

付帯柱と絶縁したプレキャスト壁版付きPCフレームの載荷試験報告

小山内 裕*¹・大島 幸*²・木村 義男*³・森山 毅子彦*⁴

1. はじめに

もとより PC 組立てラーメン構造は高品質であり施工性も高いが、耐震壁のプレキャスト化は進んでいない。耐震壁をプレキャスト化するにはいくつかの障害がある。最大の難点は架構との接合における施工の煩雑さであり、次に耐震壁の耐力算定の精度が低いことが挙げられる。

この2点を改善する方法として付帯柱と絶縁したプレキャスト壁版を耐震壁に採用する方法がある。本研究は PC 組立てラーメン造建築物の構造性能と施工性の向上を図るために、プレキャスト RC 造耐震壁を組み込んだ PC 架構の最大水平耐力や変形能力など、構造性能を把握することを目的としている。設計基本方針は次のとおりである。

- 1) 柱と梁で構成されるフレームは PC 構造の特性である高弾性を保持し、終局に至るまで水平耐力および鉛直耐荷性能を失わない。
- 2) 地震のエネルギーはプレキャスト RC 部材である壁版が吸収する。同時に壁版は減衰機構として機能し、架構の過大な履歴応答変形を抑制する。
- 3) 壁版に生じるひび割れ等の損傷は柱に進展させない。
- 4) 壁版は曲げ降伏先行型のプレキャスト RC 部材とし、耐力を精度良く算定できる高靱性部材とする。

る。

PC 組立てラーメン構造において上記の性能を確保するための要点を以下にまとめる。

- 1) 柱は十分な靱性を有するよう、高強度コンクリートを使用し、コンクリートを拘束する十分な横補強筋を配置する。
- 2) 壁版は柱と構造的に絶縁する。
- 3) 壁版を曲げ降伏先行型とするために、1 スパン内の壁版を適切な幅に分割し、長さ/幅比を大きくする。
- 4) 壁版にはせん断補強筋と曲げ補強筋を配置し、曲げ降伏先行型の配筋とする。またせん断補強筋は複筋とし、鉄筋の間隔を小さくしてひび割れによるコンクリートの剥落を防止する。
- 5) 壁版の両縁に配置された曲げ補強筋の座屈防止のためにスパイラル筋などの横補強筋を配置する。
- 6) 柱と梁は、適切な解析方法により算定されたせん断力に対し、摩擦係数=1に相当するプレストレスにより圧着する。また必要に応じて圧着面は目粗しするかシアキーを設ける。
- 7) 目地部はコンクリートが容易に剥落しない方法とする。

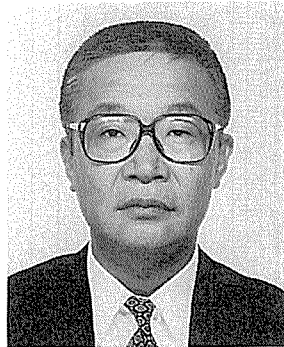
上記の性能と要点を確認するために、1 スパンの壁を分割した3層の独立連層耐震壁の1/4スケールの供試体5体について載荷実験を行った。本報告では、供試体5



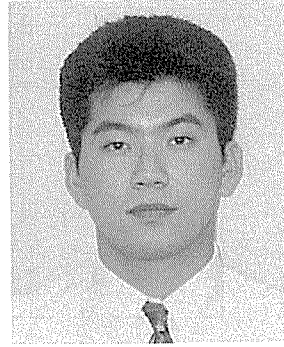
*1 Yutaka OSANAI
オリエンタル建設(株)
技術部



*2 Miyuki OHSHIMA
オリエンタル建設(株)
営業本部建築部



*3 Yoshio KIMURA
オリエンタル建設(株)
建築支店プレキャスト部



*4 Kishihiko MORIYAMA
オリエンタル建設(株)
技術部

体の耐荷性能と変形性能について壁の鉄筋量、壁の分割数および後打ちスラブの有無をパラメータとした模型試験結果について考察する。

2. 供試体

供試体の製作に使用した材料および供試体のパラメータを表-1、表-2 および表-3 に示す。供試体 PW 3, PW 5 の形状配筋図を図-1、図-2 に示す。

供試体は次の順序で製作した。まずプレキャスト造柱をソケットベースに建て込み、基礎と柱の間には無収縮モルタルを充填した。次に壁付き梁を2本の柱の間に建て込み、上下の壁の鉛直方向補強筋を鋼管 (PW 1, PW 2, PW 3 : $\phi 48.6$ mm, PW 4, PW 5 : $\phi 31.8$ mm)

