

# 貫通孔を有するカプラー主筋継手を用いたRC梁の終局耐力および変形性能

# ULTIMATE STRENGTH AND DUCTILITY OF R/C BEAMS USING REINFORCEMENT COUPLERS WITH CIRCULAR OPENING

益尾 潔 —— \* 1 丸山 透 —— \* 2  
 猪砂利次 —— \* 2 木上貴夫 —— \* 2

Kiyoshi MASUO —— \* 1 Tooru MARUYAMA — \* 2  
 Toshitsugu INOSAKO — \* 2 Takao KIGAMI —— \* 2

キーワード：  
 RC梁, カプラー継手, 貫通孔, 横補強筋, 終局耐力, 変形性能

The authors clarified ultimate strength and ductility of R/C beam using reinforcement couplers on the basis of test. However, arrangement of circular opening between upper and lower reinforcement couplers is demanded regarding architectural planning. This paper shows the design criteria for ultimate strength and ductility of R/C beams using reinforcement couplers with circular opening by test.

Keywords:  
 R/C beam, Reinforcement coupler, Circular opening, Transverse reinforcement, Ultimate strength, Ductility

## 1. はじめに

筆者らの実験<sup>1)</sup>によると, 材端部ヒンジ領域(材端部から梁せいDの1.5倍の範囲)<sup>2)</sup>以外にカプラー主筋継手を配置したRC梁は, 継手部なしとして求めた横補強筋を継手部以外の範囲に均等に配置しても, 継手部なしのRC梁と同等の終局耐力および変形性能が確保される。設計上, 主筋中心かぶり厚さを主筋継手なしの場合と同じにできれば, 耐力確保の点で有利である。カプラー主筋継手を用いたRC梁の実験は文献<sup>4)</sup>でも行われており, 同研究では, せん断設計式の適用性が検討されている。

一方, 上下カプラー主筋継手の間に貫通孔を配置できれば, 建築計画の自由度が増す。これらより, 本研究では, 貫通孔を有するカプラー主筋継手を用いたRC梁の終局耐力および変形性能を実験的に調べ, 上下カプラー主筋継手の間に貫通孔を配置したRC梁の終局耐力および変形性能確保のための設計条件について検討する。

## 2. 実験計画

### (1) 試験体および実験因子

試験体は, 表1に示すように, 既往実験<sup>1)</sup>の無開孔梁試験体に対し, 上下カプラー間に貫通孔を配置した5体であり, 実験因子はコンクリートの目標圧縮強度(Fc27, Fc60), 主筋継手位置(貫通孔位置)とし, 開孔補強筋は1275N/mm<sup>2</sup>級の既製品とした。Fc27試験体の形状寸法・配筋を図1に示す。同図中には, 開孔部補強区間(C区間)<sup>3)</sup>および同区間の開孔補強筋と孔際補強筋を示した(図8参照)。

各試験体ともに, 梁幅b×梁せいDは300mm×400mm, 内法スパン長Lは1600mmであり, 荒川mean式によるせん断余裕度 $Q_{su}/Q_{fu}$ が0.8程度, 開孔部せん断耐力 $Q_{suH}$ が荒川mean式によるせん断終局耐力 $Q_{su}$ の1.1倍程度とし, 表1中の開孔部直径, 開孔補強筋と孔際補強筋を決定した(4章参照)。図1に示すように, 貫通孔直径の鉛直方向中心軸(貫通孔位置)は上下カプラー間中心軸と一致させた。

貫通孔の直径は梁せいDの0.27倍であり, Fc27試験体No.5Hは主筋継手を設けず, 貫通孔を配置した試験体である。横補強筋鋼種は, Fc27試験体ではSD295A, Fc60試験体では785N/mm<sup>2</sup>級高強度せん断補強筋であり, 横補強筋および孔際補強筋は, すべて溶接閉鎖型とした。コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表2に示す。

表1 実験計画

試験体	目標強度 Fc	梁主筋		梁		継手		開孔補強筋 ( $k_{pw}$ )	孔際補強筋 ( $r_{pw}$ )
		主筋 ( $p_t$ )	鋼種	横補強筋 ( $p_w$ )	鋼種	有無	位置		
No. 5H	Fc27	4-D22 (1.29%)	SD 390	2-D10@80 (0.59%)	SD	無	—	RB7. 1-2枚 (0.43%)	2-D10-2組 (0.58%)
No. 6H						有	1.5D		
No. 7H						有	1.25D		
No. 13H	Fc60	4+2-D22 (1.94%)	SD 490	2-D10@80 (0.59%)	SD	有	1.5D	RB7. 1-3枚 (0.69%)	4-D10-2組 (1.16%)
No. 14H						有	1.25D		

