

高強度材料を用いた鉄筋コンクリート部材に関する実験研究



菊田 繁美^{*1}

千葉 脩^{*1} 大井 貴之^{*2}
羽鳥 敏明^{*1} 石川 勝美^{*2}
山内 茂一^{*1} 和泉 信之^{*2}
竹中 啓之^{*1} 稲永 英治^{*2}

概 要

高強度材料を用いた架構の耐震性能の把握を目的として柱部材の実験と柱梁部分架構の実験を行い、以下の結論を得た。柱部材については、各試験体とも紡錘形の履歴ループを示し、部材角1/20まで軸力を保持した。柱に鋼板を巻くことにより最大耐力が約15%上昇し、1/20まで耐力低下の少ない優れた靱性を示した。最大曲げ耐力は略算式を用いて $\pm 20\%$ の範囲で評価でき、断面分割法では下限値を評価することができた。

柱梁部分架構については、各試験体とも梁の曲げ降伏によりメカニズムを形成し、1/20に至るまで耐力低下の少ない靱性に富む挙動を示した。また、断面分割法および菅野式による剛性低下率を用いて、梁部材の荷重変形関係の包絡線を適切に評価できた。柱梁接合部内で梁主筋に機械式継手を用いた本試験体は優れた付着性能を有していた。

EXPERIMENTAL STUDY ON BEHAVIOR OF REINFORCED CONCRETE MEMBERS USING HIGH-STRENGTH MATERIALS

Osamu CHIBA^{*1} Takayuki OHI^{*2}
Toshiaki HATORI^{*1} Katsumi ISHIKAWA^{*2}
Shigekazu YAMAUCHI^{*1} Nobuyuki IZUMI^{*2}
Shigemi KIKUTA^{*1} Eiji INENAGA^{*2}
Hiroyuki TAKENAKA^{*1}

By the experimental study on the reinforced concrete column and sub-assemblages used the super-high strength material, the following results were obtained.

The load-deflection characteristics of these column showed the spindle hysteresis loop and supported the axial load at the large deflection angle of 1/20. The ultimate strength of specimens by the reinforcing with steel plate has increased by about 15% and maintained the strength and ductility at the large deflection angle of 1/20. The ultimate flexural strength of specimens could be estimated within the range of $\pm 20\%$ by the simplify formula and the lower boundary by stress block method.

These sub-assemblages formed the yielding mechanism by the flexural yield of beams and maintained the enough strength and ductility at the large deflection angle of 1/20rad. The envelope of load deflection characteristics of the beam could be evaluated appropriately by using the stress block method and the rigidity decrease coefficient by Sugano formula. The bond performance of the beam main bars with mechanical joint in beam column connection was excellent.

*1 技術研究所

*2 設計部

高強度材料を用いた鉄筋コンクリート部材に関する実験研究

千葉 脩^{*1} 大井 貴之^{*2}
 羽鳥 敏明^{*1} 石川 勝美^{*2}
 山内 茂一^{*1} 和泉 信之^{*2}
 菊田 繁美^{*1} 稲永 英治^{*2}
 竹中 啓之^{*1}

1. はじめに

筆者らは、超高層鉄筋コンクリート造建築物の設計施工システムの研究開発を行っている。本報告は、その一環として建築物の高層化に伴う材料の高強度化に対応する目的で行った柱部材および柱梁部分架構の2シリーズの加力実験に関する報告である。

2. 試験体

柱部材実験の試験体一覧および試験体形状を表 - 1、図 - 1 に示す。試験体は超高層建築物の下層部の中柱を対象とした縮尺約 1/3 の3体 (UHRC04 ~ 06) と縮尺約 1/2 の1体 (HRPCC6) である。各試験体ともせん断スパン比が 1.5 であり、断面は UHRC04 ~ 06 が 30cm × 30cm、HRPCC6 が 40cm × 40cm である。UHRC04 が基本試験体であり、コンクリート強度を $F_c 100\text{N/mm}^2$ 、主筋を USD685 で $P_g = 2.65\%$ 、せん断補強筋を SPBD1275 で $P_w = 1.21\%$ とした。UHRC05 は基本試験体に厚さ 6mm の鋼板を巻いたも

ので、鋼板と上下スタブ面に 20mm の隙間を設けた。UHRC06 は基本試験体に対してコンクリート強度およびせん断補強筋比をそれぞれ $F_c 80\text{N/mm}^2$ と 1.07% に低減した。HRPCC6 ではコンクリートを $F_c 60\text{N/mm}^2$ 、せん断補強筋を USD785 とし、主筋に機械式継ぎ手を用いた。

柱梁部分架構実験の試験体一覧および試験体形状を表 - 2、図 - 2 に示す。試験体は3体 (HRPC15 ~ 17) で、中柱梁架構を対象とした縮尺約 1/2 の柱梁部分架構模型である。3 試験体とも、柱、梁のプレキャスト部、および現場施工部 (柱梁接合部、梁上部、スラブ) のコンクリートをそれぞれ分離して打設した。HRPC16 試験体が基本試験体であり、コンクリート強度は柱と柱梁接合部が $F_c 80\text{N/mm}^2$ 、梁のプレキャスト部が $F_c 42\text{N/mm}^2$ 、梁上部とスラブが $F_c 36\text{N/mm}^2$ である。柱および梁とも主筋は USD685、せん断

表 - 1 試験体一覧

試験体名	Fc (N/mm ²)	主筋		せん断補強筋		M/QD	軸力比 N/(BD _c σ _B)		
		材種	P _g (%)	材種	P _w (%)				
UHRC04	100	12-D16	USD685	2.65	4-U6.4@35	1.21	1.5	0.3	
UHRC05					SPBD1275				
UHRC06	80				4-U6.4@40				1.07
HRPCC6	60	12-D19		2.15	4-S6@30	USD785	1.07		

