

# 論文 水平接合部の滑りを拘束したプレキャスト連層耐震壁の実験的研究

松本智夫\*・西原 寛\*

**要旨：**PCa 連層耐震壁の水平接合部のずれ変位を拘束すれば、一体打ちとほぼ同等のせん断耐力が期待できることを、せん断破壊先行型の試験体によって実験的に検証した。その方法としては、PCa 壁板の水平接合部にもシャーコッターを付けて床スラブに飲込ませる方法と、敷モルタルを施工するが、水平接合部の鉛直接合筋を多く配筋することで、そのだば効果による方法の二通りとした。さらに、水平接合部のずれ変位を拘束した状態でコッター筋は省略した試験体についても実験を行った。その結果、いずれの試験体も一体打ちとした場合のせん断耐力と同じか、それを上回るせん断耐力を発揮した。  
**キーワード：**プレキャスト壁板、連層耐震壁、水平接合部、ずれ変位、拘束、頭つなぎ筋

## 1. はじめに

筆者らは、既報<sup>1)</sup>においてプレキャスト(PCa)壁板を内蔵した鉄筋コンクリート(RC)造連層耐震壁(以下「PCa 連層耐震壁」と称す)の水平加力実験を行った。その結果、在来工法の一体打ちを除く4体の試験体は、いずれも水平接合部に敷モルタルを介した直形ドライジョイント方式(敷モルタル方式)を採用しているため、加力のかかなり早期の段階から水平接合部にはずれ変位が生じていた。そして、これが、一体打ちとした場合のRC連層耐震壁ほどはトラス機構による負担せん断力を期待できず、せん断耐力が低下する一因となっていることを指摘した。

そこで、筆者らは、PCa 連層耐震壁の水平接合部のずれ変位を拘束すれば、一体打ちのRC連層耐震壁とほぼ同等のせん断耐力が示されるかを実験的に検証した。即ち、水平接合部でのずれ変位を拘束する方法としては、PCa 壁板のシャーコッターのせん断抵抗による、あるいは敷モルタルを施工したとしても、水平接合部鉛直接合筋を多く配筋することで、そのだば効果によりずれに抵抗する方法の二通りとした。

また一方において、PCa 壁板の水平接合部でのずれ変位が拘束された状態であれば、鉛直接

合部水平接合筋(コッター筋)は省略できるものと考えた。そして、その分の鉄筋量は、場所打ちの床スラブに集約配筋することにより施工の省力化を推進できるとした。本試験体では、PCa 壁板の上端以外の3辺にコッターを設け、コッターの深さを側柱および床スラブの場所打ちコンクリートに飲込ませた状態で、コッター筋は省略し、その分を床スラブの頭つなぎ筋として配筋した。

本報では、上記の点に着目して、せん断破壊が先行するように計画したPCa 連層耐震壁試験体3体の水平加力実験を行った。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体および使用材料

試験体は表-1に示す3体である。いずれも梁間方向連層耐震壁下部3層を対象としており、想定される破壊モードは、水平接合部での滑り条件が厳しくなるようにせん断破壊先行型とした。従って、側柱主筋には高強度鉄筋(HDと表示)10-HD16(SD685相当)を用いた。また、帯筋はD6□-@30で共通とした。

試験体 No.6 は、PCa 壁板下端の水平接合部に鉛直接合部と同形状のコッター(長さx幅x深

\*安藤建設(株)技術研究所(正会員)

さ:100x72x15)を設け、下階のコンクリート打込み前に、上階のPCa壁板の建方を行っておく。その後、下階部分の場所打ちコンクリートを打込むことで、PCa壁板の下端がコッターの深さ分だけ床スラブに飲込まれる。鉛直接合部はコッターを有するウェットジョイント方式で、コッター筋は側柱

からの差し筋と場所打ち壁部分で重ね継手(継手長さ:40d, d:鉄筋径)する。

試験体 No.7 の水平接合部は、敷モルタルを介して下端の平滑な PCa 壁板の建方を行っているが、PCa 壁板の鉛直接合筋を、試験体 No.6 が 4-D10 であるのに対して、試験体 No.7 では 7-D13 とかなり多めにしている。これは、敷モルタル部分で早めに微小なずれが生じたとしても、鉛直接合筋のだぼ効果が発揮されれば、水平接合部のずれ変位を拘束することが可能であるとする考えによる。水平接合部鉛直接合筋の接合方法は、いずれもモルタル充填式継手による直形ドライジョイントである。鉛直接合部の

