

新設開口を伴う大規模改修に向けた既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造集合住宅建物の耐震性能評価

その1 耐震壁実験における開口周りの補強効果の検討

WPC 構造	既存建物	耐震壁実験
耐震性能	新設開口	耐震補強

正会員 ○長谷川俊一 ^{*1}	同	見波 進 ^{*3}
同 北山和宏 ^{*2}	同	高木次郎 ^{*4}

1. はじめに

壁式プレキャスト鉄筋コンクリート(WPC)構造集合住宅の既存ストックの活用にあたり、WPC 構造は PCa 板を接合して組み立てる特殊な構造形式であるため、その再生の鍵となる、界壁などの躯体への開口設置手法が未整備である。そこで本研究では、和田らが行った耐震壁実験¹⁾を基に、既存壁の開口脇に新設した補強の効果を検討した。

2. 試験体と加力方法

対象建物は実在する「74-5PC-3DK(A9-3)」型の地上5階建てWPC 構造集合住宅¹⁾とし2階壁を検討対象とした。建物の2階壁、上下階(1, 3階)の壁の約1/3, 2階と3階のスラブおよび直交壁の一部を接合金物(セッティングベース, 以下SBと称す)の溶接(図2(d)参照)と上下階PCa板間の敷モルタルの充填によって一体化した耐震壁を1/2に縮小したものを試験体とした。上下階ともに開口を有する3体である。SBは折り曲げた鉄筋(以下、定着筋とする)をフレア溶接した鋼板組物でありPCa壁板に埋設される(図2(h)参照)。図2に試験体形状、変位計設置図を示す。試験体N5Mは開口補強しなかった。RC補強試験体C5Mは、開口脇補強柱はスラブを貫通させ、上下のスタブに柱主筋を定着し、各階上部に梁補強を行った。S補強試験体S5Mは各階の壁板の開口脇を壁厚と同じ断面せいを有する溝形鋼で補強し、1, 3階の溝形鋼は上下のスタブに定着した。上下階の溝形鋼は、スラブを貫通させた鋼板で溶接接合した。補強梁は上下階を接続する鋼板と溶接接合した。

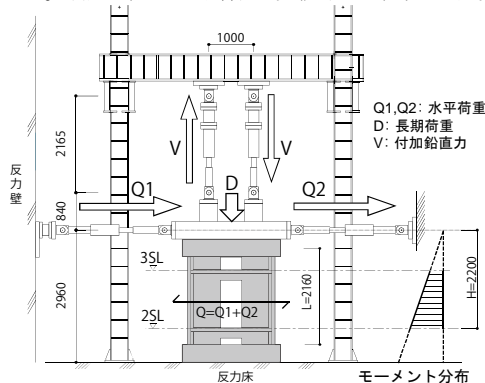


図1 加力装置

図1に加力装置を示す。水平荷重を正負交番繰り返し載荷した。それに比例した転倒モーメントを付加するために2基の鉛直ジャッキにより長期荷重が一定(=106kN)となるように力V1, V2を与えた。反曲点は、開口上下の梁部材の力学特性や補強の有無によって変動するが、ここでは簡単のためRC耐震診断基準²⁾に従い建物頂部までの高さ

の1/2にほぼ位置するとした。最初は荷重制御とし水平力20kNで繰返し載荷し、以後は変位制御とし、振幅を頂部変形角 $R=0.025\sim 2\%$ までの漸増正負繰返し載荷とした。

