

論文

[2093] 鉄筋コンクリート造連層耐震壁の変形挙動

正会員 ○後藤 康明 (北海道大学工学部)

正会員 城 攻 (北海道大学工学部)

正会員 柴田 拓二 (北海道大学工学部)

1. 序

RC造連層耐震壁は、高層壁では耐震壁脚部の曲げ降伏型に、また、低層壁では周辺フルムの破壊を防ぎ壁板がスリッ破壊するように靱性設計される。しかし、中・低層の連層耐震壁ではシアせん比が低層と高層の中間的領域に位置しているため、その破壊形式は曲げ破壊と剪断破壊が混在し易くなる。この様な性状の耐震壁においては、その力学的挙動特に変形挙動が解明されておらず、具体的な設計法が未確立である。

表-1 実験パラメータ及び試験体名

実験パラメーター			試験体名
層数(シアせん比)	設計破壊モード	柱軸応力度	
2 層 ( $M/QD=0.80$ )	曲げ破壊先行型	0	W2BF-N0
		$F_c/10$	W2BF-N1
	剪断破壊先行型	$F_c/6$	W2SF-N2
4 層 ( $M/QD=1.50$ )	曲げ破壊先行型	0	W4BF-N0
		$F_c/10$	W4BF-N1
	剪断破壊先行型	$F_c/6$	W4SF-N2

本研究では、曲げ破壊先行型及び壁板がスリッ破壊先行型の2通りに設計した2層並びに4層の独立連層耐震壁試験体を作製し、軸力及び逆三角形分布水平力を加え、その耐力及び曲げ・剪断・滑動・軸方向の変形挙動を実験的に把握し、耐震壁の合理的な設計法の確立に資することを目的としている。

2. 実験概要

(1) 試験体 均等有壁ラム構造骨組を想定し、これから壁板がスリッを周辺フルム毎切り出した平面I型独立連層耐震壁を実大構造物の凡そ1/5に縮小したモデルを試験体とし、表-1に示すように層数、破壊モード、軸力の3種をパラメータとして設計した(以下、試験体名は表-1による)。配筋状況を図-1に、構造諸元を表-2に示す。

