

論文 1スパン2層ピロティフレームを合成極厚無筋壁で耐震補強した加力実験

前田 興輝^{*1}・山川 哲雄^{*2}・Md. Nafiur RAHMAN^{*3}・Pasha JAVADI^{*3}

要旨：山川らは鋼材やPC鋼棒を型枠兼横補強材として使用し、コンクリートを増し打ちすることでアンカー筋無しで既存柱と一体化が可能な極厚壁を、ピロティフレーム内に増設する耐震補強法を提案している。本研究では、1スパン2層ピロティ骨組の1層部分に袖壁あるいは無開口壁タイプの合成極厚無筋壁を増設し、一定鉛直荷重作用下における正負繰り返し水平加力実験でその耐震性能を確認し、補強効果を明らかにした。

キーワード：耐震補強, ピロティフレーム, 1スパン2層, 合成極厚無筋壁, あと施工アンカー

1. 序

山川らは1スパン1層のピロティフレーム内にコンクリートを柱幅まで増し打ちし、コンクリート硬化後に型枠として使用していた鋼板を、緊結材として利用していたPC鋼棒とナットにより緊張力を導入して圧着する合成極厚無筋壁補強法を提案した¹⁾。この耐震補強法は側柱もチャンネルタイプに加工した鋼板で包み込み、かつグラウトを施し、その鋼板の縁を壁部分の鋼板と重ね合わせ、緊張鋼棒とナットで結合し、壁全体を閉鎖的に横拘束する無開口壁、または開口を有する袖壁補強タイプで構成される。このことにより、フレーム全体のせん断破壊が防止され、耐力と靱性に富んだ耐震性能を確保することができた¹⁾。このように構築された合成極厚無筋壁を1スパン2層ピロティフレームに適用した場合の耐震性能について、一定鉛直荷重の作用下で正負繰り返し水平加力実験を行い、検証することが本研究の目的である。

2. 実験概要

本実験で用いた試験体の形状、配筋及び寸法をFig. 1に示す。柱断面は1, 2階ともに175×175mmの正方形断面で、内法高さは875mm (M/(VD)=2.5)である。1層部分の下スタブ表面から2階梁中心までの高さは1,000mmで、側柱中心間距離は1,500mmとなっている。また2層部分

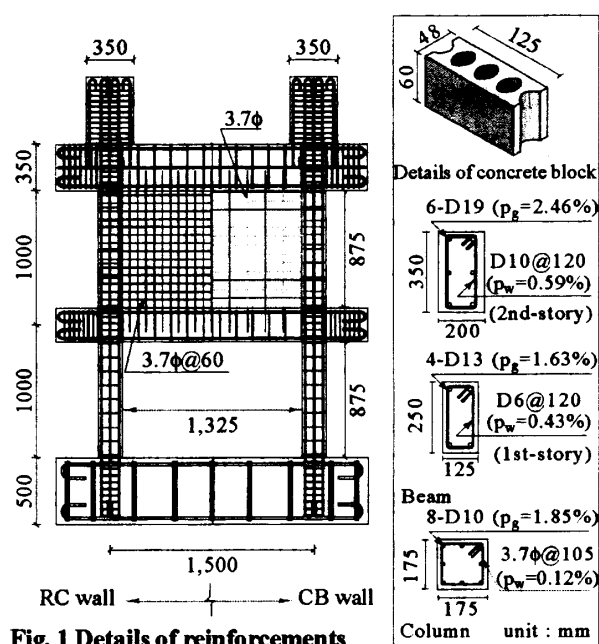


Fig. 1 Details of reinforcements

のRC耐震壁及びコンクリートブロック壁(以下CB壁)の内法長さは1,325mm、内法高さは875mmである。壁筋には3.7φを使用し、RC耐震壁は縦横筋とも60mm間隔($p_s=0.3\%$)でシングル配筋し、CB壁においては各ブロックの空洞部に縦筋を125mm間隔($p_s=0.18\%$)、横筋は2段おきに120mm間隔($p_s=0.19\%$)で配筋した。また、壁筋は付帯ラーメンの柱及び梁内に定着させている。なお、使用した鋼材の力学的特性をTable 1に示す。

