

## プレストレストコンクリート造建物に関する実験の結果 E-Defense を用いたコンクリート系建物実験 2010 / その5

正会員 ○田原健一<sup>\*1</sup>, 長江拓也<sup>\*2</sup>, 福山國夫<sup>\*3</sup>, 松森泰造<sup>\*4</sup>  
塩原等<sup>\*5</sup>, 壁谷澤寿海<sup>\*6</sup>, 河野進<sup>\*7</sup>, 西山峰広<sup>\*8</sup>, 西山功<sup>\*9</sup>

フレーム構造 耐震壁 振動台実験

### 1. はじめに

本稿ではその4に続き、プレストレストコンクリート造建物を用いた実験の結果について述べる。

### 2. 全体挙動

実験結果一覧を表1に示す。表中の周期は地震波加振後の弱いホワイトノイズ加振から得たものである。

図1に、JMA Kobe 100%入力の場合について、全体変形角(外力重心位置に近いの3F変位を3F高さ9mで除したものと1階層せん断力の関係を示す。X方向では大きな履歴ループが見られ、それ以後は剛性劣化し周期がやや伸びたことが分かる。Y方向(壁方向)については、ループ形状は安定しているが、とサイクルを追うごとに剛性が劣化した。

図2に最大層間変形角の分布を示す。JMA-Kobeの50%加振までは、いずれの方向も最大層間変形角は0.005rad程度で、全層がほぼ一定の分布形状になった。X方向の1次固有周期に変化はなかった。Y方向は、JMA-Kobeの50%加振で若干伸びて0.37秒となった。JMA-Kobeの100%加振においては、X方向の純フレーム構造の変形が急激に増大し、1階で最大層間変形角が0.04radを超えた。また、その変形は下2層に集中した。一方、Y方向は、アンボンドプレストレスト連層耐震壁の効果で最大変形角が、0.017radにとどまり、各層の変形もほぼ一定の分布となった。この時点で、X方向の1次固有周期は0.69秒に、Y方向の1次固有周期は0.52秒となった。JR-Takatoriの60%加振では、さらに顕著に違いが表れた。

図3に全体変形角-1階層せん断力関係の包絡線を示す。X方向では、JMA-Kobe波の100%加振において、0.015rad時に最大層せん断力を生じ、その後はなだらかな耐力低下が生じたが、変形角0.04rad時においても、最大層せん断力の85%程度を負担した。Y方向では、JMA-Kobe波の100%加振における約0.01rad時に耐力が計算値の約1.5倍に達した。JR-Takatori波の60%加振では、繰り返し変形の影響で低下し、約0.015radのときに最大層せん断力の75%程度となった。

図4に層せん断力係数分布を示す。各階の値を1階の値で基準化しており、各階の最大層せん断力係数の分布、および1階の最大層せん断力時の分布を示している。X方向、Y方向とも、各層の最大層せん断力係数比がAi分布に近くなった。1階の最大層せん断力時の層せん断力係数は、純フレームのX方向においてより矩形分布に近くなった。

表1 実験結果一覧

	最大層間変形角 [rad]		加振後周期 [s]	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向
加振前	—	—	0.45	0.29
JMA Kobe 25%	0.002	0.002	0.45	0.31
JMA Kobe 50%	0.004	0.006	0.44	0.37
JMA Kobe 100%	0.041	0.017	0.69	0.52
JR Takatori 40%	0.015	0.009	0.68	0.51
JR Takatori 60%	0.062	0.016	0.84	0.55

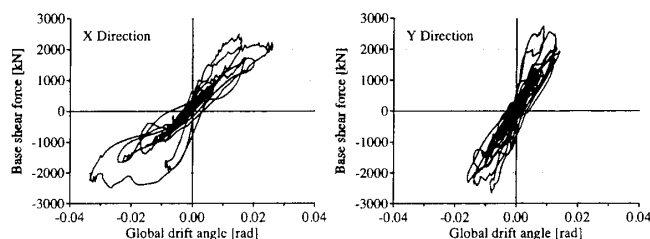


図1 全体変形角 - 1階層せん断力関係 (Kobe 100%)

