

論文 鉄筋コンクリート柱の力学的性状におよぼす帯筋フック形状の影響

大野義照*1・宮本芳樹*2

要旨：帯筋の端部形状（フックの折り曲げ角度，余長）が，鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状や曲げ破壊性状に及ぼす影響を，帯筋比を変えた13体のRC柱試験体の正負交番漸増繰り返し載荷試験を行って調べた。せん断破壊の変形能に及ぼす帯筋比の影響は大きく，折り曲げ角度の影響は少なかった。曲げ破壊では終局域においてその靱性能に帯筋端部形状の影響が現われた。

キーワード：帯筋，フック形状，せん断破壊，曲げ破壊，兵庫県南部地震

1. はじめに

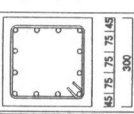
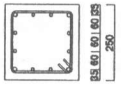
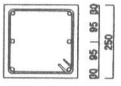
鉄筋コンクリート（以下RCと略記）柱における帯筋の両端は135°に折り曲げるように，1933年刊行の（社）日本建築学会RC工事標準仕様書（JASS5）以来，同RC構造計算規準・同解説においても規定されていた。しかしながら，1981年以前に建設された建築物では殆どのRC造建築物の帯筋両端の折り曲げ角度は90°であり，兵庫県南部地震では，RC造の被害建築物において折り曲げ角度が90°の帯筋両端が開いてる事例が多数見られた^{1), 2)}。

本研究では被害原因の解明，既存建物の耐震診断ならびに今後の配筋設計のための資料を得る目的で，帯筋端部形状に関する2つの実験を行った。

2. 実験概要

実験Ⅰ及びⅡの試験体をまとめて表-1に示し，図-1に試験体形状の一例を示す。試験体は柱の上下にスタブを有する曲げせん断試験体で，実験Ⅰと実験Ⅱでは部材寸法およびせん断スパン比が異なっている。全ての試験体において軸力比は

表-1 試験体一覧

実験	試験体	主筋			帯筋			コンクリート	試験体断面	最大耐力 (kN)				
		径, 本数	ρt (%)	σ (MPa)	径, 間隔	ρw (%)	σwy (MPa)			cQmu	cQsu	cQsu/cQmu	eQmax	
Ⅰ	S-1	12-D16	0.88	366	D6@100	0.21	304	24.7		310	210	0.68	260	
	S-2				D6@50	0.43							274	
	S-3				D6@50	0.43					228	0.74	268	
	S-4				D6@50	0.43							280	
Ⅱ-1	B1-1	4-D13	0.64	D13 335	D6@65	0.39	304	33.2		165	166	1.01	192	
	B1-2				D6@65	0.39							188	
	B1-3	8-D10		D10 384	D6@40	0.64					178	1.08	181	
	B1-4				D6@40	0.64							180	
	B1-5				閉鎖型								180	
Ⅱ-2	B2-1	6-D13	0.61	313	Φ5.6@50	0.40	398	25.6		133	154	1.16	144	
	B2-2				Φ5.6@50	0.40							160	
	B2-3				Φ5.6@50	0.40							146	
	B2-4				Φ5.6@50	0.40							159	

注) 帯筋端部形状説明 (例) 90-4d: 折り曲げ角度90° 余長4d (d: 帯筋径)

すべての試験体において，軸力比は0.3

せん断スパン比は実験Ⅰでは1.5，実験Ⅱでは2.0を採用

載荷履歴

実験Ⅰ 部材角 R=1/800で各1回，1/400，1/200，1/133，1/100，1/67，1/50，1/33で各3回ずつ（試験体S-1のみ部材角1/200より行った）

実験Ⅱ-1 部材角 R=1/200で各1回，1/100，1/50，1/30で各5回ずつ

実験Ⅱ-2 部材角 R=1/200，1/100，1/50，1/30，1/20で各3回ずつ

載荷装置

cQmu: RC規準略算式による曲げ強度時せん断力

cQsu: 荒川MEAN式によるせん断耐力

cQsu/cQmu: せん断耐力余裕度

eQmax: 実験時最大耐力

すべての実験において，建研式加力装置を使用

*1 大阪大学教授 工学部建築工学科 工博 (正会員)

*2 大阪大学大学院

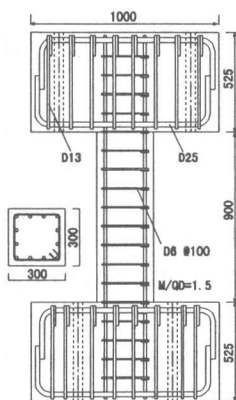


図-1 試験体形状 (実験 I)

