

(49) 付帯柱と絶縁したプレキャスト壁版付きPCフレームの柱梁接合部の挙動

オリエンタル建設(株) 技術部 正会員 ○小山内 裕
 同上 技術部 非会員 森山 毅子彦
 同上 技術研究所 非会員 今井 昌文
 同上 技術研究所 正会員 手塚 正道

1. はじめに

本研究はPC組み立てラーメン造建築物の構造性能と施工性の向上を目標としている。もとよりPC組み立てラーメン構造は高品質であり施工性が高いが、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である。

この2点を改善するための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。本研究が対象とした耐震壁を有するPC組み立てラーメン造建築物の設計基本方針は次のとおりである。

- 1) 鉛直荷重は横架材と柱で負担し、地震時水平力は壁版と柱で負担する。
 - 2) 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。
 - 3) 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を抑制する。
 - 4) 壁版に生じるひび割れ等の損傷は柱に進展させない。
 - 5) 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。
- PC組み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横補強筋を配置する。
 - 6) 柱・梁接合部は適切な解析によるせん断力に対し、摩擦係数=1としたプレストレス量を導入する。また必要に応じ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式とする。

筆者らは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スケールの供試体の載荷実験を行なった。耐荷性能と変形性能については前報¹⁾で報告した。本報告では、鉄筋量および後打

表1 コンクリートの材料試験結果 (kgf/cm²)

| 供試体 部 位 | PW3 | | PW4, PW5 | |
|------------|------------|-------------------|------------|-------------------|
| | 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 | - | 577 | - |

表2 鋼材の機械的性質 (kgf/cm²)

| 種類 | 径 | σ_y | σ_u | $E_s \times 10^4$ |
|----------|--------------|------------|------------|-------------------|
| 鉄筋 | $\phi 5$ | - | 5606 | - |
| | D6 | 3751 | 5617 | 210 |
| | D10 | 3639 | 5178 | 210 |
| | D13 | 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PW4, PW5; 2) 供試体PW3

ちスラブの有無をパラメーターとした3体の供試体の実験結果について、P C 梁の挙動、P C 鋼材の応力の変動、柱・梁接合部の挙動に対して考察する。

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ーを表1、表2および表3に示す。供試体の製作手順、形状図および加力方法は前報¹⁾を参照されたい。

表3 供試体のパラメーター

| 供試体 | PW3 | PW4 | PW5 | |
|-----|---------|--------|------------|------------|
| 柱 | 断面 (cm) | 20×20 | 20×20 | 20×20 |
| | 主筋 | 8-D13 | 6-D13,2-D6 | 6-D13,2-D6 |
| | Hoop | D6@30 | D6@25 | D6@25 |
| 梁 | 断面 (cm) | 20×30 | 20×25 | 20×25 |
| | 軸方向筋 | 4-D13 | 4-D13 | 4-D13 |
| | Stp. | D6@50 | D6@50 | D6@50 |
| 壁 | 厚さ (cm) | 7.0 | 7.0 | 7.0 |
| | 鉛直方向軸鉄筋 | 4-D13 | 2-D13 | 2-D13 |
| | 壁筋 | D6@100 | φ5@50 | φ5@50 |
| スラブ | 有り | 無し | 有り | |

3. 実験結果および考察

3.1 梁の挙動

2階梁の挙動を把握するための測定位置を図1に、1層の層間変形角 $R = 1/100\text{rad}$ および $R = 1/50\text{rad}$ におけるP C 梁各部の相対変形角を表4に示す。せん断変形は図2に示すように2つの測点の左下がりが右上がり(↓↑)を正としている。測定区間(1~10)の変形角は左右の柱頭の鉛直方向変位量の差を検長1420mmで除した値であり、梁全体の平均変形角である。測定区間(2~3)、(4~5)、(6~7)、(8~9)の変形角は、材軸直角方向の相対変位を検長53mmで除した変形角であり、目地部のせん断変形角

