

# シングル配筋された RC 梁部材の構造性能評価に関する研究

中野 克彦\*

(平成 16 年 10 月 29 日受理)

## Structural Performance of RC members with one layer of shear reinforcement

Katsuhiko NAKANO\*

The structure performance of RC members with one layer of shear reinforcement used by the RC foundations and the wall RC members is estimated on Allowable stress concept. Therefore, the modification performance is not taken into consideration by those valuation methods. In this paper, in order to clarify a problem when evaluating the structure performance of RC members with one layer of shear reinforcement, the flexural-and-shear experiment of the beam which used 180-degree hook and the steel unit with yielded shear strength for the shear reinforcement was conducted, and structure performance has been grasped. Moreover, the problem when applying the conventional valuation method was shown by comparing with the experimental result of RC beam component confined the shear reinforcement.

Key words: one layer of shear reinforcement ,steel unit with yield shear strength ,180-degree hook , shear capacity , ductility

### 1. はじめに

鉄筋コンクリート構造(以下,RC造)基礎梁および壁式鉄筋コンクリート構造(以下,WRC造)等で用いられているシングル配筋された RC 部材の構造性能(耐力・靱性能)は,部材の変形能力を考慮しない許容応力度設計法を用いてきたことにより,ほとんど検討されていないのが実状である。また,シングル配筋 RC 部材の構造性能評価方法としては,日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準(以下,RC 規準)および壁式鉄筋コンクリート造計算規準(以下,WRC 規準)が準用されているが,RC 規準では「引張鉄筋及び圧縮鉄筋を包含すること」,WRC 規準では「シングル配筋は許容するが,180°フックを付けて定着すること」と規定されており曖昧である。さらに,戸建住宅用の RC 造基礎梁は,梁幅が 12~15cm と狭いために,通常シングル配筋が用いられているが告示 1347 号において「主筋と補強筋は緊結すること」と示されているだけである。

本研究では,主筋とせん断補強筋をスポット溶接した組立鉄筋ユニットを含めたシング

---

\* 建築学科 助教授

ル配筋部材の構造性能評価にあたっての問題点を明らかにすることを目的としている。

## 2. 実験概要

### 2.1 実験計画

本研究では、シングル配筋部材の構造性能を把握するために、以下の2シリーズの実験を計画し、実施した。Fig.1 に試験体形状および断面図を示す。両シリーズともに、梁せい(D) 400mm, クリアスパン(L)は1600mmとした。

#### (1) シリーズ A

せん断補強筋をシングル配筋した梁と閉鎖型のせん断補強筋を用いた梁との曲げ性状を比較したシリーズである。Table1 に試験体一覧を示す。

共通要因は梁断面  $b \times D = 300 \times 400\text{mm}$ , せん断スパン比  $a/D = 2.0$  (せん断スパン  $a = 800\text{mm}$ ), コンクリート設計基準強度  $F_c = 24\text{N/mm}^2$  とし, 主筋には 4-D19 (引張鉄筋比  $p_t = 1.22\%$ ), せん断補強筋には D10 (せん断補強筋比  $p_w = 0.32\%$ ) を用いた。

変動要因は, せん断補強筋の形状であり, 溶接閉鎖型補強筋, 180°フック補強筋, およびせん断補強筋を主筋に溶接した組立鉄筋ユニットの3種類とした。

なお, 組立鉄筋ユニットとは, 主筋とせん断補強筋を工場においてスポット溶接したものであり, 溶接点のせん断強度は規格降伏点強度を確保し, 主筋は規格降伏点強度および規格伸びを確保するような溶接規準を満たす鉄筋ユニットである。

