

# 論文 [2207] せん断降伏型プレキャスト連層耐震壁の接合部の拘束効果に関する実験

小林高志\*1・望月 重\*2

## 1. はじめに

プレキャスト連層耐震壁は、壁パネルと下階梁との水平接合部及び壁パネルと場所打ち側柱との鉛直接合部を有し、複雑な破壊抵抗機構をもつことが予想される。本研究では、梁付きプレキャスト造壁パネルの両側に場所打ち柱を有する3層1スパンのプレキャスト連層耐震壁の中間梁筋の主筋量、鉛直接合部の接合筋量、水平接合部のコッターの有無をパラメーターとして実験を行い、接合部の拘束が耐震壁の挙動に及ぼす影響について考察する。

## 2. 実験計画

### 2.1 試験体

標準試験体である試験体No.1の形状および配筋を図1、試験体の構造諸元を表1に示す。試験体は、プレキャスト3層1スパンの連層耐震壁である。各層の中間梁付き壁パネルは、幅6.5cm、成9.0cmの中間梁と厚さ3.5cm、成35.5cmの壁パネルよりなるT字型断面をしている。3層梁は、加力のために幅22.0cm、成9.0cmの断面をしており、引張加力用のPC鋼棒(全ネジ)を2本埋め込んである。各層の中間梁付き壁パネル同志は、

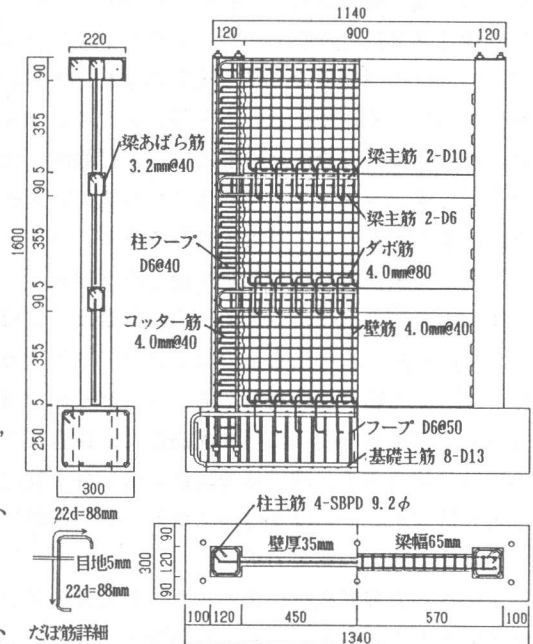


表1 試験体構造諸元

図1 試験体の形状および配筋図 (No.1)

試験体	鉛直接合部						水平接合部				
	コッター		コッター筋		中間ばり筋		*水平接合筋		鉛直方向接合筋(だば筋)		コッター
	断面積 (cm <sup>2</sup> )	面積比	断面積 (cm <sup>2</sup> )	コッター筋比 *pv1(%)	断面積 (cm <sup>2</sup> )	断面積 (cm <sup>2</sup> )	水平接合筋比 *pv2(%)	断面積 (cm <sup>2</sup> )	接合筋比 pH(%)	断面積 (cm <sup>2</sup> )	面積比
No.1	(3.5x4.5x4) 63.0	0.5	(8-4.0mm)	0.79	(2-D10+2-D6)	3.07	1.68	(11-4.0mm) 1.38	0.44	0	0
No.2			1.00	2.07	0.00	0.00					
No.3			0	0	(2-D10+4-D6)	2.71	1.47	(11-4.0mm) 1.38	0.44		
No.4			0	0	2.71	1.47	(11-4.0mm) 1.38	0.44			
No.5			0	0	2.71	1.47	(11-4.0mm) 1.38	0.44			
No.6			0	0	2.71	1.47	(11-4.0mm) 1.38	0.44			
No.7			0	0	(4-D6) 1.28	0.79	2.28	1.24	(11-4.0mm) 1.38		

