

[2028] プレキャスト鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験的研究

正会員 ○ 田 中 清 (フジタ工業技術研究所)
 正会員 佐 藤 和 彦 (フジタ工業技術研究所)
 正会員 安 藤 欽 也 (フジタ工業設計統括部)
 正会員 福 島 泰 之 (フジタ工業設計統括部)

1. はじめに

筆者等は、中低層RC骨組構造のプレキャスト(以下、PCと略す)化に関する工法開発を行って来たが、耐震壁に関しては後打ちコンクリートによる施工または周辺にシャーコッターと縦横の接合筋を有するPC板を用いた施工^{1),2)}を行って来た。これらの耐震壁は、設計上在来の一体打ち耐震壁のせん断強度を確保することを目標としたため、壁筋は縦横共に周辺骨組の中に定着していた。しかし、PC部材の製作及び現場施工の省力化のため、鉛直接合部の水平接合筋省略化の要求が高まってきた。また、周辺の柱・梁を場所打ちとした連層のPC耐震壁に関する既往の研究^{3),4)}によると、壁の鉛直接合部の水平接合筋を省略した場合には、中間梁がせん断補強筋として機能することと、在来の耐震壁に比べ数倍の変形能力が得られることが報告されている。本研究は、この様な背景の下に、鉛直接合部の水平接合筋を省略したPC壁を周辺のPC骨組の中に組込んだ耐震壁架構の耐震性能を実験的に検討したものである。

2. 実験概要

2.1 試験体 本耐震壁の特徴は以下に示すの通りである。

(a) 柱・梁接合部に於いて接合した周辺のPC骨組の中に3割にしたPC壁板を内蔵し、周辺骨組と壁板及び壁板相互の鉛直接合部は後打ちモルタルを介したコッターだけによるウェットジョイントとし壁横筋(さし筋)の接合は行わない。

(b) 水平接合部の鉛直接合筋を各壁板の両端に集約し、太径の鉄筋を用いてスリーブジョイントにより接合する。水平接合部は敷きモルタルを用いるだけでコッターは設けていない。

(c) 耐震壁が連層になった場合には、耐震壁内の中間梁の主筋をせん断補強筋とする。

試験体は縮尺0.3の2層1スパン耐震壁で、合計3体製作した。試験体の形状寸法と配筋状況を図-1と表-1に示す。試験体PCW-6101は上記の

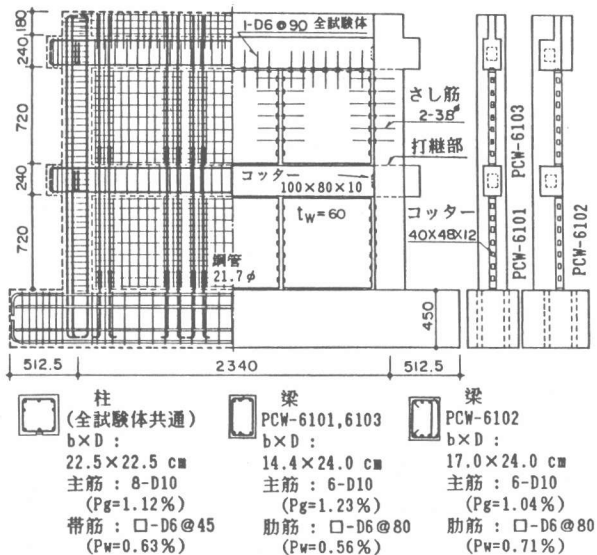


図-1 試験体の形状寸法及び配筋状況

表-1 壁・接合部の配筋諸元

試験体	壁		水平・鉛直接合部	
	Psv (%)	Psh (%)	JPsv (%)	JPsh (%)
PCW-6101	3.2φ	□-3.8φ	12-D10	0
PCW-6102	W@60	@90		
PCW-6103	0.44	0.42	0.67	3.8φW@90 0.42

特徴を有する基本試験体である。PCW-6102は壁面と柱面が同一面の偏心試験体で、梁幅以外の詳細はPCW-6101と同一とした。PCW-6103はPCW-6101の鉛直接合部に0.42%のさし筋を配筋した。使用したコンクリート・モルタル及び鉄筋の素材試験結果を表-2 a), b)に示す。

