

論文 200N/mm² 級超高強度繊維補強コンクリートを用いた柱梁接合部の復元力特性に関する実験的研究

上甲 尚典^{*1}・菅野 俊介^{*2}・木村 秀樹^{*3}・白井 一義^{*4}

要旨：本研究は、200N/mm² 級の超高強度コンクリートの建築構造物への適用を目的としており、本報ではRPC（反応性粉体セメント質複合材）を利用した柱梁接合部の復元力特性試験結果について報告する。鋼繊維の有無と梁主筋の定着長さを実験因子とした実験により、最大耐力が鋼繊維無混入の試験体は靱性保証型設計指針による評価式に沿った値となり、鋼繊維混入の試験体は繊維の効果により評価式を大幅に上回ることを確認した。

キーワード：RPC，高強度，柱梁接合部，復元力特性，鋼繊維

1. はじめに

近年、100N/mm² 級の圧縮強度を持つ高強度コンクリートを用いた建物が建設されるようになったが、本研究ではさらなる高層化、また大スパン、自由な空間の創造のために、200N/mm² 級の圧縮強度を持つRPC（Reactive Powder Composite，反応性粉体セメント質複合材）を用いた部材の建築構造物への適用性を検討することを目的としており、これまでに、RPCの素材特性試験、中心圧縮試験、柱の復元力特性試験を行ってきた。本報ではRPCを用いた柱梁接合部の復元力特性に関する実験について報告する。

なお、ここで用いるRPCは、セメント、減水剤、珪石質微粉末、細骨材、及び短繊維を主な構成成分としており、短繊維には靱性の付与を目的とする、直径0.2mm、長さ15mmの鋼繊維を使用した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体は、柱・梁接合部内の梁主筋の定着長さが主筋径の17倍を表す17dで420mm×420mmの正方形断面の柱と、梁幅340mm、梁せい500mm

の断面の梁で成る接合部試験体を鋼繊維混入と無混入それぞれ一体ずつ、また埋め込み長さ14dで350mm×350mmの正方形断面の柱と、梁幅280mm、梁せい330mmの断面の梁で成る接合部試験体を鋼繊維混入と無混入それぞれ一体ずつとする。また実験因子は梁主筋の定着長さおよび鋼繊維の有無とする。試験体名はJ14FMを例にとると、梁主筋の定着長さが14dで鋼繊維混入の接合部試験体であることを表す。試験体の柱、梁コンクリートは別打ちで、打ち継ぎ面にはせん断抵抗を意図したコッターを配した。NFは鋼繊維無混入を表す。試験体一覧を表-1、試験体配筋図を図-1に示す。

試験体の耐力は、梁の耐力に対して柱の耐力が上回るように設計し、下式(1)の接合部のせん断耐力と下式(2)、(3)の梁降伏型の接合部設計用せん断力をほぼ同程度にすることによって、梁の曲げ破壊と接合部のせん断破壊が共に起こることを意図する。試験体設計耐力一覧を表-2に示す。また、靱性保証型設計指針による式(4)を満たすものと満たさないものとして17シリーズと14シリーズを設計した。

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad (1)$$

*1 広島大学大学院 工学研究科 (正会員)

*2 広島大学大学院教授 工学研究科 工博 (正会員)

*3 榊竹中工務店技術研究所 建設技術開発部 主任研究員 工博 (正会員)

*4 太平洋セメント株式会社 中央研究所 RPC 設計開発グループ 工博 (正会員)

κ : 接合部の形状による係数 十字型接合部では $\kappa = 1.0$
 ϕ : 直交梁の有無による補正係数
 両側直交梁付き接合部の場合では $\phi = 1.0$
 F_j : 接合部のせん断強度の基準値 $F_j = 0.8 \times \sigma_B^{0.7}$
 σ_B : 接合部コンクリートの圧縮強度
 b_j : 接合部の有効幅 $b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2}$ b_b : 梁幅
 b_{a1} : $b_j/2$ または $D/4$ のうち最小値
 b_i : 梁側面から平行する柱断面までの長さ
 D : 柱せい D_j : 柱せいまたは 90 度折り曲げ筋水平投影長さ

$$V_j = T + T' - V_c \quad (2)$$

$$V_c = \frac{2}{L_c + L_c'} \cdot \frac{M_b \cdot L_b}{L + M_b' \cdot L_b' / L'} \quad (3)$$