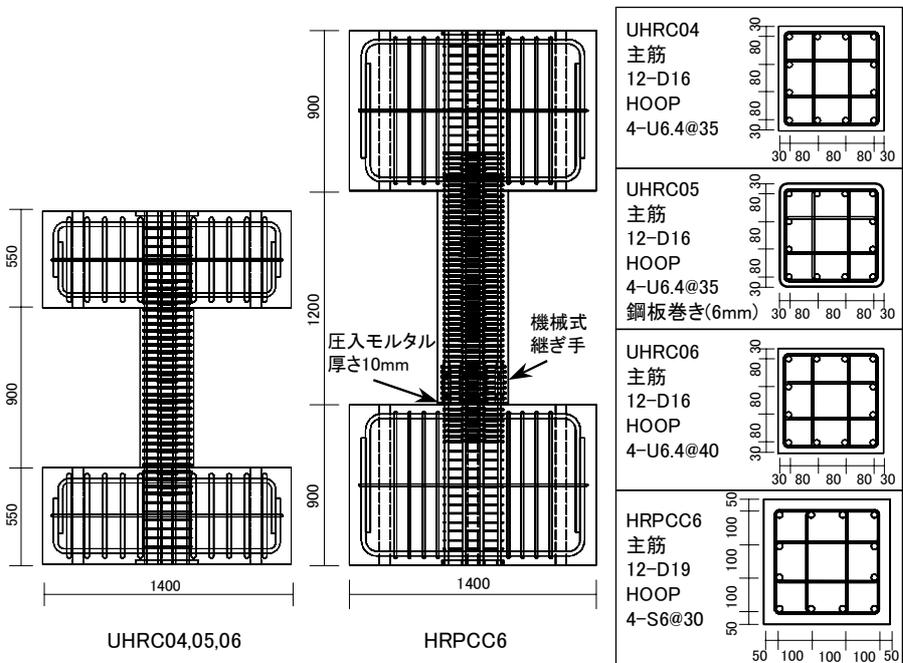


図 - 1 試験体形状

補強筋は USD785 とした。HRPC15 試験体は、基本試験体に対して梁主筋を SD490 とし二段筋を 2 本増やして同等の曲げ耐力とした。HRPC17 試験体は、基本試験体に対してコンクリート強度と梁主筋を増加したものである。柱主筋は柱脚部でスリーブ継手 (HRPC15) および無機グラウト継手 (HRPC16, 17)、柱梁接合部内でいずれも片側隅部 2 本を無機グラウト継手で接合した。各試験体とも梁上端主筋は柱梁接合部内の中央部、梁下端主筋は左部を有機グラウト継手で接合した。HRPC16, 17 では左側梁上端一段筋を無機グラウト継手で接合した。また、各試験体とも片側に直交梁を、右側梁に柱面から梁せい離れた位置に直径 100mm の開口部を設け、柱と梁の反曲点間距離は、それぞれ 150cm と 300cm とした。

材料試験結果を表 - 3 に示す。

*1 技術研究所 *2 設計部

表 - 2 試験体の一覧

試験体名	HRPC15	HRPC16	HRPC17	
柱	B×D cm	42.5×42.5		
	主筋	12-D19		
	Pg %	1.91		
	帯筋	4-S6@50		
梁	B×D cm	30×40		
	上一段筋	4-D19 ^{*1}	4-D19 ^{*2}	4-D19 ^{*2}
	上二段筋	3-D19 ^{*1}	1-D19 ^{*2}	2-D19 ^{*2}
	Pt %	2.07	1.39	1.70
	下一段筋	4-D19 ^{*1}	4-D19 ^{*2}	4-D19 ^{*2}
	下二段筋	3-D19 ^{*1}	1-D19 ^{*2}	2-D19 ^{*2}
	Pt %	2.20	1.51	1.86
肋筋	4-S6@50			
接合部	帯筋	4-S6×3		
	Pw %	0.35		
直交梁	B×D cm	30×40		
	上一段筋	4-D19 ^{*1}	4-D19 ^{*2}	
	下一段筋	4-D19 ^{*1}	4-D19 ^{*2}	
	肋筋	4-S6@75		
スラブ	厚さ cm	7.5		
	縦筋	D6@100		
	横筋	D6@100		
軸力	軸力 kN	3010	2990	3530
	N/(BD _c σ _B)	0.2	0.2	0.17
	備考	梁端部肋筋4-S6@75		

*1:SD490 *2:USD685

3. 加力方法

柱試験体の加力方法は、試験体中央部を反曲点とする逆対称正負繰り返し漸増加力である。各試験体とも軸力比(N/(BD_cσ_B))0.3の一定圧縮軸力を作用させた。

柱梁部分架構の加力方法は、試験体の柱脚をピン支持、梁の支点をピンローラー支持とし、柱に一定軸力を作用させた状態での正負繰り返し漸増加力である。軸力応度としては柱梁接合部のコンクリート圧縮強度に対してHRPC15,16では0.2σ_c, HRPC17では0.17σ_cの圧縮応力度を作用させた。加力スケジュールを図-3に示す。

4. 柱部材実験結果

4.1 実験経過

UHRC04とUHRC06およびHRPCC6の3試験体について部材角1/200,1/100および実験終了時におけるひび割れ状況を図-4に示す。

UHRC04試験体では、部材角1/300で両端部に曲げひび割れと45°方向のせん断ひび割れが発生した。1/200で柱脚部に圧壊が発生し、中央部に角度が急なせん断ひび割れが発生した。1/150で柱頭部に圧壊が発生した。1/100で試験体全面にせん断ひび割れが発生し、両端部の主筋が圧縮降伏した。1/50以降は両端部の圧壊が進展し、最終的には側面かぶりコンクリートが剥落して付着割裂破壊の様相を呈した。

