

論文 RC 造耐震壁の耐震補強実験と解析

山城浩二^{*1}・山川哲雄^{*2}・高良慎也^{*3}・Md.Nafiur RAHMAN^{*3}

要旨：本研究では耐震壁の耐震補強法として、壁板部にモルタルを増し打ちした。その際に、面外曲げ剛性の大きなデッキプレートを型枠として、中ボルトを緊結材として用いた。増し打ちモルタルが硬化後にデッキプレートを緊張中ボルトで圧着し、耐震壁の脆性的なせん断破壊を防止し、曲げ壁や回転壁への破壊モードの変換を目指した。その結果、大きな水平耐力を維持したまま、靱性に富んだ耐震壁の耐震補強が新しい一つの試みとして可能になることがわかった。

キーワード：耐震壁、耐震補強、極厚壁、鋼板、袖壁、デッキプレート、型枠兼横補強材

1. 序

山川らはせん断破壊するRC造耐震壁の壁板に、コンクリートを側柱幅まで増し打ちし、コンクリート硬化後に型枠として用いた鋼板を緊結材である鋼棒に、緊張力を導入して圧着する耐震補強法を提案した¹⁾。しかも、側柱もチャンネルタイプの鋼板で包み込み、かつ鋼板と柱表面の隙間にグラウトを施して、その鋼板の縁を壁板の鋼板と重ね合せ、緊張鋼棒とナットを介して結合し、耐震壁全体を鋼板で閉鎖型に横補強する。したがって、耐震壁のせん断破壊が防止され、靱性に富んだ曲げ壁や回転壁に変換することが容易に可能となる。本報告は鋼板($t=2.3\text{mm}$)に代わり、面外曲げ剛性が大きい市販のデッキプレート($t=1.2\text{mm}$)を利用した場合について、一定鉛直荷重下の正負繰り返し水平加力実験を行い、これらの弾塑性挙動を検討した。

2回ずつ、 $R=4.0\%$ 、 5.0% を各1回ずつ繰り返した。なお、各サイクルとも水平変位の制御は左右柱梁接合部中心の平均値で行った。基準試験

Table 1 Properties of steel materials

		a (mm ²)	f_y (MPa)	ϵ_y (%)	E_s (GPa)
Rebar	D10	71	349	0.17	202
	D13	127	342	0.17	201
Panel wall and foop	3.7 ϕ	11	650	0.31	208
Hoop or stirrup	D6	32	423	0.24	175
Deck plate	$t=1.2\text{mm}$	-	268	0.13	203
Steel plate	$t=2.3\text{mm}$	-	348	0.16	212

Notes: a=cross sectional area; f_y =yield strength of steel; ϵ_y =yield strain of steel; E_s =Young's modulus of elasticity.

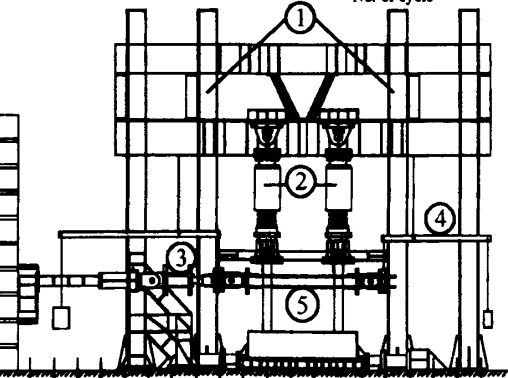
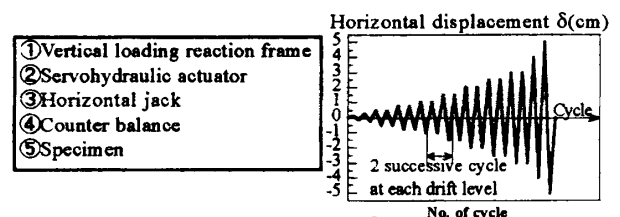


Fig. 1 Test setup and loading program

2. 実験計画

実験に用いた鋼材の力学的性質を Table 1 に示す。実験に用いた加力装置、及び加力プログラムを Fig. 1 に示す。載荷方法は側柱のみに軸圧縮力比0.2の一定鉛直荷重をかけ、正負繰り返し水平加力実験を行った。加力サイクルは部材角 $R=0.125\%$ 、 0.25% を各1回ずつ、次に $R=0.5\%$ 、 0.75% 、 1.0% 、 1.5% 、 2.0% 、 2.5% 、 3.0% を各

