

パネルゾーンにDFRCCを用いたPCa柱梁接合部の構造性能

STRUCTURAL PERFORMANCE OF PRECAST CONCRETE BEAM-COLUMN JOINTS USING DFRCC IN PANEL

佐野直哉 — * 1 金久保利之 — * 2
 八十島 章 — * 3 細矢 博 — * 4

Naoya SANO — * 1 Toshiyuki KANAKUBO — * 2
 Akira YASOJIMA — * 3 Hiroshi HOSOYA — * 4

キーワード：
 プレキャスト, 柱梁接合部, 繊維補強セメント複合材料, 加力実験, 構造性能

In this study, the loading test of precast concrete beam-column joints using DFRCC in joint panel is conducted to evaluate effect of preventing crack widening and structural performance of joint panel with DFRCC. The experiment factor is shear reinforcement arrangement in joint panel. The test results are compared with those of conventional concrete specimen with same reinforcement arrangement in previous experiments. From the experiment results, it can be recognized that DFRCC improves the shear performance of precast concrete beam-column joints and confinement effect of DFRCC is the same or higher than that of shear reinforcement.

Keywords:
 Precast, Beam-column joint, Fiber-reinforced cementitious composites, Loading test, Structural performance

1 はじめに

柱梁接合部のプレキャスト（以下、PCa）化では、施工の合理化が要求されており、既往の研究^{1),2),3)}において梁主筋の継手を梁端に設け、運搬性を向上させたPCa柱梁接合部の研究が行われている。提案されているPCa工法は、一体打ち工法と同等の構造性能を有することが確認されているが、パネルせん断余裕度が1.0近傍の場合では、梁曲げ降伏後にパネルのせん断破壊が生じ、大変形時には顕著なスリップ挙動を示し靱性能が乏しいことが確認されている。一方、靱性能を改善する材料として、セメント系材料に数mm～数十mmの長さの短繊維を混入させた高靱性繊維補強セメント複合材料（Ductile Fiber-Reinforced Cementitious Composites, 以下、DFRCC）に関する研究が近年盛んに行われている⁴⁾。DFRCCを梁部材に用いた曲げせん断実験では、コンクリートのみの試験体よりもせん断強度が向上することが確認されている⁵⁾。本研究ではDFRCCに着目し、PCa工法の打ち分けできる特徴を活かし、パネルゾーンにのみDFRCCを用いた柱梁接合部の構造実験を行い、耐

震性能向上効果について検討する。

2 実験概要

2.1 試験体

試験体諸元を表1に、試験体の配筋を図1に示す。また、DFRCCおよびコンクリートの調合を表2に、DFRCCに用いた繊維の諸元

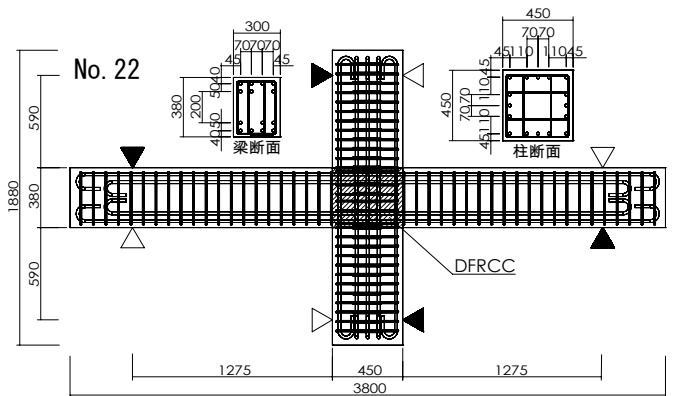


図1 試験体配筋 (No.22)

表1 試験体諸元

試験体名	工法	F_c (MPa)	パネルゾーン		柱				梁					
			使用材料	横補強筋		主筋		横補強筋		主筋		横補強筋		
			配筋	鋼種	配筋	鋼種	配筋	鋼種	軸力 (kN)	配筋	鋼種	配筋	鋼種	
No.15 ³⁾	一体打ち	30	普通RC	4-D6×6	SD295A	16-D19	SD345	4-D6@60	SD295A	304	7-D19	SD345	4-D6@80	SD785
No.22	PCa		DFRCC	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4-D6@60	SD295A
No.23														

表2 DFRCC およびコンクリートの調合

使用箇所	種類	設計強度 (MPa)	繊維体積混入率 (%)	単位量 (kg/m ³)						
				水	セメント	細骨材	粗骨材	フライアッシュ	繊維	混和剤
パネルゾーン	DFRCC	30	2.0	380	678	484	-	291	26	28.3
柱, 梁	普通RC	30	-	183	355	814	915	-	-	3.55

¹⁾ 筑波大学大学院システム情報工学研究科 大学院生 (〒305-8573 茨城県つくば市天王台1-1-1)

²⁾ 筑波大学システム情報工学研究科 准教授・博士 (工学)

³⁾ 筑波大学システム情報工学研究科 助教・博士 (工学)

⁴⁾ ㈱奥村組技術研究所 博士 (工学)

¹⁾ Graduate Student, GSSIE, Univ. of Tsukuba

²⁾ Assoc. Prof., GSSIE, Univ. of Tsukuba, Dr. Eng.

