

論文 壁式 RC 造共同住宅の戸境壁を対象とした鉄骨枠による新設開口補強技術の実験研究

坂下 雅信*1・向井 智久*2・勅使川原 正臣*3・中村 聡宏*1

要旨：壁式 RC 造共同住宅の戸境壁を対象として鉄骨枠による新設開口補強を行った試験体の載荷実験を行った。実験変数は壁板と鉄骨枠の接合方法、接着接合とボルト接合とした。新設開口補強を行った試験体では、壁板に発生したせん断ひび割れの進展が鉄骨枠によって抑制される等の理由により、開口新設前を想定した無開口試験体を上回る水平耐力や変形性能を示した。新設開口補強後も壁板のひび割れ分布や鉄筋降伏時の水平荷重、層間変形角はほとんど変わらず、接合方法によらず、構造性能の回復効果が見られた。

キーワード：壁式構造、戸境壁、開口新設、開口補強、鉄骨枠、せん断耐力

1. はじめに

高度経済成長期以降に計画的に供給された壁式 RC 造共同住宅は、都市の貴重な社会資産であると考えられるが、住戸面積が小規模なもの(3DK・50m²程度が標準的)が多く、現在の住宅に対するニーズを十分に満足するものとなっていない。ニーズに合った広さを有する住環境を提供する一つの方法として、空き住戸を有効活用して、構造躯体である壁に開口形成を行い、2戸の住戸を1戸の住戸に連結化する2戸1化改修が考えられる。

壁式共同住宅のうち、公的賃貸住宅の2戸1化改修に関しては、中村^{1) 2)}らによる実験的研究が報告されており、戸境壁への開口新設による構造性能の低下は許容しつつ、耐震設計上必要となる構造性能を満足させるために、あと施工アンカー等を活用した改修技術の効果が検証されている。一方、住戸ごとの区分所有者が異なる分譲住宅においては、開口新設を行う際に多数の区分所有者の合意形成が必要となるため、2戸1化改修の実施には、「開口形成が住戸ごとに段階的に行われること」、「開口形成により低下した構造性能を回復させること」、「当該住戸の範囲内で完結できること」を前提とした新設開口の補強技術が不可欠となる。本稿では、壁式共同住宅の戸境壁を模擬して製作した耐力壁試験体を対象とした新設開口の鉄骨枠による補強実験について報告する。

試験体は、開口新設前の戸境壁を想定した試験体 W、技術基準解説書³⁾による等価開口周比 0.4 (壁長さ l は直交壁中心間距離とした) に相当する開口 (460mm×1160mm) を新設した後に鉄骨枠による補強を行うことを想定した試験体 WOE、WOB の3体で、縮尺は 0.6 である。試験体 WOE、WOB の違いは、壁板と鉄骨枠の接合方法 (前者は接着、後者はボルト) とした。なお、3体の試験体の既存部は、同一の断面、配筋で、使用材料も同じである。

本稿では、開口新設後に鉄骨枠を用いて補強することで耐力壁のせん断耐力を回復し、開口新設前と同等の水平耐力を確保することを目標としており、鉄骨枠をモーメントフレームとして挙動させるため、開口の上側だけでなく、下側にも補強を施している点、開口の新設補強が対象住戸のみで完結するようにしている点が特徴である。試験体 W は、曲げ終局モーメント時のせん断力がせん断耐力を上回るように設計した。試験体の断面は、両

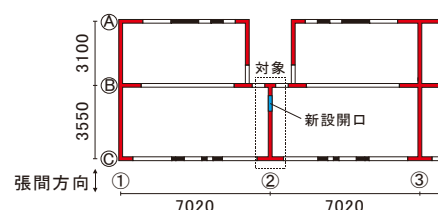


図-1 想定建物の平面図 (単位: mm)

表-1 試験体諸元

試験体名	W	WOE	WOB
壁板	厚さ: 110mm, 壁縦筋・壁横筋とも: 2-φ6@180 (SR235)	幅: 300mm, 厚さ: 110mm	幅: 300mm, 厚さ: 110mm
直交壁	縦筋: 16-φ9 (SR235), 横筋: 2-φ6@90 (SR235)	縦筋: 16-φ9 (SR235), 横筋: 2-φ6@90 (SR235)	縦筋: 16-φ9 (SR235), 横筋: 2-φ6@90 (SR235)
下スタブ	断面: 700mm×375mm, 主筋: 10-D25, せん断補強筋: 4-D13	断面: 700mm×375mm, 主筋: 10-D25, せん断補強筋: 4-D13	断面: 700mm×375mm, 主筋: 10-D25, せん断補強筋: 4-D13
上スタブ	断面: 700mm×525mm, 主筋: 8-D25, せん断補強筋: 4-D13	断面: 700mm×525mm, 主筋: 8-D25, せん断補強筋: 4-D13	断面: 700mm×525mm, 主筋: 8-D25, せん断補強筋: 4-D13
開口	—	幅: 460mm, 高さ: 1160mm 技術基準解説書 ³⁾ による等価開口周比0.40	幅: 460mm, 高さ: 1160mm 技術基準解説書 ³⁾ による等価開口周比0.40
鉄骨枠	—	幅: 1080mm, 高さ: 1460mm (SN490B)	幅: 1080mm, 高さ: 1460mm (SN490B)
鉄骨枠 — 既存 躯体間	接合: — 充填: —	低粘度型高強度 エポキシ樹脂	寸切りボルト (48-M14, SNB7) 無収縮性高強度グラウト材

