

鉄筋コンクリート造試験体の破壊性状と水平耐力

E-Defense を用いたコンクリート系建物実験 2010 / その3

正会員 ○長江拓也<sup>1</sup>, 田原健一<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. 変形性状

実験において顕著な破壊が生じた十字形柱梁接合部と耐震壁1階脚部の変形性状を確認する。

(1) 柱梁接合部: Figure 1 に①通りの柱梁接合部のパネルゾーンの変形性状を示す。(a)に計測方法を示す。(b)に JMA-Kobe 波の 100%加振における接合部のせん断変形角と、上下階の層間変形角の平均値の時刻歴波形を示す。

ここで、(c)に示すように接合部変形角と上下階の層間変形角に一定の相関があると仮定して、時刻歴波形のピーク値同士をとり、層間変形角に対する接合部変形角の比を変形比として定義する。(d)に各加振における変形比の最大値を示す。2 Fl.から 4 Fl.における変形比は、JMA-Kobe 波の 25 %加振で 0.2 を下回っていたが、JMA-Kobe 波の 50 %加振と 100 %加振では 0.4 に増加した。大変形時には 1 階と 2 階における部分降伏により変形が進んでおり、JR-Takatori 波の加振において変形を繰り返し受けた 2 Fl.の接合部の変形比は、最終的に 0.8 まで増加した。

(2) 壁脚: Figure 2 に、C 通りの 1 階壁脚部における回転とすべりを示す。(a)に計測方法を示す。(b)に JMA-Kobe 波の 100 %加振における壁脚回転角と 1 階層間変形角の時刻歴波形を示す(ピークに記号 a-d を記入)。ビデオ映像から壁脚の曲げ圧壊がピーク b に向かう途中で確認された。(c)に基礎と壁の相対水平変位と層間変形の時刻歴波形を示す。すべりはピーク a から生じ、ピーク b で 30 mm 程度となった。その後のピーク c, d においても同程度のすべりが生じた。すべりを階高で除した値を求め、壁脚回転角とともに層間変形角に占める変形比を図中(d)に示す。ピーク b 以降は、壁脚の回転とすべりが 1 階層間変形のほぼ全てを占めている(ピーク b-d)。

2. 力と変形の履歴と主筋歪

JMA-Kobe 波の 50 %加振について示す。Figure 3 に 1 階層せん断力と全体変形角の関係、それに対応する層せん断力の時刻歴波形を示す。全体変形角は基礎と 3 階床の相対水平変位を 3 階床高さで除して求めた。X 方向、Y 方向とも 0.002-0.003 rad を超えて剛性が顕著に低下し時刻歴波形における周期が伸びたが、X 方向においてより顕著である。この加振における主筋歪の最大値を Figure 4 に示す。(a)柱脚と(d)壁脚は危険断面において歪が大きく、15000  $\mu$ 程度および 20000  $\mu$ 程度となった。(b)十字形接合

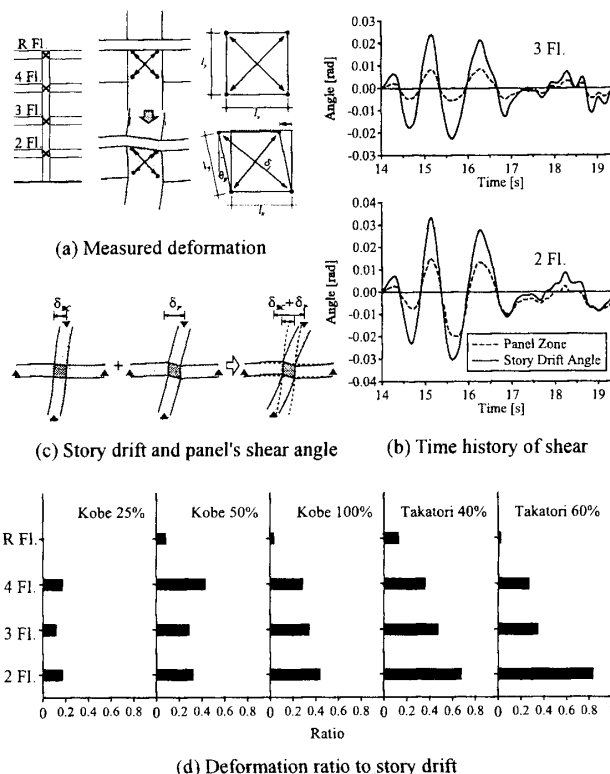


Figure 1 Deformation of interior beam-column joint

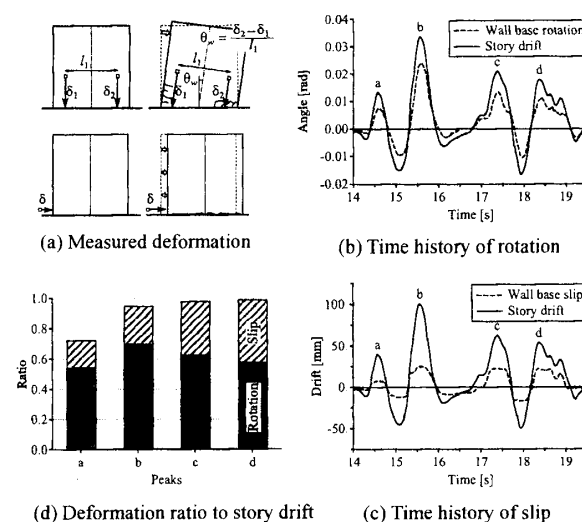


Figure 2 Deformation of wall base (JMA-Kobe 100%)