#### (2) シリーズ B

シングル配筋した梁部材の構造性能を把握することを目的とした, 曲げせん断実験シリーズである。Table2 に試験体一覧を示す。

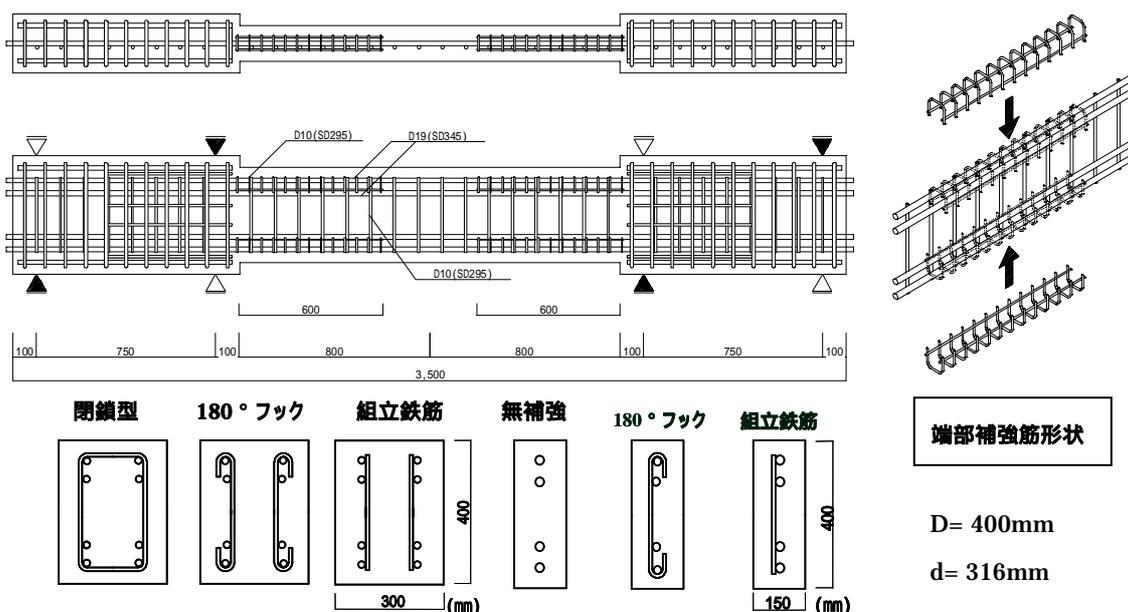


Fig.1 Dimensions and details of the specimens

共通要因は梁断面  $b \times D = 150 \times 400\text{mm}$  , せん断スパン比  $a/D = 2.0$  (せん断スパン  $a = 800\text{mm}$  ) , コンクリート設計基準強度  $F_c = 24\text{N/mm}^2$  とした。主筋には D19 および D22 (SD345) , せん断補強筋には D10 および D13 (SD295A) を用いた。

変動要因は , せん断補強筋形状 2 種類 (180°フック , 組立鉄筋ユニット) , せん断補強筋比 5 水準 ( $p_w = 0, 0.24, 0.32, 0.47, 0.56$  ) , 主筋径 2 水準 (D19, D22) の 3 要因とした。また , 試験体 B-6 , B-10 には , 変形性能を向上させる目的で梁端部 1.5D 区間に Fig. 中に示す補強を施した (コの字型の D10 補強筋を 50mm 間隔で 2 本の D10 筋でスポット溶接した補強金物)。

Table 1 Test variables and results in series A

No.	せん断補強筋		計算値 <sup>*1</sup>			実験値 <sup>*2</sup>			
	形状	配筋	$cQ_{my}$	$cQ_{su}$	余裕度	$eQ_{my}$	$eQ_{max}$	$R_u$	破壊
A-1	溶接閉鎖型	2-D10 (SD295A) $p_w = 0.32\%$	157	154	0.98	145	163	1/33	SP
A-2	180°フック					145	161	1/67	F SP
A-3	組立鉄筋					147	164	1/67	F SP

\*1  $cQ_{my}$  : RC 規準略算値より求めた曲げ強度時のせん断強度 (kN) ,  $cQ_{su}$  : 大野・荒川 min 式より求めたせん断強度 (kN)。