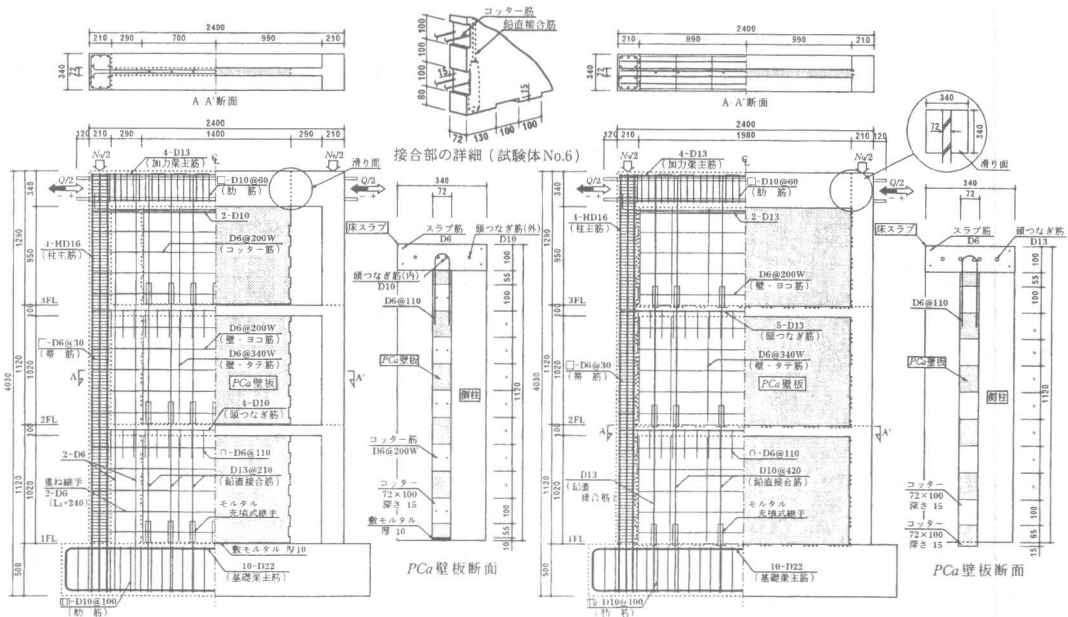
表-1 試験体の構造諸元

試験体	No. 6	No. 7	No. 8
側柱: $b_c \times D_c$ 主筋( $p_f$ ) 帯筋( $p_w$ )	340×210 10-HD16 (2.79%) □-D6@30 (0.63%)	←	←
PCa壁板: $t_w \times l_p \times h_p$ 横補強筋( $p_w$ ) 縦補強筋( $p_w$ )	72×1,400×1,035 D6@200W (0.44%) D6@340W (0.26%)	72×1,400×1,010 D6@200W (0.44%) D6@340W (0.26%)	72×2,010×1,035 D6@200W (0.44%) D6@340W (0.26%)
鉛直接合部 頭つなぎ筋 コッター筋( $p_c$ ) コッター形状(率) 接合部位置	4-D10 10-D6 (0.44%) 100×72×15(49%) 壁板内	4-D10 10-D6 (0.44%) 100×72×15(49%) 壁板内	5-D13 0 100×72×15(49%) 側柱との接合端
水平接合部 鉛直接合筋( $p_w$ ) コッター形状(率) 建方方式	4-D10+8-D6 (0.38%) 100×72×15(30%) スラブに飲込み	7-D13+8-D6 (0.80%) なし 敷モルタル	2-D13+4-D10 (0.38%) なし スラブに飲込み

工法は、試験体 No.6 と同様のウェットジョイントである。

試験体 No.8 の鉛直接合部は、PCa 壁板と側柱との接合端に存在している。また、PCa 壁板下端の水平接合部についても鉛直接合部と同形状のコッターを設けて、下階の場所打ちコンクリートを打込む際に、コッターの深さ分だけ PCa 壁板が側柱および床スラブに飲込まれる。試験体 No.6 および No.7 は、ともに鉛直接合部にコッター筋(10-D6)と頭つなぎ筋(4-D10)を有するが、試験体 No.8 では頭つなぎ筋(5-D13)のみの集約配筋として、コッター筋は省略した。

