

論文 横筋非定着型プレキャスト RC 耐震壁のせん断強度の検討

小坂 英之*1・松永 健太郎*1・荒井 康幸*2・溝口 光男*2

要旨：壁板が3分割され、柱-壁板間および壁板-壁板間の鉛直接合部がコッターのみで接合されたプレキャスト RC 耐震壁の加力実験を実施し、破壊性状とせん断強度について検討した。最大荷重時までは耐震壁全体が概ね一体に挙動して壁板がせん断破壊し、その後鉛直接合部の目開きおよび鉛直ずれ変位が顕著になる破壊性状を示した。せん断強度は、柱-壁板間の鉛直拘束力と壁横筋の応力度分布が考慮されたトラス・アーチ理論の強度算定法を用いることによって評価できることが分かった。壁板が3分割されている PCa 耐震壁のせん断強度は、計算上横筋を無視し、アーチ機構のみ考慮することで実験値と良い対応を示した。

キーワード：耐震壁, プレキャストコンクリート, コッター, せん断破壊

1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 造建物における構造部材のプレキャスト (PCa) 化は、柱、梁、スラブに広く適用されているものの、耐震壁には未だ普及するまでに至っていない。これは耐震壁が大型になると分割せざるを得なくなり、接合法によっては必ずしも合理的にならないといった点も一因であると思われる。

PCa 耐震壁の鉛直接合部を簡便にするために、以前から接合筋を省略することが着目され、せん断抵抗要素としてコッターのみを設けて壁板をせん断破壊させるもの^{1)~4)}、コッターも省略して鉛直接合部をスリット扱いとし壁板を曲げ破壊させるもの^{1),5),6)}、柱-壁板間を滑り破壊させるもの⁷⁾などの実験結果が報告されている。このように破壊形式を適宜設計するためには、壁板部分のせん断強度を評価できるようにする必要がある。このため筆者らは既報⁸⁾において、壁板の両側に鉛直拘束力が作用する RC 壁板の強度算定法を提案し、側柱のない一枚壁板の実験を行い、本算定法の適合性を検証してきた。

本報では、側柱があり、壁板が3枚に分割された、PCa 耐震壁の加力実験を実施し、破壊性状とせん断強度について検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1 に試験体の想定部位を、図-2 に試験体図を示す。試験体は、連層耐震壁の1階部分を想定した PCa 耐震壁であり、壁板は3分割され、柱-壁板間および壁板-壁板間の鉛直接合部は鉛直方向のせん断力を伝達するためのコッターのみで接合されている。試験体は、表-1 に示すように壁縦筋の配筋のみが異なる WI-PCa1, WI-PCa2 の2体である。壁厚 t_w は 100mm とし、横筋は

壁板内に D10@110mm (補強筋比 $p_{sh}=0.65\%$) を配筋し、横筋の接合筋はない。

PCa 工法では縦筋の継手箇所数を少なくすることも実用上の課題であることから、壁縦筋は補強筋比 $p_{sv}=0.95\%$ を共通とし、2体の配筋仕様を変えている。WI-PCa1 は、横筋に比べて鉄筋径を太く、鉄筋間隔を大きくした試験体であり、縦筋を D16@210mm とした。WI-PCa2 は、壁板内の縦筋は横筋と同じ D10 を@75mm で配筋し、端部で重ね継手 (重ね継手長さ 350mm) により D16@210mm に集約させた。PCa 壁板は、下方に縦筋を突出させた形状とし、上部にモルタル充填式鉄筋継手を設けた。鉛直接合部となる壁板の両側面には幅 68×高さ 68×深さ 8mm のコッターを 11 個形成した。3枚の壁板を幅 19mm の間隔を確保して設置した後、基礎梁のコンクリートを打設した。柱-壁板間は柱のコンクリートを打設することにより、壁板-壁板間は隙間にモルタルを充填することにより接合した。表-2 に使用材料の試験結果を示す。

2.2 加力方法

図-3 に加力装置図を示す。本実験では、上階に連続して壁板が存在することを考慮し、梁幅で壁板を上方に

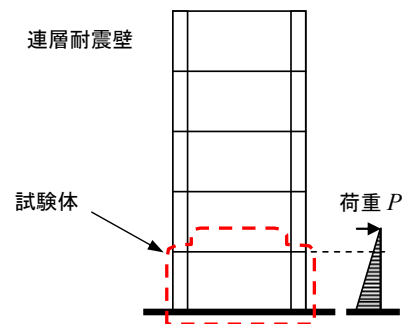


図-1 試験体の想定部位

*1 三井住友建設 (株) 技術開発センター 工修 (正会員)

