論文 極厚無筋壁で耐震補強した1スパン2層ピロティフレームの耐震性能

小林 慎^{*1}・山川 哲雄^{*2}・前田 興輝^{*3}・Pasha JAVADI^{*4}

要旨:著者らは,鋼板とPC鋼棒を型枠兼横補強材としてピロティフレーム内にコンクリートを増し打ちする ことで,アンカー筋なしで既存フレームと一体可能な極厚無筋壁補強法を提案している。本研究では,1スパ ン2層ピロティフレームの1層部分に袖壁あるいは無開口タイプの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を行い,上層階の耐震壁と1階ピロティ層との相互関係及び塑性ヒンジ の形成位置などを明らかにした。

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

山川らは鋼板を型枠材とし,PC鋼棒を緊結材としてピ 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材として使用していた鋼板を, PC鋼棒とナットにより緊張力を導入し圧着する極厚無筋 壁耐震補強法を提案した¹⁾。これまでの研究により,本補 強工法を施すことにより,ピロティ層全体のせん断破壊 が防止され,耐力及び靭性に富む耐震性能を確保するこ とができ本補強工法が強度・靭性型耐震補強法として有 効であることが確認された²⁾。

本研究では、1スパン2層ピロティフレームにおいて本 補強工法を適用し、一定鉛直荷重下で正負繰り返し水平 加力実験をおこない、上層階の耐震壁と1階ピロティ層と の相互関係、及び塑性ヒンジの形成位置などを検討した ものである。

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。柱断面は各階ともに175mm×175mmの正方形断面 とし,内法高さは875mm (M/(VD)=2.5)である。なお,柱 主筋は8-D10 (p,=1.85%)であり,帯筋は3.7 фを105mm間 隔 (pw=0.12%) で配筋している。1 層部梁主筋には 4-D13 (p_a=1.63%)で,あばら筋はD6を120mm間隔 (p_a=0.43%) で配筋している。1層部分の下スタブ上表面から1層部梁 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層部分のRC耐震壁の内法スパン は1,325mmで,内法高さは875mmである。壁厚60mmの 壁筋には3.7¢を使用し、縦横筋とも60mm間隔 (p_=0.30%) でシングル配筋し,付帯ラーメンの柱及び梁内に定着さ せている。使用した鋼材の力学的特性を Table 1 に示す。 Table 2に今回実験を行った試験体の一覧を示す。試験体 の総数は5体で,補強を施していない基準試験体が1体, 袖壁補強を施した試験体が2体 無開口壁補強を施した試 験体が2体となっている。

	<u>袖壁及び無開口壁補強試験体において</u>	Ξ,	試験体 R07P-
--	--------------------------	----	-----------

*1 琉球大学大学院理工学研究科 博士前期課程(正会員)

- *2 琉球大学 工学部 教授・工博 (正会員)
- *3 株式会社Taiko
- *4 琉球大学大学院理工学研究科 博士後期課程·工修 (正会員)



Fig. 1 Details of reinforcements of pilotis frame specimen

I							
Steel materials		a	σ_{y}	ε	E		
		(mm ²)	(MPa)	(%)	(GPa)		
Rebar (or Dowel)	D10	71	349	0.17	202		
			355*)	0.17*)	201*)		
	D13	127	342	0.17	201		
	D19	287	373	0.19	197		
	M16(SNB7)	199	733	-	-		
Hoop or stirrup	3.7ф	11	650	0.31	208		
			683 ^{*)}	0.31*)	202*)		
	D6	32	432	0.24	175		
			504*)	0.24*)	194 ^{*)}		
PC bar	13ф	133	1220	0.61	200		
Deck plate	t=1.2mm	-	268	0.13	203		
Steel plate	t=2.3mm	-	348	0.16	212		
		-	335*)	0.16*)	209*)		
Notes: $a = cross section area, \sigma = vield strength, s = vield strain of$							

Table 1 Properties of steel materials

<u>Notes</u>: a= cross section area, σ_y = yield strength, ε_y = yield strain of steel materials, E_s= Young's modulus, *)= R07P series.