2. 実験概要

2.1 想定建物

想定建物は、1960年代に建設された現場打ち壁式 RC 造の5階建ての住棟で、各階の住戸数は8戸である。図-1に想定建物の平面図を示す。実験で対象とするのは、階段室がある構面2の張間方向の1階の戸境壁である。

2.2 試験体概要

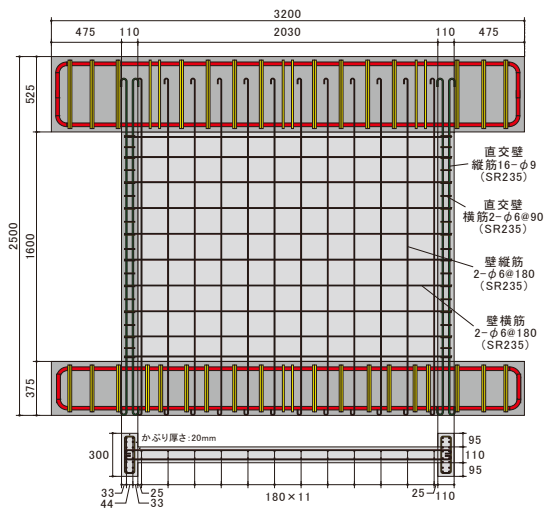
表-1に試験体諸元を、図-2, 3に試験体形状を示す。

*1 国立研究開発法人 建築研究所 構造研究グループ 主任研究員 博士 (工学) (正会員)

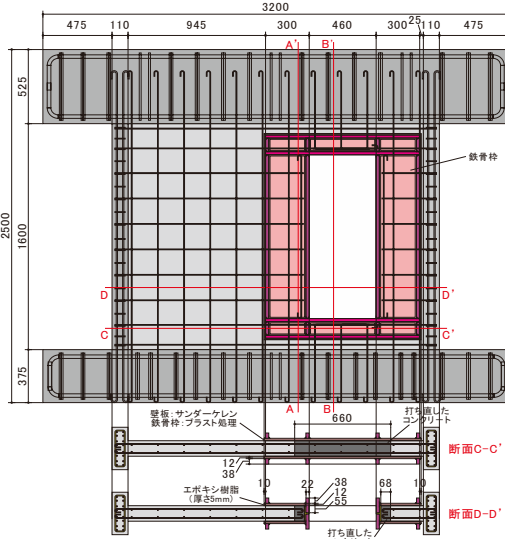
*2 国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部 評価システム研究室長 博士 (工学) (正会員)

*3 中部大学 工学部建築学科 教授 工学博士 (正会員)

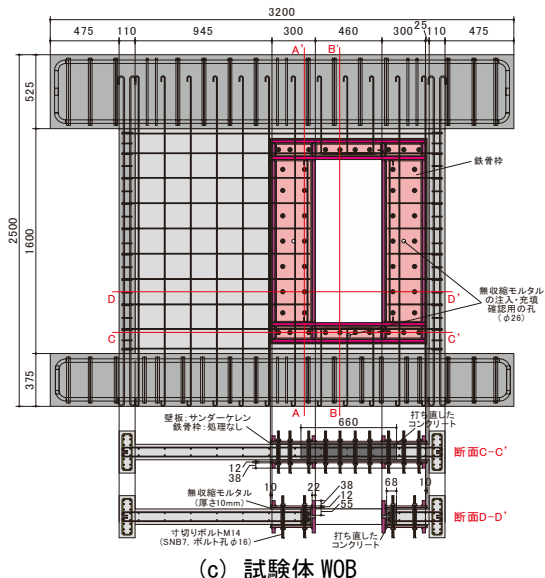
端に壁厚（110mm）と同厚の直交壁が取り付く形状としており、耐力壁の曲げ降伏を防止するために、直交壁内の縦筋の配筋量を増やしている。また、当時の材料強度



