

論文 耐震補強されたRC造耐震壁の水平加力実験

高良慎也^{*1} 山川哲雄^{*2} 森下陽一^{*3} 山城浩二^{*4}

要旨：本研究では耐震壁の耐震補強法として、壁板部にコンクリートを増し打ちした。その際に、鋼板を型枠として、PC鋼棒を緊結材として用いた。増し打ちコンクリート硬化後に鋼板を緊張PC鋼棒で圧着し、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, 靱性補強, 鋼板, PC鋼棒, 緊張力, 増し打ちコンクリート

1. 序

山川らが提案する合成極厚無筋壁工法¹⁾は、既存RC柱と極厚壁が一体となり、柱幅と壁厚が等しい長方形水平断面を構成し、それ自身が薄鋼板で巻き立てられ、壁厚さ方向に貫通した緊張PC鋼棒で鋼板が圧着される。極厚無筋コンクリート壁が鋼板で構成された閉鎖空間の中に閉じ込められ、せん断力や圧縮力を受けてもコンクリートははじかない。増し打ちコンクリート打設時には、鋼板は型枠としても、またコンクリート硬化後には、鋼板は横拘束材およびせん断補強材の役割を担い、極厚壁のせん断破壊が防止される。しかも、既存RC柱がチャンネル加工された鋼板で同時にせん断補強されるところに特色がある。これらと同じ発想のもとで、既存RC造耐震壁の補強方法を提案し、これらの耐震性能を鉛直荷重下の正負繰り返し水平加力実験で検証することが本論文の趣旨である。

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。なお、**Table 1** 中の M16 Stud dowel の力学的性質は JIS 規格

Table 1 Properties of steel materials

		a (mm ²)	σ_y (MPa)	ϵ_y (%)	E_s (GPa)
Rebar D10	R05W-P0	71	412	0.21	195
	R07W Series	71	355	0.17	201
Rebar	D13	127	342	0.17	201
Panel Wall (3.7 ϕ)	R05W-P0	11	643	0.32	199
	R07W Series	11	683	0.31	202
Hoop or Stirrup	D6	32	504	0.24	194
Steel plate	t=2.3mm	-	331	0.13	221
Stud dowel	M16	153	245	-	-

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

*1 琉球大学理工学研究科大学院生 (博士後期課程)・工修

*2 琉球大学工学部教授・工博

*3 琉球大学工学部准教授・工博

*4 琉球大学理工学研究科大学院生 (博士前期課程)