³⁾ Assistant Prof., GSSIE, Univ. of Tsukuba, Dr. Eng.

⁴⁾ Technical Research Institute, Okumura Corporation, Dr. Eng.

を表 3 に、コンクリートおよび DFRCC の材料試験結果を表 4 に、鉄筋の引張試験結果を表 5 に示す。本研究では、高層～超高層建築物の中層～上層階を対象とし、実部材の約 1/2 スケールの試験体で実験を行った。試験体数は 2 体で、梁断面 300mm×380mm、柱断面 450mm×450mm の十字形試験体であり、既往の研究におけるパネルせん断余裕度が 1.0 近傍で一体打ち工法の試験体 No.15³⁾を基準試験体とした。試験体 No.22 は試験体 No.15 と同配筋でパネルゾーンに DFRCC を用い、靱性能の向上を期待した試験体である。試験体 No.23 は柱と梁の配筋を試験体 No.22 と同一とし、パネルゾーンの横補強筋を除いた試験体であり、鉄筋が過密になりうるパネルゾーンの施工性改善を意図した試験体である。既往の研究⁴⁾において主筋継手およびシースを用いた PCa 工法の試験体と一体打ち工法の試験体は同等の構造性能であることが確認されていることから、本試験体ではパネルゾーンに DFRCC のみによる性能向上効果を検討するために、主筋継手やシースは設けていない。

2.2 加力・計測方法

試験体の加力は、柱の反曲点位置を油圧ジャッキで支持し、梁の反曲点位置に取り付けたアクチュエータで層間変形を制御して加力を行った。加力サイクルは、層間変形角で $R=\pm 1/400, \pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/67, \pm 1/50, \pm 1/33, \pm 1/25, \pm 1/20\text{rad}$ を各 2 回ずつ行い、その後 $R=1/14\text{rad}$ を 1 回行う正負交番漸増繰り返し加力である。変位計による計測位置を図 2～図 4 に示す。計測項目は梁入力せん断力、柱および梁の各部材変形、各部材の局部変形、主筋および横補強筋の歪である。

3 実験結果

3.1 梁せん断力-層間変形角関係および破壊状況

各試験体の梁せん断力-層間変形角関係 ($Q-R$ 関係) および $R=1/20\text{rad}$ 時の破壊状況を図 5 に示す。なお、図中の破線は ACI ストレスブロックを用いた断面解析による計算値である。試験体 No.22, No.23 とともに梁の曲げひび割れ、パネルゾーン内のせん断ひび割れ、柱の曲げひび割れと順次ひび割れが発生した。その後、梁主筋は梁端部で、柱主筋はパネルゾーン内で降伏し、梁端部で圧壊が発生した後に最大耐力に達した。また、両試験体ともにパネルゾーンに微細なひび割れが多数発生し、普通コンクリートを用いた試験体 No.15 と比較して、パネルゾーン内のせん断ひび割れ幅の拡大が抑制されていた。試験体 No.22 は層間変形角 $R=1/20\text{rad}$ 以降に梁主筋の抜け出しによるスリップ性状が若干みられたが、梁端コンクリートの曲げ圧壊が支配的になって破壊に至ったため、最終的な破壊形式は梁曲げ降伏後の梁曲げ破壊 (B) と判断した。また、試験体 No.23 は試験体 No.22 と比較してパネルゾーン内のひび割れ幅の拡大がみられ、梁主筋の抜け出しによるスリップ性状も顕著になったため、最終破壊形式は梁曲げ降伏後の梁主筋抜け出し破壊 (BS) と判断した。試験体 No.15 の最終破壊形式³⁾は梁曲げ降伏後のパネルせん断破壊 (BJ) であったことから、パネルゾーンに DFRCC を用いることで接合部の損傷抑制が可能であることが確認された。最大荷重については、試験体 No.22 が 187kN、試験体 No.23 が 184kN になり、両試験体ともに梁の曲げ降伏が先行したことから同等の耐力であり、ACI ストレスブロックを用いた断面解析⁵⁾による計算値で評価可能であった。また、両試験体ともに最大耐力以降の荷重低

表 3 繊維諸元

繊維	繊維長 (mm)	繊維径 (mm)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
PVA	12.0	0.10	1200	28

表 4 コンクリートおよび DFRCC の材料試験結果

使用材料	試験体名	使用部材	圧縮強度 (MPa)	割裂強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)
普通コンクリート	No.15	梁, 下柱, パネルゾーン	35.6	2.59	28.4
		上柱	39.2	2.84	30.6
	No.22, No.23	梁, 柱	40.4	2.94	28.2
DFRCC	No.22, No.23	パネルゾーン	53.5	-	16.1