Table 2に補強試験体の一覧を示す。試験体総数は4体で、有開口袖壁補強(以下袖壁補強)を

*1 琉球大学大学院 理工学研究科環境建設工学専攻 (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 理工学研究科生産エネルギー工学専攻 工修 (正会員)

Table 1 Properties of steel materials

Steel materials		a (mm ²)	σ_y (MPa)	ϵ_y (%)	E _s (GPa)
Rebar (or Dowel)	D10	71	349	0.17	202
	D13	127	342	0.17	201
	D19	287	373	0.19	197
Hoop or stirrup	3.7 ϕ	11	650	0.31	208
	D6	32	432	0.24	175
PC bar	13 ϕ	133	1220	0.61	200
Steel plate	t=2.3mm	-	348	0.16	212
Deck plate	t=1.2mm	-	268	0.13	203

Note: a=cross section area, σ_y =yield strength, ϵ_y =yield strain of steel materials, E=Young's modulus

施した試験体が2体、無開口壁補強を施した試験体が2体となっている。

袖壁補強試験体において、1体は2層壁部分がRC耐震壁(R06P-WW)であり、もう1体はCB壁(R06P-WB)となっている。いずれも側柱をチャンネルタイプに加工した鋼板(t=2.3mm)で包み込み、デッキプレート(t=1.2mm)を型枠としてコンクリートを増し打ちし、硬化後、増設した袖壁部分を中ボルト(12 ϕ)及びナットを介して緊張力を導入し、デッキプレートにより袖壁補強部分を圧着した。なお、袖壁の開口部分には、カバーコンクリートの剥離・剥落防止のため、剥落防止筋(D6)を100mm間隔で配筋している。

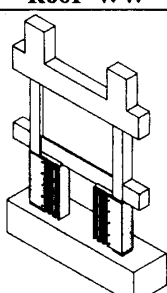
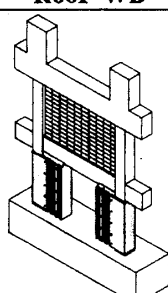
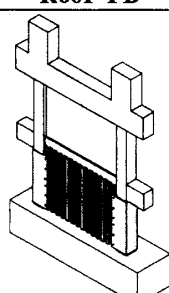
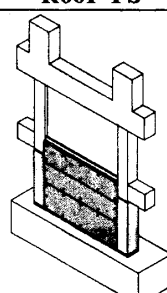
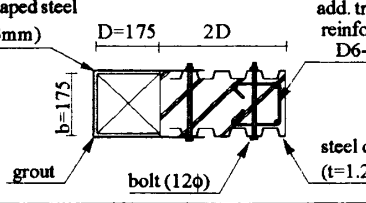
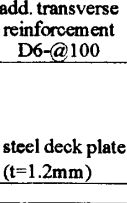
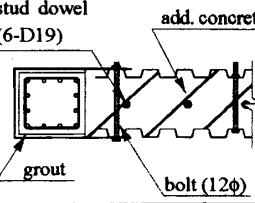
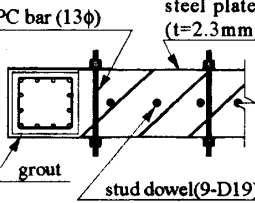
無開口補強試験体においても同様な補強方法により、ピロティフレーム内に極厚無筋壁を設

け、増設壁部分をデッキプレートで挟み込み、中ボルト(12 ϕ)及びナットを介して緊張力を導入した試験体(R06P-PD)と、増設壁部分を鋼板(t=2.3mm)により挟み込み、PC鋼棒(13 ϕ)により緊張力を導入した試験体(R06P-PS)となっている。また無開口壁補強を施した2体の試験体においては、滑りを防ぐために合成極厚無筋壁の脚部にのみ、あと施工ケミカルアンカー(D19)を試験体R06P-PDは6本、R06P-PSは9本打ち込んだ。なお、あと施工アンカーは全体の曲げ引張り筋として抵抗せず、せん断にのみ抵抗するように付着を切って施工している。

