

# 奥村組接着式耐震補強工法の開発

## — その 2 接着接合による有開口タイプ耐震補強壁の水平加力実験 — **Seismic Strengthening Methods by Shear Walls with Adhesive Joints** **- Part 2 Horizontal Loading Tests of Seismically Retrofitted Shear Walls with an** **Opening Using Epoxy Resin Joints -**

岸本 剛\* 平松一夫\*\* 服部晃三\*\*\*

### 要 旨

奥村組接着式耐震補強工法は、あと施工アンカーが不要な当社独自の耐震補強工法で、「超高強度繊維補強コンクリートブロック工法」および「鋼板ブレース内蔵プレキャストコンクリート板工法」の 2 つの工法がある。これらの工法は、無開口を対象としており、開口周りの応力伝達方法や補強方法を確立していないため、開口を設けることは適用範囲外であった。今回、「鋼板ブレース内蔵プレキャストコンクリート板工法」を通路開口がある場合にも適用できるように、開口周りを補強するディテールを考案し、開口位置、上下梁の形状などを因子とした縮尺率 1/2 の水平加力実験を行った。その結果、開口周りを補強した開口タイプの耐震補強壁は、周辺柱とプレキャストコンクリート板袖壁の終局強度を累加した強度計算式を用いてせん断終局強度を評価できること、耐震補強工法として有効であることがわかった。

キーワード：耐震補強、エポキシ樹脂、鋼板ブレース、プレキャスト板、有開口壁

### 1. まえがき

近年、鉄筋コンクリート造または鉄骨鉄筋コンクリート造の既存建物の耐震補強工法として、あと施工アンカーを使用しない、居ながら施工が可能な工法が注目されている。奥村組接着式耐震補強工法は、あと施工アンカーが不要な当社独自の耐震補強工法で、「超高強度繊維補強コンクリートブロック工法」および「鋼板ブレース内蔵プレキャストコンクリート板工法」（以下、「鋼板ブレース内蔵 PCa 板工法」と称す）の工法がある。これらの工法が適用された補強壁は、耐震補強壁として有効であることが、構造実験より確認されている<sup>1)</sup>。しかしながら、これらは耐震補強壁に開口を設けない場合を対象としているため、開口を設ける場合には開口周りの応力伝達方法や耐力評価方法を検証する必要があった。

そこで今回、2 つの工法のうち、「鋼板ブレース内蔵 PCa 板工法」を通路開口がある場合にも適用できるように、連結プレート等の開口周りを補強するディテールを考案した。そして、開口位置、上下梁の形状などを因子とした耐震補強壁の水平加力実験を行い、構造性能を検証した。本報では、開口を有する耐震補強壁の構造実験および設計法について報告する。

### 2. 工法の概要

図-1 に「鋼板ブレース内蔵 PCa 板工法」の有開口タイプ（以下、「本工法」と称す）の概要を示す。本工法は、既存骨組の内側に鋼板ブレースを内蔵した PCa 板を現場で組み立て、耐震補強壁を構築する工法である。鋼板ブレースは、コンクリート内にあるため圧縮時の座屈が拘束されるので、引張力のみならず圧縮力に対しても有効に作用する。

開口の位置により、PCa 板による耐震補強壁がスパンの両側の柱に取り付く場合（中央開口タイプ、図-1 (a)）と、片側の柱にのみ取り付く場合（柱際開口タイプ、図-1 (b)）とがある。また、中央開口タイプの場合、開口左右の耐震補強壁の長さが異なる場合も考えられる。開口は、下部梁上端から上部梁下端までの高さとし、開口左右の耐震補強壁間の開口部上下には、耐震補強壁がすべることによる耐力低下を防止する目的で、連結プレートを耐震補強壁間を結ぶように設置する。

また、PCa 板相互は、鋼板ブレースの四隅で添板と高力ボルトを用いて接合し、その接合部分と PCa 板間の目地部には無収縮モルタルを充填する。PCa 板の既存骨組と接する面および開口際鉛直面には、鋼板を設置して、スタッドボルトにより PCa 板のコンクリートと一体化させる。PCa 板および連結プレートと既存骨組の間にエ