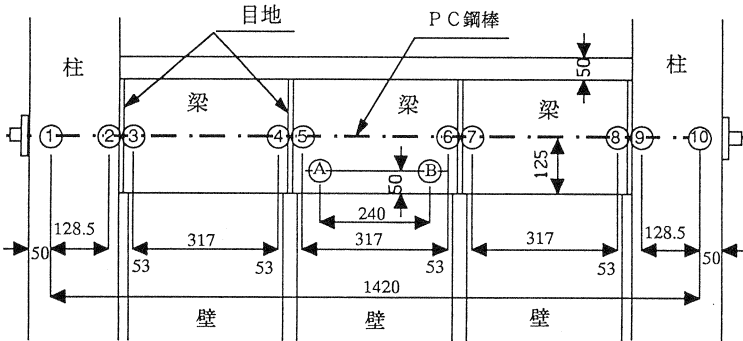


図1 測定位置

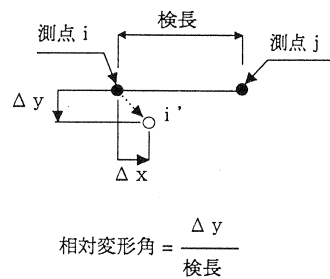


図2 測点の正方向移動

表4 P C 梁各部の相対変形角 (単位: rad)

| 供試体 | 1層の層間変形角 | 測定区間 | | | | | |
|-----|-------------|--------|---------|---------|---------|---------|----------|
| | | 1-10 | 2-3 | 4-5 | A-B | 6-7 | 8-9 |
| PW3 | $R = 1/100$ | -1/150 | 1/2120 | -1/8833 | -1/2608 | 1/13250 | -1/5300 |
| | $R = 1/50$ | -1/43 | 1/1205 | -1/8833 | -1/2069 | 1/13250 | -1/53000 |
| PW4 | $R = 1/100$ | -1/172 | -1/624 | -1/589 | -1/2143 | 1/663 | 1/500 |
| | $R = 1/50$ | -1/86 | -1/757 | -1/438 | -1/1319 | 1/1710 | 1/166 |
| PW5 | $R = 1/100$ | -1/180 | -1/1963 | -1/2524 | -1/3429 | -1/1710 | -1/4417 |
| | $R = 1/50$ | -1/90 | -1/869 | -1/4417 | -1/1714 | -1/4417 | 1/757 |

を示す。また測定区間 (A~B) の変形角は測点 1 と 10 に渡した計測ビームを基準としてビームに直角な方向の変位量の差を検長 240mm で除した値で、計測ビームと部材のなす角を示す。

PW 3 は、1 層の層間変形角 $R = 1/100\text{rad}$ において梁全体の変形角は $-1/150\text{rad}$ であり、各目地のせん断変形角は最大で $1/2120\text{rad}$ (2~3 間) である。また 1 層の層間変形角 $R = 1/50\text{rad}$ においては梁全体の変形角は $-1/43\text{rad}$ であり、大きな値を示すが、これは、測点 10 側の柱下端が圧壊して、約 18mm 下がったためである。測定区間 (2~3) ではせん断変形角が $1/1205\text{rad}$ とやや進展したが、大きな変形は生じておらず、梁の直線性が保持されているといえる。

PW 4 は各目地とも大きなせん断変形角を示す。特に測定区間 (8~9) は 1 層の層間変形角が $R = 1/50\text{rad}$ の時にせん断変形角が $1/166\text{rad}$ と大きくなっている。PW 4 はスラブが無いため、他の供試体と比較して梁の剛性が小さく、梁の変形が生じたものと思われる。

PW 5 は 1 層の層間変形角が $R = 1/100\text{rad}$ では目地部には大きなせん断変形は生じない。1 層の層間変形角が $R = 1/50\text{rad}$ では測定区間 (8~9) で $1/757\text{rad}$ と幾分せん断変形角が進展している。

