

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3 鋼製薄板耐震壁の性能評価

木造住宅 耐震補強 鋼製薄板  
面外剛性 面内せん断耐力

正会員 ○浅沼愛実\*<sup>1</sup> 正会員 高木次郎\*<sup>2</sup>  
同 遠藤俊貴\*<sup>3</sup> 同 伊東和宏\*<sup>4</sup>

1.はじめに

本研究では前報で示した加工形状の鋼製薄板の耐震要素兼外装材としての性能を評価する。

2.面外剛性について

2.1 必要面外剛性に関する考察

鋼板製外壁構法標準<sup>5)</sup>には、外壁材端部の止水性を考慮し、風荷重時のたわみが支点間距離の1/300以下とする設計目標が規定されている。この1/300という数値は鉄骨梁のたわみと同じだが、外装材で支点間距離が短い場合には、絶対的な変位は小さい。そこで、耐力が確保できていれば、風荷重に対して1/300以上の変形を許容できるものとして考察してみる。木フレームに914×1000×0.6mmの平板を4辺ビス留めしたモックアップを作成し、人力での面外方向の加力に対する抵抗を感覚的に評価した。その結果、日常的な使用上は十分な面外剛性を有しているように感じられた。このモックアップと同じ境界条件の0.6mmの平板に対して、鋼板製外壁構法標準で規定されている設計用風荷重最大値(2.0kN/m<sup>2</sup>)下の挙動を有限要素法を用いて解析した。鋼材をシェル要素を用いてモデル化し、汎用解析ソフト<sup>6)</sup>を用いて解析した。鋼材は材料試験より算出された降伏強度 $\sigma_y=270\text{N/mm}^2$ の完全弾塑性モデルとし、めっき(A1:55%, Zn:43.4%, Si:1.6%)の相当厚さ0.054mm<sup>7)</sup>の材料強度を考慮して算出した等価ヤング係数 $1.76\times 10^5\text{N/mm}^2$ を用いた。支持材の幅を考慮して、図1のような鋼製薄板の接合位置と支持材の縁部をピン支持とした。幾何非線形を考慮した静的増分解析を行った。その結果、板中央部の面外変形量は8.1mmであった。このことから、同様の解析を行った場合の面外変位が8mm以下であれば、日常使用における必要面外剛性を確保できていると考えることにし、異なる断面の面外剛性を解析的に評価する。なお、面外方向の加力により、波板が塑性座屈し、除荷後に加力前の状態に戻らなくなる可能性もあることから、当該問題について今後精査することにする。

2.2 検討断面例の解析

前述同様の解析条件により、図3に示す断面に対して面外剛性を評価する。各断面の板中央部の面外変形量は断面C-1で8.01mm、断面C-2で7.71mm、断面C-3で8.35mm、断面Eで1.20mmであった。なお、比較のため板

厚0.4mmの凹凸のない平板で同様の解析を行ったところ、9.84mmとなった。必要面外剛性を確保する上での最大変位を8mmとすれば、断面C-1、C-2、Eが条件を満たした。

3.面内せん断耐力について

3.1 解析方法

図3の断面形状の鋼製薄板の上下辺に新設架構(すぎ材, 90×90mm)を取り付けたモデルの面内せん断耐力を評価する。鋼製薄板のモデル化は面外性能評価時と同様とする。ヤング係数は $2.05\times 10^5\text{N/mm}^2$ とする。図2に境界条件を示す。鋼製薄板の上下辺から20mmの位置を鋼製薄板接合位置として節点を設け、新設架構に相当する線材に固定した。上辺材の右端に図中右方向に強制変位を与え、変位増分の静的増分解析を行った。境界条件は下辺材の左端をピン支持、右端をローラー支持、上辺材の両端をローラー支持とし、図2のように座標を設定した場合の、新設架構のz方向の並進とx方向の回転を拘束した。新設架構はヤング係数 $E=7.00\times 10^3\text{N/mm}^2$ (すぎ, 無等級)で弾性とした。