\*技術研究所 \*\*東日本支社建築設計部 \*\*\*西日本支社建築設計部

ポキシ樹脂を注入し、接着する。

### 3. 実験概要

#### 3.1 試験体概要

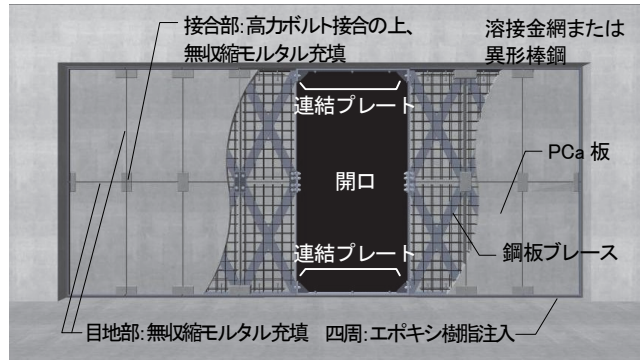
表-1に試験体諸元を、図-2に試験体の既存骨組の形状と配筋の一例を、図-3にPCa板の組立詳細を示す。試験体は、実大の約1/2スケールの1層1スパン、柱と補強壁で構成される架構とし、PCa板の枚数(6枚、8枚)および開口位置(中央、柱際)、上下梁の形状を実験因子とした4体である。

No.6とNo.6Aはスパンの中央に開口を、No.7とNo.8は柱際に開口を有するタイプである。No.6とNo.8で開口位置の違いによる耐力および変形性能の差を、No.6、No.7、No.8では片側柱に取り付くPCa板の枚数の違いによる耐力の差を把握する。また、No.6とNo.6Aでは開口上下梁の曲げ変形が耐震補強壁の耐力および変形性能に与える影響を把握する。そのため、No.6Aは、PCa板の形状・枚数をNo.6と同じとし、上下梁を剛な梁ではなく、実建物で想定される断面せいを有する梁とした。梁の耐力は、PCa板の破壊が梁のせん断破壊または曲げ破壊とほぼ同時に生じるように設定した。

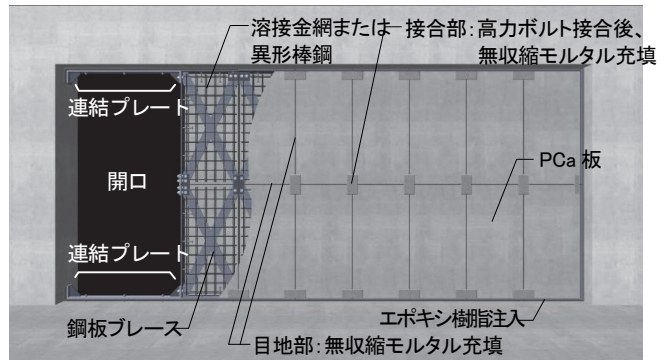
PCa板は、各試験体共通で、鋼板ブレースおよび頭付スタッドを溶接した外周部プレートと鋼板ブレースの座屈防止のためのコンクリートにより構成される。配筋はD4@90ダブル(縦横)である。全試験体ともPCa板の

表-1 試験体諸元

試験体	No.6	No.6A	No.7	No.8
開口位置	中央		柱際	
PCa板枚数	8枚(左壁4枚、右壁4枚)		右壁6枚	右壁8枚
柱諸元	B×D=250×250(mm) 主筋 12-D13(SD345)、横補強筋口-D4@70(SD295A)			
上梁 (B×D)	350×400(mm) 主筋: 4-D22(SD345) 横補強筋: 2-D13@120 (SD295A)	250×300(mm) 主筋: 4-D19(SD345) 横補強筋: 3-D10@150 (SD295A)	同 No.6	
下梁 (B×D)	400×600(mm) 主筋: 4-D22(SD345) 横補強筋: 2-D13@120 (SD295A)	250×300(mm) 主筋: 4-D19(SD345) 横補強筋: 4-D10@100 (SD295A)	同 No.6	
PCa板諸元	形状:幅300mm×高さ503mm×厚さ60mm、ブレース:PL-3.2×45(材質SS400)、外周部プレート:PL-9×60(材質SS400)、スプライスプレート:中央部PL-3.2、上下・柱際部PL-6、補強筋:D4@90、スタッド:D10			
連結プレート	PL-9×60(SM490)		PL-12×60(SM490)	PL-12×80(SM490)
導入軸力	359kN(N=0.1BDσ <sub>B</sub> ×2)			

