

論文 RC造耐震壁の変形能力に及ぼす荷速度の影響

秋田 知芳*1・島崎 伸彦*2・松井 智哉*3・倉本 洋*4

要旨：RC造耐震壁の力学的挙動に及ぼす荷速度の影響を検討するために、せん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の試験体それぞれについて、静的および動的荷実験を実施した。その結果、両破壊モードともに、静的荷と動的荷で最大強度および急激な耐力低下が生じる部材角に違いはみられず、荷速度が耐力および変形性能に及ぼす影響は小さいということ、曲げ破壊先行型の試験体において、動的荷では静的荷と比較して荷速度が速いために壁脚部の浮き上がりが大きくなることで壁板の損傷が小さくなり、限界変形以降の耐力低下度合が小さくなるということが明らかとなった。

キーワード：RC造耐震壁, 荷速度, 変形能力, ひずみ速度

1. はじめに

これまで、地震時における鉄筋コンクリート(RC)部材の力学的性状を明らかにするために柱や梁に関して繰り返し回数や荷速度といった動的特性の影響を検討した研究は数多く行われてきている^{1)~3)}。しかしながら、耐震壁に関して上記のような検討を行った研究は数例のみである⁴⁾。筆者らは、RC造耐震壁の動的挙動と静的挙動を比較することを目的として、一連の研究を実施してきている^{5),6)}。本研究では、これらの研究に引き続き、RC造耐震壁における動的挙動と静的挙動の違いをより詳細に検討するために、せん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の試験体それぞれについて、荷速度を変数とした実験を実施した。本論では実験の概要およびRC造耐震壁の力学的挙動に及ぼす荷速度の影響に関する検討結果を示す。

(静的荷を実施するものを試験体SSおよび動的荷を実施するものを試験体SDと呼称)および曲げ破壊先行型のものが2体(同様に試験体FSおよびFDと呼称)の計4体である。試験体の破壊モードは、側柱の主筋量を変化させることによって区別しており、柱主筋、副帯筋を除くその他の配筋および形状・寸法は全て同一とした。耐震壁は壁内法高さ800mm、内法長

2. 実験概要

2.1 試験体

実験で用いた試験体は、壁フレーム形式のRC造建築物における連層耐震壁の下部2層を想定したものであり、縮尺は実大の約1/3としている。試験体は、せん断破壊先行型のものが2体

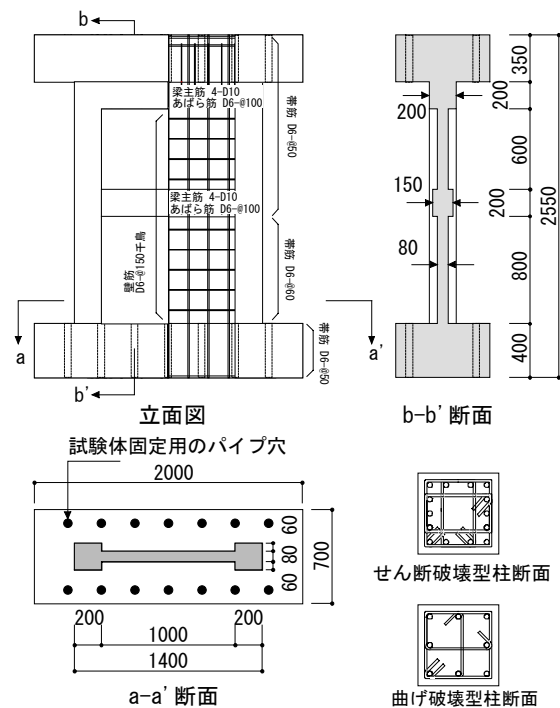


図-1 試験体形状

*1 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科 修士(工学) (正会員)
 *2 清水建設株式会社 修士(工学) (正会員)
 *3 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系 助手 博士(工学) (正会員)
 *4 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系 助教授 博士(工学) (正会員)