M_b, M_b' : 左右の梁端部モーメント L_c, L_c' : 上下の柱の長さ
 L_b, L_b' : 左右の梁スパン長さ L, L' : 左右の梁の内法長さ

$$\frac{d_b}{D} = \frac{6}{1 + \gamma} \left(1 + \frac{\sigma_0}{\sigma_B} \right) \frac{\sigma_B^{2/3}}{\sigma_{yy}} \quad (4)$$

d_b : 梁主筋径
 D : 柱せい
 γ : 複筋比 ($\gamma = 1.0$)
 σ_0/σ_B : 応力度比 一般的な内柱を想定して $\sigma_0/\sigma_B = 0.2$
 σ_B : コンクリート圧縮強度
 σ_{yy} : 主筋の上限用強度 ($\sigma_{yy} = 1.25\sigma_y$: 鉄筋の信頼強度)

2.2 試験体の製作方法

RPC を構成する材料はセメント、石英質微粉末、珪砂などをあらかじめ混合したプレミックス粉体、高性能専用減水剤、鋼繊維であり、所定の強度発現の条件として、打設後 48 時間の湿潤養生の後、更に 90℃の蒸気で 48 時間養生することが不可欠である。RPC の材料特性を表-3 に示す。

使用した鉄筋は、柱主筋に D29-SD980 を 17 シリーズの試験体に 16 本、14 シリーズの試験体に 12 本、梁主筋に D25-SD685 を 17 シリーズの

試験体に 16 本、14 シリーズの試験体に 10 本となっており、横補強筋として柱に D8-SD785、梁に D6-SD685 を全て 80mm の間隔で配筋した。使用鉄筋の機械的性質を表-4 に示す。