表-2 使用した材料の素材試験結果

a) コンクリートとモルタル

適用	$f'c'$ (kg/cm ²)	f_t (kg/cm ²)	E^*1 (t/cm ²)	セメント 種類
柱, 梁	360	34	279	普通
壁, 柱・梁接合部	355	34	284	普通
基礎梁	344	—	—	早強
(後打ちモルタル)	356	34	180	早強

*1: 1/4 $f'c'$ 時の secant modulus

b) 鉄筋

鉄筋	σ_y (t/cm ²)	σ_B (t/cm ²)	伸び (%)
3.2φ	3.29	4.79	38.6
3.8φ	2.84	4.49	33.5
D6	3.83	5.16	17.2
D10	3.80	5.47	26.9

注: σ_y , σ_B は公称断面に対する値

試験体のコンクリートは平打ちとし、PC部材を想定して、打設順序は<1>基礎梁<2>柱、梁及び頂部腰壁<3>壁及び柱-梁接合部<4>その他接合部のモルタル充填とした。

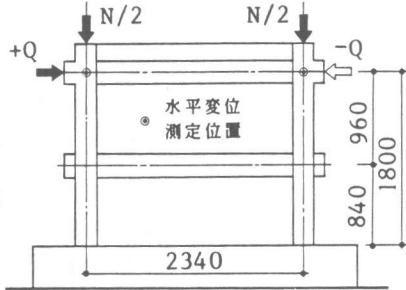


図-2 加力方法の概要

スリーブジョイントの異物挙動の影響を考慮して、内部にグラウトモルタルを充填した21.7×2.8×135の鋼管を壁縦接合筋に取り付けた。

2.2 加力方法 加力方法の概要を図-2に、加力プログラムを図-3に示す。両側柱に一定軸力(40kg/cm²)を与えた

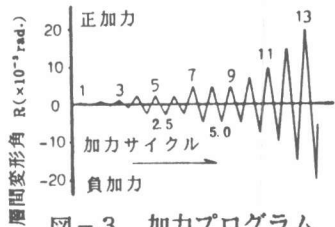
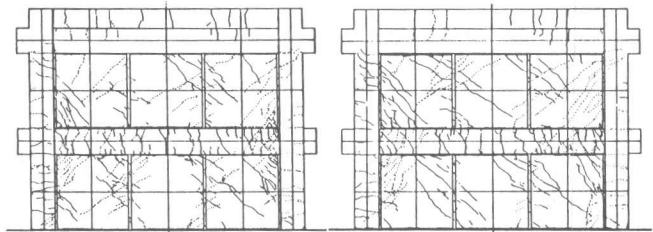


図-3 加力プログラム

後に、頂部梁芯位置に水平荷重を端部集中力として正負交番繰返し载荷した。加力の際には試験体のねじれ及び面外への倒れを防止した。制御変位は図-2に示す2ヶ所の水平変位の平均値を用いた。



PCW-6101

PCW-6103

図-4 最大荷重時のひびわれ状況

3. 実験結果及び考察

3.1 実験経過 偏心の無い試験

体の最大荷重時のひびわれ状況を図-4に示すが、各試験体で若干異なるものの、全体的にはほぼ類似していた。 $R=1.0 \times 10^{-3}$ rad. までの初期ひびわれ発生順序の概要を表-3に示す。各試験体とも、 $R=5.0 \times 10^{-3}$ rad. で最大荷重に達した。最大荷重時には、1) <3>, <8>の水平接合部のすべり、2) <9>中間梁の引張り・曲げひびわれ、の進展が著しくなると共に 3) 1F圧縮側柱脚に曲げ圧壊が生じた。それ以降には、ひびわれ

表-3 初期ひびわれ発生順序の概要

- <1>鉛直接合部後打ちモルタル部の斜ひびわれ
- <2>1F引張側柱脚部の曲げひびわれ
- <3>2F壁脚部水平接合部の肌分けひびわれ
- <4>2F引張側柱頭部、脚部の曲げひびわれ
- <5>1F引張側柱頭部の曲げひびわれ
- <6>2F引張側壁脚部の斜めひびわれ
- <7>頂部腰壁の曲げひびわれ
- <8>1F壁頭部水平接合部の肌分けひびわれ
- <9>中間梁の引張り、曲げひびわれ
- <10>鉛直接合部近傍壁板の斜めひびわれ