(a) 試験体 W

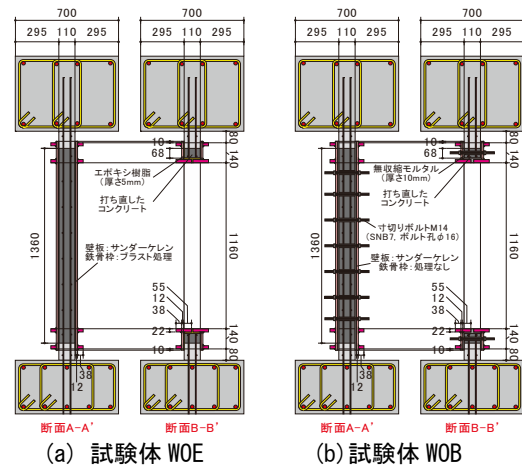


(b) 試験体 WOE



(c) 試験体 WOB

図-2 実験試験体の形状（単位：mm）



(a) 試験体 WOE (b) 試験体 WOB

図-3 実験試験体の断面図

（単位：mm，断面 A-A'，断面 B-B' は，図-2 参照）

を模擬するために、壁板部分のコンクリートの設計基準強度を 15N/mm^2 とし、壁板、直交壁には丸鋼を用いた。

試験体 WOE, WOB では、事前に実施した FEM 解析の結果等を踏まえ、試験体 W のせん断耐力の計算値から、開口の上下や左右の壁板において、開口形成によって伝達が阻害されるせん断力（開口縁に対して平行方向の力）や支圧力（開口縁に対して垂直方向の力）を求め、これらの力が鉄骨棒によって相互に伝達されることで、耐力壁の最大耐力が回復するものとした。この際、鉄骨棒は概ね弾性域で挙動すること、壁板-鉄骨棒間の接合要素が、上記せん断力を上回るせん断強度を有していることを設計時に確認している。

2.3 開口の新設補強

図-4 に試験体 WOB における開口の新設補強の手順を示す。図-4(a)に示すように、試験体 WOE, WOB では、壁板部分のコンクリートをはつり、壁縦横筋を切断して端部にフックを設けて定着を確保した上で、図-4(b)に示すように、開口周囲のコンクリートの打ち直しを行った。打ち直しを行ったコンクリートの圧縮強度は、壁板部分のコンクリートの圧縮強度（実強度）の2倍を目安とした。試験体 WOB では、鉄骨棒を接合するためのボルト孔（直径 27mm）も設けている。

図-4(b), (c)に示すように、新設開口を補強する鉄骨棒は、壁板の両側から挟み込むように設置した。試験体 WOE, WOB の補強に用いた鉄骨棒の相違は、ウェブ内の孔の有無（試験体 WOB では、モルタル注入及びボルト挿入用の孔を設けている）及び鉄骨内側の表面の仕上げの有無（試験体 WOE では、接着強度を確保するために、ブラスト処理後に防錆材を塗布している）である。試験体 WOB では、鉄骨棒の設置後、貫通孔内に寸切りボルト（M14）を48本挿入している。なお、補強に用いた鉄骨棒は、図-2, 3の断面 B-B'，D-D' に示すよう

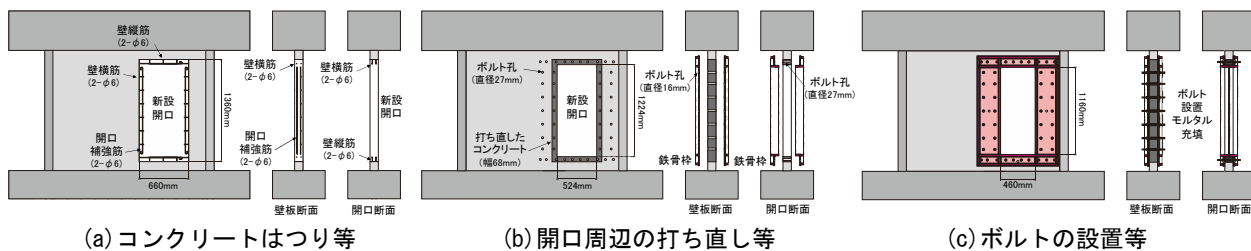


図-4 試験体 WOB における開口の新設補強の手順

に、開口側面のコンクリートから伝達される支圧力が鉄骨枠に直接伝達できるように、開口際の方のフランジを内側に延長している。

鉄骨枠の設置後に、試験体 WOE では鉄骨枠の周囲にシーラ材を塗布した上で、図-2, 3 に示すように、壁板-鉄骨枠間の 5mm の隙間にエポキシ樹脂を充填することで、両者の一体化を図っている。また、試験体 WOB では鉄骨枠の周囲に型枠を設置した上で、図-2, 3 に示すように、壁板-鉄骨枠間の 10mm の隙間に無収縮モルタルを充填している。この際、ボルトの挿入に用いた直径 27mm の孔内にも無収縮モルタルを充填することで、ボルトのだぼ作用によるせん断伝達を行う（鉄骨枠のボルト孔の直径は 16mm）。無収縮モルタルの硬化後に 40Nm のトルクでナットの締め付けを行っており、トルク係数を 0.2 とした場合のボルト張力は降伏強度の 16% である。

2.4 材料特性

表-2 に試験体に使用した材料の試験結果を示す。壁板部分及び開口周囲のコンクリートの圧縮強度の平均値はそれぞれ 24.1N/mm²、54.8N/mm² である。試験体 WOB の鉄骨枠間との充填に用いた無収縮モルタルの圧縮強度は 121.8 N/mm² とコンクリートを大きく上回っている。

