

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8 柱の長期軸力の影響

準会員 ○舎川将太郎*1 正会員 高木次郎*2
正会員 堀口泰次郎*3 同 遠藤俊貴*4
同 湯本茂樹*5

木造住宅 耐震補強 モルタル仕上壁
鋼製薄板 柱軸力 FEM 解析

1. はじめに

耐震壁の柱脚の引き抜けは既存木造住宅の典型的な損傷である。本耐震補強工法はモルタルと鋼板を既存木造架構にビス固定することで、既存の耐震診断の枠組⁶⁾が規定する耐震壁と接合部の両方を補強できるとした。ここでは、一部のビス接合部の耐力が特に接合部補強に寄与すると考えて、補強壁自体の耐力を低めに評価する形で整理した。柱脚の引き抜けに対する抵抗力は、柱の長期軸力に依存するため、本報ではその影響を複数の架構モデルに対して解析的に分析評価する。

2. 解析モデル

図 1-3 の 3 種類の架構で柱の長期軸力を変化させて頂部の梁に水平方向の強制変位を与えた場合の挙動を比較する。図 1 は全面補強壁 1P モデル（以下、1P モデル）、図 2 は 1P の解析モデルを拡張した全面補強壁に腰壁を隣接させたモデル（以下、腰壁つき 2P モデル）、図 3 は「木造住宅の耐震診断と補強方法（資料編）」⁶⁾の例題（以下、例題）と同じ架構モデルの 1 階部分（以下、構面モデル）である。1P と腰壁つき 2P モデルの概要はそれぞれ既往研究¹⁾と前報（その 7）の通りである。（腰壁つき 2P モデルは前報の鋼板とモルタルを一体の線材としたモデルである。柱頭柱脚部は柱の引き抜きを考慮するため、鋼板の外周部全てをビスで接合し、柱頭柱脚には材軸方向には耐力が働かず、材直交方向には「木質構造接合部設計マニュアル」⁸⁾より算出した 4.8kN/mm の弾性ばねを設定するばねを設けた（以下、ほぞばね）。構面モデルは例題では 2 階も含めた架構モデルで行っているが、例題より 1 階壁の損傷が支配的で架構の水平耐力が決定され、1 階の耐力評価を行う目的で図 3 のようなモデルとした。図 1-3 のように各解析モデルの柱頂部に長期軸力 P を与えた上で、梁に X 方向の強制変位を与えた。長期軸力は 1 階の柱軸力として想定される 8kN 近傍値として 4kN、6kN、8kN、10kN、12kN とした。

3. 解析結果

各モデルの荷重変形角関係を図 4-6 に、変形の様子を図 7-10 に示す。また、同関係から「木造住宅の耐震診断と補強方法」⁶⁾に準拠して算出した最大耐力、壁基準耐力、塑性率の各諸元を表 1 に示す。壁基準耐力は架構中の全面補強壁の幅（1P=0.91m）で除した値である。さらに、