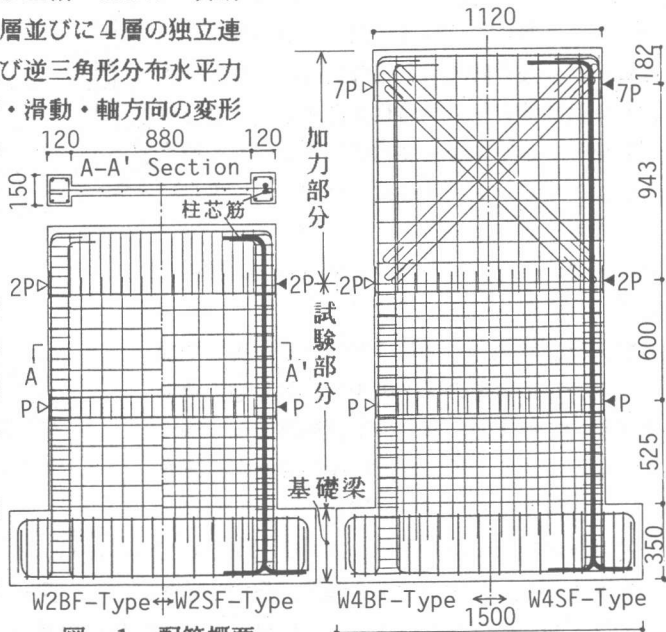


図-1 配筋概要

表-2 試験体諸元一覧

		W2BF-N0	W2BF-N1	W2SF-N2	W4BF-N0	W4BF-N1	W4SF-N2
側柱	$b_c \times D_c$	150 × 120		150 × 120		4-D13	
	主筋	4-D10		4-D10		4-D13	
	芯筋	無し		2-D19		無し	
	$p_c(\%)$	1.58		1.58 (4.77)		2.82	
側梁	剪断補強筋	□-4φ@50		□-4φ@50		2.82 (8.46)	
	$p_w(\%)$	0.33		0.33		1.75	
	$b_s \times D_s$	150 × 150		150 × 150		4-D13	
	主筋	4-D10		4-D10		4-D13	
壁板	$p_t(\%)$	0.97		0.97		1.75	
	剪断補強筋	□-4φ@50		□-4φ@50		1.75	
	$p_w(\%)$	0.33		0.33		1.75	
	$t_w$	1階: 50		2階: 40		1.75	
基礎梁	$l_w' \times h_w'$	880 × 450		880 × 450		1.75	
	剪断補強筋	97・33 4φ@100		1階: 97・33 4φ@60 2階: 97・33 4φ@120		97・33 4φ@60	
	$p_s(\%)$	1階: 0.26		0.43		0.43	
		2階: 0.33		0.27		0.54	

実構造物に取込まれていると剪断破壊を起こすものでも、試験体として独立耐震壁を用いた場合には境界梁の曲げ戻し効果がないために曲げ破壊を生ずる場合があるので、本実験における剪断破壊型試験体では、見かけ上の曲げ耐力を上昇させるために、側柱の断面

表-3 コンクリートの力学的性状

試験体	圧縮強度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	ヤング係数 ( $\times 10^5 \text{ kg}/\text{cm}^2$ )	最大歪度 ( $\times 10^{-5}$ )
W2BF-N0	286	2.52	232
W2BF-N1	306	2.52	239
W2SF-N2	312	2.46	255
W4BF-N0	333	2.34	249
W4BF-N1	372	2.50	277
W4SF-N2	352	2.65	267

表-4 鉄筋の力学的性状

鉄筋径	使用位置	降伏応力度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	最大応力度 ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )	ヤング係数 ( $\times 10^6 \text{ kg}/\text{cm}^2$ )	伸び率 (%)
4φ	壁筋(ワイヤーメッシュ)	3825	4629	1.81	23.6
	柱梁剪断補強筋	3942	4684	1.70	22.6
D10	柱梁主筋(2層)	3885	5440	1.78	26.2
D13	柱梁主筋(4層)	3922	5777	1.86	22.5
D19	柱芯筋(2層)	5865	7578	1.85	19.0
D25	柱芯筋(4層)	4337	6787	1.78	21.1

中央に柱芯鉄筋(2層タイプ:2-D19, 4層タイプ:2-D25)を配した。尚、破壊モードの設定としては、広沢氏提案の耐震壁の曲げ終局耐力( $Q_{Bu}$ )と剪断終局耐力( $Q_{Su}$ )との比が、 $Q_{Bu}/Q_{Su} < 0.75$ であれば曲げ破壊先行型に、 $Q_{Bu}/Q_{Su} > 1.25$ であれば剪断破壊先行型になるものとして設計を行った。また、剪断破壊型試験体においても靱性を指向するという観点上から、富井氏提案の壁板の引張リフッ耐力( $Q_{u(ws)}$ )が、側柱の剪断耐力( $Q_{u(cs)}$ )に対して、 $Q_{u(ws)} \leq 0.8 Q_{u(cs)}$ となるよう設計を行った。4層タイプ試験体では、3層4層においては変形が少なく破壊が生じないこと、また加力方法及び試験体製作の簡略化を考慮し、1層2層を試験部分、3層4層を加力部分と見なして製作した。コンクリートは基礎梁、壁部分を一度に平打ちで打設した。

試験体に用いた鉄筋及びコンクリートの材料特性を表-3及び表-4に示す。

(2) 加力及び計測 2基のアクチュエーターを用いて加力ピストンを介して各層の床梁の中心に対し逆三角形分布水平力を与えた。4層タイプ試験体では3層4層に対する荷重を、その合力位置に与えた。また、軸力のあるN1及びN2-TYPE試験体には、50t アクチュエーターを試験体頂部に取り付け、加力ピストンを介して軸力を導入した。図-2に加力装置の概要を示す。