*2 室蘭工業大学大学院 工学研究科教授 工博 (正会員)

延長し、この延長壁板部分に治具を圧着して壁板に均等なせん断力を載荷できるようにした。ただし、梁端部分では上階の壁板を省略し、せん断ひび割れが梁に貫通した場合に壁板を拘束する程度が小さくなる影響を含めて扱うこととした。本試験体にはスラブを設けていないが、水平力がスラブの面内剛性を介して柱および壁板に流れることを模して、梁側面の位置の柱間に外側から異形 PC 鋼棒 (2-D32, 締付け力 20kN/本) を設置した。

柱上部の油圧ジャッキにより一定軸力 $N (=380kN)$ を作用させ、左右の油圧ジャッキにより同じ水平荷重 ($P/2$)

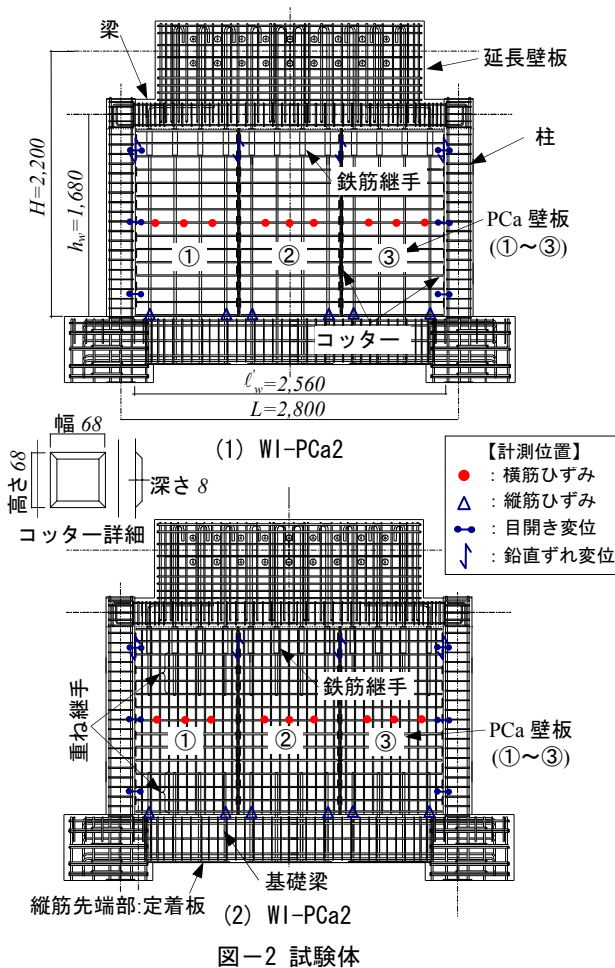


表-1 試験体諸元

試験体	壁板				
	壁厚 t_w (mm)	横筋		縦筋	
		配筋	補強筋比 p_{sh} (%)	配筋	補強筋比 p_{sv} (%)
WI-PCa1	100	1-D10 @110mm (3分割)	0.65	1-D16@210mm	0.95
WI-PCa2				1-D10@75mm [上下端] 1-D16@210mm 重ね継手長さ: 350mm	
【共通事項】					
柱中心間距離 $L=2,800mm$, 壁高 $h_w=1,680mm$, 加力高さ $H=2,200mm$					
柱: 幅×せい=240×240mm, 主筋: 12-D13, 帯筋: 2-D6@80mm					
梁: 幅×せい=180×240mm, 主筋: 3-D10(上・下端筋とも), あばら筋: 2-D6@75mm					
基礎梁: 幅×せい=220×400mm, 主筋: 5-D13(上・下端筋とも), あばら筋: 2-D6@75mm, 腹筋: 2-D13					
柱-壁板間, 壁板-壁板間のコッター: 幅68×高さ68×深さ8mm, 11個					

を加えて正負漸増繰返し加力を行った。水平荷重 P の折返し変形角 R は 1000 分の $\pm 1, 2, 4, 6, 10, 15rad$ (各 2 回) を基本とした。

3. 実験結果

3.1 破壊性状および荷重-変形角関係

図-4 にひび割れ図を、図-5 に荷重 P -変形角 R 曲線を示す。縦筋間隔の大きい WI-PCa1 は、正加力の $R=+1/3330rad$ で壁板にせん断ひび割れが発生し、 $R=+1/1560rad$ で斜めひび割れが圧縮力載荷側の梁端部に伸展し梁主筋の一部が降伏ひずみに達した。 $R=+4.0/1000rad$ では圧縮力載荷側の壁頂部の隅角部近傍でひび割れ間の局部的な圧壊が見られ、 $R=+4.8/1000rad$ で梁主筋の梁端位置が降伏ひずみに達し、その後 $R=+5.8/1000rad$ で最大荷重を示した。負加力も同様の破壊経過であるが、正加力時より耐力が低くなっている。負加力時の圧縮力載荷側の隅角部近傍のひび割れ(壁板③の上部)は、鉄筋継手の下部付近で水平に近い角度となっており、この部分のスリップ破壊が顕著であった。正加力ではこのような破壊性状は見られていないが、縦筋間隔が横筋間隔に比べて極端に大きいことによる影響とも考えられるの