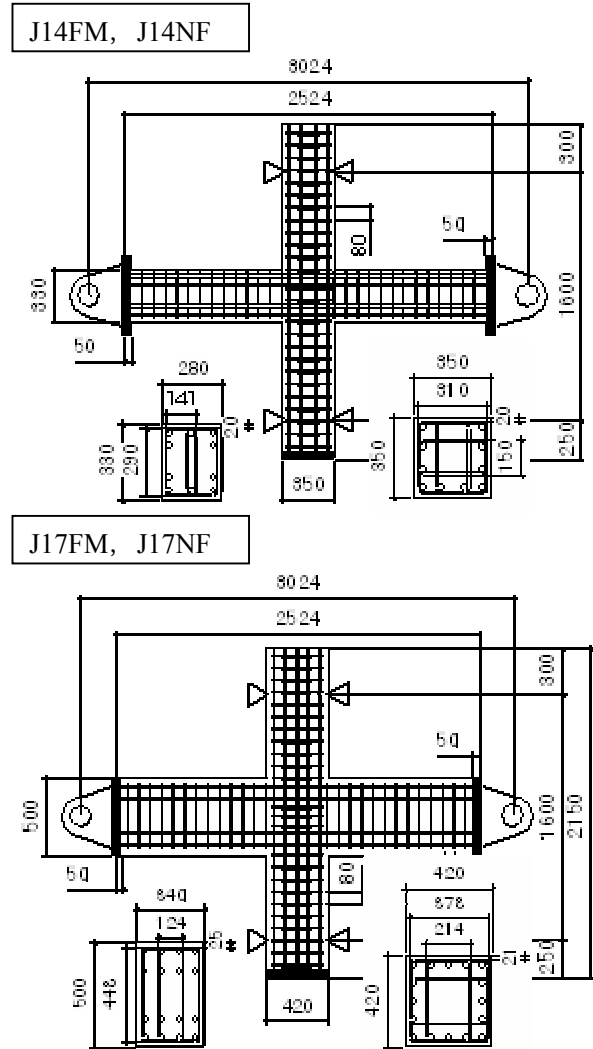


図-1 試験体配筋図

表-1 試験体一覧

	鋼繊維		柱					梁				
	有無	混入量 (%)	柱幅 (mm)	柱せい (mm)	横補強筋 間隔 (mm)	横補強筋比 $c_p w$ (%)	引張鉄筋比 $c_p t$ (%)	梁幅 (mm)	梁せい (mm)	横補強筋 間隔 (mm)	横補強筋比 $b_p w$ (%)	引張鉄筋比 $b_p t$ (%)
J17FM	有	2	420	420	80	1.02	1.82	340	500	80	0.47	2.39
J17NF	無	-										
J14FM	有	2	350	350		1.10	3.34	280	330		0.57	2.74
J14NF	無	-										

表-2 試験体設計耐力一覧

	接合部		梁				柱				$c M_u / b M_u$
	せん断強度 V_{ju} (kN)	梁降伏型 接合部設計用 せん断力 V_j (kN)	終局曲げ モーメント $b M_u$ (kN·m)	曲げ終局 強度時 せん断力 $b V_u$ (kN)	せん断 信頼強度 $b V_u$ (kN)	せん断 余裕度 $b V_u / b Q_{mu}$	終局曲げ モーメント $c M_u$ (kN·m)	曲げ終局 強度時 せん断力 $c V_u$ (kN)	せん断 信頼強度 $c V_u$ (kN)	せん断 余裕度 $c V_u / c Q_{mu}$	
J17FM, J17NF	4429	4448	812	537	862	1.61	991	1239	1621	1.31	1.22
J14FM, J14NF	3059	3083	373	246	509	2.07	692	865	1281	1.48	1.86

2.3 加力方法

加力は試験体固定のために柱に 50kN 程度の軸力に、梁両端に固定した 1000kN 級の油圧ジャッキを用いて正負交番繰り返しせん断力を载荷し、载荷履歴は層間変形角±0.1, 0.2, 0.33, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0%で2サイクルを原則とした。後の変形角は全て層間変形角とする

3. 実験結果

3.1 破壊形式

表-3 RPC 材料特性

部位	荷重 (kN)	強度 (N/mm ²)	フロー (mm)	練上り温度 (°C)
柱(NF)	1427	181.7	277×275	36.1
柱(FM)	1613	205.7	270×268	37.3
梁(NF)	1496	190.5	256×243	37.8
梁(FM)	1657	210.9	246×240	38.8

表-4 鉄筋の機械的性質

鉄筋種類	鉄筋径	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)	引張強度 (N/mm ²)	破断伸び (%)	ヤング係数 (kN/mm ²)
SD980	D29	1049.2	-	1075.2	12.2	-
SD685	D25	707.2	4786	945.9	11.4	178.6
	D6	674.1	3688	877.8	-	182.8
SD785	D8	1056.6	7039	1194.3	8.9	182.4

図-2 に変形角 20/1000rad.時の試験体の破壊状況を示す。本実験における梁の曲げ降伏を B_y 、接合部内の横補強筋降伏を J_y 、接合部パネルのせん断破壊を J と定義し、これらが発生した順序を明記することにより破壊形式とする。

3.2 破壊経過

i) J14 シリーズ

J14FM 試験体は、変形角 0.33%で接合部にせん断ひび割れが発生し、変形角 3.0%で梁主筋が降伏し、次のサイクルで接合部内の横補強筋が降伏した。その後急激に接合部のせん断ひび割れ