Fig. 2に本実験で用いた加力装置と加力プログラムを示す。載荷方法は側柱のみで一定軸力比0.2相当の下、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0.125%, 0.25%を各1回ずつ行い、次に0.5%, 0.75%, 1.0%, 1.5%, 2.0%, 2.5%, 3.0%を各2回ずつ、4.0%, 5.0%を各1回ずつ繰り返し終了した。なお、各サイクルとも1層部分の水平変位により制御した。

水平荷重は1スパン2層ピロティフレームにA₁分布を適用して、水平ジャッキの位置を決定した。本実験の場合、水平荷重の割合は2階梁位置が1.0に対して、3階梁位置が1.2となっている。この水平力の割合は水平力載荷梁(3階梁と2階

Table 2 Details of test specimens

	R06P-WW	R06P-WB	R06P-PD	R06P-PS
Specimen				
Cross section (mm)				
σ_B (MPa)	34.0 ($\sigma_{B,add}=30.4$)	33.5 ($\sigma_{B,add}=30.4$)	34.0 ($\sigma_{B,add}=30.4$)	33.5 ($\sigma_{B,add}=20.7$)
Common details	Axial force ratio, $N/(bD\sigma_B) = 0.2$ (per column); $\sigma_{B,add}$ is add. concrete strength (MPa); Reinf. in column:- main reinf.: 8-D10 ($p_s=1.85\%$), Hoop: 3.7 ϕ -@105 ($p_w=0.12\%$); Reinf. in beam (1st-story):- main reinf.: 4-D13 ($p_s=1.63\%$), Stirrup: D6-@120 ($p_w=0.43\%$); Reinf. in beam (2nd-story):- main reinf.: 6-D19 ($p_s=2.46\%$), Stirrup: D10-@120 ($p_w=0.59\%$); Reinf. in shear wall:- 3.7 ϕ -@60 single (horizontal & vertical) ($p_w=0.30\%$). (unit: mm)			

