

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2 標準試験体の性能評価

木造住宅
鋼製薄板

耐震補強
有限要素法解析

モルタル仕上

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

1. はじめに

本報では、標準試験体の実験結果を述べる。また、解析的に挙動を分析する。

2. 実験結果

標準試験体は、開口等による壁面の欠損がない既存モルタル仕上外壁に対して鋼製薄板による補強を行うことを想定したものである。試験体の構成は前編の図4の通りである。試験体数を3としてばらつきの影響を評価した。

試験体3体分の荷重-変形角関係の包絡線を図1に示す。グラフの縦軸は水平力 (kN)、横軸は土台の水平変位及び柱脚の浮き上がりによる水平変位分を差し引いた真のせん断変形角 (%) である。実験中はモルタルのひび割れを側面からのみ観測した。変形角 0.3-1.0% でビス接合部付近の微小なひび割れを確認し、水平剛性が低下した。そして、変形角 1.3-2.0% でビスの曲げ変形を確認した。水平変位の増大に伴い、鋼板へのビス軸部のめり込みが進行した。変形角 0.5-5.0% では、水平耐力は直線的に増大し、変形角 6% 付近で最大耐力となり鋼板からビス頭が抜け出したことで(写真1)耐力が低下した。3 試験体の降伏耐力と最大耐力の平均値はそれぞれ 11.1kN と 25.4kN であった。

実験中に測定した木架構とモルタルおよび木架構と鋼板の相対変位から、図4のような各要素の変形の様子(変形角 3.3% 時)を得た。同図より鋼板とモルタルはほぼ一体的に剛体変形している様子が分かる。この傾向は変形角が増大しても同じである。また、実験終了後のモルタルの損傷の様子を図3に示す。ほとんどのひび割れ幅は 0.3mm 以下であり、モルタルの損傷は比較的軽微であった。

最大耐力の平均値をモルタルの平断面積 (15mm×910mm) で除した平均せん断応力度は 1.86N/mm² である。モルタルの圧縮強度は続編(その5)に示す 4N/mm² である。終局せん断応力度を圧縮強度の 1/10 と仮定すると、最大耐力時平均せん断応力度は終局せん断応力度の 4.7 倍である。木架構の水平耐力への寄与は相対的に小さいと考えられ、鋼板とモルタルが一体的に挙動することで、鋼板が引張力を負担し、モルタルが圧縮力を負担する混構造として挙動したと考えられる。

3. 解析モデル

図5の解析モデルにより標準試験体の挙動を分析評価する。解析モデルは、木架構線材とモルタル仕上と鋼板を一体とした弾性線材(以下「モルタル鋼板材」)およびドリルビスをモデル化した弾塑性せん断ばね(以下「ビスばね」)で構成される。木架構線材は、ヤング係数 7kN/mm² の部材断面の線材であり、HD 金物による柱脚固定度は高

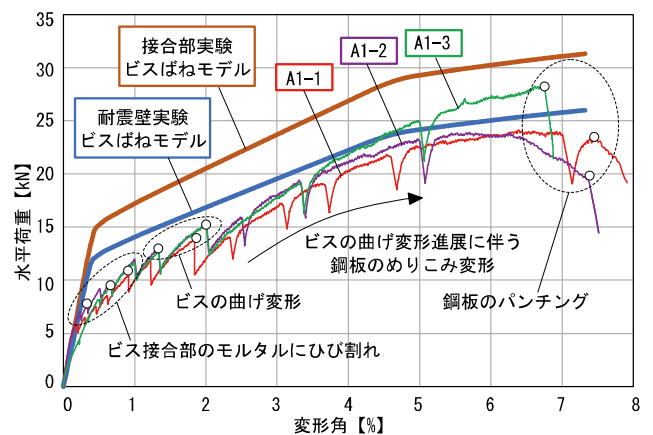


図1 荷重-変形角関係

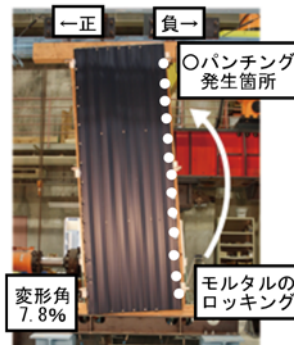


図2 変形の様子

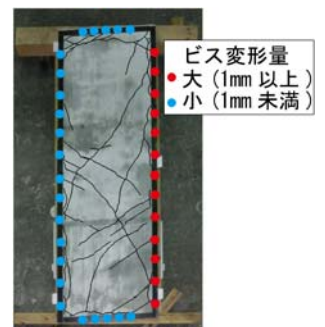


図3 損傷の様子

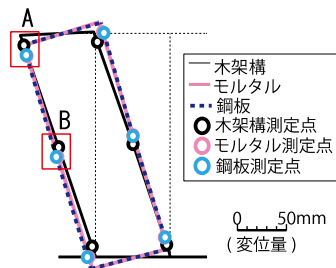


図4 相対変位図 (変形角 3.3%)



