

論文 合成極厚無筋壁で補強されたRC造フレームのせん断すべり抵抗に関する実験的研究

我謝 美千代*1・山川 哲雄*2・山城 浩二*3・高良 慎也*4

要旨: 山川らはRCフレーム内に耐震壁を増設する工法として、鋼板を型枠にコンクリート硬化後、そのまま鋼板をPC鋼棒で圧着し、外部横補強材として活用する合成極厚無筋壁工法をすでに発表している。この合成極厚無筋壁は脆性的なせん断破壊を防止し、全体曲げ降伏に移行していくが、それに伴う大きなせん断力によってせん断すべり破壊が生じやすくなる。本研究で合成極厚無筋壁のせん断すべり抵抗を詳細に検討し、せん断すべり破壊を起こしても滑りを含みながら安定した曲げ挙動の発揮を確認した。

キーワード: 合成極厚無筋壁, 耐震補強, 鋼板, PC鋼棒, せん断すべり, あと施工アンカー

1. はじめに

中低層RC造建築物の強度・靱性タイプの耐震補強法として、山川らは合成極厚無筋壁工法¹⁾をすでに発表している。これは、RCフレーム内にコンクリートを側柱まで増し打ちして耐震壁を増設し、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PC鋼棒に緊張力を導入し、圧着する補強法である。これにより増設した合成極厚無筋壁は壁板が厚い上に、鋼板が横拘束材として働き、せん断強度が格段に増大することが分かっている。しかし、全体曲げ降伏が先行しても、その曲げモーメントに伴うせん断力に滑り強度が不足すると、曲げ強度を十分発揮することなくせん断すべりが生じる。このような現象をさらに詳細に検討するため、あと施工アンカーを壁脚部に設けた場合と、設けない場合の試験体、さらに、鋼板を一切用いない極厚無筋壁試験体も製作する。これらの試験体を用いて滑り破壊を加力実験により検証し、既存の評価式を用いて比較検討しようとする試みである。

2. 実験計画

2.1 実験方法

合成極厚無筋壁補強法のせん断すべり抵抗、および合成極厚無筋壁補強法における無筋コンクリート壁のせん断機構を明らかにするため、実験では、1スパン1層の純RCフレームが1体と、合成極厚無筋壁で耐震補強された1スパン1層のRCフレームが2体、鋼板やPC鋼棒を使用しない極厚無筋コンクリート壁で耐震補強されたRCフレームが1体、計4体となっている。基準試験体、及び補強を施す前のRCフレームの形状は全試験体共通で、試験体は実物大の約1/3スケールを想定しており、柱は175×175mmの正方形断面、梁が125×250mmの長形断面である。下スタブ表面から梁材軸までの階高さが1,000mmで、柱材軸間のスパン長が1,500mmである。柱の主筋には8-D10

($p_g=1.85\%$)を、帯筋には $3.7\phi-@105$ ($p_w=0.12\%$)の丸鋼を配筋した。梁の主筋には4-D13 ($p_g=1.63\%$)を、あばら筋にはD6-@120 ($p_w=0.43\%$)を配筋した。試験体の形状寸法と配筋図をFig. 1に示す。すべての試験体は、軸圧縮力比0.2

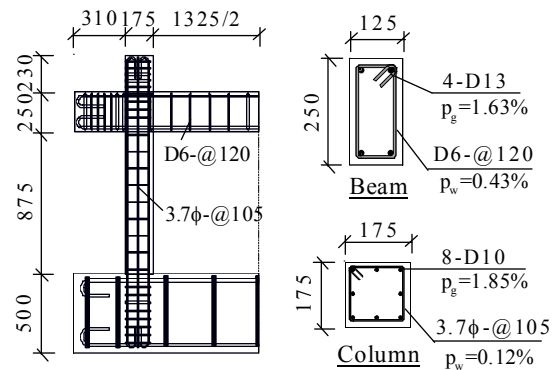


Fig. 1 Details of reinforcements (unit: mm)

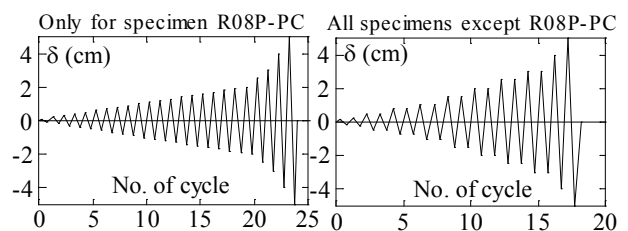


Fig. 2 Test setup and loading program

*1 友知設計 (株) (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 琉球大学大学院 理工学研究科環境建設工学専攻 (正会員)