(JIS G 3101:2004) に準ずる。側柱のみに軸圧縮力比0.2の一定鉛直荷重のもと、正負繰り返し水平加力実験を **Fig. 1**

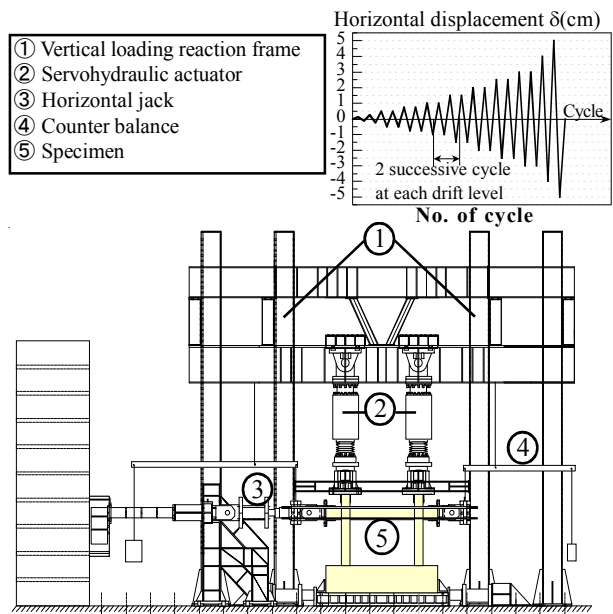


Fig. 1 Test setup and loading program

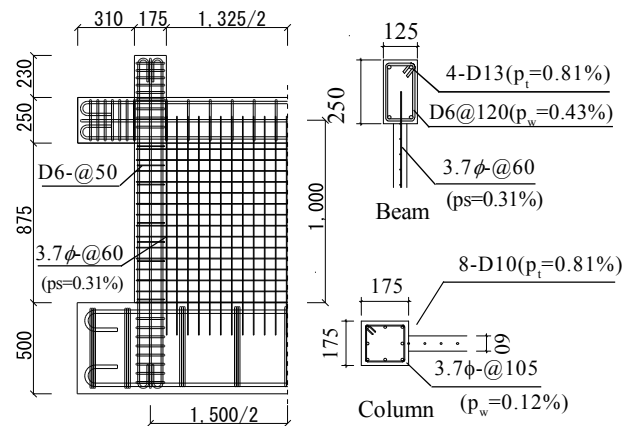
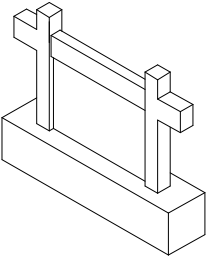
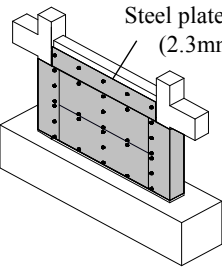
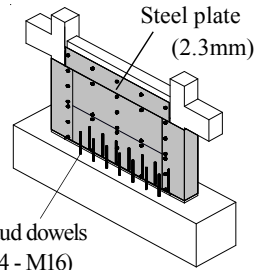
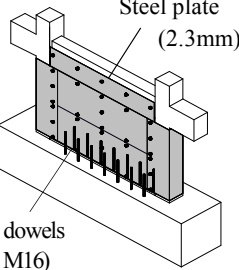
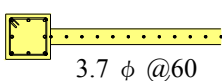
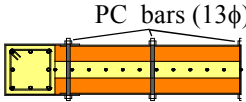
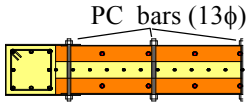
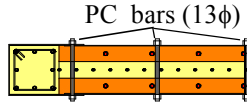


Fig. 2 Details of reinforcement of framed shear wall specimen

Table 2 Details of test specimens (unit: mm)

	R05W-P0	R07W-W	R07W-S	R07W-SU
Specimen				
Cross section	 3.7 ϕ @60	 PC bars (13 ϕ)	 PC bars (13 ϕ)	 PC bars (13 ϕ)
σ_B	27.8 (MPa)	24.3 (MPa)	24.1 (MPa)	24.3 (MPa)
Common details	Axial force ratio : $N/(bD\sigma_B)=0.2$ (per column), σ_B : additional concrete 25.7MPa Reinf. in column: -main reinf. : 8-D10 ($p_t=1.85\%$), hoop : 3.7 ϕ -@105 ($p_w=0.12\%$); Reinf. in beam : -main reinf. : 4-D13 ($p_t=0.81\%$), stirrup : D6-@120 ($p_w=0.43\%$); Reinf. in panel wall : -both horizontal and vertical : 3.7 ϕ -@60 ($p_s=0.31\%$); panel wall thickness: $t=60$ mm			

に示す加力装置にて行なった。加力サイクルは水平変位 $\delta=1.25$ mm, 2.5 mm を各1回ずつ、次に $\delta=5.0$ mm, 7.5, 10, 15, 20, 25, 30 mm を各2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。基準試験体、及び補強を施す前の耐震壁の形状は全試験体共通で、試験体は実大の約1/3スケールを想定しており、柱は175×175 mmの正方形断面、梁が125×250 mmの長方形断面、壁の厚さは60 mmである。下スタブ表面から梁材軸までの階高さが1,000 mmで、側柱材軸間のスパン長が1,500 mmである。壁の縦横筋とも3.7 ϕ -@60 ($p_s = 0.31\%$)を配筋した。柱の主筋には8-D10 ($p_g = 1.85\%$)を、帯筋には3.7 ϕ -@105 ($p_w = 0.12\%$)の丸鋼を配筋した。側柱においては、単独柱の場合にはせん断破壊する柱を想定した。これは、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²⁾(以後、AIJ靱性指針)によると、耐震壁の実験では終局時に圧縮側の側柱脚がせん断破壊することが多いといわれている。そこで、側柱まで鋼板を巻き立てる本補強法を用いることで、それを防ぐ効果が得られるかを比較するためである。また、梁の主筋には4-D13 ($p_t = 0.81\%$)を、あばら筋にはD6-@120 ($p_w = 0.43\%$)を配筋した。耐震壁の形状寸法をFig. 2に、試験体一覧をTable 2に示す。

耐震補強法として、試験体R07W-Wは厚さ2.3mmの鋼板を巻き立て、かつグラウトを施して、その鋼板を壁板の鋼板とPC鋼棒でナットを介して結合した。また、上部の梁と増し打ち壁との接合部には、パンチングシア破壊を防ぐために、壁板で用いた厚さ2.3mmの鋼板を梁の中央付近まで延長してPC鋼棒(13 ϕ)とナットを介して結合した。試験体R07W-Sでは試験体R07W-Wと同様な補強を

