

# 動的破壊実験による鉄筋コンクリート造耐震壁 の変形性能の検討

松井智哉<sup>1</sup>・壁谷澤寿海<sup>2</sup>・加藤敦<sup>3</sup>・梶原浩一<sup>4</sup>・倉本洋<sup>5</sup>・長島一郎<sup>6</sup>

<sup>1</sup>工修 東京大学大学院 工学系研究科 (〒113-0032 東京都文京区1丁目1番1号)

<sup>2</sup>工博 東京大学地震研究所教授 (〒113-0032 東京都文京区1丁目1番1号)

<sup>3</sup>工修 防災科学技術研究所 (〒305-0006 茨城県つくば市天王台3丁目1番)

<sup>4</sup>工修 防災科学技術研究所 (〒305-0006 茨城県つくば市天王台3丁目1番)

<sup>5</sup>工博 豊橋技術科学大学助教授 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町1丁目1番)

<sup>6</sup>博士(工学) 大成建設株式会社 技術センター (〒245-0051 神奈川県戸塚区名瀬町344番1号)

A dynamic experiment of two reinforced concrete walls was carried out as a preliminary test towards three-dimensional full-scale testing at E-defense. The two specimens were identical and 1/3 scale model of a plane shear wall with boundary columns representing lower two stories in a six-story wall-frame building. Upper stories were modeled with mass of steel weight over concrete slab. Only the height to the center of the mass from the base was changed between the two specimens to simulate the effect on the collapse mechanism, because the effective height of dynamic lateral loads may change to the change in distribution. As the result, both specimens shown resemble deformability.

*Key Words : Reinforced concrete, Shear wall, Dynamic experiment, Shaking table, Shear strength, Deformability*

## 1. はじめに

連層耐震壁の最下層を取り出した平面耐震壁試験体により、面内一方向入力の変動実験を行った。この実験は、今後計画的に実施する予定である実大鉄筋コンクリート建物の三次元変動実験に向けた予備実験シリーズの一部として実施計画された。実験の目的は、耐震壁試験体単体の動的な挙動における破壊メカニズム、復元力特性、履歴性状、変形性能などの基本性状を把握することである。また、動的変動実験における入力制御技術、計測技術、記録技術などを開発検証していくことも目的に含まれる。ここでは、実験計画と実験結果の概要について報告する。

## 2. 試験体

本実験では、耐震壁単体のみのデータを得ることを目的としているため、試験体は図-1に示す形状とし、面外方向の変形を拘束するために図-2に示すように振れ止め設置している。表-1に部材断面詳細

を示す。試験体は、6階建連層耐震壁付鉄筋コンクリート建物を想定し2層1/3縮約モデルである。試験体は、壁内法高さ800mm、内法長さ1600mm、壁厚80mm、縦横筋はD6@100 ( $p_s=0.4\%$ )としており、