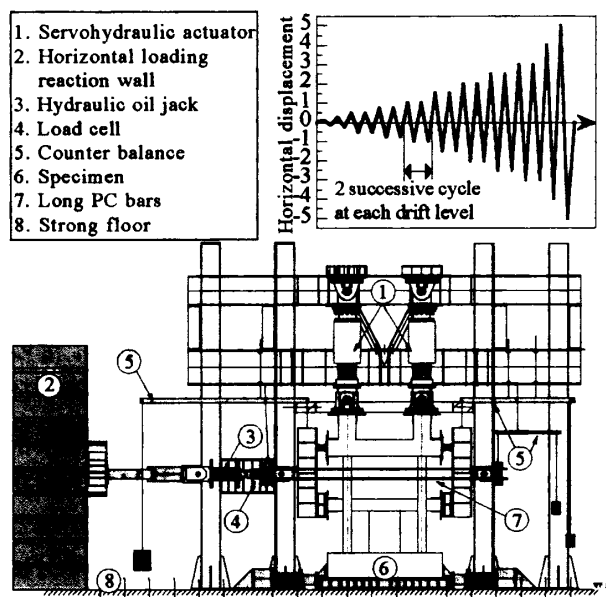


Fig. 2 Test setup and loading program

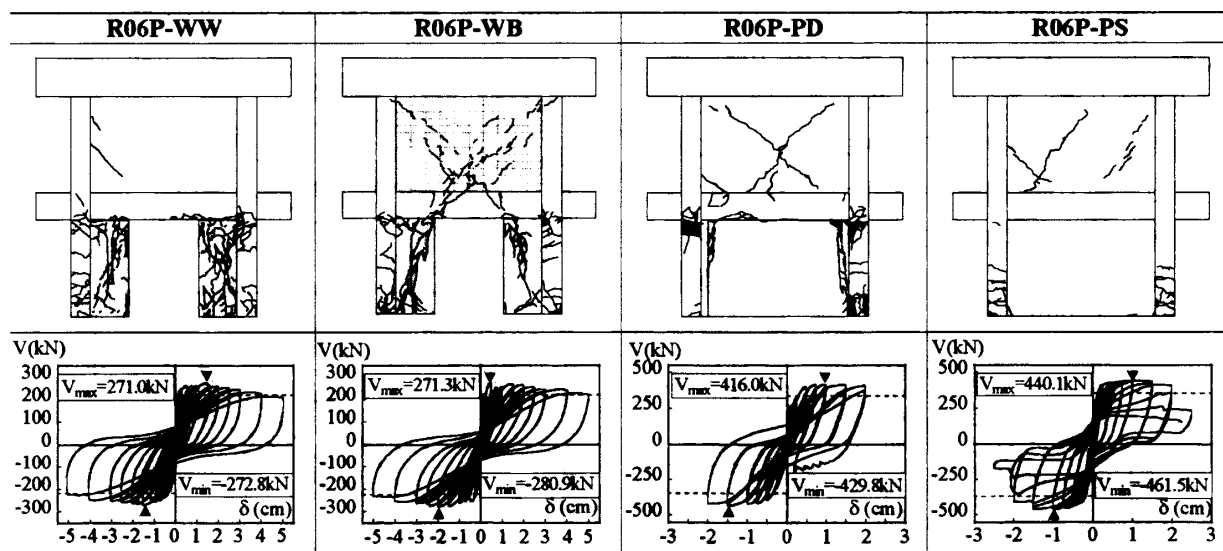
梁に鉛直方向に架け渡すH形鋼)が上部でピン、下部でローラーの静定支持になっており(Fig. 2 参照)、水平変位の如何に関らず不変である。水平変位の制御は2階梁中心軸上の左右水平変位、即ち左右柱梁接合部中心の平均で行った。

3. 実験結果

Fig. 3に実験終了後の最終破壊状況、及びせん断力 V と2階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、1層部分の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 δ (cm) と1階の層間変形角 R (%) は、階高が下スタブの上表面から2階梁中心までちょうど1mであるから、同じ値になる。しかし、無開口壁補強試験体にはその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。

Fig. 3に示す V - δ 曲線より、袖壁補強試験体R06P-WWとR06P-WBでは、最大水平耐力が272.8kNと280.9kNとほぼ近い耐力を示し、 V - δ 曲線もほぼ同じような靱性に富んだ履歴を示した。どちらの補強試験体も型枠兼横補強材であるデッキプレートを取り外した後、Fig. 3に示すように袖壁補強部分にせん断ひび割れが見られたが、急激な耐力低下は見られず、層間変形角 $R=5.0\%$ (水平変位 $\delta=5\text{cm}$)まで最大水平耐力の80%を維持した。これはデッキプレートが横拘束材の働きをするとともに、柱がチャンネル鋼板($t=2.3\text{mm}$)とグラウト材で閉鎖形に横補強されているため、柱のせん断破壊が防止され、1層フレームの曲げ降伏に至ったからである。著者らが行った同じスパン、階高、断面、配筋の1スパン1層のフレームの袖壁補強実験では、補強袖壁部分にせん断ひび割れは一切生じていなかった²⁾。これは緊張PC鋼棒(13 ϕ)で鋼板($t=2.3\text{mm}$)を圧着し、鋼板が横拘束材のみならず、せん断補強材の役割を果たしていたからである。デッキプレートは板厚が $t=1.2\text{mm}$ と薄い上に、波状



Note: Loading direction from left to right is push (+) and vice versa. Plot (▼) is maximum strength. Dotted line is $0.8V_{\max}$ or $0.8V_{\min}$.

