

論文 鉄筋コンクリート柱の曲げ破壊性状に及ぼす帯筋端部形状の影響

立松 伸博\*1・大野 義照\*2

要旨：帯筋端部加工形状（余長，折り曲げ角度，溶接継手）が鉄筋コンクリート柱の曲げ破壊性状に及ぼす影響を，13体の鉄筋コンクリート柱試験体の曲げ・せん断正負交番漸増繰り返し荷重試験を行って調べた。余長6d・折り曲げ角度135°フックと余長4d・折り曲げ角度90°フックの影響は，丸鋼では，部材角R=1/50までは現れずR=1/30の荷重階で現れた。異形鉄筋ではR=1/50の荷重階で現れた。

キーワード：帯筋端部形状，余長，折り曲げ角度，鉄筋コンクリート柱，曲げ破壊性状

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震において，鉄筋コンクリート（以下RCと略記）造建物に大きな被害が生じたが，その被害建物の柱部材の帯筋端部形状は折り曲げ角度が90°で余長が4d程度（以下90-4dと略記）の事例が多数見られた。（社）日本建築学会建築工事標準仕様書・JASS5・RC工事に於いてRC柱における帯筋の両端は135°に折り曲げ，余長は6d（以下135-6dと略記）以上と明記されている。

本研究では，帯筋端部加工形状（余長，折り曲げ角度，溶接継手）RC柱の曲げ破壊性状に及ぼす影響を，RC柱試験体の曲げ・せん断正

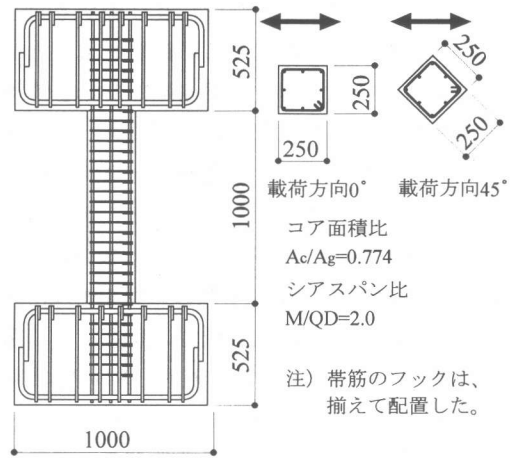


図-1 試験体形状

表-1 試験体一覧

試験体 実験NO.	試験体名	主筋	帯筋					Fc(MPa)	荷重方向	軸力比 η		
			端部形状	径, 間隔	pw(%)	σ wy(MPa)	pw σ wy(MPa)					
I	1	90-4d-η 3-θ 0	90-4d	φ 6@50.0	0.45	440	1.98	32	0°	0.3		
	2	135-6d-η 3-θ 0	135-6d									
	3	90-4d-η 4-θ 0	90-4d									
	4	135-6d-η 4-θ 0	135-6d							45°	0.4	
	5	90-4d-η 3-θ 45	90-4d									
	6	135-6d-η 3-θ 45	135-6d									
II	7	D90-4d-η 3-θ 0	90-4d	D6@50.0	0.51	330	1.63	37	0°	0.3		
	8	D135-6d-η 3-θ 0	135-6d									
	9	Weld-η 3-@50.0	溶接閉鎖型	φ 6@50.0	0.45	348	1.57	31		37	0.2	
	10	Weld-η 2-@50.0						30				
	11	Weld-η 4-@50.0						31				0.4
	12	Weld-η 3-@41.7						1.88				
	13	Weld-η 3-@62.5						1.25				

\*1 大阪大学大学院 工学研究科建築工学専攻 (正会員)

\*2 大阪大学教授 工学研究科建築工学専攻 工博 (正会員)

負交番漸増繰り返し載荷試験を行って調べた。なお、前述した被害を受けたRC柱は1971年の建築基準法施行令の改正以前に設計され帯筋量が少なく被害の第1の原因は帯筋量の不足と考えられるが<sup>2), 3)</sup>, 本実験では帯筋端部形状の影響を調べるために帯筋は現行の設計規程で定まる程度の量としている。