表-1 コンクリートの材料試験結果
(kgf/cm²)

供試体	PW 1, PW 2, PW 3		PW 4, PW 5	
	σ_b	$E_c \times 10^3$	σ_b	$E_c \times 10^3$
基礎	778	—	706	—
柱, 梁, 壁	456	298	365	263
床, 小梁	438	—	482	—
基礎目地	332	—	535	—
柱梁目地	503	221	577	234

に挿入し、膨張グラウトを充填して、接続した。柱と梁および梁と梁の目地には無収縮モルタルを充填し、モルタル強度発現後、梁に配置した PC 鋼材を緊張し各部材を圧着した。

プレストレス量は、圧着面の摩擦係数を1と仮定し、解析で得られた水平力作用時の梁と柱の接合面に生じるせん断力と同じ大きさとした。PW 1, PW 2 および PW 3 では最上階梁は試験時緊張力 21.7 tf ($\sigma = 36.2$ kgf/cm²), 3階梁は同 37.7 tf ($\sigma = 62.8$ kgf/cm²), 2階梁は同 53.7 tf ($\sigma = 89.5$ kgf/cm²) を与えた。PW 4 および

表-2 鋼材の機械的性質

種類	径	(kgf/cm ²)		
		σ_y	σ_u	$E_s \times 10^4$
鉄筋	$\phi 5$	—	5606	—
	D 6	3751	5617	210
	D 10	3639	5178	210
	D 13	3823	5199	210
PC 鋼棒	$\phi 13$	13580	14170	200
	$\phi 17$	10870	11540	203
	¹⁾ $\phi 23$	9480	10520	200
	²⁾ $\phi 23$	10420	11530	203

1) 供試体 PW 4, PW 5

2) 供試体 PW 1, PW 2, PW 3

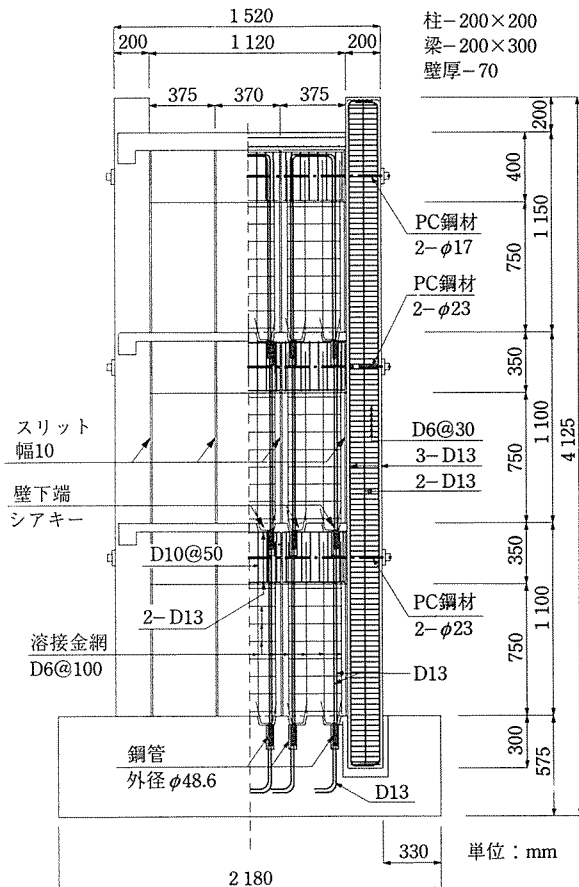


図-1 供試体図 (PW 3)

