

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7 腰壁つき補強壁の解析

正会員 ○荻野航平\*<sup>1</sup> 正会員 高木次郎\*<sup>2</sup>  
正会員 堀口泰次郎\*<sup>3</sup> 正会員 遠藤俊貴\*<sup>4</sup>  
正会員 湯本茂樹\*<sup>5</sup>

木造住宅 耐震補強 モルタル仕上壁  
鋼製薄板 有限要素法解析

1. はじめに

本報では、全面補強壁と腰壁が隣接する 2P 架構の耐震性能を解析的に評価する。

2. 解析モデル概要

既往研究<sup>1)</sup>の標準試験体の解析モデル同様、モルタルと鋼板を一体とし線材要素としたモデル(「P2P モデル」と呼ぶ)とモルタルと鋼板をそれぞれ弾塑性シェル要素としたモデル(「P2S モデル」と呼ぶ)の2つを作成した。

2.1 P2P モデル

図3に解析モデルの構成を示す。基本構成は既往研究<sup>1)</sup>同様で、外周部全てのビス接合部に対して、木架構線材とモルタル鋼板材及び「ビスばね」を設けた。鋼板は1Pごとに1枚ずつ設け、中央の柱(以下、「中柱」)に対しては、両側の鋼板を重ねて長ビスで固定する。L字形の立面となるモルタル仕上+鋼板補強は、L字を保持したまま水平力に抵抗する場合とモルタルにひび割れが発生してL字を保持しなくなる場合の両方の可能性が考えられる。解析モデルでは、中柱近傍でモルタルに曲げひび割れが発生する場合を想定して、1Pごとのモルタル鋼板材でモデル化した。柱と横架材の間の接合部には「ほぞばね」(図2)を設け、外周部全てをビスで固定した。柱上部には図3、4の通り鉛直荷重を加えた。5.3kNと8.5kNは文献<sup>6)</sup>の1階隅柱と中柱に作用する軸力に相当する。

中柱近傍のモルタル鋼板材同士の接合部(図3のa部詳細図)には、X方向(水平方向)の接触ばねとY方向(鉛直方向)の弾塑性せん断ばねを設けた。X方向ばねではモルタル鋼板材が離間する方向の耐力(引張耐力)を無視し、接触側(圧縮側)を弾性高剛性とした。Y方向はモルタルのせん断耐力を無視して鋼板のせん断耐力のみを評価するため、前編(その6)の鋼板せん断ばねで接合した。