【寸法】L=1600mm(L/D=4.0), b×D=300×400mm, 開孔部直径 $H_e=106\text{mm}=0.27D$   
 【記号】Fc:コンクリートの目標圧縮強度, L:スパン長, b:梁幅, D:梁せい  
 $p_t$ :引張鉄筋比,  $p_w$ :梁横補強筋比,  $k_{pw}$ :開孔補強筋比,  $r_{pw}$ :孔際補強筋比  
 【鋼種】梁横補強筋, 孔際補強筋:(Fc27試験体)SD295A, (Fc60試験体)785N/mm<sup>2</sup>級  
 開孔補強筋:1275N/mm<sup>2</sup>級

表2 材料試験結果

### (a) コンクリート

Fc (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_B$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\epsilon_{co}$ ( $\times 10^{-3}$ )	$E_c$ (kN/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_t$ (N/mm <sup>2</sup> )
27	28.1	1.91	27.0	2.13
60	52.8	2.43	30.7	3.78

Fc:目標圧縮強度,  $\sigma_B$ :実圧縮強度,  $\epsilon_{co}$ : $\sigma_B$ 時ひずみ  
 $E_c$ :ヤング係数,  $\sigma_t$ :割裂強度

### (b) 鉄筋

使用部位	鋼種	呼び名	$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び <sup>4)</sup> (%)
梁主筋	SD390	D22	446	642	21
	SD490	D22	544	721	18
横補強筋	SD295A	D10	342	480	30
	JH785	D10	832	1029	14
開孔補強筋	SBPD1275	RB7. 1	1452	1477	13

$\sigma_y$ :降伏点,  $\sigma_u$ :引張強さ

本稿の一部は文献<sup>10)</sup>で発表したものである。

<sup>1)</sup> (一社)建築構造技術支援機構 代表理事・工博  
 (〒564-0052 大阪府吹田市広芝町3-29)

<sup>2)</sup> JFE条鋼(鉄筋)・構造技術グループ 主任部員

<sup>1)</sup> Supporting Association for Building Structural Technology, Dr. Eng.

<sup>2)</sup> JFE Bars & Shapes Corporation

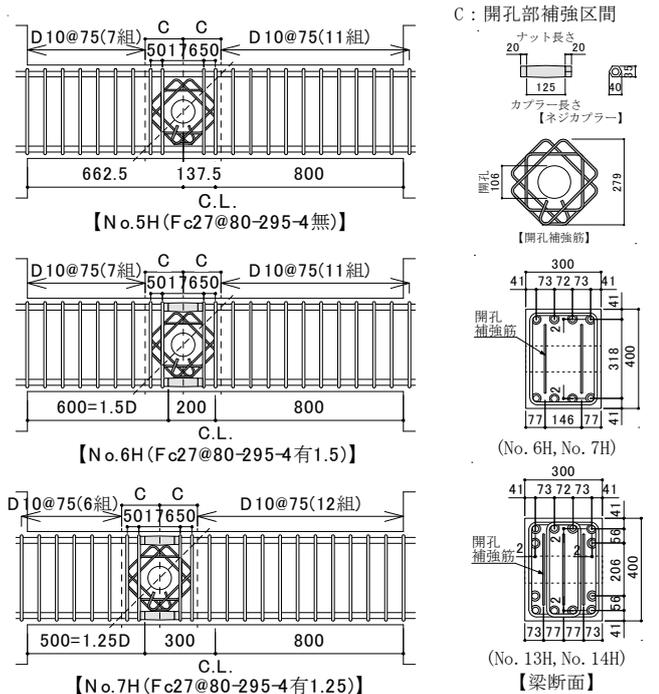


図1 Fc27試験体の形状寸法および配筋 (寸法単位: mm)

## (2) 実験方法

実験は、既往実験<sup>1)</sup>と同様、建研式加力装置を用いて逆対称変形下で行い、載荷履歴は目標部材角  $R=5, 10, 15, 20, 30, 40 \times 10^{-3}$  rad. で2サイクルずつの正負繰返し載荷後、正加力方向への単調載荷とした。

## 3. 実験結果

### 3.1 荷重-変形状および破壊状況

Fc27試験体のせん断力  $Q_g$ -部材角  $R$  関係を図2、代表的試験体の  $R=20$  と  $30 \times 10^{-3}$  rad 時のひび割れ状況を写真1に示す。図2中には、最大耐力  $Q_{max}$ 、限界部材角  $R_{80}$  および主な発現現象を示した。 $R_{80}$  は、 $Q_{max}$  の80%耐力低下時の限界部材角実験値である。