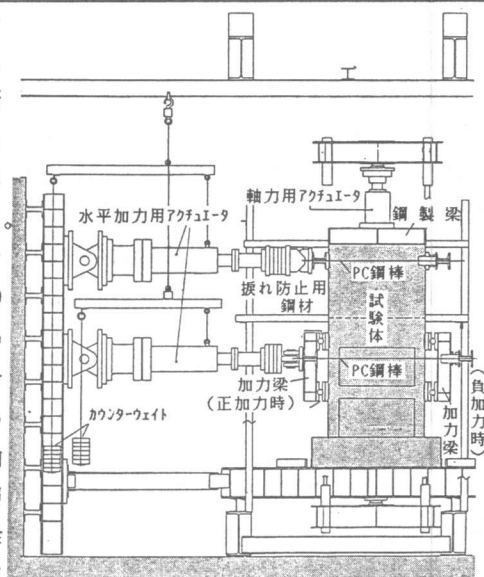


図-2 加力装置概要

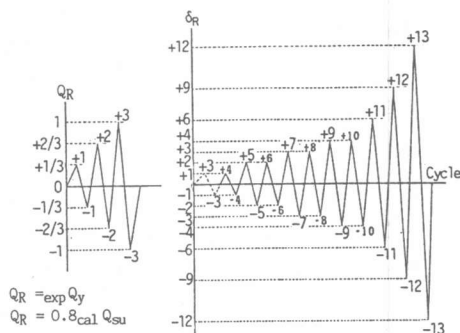


図-3 加力プログラム

加力は、曲げ破壊型試験体では③サイクルで引張側柱の最外縁主筋脚部が降伏するよう、また、剪断破壊型試験体では③サイクルで計算耐力の80%に至るように設定し、それまでの加力を荷重制御とし、③サイクルでのピーク変位を基準変位 $\delta_R$ としてそれ以降のサイクルを図-3に示すような変位制御として正負交番繰り返し静的加力を行った。各加力ステップ毎に剪断力及び軸力、柱・梁・壁各点の相対変位、主要位置での鉄筋歪度などの計測を行い記録した。

### 3. 実験結果及び考察

(1) 亀裂及び破壊性状 図-4に各試験体の実験終了時における亀裂破壊状況を示す。

アスペクト比が小さく軸力のないW2BF-N0では引張側柱主筋が脚部で降伏し歪度が增大すると、逆載荷時には圧縮側柱の脚部で鉄筋の引張歪が残留するため、脚部曲げ亀裂界面でのスライディングが顕著になり、その後は耐力上昇を見ないままスライディング変形の増大が進行した。W2BF-N1では軸力が

導入されているので脚部 スライディングが抑制されるため、降伏後も緩やかながら耐力上昇を続けた。壁板 $\beta$ °初内では剪断亀裂が支配的となるが、降伏後の繰り返し変形の増大に伴って剪断亀裂交差部のコンクリートの剝落と壁脚隅角部の圧潰が進み、最終的には圧縮側柱の剪断破壊が生じて耐力を失った。W4BF-N0では軸力はないものの、シア $\beta$ °ン比が大きいため水平力による付加軸力の影響で スライディング変形が抑制されることにより降伏後も耐力上昇を続ける。W4BF-N1では更に軸力が加わっているた