\*2  $eQ_{my}$  : 部材降伏時のせん断力 (kN) ,  $eQ_{max}$  : 最大耐力時のせん断力 (kN) ,  $R_u$  : 部材降伏後に最大耐力の 80% に耐力が低下した時の部材角 , 破壊モード (SP : 梁端部上面割裂破壊 , F SP : 曲げ降伏後の梁端部上面割裂破壊)

Table 2 Test variables and results in series B

No.	主筋	せん断補強筋			計算値 <sup>*2</sup>			実験値 <sup>*3</sup>				
		形状	配筋 <sup>*1</sup>	$p_w(\%)$	曲げ	せん断	余裕度	$eQ_{my}$	$eQ_{max}$	$R_u$	破壊	
B-1	1-D22 (1.29%)	-	-	0	107	44.4	0.41	-	62.0	-	S	
B-2		組立鉄筋	1-D10, @200	0.24		76.9	0.72	-	97.3	-	SP	
B-3			1-D-10, @150	0.32		81.9	0.77	-	99.5	-	SP	
B-4			1-D10, @100	0.47	90.4	0.84	108	112	1/88	F SP		
B-5			1-D13, @150	0.56	94.7	0.88	112	116	1/91	F SP		
B-6			1-D10, @100,R	0.47	108	86.6	0.80	-114	-117	-1/62	F SP	
B-7			1-D19 (0.96%)	1-D10, @200	0.24	80.0	71.4	0.89	-	-86.8	-	SP
B-8				1-D10, @150	0.32		76.5	0.96	-83.3	-85.3	-1/99	F SP
B-9		1-D10, @100		0.47	84.9		1.06	-85.2	-87.7	-1/69	F SP	
B-10		1-D10, @100,R		0.47	84.9		1.06	86.5	93.2	1/50	F SP	
B-11	1-D22 (1.29%)	180°フック	1-D10, @200	0.24	107	78.3	0.73	-	90.2	-	SP	
B-12			1-D-10, @150	0.32		83.3	0.78	-	90.7	-	SP	
B-13			1-D10, @100	0.48		91.8	0.86	98	102	1/99	F SP	
B-14			1-D19 (0.96%)	1-D10, @200	0.24	80.0	71.4	0.89	-	-85.0	-	SP
B-15				1-D10, @100	0.48		84.9	1.06	83.6	87.3	1/67	F SP

\*1 「R」の記号は梁端部に上面割裂破壊防止用の補強筋を配した試験体。

\*2  $cQ_{my}$  : RC 規準略算値より求めた曲げ強度時のせん断強度 (kN) ,  $cQ_{su}$  : 大野・荒川 min 式より求めたせん断強度 (kN)。

\*3  $eQ_{my}$  : 部材降伏時のせん断力 (kN) ,  $eQ_{max}$  : 最大耐力時のせん断力 (kN) ,  $R_u$  : 部材降伏後に最大耐力の 80% に耐力が低下した時の部材角 , 破壊モード (S : せん断破壊 , SP : 梁端部上面割裂破壊 , F SP : 曲げ降伏後の梁端部上面割裂破壊)

Table 3 Mechanical properties of steel bars

	使用鉄筋	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (10 <sup>5</sup> N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
シリーズ A	D19(SD345)	368	1.74	544
	D10(SD295A)	371	1.87	514
シリーズ B	D22(SD345)	389	1.84	553
	D19(SD345)	389	1.75	563
	D13(SD295A)	344	1.85	497
	D10(SD295A)	363	1.83	515

## 2.2 材料試験および加力方法

実験時のコンクリート圧縮強度 ( $f_c$ ) はシリーズ A で 25N/mm<sup>2</sup>, シリーズ B で 26.6N/mm<sup>2</sup> (B-1 ~ B-5), 23.2N/mm<sup>2</sup> (B-6 ~ B-10, B-14, B-15), 27.7N/mm<sup>2</sup> (B-11 ~ B-13) であった。Table3 に鉄筋の材料試験結果を示す。なお, 組立鉄筋溶接点のせん断強度が各せん断補強筋の規格降伏強度以上あり, 主筋の伸びが規格値以上あることを材料試験により確認した。

