

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12 既存モルタル外壁建物への適用試設計2

正会員 ○有馬明日香*1 正会員 高木次郎*2
同 安田裕俊*3 同 大津達郎*4

木造住宅 耐震補強 モルタル壁
鋼製薄板 耐震診断 立体弾性解析

1. はじめに

本報では、開発工法の実物件への適用試設計を行う。補強前後の耐震診断を行い、工法の適用効果を確認する。

2. 建物概要

対象建物立面を図1に、平面図を図4に示す。建物は築37年の在来木造軸組工法による木造（一部鉄骨）2階建てである。陸屋根で屋上があり、屋上全面がモルタル仕上である。延床面積は64.9m²であり、階高は2.95m（1階）と2.75m（2階）である。調査により以下が確認された。外壁はモルタル仕上、内壁は両面プラスターボード（板厚9mm）、床は合板（板厚不明）である。1階西面外壁の一部に金属系サイディング仕上が存在する。筋交いの有無は不明である。基礎は立ち上がり120mmの布基礎であり、ひび割れは目視では確認されなかった。

一般的な在来軸組工法の既存木造住宅との相違点を整理する。陸屋根で屋上があり、建物外周四隅に鉄骨の通し柱が存在する。木梁と鉄骨梁が混在し、一部が図3のような2段梁である。鉄骨梁の詳細な配置は不明であるが、外周架構の梁は木梁あるいは鉄骨梁との2段梁である。従って、外壁側からビスで鋼製薄板を固定する本工法を適用できると判断した。鉄骨柱と土台の接合部を図2に示す。鉄骨柱の柱脚部に溶接された金物が、ボルトで土台に固定されている。

3. 耐震診断用荷重の算出

「建築物荷重指針」²⁾、「建築基準法施行令」³⁾に準拠して、単位面積当たりの重量を算出した。長期荷重には床用積載荷重（2階床を1800N/m²、屋上を600N/m²）を使用し、各柱が負担する長期荷重を算出した。2階上半分の重量を屋根レベル、2階下半分と1階上半分の重量を2階床レベルに負担させた。梁の配置が不明なため、各柱が負担する床重量の支配面積は、桁行方向の柱間距離の半分と梁間方向の柱間距離の半分で囲まれた面積とした。また柱が負担する壁重量の支配幅は隣接する両隣の柱までの距離の半分とした。また、屋上の仕様は普通モルタル（塗厚40mm）、FRP（塗厚5mm）、キーストンプレートとした。モルタルとFRPの厚さは推定値である。これより算出される屋根の単位面積あたりの重量は2.55kN/m²であり、2階床が負担する床面積当たりの重量は3.37kN/m²である。固定荷重と地震用積載荷重（2階床を900N/m²、屋上を300N/m²）より、標準層せん断力係数C₀=0.2としてA_i分布

で地震荷重を算出した。屋上階と2階の重量はそれぞれ84.5kNと106.8kNであり、屋根と2階床に作用する地震荷重はそれぞれ21.1kN、17.2kNである。

4. 補強前精密診断

「木造住宅の耐震診断と補強方法」⁴⁾（以下、方法書）に準拠し、補強前の精密診断を行った。汎用解析ソフト⁵⁾を用い、立体弾性解析モデルを作成した。耐力の評価には、各部材の劣化、接合部の仕様、剛性率等による低減率を考慮した。モデル概要図を図5に示す。壁のモデル化、剛床の設定、木架構の部材断面、材料特性、長期荷重と地震荷重の入力方法は前報と同様である。また、四隅の鉄骨柱は125×125mmで板厚と材種をそれぞれ2.3mmとSS400と仮定した。

各ブレース線材に発生する軸力から、壁に発生するせん断力を算出した。柱接合部の仕様による壁耐力の低減係数を求めるにあたり、柱接合部耐力は「3kN未満」の値を用い、また、2階は屋上のモルタル重量を負担するため、