*1 琉球大学 工学部環境建設工学科学生 (正会員)

*2 琉球大学 工学部環境建設工学科教授 工博 (正会員)

*3 琉球大学 理工学研究科大学院生 (博士後期課程) 工修 (正会員)

Table 2 Details of test specimens (unit: mm)

	R05W-P0	R06W-WW	R06W-WR	R06W-WU
Specimen				
Cross section				
σ_B (MPa)	27.8	30.4	30.4	27.8
Common details	Axial force ratio, $N/(bD\sigma_B)=0.2$ (per column); Reinforcement in column:-main reinforcement: 8-D10($p_s=1.85\%$), hoop: 3.7φ-@105($p_w=0.12\%$); Reinforcement in beam:-main reinforcement: 4-D13($p_s=1.63\%$), stirrup: D6-@120($p_w=0.32\%$); Reinforcement in panel wall:-both horizontal and vertical: 3.7φ-@60($p_w=0.08\%$)			

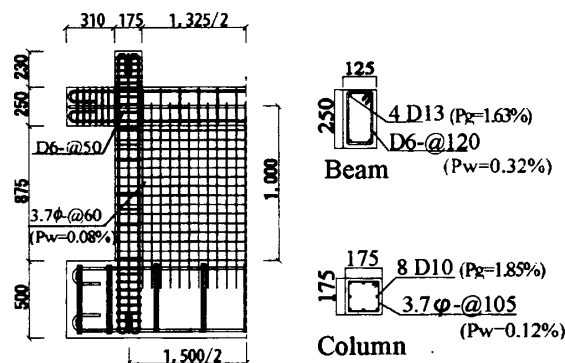


Fig. 2 Details of reinforcements

体及び補強を施す前の耐震壁の形状、配筋などは全試験体共通である。試験体は実大の約1/3で、柱断面は175×175mmの正方形断面、梁が125×250mmの長方形断面を有し、下スタブ表面から梁中心軸までの階高さが1,000mmで、柱中心軸間のスパン長が1,500mmであり、4階建て建築物の1階部分を想定している。耐震壁の形状寸法をFig. 2に、試験体一覧をTable 2に示す。

R05W-P0はすでに前回発表した試験体¹⁾であり、耐震補強を施していない基準試験体として再掲する。前回の実験では側柱をチャンネルタイプの厚さ2.3mmの鋼板で包み込み、かつグラウトを施して、その鋼板を同じく厚さ2.3mmを有する壁板の鋼板と、PC鋼棒とナットを介して結合した。今回の実験では、壁板部の補強に厚さ2.3mmの鋼板に代わり、厚さ1.2mmの面外曲げ

剛性が大きいデッキプレートを利用した。これは重量的な取り扱い易さと、コンクリート打設時の側圧による膨らみに対し有利であると考えたからである。また、PC鋼棒に代わりM12中ボルト(JIS準拠)を用いた。試験体R06W-WWは側柱せいの2倍の長さ(350mm)までモルタルを増し打ちし、モルタル硬化後に型枠として用いたデッキプレートを中ボルトで圧着した。これは、壁全体を補強しなくても袖壁タイプとして部分的に補強した場合、どのような挙動が得られるかを検証するため計画した。

前回報告した試験体R05W-WR¹⁾では、すべり破壊防止のため増し打ち壁脚部に設けたあと施工アンカー筋が曲げ補強筋の役割を演じ、試験体脚部の曲げ耐力を増大させる結果となった。その曲げ耐力にともなう水平せん断力によるパンチングシアー破壊が、梁と壁の境界上に沿って柱梁接合部に抜け、そのため水平耐力が低下した。今回の実験ではそれを防止するために、R06W-WRでは下スタブと増し打ちモルタル境界部に、合計8本のD13鉄筋をあと施工アンカー筋として配筋し、アンカー筋には塩化ビニールチューブを装着し、モルタルとの付着を切り、曲げ強度が増大しないように配慮した。さらに、壁板に用いた厚さ1.2mmのデッキプレートを梁の中央部(床スラブ下)まで延長し、

