

# 論文 鉛直接合部滑り破壊型 PCa 連層耐震壁の滑り強度に関する実験

小坂 英之<sup>\*1</sup>・山中 久幸<sup>\*2</sup>・荒井 康幸<sup>\*3</sup>・溝口 光男<sup>\*4</sup>

**要旨** : PCa 連層耐震壁の工業化施工をよりいっそう推進することを目的として, 一体打ち RC 耐震壁と同等の性能を得ることに拘らず, 所要の性能を確保できればよいとの観点から, 筆者等は鉛直接合部の滑りを許容する構法を考案している。本論文では, 前報に引き続き, 軸力を加えると共に, 水平力の分布形状や接合筋比を変えて更に実験的検討を行った。その結果, 荷重-変形関係は曲げ破壊型の場合と同様の性状を示して優れた変形性能を有すること, 鉛直接合部が滑り破壊する場合の脚部モーメントは, ヒンジ領域のコッターを無効として算定できることなどが解った。

**キーワード** : 鉄筋コンクリート, プレキャスト, 連層耐震壁, 鉛直接合部

## 1. はじめに

PCa 連層耐震壁の省力化構法として, 筆者等は鉛直接合部の滑りを許容する構法を考案し, 前報<sup>1)</sup>ではその構造性能を確認するための水平加力実験を行った。その結果, 構造的にも優れた靱性能を有していることが明らかになったので, 本論文では軸力を加えると共に, 水平力の分布形状や接合筋比を変えて更に実験的検討を行った。

わる軸力の伝達経路が鉛直接合部破壊後に変化することが考えられる。そこで, この影響を考慮するために実状に合わせて基礎梁を設けた。

試験体の製作は, 上下逆にして壁部分全層を先打ちし, 後に柱部分を打設する鉛直打ちとした。したがって, 水平接合部は設けていない。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

試験体形状と基本試験体 (NO.11, NO.12) の配筋を図-1に示す。試験体は柱側面と壁側面に接合部を設けた PCa 耐震壁であり, 層数は4層であるが梁形は設けていない。鉛直接合部には, コッター筋は設けていないが中間梁主筋は柱内に定着してあり, コッターは各層5個設けている。試験体数は外力分布と接合筋 (梁主筋) の量および配置を変えた5体であり, 試験体一覧を表-1に示す。なお, 本構造では壁パネルに加

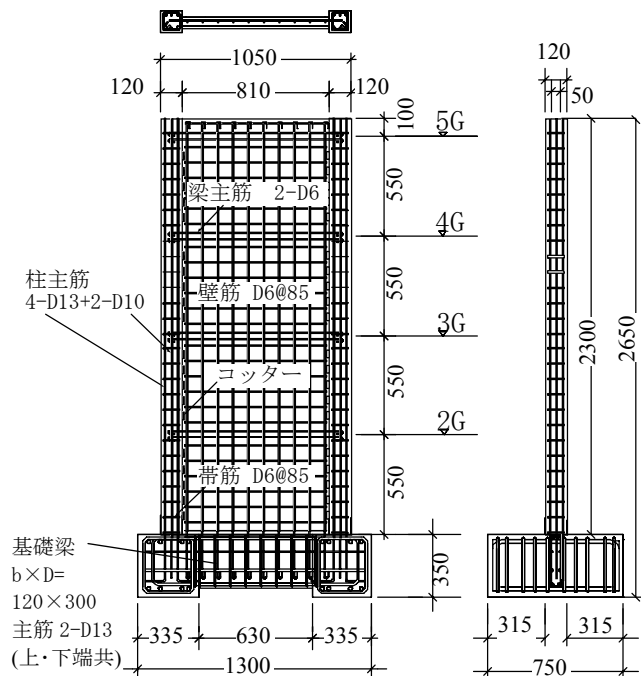


図-1 試験体形状および配筋

\*1 三井住友建設 (株) 技術研究所主任研究員 工修 (正会員)

\*2 三井住友建設 (株) 技術研究所建築研究開発部長 (正会員)

\*3 室蘭工業大学 工学部建設システム工学科教授 工博 (正会員)

\*4 室蘭工業大学 工学部建設システム工学科助教授 工博 (正会員)