施し、更に滑り破壊を防止するために下スタブと増し打ちコンクリート境界部に、あと施工エポキシアンカー筋(M16-SS400)として片側7本の合計14本を配置した。また、アンカー筋にビニールテープを巻き付け、増し打ちコンクリートとアンカー筋の付着を断ち切った。試験体R07W-SUでは試験体R07W-Sとまったく同じ補強法であるが、試験体製作時において側柱主筋の内法高さ全体を塩化ビニールチューブで覆い、コンクリートと鉄筋との付着を断ち切っている。これは、破壊性状が全体曲げ回転壁となった場合、大変形時に鉄筋のひずみが柱脚部の曲げひび割れ部分に集中し、早期に鉄筋が破断してしまうため、主筋の付着を切るによりひずみが分散し、破断が緩和することを狙ったものである。ただし、これは既存建物への耐震補強としてではなく、鉄筋の破断による変形性能への影響を検証するために計画した。

3. 実験結果と考察

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、また、あわせて水平変位 δ とすべり変位 δ_s との関係を示す。V- δ グラフ中の破線で示した直線は最大水平耐力の80%を示している。なお、水平変位 $\delta=10$ mmで部材角R=1%であるが、壁脚部での滑り変位が含まれるため、実際の部材角とは一致しない点に留意し、水平変位で表示している。なお、ひび割れ図は加力実験終了後、鋼板を取り外して描いた図である。

試験体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

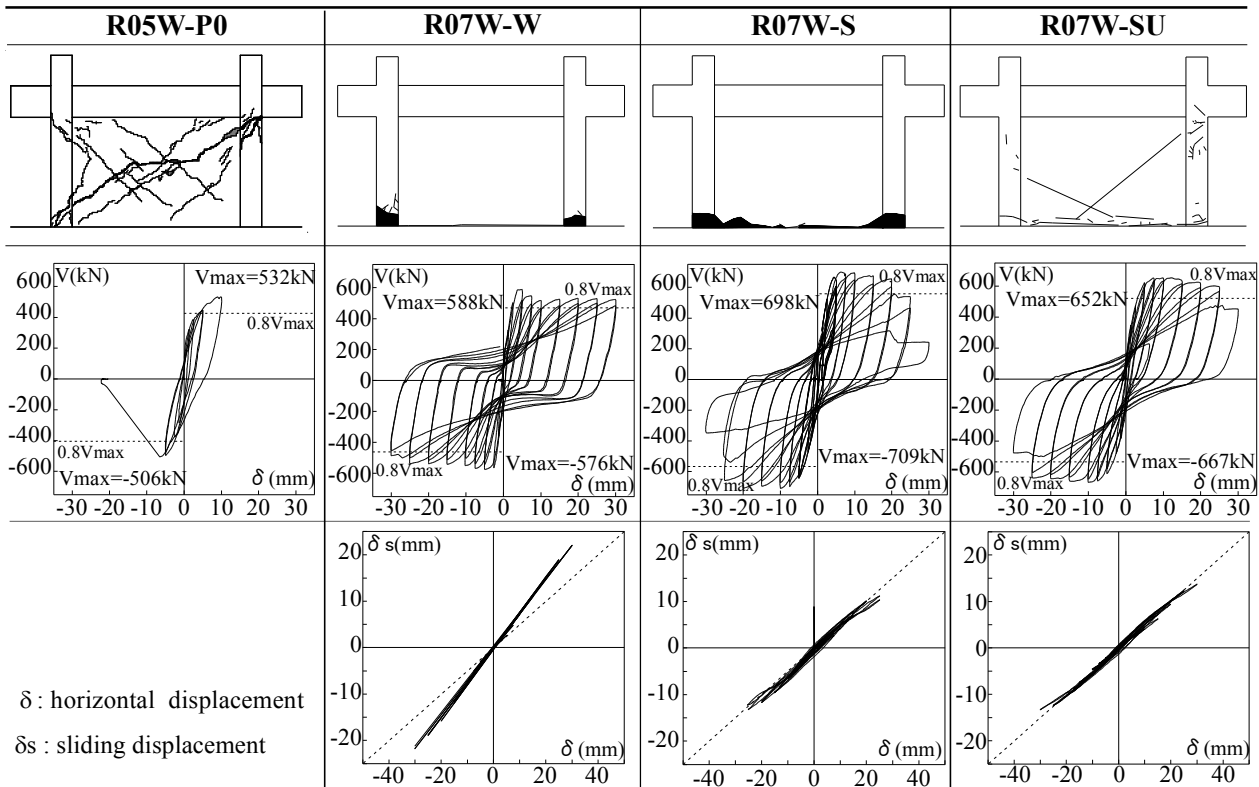


Fig. 3 Crack patterns and experimental V- δ relationships and sliding displacement