試験体	柱				P C a 壁パネル				中間ばり部		
	b x D (cm)	主筋		フープ		断面積 (cm <sup>2</sup> )	コッター形状				
断面積 (cm <sup>2</sup> )		鉄筋比 pg(%)	配筋	鉄筋比 ps(%)	縦筋 配筋		横筋 配筋	鉛直接合部 断面積 (cm <sup>2</sup> )	水平接合部 断面積 (cm <sup>2</sup> )	断面積 (cm <sup>2</sup> )	
No.1	12 x 12	SBPD130 / 145	1.78	D6 @ 40	1.33	3.5 x 3.5 x 5	4.0mm @ 40	4.0mm @ 40	3.5x4.5x0.9 4.0	3.5x4.0x9.0 11.0	6.5 x 9.0 58.5
No.7	12 x 12	4-9.2φ / 25.6	1.78	D6 @ 40	1.33	1.2 x 4.3	4.0mm @ 40	4.0mm @ 40	3.5x4.0x9.0 63.0	1.5 x 4.0 (No.4, 5のみ)	6.5 x 9.0 58.5

\*水平接合筋 = コッター筋 + 中間ばり筋

\*pv1 = (壁パネル部のコッター筋量) / (壁パネル部断面積) \*pv2 = (水平接合筋量) / (はり断面積 + P C a 壁パネル部断面積)

\*1武蔵工業大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

\*2武蔵工業大学教授 工学部建築学科、工博 (正会員)

表2 各種材料強度 モルタル

鉄筋

試験体	梁・壁			柱・基礎			目地			試験体	鉄筋種類	降伏点強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング率 (x10 <sup>5</sup> kgf/cm <sup>2</sup> )	伸び率 (%)
	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング率 (x10 <sup>5</sup> kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング率 (x10 <sup>5</sup> kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	圧縮強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )	ヤング率 (x10 <sup>5</sup> kgf/cm <sup>2</sup> )	引張強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )						
No.1	319	1.79	21.2	327	1.62	19.1	292	1.71	14.9	No.1 ~ No.4	D10	3900	5395	1.80	23.5
No.2	405	1.79	29.3	409	1.87	29.0	379	1.81	23.1		D6	3660	5125	1.71	14.2
No.3	319	1.79	21.2	329	1.69	20.0	292	1.71	14.9		4.0mm	2390	3400	1.94	28.4
No.4	405	1.79	29.3	387	1.81	26.5	379	1.81	23.1		3.2mm	2645	3385	1.98	22.7
No.5	318	1.69	20.2	329	1.86	20.2	303	1.71	16.0	No.5 ~ No.7	SBPD130/145 9.2mm	14755	14979	2.04	9.0
No.6				332	2.03	17.7					D10	3639	5103	1.66	21.6
No.7	348	1.75	23.4	339	1.74	19.0	D6	3938	5494		1.73	18.2			
				348	1.75	23.4	339	1.74	19.0		4.0mm	1679	3077	1.85	22.9
											3.2mm	2750	3563	2.07	18.9
											SBPD130/145 9.2mm	14551	14969	2.05	11.0

水平接合部で接合され、それらの両側の場所打ち側柱とは、鉛直接合部で接合されている。鉛直接合部は、断面積3.5cm x 4.5cm、深さ0.9cmのコッターを各層4個有する。試験体の制作に当たって、型枠はベニヤ板とスタイロフォームを用い、モルタルの打設は平打ちとする。打設順序は、①3層分の梁付きプレキャスト壁パネルの打設、②側柱と基礎の打設、③水平接合部の目地の打設である。パラメーターは中間梁主筋量、鉛直接合部水平接合筋（以後コッター筋と略す）の有無、水平接合部鉛直方向接合筋（以後だぼ筋と略す）の有無、水平接合部のコッターの有無である。ただし、コッター筋の無い場合でも、コッター筋の有る場合のコッター筋量を中間梁に集中配筋して、鉛直接合部の水平接合筋量はほぼ等しくしている。試験体数は7体である。試験体の鉄筋には、柱主筋にPC鋼棒を、壁筋、だぼ筋、中間梁あばら筋にはなまし鉄線を、そのほかは異形鉄筋SD295Aを用いる。鉄筋とモルタルの材料特性を表2に示す。