中柱の両側のモルタル鋼板材に対してはビスばねで中柱と接合した(図3のa部詳細図)。1本の長ビスによる接合を2つのビスばねでモデル化した。

2.2 P2S モデル

図4に解析モデル概要を示す。基本構成は前編(その6)のAICモデル同様、木架構線材、モルタルと鋼板をそれぞれモデル化した弾塑性シェル要素、及びビス接合部を

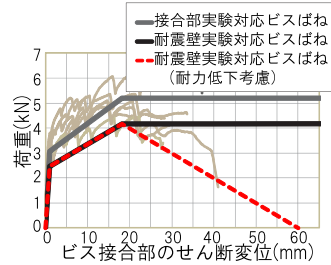


図1 ビスばねの復元力特性

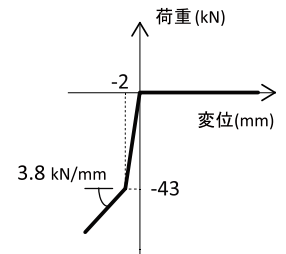


図2 ほぞばねの復元力特性

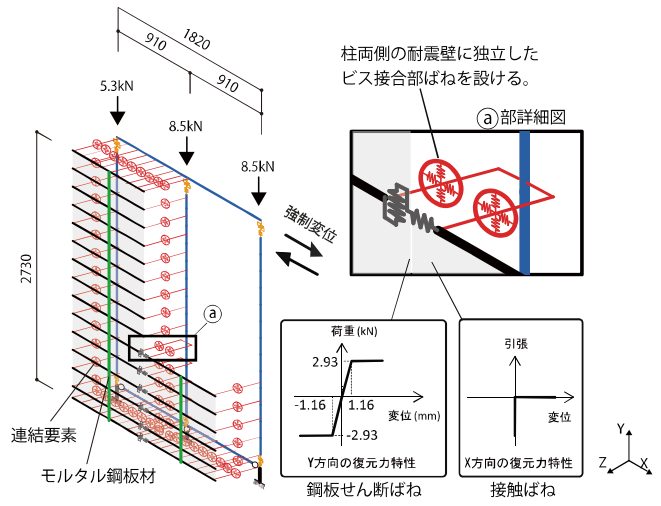


図3 P2P モデル概要

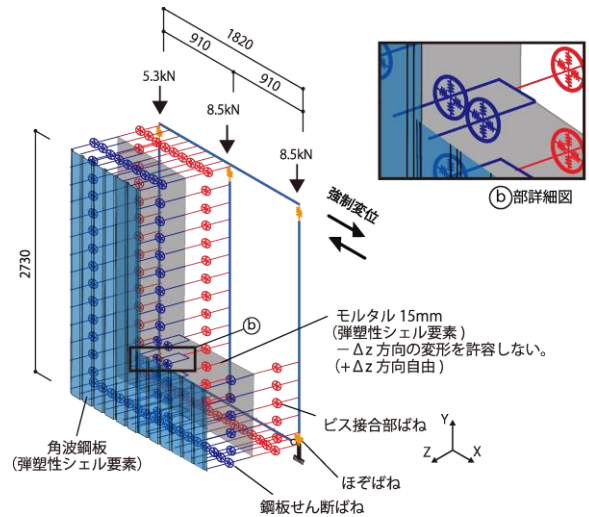


図4 P2S モデル概要

モデル化した「ビスばね」と「鋼板せん断ばね」で構成した。モルタルはL字型の立面とし、鋼板は1Pごとに1枚ずつ設けた。中柱近傍では鋼板のせん断耐力を評価するため2つの鋼板せん断ばねでモデル化した(図4のb部詳細図)。ほぞばねと鉛直荷重の設定はP2Pモデルと同じである。

### 3. 解析結果

正負両方向に荷重した解析結果の荷重変形角関係を図5に示す。横軸は上部の梁の水平変位を高さで除した真の変形角であり、横軸は水平力である。正方向荷重時では、P2Sモデルの荷重変形角関係は約5kNまでP2Pモデルと一致したが、P2Sモデルは変形角0.3%で全面補強壁の接合部付近にモルタルの局所的なひび割れが生じ耐力が低下した。変形角7.3%時、P2Pモデルでは全面補強壁と腰壁が一体的にロッキング変形している(図6)のに対し、P2Sモデルでは腰壁の剛体回転はわずかで全面補強壁のみロッキング変形した(図7)。P2Sモデルの腰壁モルタルにせん断ひび割れが発生したこと(図8)、鋼板が面外座屈したこと(図7)に起因すると考えられる。負方向荷重時でも、荷重約5kN以降にP2Sモデルの耐力が低くなった。これは全面補強壁と腰壁の間のせん断ひび割れと(図9)腰壁の柱脚付近のモルタルの損傷(図10)に起因すると考えられる。

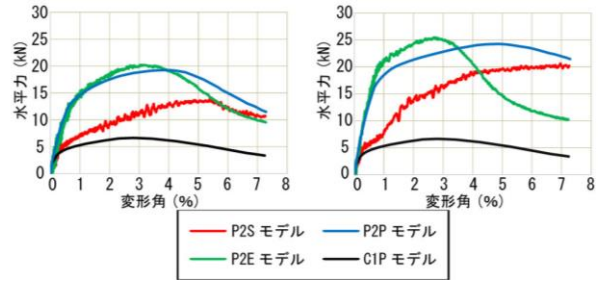
P2Sモデルのモルタルを弾性としたモデル(「P2Eモデル」と呼ぶ)の荷重変形角関係は正方向ではP2Pモデルのグラフの外形と概ね一致した(図5a)。負方向ではP2Pモデルで確認された全面補強壁と腰壁の間の離間(図11)がP2Eモデルでは発生しない点が両者の相違(図5b)に起因すると考えられる。