3. 実験結果

3.1 荷重変形関係および破壊性状

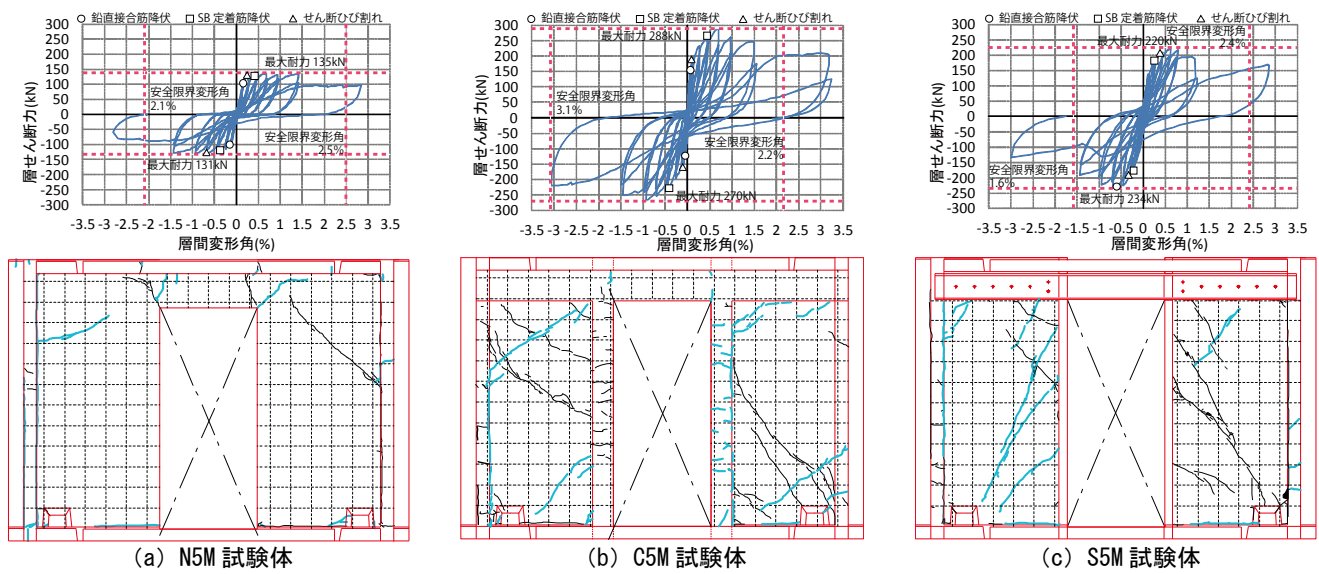
層せん断力と層間変形角の関係を図2(上)に、最大耐力時のひび割れ状況を図2(中)に示す。細い線は正側加力時に、太い線は負側加力時に発生したひび割れである。

無補強試験体N5Mの最大耐力は $R=0.7\%$ 時の135kN、 $R=-0.97\%$ 時の131kNであった。2SLのSBは $R=0.68\sim 1.37\%$ の間に順次降伏に至った。また $R=1.37\%$ 時にSBの溶接に亀裂が入り耐力が低下し始めるまで各サイクルのピーク時耐力はほぼ一定を保った。その後、SBの縦溶接の破断、SB周辺のコンクリートの圧壊、鉛直接合面脇のコンクリートの剥落により耐力は26%低下した。

RC補強試験体C5Mの最大耐力は $R=0.7\%$ のときの288kN、 $R=-0.93\%$ のときの270kNであった。最大耐力時において2SLのSBの定着筋はすべて降伏した。PCa板、補強部分ともに損傷が大きかった。特にPCa板は $R=0.06\%$ 時から斜めひび割れが発生し、コンクリートの剥落が $R=0.96\%$ 時に、圧壊が3.17%時に起き、最終的にせん断破壊に至った。最大耐力は2階引張側の耐震壁、直交壁のSBの定着筋、鉛直接合筋および左右の補強柱柱脚の引張側主筋の降伏によって決まった。最大耐力後の耐力低下の原因は、両壁板に発生したひび割れの幅が最大耐力以降大きく拡幅し壁板を介した圧縮力の伝達量が低下したことによる。破壊モードはSBの定着筋の降伏後のPCa板のせん断破壊である。また、補強梁の主筋は弾性にとどまった。

