

論文 既存 RC 構造中間層の PCa パネルによる耐震補強実験

守屋 嘉晃^{*1}・鳥屋 隆志^{*2}・倉持 春夫^{*3}・望月 洵^{*4}

要旨：既存 RC 構造の中間層に、H 形鋼の側柱をもつ PCa パネルを組み込んだ耐震補強法を提案し、その水平交番加力実験を行っている。試験体のパラメータは出入口開口の有無、PCa パネルの内部鉛直接合部のジョイントの数、および出入口開口まわりの上下梁に対するせん断補強の有無である。実験の結果以下のことが認められた。

- 1) 出入口開口の存在によって上下梁にせん断破壊が生じ、最大強度と変形性能が低下した。
- 2) 出入口開口まわりの上下梁に鋼板を圧着接合するせん断補強法は有効であった。
- 3) 上下梁がせん断破壊した試験体を除くいずれの試験体も十分な耐震性能を有した。

キーワード：中間層の耐震補強、PCa パネル、梁のせん断補強、最大強度、出入口開口

1. はじめに

既存 RC 構造に H 形鋼の側柱をもつプレキャストコンクリートパネル（以下、PCa パネルと略す。）を組み込んだ耐震壁（以下、補強耐震壁と略す。）が有効であることが認められている¹⁾。しかし、この報告は上下梁を剛強と扱うことのできる連層の補強耐震壁を想定している。

一方、既存 RC 構造の中間層に対する耐震補強の必要性は高く、要望が多い。しかしながら、中間層を補強耐震壁とした場合、上下梁の曲げおよびせん断破壊、または剛性不足によって連層の補強耐震壁に比べて最大強度と変形性能が低下する可能性は否めない。

本研究は、これを考慮して、既存 RC 構造の中間層を模した柱梁フレームに、H 形鋼の側柱をもつ PCa パネルによって補強耐震壁とした試験体の破壊性状を捉えることを目的としている。

2. 実験計画

2.1 試験体

試験体は、柱梁フレームに H 形鋼の側柱をも

つ PCa パネルを組み込んだもので、パラメータは出入口開口（以下、開口と略す。）の有無、PCa パネルの内部鉛直接合部のジョイントの数、および開口まわりの上下梁に対するせん断補強の有無である。図-1 に試験体の概要を示す。表-1 に試験体の諸性質を示す。00SR-1 は 1950×860mm の PCa パネル 1 枚、00SR-2, 3 は 665×

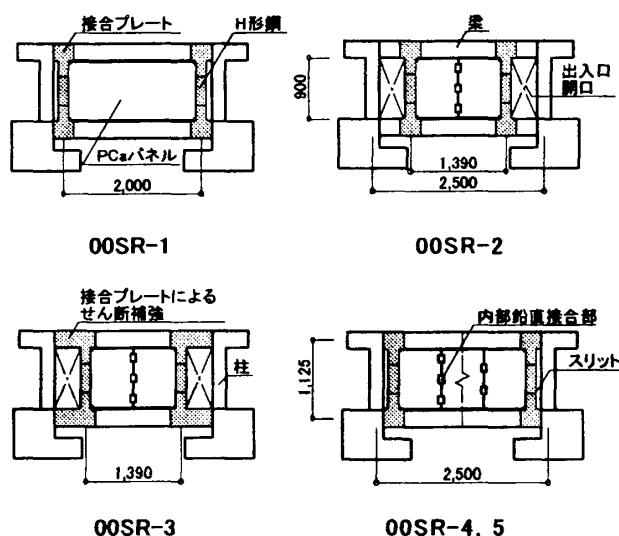


図-1 試験体の概要 (mm)

*1 工学院大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

*2 ドービー建設工業㈱技術部 工修 (正会員)

*3 ドービー建設工業㈱技術営業部 (正会員)