表-2 材料試験結果

(1) コンクリート

試験体	部位	圧縮強度 σ_B (N/mm^2)	ヤング係数 E_c ($\times 10^4 N/mm^2$)	割裂強度 σ_T (N/mm^2)
WI-PCa1	基礎梁	34.1	2.72	3.0
	柱	35.0	2.88	3.1
	壁板(フレキャスト)	33.5	2.69	3.0
	梁	32.5	2.70	3.3
	目地モルタル	63.9	-	-
WI-PCa2	基礎梁	39.4	2.89	3.2
	柱	38.0	2.92	3.2
	壁板(フレキャスト)	33.6	2.76	2.9
	梁	33.6	2.74	3.1
	目地モルタル	66.7	-	-

(2) 鉄筋

呼び名	使用部位	降伏点 σ_y (N/mm^2)	降伏ひずみ ϵ_y ($\times 10^{-6}$)	引張強度 σ_t (N/mm^2)	伸び (%)
D16	壁縦筋, 集約鉄筋	357	1900	527	25
D10	壁縦筋・壁横筋, 梁主筋	351	1920	487	23
D13	柱主筋	351	1910	497	24
D6	せん断補強筋	348	-	513	22

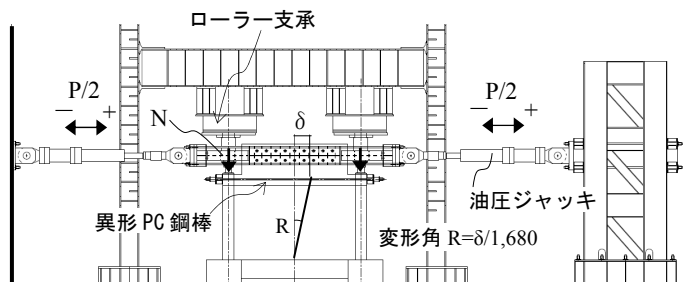


図-3 加力装置

で検討が必要である。

壁板内の縦筋間隔の小さい WI-PCa2 の正加力では、 $R=+1/3700\text{rad}$ で壁板にせん断ひび割れが発生し、 $R=+1.0/1000\text{rad}$ で斜めひび割れが圧縮力載荷側の梁端部に伸展し、 $R=+3.4/1000\text{rad}$ で最大荷重を示した。最大荷重時には、圧縮力載荷側の壁頂部の隅角部近傍でひび割れ間の局所的な圧壊が見られた。最大荷重後の $R=+3.6/1000 \sim 5.6/1000\text{rad}$ では梁主筋の梁端部が降伏ひずみに達し、 $R=+10/1000\text{rad}$ まで荷重を保持した。負加力時では、 $R=-1/1350 \sim 5.5/1000\text{rad}$ で梁主筋が降伏し、その後 $R=-6/1000\text{rad}$ 以降で荷重が緩やかに低下した。WI-PCa2 では、正・負加力とも壁板の隅角部近傍の圧壊が顕著となる破壊形式となり、正・負加力の耐力差は WI-PCa1 に比べて小さくなっている。