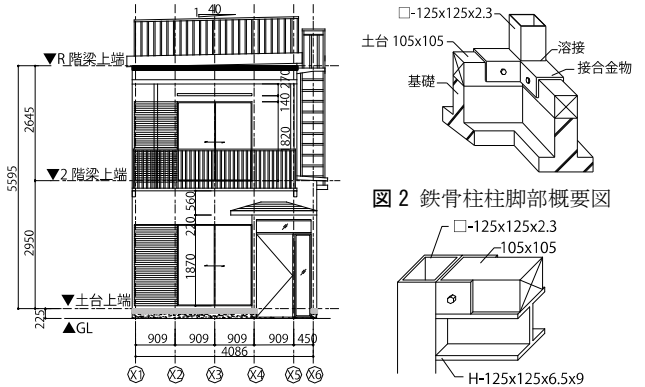


図1 対象建物立面図（南）

図3 鉄骨柱柱脚部概要図

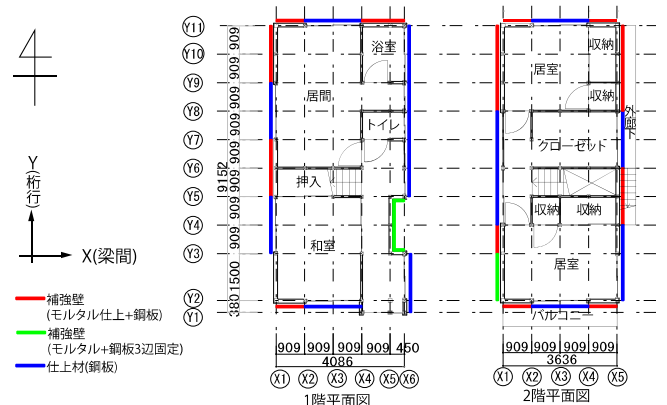


図4 平面図

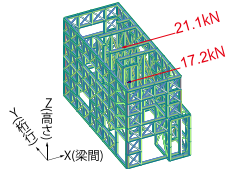


図5 モデル概要図

表1 耐震診断結果

階	載荷方向	精密診断結果	
		補強前評点	補強後評点
2	±X	1.22	0.86
	±Y	0.62	0.50
1	±X	2.08	0.91
	±Y	1.11	0.60

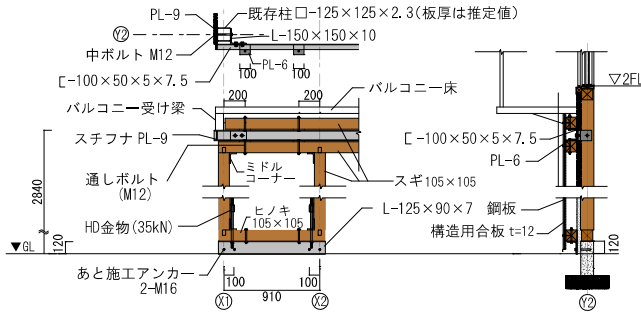


図6 南面補強要領図

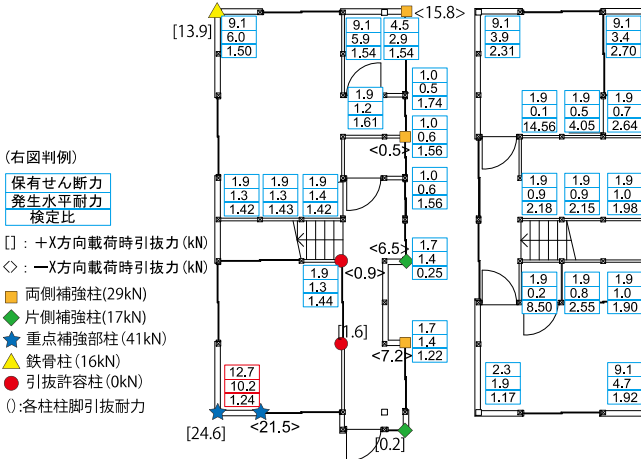


図7 南面モーメント図 (kNm) 図8 せん断力図及び引抜力 (kN)

各層区分を「3階建ての2階」とした。「剛性率による低減係数」「偏心率と床の仕様による低減係数」「壁劣化低減係数」は1.0である。耐力壁の壁基準剛性及び耐力は前報と同様とした。各壁の発生せん断力を保有耐力で除したものを検定比とし、各方向の地震力に対して各階で最も高い検定比の逆数を各階の評点として用いる。±X方向と±Y方向でそれぞれ評点が1未満となる箇所が存在し、 $C_0=0.2$ の地震力に対して耐震性能の不足を確認した(表1)。