0.3で、加力スケジュールは表-1の注に記している。

2.1 実験 I (せん断破壊性状)

帯筋両端の折り曲げ角度 (90° , 135°) および帯筋比 (0.21%, 0.43%) のせん断耐力および最大耐力以降の挙動に及ぼす影響を調べた。帯筋比の0.21%は1970年以前に建設された建物の柱部材を、同じく0.43%は1971年以後に建設された建物の柱部材を想定している。帯筋には異形鉄筋D6を用い、余長はすべて6d (d:鉄筋径) である。

2.2 実験 II (曲げ破壊性状)

実験 II は2シリーズよりなる。シリーズ1は、引張鉄筋比0.64%で、帯筋比は0.39%および0.64%である。帯筋比0.64%の試験体では折り曲げ角度 90° および 135° フックの帯筋の他に溶接閉鎖型の帯筋も使い、帯筋端部形状の曲げ破壊性状への影響を調べた。帯筋にはD6を用い余長は6dである。シリーズ2は、引張鉄筋比0.61%で、帯筋には丸鋼 $\phi 5$ を使い、帯筋比は0.4%とし、折り曲げ角度 (90° , 135°) と余長 (4d, 6d, 10d) を実験要因とした。

3. 実験結果と考察

3.1 実験 I

(1) 破壊性状と $Q-\delta$ 関係

図-2に各試験体の最終破壊状況を示し、図-3にせん断力 (Q) - 水平変位 (δ) 関係を示す。試験体S-1は部材角 $R=1/200$ の負荷荷1サイク

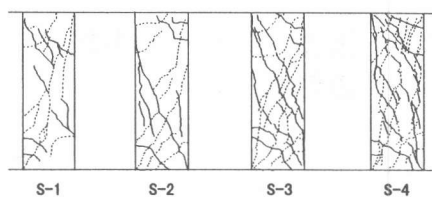


図-2 試験体破壊状況

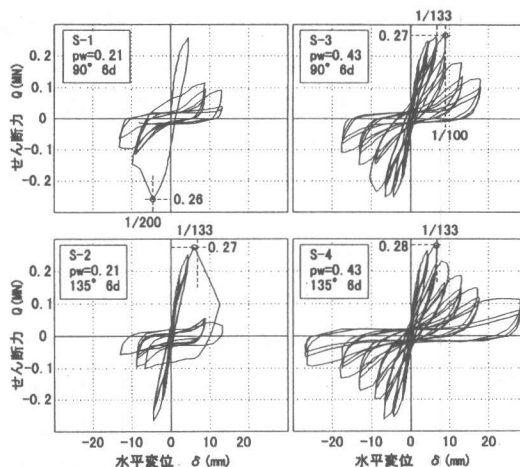


図-3 せん断力 (Q) - 水平変位 (δ) 関係

ル目のピーク時 (以下1/200-1の様に略記) に最大耐力0.26MNで、試験体S-2は1/133+1へ向かう途中のせん断力が0.27MNに達した時に、対角線方向に大きなせん断ひび割れが発生し急激に耐力が低下した。両試験体ともエネルギー吸収能が小さい脆性的な破壊性状を示した。これに対して試験体S-3, 4は1/133+1付近で対角線方向のせん断ひび割れが発生したが、試験体S-1, 2のように大きなひび割れではなく、幅は小さく、長さも短いものであった。その後S-3では1/100+1まで耐力が増加し、最大耐力0.27MNに至った後、せん断ひび割れ幅の増大に伴って大きく耐力が低下した。一方S-4では、1/133+1の最大耐力0.28MNで付着割裂ひび割れが生じ、以後付着割裂ひび割れの進展と共に耐力が低下し、付着割裂破壊した。以上のように試験体S-3, 4では破壊状況に多少の差が生じたものの、試験体S-1, 2のようなせん断ひび割れの発生と同時に急激に耐力が低下する破壊は避けられ、試験体S-1, 2に比べて靱性能は改善されている。しかし、エネルギー吸収能の小さい逆S形の破壊性状を示している。