S補強試験体S5Mの最大耐力は $R=0.62\%$ のときの220kN、 $R=-0.67\%$ のときの234kNであった。2SLのSBの定着筋は $R=0.26\%$ 時に、3SLのSBの定着筋は $R=0.43\sim 0.8\%$ の間に降伏した。 $R=0.12\%$ 時からPCa板に斜めひび割れが発生し、次第に拡幅し、開口脇の補強材である溝形鋼が面外にはらみ出し、PCa板のせん断破壊に至った。最大耐力は2階耐震壁のSBの定着筋の降伏と壁板に発生したせん断ひび割れの拡幅によって決まった。最大耐力後の耐力低下の要因は、圧縮側壁板のSB周辺部が沈み込んだことによるコンクリートの圧壊である。破壊モードはPCa板のせん断破壊である。また、圧縮側壁板(図3(a)参照)の補強材下部のフランジを除く補強柱、補強梁は弾性だった。

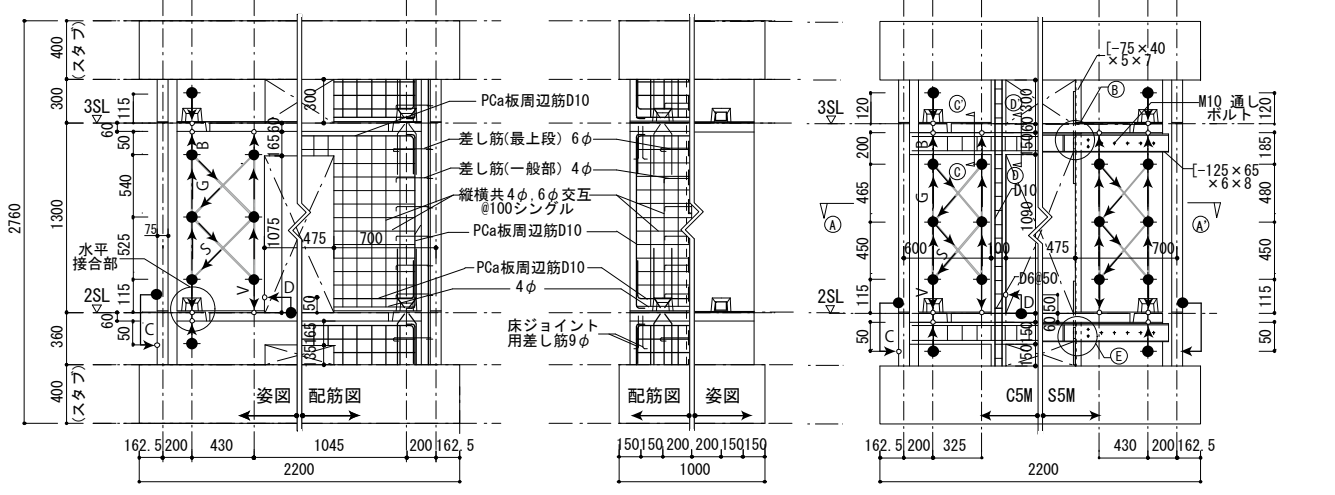
実験における安全限界変形角は、文献3における耐震壁の安全限界状態を参考に、最大耐力の80%に耐力が低