全体として各目地部の変形は、スラブがあり、かつ梁断面の大きな PW 3 が小さく、スラブのない PW 4 の変形が大きい。

3.2 PC鋼材の応力変化

PCa 梁は 1 スパンで 3 分割され、アンボンド PC 鋼棒 2 本により圧着されている。PC 鋼棒は梁の断面図心付近に配置されている。終局状態において梁の残存プレストレス量はフレームの健全性を保持するための重要な項目である。実験で測定した各梁の PC 鋼材の応力変化を図 3 に示す。

PW 3

- 4 階梁：初期値 $T = 10.9$ (ton/本)。ほぼ変化なし。
- 3 階梁：初期値 $T = 18.9$ (ton/本)。約 1.0ton の減少が見られる。
- 2 階梁：初期値 $T = 26.9$ (ton/本)。変形量の増大に伴い、約 2.0ton (7.4%) 減少している。

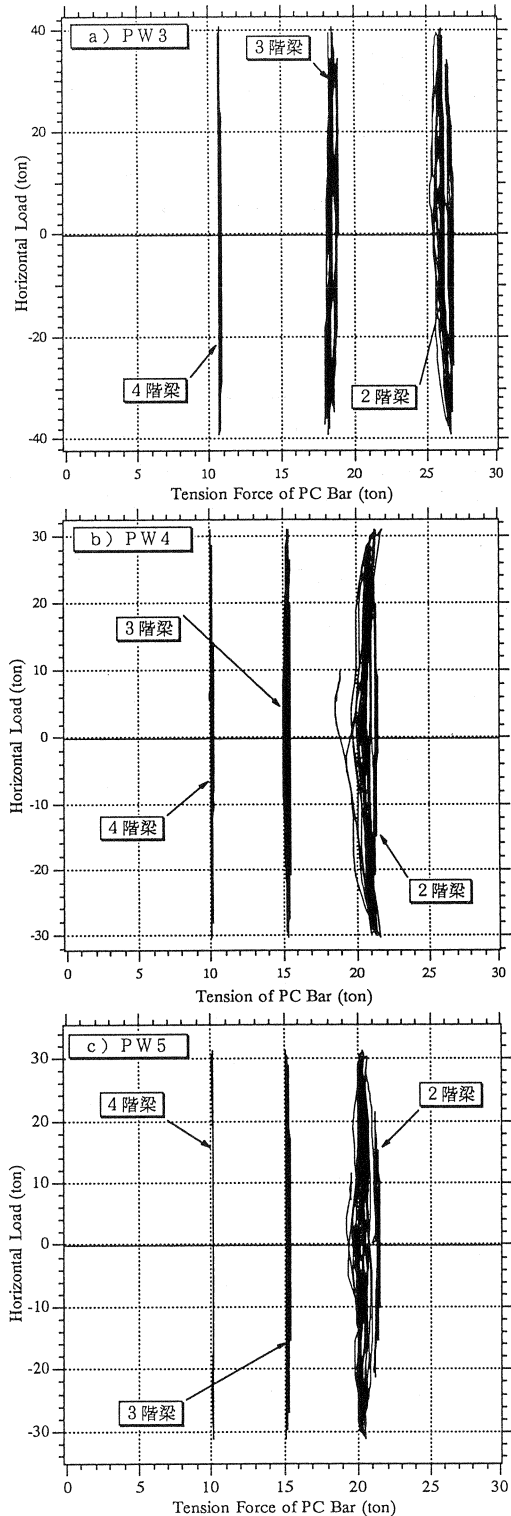


図 3 PC 鋼棒の応力変化

PW4

4階梁：初期値 $T = 10.2$ (ton/本)。ほぼ変化なし。
 3階梁：初期値 $T = 15.6$ (ton/本)。約 0.7ton の減少が見られる。
 2階梁：初期値 $T = 21.5$ (ton/本)。変形量の増大に伴い、約 2.0ton (9.3%) 減少している。

PW5

4階梁：初期値 $T = 10.1$ (ton/本)。ほぼ変化なし。
 3階梁：初期値 $T = 15.7$ (ton/本)。約 0.5ton の減少が見られる。
 2階梁：初期値 $T = 21.5$ (ton/本)。変形量の増大に伴い、約 2.3ton (10.7%) 減少している。