鋼板巻きのUHRC05試験体では、部材角1/100から1/50の間で両端部に圧壊が発生したが、実験終了時まで特に変化は見られなかった。

UHRC06試験体では部材角1/300で端部に曲げひび割れが発生し、1/200で両端隅部かぶりコンクリートが剥落し

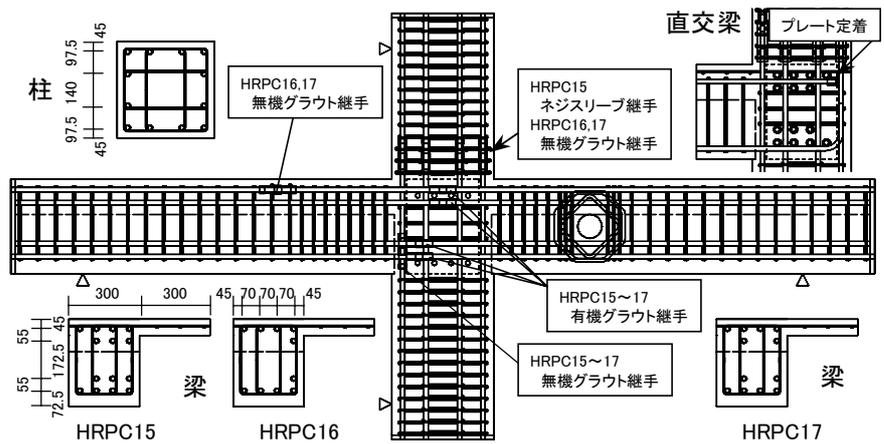


図 - 2 試験体形状

表 - 3 材料試験結果

コンクリート	部位	圧縮強度 (N/mm ²)	割線剛性 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
UHRC04	柱	122.4	45000	5.6
UHRC05	柱	117.4	47000	5.5
UHRC06	柱	89.0	40000	5.9
HRPCC6	柱	67.4	37000	4.4
HRPC15	上柱	83.3	40700	4.2
	下柱	83.3	40700	4.2
	パネル	82.1	40900	4.4
	PC梁	49.0	35000	3.3
梁上端・スラブ		37.2	29400	2.7
HRPC16	上柱	83.1	41100	4.2
	下柱	82.6	41200	4.4
	パネル	82.3	40800	4.3
	PC梁	47.1	36700	3.5
梁上端・スラブ		36.1	29700	3.2
HRPC17	上柱	118.4	47200	5.0
	下柱	116.4	46900	4.9
	パネル	121.7	47200	5.0
	PC梁	69.2	37300	5.3
梁上端・スラブ		48.3	34300	3.7

鉄筋鋼材	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D16 ^{*2}	738 ^{*3}	191000	959
D19 ^{*1}	528	195000	679
D19 ^{*2}	722	197000	904
U6.4	1284 ^{*3}	195000	1385
D6	369	197000	543
S6	944 ^{*3}	199000	1081
PL6	436	203000	525

*1:SD490 *2:USD685

*3:0.2%オフセット

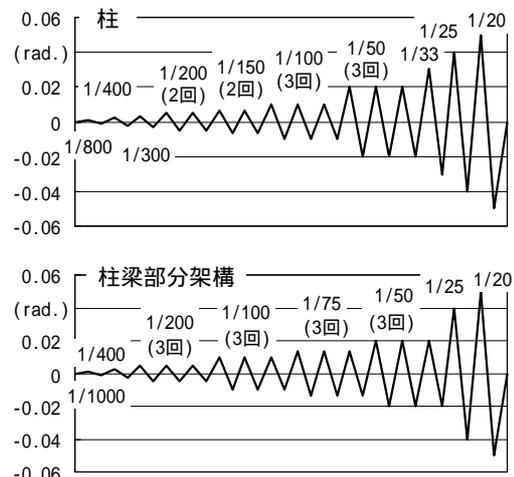


図 - 3 加力スケジュール

た後、45°方向のせん断ひび割れが端部に発生した。1/200の2サイクル目で両端部に圧壊が発生し、1/150で中央部に角度が急なせん断ひび割れが発生した。1/100で試験体全面にせん断ひび割れが発生し、両端部の主筋が圧縮降伏した。1/50以降は、UHRC04試験体と同様であり、最終的には付着割裂破壊の様相を呈した。

HRPCC6試験体では、部材角1/400で柱頭、1/300で柱脚に曲げひび割れが発生した。1/300で端部に45°方向のせん断ひび割れが発生し、1/200で中央部に角度が急なせん断ひび割れが発生した。1/150のサイクルで両端部に圧壊が発生した。1/100でせん断ひび割れが試験体全面に発生し、1/75で端部の主筋が圧縮および引張降伏した。1/50以降は、対角線方向のせん断ひび割れ幅が拡大し、最終的には圧壊が進展して曲げ圧縮破壊した。

各加力サイクルピーク時および除荷時におけるせん断ひび割れ幅を図-5に示す。せん断ひび割れ幅は、部材角1/100のピーク時では0.15~0.25mmであったが、除荷時の残留ひび割れ幅は0.10mm以下であった。

4.2 実験と計算値の比較

柱試験体の諸強度に関する実験値と計算値の比較を表-4に示す。なお、断面分割法において、コアコンクリートおよび鋼板内コンクリートはNewRC¹⁾で提案されたコンファインドコンクリートとした。曲げひび割れ強度については、UHRC04,HRPCC6試験体においては実験値が計算値を1~3割上回ったが、UHRC06においてはほぼ一致した。せん断ひび割れ強度については、UHRC04試験体で実験値が計算値を2割程度下回り、UHRC06,HRPCC6では2割程度上回った。柱主筋の圧縮降伏強度については、実験値が計算値を下回る傾向にあった。UHRC05試験体においては、計算では引張降伏が先行したが、実験では圧縮降伏が先行した。圧壊強度については、UHRC04,06試験体では実験値が計算値を下回り、UHRC05,HRPCC6ではほぼ一致した。最大耐力については、UHRC04~06試験体は実験値と計算値はほぼ一致しており、HRPCC6は実験値が計算値を2割程度上回った。UHRC04とUHRC05試験体の比較から鋼板を巻くことにより最大耐力が約15%上昇した。