(a) 中央開口タイプの場合



(b) 柱際開口タイプの場合

図-1 工法の概要

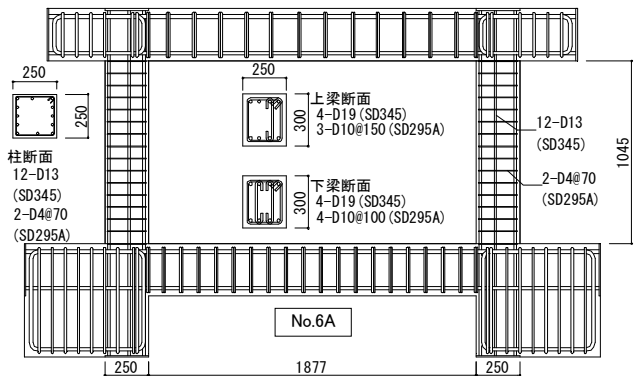


図-2 既存骨組の形状と配筋

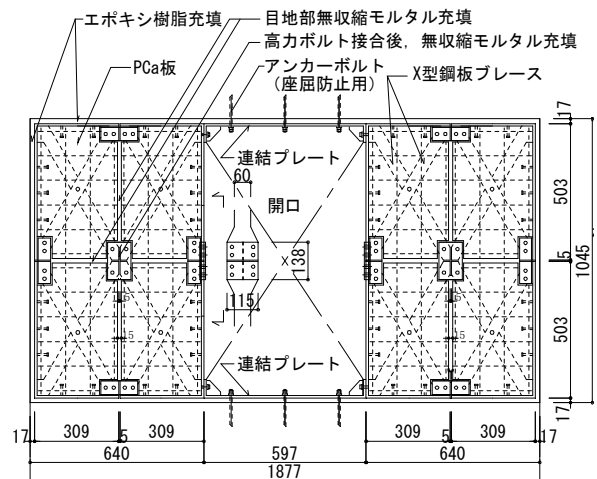


図-3 PCa板の組立詳細

厚さ(60mm)、鋼板ブレースの大きさ(厚×幅:3.2mm×45mm SS400)、外周部プレートの大きさ(厚×幅:9mm×60mmSS400)は同じである。隣り合う PCa 板間は、鋼板ブレースの先端を添板と高力ボルトで接合した。また、PCa 板間の約 15mm の隙間に無収縮モルタルを充填した。開口部の上下には、PCa 板間または PCa 板と既存柱間を結ぶ連結プレートを配置した。連結プレートは、既存骨組にあと施工アンカーで固定し、既存骨組との間にはエポキシ樹脂を注入した。

3.2 使用材料

PCa 板には軽量コンクリート(1種)を用いた。コンクリート、鉄筋、鋼板、無収縮モルタル、エポキシ樹脂の材料試験結果を表-2に示す。既存骨組と PCa 板を低粘度形エポキシ樹脂により接着した。

3.3 実験方法

図-4に示すよう、各左右柱に一定軸力( $N_c=0.1 \cdot \sigma_B \cdot A_c$ 、 $\sigma_B$ :柱コンクリートの圧縮強度、 $A_c$ :各柱の断面積)を載荷した状態で、水平方向に正負交番繰り返し載荷を行った。加力スケジュールは層間変形角で(1、2、4、6、8、10)×10<sup>-3</sup>radを2サイクルずつ繰り返し、その後、正方向へ片押しする計画とした。

4. 実験結果

4.1 最終破壊性状

各試験体の最終破壊状況を写真-1に示す。上下梁が剛である No.6、7、8 では、いずれの試験体も  $R=1.0 \times 10^{-3}$ rad までに PCa 板間相互の目地部および PCa 板にひび割れが発生し、 $R=2.0 \times 10^{-3}$ rad 時にブレースが引張降伏を始めた。その後、柱横補強筋・柱主筋が降伏し、最大耐力に達した。最大耐力付近では、既存骨組と PCa 板間のエポキシ樹脂が割れ、耐力が低下する現象が見られた。その後、No.6 では、柱のせん断ひび割れの拡大、連結プレートの曲がり、アンカーボルトの破断、PCa 板間の無収縮モルタルの剥落が見られたが、大きな耐力低下はなかった。一方、No.7、8 では、引張側柱の柱頭部せん断ひび割れと、圧縮側柱のせん断ひび割れと付着ひび割れが拡大し、PCa 板の圧壊を経て徐々に耐力が低下した。 $R=10 \times 10^{-3}$ rad 以降は、連結プレートに曲がりが生じたが、アンカーボルトの破断や連結プレート部でのすべり変形などは見られなかった。PCa 板に生じたせん断ひび割れは、正負加力による大きな違いは見られなかった。

また、上下梁が剛ではない No.6A では、No.6 と同様に  $R=1.0 \times 10^{-3}$ rad までに PCa 板間相互の目地部および PCa 板にひび割れが発生した後、 $R=5.4 \times 10^{-3}$ rad 時に衝撃音と共に引張側柱脚部において既存骨組-PCa 板間のエポキシ樹脂が割れ、耐力が低下した。その後、柱横補強筋・柱主筋の降伏、引張側柱頭部および圧縮側柱脚部