さ 1,000mm および壁厚 80mm であり、側柱断面は 200mm 角で、壁内の梁は幅が 150mm およびせいが 200mm である。試験体の形状を図-1 に、部材断面詳細を表-1 にそれぞれ示す。コンクリートの材料特性を表-2 に示す。柱主筋は、試験体 SS および SD で SD390 の 14-D13、試験体 FS および FD で SD295A の 8-D13 をそれぞれ用いた。鉄筋の材料特性を表-3 に示す。

2.2 荷重方法

荷重計画を表-4 に、試験体設置状況を図-2 に示す。実験は、アクチュエータ変位（以下、AC_D と略記）で最大変位を制御することによる正弦波入力により行い、同一変位制御で2回の繰り返し荷重を行った。したがって、試験体には水平力荷重位置を反曲点とした三角形の曲げモーメント分布が形成される。なお、水平力荷重高さ h (=2,550mm) に対する当該高さ位置での水平変位 δ により与えられる部材角 (δ/h) は AC_D と表-4 のように対応している。正弦波の振動数は動的荷重を 1 Hz ($R=1/100\text{rad}$.以降アクチュエータの性能の制限により振動数を適宜変更:表参照)、静的荷重を動的荷重の 1/100 の 0.01Hz とした。

2.3 測定方法

計測変位は上部スタブおよび側柱での水平変位、側柱を4分割した軸方向変位、壁内の梁および壁板の部分変位である。鉄筋のひずみは柱主筋、帯筋および壁のせん断補強筋および梁主筋の主要な部位に貼付けした歪ゲージにより測定した。変位の計測位置を図-3 に示す。

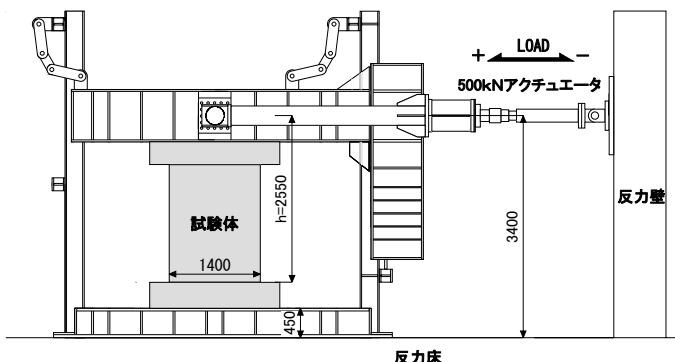


図-2 試験体設置状況

表-1 部材断面詳細

		せん断破壊先行型 (試験体SS、試験体SD)	曲げ破壊先行型 (試験体FS、試験体FD)
柱(2F) 基礎 スタブ 接合部	B×D	200×200	
	主筋	14-D13($\rho_g=4.4\%$) SD390	8-D13($\rho_g=2.5\%$) SD295A
	帯筋	2-D6@50($\rho_w=0.64\%$)	
梁(2F) スタブ内 300に飲込	B×D	200×200	
	主筋	4-D10($\rho_t=0.27\%$)	
	あばら筋	2-D6@100($\rho_w=0.42\%$)	
壁(2F)上部	壁厚	80	
	縦筋	D6@150($\rho_s=0.27\%$)	
柱(1F)	B×D	200×200	
	主筋	14-D13($\rho_g=4.4\%$) SD390	8-D13($\rho_g=2.5\%$) SD295A
	帯筋	2-D6@60($\rho_w=0.53\%$)	
	副帯筋	2-D6@120($\rho_w=0.13\%$)	D6@60($\rho_w=0.13\%$)
梁(1F)	B×D	150×200	
	主筋	4-D10($\rho_t=0.54\%$)	
	あばら筋	2-D6@100($\rho_w=0.42\%$)	
壁(1F)	壁厚	80	
	縦筋	D6@150($\rho_s=0.27\%$) 千鳥配置 $F_c=21\text{MPa}$, 特記なし(SD295A)	