## 2. 実験概要

試験体一覧を表-1に、試験体形状を図-1に示す。実験Ⅰでは、帯筋には丸鋼を用い、パラメータを帯筋端部形状、軸力比 ( $\eta = N/bDFc$ ,  $N$ : 軸力,  $b, D$ : 柱断面の幅及びせい,  $F_c$ : コンクリート強度) 及び載荷方向とし、実験Ⅱでは、帯筋に異形鉄筋を用いたケースを加えると同時に、帯筋端部形状を溶接閉鎖型とし、軸力比及び帯筋間隔をパラメータとした実験を行った。帯筋端部形状は折り曲げ角度が $90^\circ$ で余長が $4d$ のものと、折り曲げ角度が $135^\circ$ で余長が $6d$ のものと及び溶接閉鎖型の3種類である。帯筋端部形状の影響を明確にするために、フックは同じ位置に配置した(図-1参照)。軸力比 $\eta$ は0.2, 0.3及び0.4の3種類(実験Ⅰでは0.3と0.4の2種類)、載荷方向は通常の場合を $0^\circ$ とし、 $0^\circ$ と $45^\circ$ の2種類、帯筋間隔は $41.7(\text{mm})$ ,  $50.0(\text{mm})$ 及び $62.5(\text{mm})$ の3種類である。載荷は建研式加力方式によって行い、部

材角 $R=1/200, 1/100, 1/50, 1/30, 1/20$ の各部位材角において3回ずつ正負交番繰り直しを行った。設定した軸力を保持できなくなった時点で実験を終了した。

## 3. 実験結果および考察

### 3.1 実験結果

実験結果一覧を表-2に示す。 $\delta$ は最大耐力時の部材角であり、 $Q_u$ は日本建築学会RC構造計算規程・同解説<sup>4)</sup>の式を用いて算定した終局強度である。ただし、 $45^\circ$ 方向載荷試験体は除く。

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5ND(1 - N/bD \cdot F_c)$$

$$Q_u = 2M_u/h \quad \dots(1)$$

ここに  $a_t$ : 引張鉄筋の断面積

$\sigma_y$ : 引張鉄筋の降伏強度

$b, D$ : 柱断面の幅及びせい

$h$ : 内法高さ

ほぼ実験値と計算値は一致しており、NO.3以外は安全側の評価である。

### 3.2 $Q-\delta_h$ 関係

各試験体の $Q-\delta_h$ 関係を図-2に示す。

#### (1) 端部形状の比較

帯筋端部形状の異なる試験体NO.1, 2( $90-4d, 135-6d$ )を比較すると、共に部材角 $R=1/50$ までは安定した $Q-\delta_h$ のループを示しているが、両者とも $R=1/30$ のサイクル数1回目

表-2 実験結果一覧

NO.	試験体名	最大耐力				限界部材角 $R_u(10^{-3}\text{rad})$				サイクル数
		$Q_{\max}(\text{kN})$	$\delta(10^{-3}\text{rad})$	$Q_u(\text{kN})$	$Q_{\max}/Q_u$	$R_{\max}$	0.8Q	0.8Q'	0.95Q'	
1	90-4d- $\eta$ 3- $\theta$ 0	171.6	10.2	158.3	1.08	33.7	20.4	*	20.9	-1/30①
2	135-6d- $\eta$ 3- $\theta$ 0	167.2	10.1	158.3	1.06	34.1	32.3	*	23.5	+1/30③
3	90-4d- $\eta$ 4- $\theta$ 0	172.1	9.0	173.3	0.99	19.6	*	*	13.0	-1/50②
4	135-6d- $\eta$ 4- $\theta$ 0	178.0	11.0	173.3	1.03	20.2	18.6	*	13.3	-1/50②
5	90-4d- $\eta$ 3- $\theta$ 45	163.3	9.3	—	—	33.8	26.5	30.1	22.7	+1/30②
6	135-6d- $\eta$ 3- $\theta$ 45	156.9	8.9	—	—	33.4	26.4	31.2	20.9	+1/20①
7	D90-4d- $\eta$ 3- $\theta$ 0	189.8	9.6	172.9	1.10	33.5	21.7	23.6	15.0	-1/30①
8	D135-6d- $\eta$ 3- $\theta$ 0	185.8	10.1	172.9	1.07	33.8	22.8	25.7	15.1	-1/30①
9	Weld- $\eta$ 3-@50.0	168.7	9.6	153.2	1.10	33.4	24.9	27.8	20.2	-1/30②
10	Weld- $\eta$ 2-@50.0	149.6	14.0	126.5	1.18	49.9	41.0	*	30.3	+1/20③
11	Weld- $\eta$ 4-@50.0	181.4	8.5	167.8	1.08	20.2	17.3	19.8	11.3	-1/50②
12	Weld- $\eta$ 3-@41.7	179.0	9.5	172.9	1.04	33.3	23.8	26.5	16.5	-1/30②
13	Weld- $\eta$ 3-@62.5	180.9	8.8	172.9	1.05	20.1	*	*	14.4	+1/50③