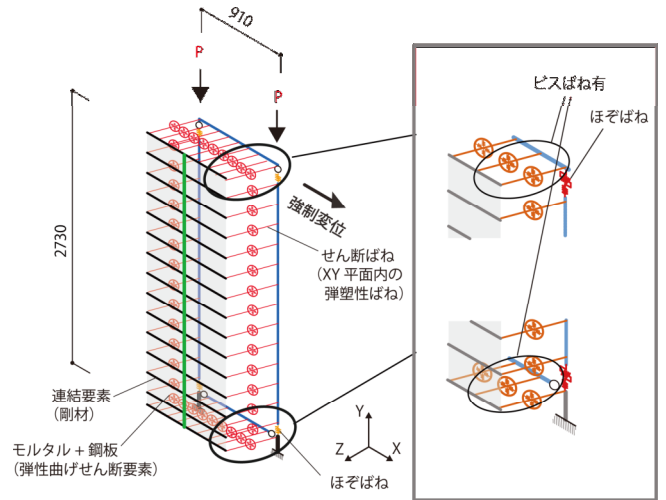


図 1 1P 解析モデル

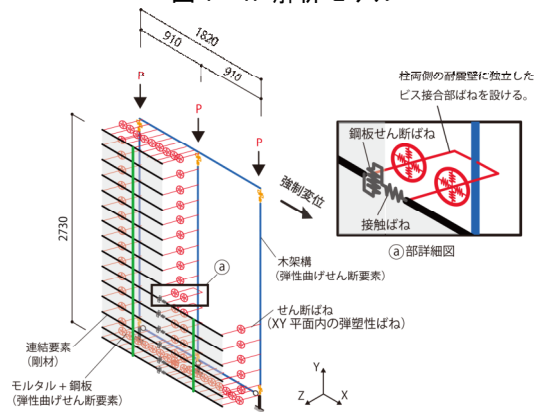


図 2 腰壁つき 2P 解析モデル

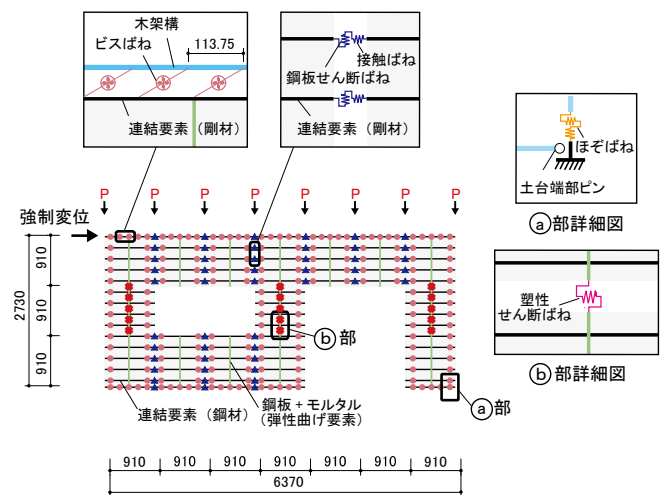


図 3 構面モデル

これらの各諸元の軸力の影響を比較するため、基準長期軸力の 8kN 下の値で規準化した結果を図 11-13 に示す。各諸元は 1P、腰壁つき 2P、構面モデルの順に長期軸力の影響を受ける。1P と腰壁つき 2P モデルでは軸力の増大に伴いいずれの諸元も単調に増大するが、構面モデルでは、塑性率が減少する。この理由は後述する。

1P モデルは軸力に依存せず最右端の柱脚部を中心にロッキング変形する (図 7)。腰壁つき 2P モデルは軸力 6kN 以下では最右端柱脚部中心にロッキング変形するのに対し、軸力 8kN 以上では中柱の引き抜きが発生せず中柱脚部中心の変形となる (図 8)。また、モルタル鋼板材と木架構を接合するビスばねは、軸力 8kN 以上の場合で、最大耐力後の耐力低下が大きくなる。

構面モデルは、変形角 4-5% の間に右側の全面壁右柱と接合するビスが水平方向の相対変位増大に伴い、土台と接合するビスの耐力も喪失することで、架構の水平耐力が急激に低下する。軸力 8kN 以下では、変形角 7.3% 時で中央の全面壁の左柱が浮き上がる (図 9) のに対し、軸力 10kN 以上では、中央の全面壁でも、変形角 5-6% 時に水平方向の相対変位増大に伴うビスの耐力低下が見られた。中央の全面壁の柱は浮き上がらず、左側の全面壁のみが浮き上がった (図 10)。変形角 4-5% 時の右側の全面壁周辺のビスの耐力低下により終局変位 du が決定される一方で、降伏変位 dv は軸力増加とともに上昇するために、塑性率が軸力増加とともに減少したと考えられる。

4. まとめ

本研究では、長期柱軸力の値と架構の形態が、外付鋼板補強壁の耐力や挙動に及ぼす影響を解析的に分析評価した。1P モデル、腰壁つき 2P モデル、構面モデルの長期軸力を変化させて最大耐力、壁基準耐力、塑性率に及ぼす影響を示した。各諸元は軸力増加に伴い単調増加するが構面モデルの塑性率のみ減少した。各モデルの変形の様子から軸力増加による中柱の引き抜き抑制を確認し、構面モデルは引き抜きが抑制されたことで変形挙動が変化した。