試験体 WOE, WOB では、荷重実験中、鉄骨枠の挙動が概ね弾性域に留まるように、鉄骨枠の材種を SN490B とするとともに、試験体 WOB の寸切りボルトにも高強度の材料を用いた。なお、試験体 WOE に使用したエポキシ樹脂の材料試験値は、引張強さ 61N/mm²、圧縮降伏強さ 92N/mm²、引張せん断接着強さ 14N/mm² であった。

本稿では割愛するが、接着面やボルト接合面を模擬した要素実験を実施しており、壁板-鉄骨枠間の接合要素のせん断設計に必要となる接着面の単位面積あたりもしくはボルト 1 本あたりのせん断強度を確認している。

2.5 荷重履歴

図-5 に加力装置図を示す。加力方法はいずれの試験体も共通である。2000kN ジャッキを用いて、直交壁を含めた全断面に対する軸力比が 0.15（表-2(a) に示す試験区間、上スタブの圧縮強度の平均値を用いた）となるように、鉛直荷重 1024kN を作用させた後に、1000kN ジャッキを用いて載荷梁に水平荷重を作用させる片持ち加力を行った。鉛直荷重には、想定建物における長期荷重だ

けでなく、崩壊機構時の変動軸力も含めて考えている。水平加力の高さは、下スタブ上端面から 1825mm とした。

加力は、正負交番の漸増繰返し載荷とし、下スタブに固定した計測フレームに取り付けた変位計を用いて計測した水平変位を、壁板の内法高さ 1600mm で除した層間変形角 R で制御した。加力サイクルは、 $R=\pm 1/1600$ 、 $\pm 1/800\text{rad}$ で 1 回、 $R=\pm 1/400$ 、 $\pm 1/200$ 、 $\pm 1/133$ 、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 1/67\text{rad}$ で 2 回ずつ繰返しした後、正方向のみ $R=+1/50\text{rad}$ まで押切荷重を行うこととしたが、試験体 W では $R=1/100\text{rad}$ サイクル時に、試験体 WOE では $R=1/67\text{rad}$

表-2 材料特性

(a) コンクリート、モルタル

試験体名	種類	範囲	割線剛性 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)	材齢 (日)
W	コンクリート	下スタブ	20.7	26.6	2.1	282
		試験区間、上スタブ	20.5	23.6	2.0	263
WOB	コンクリート	下スタブ	21.1	26.1	2.3	301
		試験区間、上スタブ	20.6	23.8	2.1	282
		開口周辺	29.1	54.4	2.6	117
	モルタル	壁板-鉄骨枠間	38.2	121.8	—	81
WOE	コンクリート	下スタブ	20.5	27.0	2.5	336
		試験区間、上スタブ	21.8	24.9	2.1	317
		開口周辺	28.6	55.1	3.2	152
平均	コンクリート	下スタブ	20.8	26.6	2.3	—
		試験区間、上スタブ	21.0	24.1	2.0	—
		開口周辺	28.9	54.8	2.9	—

(b) 鉄筋、ボルト、鋼材

	試験体名	部位	材種	ヤング係数 (kN/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
φ6	共通	壁縦横筋、直交壁横筋、開口補強筋	SR235	204	343*	491
φ9		直交壁縦筋				
D13	共通	スタブせん断補強筋	SD295A	185	335	475
D25		スタブ主筋				
M14	WOB	寸切りボルト	SNB7	185	783*	1000
t12	WOB	鉄骨枠(ウェブ)	SN490B	188	381	544
t22	WOE	鉄骨枠(フランジ)		187	368	517

* 0.2% オフセット法による。

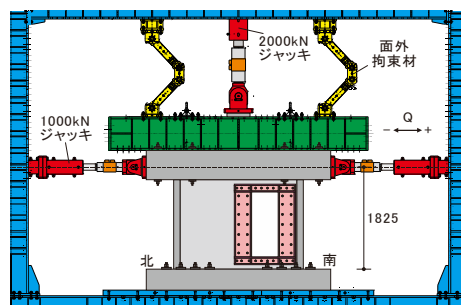


図-5 荷重方法（試験体 WOB の場合、単位:mm）

サイクル時に急激な耐力低下が生じ、鉛直荷重を保持できなくなったため、実験を終了した。試験体 WOE, WOB では、加力方向に対して開口が圧縮側に位置する場合が正方向、開口が引張側に位置する場合が負方向となる。

3. 実験結果と考察

3.1 損傷状況

図-6 に各試験体の実験終了時の損傷状況を示す。試験体Wでは、実験初期に壁板内に鉛直方向のひび割れが発生したが、その後は通常の耐力壁の実験と同じように、壁板のせん断ひび割れや直交壁の曲げひび割れが進展した。 $R=1/400\text{rad}$ 付近で壁縦筋や壁横筋が引張降伏した後、 $R=1/200\text{rad}$ 付近で直交壁縦筋が降伏すると、水平荷重がほぼ頭打ちとなったが、 $R=1/100\text{rad}$ サイクルの負方向載荷時に、図-6(a)に示すように対角方向のせん断ひび割れに沿ったずれが生じ、急激な耐力低下が見られた。