### 4. 腰壁つきモデルの耐震性能評価

P2Pモデルの腰壁が存在せず、全面補強壁のみの解析モデル(「C1Pモデル」と呼ぶ)(柱2本の上部の鉛直荷重はいずれも5.3kN)と壁基準耐力 $F_w$ を比較した結果を表1に示す。C1Pモデルの $F_w$ に対してP2Pモデルの $F_w$ は2.3倍(正方向)と3.0倍(負方向)であり、P2Sモデルの $F_w$ は1.4倍(正方向)と2.0倍(負方向)である。

### 5. まとめ

標準補強壁と隣接する腰壁を同時に補強した架構について、モルタルと鋼板を個別にモデル化して挙動を解析的に評価した。腰壁周辺のモルタルの損傷が比較的大きく、モルタルと鋼板を一体化した解析モデルよりも水平耐力が低下することを確認した。腰壁つき補強壁の基準耐力は全面補強壁の耐力の1.4倍以上であり、モルタルの



(a) 正方向荷重時 (b) 負方向荷重時  
図5 荷重変形角関係

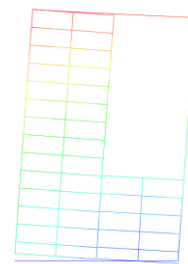


図6 P2Pモデル 変形図(変形角正方向7.3%時)

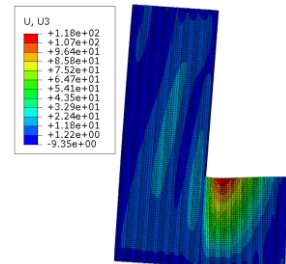


図7 P2Sモデル鋼板面外方向変形図(変形角正方向7.3%時)

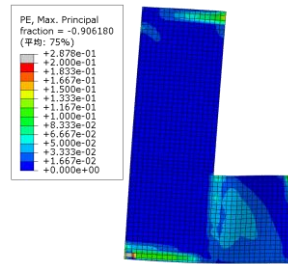


図8 P2Sモデル モルタル塑性ひずみ分布(変形角正方向7.3%時)

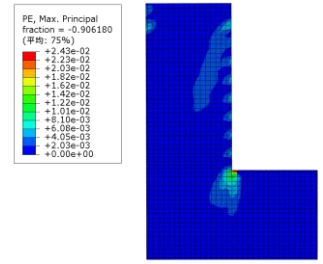


図9 P2Sモデル モルタル塑性ひずみ分布(変形角負方向0.4%時)

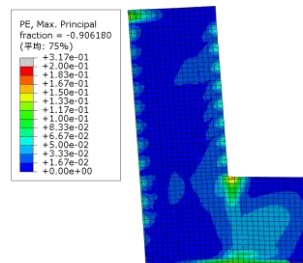


図10 P2Sモデル モルタル塑性ひずみ分布(変形角負方向7.3%時)

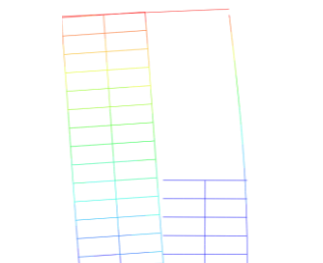


図11 P2Pモデル変形図(変形角負方向7.3%時)

表1 壁基準耐力表(kN/m) (\*1)

	C1Pモデル	P2Pモデル	P2Sモデル
FW(kN) (*2)	6.1	14.1(18.2)	8.7(7.9)
Pu(kN)	6.6	19.5(25.0)	13.4(22.9)
$\delta u$ (%) (*3)	5.11	5.85(6.67)	6.67(6.67)
$\delta v$ (%)	0.46	0.84(0.94)	1.13(3.34)
$\mu$	11.02	6.97(7.09)	5.99(2.00)

(\*1) ()内の数値は負方向荷重の解析結果を示す。

(\*2)  $FW = Pu \times 0.2\sqrt{2\mu - 1}$

(\*3) 水平耐力が0.8Pmaxまで低下しない場合の $\delta u$ は1/15rad(=6.67%)とする。強度に依存する。

参考文献と謝辞は続編に示す。

\*1 首都大学東京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科学研究科建築学域 准教授・Ph.D  
\*3 大和ハウス工業株式会社 修士(工学)  
\*4 EQSD 一級建築士事務所 博士(工学)  
\*5 日本鐵板株式会社

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