(2) 帯筋歪みの推移

図-4に各サイクル正載荷時の最大変形時における柱頭、柱中央および柱脚の帯筋歪みの推移を示す。図の横軸はサイクル数および部材角を、縦軸は帯筋の歪みの降伏歪みに対する比を表している。試験体S-1, 2の帯筋歪みはいずれも対角線方向にせん断ひび割れが生じるまでほとんど増加せず、せん断ひび割れが生じると急激に増加している。柱中央部の歪みに至っては降伏歪みの2～3倍程度にまで達している。試験体S-3は、試験体S-1, 2に比べて歪みの増加がやや抑制されているものの、部材角1/100の1サイクル目においてせん断ひび割れ幅の増大と共に歪みがさらに急増している。試験体S-4は他の試験体に比べて、柱頭、中央部、柱脚での帯筋歪みの増大は緩やかであり、付着割裂ひび割れが生じた時に柱頭部の帯筋は降伏したが、中央部、柱脚部の帯筋は降伏せずにほぼ一定の値を示している。

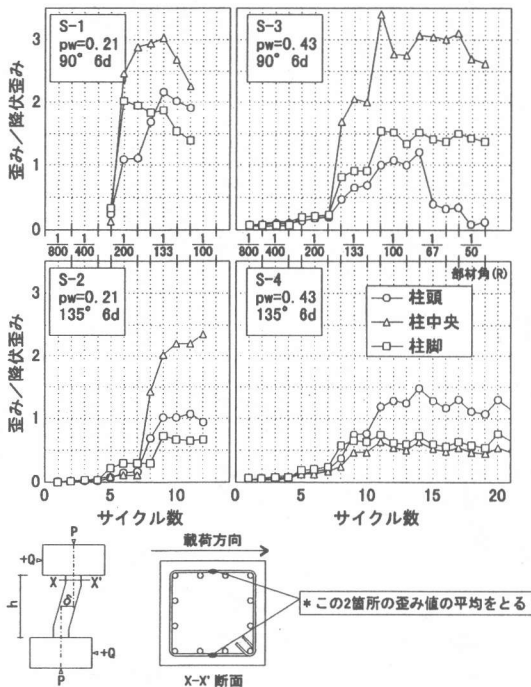


図-4 帯筋歪みの推移

(3) 帯筋歪みの比較

図-5は試験体S-3 ($p_v=0.43\%$, 90° フック)において、折り曲げ角度が 90° のフック定着の影響

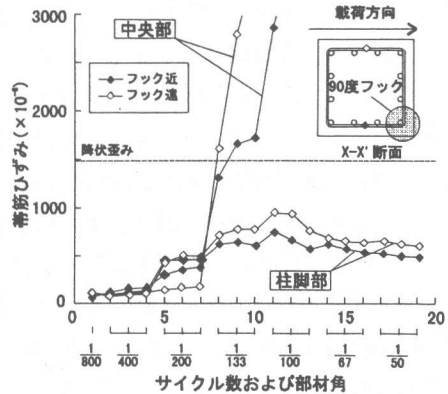


図-5 帯筋歪みの比較

を見るために、フック定着部に近い位置と遠い位置における帯筋の歪みを比較したものである。なお同図は、ひび割れの広がった柱中央部とあまり広がらなかった柱脚部の帯筋を取り上げている。同図より、8サイクル以降はフックに近い位置の歪みが遠い位置の歪みより若干小さく現れているものの、両者はよく似た挙動を示していることや柱中央部ではどちらも降伏していることから、 90° のフック定着のすべり等はないものと思われる。既往の研究³⁾で 90° フックのすべりが確認されたものがあるが、本実験において認められなかった理由として、せん断ひび割れの発生後も比較的かぶりコンクリートが健全であったこと等が考えられる。

3.2 実験 II

(1) シリーズ 1

a) 破壊性状

図-6に各試験体の最終破壊状況を示す。各試験体とも部材角 $R=1/200$ の1サイクルで曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れが発生した。せん断ひび割れは、試験体B1-1, 2では $R=1/200$ の1

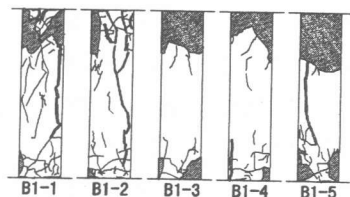


図-6 最終破壊状況

サイクルで発生したが、試験体B1-3, 4, 5では認められなかった。各試験体とも $R=1/100$ の1サイクルで材端部かぶりコンクリートの圧壊が始まり、 $R=1/30$ でかぶりコンクリートの剥落が激しくなり主筋の座屈が確認された。その後、試験体B1-1, 2, 3, 4ではフック部が開き、また試験体B1-5では帯筋が破断して軸力を保持できなくなったため実験を終了した。試験体B1-1, 2は材端部での曲げ破壊だけでなく、せん断破壊および付着割裂破壊の傾向も見られ、柱の中央部にまで破壊が進展した。これに対して、試験