表-2 コンクリートの材料特性

試験体	部位	材齢 (日)	σ_B (N/mm^2)	試験体	部位	材齢 (日)	σ_B (N/mm^2)
試験体SS	1層壁部	49	22.2	試験体FS	1層壁部	55	22.0
	2層壁部	38	22.8		2層壁部	44	23.5
試験体SD	1層壁部	51	22.2	試験体FD	1層壁部	58	21.9
	2層壁部	40	22.8		2層壁部	47	21.2

表-3 鉄筋の材料特性

種別・使用部位		降伏点 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	引張り強さ (N/mm^2)
D6(SD295A)	壁筋、柱・梁横補強筋	371	199	495
D10(SD295A)	梁主筋	378	199	473
D13(SD295A)	試験体FS、FDの柱主筋	385	195	480
D13(SD390)	試験体SS、SDの柱主筋	485	192	615

表-4 荷重計画

部材角(rad.)	AC_D(mm)	振動数(Hz)					
		試験体SS	試験体SD	試験体FS	試験体FD		
1/3200	0.80	0.01	1	0.01	1		
1/1600	1.59						
1/800	3.19						
1/400	6.38						
1/200	12.75						
1/133	19.17						
1/100	25.50					0.75	0.75
1/67	38.06					0.5	0.5
1/50	51.00					0.37	0.37
1/33	77.27						0.25

表-5 耐力算定結果

	曲げ終局強度 (kN)	せん断終局強度 (kN)	せん断余裕度
せん断破壊型	439	335	0.76
曲げ破壊型	218	335	1.54

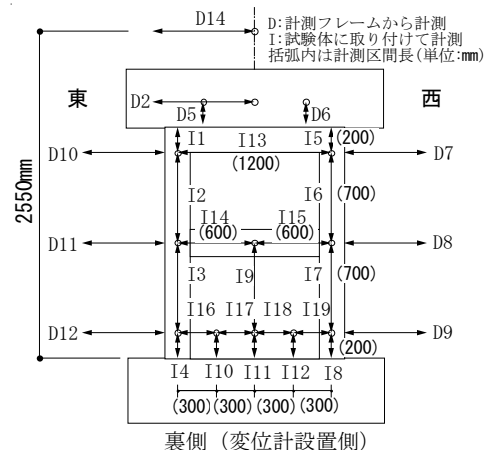


図-3 変位計設置位置

2.4 計算耐力

曲げおよびせん断の耐力算定結果およびせん断余裕度を表-5に示す。曲げ終局強度の算定には実用略算式⁷⁾を、せん断終局強度の算定にはAIJによる指針式⁸⁾を用いた。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図-4に各試験体の耐力低下が生じた载荷サイクル(せん断破壊先行型の試験体は $R=1/67rad.$ および曲げ破壊先行型の試験体は $R=1/50rad.$)での破壊状況を示す。

せん断破壊先行型の試験体では、試験体SSおよびSDともに、 $R=1/200rad.$ において1層の柱に曲げひび割れが多数発生し、 $R=1/133rad.$ において降伏耐力に達した。降伏後、 $R=1/100rad.$ において柱脚部にせん断ひび割れおよび壁脚部に細かなひび割れが多数発生し、圧壊の兆候がみられた。以降、 $R=1/67rad.$ において試験体SSは壁脚部、試験体SDは1層の壁板の対角線に沿ってコンクリートの剥落が進行し、ひび割れの発生状況に若干の違いがみられたが、両試験体とも柱の圧壊が発生してせん断破壊に至った。

一方、曲げ破壊先行型の試験体では、試験体FSおよびFDともに、 $R=1/400rad.$ において1層の柱に曲げひび割れが多数発生し、 $R=1/200rad.$ において基礎スタブと柱、壁脚部の間にひび割れの発生が確認され、降伏耐力に達した。降伏後、 $R=1/133rad.$ において柱脚部にせん断ひび割れが発生し、 $R=1/100rad.$ において柱脚部のせん断ひび割れの伸展がみられた。以降、 $R=1/67rad.$