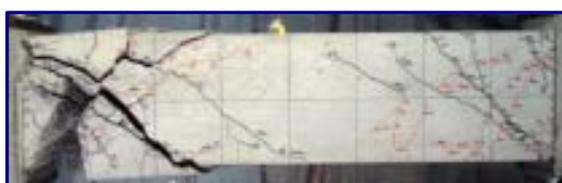
加力形式は, 両シリーズともに大野式逆対称モーメント形式の正負交番繰り返し載荷とした。加力制御は変位制御とし, 加力サイクルは, 部材角  $R=1/400$  で  $\pm 1$  回,  $1/200$  で  $\pm 1$  回,  $1/133$  で  $\pm 1$  回,  $1/100$  で  $\pm 2$  回,  $1/67$  で  $\pm 1$  回,  $1/50$  で  $\pm 1$  回,  $1/30$  で  $\pm 1$  回を基本とし, 破壊した時点で終了した。

## 3. 実験結果

### 3.1 シリーズ A

#### 3.1.1 耐力および破壊性状

Table1 に計算結果および実験結果を示す。なお, 計算値は曲げ曲げ強度時のせん断力 ( $cQmu$ ) を RC 規準略算式により, せん断強度 ( $cQsu$ ) を大野・荒川 min 式により算出した。



試験体 No. A-1 (破壊モード: F S)



試験体 No. A-2 (破壊モード: F SP)



試験体 No. A-3 (破壊モード: F SP)



試験体 No. A-3 (上面割裂ひび割れ)

Fig.2 Final failure patterns (series A)

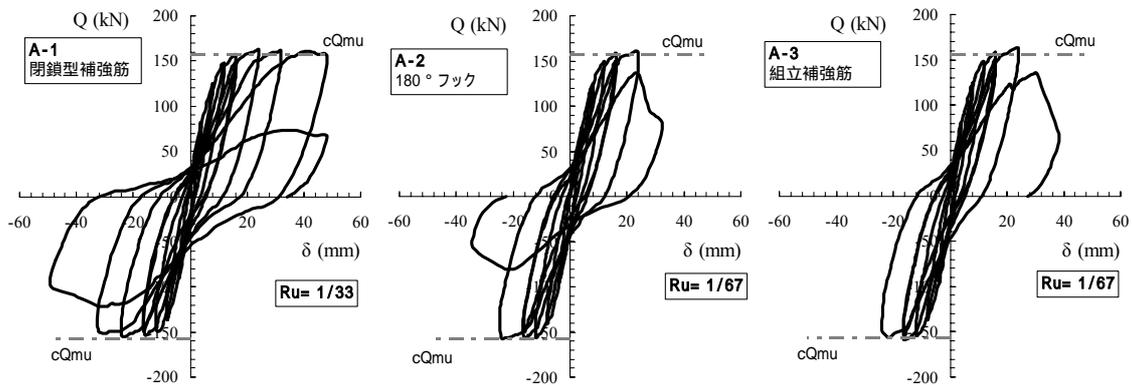


Fig. 3 Hysteresis curves of Shear force vs. displacement (series A)

曲げ降伏時および最大耐力時のせん断力は、せん断補強筋形状に関わらず、ほぼ同程度の値であり、RC 規準略算式より求めた曲げ強度時のせん断力に対して、曲げ降伏時で約 0.95 倍、最大耐力時で 1.05 倍であった。

Fig.2 に最終破壊状況を示す。全ての試験体において曲げひび割れ、せん断ひび割れが発生した後に、梁上面に主筋に沿ったひび割れが発生した。閉鎖型せん断補強筋を用いた試験体では、上面割裂ひび割れは発生したものの、その後はひび割れが伸展せずにせん断ひび割れの伸展により最終破壊に至った。これに対して、シングル配筋を用いた部材では、せん断ひび割れの伸展と同時に Fig.2 に示すような上面割裂ひび割れも伸展し、最終破壊の決定的要因となった。