*4 琉球大学大学院 理工学研究科生産エネルギー工学専攻 工修 (正会員)

	R05P-P0	R08P-PA	R08P-PN	R08P-PC
Specimen				
Cross section				
σ_B (MPa)	$\sigma_{B(\text{frame})}=24.1$	$\sigma_{B(\text{frame})}=20.7, \sigma_{B(\text{add.})}=34.2$	$\sigma_{B(\text{frame})}=20.7, \sigma_{B(\text{add.})}=34.2$	$\sigma_{B(\text{frame})}=20.9, \sigma_{B(\text{add.})}=34.2$
Identical details	Axial force ratio, $N/(bD\sigma_B)=0.2$ (per column); σ_B is cylinder strength(MPa); $\sigma_{B(\text{frame})}$ is cylinder strength of bare frame(MPa); $\sigma_{B(\text{add.})}$ is cylinder strength of additional concrete(MPa); Reinf. in column-main reinf.: 8-D10 ($p_g=1.85\%$), hoop: 3.7φ@105 ($p_w=0.12\%$); Reinf. in beam: -main reinf.: 4-D13 (top & bot.) ($p_g=1.63\%$), stirrup: D6-@120 ($p_w=0.43\%$).			

Fig. 3 Details of test specimens

Table 1 Properties of steel materials

Steel material	a (mm ²)	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	ϵ_y (%)	E_s (GPa)	
Rebar or Dowel	D10	71	355	498	0.18	201
	D13	127	342	523	0.17	201
	M16	157	725	-	-	-
Hoop or Stirrup	3.7φ	11	617	678	0.33	188
	D6	32	449	516	0.29	153
PC bar	13φ	133	1228	-	0.61	200
Steel plate	t=2.3mm	-	358	472	0.16	218

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

の一定鉛直荷重のもと、正負繰り返し水平加力実験をFig. 2に示す加力装置にて行った。加力サイクルは、極厚無筋コンクリート壁で純フレームを補強した試験体R08P-PCのみ部材角R=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0, 1.1, 1.2, 1.5, 2.0%を各1回ずつ、他の試験体は部材角R=0.125, 0.25, 4.0, 5.0%を1回ずつ、R=0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0%に関しては各2回ずつ繰り返した。部材角の算定にあたっては、これらの水平変位に含まれる滑り変位を不問にすると、水平変位はスタブ表面から加力点の梁材軸までちょうど1mの高さであるので、水平変位 δ (cm)を部材角R (%)でそのまま読みかえることができる。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。また、鉛直変位は柱脚部より50mmの高さの位置と柱梁接合部中心位置でそれぞれ測定した。さらに、壁脚部中央位置に滑り変位測定板を壁脚部から100mmの高さの位置に設置し、壁脚部での滑り量の測定を行った。試験体R08P-PAに関しては、後述のディスクアンカーの変位測定のため測定棒を溶接し、スタブから高さ12.5mmの変位を測定した。実験に用いた鋼材の力学的性質をTable 1に示す。

2.2 試験体概要

試験体一覧をFig. 3に示す。試験体R05P-P0は純RCフレームの基準試験体であり、比較のため再掲する²⁾。

試験体R08P-PAはRCオープンフレームを閉鎖するように合成極厚無筋壁工法³⁾で補強した。側柱をコの字型に加工した鋼板で包み込み、壁板部分の補強を梁せいの中央部まで延長し、鋼板を型枠としてコンクリートを増し打ちし、純フレーム内に側柱の厚さで無筋コンクリート壁（以後、極厚無筋壁）を設け、コンクリート硬化後、PC鋼棒13φ及びびナットを介して約2500 μ (手で可能な程度)の緊張力を鋼板に導入し圧着させた。また、極厚無筋壁脚部での滑りを防止するために、あと施工アンカーにディスクアンカー工法を用いて170mm間隔で7本設けている。あと施工アンカーの配置量に関しては、ディスクアンカー1本の負担分を試験データに基づき80kNと仮定し、パンチングシア破壊を防止するようアンカー筋の本数を算出した。本数を決定後間隔については等間隔になるよう設置した。ディスクアンカー工法(以後ディスクアンカー)とは、あと施工アンカー(高力ボルトM16)を樹脂系接着剤、さらに金属製のディスク(直径90mm)で固定するものである(Fig.4参照)。このディスクアンカーはFig.4のようにスタブを削孔し、従来の樹脂系接着剤を用いた接合方法よりも、あと施工アンカーのせん断滑り抵抗力を高める効果がある³⁾。