接着接合を行った試験体 WOE, ボルト接合を行った試験体 WOB についても、試験体 W と同じように、壁板のせん断ひび割れや直交壁の曲げひび割れが進展したが、

鉄骨枠に覆われていない部分のひび割れ分布は、試験体 W のひび割れ分布と似ていた。開口が引張側となる負方向では、基準試験体 W と同じく $R=1/133\text{rad}$ を超えた付近で、壁板に発生したせん断ひび割れが直交壁内に進展し、耐力低下を生じたが、いずれの試験体でも鉄骨枠で補強を行ったことで、せん断ひび割れが試験体の断面全体を貫通することができず、耐力低下が緩やかとなったが、その傾向は特に試験体 WOE で顕著であった。

開口が圧縮側となる正方向でも、鉄骨枠で壁板を補強したことで、直交壁脚部における損傷の進展が遅れた。試験体 WOE では $R=1/77\text{rad}$ (1.3×10^{-2}) 付近で、鉄骨枠の接着面近傍のコンクリートが破壊し、図-6(b)に示すように、鉄骨枠の下側が面外方向に飛び出した。その結果、水平荷重を保持できなくなり、直交壁の脚部のずれや沈下が見られた。なお、実験終了後に2枚の鉄骨枠のうちの1枚を取り外したが、図-6(b)に示すように、鉄骨枠の裏面にはコンクリートが満遍なく貼り付いており、接着面近傍のコンクリートにおいて、せん断破壊が生じたものと考えられる。試験体 WOB では、図-6(c)に示