表-2 材料試験結果

(a)コンクリート

部位	設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度 $\sigma_{bc}$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時 ひずみ度 $\epsilon_{co}(\times 10^{-3})$	ヤング係数 $E_c$ (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
既存骨組	普通コン	21	28.7	2.22	21.5
PCa板	軽量コン(1種)	24	33.8	2.65	19.2

(b)鉄筋

使用箇所	鉄筋		降伏強度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ $\epsilon_y(\times 10^{-3})$	伸び (%)
	呼び名	種類				
PCa板補強筋・柱横補強筋	D4	SD295A	334	538	1.63	23
PCa板スタッド	D10	SD295A	364	493	1.78	29
柱主筋	D13	SD345	387	560	1.89	27
梁横補強筋	D10	SD295A	352	491	1.72	29
梁主筋	D19	SD345	356	554	1.74	22

(c)鋼板

使用箇所	プレート		降伏強度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	降伏ひずみ $\epsilon_y(\times 10^{-3})$	伸び (%)
	厚	種類				
ブレース材、中央部SPL	PL-3.2	SS400	298	461	1.45	34
上下水平部、鉛直部SPL	PL-6		309	452	1.51	36
PCa板外周部プレート	PL-9		317	490	1.55	40
連結プレート	PL-9	SM490	394	564	1.92	36
	PL-12		372	554	1.81	40

(d)無収縮モルタル

圧縮強度 $\sigma_{BU}$ (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時 ひずみ度 $\epsilon_{co}(\times 10^{-3})$	ヤング係数 $E_c$ (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
37.3	4.03	16.7	2.30

(e)エポキシ樹脂

圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )
116.0

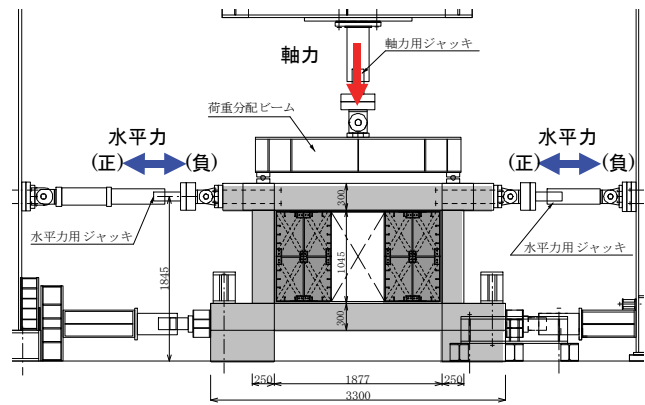


図-4 加力装置の概要

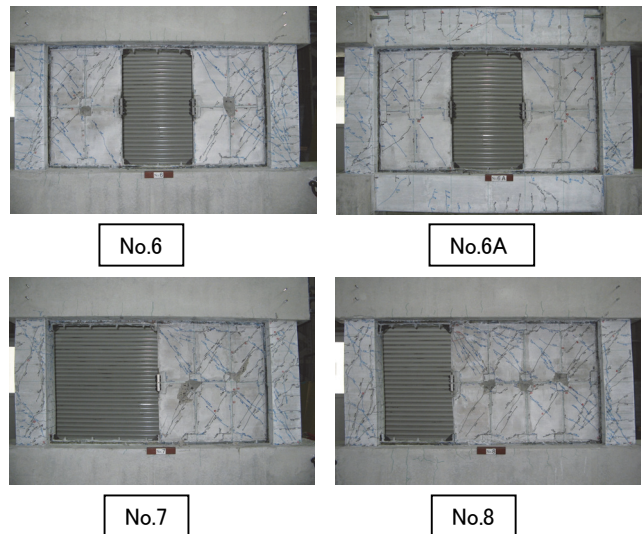


写真-1 最終破壊状況

のせん断ひび割れの拡大、連結プレートの曲がり、アンカーボルトの破断を生じたが、No.6と同様に大きな耐力低下は認められず、 $R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降も耐力は増加し、 $R=24 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に最大耐力に達した。PCa板に発生したひび割れはNo.6に比べ少なく、PCa板の損傷はせん断ひび割れが発生した程度であり、PCa板のコンクリートの圧壊および無収縮モルタルの剥落は生じなかった。

#### 4.2 層せん断力(Q)－層間変形角(R)関係

各試験体のQ-R関係を図-5に示す。図中の $w_{Q_{su1}}$ ～ $w_{Q_{su3}}$ は4.5節に示す耐震補強壁を有する架構の終局強度計算値である。各試験体が最大耐力に達する時の層間変形角は、No.6とNo.8では $R=8.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、No.6Aでは $R=24 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、No.7では $R=5.9 \times 10^{-3} \text{rad}$ であった。各試験体とも、最大耐力以降も大きな耐力低下はなかった。また、No.7、No.8は柱際開口の試験体であるが、Q-R関係において正負加力での大きな差は見られなかった。なお、No.6Aの最大耐力はNo.6に対し0.8倍程度であった。また、架構内のPCa板総枚数が同じNo.6と