試験体R08P-PNはディスクアンカーを取り除いて、試験体R08P-PAと同じような補強法を施している。ディスクアンカーを設置した試験体R08P-PAと、設置しない試

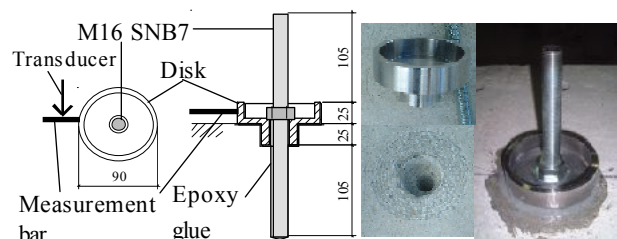


Fig. 4 Details of disk-anchor

験体R08P-PNの実験結果を比較検討することで、せん断滑り機構の可能性を明白にすることを目的とする。

試験体R08P-PCは鋼板を使用せず側柱幅と同じ厚さの極厚無筋壁をフレーム内に増設し、さらに、極厚無筋壁脚及び頂部に110mm間隔で10本のあと施工アンカーをそれぞれ設置した。あと施工アンカーの設置においては、極厚無筋壁増設前に、あと施工アンカー設置位置でフレームを掘削し、PC鋼棒13φを直に差し込み、エポキシ樹脂で既存の梁およびスタブに固定した。既存梁、スタブ及び極厚無筋コンクリート壁への定着長さは10da(130mm)とした。また、あと施工アンカー筋全体にグリースを塗りつけた。これは、無筋コンクリートとあと施工アンカーの付着を妨げることで、あと施工アンカーがせん断力のみで抵抗し、曲げ強度に寄与しないようにするためである。

3. 実験結果

3.1 水平加力試験経過

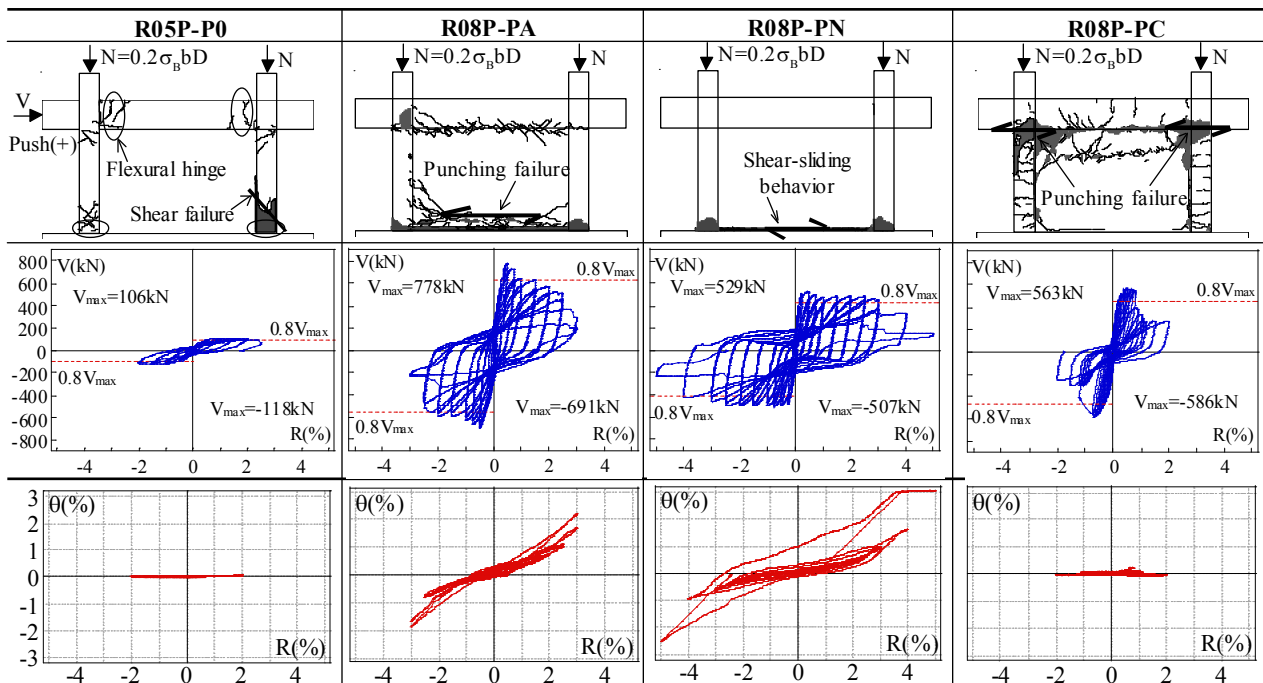
水平加力実験によって得られた水平耐力Vと部材角Rの関係、各柱接合部にて測定した鉛直変位により求めたRCフレームの回転量、すなわち梁の部材角θと層間変形角Rの関係、および実験終了時のひび割れ状況をFig. 5に示す。なお、V-R曲線図中の破線は最大水平耐力の80%を示している。また、ひび割れ図は水平加力実験終了後、鋼