Table 2 Details of test specimens



 $\begin{array}{c} \text{Common} \\ \text{details} \end{array} \\ \begin{array}{c} \text{Axial force ratio, N/(bD\sigma_{\text{b}}) = 0.2 (per column); } \sigma_{\text{B}:add.} \text{ is add. concrete strength (MPa); Reinf. in column:- main reinf.: 8-D10 (p_{\text{s}}=1.85\%), Hoop: 3.7\phi-(9.15\%); Reinf. in beam (1st-story):- main reinf.: 4-D13 (p_{\text{s}}=1.63\%), Stirrup: D6-(9.12) (p_{\text{s}}=0.43\%); Reinf. in beam (2nd-story):- main reinf.: 6-D19 (p_{\text{s}}=2.46\%), Stirrup: D10-(9.12) (p_{\text{s}}=0.30\%); Reinf. in shear wall:- 3.7\phi-(9.06) single (horizontal & vertical) (p_{\text{s}}=0.30\%). (unit: mm) \end{array}$

WU, R07P-PUは1階側柱の主筋を内法高さいっぱいに塩 化ビニルチューブで被覆することにより,コンクリート と主筋間の付着を切っている。側柱脚部では,曲げ破壊に 伴うひび割れの拡大により脚部主筋にひずみが集中し, 破断してしまい,急激な耐力低下を引き起こしてしまう。 そのため側柱脚部主筋におけるひずみ集中を緩和し,破 断を防止することにより靭性を改善する目的で計画した。

袖壁補強試験体R06P-WWは側柱をチャンネルタイプに 加工した鋼板(t=2.3mm)で巻き立て,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(M12)及びナットを介し て緊張力を導入し,型枠として使用していたデッキプ レートを袖壁部分に圧着した。袖壁補強試験体(R07P-WU)では,デッキプレート(t=1.2mm)は使用せず,鋼板 (t=2.3mm)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PC鋼棒(13\p)及びナットを介して 緊張力を導入し,型枠として使用していた鋼板を袖壁部 分に圧着した。なお,両試験体とも袖壁小口部分にカバー コンクリートの剥離,剥落を防止するため,剥落防止筋 (D6)を100mm間隔で配筋している。

無開口壁試験体(R06P-PS,R07P-PU)においても同様 な補強方法で,側柱をチャンネルタイプに加工した鋼板 で巻き立て,鋼板を型枠としてコンクリートを増し打ち し,ピロティフレーム内に極厚無筋壁を設け,硬化後,PC 鋼棒(13)のひナットを介して緊張力を導入し圧着させた。 また.極厚無筋壁脚部での滑りを防止するために.極厚無 筋壁脚部にあと施工アンカーを設けており,無開口壁試 験体R06P-PSは接着系あと施工アンカー(D19)を9本,無 開口壁試験体R07P-PUはディスクタイプのあと施工アン カー(M16: SNB7)を7本打ち込んだ。なお、これらのあと 施工アンカーは試験体全体の曲げ引張り筋としては抵抗 せず、せん断すべりにのみ抵抗するように付着を切って 施工している。本実験で使用したディスクアンカーの詳 細図を Fig. 2 に示す。ディスクアンカーはアンカー (M16:SNB7)と、直径100mmのディスクを複合させたも のである。このディスクアンカーは、樹脂性の接着剤によ り試験体と一体化させ、この樹脂の接着力により、高いせ ん断剛性を発揮させることができる。

Fig. 3に本実験で用いた加力装置を示す。載荷方法は側 柱のみで一定軸力比0.2相当の軸圧縮力を側柱頂部に作用 させた状態で,正負繰り返し水平加力実験を行った。な お,水平加力は1階柱梁接合部中心の水平変位の平均値る によって制御した。加力サイクルは δ =0.125cm,0.25cmを 各1回ずつ, δ =0.5cm,0.75cm,1.0cm,1.5cm,2.0cm,2.5cm, 3.0cmを各2回ずつ, δ =4.0cm,5.0cmを各1回ずつ繰り返 し終了した。





Fig. 3 Test setup

また,水平荷重は1スパン2層ピロティフレームにAi分 布を適用して,水平ジャッキの位置を定め,トーナメント 載荷としている。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という割合になっている。この水 平力の割合は水平力載荷梁(3階梁と2階梁に鉛直方向に 掛け渡す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.3参照),水平変位の如何にかかわ らず不変である。

3. 実験結果

Fig.4に実験終了後の最終破壊状況、及びせん断力Vと, 1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曲線を示す。なお,補強試験体の1層部分のひび割れ 図は加力実験終了後,デッキプレート又は鋼板を取り外 して描いた図である。またV-δ曲線では,水平変位の平均 値δ(cm)と層間変形角R(%)は,階高(下スタブ上表面か ら1階柱梁接合部中心までの高さ)が1,000mmであるから 同じ値になる。しかし、無開口壁補強試験体においては滑 りによる変位が含まれるため,水平変位からすべりによ る変位を除くと,水平変位の平均値δ(cm)と層間変形角 R(%)は完全に対応しないことに留意する必要がある。