*4 工学院大学教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

表-1 試験体の諸性質

試験体名	柱梁フレーム							PCa パネル			無収縮 モルタル σ_B
	柱			梁			σ_B	$l' \times h'$	t	σ_B	
	b	D	P_w	b	D	P_w					
00SR-1	200	200	0.32	150	250	0.43	24	1,950×860	50	24	42
00SR-2								1,340×860			
00SR-3								1,340×860			
00SR-4								1,340×860			
00SR-5								1,950×860			

[記号] $b \times D$ (mm): 柱または梁の幅とせい, p_g (%): 柱または梁の主筋比 ($D16$; $\sigma_y=350\text{N/mm}^2$),

p_w (%): 柱または梁のせん断補強筋比 ($D6$; $\sigma_y=433\text{N/mm}^2$),

σ_B (N/mm^2): コンクリートまたは無収縮モルタルの1軸圧縮強度,

$l' \times h'$ (mm): PCa パネルの内法寸法, t (mm): PCa パネルの厚さ

[共通] RC 柱: $p_g=1.99\%$ (4- $D16$), せん断補強筋($D6@100$), H 形鋼: H-150×150×7×10, $\sigma_y=291\text{N/mm}^2$ (SS400),

RC 梁: $p_g=2.12\%$ (4- $D16$), せん断補強筋($D6@100$), 接合プレート: PL-9, $\sigma_y=393\text{N/mm}^2$,

PC 鋼棒 ($\phi 17$) 1本あたりの圧着力: $N_p=118\text{kN}$, PCa パネルの壁筋: $\phi 4@100$ タテヨコダブル, $\sigma_y=596\text{N/mm}^2$

860mm の PCa パネル 2 枚, 00SR-4 と 5 は 665×860mm, 600×860mm の PCa パネルをそれぞれ 2, 1 枚, 計 3 枚を組み込んでいる。分割された PCa パネルの鉛直接合部のジョイントは鋼板接合 (図-2), また PCa パネルの水平接合部および PCa パネルと H 形鋼との鉛直接合部は平滑目地である。組立て後, すべての目地には無収縮モルタルが圧入されている。柱梁フレームの形状と主筋の配筋はすべての試験体について同じで, 台座ブロック, H 形鋼, および上下梁は接合プレートを介して, 4- $\phi 17$ の PC 鋼棒で圧着接合されている。00SR-3 のみは, 開口まわりの上下梁に対するせん断補強を意図して, 接

合プレートを開口部全幅の大きさとし, 8- $\phi 17$ の PC 鋼棒で圧着接合している (図-3)。図-4 に試験体 00SR-3 の形状と配筋を示す。

2.2 加力と計測方法

荷重は, アクチュエータによる水平交番力とし, 上梁中心高さに作用させた。加力サイクルは増分層間変形角 ΔR ごと 2 回で, 最大強度までは $\Delta R=1.0 \times 10^{-3}\text{rad}$. (以下, $\Delta R=1.0$ と略す), その後 $R=15.0$ まで $\Delta R=2.0$, $R=25.0$ まで $\Delta R=5.0$ とした。変形は, 変位計を用いて上下梁の相対変位と左右 H 形鋼位置および下梁中央の鉛直変位を, またひずみゲージを用いて柱上下端位置と上下梁内端位置の主筋ひずみおよび上下

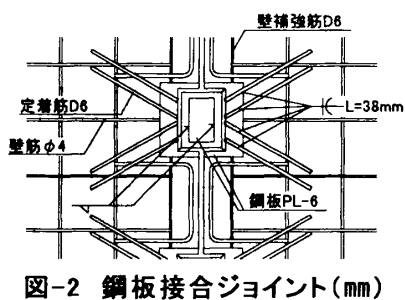


図-2 鋼板接合ジョイント(mm)

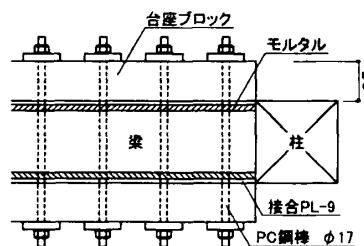


図-3 梁のせん断補強 (mm)