板を取り外して描いた図である。

基準試験体R08P-P0は、最大水平耐力は正加力時106kN、負加力時118kNを記録した。最大耐力が80%以下に低下する部材角(以後限界変形角)は、正加力時は部材角R=2.5%、負加力時は部材角R=2.0%である。

ディスクアンカーを使用した試験体R08P-PAにおいて、試験体製作時はディスクアンカーが滑りを抑え、安定した曲げ挙動を發揮すると予測していたが、実験では予想した曲げ強度を上回り極厚無筋壁が割裂破壊した後、急激な耐力低下を招いた。最大水平耐力は正加力部材角R=0.5%時に778kN、負加力部材角R=0.5%時に691kNである。限界変形角は正加力R=1.5%、負加力R=2.0%であった。主筋降伏時(R=0.5%)に最大耐力に達し、部材角R=2.5%で鉄筋は破断し始め、部材角R=3.0%には柱主筋がすべて破断した。また、ディスクアンカーを使用することによって壁脚部のせん断滑りを低減したが、完全に滑りを抑えることは出来なかった。

ディスクアンカーを使用しなかった試験体R08P-PNにおいて、試験体製作時には、滑り抵抗が小さいため滑りが生じて曲げ強度を100%發揮できないと予測していたが、実験では曲げ強度を100%發揮し、安定した曲げ挙動を示した。引張側柱の主筋は部材角R=0.25%時に降伏した。このときの水平力は472kNである。最大水平耐力は正加力部材角R=0.5%時529kN、負加力部材角R=0.75%時



Note: Major mechanisms of the specimens are as follow (due to push loading):

R05P-P0: At first flexural plastic hinge formed at the bottom of the column and at the ends of the beam. Finally, the shear failure happened at the right-side column.

R08P-PA: Initially the specimen tended to behave in overall flexural behavior at bottom, but the concrete at the bottom of panel-wall failed in punching.

R08P-PN: The lateral strength of the specimen was governed by shear-sliding at the bottom.

R08P-PC: Brittle punching failure happened at the top of the boundary columns.

Fig. 5 Experimental V-R relationships, crack patterns and rotation mechanisms of beam.

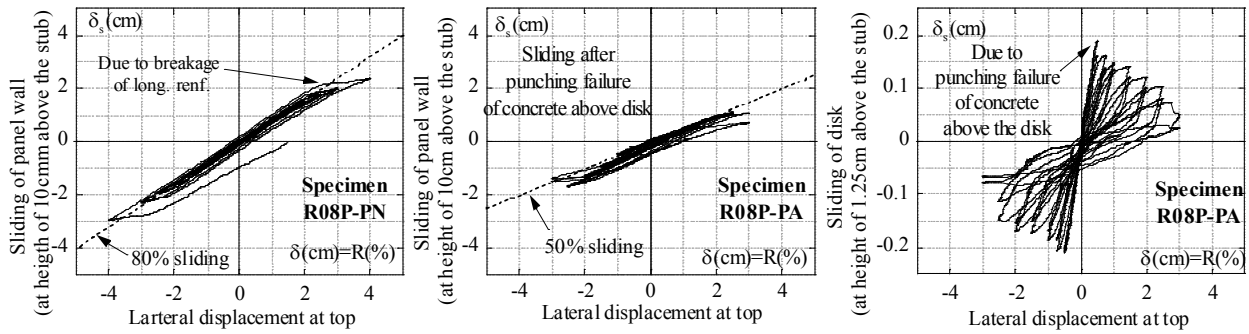


Fig. 6 Comparison of shear-sliding displacement

507kNである。限界変形角は正加力 $R=3.0\%$ 、負加力 $R=5.0\%$ であった。部材角 $R=1.5\%$ には、引張側柱主筋は破断し始め、部材角 $R=5.0\%$ では、すべて破断した。