の部材角も正側の1%をクリアし、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。

試験体R07W-Wの破壊性状は、水平変位 $\delta=2.5$ mm付近から、柱主筋が降伏し始め、水平変位 $\delta=5$ mmで正加力の最大耐力588 kNに達した。以後、変位を拡大しながらも耐力低下し、水平変位 $\delta=30$ mmまで最大耐力の80%以上維持した。また、変形が進行すると側柱脚部の鋼板が膨らみはじめ、コンクリートの剥離も目立ちはじめた。しかし、側柱を鋼板で拘束しているせい、著しい耐力低下はみられなかった。

一方、試験体R07W-Sにおいては、水平変位 $\delta=6.4$ mmで正加力の最大耐力698 kNに達した。その後変形が進行すると、側柱の主筋が破断し始め、ゆるやかに耐力低下しながら、水平変位 $\delta=19.5$ mmまで最大耐力の80%以上維持した。また、変形が進むと側柱脚部にはひび割れが拡大し、鋼板が膨らみ、コンクリートの剥落も観察された。最大水平耐力の80%に低下したあたりで、主筋が破断し始めたために、耐力が著しく低下した。

側柱主筋とコンクリートの付着をきった試験体R07W-SUは、水平変位 $\delta=9.8$ mmで正加力の最大耐力652 kNに達した。以後、水平変位が拡大しながらもゆるやかに耐力低下し、水平変位 $\delta=25$ mmまで最大耐力の80%以上維持した。側柱主筋とコンクリートとの付着を断ち切ったため、側柱脚部でひずみが集中していたものが、柱内法間でひずむことになり、試験体R07W-Sと比較して、やや大きな水平変位まで最大耐力の80%を維持した。また、試験体

R07W-Sと同様に、変形が進むと側柱脚部にはひび割れが生じて鋼板が膨らむが、側柱脚部のコンクリートの損傷は少なかった。最大水平耐力の80%に低下したあたりで、主筋が破断し始めたために、耐力が著しく低下した。

3.2 スケルトンカーブ

Fig. 4に、実験により得られた各試験体のV- δ 関係のスケルトンカーブを示す。補強を施した試験体はいずれも水平変位 $\delta=1$ mm付近までは同程度の剛性であるが、水平変位 $\delta=2$ mm近傍から剛性低下がはじまった。その後、試験体R05W-P0に関しては壁板にせん断ひび割れが拡大し、著しい剛性低下がみられた。試験体R07W-W、R07W-S及びR07W-SUは水平変位 $\delta=3$ mm付近までは同様な剛性を保つ。試験体R07W-Wに関しては、壁脚部のひび割れ拡大とともにすべり変位も拡大し、剛性が低下していった。試験体R07W-SUにおいて、柱主筋とコンクリートの付着を

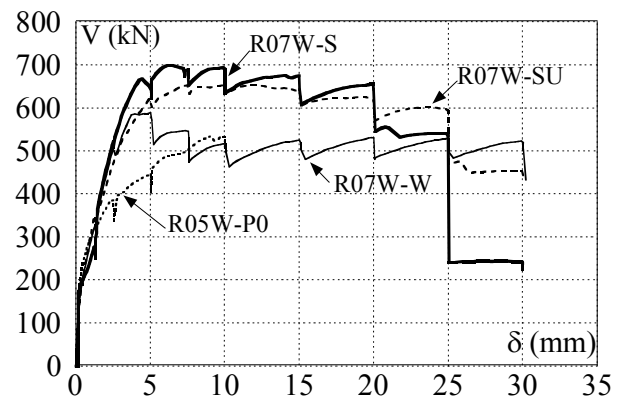


Fig. 4 Skelton curves

切っているが、顕著な影響は見られなかった。

3.3 滑り変位

試験体R07W-W, R07W-S及びR07W-SUについては、壁脚部中央位置に変位測定板を設置し、壁脚部でのすべり量の測定を行った。その結果をFig. 3に示す。グラフの横軸は、左右柱接合部中心における水平変位の平均値であり、縦軸が壁脚部での水平すべり量である。図中の破線は水平変位に占めるすべりの割合が、50%であることを示す。

試験体R07W-Wのすべり変位 δ_s が、水平変位 $\delta=2.5\text{mm}$ で側柱主筋が降伏しはじめる前までは約6割占めた。側柱主筋降伏後もすべり変位は約8割近くまで占めるが、水平変位 $\delta=20\text{mm}$ 近傍を超えると、せん断力が低下し、すべり量の割合は減少した。試験体R07W-Wの限界変位は30mmであったが、すべり変位で稼いでいたことになる。