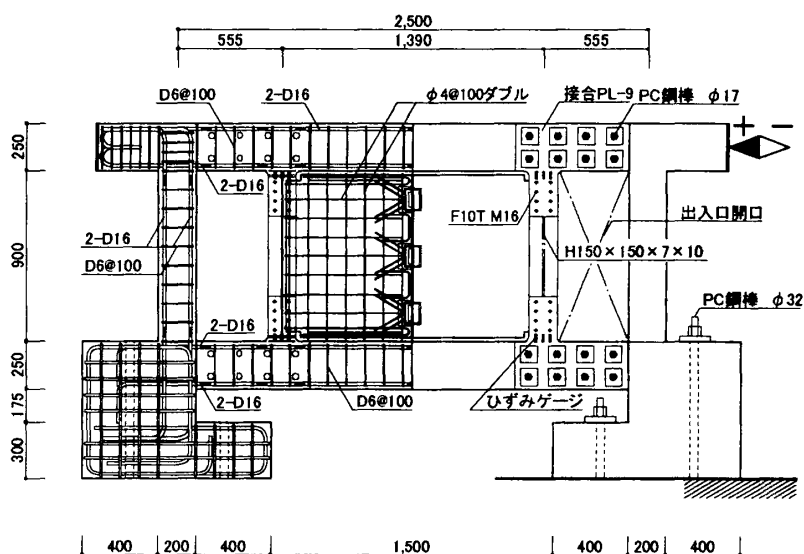


図-4 試験体 00SR-3 の形状と配筋 (mm)

梁内側位置の接合プレートと PC 鋼棒のひずみを、それぞれ計測した。

2.3 組立手順

PCa パネルによる耐震補強の組立手順は次による。

- 1) 上下梁側面の所定の位置に PC 鋼棒の貫入孔を設ける。
- 2) 床スラブに H 形鋼フランジ幅より少し大きいスリットを下梁側面に沿って設ける。
- 3) PCa パネルと H 形鋼をセットする。
- 4) 接合プレートと H 形鋼を高力ボルト接合する。
- 5) 台座ブロック、接合プレート、および上下梁に PC 鋼棒を挿入し、仮締めをする。
- 6) PCa パネルの水平接合部、鉛直接合部、および接合プレートと上下梁の間に無収縮モルタルを圧入する。
- 7) 無収縮モルタルの養生後、PC 鋼棒に所定の引張力を導入し、圧着接合する。

3. 実験結果

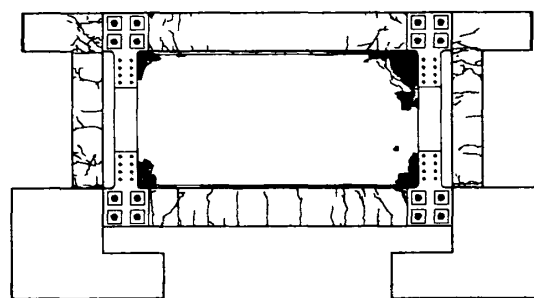
3.1 破壊性状

ここでは、試験体の破壊経過を中心に述べる。図-5~8 に 00SR-1~4 の試験体の最終ひび割れ状況と力-変形関係を示す。

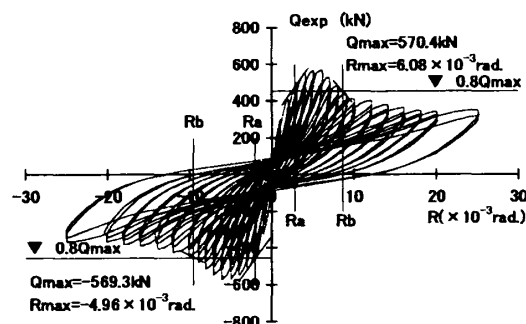
a) 00SR-1: この試験体は、開口がなく、PCa パネルを分割していない試験体である。