Fig. 3 Observed cracking patterns at final drift angle and experimental V - δ relationships

になっているため面外曲げ剛性は期待できても、せん断引張りには抵抗しにくいからだと推定される。したがって、デッキプレートは、この場合適切な補強材であるとは言い難い。

2層目がRC耐震壁であるR06P-WWは2階梁と2層目の耐震壁が一体化し、2層目全体が剛体として挙動し、1層両柱の柱脚と柱頭に曲げの塑性ヒンジが生じ、層崩壊に至った。一方、2層目がCB壁である試験体R06P-WBは、2層目をコンクリートブロックの先積み工法として2層目のフレームと同時に、空洞ブロックの継目にコンクリートを打設した。しかしCB壁の強度と剛性がRC耐震壁に比較して弱いので、2階梁(袖壁先端)に曲げひび割れが生じ(Fig. 3参照)、柱と梁に曲げの塑性ヒンジが生じた(Fig. 6参照)。著者らの別論⁹⁾によれば、同じ形状、断面、配筋の1スパン1層CB壁の水平耐力が247.0kN(Fig. 4参照)であることを考慮すると、R06P-WB試験体の水平耐力280.9kN(2層目は153.2kNのせん断力)で、CB壁がせん断破壊することはない。

無開口壁補強試験体R06P-PDはデッキプレート($t=1.2\text{mm}$)と中ボルト(12ϕ)を用い、試験体R06P-PSは鋼板($t=2.3\text{mm}$)とPC鋼棒(13ϕ)を用いている。このことが両試験体間で異なるだけである。しかし、袖壁補強試験体からも明らかのようにデッキプレートがせん断補強材としての役割を果たしていないため、R06P-PDは1階側柱脚部の曲げ降伏が先行した後、1階極厚無筋壁補強部の側柱頭のパンチングシアで水平耐力が支配されている。すなわち、1階補強壁と2階梁の間に架け渡されたデッキプレートが、2階からのせん断力を1階補強壁に十分伝達できずに、1階側柱に負担がかかりすぎて柱頭部でパンチングシアを引き起こした。また、2階RC耐震壁に

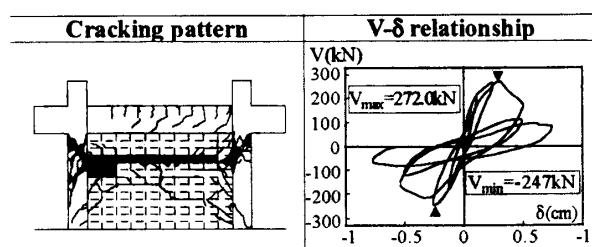


Fig. 4 Observed cracking pattern and V- δ relationship of specimen R06W-B0

もせん断ひび割れが生じた。

一方、薄鋼板($t=2.3\text{mm}$)とPC鋼棒(13ϕ)を用いた試験体R06P-PSは鋼板のせん断補強効果が表れ、1階側柱に曲げひび割れが進展して壁脚部とスタブ表面が次第に分離した。その結果、理想とする片持ち梁タイプの弾塑性曲げ挙動が卓越し、安定したV- δ 曲線が得られた。しかし、側柱脚部の曲げひび割れが大きく進展し、その結果、側柱脚部の主筋に曲げひび割れに伴うひずみ集中が起こり、1階部分の層間変形角 $R=2.0\%$ の2回目のサイクル当たりから主筋が破断し始め、 $R=2.5\%$ 時には柱脚部の主筋がほとんど破断し、水平耐力が最大水平耐力の半分に低下したため加力実験を終了した。

無開口壁補強試験体はお互いに崩壊機構は異なるが、いずれの試験体も $R=2.0\%$ の1サイクル目までは最大水平耐力の80%以上を維持しながら、安定的な弾塑性挙動を示した。しかし、破壊形式からすれば試験体R06P-PSの片持ち梁タイプの曲げ破壊が望ましい。しかし、そのためにひずみの集中により、1階側柱脚部の主筋が引張り破壊し、十分な靱性が確保できない恐れもある。この場合の層間変形角 2.0% を十分と見るかどうかが問題となる。この意味ではピロティ階に袖壁補強を施したほうが、水平耐力の増分は無開口壁補強ほど大きくないが、十分な靱性が確保できる(Fig. 5参照)。