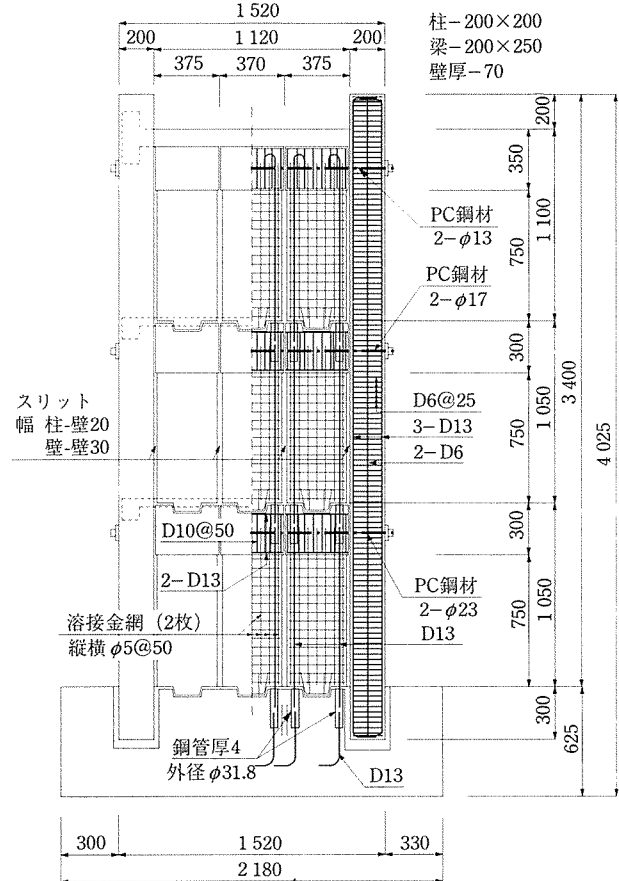


図-2 供試体図 (PW 5)

表-3 供試体のパラメーター

供 試 体		PW 1	PW 2	PW 3	PW 4	PW 5
柱	断 面 (cm)	20×20	20×20	20×20	20×20	20×20
	主 筋	8-D 13	8-D 13	8-D 13	6-D 13, 2-D 6	6-D 13, 2-D 6
	Hoop	D 6@30	D 6@30	D 6@30	D 6@25	D 6@25
梁	断 面 (cm)	20×30	20×30	20×30	20×25	20×25
	軸方向筋	4-D 13	4-D 13	4-D 13	4-D 13	4-D 13
	Stp.	D 10@50	D 10@50	D 10@50	D 10@50	D 10@50
壁	厚 さ (cm)	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0
	鉛直方向軸鉄筋	4-D 13	4-D 13	4-D 13	2-D 13	2-D 13
	壁 筋	D 6@100	D 6@100	D 6@100	φ5@50	φ5@50
	分割数	1	2	3	3	3
ス ラ ブ	有 り	有 り	有 り	無 し	有 り	

PW 5 は最上階梁は試験時緊張力 21.7 tf ($\sigma=43.4 \text{ kgf/cm}^2$), 3 階梁は同 31.4 tf ($\sigma=68.2 \text{ kgf/cm}^2$), 2 階梁は同 43.6 tf ($\sigma=87.2 \text{ kgf/cm}^2$) を導入した。

PW 1, PW 2 および PW 3 は柱と梁の接合部面にはシアキーを設け, せん断力が確実に伝達される構造とした。PW 4 および PW 5 で施工性向上のためにシアキーを設けなかった。

場所打ちスラブは梁の上面に設けたシアー筋により合成した。壁の上端と梁は一体である。また壁のせん断力が下階の梁に伝達されるよう壁下端にはシアキー (図-1, 図-2) を形成して場所打ちコンクリートスラブに埋設した。

3. 加力方法

加力装置図および加力パターンを図-3, 図-4 に示す。反力床と基礎スタブの間にはグラウトを充填し, 32 mm の異形 PC 鋼棒 4 本により, 基礎スタブを反力床に圧着した。また供試体の最上部は構面外の変形が生

