

モルタル仕上木造住宅の外付鋼板耐震補強工法の開発

その3 合板置換試験体の性能評価

正会員 ○大向智之*1 正会員 高木次郎*2
 同 遠藤俊貴*3 同 堀口泰次郎*4
 同 田中里奈*4 同 湯本茂樹*5

木造住宅 耐震補強 モルタル仕上
 鋼製薄板 構造用合板 有限要素法解析

1. はじめに

合板置換試験体は、既存モルタルが不健全な場合や架構の補修の必要性から、部分的あるいは全体的にモルタルを撤去したのち、構造用合板壁に置換する場合を想定したものである。部分的に置換した場合（部分合板置換試験体）と全体的に置換した場合（全体合板置換試験体）の試験体に対して実験を行ったが、本報では、全体合板置換試験体の実験と解析について述べる。

2. 試験体概要

全体合板置換試験体にはモルタル仕上げが存在せず、代替的に構造用合板(t=12mm)がある(図1)。合板が分割されて壁面を構成することを想定して、試験体には3枚の合板を用いた。梁芯および土台芯から500mmの位置で分割される。合板間には10mmの隙間を設け、せん断力の伝達はない。CN75 釘@100mmで柱および横架材に固定した。合板の上には厚さ調整用の3×45mmの貫を設け、その上から1枚の鋼製薄板を標準試験体と同じ要領で固定した。

3. 実験結果

荷重-変形角関係の包絡線を図2に示す。グラフの縦軸と横軸の設定は前編(その2)図1同様である。変形角0.7%でビスの曲げ変形が観察され、変形角の増大に伴い、ビス頭部が鋼板にめり込む様子がみられた。変形角3.3%-6.7%で鋼板の全体座屈とビス軸部の支圧による鋼板の引き裂きが進展し、加力正側の上から3箇所ビス接合部で鋼板の端あき破断が発生した(写真1)。降伏耐力と最大耐力はそれぞれ16.1kNと31.1kNであり、標準試験体に比べ、どちらも増大した。標準試験体のモルタル仕上げは木架構に十分固定されていないのに対し、合板置換試験体の合板は釘打ちされているため、3分割されていても耐力が増大したと考えられる。

実験の変形角6.7%時の変形の様子を図3に示す。図中のA-Fは変位の測定箇所を表す。これらの測定箇所は中央の合板の上下部と中間部である。3枚の合板が独立して挙動する様子が認識できる。上部と中央部の合板の間には大きな水平方向のずれ変位が生じており、合板の継目周辺のビス接合部および鋼板に損傷が集中し、鋼板が全体座屈により面外変形する様子を確認した。合板の損傷

の様子を図4に示す。変形角6.7%時に図中a部でビス軸部の支圧によりビスが合板から抜け出したが、それ以外の損傷はほとんど無く合板は概ね健全であった。実験中に測定した木架構と構造用合板および木架構と鋼板との相対変位から、図5のような各要素の変形の様子(変形角3.3%時)を得た。各要素間で変位が生じており、特に木架構-合板間の変位



図1 合板置換試験体

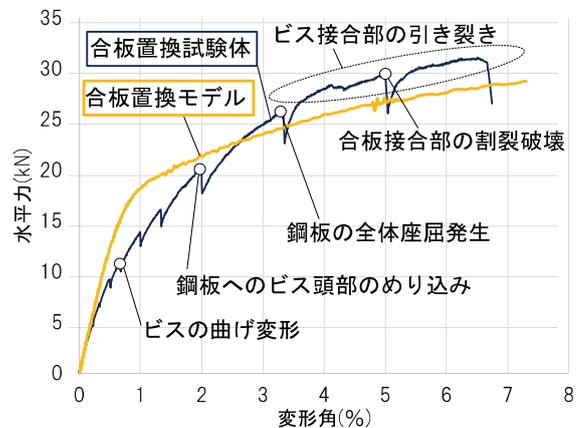


図2 荷重-変形角関係



図3 変形の様子

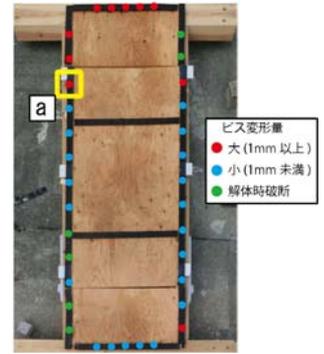


図4 損傷の様子

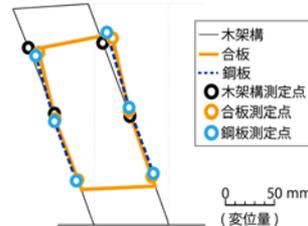


図5 相対変位図



写真1 鋼板の端あき破断

が相対的に大きいことがわかる。

3. 解析モデル概要

前報(その2)図5と同様に構築した合板置換試験体の解析モデルを図6に示す。木架構は弾性線材、合板は弾性線材と剛材、鋼板は弾塑性シェル要素に置換し、それぞれの要素をドリルビス打設位置で弾塑性せん断ばねにより接合した。各要素の断面は実験と同様とした。合板は継目位置にて要素を分割し、相互の力の伝達はない。ヤング係数は構造用合板2級の基準弾性係数を用いて 4.0kN/mm^2 とした。鋼板は既往研究³⁾の材料試験の結果よりヤング係数 $1.71 \times 10^5\text{N/mm}^2$ 、降伏強度 328.2N/mm^2 の完全弾塑性とし、1辺を20mmでメッシュ分割し、4接点1積分点のシェル要素とした。木架構と合板はCN75釘(L=76.2mm, $\phi=3.76\text{mm}$)により接合されており、木架構と合板を接合するせん断ばね(以下、せん断ばねA)の復元力特性はドリルビスとCN75釘の合算とした。「木質構造接合部設計マニュアル」¹¹⁾により釘1本当たりの降伏強度 $P_y=2.03\text{kN/本}$ 、すべり剛性 $K=735\text{N/mm/本}$ を算出した。CN75釘は100mm間隔で合板を留め付けているのに対し、柱のドリルビスは200mm間隔、梁、土台のドリルビスは113mm間隔で打設している。従って、柱に接合するばねには釘2本分、梁と土台に接合するばねには釘1本分の耐力を図6の耐震壁対応ビスばねに累加したものをせん断ばねAの復元力特性とした。鋼板と合板を接合するせん断ばね(以下、せん断ばねB)は既往研究⁴⁾によるビス接合部要素単調引張試験の実験結果より図8のようなバイリニア型の復元力特性とした。