において1層上部に新たな曲げひび割れが発生し、壁脚部および1層壁板の対角線に沿ってコンクリートが僅かに剥離し、 $R=1/50rad.$ の1サイクル目において壁板脚部のコンクリートの剥落が進行し、2サイクル目において柱の圧壊が発生してせん断破壊に至った。以上のようにせん断破壊先行型および曲げ破壊先行型ともに、曲げ降伏後に圧縮側柱脚近傍での壁のコンクリートの圧壊によるせん断圧縮破壊となり、载荷速度の違いによって破壊形式に違いは認められなかった。

3.2 履歴特性

各試験体のせん断力-部材角関係を、曲げ強度計算値⁷⁾およびせん断強度計算値⁸⁾とともに図-5に示す。ここでのせん断力はアクチュエータに取り付けたロードセルによって測定した水平力(以下、AC_Pと略記)であり、部材角は前述のAC_Dの代わりに、加力点高さに取り付けた変位形(D14)で計測された変位 δ_{D14} を用いて δ_{D14}/h により求めたものである。

せん断破壊先行型の試験体では、試験体SSおよびSDともに、 $R=1/133rad.$ において柱主筋の降伏が確認され、ほぼ最大耐力に達した。最大耐力は両試験体ともほぼ曲げ強度の計算値と一致し、試験体SSで正加力時の $R=0.012rad.$ において451kN、試験体SDで負加力時の $R=0.0083rad.$ において439kNを記録した。以降、正加力時の $R=0.012rad.$ における耐力に試験体SSと試験体SDで違いがみられたものの、両試験体とも $R=0.012rad.$ より変形が進んだ際に急激な耐力低下が生じた。