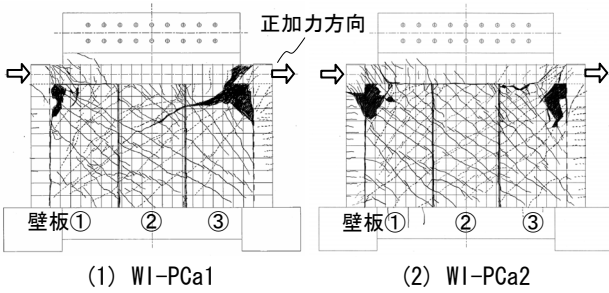


図-4 最終ひび割れ図

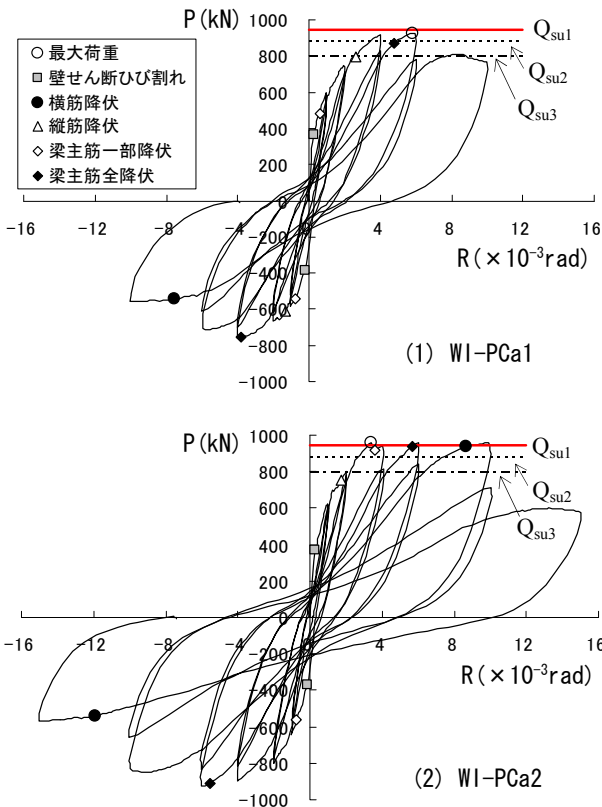


図-5 荷重-変形角曲線

両試験体とも壁板の斜めひび割れは、PCa 壁板間の目地に沿って若干垂直に下がった後、隣の PCa 壁板に伸展した。圧縮力載荷側から遠い PCa 壁板では、PCa 壁板の角から柱脚を結ぶ角度の立ったひび割れも観察された。

3.2 PCa 壁板のひずみ・変形状

図-6 に、壁高さの中央位置 (図-2 参照) の横筋のひずみ分布を示す。横筋のひずみは、一般には壁中央部で大きくなると考えられるが、両試験体の壁中央の壁板②のひずみは、柱寄りの壁板①、③に比べてやや小さくなっている。両試験体とも $R=+4/1000\text{rad}$ 以降のひずみの増加の程度は小さく、最大荷重時に横筋は降伏していない。

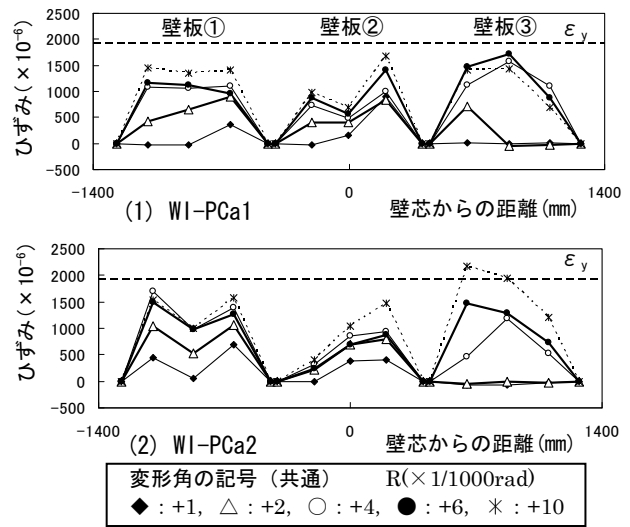


図-6 横筋のひずみ分布 (壁高さの中央位置)

図-7 に、壁脚部の縦筋のひずみ分布を示す。図-2 に計測位置を示すように、WI-PCa2 では集約鉄筋のひずみである。両試験体とも壁板-壁板間のひずみの勾配は、曲げモーメントと逆向きとなっており、壁板が分割されている影響が見られる。壁板③の柱寄りのひずみを見ると、 $R=+6/1000\text{rad}$ 以降で圧縮ひずみに転じており、曲げ圧縮域が壁板内に広がっていることを示している。

図-8 に、圧縮力載荷側の柱-壁板間の目開き変位 (図-2 参照) を示す。両試験体とも柱-壁板間の目開き変位は、 $R=+4/1000\text{rad}$ までは非常に小さい。 $R=+6/1000\text{rad}$ では壁高さの中央および下部で $0.6 \sim 0.8\text{mm}$ の目開きが生じた。

図-9 に壁上部 (図-2 参照) における柱-壁板間および壁板-壁板間の鉛直ずれ変位を示す。柱-壁板間の鉛直ずれ変位は、WI-PCa1 では $R=+10/1000\text{rad}$ まで、WI-PCa2 では $R=+4/1000\text{rad}$ まで生じていない。一方、壁板-壁板間の鉛直ずれ変位は、両試験体とも $R=+2/1000\text{rad}$ 以降の変形角から徐々に増加している。 $R=+6/1000\text{rad}$