Failure mode and lateral strength capacity of reinforced concrete specimen

The 2010 E-Defense test on concrete buildings / Part. 3

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

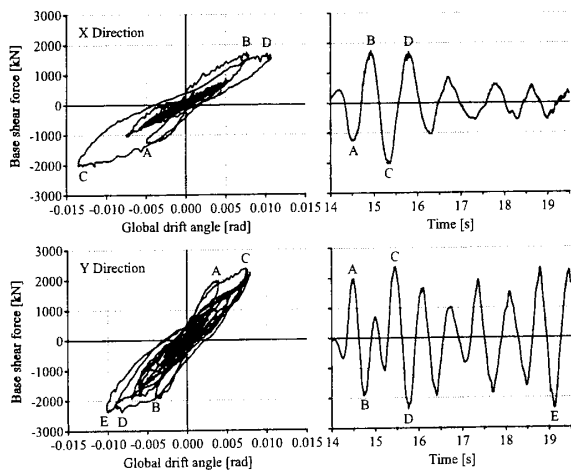


Figure 3 Base shear force and global drift (JMA-Kobe 50%)

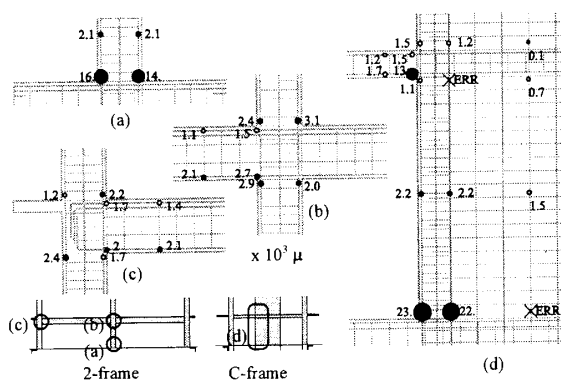


Figure 4 Strain distribution of rebar (JMA-Kobe 50%)

部, (c)ト形接合部の歪レベルは相対的に小さいが, 梁主筋と柱主筋の両方が同様に降伏した。

### 3. 水平耐力

全加振における 1 階層せん断力と全体変形角の関係から得られる包絡線を Figure 5 に示す。図中には静的漸増解析により得られた水平耐力の計算値 (最大層間変形角 0.01 rad 時) を示す。X 方向では, JMA-Kobe 波の 50%加振において全体変形角 0.01 rad 時の層せん断力が計算値の 1.1 倍程度になった。その後もなだらかに上昇を続け, 全体変形角 0.02 rad 時に計算値の 1.3 倍程度になった。Y 方向では, JMA-Kobe 波の 50%加振において全体変形角 0.01 rad 時の層せん断力が計算値の 1.7 倍になった。JMA-Kobe 波の 100%加振において, 壁脚の曲げ圧壊による耐力低下が生じたがピーク時の層せん断力は計算値の 2.2 倍

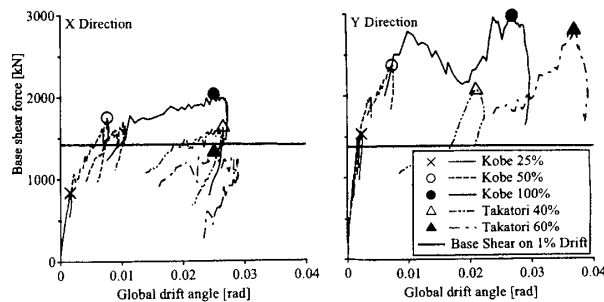


Figure 5 Horizontal strength capacity

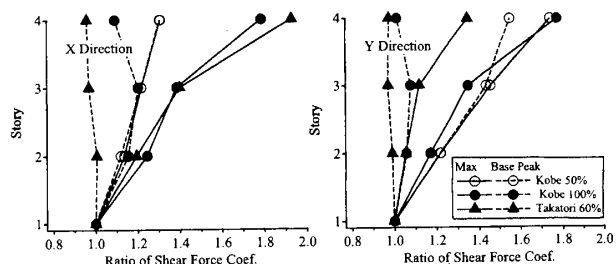


Figure 6 Distribution of story shear force coefficient

になった。JR-Takatori 波の 60%加振における全体変形角 0.04 rad 時にも同程度の層せん断力を示した。

Figure 6 に各階の層せん断力係数比を示す。層せん断力係数比は, 各階の層せん断力係数を 1 階の層せん断力係数で除して求めた。図には, 各層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, JMA-Kobe の 50%加振では, 各層の最大層せん断力係数比と 1 階の最大層せん断力時の層せん断力係数比がほぼ等しく,  $A_1$  分布に近くなった。いずれも, 損傷が顕著になる JMA-Kobe の 100%加振, JR-Takatori の 60%加振では矩形分布に近くなった。

### 4. まとめ

下層部における柱, 梁, 壁の危険断面付近で主筋が降伏し骨組の剛性が劣化していた。柱梁接合部については顕著なせん断変形の進行が見られた。1 階壁脚には, 回転とすべりが生じ層間変形角の大半を占めていた。

全体変形角 0.01 rad 時における水平耐力は, X 方向で計算値の 1.1 倍であるのに対して, Y 方向では計算値の 1.7 倍に達した。1 階における最大層せん断力時の層せん断力係数比は, 変形が大きくなり損傷が進行すると矩形分布に近くなった。

\*1 独立行政法人防災科学技術研究所 主任研究員・博士 (工学)  
 \*2 独立行政法人防災科学技術研究所 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

Senior Researcher, NIED, Dr. Eng.  
 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.