サイクル数: 軸力が保持しえなくなった時の部材角とそのサイクル数  
\*印は条件を満たす値が取れなかったことを示す。

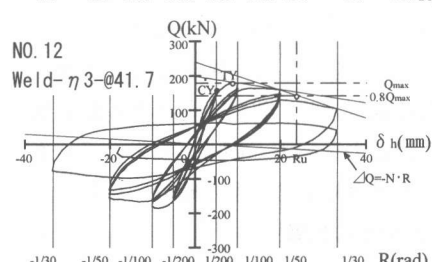
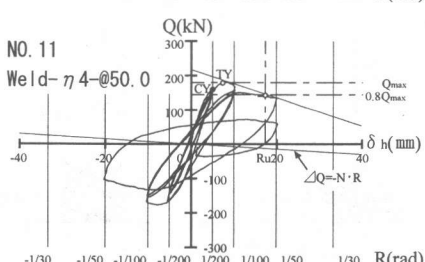
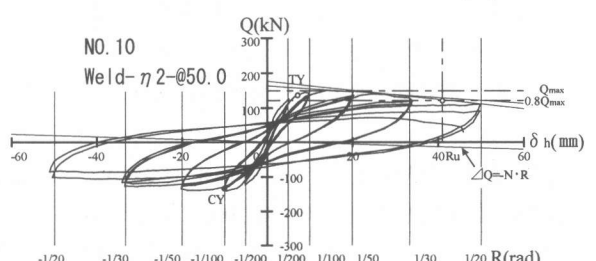
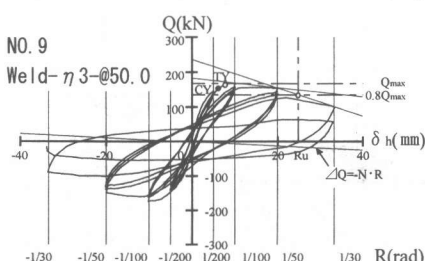
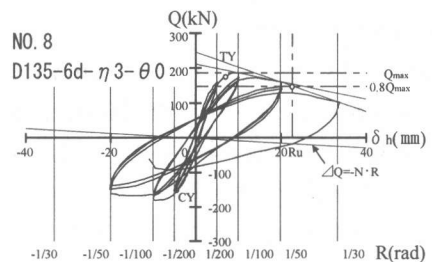
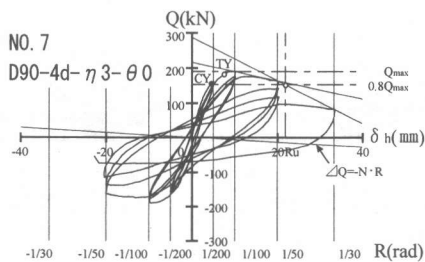
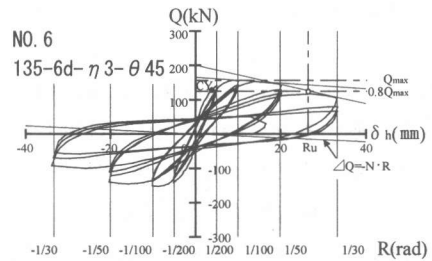
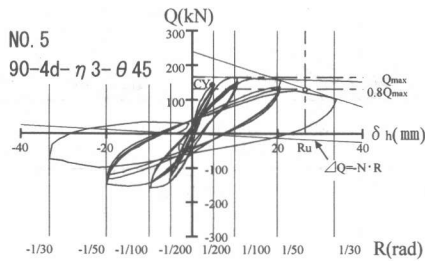
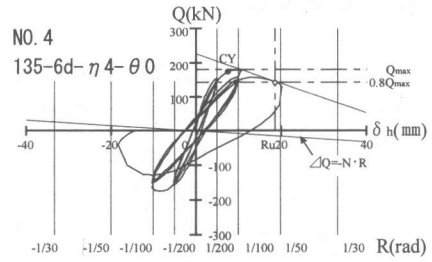
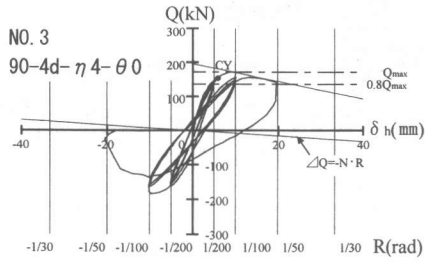
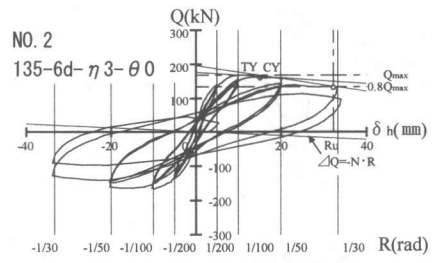
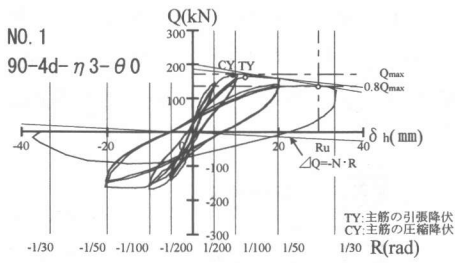
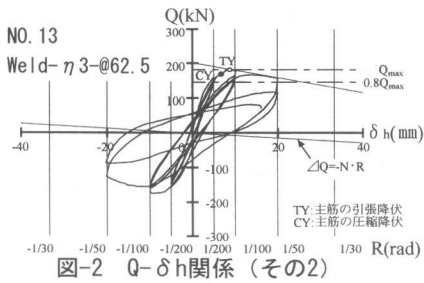