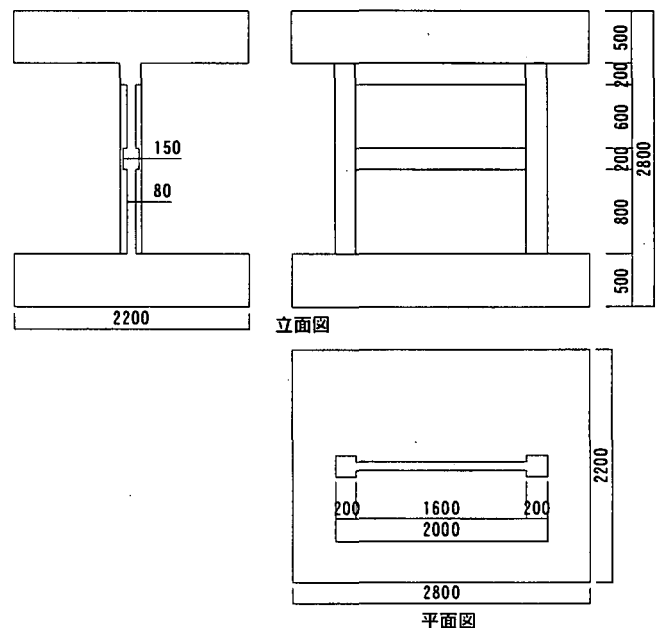


図-1 試験体平面図および立面図

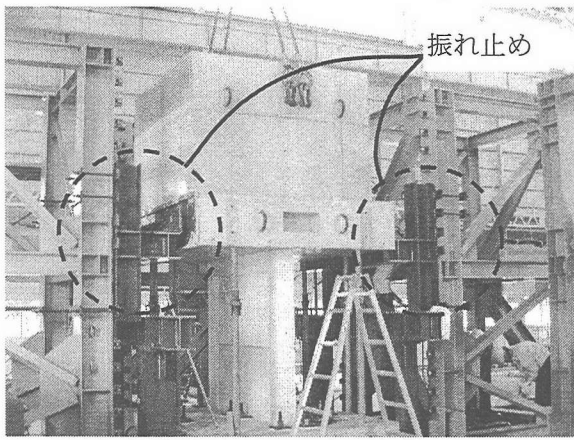


図-2 試験体設置状況

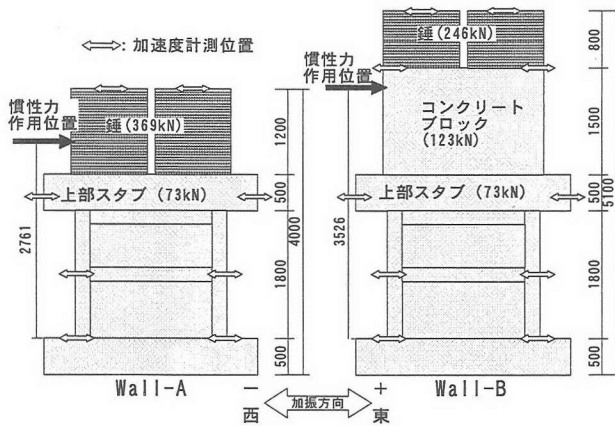


図-3 加速度計則位置

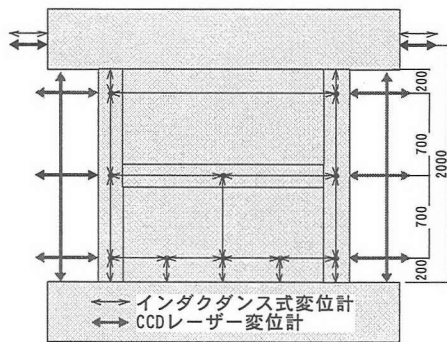


図-4 変位測定位置

部材断面形状、配筋は同じである。2体の試験体のパラメータは、水平慣性力の作用位置である。図-3に示すように、上部重量はともに442kNであるが、錘の設置高さを変えることにより慣性力作用位置が異なり、破壊モードがせん断破壊先行型（Wall-A）と曲げ降伏先行型（Wall-B）の2通りを想定した。せん断スパン比 $M/Qlw$ は、Wall-Aが1.38、Wall-Bが1.75となる。

使用したコンクリートは呼び強度 $21\text{N/mm}^2$ （実験時の目標圧縮強度 $=27\text{N/mm}^2$ ）である。実験時の材料特性を表-2に示す。粗骨材の最大寸法は13mm（6号砕石）であり、基礎スタブおよび壁部には普通コ

表-1 部材断面詳細（単位:mm）

		1階	2階
柱	B×D	200×200	
	主筋	12-D13 (pg=3.8%)	
	帯筋	2-D6@60 (pw=0.53%)	2-D6@50 (pw=0.64%)
	副帯筋	2-D6@120 (pw=0.27%)	—
梁	B×D	150×200	200×500 (上部スタブ内300に埋)
	主筋	4-D10 (pt=0.54%)	
	あばら筋	2-D6@100 (pw=0.42%)	
壁	壁厚	80	
	縦筋	D6@100 (ps=0.4%)	2-D6@100 (ps=0.8%) (上部400mm) D6@100 (ps=0.4%)
	横筋	D6@100 (ps=0.4%)	

表-2 コンクリートの材料特性

試験体	部位	材令 (日)	$\sigma_B$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$\epsilon$ ( $\mu$ )	$E_c$ ( $\text{kN/mm}^2$ )	$\nu$	$\sigma_t$ ( $\text{N/mm}^2$ )
試験体 A せん断型 6/24 試験	1層壁部	40	26.4	1770	24.4	0.19	2.62
	2層壁部	32	30.0	1861	25.4	0.19	2.69
	基礎スタブ	47	28.4	—	—	—	2.44
	上部スタブ	25	29.3	—	—	—	2.28
試験体 B 曲げ型 7/2 試験	1層壁部	48	25.2	1811	24.8	0.18	2.47
	2層壁部	40	29.6	1828	26.2	0.19	2.48
	基礎スタブ	55	26.4	—	—	—	2.36
	上部スタブ	33	29.0	—	—	—	2.46