表 5 鉄筋引張試験結果

鋼種	呼び名	試験体名	使用箇所	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	降伏歪 (%)
SD345	D19	No.15	梁, 柱主筋	391	564	189	0.207
		No.22, No.23	梁, 柱主筋	371	548	195	0.190
SD295A	D6	No.15	柱横補強筋	371	504	200	0.185
SD785			梁横補強筋	1019	1217	181	0.564
SD295A		No.22, No.23	梁, 柱横補強筋	344	523	197	0.174

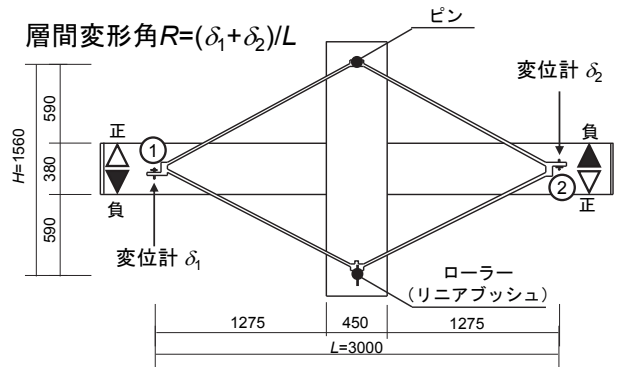


図 2 全体変形の計測