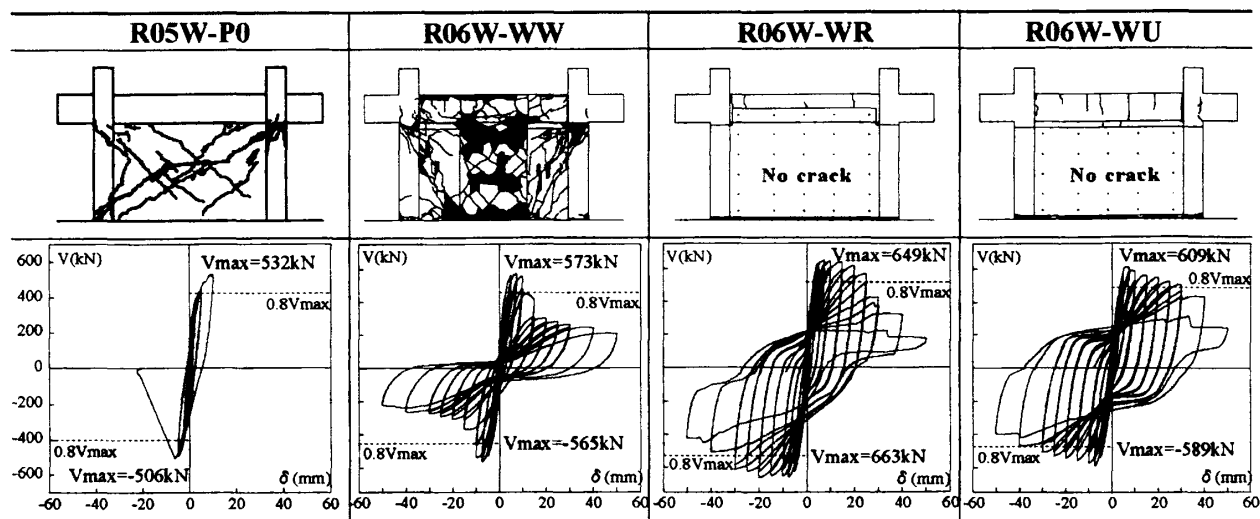


Fig. 3 Experimental V-R relationships and crack patterns

梁も柱幅と同じ厚さにモルタルを増し打ちし、中ボルト M12 を梁に貫通させ締め付けた。

一方、前回発表した壁板に全面的にコンクリートを増し打ちした試験体 R05W-W^{II} は、理想的な片持ち梁タイプの脚部曲げ破壊を起こしたが、曲げ破壊に伴う大きな水平曲げひび割れの拡大に伴い、側柱脚部の柱主筋にひずみが集中した。そのために耐震壁の水平変位が増大するにつれて、柱の主筋が破断してきた。その結果、水平耐力の減少が顕著になった。そこで R06W-WU では、側柱の主筋を柱内法高さいっぱい塩化ビニールのチューブで覆い、コンクリートと鉄筋間の付着を切ることで、側柱脚部の主筋にひずみが集中しないように計画した。しかし、この方法は既存耐震壁の耐震補強としてではなく、新規に建築する場合を前提にして、大変形時まで耐震壁の靱性を確保できるかどうかを検討するために計画したものである。

3. 実験結果及び考察

3.1 荷重 - 変形関係

Fig. 3 に実験終了後の最終破壊状況、及び水平耐力 V と柱梁接合部中心の水平変位の平均値 δ との関係である V - δ 履歴曲線を示す。なお、ひび割れ図は加力実験終了後デッキプレート、鋼板を取り外して描いた図である。水平変位 $\delta=10\text{mm}$ で層間変形角 $R=1\%$ に相当するが、水平変位に滑りが若干含まれているので、 δ と R は完全に対応してい

ないことに留意する必要がある。

R05W-P0 は耐震補強を施していないために、耐震壁特有の典型的なせん断破壊を起こしている。その時の部材角も正側の 1% をクリアーし、負側の 1% に向かう途中の 0.5% 近傍でせん断破壊を起こしている。