$\sigma_B$ : 圧縮強度、 $\epsilon$ : 圧縮強度時歪、 $E_c$ :  $\sigma_B/3$  割線剛性、 $\nu$ : ポアソン比、 $\sigma_t$ : 引張強度

表-3 鉄筋の材料特性

種別・使用部位		$\sigma_y$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$\epsilon_y$ ( $\mu$ )	$E_s$ ( $\text{kN/mm}^2$ )	$\sigma_t$ ( $\text{N/mm}^2$ )	伸び (%)
D6 (SD295A)	壁筋・柱・梁 横補強筋	377	1952	196	493	29.4
D10 (SD295A)	梁主筋	366	2018	181	503	28.0
D13 (SD390)	柱主筋	434	2538	186	605	22.8

$\sigma_y$ : 降伏強度、 $\epsilon_y$ : 降伏歪、 $E_s$ : ヤング係数、 $\sigma_t$ : 引張強さ

ンクリートを、上部スタブには早強コンクリートを用いた。コンクリートの打設は、基礎スタブ、壁部1層（2層梁上端レベルまで）、壁部2層、上部スタブの4回に分けて行い、打継面にはコンクリート打設の翌日に十分な目荒らしを行った。

表-3に鉄筋の材料特性を示す。使用した鉄筋は、SD295AのD6（壁筋、柱・梁横補強筋）とD10（梁主筋）、SD390のD13（柱主筋、スタブ幅止筋）とSD345のD25（スタブ筋）である。

### 3. 相似率

本実験で用いた試験体は1/3縮小モデルであり、6階建物の1階の耐震壁に相当する軸応力度を満足するために試験体重量以外に付加重量が必要であった。鋼製錘を加え上部重量を442kNとし、ほぼ目標相似率を満足した。したがって試験体入力加速度は原設計の建物への効果にそのまま対応するが、時間軸による相似率を適用し $1/\sqrt{3}$ 倍して入力した。

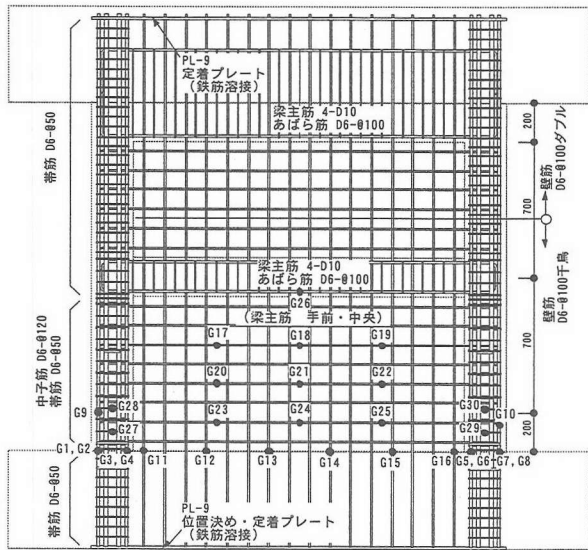


図-5 配筋図および歪測定位置

表-4 入力計画

目標最大入力速度 (kine)	地震波 (kine)	原波形に対する倍率	原波形最大加速度 (gal)	原波形最大速度 (kine)	試験体入力最大加速度 (gal)	試験体入力最大速度 (kine)	継続時間 (sec)
25	TOH	0.6	258.2	40.9	154.9	14.4	26.6
37	ELC	1.1	341.7	34.8	375.9	21.4	31.0
50	JMA	0.6	820.6	85.4	492.4	28.9	34.6
75	JMA	0.9	820.6	85.4	738.5	43.3	34.6
60	CHI	0.9	884.4	70.6	796.0	34.6	57.7
100	JMA	1.2	820.6	85.4	984.7	57.7	34.6
50	CHI	0.7	884.4	70.6	619.1	28.9	57.7
125	TAK	1.0	605.5	124.2	605.5	72.2	23.1
70	CHI	1.0	884.4	70.6	884.4	40.4	57.7