すべり防止にあと施工アンカーが配置されている試験体R07W-Sでも、完全にすべり変位を抑えることができず、最大耐力発揮(水平変位 $\delta=6.4\text{mm}$)付近で側柱の主筋が降伏し始めるが、それまで約4割近いすべり量が観測された。その後、その割合は増大していくが、負加力にて最大約65%まで増大し減少していく。そのときの水平変位は $\delta=10.0\text{mm}$ で、負加力の最大耐力を発揮する付近の変位である。このため、正加力では水平変位は $\delta=6.4\text{mm}$ で最大耐力が発揮していたのに対して、負加力で遅れたのはすべり量が正側より大きいためである。試験体R07W-SUに関して、R07W-Sと同様な傾向がみられ、柱主筋をアンボンドにした影響はあまり見られなかった。

3.4 累積エネルギー吸収能力の比較

Fig. 5に各試験体の累積エネルギー吸収量を示す。エネルギー吸収量は各サイクルの水平変位 δ に水平力 V を乗じて累積したものである。ところで、2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説³⁾(以後、耐震診断基準)では、せん断壁が部材角 $R=1/250$ 前後で最大強度に達し、せん断破壊することに注目して、せん断壁をF指標1と評価して、曲げ柱や曲げ壁などの靱性を相対的に評価している。ちなみに、曲げ壁の靱性指標はF=2で

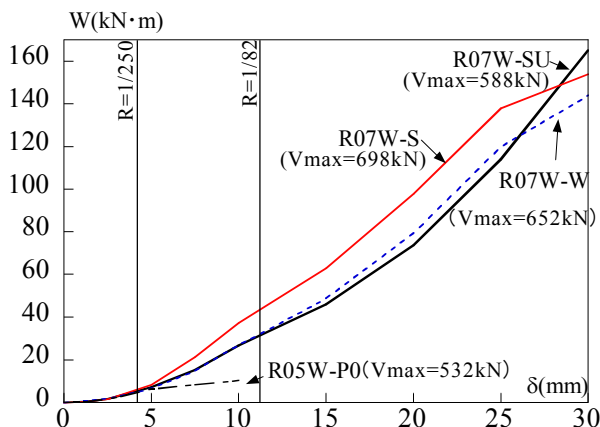


Fig. 5 Accumulated absorbed energy

ある。そこで、本節ではせん断壁の部材角 $R=1/250$ と、曲げ壁を想定した部材角 $R=1/82$ と比較検討をおこなう。

部材角 $R=1/250$ 時においては、各試験体の差があまり生じない。ところが、部材角 $R=1/82$ 時においては、せん断破壊した試験体R05W-P0の累積エネルギー吸収量はほとんど増大しないが、補強後の各試験体の累積エネルギー吸収量は約3~4倍近くまで増大した。曲げ壁の靱性指標がせん断壁 $F=1$ に対する2倍の $F=2$ であることを考慮すると、補強後の各試験体は、靱性指標 $F=2$ を採用しても問題なさそうである。

あと施工アンカーの有無による影響は、試験体R07W-WとR07W-Sを比較すればよいが、試験体R07W-Wはすべりが生じたため想定する曲げ強度を発揮できなかった。そのため、R07W-Sよりも最大耐力の差が約3割低く、すべりで水平変位を稼いでいた分限界変形角も遅く、累積エネルギー吸収量に差が生じた。ところが、大きな水平変位になると両者は近づく。

側柱主筋付着の有無による影響は、試験体R07W-SとR07W-SUを比較すればよいが、R07W-Sは水平変位 $\delta=6.4\text{mm}$ で最大水平耐力を発揮したが、R07W-SUは水平変位 $\delta=9.8\text{mm}$ とR07W-Sに比較して最大耐力を発揮するのが遅れた。遅れた分限界変形角も遅くなり、水平変位 $\delta=27\text{mm}$ 近傍から両者は逆転するが、しかしながら、本補強法で期待している変形量の範囲は部材角 $R=1/82$ 以内であるため、あまり効果がなかったことになる。

4 水平耐力と靱性指標の評価

4.1 水平耐力

試験体の曲げ耐力の算定には、耐震診断基準に示す両側柱付壁の曲げ耐力算定式³⁾を用いた。結果的には、補強前の耐震壁の曲げ強度と同じ値になる。一方、壁のせん断耐力 Q_{su} の算定に関して、AIJ靱性指針に示してあるせん断体耐力算定式²⁾に、増し打ちしたコンクリートの厚さの分をアーチ機構に単純累加し、なおかつ、鋼板のせん断耐力を単純累加した(1)式を仮定し、算定をおこなった。増し打ち分のコンクリート強度は、施工時には既存耐震壁の