表-1 試験体一覧

試験体名	NO.11	NO.12	NO.13	NO.14	NO.15
試験体図					
接合筋の状況 (各層の接合筋比)	基本試験体 (0.23%)		梁筋比が 実状の上限 (0.35%)	接合筋を 5G梁に集中 (0.37%相当)	接合筋分散 (0.35%)
外力分布	等分布	逆三角形分布			
柱主筋	4-D13 + 2-D10				
壁横筋	D6 @85mm 側柱に非接合				D6 @85mm 各層1-D6接合
梁主筋	2-D6		3-D6	2-D6 (2~4G) 3-D10 (5G)	2-D6
コッター	幅20mm×高さ42.5mm×深さ10mm @85mm 各層5個				

コンクリートは高流動豆砂利コンクリートであり、材料試験結果を使用鉄筋と共に表-2に示す。

## 2.2 加力および計測方法

加力方法は、図-2に示すように水平加力用のアクチュエータを梁3Gと5G位置(図-1参照)に配置し、水平力の試験体への伝達は同図中に示すように、加力用鉄骨を壁パネル部分のコンクリートの上に両面から圧着して行った。

水平加力の制御は4層位置の部材角で行い、1000分の1, 2, 4, 6, 10, 15, 20 rad.でそれぞれ2回の繰り返し加力を行った。軸力は、同図に示すように加力用鉄骨を介して壁パネル部分のみに圧縮力が加わるようにし、軸圧 $\sigma = 1.42\text{N/mm}^2$ (全断面についての値)の圧縮応力度を作用させた。

表-2 使用材料の力学的性質

コンクリート		部位	圧縮強度 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	ヤング係数* N/mm <sup>2</sup>
試験体名	NO.11	壁	36.5	2.58	27900
		柱	43.1	3.34	28000
	NO.12	壁	44.3	3.47	28300
		柱	43.8	3.19	27900
	NO.13	壁	41.7	3.30	28800
		柱	41.1	3.17	27900
NO.14	壁	40.0	3.00	28300	
	柱	39.2	2.87	28200	
NO.15	壁	41.5	3.10	27200	
	柱	42.7	2.99	28200	

\*: 1/3割線弾性係数

鉄筋	断面積 mm <sup>2</sup>	降伏強度 N/mm <sup>2</sup>	引張強度 N/mm <sup>2</sup>	伸び (%)
D13	126.7	375	534	-
D10	71.3	387	544	25.3
D6	31.7	304**	506	23.6

\*\*: 0.2%耐力

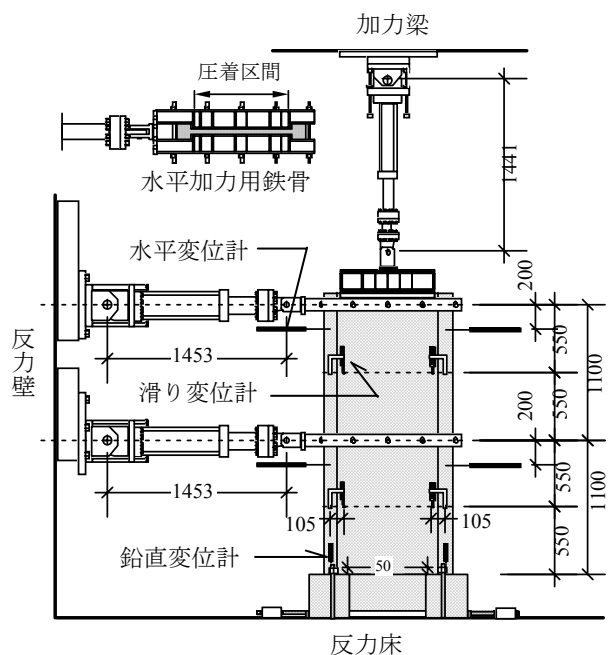
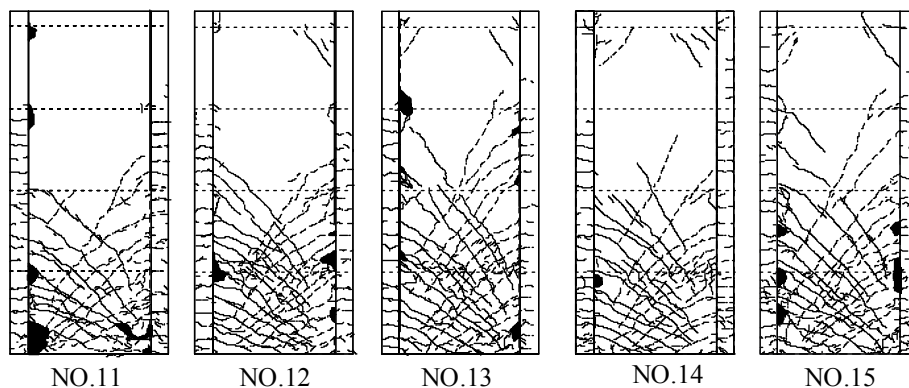