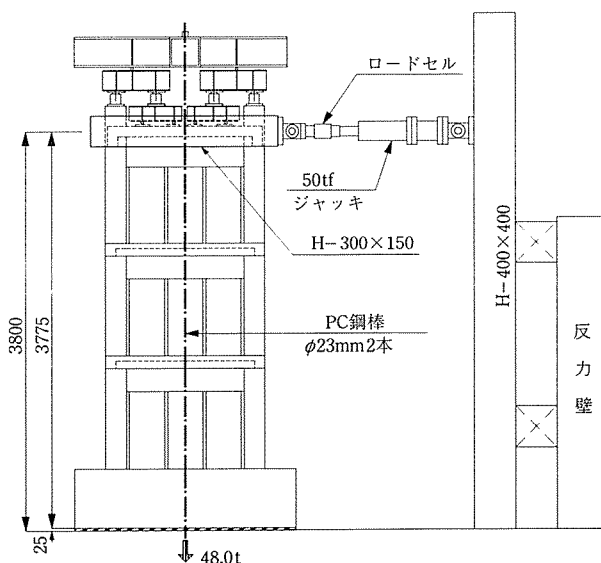


図-3 加力装置図

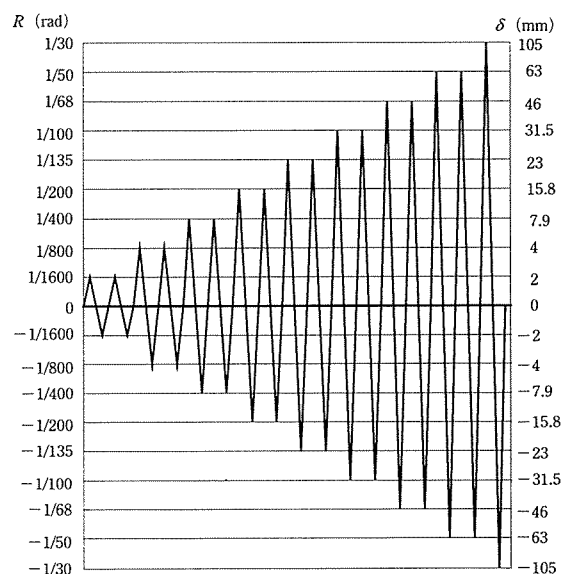


図-4 加力パターン

じないように治具を設置した。

鉛直荷重は, 23 mm の PC 鋼棒 2 本により反力床下にセットした油圧ジャッキで計 48 tf を作用させ, 柱および壁断面に均等な鉛直方向応力度 ($\sigma = \text{約 } 30 \text{ kgf/cm}^2$) が作用するように柱頭と最上階梁に分散して载荷した。この鉛直荷重は, 水平荷重による供試体の変形に伴って増加したので油圧ジャッキを調節して 1 割以内の増加に制御した。

鉛直荷重載荷による柱および壁の鉛直方向ひずみは 91~136 μ で, 柱および壁に比較的均等に鉛直荷重を与えることができた。

4. 実験結果および考察

4.1 荷重—変位関係

実験により得られた水平せん断応力度と 1 層の層間変形角の履歴曲線を図-5~図-9 に示す。この履歴曲線は水平荷重作用位置の変位制御のもとに得られたものであ

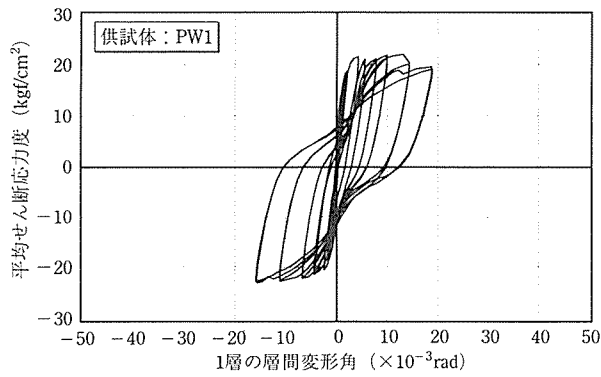


図-5 履歴曲線 (PW 1)

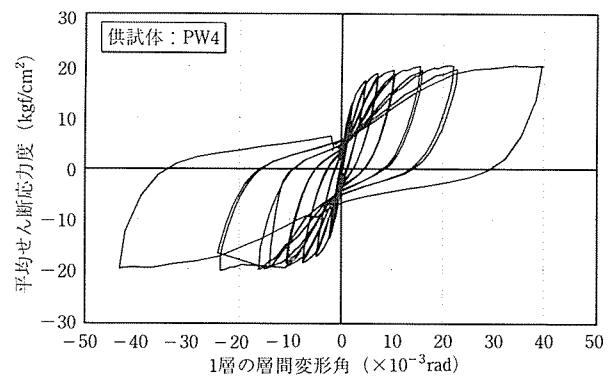


図-8 履歴曲線 (PW 4)

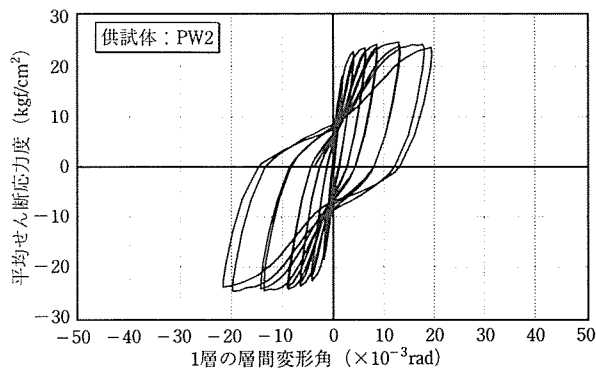


図-6 履歴曲線 (PW 2)