極厚無筋壁で純フレームを補強した試験体R08P-PCは、極厚無筋壁がアーチ機構を形成し、さらに梁とスタブに接合したあと施工アンカー筋がせん断力の伝達を円滑に担うことで、全体曲げ降伏するものと試験体製作時は予想していた。ところが、水平加力初期の段階では、全体曲げの挙動を示したが、最終的には極厚無筋壁と梁境界部にひび割れが拡大し、側柱を突き抜けた。その後、急激な耐力低下を起こした。すなわちパンチングシア破壊を起こした。また試験体R08P-PCにおいては、極厚無筋壁頂部付近に無筋コンクリートの乾燥収縮によるひび割れが、加力試験前から既に発生していた。水平加力実験では、正加力部材角 $R=0.2\%$ 時に、柱脚部に曲げひび割れが生じた。さらに変形がすすむと、柱主筋が降伏し始めた。そのときの部材角は、正加力 $R=0.4\%$ ($V=510\text{kN}$)、負加力 $R=0.4\%$ ($V=557\text{kN}$)である。最大水平耐力は正加力 $R=0.5\%$ 時に563kN、負加力 $R=0.7\%$ 時に586kNである。最大耐力発揮直後、側柱頭部にせん断ひび割れが発生すると同時に、無筋コンクリート壁の頂部の乾燥収縮ひび割れ幅は拡大していった。さらに変形がすすむと、部材角 $R=0.8\%$ まで水平力を維持していたが、急激に水平耐力が低下した。同サイクルまで全体的な曲げ挙動を示していた。また、極厚無筋壁にはせん断ひび割れが見られなかった。

3.2 滑り変位

アンカー筋を使用していない試験体R08P-PNと、ディスクアンカーを使用している試験体R08P-PAの滑り変位の比較と、試験体R08P-PAのディスク部分の滑り変位をFig. 6に示す。試験体R08P-PNの滑り変位は、水平変位の80%まで占めていたが、ディスクアンカーを用いた試験体R08P-PAの滑り変位は、水平変位の50%以内に留まった。試験体R08P-PAと試験体R08P-PNの試験体の滑り変位の比較から、ディスクアンカーを使用している試験体R08P-PAの滑り変位が抑制されていることが分かる。ま

た、梁の部材角 θ と層間変形角 R の関係(Fig. 5参照)からも、試験体R08P-PAはアンカーの効果により滑りが抑えられているため、試験体R08P-PNより全体曲げ挙動を示していることを示している。

試験体R08P-PAの滑り変位は、スタブから100mmの高さで測定しているのに対して、ディスクアンカーそれ自身の滑り変位はスタブから12.5mmの高さ（ディスク位置）で測定している。そこで、両者の比較をFig. 7により行くと、最大水平耐力を発揮した部材角 $R=0.5\%$ 時までには、100mmの高さで測定したディスクの滑り変位と12.5mmの高さで測定した滑りディスクの変位は、ほぼ同じであった。ところが最大耐力発揮後、急激な耐力低下とともに、両者の値は異なる挙動を示した。12.5mmの高さで測定した試験体の滑り変位は、水平変位が増加しても最大耐力時の測定値以下の値を示した。一方、100mmの高さで測定した滑り変位は、水平変位とともに増加していった。これは、ディスクを境に、極厚無筋壁の割裂