図-1に試験体 No.7, No.8 の形状・配筋を示



試験体: No. 7

試験体: No. 8

図-1 試験体No.7, No.8の形状・寸法および配筋

表-2 鉄筋の材料試験結果

使用鉄筋の種類：呼び名	$\sigma_y$	$\epsilon_y$	$\sigma_t$	$E_s$	伸び (%)
側柱主筋 (SD685) :					
HD16 (No.6)	750	3950	964	192	15
(No.7,8)	759	3970	971	199	15
鉛直接合筋、頭つなぎ筋 (SD345) :					
D13 (No.6)	420	2290	570	187	25
(No.7,8)	417	2290	575	201	25
鉛直接合筋、頭つなぎ筋 (SD295A) :					
D10 (No.6)	354	2030	509	175	28
(No.7,8)	352	1910	511	192	27
補強筋、コッター筋 (SD295A) :					
D6 (No.6)	457	2580	573	180	14
(No.7,8)	439	2380	566	193	14

記号  $\sigma_y$ :降伏強度(N/mm<sup>2</sup>),  $\epsilon_y$ :降伏歪( $\mu$ ),  $\sigma_t$ :引張強度(N/mm<sup>2</sup>)  
 $E_s$ :ヤング率(kN/mm<sup>2</sup>)

表-3 コンクリートの材料試験結果

試験体 部位	No. 6			No. 7			No. 8		
	$\sigma_B$	$E_c$	$c\sigma_t$	$\sigma_B$	$E_c$	$c\sigma_t$	$\sigma_B$	$E_c$	$c\sigma_t$
PCa壁	29.2	23.4	3.38	35.7	27.0	3.07	35.1	26.9	3.17
基礎梁	29.6	23.4	2.58	33.7	26.3	2.81	33.2	25.4	2.70
1層 (数モルタル)	24.3	21.9	3.11	34.0	25.7	3.30	33.1	25.3	2.91
	-	-	-	(55.2)	(32.5)	-	-	-	-
2層 (数モルタル)	29.4	23.9	3.37	31.9	25.3	3.11	30.8	25.7	3.15
	-	-	-	(57.7)	(32.8)	-	-	-	-
3層 (数モルタル)	26.2	22.8	3.13	33.2	26.3	2.58	32.4	25.3	3.16
	-	-	-	(54.2)	(29.3)	-	-	-	-
グラウト	91.1	46.3	-	109	44.1	-	No.7に同じ	-	-

記号  $\sigma_B$ :圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>),  $E_c$ :ヤング率(kN/mm<sup>2</sup>),  $c\sigma_t$ :引張強度(N/mm<sup>2</sup>)

す。各試験体の PCa 壁板の上端には、 $\cap$ 形の鉄筋を梁のあばら筋程度の間隔で配筋してあるが、梁型は付けていない。

表-2, 表-3に鉄筋, コンクリートの材料試験結果を示す。試験体の製作はほぼ実施工通りとし, PCa 壁板を横打ちで製作, 場所打ちコンクリートは一層毎に型枠を付けて縦打ちとした。

## 2.2 加力および測定方法

加力は, 試験体の両側柱に終始一定の軸方向力 609kN(全断面積に対する平均軸方向応力度:  $\sigma_0 \approx 2.1\text{N/mm}^2$ )を作用させた状態で, 頂部の加力梁位置に水平力を  $Q/2$  の「押し」と  $Q/2$  の「引き」の同時加力で行い, 正負交番の繰返し載荷とした。加力の制御は, 頂部加力梁中央の水平変位に基づく部材角制御とし,  $R = \pm 1/1000$  で 1 回,  $\pm 1/400, \pm 1/200, \pm 1/100$  で各 2 回,  $\pm 1/67$  で 1 回繰返した後,  $+1/50$  まで加力して実験を終了した。なお, 鉛直接合部の滑り挙動を頂部で拘束しないようにするため, 加力梁断面の壁厚の幅を除く部分には滑り面を設けて, コンク

リートを絶縁した(図-1参照)。

変位の測定は, 各階の水平変位および各階スラブ心位置での鉛直変位, 各接合部のずれ変位と目開き量などについて行った。また, 鉄筋の主要な箇所でのひずみ測定も行った。