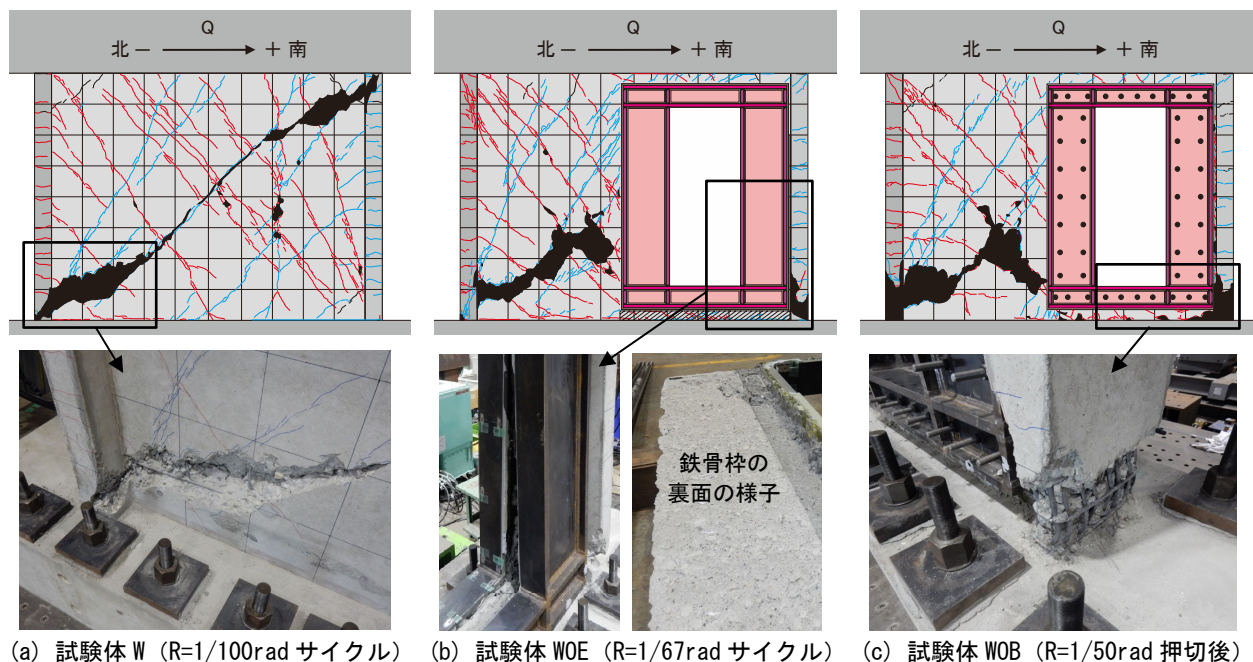


図-6 実験終了時の各試験体の損傷状況

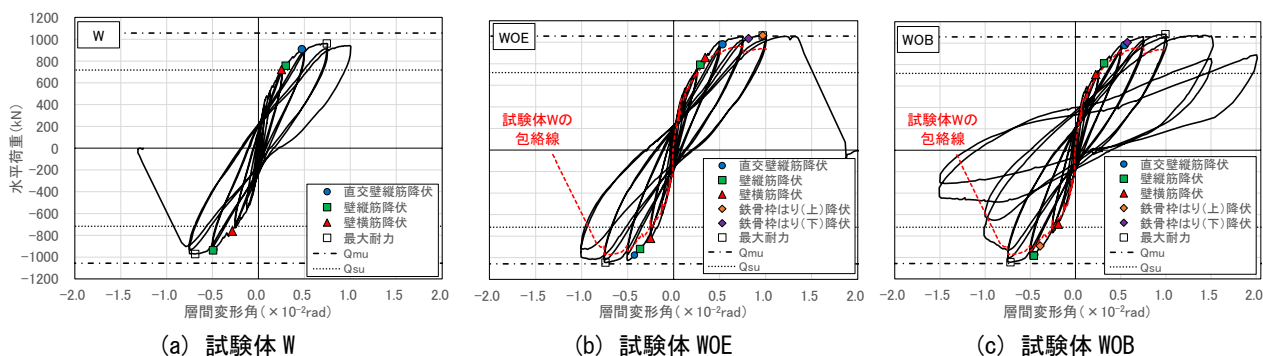


図-7 荷重変形関係

表-3 各試験体の特性値

(a) 初期剛性, 最大荷重

試験体名	実験値			計算値					実験値/計算値				
	初期剛性			最大荷重			初期剛性			最大荷重			
	K	R	Q	k	ko	Q _{mu}	r ₂ ・Q _{su}	Q _{su}	k	ko	Q _{mu}	r ₂ ・Q _{su}	Q _{su}
W	402	0.74 -0.69	962 -971	744	—	—	—	—	0.54	—	0.91 0.92	—	1.34 1.35
WOE	480	0.97 -0.74	1063 -1045						0.65	1.03	1.01 0.99	2.45 2.41	1.48 1.46
WOB	465	0.99 -0.72	1083 -1044						0.63	1.00	1.02 0.99	2.49 2.41	1.51 1.46

K, k, koの単位: kN/mm, Rの単位: $\times 10^{-2}$ rad, Q, Q_{mu}, Q_{su}の単位: kN

(b) 鉄筋, 鋼材の降伏

試験体名	壁横筋		壁縦筋		直交壁縦筋		鉄骨枠(上)		鉄骨枠(下)	
	R	Q	R	Q	R	Q	R	Q	R	Q
W	0.25	722	0.30	758	0.47	909	—	—	—	—
	-0.29	-761	-0.50	-937	-0.49	-930	—	—	—	—
WOE	0.34	858	0.29	792	0.53	981	0.97	1063	0.81	1035
	-0.25	-820	-0.37	-918	-0.43	-974	—	—	—	—
WOB	0.22	707	0.32	812	0.55	981	—	—	0.57	1006
	-0.19	-690	-0.46	-984	-0.45	-973	-0.39	-893	—	—

Rの単位: $\times 10^{-2}$ rad, Qの単位: kN

すように、直交壁脚部のコンクリートが剥落し、縦筋が座屈したが、脆性的な破壊は生じなかった。

なお、試験体 WOE, WOB では、壁板と鉄骨枠の間の変位の計測を行ったが、試験体 WOE では鉄骨枠の脱落時まで、試験体 WOB では実験終了時まで、ずれに起因するような顕著な変位は計測されておらず、壁板と鉄骨枠が一体に近い形で挙動したものと考えられる。

3.2 水平荷重-層間変形角関係

図-7 に各試験体の水平荷重 Q -層間変形角 R 関係を示す。試験体 W では、ひび割れが発生し、壁横筋、壁縦筋、直交壁縦筋の順に鉄筋の引張降伏が生じることで、水平剛性が徐々に低下し、 $R=1/133$ rad 付近で最大荷重に到達した。その後、壁板内のせん断ひび割れが直交壁脚部まで進展し、 $R=1/100$ rad サイクルの負方向で、せん断ひび割れに沿ったずれ破壊に伴う急激な耐力低下を生じたため、実験を終了した。

試験体 WOE, WOB では、開口が引張側となる負方向において、基準試験体 W と同じ $R=1/133$ rad 付近で最大荷重に到達したが、鉄骨枠によって補強されたことで、壁板内のせん断ひび割れに沿ったずれが抑制され、軸力支持能力の喪失には至らなかった。一方、開口が圧縮側となる正方向では、鉄骨枠による補強によって、曲げ圧縮域における直交壁や壁板の損傷が軽減されたため、基準試験体 W を上回る $R=1/100$ rad 付近で最大荷重に到達した。試験体 WOE では $R=1/77$ rad (1.3×10^{-2}) 付近で、鉄骨枠の接着面近傍のコンクリートが破壊し、壁板と鉄骨枠の一体性が損なわれたため、直交壁脚部の破壊が進行し、急激な耐力低下を生じたことから、実験を終了した。試験体 WOB では $R=1/50$ rad の押切載荷後も最大荷重の 80%以上の耐力を保持した状態で実験を終了した。