図2に示すように、各試験体ともに、 $R=1.1 \sim 2.0 \times 10^{-3}$  rad. 時に開孔部せん断ひび割れ (OSC),  $R=2.3 \sim 3.4 \times 10^{-3}$  rad. 時に材端部から1D (D: 梁せい) 近傍にせん断ひび割れ (ESC),  $R=1.4 \sim 3.2 \times 10^{-3}$  rad. 時にコンクリート打設側の梁上端筋に沿って付着割裂ひび割れ (BC) が発生した (写真1(a) 参照)。その後、 $R=9.0 \sim 9.5 \times 10^{-3}$  rad. 時に梁主筋が引張降伏 (MTY),  $R=10 \times 10^{-3}$  rad. 時に最大耐力  $Q_{max}$  (307~297kN) に達し、限界部材角  $R_{80}$  は  $36 \sim 40 \times 10^{-3}$  rad. であった。すなわち、最大耐力  $Q_{max}$  および限界部材角  $R_{80}$  は、それぞれ貫通孔の有無、位置に係わらず大差なかった。

最大耐力  $Q_{max}$  以降、材端部せん断ひび割れおよびコンクリート打設側の梁上端筋に沿って付着割裂ひび割れが進展し、開孔部せん断ひび割れは進展しなかった (写真1(b) 参照)。

一方、Fc27試験体 No. 5H では  $9.5 \times 10^{-3}$  rad. 時、No. 6H と No. 7H では  $9.0 \times 10^{-3}$  rad. 時に SD295A 横補強筋が引張降伏 (HTY) し、 $R=20 \times 10^{-3}$  rad. 程度で SD295A 孔際補強筋が引張降伏 (OHTY) した。

また、Fc60試験体の  $785 \text{N/mm}^2$  級横補強筋および孔際補強筋は、いずれも引張降伏しなかった。

以上より、各試験体ともに、梁主筋の引張降伏 (MTY) 状況および

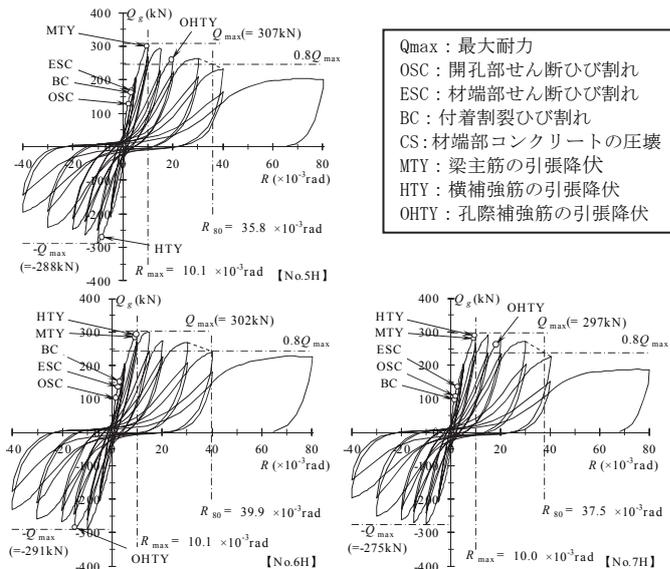
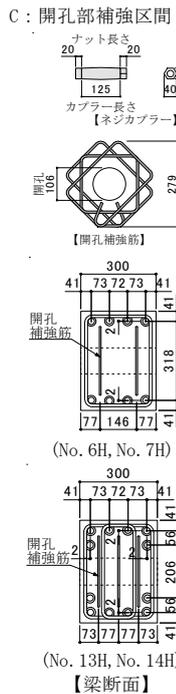
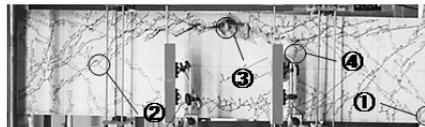


図2 Fc27試験体のせん断力  $Q_g$ -部材角  $R$  関係

①曲げひび割れ, ②:材端部せん断ひび割れ (ESC), ③:付着割裂ひび割れ (BC), ④開孔部せん断ひび割れ (OSC)



【No. 6H】



【No. 7H】

(a)  $R=20 \times 10^{-3}$  rad 時



【No. 6H】



【No. 7H】

(b)  $R=30 \times 10^{-3}$  rad 時

写真1 代表的試験体のひび割れ状況 (Fc27試験体)

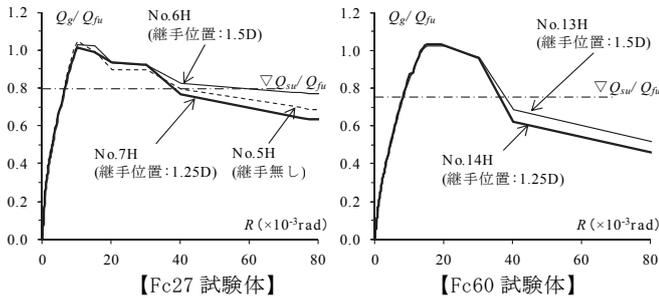
開孔部せん断ひび割れの進展状況を考慮すると、いずれも材端部曲げ降伏後の材端部せん断破壊を伴う付着割裂破壊型の破壊形式を形成したと考えられる。