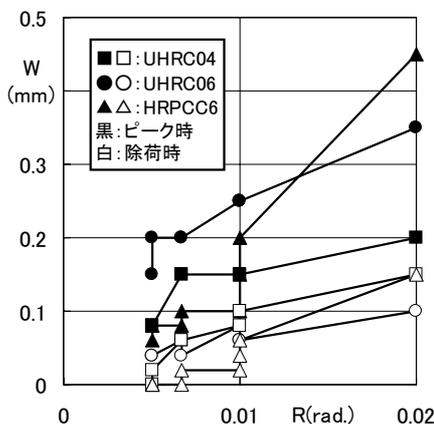


図-5 せん断ひび割れ幅

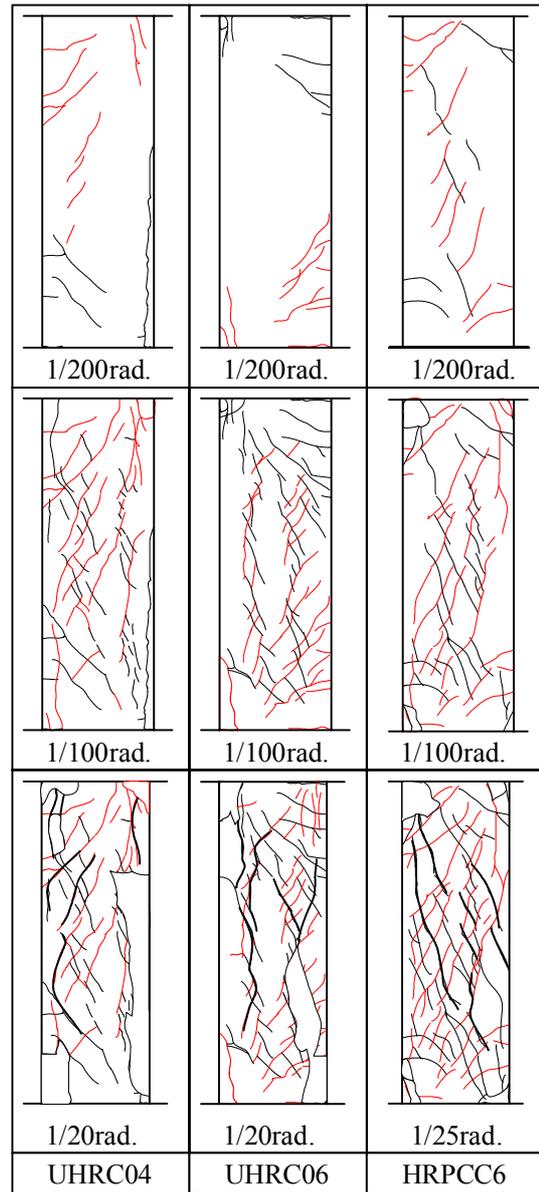


図-4 ひび割れ状況

表-4 実験値と計算値の比較

	UHRC04	UHRC05	UHRC06	HRPCC6
曲げひび割れ強度 Qc(kN)	572 (463)	— (446)	357 (349)	702 (476)
せん断ひび割れ強度 Qsc(kN)	695 (864)	— (814)	610 (561)	804 (602)
主筋圧縮 降伏強度 Qy(kN)	正方向 (935)	879 (988)*1	807 (759)	1161*2 (994)
	負方向 (935)	888 (988)*1	665 (759)	— (994)
圧壊強度 Qcc(kN)	柱頭 (936)	607 (949)	997 (705)	610 (946)
	柱脚 (936)	572 (949)	1029 (705)	610 (946)
最大耐力 Qu(kN)	953 (955)	1088 (1099)	876 (815)	1201 (1040)

()内は計算値

$Q_c = (1.8 \sqrt{c} \sigma_B Z_e + ND/6)/(h_o/2)$ h_o : 内法高さ

$Q_{sc} = (1 + \sigma_o/150)(0.085kc(500 + c \sigma_B)/(M/(Qd) + 1.7))bj$

Qy, Qcc, Qu: 断面分割法による。

コアコンクリートをNewRCで提案された
コンファインドコンクリートとした。

*1: 引張降伏

*2: 圧縮・引張同時降伏

4.3 荷重 - 変形関係

各試験体の荷重 - 変形関係を図 - 6 に示す。UHRC04, 06 および HRPC6 試験体はせん断ひび割れと圧壊の発生以降に剛性が低下した。各試験体とも紡錘形の履歴ループを示し、部材角 1/100 近辺で主筋が圧縮降伏した後 1/50 で最大耐力となり、1/20 まで軸力を保持した。鋼板巻きの UHRC05 試験体は 1/20 まで耐力低下の少ない優れた靱性を有していた。UHRC04 と UHRC05 試験体の比較から、鋼板のコンファインド効果が履歴性状の向上に寄与したものと考えられる。

4.4 せん断補強筋の歪度

UHRC04 ~ 06 試験体について、各加力サイクルのピーク時における外周せん断補強筋および鋼板の歪度を図 - 7 に示す。各試験体とも実験終了時まで降伏 ($y=6500 \mu$) しなかった。UHRC04 と UHRC06 試験体は同様の歪分布を示し、部材角 1/50 では柱頭および柱脚に比べて中央部の歪度が大きく、最大 2500 μ 程度であった。UHRC05 は UHRC04 試験体に比べて歪度が小さく、1/50 における帯筋の最大歪度は UHRC04 の約 40% であった。UHRC05 試験体では帯筋に比べて鋼板の歪度の方が小さかった。

4.5 軸方向変形

UHRC04, 05 試験体について軸歪と部材角の関係を図 - 8 に示す。軸歪は軸方向変形を試験体高さ (90cm) で除して求めた。部材角 1/100 までは、両試験体ともほぼ同様であったが、UHRC04 試験体は圧壊が生じた後の 1/100 に圧縮軸歪が増大し始め、実験終了時には約 0.5% に達した。鋼板巻きの UHRC05 試験体の最大圧縮軸歪は約 0.13% で UHRC04 の約 1/4 であった。これは、鋼板によるコンファインド効果で曲げ圧縮域の劣化が抑制されたためと考えられる。