## 3. 実験結果および検討

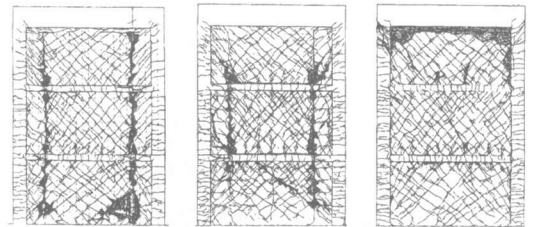
### 3.1 ひびわれ・破壊性状

図-2に試験体の最終ひびわれ・破壊状況を示す。各試験体の初ひびわれは, 場所打ちコンクリート部分が PCa 壁板部分に先行して生じた。PCa 壁板のせん断ひびわれは, 各層の  $45^\circ$  方向に全面に同程度で密に生じていた。また, 側柱の曲げひびわれは, 各階にほぼ均等に散在した。

各試験体の破壊経過は, 試験体 No.6 が, 最大せん断力を示した後に, 鉛直接合部のずれが頂部加力梁の滑り面にまで達した。さらに, 変形が進むにつれて, 耐力も低下し, 1 層の PCa 壁板隅角部の圧潰が生じた。

鉛直接合筋量の多い試験体 No.7 は, 2 層の場所打ち壁部分に生じた大きなせん断ひびわれが, 床スラブを貫き 1 層の PCa 壁板を斜めに横切って, 実験最大せん断強度を決める主要因となった。従って, 最終破壊形式は, 壁板のせん断破壊であると考えられる。

試験体 No.8 は, 最大せん断力以後の加力途中で, 3 層 PCa 壁板の加力梁の下端でスリップ破壊が起こり, 壁板のコンクリートが剥落した。また, 圧縮加力点付近の側柱もせん断破壊を起こし, 耐力が急激に低下した。その後は, 下層までせん断力が伝達されない状態になった。よっ



No.6

No.7

No.8

図-2 最終ひびわれ・破壊状況

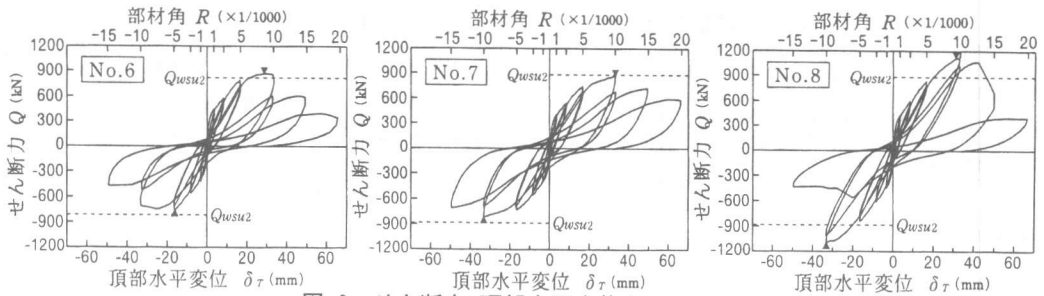


図-3 せん断力-頂部水平変位(Q-δ<sub>τ</sub>)曲線

て、最終破壊形式は壁板のせん断破壊および加力点の損壊である。

### 3.2 耐力・履歴性状

図-3および図-4にせん断力-頂部水平変位(Q-δ<sub>τ</sub>)関係および正加力時の包絡線をそれぞれ示す。試験体 No.6 以外の試験体は、おおむね R=± 1/100 で最大せん断力に達している。試験体 No.6 は、正加力時では R=+1/100 の直前で最大せん断力に達したが、負加力時には R=-1/100 で鉛直接合部のずれが頂部加力梁の滑り面にまで達したため、R=-1/200 で記録した最大せん断力に達しなかった(図-3の▼印)。

また、図-4で各試験体の履歴性状を比較すると、試験体 No.6 および No.8 では、最大荷重時以後の耐力の低下が顕著で、最終加力時である R=+1/50 ではともに最大せん断力の 40%以下に低下していた。一方、敷モルタル方式で鉛直接合筋量の多い試験体 No.7 は、他の試験体に比べて加力の初期の段階から剛性が低くなっている。しかしながら、最大せん断力に達した後の耐力の低下は、逆に試験体 No.7 が最も緩やかで、R=+1/50 でも最大せん断力の 7 割程度を維持していた。