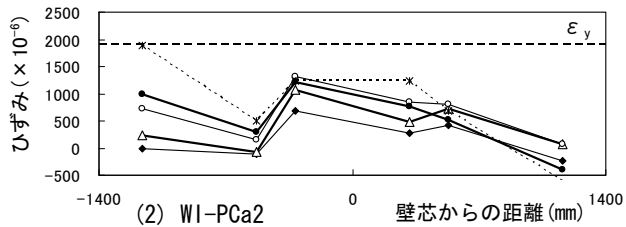
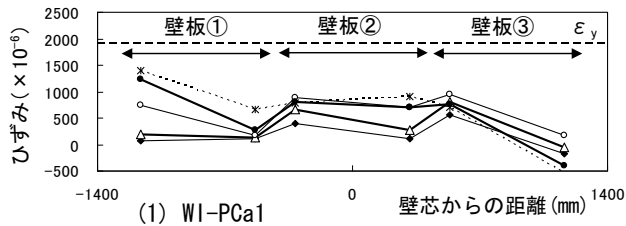


図-7 壁脚部の縦筋のひずみ分布 (正加力時)

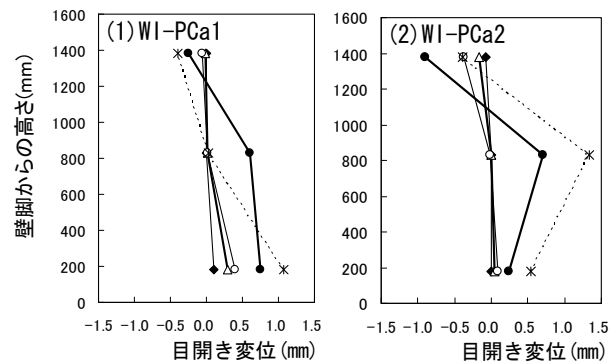


図-8 柱-壁板間の目開き変位 (正加力時圧縮力載荷側)

になると、WI-PCa1 では壁板②-③間に鉛直ずれ変位が集中し、WI-PCa2 では柱-壁板間と壁板-壁板間の鉛直ずれ変位が一樣に大きくなっている。斜めひび割れの多くは、PCa 壁板間を貫通して発生し、最大荷重時までは壁板間の目開き変位と鉛直ずれ変位は比較的小さく、壁全体が概ね一体に挙動しているが、さらに変形角が大きくなると各 PCa 壁板は異なる変形モードを示している。

4. せん断強度の検討

4.1 せん断強度算定法の概要

図-10 に、壁板のせん断強度算定法⁸⁾の概要を示す。本算定法は、柱-壁板間鉛直接合部の鉛直拘束力 V_j による曲げ戻しモーメントに応じトラス・アーチ理論によっ

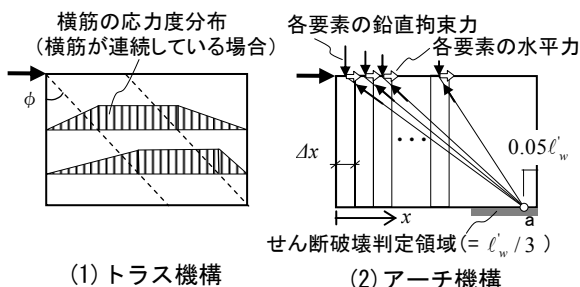
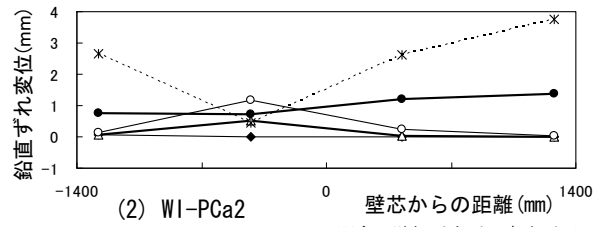
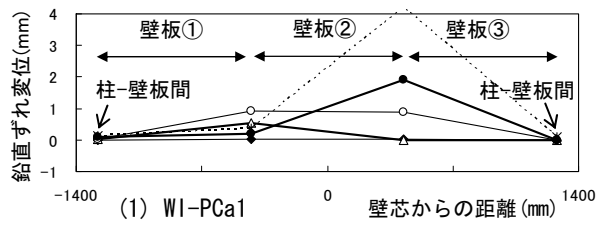


図-10 壁板のせん断強度算定法⁸⁾の概要



※右の壁板が上がる方向が正

図-9 壁上部の鉛直ずれ変位 (正加力時)