3.2 解析結果

図3に各断面の荷重-変形関係を示す。図4に断面C-1(変形角0.4%時)と図5に断面C-2(変形角0.33%時)の応力図と面外変形図を示す。同様の解析で板厚0.4mmの凹凸のない平板での最大耐力は28kN/mとなり、凹凸の加工を施すことで、面内せん断耐力は低下することが確認できるが、前報で論じた壁倍率2.0程度は確保できる。断面Eでは鋼製薄板接合部の応力度が集中的に高くなり、波加工が捻じれるような変形をしたことで耐力が低下し

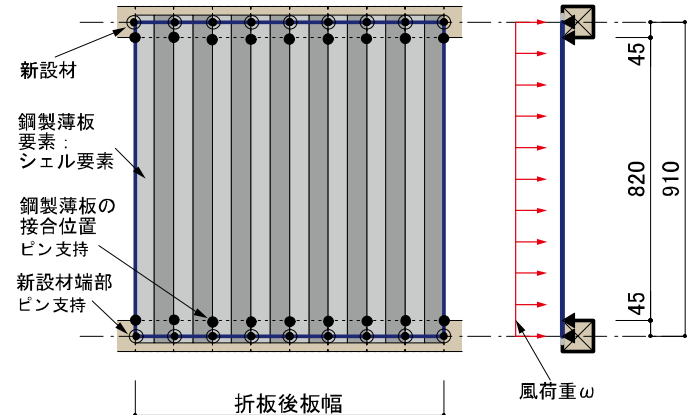


図1. 面外剛性モデル図

た。断面 C-1 は変形初期から全体座屈の進展により剛性が徐々に低下し、変形角 0.33%時から耐力が低下した。全体座屈の進展とともに鋼製薄板の右上と左下の鋼製薄板接合部の応力度が集中的に高くなっていき、右上から左下へと対角線上に張力場が形成され、せん断力が伝達されたと考えられる。断面 C-2, C-3 は変形初期からの鋼製薄板接合部の応力度が集中的に高くなったことと共に鋼製薄板中央部の波から座屈を起し、断面 C-2 は変形角 0.15%時、断面 C-2 は変形角 0.28%時に全体座屈が起こった。また、断面 C-2, C-3 は平板の部分がねじれるように変形していることに対して、断面 C-1 は面外方向に大きな変形が見られなかった。このことにより、断面 C-2, C-3 は断面 C-1 よりも耐力が低下したと考えられる。これらの結果より、面内せん断耐力の低下は鋼製薄板接合部付近のねじれ変形と局部座屈の発生に起因することが確認できた。前者は波の間の平板の幅を小さくすること、後者に対しては、波の数を多く、波の高さを小さくすることで張力場の形成条件の付与で、耐力向上できると考えられる。

#### 4.まとめ

既存木造住宅耐震補強工法の外装材兼耐震要素である鋼製薄板の外装材としての面外剛性と耐震壁としての面内せん断耐力の相反する要求に関する力学的性能を解析的に評価した。感覚的に必要と思われる面外剛性をモックアップにより確認し、断面に波板加工を行った鋼板の面外変形について評価した。また、同断面の鋼板の面内せん断耐力について検討した。検討断面例の範囲では、波の数が多く、波の間の平板の寸法を小さくした波板が面外剛性、面内せん断耐力の双方の要求を満足する上で有効であった。検討断面例の波板加工を行った鋼板が開発工法で使用できる可能性を示した。