表-4は、最大せん断強度の実験値を、一体打ちの RC 造耐震壁を対象とした既往の終局強度式<sup>2, 3)</sup>および「壁式 PCa-RC 造設計規準」の接合部せん断耐力式<sup>4)</sup>による計算値と比較したものである。ただし、これらの式を適用する際、水平せん断補強筋としては、側柱に定着されていることを条件に、壁の横補強筋またはコッター

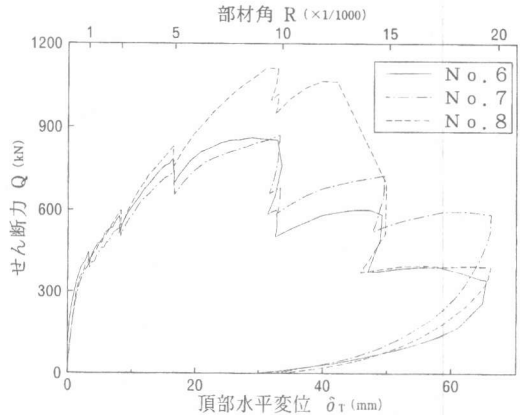


図-4 正加力時の Q-δ<sub>τ</sub>包絡線の比較

表-4 最大せん断強度の比較(単位:kN)

試験体	No. 6	No. 7	No. 8	
Q <sub>max</sub>	+	866.1	872.4	1114.1
	-	745.7	814.1	1093.7
Q <sub>wmu</sub> *1		1242.5 (0.70)	1340.4 (0.65)	1250.2 (0.89)
	Q <sub>wsu1</sub> *2	627.1 (1.38)	669.6 (1.30)	675.0 (1.65)
Q <sub>wsu2</sub> *3	812.5 (1.07)	881.7 (0.99)	883.0 (1.26)	
V <sub>tu</sub> *4	730.1 (1.19)	792.0 (1.10)	812.1 (1.37)	
Q <sub>vsu</sub> *5	708.6 (1.22)	750.3 (1.16)	788.4 (1.41)	
Q <sub>hsu</sub> *6	1623.9 (0.53)	1821.7 (0.48)	1628.0 (0.68)	

記号 ( )内の数値はQ<sub>max</sub>(+)/計算値を示す。

Q<sub>max</sub>: 実験最大せん断強度

Q<sub>wmu</sub>: RC造耐震壁の曲げ強度

Q<sub>wmu</sub> = (a<sub>t</sub>σ<sub>y</sub> + 0.5a<sub>w</sub>σ<sub>wy</sub> + 0.5N)l<sub>w</sub>/H ..... (\*1)

Q<sub>wsu1</sub>(Q<sub>wsu2</sub>): RC造耐震壁のせん断強度最小値(平均値)

Q<sub>wsu1</sub> = { 0.053β<sub>u</sub><sup>0.23</sup>(σ<sub>B</sub>+180) / (M/(Q·D)+0.12) + 2.7√σ<sub>uh</sub>·β<sub>uh</sub>+0.1σ<sub>o</sub> } b<sub>e</sub>·j [kgf] ..... (\*2)

Q<sub>wsu2</sub> = { 0.068β<sub>u</sub><sup>0.23</sup>(σ<sub>B</sub>+180) / √(M/(Q·D)+0.12) + 2.7√σ<sub>uh</sub>·β<sub>uh</sub>+0.1σ<sub>o</sub> } b<sub>e</sub>·j [kgf] ..... (\*3)

V<sub>t</sub>: RC造耐震壁のせん断信頼強度 (ν = ν<sub>o</sub>)

V<sub>t</sub> = l<sub>w</sub>·l<sub>ab</sub>·β<sub>t</sub>·σ<sub>sy</sub>·cotφ + tanθ(1-β)l<sub>w</sub>·l<sub>wo</sub>·ν·σ<sub>B</sub>/2 ..... (\*4)

Q<sub>vsu</sub>: 鉛直接合部の終局せん断力時水平せん断強度

Q<sub>vsu</sub> = (0.1σ<sub>B</sub>·A<sub>st</sub> + EA<sub>s</sub>·σ<sub>sy</sub>)l<sub>w</sub>/h<sub>w</sub> ..... (\*5)