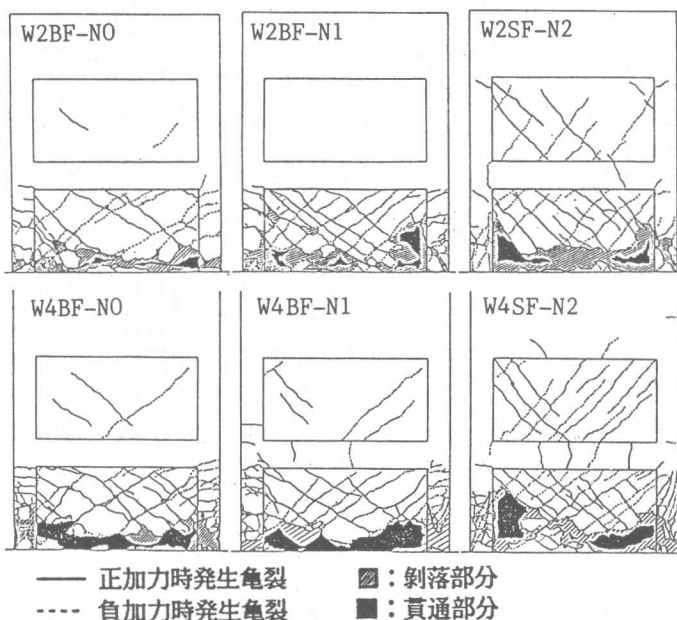


図-4 最終破壊状況

め、降伏から最大耐力に至るまで曲げ主体の大きな変形能を示した。総じて曲げ破壊型試験体では、曲げ終局耐力により最大耐力に至った後、軸力のある場合でも最終的には1階壁板 $\beta$ °初脚部の圧縮隅角部コンクリートの圧潰と圧縮側柱脚部での剪断ずれにより耐力を失い、壁脚部に破壊線が貫通して崩壊に至るという破壊性状を示した。いずれの試験体においても2層壁には軽微な亀裂しか生じなかった。

剪断破壊型試験体では、保有耐力は高いものの変形能に乏しく最大耐力に達した後に脆性的な破壊性状を示した。特に W2SF-N2では、外見上の劣化が殆ど見られないまま、壁板 $\beta$ °初の脚部で軸力及び剪断亀裂に沿った圧縮プレスのような大きな圧縮力によってコンクリートが広範囲に渡り急激に圧潰し、同時にそれまで壁が負担していた剪断力及び軸力が一気に周辺柱に作用したことで圧縮側柱脚部の剪断破壊が生じ脆性的かつ危険な破壊性状を示した。W4SF-N2ではシア $\beta$ °ン比が大きいため付加軸力によって特に壁脚隅角部のコンクリートが圧潰し、柱の拘束条件が短柱の様になり短柱の剪断破壊の様相を呈した。しかし、W2SF-N2と比べて柱主筋が降伏したために破壊が若干靱性的になった。

表-5 耐力一覧(初亀裂)※ Rは3階梁位置での部材角( $\times 10^3$  rad)

(2) 耐力 表-5、6に各試験体諸耐力の実験値及び計算値を示す。耐力はすべて1階壁の剪断力で表した。

i) 曲げ初亀裂発生耐力 各試験体とも実験値は計算値を大きく下回っている。これは柱脚部が基礎梁との付根で断面が不連続になっているために柱 $\beta$ °ナ部では応力集中を生じ、平面保持則による応力よ

試験体		柱曲げ初亀裂発生耐力			壁板パネル剪断初亀裂発生耐力		
		Q <sub>bc</sub>	R <sub>bc</sub>	cal Q <sub>bc</sub>	Q <sub>sc</sub>	R <sub>sc</sub>	cal Q <sub>sc</sub>
W2BF-N0	正負	2.38	0.15	7.82	11.04	1.24	12.81
		-2.97	-0.04		(0.38)	-1.12	
W2BF-N1	正負	8.01	0.71	11.69	16.07	1.92	15.99
		-5.07	-1.12		(0.69)	-1.68	
W2SF-N2	正負	6.09	0.34	16.52	18.04	1.01	17.56
		-6.05	-0.76		(0.43)	-1.04	
W4BF-N0	正負	1.57	1.60	4.96	6.44	1.60	13.74
		-3.05	-0.54		(0.37)	-6.05	
W4BF-N1	正負	4.00	0.27	7.60	15.99	2.84	17.72
		-6.14	-0.27		(0.61)	-3.05	
W4SF-N2	正負	14.10	0.85	10.62	20.26	1.82	18.87
		-7.94	-1.31		(0.81)	-1.62	

$$\blacksquare Q_{bc} = (1.8\sqrt{F_c} \cdot Z_o + N \cdot Z_o / A_o) / h'$$

$$\blacksquare Q_{sc} = K_s \cdot K_{ts} \cdot \sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_{\theta o}^2} \cdot t \cdot l$$

耐力計算値の後の( )内の数値は、計算値に対する実験値の比を示す

表-6 耐力一覧(降伏・最大)

※ Rは3階梁位置での部材角( $\times 10^3$  rad)