R06W-WW の破壊性状は、補強されていない中央部の壁板に水平変位 2.5mm ($R=0.25\%$) でせん断ひび割れが生じ、水平変位 7.5mm ($R=0.75\%$) で最大水平耐力 573kN に達した。その後、壁板中央部のせん断破壊に伴う水平耐力の急激な低下がみられた。しかし、壁板中央部に生じたせん断ひび割れが補強効果により、側柱まで貫通できないため水平耐力の低下は途中で止まり、袖壁補強タイプの弾塑性挙動に移行した。その後、水平変位 $\delta=15\text{mm}$ ($R=1.5\%$) から側柱脚部に曲げひび割れが生じた。さらに、梁にひび割れが生じた後も水平耐力を維持しながら、水平変位 $\delta=50\text{mm}$ ($R=5\%$) まで鉛直荷重を支え続けた。

R06W-WR は水平変位 2.5mm ($R=0.25\%$) で側柱脚部に曲げひび割れが生じ、正側の水平変位 7.3mm ($R=0.73\%$) で最大水平耐力は 649kN に達した。最大水平耐力が 20% 低下したときの水平変位は $\delta=25\text{mm}$ ($R=2.5\%$) であった。耐力低下が水平変位 $\delta=10\text{mm}$ ($R=1\%$) 以降にかけて徐々に始まった。その原因として、圧縮側の側柱脚部が薄いチャンネルタイプの鋼板のため膨

らんできたためである。さらに水平変位が進むと側柱脚部がますます膨らむと同時に、引張り側の柱脚部の水平曲げひび割れが大きくなり、主筋が断続的に破断していったので（水平変位 $\delta=50\text{mm}$ ($R=5\%$) では全主筋が破断）、さらに水平耐力が低下した。

一方、R06W-WUは水平変位 2.5mm ($R=0.25\%$) で側柱脚部に曲げひび割れが生じ、正側の水平変位 7.0mm ($R=0.70\%$) で最大水平耐力は 609kN に達した。R06W-WRの最大水平耐力 649kN と差が生じているのは、既存耐震壁のコンクリート強度の差異によるものと推定される。また、R06W-WRと同様に水平変位 $\delta=10\text{mm}$ ($R=1.0\%$) 以降にかけて、圧縮側の側柱脚部鋼板が膨らみによる耐力低下が徐々に始まった。しかし、R06W-WUは側柱脚部の主筋にひずみが集中しないよう、塩化ビニールチューブで柱内法高さ全部の付着を切ったために、R06W-WRと比較して変形能力、すなわち靱性性能が改善されたことがわかる (Fig. 3 参照)。

3.2 エネルギー吸収量

Fig. 4に各試験体のエネルギー吸収量一覧を示す。エネルギー吸収量は各サイクルの水平変位に水平力を乗じて累積したものである。それぞれの試験体のエネルギー吸収能力は、基準試験体のR05W-P0をはるかに上回る結果となった。また、R06W-WRと側柱主筋の付着をきったR06W-WUの両者を比較すると、R06W-WRの方がエネルギー吸収量が若干大きくでている。しかし、水平変位が進むとグラフ (Fig. 4) からわかるように勾配落差が生じ、R06W-WRよりもR06W-WUの方が勾配落差が小さい。これはR06W-WUの側柱主筋の付着を切った影響により、曲げひび割れに伴う主筋のひずみ集中が分散され、側柱主筋の破断が遅れたためと推測される。

3.3 計算値との比較

Fig. 5(a)-(c)に正側のスケルトンカーブの比較を計算値と共に示す。補強前の基準試験体R05W-P0と、壁板を袖壁状に補強したR06W-WWのスケルトンカーブ (実験結果) の比較図