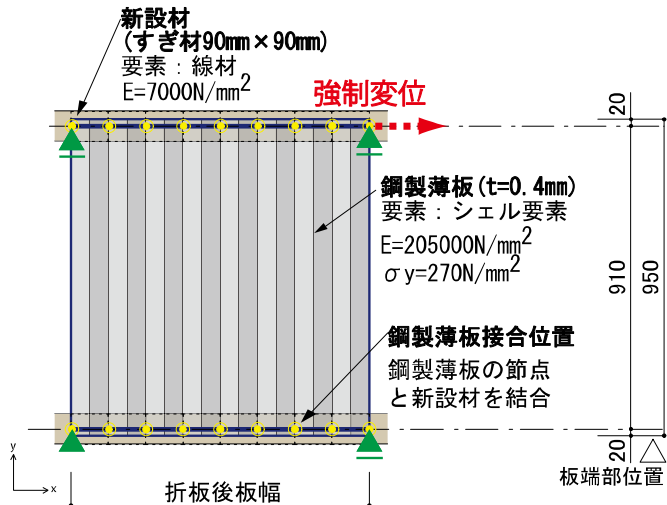


図 2. 面内せん断耐力モデル図

参考文献は続編に記す。

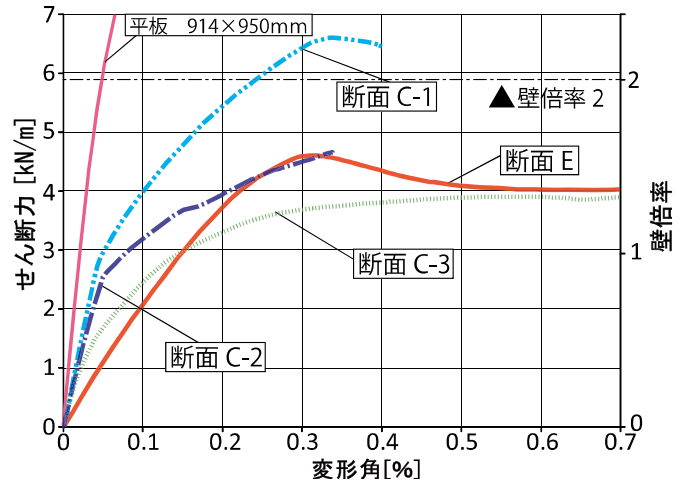
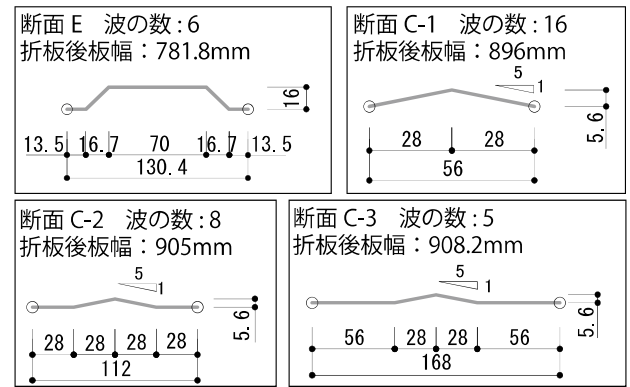


図 3. 荷重-変形関係

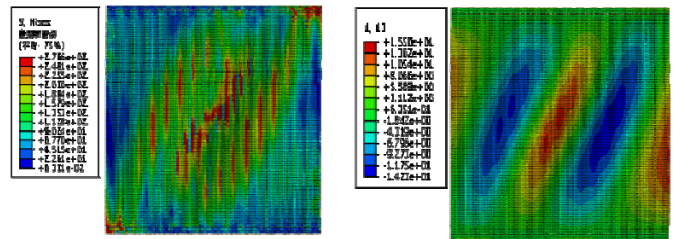


図 4. C-1 (変形角 0.4%時)

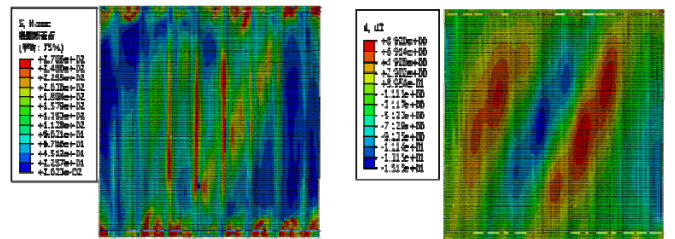


図 5. C-2 (変形角 0.33%時)

\*1 首都大学東京都市環境科学研究所建築学域 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 首都大学東京都市環境学部建築都市コース 助教・博士(工学)  
 \*4 株式会社久米設計 修士(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 Assistant Prof, Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Dr.Eng.  
 \*4 KUME SEKKEI Co., Ltd., M.Eng.