(a) N5M 試験体

(b) C5M 試験体

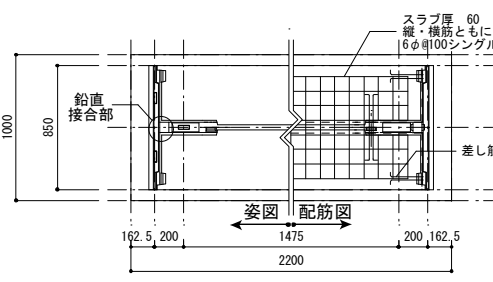
(c) S5M 試験体



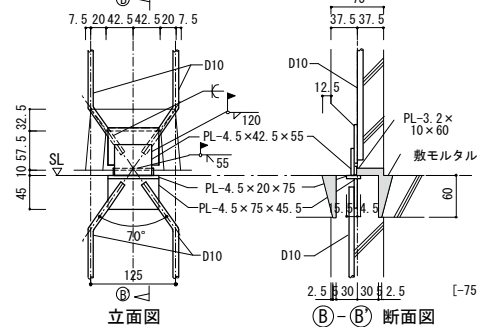
(d) 無補強試験体

(e) 全試験体共通直交壁

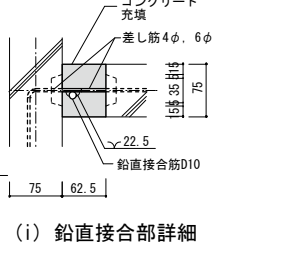
(f) 補強試験体立面図, 変位計設置図



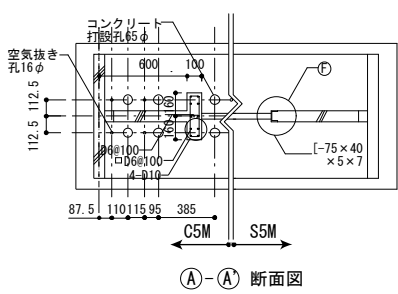
(g) 全試験体共通スラブ



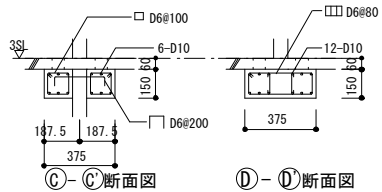
(h) 水平接合部詳細



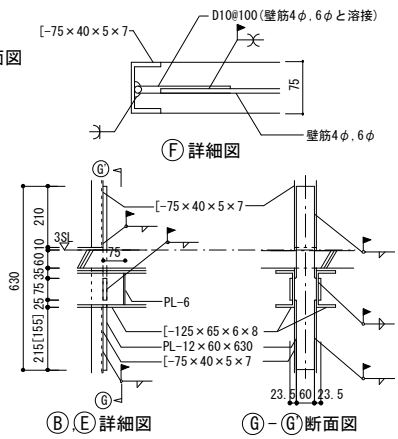
(i) 鉛直接合部詳細



(A-A) 断面図



(j) 補強試験体詳細図



(B-E) 断面図

(G-G) 断面図

図2 層せん断力-層間変形角関係(上), 試験体ひび割れ図(中), 試験体および接合部詳細(下)

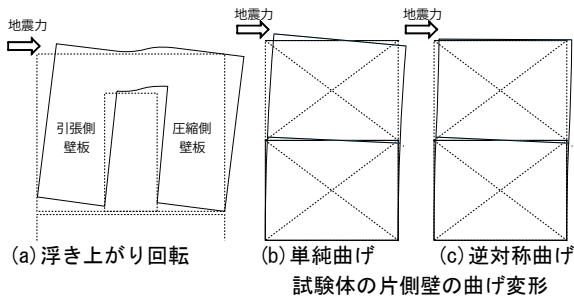


図3 変形成成分分離の概念図

下した時の変形角と定義した。限界変形角は N5M で正方向 2.5%，負方向 2.1% となった。これに対し，C5M では正方向 2.2%，負方向 3.1%，S5M では正方向 2.4%，負方向 1.6% となった。N5M と比較して C5M では 0.9～1.5 倍，S5M では 0.98～0.76 倍の値を示し，変形性能は C5M の負加力を除いて低下した。

3.2 各変形成成分の評価

2 階の層間変形を，耐震壁のせん断変形，スウェイ，および浮き上がり回転と曲げ変形(図 3 参照)に分離した。

3.2.1 変形の測定方法および各変形成成分の評価方法

図 2 (f) に変位計設置状況を示す。黒丸に基点を，白丸に変位計のターゲットを，矢印の箇所に変位計を，各々設け試験体各部の変形を測定した。本論ではこれらの変位計の測定結果から各変形成成分を求めた。耐震壁の浮き上がり量は変位計 V を，耐震壁上部からスラブ下面までの変形量は変位計 B を，2 階壁板の鉛直方向と対角線方向の伸縮は変位計 G, S を，1 階直交壁と 2 階直交壁相対水平変位は変位計 C を，1 階耐震壁と 2 階開口脇壁板の相対水平変位は変位計 D を，それぞれ用いて測定した。