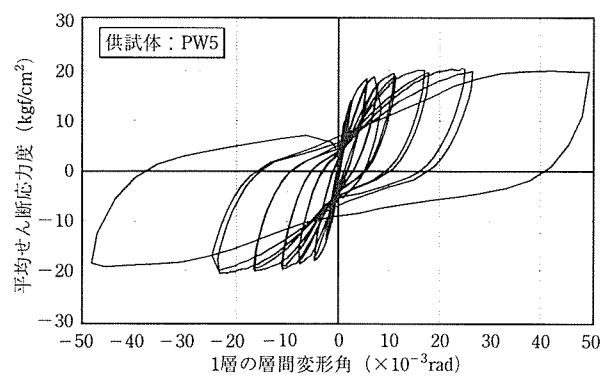


図-9 履歴曲線 (PW 5)

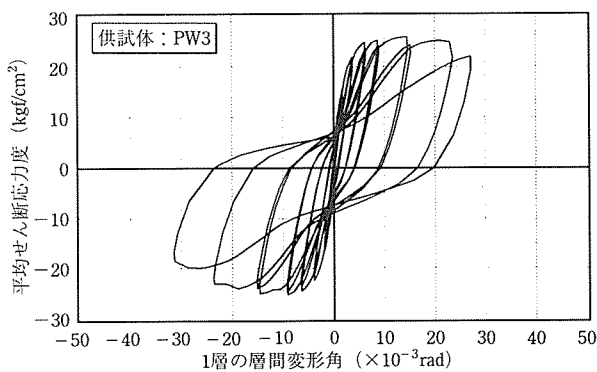


図-7 履歴曲線 (PW 3)

り、1階の層せん断応力度に対する1階の柱および壁の挙動を示している。したがって各供試体の最上層の変位が同じであっても、1階の層間変位は同じとは限らない。

1階の層間変位が最初に $R=0.9 \times 10^{-3}$ rad に達したときの水平荷重は PW 1 では $\tau=15.5$ kgf/cm²、PW 2 では $\tau=13.1$ kgf/cm²、PW 3 では $\tau=11.4$ kgf/cm²、PW 4 では $\tau=9.4$ kgf/cm²、PW 5 では $\tau=9.4$ kgf/cm² であり、初期剛性は PW 1、PW 2、PW 3、PW 5、PW 4 の順に高い。

初期剛性は壁板の剛性の影響を受けるために壁板の断面積はほぼ同じでも分割により全体の曲げ剛性は小さくなる。したがって鉄筋降伏以前では、壁板の断面形状の

影響が大きいことから、水平剛性は PW 1 が最も大きく、PW 3、PW 4、PW 5 が小さいことは容易に推定できる。

最大耐力は一般に鉄筋量の影響が大きいので PW 1、PW 4、PW 5 よりも上下に連続する鉄筋量の多い PW 3の方が最大耐力が大きいと思われる。

$R=19 \times 10^{-3}$ rad 前後の変形角において最大変位に対する残留変位量の比は、全供試体が 61~64% で一定であった。履歴曲線は若干のスリップ性状を含む良好な紡錘形を示し、エネルギー吸収性が高いといえる。

PW 3 では最大せん断応力度が $\tau=25.7$ kgf/cm² で層間変形角 $R=21 \times 10^{-3}$ rad を超えると壁版のコンクリートの剥落が観察され、水平荷重が低下した。

PW 5 は最大せん断応力度が $\tau=20.5$ kgf/cm² で、層間変形角 $R=50 \times 10^{-3}$ rad でも水平荷重の低下は見られない。PW 5 ではコンクリートの剥落はわずかであり、壁コンクリートの剥落は水平荷重の低下の原因になっているものと思われる。これらから供試体の靱性を改善するには壁筋を緻密にして、コンクリートの剥落を防止すると効果があるといえる。

最大水平荷重の違いは鉛直方向鉄筋の量に起因すると考えられる。PW 3 の鉛直方向鉄筋（溶接金網による壁筋を除く）の総量は 35.56 cm² で、PW 5 のそれは 24.14 cm² であり、PW 5の方が小さい。壁筋は、PW 3 は D

6@100 縦横 2 枚 ($p_w=0.91\%$), PW 5 は $\phi 5@50$ 縦横 2 枚 ($p_w=1.12\%$) であり, 耐力と壁筋量との間に相関性はみられない。また, すべての供試体は終局に至るまで鉛直荷重耐荷性能を保持していた。