Fig.4に示すV-δ曲線より,補強を施していない基準試

験体 R07P-P0の最大水平耐力は 102kN となり,側柱柱頭, 及び柱脚部で曲げ降伏が先行したのち,水平変位δ=2.0cm 時に柱頭部分でせん断破壊を引き起こした。

袖壁補強試験体において デッキプレートで補強した試 験体R06P-WWは最大水平耐力が273kNとなり,水平変位 δ=5.0cmまで最大水平耐力の80%以上を維持した。また, 鋼板で補強した試験体 R07P-WUは,最大水平耐力が 282kNとなり,水平変位δ=5.0cmまで最大水平耐力の80% 以上を維持した。両袖壁補強試験体(R06P-WW, R07P-WU) はほぼ近い耐力を示し、V-δ曲線もほぼ同じような靭性に 富んだ履歴を得ることができた。また,両試験体とも2層 目がRC耐震壁であり,2階梁と2層目の耐震壁が一体化 し,2層目全体がほぼ剛体として挙動し,1層両側柱の柱 脚と柱頭に塑性ヒンジが生じて 層崩壊に至った。しかし 試験体 R06P-WW では、Fig.4に示すように袖壁補強部分 にせん断ひび割れが生じた。この原因として, デッキプ レートは断面が波状で、かつ板厚が1.2mmと薄いため、面 外曲げ剛性は高いが、せん断引張りには抵抗しにくいから と推定される3。しかし、デッキプレートを中ボルトで締 め付けているため、急激な耐力低下は見られない。一方、 袖壁部分に補強材として鋼板を使用した試験体R07P-WU においては 袖壁補強部分にせん断ひび割れが生じていな い。これはPC鋼棒(13)で鋼板に緊張力を導入し圧着する ことにより 鋼板が横拘束材のみではなく、せん断補強材 としての効果を発揮したためである。

無開口壁補強試験体において,1階側柱主筋の付着を 切っていない試験体R06P-PSは,最大水平耐力は462kNと なり,水平変位δ=2.0cmまで最大水平耐力の80%を維持し た。1階側柱主筋の付着を切っている試験体R07P-PUは, 最大水平耐力は372kNとなり,水平変位δ=2.0cmまで最大 水平耐力の80%を維持した。いずれの試験体も水平変位 の進行に伴い1階側柱及び増設補強壁脚部に曲げひび割れ が進展し,片持ち梁タイプの弾塑性曲げ挙動が卓越し,安 定した履歴を得ることができた。しかし,1階側柱主筋の 付着を切っていない試験体R06P-PSは,水平変位δ=2.0cm



<u>Notes:</u> i) Loading direction from left to right is push (+) and vice versa. ii) Plot () is maximum strength. iii) Dotted line is $0.8V_{max}$ or $0.8V_{min}$. **Fig. 4 Observed cracking patterns at final drift angle and experimental** *V*- δ relationships

あたりから主筋が破断し始めて δ=2.5cm時にはほとんど の主筋が破断に至った。一方,1階側柱主筋の付着を切っ ている試験体R07P-PUにおいても,破断本数は少ないが 試験体R06P-PS同様に水平変位δ=2.0cmあたりから主筋が 破断をし始めて δ=2.5cm時には半分程度破断した。また, 試験体 R06P-PS と試験体 R07P-PU の滑り変位の結果を Fig.5に示す。グラフの横軸は1階柱梁接合部中心におけ る水平変位であり 縦軸が滑り変位である。グラフ中の破 線は水平変位に占める滑りの割合が50%であることを示 す。試験体R07P-PUは極厚無筋壁の壁脚中央部に変位計 を設置し, 滑り変位を測定した。しかし, 試験体 R06P-PS は側柱脚部に変位計を設置し、滑り変位を測定した。本補 強タイプにおいては、側柱脚部のコンクリートの圧壊に より鋼板がはらみ出す。そのため、本試験体において測定 した滑り変位には、はらみ出しの影響が含まれている。し たがって,純粋な滑り変位ではないことに留意する必要 があり、グラフ中において、はらみ出しの影響を含んでい る滑り変位は点線で表示している(δ=1.5cm以降)。Fig.5 より,極厚無筋壁脚部にあと施工アンカー(D19)を9本打 ち込んだ試験体R06P-PSの滑り変位は ,δ=0.5cmあたりま では水平変位の50%程度であり、その後δ=1.5cmまではや や滑りが抑えられており, δ=1.5cm を超えたあたりから は、はらみだしの影響により正確な値ではない。極厚無筋 壁壁脚部にディスクタイプのあと施工アンカー(M16)を7 本打ち込んだ試験体 R07P-PUの滑り変位は,実験開始か ら δ=0.5cm ほどまでは水平変位の50% 程度で,δ=0.5cmを 超えたあたりからやや滑りが抑えられている。また、グラ フより水平変位δ=2.0cmにおける 滑り変位は低下してい る。これはδ=2.0cm時から主筋の破断による耐力低下によ り,滑り変位が抑えられたと思われる。