各変形成成分の算出方法を以下に示す。

- ・曲げ変形は，変位計 G を用い，壁板左右の鉛直変位の差から平均回転角を算出し，壁板の高さを乗じて求めた。測定区間は壁板上下に二分して，壁板上下の曲げ変形をそれぞれ算出し合算した。図 3(c) のような逆対称曲げ状態を示すこともあった。
- ・せん断変形は平石⁴⁾の研究を参考に，曲げ変形による影響を除外し，変位計 S を用いて求めた。
- ・浮き上がり回転による水平変位は変位計 V を用い，2 階耐震壁と 2 階スラブの間の壁板左右の鉛直変位の差から，壁板脚部の回転角を求め，壁板高さを乗じて求めた。
- ・スウェイ量は N5M，C5M では，開口脇で測定した変位計 D および直交壁で測定した変位計 C から 1, 2 階壁の相対水平変位を求め，二つの平均値とした。鉄骨補強試験体 S5M は変位計 C から求めた。

3.2.2 算出結果

図 3 (a) のように水平力によって引張軸力を受ける左壁板を引張側壁板，圧縮軸力を受ける右壁板を圧縮側壁板とする。図 4 に正載荷時の各載荷ピークにおける各変形成成分の推移を示す。グラフは積み上げ形式とした。直接測定した 2 階の層間変形を破線で示す。図 4(c) (f) の負側の曲げ変形は，壁板が逆対称曲げを受け，壁板が加力方向と