すべての供試体でプレストレス量の減少が観察された。減少量は部材応力の大きい下層の梁ほど大きい。

3.3 1層の架構変形

第1層の変形を曲げ変形とせん断変形に分離し、曲げ変形による水平変位量の全変位に対する比を図4に示す。値の範囲は0~1.0に存在するはずであるが荷重が正から負または負から正に進行する際に、水平変位が0に近くなり、曲げ変位を除する分母が小さい場合、あるいはひび割れ面でコンクリートが滑るなどの現象が生じた場合の架構の非弾性的変形により、値は負または1より大きな値となることがある。

PW3 (図4 a)：曲げ変形の全変形に対する比は約60%である。 $R = -1/68\text{rad}$ のピークで水平方向に1.3mmのすべりが生じた。そのため架構の曲げ変形曲率に急激な変化が生じた。それ以降、比は急激な変化を示す。例えば荷重が負から正に遷移する際に、水平荷重が0を通過すると曲率は負の値で急増し、+10ton付近で負から正へ瞬間的に飛び移る現象が生じている。この現象は壁の斜めせん断ひび割れが大きくなり、壁下端コンクリート圧壊や壁の付着ひび割れが著しくなった時点から始まっている。

PW4 (図4 b)：曲げ変形の全変形に対する比は約50%である。PW3ほど曲線の乱れはないが、水平荷重 $P = 0$ および -6ton 付近で曲線に乱れが見られる。

PW5 (図4 c)：曲げ変形の全変形に対する比は約50%である。架構の層せん断変形は各壁版の曲げ耐力に影響を受ける。PW4、PW5はPW3に比べて壁版の曲げ補強筋量が少ない。この曲げ補強筋は架構の曲げ変形拘束よりも、部材の曲げ変形拘束に寄与す