写真1 鋼板のパンチング



写真2 ドリルビスの変形

いと考え、土台と剛接合し、柱頭はピン接合とした。モルタル鋼板材とビスばねの接合要素として、モルタル鋼板材の上下端とビス高さ位置に水平な剛材を設けた。モルタル仕上と鋼板はほぼ一体的に挙動し(図4)、損傷はビス接合部に集中しているため、解析モデル上は両者を弾性1要素としてモデル化した。モルタル鋼板材は、モルタル断面15mm×910mmを有する曲げせん断要素であり、モルタルの圧縮強度を用いて、「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」¹⁰⁾に準拠してヤング係数を8.11kN/mm²と算出した。すなわち、鋼板の剛性は無視した。文献¹⁰⁾の対象範囲は圧縮強度13N/mm²以上の強度のコンクリートであり、圧縮強度4N/mm²程度のモルタルのヤング係数評価に適用することの妥当性は十分とは言えないが、ヤング係数値を1/10とした場合でも後述の解析結果への影響は限定的であることを別途確認しており、同部材の剛性が結果に及ぼす影響は軽微である。

ビスばねには耐震壁構面(XY平面)方向の接合部のせん断力方向に対して、その相対変位の絶対値に応じた反力が発生すると仮定する。相対変位に対するトリリニアの復元力特性を図7に示す。復元力特性は続編(その5)による柱脚引張試験結果より「木質構造接合部設計マニュアル」¹¹⁾に準拠して算出した。降伏耐力と終局耐力および降伏耐力時変位と終局耐力時変位は、6体の実験の終局耐力時変位の平均である。このように設定したビスばねモデルを接合部実験ビスばねモデルと呼ぶ。

4. 解析結果

実験と解析の荷重-変形角関係を図1に示す。解析結果の初期剛性は実験とほぼ一致するが、変形角0.3%以上の耐力が高い。この詳細な原因は不明である。ただし、解析結果にモルタル鋼板材の剛性の影響はほとんどなく、木架構の耐力寄与も限定的であることから、両者の差の主原因はビスばねのモデル化にあると推察できる。一部のビスは木摺りを貫通せず、木摺りの間隙を通してモルタルと木柱を接合していることから、ビスのせん断耐力が図7の実験値よりも低い可能性がある。また、実験では比較的早期にビス周辺の木摺りの割裂が確認されており、当該部のせん断耐力の低下の可能性もある。これらを踏まえて、図7の接合部実験モデルの耐力を一様に80%に低減したばねモデル(耐震壁実験ビスばねモデル)を考える。耐震壁実験ビスばねモデルを図5の解析モデルに用いた場合の荷重-変形角関係は図1の通りである。接合部実験対応ビスばねモデルを用いた場合よりも良好な結果となった。

図8は、実験で測定された木架構とモルタルおよび木架

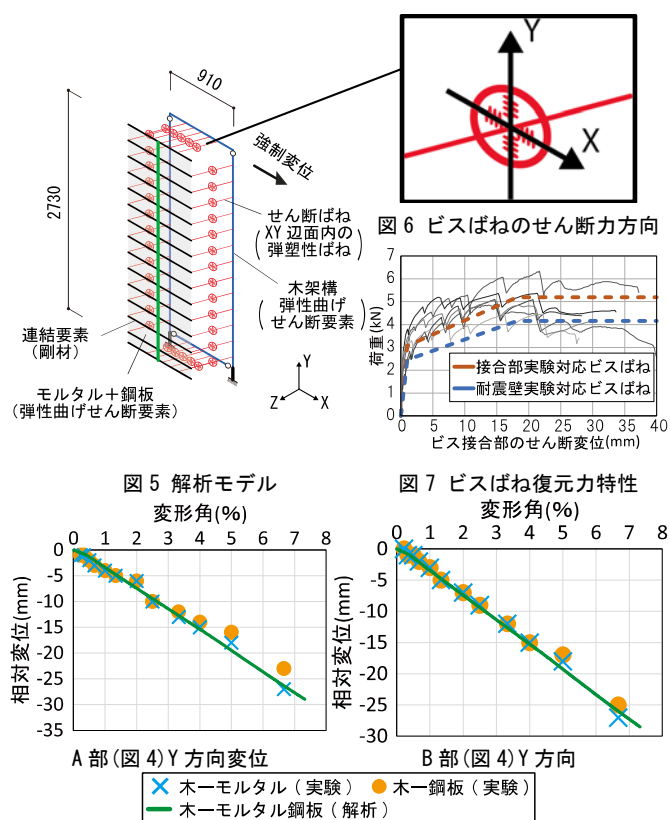


図5 解析モデル
図6 ビスばねのせん断力方向
図7 ビスばね復元力特性
図8 実験と解析の相対変位の比較

5. まとめ

標準試験体について、耐震壁の水平耐力実験結果を示した。3体の実験で降伏耐力と最大耐力の平均値はそれぞれ11.1kNと25.4kNであった。木架構-モルタル-鋼板間の相対変位を測定した結果、モルタルと鋼板は一体的に挙動することを確認した。試験体のモルタル圧縮強度は4N/mm²であり、耐力が低いモルタルに対しても、補強外付鋼板と一体化することで混構造として機能することを確認した。

同試験体について、有限要素法による解析的分析を行った。モルタルと鋼板を一体とした弾性線材とし、ビス接合部を弾塑性せん断ばねとした解析モデルを構築した。ビス接合部のせん断実験から算出された復元力特性の耐力を一様に80%に低減した場合、実験結果と良好な近似を得た。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。

*1 EQSD 一級建築士事務所 博士(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・Ph.D
*3 大和ハウス工業株式会社 修士(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 EQSD Structural Consultants, Dr.Eng.
*2 Associate Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.
*3 Daiwahouse Industry Co.,Ltd., M.Eng.
*4 Graduate Student, Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ.
*5 NIHON TEPPAN Co.Ltd