水平荷重耐荷性能については, PW 1 は $R=10 \times 10^{-3}$ rad を過ぎると正荷重において最大荷重の 88% まで低下した。架構としての粘りはやや小さいが, 除荷曲線は 1 回目, 2 回目がほぼ同様であり, 挙動は安定している。PW 2 は $R=20 \times 10^{-3}$ rad まで水平荷重の低下はなく, 復元力特性は安定している。PW 3 は $R=15 \times 10^{-3}$ rad 以下の変位では除荷曲線は 1 回目, 2 回目がほぼ同様であり, 応答履歴は安定している。最終の載荷ステージでは 2 回目の除荷曲線が 1 回目の曲線と異なり, 荷重も低下しており, 水平耐力が低下している。PW 4, PW 5 は壁板の分割条件が同じで曲げ鉄筋量の少ない PW 3 に比べると最大荷重は低いが, 層間変形角 $R=40 \times 10^{-3}$ rad まで水平荷重は低下しなかった。

目視により, 図-5~図-9 の曲線の包絡線の急激な折れ曲がり点を架構の降伏点と判断すると, 降伏点における層間変形角は PW 1 : $R=3.3 \times 10^3$ rad, PW 2 : $R=3.6 \times 10^3$ rad, PW 3 : $R=5.53 \times 10^3$ rad, PW 4 : $R=6.7 \times 10^3$ rad, PW 5 : $R=5.5 \times 10^3$ rad である。これらを基準に最大変形角から算定した靱性率と最大平均せん断応力度を表-4 に示す。その結果靱性率は PW 1 で約 5.0 以上, PW 2 で約 5.1 以上, PW 3 で 4.5 以上, PW 4 で約 5.6 以上, PW 5 で約 8.6 以上となる。

表-4 最大せん断応力度および靱性率

供 試 体	PW 1	PW 2	PW 3	PW 4	PW 5
最大せん断 応力度 (kgf/cm ²)	19.8	23.8	24.4	20.5	20.1
靱 性 率	5.0	5.1	4.6	5.6	8.6

層間変形角約 $R=20 \times 10^{-3}$ rad での平均せん断応力度を比較する。PW 1 は $R=20 \times 10^{-3}$ rad に達せずに実験を終了したが最終荷重で $\tau=19.8$ kgf/cm² となる。PW 1 以外の供試体はすべて $R=20 \times 10^{-3}$ rad に達しており, その平均せん断応力度は PW 2 で $\tau=23.8$ kgf/cm², PW 3 で $\tau=24.4$ kgf/cm², PW 4 で $\tau=20.5$ kgf/cm², PW 5 で $\tau=20.1$ kgf/cm² であり, PW 1 を除くすべての供試体は $\tau=20$ kgf/cm² 以上であった。

4.2 破壊性状

図-10~図-14 に全供試体の最終ひび割れ状態を示す。供試体 PW 1 (図-10), PW 2 (図-11), PW 3 (図-12) は柱のせん断ひび割れは顕著でなく, 曲げまたは引張りによるひび割れが卓越している。PW 4 (図-13), PW 5 (図-14) は柱のせん断ひび割れが見られる。これは 1 層の層間変形角 $R=15 \times 10^{-3}$ rad の変形時

に生じたものである。

いずれの供試体も柱脚が曲げ圧壊し, 終局状態では柱主筋が座屈したが, Hoop によりコンクリートコアが拘束されており, 軸力に抵抗していた。柱はせん断破壊はせず曲げ圧壊によって終局にいたった。

壁板はいずれの供試体においても, まず端部に水平方向に曲げひび割れが入り, 引き続きせん断ひび割れに進展した。壁板の破壊性状はすべての供試体で斜めせん断破壊を示し, せん断すべり破壊を起こした供試体はない。

PW 3 は壁板の破壊が激しく, 広範囲にわたりコンクリートの剥落が見られ, 壁筋が座屈している。PW 3 の中央壁板は上部のコンクリートの剥落を伴う激しい破壊が生じているが, これは X 字形に入ったひび割れによるものである。コンクリートの剥落に伴い PW 3 では構造体の剛性低下が観察され, 応答履歴曲線の最終ループでは水平荷重の低下が示されている。PW 5 のコンクリートの剥落は, 部材曲げによる圧縮破壊の生じた部分のみで, せん断ひび割れによる剥落は見られない。