閉鎖型せん断補強筋に比べ、シングル配筋ではせん断補強筋によるコアコンクリートの拘束効果が得られず、このような破壊が生じたものと考えられる。最終破壊形式は、閉鎖型補強筋を用いた試験体で曲げ降伏後のせん断破壊、シングル配筋を用いた試験体で曲げ降伏後の上面割裂破壊を示した。

### 3.1.2 変形性状

Fig.3 にせん断力 (Q) と相対変形 ( ) の関係を示す。3 体ともに、初期剛性および降伏時剛性は等しく、 $R= 1/33\text{rad}$ .付近で梁端部の主筋が降伏し、 $R= 1/67\text{rad}$ .付近で最大耐力に達した。最大耐力以降の変形挙動は、閉鎖型補強筋が  $R= 1/33\text{rad}$ .のサイクルでせん断破壊したのに対し、シングル配筋では  $R= 1/50\text{rad}$ .のサイクルにおいて上面割裂破壊により急激に耐力低下した。塑性率 (限界変形の降伏時変形に対する比) は閉鎖型補強筋で 4.4、シングル配筋で 2.5 程度であり、シングル配筋が閉鎖型補強筋より靱性能の少ない性状を示した。

## 3.2 シリーズ B

### 3.2.1 破壊性状

Table2 に計算結果および実験結果を示す。なお、計算値はシリーズ A と同様な方法で

算出した。

主筋にD22を用いて端部補強を施さなかった試験体は、せん断補強筋が無いNo.B-1 ( $cQ_{su}/cQ_{mu}=0.41$ )でせん断破壊、その他の試験体 ( $cQ_{su}/cQ_{mu}=0.72\sim0.88$ )ではせん断補強筋形状に関わらず、主筋が材料試験による降伏ひずみに達した試験体もあったが、明確な部材降伏現象はみられずに上面割裂破壊を示した。D19を用いて端部補強を施さなかった試験体は、No.B-7, B-14 ( $cQ_{su}/cQ_{mu}=0.89$ )で上面割裂破壊、その他の試験体 ( $cQ_{su}/cQ_{mu}=0.96, 1.06$ )で曲げ降伏後のせん断破壊を示した。一方、端部補強を施したB-6, B-10では曲げ降伏後の上面割裂破壊を示した。

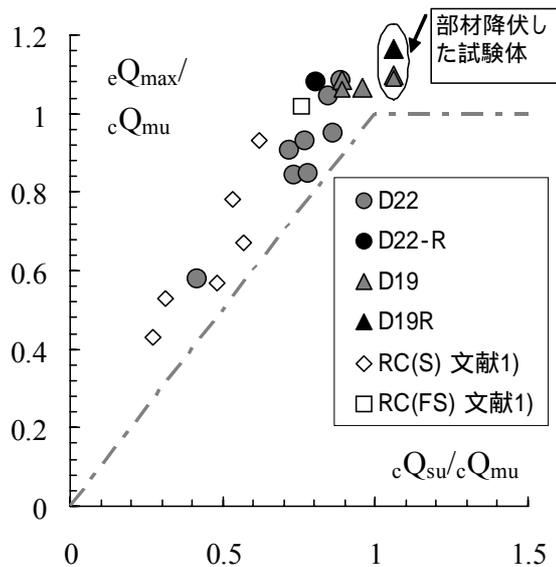


Fig. 4  $eQ_{max}/cQ_{mu} - cQ_{su}/cQ_{mu}$

### 3.2.2 耐力

Fig. 4 に最大耐力実験値 ( $eQ_{max}$ ) を  $cQ_{mu}$  で序した値とせん断余裕度 ( $cQ_{su}/cQ_{mu}$ )