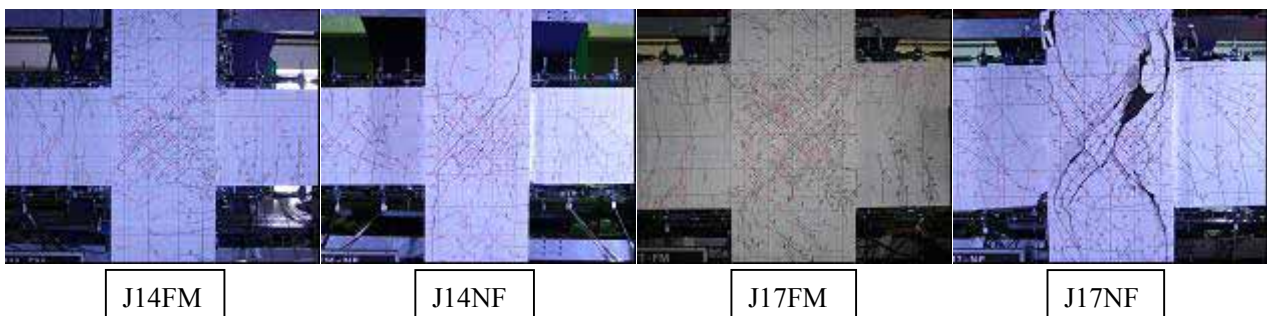


図-2 変形角 20/1000rad. における破壊状況

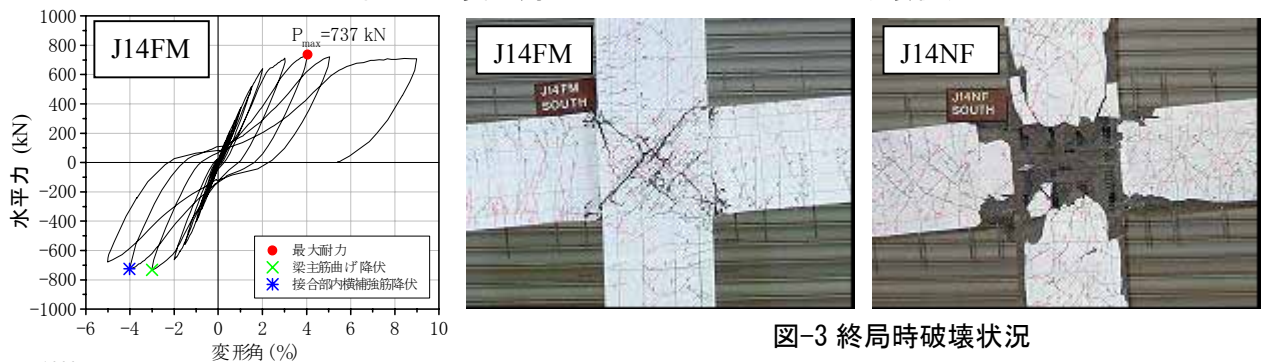


図-3 終局時破壊状況

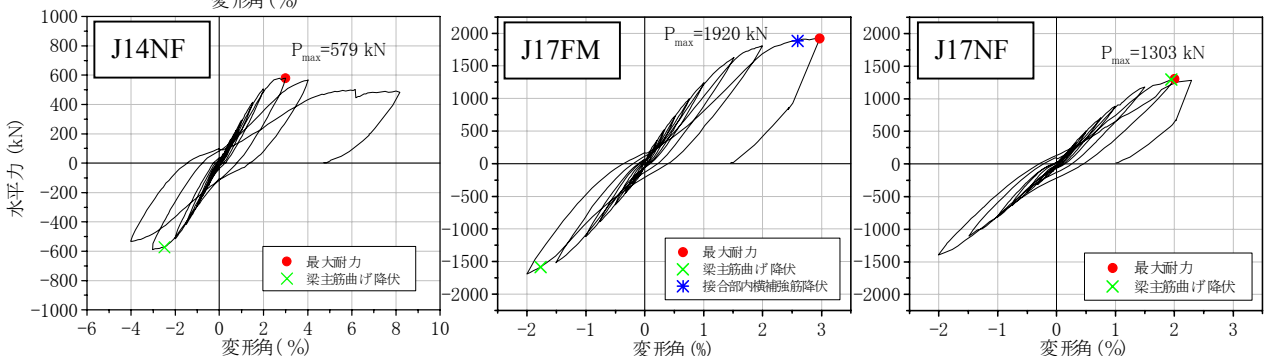


図-4 水平力-変形角関係

表-5 試験体耐力一覧

	計算値	実験値						
	曲げ終局強度時層せん断力 bQ_{mu} (kN)	最大耐力 P_{max} (kN)	P_{max}/bQ_{mu}	限界変形角 R_u (%)	接合部せん断応力度 ¹⁾			破壊形式 ^{*4}
					計算値 τ_p^{*3} (N/mm ²)	実験値 τ_p^{*2} (N/mm ²)	実験値/計算値	
J14FM	483	737	1.53	8.99	33.92	45.53	1.34	B _y -J _y -J
J14NF	474	579	1.22	8.17	33.92	35.77	1.05	B _y -J _y -J
J17FM	1052	1919	1.82	*1	23.21	39.31	1.69	B _y -J _y -J
J17NF	1032	1303	1.26	*1	23.21	26.69	1.15	B _y -J _y -J

*1)最大耐力までの載荷しか終了していないため限界変形角は未確認 *4) By: 梁主筋の曲げ降伏, J_y: 接合部内横補強筋の降伏, J: 接合部せん断圧縮破壊

*2) $\tau_p = \frac{\sum M_B}{(1+\xi) \cdot V_c} \quad M_B = Q \cdot \frac{H}{L} \cdot l \quad V_c: \text{パネルの有効体積}(=t_p \cdot j_b \cdot j_c)$