PW 4, PW 5 で壁のコンクリートの剥落が見られないのは, PW 3 と比較して壁のせん断補強筋量が多いことにも一因があるが, PW 3 の配筋が D 6@100 と部材の大きさ(壁の厚さ $t=7$ cm)の割には鉄筋の間隔が大きいのに対し, PW 4, PW 5 は壁筋が密に配置されているため ($\phi 5@50$) とと思われる。

プレストレスが導入された梁には, スラブの無い PW 4 を除き, ひび割れはほとんど発生しなかった。柱梁接合部にはいくらかのひび割れが入ったものの部材間のずれやコンクリートの剥落は見られず, 1 層の層間変形角 $R=20 \times 10^{-3}$ rad を超えても損傷は軽微であった。

5. 結 論

これらの模型試験により柱と構造的に絶縁された壁について次のような知見が得られた。

- 1) 最大荷重は, 鉛直方向鉄筋量の多い供試体の方が大きく, 壁筋よりも柱および壁に配置された鉛直方向鉄筋に支配される。
- 2) プレキャスト壁を組み込んだ供試体は一定鉛直荷重下で, 1 層の層間変形角 $R=$ 約 5×10^{-3} rad で最大荷重に達し, $R=20 \times 10^{-3}$ rad まで鉛直荷重, 水平荷重をほぼ保持していた。平均せん断応力度はほぼ $\tau=20$ kgf/cm² を負担することができた。すべての供試体は靱性率が 3 以上で, 特に 3 分割の壁板を採用したものは靱性率が 5 以上で高い靱性挙動を示した。
- 3) 柱は壁のせん断ひび割れの影響を受けず, 曲げ圧壊した。

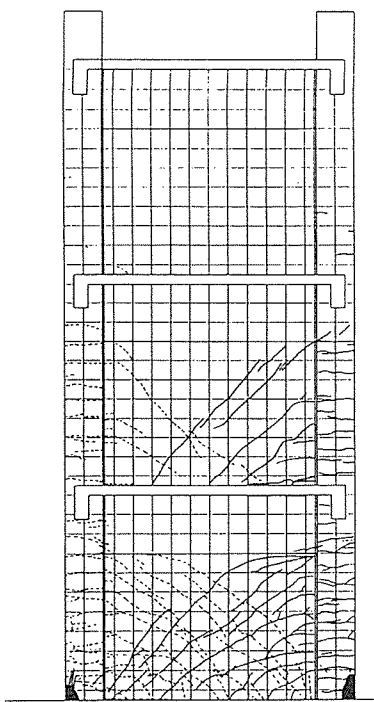


図-10 ひび割れ図 (PW 1)

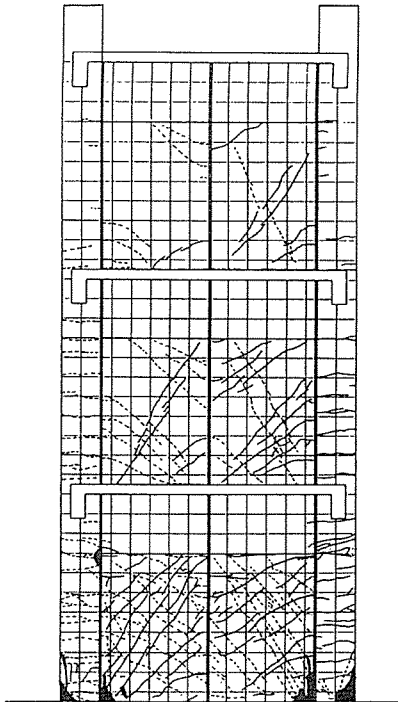


図-11 ひび割れ図 (PW 2)

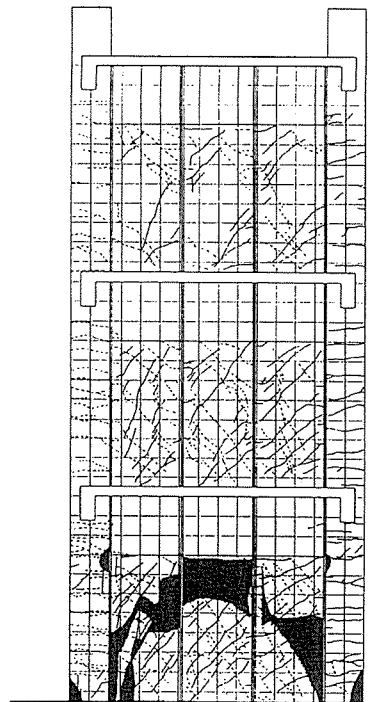


図-12 ひび割れ図 (PW 3)