の発生はあまり見られず、上記の1)~3)のひびわれ等が主として進行した。変位の増大と共に試験体全体が、上下の梁が基礎梁と平行に移動するフレーム型の変形形状に移行して行った。実験終了時には、中間梁上下位置の水平接合部に沿うすべりに伴って壁縦接合筋周辺の壁板コンクリートが圧壊した。なお、壁-壁の鉛直接合部の相対すべり変形量は最終変位時まで微小であった。主要なひびわれや降伏等の発生荷重とその時の層間変形角を表-4に示す。

3.2 諸荷重 PC耐震壁の水平荷重抵抗機構に関連があると考えられる諸荷重について、以下にその概要の説明と考察を行なう。主要なものについては計算値との比較を行い表-4を示す。

(1) 壁の斜めひびわれ荷重 : 試験体の対角線方向に生じるひびわれ発生荷重を実験値とした。このひびわれの発生は復元力特性上の明瞭な折れ点となる。この実験値は、ひびわれ時の平均せん断応力度を $0.1f_c$ とした計算値の80~90%であった。

(2) 水平接合部のすべり荷重 : 中間梁上下位置の水平接合部に沿って明瞭なすべりが発生したときの荷重をすべり荷重とした。荷重は壁の位置によって若干異なったが、実験値としては中央の上下壁板のすべり荷重の平均値を採った。計算値は図-5参照して、角度を 45° と仮定した壁のひびわれにより形成されるストラット(1軸圧縮)の水平接合部でのせん断応力成分が、仮定したすべり発生条件式(1)と一致したときの値を壁の平均せん断応力度として求めた。本試験体では接合面の状態を考慮して式(1)で $\phi=0.7$ としたが、偏心のない2体では、計算値は実験値と良く一致した。

(3) 中間梁端部の曲げ降伏荷重 : 梁には軸引張力が作用していた。中間部の主筋は降伏しなかったが、端部では柱変形に伴う強制曲げも作用し、引張・曲げによる主筋降伏が生じた。曲げ引張側主筋の降伏は何れも最大荷重時に前に生じていた。

(4) 1F圧縮側柱脚の曲げ圧壊荷重 : この荷重は最大荷重とほぼ一致した。

(5) 最大荷重 : 各試験体の正負平均の最大荷重時平均せん断応力度は夫々、37.1、33.6、38.8 kg/cm²であり、偏心の影響により約10%の強度低下を生じた。以下の検討は偏心の無いものについて行う。既往の算定式^{6),7)}を用いて最大荷重の実験値を検討した結果、広沢式では実験値を約20%程度、荒川式では約10%程度、夫々過大評価する結果となった。またこれらの式では壁の縦筋(壁の縦横筋が異なる場合)をうまく評価出来ない。耐震改修指針の式では、比較的精度良く実験値を評価出来たが、この式では中間梁主筋とさし筋の評価が出来ずかつ本試験体とは異なった崩壊モードを想定しているため、参考値として示すに留める。以上より、既往の最大強度算定式ではPC耐震壁の強度を適切に評価することが出来なかった。