#### 4. 測定方法

加速度は、主なものとして錘上部の加震方向、上部スタブ1層梁、基礎スタブ位置での3成分方向を含む30成分を測定した(図-3)。変位は、上部スタブ及び側柱での水平変位、側柱を4分割して軸方向変位、壁板の部分変位を変位計によって測定した(図-4)。鉄筋の歪は、柱主筋、帯筋、壁のせん断補強筋等の主要な位置に歪ゲージを貼り測定した(図-5)。各計測値の取り込み周波数は2000Hzである。

#### 5. 入力計画

入力地震動はTOH(1978年宮城県沖地震、東北大学の記録、NS成分)、ELC (1940年Imperial Valley地震、El Centroの記録、NS成分)、JMA (1995年兵庫県南部地震、神戸海洋気象台の記録、NS成分)、CHI (Chile地震,1985年)、TAK (1995年兵庫県南部地震、JR鷹取駅の記録、NS成分) の5種類を用いた。入力レベルは表-4に示す目標速度を設定して加震を行った。予備解析では入力レベルが、Wall-A

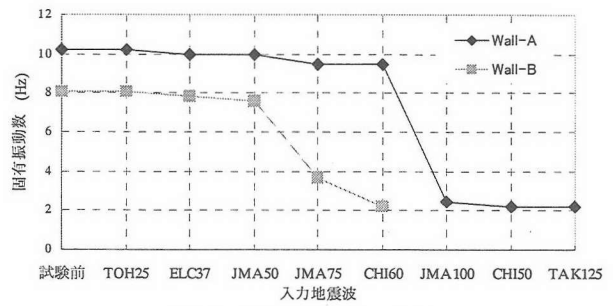
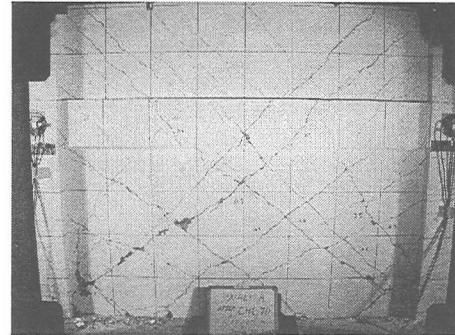
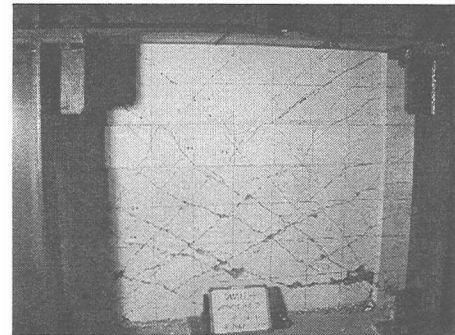


図-6 固有振動数の変化



Wall-A (CHI50)



Wall-B (CHI60)

図-7 試験体ひび割れ状況

はJMA100、Wall-BはJMA75付近で降伏すると予想され、弾性時、降伏点近傍、降伏後終局までの応答性状を得ること、両試験体とも同じ入力計画にすることを考慮し、表-4のように設定した。また、損傷による試験体の固有振動数の変化を測定する目的で各地震動の入力前後に20galレベルのホワイトノイズを入力した。

#### 6. 損傷評価

図-6に各地震動入力前後にホワイトノイズ入力して得られた基礎と上部スタブの加速度応答から算定した試験体の固有振動数を示す。損傷を受ける前の固有振動数はWall-Aが10.25Hz、Wall-Bが8.06Hzとなっており、Wall-AはJMA100、Wall-BはJMA75の後に大きく低下した。

ひび割れが進行した状態の試験体を図-7に示す。Wall-AはCHI50入力後、Wall-BはCHI60入力後のひび割れ状況である。Wall-Aは、JMA75でほぼ斜め