図-2 Q- $\delta h$ 関係 (その1)



せん断ひび割れが入り、NO.1は $R=1/30$ の1回目の正方向（以下+1/30①と略記）において軸力を保持できなくなったのに対し、NO.2はせん断ひび割れが入った後も軸力を保持し続け+1/30③まで達した。終局時のサイクル数の違いから135-6dの方が、靱性に富んでいると言える。

軸力比  $\eta$  が0.4と大きいNO.3, 4 (90-4d, 135-6d) を比較すると、NO.3, 4はほぼ同じ軌跡を辿っており、共に $R=1/50$ で圧壊が進行し、せん断ひび割れ・付着割裂が生じ耐力が低下し軸力を保持できなくなった。軸力が大きい場合、帯筋端部形状の影響は認められなかった。

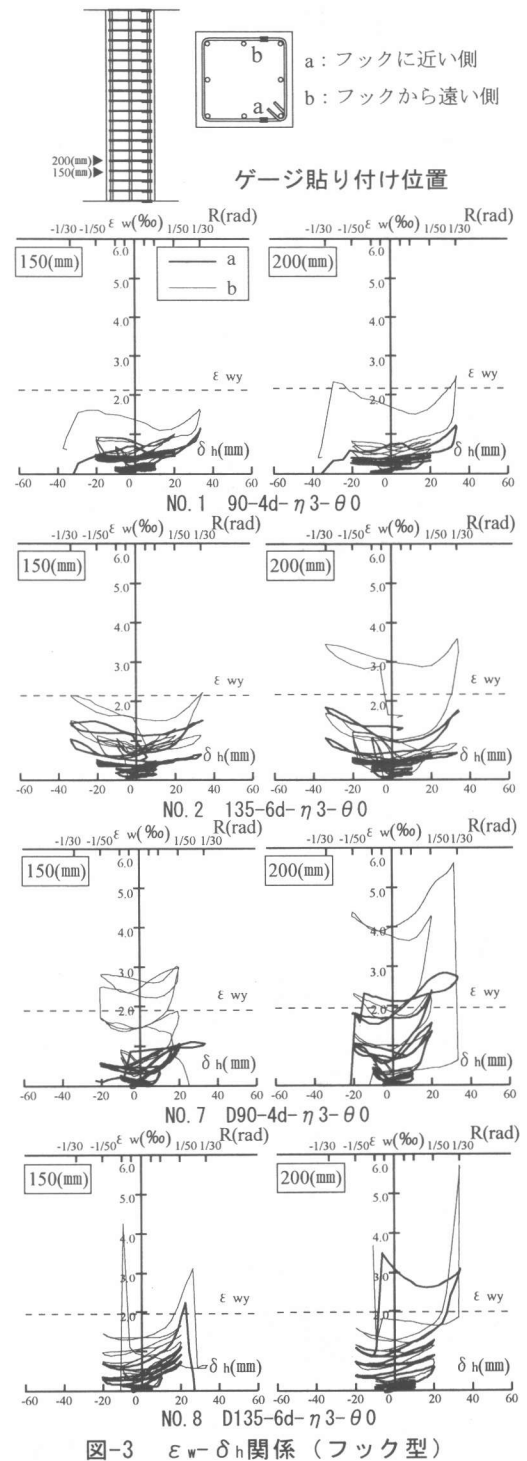
荷重方向を $45^\circ$ としたNO.5, 6 (90-4d, 135-6d) を比較すると、NO.1, 2と同様 $R=1/50$ までは、安定した $Q-\delta_h$ のループを示しているが、NO.5が+1/30②で軸力が保持できなくなったのに対し、NO.6は $R=1/30$ においても軸力を保持し続け+1/20①まで達した。荷重方向が $0^\circ$ の時に比べ、 $45^\circ$ ではフックにかかる負担が大きいため、帯筋端部形状の影響が顕著に見られた。

帯筋を異形鉄筋としたNO.7, 8 (90-4d, 135-6d) を比較すると、共に-1/30①で軸力が保持できなくなったが、NO.7は $R=1/50$ で既に耐力が低下し始めたのに対し、NO.8は安定した $Q-\delta_h$ のループを示した。異形鉄筋は丸鋼と異なり、帯筋端部形状の影響はサイクル数に現れず、終局時前の段階で、両者の耐力低下の差に現れ、帯筋端部形状の影響が顕著に見られた。