4. 解析結果

解析結果の荷重-変形角関係を図2に重ねて示す。変形角0.2%付近までの初期剛性は実験結果と良好な精度で一致した。実験結果に比べ、変形角1.0%では30%、変形角6.7%では10%程度、耐力に差はあるが、妥当な精度で実験結果と一致した。変形図を図9,図10に示す。上部と中央部の合板の継目で大きくX方向ずれ変位が生じており、変形の様子は実験結果と概ね一致する。図11は実験で測定された木架構と合板および鋼板のX方向とY方向の相対変位である。計測位置は加力正側の上部(A)であり、同図中に該当箇所のビスばねの同方向の変位を示す。両方向の相対変位に対し、実験と解析はほぼ一致した。

5. まとめ

合板置換試験体について、耐震壁の水平耐力実験結果を示した。実験における降伏耐力と最大耐力はそれぞれ16.1kNと31.1kNとなり、モルタル仕上部分を合板に置換

し、3分割された合板同士を接合しない仕様でも本工法による耐震補強が有効であることが確認できた。

有限要素解析による挙動分析を行った。木架構と合板は弾性線材、鋼板は弾塑性シェル要素とし、それぞれの接合状態に対応した弾塑性せん断ばねにより解析モデルを構築した。初期剛性と鋼板、合板の変形様子については良好な精度で一致した。また、ビスばねの変位と実験における相対変位も概ね一致した。

参考文献と謝辞は続編にまとめて示す。

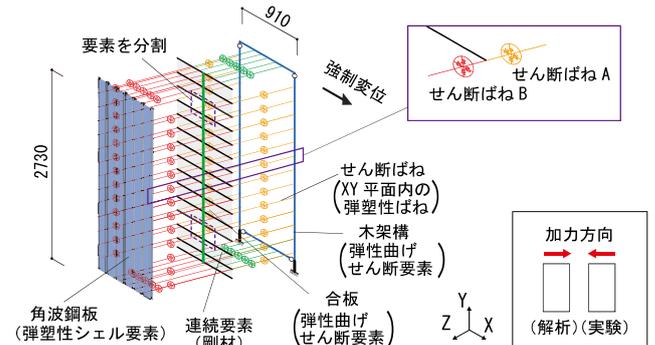


図6 解析モデル

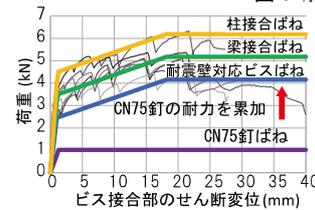


図7 せん断ばねA復元力特性

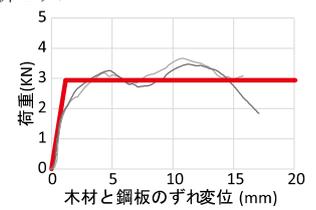


図8 せん断ばねB復元力特性

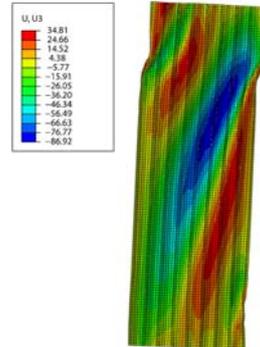


図9 変形図(鋼板)

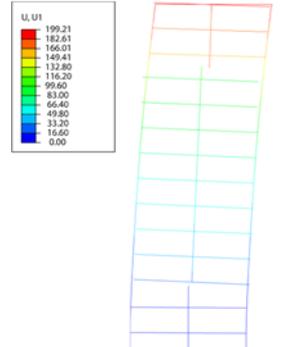
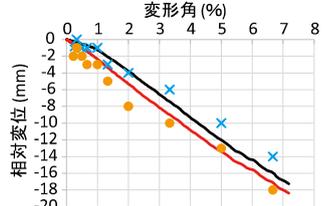
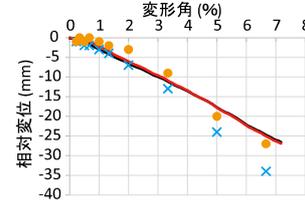


図10 変形図(合板)



A部(図3)X方向変位 A部(図3)Y方向変位
 × 木-合板(実験) ● 木-鋼板(実験)
 — 木-合板(解析) — 木-鋼板(解析)

図11 実験と解析の相対変位の比較

*1 大和ハウス工業株式会社 修士(工学)
 *2 首都大学東京都市環境学部建築都市コース 准教授・PhD
 *3 EQSD 一級建築士事務所 博士(工学)
 *4 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
 *5 日本鐵板株式会社

*1. Daiwahouse Industry Co.,Ltd., M.Eng
 *2 Associate Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.
 *3 EQSD Structural Consultants, Dr.Eng.
 *4 Graduate Student, Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ.
 *5 NIHON TEPPAN Co.,Ltd