図-2 加力装置

変形の計測は、**図-2**に示すように2層と4層位置の両側柱の水平変位、柱脚の鉛直変位、1層と3層位置の壁と柱の相対変位を測定した。また、柱主筋と中間梁主筋および壁筋の歪み度を計測した。



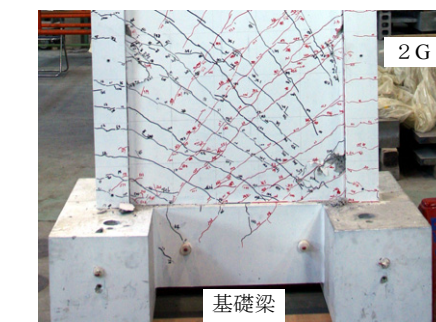
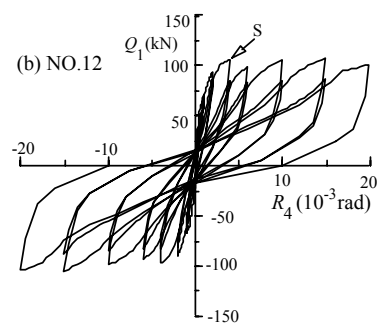
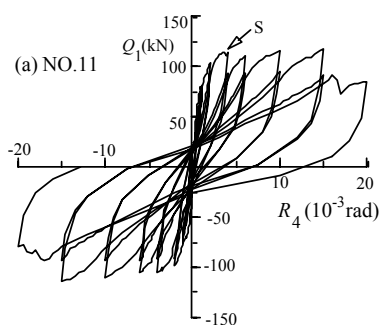
**図-3** ひび割れ状況

### 3. 実験結果

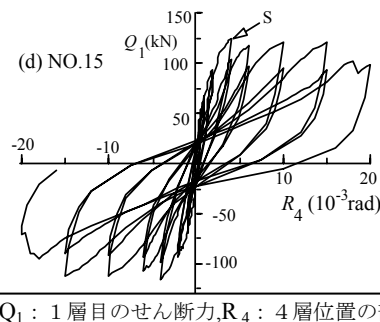
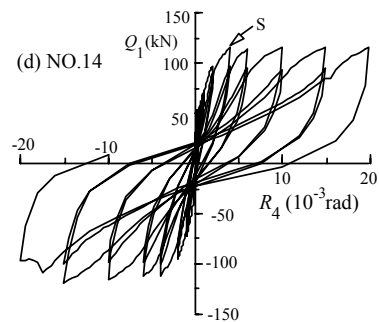
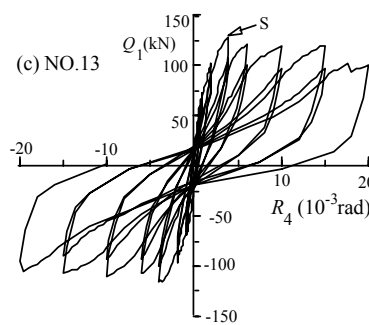
#### 3.1 破壊状況と荷重-変形曲線

実験終了時におけるひび割れ状況を**図-3**に示す。全試験体とも初ひび割れは1サイクル目で壁脚部引張側に発生している。その後、壁と柱の接合面にひび割れが発生し、滑りが生じて破壊した。各試験体について見ると、NO.11は4層部にほとんどひび割れが見られず、NO.12は4層部の壁にひび割れが発生しているが、柱にひび割れが発生していない。接合筋比が大きいNO.13とNO.15は3層部にも長い斜めひび割れが発生している。接合筋を最上層の5G梁に集中して配筋した