No.8では同様のQ-R関係を示しており、開口位置の違いによる差は見られなかった。

#### 4.3 層間変形角(R)－鋼板ブレース降伏率関係

図-6にNo.6～8の層間変形角(R)と鋼板ブレース降伏率の関係を示す。ここで、鋼板ブレース降伏率とは、試験体の降伏ひずみに対する各鋼板ブレースのひずみの割合を左右の各耐震補強壁毎に平均した値と定義した。また、ここでは図-7に示すように、加力方向との位置関係から耐震補強壁を柱に取り付く袖壁とみため、それぞれを圧縮袖壁(袖壁が柱に対して圧縮側)、引張袖壁(袖壁が柱に対して引張側)と定義している。なお、ひずみは鋼板ブレースに貼り付けたひずみゲージにより計測した値を用いた。

図-6より、PCa板の枚数に関わらず、鋼板ブレースの降伏率は圧縮袖壁より引張袖壁の方が小さい結果であった。また、上下梁が剛であるNo.6～8の最大耐力時のブレース降伏率は、圧縮袖壁が0.7～0.8程度、引張袖壁が0.4～0.6程度であった。

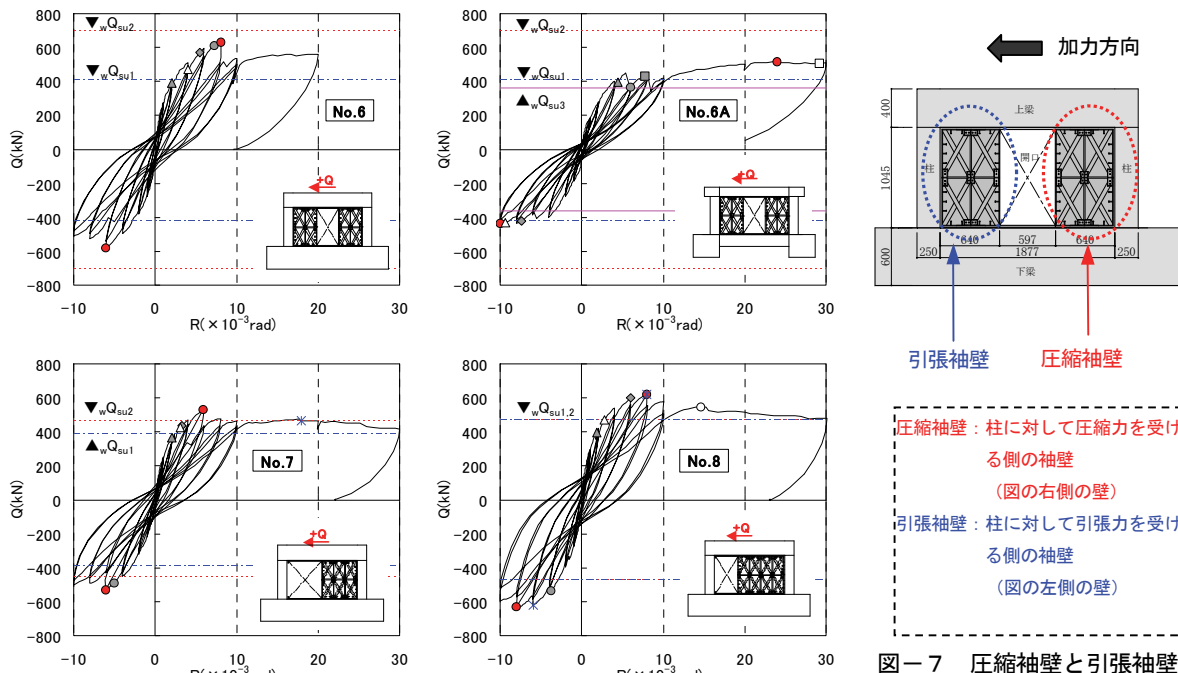


図-7 圧縮袖壁と引張袖壁

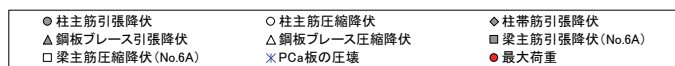


図-5 層せん断力(Q)－層間変形角(R)関係

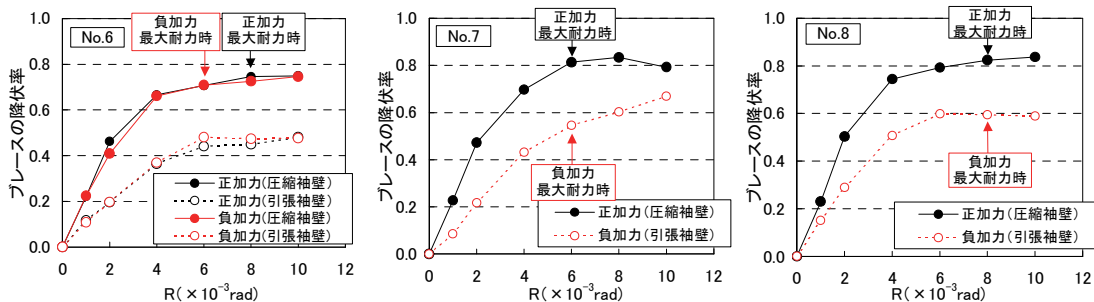


図-6 層間変形角(R)－ブレース降伏率関係

また、図-8には無開口タイプ<sup>1)</sup>の試験体(No.4、5)も含めた各試験体の架構の内法長さ(L<sub>o</sub>)に対するPCa板袖壁の長さ(L<sub>pca</sub>)の比(L<sub>pca</sub>/L<sub>o</sub>)と最大耐力時における鋼板ブレース降伏率の関係を示す。同図より、袖壁長さ比に関わらず圧縮袖壁より引張袖壁の方が鋼板ブレース降伏率は小さく、また、袖壁長さ比が大きくなるにつれ降伏率が増加する傾向が見られた。これらのことから設計では、圧縮袖壁、引張袖壁ごとに袖壁長さ比に応じた鋼板ブレース降伏率を(1)式、(2)式に示すように直線近似し、それを鋼板ブレース強度有効率(φ<sub>1</sub>)として評価することとした。

圧縮袖壁 φ<sub>1</sub> = 0.15 · (L<sub>pca</sub>/L<sub>o</sub>) + 0.65 (1)

引張袖壁 φ<sub>1</sub> = 0.52 · (L<sub>pca</sub>/L<sub>o</sub>) + 0.28 (2)