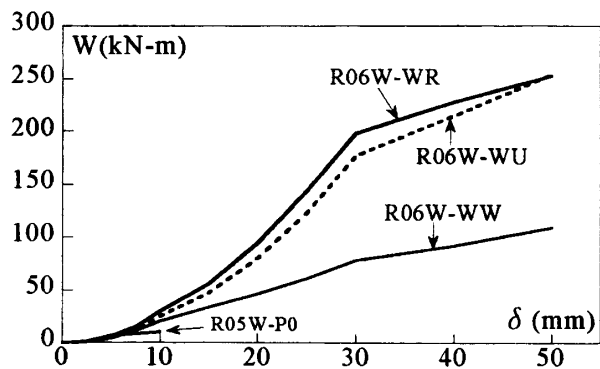


Fig. 4 Accumulated absorbed energy

を Fig. 5(a) に示すとともに、強度計算結果も合わせて示す。補強していない壁中央部分が最初にせん断破壊を起こすと、有開口を持つ袖壁補強タイプに移行する。そこで、2通りの仮定を立てて計算をおこなった。まず1つ目は、袖壁状の補強がない耐震壁と仮定し、曲げ強度とせん断強度の算定をおこなった。2つ目は、有開口を持つ袖壁付きフレームとして、梁の袖壁縁と柱脚部に塑性ヒンジを仮定し、各点での曲げモーメントから全体の水平耐力を算定した。Fig. 5(a) に示す R06W-WW の最大水平耐力値と、袖壁状の補強がない耐震壁と仮定したせん断強度算定値は、ほぼ同じ値になった。また、急激な耐力低下後の水平耐力と有開口を持つ袖壁付きフレームとして層せん断力算定値も似たような値となった。その結果、袖壁補強は当初耐震壁のせん断強度で支配され、補強されていない中央部の壁板がせん断破壊すると、有開口を持つ袖壁補強試験体の曲げ強度 (フレームの曲げ塑性ヒンジによるメカニズム機構) で、水平耐力が支配されることがわかった。

一方、補強前の基準試験体R05W-P0と、壁板部分を全面的に補強した極厚壁補強試験体R06W-WRのスケルトンカーブ (実験結果) に、補強前と後のせん断強度と曲げ強度に関する靱性指針式³⁾の計算結果を重ねて示す (Fig. 5(b),(c) 参照)。Fig. 5(b),(c) によると、R06W-WR, R06W-WUの両者とも、耐震壁のせん断強度が壁板の全面的な補強によって大幅に改善され、しかもこのせん断強度が耐震壁の曲げ強度をはるかに上回ることがわかった。なお、曲げ強度は壁板

の補強の有無に依存しない。これは、壁板の増し打ちモルタル部に補強筋が一切配筋されていないためである。このため、結果として R06W-WR と R06W-WU は曲げ先行破壊となった。Fig. 5(b), (c) から、これらの試験体の破壊性状とそのときの最大水平耐力間に整合性が成立している。また、靱性設計指針³⁾によると、ひび割れ強度計算値が R06W-WR で 482kN, R06W-WU で

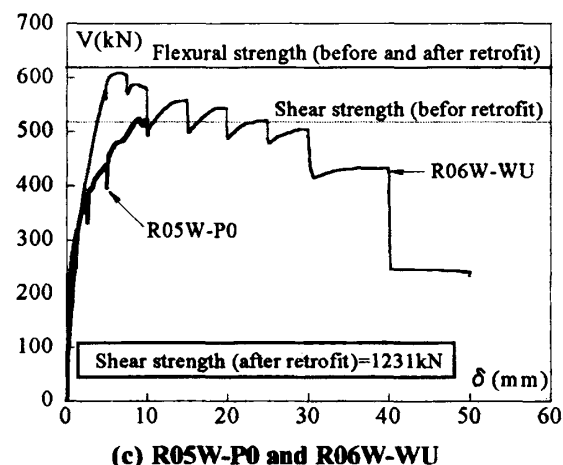
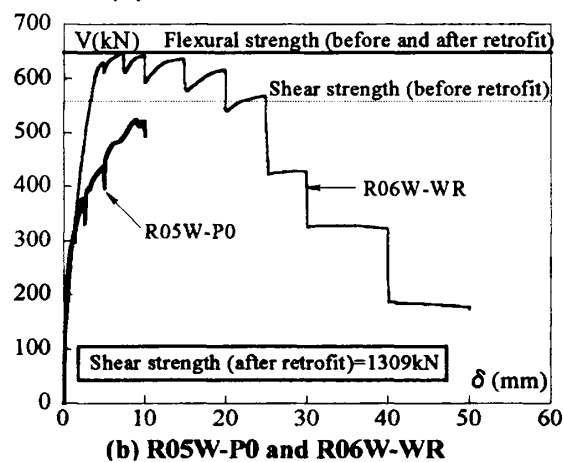
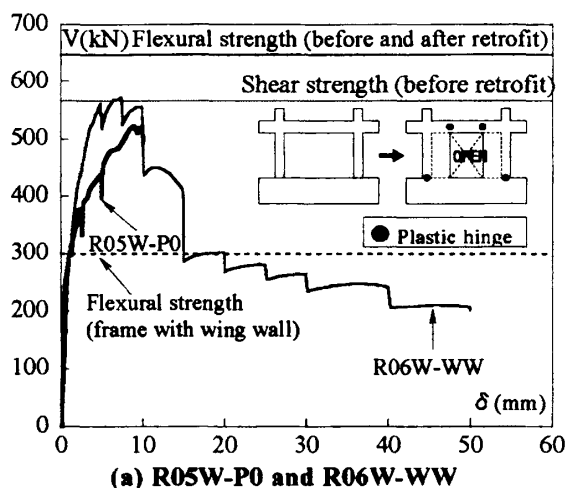