体B1-3, 4, 5は主に材端部に破壊が集中し、中央部での破壊は認められなかった。ただし、試験体B1-5に関しては終局状態($R=1/30$ での繰返し載荷時)において試験体B1-3, 4よりも耐力を保持し、繰返し回数が多くなったために損傷が柱の中央部にまで至った。

b) $Q - \delta$ 関係

図-7 にせん断力(Q)—水平変位(δ)関係を示す。同図中の原点を通る斜めの破線は $P - \delta$ 効果を表している。帯筋比の小さい試験体B1-1, 2と帯筋比の大きい試験体B1-3, 4, 5との繰返し載荷による耐力低下の差異は部材角 $R=1/50$ までは小さいが、 $R=1/30$ では大きく、帯筋比の影響が顕著である。

帯筋比が共に少なく、端部形状が異なる試験体B1-1, 2を比べると、 $R=1/30$ の第1サイクルにおいて、 90° フックであるB1-1よりも 135° フックであるB1-2の方が僅かではあるが耐力を保持していることからフック形状の影響が認められる。帯筋比が共に多く、端部形状が異なる試験体B1-3, 4, 5を比べると、試験体B1-1, 2間に見られたような端部折り曲げ角

の影響は認められないが、フック形式と閉鎖型の違いは認められた。すなわち、閉鎖型の試験体B1-5は $R=1/30$ の繰返し載荷において、載荷せん断力は小さいものの、帯筋が破断するまで軸力を保持したまま4回の繰返しに耐えたのに対して、フック形式の試験体B1-3, 4は帯筋が破断する以前にフック部が開き、3回繰返しの中で軸力を保てなくなった。