Fig. 6 に実験で観察された崩壊機構を示す。

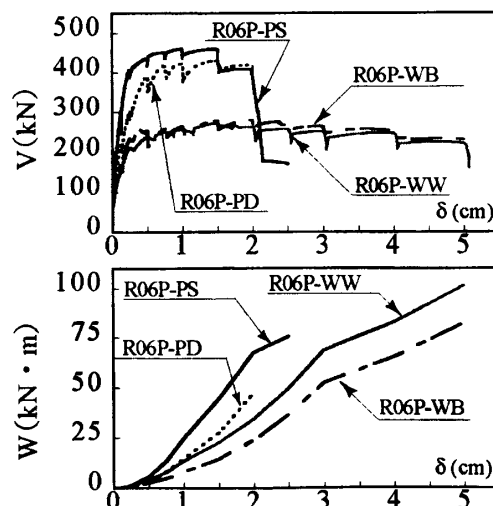


Fig. 5 Comparisons of experimental skeleton curves and accumulated absorbed energy

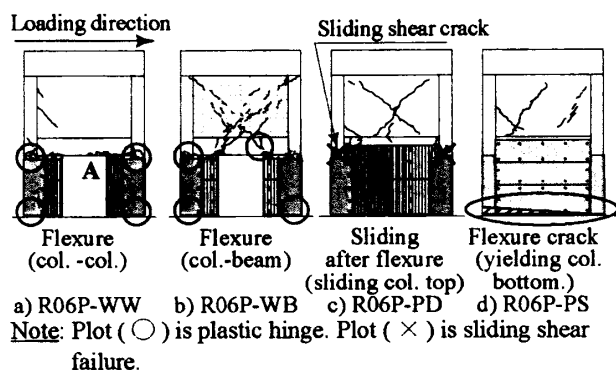


Fig. 6 Observed failure mode

袖壁補強は1階ピロティフレームに曲げの塑性ヒンジが発生している。しかし、フレームに生じる塑性ヒンジの位置が2階壁の種類によって異なる。さらに、1階柱頭に生じた塑性ヒンジの取り扱いにも後述するような配慮が必要である (Fig. 8 参照)。無開口壁補強は1階ピロティフレーム柱頭のパンチングシア破壊と、片持ち梁タイプの脚部曲げ破壊に分類される。

4. 崩壊機構の検証

本補強法を1スパン2層ピロティ骨組に適用した場合の水平耐力の評価法を確立するために、実験で観察された崩壊機構の検証を行う。各部材の曲げ強度は文献4)に基づいて算定し、Fig. 6に示す破壊機構をもとに水平耐力を算出した。

袖壁補強試験体において、ピロティ階に作用する応力を Fig. 7 に示す。水平耐力 (P) は2層部分を剛体とし、式(1)により算出した。

$$P = {}_L Q + {}_R Q = (\sum {}_L M + \sum {}_R M) / h_0 \quad (1)$$

ここで、 ${}_L Q$ 、 ${}_R Q$ はそれぞれの側柱に作用するせん断力、 $\sum {}_L M$ 、 $\sum {}_R M$ はそれぞれの側柱の柱頭、柱脚の曲げ強度の和、 h_0 は側柱の内法高さである。

2層部分がRC耐震壁であるR06P-WWの水平耐力を計算する場合、崩壊機構に基づいて文献4)の袖壁付き柱の曲げ強度式を適用すると実験結果を過大評価する。この理由としては、文献4)では袖壁付き柱の曲げ強度式は、袖壁が圧縮側になる場合と引張り側になる場合の2種類が提案されており、理論上、Fig. 6 a)のA部分の柱頭は袖壁側が圧縮となる (Fig. 8 a) 参照) が、本試験体の場合、梁下までしか補強しておらず、増し打ちコンクリートの収縮により袖壁と梁下端に隙間が生じ、袖壁部分に生じる圧縮束が有