### 3.2 実験因子別および貫通孔有無の $Q_g/Q_{fu}-R$ 関係正加力時包絡線

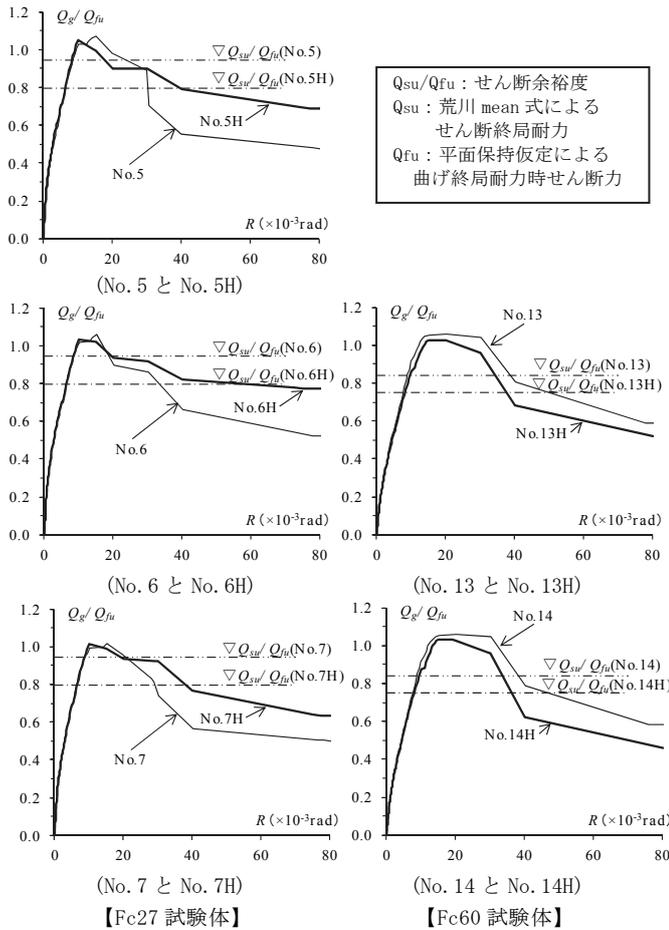
表記の  $Q_g/Q_{fu}-R$  関係正加力時包絡線を図3に示す。同図中には、それぞれ当該試験体の荒川 mean 式のせん断余裕度  $Q_{su}/Q_{fu}$  を示した。 $Q_{su}$  は荒川 mean 式によるせん断終局耐力、 $Q_{fu}$  は、コンクリートの応力・ひずみ関係を  $e$  関数式、鉄筋を完全弾塑性型とした平面保持仮定による曲げ終局耐力時せん断力である。計算耐力は、コンクリートおよび鉄筋の材料試験値を用いて算定した。

図3(a)によると、本実験のFc27, Fc60試験体では、カブラー継手の有無および位置に係わらず同様の性状を示した。ただし、カブラー継手有のFc27試験体No. 6Hの場合、 $R=40 \times 10^{-3}$ rad. 以降の無次元化耐力は、継手無のNo. 5Hよりもやや高い。これは、カブラー小口面の支圧面積比の効果<sup>1)</sup>に起因すると考えられる。

図3(b)によると、本実験Fc27の貫通孔有のNo. 5H~No. 7Hの $Q_g/Q_{fu}$ - $R$ 関係は、既往実験<sup>1)</sup>の貫通孔無のNo. 5~No. 7と同様の性状を示した。ここで、貫通孔有のNo. 5H~No. 7Hの最大耐力以降の無次元化耐力 $Q_g/Q_{fu}$ は、それぞれ貫通孔無のNo. 5~No. 7よりもやや大きい。No. 5H~No. 7Hの場合、開孔補強筋と孔際補強筋の配置によって、開孔部せん断耐力 $Q_{suH}$ を荒川mean式によるせん断終局耐力 $Q_{su}$ の1.1倍程度に高めた効果が現れたと考えられる。