4.6 最大曲げ耐力

最大曲げ耐力について実験値と計算値の比較を図 - 9 に示す。図中には既報^{2), 3)}の実験結果も併記した。略算式としては多段配筋柱の曲げ強度式を用いた。実験の最大曲げ耐力は略算式を用いて $\pm 20\%$ の範囲で評価でき、断面分割法では下限値を評価することができた。断面分割法において、機械式継手の無い場合は計算値に比べて実験値が 5 ~ 12% 大きい程度であったが、機械式継手の有る場

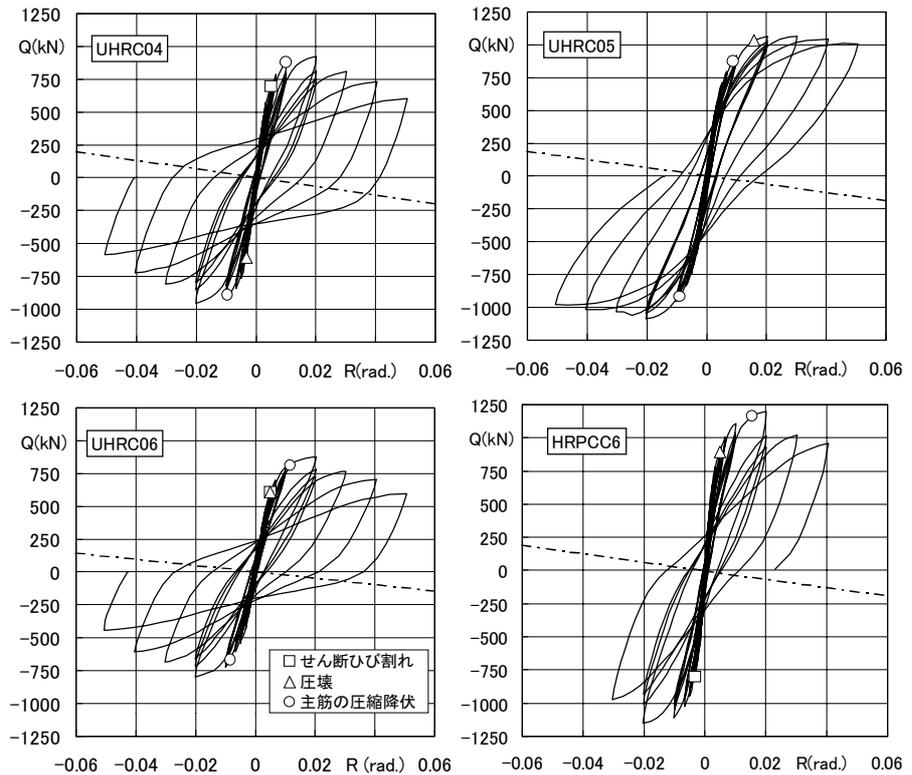


図 - 6 荷重 - 変形関係

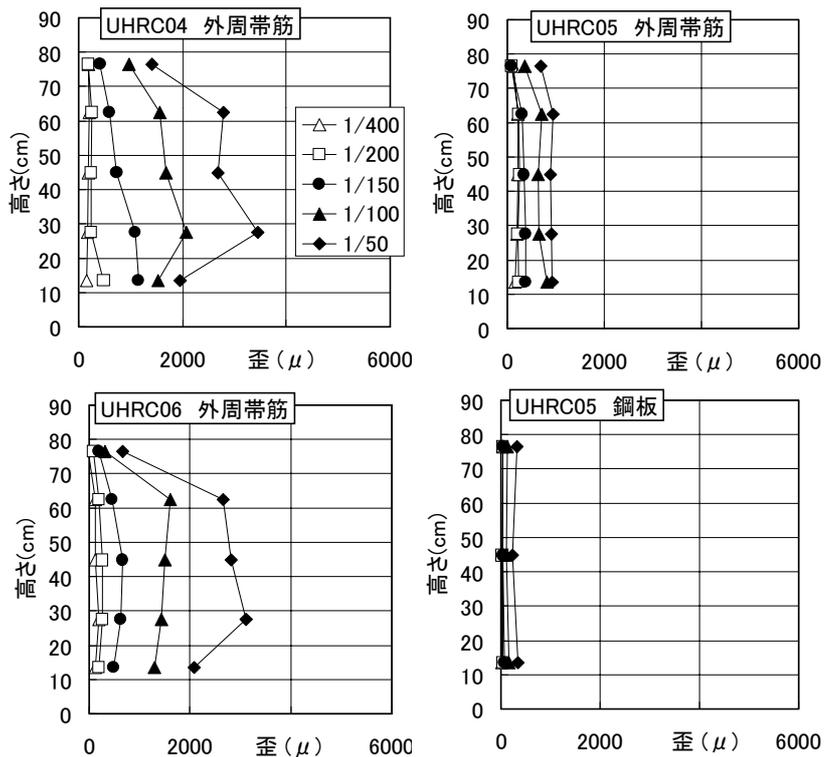


図 - 7 せん断補強筋および鋼板の歪度

合は 15 ~ 30% と大きくなった。機械式継手により曲げ圧縮域の劣化が抑制されて曲げ耐力が大きくなったものと考えられる。

4.7 まとめ

破壊モードは、UHRC04, 06 試験体が曲げ圧縮破壊後の付着割裂破壊の様相を呈し、UHRC05, HRPC6 試験体が曲げ圧

縮破壊であった。

せん断ひび割れ幅は、部材角1/100のピーク時において0.15 ~ 0.25mmであったが、除荷時の残留ひび割れ幅は0.10mm以下であった。

各試験体とも紡錘形の履歴ループを示し、部材角1/50で最大耐力となり、1/20まで軸力を保持した。

鋼板を巻くことにより最大耐力が約15%上昇し、部材角1/20まで耐力低下の少ない優れた靱性を示した。

実験の最大曲げ耐力は略算式を用いて±20%の範囲で評価でき、断面分割法では下限値を評価することができた。

5. 柱梁部分架構実験結果

5.1 実験経過

HRPC16試験体の変形角1/200, 1/100, 1/50rad. および終局時におけるひび割れ状況および各試験体の荷重 - 変形関係を図 - 10, 11に示す。