## (2) 軸力比の比較

NO.1, 3 (90-4d) 及びNO.2, 4 (135-6d) は

軸力比を比較したものである。NO.1, 2 (軸力比  $\eta=0.3$ ) に対してNO.3, 4 (軸力比  $\eta=0.4$ ) は最大耐力 $Q_{max}$ が高い一方、最大部材角 $R_{max}$



は、1/50までしか行かず靱性に乏しい。主筋は引張降伏せずに主筋の圧縮降伏によって耐力が決まった。

### (3) 鉄筋の種類(丸鋼, 異形鉄筋)の比較

帯筋が丸鋼のものと異形鉄筋のものは、両者の材料強度がかなり異なっているため直接比較するのは難しい。そこで帯筋ひずみの変化を調べ比較した。図-3に $\epsilon_w - \delta_h$ 関係を示す。帯筋ひずみは柱端部から150(mm)及び200(mm)の位置で測定した。図-3においてaがフックに近い側のひずみであり、bがフックから遠い側のひずみである。 $\epsilon_{wy}$ は帯筋の降伏ひずみである。NO.1は最終破壊時では完全にフックが開いており、NO.2では一部フックが滑り開いているのが見られた。どちらもフックに遠い側のひずみが急増した後、降伏に達しているのに比べ、フックに近い側ではひずみの急増が見られなかった。これよりフックが滑り、帯筋が横補強筋として十分にコンクリートを拘束していないことがわかる。一方NO.7がNO.1, 2同様フックから遠い側のひずみが急増しているのに対し、NO.8はフックに近い側もフックに遠い側も鉄筋は降伏に達して帯筋に滑りが生じておらず、コンクリートを十分に拘束していることがわかる。