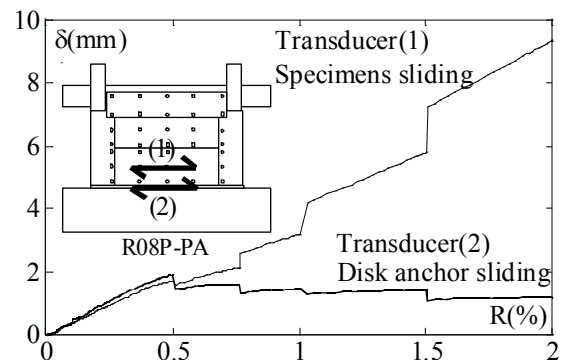


Fig. 7 Comparison of sliding between disk and specimen

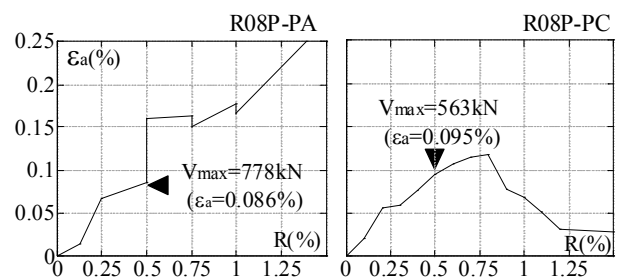


Fig. 8 Measured strain of stud dowel

破壊が起こったからである。

試験体R08P-PAと試験体R08P-PCの下側アンカーのひずみ比較をFig. 8に示す。試験体R08P-PAは部材角R=0.5%付近でディスクアンカー頂部付近で極厚無筋壁が割裂するが、その後もアンカーのひずみは増加する。ただし、割裂後のひずみはアンカーの曲げ変形によるものと推定される。一方、試験体R08P-PCはパンチングシア破壊する部材角R=0.8%以降はひずみが低下する。

4. 考察

4.1 試験体R08P-PA

Fig. 9に各試験体の正加力時のスケルトンカーブ（実験値）と計算値を示す。ディスクアンカーを用いた試験体R08P-PAは、上梁と極厚壁板はコンクリートの増し打ちで同一面になった表面を両面から鋼板で挟み込んでいるので、上梁と壁板間のせん断滑りは防止される。しかし、Fig. 5のように上梁と壁板境界にはせん断滑りによるひび割れが多数生じている。壁脚部にはディスクアンカーが設置されているので部材角Rが小さい間は滑りにくく、曲げ強度を發揮しやすい環境にある。しかも、ディスクアンカーのアンカー部が曲げ補強筋として曲げ強度に加担している（Fig. 5参照）。曲げ強度が増大したので、それに伴う大きなせん断力によってディスクアンカーのディスク上部にせん断滑りが発生して水平耐力が急激に低下した。

耐震壁のせん断滑り強度として、下式にて評価した。試験体R08P-PAは極厚無筋壁脚部にディスクアンカーを設置しているため、鉄筋のせん断滑り強度にディスクアンカーも含め考慮した。

$$wQ_n = wQ_{ns} + wQ_{nc} \quad (3)$$

$$wQ_{ns} = 0.25 \sigma_y A_s \quad (4)$$

$$wQ_{nc} = \min(0.6\sigma_B A_c, 14.5A_c) \quad (5)$$

ここで、 wQ_n :せん断滑り強度、 wQ_{ns} :鉄筋のせん断滑り強度、 wQ_{nc} :コンクリートのせん断滑り強度、 σ_y :側柱主筋の降伏点強度、 A_s :主筋断面積の総和、 σ_B :側柱コンク

リートの圧縮強度(N/mm²)、 A_c :側柱コンクリートの圧縮域面積(mm²)である。

曲げ強度は耐震診断基準⁴⁾に準拠し、式(1)で評価した。

$$wQ_{mu} = a_g l_w \sigma_y \text{ (or } \sigma_u) + 0.5 T l_w + 0.5 N l_w \quad (1)$$

ここで、 wQ_{mu} :曲げ強度、 N :全軸力、 l_w :両側柱中心間距離、 a_g :柱主筋全断面積、 σ_y :柱主筋の降伏点強度、 σ_u :柱主筋の破断強度、 T :引張抵抗強度とする。ディスクアンカーが曲げ強度に貢献していたことが考えられるので、耐震診断基準式では、通常は引張抵抗強度Tのところには壁筋の引張抵抗力であるが、ここではディスクアンカーの引張抵抗力に読み替える。そこで、引張抵抗力Tを考慮し、ディスクアンカーのひずみ測定結果($\epsilon=0.085\%$)と引張側柱主筋の降伏強度を用いて、算定すると $wQ_{mu}=629\text{kN}$ となる。したがって、試験体R08P-PAは、ディスクアンカーが壁脚部滑りを抑えたが、ディスクアンカーが曲げ強度に加担したため、極厚無筋壁の存在応力が上昇した結果、極厚無筋壁がせん断滑り破壊し、急激な耐力低下を招いた。