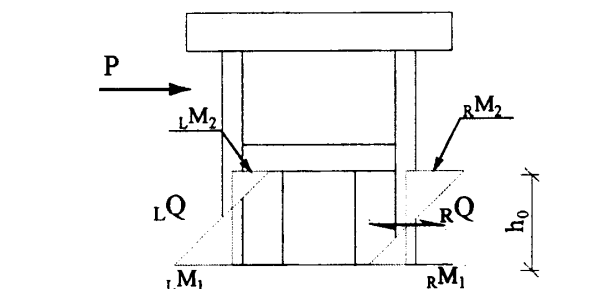
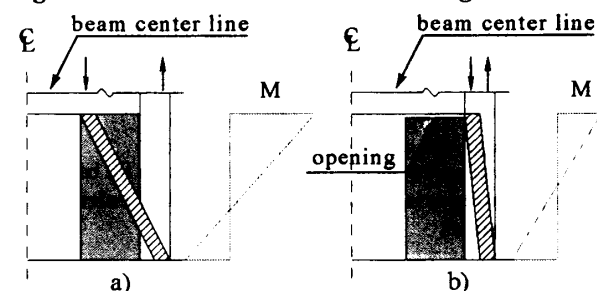


Fig. 7 Moment distribution of retrofitted wing wall column



Note: : compression strut

Fig. 8 Mechanical model of retrofitted wing wall column

効に働いていないため、この仮定が成立しない。したがって、Fig. 8 b)に示すような柱のみを考慮したモデルを考える。このように計算した結果、水平耐力は275kNとなり、フレームのヒンジ崩壊機構による水平耐力を説明することができる (Fig. 9 参照)。袖壁部分に生じる圧縮束を有効に働かせるためには、袖壁上端と梁下端の隙間を防ぐ必要がある。

2階部分がCB壁であるR06-WBにおいては、Fig. 6に示すように袖壁上端縁の梁部分に形成された塑性ヒンジに伴う曲げモーメントを、2階柱脚と1階柱頭に分配する必要がある。その際に2階の空洞ブロック壁を無視し、純ラーメンと仮定すると1階が極厚袖壁付き柱であるので、2階の柱に対して1階の柱は約10倍近くの剛性を有する。そのために、本論文では近似的に2階柱脚部の曲げモーメントを無視して、1階部分の水平耐力を評価した。その結果、計算値としての水平耐力は271.0kNとなり、実験値の271.3kNから280.9kNとほぼ一致していることがわかる。

無開口補強試験体において、最大耐力時に主筋は降伏し、ひずみ硬化域に達していたため、曲げ強度算出の際、主筋の強度には引張強度 (D10, $\sigma_u = 497 \text{ MPa}$) を用いた。また、補強壁脚部のあと施工アンカーは付着を切っているため、曲げ強度に影響を及ぼさないものとし、曲げ強度算出の際にアンカー筋の効果は考慮していない。