各試験体ともほぼ同様のひび割れ発生状況を呈したのでHRPC16試験体を例に示した。1/1000で梁下面およびスラブ上面に曲げひび割れが発生し、1/75で梁下端、1/50で梁上端が圧壊した。柱および柱梁接合部にはひび割れがほとんど発生しなかった。梁主筋の引張降伏は、上下端一段筋が1/75、上下端二段筋が1/50で発生した。梁主筋にSD490を用いたHRPC15試験体では引張降伏の開始時期が早く、上下端一段筋が1/100、上下端二段筋が1/75であり、HRPC16, 17に比べて小さい加力サイクルで紡錘形の履歴性状を示した。各試験体とも梁の曲げ降伏によりメカニズムを形成し、1/20の変形角に至るまで耐力低下の少ない靱性に富む挙動を示した。

5.2 実験値と計算値の比較

諸強度に関する実験値と計算値の比較を表 - 5に示す。計算値はコンクリートのコンファインド効果を考慮して断面分割法により求めた。各試験体とも、梁主筋の曲げ降伏強度、梁コンクリートの圧壊強度および最大耐力については実験値と計算値がほぼ一致した。

5.3 梁部材の荷重 - 変形関係

各試験体について、梁のせん断力と部材角の関係を図 - 12に示す。図中の計算値の第1折れ点は、曲げひび割れ発生点であり、第2折れ点は、断面分割法で一段筋が降伏した耐力と菅野式による剛性低下率(γ)を用いた部材角である。本試験体は部分プレキャスト梁であるため、上端および下端引張時の剛性低下率(γ)の計算において、それぞれ圧縮側コンクリートのヤング係数を用いた。各試験体とも下端一段筋については実験値の降伏位置と計算値は良く一致しており、上端一段筋については実験値の降伏位置が計算値に比べて若干大きくなった。本計算により、部分プレキャスト梁部材の荷重変形関係の包絡線を適切に評価できるものと考えられる。

5.4 接合部内梁主筋の付着性能

柱梁接合部のコンクリート強度が同じで梁主筋と異なるHRPC15(SD490)とHRPC16(USD685)試験体について、柱梁接合部内における梁主筋の平均付着応力度と変形角の関

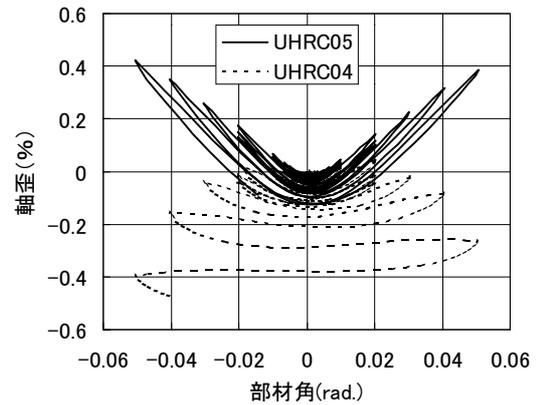


図 - 8 軸歪と部材角の関係

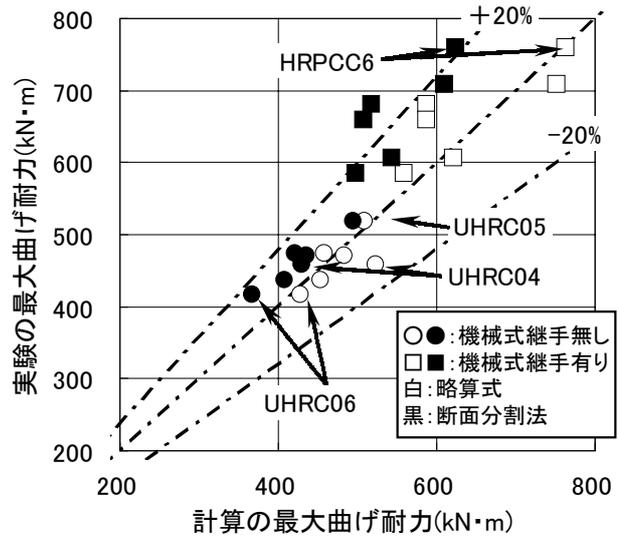


図 - 9 最大曲げ耐力

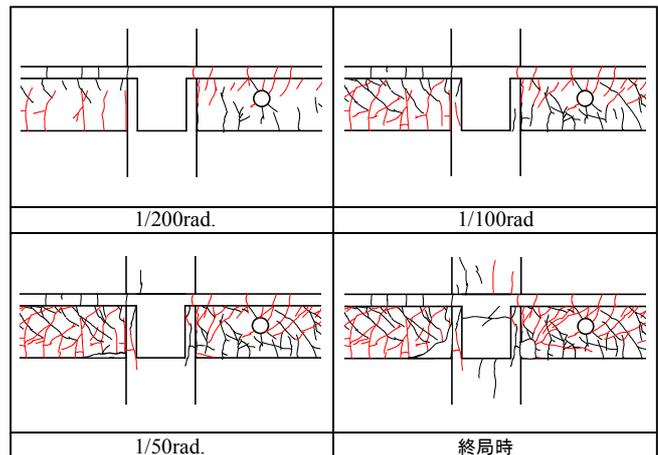


図 - 10 ひび割れ状況(HRPC16試験体)

係を図 - 13に示す。平均付着応力度は梁主筋の接合部両端位置における歪度から、鉄筋の応力 - 歪み関係をRamberg Osgoodモデルとして求めた。図中には圧縮側と引張側が降伏した場合の平均付着応力度(γ)も併記した。両試験体とも上端筋は変形角1/20に至るまで平均付着応力度は低下せず、ほぼ γ に達した。下端筋は1/20のサイクルで付着劣化が見られるが、変形角1/25までは上端筋と同様であった。接合部コンクリート強度を $F_c100N/$