せん断強度はAIJ靱性指針式⁵⁾により式(2)で評価した。

$$wQ_{su} = 0.5v\sigma_B t_w l_{wa} \tan\theta \quad (2)$$

ここに、 wQ_{su} :せん断強度、 v :コンクリート圧縮強度の有効係数($v=0.7-\sigma_B/200$)、 σ_B :シリンダー圧縮強度、 t_w :増設壁厚、 l_{wa} :アーチ機構の等価壁長さ、 θ :アーチ機構の圧縮束の角度とする。

4.2 試験体R08P-PN

ディスクアンカーを使用しなかった試験体R08P-PNは、極厚無筋壁は躯体とは一体ではなく、あと施工アンカーを使用していない。しかも、曲げ挙動時においては、極厚無筋壁は引張側にあるため無視した。また、曲げ強度に伴うせん断力がせん断滑り強度を上回ると曲げ強度を100%發揮できなくなる。しかし、ACI⁶⁾に基づくせん断滑り強度 $wQ_n=479\text{kN}$ が曲げ強度 $wQ_{mu}=493\text{kN}$ に近いので、実験結果は側柱主筋が降伏した時点の曲げ強度に到達し、それ以降は側柱主筋の破断強度まで至らず、曲げ強度を維持したまま滑りが発生し部材角を稼い

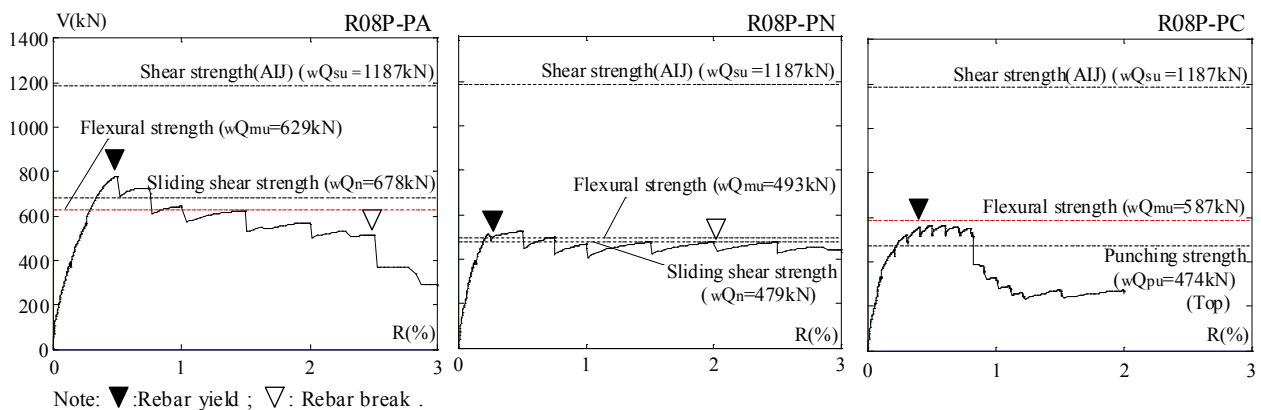


Fig. 9 Experimental skeleton curve

だことになる。引張側柱主筋は最大耐力を迎える直前部材角 $R=0.25\%$ 時に降伏しており、ひずみ硬化の段階で最大耐力時の部材角 $R=0.5\%$ を迎えている。したがって、引張側柱主筋の最外縁3本は破断強度を用いて、残りの5本の引張側柱主筋を降伏強度で曲げ強度を算定すると、 $wQ_{mu}=538kN$ であった。これは最大耐力値に相当する。

4.3 試験体R08P-PC

試験体R08P-PAと同様に、試験体R08P-PCは壁脚部にあと施工アンカー(PC鋼棒13φ)が設置されている。試験体R08P-PAとは異なり、試験体R08P-PCに配置したあと施工アンカーはグリースを塗布しているため、曲げ強度には寄与しにくい、滑り抵抗力を向上させる。そのため、部材角 R が小さい間は滑りにくく、曲げ強度を發揮しやすい環境にある。引張側柱主筋は最大耐力發揮前に降伏している。あと施工アンカーのひずみ測定結果を得ていることから、引張側柱主筋には降伏強度を用い、さらにあと施工アンカーひずみ測定結果(Fig. 8参照)を用いて、曲げ強度を算定すると $wQ_{mu}=587kN$ となる。これは実験値に相当する。