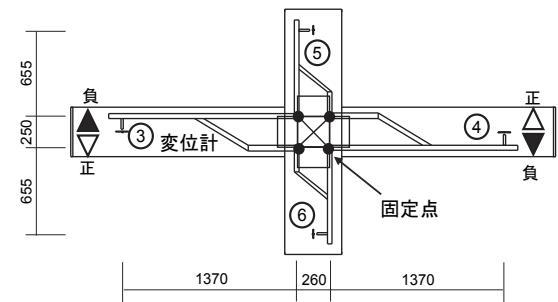


図 3 部材変形の計測

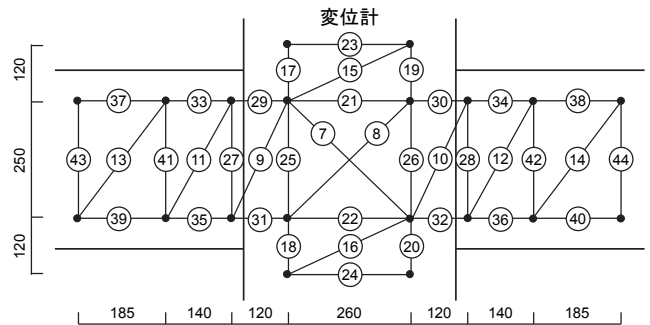


図 4 局部変形の計測

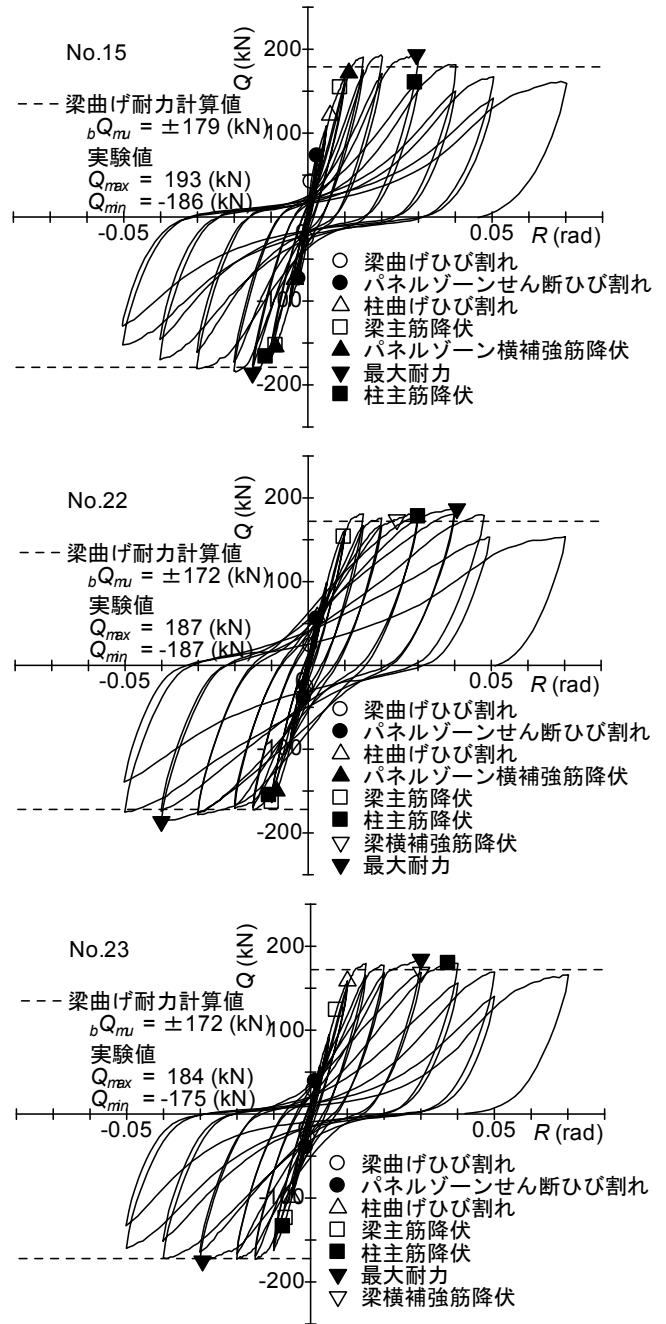
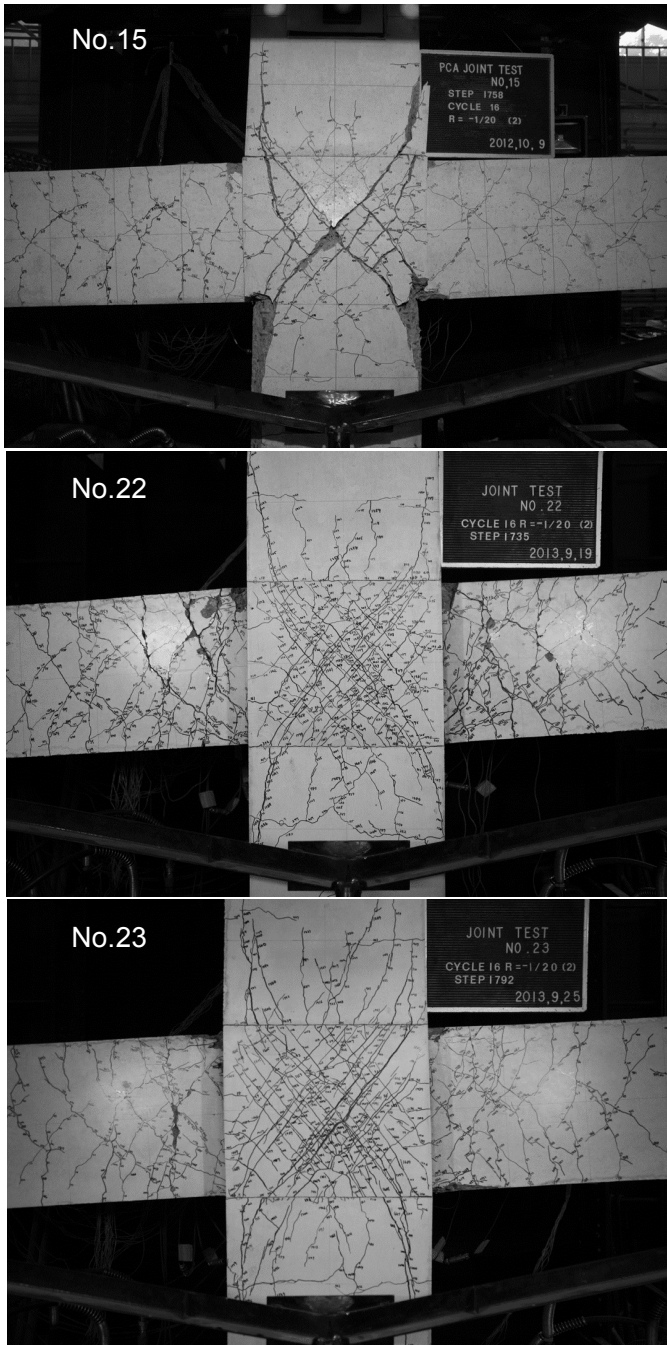


図5 Q-R関係および破壊状況

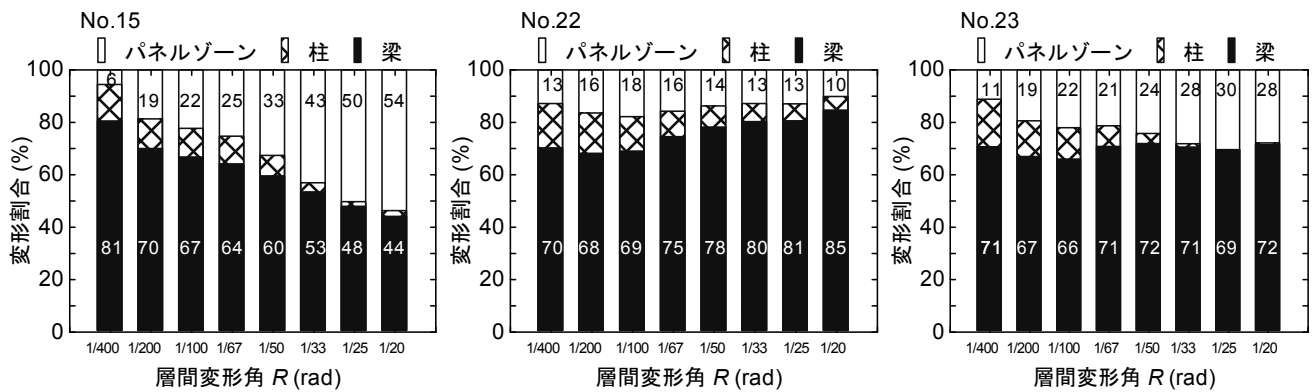


図6 各部位変形割合

下が小さく、十分な変形性能を有していることが確認され、試験体 No.22 の履歴性状は、試験体 No.15 および No.23 よりも靱性能に富んだ紡錘型であった。