表-4 諸荷重の実験値とその時の層間変位および実験値と計算値との比較

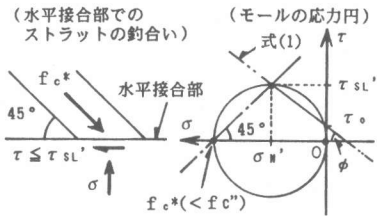
諸荷重	壁の斜めひびわれ荷重		水平接合すべり荷重		梁主筋降伏		柱脚曲げ圧壊		最大荷重											
	実験値		計算値		実験値		実験値		計算値											
	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実験値	計算値	実 / 計	(1)	(2)	(3)								
試験体	wQcr (ton)	wRcr (10g)	wQcr (ton)	実/計	JQsl (ton)	JRsl (10g)	JQsl (ton)	実/計	bQsy (ton)	bRsy (10g)	cQbu (ton)	cRbu (10g)	Qu (ton)	Ru-3 (10g)	Qu1 (ton)	Qu2 (ton)	Qu3 (ton)	(1)	(2)	(3)
PCW-6101	+ 45.9	0.91	49.9	0.92	39.7	1.27	36.6	1.08	51.0	3.77	52.5	4.16	55.6	5.02	64.8	54.7	50.5	0.86	1.02	1.10
	- 45.1	1.03		0.90	36.0	1.17		0.98	37.0	2.51	47.7	5.04	48.4	2.51				0.75	0.88	0.96
PCW-6102	+ 44.3	1.98		0.89	27.1	0.95		0.74	44.2	3.21	49.8	5.03	49.8	5.03				0.77	0.91	0.99
	- 41.0	2.02		0.82	24.1	0.75		0.66	43.6	2.53	43.1	4.47	44.5	5.01				0.69	0.81	0.88
PCW-6103	+ 43.0	1.04		0.86	32.6	1.19		0.89	55.5	5.03	55.5	5.03	55.4	5.04	68.5	58.4		0.81	0.95	1.10
	- 40.5	1.02		0.81	32.3	1.19		0.88	53.3	5.00	50.7	4.24	53.3	5.00				0.78	0.91	1.06

最大荷重計算値 (1) $Qu1 = \left\{ \frac{0.068 \cdot Pte^{0.23} (fc + 180)}{\sqrt{M/QD} + 0.12} + 2.7 \sqrt{Pwe \cdot wOy + 0.1 \sigma_o} \right\} be \cdot j$ (広沢式)

(2) $Qu2 = \left\{ \frac{0.053 \cdot Pte^{0.23} (fc + 180)}{M/QD + 0.12} + 2.7 \sqrt{Pwe \cdot wOy + 0.1 \sigma_o} \right\} be \cdot j$ (荒川式)

(3) $Qu3$: 耐震改修指針式(文献7)

ただし、両方ともに
Pweは、中間梁主筋を
上下階にならした値を用い、
さし筋がある場合はそれを加えた
値とした。



すべり発生条件式 $\tau_{sl}' = \tau_o + \phi \sigma_n'$ ----- (1)

ここで、 $\tau_o = j p s v \cdot j \sigma_y / \sqrt{3}$
 τ_{sl}' : 水平接合部のすべり発生時せん断力 $\{ = \tau_o / (1 - \phi^2) \}$
 σ_n' : 同直応力 $\{ = \phi \tau_o / (1 - \phi^2) \}$
 $j p s v$: 水平接合部の鉛直接合筋比
 $j \sigma_y$: 同上鉄筋の降伏点
 ϕ : 摩擦係数
 f_{c*} : コンクリートストラットの軸方向応力
 $f_{c''}$: コンクリートの有効1軸圧縮強度 $(= 0.6 \sim 0.7 f_{c'})^5$

図-5 水平接合部のすべり荷重の計算

3.3 荷重-変位関係

PCW-6101試験体の平均水平せん断応力度と試験体頂部の層間変形角との関係を図-6に示し、各試験体の包絡線の比較を図-7に示す。各試験体共、 $R=5.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大荷重に達した後、若干の耐力低下を示すものの、 $R=20.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ の最終変位時にも安定した履歴を描き、在来の一体打ち（せん断破壊型）耐震壁と比べ韌性に富む良好な履歴性状を示した。以下には、この履歴性状についての考察を行なう。

(1) 繰返しによる耐力低下 : $R=2.5, 5.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に各3回の定変位振幅繰返し加力を行なった。各正荷重時第1ループの耐力に対する正負各ループの耐力の低下率を図-8に示す。 $R=2.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時では

、3体間で差異は無かった。 $R=5.0 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時では、鉛直接合部にさし筋を用いたものの耐力低下が他のものより少なかったが、他の2体も70%程度の低下に留まっていた。

(2) 累積消費エネルギー :

各履歴ループの消費エネルギーの累積和と層間変形角との関係を各試験体について比較して示したのが、図-9である。最大荷重以降に若干さし筋の効果が見られるが、大略3体共、同様なエネルギー消費特性を示した。

3.4 各部の変形

(1) 変形形状 : PCW-6101の試験体全体の（層間変位で無

次元化した）変形形状を示したのが図-10である。水平変位の増大と共に上下の梁が基礎梁と平行に移動する

フレーム型の変形に移行しかつ中間梁の引張軸変形が明瞭となった。

(2) 中間梁の引張軸変形と中間梁上下位置の水平接合部のすべり量 :