試験体		降 伏 耐 力			最 大 耐 力					
		$Q_y$	$R_y$	CAL $Q_{Ny}$	$Q_u$	$R_u$	CAL $Q_{Su}$	CAL $Q_{Su}$	CAL $Q_{u(ws)}$	CAL $Q_{u(cs)}$
W2BF-N0	正	14.39	2.52	11.77 (1.22)	15.02	3.66	14.16 (1.06)	27.99 (0.54)	27.77	23.51
	負	-12.12	-1.14	(1.03)	-14.61	-3.07	(1.03)	(0.52)		
W2BF-N1	正	19.00	2.72	18.53 (1.03)	21.73	15.32	20.91 (1.04)	29.68 (0.73)	33.26	34.86
	負	-17.76	-2.86	(0.96)	-21.20	-8.68	(1.01)	(0.71)		
W2SF-N2	正	42.91	5.29	56.04 (0.77)	47.19	6.93	63.31 (0.75)	36.58 (1.29)	39.75 (1.19)	88.14 (0.54)
	負	-	-	(-)	-38.99	-3.80	(0.62)	(1.07)	(0.98)	(0.44)
W4BF-N0	正	12.75	5.52	11.32 (1.13)	15.98	15.87	13.58 (1.18)	29.48 (0.54)	32.81	37.44
	負	-9.37	-0.74	(0.83)	-14.70	-14.88	(1.08)	(0.50)		
W4BF-N1	正	16.98	3.60	15.60 (1.09)	21.37	21.04	17.86 (1.20)	31.86 (0.67)	39.77	52.68
	負	-16.88	-3.05	(1.08)	-19.26	-18.09	(1.08)	(0.60)		
W4SF-N2	正	39.51	6.07	40.73 (0.97)	41.97	10.07	45.84 (0.92)	36.37 (1.15)	42.15 (1.00)	117.9 (0.26)
	負	-42.34	-5.49	(1.04)	-42.64	-5.84	(0.93)	(1.17)	(1.01)	(0.36)

$$\blacksquare Q_{Ny} = \{0.8at\sigma_y D + 0.2a_m\sigma_{wy} D + 0.5ND(1 - N/BDF_c)\} / h'$$

$$\blacksquare Q_{Su} = \{0.9at\sigma_y D + 0.4a_m\sigma_{wy} D + 0.5ND(1 - N/BDF_c)\} / h'$$

$$\blacksquare Q_{Su} = \left\{ \frac{0.0679 p_{t0}^{0.23} (F_c + 180)}{\sqrt{M/QD + 0.115}} + 0.1\sigma_0 \right\} b_o j + 2.7\sqrt{\sigma_{WH} p_{WH} + \sigma_{GP} p_{GP} t l_w + 1.6 \times 2.7\sqrt{\sigma_{CH} p_{CH} + b_c D_c}}$$

$$\blacksquare Q_{u(ws)} = t l (2.7\sqrt{F_c + 3800 p_s + 0.66 N/A})$$

$$\blacksquare Q_{u(cs)} = \frac{p_s \sigma_y \left( \frac{h'}{l} - \frac{2D_c}{l} \right) + 8.6 \frac{2b_c D_c}{t l} + 0.37 \frac{2a_{gc} \sigma_y}{t l} + 0.26 \left( p_s \sigma_y + \frac{N}{t l} \right) + 0.74 \frac{N}{A} \frac{L}{l},}{0.26 - 0.24 \frac{2D_c}{l} + 0.74 \frac{h'}{l}} t l$$

耐力計算値の後の( )内の数値は、  
計算値に対する実験値の比を示す

り高くなるため計算値よりも低い耐力で曲げ初亀裂が発生したものと考えられる。

ii) 剪断初亀裂発生耐力 曲げ変形成分が卓越する W4BF-N0を除いて計算値との対応は非常に良く実験値の計算値に対する比は平均0.98であった。

iii) 曲げ降伏耐力 実験値は引張側柱筋脚部の歪度が降伏歪度を越えた時点の耐力とした。実験値と計算値の対応は良く、W2SF-N2を除く5体の平均でEXP/CAL=1.04であった。柱に芯筋を用いた試験体では芯鉄筋の歪計測を行っていないので、それより内側の柱筋の歪度が芯筋の降伏歪相当の値に達したときを降伏と想定したが、W2SF-N2ではこの時の耐力が計算値の約80%であり荷重-変形曲線上でも大きな剛性低下が認められないので試験体が降伏したとは言い難い。