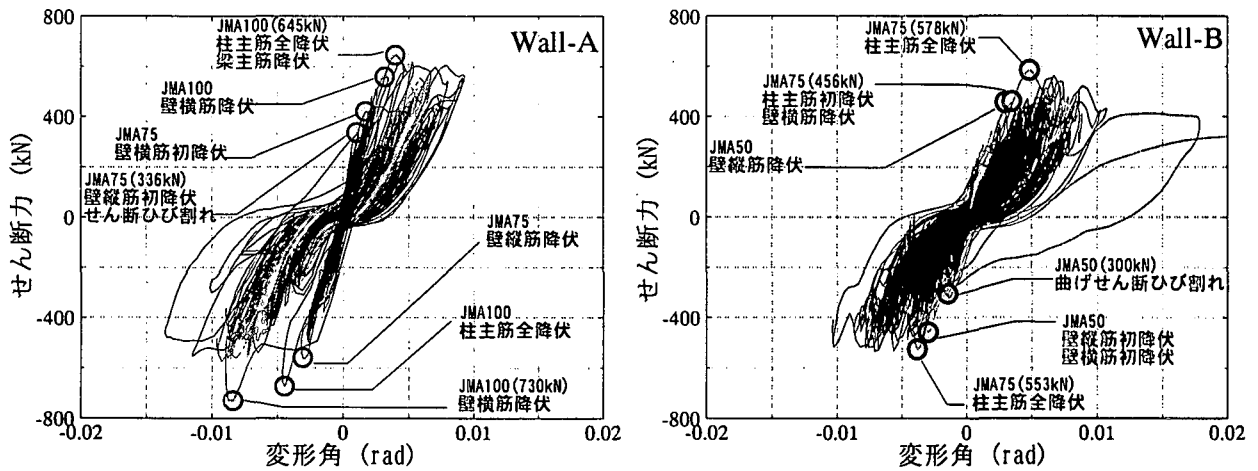


図-8 歪の降伏状況

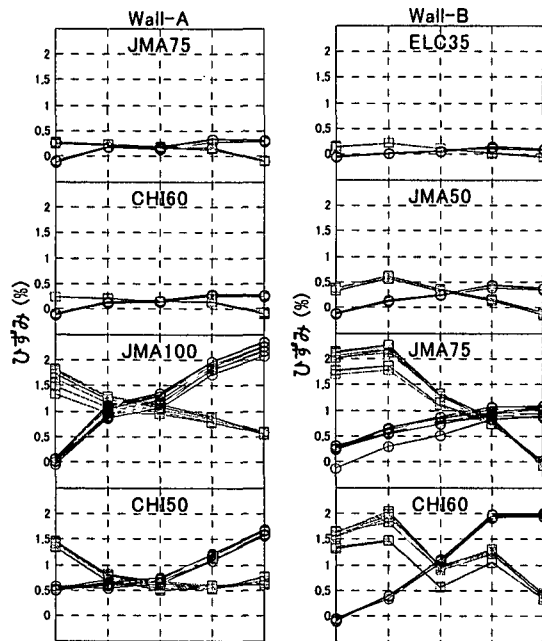


図-9 耐震壁脚部のひずみ

45° にせん断ひび割れが発生し、JMA100で柱に曲げひび割れ発生、壁板のひび割れが進行している。Wall-BではJMA50で柱脚部から反対側柱へ斜めに曲げせん断ひび割れが生じ、JMA75で柱に曲げせん断ひび割れ発生、壁板ひび割れが進行しており、ひび割れの違いが確認できる。破壊状況は、Wall-Aは中央のせん断ひび割れが拡大していき、CHI70で一層の壁板の対角線に沿って壁板が圧壊し、それに伴い西側柱が圧壊した。一方、Wall-BはJMA100において壁板東側下部と同時に東側柱脚部が圧壊し、曲げせん断破壊となりWall-Aとはやや異なる破壊性状であったが、最大の振幅レベルで比較すると大幅に変形能力が向上することはなく、ともに曲げ降伏後に脆性的な破壊となった。

図-8にせん断力-変形角履歴曲線を重ね合わせたものを歪ゲージから得られた鉄筋の降伏状況とともに示した。どちらの試験体も、柱主筋全降伏時(曲げ降伏)に最大耐力に達しており、曲げ降伏に至る

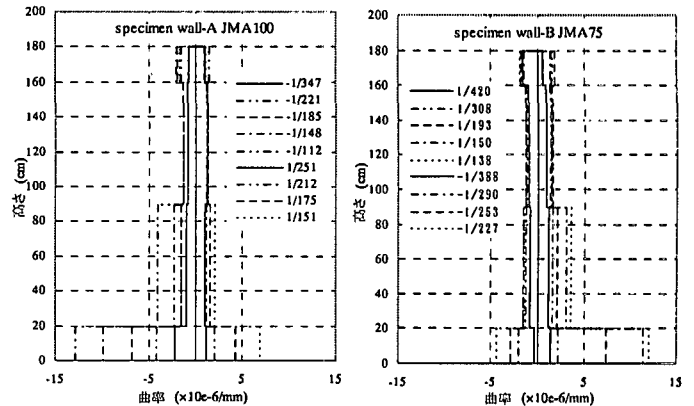


図-10 高さ方向の曲率分布

までにひび割れ発生、壁縦筋が全て降伏するなどして剛性低下しているが、壁横補強筋で降伏しているのはわずかであった。曲げ降伏後は、梁主筋、壁横補強筋の過半が降伏しながら変形が増大しており、両試験体とも鉄筋の降伏状況は類似している。