(c) $\delta v - \delta h$ 関係

図-8 に各試験体の軸変位(δv)—水平変位

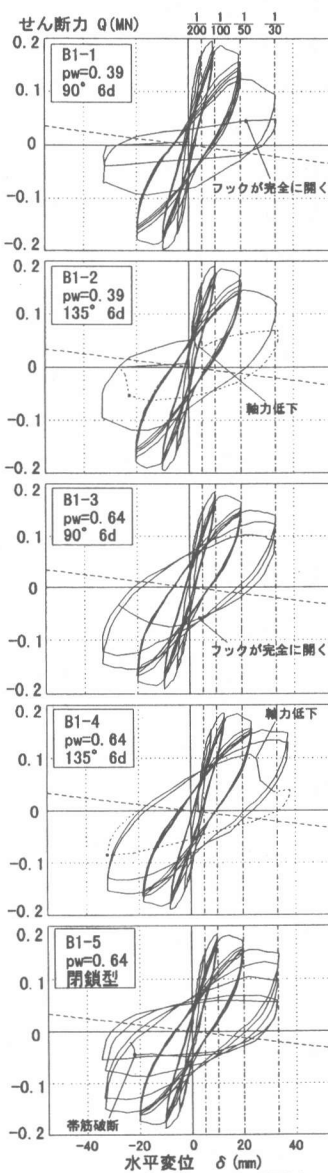


図-7 $Q - \delta$ 関係

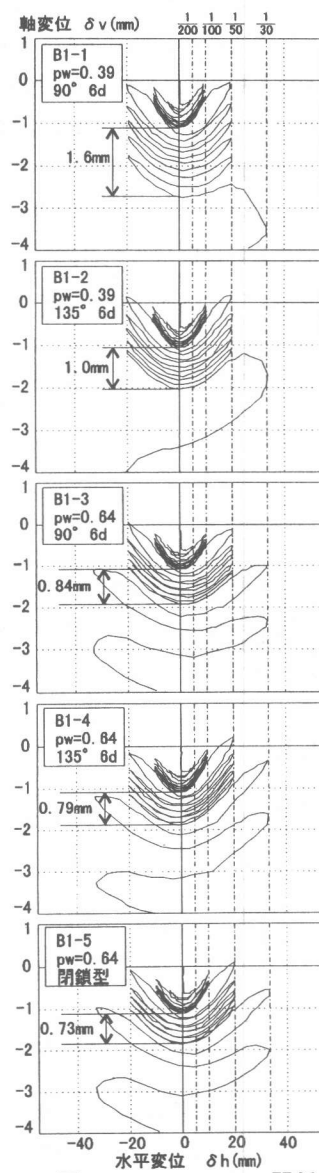


図-8 $\delta v - \delta h$ 関係

(δ h) 関係を示す。全試験体とも $R=1/100$ では、5 回の繰返し载荷に対して軸変位は安定している。 $R=1/50$ の繰返しでは、帯筋比 0.39%, 90° フックの試験体 B1-1 の軸変位の増加量 (1.6mm) は、帯筋比 0.39%, 135° フックの試験体 B1-2 の増加量 (1.0mm) より大きく、帯筋端部の折り曲げ角度の影響が表れている。試験体 B1-3, 4 および 5 の $R=1/50$ における繰返しによる軸変位の増加量はそれぞれ 0.84, 0.79 および 0.73mm でわずかながらも帯筋端部形状の差異の影響が表れ、閉鎖型帯筋を用いた試験体の軸変位が最も小さくなっている。

(2) シリーズ 2

図-9 に各試験体のせん断力 (Q) - 水平変位 (δ) 関係を示す。いずれの試験体も部材角 $R=1/$

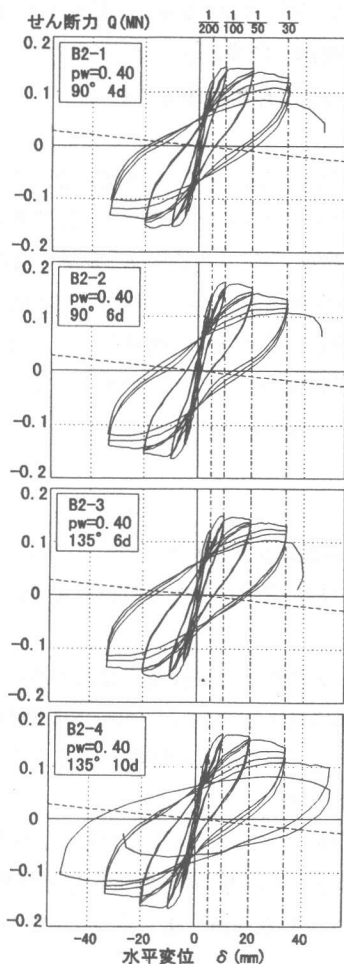


図-9 Q- δ 関係

50までは同様な履歴を示し、帯筋の端部形状の違いによる影響は見られない。このことは、前掲の図-5と同様に载荷方向のフックに近い方と遠い方の帯筋歪みをみると、両歪みに最も差異が生じると考えられる帯筋端部の折り曲げ角度が 90° で余長が $4d$ (以下、 $90-4d$ の様に略記) である B2-1 においても、図-10 に示すように、 $R=1/50$ までは両歪みはほぼ一致し、他の試験体も同様な傾向であることから説明できる。しかし、 $R=1/30$ において試験体 B2-1 の繰返しによる耐力低下が若干大きくなっている。また、 $135-10d$ の試験体 B2-4 以外は $R=1/20$ に向う途中でフックが開き、軸力を保持できなくなったのに対して、試験体 B2-4 は $R=1/20$ の 1 回繰返しに耐え、2 回目にフックが開き、耐力が低下した。

図-11 に試験体端部から 10cm の距離にある帯筋の圧縮縁側における各サイクル最大変形時の歪みの推移を示す。同図から試験体 B2-1 では $R=1/30$ の 2 サイクル目、B2-2 では $R=1/30$ の 3 サイクル目で歪みが