また、部材角 $R=0.8\%$ までは曲げ挙動を示していたが、壁と梁の境界部にあと施工アンカーを配置しているにも関わらず、壁頂部でパンチングシア破壊をおこした。全体曲げに伴う側柱軸力の変動を考慮して式(6)で壁頂部でのパンチングシア強度を算定すると $wQ_{pu}=474kN$ である。実験では、試験体R08P-PCのRCフレームの回転量が、パンチングシア破壊する $R=0.8\%$ までは、層間変形角とともに増大している(Fig. 5参照)。パンチングシア破壊後は、層間変形角の増大とともに側柱頂部の損傷が拡大し、軸圧縮力により柱の軸縮みが拡大し、梁の部材角が減少する方向へ転じている。極厚無筋壁と圧縮側柱が離れていくことが観察され、水平変位が大きくなるに従い、圧縮側柱は単独柱としての変形が大きくなり、保有せん断力に達したのちに、壁頂部でせん断破壊が生じたものと推測される。なお、極厚無筋壁にせん断ひび割れが壁中央部付近を横切っているが、パンチングシア破壊した後にこのひび割れは発生したため、急激な耐力低下の原因になっていない。

パンチングシア強度は、耐震改修指針の耐震壁増設補強法のせん断強度算定式に準拠し、式(6)にて評価した。

$$wQ_{pu}=cQ_{pu}+aQ_{su}+cQ_{u} \quad (6)$$

ここで、 wQ_{pu} :パンチングシア強度、 cQ_{pu} :引張側柱のパンチングシア強度⁹⁾、 aQ_{su} :あと施工アンカーのせん断強度⁹⁾、 cQ_{u} :圧縮側の保有せん断力とする。

試験体R08P-PCのように極厚無筋壁を、フレーム内に増し打ちし、所定のあと施工アンカーを設置すれば、外部拘束がない無筋コンクリート壁であっても、全体曲げ破壊に伴うせん断力に耐えることができ、全体曲げ破壊に

移行する可能性がある。ただし、パンチングシアやせん断滑りに耐えられないと、曲げ強度に到達しても変形能力を期待できず、脆性的な破壊を避けられない。

5. 結論

1) ディスクアンカーを使用した試験体R08P-PAとディスクアンカーを使用しなかった試験体R08P-PNの比較により、ディスクアンカーが壁脚部滑りを抑えたが、ディスクアンカーを使用しない試験体が滑り変位を含みながらも、曲げ強度をほぼ發揮し、比較的安定した曲げ挙動を示した。評価式から、ディスクアンカーを使用することによって耐力が30%程度向上することが分かった。

3) 試験体R08P-PCのように鋼板補強無しの極厚無筋コンクリート壁をフレーム内に増し打ちし、あと施工アンカーを設置しても、側柱のパンチングシア破壊が生じ、評価式からもパンチングシア強度が低いことが確認され靱性が期待できない。

4) あと施工アンカーが曲げ強度に加担する可能性がある、それに伴うせん断力の増大に配慮し、せん断破壊やパンチングシア破壊などの検討が必要である。

謝辞

本研究は、日本学術振興会の科学研究費補助金(基盤研究(B)17360272)及び(A)20246091(研究代表者:山川哲雄)によった。あと施工アンカーについては(株)サンコーテクノに多大な協力を頂いた。ここに深く感謝いたします。

参考文献

- 1) Tetsuo YAMAKAWA, et al.: 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.
- 2) Md. Nafiur RAHMAN, et al.: Investigation of a Hybrid Technique for Seismic Retrofitting of Bare Frames, Journal of Advanced Concrete Technology, Volume 5, No.2, pp. 209-222, 2007.
- 3) 立花弘ほか: 接着系あと施工アンカーを用いる低強度RC建物の外側耐震補強に関する実験的研究: コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1255-1260, 2008.
- 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築物の耐震診断基準・同解説, pp. 35-36, 2001. 10.
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保障型耐震設計指針同解説, pp.21-22, 1999.8.
- 6) ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318R-05) and Commentary (318R-05), American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2005.
- 7) 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築物の耐震改修設計指針・同解説, pp.7-8, pp. 259-280, pp. 35-36, 2001. 10.