なお、図-7(b), (c) で示した試験体 WOE, WOB の荷重変形関係には、試験体 W の荷重変形関係の包絡線を重ねているが、小変形時から試験体 W と同等以上の水平荷重を負担していることが確認できる。

3.3 初期剛性, 最大荷重, 鋼材の降伏

表-3 に各試験体の特性値の一覧を示す。実験の初期剛性 K は、壁板にせん断ひび割れが発生する前の正方向

載荷時の荷重変形関係において、水平荷重 200kN までのプロットから最小二乗法に基づいて計算した。各試験体の初期剛性を比較すると、開口の新設補強を行った試験体 WOE, WOB の方が、無開口の試験体 W よりも初期剛性がやや高く、最大荷重は 1 割程度上回っていた。また、いずれの試験体でも加力方向による最大荷重の差はほとんどなく、鉄骨枠で補強した試験体では、壁板内の開口位置が最大荷重に及ぼす影響は小さいと考えられる。開口が加力方向に対して引張側に位置する負方向では、いずれの試験体でも $R=1/133$ rad サイクル以降に耐力低下が生じたが、正方向では試験体 W が $R=1/100$ rad の 1 回目のサイクルまでしか加力できなかったのに対し、試験体 WOE, WOB では $R=1/100$ rad の 2 回目以降のサイクルでも加力が行えており、変形性能の向上が見られた。

壁縦筋や壁横筋、直交壁縦筋が引張降伏する際の水平荷重や層間変形角が試験体 W と試験体 WOE, WOB で変わらないことから、鉄骨枠による構造性能の回復効果が確認できる。鉄骨枠のうち、開口上下の水平材（はり材）では、端部フランジの降伏が確認されたが、開口左右の鉛直材（柱材）では、鋼材の降伏は確認されておらず、鉄骨枠は弾性に近い挙動を示したと考えられる。

3.4 初期剛性, 最大荷重の計算値との比較

実験結果との比較に用いた無開口、有開口の耐力壁の初期剛性 k , ko の計算式を式(1), (2)に示す。ここで、式中の曲げ剛性 k_m , せん断剛性 k_s は式(3), (4)で、開口によるせん断剛性の低下率³⁾は式(5)で求めた。なお、壁式 RC 造では、耐力壁に開口がある場合、開口低減率は用いずに別々の壁部材としてモデル化するのが一般的である。

表-3(a)に示すように、試験体 W では、式(1)による実験値/計算値の比率が 0.54 と 1.0 を大きく下回っており、実験において乾燥収縮の影響による剛性低下が生じたものと考えられる。一方、試験体 WOE, WOB では、式(2)による実験値/計算値の比率の平均値が 1.02 となったが、これらの試験体でも乾燥収縮が生じたものと考ええると、試験体 W の結果と整合しない。その原因としては、式(2)では、鉄骨枠による剛性増大効果を考慮していないこと、開口の有無によって乾燥収縮の影響が異なる

ことなどが考えられるが、解明は今後の課題としたい。

技術基準解説書³⁾による耐力壁の曲げ終局モーメント時のせん断力、せん断耐力、開口によるせん断耐力の低減率（上下に剛強なスタブがあるため、開口高さによる低減は無視）の計算式をそれぞれ式(6)、(7)、(8)に示す。

試験体 W では、表-3(b)で示したように直交壁縦筋や壁縦筋の引張降伏が生じているが、式(6)の実験値／計算値の比率は 0.92 と 1.0 を下回っている。実験データベースを用いた既往の検討⁴⁾では、無開口壁の式(6)の実験値／計算値の比率の平均値は 1.08、標準偏差は 0.16 と報告されており、試験体 W の結果は標準偏差の範囲のほぼ下限 (0.92=1.08-0.16) に位置している。また、試験体 W と壁脚（新設開口下）の断面形状、配筋が共通となる試験体 WOE、WOB では、試験体 W 以上の最大荷重を発揮していること、試験体 W では、式(7)の実験値／計算値の比率が 1.35 となるのに対し、実験データベースを用いた既往の検討⁴⁾では、無開口壁の式(7)の実験値／計算値の比率の平均値は 1.41、標準偏差は 0.32 と報告されており、データベースの平均的な傾向と概ね一致していること、実験においてせん断ひび割れのずれによる急激な耐力低下が生じていることから、試験体 W では曲げではなく、せん断で水平耐力が決まったものと考えられる。