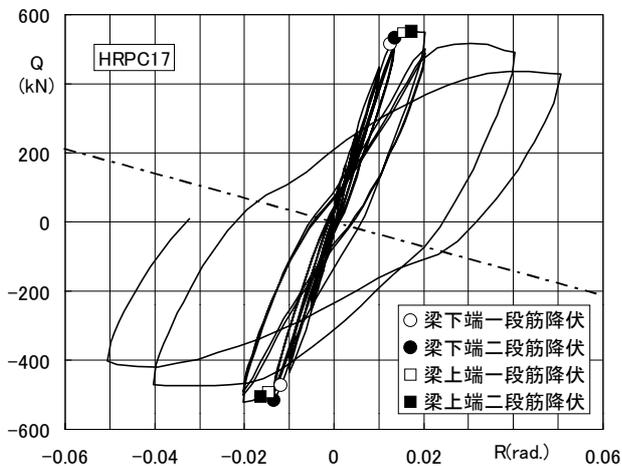
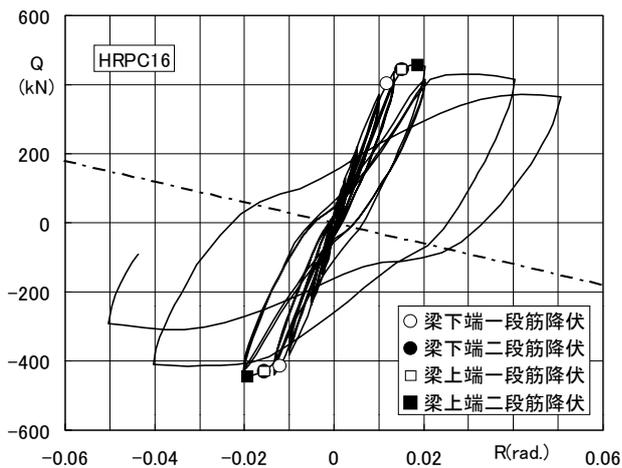
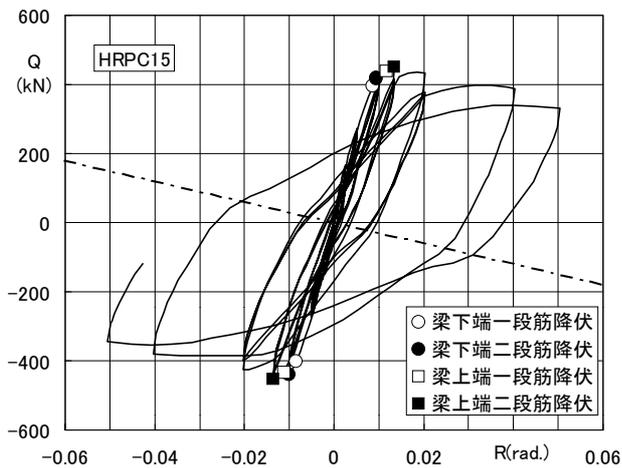


図 - 1 1 荷重 - 変形関係

mm²としたHRPC17試験体もほぼ同様であった。柱梁接合部内で機械式継手を用いた本試験体の梁主筋は優れた付着性能を示した。

5.5 接合部内せん断補強筋

柱梁接合部への入力せん断力とコンクリート強度の異なるHRPC16およびHRPC17試験体について、柱梁接合部内における中央部せん断補強筋の歪度と変形角の関係を図 - 1 4 に示す。両試験体とも変形角 1/20 に至るまでせん断補強筋は降伏しなかった。両試験体とも、変形角 1/25 までは直交梁の有る側の歪度は無い側に比べて小さく直

表 - 5 実験値と計算値の比較

			HRPC15	HRPC16	HRPC17
梁主筋降伏強度	上端 kN	一段筋	234 (217)	242 (241)	293 (278)
		二段筋	249 (240)	256 (254)	303 (297)
	下端 kN	一段筋	214 (209)	222 (229)	274 (260)
		二段筋	230 (230)	241 (238)	279 (278)
梁圧壊強度*1 kN	上端	245 (243)	238 (245)	290 (291)	
	下端	236 (251)	244 (256)	291 (304)	
最大耐力*2 kN			452 (457)*3	457 (461)*3	542 (549)*3

()内は断面分割法による計算値

コアコンクリートをNewRCで提案されたコンファインドコンクリートとした。

*1: 梁のせん断力 *2: 柱のせん断力

*3: P-δ効果補正後の値

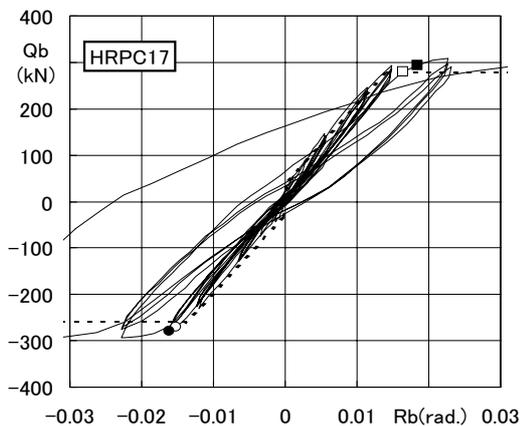
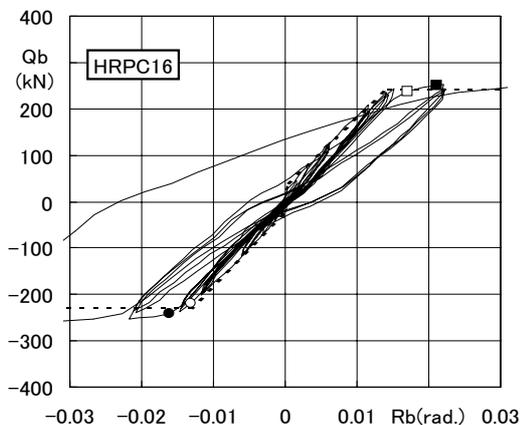
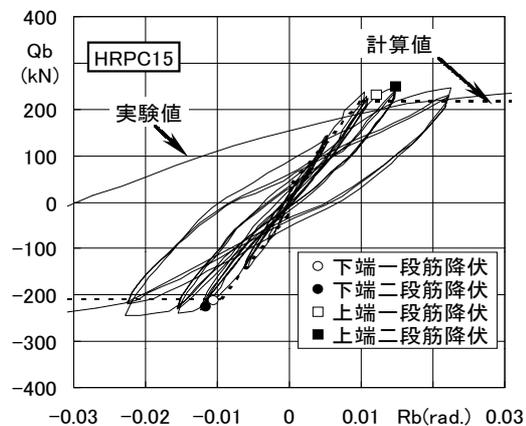