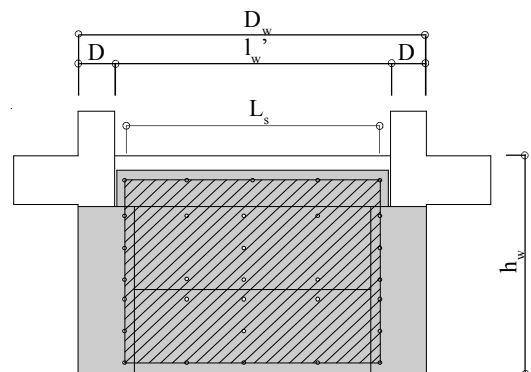


Fig. 6 Length of calculation of shear strength of steel plate

コンクリート強度を上回るものを打設することを想定しているため、ここでは、既存耐震壁のコンクリートシリンダー強度 σ_B を採用する。一方、鋼板のせん断耐力の算定にあたっては、Fig. 6に示すようにPC鋼棒で囲まれた鋼板の断面積にせん断応力が働くものとして、せん断耐力算定をおこなう。ここでは、鋼板が最大耐力を発揮する前に、PC鋼棒の間隔が広いために鋼板の局部挫屈が起りやすくなることや、内部コンクリートの損傷に伴う鋼板のズレを想定し、低減係数 α および α_s を掛けた。低減係数 α および α_s は0.1~0.3の間と想定し、本文では $\alpha=0.1$ と仮定し、計算をおこなった。また、後述のパンチングシア耐力の算定における、梁と増し打ち壁の接合部における鋼板のせん断耐力低減係数 α_s は0.3と仮定し計算をおこなった。

$$Q_{su} = t_w D_w p_s \sigma_y \cot\phi + 1/2 \tan\theta (1-\beta) b D_w v \sigma_B + Q_{su} \quad (1)$$

$$Q_{su} = 2\alpha t_s L_s \sigma_y / \sqrt{3} \quad (2)$$

ここに、 $\beta = (1 + \cot^2\phi) p_s \sigma_y / (v \sigma_B)$, $\tan\theta = \sqrt{(h_w/D_w)^2 + 1} - h_w/D_w$
 Q_{su} : 補強耐震壁のせん断耐力, Q_{su} : 鋼板のせん断耐力,
 t_w : 既存壁板の厚さ, b : 既存壁厚に側柱幅までコンクリートを増し打ちした分を含めた壁厚, v : コンクリート圧縮強度の有効係数, σ_B : 既存耐震壁のコンクリート強度, D_w : 耐震壁全長, h_w : 耐震壁の高さ, D : 柱せい, p_s : 壁筋のせん断補強筋比, σ_y : 壁筋の降伏点強度, t_s : 鋼板の厚さ, L_s : PC鋼棒で囲まれた鋼板の長さ, σ_y : 鋼板の降伏点強度, α : 鋼板のせん断耐力における低減係数($\alpha=0.1$), $\cot\phi=1.0$ とする。

耐震壁のパンチングシア耐力 Q_{pu} の算定にあたっては、耐震壁のパンチングシアに関する研究や参考文献に乏しいことから、本文では2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針同解説(以後、耐震改修指針)に示されている増設壁のせん断耐力算定式⁹⁾を踏襲して耐震壁のパンチングシア耐力を推定する。

耐震改修指針では、増設耐震壁のせん断耐力算定は、梁と増設壁板の境界部にパンチングシア破壊が起こること想定している。すなわち、水平加力時に引張側の柱は増設壁板を押す方向に動くため、引張側柱と増設壁板の間にはアーチ機構が形成される。そのため、引張柱はパンチングシア破壊する。そこで耐震改修指針では、引張側柱のパンチングシア強度と圧縮側柱の保有せん断力と梁下面に設置する接合材(スタッドボルト)の和、もしくは両側柱の保有せん断力と増設壁板のせん断耐力の和のどちらか小さい方を、増設耐震壁のせん断耐力としている。この考え方を踏襲し、本文では本補強法が耐震壁全体を鋼板で巻き立てていることに注目し、両側の柱ともパンチングシア破壊が起こると仮定し、両側の柱のパンチングシア耐力、壁板(内り部分)のせん断耐力を耐震壁のパンチングシア強度とし、(3)~(7)式を仮定し、補強試験体のパンチングシア耐力を推定した。

$$Q_{pu} = 2cQ_{pu} + wQ'_{su} + \min(2sQ'_{su} \text{ or } aQ_{su}) \quad (3)$$

$$Q'_{su} = \max(p_s \sigma_y \text{ or } \sigma_B/20 + 0.5 p_s \sigma_y) t_w l_w' \quad (4)$$

$$cQ_{pu} = \text{Kmin}(0.22\sigma_B + 0.49(p_g \sigma_y + 0.5N/(bD))) bD \quad (5)$$