一方、試験体 WOE、WOB では、式(7)に式(8)を乗じることで求められる有開口壁のせん断耐力 $r_2 \cdot Q_{su}$ だけでなく、式(7)による無開口壁のせん断耐力 Q_{su} も上回る最大荷重を発揮しており、正方向では式(6)の曲げ終局モーメント時のせん断力 Q_{mu} にも達している。したがって、戸境壁に開口を新設した場合でも、十分な耐力や剛性を有する鉄骨枠で補強を行い、壁板-鉄骨枠間の接合を適切に行うことで、構造性能を十分に回復できるものと考えられる。今後は、鉄骨枠や接合要素の設計手法の提案に向けた検討を進める予定である。

$$k = 1 / (1 / k_m + 1 / k_s) \quad (1)$$

$$k_o = 1 / (1 / k_m + 1 / (r_1 \cdot k_s)) \quad (2)$$

$$k_m = E_c I_c / \left\{ \frac{1}{3} h_m^3 + \frac{1}{2} (h_L - h_m) h_m^2 \right\} \quad (3)$$

$$k_s = \frac{G_c \cdot A_{all}}{\kappa_e \cdot h_m} = G_c \cdot A_{all} / \left(\frac{13}{15} \min(2.2, \frac{A_{all}}{t_w \cdot l}) + \frac{1}{3} \right) \cdot h_m \quad (4)$$

$$r_1 = 1 - 1.25 \sqrt{(l_o \cdot h_o) / (l_w \cdot h_w)} \quad (5)$$

ここで、 E_c ：コンクリートのヤング係数、 I_c ：耐力壁の断面二次モーメント（鉄筋は無視）、 h_m ：試験体の水平変位の計測高さ、 h_L ：試験体の水平加力高さ、 G_c ：コンクリートのせん断弾性係数、 A_{all} ：耐力壁の全断面積、 κ_e ：エネルギー法による形状係数⁵⁾、 t_w ：壁厚、 l ：耐力壁の全長、 l_o ：開口幅、 h_o ：開口高さ、 l_w ：I形断面耐力壁の場合の両側柱中心間距離、 h_w ：耐力壁の高さ

$$Q_{mu} = M_u / h_L = \left\{ 0.9 a_t \sigma_y D + 0.4 a_w \sigma_{wy} D + 0.5 N D \left(1 - \frac{N}{BDF_c} \right) \right\} / h_L \quad (6)$$

ここで、 a_t ：引張側柱の主筋全断面積、 σ_y ：引張側柱の主筋の降伏強度、 a_w ：耐力壁の縦筋の断面積、 σ_{wy} ：耐力

壁の縦筋の降伏強度、 B ：側柱の幅、 D ：耐力壁の全せい、 F_c ：コンクリートの圧縮強度、 N ：耐力壁の軸方向力、 h_L ：試験体の水平加力高さ

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M / (Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot p_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e \cdot j \quad (7)$$

$$r_2 = 1 - \min(l_o / l_w, \sqrt{(l_o \cdot h_o) / (l_w \cdot h_w)}) \quad (8)$$

ここで、 p_{te} ：等価引張鉄筋比(%)、 F_c ：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)、 $M / (QD)$ ：せん断スパン比($1 \leq M / (QD) \leq 3$)、 σ_{wh} ：水平せん断補強筋の降伏強度(N/mm²)、 $p_{wh} : t_e$ を厚さと考えた場合の水平せん断補強筋比(小数)、 σ_0 ：全断面積に対する平均軸応力度(N/mm²)、 t_e ：I形断面を長さとし断面積が等しい等価長方形断面に置き換えた時の幅(mm、但し t_e は壁厚 t の 1.5 倍以下とする)、 j ：(7/8)・ d 、 d ：I形断面の場合は $D - D_c / 2$ 、 D ：耐力壁の全長(mm)、 D_c ：引張側柱のせい(mm)、その他の記号は式(5)と同じ

4. まとめ

壁式 RC 造共同住宅の戸境壁を対象として、鉄骨枠による新設開口の補強を行った試験体の載荷実験を行った。

- (1) 開口新設前を模擬した試験体 W では、壁板のせん断ひび割れに沿ったずれが発生し、急激な耐力低下が生じた。開口新設補強を行った試験体では、鉄骨枠がせん断ひび割れの進展を抑制したが、壁板と鉄骨枠を接着接合した試験体 WOE では、接着面近傍で破壊したのに対し、ボルト接合した試験体 WOB では、実験終了時まで両者の一体性が確保されていた。
- (2) 試験体 WOE、WOB では、試験体 W を上回る水平耐力と変形性能を示し、鉄筋降伏時の水平荷重や層間変形角もほとんど変わらなかった。

謝辞

本研究は、国土技術政策総合研究所の総合技術開発プロジェクト研究「成熟社会に対応した郊外住宅市街地の再生技術の開発」(H30～R4)の一環として実施した。

参考文献

- 1) 中村聡宏ほか：新設開口設置に伴い補強した壁式連層耐力壁架構の耐震性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.43, No.2, pp.511-516, 2021
- 2) 中村聡宏ほか：1層のみに新設開口を設けた RC 造実大連層耐力壁架構の耐震性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.44, No.2, pp.313-318, 2022
- 3) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書、2020
- 4) 向井智久ほか：実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証 (2020 年版)、建築研究所 建築研究資料 No.197, 2020.3
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説、2021