(a) 本実験の実験因子別比較



(b) 本実験と既往実験<sup>1)</sup>の開孔の有無比較

図3 実験因子別および開孔の有無の $Q_c/Q_{fu}$ - $R$ 関係正加力時包絡線

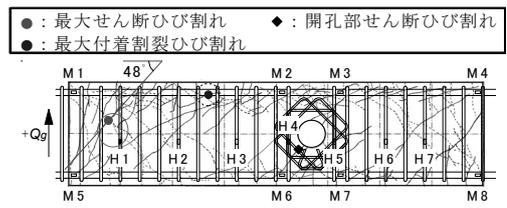
一方、本実験Fc60の貫通孔有のNo. 13HとNo. 14Hの最大耐力以降の無次元化耐力 $Q_g/Q_{fu}$ は、既往実験の貫通孔無のNo. 13とNo. 14よりもやや小さい。これは、No. 13H, No. 14Hのコンクリートの実圧縮強度 $\sigma_B$  ( $=52.8 \text{ N/mm}^2$ )がNo. 13, No. 14 ( $65.7 \text{ N/mm}^2$ )よりも低く、これに伴い、せん断余裕度 $Q_{su}/Q_{fu}$ が低くなったこと、ならびに本実験の $785 \text{ N/mm}^2$ 級横補強筋の降伏点 ( $832 \text{ N/mm}^2$ )が既往実験 ( $963 \text{ N/mm}^2$ )よりも低いことに起因すると考えられる。

### 3.3 最大ひび割れ幅

各試験体の最大ひび割れ幅(材端部最大せん断ひび割れ幅 $w_s$ 、最大付着割裂ひび割れ幅 $w_b$ および開孔部せん断ひび割れ幅 $w_{sH}$ )は、図4の測定位置でクラックスケールを用いて測定した。Fc27試験体の最大ひび割れ幅の推移を図5に示す。

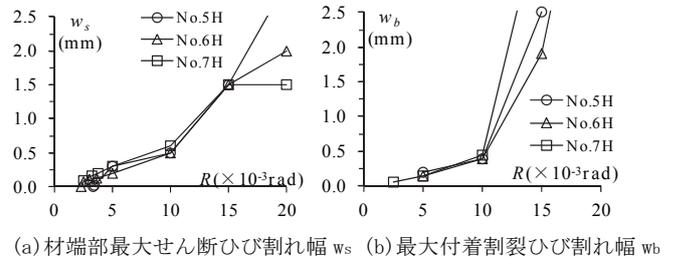
同図によると、貫通孔の有無、位置に係わらず、

- 1)  $R=10 \times 10^{-3}$ rad. 程度の場合、材端部せん断ひび割れ幅 $w_s$ は0.40~0.60mm程度、付着割裂ひび割れ幅 $w_b$ は0.20~0.45mm程度であり、両ひび割れともに、その後急増した。
- 2) 開孔部せん断ひび割れ幅 $w_{sH}$ は、 $R=10 \times 10^{-3}$ rad. 程度で0.25~0.45mm程度であり、その後あまり増大しなかった。
- 3) すなわち、最大耐力 $Q_{max}$ 以降、材端部せん断ひび割れ幅およびコンクリート打設側の梁上端筋に沿う付着割裂ひび割れ幅が増大し、開孔部せん断ひび割れ幅は増大しなかった。

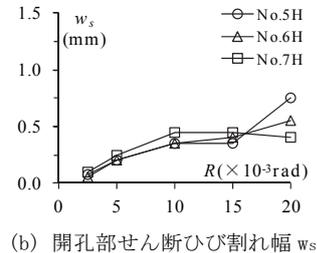


【No.5H (Fc27@80-295-4無)  $n_{cr}=2$ 】

図4 最大ひび割れ幅の測定位置例



(a) 材端部最大せん断ひび割れ幅 $w_s$  (b) 最大付着割裂ひび割れ幅 $w_b$



(b) 開孔部せん断ひび割れ幅 $w_{sH}$

図5 Fc27試験体の最大ひび割れ幅の推移

### 3.4 補強筋ひずみの推移

本実験では、図6に示すように、梁部横補強筋(H1~H3とH6, H7)、孔際補強筋(H4, H5)および開孔補強筋(K1~K4)のひずみを測定した。Fc27試験体No. 6HとNo. 7Hの梁部横補強筋ひずみ $\epsilon_{H1\sim3}$ 、孔際補強筋ひずみ $\epsilon_{H4,5}$ および開孔補強筋ひずみ $\epsilon_{K1\sim4}$ の推移を図7に示す。

同図によると、

- 1) 梁部横補強筋ひずみ  $\epsilon_{H1\sim3}$  の場合、 $R=10 \times 10^{-3}$  rad. 程度以降、材端部から  $1D$  ( $D$ : 梁せい) 近傍の  $\epsilon_{H1}$  が、材端部せん断ひび割れ幅の拡大に伴い、引張降伏後急増した。
- 2) 孔際補強筋ひずみ  $\epsilon_{H4}$  は、 $R=20 \times 10^{-3}$  rad. 程度で、引張降伏後急増した。すなわち、孔際補強筋は、開孔部せん断耐力の向上だけでなく、開孔部近傍の梁主筋付着割裂破壊の防止にも寄与したと考えられる。
- 3) 開孔補強筋ひずみ  $\epsilon_{K1\sim4}$  の場合、貫通孔の位置に係わらず、正加力時せん断ひび割れの進展に伴い、 $\epsilon_{K2,3}$  が増大したが、 $R=20 \sim 30 \times 10^{-3}$  rad. 程度でも、 $1.2 \sim 1.7 \times 10^{-3}$  程度であった。これは、3.3 節で前述したように、最大耐力  $Q_{max}$  以降、開孔部せん断ひび割れ幅が増大しなかったことに対応する。