PCW-6101について、両者と層間変形角との関係を図-11に示す。上下の水平接合部のすべり量と中間梁の引張軸変形量はほぼ等しく、

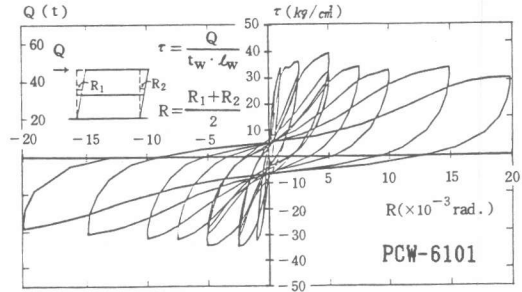


図-6 荷重-変位関係

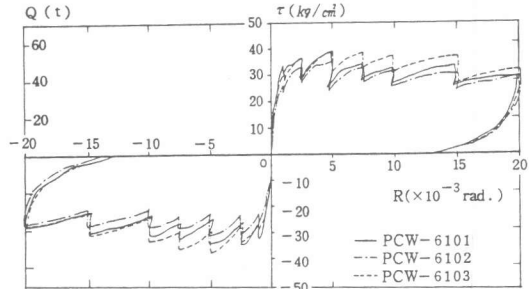


図-7 荷重-変位包絡線の比較

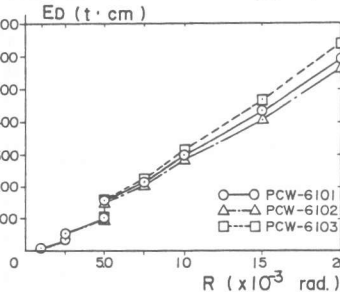


図-9 累積消費エネルギーと層間変形角との関係の比較

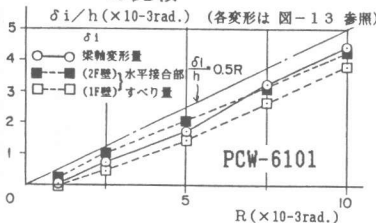


図-11 中間梁の軸変形量及び水平接合部のすべり量と層間変形角との関係

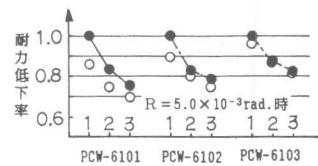
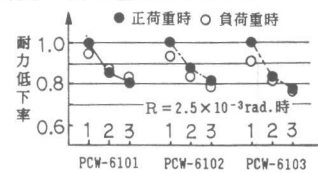


図-8 繰返しによる耐力低下の比較

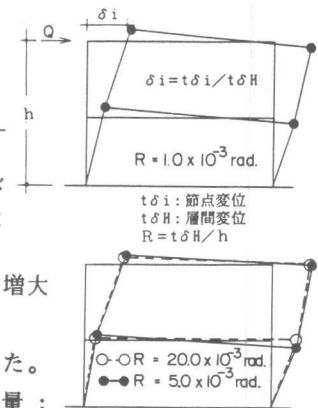


図-10 変形形状 (PCW-6101)

かつそれらの変位量は層間変位の約1/2であった。

(3) 周辺骨組の曲率分布：PCW-6101の最大荷重時の分布を図-12に示す。周辺柱の数箇所と中間梁の両端部に曲げ降伏が生じていた。

4. 終局せん断強度の検討

PC耐震壁の終局せん断強度に影響を及ぼす主な因子を挙げると次の様になる。

- <1>コンクリート強度
- <2>せん断スパン比
- <3>中間梁の主筋量
- <4>水平接合部の縦筋量
- <5>周辺柱の主筋量
- <6>鉛直接合部のさし筋量
- <7>PC壁板のせん断補強量
- <8>鉛直接合部のコッター量
- <9>壁の偏心

設計上はこれらの諸量を全て包含する強度算定式が望ましいが、その挙動が複雑であるため、本論文では以下に示す仮定の下に、<7>~<9>以外の因子を直接、間接的に考慮したPC耐震壁の終局せん断強度算定方法を検討し、計算結果を実験結果と比較した。計算結果は極限解析上の一つの上界値を与えるものである。