3.2 各部材変形量

全体変形に対する梁、柱およびパネルゾーンの変形割合を図 6 に示す。試験体 No.22, No.23 ともに層間変形角 $R=1/100\text{rad}$ までは同様の変形割合を示し、梁の変形割合が支配的であった。試験体 No.22 はパネルゾーンの DFRCC の効果でひび割れの拡大が抑制されていたため、層間変形角 $R=1/100\text{rad}$ 以降もパネルゾーンの変形割合は変わらず、梁の変形割合が増大した。試験体 No.23 は梁主筋の抜け出しの発生とパネルゾーンのひび割れ拡大により、層間変形角 $R=1/100\text{rad}$ 以降において梁の変形割合が増大せずにパネルゾーンの変形割合が大きくなった。試験体 No.15 の変形割合と試験体 No.22 および No.23 を比較すると、層間変形角 $R=1/100\text{rad}$ 以降における梁およびパネルゾーンの変形割合が異なっており、DFRCC を用いた試験体はパネルゾーンの変形割合が顕著に小さくなった。

3.3 ひび割れ本数およびひび割れ幅

各層間変形角の正側加力 1 回目において、パネルゾーンの変位計測区間に生じたひび割れ本数を表 6 に示す。また、正側加力における各サイクルのピーク時および $Q=0\text{kN}$ に除荷した時の平均ひび割れ幅および最大ひび割れ幅と層間変形角の関係を図 7 に示す。平均ひび割れ幅はパネルゾーンに設置した対角方向の変位計の測定値を計測区間に生じたひび割れ本数で除した値であり、最大ひび割れ幅はクラックスケールで計測したひび割れ幅の最大値である。パネルゾーンに普通コンクリートを用いた試験体 No.15 と DFRCC を用いた試験体 No.22 および No.23 を比較すると、試験体 No.15 は層間変形角の増大に伴い 1 本のひび割れが拡大したが、試験体 No.22 および No.23 は複数の細かなひび割れが発生し、層間変形角 $R=1/50\text{rad}$ 時のひび割れ本数は試験体 No.15 の 2 倍程度になった。DFRCC を用いた試験体では、ひび割れ発生時に繊維が架橋し、十分な繊維架橋力を発揮したためにひび割れ幅の抑制効果が発揮され、複数ひび割れが発生したと考えられる。また、パネルゾーンに横補強筋を配した試験体 No.22 と横補強筋のない試験体 No.23 では、ひび割れ本数についてほとんど差はなかった。

3.4 等価粘性減衰定数

各試験体の等価粘性減衰定数の推移を図 8 に示す。図中には等価線形化法における剛性低下型復元力モデルを用いた等価粘性減衰定数の式 (1) による計算値 η を併記する。なお、降伏変形角は荷重-変形関係をトリリニアモデルと想定して算出した値である³⁾。試験体 No.22 の 2 サイクル目の等価粘性減衰定数は、層間変形角 $R=1/20\text{rad}$ まで計算値を上回り、試験体 No.15 よりも明らかに大きくなっており、DFRCC による靱性能の向上が確かめられた。試験体 No.22 と試験体 No.23 を比較すると、層間変形角 $R=1/67\text{rad}$ まで同程度であるが、それ以降の層間変形角では、横補強筋による拘束効果や梁主筋抜け出しの発生の違いにより、試験体 No.23 は No.22 よりも小さくなった。試験体 No.23 の 2 サイクル目の等価粘性減衰定数は、層間変形角 $R=1/33\text{rad}$ まで計算値を上回り、層間変形角 $R=1/25\text{rad}$ まで試験体 No.15 より大きくなったが、層間変形角 $R=1/25\text{rad}$ 以降においてパネルゾーンのひび割れの拡大および梁主筋の抜け出しによるスリップ性状の影響により等価粘性減衰定数が

急激に低下し、最終的に試験体 No.15 と同程度になった。

$$c h_{eq} = \frac{1}{\pi} \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (1)$$

ここで、 μ : 塑性率 ($= R/R_y$)

R_y : 降伏変形角

4 DFRCC による接合部せん断補強効果

4.1 繊維負担せん断力の導出方法

繊維負担せん断力の導出過程を図 9 に示す。パネルゾーンに発生したせん断ひび割れ面では、垂直応力(引張応力)とせん断応力が同時に作用する二軸応力状態と考えられるが、簡略的に DFRCC の繊維負担せん断力を導出することを考慮し、本報告ではせん断ずれを無視し、ひび割れ幅と引張主歪が同じ方向に生じていると仮定して、繊維の引張応力を算出した。また、接合部のひび割れは、主にパネルゾーンに設置した対角方向の変位計の計測区間内で発生しており、対角の変位計測方向と直交する方向(約 45 度方向)に生じ