$$aQ_{su} = \min(0.7 \sigma_y \cdot a_c \text{ or } 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot a_c) \quad (6)$$

$$sQ'_{su} = 2\alpha_s t_s L_s \sigma_y / \sqrt{3} \quad (7)$$

ここに、 $\text{Kmin}=0.34(0.52+a/D)$ とし、 $a/D=0$ とする。
 wQ_{pu} : 補強耐震壁のパンチングシア耐力, cQ_{pu} : 柱のパンチングシア耐力, wQ'_{su} : 既設壁板(内り部分)のせん断耐力, sQ'_{su} : 梁と増し打ち壁の接合部における鋼板のせん断耐力, aQ_{su} : あと施工アンカーのせん断耐力, b : 柱幅, D : 柱せい, σ_B : コンクリート強度, t_w : 既存壁板の厚さ, l_w' : 壁板の内法長さ, p_s : 壁のせん断補強筋比 $p_s = \Sigma a_w / (t_w l_w')$, a_w : 壁筋断面積, $w\sigma_y$: 壁筋の降伏点強度, p_g : 柱断面積に対するの柱全主筋断面積の比, σ_y : 柱主筋の降伏点強度, N : 耐震壁に作用する全軸力, a_c : アンカー筋の断面積, σ_y : アンカー筋の降伏点強度, t_s : 鋼板の厚さ, L_s : PC鋼棒で囲まれた鋼板の長さ, σ_y : 鋼板の降伏点強度, α_s : 鋼板のせん断耐力における低減係数($\alpha_s=0.3$), E_c : σ_B に基づいて計算されるヤング係数とする。

また、壁脚部にあと施工アンカー筋のせん断耐力 aQ_{su} を(6)式⁹⁾にて評価した。なお、補強後の試験体は梁と増し打ち壁の接合部には、壁板で用いた鋼板を梁の中央部付近まで延長してPC鋼棒で結合していることから、(7)式にて梁と増し打ち壁の接合部における鋼板のせん断耐力 sQ'_{su} を評価した。ただし、パンチングシア強度は壁頂部と壁脚部では一般的に異なる。本補強法の場合はいづれの試験体も鋼板が壁から梁にかけて、緊張PC鋼棒で圧着されているので壁脚部がウィークポイントになる。したがって、Fig.7ではR07W-W, R07W-S, R07W-SU試験体ともすべて壁脚部でパンチングシア耐力を評価している。各試験体の実験値と補強後のせん断耐力と曲げ耐力に関する計算結果、およびパンチングシア耐力計算値をFig. 7に示す。試験体R07W-Wは補強することでせん断破壊が

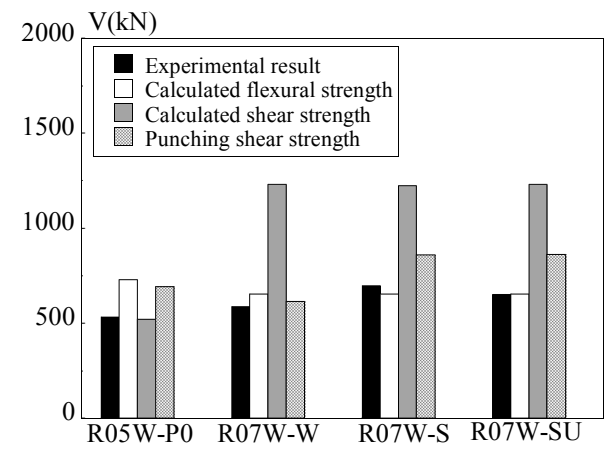


Fig. 7 Comparison of experimental results and their calculation

防止されて、曲げ耐力(計算値 655kN)を発揮する予定であったが、実験では最大水平耐力が 588kN であった。壁脚部にスタッドジベル用あと施工アンカーを設けていなかったため、パンチングシア耐力(計算値 613kN)は実験値に近い値を示した。ところが、壁脚部に損傷が生じても急激な耐力低下は見られず、耐力を維持し続けたことを考えると、曲げ破壊の性状に近い(2005 年度の実験⁹⁾で、梁と壁板境界部にパンチングシアが発生した試験体では、パンチングシア発生後急激な耐力低下がみられた)。試験体 **R07W-W** ではすべり変位量が多いことが影響し、十分な曲げ耐力を発揮できなかったと推測する。