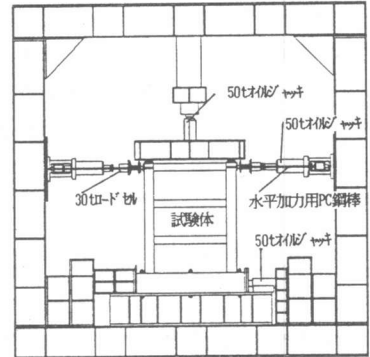


図2 加力装置図

### 2. 2 加力と測定方法

試験体加力装置図を図2に示す。試験体の加力は、一定の鉛直軸方向力を加えた状態で、正負交番の水平方向力を加える。鉛直軸方向力は、50t オイルジャッキにより柱断面積当たり  $\sigma_0 = 20.0 \text{ kg/cm}^2$  を柱頂部に載荷し、水平方向力は、試験体の左右に取り付けられた2台の復動ジャッキにより、3層柱頭部の一方に圧縮力を加え、この圧縮力に等しい引張力を、3層梁の引張用PC鋼棒を介して他方に加える、同時圧縮・引張加力である。制御方法は、部材角（左右の3層柱頭部の水平変位の平均を基礎上面からの距離で除した値）で行い、正負繰り返して、部材角  $R = 1, 2, 4, 6, 8, 10, 12, 16, 20, +25 (\times 10^{-3} \text{ rad})$  で制御する。実験においては、歪ゲージを用いて、鉄筋およびモルタル表面の歪度を測定する。また、各層の柱上部の基礎に対する相対変位と、鉛直接合部と水平接合部のずれ変位および目開きを、高感度変位計を用いて測定する。

## 3. 実験結果

### 3. 1 破壊経過

No. 1, 4, 7の最終破壊状況図を図3に示す。全試験体とも水平接合部の数モルタルのひび割れ、柱の曲げひび割れ、鉛直接合部のひび割れ発生後に、壁パネルせん断ひび割れが発生した。水平接合部にだぼ筋とコッターのないNo. 2, 4では、全般的に壁パネルのせん断ひび割れの数が少なく、水平接合部に達したせん断ひび割れも少なかった。だぼ筋のあるNo. 1, 3, 5, 7では、せん断ひび割れは密に発生し、水平接合部まで達して中間梁にも貫通した。したがって、だぼ筋を有

することで、水平接合部のせん断伝達が大きくなることがわかる。No. 1と3を比較すると、だぼ筋があればコッター筋がなくてもひび割れ状況に大差がないことがわかる。水平接合部にコッターのあるNo. 5, 6は、コッターのないNo. 1～4よりも多くのせん断ひび割れが発生した。

各試験体の破壊モードは、次の3つのパターンに分けられる。①壁パネル隅部の圧壊、剥離 (No. 1, 2, 3, 5, 6), ②柱のせん断破壊 (No. 4), ③側柱の分離破壊 (No. 7)。

### 3. 2 各種強度

実験値と各種強度計算値を表3に示す。ここでは、最大荷重、終局荷重は正側加力時の値である。試験体は場所打ち耐震壁として計算した曲げ耐力がせん断耐力を上回るように設計されている。しかし、鉛直接合部にコッターとコッター筋、水平接合部にだぼ筋を有するプロトタイプのNo. 1でさえ、場所打ち耐震壁のせん断耐力を2割強下回っている。接合部で目開き・ずれが生じた点と壁パネルの剥離により、耐力が低下したものと考えられる。

最大荷重が最も大きいのは、No. 5で18.2tf、最も小さいのがNo. 4で14.0tfである。No. 5は水平接合部をだぼ筋とコッターで拘束しているのに対して、No. 4は水平接合部にだぼ筋もコッターもない。したがって、少なくとも接合部の拘束が最大耐力に影響することは否定できない。より詳細に見ると、No. 1とNo. 2の違いは、水平接合部にだぼ筋がNo. 1にはあるが、No. 2にはない。最大荷重がNo. 1は17.6tfに対して、No. 2は16.0tfで、水平接合部のだぼ筋が効いているといえる。No. 1とNo. 3の違いは、水平接合筋のわずかの差を無視すれば、No. 1は鉛直接合部のコッター筋を有するのに対して、No. 3はコッター筋がない点である。No. 1の最大荷重は17.6tfに対して、No. 3は16.2tfで、その差は1.4tfである。水平接合筋がNo. 1よりNo. 3の方が約1割少ない点を考えると、鉛直接合部のコッター筋の有無は、水平接合部にだぼ筋があればあまり問題がないといえる。