Fig. 5 Comparison of experimental skeleton curves

457kNであり実験値が上回っているが、壁板部分にひび割れが発生していない事を考慮すると、デッキプレートと中ボルトによる横拘束効果及び鋼板とデッキプレートによるせん断力の負担により R06W-WR と R06W-WU はせん断ひび割れを生じず、最大水平耐力は計算曲げ耐力とほぼ同じ値まで達したと考えられる。

4. 靱性指標

既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説⁴⁾によれば、両側柱付き壁の場合、Table 3 のように靱性指標 F が定義されている。ここで wQ_{su} は耐震壁の計算せん断強度、 wQ_{mu} は計算曲げ強度である。その中でせん断壁は $F=1$ 、曲げ壁でも最大 $F=2$ である。せん断壁は通常部材角 $R=0.4\%$ で最大強度に達し、かつせん断破壊することが一般に知られている。このことに注目して、文献⁹⁾では下記の(1)式が靱性指標 F の略算式として利用されている。

$$F = 0.6 + 100R \quad (1)$$

したがって、本研究でも最大耐力から20%低下した時点の部材角 R を用いて、本実験結果から F 値を評価することを試みる。ただし、本実験結果の部材角 R には耐震壁のすべりによる水

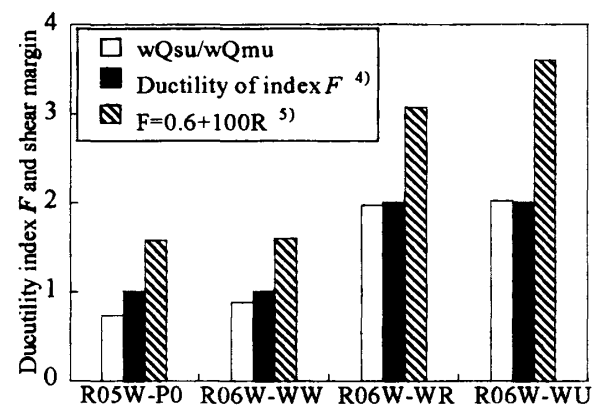


Fig. 6 Comparison of ductility index F and shear margin

Table 3 Calculation of ductility index of a wall

Ductility index F	
Shear wall	1
Flexural wall	If $wQ_{su}/wQ_{mu} = 1.0$ then $F=1.0$
	If $1.0 < wQ_{su}/wQ_{mu} < 1.3$ then F should be calculated by interpolation
	If $wQ_{su}/wQ_{mu} \geq 1.3$ then $F=2.0$

若干含まれている可能性があるが、そのまま水平変位を階高で除した値を部材角 R として用いる。**Fig. 6** に、各試験体のせん断余裕度、耐震診断基準による F 指標算定値と、式(1)で算定される F 指標略算値を示す。