一方、試験体 **R07W-S** は、スリップ破壊防止にあと施工アンカーを配筋していたため、あと施工アンカーを含む壁脚部のパンチングシア耐力(計算値 860kN)が十分に確保されている。最大水平耐力 698kN と曲げ強度計算値が 653kN (破断強度時の曲げ強度は 785kN) と近く、曲げ破壊と推定される。また、試験体 **R07W-SU** も **R07W-S** と同様に、あと施工アンカーのおかげで、曲げ耐力計算値が 655kN に対して、最大水平耐力 652kN と想定した曲げ耐力が発揮できた。本補強法を実際の補強設計に用いる場合に、壁脚部にあと施工アンカーを配置しても、完全にはすべりを抑えることができないが、期待する曲げ耐力確保のためにあと施工アンカーの配置は必要であろう。

4.2 靱性指標

耐震診断基準による靱性指標 F は、せん断壁で $F=1$ 、せん断余裕度が 1.3 以上あれば曲げ壁は最大 $F=2$ を採用できることになっている。また、せん断壁は通常において部材角 $R=0.4\%$ 前後で最大強度に達しせん断破壊することが一般に知られており⁶⁾、このことに注目して文献⁷⁾では、次の(8)式が靱性指標 F の略算式として利用されている。

$$F=0.6+100R \quad (8)$$

本研究でも、耐震壁の最大耐力が 80% に低下したときの部材角を限界部材角とし、そのときの部材角を(8)式に代入して本実験結果から F 指標を評価することを試みる。試験体の柱脚部においてすべりが発生しているが、水平変

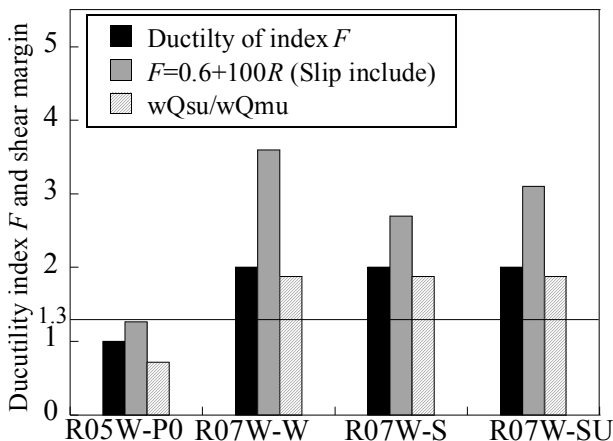


Fig. 8 Comparison of ductility index F

位をそのまま階高で除した部材角にて F 指標を計算した。**Fig. 8** に各試験体のせん断余裕度、耐震診断基準(せん断余裕度)による F 指標算定値と、(8)式による F 指標略算値を示す。ここでは、せん断余裕度の算定にあたってはパンチングシア強度は考えない。また、図中にせん断余裕度 1.3 の直線もあわせて示す。

せん断破壊を起こした基準試験体 **R05W-P0** は耐震診断基準による F 指標は $F=1$ になる。一方、補強した試験体 **R07W-W**, **R07W-S**, **R07W-SU** はいずれも、 $F=2$ と評価される。(8)式による F 指標の評価においても、補強後の各試験体はいずれも $F=2$ を上回る。また、累積エネルギー吸収量(4.4 節参照)の観点からも、試験体 **R07W-W**, **R07W-S**, **R07W-SU** は耐震診断基準における $F=2$ を採用しても問題ないであろう。

5. 結論

- (1) 既存 RC 造耐震壁に関する本補強法は壁体のせん断破壊を防止し、かつ側柱のせん断破壊も防ぐことができ、靱性に富んだ全体曲げ回転壁に変換できることがわかった。
- (2) 側柱主筋の付着を切っても、靱性能向上にはあまり期待できないことがわかった。
- (3) 壁脚部に配置するあと施工アンカーは、すべりを完全に防止できないが靱性能の向上に影響を与え、想定する曲げ強度を保証する上でも効果的である。
- (4) パンチングシア強度やすべり変位の問題など、検討の余地がまだ残されているが、耐震診断基準の F 指標評価に関して、本補強法は $F=2$ が採用できそうである。

謝辞

本研究は、日本学術振興会の平成 19 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)による。あと施工アンカーは㈱サンコーテクノに多大な協力を頂いた。

参考文献

- 1) 山川哲雄, Md. Nafiur RAHMAN, 中田幸造, 森下陽一: 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.
- 2) 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, pp. 21-22, 1999. 8.
- 3) 日本建築防災協会: 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. 35-36, pp.112-149, 2001. 10.
- 4) 日本建築防災協会: 2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建物の耐震改修設計指針・同解説, pp. 6-8, pp. 39-42, 2001. 10.
- 5) 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.
- 6) 富井政英・武内元機: The relations between the deformation angle and the shearing force ratio (0.8 ~ 1.00) with regard to 200 shear walls, 日本建築学会論文集, No.153, pp. 41-48, 1968. 11
- 7) 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