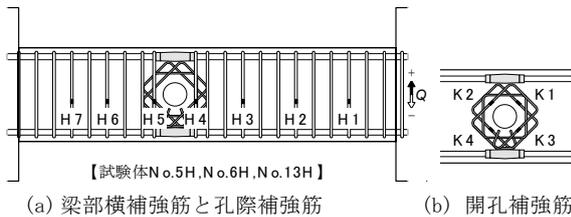


図6 補強筋ひずみ測定位置

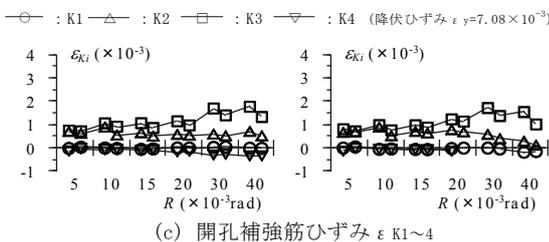
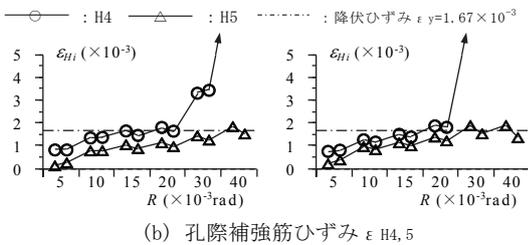
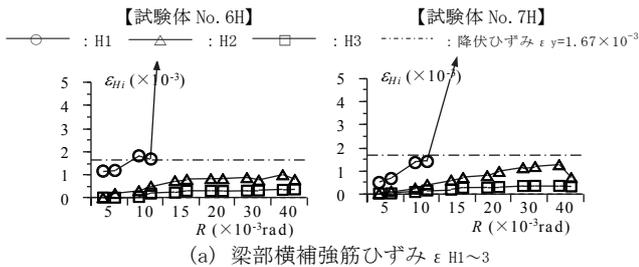


図7 Fc27 試験体 No. 6H, No. 7H の補強筋ひずみの推移

#### 4. 開孔部せん断耐力の検討

本検討では、RC 計算規準 22 条<sup>3)</sup>の有孔梁式を基にした 1275N/mm<sup>2</sup>級開孔補強筋<sup>5)</sup>で用いられる式(1)で開孔部せん断耐力  $Q_{suH}$  を算定する。

$$Q_{suH} = \{ \{ 0.053 p_t^{0.23} (\sigma_B + 18) / [(M/Qd) + 0.12] \} \cdot [1 - 1.61 (H_e/D)] + \Omega_u \cdot 0.85 \sqrt{p_{wo} \cdot \sigma_{wy}} \} \cdot b \cdot j \quad (1)$$

$p_{wo}$ : 等価開孔補強筋比,  $p_{wo} \cdot \sigma_{wy}$ : 等価開孔補強筋量

$H_e$ : 貫通孔の直径,  $D$ : 梁せい,  $\Omega_u$ : 補正係数

$p_t$ : 引張鉄筋比,  $\sigma_B$ : コンクリートの圧縮強度

$M/Qd$ : せん断スパン比

ここで、開孔部せん断耐力  $Q_{suH}$  は、図8に示したC区間の開孔補強筋と孔際補強筋を考慮した等価開孔補強筋量  $p_{wo} \cdot \sigma_{wy}$  を用いて算定する。開孔部せん断耐力計算値と実験値を表3に示す。

表3に示すように、最大耐力実験値  $Q_{max}$  は、開孔部せん断耐力  $Q_{suH}$  の1.2倍程度である。すなわち、同式によると、文献5)の開孔梁実験と同程度の耐力安全率 ( $Q_{max}/Q_{suH}$ ) が確保されたと考えられる。

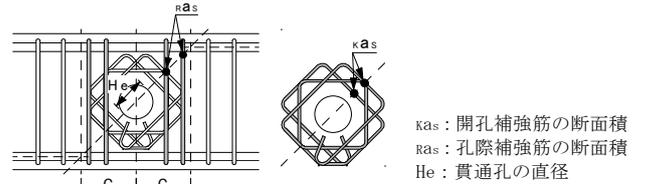


図8 C区間の開孔補強筋および孔際補強筋

表3 開孔部せん断耐力計算値と実験値

試験体	$Q_{su} / Q_{fu}$	開孔部せん断耐力			実験値			
		$Q_{suH} / Q_{fu}$ (kN)	$Q_{suH} / Q_{fu}$	$Q_{suH} / Q_{su}$	$Q_{max}$ (kN)	R80 ( $\times 10^{-3}$ )	$Q_{max} / Q_{fu}$	$Q_{max} / Q_{suH}$
No. 5H	0.80	254	0.87	1.09	307	35.8	1.05	1.21
No. 6H					302	39.9	1.03	1.19
No. 7H					297	37.5	1.01	1.17
No. 13H	0.75	426	0.85	1.13	514	35.3	1.02	1.21
No. 14H					519	34.1	1.03	1.22