仮定-1：壁板には角度が45°の斜めひびわれが生じ、圧力場⁸⁾が形成されているものとする。

仮定-2：水平接合部のすべり荷重(図-5参照)が最大荷重時まで維持されるものとする。

仮定-3：中間梁は端部で引張力と曲げモーメントを受けて降伏するが、簡単のため内部塑性仕事は軸方向力だけで行なうとする。

仮定-4：曲げ崩壊する柱のせん断強度は大とする。

以上の仮定の下に図-13に示す3つの崩壊機構を考える。(1)基本的な崩壊機構を図-13(a)に示す。層間変位を1.0とすると、水平接合部の上下のすべり変形量の和は1.0で、中間梁の軸変形量とさし筋の軸変形量の夫々の和は共に $h_o/(h_o+D_b)$ 、柱の回転角は $1.0/(h_o+D_b)$ となる。これらの変形量を用いて、外力の仕事と内力の仕事等を等置するとせん断力は次式で求まる。

$$P_C Q_{SU1} = w_{QSL} + (a_g \cdot \sigma_y + a_w \cdot w_{\sigma y}) h_o / (h_o + D_b) + 4M_u / (h_o + D_b) \quad (2)$$

ここで、 w_{QSL} ：水平接合部のすべり強度、 a_g ：梁の主筋量、 σ_y ：梁主筋の降伏点、 a_w ：壁のさし筋量、 $w_{\sigma y}$ ：さし筋の降伏点、 h_o ：壁のクリアー高さ、 D_b ：梁せい、 M_u ：柱の降伏モーメント{柱軸力は、定軸力から壁圧力場による鉛直力($\sigma_w' \times t_w \times l_w$)/2を差引いたものを用いた(図-5参照)。}

式(2)による計算結果を実験値と比較して表-5に示すが、10%程度実験値を過大評価した。

(2) 実験より梁変形量が層間変位の約1/2となる結果(図-11参照)が得られているので、これ

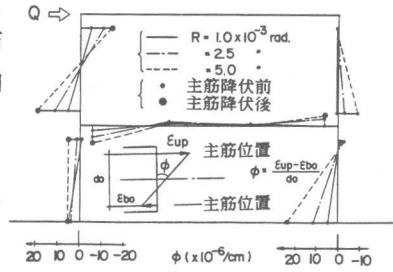
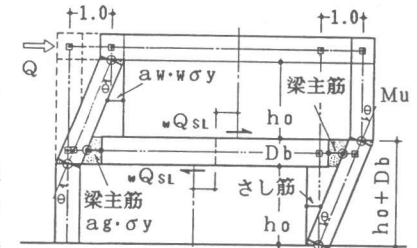
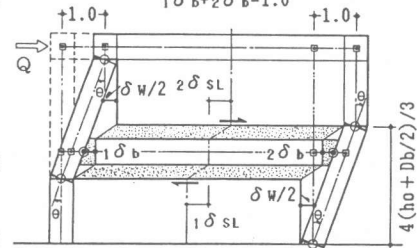


図-12 周辺骨組の曲率分布

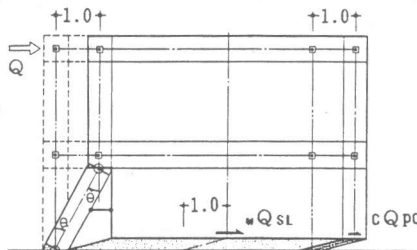


a) 崩壊機構-1

$$\begin{aligned} 1 \delta_{SL} + 2 \delta_{SL} &= 1.0 \\ 1 \delta_b + 2 \delta_b &= 1.0 \end{aligned}$$



b) 崩壊機構-2



c) 崩壊機構-3

図-13 PC耐震壁の崩壊機構

に対応した崩壊機構を図-13(b)の様に仮定する。ここでは、壁のすべり変形がその水平接合面に沿って生じるのではなく、壁の高さ方向に有る幅をもって生じるとした。しかし壁部分の塑性仕事は考慮しない。この機構の仕事の釣り合いより、せん断力が式(3)より求まる。

$$P_c Q_{su2} = W Q_{sL} + \{ a g \cdot \sigma_y + 2 a W \cdot W \sigma_y \cdot h_0 / 3 (h_0 + D_b / 2) \} / 2 + 3 M_u / (h_0 + D_b / 2) \quad (3)$$