最大荷重と終局荷重の差を最大荷重で割った強度低下率をみると、水平接合部にコッターのある、No. 5, No. 6が各々65.4%、54.7%と大きな値を示している。したがって水平接合部のコッターは、耐力増加となるが靱性の点で問題があるといえる。水平接合部の拘束状態が同じ、No. 1,

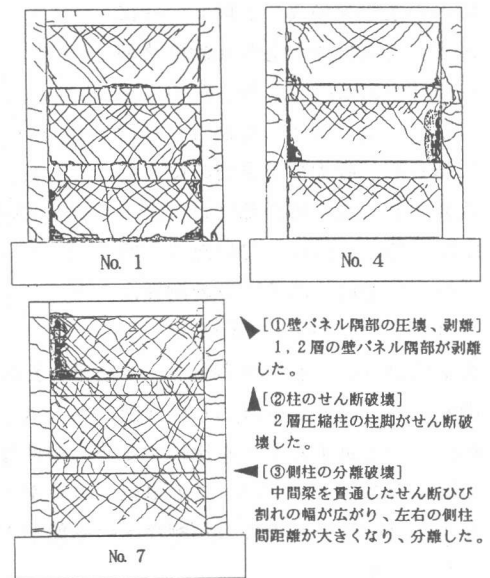


図3 最終破壊状況図

表3 各種強度計算値と実験値 ( )は実験値最大耐力/計算値

試験体	終局強度計算値			実験値				破壊モード
	連層耐震壁終局強度		QDV (tonf)	Qmax (tonf)	RQmax x10 <sup>-3</sup> rad	#1 Qult (tonf)	#2強度 低下率 (%)	
	Qmu (tonf)	Qsu (tonf)						
No. 1	32.2 (0.55)	22.8 (0.77)	28.3 (0.62)	17.6	8.1	10.3	41.5	A
No. 2	30.9 (0.52)	23.7 (0.68)	29.6 (0.54)	16.0	13.4	8.4	47.5	A
No. 3	32.2 (0.50)	22.8 (0.71)	28.2 (0.57)	16.2	6.0	10.7	34.0	A
No. 4	30.9 (0.45)	24.9 (0.56)	29.5 (0.47)	14.0	9.1	7.8	44.3	B
No. 5	32.2 (0.57)	22.7 (0.80)	28.2 (0.65)	18.2	8.1	6.3	65.4	A
No. 6	31.3 (0.55)	22.7 (0.76)	28.2 (0.61)	17.2	7.1	7.8	54.7	A
No. 7	32.2 (0.52)	21.5 (0.77)	20.2 (0.82)	16.6	10.0	10.1	39.2	C

曲げ強度:  $Q_{mu} = (a_v \cdot \sigma_v + 0.5 a_n \cdot \sigma_n + 0.5 N) l_w / h_0$

終局せん断強度:

$$Q_{su} = \left( \frac{0.0679 \cdot p_{t,0}^{0.23} \cdot (F_c + 180)}{\sqrt{M / (Q \cdot L)} + 0.12} + 27 \cdot \sqrt{p_{v,0} \cdot \sigma_v + p_{w,0} \cdot \sigma_w} + 0.1 \cdot \sigma_0 \right) \cdot b \cdot j$$

鉛直接合部せん断強度:  $Q_{DV} = 0.1 \cdot F_c \cdot A_{sc} + \sigma_y \cdot a_v + \sigma_y \cdot a_w$

Qmax: 最大荷重実験値 RQmax: 最大荷重時部材角 Qult: 終局荷重

#1目標部材角  $R = 25.0 \times 10^{-3}$  rad時の荷重 #2低下率 =  $(Q_{ult} - Q_{max}) / Q_{max}$