NO.14は、他の試験体に比べ4層部にひび割れが発生し、5G梁の壁と柱の接合面付近に深いひび割れが見られた。基礎梁の損傷状況については、**写真-1**に示すように中央上端の曲げひび割れと側面にせん断ひび割れが若干見られた



**写真-1** 基礎梁の損傷状況 (NO.13)



$Q_1$ : 1層目のせん断力,  $R_4$ : 4層位置の部材角,  
S: 鉛直接合部の滑りが増大したサイクル

**図-4** 荷重-変形曲線

が損傷は比較的軽微であった。

荷重-変形曲線を**図-4**に示す。同図の荷重は1層目のせん断力  $Q_1$  であり、変形は4層位置の部材角  $R_4$  (両側柱の平均水平変位/変位計高さ) である。各試験体の曲線の形状にあまり違いは

見られず、全試験体ともに鉛直接合部に滑りが生じているが、優れた靱性能を示している。なお、図中に矢印 S で示す 5 サイクル目 ( $4 \times 10^{-3}$  rad の 1 サイクル目) は後述するように鉛直接合部の滑りが大きくなったサイクルである。

図-5 に正加力時における荷重-変形曲線の包絡線を示す。全ての試験体で包絡線の形状はほぼ同様であるが、NO.12, NO.13 および NO.15 は部材角が  $4 \times 10^{-3}$  rad 付近でせん断力が一旦ピークをとった後やや減少している。

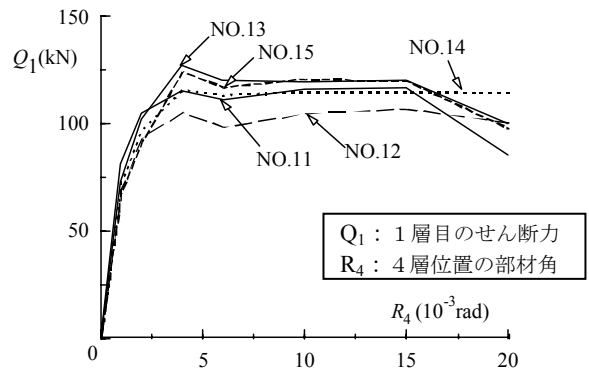


図-5 荷重-変形曲線の包絡線

### 3.2 鉛直接合部の滑り性状

1 層と 3 層位置で計測した鉛直接合部の滑り変形 S と部材角  $R_4$  (4 層位置) との関係を図-6 に示す。図は繰り返しサイクルのピーク時の値(各部材角の 1 回目)を結んだものである。各変位計の記号は図-7 に示してあり、矢印の向きを正としている。同図(a)には等分布加力の

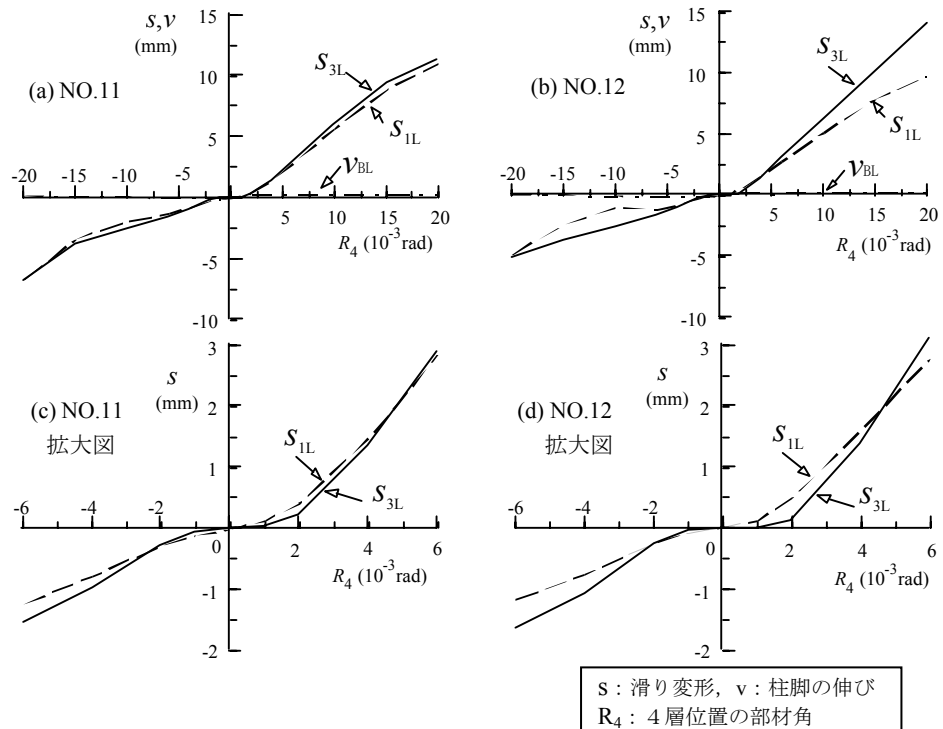
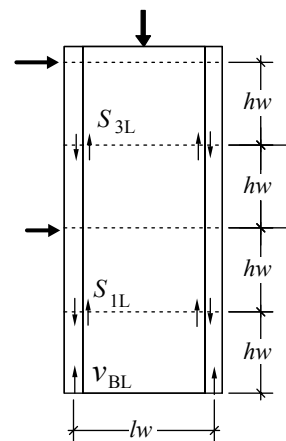