$R=1.0 \sim 3.0$ で柱に曲げひび割れ、PCa パネルに斜めひび割れが生じた。また、この時点で下梁に曲げひび割れが生じた。 $R=4.0 \sim 5.0$ で上梁に曲げひび割れ、PCa パネルと H 形鋼との鉛直接合部近傍に剥離が生じた。 $R=6.0$ で正負加力の最大強度に達し、最大強度以降は PCa パネル隅角部の圧壊が顕著になった。また、PCa パネルと上下梁の水平接合部で滑りが観察された。

b) 00SR-2: この試験体は、開口があるが、開口まわりの上下梁をせん断補強していない試験体である。 $R=1.0$ で、開口まわりの上下梁にせん断ひび割れ、柱の頭部と脚部に曲げひび割れ

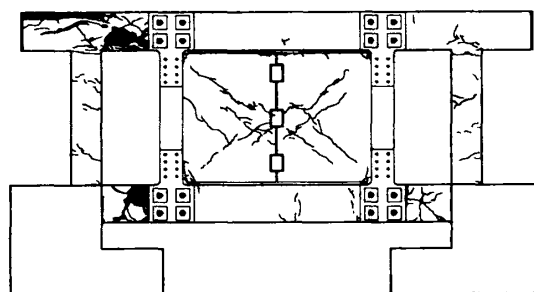


(a) 最終ひび割れ状況

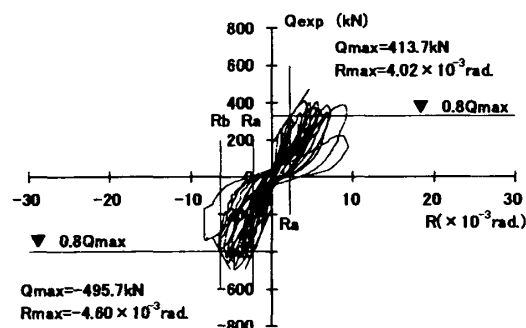


(b) 力-変形関係

図-5 試験体 00SR-1



(a) 最終ひび割れ状況



(b) 力-変形関係

図-6 試験体 00SR-2

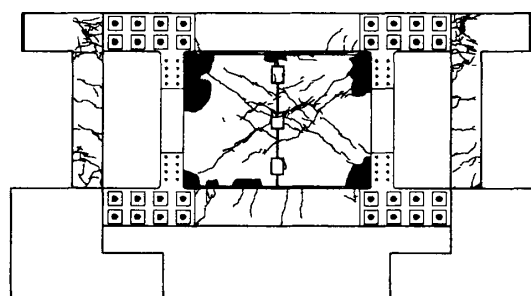
が生じた。R=2.0 で、PCa パネルに斜めひび割れが、また R=3.0~4.0 で開口まわりの上下梁に生じたせん断ひび割れに沿って剥離が生じ始めた。R=5.0 で負加力の、R=6.0 で正加力の最大強度に達した。R=8.0 で、開口まわりの上下梁にせん断ひび割れが伸展、拡張し、コンクリートの剥落とともにせん断破壊の様相を示した。開口まわりの上下梁の破壊により、実験は続行不可能となった。なお、2 枚 PCa パネルの鉛直接合部にひび割れはなく、1 枚として挙動した。

c) 00SR-3: この試験体は、開口があり、開口まわりの上下梁をせん断補強した試験体である。R=1.0~2.0 で、PCa パネルに斜めひび割れ、PCa パネル水平目地に水平ひび割れ、および柱と下梁に曲げひび割れが生じた。R=4.0 で、PCa パネル隅角部に剥離が生じ、さらに R=5.0 で負加力の最大強度に達し、柱梁接合部にひび割れが生じた。R=6.0 で正加力の最大強度に達し、その後 PCa パネルに 3 mm 弱の滑りが生じた。R=8.0~10 で、PCa パネル左下隅角部の壁筋が座屈し、PCa パネルのコンクリートが剥落した。R=12~20 で、柱の脚部と柱梁接合部に剥離が生じた。