表 6 パネルゾーンのひび割れ本数

試験体名	パネルゾーン	層間変形角 $R(\text{rad})$							
		1/400	1/200	1/100	1/67	1/50	1/33	1/25	1/20
No.15	普通 RC	2	3	3	5	6	8	10	10
No.22	DFRCC	3	4	9	11	13	14	17	18
No.23		3	4	8	10	11	12	14	17

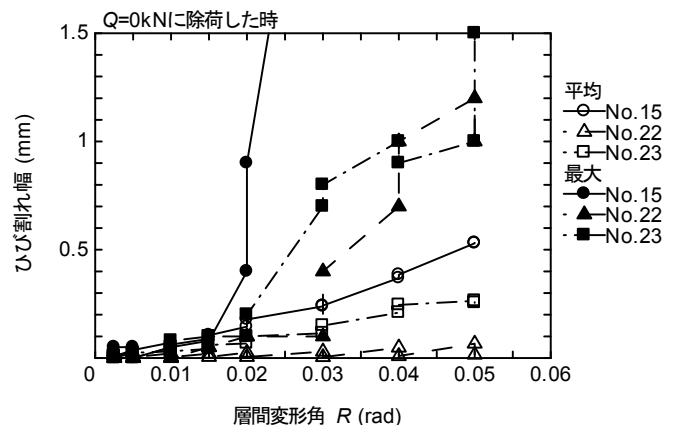
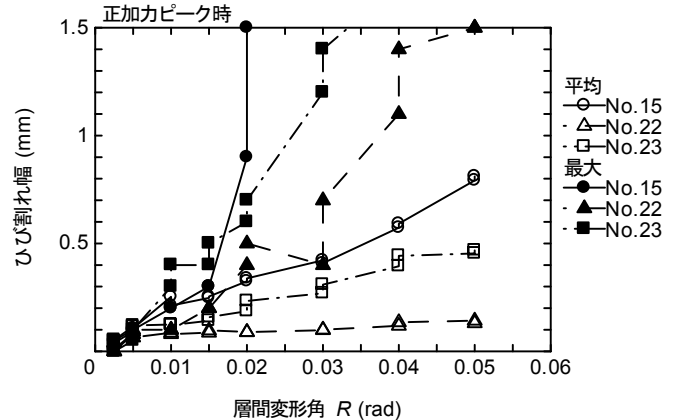