Fig.6に各補強試験体の累積エネルギー吸収量の推移を 示す。各補強タイプにおいて、それぞれ類似の水平耐力及 び履歴を得ることができたが Fig.6の累積エネルギー吸 収量の推移を見ると、側柱主筋の付着を切った試験体 (R07P-WU, R07P-PU)においては、側柱主筋の付着を切っ ていない試験体 (R06P-WW, R06P-PS)と比較してエネル ギー吸収量が低いことがわかる。その中でも、1階側柱主 筋の付着を切っている袖壁補強試験体R07P-WUは、付着 を切っていない類似の試験体R06P-WWに比較してFig.4 やFig.6に示すように、履歴ループにピンチング現象が生 じ、エネルギー吸収量が小さい。これは新設した袖壁が緊





張PC鋼棒と鋼板により横拘束効果が大きく,ひび割れに よる損傷も少なく,ほぼ剛体として回転挙動しているた めである。そのため袖壁脚部が曲げ回転で浮き上がり,反 転する際に袖壁のアーチ効果としての反転側ストラット が,浮き上がりによる隙間が閉じるまで十分に機能して いないため,スリップ現象が生じ,エネルギー吸収量も小 さくなったものと推定される。一方,デッキプレートと緊 張中ボルトを用いた袖壁補強試験体R06P-WWは横拘束及 びせん断補強効果がやや小さく,たくさんのひび割れが 生じ,壁板が広がりアーチ効果としてのストラットもそ れなりに機能したので紡錘形に近い履歴ループを描き, かつエネルギー吸収量も増大したものと考えられる。

無補強試験体 (R07P-P0) と袖壁補強試験体 (R06P-WW, R07P-WU)では,最大水平耐力は無補強試験体 (R07P-P0) の3倍近くの値を示し,水平変位 & 5.0cmまでの靭性能を 得ることができた。無補強試験体(R07P-P0)と無開口壁補 強試験体 (R06P-PS, R07P-PU)では,最大水平耐力は無補 強試験体 (R06P-PS, R07P-PU)では,最大水平耐力は無補 強試験体 (R07P-P0)の3.5~4倍以上の値を示した。しかし、 無開口壁補強試験体 (R06P-PS, R07P-PU) は水平変位 & 2.0cmあたりから主筋が破断し始めて,& 2.5cm時には 半分以上の主筋が破断に至ったので,この場合の水平変 位& 2.0cmを十分と見るかどうかが問題となる。この意味 では1層部に袖壁補強を施した方が,水平耐力は無開口壁 補強を施すより大きくはないが,十分な靭性を確保でき る。

4. 解析的検討

袖壁補強タイプにおいて試験体R06P-WWの片袖壁付き 柱の曲げ強度は文献3)に基づいて算定を行う。しかし,試 験体R07P-WUにおいては,1階側柱主筋の付着を切って いるため,文献3)の片袖壁付き柱の曲げ強度を適用する ことができない。そこで,主筋の付着がない場合の片袖壁 付き柱(以下アンボンド片袖壁付き柱と称する)の曲げ強 度略算式を新たに算出する必要がある。

アンボンド片袖壁付き柱の曲げ強度は,柱と袖壁を一体化した断面として計算する。計算方法は,圧縮側のコン クリートの応力分布をACIの等価応力ブロックの考え方 を基に行う⁴⁾。また,終局時に断面の全主筋は引張降伏す ると考える。ただし、軸力は両側柱の中心に作用している ものとする。その計算式を式(1),(2)に示す。



Fig. 7 Flexural, shear mechanisms and comparison of lateral capacity caluculated by simplified equations