φ<sub>1</sub> : 鋼板ブレース強度有効率

L<sub>pca</sub> : PCa板袖壁の長さ、L<sub>o</sub> : 架構の内法長さ

4.4 連結プレートのひずみ

No.6、8試験体の連結プレートに生じた最大ひずみの降伏ひずみに対する比率(ε/ε<sub>y</sub>)と層間変形角(R)との関係(正加力時)を図-9に示す。図中には、ゲージ貼付位置(R1~R4)を併せて示す。ゲージは各連結プレート上に等間隔に2点貼り付けた。連結プレートのひずみは、各測定位置によりばらつきはあるものの、層間変形角の増大とともに圧縮ひずみが増大しており、連結プレートには圧縮力が作用している。架構の最大耐力時の連結プレートの最大ひずみは降伏ひずみに対し、No.6で30~40%、No.8で30%であった。なお、片側袖壁のNo.8では、圧縮ストラットの作用位置に最も近い位置に貼り付けたゲージでひずみが最も大きくなっており、圧縮ストラットによる水平力が連結プレートに伝達されていた。

4.5 最大耐力の評価

a. 終局強度式

有開口タイプ鋼板ブレース内蔵PCa板工法による耐震補強壁の終局強度(w<sub>Qsu</sub>)は、文献2)を参考にして(3)~(6)式に示すように周辺柱の終局強度(Q<sub>c</sub>)とPCa板袖壁の終局強度(Q<sub>T</sub>)を累加して算出した。

耐震補強壁の破壊モードとして、図-10に示すようにPCa板袖壁自体がせん断破壊する場合や水平接合部がすべり破壊する場合は考えられる。また、図-11に示すように既存梁のせん断強度や曲げ強度が小さい場合、既存梁がPCa板より先に破壊する場合も考えられる。ここでは、どれか一つの破壊が生じれば、その時点でもPCa板袖壁の終局強度とした。すなわち、PCa板袖壁の終局強度(Q<sub>T</sub>)は、PCa板袖壁自体の終局強度(Q<sub>T1</sub>)、PCa板袖壁と既存梁との接合部すべり強度(Q<sub>T2</sub>)、PCa板袖壁に先行して上下既存梁が破壊する場合のPCa板袖壁負担水平力(Q<sub>T3</sub>)の最小値として評価した。

w<sub>Qsu</sub> = min(w<sub>Qsu1</sub>, w<sub>Qsu2</sub>, w<sub>Qsu3</sub>) (3)

w<sub>Qsu1</sub> = Σ(Q<sub>c</sub> + Q<sub>T1</sub>) (4)