破壊モード A: 壁パネル隅部の圧壊、面外剥離 B: 柱のせん断破壊 C: 側柱の分離破壊

3, 7とNo. 2, 4は、それぞれ強度低下率がほぼ同じ事から、強度低下は水平接合部に大きく依存しているといえる。

### 3.3 荷重-部材角関係

No. 1, 3, 5の荷重-部材角関係を図4に示す。水平接合部にコッターがない場合とある場合のだば筋の有無, コッター筋の有無について、正側加力時の荷重-部材角関係の包絡線の違いを図5a~cに示す。各試験体ともせん断降伏型耐震壁であるので、最大耐力以後に耐力の低下を示しながら、終局に達した。最大荷重までの剛性を比較する。水平接合部にコッターがなく、だば筋のないNo. 4の剛性は、だば筋のあるNo. 3の剛性より低い事がわかる(図5a)。水平接

合部にコッターを有するNo. 5, 6では、だば筋の有無に関わらず、剛性がほぼ等しい(図5b)。コッター筋の有無についてNo. 1とNo. 3を比較すると、剛性は最大荷重までほぼ等しい(図5c)。この事は、コッター筋の有無よりも、だば筋の有無の方が剛性への影響が大きいことを示している。

最大荷重後の強度低下は、コッター筋のあるNo. 1が漸減するのに対して、コッター筋の無いNo. 3, 5は、最大荷重後一時的に急激な強度低下はあるが、その後強度を維持する傾向がある。この事は、その他の試験体においてもコッター筋の有無で同じ傾向がみられた。

### 3.4 接合部の目開き・ずれ

No. 1~4の2層鉛直接合部のについて、ずれ-部材角関係を図6に、目開き-部材角関係を図7に示す。鉛直接合部のずれの挙動は、正負加力とも鉛直接合部の目開きの挙動とほぼ一致するので、目開きについて述べる。No. 3は $R=6.0 \times 10^{-3}$  radで測定点付近の壁パネルが剥離したので以後点線とした。コッター筋のあるNo. 1, 2は正負加力により目開きの挙動に余り差がないのに対して、コッター筋のないNo. 3, 4は正側加力時(引張側柱)の目開きが負側加力時(圧縮柱)のそれより大きい事がわかる。だば筋の有無について比較すると、正側加力時(引張側柱)では、だば筋のあるNo. 1, 3は、それぞれだば筋のないNo. 2, 4と比べ、目開きが全般的に少ない。それに対して、負側加力時(圧縮柱)では、だば筋の有無による目開きの差は余りない。