*3) 1)で $M_B = 0.9 \cdot a_f \cdot \sigma_f \cdot d$

が進展し、パネルがせん断圧縮破壊した(B_y-J_y-J)。その後変形角 5.0%まで水平力をかけても終局に至らなかったため、一方向載荷により終局まで加力し、載荷を終了した。このとき変形角は 9.0%だった。

J14FM と同寸法で鋼繊維無混入の J14NF は変形角 1.5%で接合部パネル端部および梁端部に圧壊が生じ、3.0%で梁主筋が曲げ降伏した。4.0%を超えると接合部内の損傷が激しくなり、ゲージが破損しているため、その後の接合部内の横補強筋のひずみは未確認であるが、接合部の損傷は J14FM よりも激しいため、接合部内の横補強筋も降伏していると推定される(B_y-J_y-J)。また、この試験体も変形角 5.0%までの載荷で終局に至らなかったため、一方向載荷により終局まで加力し、載荷を終了した。このとき変形角は 8.1%で、接合部パネルにおけるカバーコンクリートの多くが剥落していた。図-3 に試験体 J14FM と J14NF の終局状態を示す。

ii) J17 シリーズ

J17FM は変形角 2.0%で梁が曲げ降伏、直後の変形角-2.0%で接合部内の横補強筋が降伏した。その後接合部のひび割れが多く新規発生し、接合部がせん断圧縮破壊を起こした(B_y-J_y-J)。

J17NF は変形角 0.75%で梁端部に圧壊が発生し、この試験体も鋼繊維無混入により接合部パネルの損傷が激しいため、接合部内の横補強筋のゲージは破損し未確認であるが横補強筋は降伏していると推定すると、変形角 1.5%で接合部内の横補強筋が降伏し、その後パネル部分のカバーコンクリートが激しく剥落しはじめた(B_y-J_y-J)。