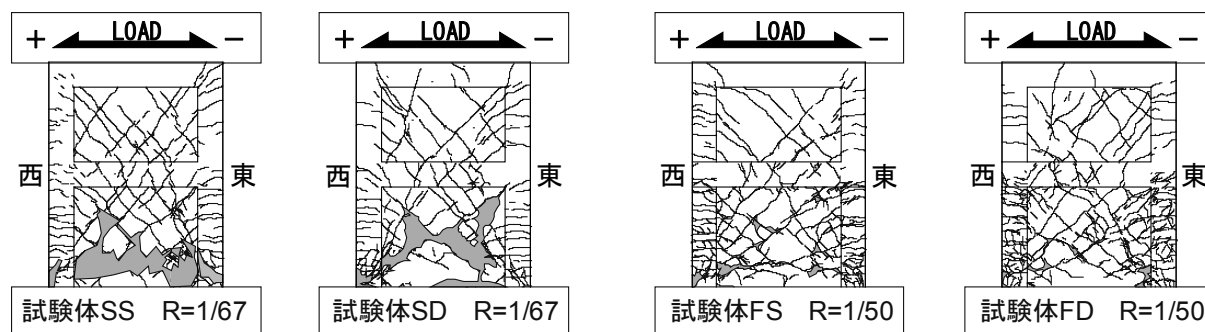


図-4 耐力低下が生じた载荷サイクルでの破壊状況

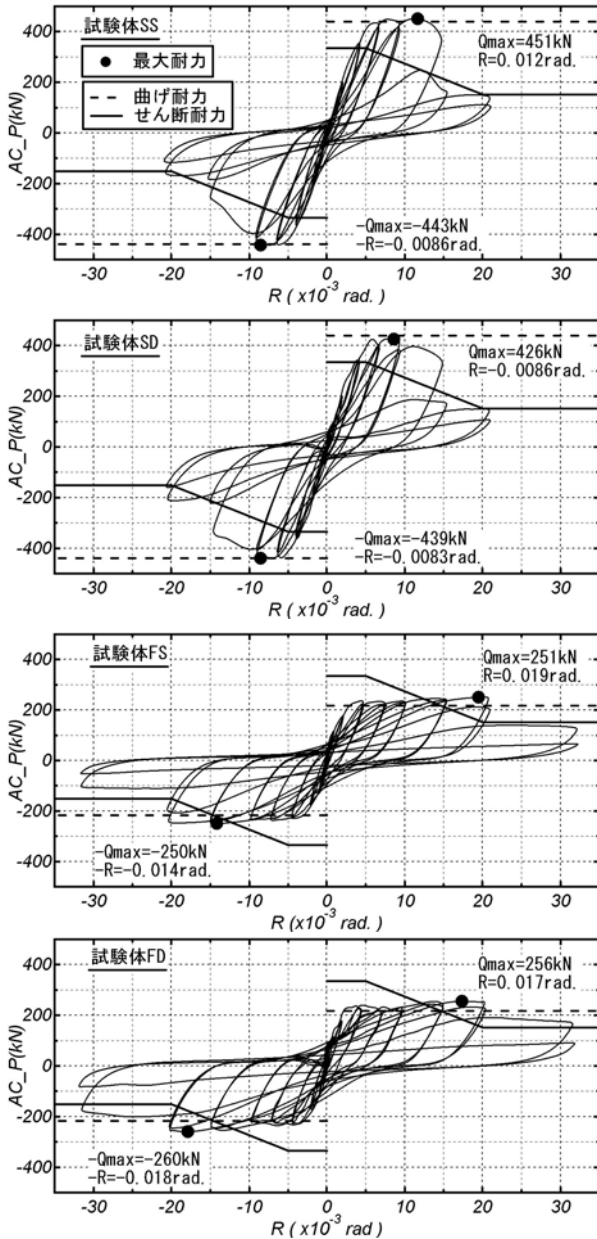


図-5 せん断力-部材角関係

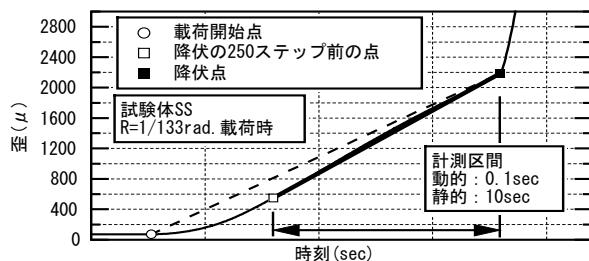


図-6 ひずみ速度の求め方

表-6 降伏時の柱主筋の歪速度

	降伏時の部材角 (rad)	降伏時の耐力 (kN)	降伏直前のひずみ速度 (μ /sec)
試験体SS	0.0051	412	122
試験体SD	0.0048	382	11025
試験体FS	0.0027	210	118
試験体FD	0.0025	228	11201

一方、曲げ破壊先行型の試験体では、試験体 FS および FD とともに、 $R=1/200\text{rad}$.において柱主筋の降伏によりほぼ最大耐力に達した。最大耐力は、両試験体ともほぼ曲げ強度の計算値と一致し、試験体 FS で正加力時の $R=0.019\text{rad}$.において 251kN、試験体 FD で負加力時の $R=0.018\text{rad}$.において 260kN を記録し、同じ部材角においてほぼ同じ最大耐力となった。その後、両試験体ともに、 $R=1/50\text{rad}$.の 2 サイクル目以降において耐力低下が生じているが、試験体 FD の耐力低下の度合いが試験体 FS に比べて小さい傾向がみとれる。

以上のように、せん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の試験体とともに、最大強度および急激な耐力低下が生じる部材角に、静的荷重と動的荷重で違いはほとんど認められなかった。

4. 荷重速度の影響に関する検討

4.1 降伏強度

表-6 に降伏時のひずみ速度を、図-6 にひずみ速度の求め方を、図-7 に柱主筋の降伏が確認された荷重サイクルでのせん断力-部材角関係に柱主筋が降伏した点を併せて示す。ここでの降伏した点とは、図-6 に示すような柱主筋のひずみ時刻歴において急激にひずみが増大し始める点とし、降伏時のひずみ速度は、降伏点から 250 ステップ前のひずみと降伏点でのひ