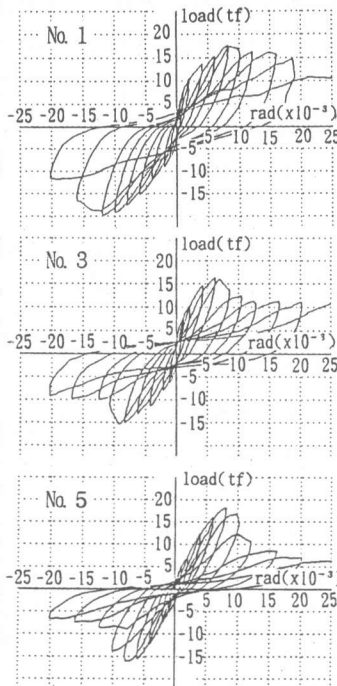


図4 荷重-部材角関係

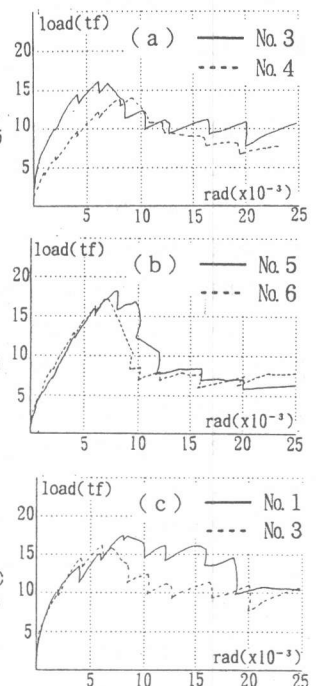


図5 荷重-部材角関係

#### 包絡線の比較

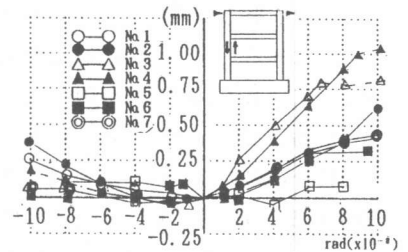


図6 2層鉛直接合部 ずれ-部材角関係

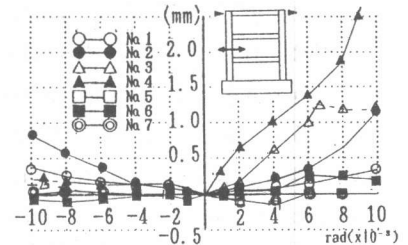


図7 2層鉛直接合部 目開き-部材角関係

全試験体の2層水平接合部のずれ-部材角関係を図8に示す。水平接合部の目開きは、ほとんど生じていないので省略する。水平接合部にコッターのないNo.1, 2, 3, 4について、だぼ筋を有するNo.1, 3は、ダボ筋のないNo.2, 4よりずれ量が小さい。No.2とNo.3のずれを比較すると、No.2は $R = \pm 6.0 \times 10^{-3}$ rad以後、No.3よりずれ変位が増加している事がわかる。当然ながら、鉛直接合部をコッター筋で接合するより、水平接合部をだぼ筋で接合した方が、水平接合部のずれに対しては有効である事がわかる。水平接合部にコッターとだぼ筋を有するNo.5のずれは、最大荷重までほとんどなく、最大荷重後に水平接合部上部がスリップ破壊剥離した。

### 3.5 中間ばり筋の歪

全試験体の2層中間梁筋(上端筋)の歪-部材角関係を図9に示す。中間梁の配筋が等しいNo.1とNo.2およびNo.3とNo.4の比較では、だぼ筋のあるNo.1が、だぼ筋のないNo.2より、同様にNo.3がNo.4より中間梁筋の歪、すなわち引張力が少なくなっている。この事は、だぼ筋が中間梁筋の歪、すなわち柱の負担せん断力に影響する事がわかる。水平接合部にコッターを有するNo.5, 6をみると、部材角 $6.0 \times 10^{-3}$ rad以上で、他の5体の試験体より歪が小さいので、コッターによるせん断伝達が大きいと言える。また、No.5, 6では歪の差がほとんどないので、水平接合部にコッターを有するとだぼ筋の有無の影響は最大荷重時までほとんどなくなる。

## 4. 耐力算定の考察

### 4.1 圧縮ストラット抵抗

実験結果から、鉛直接合部と水平接合部の拘束状態の組み合わせによって、最大耐力は変わる事がわかった。また、どのような拘束状態でも、破壊は壁パネル隅角部の圧縮対角線近辺で生じている。そこで、各層を圧縮ストラット抵抗と考え、次のような仮定にもとづいた計算により接合部の拘束効果を考察する。圧縮ストラット抵抗の概要図を図10に示す。1)圧縮ストラットの水平成分 $N_{DH}$ は、水平力 $Q$ から、引張柱のせん断耐力 $Q_{TS}$ を引いたものとする。2)圧縮ストラットの圧縮力の一部が壁パネルと梁との水平接合部に、残りが壁パネルと付帯柱との鉛直接合部に流れるものとする。3)水平接合部に流れた対角方向圧縮力の水平成分、鉛直成分が水平接合部の各せん断力、圧縮力となる。鉛直接合部に流れた対角方向圧縮力の水平成分、鉛直成分が、鉛直接合部の各圧縮力、せん断力となる。4)水平力の曲げモーメントによる軸力は柱に作用させる。