変形角の記号 (共通)	R($\times 1/1000\text{rad}$)
◆ : +1, △ : +2, ○ : +4, ● : +6, * : +10	

てせん断強度を求めるものである。トラス機構分の強度の算定は、横筋の両端で応力度が 0 となる応力度分布に基づいており、横筋が柱に定着されていないことが考慮される。アーチ機構分の強度は、壁板を縦に細分割し、圧縮束の作用点を図示の a 点とし、軸力および縦筋を考慮して要素 (Δx 幅) ごとの水平力を計算し、壁脚部のせん断破壊判定領域の圧縮応力度が有効強度⁹⁾に達する要素数分まで足し合わせて算定する。耐震壁全体のせん断強度 Q_{su1} は、この壁板のせん断強度 Q_w に側柱の負担せん断力 (柱曲げ強度時) Q_c を加えて算出する。

4.2 鉛直拘束力の推定

本算定法では、柱-壁板間鉛直接合部の鉛直拘束力 V_j を特定する必要がある。鉛直接合部が破壊する場合には、鉛直接合部のせん断強度を用いて算定すればよいが、本試験体のように鉛直接合部が破壊する前に壁板がせん断破壊する場合には、以下に示すように、柱の軸剛性 k_v と壁板の曲げ剛性 EI との関係から V_j を定める。

壁板に作用する力は、図-11 に示すように 3 本柱置換ばねモデル¹⁰⁾のように表されるので、たわみ角法より壁板の脚部と頂部のモーメント M_T , M_B を定式化し、鉛直

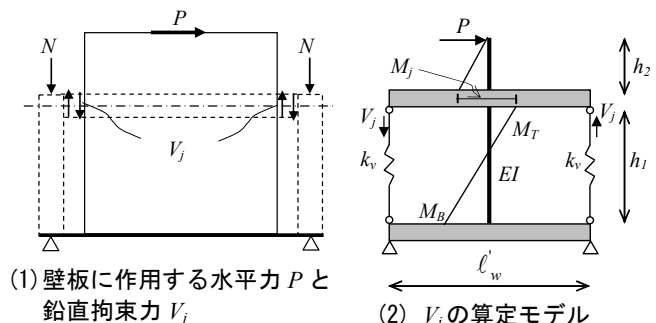


図-11 鉛直拘束力の推定

拘束力 V_j と水平力 P の関係を求めると式(1)となる(記号は図-11 参照)。

$$V_j = \frac{h_1 + h_2}{\ell_w \left(1 + \frac{1}{M_j/M_B}\right)} P \quad (1)$$

式(1)中の M_j/M_B は、脚部モーメントに対する拘束モーメントの比であり、式(2)で表される。

$$M_j/M_B = \frac{h_1 + 2h_2}{h_1 + \frac{4EI}{k_v \ell_w^2 h_1} (h_1 + h_2)} \quad (2)$$

また、壁板の脚部モーメントに対する頂部モーメントの比 M_T/M_B は式(3)で表される。

$$M_T/M_B = \frac{1 - \frac{4EI}{k_v \ell_w^2 h_1^2} h_2}{1 + \frac{4EI}{k_v \ell_w^2 h_1^2} (h_1 + h_2)} \quad (3)$$

式(2)、式(3)中の k_v 、 EI は、各々の弾性剛性に降伏時剛性低下率¹⁰⁾を乗じて降伏時剛性とする。

壁板のせん断強度の算定では、まず鉛直接合部のせん断強度以下の鉛直拘束力 V_j を仮定して繰返し計算し、式(1)を満足する P がせん断耐力計算値 Q_W となり、 V_j が鉛直拘束力となる。3.2 項で記したように WI-PCa1、WI-PCa2 とともに最大荷重時に柱-壁板間の鉛直ずれ変位

は生じていないことから、壁板-壁板間にコッターを設け、梁のコンクリートを一体に打設した両試験体では、側柱が壁板を鉛直方向に拘束していたものと考えられる。なお、鉛直接合部を貫通している梁断面をコッターと同様に扱い、式(4)¹¹⁾により計算した試験体の鉛直接合部のせん断強度計算値 Q_V は、壁板のせん断強度時の鉛直拘束力 V_j より小さく ($Q_V/V_j=0.82$) 評価されるが、本実験では鉛直接合部で破壊しなかったことになる。

$$Q_V = 0.5 \sqrt{\sigma_B} \cdot \Sigma A \quad (4)$$

ここに、 σ_B : コンクリート圧縮強度、 ΣA : コッターおよび梁のせん断断面面積の合計

4.3 せん断強度の実験値と計算値の対応

表-3 に示す本実験の2体と既往の実験研究^{1)~4)}から抽出した5体の計7体の試験体を対象とし、PCa耐震壁のせん断強度について検討する。いずれも壁横筋は柱に定着されておらず、壁板がせん断破壊したものである。本実験の2体とNo.7¹⁾はPCa壁板が3分割され、壁板-壁板間の鉛直接合部はコッターのみで接合されている。WSP-4²⁾は壁板が2分割されているが、壁板-壁板間の鉛直接合部はコッターと鉄筋で一体化されている。PW2³⁾とCB、WS⁴⁾の壁板は分割されていない。