せん断破壊を起こした基準試験体 R05W-P0 は、せん断余裕度は 0.73 で耐震診断基準による F 指標は 1.0 になる。一方、壁板部分を全面的に補強した極厚壁補強試験体 R06W-WR と R06W-WU に関して、前者はせん断余裕度が 1.97 で F 指標 2.00、後者のせん断余裕度は 2.02 で F 指標 2.00 となった。R06W-WR が最大耐力を発揮した水平変位 $\delta=7.3\text{mm}$ ($R=0.73\%$) で、耐震診断基準の F 指標 2.00 で想定する層間変形角 $1/82$ ($R=1.22\%$) での耐力低下率は、R06W-WR で約 2% である。また、R06W-WU では最大耐力を発揮した水平変位 $\delta=7.0\text{mm}$ ($R=0.70\%$) で、耐震診断基準の F 指標 2.00 で想定する層間変形角 $R=1.22\%$ での耐力低下率は、R06W-WU で約 10% 程度であった。どちらも F 指標 2.00 (層間変形角 $1/82$) においても、最大耐力の 80% を維持する結果となった。

したがって、壁板部分を全面的に補強した極厚壁補強試験体 R06W-WR と R06W-WU の靱性の評価は、耐震診断基準と整合性が成立していることを示している。一方、壁板を袖壁状に補強した R06W-WW のせん断余裕度は 0.88 で、耐震診断基準による F 指標は 1.00 になる。水平変位 10.0mm ($R=1.0\%$) で著しい耐力低下がみられることから、耐震診断基準により算定される靱性指標 $F=1.00$ が妥当な値であることがわかる。また、試験体 R06W-WW の壁板中央部がせん断破壊し、袖壁補強のフレームとして計算すれば、側柱が袖壁込みの曲げ柱となる。その時のせん断余裕度は 3.57 で、耐震診断基準の曲げ柱の靱性指標を用いると $F=3.20$ になる。さらに、フレーム全体としては $R=5.0\%$ を (1) 式に代入すると $F=5.60$ になる。ただし、この場合の水平耐力は 297.3kN である。補強前の耐震壁としての取り扱いがよいか、それとも壁板中

央部がせん断破壊して、袖壁柱タイプとして取り扱った方がよいかについては設計者の判断に委ねることになる。

5. 結論

- 1) RC 造耐震壁は一般に言われているように変形能力が小さいが、本補強を施すと水平耐力が片持ち梁タイプの曲げ強度で支配され、かつ変形能力に富んだ耐震壁に改善できる。また、その時の水平耐力は靱性指針式により評価できる。
- 2) 壁の一部を袖壁タイプとして部分的に補強した R06W-WW は、補強していない壁中央部分が最初にせん断破壊を起こすと、有開口を持つ袖壁補強タイプに移行し、水平耐力は半減するが、大きな層間変形角 ($R=5\%$) まで、鉛直荷重を安全に支えることができた。
- 3) 耐震壁の側柱主筋とコンクリートの付着を切るとは、靱性能向上に有利であることがわかった。
- 4) 本実験により、RC 耐震壁の耐震補強に横補強材として、鋼板にかわりデッキプレートの使用が可能であることがわかった。

謝辞

本研究は、日本学術振興会の平成 18 年度科学研究費補助金 (基盤研究 (B) 17360272) 「コンクリートを増し打ちした極厚壁に緊張 PC 鋼棒で鋼板を圧着した耐震補強法の応用」 (研究代表者：山川哲雄)、及び国土交通省の平成 18 年度建設技術研究開発助成制度「緊張 PC 鋼棒と合成極厚無筋壁を用いたピロティ住宅の耐震改修」 (研究代表者：山川哲雄) による。

参考文献

- 1) 高良慎也, 山川哲雄: 耐震補強した RC 造耐震壁の一定鉛直荷重下の正負繰り返し水平加力実験と解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東) C-2, pp. 151-152, 1996. 9.
- 2) Tetsuo YAMAKAWA, Md. Nafiur RAHMAN, Kozo NAKADA and Yoichi MORISHITA: Experimental and Analytical investigation of seismic retrofit technique for a bare frame utilizing thick hybrid walls, 日本建築学会構造系論文集, 第 610 号, pp. 131-138, 2006. 12.
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999. 8.
- 4) 日本防災協会: 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・同解説, pp. 112-149, 2001. 10.
- 5) 大竹直人, 山本泰稔, 洪忠憲, 上田洋一, 鈴木基之: 鋼板内蔵型 RC 柱による外付耐震補強工法に関する研究 (その 11), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (東海), 2003. 9.