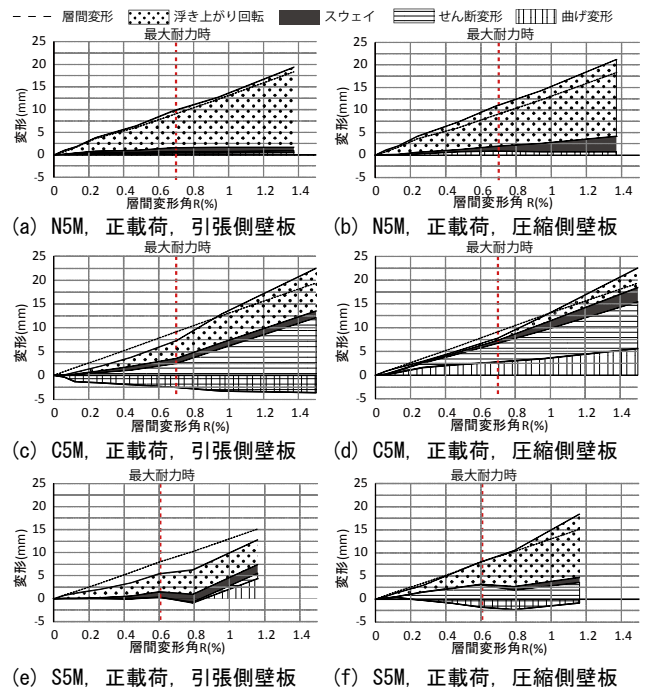


図 4 2 階耐震壁の各変形成分と層間変形角の関係

逆に変位することで生じた。各変形成成分の合計と直接測定した層間変形とは(e)を除きほぼ一致し，精度よく変形成成分を評価した。

- ・無補強試験体 N5M 両壁板とも浮き上がり回転が全変形の大半を占め，他の 3 変形成分は微小であった。
- ・RC 補強試験体 C5M 引張側壁板では浮き上がり回転とせん断変形が層間変形のほぼすべてを占め，最大耐力時 R=0.7% の全変形に占める浮き上がり回転の割合は 38%，せん断変形の割合は 52% であった。引張側直交壁の SB 定着筋は降伏した。圧縮側壁板では開口脇を RC 補強したため 2SL ではほとんど浮き上がり回転しなかった。曲げ変形とせん断変形が層間変形のほぼすべてを占め，最大耐力時 R=0.7% の全変形に占める曲げ変形の割合は 35%，せん断変形の割合は 51% であった。
- ・S 補強試験体 S5M 引張側壁板では浮き上がり回転が変形のほぼすべてを占め，最大耐力時 R=0.6% の全変形に占める浮き上がり回転の割合は 71% であった。引張側直交壁の SB 定着筋は降伏しなかった。圧縮側壁板では SB 周辺のコンクリートが激しく圧壊することによって生じた壁板の沈み込み回転とせん断変形が変形のほぼすべてを占め，最大耐力時 R=0.6% の全変形に占める浮き上がり回転とせん断変形の割合はともに 42% であった。

3.3 補強効果の検討

壁板と 2, 3 階スラブ上面の間の鉛直変位を測定する変位計 V，および壁板と 3 階スラブ下面の間の鉛直変位を測定する変位計 B (図 2 (f) 参照) より得られた壁板の浮き上がり量と，3.2.2 で算出した浮き上がり回転以外の 3 成分を参照し，最大耐力時の壁板の変形を図 5 に示した。3 階壁板とスラブ間の鉛直変位は測定しなかったため，3SL では直交壁脇の壁板とスラブ間の鉛直変位のみを示した。な

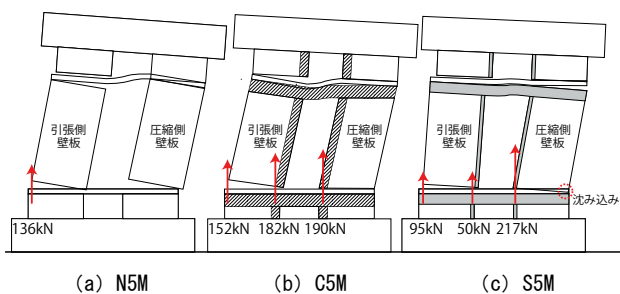


図5 壁板の浮き上がり状況、
2SL 接合部および補強柱の負担する引張力

表1 水平力に対する各部位の抵抗寄与分

	最大耐力(kN)	接合部(kN)	補強柱(kN)	補強梁(kN)	長期荷重寄与分(kN)	合計(kN)
N5M	135	112	-	-	22	134
C5M	288	125	157	6		310
S5M	220	77	96	3		198

お、3階壁板にはせん断ひび割れが発生した。しかし、壁面内の変位を測定しなかった。そこで、作図上は3階壁板と上スタブを一体として扱った。

補強の有無、補強法の違いにより、圧縮側壁板の挙動は異なった。N5Mの圧縮側壁板は大きく浮き上がった。C5Mでは上下階の補強柱および梁を同時にコンクリートで打設し、補強柱主筋は上下階に通し配筋したため上下階の壁板の一体性が高かった。このため、圧縮側壁板の補強柱は壁板の浮き上がりを抑制し、壁板面内の変形が卓越した。SB周辺の壁板コンクリートの圧壊は最終サイクルまで生じなかったが、これは断面積の大きな圧縮側補強柱がせん断抵抗に大きく寄与したためである。S5Mでは開口脇の溝形鋼をスラブを貫通させた鋼板によって溶接接合し、各階の壁板を接続した。この鋼板は引張力を負担し壁板の浮き上がりを抑制したが、補剛材がないため面外の曲げに弱く水平力を受けて曲がり、さらに圧縮側補強柱溝形鋼はせん断抵抗にほとんど寄与しないので、圧縮側壁板のSB周辺のコンクリートは大きく圧壊し沈下した。こうした補強法の違いが壁板の挙動の差異を生み、最大耐力に差が生じた。