表-4 に、実験時の最大荷重 Q_{max} とせん断強度の計算

表-3 検討対象試験体

試験体	柱中心間距離 L(mm)	壁高 h_w (mm)	加力高さ H (mm)	H/L	柱		壁板					柱-壁板間鉛直接合部の仕様	壁板間鉛直接合部の仕様			
					せい (mm)	幅 (mm)	壁厚 t_w (mm)	コンクリート強度 σ_B (N/mm^2)	縦筋		横筋 p_{sh} (%)			分割数		
									p_{sv} (%)	上下端の定着方式						
本実験	WI-PCa1	2800	1680	2200	0.79	240	240	100	34	0.95	連続	0.65	3	コッター 上部梁断面	コッター	
	WI-PCa2	2800	1680	2200	0.79	240	240	100	34	0.95	集約	0.65				
参考文献	1)	No.7	3500	1400	1600	0.46	350	350	90	25	0.48	集約	0.48	2	コッター 上部加力梁	コッター + 鉄筋
	2)	WSP-4	2500	850	1000	0.40	284	284	60	40	0.39	集約	0.39			
	3)	PW2	1700	953	2400	1.41	300	300	85	34	0.46	下端:集約 上端:連続	0.46	1	コッター 上部加力梁 中間梁あり	接合部 なし (一体)
	4)	CB	2000	1000	2625	1.31	400	400	150	45	1.26	連続	1.26			
WS		2000	1000	2625	1.31	400	400	150	45	0.42	0.42					

表-4 実験時の最大荷重とせん断強度の計算値

試験体	実験値	計算値														
		最大荷重 Q_{max} (kN)	壁板曲げモーメント比 M_T/M_B	本算定法						広沢式				靱性指針		
				トラス Q_{TR} (kN)	アーチ Q_{AR} (kN)	壁板合計 Q_w (kN)	柱負担分 Q_c (kN)	Q_{su1} (kN)	$\frac{Q_{max}}{Q_{su1}}$	M/QDの制限なし		M/QD ≥ 1		$Ru=0.005$ ※ 等価壁長さ考慮		
本実験	WI-PCa1	928	0.40	0	855	855	91	946	0.98	876	1.06	793	1.17	1414	0.66	
	WI-PCa2	959	0.41	0	855	855	92	948	1.01	877	1.09	794	1.21	1417	0.68	
参考文献	1)	No.7	1192	0.80	0	863	863	167	1029	1.16	1143	1.04	821	1.45	1514	0.79
	2)	WSP-4	1101	0.76	70	631	701	295	997	1.10	1081	1.02	818	1.35	1139	0.97
	3)	PW2	801	0.43	154	399	554	268	822	0.97	711	1.13	711	1.13	874	0.92
	4)	CB	2844	0.24	693	1018	1711	843	2554	1.11	1970	1.44	1970	1.44	3170	0.90
WS		2785	0.47	231	996	1227	1134	2361	1.18	1752	1.59	1752	1.59	2782	1.00	
		※ Ru : 計算時の耐震壁の保証変形角	平均	1.07	平均	1.20	平均	1.33	平均	0.84						

値を比較して示す。せん断強度の計算値は、本算定法の Q_{su1} 、耐震壁の強度算定に広く用いられている広沢式¹⁰⁾でせん断スパン比 M/QD に制限を設けない Q_{su2} 、広沢式で M/QD の下限を 1 とした Q_{su3} 、靱性指針⁹⁾のトラス・アーチ理論によるせん断強度式(等価壁長さ考慮)の Q_{su4} の 4 種類である。WI-PCa1, WI-PCa2, No.7 の 3 体は、壁板-壁板間の鉛直接合部で壁横筋が分断されているので、横筋はないものとして計算した。したがって、 Q_{su1} 、 Q_{su4} ではアーチ機構のみ考慮し、 Q_{su2} 、 Q_{su3} では壁横筋比を 0 とした。なお、 Q_{su1} 以外は、壁横筋が柱に定着された一般の耐震壁とみなして算定したことになる。