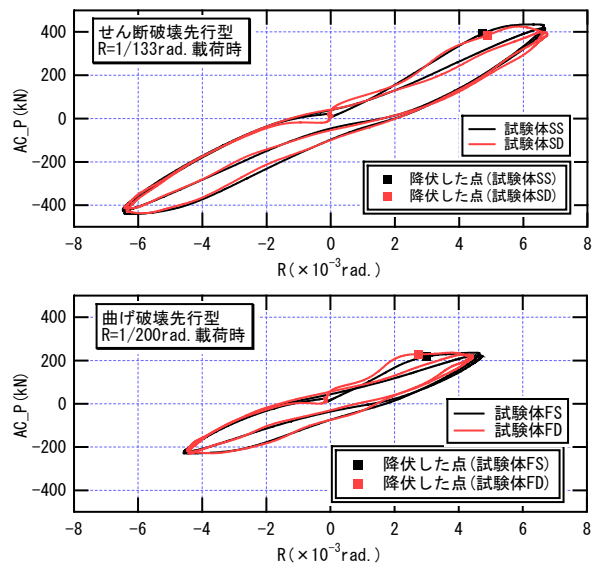


図-7 降伏した荷重サイクルの履歴

ずみの差をその区間の計測時間（静的載荷で 10sec および動的載荷で 0.1sec）で除して求めた。

せん断破壊先行型の試験体では、図-7より分かるように、試験体 SS および SD とともに、降伏する前から降伏後までほぼ同じ履歴を示した。また、表-6 に示すように、降伏時において動的載荷と静的載荷で約 100 倍のひずみ速度の違いがあるが、降伏時の部材角および耐力はほぼ同じである。一方、曲げ破壊先行型の試験体では、図-7において降伏以前の履歴形状に着目すると、ひずみ速度の大きい試験体 FD は試験体 FS と比較して、同じ部材角での耐力は大きくなっている。しかし、降伏時の部材角および耐力は、せん断破壊先行型の試験体と同様に、動的載荷と静的載荷で約 100 倍のひずみ速度の違いがあるものの、ほぼ同じである。

以上のように、せん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の試験体とともに、降伏時の耐力にひずみ速度の影響はほとんど認められなかった。

4.2 壁面の水平方向の膨らみ

各制御変位での第 1 サイクル目ピーク時における高さ別の壁面の水平方向の膨らみを図-8 に示す。壁面の膨らみは、H200 が図-3 に示した変位形 I16~I19 によって計測された変位を足し合わせたもの、H900 が I14 と I15 によって計測された変位を足し合わせたものおよび H1600 が I13 によって計測された変位である。