結果、全ての試験体が B_y-J_y-J 型の破壊形式で

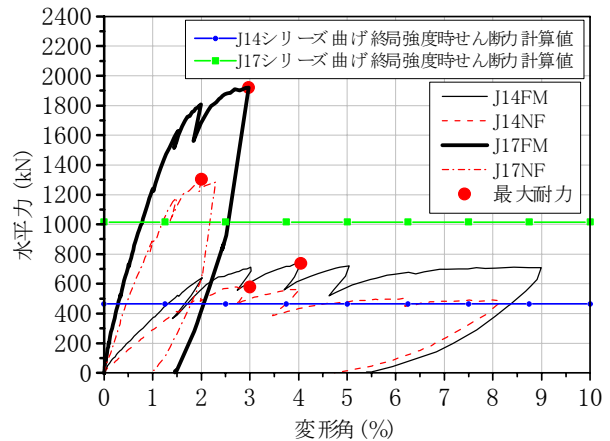


図-5 包絡線による最大耐力と計算値の比較

あった。J17FM と J17NF は、それぞれ変形角 30/1000rad.へ至る載荷中に梁端の加力点鋼板と梁主筋の溶接部が破壊したため、載荷を終了した。この時の梁、パネルの損傷状況、鉄筋のひずみ等から、両試験体とも最大耐力に達したと推定されるので、この時の荷重を後述の最大耐力の検討に用いた。両試験体とも、溶接部を補強して再載荷する予定である。図-4 に水平力-変形角関係の履歴曲線を、表-5 に試験体耐力一覧を示す。

4. 考察

4.1 最大耐力と破壊形式

図-5 に試験体の曲げ終局強度時せん断力の計算値と実験値の比較を示す。全ての試験体の最大耐力は計算値を上回り、鋼繊維混入の試験体においては J14FM が計算値の約 1.5 倍、J17FM が計算値の約 2 倍と大幅に上回っている。また表-4 から接合部のせん断応力度も、全ての実験値が計算値を上回る結果となった。鋼繊維によってせん断耐力の上昇がみられ、また曲げ耐力

も上昇することにより、鋼繊維混入の試験体は計算値を大幅に上回ると考えられる。

図-6 に载荷の各サイクルにおけるピーク時の梁主筋のひずみと接合部内の横補強筋ひずみを比較したグラフを示す。鋼繊維混入の試験体 J14FM において、3%で梁主筋が曲げ降伏した後に変形角 4%で接合部内の横補強筋が降伏している(By-Jy-J)。これに対して、繊維無混入の試験体 J14NF は、コンクリートの圧壊や接合部のコアコンクリートの剥落が顕著に現れているが、梁主筋が曲げ降伏し、接合部内の横補強筋が降伏した後に接合部のせん断圧縮破壊に至るといふ破壊形式は変わらない(By-Jy-J)。

図-7 は鋼繊維の有無以外同条件で、梁主筋の定着長さが 14d の試験体 J14FM と J14NF の水平力-変形角関係の包絡線を比較したものである。どちらの試験体も大幅な耐力低下はなく、最大耐力の 80%まで耐力が低下することなく大変形の領域まで至っている。最大耐力点の変形角は鋼繊維混入の試験体が無混入の試験体に比べて約 1%大きい。鋼繊維無混入の試験体は鋼繊維混入の試験体に比べて耐力の上昇が緩やかで、最大耐力後には緩やかではあるが耐力低下が見られる。これに対して鋼繊維混入の試験体は最大耐力後もほとんど耐力低下がない。これは、鋼繊維がひび割れ後も試験体内でコンクリートを剥落させずとどめ、断面欠損を防ぐことによるものと考えられる。

4.3 接合部パネルのせん断変形

図-8 に J17FM の接合部のせん断応力度-せん断変形関係を示す。接合部が水平力-変形角関係の履歴曲線と酷似した履歴曲線を描いていることが確認できる。また図-9 に J17FM の変形成分の割合を示す。载荷初期から終了まで、接合部の変形割合が全体の約 40%を占める。また梁、接合部の変形による曲線は同様であるため、RPC を用いた柱梁接合部は小さい変形角の時から接合部のせん断変形が全体に占める割合が大きいことがわかる。