水平接合部耐力と、左右の側柱のせん断耐力のつり合い条件が式(1)となる。式(1)の右辺の各項を表4下に示す。

$$Q = Q_H + Q_{TS} + Q_{CS} \quad (1)$$

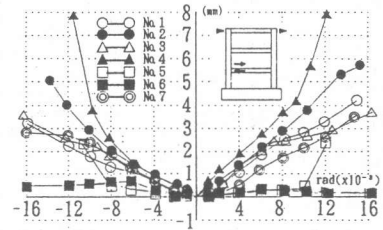


図8 2層水平接合部  
ずれ-部材角関係

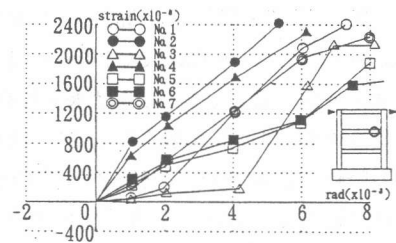
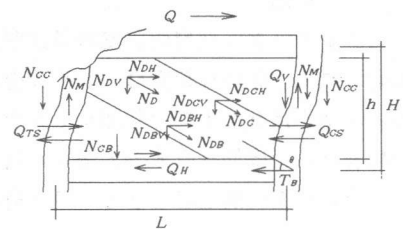


図9 2層中間梁筋(上端)  
歪-部材角関係



- $Q$  : 水平力
- $Q_{CS}, Q_{TS}$  : 引張柱、圧縮柱のせん断抵抗
- $Q_H$  : 水平接合部のせん断抵抗
- $N_{CC}$  : 柱一定軸力  $N_{CB}$  : 水平接合部一定軸力
- $N_{DC}$  : ストラットの軸力の柱への成分
- $N_{DB}$  : ストラットの軸力の水平接合部への成分
- $N_M$  : 水平力による柱の付加軸力
- $\theta$  : 圧縮ストラットと水平面との角度  $\tan \theta = H/L$

図10 圧縮ストラット抵抗概要図

表4 圧縮ストラット抵抗による計算値

試験体	鉛直接合部		水平接合部		計算値				実験値	Qcal	TB	TB	破壊モード
	ab	av	ah	コッター	Qcal	NDH	NDCH	KDC	Qexp	Qexp	/NDH	NDCH	
No.1	2.07	1.00	1.38	—	17.6	13.5	7.1	52.7	17.6	1.00	0.59	1.11	A
No.2	2.07	1.00	—	—	14.6	10.5	7.4	70.9	16.0	0.91	0.76	1.07	A
No.3	2.71	—	1.38	—	17.6	13.5	7.1	52.7	16.2	1.09	0.76	1.44	A
No.4	2.71	—	—	—	14.6	10.5	7.4	70.9	14.0	1.04	0.98	1.38	B
No.5	2.71	—	1.38	有り	14.0	12.4	7.0	56.5	18.2	0.91	0.83	1.46	A
No.6	2.71	—	—	有り	16.7	9.8	6.8	69.0	17.2	0.81	1.04	1.51	A
No.7	1.28	1.00	1.38	—	16.7	12.6	7.2	57.3	16.7	1.00	0.40	0.70	C
PCW-1	11.9	—	4.80	—	49.6	41.1	21.5	52.3	47.8	1.04	1.06	2.03	B
PCW-2	7.62	—	4.80	—	49.6	41.1	21.5	52.3	47.5	1.04	0.68	1.29	B
PCW-3	2.85	—	4.80	—	49.6	41.1	21.5	52.3	43.3	1.15	0.25	0.48	C

全試験体の鉛直接合部には、コッターを有する。

ab: 中間梁筋断面積(cm<sup>2</sup>) av: 鉛直接合部のコッター筋(cm<sup>2</sup>) ah: 水平接合部のだぼ筋断面積(cm<sup>2</sup>)

NDH: 圧縮ストラットの水平成分(tf) NDCH: 圧縮ストラットが柱に作用する力の水平成分(tf)

KDC: 圧縮ストラットが柱に作用する割合(%) KDC=NDCH/NDH TB: 中間梁筋の降伏引張力(tf)