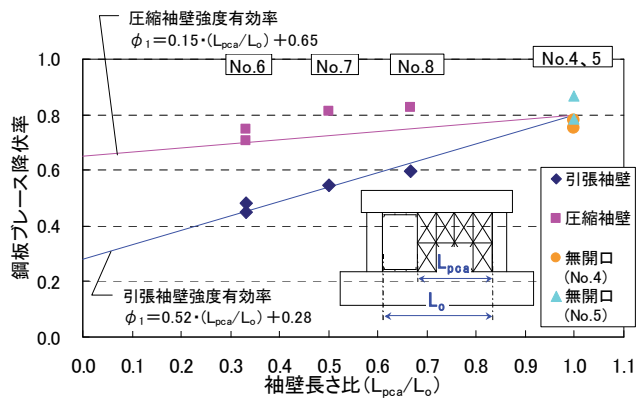


図-8 袖壁長さ比-鋼板ブレース降伏率関係

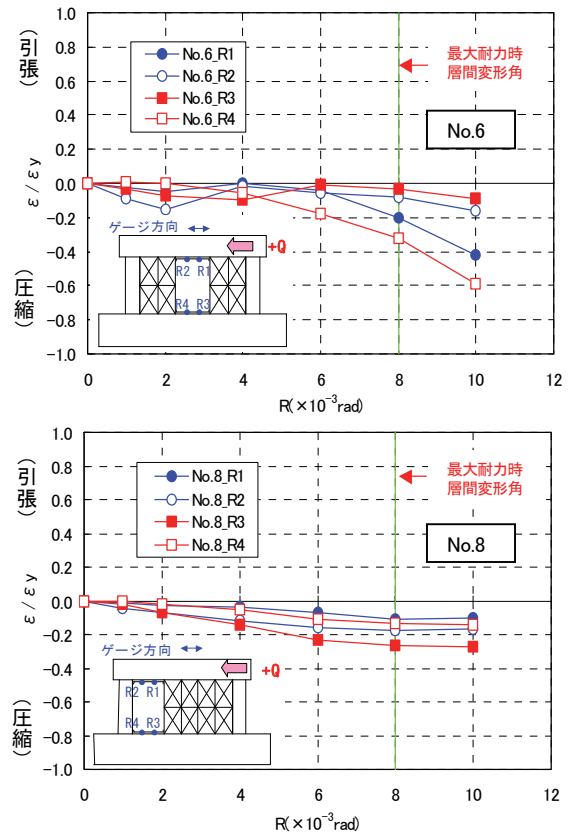


図-9 層間変形角(R) - ε/ε<sub>y</sub>関係

w<sub>Qsu2</sub> = Σ(Q<sub>c</sub> + Q<sub>T2</sub>) (5)

w<sub>Qsu3</sub> = Σ(Q<sub>c</sub> + Q<sub>T3</sub>) (6)

Q<sub>T1</sub> : PCa板袖壁の終局強度

Q<sub>T2</sub> : PCa板袖壁と既存梁との接合部すべり強度

Q<sub>T3</sub> : PCa板袖壁に先行して上下既存梁が破壊する場合のPCa板袖壁負担水平力

PCa板袖壁自体の終局強度(Q<sub>T1</sub>)は、PCa板1枚のせん断強度に、袖壁を構成する水平方向の数を乗じて求めた((7)式)。また、PCa板1枚のせん断強度は、鋼材ブレース負担分(右辺1項)とコンクリート負担分(右辺2項)の和として求めた((8)式)。

Q<sub>T1</sub> = n · Q<sub>PCa</sub> (7)

$n$  : 袖壁を構成する PCa 板の水平方向の数  
 $Q_{PCa}$  : PCa 板 1 枚のせん断強度  
 $Q_{PCa} = \phi_1 \cdot (bN_t + bN_c) \cdot \cos \theta + c \tau_u \cdot t_w \cdot L_w$  ..... (8)  
 $\phi_1$  : PCa 板の鋼板ブレース強度有効率で圧縮、引張袖壁ごとに算出する  
 $bN_t$  : 鋼板ブレース (引張側) の降伏強度  
 $bN_c$  : 鋼板ブレース (圧縮側) の降伏強度  
 $\theta$  : 水平枠材とブレース材のなす角度  
 $c \tau_u$  : PCa 板コンクリートの終局せん断強度 ( $N/mm^2$ )  
 $c \tau_u = 3 \cdot (0.49 + F_{cw}/100)$  ..... (9)  
 $F_{cw}$  : PCa 板の設計用コンクリート圧縮強度 ( $N/mm^2$ )  
 $t_w$  : PCa 板の厚さ (mm)  
 $L_w$  : 1 枚の PCa 板の長さ (mm)