Column side compression

$$M = \left(N + a_{s} \cdot f_{y}\right) \cdot \left\{0.5D - \frac{N + a_{s} \cdot f_{y}}{1.7 \cdot \sigma_{s} \cdot b}\right\}$$
(1)

Wing-wall side compression

$$M = \left(N + a_g \cdot f_y\right) \cdot \left\{ \left(0.5 + \beta\right) D - \frac{N + a_g \cdot f_y}{1.7 \cdot \sigma_B \cdot b} \right\}$$
(2)

ここで,N:軸力(N), a_g:主筋全断面積(mm²), f_y:主筋降伏 強度(MPa), D:柱せい(mm), σ_g:コンクリート強度(MPa), b: 柱幅(mm), β:柱せいに対する袖壁長さの割合。

Fig.7にアンボンド片袖壁付き柱と片袖壁付き柱におけ る軸力と水平耐力の相関関係を示す。なお、グラフの横軸 は片袖壁付き柱1本の曲げによる水平耐力であり,柱頭, および柱脚の曲げ強度の和を柱高さで除したものである。 また、グラフ中のプロットはAIJのトラス・アーチ機構に 基づいて算出した片袖壁付き柱のせん断強度である³³。な おせん断強度の算出の際,文献3)によると,圧縮強度の 有効係数v₀は1.0を採用する。これは鋼板およびPC鋼棒 により柱及び補強袖壁が横拘束されているからである。 しかし,試験体R06P-WWにおいては,補強材にデッキプ レートおよび中ボルトを使用しているため,有効に拘束 されていないものと思われる。したがって,本試験体にお いて,AIJによる圧縮強度の有効係数⁸³を用いて,せん断 強度を算出した。次いで,各試験体の水平耐力をFig.8に 示す実験により観察された崩壊機構に基づいて検討する。

無補強及び袖壁補強試験体の水平耐力は崩壊機構,及 び柱のせん断破壊に基づいて算定した。水平耐力は2層部





分を剛体として、1階柱に作用する水平力の釣り合いによ り算出する²。また、各柱の曲げ強度算出する際は、転倒 モーメントによる左右柱の軸力の増減も考慮する。軸力 の増減は水平荷重、軸力によるモーメント及び柱脚部に 生じる曲げモーメントの釣り合いを満足するように繰り 返し計算を行う。その結果、試験体R07P-WUおいて釣り 合いを満たすときの軸力は一定軸力(N=137.2kN)から± 259kN増減したときであり、そのときの水平耐力は257kN となり、実験値と近い値を示した。

無開口壁補強試験体においては」1階側柱主筋の付着の 有無にかかわらずフレーム全体を片持ち梁部材とし,脚 部水平断面における曲げ強度5を計算し,水平耐力を算定 した。その際,脚部水平断面は,柱及び極厚無筋壁全体を 一体化した長方形断面と仮定する。また 最大耐力時に主 筋は既に降伏に至り、ひずみ硬化域に達していたため、曲 げ強度を算出する際に用いた主筋の強度には引張強度 (σ_u)を用いた。また,極厚無筋壁脚部に設けているあと 施工アンカー筋は付着を切っているため曲げ強度には影 響を及ぼさないものとし,曲げ強度を算出する際はあと 施工アンカー筋の効果は考慮しないものとする。このよ うにして算出した水平耐力の結果をFig.9に示す。補強 を施していない基準試験体R07P-P0は両側柱の柱頭 柱脚 で曲げ降伏後、せん断破壊したため、ヒンジ崩壊機構によ る水平耐力及びAIJのトラス・アーチ機構に基づくせん断 強度による水平耐力も示す。なお、試験体R06P-PSのせん 断耐力は文献2)より,曲げ耐力よりも高いことが確認さ れており,試験体R07P-PUも同様に曲げ耐力よりもせん 断耐力が高いため,Fig.9では省略する。

Fig. 9より、いずれの実験結果も精度良く評価すること ができており、各試験体ともFig. 8に示す崩壊機構を説明 することができる。試験体 R06P-WW では,曲げ耐力 (346kN)がせん断耐力(288kN)を上回った。これは、Fig. 4のひび割れ図に示すように、補強袖壁部分にせん断ひび 割れが生じているため,崩壊機構は補強袖壁部分でのせ ん断破壊により支配されている。また,本試験体の場合,