iv) 終局耐力 曲げ破壊型試験体では実験値と計算値との対応は良いことから、スライディングを起こした試験体でも曲げ耐力は発揮したと思われる。4層タイ°では2層タイ°に比べその比が若干上回っているが、これは柱主筋脚部での歪度が大きく硬化域に入ったためである(柱主筋、芯筋に用いた鉄筋は共に4層タイ°の方が歪硬化の開始点が早い)。剪断破壊型試験体では実験値は広沢式による計算値及びスリップ破壊耐力式計算値との対応はよい。しかし、試験体の破壊形式を考えると側柱の剪断破壊型と比較するべきであるがこれについては対応は著しく悪い。従って、本実験の試験体のようにアスパンが大きく壁の反曲点がその層にないような場合のこの式の適応性について検討の必要性があらう。

(3) 各部変形 図-5に各試験体の荷重-変形曲線の包絡線である スケルトンカーブの比較を、また、

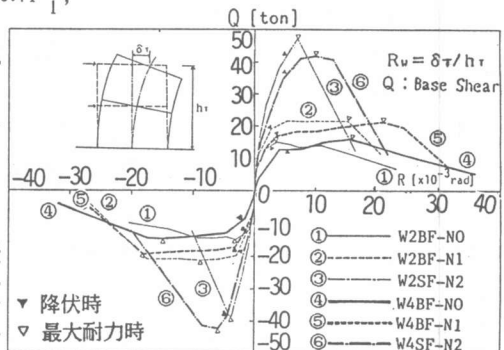


図-5 スケルトンカーブの比較(Q-R)

表-7 塑性率の比較

試験体	$\mu_1 = R_y/R_y$	$\mu_2 = R_u/R_y$	$Q_u/Q_y$
W2BF-N0	正 1.45	7.14	1.04
	負 2.53	15.8	1.21
W2BF-N1	正 5.63	6.40	1.14
	負 3.03	6.78	1.19
W2SF-N2	正 1.31	1.81	1.10
	負 4.05	5.47	1.27
W4BF-N0	正 5.35	7.57	1.49
	負 5.83	7.17	1.26
W4BF-N1	正 5.58	6.24	1.14
	負 1.66	2.47	1.06
W4SF-N2	正 1.06	2.06	1.01
	負 1.06	2.06	1.01

※ Rは3階梁位置での部材角、Qは1階での歴折耐力

「y」「u」「B」はそれぞれ降伏時、最大耐力時、崩壊時を示す

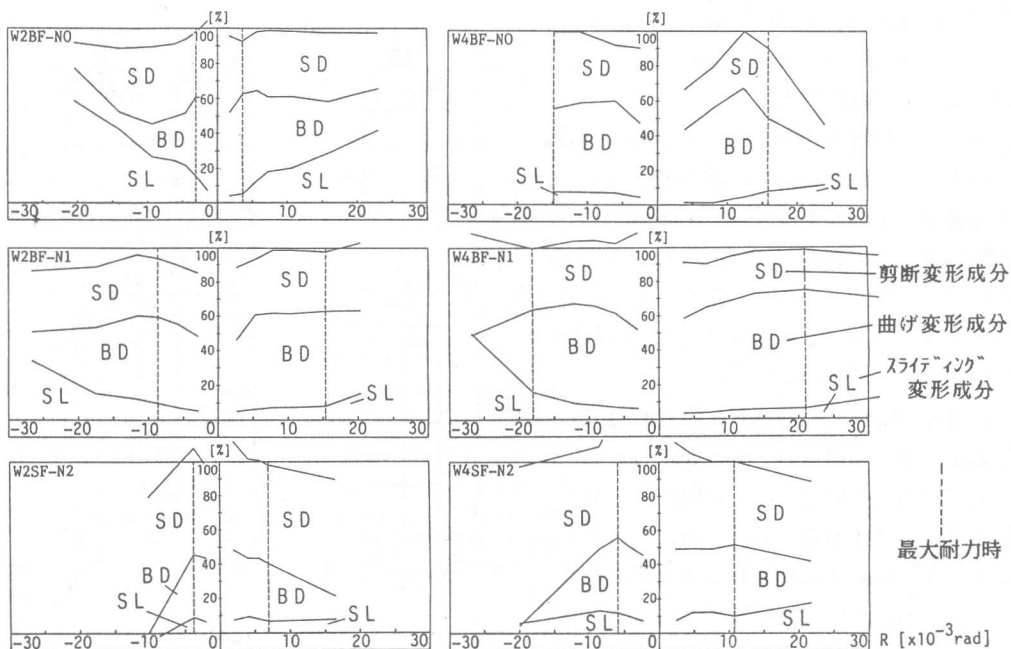


図-6 変形成分比の推移 (3階梁位置)

表-7に塑性率を示す。スルトンカーブでは、剪断破壊型試験体では最大耐力後の剛性低下が著しく、曲げ破壊型試験体では軸力を導入した試験体は降伏後の耐力上昇が大きい、耐力後の低下がやや大きい。表-7中の $R_0$ は試験体の耐力が最大耐力の80%に低下した時のスルトンカーブ上の点の部材角と定義した。塑性率で比較しても剪断破壊型では曲げ破壊型の1/4~1/3程度で、極めて脆性的である。W2BF-N0では $\mu_1=1.45$ と小さく一見変形成能に乏しいように見えるが、これは降伏後すぐに脚部スライディングが急速に進行し最大耐力が決定してしまったためである。しかし、 $\mu_2$ で比較すれば他の試験体と大差無い。

図-6に各試験体の3階梁位置での変形成分比の推移を示す。各変形は、剪断変形は壁対角線の伸縮量から剪断変形角を算出し、曲げ変形は側柱の軸方向伸縮量から回転角を算出し、また、スライディング変形は基礎梁と柱脚部の相対変形から求めた。各変形の合計が100%にならないのはその他の変形や計測誤差と考えられる。曲げ破壊型試験体では剪断変形成分比の割合は全変形の増大によっても変わらず概ね一定の値を示し、剪断変形成分は剪断亀裂の振幅には対応しているが最終的な破壊モードに寄与していないことを示している。曲げ変形成分比とスライディング変形成分比を比較すると、W2BF-N0では微小変形時には曲げ変形成分比が卓越しているが、引張側柱脚部鉄筋の降伏によって歪が残留し試験体が浮き上がることによって曲げ亀裂界面でスライディングが生じ始めると、曲げ変形成分比が減少している。これは特に同じ部材角でも圧縮側柱筋の残留歪が大きい負加力時で顕著となり、正負交番繰返しによってそれが累積され最終的にはスライディング変形成分が支配的となった。また、同じ試験体でも軸力が大きい場合には圧縮側柱の残留歪が抑制され、スライディング変形は減少する。4層試験体ではアスペクト比の増大により水平力による付加軸力が大きいので相対的にスライディングは抑制された。さらに柱軸筋に2層試験体よりも太い鉄筋を用いたことも一因と思われる。剪断破壊型試験体では、最初曲げ変形成分比は一定の割合で推移するが、最大耐力後は曲げ変形成分が減少し、代わりに剪断変形成分が増大する。この試

験体では柱主筋に太径の芯筋を有しているため、大きな水平力に対してもスライティング変形成分はそれ程増大しない。

図-7に壁高さ方向の各部での曲率分布を示す。いずれの試験体も破壊形式を問わず2階部分での曲率は非常に小さい。また剪断破壊型及び脚部でスライティングの進行が著しいW2BF-N0では曲率が脚部に集中して中間部の曲げ変形によるエネルギー吸収能が小さいことを示している。