図-6 鉛直接合部の滑り変形と柱脚の伸び

NO.11 を、同図(b)には逆三角形加力の NO.12 を示したが、他の逆三角形加力の試験体についても NO.12 とほぼ同様である。また、同図(c), (d)には  $R_4=6 \times 10^{-3}$  rad までの滑り変形を拡大して示した。鉛直接合部が引張側となる正加力時について、NO.11 では 1 層の  $S_{1L}$  と 3 層の  $S_{3L}$  はほとんど同じ滑り量となっているが、NO.12 では部材角  $R_4$  が小さな範囲では  $S_{1L}$  が大きく、 $R_4$  が大きくなると逆に 3 層の  $S_{3L}$  が大きくなっている。なお、同図には柱脚の伸び  $v_{BL}$  も示したが図示のように伸びはほとんど生じていない。



矢印の向き：正方向

図-7 変位計の記号

図-8 に鉛直接合部のせん断力  $Q_{vi}$  ( $i=1,3$ ) と滑

り変形  $S$  の関係を示す。 $Q_{vi}$  は当該層のせん断力  $Q_i$  から(1)式で算出した値であり、一点鎖線で示す  $Q_{DV}$  は鉛直接合部の1層当たりの終局せん断力であり(2)式<sup>2)</sup>で算出した値である。

$$Q_{vi} = (h_w/l_w)Q_i \quad (1)$$

$$Q_{DV} = 0.10\sigma_B \cdot A_{sc} + \sigma_y \sum a_v \quad (2)$$

ここに、 $\sigma_B$  : コンクリート圧縮強度、  
 $A_{sc}$  : コッター断面積、 $\sigma_y$  : 接合筋降伏強度、  
 $a_v$  : 接合筋断面積

滑り開始せん断力はいずれも  $Q_{DV}$  付近となっているが、3層目はほぼ  $Q_{DV}$  を保持しているのに対して、1層目のせん断力は3層目の滑り ( $S_{3L}$ ) が急増する5サイクル目まで増大している。

### 3.3 各種強度

表-3に各種強度の実験値(正加力時)と計算値を示す。表の強度は全て1層目のせん断力であり、変形  $R_4$  は強度時の4層位置での部材角である。

#### (1) 最大強度

試験体は全て鉛直接合部に滑りが生じて破壊したため、最大強度実験値  $Q_{1max}$  は同表の脚注に示した終局曲げ強度計算式による値より小さく、計算値に対する実

験値の比率は0.60~0.73となっている。

#### (2) 鉛直接合部滑り強度

鉛直接合部滑り強度  $Q_{IS}$  は、1層せん断力  $Q_1$  と滑り変形  $S_{1L}$ ,  $S_{3L}$  との関係(正サイクルピーク時の値)を示した図-9において、滑り変形が急増した矢印  $S$  で示す5サイクル目のせん断力である。なお、図-4に示した荷重-変形曲線上でも矢印  $S$  で示してある。また、表-3の滑り変形  $S_L$  は  $S_{1L}$  と  $S_{3L}$  の平均値である。計算値  $cQ_{VS}$  は図-10に示す応力機構を考えて(3)式で求めた壁脚部モーメント  $M_{VS}$  から1層せん断力を算出した値である。

$$M_{VS} = l_w \sum Q_{DVi} + a_w \sigma_{wy} l_w / 2 + N l_w / 2 \quad (3)$$

ここに、 $a_w, \sigma_{wy}$  : それぞれ壁縦筋の断面積と降伏強度、 $Q_{DVi}$  : (2)式で算定される  $i$  層の鉛直接合部終局せん断強度