### (4) 溶接継手

図-4に $\epsilon_w - \delta_h$ 関係を示した。フック型と帯筋の材料強度が異なるので、直接比較することは難しいが、NO.9は $R=1/30$ のサイクル数2回目ピーク時まで軸力を保った。ほぼ、どの帯筋も降伏しており、コンクリートを十分に拘束していた。

NO.9, 10, 11において軸力比の違いをみると、軸力比 $\eta$ が0.4のNO.11はフック型と同様、最大耐力 $Q_{max}$ が高い一方、最大部材角 $R_{max}$ は1/50で靱性に乏しい。軸力比 $\eta$ が0.2のNO.10は急激な耐力低下はなく、部材角 $R=1/20$ まで達した。帯筋はどれも降伏しておらず帯筋による拘束力の影響は少ない。

NO.9, 12, 13において帯筋間隔の違いをみる

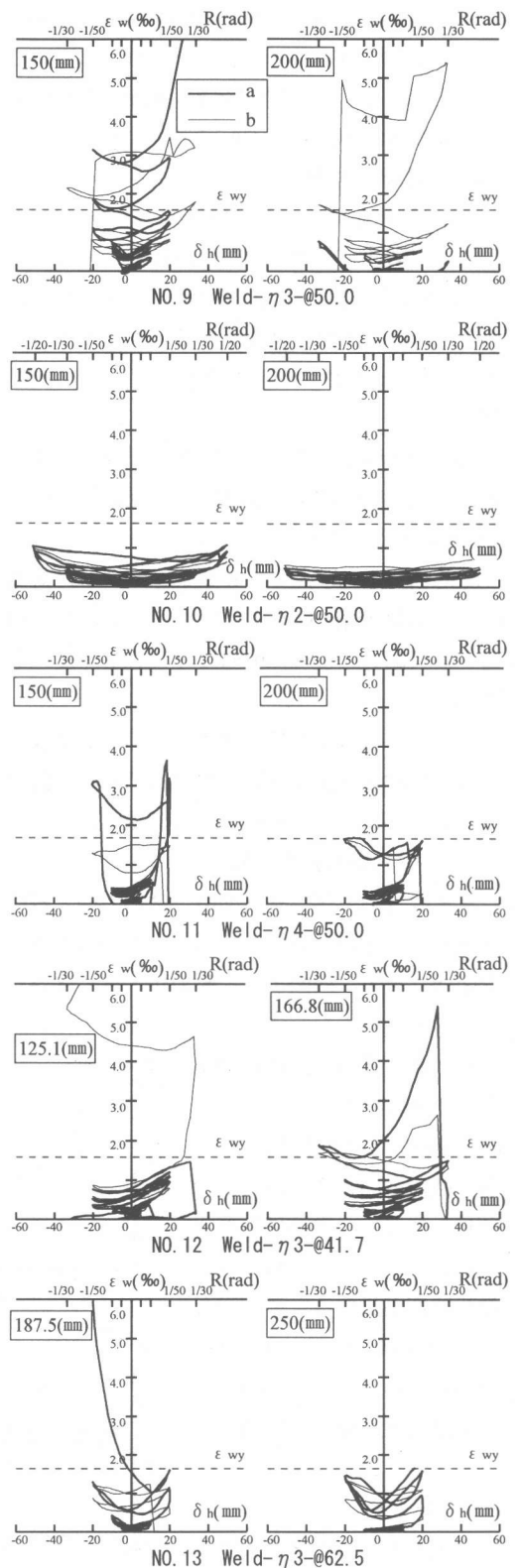


図-4  $\epsilon_w - \delta_h$ 関係 (溶接閉鎖型)

と、帯筋間隔41.7(mm)のNO.12と50.0(mm)のNO.9では帯筋間隔の差があまりないため、ほぼ同じ挙動を示した。帯筋間隔62.5(mm)のNO.13では、最大部材角 $R_{max}$ が1/50と靱性に乏しい。

### 3.3 限界部材角

#### (1) 限界部材角 ( $R_u$ ) の定義

部材の靱性を評価する際、限界部材角による評価方法があるが<sup>5)</sup>、柱の限界部材角に関する考え方には様々な考え方がある。本報では以下に示す代表的な3つの限界部材角について検討を行った。