## 7. 変形性状

### (1) 柱脚部および壁脚部の変形

図-9に耐震壁最下部の変位計より測定した軸方向ひずみを示す。各入力波において最大変形角(上部スタブ位置)時前後のひずみの状況である。大局的にみて、引張側において壁板隅角部付近のひずみが側柱と同程度もしくは大きくなっている。しかし、Wall-AではJMA100から平面が保持された変形になっている。

### (2) 曲率分布

図-10は、Wall-AがJMA100、Wall-BがJMA75と最大耐力を記録した入力波において、最大変位に至る過程における曲率分布を部材角ごとに示したものである。曲率は、高さ方向に4分割し測定した側柱の軸方向変形量から、平面保持を仮定して各区間での曲率を求めた。両試験体とも部材角 $R=1/200$ 程度では、

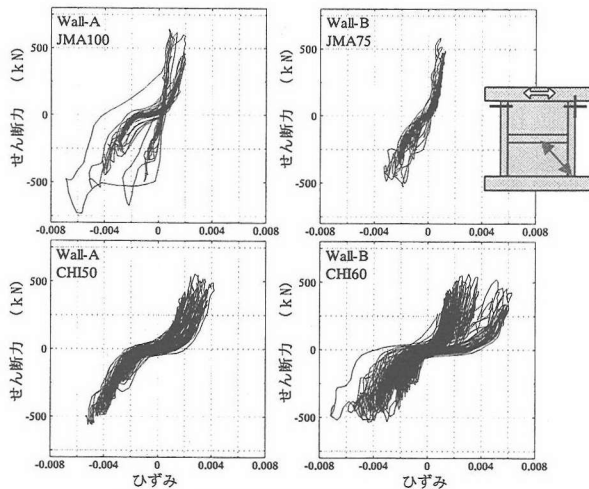


図-11 壁板対角方向のひずみ

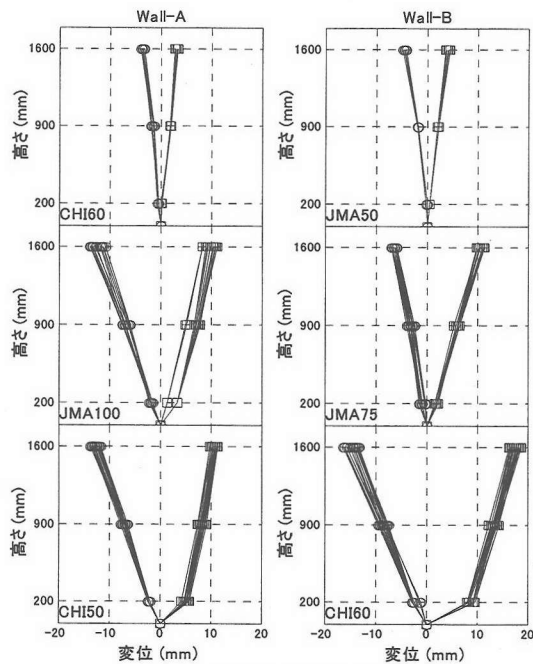


図-12 水平方向変位の分布

下層から上層にかけてなだらかに曲率が減少しているが部材角が大きくなると最下層部に変形が集中している。また、上層部(160~180cm)の曲率が中層部(90~160cm)より若干大きくなっている。曲率分布は、両試験体とも同じ傾向にある。

### (3) 壁板の対角方向ひずみ

図-11に降伏前後における耐震壁1層部分の対角方向(45度)のひずみとせん断力の関係を示す。横軸の正方向が圧縮である。両試験体とも圧縮歪が0.002を越えた付近から耐力の低下がみられた。