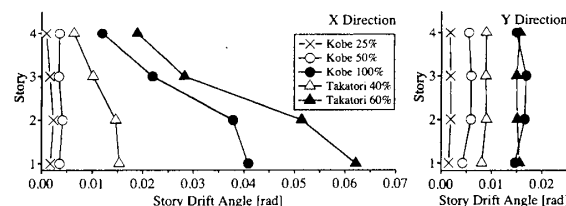


図2 最大層間変形の分布

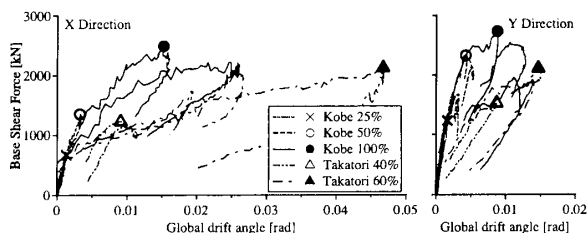


図3 全体変形角 - 1階層せん断力関係の包絡線図

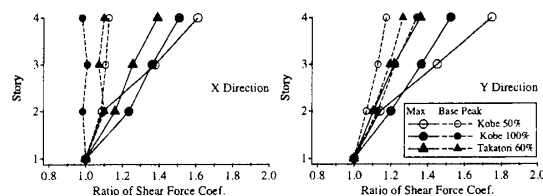


図4 最大層せん断力係数分布

Test result on a prestressed concrete building

The 2010 E-Defense test on concrete buildings Part. 5

Kenichi TAHARA, Takuya NAGAE, Kunio FUKUYAMA, Taizo MATSUMORI  
Hitoshi SHIOHARA, Toshimi KABEYASAWA, Susumu KONO, Minehiro NISHIYAMA, Isao NISHIYAMA

### 3. 部材の挙動

#### 3.1 各構面の応答性状

実験では振れ応答が生じ、Y 方向に影響が顕著であった。試験体の偏心は無視できる程度であったが、A 通りのみ下2層に鋼繊維補強を施したため両構面の劣化性状が異なり、偏心が生じたと考えられる。以降、X-1 通りと Y-C 通り(変形が大きい側)の構面を対象とする。図 5 に X-1 通り、Y-C 通りの部材変形の計測概要を示す。

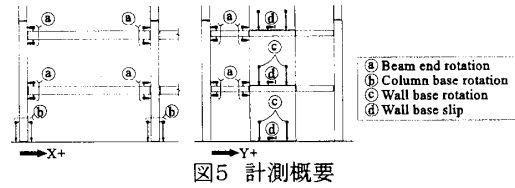


図5 計測概要

#### 3.2 長辺方向(X方向)

図 6 に層間変形角に対する梁端変形角、柱脚変形角割合を示す。梁の変形角は下階の層間変形角で、柱脚変形角は1階層間変形角でそれぞれ除している。いずれも、傾向はほぼ等しく、隅柱と中柱において柱脚と2階の梁端の変形比が1に近く、3階の梁において変形比が約0.5に低下している。これは、下2層の部分崩壊形における特徴を表しており、2階の柱頭においてヒンジが生じたために、その分3階床レベルの梁端の回転が小さくなったものである。なお、3階でも柱が変形し、4階の梁端における変形比も小さくなった。

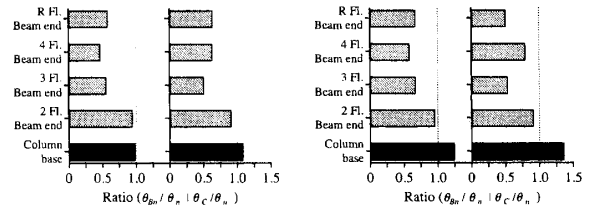


図6 層間変形角に占める梁端部の変形角の内訳

#### 3.3 短辺方向(Y方向)

図 7 に各階の壁脚部における滑りおよび浮上がりによる回転が層間変形に占める割合を示す。壁脚滑りは各階で殆ど無く、1階では層間変形の殆どが脚部回転でもたらされえている事がわかる。2階以上では浮上がり、滑りともに殆ど無く下階からの回転が層間変形の殆どを占めている。