$Q_{su}/Q_{fu}$ : 荒川mean式によるせん断余裕度,  $Q_{su}$ : 荒川mean式によるせん断終局耐力

$Q_{suH}$ : 開孔部せん断耐力,  $Q_{fu}$ : 平面保持仮定による曲げ耐力時せん断力

$Q_{max}$ : 最大耐力実験値, R80:  $Q_{max}$ の80%低下時部材角実験値

#### 5. 終局耐力および変形性能の検討

##### 5.1 本実験と既往実験の貫通孔の有無の比較

本実験と既往実験<sup>1)</sup>の貫通孔の有無による終局耐力および変形性能の比較を図9に示す。図(a)は  $Q_{max}/Q_{fu} - Q_{su}/Q_{fu}$  関係、図(b)は  $(R_u)_{test} - Q_{su}/Q_{fu}$  関係であり、 $Q_{max}$  は最大耐力実験値、 $Q_{su}$  は荒川 mean 式によるせん断終局耐力、 $Q_{fu}$  は平面保持仮定による曲げ終局耐力時せん断力、 $(R_u)_{test}$  は限界部材角実験値 R80 である。

同図中には、5.2 節で後述する一般梁のせん断破壊型 ( $Q_{su}/Q_{fu} < 1$ ) の耐力安全率 ( $Q_{max}/Q_{su}$ ) の回帰勾配 (1.28) を併記した。一般梁とは、梁主筋継手を配置していない無開孔梁を指す。

同図に示すように、Fc27, Fc60 試験体ともに、本実験の開孔梁のせん断余裕度  $Q_{su}/Q_{fu}$  は、既往実験の無開孔梁よりも小さいが、耐力安全率 ( $Q_{max}/Q_{fu}$ ) および限界部材角実験値  $(R_u)_{test}$  は、それぞれ無開孔梁と大差ない。

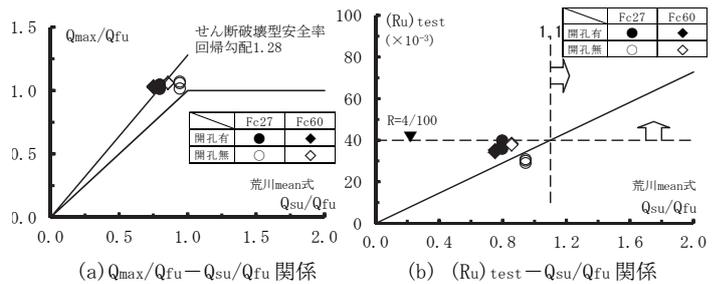


図9 貫通孔の有無による終局耐力および変形性能の比較

## 5.2 一般梁実験との比較

本開孔梁実験と一般梁実験<sup>6)~9)</sup>(73体)の終局耐力および限界部材角との比較を図10に示す。図9と同様、図(a)は $Q_{max}/Q_{fu}-Q_{su}/Q_{fu}$ 関係、図(b)は $(R_u)_{test}-Q_{su}/Q_{fu}$ 関係である。

同図に示すように、本開孔梁実験の耐力安全率( $Q_{max}/Q_{fu}$ )および限界部材角実験値 $(R_u)_{test}$ は、概ね一般梁実験の範囲に入り、本開孔梁実験でも、 $Q_{su}/Q_{fu} \geq 1.1$ とすれば、一般梁実験と同様、 $(R_u)_{test}$ は1/25を上回ると考えられる。

すなわち、上下カプラー主筋継手の間に貫通孔を配置したRC梁では、梁端部ヒンジ領域<sup>2)</sup>以外にカプラー主筋継手と貫通孔を配置した場合、開孔部耐力余裕度 $Q_{suH}/Q_{su} \geq 1.1$ 、かつ、せん断余裕度 $Q_{su}/Q_{fu} \geq 1.1$ とすれば、一般梁と同様、材端部曲げ降伏後の変形性能が確保されると考えられる。