5. 補強設計概要

耐震壁の配置を図4に示す。建物外周全体に鋼板を設置するが、補強壁部分はドリルビス(φ6.0×115mm)(以下、長ビス)で既存架構に留めつけ、非補強壁部分はコンクリートビス(φ5.0×32mm)(以下、短ビス)でモルタルに固定することとする。入隅部の壁は前報同様、3辺固定とした。鋼板の働き幅は910mmであるため柱間距離が910mm以上の壁面についても同様とする。また既存の底や戸袋は南面2階部分以外を撤去する。1階南面は補強可能

な壁が不足しているため、壁の補強では耐震性能の確保が困難である。そこで、既存の鉄骨柱曲げ耐力を利用して水平力を負担させる(以下、重点補強部)。補強要領図を図6に示す。既存外壁の外側に新設の柱梁架構を設ける。新設土台と既存基礎との接合には山形鋼を用い、それぞれM12ボルトとあと施工アンカーで固定する。新設梁と既存の鉄骨柱の接合には溝形鋼を用いる。新設梁と溝形鋼をM12ボルトで固定し、溝形鋼に溶接した鋼板と山形鋼をボルトで既存鉄骨柱と一体化させる。

6. 補強後精密診断

補強前と同様に補強後の精密診断を行った。南側壁面の重点補強部は、鉄骨柱が負担するせん断力を評価するため、2階床レベルの梁と鉄骨柱との接合は剛接合とした。

せん断力に対する壁の検定比は-X方向載荷時に最大となった。同方向荷重下で、重点補強部で発生せん断力が最大となり15.2kNで検定比が1.24であることから全ての部材で評点が1以下となることを確認した(表1, 図8)。鉄骨柱に発生するせん断力は1.2kNであり、発生曲げモーメントとの組み合わせに対して許容応力度設計を満足する。また、図7●部以外の引抜力発生箇所において柱脚接合部の耐力が、発生引抜力以上である。●部においては、発生引抜力が保有引抜耐力を上回っており、当外部の柱脚の鉛直上方変位を許容した際のモデルを別途作成し、その場合にも壁の検定比がすべて1.0以下であることを確認した。

7. まとめ

開工工法の実物件への適用試設計を行い、補強前後で耐震診断を行った。立体弾性解析モデルにより、 $C_0=0.2$ の地震力に対する耐震性能を確認した。補強前は梁間、桁行方向ともに耐震性能が不足した。桁行方向については工法を適用することで十分な耐震性能を確保できた。梁間方向については鉄骨柱に耐力を負担させる補強方法と組み合わせることで耐震性能を確保できることを確認した。また引抜力に対する検討を行い、発生引抜力が柱脚接合部耐力以下となることを確認した。架構面全体を補強することで発生引抜力を小さくできた。

謝辞

本研究の遂行にあたり、住宅家主様、日本鐵板株式会社、株式会社リフォームキューの関係諸氏より多大なご協力を頂いた。ここに記して謝意を示します。

【参考文献】

- 1) 浅沼愛美, 高木次郎, 遠藤俊貴: 外装鋼板による既存木造住宅の外付耐震補強工法の開発と数値解析
- 2) 日本建築学会: 建築物荷重指針・同解説, 1981.11
- 3) 建築基準法施行例, 第84条, 第85条
- 4) 日本建築防災協会, 国土交通大臣指定耐震改修支援センター: 木造住宅の耐震診断と補強方法, 2012.10
- 5) Midas GEN Ver.800, MIDAS Information Technology Co., LTD.
- 6) 安田裕俊, 高木次郎, 遠藤俊貴: 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10 既存モルタル仕上補強壁の水平耐力試験
- 7) 永田智彦, 中尾方人, 山崎裕: 木造住宅におけるラスモルタル外壁の耐震性能評価に関する研究, 日本建築学会関東支部研究報告集 pp143-146, 2003

*1 東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 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科学研究科建築学専攻 大学院生

*1 Dept. of Arch., Graduate School of Eng., The Univ. of Tokyo
 *2 Associate Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.
 *3 ASAHI KASEI Construction Materials Corporation, M. Eng.
 *4 Graduate Student, Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ.