

[176] 鉄筋コンクリート造耐震壁の破壊機構に関する実験的研究

正会員 本岡 順二郎 (日本大学理工学部)
 正会員 安達 洋 (日本大学理工学部)
 正会員 ○岡田 満 (日本大学短期大学部)
 浜原 正行 (日本大学理工学部)

1. はじめに

鉄筋コンクリート造耐震壁の設計思想は周知のように曲げ卓越壁と純せん断壁を対象とした研究成果に基づくものに二分されている。この兩者について、耐震壁の諸因子の相違により生じる力学的挙動に及ぼす影響を対比して示すと表1の如くである。この表より、兩者の間にはかなり明確な差違が存在しており、現時点の耐震壁には統一された設計思想が確立されているとは言い難いと思われる。

本研究は曲げ系からせん断系まで一連の単独壁に対し、曲げせん断載荷試験を行ない、これらの試験体の破壊機構に対する検討に基づいて、曲げ卓越壁と純せん断壁の間に力学的臨界点が存在するかどうかを実験的に検証しようとするものである。

2. 実験概要

2.1 実験要因及び試験体概要

本実験は表1を参考に、曲げ卓越壁と純せん断壁間の力学的臨界点の影響因子として以下に示すものを採用した。

- 1) せん断スパン比 (a/ℓ) : 4水準 = 0.5, 0.75, 1.0, 1.25
- 2) 壁厚比 (t/b_c) : 2水準 = 0.2, 0.4
- 3) 壁筋比 (P_s) : 2水準 = 0.2, 0.4 (‰)

表2に試験体の概要を、図1、2に各々試験体外観及び配筋詳細と鉄筋ひずみゲージ貼付位置を示す。

表1 耐震壁の力学的挙動に及ぼす諸因子の影響

	曲げ卓越壁	純せん断壁
壁厚比	壁の圧壊が緩和され靱性は向上する。 ¹⁾	直接せん断破壊が生じ易くなり靱性低下する。 ²⁾
周辺架構の強度上昇	周辺架構の曲げ強度が上昇するため、せん断破壊が生じ易くなり、靱性は低下する。 ³⁾	周辺架構が壁板のせん断ひびわれの貫通を防止するため、直接せん断破壊が防止され強度、靱性共に上昇する。 ⁴⁾
壁筋比の上昇	曲げ強度、せん断強度共に向上し、靱性は殆ど変らない。 ³⁾	周辺架構の拘束応力が緩和され、強度、靱性共に上昇する。 ⁴⁾

表2 試験体概要

壁厚比 a/ℓ	0.5	0.75	1.0	1.25	壁筋
0.4	SR05BE04S5	SR075BE04S5	SR100BE04S5	SR125BE04S5	4φ-a50
0.2	SR05BE02S10	SR075BE02S10	SR100BE02S10	SR125BE02S10	4φ-a100
0.2	SR05BE02S5	SR075BE02S5	SR100BE02S5	SR125BE02S5	4φ-250

共通因子

$D_c \times b_c = 15 \times 15 (cm \times cm)$, $b_g \times D_g = 15 \times 20 (cm \times cm)$, $D = 13.5 (cm)$, $\ell = 120 (cm)$

柱主筋比 $P_{gc} = 3.387 (\text{‰}) (6-D13)$, はり主筋比 $P_{gg} = 1.693 (\text{‰}) (4-D13)$

柱帯筋比 $P_{vw} = 0.333 (\text{‰}) (4\phi - @ 50)$

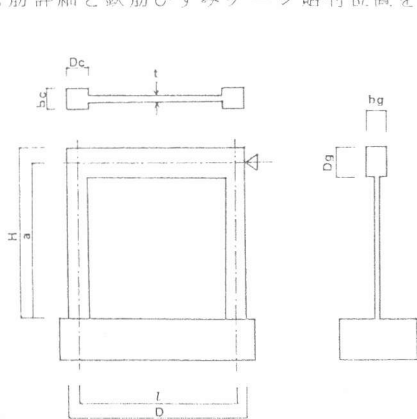


図1 試験体外観

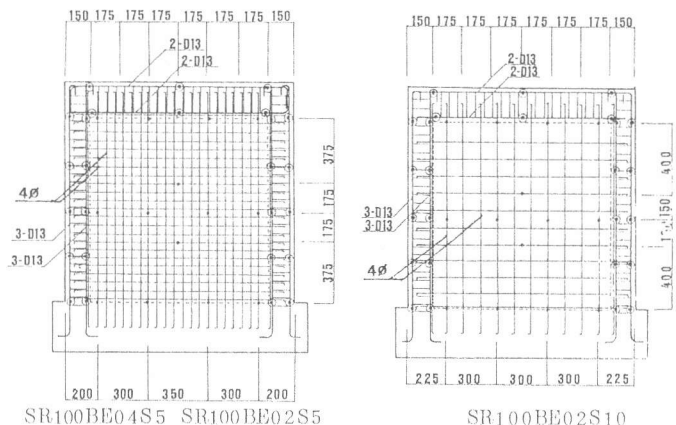


図2 配筋詳細図・ひずみゲージ貼付位置

2.2 使用材料の試験結果

表3にモルタルの調合を、表4、5に各々モルタル及び鉄筋の試験結果を示す。

2.3 実験方法

加力は試験体を図3に示すように反力床に固定した鉄筋コンクリート製ブロックの上にPc鋼棒で緊結し、串型オイルジャッキを用い、一方向単調載荷とした。尚、軸方向力は載荷しなかった。

水平と鉛直変位、柱伸縮量及び周辺架構応力測定装置を各々図4(a)~(c)に示す。測定は電気式変位計を用い、その位置は図中に示す。

3. 破壊モード

本実験を通して観察された破壊モードを大別すると

1)壁板のスリップ破壊(記号:WS)

2)壁板のスリップ破壊と圧縮側柱脚部のせん断破壊(記号:WS、cCDT)

3)引張側柱頭部、圧縮側柱脚部のせん断破壊と壁板頂部のスリップ破壊(記号:WS、cCDT、 τ CDT)であり、本実験で得られた代表的な最終破壊モードを上記の破壊モードに対応させ、図5 a)~c)に示す。

1)の破壊モードは $a/l = 0.5$ を除く $t/b_c = 0.2$ の試験体に見られ、終局強度に達すると同時に急激な耐力低下を生じた。また、SR125BE02S5以外の試験体はすべて曲げ降伏に至らなかった。

2)の破壊モードは $a/l = 0.5$ を除く $t/b_c = 0.4$ の試験体に見られ、曲げ降伏が先行し、靱性は比較的良好であった。圧縮側柱脚部は壁板のスリップ破壊以前よりせん断劣化し、柱脚部のせん断ひびわれは壁板部のスリップ破壊の引き金となっているものと考えられる。

3)の破壊モードは $a/l = 0.5$ の試験体に見られ、これは靱性に乏しく、 $t/b_c = 0.4$ のものは2)の破壊モードと同様、比較的早い段階より柱がせん断劣化し、壁板部のスリップ破壊の引き金となっており、 $t/b_c = 0.2$ のものは壁板のスリップ破壊が生じるまでは、柱のせん断ひびわれは殆ど開口せず、1)の破壊モードと同様終局強度に達すると同時に急激な耐力低下を生じた。

4. 実験結果、既往の推定式による計算

結果及び破壊モード一覧

表6に実験より得られた諸限界値、既往の推定式による計算値及び破壊モードの一覧を示す。尚、破壊モードの記号は3節に倣う。図6 a)~d)は各試験体の荷重変形関係をせん断スパン比別に示したものである。

表3 モルタルの調合表

水セメント比 ω/C (%)	水量 ω (kg/m^3)	セメント量 C (kg/m^3)	細骨材量 S (kg/m^3)	使用セメント
67.0	268	400	1575	早強ポルトランドセメント

表4 モルタルの材料試験結果

試験体	圧縮強度 (kg/cm^2)	割裂強度 (kg/cm^2)	ヤング係数 $E_{1/2}$ $\times 10^5$ (kg/cm^2)
BE04S5	270.6	3.11	1.83
BE02S5	304.7	3.28	2.17
BE02S10	370.0	3.80	2.31

上記測定値は3体の平均値

表5 鉄筋の材料試験結果

鉄筋	断面積 (cm^2)	降伏時		引張強度 (kg/cm^2)	伸び率 (%)	ヤング係数 $\times 10^5$ (kg/cm^2)
		強度 $Q_{0.2}$ (kg/cm^2)	伸び $\epsilon_{0.2}$ (%)			
4 ϕ	0.13	4200	2000	5700	14.2	1.99
D13	1.27	3570	1850	5330	20.7	2.05

上記測定値は3体の平均値

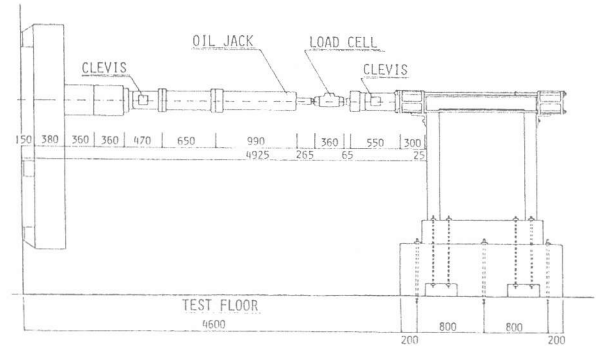
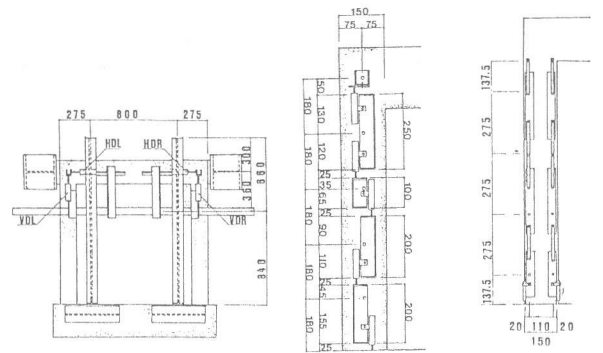


図3 加力装置



(a)水平・鉛直変位 (b)柱伸縮量 (c)周辺架構応力

図4 測定装置

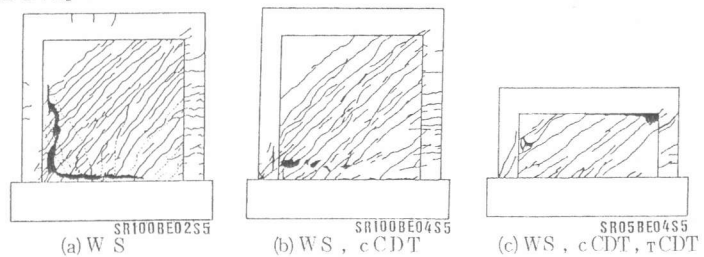


図5 破壊モード

表6 実験結果・計算結果の一覧

試験体名	実験値 (t)					計算値					Ry	Ru	Rou	破壊モード
	eQBC	eQSC	eQMY	eQU	eQBC	eQSC	eQMU	eQMY	eQSU					
SR125BE04S5	5.0	5.0	2.77	3.38	8.2	17.1	2.66	2.19	3.23	0.436	2.242	2.534	F・WS, cCDT	
SR125BE02S5	4.0	2.0	2.43	2.59	1.03	9.3	2.66	2.19	2.69	0.599	0.683	0.726	F・WS	
SR125BE02S10	6.0	4.0	-	2.25	7.5	10.7	2.44	2.08	2.71		0.640	0.733	WS	
SR100BE04S5	4.0	5.0	3.19	3.58	10.3	17.1	3.33	2.74	3.47	0.553	1.341	1.711	F・WS, cCDT	
SR100BE02S5	4.0	3.2	2.78	2.90	9.4	9.3	3.33	2.74	2.88	0.727	0.854	0.968	F・WS	
SR100BE02S10	4.0	2.0	-	2.48	10.4	10.7	3.06	2.60	2.94		0.730	0.738	WS	
SR075BE04S5	8.0	6.0	3.45	4.32	13.7	17.0	4.44	3.65	3.81	0.485	1.203	1.235	F・WS, cCDT	
SR075BE02S5	7.0	3.0	-	3.18	12.5	9.3	4.44	3.65	3.16		0.637	0.637	WS	
SR075BE02S10	5.0	5.0	-	2.43	13.9	10.7	4.08	3.47	3.25		0.458	0.458	WS	
SR05BE04S5	10.0	9.0	-	5.07	20.6	17.1	6.66	5.48	4.33		0.955	1.012	WS, cCDT, TCDT	
SR05BE02S5	7.0	4.0	-	4.09	18.8	9.3	6.66	5.47	3.59		0.632	0.644	WS, cCDT, TCDT	
SR05BE02S10	6.0	3.0	-	2.65	20.7	10.7	6.12	5.26	3.74		0.526	0.526	WS, cCDT, TCDT	

eQBC: 曲げひび割れ発生荷重

eQSC: セン断ひび割れ発生荷重

eQMY: 曲げ降伏荷重

eQU: 最大荷重

Ry: 降伏部材角

Ru: 終局部材角

Rou: 限界部材角

$$eQBC = (1.8 \sqrt{F_c} \cdot Z_e + N \cdot Z_c / A_e) / a$$

$$eQSC = K_s \cdot K_{th} \cdot \sqrt{c \sigma_t^2 t + \sigma_o \cdot c \sigma_t} \cdot t \cdot l$$

$$eQMY = \{ 0.8 a t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.2 a_{wv} \cdot \sigma_{wv} \cdot D + 0.5 ND (1 - N/bDF_c) \} / a$$

$$eQMU = \{ 0.9 a t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4 a_{wv} \cdot \sigma_{wv} \cdot D + 0.5 ND (1 - N/bDF_c) \} / a$$

$$eQSU = \left\{ \frac{0.0679 p t e^{0.23} \cdot (F_c + 180)}{\sqrt{M/QD + 0.12}} + 2.7 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wh} + 0.1 \sigma_o} \right\} b_e \cdot j$$

Rouは耐力が急激に低下する時、または耐力が徐々に低下する場合は最大荷重の75%に低下した時の部材角

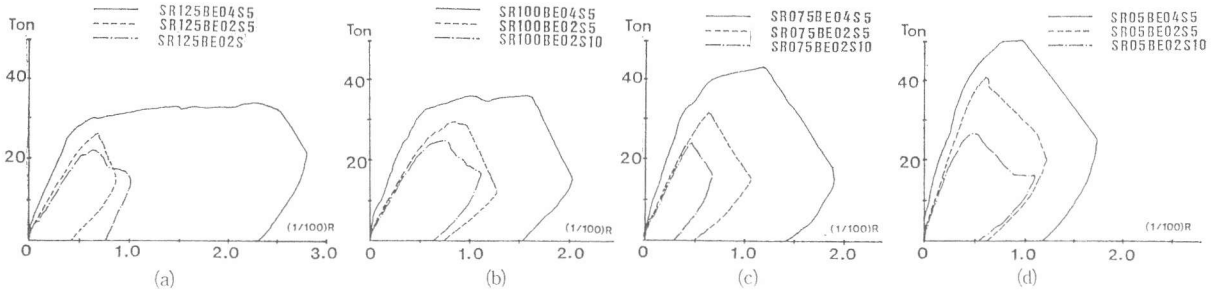


図6 荷重-変形曲線

5. 諸限界値の実験値と既往の推定式による計算値の比較検討

図7、(a)~(d)は縦軸に各々曲げひびわれ発生強度、壁板のせん断ひびわれ発生強度、曲げ終局強度、せん断終局強度の実験値に対する計算値の比を、横軸にa/lを取り全試験体についてプロットしたものである。

表7に上記諸限界強度の実験値と既往の推定式による計算値の比に対する平均値と(標準偏差/平均値)の一覧を示す。この図及び表から以下の事が指摘し得よう。

1) 曲げひびわれ、壁板のせん断ひびわれ発生強度は実験値が計算値を大きく下廻っており、これは全試験体の壁板部に載荷前より斜めひびわれが見られたことから乾燥収縮に伴う引張応力の存在に起因していると思われる。

2) セン断終局強度は実験値と計算値が比較的一致し、既往の式の実験値に対する適合性は比較的高いと言える。

3) 曲げ終局強度の計算値は、曲げ降伏が先行する試験体の実験値への適合性は良好であるが、壁板のスリップ破壊、周辺架構のせん断破壊が先行する試験体は実験値を過大評価する傾向が見られる。

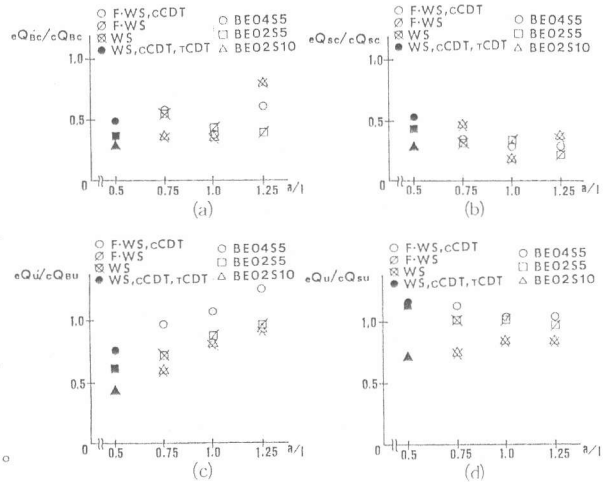


図7 諸限界強度の(実験値/計算値)

表7 諸限界強度の実験値と計算値の相関

	eQBC/cQBC	eQSC/cQSC	eQU/cQU	eQSU/cQSU
\bar{X}	0.47	0.34	1.10	0.97
σ/\bar{X}	0.29	0.29	0.11	0.16

6. 変形成分に対する検討

図8(a)~(d)は縦軸に全変形に対するせん断変形成分の割合を、横軸に全変形を最大変形で無次元化し、両者の関係をせん断スパン比別に示したものである。尚、せん断変形成分は全変形と柱伸縮量の測定値より求めた曲げ変形成分の差により評価した。これらの図より以下のことが指摘し得よう。

1) a/l の減少、壁厚比の低下に伴って試験体は曲げ降伏先行型から壁板のスリップ破壊等のせん断破壊先行型に移行するため、せん断変形成分は増加する。

2) 壁厚比の低い試験体の中で $a/l = 0.5, 0.75$ のものは壁筋比の多少に関係なく壁板のスリップ破壊が先行し、せん断変形成分に対する壁筋比の影響は殆ど見られないが、 $a/l = 1.0, 1.25$ のものは壁筋比の相違により破壊モードが異なっている。即ち、壁筋比の高い試験体は低いものよりせん断変形成分が少なく、曲げ降伏が先行し、低いものは壁板部のせん断破壊が先行した。

3) 壁厚比の低い試験体と SR05BE04S5 は変形レベルの上昇に伴い、せん断変形成分は増加するが、その他の試験体は限界変形に達するまで変形レベルの上昇に伴ってせん断変形成分は逆に減少する。

4) 本実験における試験体の最終破壊モードは、いずれも壁板のスリップ、周辺架構のせん断劣化のせん断破壊系に属する。従って、限界変形レベルを越えると、いずれの試験体もせん断変形成分が増加する。

7. 諸限界値に対する検討

図9(a), (b)は縦軸に各々終局強度、限界部材角を、横軸に a/l を取り、全試験体の実験結果を図示したものである。これらの図より次のことが指摘し得よう。

1) 終局強度は壁厚比の高い試験体の方が低いものより高い値を示す。

2) 壁筋比の上昇による終局強度の増加は a/l が低い(即ち、せん断が卓越する)ほど大きい。

3) 壁板のスリップ破壊が先行する試験体の終局強度は a/l には依存しない。

4) 限界部材角は壁厚比の高い方が大きい値を示し、せん断が卓越する試験体も壁厚比が上昇すると靱性は向上する。即ち、スリップ破壊のみで耐力低下する試験体は周辺架構のせん断破壊を伴うものより低い靱性を示す。この結果は純せん断壁とは逆の傾向を示し、曲げ卓越壁と純せん断壁の間に臨界点が存在しないことが判る。

5) 壁厚比の高い試験体の限界部材角は a/l の上昇に伴い顕著に増加するが、低いものはあまり変化しない。

6) 壁筋比の高い試験体は低いものより高い靱性を示すがその差はわずかである。

8. まとめ

1) せん断変形成分が全変形に占める割合は、せん断が卓越する試験体ほど大きく、せん断変形成分は変形レベルの上昇に伴って増加し、曲げが卓越するものは限界変形に達するまでは逆に減少する。

2) 本実験に関する検討結果の限り、靱性及び破壊モードに関しては、曲げ卓越壁と純せん断壁の両者の間に臨界点は存在しなかった。

謝辞：本研究を進めるにあたり、日本大学理工学部末次宏光先生の多大のご援助に厚くお礼申し上げます。

〔参考文献〕

- 1) 速藤利根穂 「鉄筋コンクリート造耐震壁の耐震性能に関する総合研究(その8)」日本建築学会大会梗概集 昭和51年
- 2) 山田 稔 他「剛な梁を持つ鉄筋コンクリート耐震壁の弾塑性変形性状に関する研究(I)」日本建築学会大会梗概集 昭和54年
- 3) 佐藤稔雄 他「鉄筋コンクリート造耐震壁の弾塑性性状に関する実験的研究」日本大学理工学研究年報
- 4) 望月 重 他「鉄筋コンクリート壁体の亀裂発生後の架構拘束の実験(その1~6)」日本建築学会大会梗概集 昭和50~54年

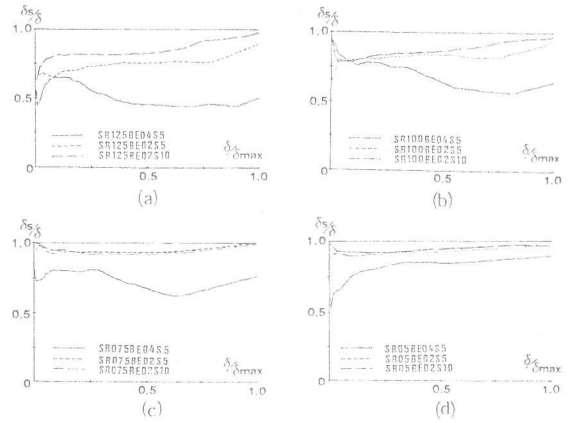


図8 せん断変形成分

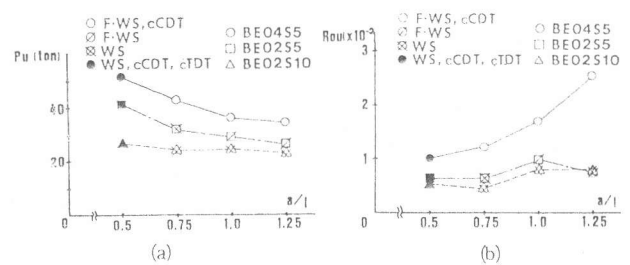


図9 終局強度と限界部材角