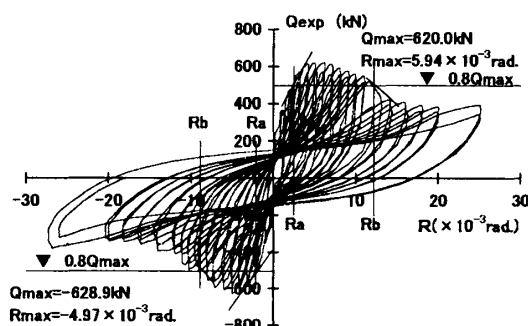
d) 00SR-4, 5: とともに 00SR-1 とほぼ同じ破壊性状を示し、PCa パネルを 3 枚に分割した影響は認められなかった。これは、ジョイントの強度と剛性が十分であったこと他に上下梁の変形によって試験体の最大強度が限界づけられていたことに起因している。

以上の破壊性状で共通した点として、次のことをあげることができる。

- 1) 柱の上下端は曲げ降伏の状態で、破壊に結びつくせん断ひび割れは生じなかった。
- 2) 00SR-2 を除く他の 4 体の力-変形関係は曲げ・せん断破壊モードの性状を示し、PCa パネルの破壊後、最大強度が低下したが、その後、柱と H 形鋼のせん断抵抗に相應する荷重を保持し、平滑域を形成した。
- 3) 00SR-3 の開口まわりのせん断補強に用

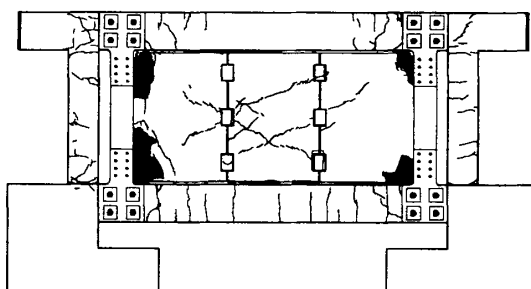


(a) 最終ひび割れ状況

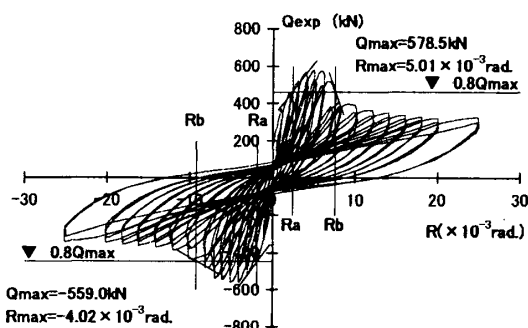


(b) 力-変形関係

図-7 試験体 00SR-3



(a) 最終ひび割れ状況



(b) 力-変形関係

図-8 試験体 00SR-4

いた接合プレートを実験後除去した際、接合プレートの柱側端部には曲げひび割れが観察されたが、接合プレートに接する上下梁側面のコンクリートには曲げとせん断のひび割れは生じていなかった。

4) 分割された PCa パネルの内部鉛直接合部のジョイントまわりにはひび割れが生じなかった。これから単一 PCa パネルとして挙動したといえる。

5) 接合プレートのずれと PC 鋼棒のゆるみは観察されなかった。

3.2 ひずみの計測

図-9 は、00SR-4 の左 H 形鋼脚部接合プレートのひずみと層間変形角の関係である。図は、最大強度時において、正加力で圧縮力をうけた曲げ降伏に、負加力で引張力をうけた曲げ降伏に近い性状を示している。これは、H 形鋼と柱が近接しているため上下梁からのせん断力が H 形鋼に軸力として作用していることに起因している。この性状は、すべての試験体において同じ傾向を示した。