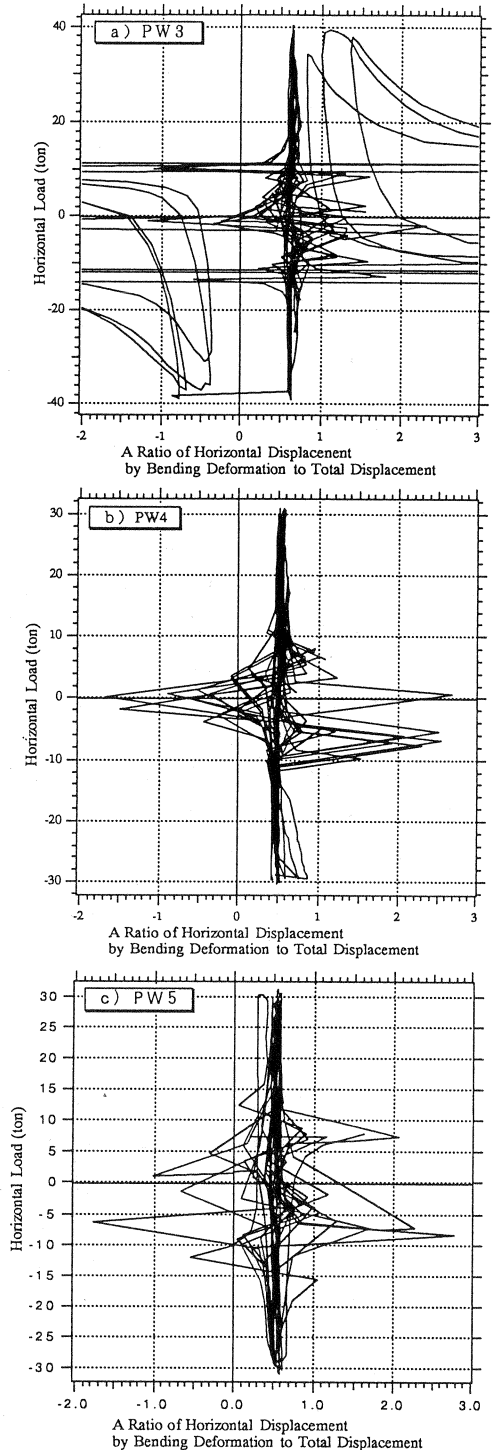


図4 1層の曲げ変形による水平変位の全変位に対する比

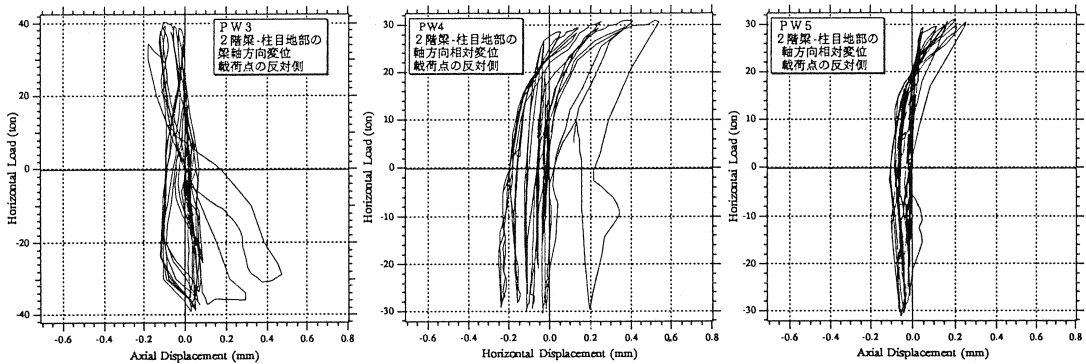


図5 目地の軸方向変形 (PW3) 図6 目地の軸方向変形 (PW4) 図7 目地の軸方向変形 (PW5)

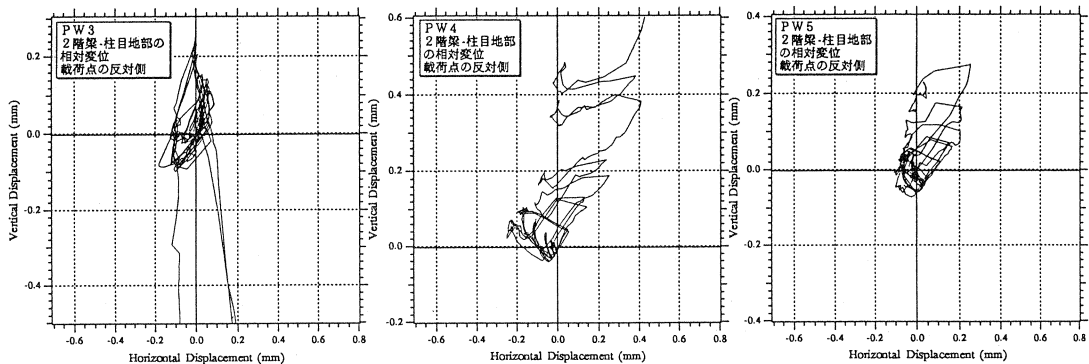


図8 目地の挙動 (PW3) 図9 目地の挙動 (PW4) 図10 目地の挙動 (PW5)

る度合いが高く、PW3よりも各壁版の曲げ変形が大きくなったために架構の層せん断変形の割合が大きくなり、相対的に曲げ変形による水平変位量の比が小さくなったものと思われる。水平荷重が-10ton～+10tonの低荷重域において曲線に乱れが生じているが、定性的ではない。

3.4 柱-梁接合部の挙動

載荷点と反対側の柱-梁接合目地部(図1測定位置8～9)の、荷重と梁軸方向伸縮であるX方向の相対変位関係を図5～図7に示す。符号は軸方向に縮む変位を正(図2)としている。また目地部のせん断変形である上下方向の挙動を縦軸にとり梁軸方向の相対変位量を横軸にとった2次元挙動を図8～図10に示す。梁軸方向の相対変位はプレキャスト梁部材断面高さ(25cm)の1/2位置で、PC鋼材と同じ位置を測定した。梁はPW3、PW5では5cm厚さの後打ちスラブとの合成となっている。またPW4は壁板下端を梁に接合するため5cmの増し打ちとなっている。したがってすべての供試体の軸長変化の測定位置は断面図心ではなく、梁軸方向の変位量は曲げひずみの影響を受けていると思われる。