図 - 1 2 梁のせん断力と部材角の関係

交梁による拘束効果が認められたが、変形角1/20においては直交梁の有側の歪度が大きくなり、直交梁の拘束効果が失われたものと考えられる。

5.6 まとめ

各試験体とも梁の曲げ降伏によりメカニズムを形成し、1/20の変形角に至るまで耐力低下の少ない靱性に富む挙動を示した。

梁主筋の曲げ降伏強度、梁コンクリートの圧壊強度および最大耐力は、コンクリートのコンファインド効果を考慮した断面分割法によって適切に評価することができた。

梁部材の荷重変形関係の包絡線は、一段筋の降伏耐力と剛性低下率を用いて適切に評価できた。

柱梁接合部内で機械式継手を用いた本試験体の梁主筋は優れた付着性能を示した。

【参考文献】

- 1)平成4年度「構造性能分科会報告書」(財)国土開発技術研究センター
- 2)山内他「プレキャスト鉄筋コンクリート造柱部材に関する実験研究(その1,2)」建築学会大会梗概集1994年
- 3)竹中他「超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造の柱部材に関する実験研究(その1,2)」建築学会大会梗概集1996年
- 4)千葉他「プレキャスト鉄筋コンクリート造の柱梁部分架構に関する実験研究(その1~その7)」建築学会大会梗概集1993,1995,1996,1998

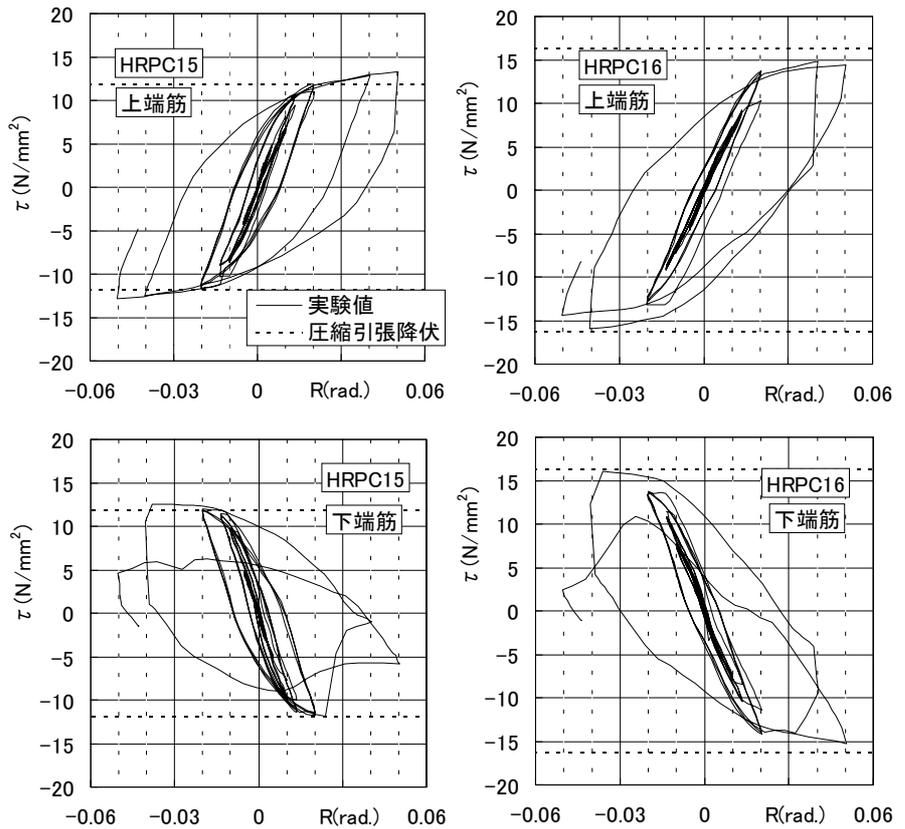


図 - 1 3 梁主筋の柱梁接合部内平均付着応力度と変形角の関係

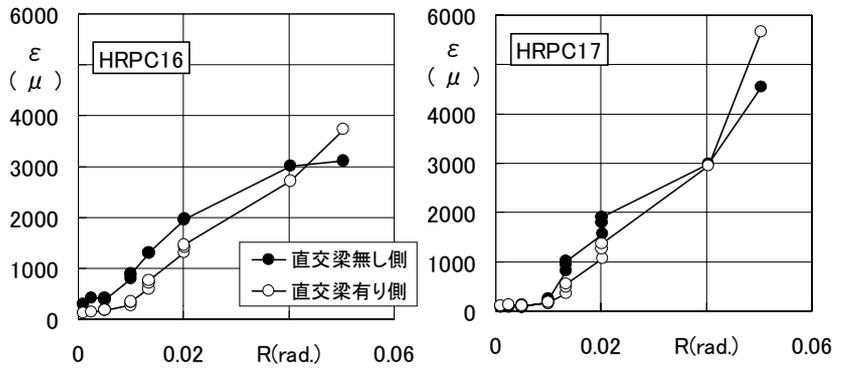


図 - 1 4 柱梁接合部内せん断補強筋の歪度と変形角の関係