実験値  $Q_{IS}$  と計算値  $cQ_{VS}$  を比較するとその比は0.75~0.88となっており対応はあまり良くな

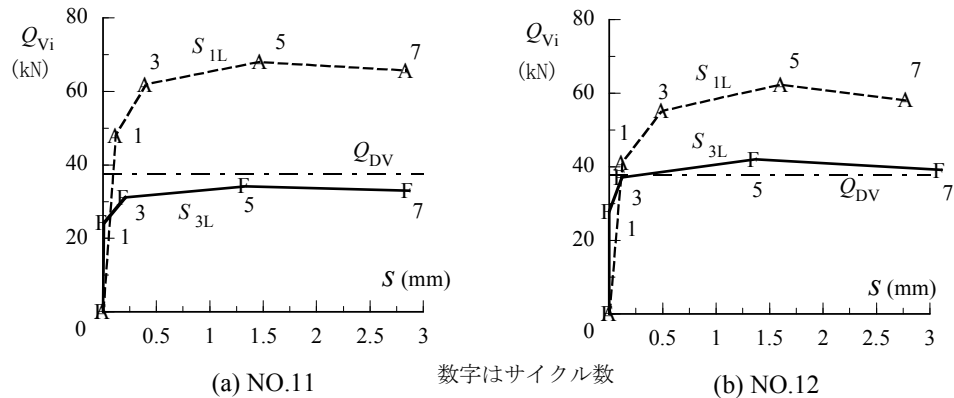


図-8 鉛直接合部せん断力と滑り変形の関係

表-3 各種強度

試験体名	実験値								計算値		
	最大強度			鉛直接合部滑り強度					曲げ強度	滑り強度	
	$Q_{1max}$ (kN)	$R_4$ ( $10^{-3}$ rad.)	$\frac{Q_{1max}}{cQ_{BU}}$	$Q_{IS}$ (kN)	$R_4$ ( $10^{-3}$ rad.)	$S_L$ (mm)	$\frac{Q_{IS}}{cQ_{VS}}$	$\frac{Q_{IS}}{cQ_{VS}'}$	$cQ_{BU}^*$ (kN)	$cQ_{VS}$ (kN)	$cQ_{VS}'$ (kN)
NO.11	117	15.0	0.60	115	3.99	1.41	0.82	0.97	196	140	119
NO.12	107	15.0	0.61	106	3.99	1.49	0.84	0.98	176	126	107
NO.13	128	3.79	0.73	127	3.99	0.71	0.88	1.01	176	143	126
NO.14	116	3.99	0.66	116	3.99	0.85	0.75	0.84	176	154	138
NO.15	124	3.99	0.70	124	3.99	0.55	0.87	0.99	176	144	126
NO.3 <sup>1)</sup>	122	15.9	0.41	107	4.22	2.49	0.85	1.02	301	126	105
NO.5 <sup>1)</sup>	113	10.6	1.12	101	15.9	4.41	0.82	0.98	101	123	103

\* :  $M_{BU} = 0.9a\sigma_y D + 0.4a_w\sigma_{wy} D + 0.5ND(1-N/BDF_c)$ <sup>3)</sup> より算出した1層目せん断力