破壊モード A: 壁パネル隅部の圧壊、面外剥離 B: 圧縮柱のせん断破壊 C: 側柱の分離破壊

$$Q_N = 0.7(a_h \cdot \sigma_{hy} + N_{CS} + N_{DBV})$$

$$N_{CC} \geq N_M \text{ の時 } Q_{CS}(Q_{TS}) = \left( \frac{0.0679 \cdot p_{te}^{0.23} \cdot (F_c + 180)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \cdot \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_o} \right) \cdot b \cdot j$$

$$N_{CC} < N_M \text{ の時 } Q_{TS} = 0.8 p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot b \cdot j$$

a<sub>h</sub>: 水平接合部の接合筋の全断面積 σ<sub>hy</sub>: 水平接合部の接合筋の降伏強度

p<sub>te</sub>: 柱の引張鉄筋比 F<sub>c</sub>: コンクリートの圧縮強度

M/(Qd): 柱のシャースパン比で、M/Qは引張柱で0.5h、圧縮柱で0.25hとする。

(ただし、M/(Qd)は1以下は1、3以上は3とする。)

p<sub>w</sub>: 柱のせん断補強筋比 σ<sub>wy</sub>: 柱のせん断補強筋の材料強度

b: 柱幅 j: 柱の応力中心距離で7/8dとする。

σ<sub>o</sub>: 柱の軸方向応力度で、(NC±NM)>0とする。

式(1)の右辺の各項は、水平力Qの関数なので、水平力Qを仮定して式(1)を計算する。その結果、仮定値と計算値が一致しないときは、仮定し直して再度計算を行い、これを繰り返して真の解を求める。

#### 4.2 計算結果

計算対象は、本実験の他に、既往の文献[1]より3体を加え、計10体とした。PCWシリーズは、3層1スパンで、鉛直接合部にコッター筋のない試験体であり、PCW-1、2は柱がせん断

破壊している。計算結果を表4に示す。この計算方法は、水平接合部と圧縮柱が破壊した場合を想定しているため、圧縮柱がせん断破壊した破壊モードBのNo.4とPCW-1、2は、実験値とほぼ等しい値(Qcal/Qexp=1.04)を示している。そして、圧縮柱のせん断破壊していないNo.3とPCW-3のQcal/Qexpは、それぞれ、1.09、1.15で破壊モードBの場合と比べ大きくなっている。破壊モードがB以外のNo.1、2、5~7は、Qcal/Qexpが1.0よりも大きくなるはずだが、No.1、2、7は鉛直接合部のコッター筋、また、No.5、6は水平接合部のコッターを有するのにも、それらを考慮していないので、計算値が1.0より大きくなっていない。圧縮ストラットが柱に作用する力の水平成分を中間梁主筋の降伏引張力で割った値(TB/NDCH)は、破壊モードCのNo.7とPCW-3で1.0以下となり、梁端では降伏に達しているといえる。同様に圧縮ストラットに対するTBの割合をみても、No.7とPCW-3は他の試験体よりも低く、中間梁筋の不足による分離破壊が発生する事がわかる。

#### 5. 結論

①プレキャスト連層耐震壁の最大耐力は、鉛直接合部と水平接合部の拘束状態の組み合わせに影響される。②終局荷重は、水平接合部の拘束状態に大きく影響され、だぼ筋を有すると高くなる。③水平接合部の拘束状態が最大荷重までの剛性に大きく影響し、水平接合部にコッターがない場合は、だぼ筋を有すると剛性が高くなり、コッターがある場合は、だぼ筋の有無は影響しない。④コッター筋を有すると、最大荷重後なだらかに耐力低下を示し、コッター筋を省略した場合は、一時的に急激な耐力低下を示すが、その後持ち直す傾向がある。⑤鉛直接合部のコッター筋を省略した試験体について、圧縮ストラット抵抗を考えた計算方法により、圧縮柱がせん断破壊する耐力と、中間梁筋不足による分離破壊モードの推定ができる。

謝辞 本研究は、プレキャスト耐震構造システム(PRESSS)の研究にもとづくものである。

参考文献 1)武田寿一、吉岡研三：プレキャストコンクリートパネルを内蔵する鉄筋コンクリート耐震壁の実験的研究、大林組技術研究所報、No.26、pp45~50、1983