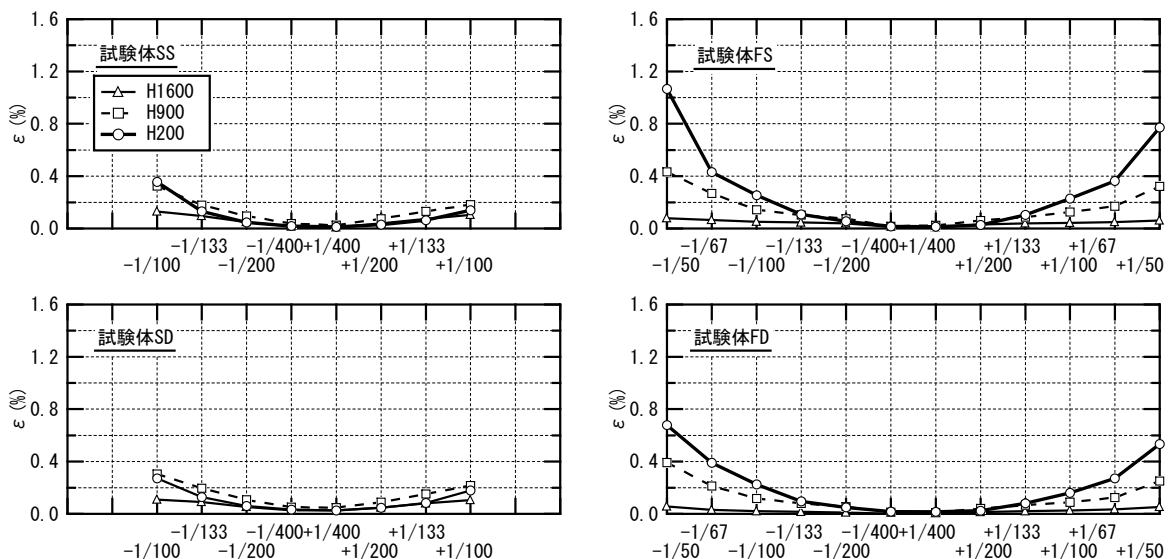


図-8 壁面の水平方向の膨らみ

せん断破壊先行型の試験体では、破壊に至る直前の $R=1/100\text{rad}$ まで壁面の膨らみに顕著な違いはみられない。

一方、曲げ破壊先行型の試験体では、破壊に至る直前の $R=1/50\text{rad}$ の第 1 サイクル目において、試験体 FD は試験体 FS と比較して H200 の位置での壁板の膨らみが小さい。このことより、試験体 FD は試験体 FS に比べて、破壊に至る直前において、試験体の脚部近傍の壁板の損傷が小さいことが分かる。

4.3 脚部の軸方向変形

各制御変位での第 1 サイクル目ピーク時における壁および柱の脚部の軸方向変形（変位計 I4, I8 および I10~I12 により計測：図-3 参照）を図-9 に示す。

せん断破壊先行型の試験体では、4.2 節の壁面の水平方向の膨らみと同様に、破壊に至る直前の $R=1/100\text{rad}$ まで顕著な違いはみられない。

一方、曲げ破壊先行型の試験体では、試験体 FD は試験体 FS と比較して、破壊に至る直前の $R=1/50\text{rad}$ の第 1 サイクル目において、引張り側の壁部の軸方向変形が大きくなっていることが分かる。上記のことと 4.2 節における壁面の水平方向の膨らみに関する考察から、試験体 FD は試験体 FS と比べて、載荷速度が速いために壁板脚部の回転による変形が大きくなり、圧縮側柱脚近傍の壁板の損傷が抑えられ、3.2 節で

述べたように、 $R=1/50rad.$ の第2サイクル目以降の耐力低下度合が小さくなったと考えられる。

5. まとめ

RC 造耐震壁の力学的挙動に及ぼす荷速度の影響を検討するために、せん断破壊先行型および曲げ破壊先行型の試験体それぞれについて、静的および動的荷実験を実施した。本研究によって得られた知見を以下に示す。

- 1) 動的荷と静的荷とで、耐震壁の破壊モードに変化は認められなかった。したがって、荷速度の違いが破壊モードに及ぼす影響は小さい。
- 2) 動的荷と静的荷では、降伏強度、最大強度および急激な耐力低下が生じる部材角の違いはみられない。したがって荷速度の違いが耐力および限界変形に及ぼす影響は小さい。
- 3) 曲げ破壊先行型の試験体において、荷速度が速くなると、壁脚部とスタブとの境界における曲げひび割れによって壁脚部の浮き上がりが顕著となるため、壁板のひび割れ損傷が軽減される。その結果、限界変形以降の耐力低下度合が少なくなる。