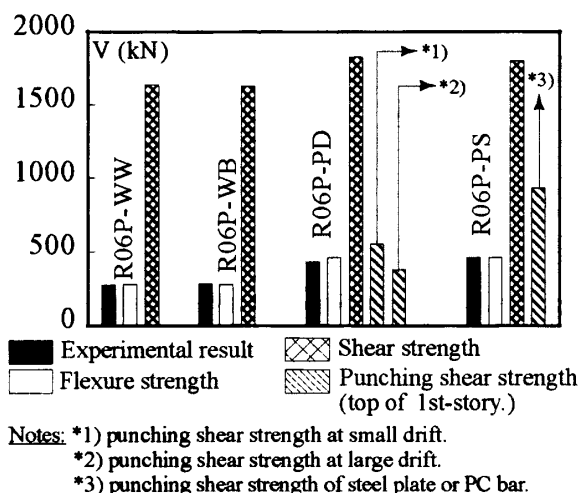


Fig. 9 Comparisons of experimental and calculated results

R06P-PDは、曲げ降伏が先行した後、1階側柱柱頭部でパンチングシアを引き起こしたため、脚部水平断面における曲げ強度⁹⁾、及び柱頭によるパンチングシア強度^{6),7)}の計算結果をFig. 9に示す。なお、パンチングシア強度は、層間変形角が小さい場合 (Fig. 9 *1)) と大きい場合 (Fig. 9 *2)) とで強度が異なる。層間変形角が進むに従い、コンクリートの損傷も進むため、層間変形角が大きい場合のパンチングシア強度を算出する際は、摩擦係数を低減している⁹⁾。このようにして算出した結果、層間変形角が小さい場合及び大きい場合のパンチングシア強度はそれぞれ555kN, 377kN、曲げ降伏耐力は463kNとなった。この計算結果より、層間変形角が小さい時は、補強壁脚部の曲げ降伏により水平耐力が支配されるが、層間変形角が大きくなるに従って、柱頭のパンチングシアにより水平耐力は支配される。したがって、崩壊機構と水平耐力との整合性は成立している。

鋼板により無開口壁補強を施したR06P-PSにおいては、脚部水平断面における曲げ強度と崩壊機構の整合性を確認するために1層部分上端のパンチングシア強度^{6),7)}をもとに水平耐力を算出した。なおパンチングシア強度は、鋼板及びPC鋼棒によるパンチングシア強度のうち、最小値を採用している。その結果、パンチングシア強度(PC鋼棒)は930kN(鋼板は1225kN)、曲げ降伏耐力は463kNとなり、本試験体は無開口壁脚部の曲げ降伏により水平耐力は支配され、崩

壊機構と水平耐力との整合性は成立している。

5. 結論

1) 袖壁補強タイプでは2階がRC耐震壁か、CB壁かで1階ピロティフレームの崩壊機構が異なっている。この理由は、水平剛性や水平耐力が大きい2階RC耐震壁は、ほぼ剛体として挙動し、一方、RC耐震壁に劣るCB壁は早期にせん断ひび割れが生じ、フレームとして挙動が卓越してくるからである。

2) 袖壁補強試験体R06P-WWにおいて、層間変形角が大きくなるに従い、袖壁上端と梁下端部分に隙間が生じ、一体化せず、袖壁補強部分が有効に働かなかった。

3) 無開口壁補強タイプでは型枠兼横補強材がデッキプレートか鋼板かにより、崩壊機構が異なった。デッキプレートはせん断補強効果が期待できず、補強材としては鋼板及びPC鋼棒の組み合わせが望ましいことが分かった。

謝辞

本研究は、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」、及び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)(いずれも研究代表者: 山川哲雄)によった。

参考文献

- 1) 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.
- 2) Md. Nafiur RAHMAN, Tetsuo YAMAKAWA, Yoichi MORISHITA: Investigation of pilotis frames retrofitted by opening type thick hybrid wing-walls: コンクリート工学年次論文集, vol. 27, No. 2, pp. 1117-1122, 2005.
- 3) 森下陽一, 山川哲雄, 高良慎也, 山城浩二: 日本建築学会研究報告書九州支部, 第46号・1(構造系), pp. 617-620, 2007.
- 4) Md. Nafiur RAHMAN, Tetsuo YAMAKAWA, Yoichi MORISHITA, Kozo NAKADA: Investigation of Bare Frames Retrofitted by Thick Hybrid Walls under Cyclic Lateral Forces and Constant Vertical Load, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), C-2, pp. 541-542, 2006.
- 5) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 日本建築学会, 1990.
- 6) R. PARK and, T. PAULAY: Reinforced Concrete Structures. John Wiley & Sons, pp. 319-325, 1975.
- 7) T. PAULAY and M. J. N. PRIESTLY: Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. John Wiley & Sons, pp. 129, 480, 1992.