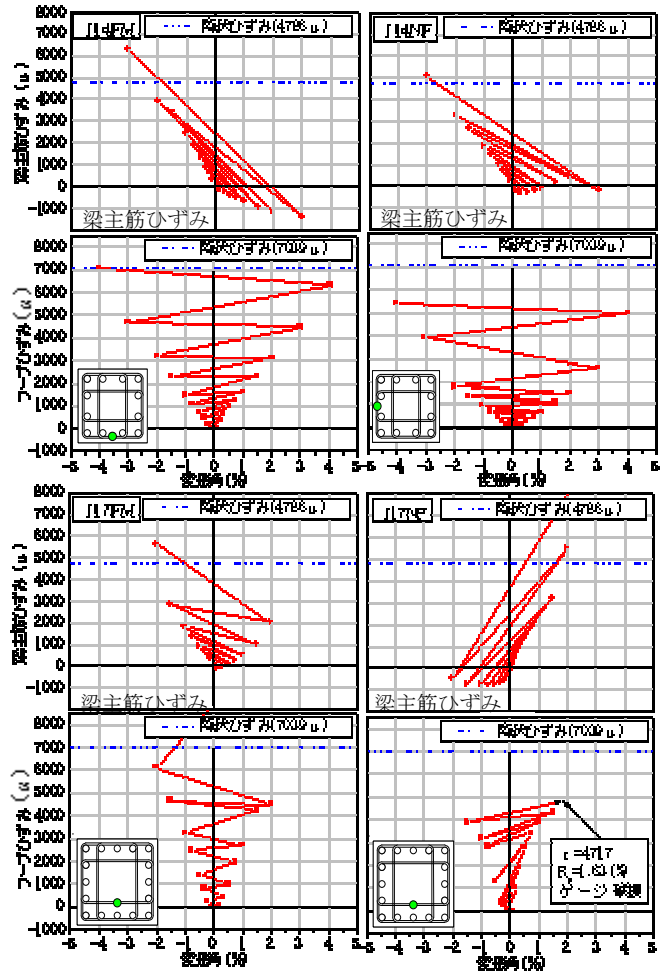


図-6 梁主筋と接合部内横補強筋のひずみ

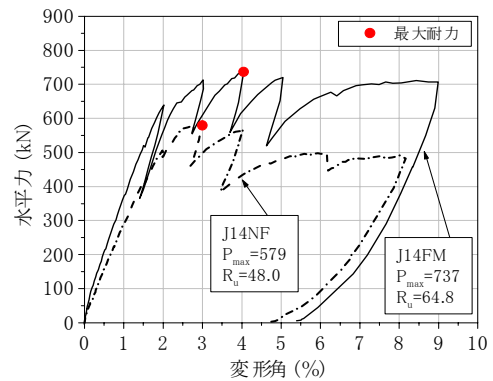


図-7 包絡線による鋼繊維の影響検討

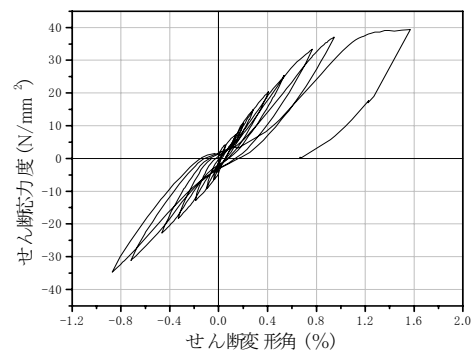


図-8 J17FM 接合部のせん断応力度-せん断変形関係

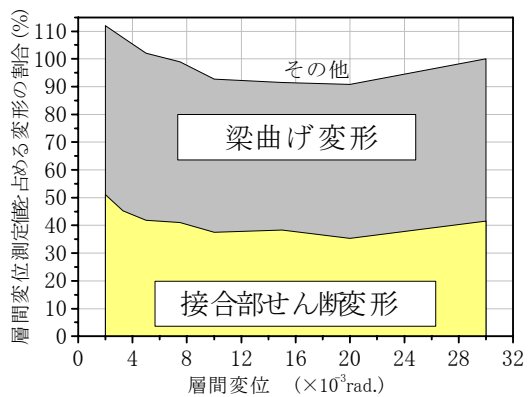


図-9 J17FM 変形成分の割合

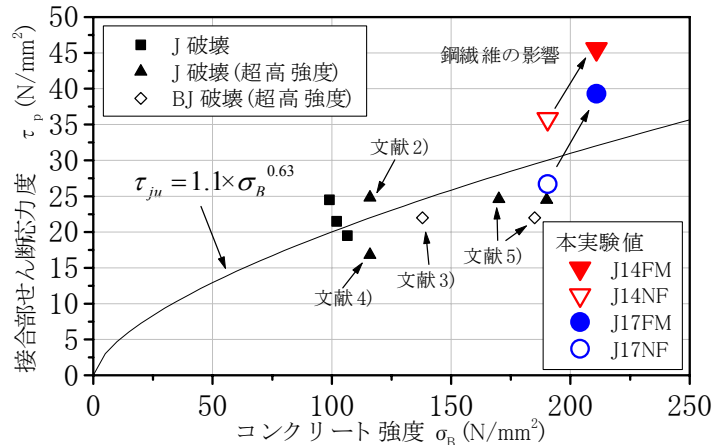


図-10 接合部せん断応力度-コンクリート強度関係

4.4 接合部せん断力設計式の妥当性

図-10 にコンクリート強度をパラメータとし、靱性保証型設計指針による評価式および、丸田らの既往の実験²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾によるパネルのせん断応力度の結果との関係を示す。ここで、接合部の終局強度は、梁が終局耐力に至った後に接合部に一定の荷重がかかったまま変形して至った値なので、接合部のせん断終局耐力がすなわち梁の曲げ終局耐力と言える。J17NF を除いて評価式を上回り、また鋼繊維の影響による強度増分がみられる。繊維無混入の試験体はほぼ評価式の曲線に沿った値を示しており、この評価式は繊維による強度増分を考慮しないため、鋼繊維混入の試験体は過小評価となってしまう。

5. まとめ

200N/mm²級超高強度セメント質複合材 RPC を用いた柱梁接合部において、鋼繊維の有無と梁主筋の定着長さを実験因子として行った復元力特性試験により以下の知見を得た。

(1) 鋼繊維の影響

鋼繊維の有無以外同条件の試験体において最大耐力に顕著な差が見られ、鋼繊維の効果により、最大耐力の上昇が確認できた。最大耐力後の耐力低下も抑制することがわかった。

(2) 梁主筋定着長さの影響