0.8Q点：P- $\delta$ 効果を含めた荷重-変形関係の第1サイクル包絡線において、荷重が最大耐力の80%に低下した点及びその部材角

0.8Q'点、0.95Q'点：P- $\delta$ 効果を除去した荷重-変形関係の第1サイクル包絡線において、荷重が最大耐力の80%、95%に低下した点及びその部材角

また、ここでは実験終了までに部材が経験した最大部材角を $R_{max}$ として表-2に示した。図-2のQ- $\delta_h$ 関係には、0.8Q点を記してある。

#### (2) 限界部材角の比較

各要因（軸力比、帯筋間隔、載荷方向、帯筋端部形状）と限界部材角の関係を検討したものを図-5に示す。同図より、軸力が大きくなるほど変形性能は損なわれること

がわかる。帯筋間隔41.7(mm)と50.0(mm)では差がないが、62.5(mm)では変形性能が落ちる。載荷方向の違いはここでは見られない。帯筋端部形状については、溶接閉鎖型は、材料強度が異なるため比較し難いが90-4dと135-6dには多少違いが見られ、135-6dの方が変形性能に優れている。

### 4. まとめ

以上をまとめると次のようになる。

1)フック型で丸鋼の軸力比が0.3の場合、0°および45°方向載荷ともに $R=1/50$ までは帯筋端部形状の影響は現れず、終局時の $R=1/30$ の載荷階で現れた。軸力比が0.4の場合、帯筋端部形状による差異は認められなかった。

2)異形鉄筋の場合、90-4dと135-6dの帯筋端部形状の影響が、終局時前の $R=1/50$ で現れ、コンクリート拘束性能の差が顕著に現れた。

3)溶接閉鎖型の帯筋は、帯筋ひずみがどの部分も降伏していることからフック型の帯筋よりコンクリートを充分拘束しており、溶接閉鎖型帯筋で補強された柱は靱性に富んでいる。

#### 謝辞

本研究はコンファインド研究会の協力と援助により行ったものである。記して謝意を表します。

#### 参考文献

- 1)日本建築学会：建築工事標準仕様書JASS5・鉄筋コンクリート工事，1997.1
- 2)宮本，大野，鈴木：鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状に及ぼす帯筋端部のフック形状の影響，日本建築学会大会学術梗概集（関東），構造IV，pp.331-332，1997.9
- 3)中西，宮本，大野，鈴木：鉄筋コンクリート柱の曲げ破壊性状に及ぼす帯筋の端部形状の影響，日本建築学会大会学術梗概集（関東），構造IV，pp.333-334，1997.9
- 4)日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1999.11
- 5)日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の靱性とその評価方法に関するコロキウム，1988

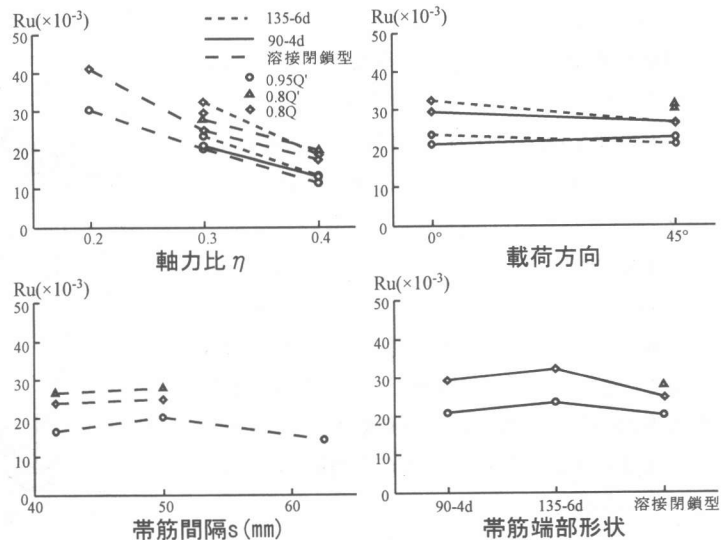


図-5 限界部材角 $R_u$