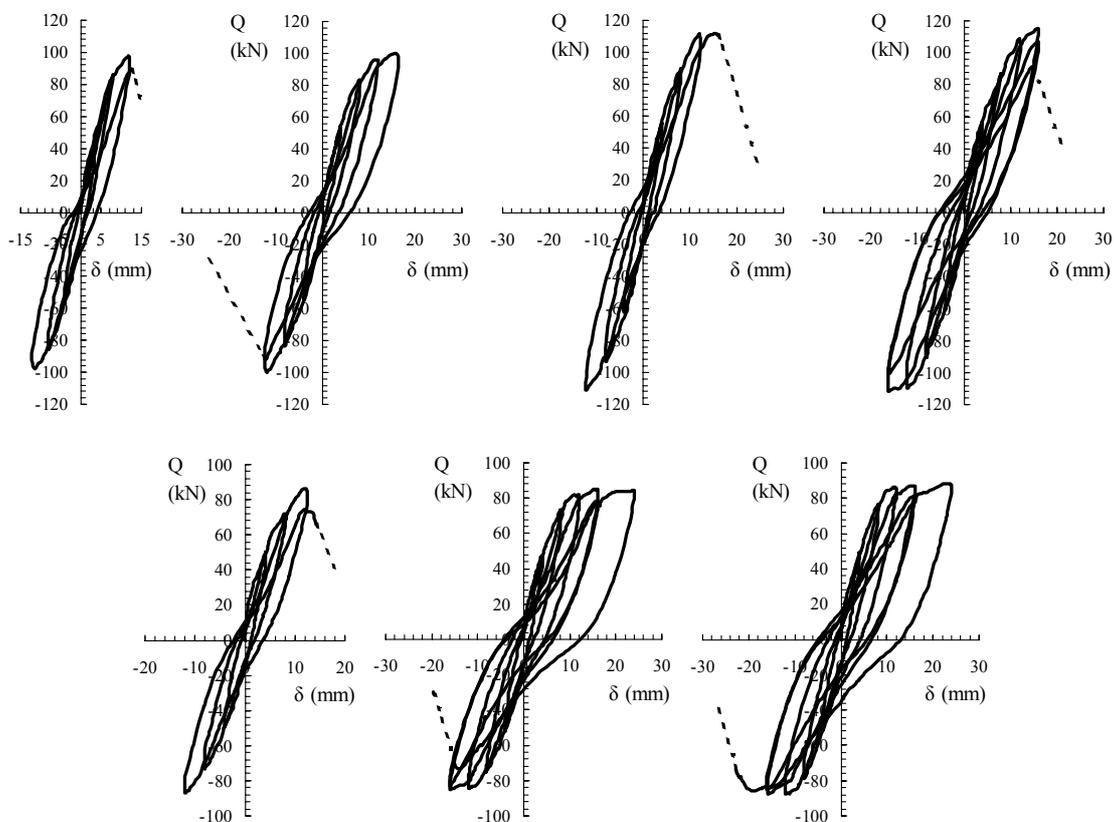


Fig. 5 Hysteresis curves of Shear force vs. displacement (series B)

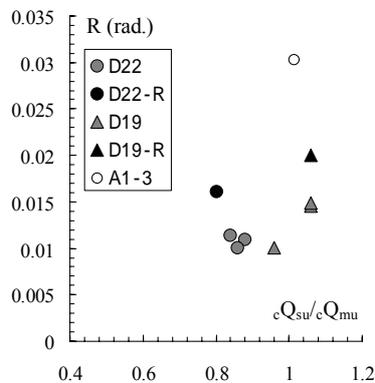


Fig. 6 Final displacement -  $cQ_{su}/cQ_{mu}$

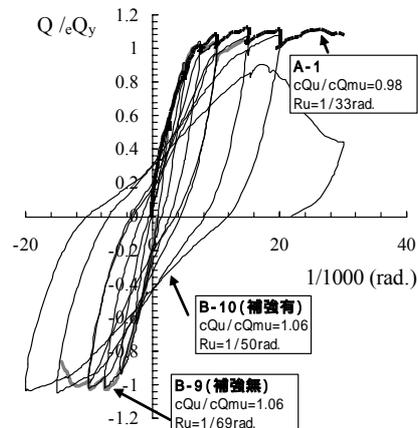


Fig. 7 Influence of reinforced bars in edge of the beam

との関係を示す。なお、図中には  $B = 24\text{N/mm}^2$  程度の閉鎖型せん断補強筋を用いた RC 梁の既往の実験結果<sup>1)</sup>も示してある。