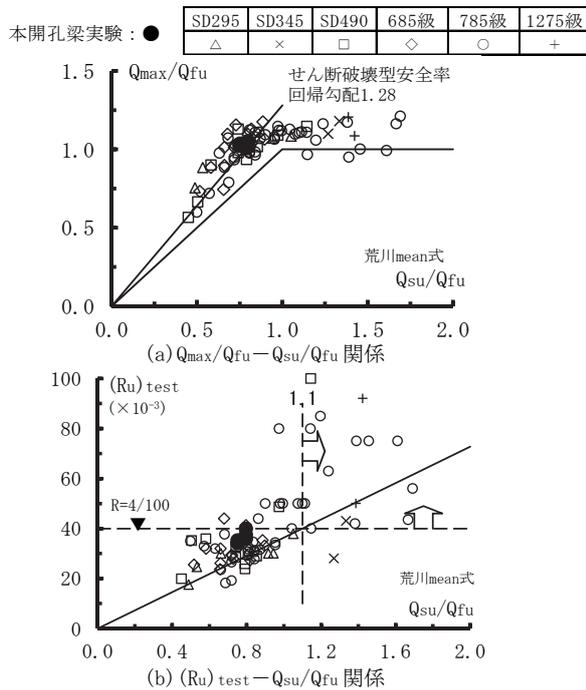


図10 一般梁実験の終局耐力および変形性能との比較

## 6. まとめ

本論文では、上下カプラー主筋継手の間に貫通孔を配置したRC梁について、以下の知見を得た。

- 1) 本実験では、同一コンクリート強度の場合、上下カプラー主筋継手の間に貫通孔を配置したRC梁の最大耐力 $Q_{max}$ および限界部材角 $R_{80}$ は、それぞれ貫通孔の有無、位置に係わらず大差なかった。また、開孔梁試験体では、最大耐力 $Q_{max}$ 以降、材端部せん断ひび割れ幅およびコンクリート打設側の梁上端筋に沿う付着割裂ひび割れ幅が増大し、開孔部せん断ひび割れ幅は増大しなかった。
- 2) 本実験の開孔梁試験体は、荒川mean式によるせん断余裕度 $Q_{su}/Q_{fu}$ が0.8程度でも、いずれも材端部曲げ降伏後の材端部せん断破壊を伴う付着割裂破壊型の破壊形式を形成し、最大耐力実験値 $Q_{max}$ は式(1)による開孔部せん断耐力 $Q_{suH}$ の1.2倍程度となった。
- 3) 上下カプラー主筋継手の間に貫通孔を配置したRC梁では、梁端部ヒンジ領域以外にカプラー主筋継手と貫通孔を配置した場合、開孔部耐力余裕度 $Q_{suH}/Q_{su} \geq 1.1$ 、かつ、せん断余裕度 $Q_{su}/Q_{fu} \geq 1.1$

とすれば、カプラー主筋継手および貫通孔を配置しない一般梁と同様、材端部曲げ降伏後の変形性能が確保される。

## 謝辞

本実験は、(一財)日本建築総合試験所で行われたものであり、関係者の皆様に謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 田川浩之, 市岡有香子, 足立将人, 益尾深: 横補強筋を配置しないカプラー方式主筋継手を用いたRC梁の終局耐力・変形性能、コンクリート工学年次論文集、Vol. 33, No. 2, pp. 271-276, 2011
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 22条, 2010年
- 4) 小西大介, 真田靖士, 足立智弘, 笠原崇佑, カングエン, 村山峻一朗: カプラー上にせん断補強筋を配置さないRC梁に対する実用せん断設計式の適用性の検証, 日本建築学会技術報告集, 第18巻, 第40号, pp. 929-933, 2012.10
- 5) JFEテクノワイヤ(株): 高強度はり貫通孔「リバーレン」を用いた鉄筋コンクリート有孔梁の設計施工指針・同解説、平成19年
- 6) 市岡有香子, 田川浩之, 足立将人, 益尾深: SD295~785N/mm<sup>2</sup>級せん断補強筋を用いたRC梁の残留せん断ひび割れ幅制限値に基づく短期許容せん断力, 日本建築学会構造系論文集, 第662号, pp. 821-828, 2011.4
- 7) 森裕重, 堂下航, 益尾深: 685N/mm<sup>2</sup>級高強度横補強筋を用いたRC梁の構造性能(その1),(その2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-2, 構造IV, pp. 269-272, 2012.9
- 8) 林哲平, 小寺耕一郎, 益尾深: SD490および785N/mm<sup>2</sup>級横補強筋を用いたRC梁の構造性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp. 457-458, 2015.9
- 9) 益尾深: 鉄筋コンクリート柱, はり部材の終局せん断耐力ならびに降伏変形の評価, 日本建築学会構造系論文報告集, 第452号, pp. 87-97, 1993.10
- 10) 丸山透, 猪砂利次, 木上貴夫, 益尾深: 貫通孔を有するカプラー主筋継手を用いたRC梁の終局耐力および変形性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp. 477-478, 2015.9

[2015年5月28日原稿受理 2015年8月3日採用決定]