17シリーズの試験体は梁主筋、接合部内横補強筋ともに14シリーズよりも早い時点で降伏した。このとき接合部の変形は初期から全体の約40%

の割合を占めており、大変形時にも変形の割合は著しく推移することはなかった。

(3) 設計式の妥当性

繊維無混入の試験体が靱性保証型設計指針における接合部せん断耐力の評価式と近い値となり、鋼繊維を混入することによりこの値を大幅に上回る結果となった。また、鋼繊維混入の試験体は鋼繊維によって梁の曲げ耐力も上昇しているため、梁の曲げ耐力と接合部のせん断耐力が同様に上昇したことにより、梁曲げ降伏の後に接合部せん断破壊に至った。今後、せん断応力度の評価において、鋼繊維の影響による強度増分を考慮する必要があると思われる。

謝辞

本研究は、平成16年度科学研究費補助金（基盤研究(B)(2)：課題番号16360278）の援助を受けて実施したことを記し、謝意を表します。また、実験に当たり高強度鉄筋(D29)を東京鐵鋼株式会社から、高強度横補強筋(D8)を株式会社神戸製鋼所から寄贈していただいたことを記し謝意を表します。

参考文献

- 1) 木村秀樹ほか：高強度コンクリートを用いた柱・梁接合部の実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，pp.525～pp.530, Vol 1989
- 2) 丸田誠ほか：170N/mm²を超える高強度コンクリートを用いた柱梁接合部の挙動，コンクリート工学年次論文報告集，pp.469～pp.474
- 3) 中澤春生ほか：超高強度鉄筋コンクリート構造(Fc=120N/mm²)の開発(その4)，建築学会大会，構造IV, pp.663-664, 2001.9
- 4) 鳥居次夫，林和也ほか：超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート造柱・梁部分架構に関する実験的研究(その1，その2)，建築学会大会，構造IV, pp.513-516, 2003.9
- 5) 岩岡信一ほか，超高強度鉄筋コンクリート構造柱梁接合部実験，建築学会大会，構造IV, pp.489-490, 2003.9