式(3)による計算結果を実験値と比較して表-5に示すが、両者は良く一致した。

(3) 本実験結果の範囲外となるが、梁主筋の増加に伴う終局せん断強度の上限として梁変形をゼロとした層崩壊機構(図-13(c))を考える。この機構に対応した計算式は次式で与えられる。

表-5 最大荷重の実験値と計算値{式(2),3,4}との比較

試験体		実験値 (ton)	計算値 式(2) (ton)	計算値 式(3) (ton)	計算値 式(4) (ton)	実験値 計算値 式(2)	実験値 計算値 式(3)	実験値 計算値 式(4)
PCW-6101	+	55.6	58.2	52.8	60.5	0.96	1.05	0.91
	-	48.4				0.83	0.92	0.80
	Av.	52.0				0.89	0.98	0.86
PCW-6102	+	55.4	61.1	55.3	64.4	0.91	1.00	0.86
	-	53.3				0.87	0.96	0.83
	Av.	54.4				0.89	0.98	0.84

$$P_c Q_{su,pc} = W Q_{sL} + c Q_{pc} + 2 M_u / h_0 \quad (4)$$

ここで、 $c Q_{pc}$: 片側柱のパンチングシャー強度{文献9)の算定式において、柱のせん断スパン比を1.0として計算した。} 式(4)による計算値も表-5に参考値として示している。

以上の3つの崩壊機構の妥当性については今後も検討を必要とするが、本実験結果の様に比較的明瞭な崩壊機構が形成されるものについては、この種の方法が適切であると考えられる。

5. 結び

(1) PC骨組にPC壁を組込み込んだ耐震壁架構は、鉛直接合部のさし筋や偏心の有無に拘らず、中間梁の主筋と水平接合部の縦筋を適切に配筋することにより、在来の一体打ち耐震壁に比べて数倍の靱性を有する復元力特性を示すことが確認された。従って、靱性を必要とする建物にこの耐震壁を適用することが可能であると考えられる。

(2) 最大強度は同配筋の一体打ち壁に比べ、無偏心では20%程度、偏心では更に10%程度低下した。

(3) 崩壊機構を仮定して求めたPC耐震壁の終局せん断強度は、本実験結果に良く適合した。各部の強度の評価については今後更に検討を要するが、この種の方法によりPC耐震壁の終局せん断強度に及ぼす諸量の設計が可能になると考える。

謝辞

本論文を作成するに当たり御指導を頂戴した 明治大学工学部教授 狩野芳一 博士 並びに 東京大学工学部助教授 小谷俊介 博士に深く感謝致します。

参考文献

- 1) 田中、吉野：コッターを有するプレキャスト鉄筋コンクリート耐震壁に関する実験的研究(その1, 2) ; 日本建築学会大会学術講演梗概集(以下では、AAIJと略す)、昭和53年9月、pp.1841~44
- 2) 田中、山本：プレキャスト鉄筋コンクリートラーメン構造の開発研究(その5 後打ち耐震壁の加力実験) ; AAIJ, 昭和56年9月、pp.1739~40
- 3) 吉岡、武田：変形能力のあるせん断破壊型鉄筋コンクリート耐震壁に関する実験的研究 ; AAIJ, 昭和56年9月、pp.1585~86
- 4) 望月、山田 他：プレキャスト連層耐震壁の抵抗機構に関する研究 ; AAIJ, 昭和60年10月、pp.607~8
- 5) 塩原：鉄筋コンクリート後打ち耐震補強壁の終局強度に関する研究 ; 東京大学学位論文、昭和60年12月
- 6) 広沢：既往の鉄筋コンクリート造耐震壁に関する実験資料とその解析 ; 建築研究資料、NO.6、1975.3
- 7) (財)日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修指針付解説 ; 昭和52年4月
- 8) 称原、加藤：鉄筋コンクリート耐震壁の終局強度 ; RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム 論文集、1982.6、pp.41~48
- 9) 山本：耐震補強用の枠付鉄骨耐震壁に関する実験的研究 ; 東京大学学位論文、昭和61年 1月