(4) 復元力特性 図-8に降伏時サイクルと最大耐力時サイクルについて無次元化したループを示す。W2BF-N0については降伏時と最大耐力時が一致するので最終サイクルについて示した。W2BF-N0では結果的に最大耐力となった⑤サイクルにおいても逆S字型のスリップ性状は認められなかったが、最終サイクルでは脚部でのスライティングによってループにスリップ性状が現れた。シアせん比が大きくかつ軸力を導入したW4BF-N1では、最大耐力時においても良好なループ形状を示し、エネルギー吸収能に優れていることを表している。剪断破壊型のW4SF-N2は降伏時と最大耐力時のループ形状がほぼ同じであることから、降伏後は曲げ変形に伴う柱主筋の塑性化が進行せずに剪断降伏が進行したと思われる。

4. 結 語

剪断破壊型では壁板が初圧潰直後に側柱が剪断破壊してしまうため、富井式によるスリップ破壊を指向しても靱性の確保は難しい。曲げ破壊型では脚部のスライティングが全体の变形能及びエネルギー吸収能を大きく左右することがわかった。従って、設計においては、シアせん比を極力大きくして曲げ降伏型の耐震壁とし、スライティングを防ぐために側柱の負担軸力を適度な大きさに制限して脚部にアンカー筋或はシアコッター等の機械的剪断抵抗機構を設けることなどが有効であると思われる。〔謝辞〕本研究は文部省科学研究費補助を受けた。また、元大学院生平吹雅弘君(現、清水建設)の協力に対し謝意を表する。

【参考文献】 広沢「鉄筋コンクリート造耐震壁の実験結果の解析—せん断耐力式に関する研究」日本建築学会大会S.56 富井他「せん断破壊を起こす連層耐震壁の水平耐力に及ぼす鉛直荷重の影響に関する研究」日本建築学会大会S.63

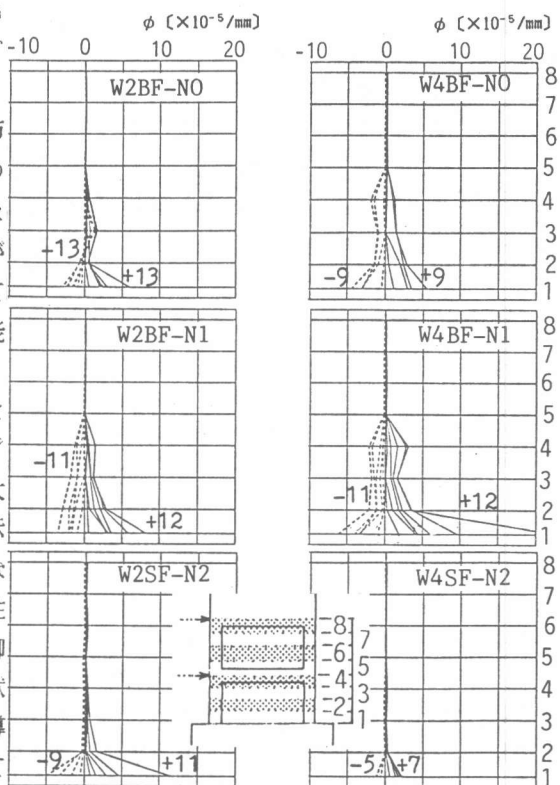


図-7 曲率分布

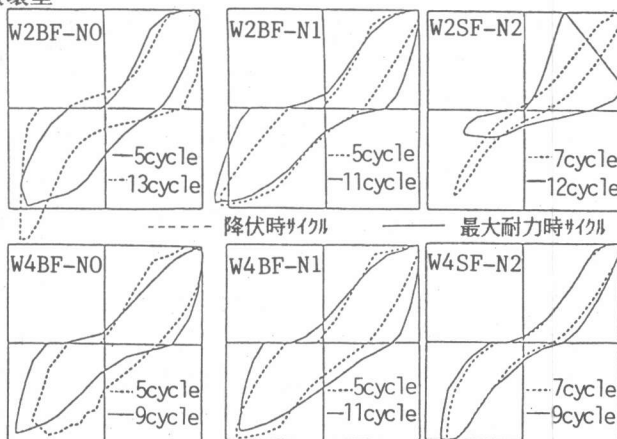


図-8 無次元化ループ