### (4) 水平方向変形の分布

図-12に耐震壁の両側において測定した変位の高さ方向の分布を示す。これも降伏前、降伏時、降伏後の3波について各入力波における最大変形角(上部

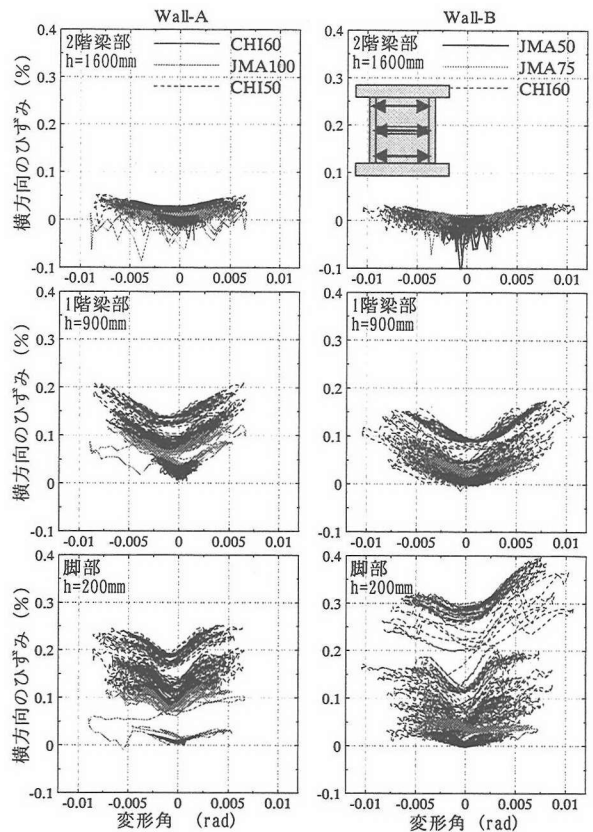


図-13 耐震壁の横方向ひずみ

スタブ)時前後の変位の状況である。両試験体とも降伏前はほぼ直線的な変形分布になっているが、降伏後は脚部に変形が集中していることが確認できる。

### (5) 耐震壁の横方向ひずみ

図-13に耐震壁の柱心間のひずみと変形角(上部スタブ)の関係を高さごとに示す。降伏前、降伏時、降伏後の3波について表しており、正方向が引張りひずみである。降伏前は、脚部のひずみに比べ1階梁部で若干大きくなっているのが確認できる。降伏後は、全体的にひずみが徐々に増加しており、損傷が脚部に集中することもあり、その傾向は脚部において顕著である。

### (6) 曲げ変形とせん断変形

図-14に最大耐力に達したときとその前後の入力波における曲げ変形とせん断変形によるそれぞれの履歴曲線を示す。曲げ変形は先に求めた曲率から、これにより生ずる水平変位の和として算出し、せん断変形は水平変位から曲げ変形を除いたものとする。どちらの試験体も曲げ降伏し最大耐力に達した後、せん断変形成分が増加し、スリップ型の変形挙動となっている。

### (7) 終局変形角

図-15にせん断力-水平変位履歴の包絡線を示す。



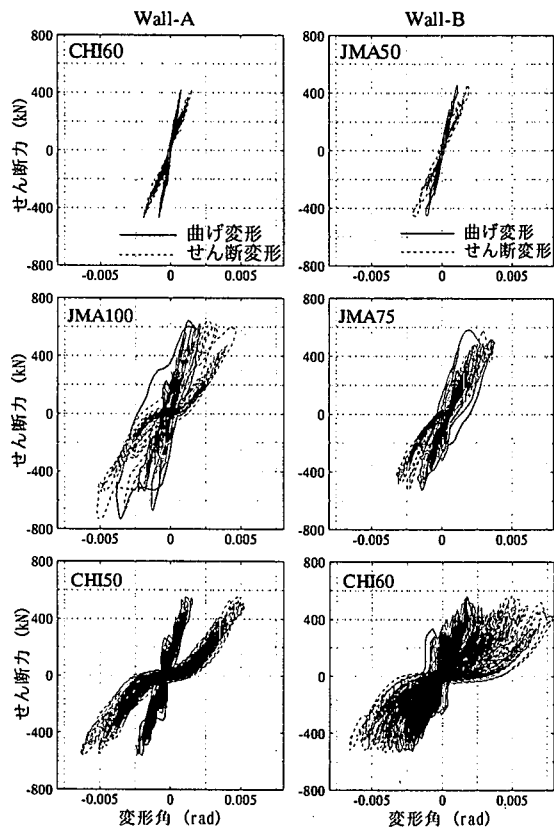


図-14 せん断力とせん断変形および曲げ変形の関係

図中の△印は実験値から評価した終局変形角（最大耐力が80%に耐力が低下したときの変形角）を、また□、○印はそれぞれ文献1)より最大耐力の80%に相当するときの変形角をせん断強度式から求めた値を計算値として表している。ここで、壁のせん断補強筋は $p_s=0.006$ を用いた。

