associate Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.
 *3 ASAHI KASEI Construction Materials Corporation, M.Eng.
 *4 Under Graduate Student, Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ.
 *5 EQSD Structural Consultants, Dr.Eng.