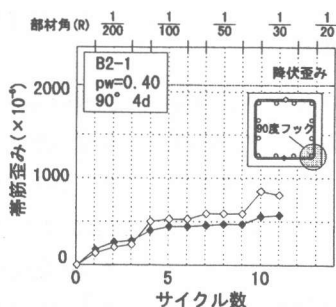


図-10 帯筋歪みの推移

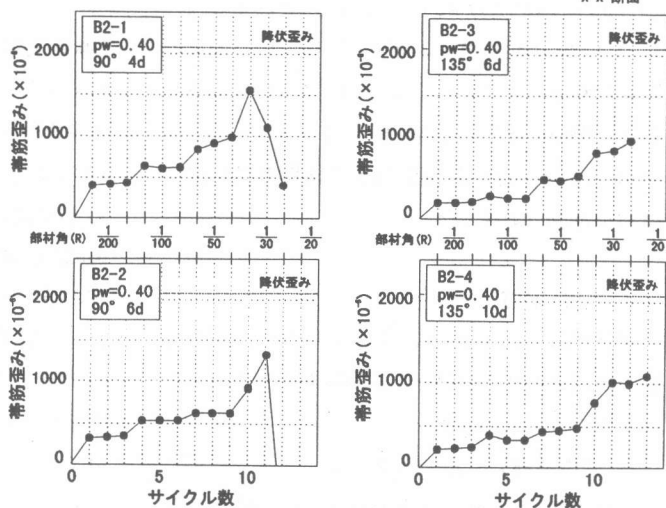


図-11 各試験体の帯筋歪みの推移

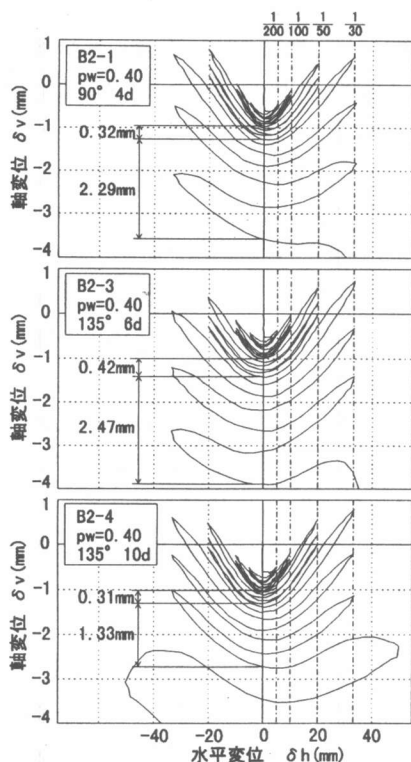


図-12 $\delta v - \delta h$ 関係

大きく減少し、90° フックがすべったことが分かる。一方、試験体B2-3、B2-4ではそれぞれ $R=1/30$ の3サイクル目、 $R=1/20$ の1サイクル目まで歪みは漸増し、フックは正常に働いているといえる。

図-12に軸変位(δv)—水平変位(δh)関係を示す。繰返し載荷による軸変位の増加量は、 $R=1/50$ においてはB2-1(90-4d)では0.32mm、B2-4(135-10d)では0.31mmと帯筋端部形状の影響は現れていないが、 $R=1/30$ においてはB2-1は2.29mm、B2-2(135-6d)は2.47mmに対してB2-4は1.33mmと余長10dの効果で軸変位の増加が抑制されている。

4. むすび

帯筋端部の折り曲げ角度のRC柱のせん断ならびに曲げ破壊性状を調べた本実験結果をまとめること次のようになる。

1) 柱中央部のせん断破壊によって終局に至った実験では、かぶりコンクリートが終局時近くま

で健全であったため帯筋端部折り曲げ角度の影響は顕著には表れなかった。特に1971年以前のRC柱を想定した帯筋比が0.21%と少ない試験体では、90° フック、135° フックのいずれの試験体も急激なせん断破壊をした。

2) 曲げ破壊に対する帯筋端部の形状の影響を調べた実験では、溶接閉鎖型、135° フック、90° フックの順に、部材角1/50の繰返し時に軸変位の増加量が大きくなった。終局に至った部材角1/30の繰返し時に90° 135° のいずれのフックも開き、閉鎖型は帯筋が破断した。135° フックで余長を6dから10dに増すと、軸変位は抑制され変形能力は増大した。

3) 本実験の範囲では帯筋端部の折り曲げ角度の影響はせん断破壊性状に対しては小さく、曲げ破壊性状に対しては最大耐力等には影響せず、終局時での変形性能に影響が表れた。また、帯筋比の変形性能に対する影響は顕著であった。

【謝辞】本研究を進めるに当たり、建築学会近畿支部平田基金、コンファインド研究会(会長鈴木計夫)、榊高周波熱練、(財)日本建築総合試験所益尾潔氏、本学技官中川隆夫氏、本学卒業生・大沢敬治氏(現旭化成㈱)、中西宏光氏(現積水ハウス㈱)、森直哉氏(本学院生)にご協力を頂いた。ここに、記して謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会近畿支部材料施工部会：1995年兵庫県南部地震 材料・施工に関する被害調査報告書 1996. 7
- 2) 小谷俊介：1995年兵庫県南部地震による神戸市灘区及び東灘区における鉄筋コンクリート造共同住宅の被害(その1：調査結果の概要)、東京大学小谷研究室報告、1995. 4
- 3) 亀田登与三郎、小倉弘一郎：せん断補強筋末端部の各種フック形状の定着性能に関する実験的研究 コンクリート工学年次講演会論文集、pp. 601-604 1986. 6