Fig. 9 Comparisons of experimental and calculated results

梁下までしか補強しておらず,コンクリートの収縮および繰り返し載荷により徐々に袖壁と梁下端部に隙間が生じ(Fig.8のA部分),補強袖壁部分が有効に働いていない。すなわち,水平変位が大きい際はFig.8に示す崩壊機構(柱頭,柱脚)により水平耐力が支配される結果となる。ただし,A部分の片袖壁付き柱での曲げ耐力は,袖壁を考慮せずに柱のみを考慮して水平耐力を算出する²⁾。その結果,水平変位が大きい際の水平耐力計算値は241kNとなる。

次いで、各試験体の靭性指標(F値)について検証する。 F値の算定においては、既存鉄筋コンクリート造建築物の 耐震診断基準・同解説⁽¹⁾(以下、耐震診断基準と称する。) によるせん断余裕度による算定、及び文献7)によるF指 標略算式を用いて行った。F指標略算式を式(3)に示す。

F=0.6+100R

Fig. 10 に各試験体のせん断余裕度, 耐震診断基準によるF指標算定値と略算式による値を示す。ここで, wQsuはAIJの靭性指針式⁸⁰及び荒川mean式⁶⁰によるせん断強度, wQpuは文献9)による柱を含む増設壁脚部のパンチングシア強度, wQmuは曲げ強度³⁾⁵⁰である。なお,無開口壁 補強試験体R06P-PS, R07P-PUにおいては,耐震診断基準 によるF値を算出する際, せん断強度wQsuとパンチング シア強度wQpuを比較して低い値を採用した。また,略算 式によりF値を算出する際,試験体R07P-PUにおいては, 部材角Rに滑り変位を考慮した場合と考慮しない場合の





結果を示した。

基準試験体R07P-P0では耐震診断基準によるF値が1.1 であったのが,略算式により算出した際は2.2となり,耐 震診断基準との整合性が得られていない。また本補強法 を施すことにより,いずれの補強試験体においても耐震 診断基準によるF値が2.0となり,無開口壁補強試験体に おいては略算式によるF値が2.6となった。しかし,無開 口壁においては,滑り変位を考慮しない場合,試験体 R06P-PSではF値は2.3となり,試験体R07P-PUではF値 は2.1となり,耐震診断基準,及び略算式によるF値はほ ぼ近い値になり、整合性が得られた。滑り変位を靭性能に 考慮するかは今後の課題となる。

5. 結論

1) 袖壁補強では,フレームのヒンジ崩壊機構により水平 耐力が決定した。また,2層部分の剛性と水平耐力が大き いので,柱頭及び柱脚にヒンジが形成された。しかし,試 験体R06P-WWにおいては水平変位とせん断強度や曲げ強 度との関係など,さらなる検討が必要である。

2) 無開口壁補強では、いずれも理想とする片持ち梁タイ プの全体曲げ回転挙動を起こした。また、側柱主筋のアン ボンド化によるひずみ集中の緩和及び靭性改善は見られ ず、むしろアンボンド化にすることにより累積エネル ギー吸収量が低下した。

3) 無開口壁補強試験体の靭性指標は耐震診断基準では F=2.0,略算式では滑り変位を除いてF=2.1を得た。した がって,無開口壁試験体は滑り変位を除いてもF値は2.0 を採用できる。

謝 辞

(3)

本研究は,沖縄県建設弘済会の平成18年度技術開発支援事業「地震に 強いRC造ピロティ建築物の建設技術開発」,及び日本学術振興会の平成 17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」 (いずれも研究代表者:山川哲雄)によった。あと施工アンカーについて はサンコーテクノ(株)にお世話になった。

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 ultilizing thick hybrid walls, 日本建築学会構造系論文集,第610号, pp. 113-138, 2006. 2) 前田興輝,山川哲雄, Md.Nafiur RAHMAN, Pasha JAVADI: 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,コンク リート工学年次論文集, vol. 29, No. 3, pp. 289-294, 2007.

3) 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.

 American Concrete Institute : Building Code Requirements for Structural Concrete (AC1318-05) and Commentary (ACI 318R-05), 2005.

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, pp. 592-593, 1990.

6) 日本建築防災協会:2001年度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

7) 大竹直人,山本泰稔,洪忠憙,上田洋一,鈴木基之:鋼板内臓型 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.

8) 日本建築学会:鉄筋コンクリート建物の靭性保証型耐震設計指針・同 解説, pp.208-240, 1999.8.

9) Park, R. and Paulay, T. :Reinforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, pp. 319-325, 1975.