PW3: 図5によれば、X方向(梁軸方向)は目地部の変形は $\delta = -0.2\text{mm} \sim +0.1\text{mm}$ で概ね安定しているが最終載荷ステージではX方向の変位が増大している。図8によればY方向(せん断変形)は概ね $\delta = 0.1\text{mm} \sim +0.3\text{mm}$ の変形であり安定した挙動であるが、終局時で負荷重により約-2mmの変位が生じている。これはパネル部の柱の軸引張りによるひび割れが亀裂ゲージを横切っており、その亀裂が拡大したためである。

PW4: 図6、図9によれば目地の挙動は比較的安定しており、軸方向で $\delta = -0.15 \sim +0.1\text{mm}$ 、Y方向で $\delta = -0.05 \sim +0.1\text{mm}$ に収まっている。しかし載荷ステージが進むにつれて軸方向変位は正の値(軸長短縮)

表4 実験結果のまとめ

| 供試体 | 接合部の 最大変形角 | 2階梁 P C 鋼材の 応力変化 | 曲げ変形比 | 架構の変形挙動 |
|-------|---------------|---------------------|-------|----------|
| P W 3 | 1/1205 (rad) | 2.0ton (7.4%) 減 | 60% | 飛び移り現象あり |
| P W 4 | 1/166 (rad) | 2.0ton (9.3%) 減 | 50% | 安定 |
| P W 5 | 1/757 (rad) | 2.3ton (10.7%) 減 | 50% | 安定 |

を示すようになり変位が増大した。これは載荷点の水平変位量が $R = 1/150\text{rad}$ 以上になると正荷重において梁下端の圧壊が生じ、そのために圧縮ひずみが増大したものと思われる。Y方向変位は $\delta = +0.5\text{mm}$ (右上がり) を越えている。載荷点の水平変位量が $R = -1/68\text{rad}$ において、1階柱頭の柱梁接合パネル内に柱軸引っ張りによるひび割れが発生しており、Y方向の変位の増大は柱のパネル内の軸方向ひずみによるものと思われる。

P W 5 : 図7、図10によれば、終局状態においてもP W 3、P W 4と比較して安定した挙動を示している。軸方向変位量は $\delta = -0.1 \sim +0.2\text{mm}$ で、Y方向変位は $\delta = -0.05 \sim +0.3\text{mm}$ に収まっている。Y方向変位の増大はパネル内に生じた軸引っ張りひび割れによるものであり、目地部のせん断変形に起因するものではない。

4. 結論

以上の内容を表4にまとめる。これらから次のような知見が得られた。

- 1) スラブとの合成効果により梁の剛性が高まる。その効果として圧着されたブロック梁の直線性が保持され、柱梁接合部の水平荷重に対する挙動が安定する。
- 2) P C 鋼材の応力は変形の進行に伴い減少するが、柱・梁接合部には有害な変形が生じることなく、存在するせん断力を柱に伝達することができた。
- 3) 3体の供試体の架構の水平変位において、曲げによる変位量の全体変位に対する比は概ね50%~60%であった。曲げによる変位量の全体変位に対する比は壁版の曲げ補強筋量に左右される。よって曲げ補強筋量が多い供試体では、各壁版の曲げ剛性が高くなり、層せん断変形による層間変位量が小さくなり、相対的に曲げによる変位量の全体変位に対する比は大きくなる。
- 4) 壁版の配筋において壁筋の間隔が大きく曲げ補強筋量の多いものは壁の破壊がせん断型となり、コンクリートのひび割れ面のずれにより架構が飛び移り的な変形挙動を示す。また壁筋を緻密に配置して、曲げ降伏先行型とした壁版は、架構の挙動は安定しており、靱性に富んだ構造特性を示す。

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)」で行な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版の耐震性に関する実験的研究、第4回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp135-138、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、pp559-564、1995年6月