図5に、2階壁板および直交壁のSBの定着筋、鉛直接合筋（両者を合わせて以下、接合部と呼ぶ）、C5M補強柱の主筋、S5M補強柱の溝形鋼それぞれの負担する引張力を歪みゲージの測定値から算出して示した。また、左右の壁板は上スタブで一体であるため、試験体の回転中心が2SL圧縮側直交壁にあると仮定し、この点回りの曲げモーメントを各部位の引張力から算出した。この曲げモーメントを水平力の載荷点から2SLまでの距離(2200mm)で除して得たせん断力を、水平力に対する各部位の抵抗寄与分として表1に示す。梁端部のモーメントをC5M補強梁の主筋およびS5M補強梁のひずみから算出し、梁内法長さで除すことで補強梁の鉛直せん断力を求め、これより水平力に対する補強梁の抵抗寄与分を算定した。なお長期荷重による抵抗寄与分は共通で22kNである。

各部位の寄与分の総和は、10%程度の差異はあるが直接測定した最大耐力とほぼ一致した。これより開口脇を補強した際の最大耐力は、補強柱の負担する引張力から算定できる。開口脇の補強柱による水平力に対する抵抗寄与分は、RCのほうが溝形鋼よりも1.64倍大きかった。これは上述のように鉄骨補強では、圧縮側壁板の回転が卓越して脚部コンクリートの圧壊が促進されたのに対して、RC補強では圧縮側補強柱と既存壁板とが一体となって水平力を負担したためである。なお、補強梁は水平耐力にほとんど寄与しなかった。

4. 結論

本実験で得られた知見を以下に示す。

- 1.RC補強あるいは鉄骨補強した場合と無補強とを比較すると、最大耐力が2.1倍、1.6倍、初期剛性が4.7倍、2.5倍、各々増大した。ただし、耐震補強を施すことで変形性能は低下した。補強により耐力が上昇してPCa板がせん断破壊し、地震後の継続使用は困難である。
- 2.各試験体の最大耐力は、無補強では2階水平接合部の定着筋の降伏後に同水平接合部鋼板における縦溶接の亀裂進展、RC補強では2階引張側壁板接合部と両補強柱の引張側主筋の降伏、鉄骨補強では2階耐震壁水平接合部の定着筋の降伏と壁板のせん断ひび割れの拡幅によって、それぞれ決まった。
- 3.RC補強では補強部材と既存壁板との一体性が高いため圧縮側壁板の浮き上がりは生じず、せん断変形が卓越した。鉄骨補強では、上下階を接続する鋼板は圧縮側壁板の浮き上がりを抑制したが面外に曲がり、圧縮側壁板は鋼板を中心に回転し沈下した。こうした圧縮側壁板の挙動の違いにより補強時の最大耐力に差が生じた。
- 4.水平接合部の定着筋、鉛直接合筋、補強柱及び補強梁の水平力に対する抵抗寄与分の総和は最大水平耐力とほぼ一致した。また、開口脇の補強柱による水平力に対する抵抗寄与分は、RC補強は溝形鋼の1.64倍だった。これは鉄骨補強では脚部コンクリートの圧壊が顕著だったのに対し、RC補強では圧縮側補強柱と既存壁板が一体となって挙動したためである。

参考文献

- 1)和田芳宏、見波進、北山和宏、高木次郎：既存壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造耐震壁における新設開口補強効果の実験的研究、コンクリート工学年次論文集Vol.32, No.2, pp1075-1080, 2010.
- 2)日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説、改訂版2刷、2002
- 3)日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説、2004.1
- 4)平石久広：耐震壁のせん断変形と曲げ変形の算出方法、日本建築学会大会論文報告集、第333号、pp55-62, 1983.11

*1 首都大学東京大学院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学部建築都市コース 教授・工博
*3 東京電機大学理工学部建築・都市環境学系 准教授・博士(工学)
*4 首都大学東京都市環境学部建築都市コース 准教授・Ph.D.

*1 Graduate Student, Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ.
*2 Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Dr.Eng.
*3 Associate Prof., Tokyo Denki Univ., Dr.Eng.
*4 Associate Prof., Div. of Architecture and Urban Studies, Tokyo Metropolitan Univ., Ph.D.