謝辞：本研究は文部科学省「大都市大震災軽減化特別プロジェクト」の「震動台活用による構造物の耐震性向上研究」の分担研究として行われたものである。関係各位に記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 細矢博, 岡田恒男, 北川良和, 中埜良昭, 隈澤文俊: ひずみ速度の影響を考慮したファイバーモデルによる鉄筋コンクリート部材の断面解析, 日本建築学会構造系論文集, 第 482 号, pp.83-92, 1996.4
- 2) 衣笠秀行, 野村設郎, 西村徹, 西村俊彦: RC 柱部材の曲げ降伏後の繰り返し荷によって発生する破壊のメカニズムについて, コンクリート工学年次論文集, Vol.16, No.2, pp.485-490, 1994.7
- 3) 衣笠秀行, 野村設郎: 曲げ降伏後の大変形繰り返し荷を受ける RC 梁部材のスリップ域における横方向歪蓄積により発生する破壊のメカニズム, 日本建築学会構造系論文集, 第 538 号, pp.147-153, 2000.12
- 4) 例えば, 小野里憲一, 兼平雄吉, 下山哲男, 松田広之: RC 造耐震壁の耐震性能に与える動的加力の影響, コンクリート工学年次論文集, vol.26, No.2, pp.547-552, 2004.7
- 5) 秋田知芳, 倉本洋, 松井智哉, 島崎伸彦: 鉄筋コンクリート造耐震壁の静的加力実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, pp.577-582, 2004.7
- 6) 島崎伸彦, 秋田知芳, 倉本洋: RC 造耐震壁の変形能力に及ぼす荷サイクル数の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.27, No.2, pp.469-474, 2005.7
- 7) 国土交通建築研究所: 2001 年版 建築物の構造関係技術基準解説書, 工学図書株式会社, pp.524-525, 2001.3
- 8) 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, 1999.8

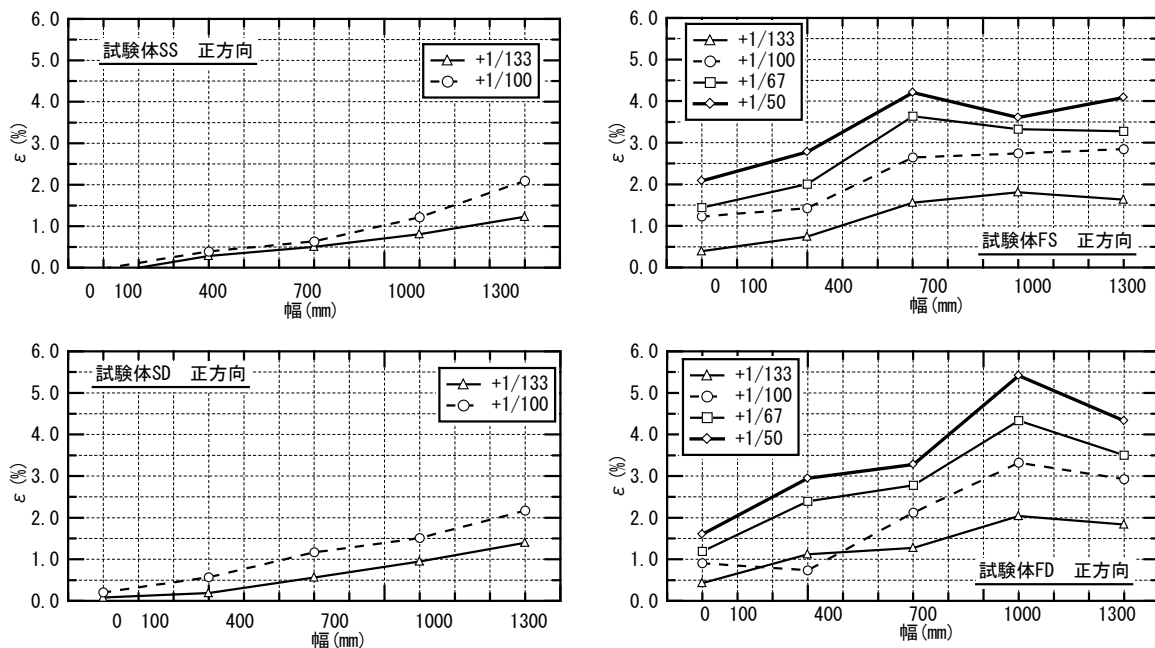


図-9 脚部の軸方向変形