PCa 板袖壁と既存梁との接合部すべり強度 ( $Q_{T2}$ ) は、せん断力を受ける袖壁の鉛直反力に摩擦係数を乗じて求めた (10式)。ここで、せん断力を受ける袖壁の鉛直反力は、図-12 に示すように反力位置を開口隙より  $1/6 \cdot n \cdot L_w$  入った位置とし、反力分布を三角形分布と仮定して求めた。

$$Q_{T2} = \mu \cdot V \text{ ..... (10)}$$

$\mu$  : 摩擦係数 ( $\mu = 1.0$ )  
 $V$  : せん断力を受ける袖壁の鉛直反力

$$V = 12/5 \cdot Q_{PCa} \cdot h_w / L_w \text{ ..... (11)}$$

$h_w$  : 1 枚の PCa 板の高さ (mm)

$$Q_c = \min(cQ_{su}, cQ_{mu}) \text{ ..... (12)}$$

$Q_c$  : 柱の終局強度  
 $cQ_{su}$  : 柱のせん断終局強度<sup>2)</sup>  
 $cQ_{mu}$  : 柱の曲げ終局強度<sup>2)</sup>

b. 実験結果との比較

最大耐力実験値と計算値の比較を表-3 に示す。いずれの試験体も、計算値に対する実験値の比 ( $Q_{max} / wQ_{su}$ ) は 1.0 以上で、提案する終局強度計算式で安全側に評価できることが確認できた。

5. まとめ

今回の実験により、以下の知見を得た。

- i. 架構内での PCa 板の総枚数が同じ試験体では、同様の Q-R 関係を示し、開口位置の違いによる差は見られなかった
- ii. 架構内の PCa 板の枚数に関わらず、圧縮袖壁より引張袖壁の方が鋼板ブレース降伏率は小さかった
- iii. 連結プレートには圧縮力が作用しており、連結プレートの有効性が確認できた
- iv. 実験値を安全側に評価できる周辺柱と PCa 板袖壁の終局強度を累加した強度計算式を提案した

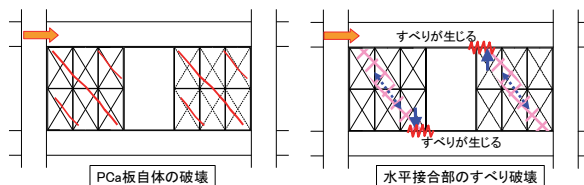


図-10 PCa 板袖壁の破壊モード

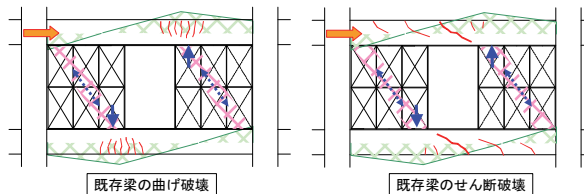


図-11 上下既存梁の破壊モード

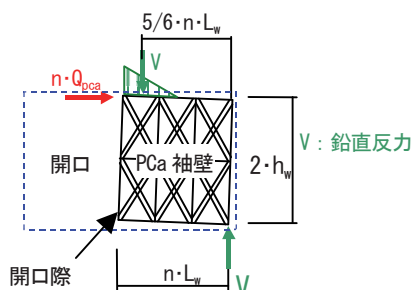


図-12 袖壁の鉛直反力位置

表-3 最大耐力実験値と計算値の比較

試験体	加力方向	実験値 $Q_{max}$ (kN)	計算値				実/計 $Q_{max} / wQ_{su}$
			$wQ_{su1}$ (kN)	$wQ_{su2}$ (kN)	$wQ_{su3}$ (kN)	$wQ_{su}$ (kN)	
No. 6	正方向	633	417	699	-	417	1.52
	負方向	581	417	699	-	417	1.39
No. 7	正方向	530	394	471	-	394	1.35
	負方向	530	383	452	-	383	1.38
No. 8	正方向	620	474	474	-	474	1.31
	負方向	630	467	467	-	467	1.35
No. 6A	正方向	516	417	699	361	361	1.43
	負方向	437	417	699	361	361	1.21

6. あとがき

騒音・粉塵の発生が少ないことにより、建物を使用しながら本工法の施工が可能である。また、補強壁材がエレベーターで搬入できるため、施工も容易にできる。現在、実物件第1号に適用中であり、在来工法に比べ施工の優位性を確認していきたい。

【参考文献】

- 1) 平松一夫、服部晃三、岸本 剛、「奥村組接着式耐震補強工法の開発」、奥村組技術研究年報、No.33、2007.7
- 2) 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」、2003