参考文献と謝辞は続編でまとめて示す。

表 1 最大耐力、壁基準耐力、塑性率

		長期軸力 (kN)				
		4	6	8	10	12
1P	Pmax (kN)	6.17	6.68	7.19	7.69	8.18
	Fw (kN/m)	5.02	5.78	6.42	7.03	7.51
	μ	8.89	9.93	10.52	10.97	10.9
腰壁つき 2P	Pmax (kN)	18.25	19.24	20.07	20.78	21.45
	Fw (kN/m)	13.99	15.46	16.69	17.46	18.31
	μ	7.7	8.41	8.99	9.06	9.35
構面	Pmax (kN)	106.98	109.94	112.6	114.9	117
	Fw (kN/m)	26.49	27.41	27.81	28	27.9
	μ	7.09	7.13	6.95	6.83	6.58

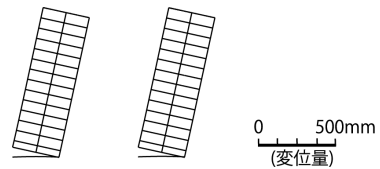


図 7 1P の変形 (変形角 7.3% 時)

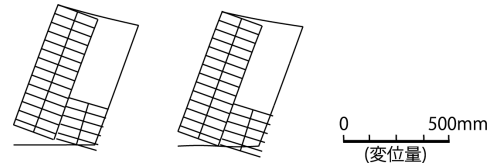


図 8 腰壁つき 2P の変形 (変形角 7.3% 時)

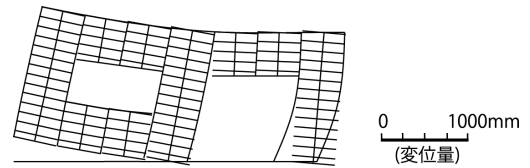


図 9 軸力 8kN のときの構面の変形 (変形角 7.3% 時)

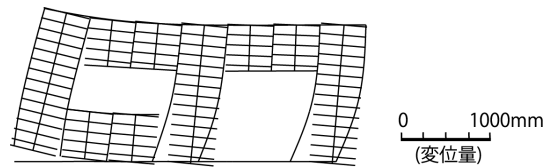


図 10 軸力 10kN のときの構面の変形 (変形角 7.3% 時)

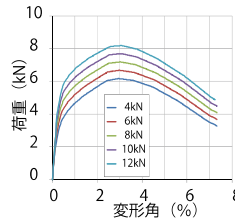


図 4 1P モデルの荷重変形角関係

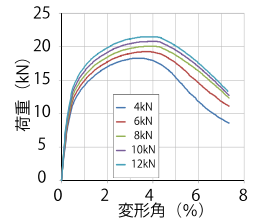


図 5 腰壁つき 2P の荷重変形角関係

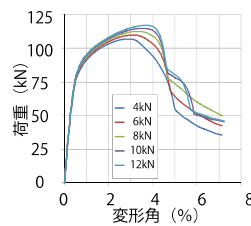


図 6 構面モデルの荷重変形角関係

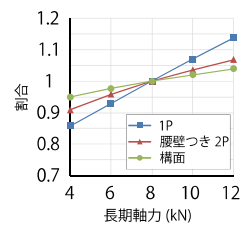


図 11 最大耐力-長期軸力

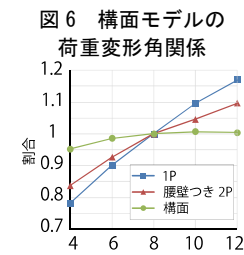


図 12 壁基準耐力-長期軸力

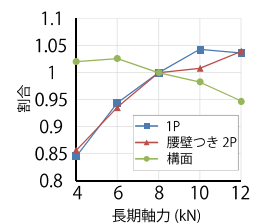


図 13 塑性率-長期軸力

*1 首都大学東京都環境学部建築都市コース 学部生
 *2 首都大学東京都環境研究科建築学域 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 Undergraduate Student, Div. of Architecture and Urban Studies, 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.