図-10 は、00SR-2 と 00SR-3 の開口まわりの下梁内端位置における上下主筋のひずみである。

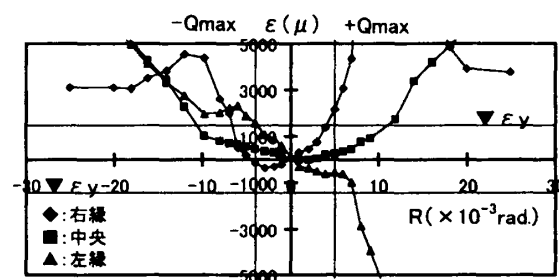
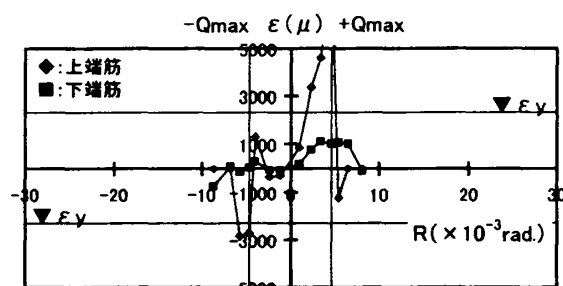


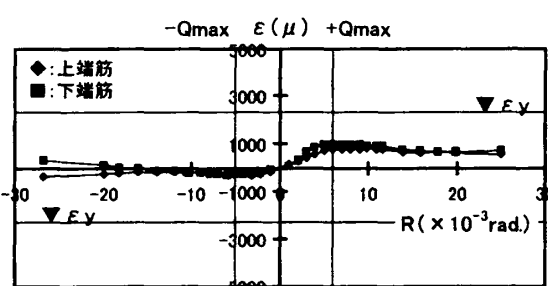
図-9 試験体 00SR-4 の左 H 形鋼脚部接合プレートのひずみ

00SR-2 の主筋ひずみは、初期変位の段階から、引張側のひずみが急激に増大し、圧縮側で不安定になった。これは、開口まわりの上下梁に生じたせん断破壊に起因している。一方、00SR-3 は、正負加力ともに曲げは生じておらず、様な軸力をうけた状態である。このことから、00SR-3 の接合プレートによる梁のせん断補強は曲げ補強としても有効であったと観察される。

図-11 は、00SR-2 と 00SR-3 の左右 H 形鋼位置と PCa パネルの中央位置の下梁の鉛直変位である。00SR-2 の最大強度時における下梁の左右 H 形鋼位置での変位差は正加力時 2.4mm、負加力時 3.1mm である。最大強度以降、開口まわり

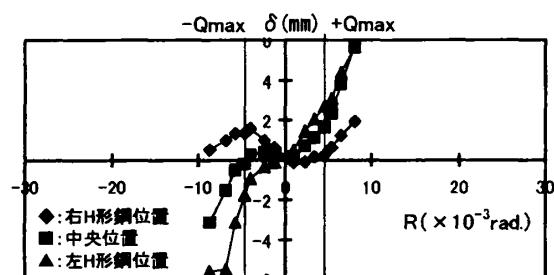


(a) 試験体 00SR-2

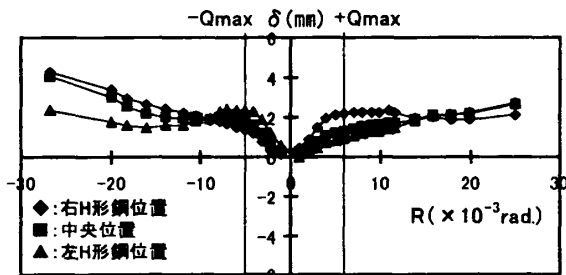


(b) 試験体 00SR-3

図-10 開口まわりの下梁の主筋ひずみ



(a) 試験体 00SR-2



(b) 試験体 00SR-3

図-11 下梁の鉛直変位

の上下梁に生じたせん断破壊によって急激に変位差が増大しており、PCa パネルが回転しているのがわかる。一方、00SR-3 の下梁中央は、最大強度時に下方に 1～2mm 程度変位しており、左右 H 型鋼位置の変位差はたかだか 1.0～1.2mm である。最大強度以降もこの差は小さく、最終状態 (R= 25.0) で正加力時 0.6mm、負加力時 1.9mm である。これは、00SR-3 の開口まわりの上下梁のせん断剛性が高いことおよびせん断破壊が生じなかったことに起因しているといえる。