本算定法の Q_{su1} は、アーチ機構のみ考慮した WI-PCa1, WI-PCa2, No.7 とトラス・アーチ機構を考慮した他の 4 体ともに、実験時の最大荷重 Q_{max} と良い対応を示しており、 Q_{max}/Q_{su1} は 0.97~1.18 (平均 1.07) となっている。

広沢式 (M/QD 制限なし) の Q_{max}/Q_{su2} は 1.02~1.59 (平均 1.20) とばらつきは大きい、壁横筋が柱に定着されていないにも関わらず実験値は計算値を上回っている。広沢式 (M/QD 制限あり) の Q_{max}/Q_{su3} では、1.13~1.59 (平均 1.33) となり、 Q_{max}/Q_{su2} に比べてばらつきが小さくなり、平均値が 1 割程度大きくなっている。

靱性指針式の Q_{max}/Q_{su4} は、壁横筋が柱に定着されていない本検討の試験体では 0.66~1.00 (平均 0.84) と小さな値となっている。

靱性指針式における等価壁長さを壁板長さとし、壁板が 3 分割された 3 体の壁板部分のみのアーチ機構の強度を計算すると、WI-PCa1 は 1233kN、WI-PCa2 は 1235kN、No.7 は 1308kN となる。この靱性指針式による強度に対する本算定法のアーチ機構の強度 (表-4, Q_{AR}) の比率は、各々 0.69, 0.69, 0.66 であり、本算定法のアーチ機構の強度は靱性指針式の 7 割程度となっている。したがって、靱性指針式による強度が過大に算定されたのは、アーチ機構における圧縮束の設定方法によると云える。

5. まとめ

本論文では、壁板が 3 分割され、柱-壁板間および壁板-壁板間の鉛直接合部をコッターのみとした PCa 耐震壁の加力実験を実施し、破壊性状とせん断強度について検討した。結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) 最大荷重時までは耐震壁全体が概ね一体に挙動して壁板がせん断破壊し、その後鉛直接合部の目開き変位、鉛直ずれ変位が顕著になり、各 PCa 壁板は異なる変形モードを呈した。
- (2) 柱-壁板間の鉛直拘束力を側柱の軸剛性と壁板の曲げ剛性との関係から特定し、鉛直拘束力と壁横筋の応力度分布が考慮されたトラス・アーチ理論⁸⁾を用いることによって、せん断強度を精度よく評価できる。

- (3) 壁板が 3 分割され横筋が分断されている PCa 耐震壁のせん断強度は、計算上横筋を無視し、アーチ機構のみ考慮することで実験値と良い対応を示した。

参考文献

- 1) 藤村 勝, 杉山 靖, 清水 朗, 菅野俊介, 岡本晴彦, 平出 亨, 村田耕司: プレキャストユニット耐震壁 (分割耐震壁) の実験的研究 その 2. 1 層耐震壁架構 (1 層モデル) の実験概要, 日本建築学会学術講演梗概集, pp.473-474, 1990
- 2) 福本 昇, 佐藤尚隆, 杉之内靖, 森 浩二: プレキャスト鉄筋コンクリート合成造耐震壁に関する実験研究 (その 1 実験概要および実験結果), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.659-660, 1993
- 3) 柳瀬高仁, 東浦 章, 柳沢 学: プレキャスト耐震壁に関する実験的研究 (その 1 実験概要), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.295-296, 1994
- 4) 栗田康平, 脇坂達也, 古屋則之, 吉岡研三, 高見信嗣: ハーフプレキャスト化構工法による鉛直接合部差筋のない連層耐震壁架構モデルの水平加力実験 (その 1. 実験及び解析概要) ~ (その 2. 実験結果及び考察結果), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.861-864, 1992
- 5) 五十嵐賢次, 池田昭男, 斉藤純一, 池谷康久: 可撓性を有するプレキャスト耐震壁の実験的研究 (その 1: 実験概要と破壊性状), 日本建築学会学術講演梗概集, pp.173-174, 1995
- 6) 小山内 裕, 渡辺史夫, 勅使川原正臣, 森山毅子彦: 柱との接合を省略したプレキャスト壁の耐震性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.17, No.2, pp.559-564, 1995
- 7) 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
- 8) 荒井康幸, 溝口光男, 小坂英之, 山中久幸: 軸力と曲げ戻しモーメントの作用する鉄筋コンクリート壁板の強度算定法, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.427-432, 2009
- 9) 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
- 10) 国土交通省住宅局建築指導課ほか監修: 2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書, pp.632-639, 平成 19 年 8 月 10 日
- 11) 日本建築学会: 現場打ち同等型プレキャスト鉄筋コンクリート構造設計指針 (案)・同解説 (2002), pp.64-66, 2002