図 7 パネルゾーンのひび割れ幅の推移

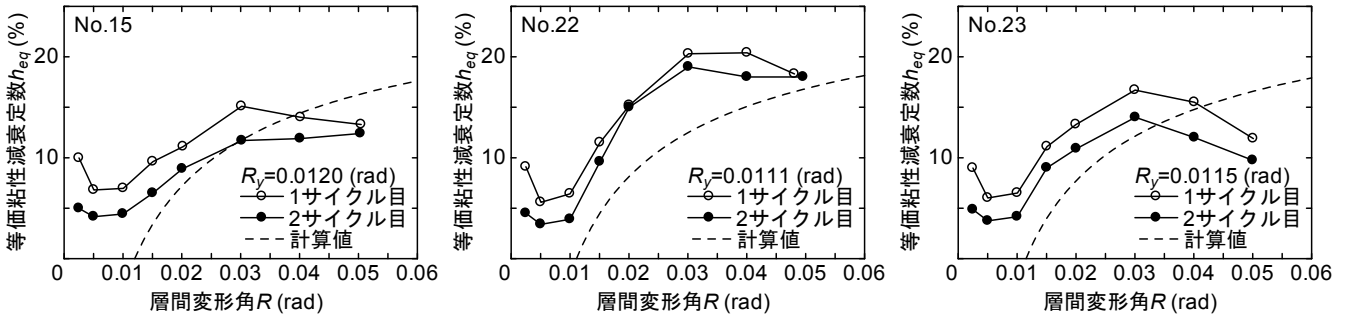


図8 等価粘性減衰定数

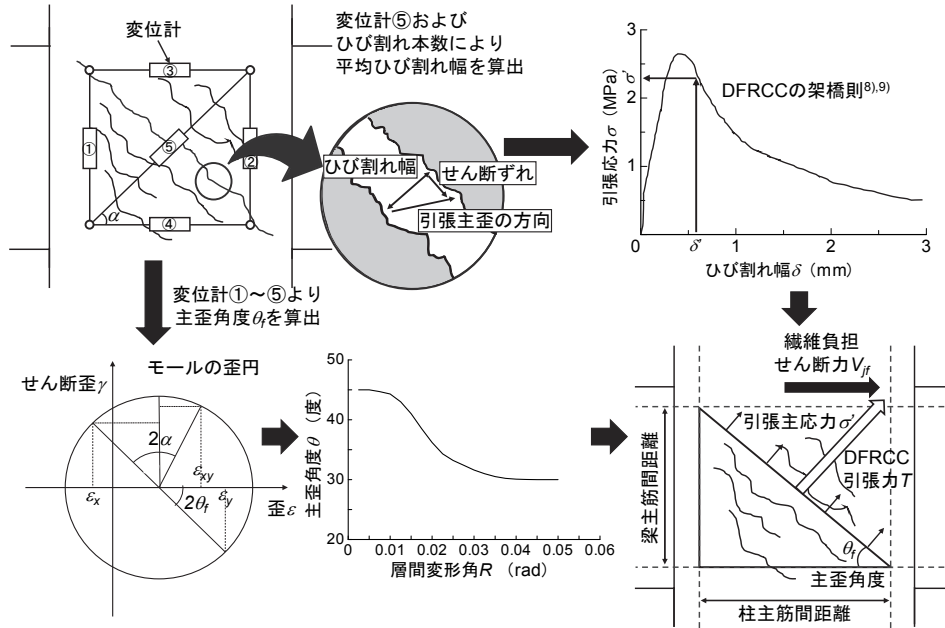


図9 繊維負担せん断力導出方法

ていたことから、対角方向の変位計の値を計測区間内のひび割れ本数で除した平均ひび割れ幅をDFRCCのひび割れ1本あたりのひび割れ幅とした。さらに、DFRCCのひび割れ幅から繊維の引張応力を求めるために、既往の研究で提案された繊維の架橋則⁹⁾を用いて、各層間変形角での平均ひび割れ幅に対する引張応力を算出した。次に、繊維の引張応力を引張力に換算するために、引張主歪の角度 θ_f をパネルゾーンに設置した変位計より、モールの歪円 (ϵ_x : 水平方向の平均歪, ϵ_y : 鉛直方向の平均歪, ϵ_{xy} : 対角方向の歪, α : 変位計の設置角度) に基づいて求め、梁および柱の主筋間領域で繊維の引張応力が一様に発揮されていると仮定し、引張応力に引張主歪方向の断面積を乗じることで引張力を導出した。これより、繊維が負担するパネルせん断力をDFRCCの引張力の分力として導出した。

4.2 架橋則

ひび割れを架橋する繊維の引張力の総和とひび割れ幅の関係は架橋則と呼ばれており、PVAなどの有機繊維の場合、単繊維の引抜性状に繊維配向角によるスナッピング効果や繊維の有効破断強度を考慮して構築されている^{9),10)}。ひび割れ面を架橋する各単繊維について単繊維引抜モデルを適用し、繊維配向角分布に基づいた単繊維の引抜荷重の総和を次式で求めている。本研究では、DFRCCの繊維の配向性をランダムと仮定して図10に示す引張応力とひび割れ幅の

関係を求めた。

$$\sigma(\delta) = \frac{V_f}{A_f} \sum_h \sum_i \sum_j P_{ij}(\delta, \psi) p_{xy}(\theta_i) p_{zx}(\phi_j) p_x(y_h, z_h) \Delta\theta \cdot \Delta\phi \cdot \Delta y \cdot \Delta z \quad (2)$$

ここで、

V_f : 繊維体積混入率

A_f : 繊維断面積

ψ : ひび割れ面に対する繊維配向角

θ, ϕ : 軸方向に平行な面に対して ψ を投影した配向角

P_{ij} : 単繊維の引抜力

p_{xy}, p_{zx} : 繊維配向角分布を表す確率密度関数⁹⁾

(本研究では、ランダムと仮定)

p_x : ひび割れ面法線方向の繊維分布を表す確率密度関数

(本研究では、ランダムと仮定)

4.3 主歪角度および繊維負担パネルせん断力

パネルゾーンに設置した変位計とモールの歪円より求めた引張主歪の角度と層間変形角の関係を図11に示す。また、前節の方法で導出した両試験体におけるDFRCCの繊維が負担するパネルせん断力と層間変形角の関係を図12に示す。

試験体 No.22 および No.23 の主歪角度は、梁主筋が降伏した層間変形角 $R=1/100\text{rad}$ まではおおむね 45 度であるが、層間変形が進むにつれて主歪角度が小さくなり、パネルゾーンのせん断ひび割れの拡大がみられた試験体 No.23 では層間変形角 $R=1/20\text{rad}$ で 30 度程度になった。試験体 No.23 の繊維負担パネルせん断力は、層間変形角 $R=1/67\text{rad}$ 程度から顕著に大きくなり、層間変形角 $R=1/33\text{rad}$ 時に最大せん断力 450kN 程度に達しており、その後は緩やかに低下した。層間変形角 $R=1/33\text{rad}$ 時には、柱梁接合部の梁入力せん断力および等価粘性減衰定数も最大になっており、パネルゾーンの DFRCC によるひび割れ抑制効果が柱梁接合部の構造性能向上に対して有効に寄与したことがうかがえる。一方、試験体 No.22 の繊維負担のパネルせん断力は、層間変形角 $R=1/100\text{rad}$ から徐々に増大し、層間変形角 $R=1/20\text{rad}$ 時でも 300kN 程度であった。これは、横補強筋の拘束によりパネルゾーンのひび割れが抑制され、繊維の架橋効果が最大限に発揮される前に梁端コンクリートの圧壊が生じたためと考えられ、最大耐力以降も等価粘性減衰定数が顕著に低下してないことを考慮すると、DFRCC が負担できるパネルせん断力には余裕があったと思われる。