Q<sub>hsu</sub>: 水平接合部の終局せん断力時水平せん断強度

Q<sub>hsu</sub> = 0.7(a<sub>t</sub>σ<sub>y</sub> + a<sub>w</sub>σ<sub>wy</sub> + N) ..... (\*6)

筋、枠梁主筋または頭つなぎ筋を全て算入した。これは、鉛直接合部水平接合筋についても同様の扱いとした。また、コンクリートの圧縮強度については、一般に PCa 部材のそれが場所打ちよりも高いこと、およびコッターの充填コンクリートが、ここでは場所打ちコンクリートであることから、各層場所打ちコンクリートの圧縮強度の平均値( $\bar{\sigma}_B$ )を採用した。

各試験体の最大せん断強度と表-4の計算耐力とを照応する。RC 造耐震壁の平均的なせん断耐力を与える式(\*3)から得られる値( $Q_{usu2}$ )および靱性保証型指針(案)<sup>9)</sup>式(\*4)から得られる値( $V_u$ )は、実験最大せん断強度に同じか、あるいは実験値の方が大きくなっていった。本 PCa 連層耐震壁試験体に関するこの傾向は、「靱性保証型耐震設計指針(案)」<sup>9)</sup>において、せん断破壊を呈した一体打ちの RC 造耐震壁試験体を対象として行った検証結果と同様であった。

特に、後述するように、試験体 No. 8 では、最大せん断力時の各接合部のずれ変位が小さく、頭つなぎ筋による拘束効果が大きいことから、実験最大せん断強度が式(\*3)から得られる値( $Q_{usu2}$ )を 26%も上回った(図-3の破線)。

また、試験体 No. 6 の最終破壊形式となった鉛直接合部の終局せん断力時水平せん断強度については、実験最大せん断強度の方が 22%大きくなっていった。

### 3.3 接合部の滑り挙動

基礎梁および加力梁の接合部に対する拘束効果の影響が小さいと思われる 2 層の PCa 壁板に注目し、接合部中央位置で測定したずれ変位

を、正加力時の制御部材角との関係で図-5に示す。図の矢印の方向にずれた場合を正とした。

(a)水平接合部のずれ変位は、PCa 壁板の下端にコッターを付けて床スラブに飲込ませた試験体 No. 6 および No. 8 ではほとんど生じていない。しかしながら、水平接合部を敷モルタル方式とした試験体 No. 7 は、部材角の小さい時点からずれを生じ、最終加力時には約 11 mm のずれ量になっていた。従って、鉛直接合筋を多く配筋したとしても、水平接合部の滑り挙動そのものを抑止することはできなかった。

(b), (c)鉛直接合部のずれ変位は、試験体 No. 6, 7 では PCa 壁板と場所打ち壁との鉛直接合部のずれ変位を、試験体 No. 8 では PCa 壁板と側柱とのそれを測定している。最大せん断力時の  $R=+1/100$  までは各試験体ともそれほど大きなずれは生じていない。それ以降は、破壊モードが鉛直接合部の破壊となった試験体 No. 6 の鉛直接合部のずれ変位が急激に増加し、最終加力時には測定不能となっていた。また、試験体 No. 7 も鉛直接合部はかなり大きくずれていたが、試験体 No. 8 の 2 層鉛直接合部のずれ変位は比較的小さかった。

なお、ずれ変位を測定した位置において、各接合部の目開き量も測定したが、水平、鉛直接合部での目開きは、いずれの試験体においても最終加力時までほとんど認められなかった。