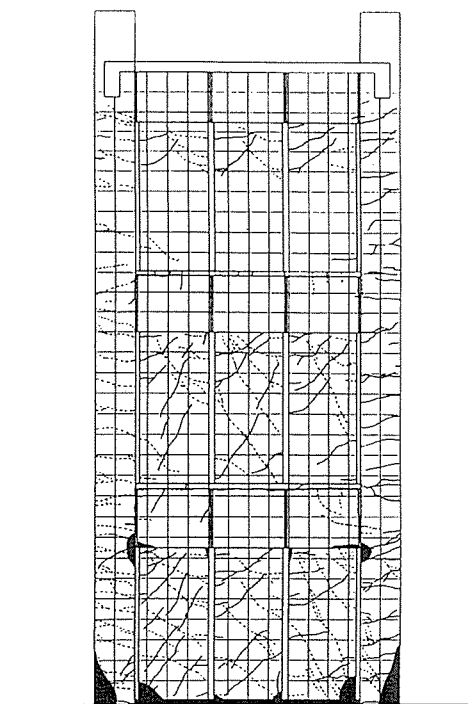


図-13 ひび割れ図 (PW 4)

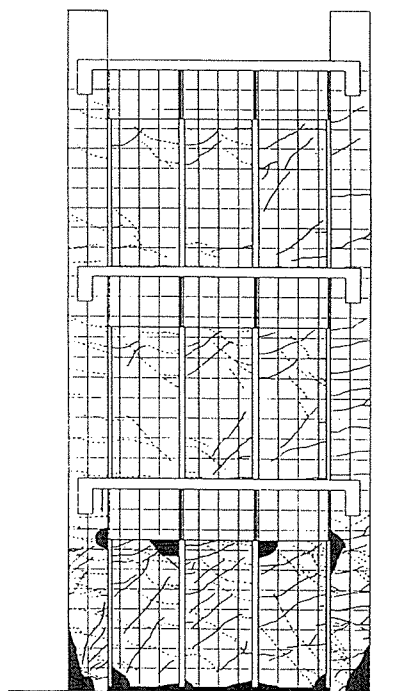


図-14 ひび割れ図 (PW 5)

- 4) 壁板には曲げひび割れおよびせん断ひび割れが多数発生したが、せん断すべり破壊は生じなかった。またコンクリートの剥落は架構の剛性低下に影響し、緻密な間隔で配置された壁筋はコンクリートの剥落を防止し、架構の靱性改善に効果がある。
- 6) 柱—梁接合部の損傷は軽微であり、摩擦係数を1と見なして導入したプレストレスにより、柱と梁の間のせん断力を伝達することができた。

6. 結 び

以上プレキャスト RC 造耐震壁を組み込んだ PC 架構の実験結果について報告したが、分割した耐震壁は剛性こそ小さいものの、変形能力の大きい、靱性的挙動を示し、地震エネルギーの吸収能力が高いことがわかった。また、壁版が曲げ降伏先行型であるため壁板を含む架構の水平耐力が精度良く算定できるものと思われる。

今後、プレキャスト RC 造耐震壁を実用化するためには、耐震壁のは有水平耐力を精度良く算定できる計算式と、架構の応力解析に必要な壁版の部材要素を設定する必要がある。

謝 辞

本研究は(社)建築研究振興協会に設置された「プレキャスト耐震壁の性能検討委員会(委員長:渡辺史夫, 委員:岡本伸, 勅使川原正臣, 加藤博人, 立花正彦, 世良耕作, 小幡学)」で行われたことを報告します。各委員には多くの助言を頂き、ここに感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 小山内裕, 大島幸, 木村義男, 今井昌文: 付帯柱と絶縁したプレキャスト壁板の耐震性に関する実験的研究, 第4回プレストレスコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp. 135-138, 1994年10月
- 2) 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年6月
- 3) 立花正彦, 岡本伸, 加藤博人, 世良耕作, 大島幸, 小山内裕: 付帯柱と絶縁したプレキャスト壁の耐震性に関する実験的研究 その1 供試体および加力方法, 日本建築学会大会(東海), 1994年9月
- 4) 小山内裕, 渡辺史夫, 勅使川原正臣, 小幡学, 木村義男: 付帯柱と絶縁したプレキャスト壁の耐震性に関する実験的研究 その2 荷重変形関係および破壊性状, 日本建築学会大会(東海), 1994年9月

【1996年3月11日受付】