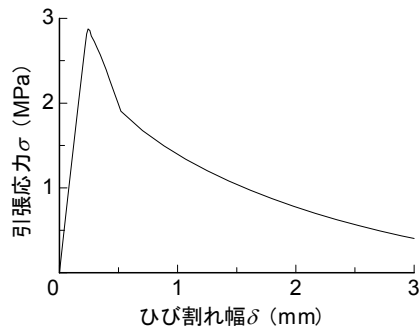


図 10 DFRCC の架橋則

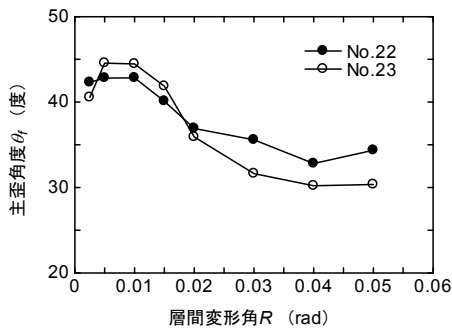


図 11 主歪角度

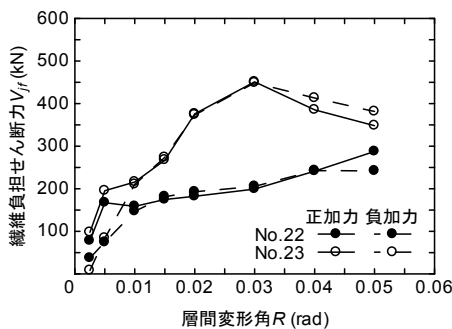


図 12 繊維負担せん断力

5 まとめ

本研究では、PCa 工法の打ち分けできる特徴を活かし、ひび割れ抑制効果のある DFRCC をパネルゾーンのみを用いた PCa 柱梁接合部の実験を行い、構造性能の向上について検討した。以下に得られた知見を示す。

- (1) パネルゾーンに DFRCC を用いた試験体は、横補強筋の有無に関わらず梁曲げ降伏が先行する破壊形式であった。最終破壊形式は、パネルゾーンに横補強筋を配した試験体 No.22 は梁曲げ降伏後の梁曲げ破壊 (B)、パネルゾーンの横補強筋を除いた試験体 No.23 は梁曲げ降伏後の梁主筋抜け出し破壊 (BS) であった。
- (2) DFRCC を用いた試験体は、等価粘性減衰定数の改善が期待でき、最大耐力以降の荷重低下が小さく、十分な変形性能を有していることが確認された。最大荷重は ACI ストレスブロックを用いた断面解析により安全側に評価可能であった。
- (3) DFRCC を用いた試験体のパネルゾーンのひび割れ性状は、普通コンクリートを用いた試験体よりもひび割れの本数が増大し、複数の細かなひび割れが分散することでパネルゾーンの損傷が抑制されていた。
- (4) 繊維の負担するパネルせん断力をひび割れ幅、主歪角度、繊維の架橋則に基づいて算出し、DFRCC を用いたパネルゾーンはせん断に対して十分に余裕があったことを確認した。

参考文献

- 1) 細矢博, 松本匡史, 金久保利之, 八十島章: プレキャスト柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会技術報告集, Vol.18, No.39, pp.529~534, 2012.6
- 2) 細矢博, 松本匡史, 金久保利之, 八十島章: プレキャスト柱梁接合部の加力実験による構造性能の検討, 日本建築学会技術報告集, Vol.18, No.40, pp.907~912, 2012.10
- 3) 細矢博, 木村太一, 金久保利之, 八十島章: 加力実験によるプレキャスト柱梁接合部の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会技術報告集, Vol.19, No.43, pp.917~922, 2013.10
- 4) 日本コンクリート工学会: 繊維補強セメント系複合材料の新しい利用方法に関するシンポジウム, 2012.9
- 5) 清水克将, 金久保利之, 関田徹志, 永井寛: PVA-ECC のひび割れ面でのせん断伝達機構と部材のせん断耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 619 号, pp.133~139, 2007.9
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999.8
- 7) 柴田明徳: 最新 耐震構造解析 第 2 版, 森北出版株式会社, pp.127~129, 2003.5
- 8) 浅野浩平, 金久保利之: HPRCC における繊維の配向性が引張性状に及ぼす影響 繊維配向角分布の評価と曲げ性状における寸法効果, 日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.692, pp.1673~1678, 2013.10
- 9) 浅野浩平, 金久保利之: 高性能繊維補強セメント複合材料における繊維配向性を考慮した架橋則に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.185~186, 2014.

[2015 年 6 月 3 日原稿受理 2015 年 8 月 25 日採用決定]