### 3.4 頭つなぎ筋のひずみ性状

図-6は、図-1の PCa 壁板の断面図において、上端の $\cap$ 形筋の内側に配筋された各試験体の頭つなぎ筋の材軸方向のひずみ分布を、2 階部分

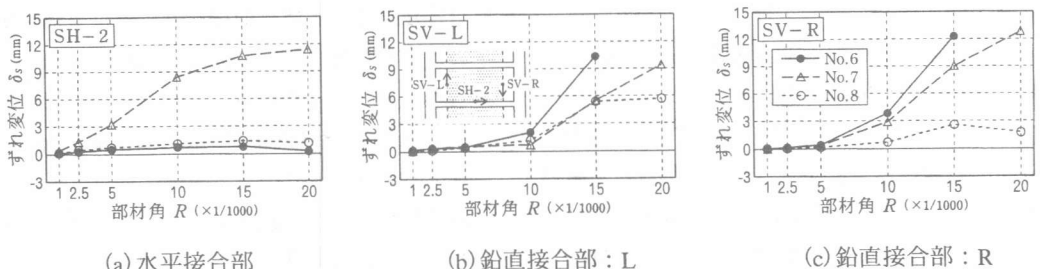


図-5 PCa壁板の接合部でのずれ変位

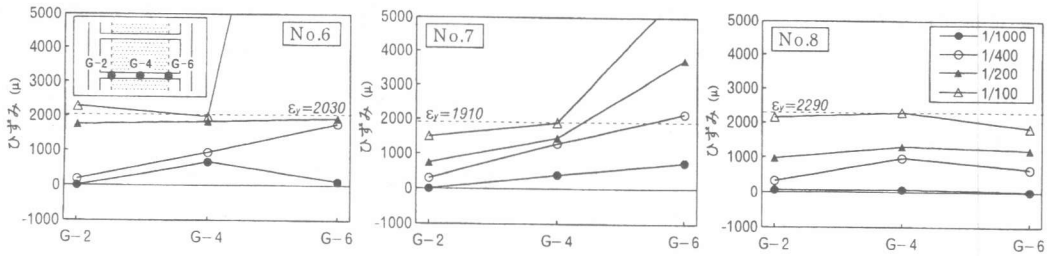


図-6 頭つなぎ筋のひずみ分布例

について正加力時の制御部材角毎に  $R=+1/100$  まで例示した。試験体 No. 8 の頭つなぎ筋のひずみは、 $R=+1/200$  で降伏ひずみの半分程度である。そして、最大せん断力時の  $R=+1/100$  で、頭つなぎ筋中央の測定点のみが降伏ひずみに達していた。即ち、試験体 No. 8 では、少なくとも最大せん断力時まで PCa 壁板と側柱との鉛直接合部での分離を頭つなぎ筋で拘束しており、同試験体は一体として挙動していたことがこの図からも判断できる。これに対して、試験体 No.6 の頭つなぎ筋は、 $R=+1/200$  では全ての測定点で降伏ひずみに近づいている。これにより、試験体 No.6 では、その後鉛直接合部のずれ変位が徐々に進行して破壊に至ったと考えられる。

一方、図-5で示したように、PCa 壁板の水平接合部を敷モルタル方式とした試験体 No.7 では、水平接合部のずれ変位が顕著である。従って、試験体 No.7 では、各階の PCa 壁板に形成された圧縮ストラットから隅角部に作用する斜め圧縮力を、頭つなぎ筋で引戻すような右肩上がりのひずみ分布の傾向を示している。

#### 4. 結論

せん断破壊先行型の PCa 連層耐震壁試験体 3 体の水平加力実験により以下の知見を得た。

(1) 水平接合部での滑りを拘束するため、PCa 壁板の底面にもシャーコッターを付けた試験体および PCa 壁板の水平接合部鉛直接合筋を多く配筋した試験体とも実験最大せん断強度は、既往の RC 耐震壁のせん断耐力を与える各式か

ら得られる値にほぼ等しいか、あるいはそれを上回っていた。従って、本試験体 3 体のせん断耐力は、一体打ち RC 耐震壁のせん断耐力式を用いておおむね評価できることが分かった。また、各試験体の実験最大せん断強度は、いずれも正加力時の部材角  $1/100$  か、それに至る途中で到達していた。

(2) PCa 壁板の底面に鉛直接合部と同様のシャーコッターを付けて、床スラブの場所打ちコンクリートに飲込ませる工法は、PCa 連層耐震壁の水平接合部の滑りを拘束する方法として有効であった。一方、水平接合部は敷モルタル方式とするが、水平接合部鉛直接合筋を多量に配筋することによって、水平接合部のずれ変位を抑止することは困難であった。ただし、この場合の試験体の履歴性状は、急激な耐力低下のない比較的安定したものとなっていた。

#### 参考文献

- 1) 松本智夫・西原寛ほか：プレキャスト連層耐震壁の破壊機構に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16, No.2, pp.799-804, 1994.6
- 2) 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(1990)，pp.401-403, 1990.10
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針(案)・同解説，pp.208-226, 1997.7
- 4) 日本建築学会：壁式プレキャスト鉄筋コンクリート造設計規準・同解説(1982改訂)，pp.65-80, 1982.6