終局変形角の実験値は、Wall-Aでは正負方向ともに概ね $11 \times 10^{-3}$ rad（正方向：515kN 負方向：584kN）となった。Wall-Bも正方向では $11 \times 10^{-3}$ rad（463kN）となったが、負方向は $15 \times 10^{-3}$ rad（426kN）と若干大きくなった。比較を行うとWall-Aの負方向の最大耐力自体計算値よりも大きかったこともあり、実験値の終局変形角の方が大きくなっている。Wall-Bにおいては、最大耐力は計算値とほぼ対応していたが、実験による終局変形角は計算値を下回る値となった。これは、最大耐力に達した直後の入力波である比較的継続時間の長いCHI60において、変形角 $1/200 \sim 1/100$ rad程度の繰り返し運動によってかなりのエネルギーが消費されたことにより、計算値に達する前に崩壊したためであると考えられる。

## 8. まとめ

慣性力の等価高さのみを変えた2体の両側柱付耐震壁Wall-AおよびWall-Bの震動実験を実施した。入

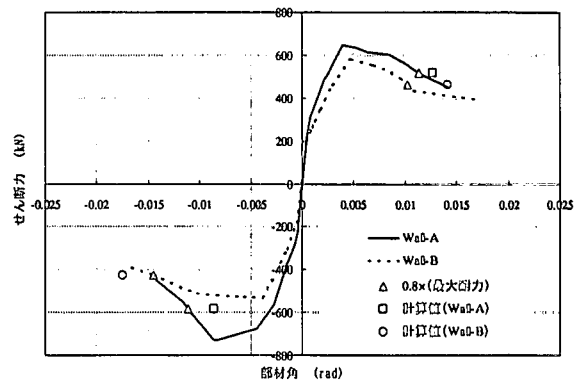


図-15 せん断力 - 変形角履歴曲線の包絡線

力地震動も共通であり、既往観測波を漸増させて徐々にひびわれ、降伏、塑性化を進行させた。本実験により明らかにされた知見を以下にまとめる。

(1) 従来の耐力<sup>2)</sup>および靱性評価式<sup>1)</sup>による計算では、破壊モードは慣性力高さが低いWall-Aではせん断破壊先行型、高いWall-Bでは曲げ降伏先行型になると予想されたが、最大の振幅レベルで比較すると大幅に変形能力が向上することはなく、破壊モードはともに曲げ降伏後に脆性的なせん断破壊型に移行した。

(2) 両試験体の変形分布、変形成分、壁板のひずみは、定性的に類似した変形挙動を示した。

(3) どちらの試験体も残留変位が少ないS字型の履歴を示した。最大耐力に達した後は、逆S字型の履歴を示し、せん断変形成分が大部分を占めるせん断性状が卓越した破壊モードとなった。

(4) 最大耐力の80%低下点で定義された終局変形能力は、Wall-Aでは、計算値より実験値の方が大きかったのに対して、Wall-Bの実験値は計算値を下回る値であった。これは、最大耐力に達した直後の入力波である比較的継続時間の長いCHI60において、やや周期が長いWall-Bでは変形角 $1/200 \sim 1/100$ rad程度で通常の静的実験よりもかなり多数の繰り返し振幅が励起されたことによって、かなりの累積エネルギーが消費され、大きな耐力低下が生じたためであると考えられる。

## 謝辞

本研究は文部科学省「大都市大規模災害軽減プロジェクト」の一環として計画実施され、実験はつくば防災科学技術研究所大型耐震実験震動台で2002年6月～7月にかけて行われた。実験の実施にあたっては、東京大学大学院生、大井真規子、庄松淳、同研究生、金鎮坤、豊橋技術科学大学、秋田知芳、大成建設技術研究所、渡辺英義、石崎定幸、各氏の多大なる協力を得た。ここに記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1997。
- 2) 建築センター：建築物の構造規定，1997。