$cQ_{VS}'$  : ヒンジ領域のコッターを無効とした場合

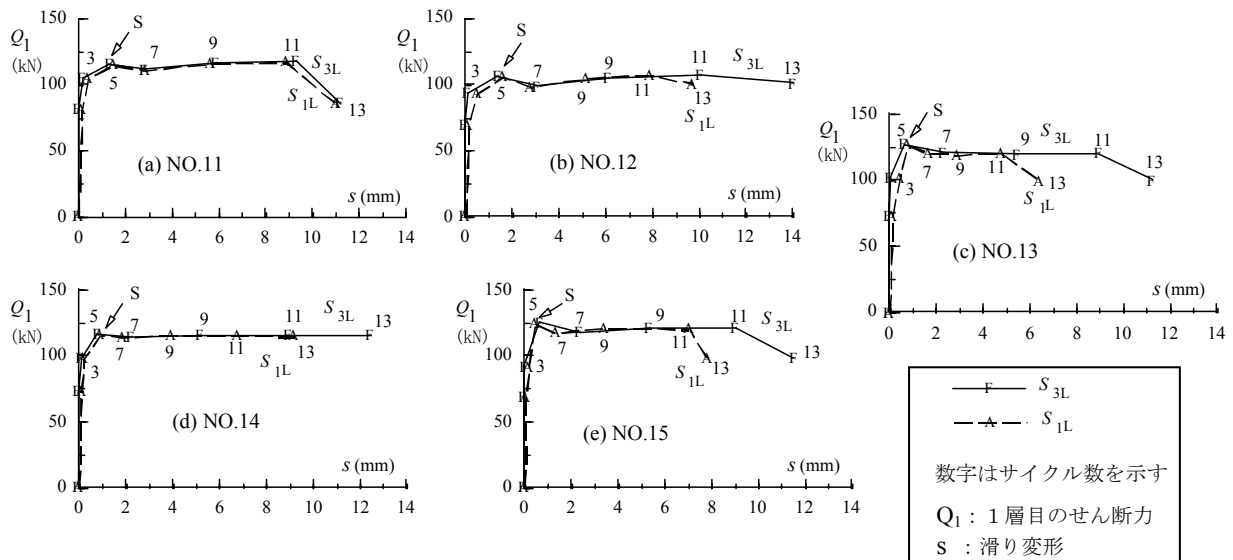


図-9 1層せん断力と鉛直接合部滑り変形の関係

い。そこで、前述のように1層目では5サイクルまでに既に滑りが生じており、また、ひび割れが多く発生しているので、壁全体の滑り強度時にはこの部分のコッターは寄与しないものと考え、ヒンジ領域<sup>4)</sup>(1-2層)のコッターを無視して計算すると $cQ_{vs}$ のようになる。表には前報<sup>1)</sup>の試験体(等分布加力)も載せてあるが、これも含めて実験値との比 $Q_{1s}/cQ_{vs}$ を見ると、NO.14が0.84で幾分低い値となっているものの、他の試験体は0.97-1.02であり対応は非常に良い。NO.14は接合筋を5G梁に集中させており、この部分のコンクリートの損傷が大きかったと思われる。

滑り強度時の滑り変形 $S_L$ は、接合筋比が大きく、接合筋を分散配置したほうが小さくなっている。滑り変形角( $S_L$ /柱中心間距離)は $0.6 \sim 4.7 \times 10^{-3} \text{rad}$ であり、滑り強度時には全体変形角の15-63%程度を占めていることがわかる。また、外力分布の異なるNO.11とNO.12を比較すると、図-6で $S_{1L}$ 、 $S_{3L}$ の推移に違いが見られたが、滑り変形の平均値 $S_L$ は同程度であった。

#### 4. むすび

軸力を作用させて外力分布と接合筋の量および配置を変えた鉛直接合部滑り破壊型PCa連層耐震壁の実験を行った結果は以下のようにまとめられる。

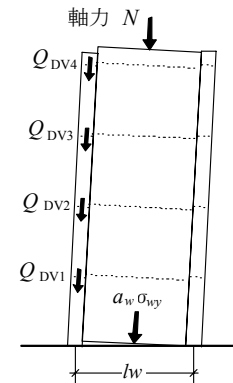


図-10 応力機構

- (1)鉛直接合部が滑り破壊しても、水平せん断力-部材角曲線の包絡線は曲げ破壊型の場合と同様の性状を示し、優れた変形性能を有する。
- (2)鉛直接合部が滑り破壊し、壁パネルが曲げ降伏する場合の脚部モーメントは、ヒンジ領域のコッターを無効として(3)式で算定できる。

#### 参考文献

- 1) 小坂英之, 山中久幸, 荒井康幸, 溝口光男: 鉛直接合部の滑りを許容したPCa連層耐震壁の実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.457-462, 2005
- 2) 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, 1984
- 3) 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)
- 4) 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・同解説, 1999