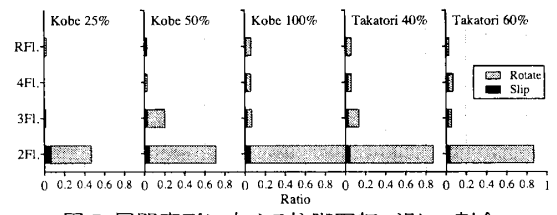


図7 層間変形に占める柱脚回転、滑りの割合

図 8 に境界梁の端部回転角と層間変形角を示す(柱側の梁端を黒色、壁側を灰色)。正負ともに両端がほぼ同じ値となり、境界梁が柱側においても柔軟に回転したことが分かる。また、正方向においては、壁が浮き上がるにより梁端の回転角が層間変形角を大きく超える。壁脚回転の中立軸位置を圧縮縁から400mmと仮定し壁境界部の上下動を考慮し層間変形角を元に幾何学的に求めた梁端の回転角を図10に示す。計測結果とよく一致しており、1階の壁脚の回転が一定の圧縮部領域を軸とし安定的にロッキングしたことが示唆される。

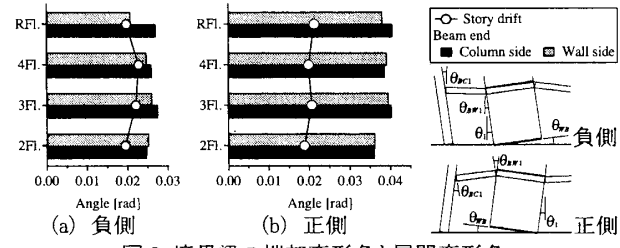


図8 境界梁の端部変形角と層間変形角

### 4. まとめ

プレレストコンクリート建物に関する実験結果を述べた。

1. X 方向の純フレーム構造が1階と2階において変形が進行する部分降伏機構を示した。
2. アンボンドプレレスト連層耐震を組み込んだY方向では、常にほぼ様な層間変形角分布を示し、最大層間変形角は0.02 rad以下にとどまった。
3. 短辺方向は、1階の壁脚の回転において連層壁全体が剛体的にロッキングして全体降伏機構を実現した。

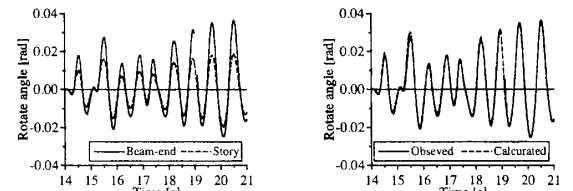


図9 層間変形角と梁端変形角 図10 梁端変形角と計算値



図11 損傷状況 (JMA Kobe 100%入力加振後)

\*1 独立行政法人防災科学技術研究所 研究員・博士(工学)  
 \*2 独立行政法人防災科学技術研究所 主任研究員・博士(工学)  
 \*3 独立行政法人防災科学技術研究所 客員研究員  
 \*4 独立行政法人防災科学技術研究所 主任研究員・博士(工学)  
 \*5 東京大学大学院工学系研究科 准教授・工博  
 \*6 東京大学地震研究所 教授・工博  
 \*7 京都大学大学院工学研究科 准教授・Ph.D.  
 \*8 京都大学大学院工学研究科 教授・工博  
 \*9 国土交通省国土技術政策総合研究所 建築研究部長・工博

Researcher, NIED, Dr. Eng.  
 Senior Researcher, NIED, Dr. Eng.  
 Visiting Researcher, NIED  
 Senior Researcher, NIED, Dr. Eng.  
 Assoc. Prof., Graduate School of Engineering, University of Tokyo, Dr. Eng.  
 Prof., ERI, University of Tokyo, Dr. Eng.  
 Assoc. Prof., Graduate School of Engineering, Kyoto University, Ph.D.  
 Prof., Graduate School of Engineering, Kyoto University, Dr. Eng.  
 Director of Building Department, NI LIM, Dr. Eng.