$cQ_{su}/cQ_{mu}$  が 1 を超えると曲げ降伏先行型の破壊形式となっており、閉鎖型のせん断補強筋を用いた場合の 0.8 程度よりも高めとなっている。上面割裂破壊した試験体の  $eQ_{max}/cQ_{su}$  は、1.1 ~ 1.4 倍となっており、せん断余裕度の上昇に伴い  $eQ_{max}$  が上昇している。また、曲げ降伏後に上面割裂破壊した試験体の  $eQ_{max}/cQ_{mu}$  は、1.1 ~ 1.3 倍となっている。

### 3.2.3 変形状

Fig.5 にせん断力 ( $Q$ ) と相対変形 ( ) の関係、Fig.6 に限界変形角 ( $R_u$ ) とせん断余裕度 ( $eQ_{su}/cQ_{mu}$ ) との関係を示す。限界変形角は曲げ降伏した試験体において最大耐力の 80% に耐力が低下した時の変形角とした。

部材が明確な曲げ降伏を示す前に上面割裂破壊した試験体は、 $p_w$  が上昇するにつれて最大耐力が上昇し、最大耐力付近で急激な耐力低下を示した。

せん断余裕度が 0.85 ~ 1.0 の試験体では主筋が材料試験による降伏ひずみに達した直後 ( $R = 1/100\text{rad.}$ 程度) に上面割裂破壊により急激に耐力低下を示し、せん断余裕度が上昇しても靱性能の上昇はみられなかった。一方、せん断余裕度が 1 を超える試験体では、明確な部材降伏現象がみられ、 $R = 1/67\text{rad.}$ 程度まで耐力を維持した。

Fig.7 は梁端部の補強効果を示したものである。梁端部に補強鉄筋を施した試験体は、補強無しの試験体の限界変形角が  $1/67\text{rad.}$ であるのに対し、 $1/50\text{rad.}$ まで改善され補強鉄筋の補強効果が実験により確認された。しかし、せん断余裕度が同程度の閉鎖型せん断補強筋を用いた試験体の靱性能よりは劣る結果となった。

#### 4. まとめ

シングル配筋された RC 梁部材の構造性能を評価するにあたり，本実験範囲内において以下の知見を得た。

- (1) シングル配筋に全強度型鉄筋交差溶接された組立鉄筋を用いた RC 梁部材の構造性能は，せん断補強筋に 180°フックを用いた RC 梁部材と同等以上であることを実験により確認した。
- (2) シングル配筋された RC 梁部材の曲げ強度およびせん断強度は，閉鎖型せん断補強筋を用いた RC 梁で用いられている評価式が適用できることを実験により確認した。しかし，通常のかぶり厚を確保しても，梁端部において脆性的なコンクリートの割裂破壊を示す可能性があり，付着割裂破壊を含めた強度の評価が必要である。
- (3) シングル配筋された RC 梁部材の曲げ降伏後の靱性能は，梁端部のコンクリートの割裂破壊が決定要因となるため，閉鎖型せん断補強筋を用いた RC 梁部材よりも劣る結果となり，せん断余裕度による評価は適用できない。
- (4) 本実験で提案した梁端部の補強方法は割裂破壊防止に有効であることが確認できたが，せん断余裕度が同程度の閉鎖型せん断補強筋を用いた RC 梁部材の靱性能よりは小さい。

#### 文献

- [1] 鈴木麻悠美，石飛直樹，平野直人，中野克彦，松崎育弘 他：高強度せん断補強筋を用いた RC 梁部材の構造性能に関する実験研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.253～258，2002.8
- [2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説