4. 最大強度と限界変形角

表-2 に全試験体の最大強度 Q_{exp} と靱性率 μ を示す。柱梁フレームが柱頭、柱脚で曲げ降伏するとして求めたせん断力は約 99.1kN である。開口まわりの上下梁がせん断破壊した試験体 00SR-2 を除く、試験体 00SR-1, 3, 4, および 5 の最大強度は、559.0kN～628.9kN と柱梁フレームの約 5.6～6.3 倍で、靱性率は 2.7～4.8 である。既存 RC 構造の中間層の耐震補強方法として、破壊モードが曲げ・せん断破壊モードであるため、強度抵抗型の耐震補強方法として有効といえる。

試験体 00SR-2 の最大強度は、正加力で 413.7kN、負加力で 495.7kN であるのに対して、00SR-3 は正加力で 620.0kN、負加力で 628.9kN である。このことから、開口まわりの上下梁に対するせん断補強が有効であることがいえる。PCa パネルが大きい 00SR-1, 4, および 5 の最大強度は 570kN 程度であるのに対して、PCa パネルが小さい 00SR-3 の最大強度のほうが大きい値を示している。これは、上下梁の曲げの強度と剛性が不足しているため、PCa パネルの圧縮ストラットが有効に働かなかったことに起因している。このことから、中間層に PCa パネルを用いて耐震補強をする場合、既存 RC 構造の上下梁の強度と剛性に相応した PCa パネルの寸法を決めるか、上下梁の補強と補剛を検討する

表-2 最大強度と限界変形角の実験結果

試験体名	Q_{exp}		Ra		Rb		μ	
	+	-	+	-	+	-	+	-
00SR-1	570.4	569.3	2.7	2.0	8.6	9.6	3.2	4.8
00SR-2	413.7	495.7	2.2	2.3	—	6.3	—	2.7
00SR-3	620.0	628.9	2.5	2.2	12.1	8.8	4.8	4.0
00SR-4	578.5	559.0	2.5	1.9	7.5	9.2	3.0	4.8
00SR-5	570.0	567.1	2.8	2.7	9.5	7.3	3.4	2.7

Q_{exp} (kN) : 最大強度の実験値

Ra : 0.8 Q_{max} と包絡線の交点の小さい方の層間変形角

Rb : 0.8 Q_{max} と包絡線の交点の大きい方の層間変形角

μ : Rb/Ra

ことが重要である。この方法として、本研究で採用した PC 鋼棒によって接合プレートを圧着接合する方法は有効といえる。

5. まとめ

本研究では、剛強でない梁をもつ既存 RC 構造の中間層に H 形鋼の側柱をもつ PCa パネルを組み込んだ補強耐震壁に関する実験を行った。結果は次のようにまとめられる。

- 1) 本耐震補強方法において、開口を設ける場合、開口まわりの上下梁をせん断補強する必要がある。
- 2) 既存 RC 構造の上下梁の曲げとせん断の強度と剛性について十分な検討が必要である。
- 3) 上下梁に接合プレートを PC 鋼棒によって圧着接合するせん断補強の方法は有効である。
- 4) 以上の点を留意すれば、剛強でない梁をもつ既存 RC 構造の中間層に H 形鋼の側柱をもつ PCa パネルを組み込んだ補強耐震壁は、十分な最大強度をもち、強度抵抗型の耐震要素として有効である。

参考文献

- 1) 鳥屋隆志・望月 洵・池田文好・守屋嘉晃 : PCa パネルを用いた既存 RC 構造の耐震補強, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp.1633-1638, 2000.6