

論文 [2151] CFRC管充填コンクリートRC円柱の曲げせん断実験

後藤和正*¹・服部高重*¹・杉田和直*¹・黒岩秀介*¹

1. はじめに

連続炭素繊維複合セメント (CFRC) とは、引張強度の優れた連続炭素繊維に結合材としてセメントマトリクスを含浸させ成形した複合材料である。CFRCは、CFRP (結合材に樹脂を使用) と比較して耐火性に優れている点の特徴である。この特徴を生かす工法としてRC柱にCFRC円管を型枠兼用の横補強材として使用する工法を考案した。本報では、CFRC管充填コンクリートRC柱 (以後HC柱と呼ぶ) と同寸法のRC柱の曲げせん断比較実験を行いCFRC管の補強性能を把握することを目的とする。

2. 実験概要

2. 1 試験体

試験体一覧を表1に示す。試験体の断面を図1に、形状および配筋を図2に示す。試験体はすべて外径30cmの円柱で、RC柱としてせん断破壊となるように計画した短柱 ($\phi 30 \times 60\text{cm}$, $M/QD=1$) と曲げ圧縮破壊となるように計画した長柱 ($\phi 30 \times 120\text{cm}$, $M/QD=2$) からなる。短柱はRC柱, HC

表1 試験体一覧

試験体名	せん断スパン比	主筋	横補強筋	軸力比*)
RC 1	M/QD=1	12-D16 Pg=3.38%	$\phi 6\text{-@}100$ Pw=0.21%	1/3
HC 1				
RC 2	M/QD=2	12-D10 Pg=1.21%	$\phi 6\text{-@}50$ Pw=0.42%	2/3
HC 2				3/3
HC 3				

*) 軸力比は、コンクリートの目標強度

$F_c=420\text{kgf/cm}^2$ に対する軸力の割合とした。

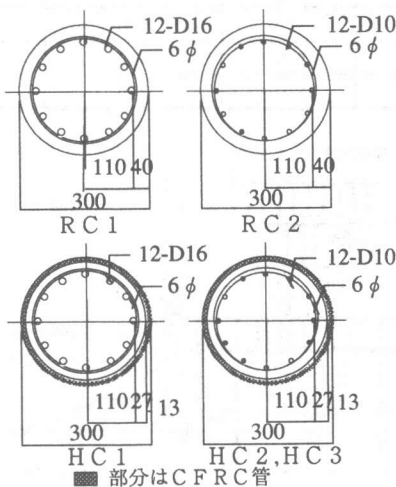


図1 試験体断面

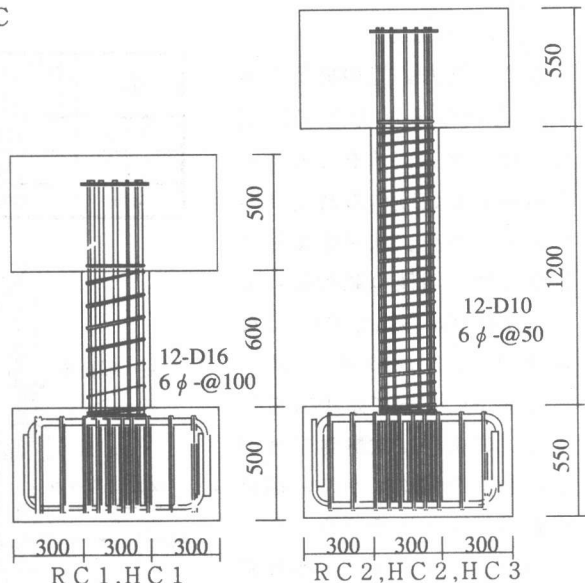


図2 試験体形状および配筋

* 1 大成建設 (株) 技術研究所 (正会員)

柱各1体、長柱はRC柱1体、HC柱2体で、試験体数は5体である。短柱・長柱のHC柱およびRC柱の各1体は比較試験用であり、短柱は1/3Fc、長柱は2/3Fcの軸力とした。長柱のHC柱1体はさらに高軸力(3/3Fc)を受けた場合の試験体である。

2.2 使用材料

CFRC管：表2に示すPAN系連続炭素繊維の束(φ7μm×48000本)をセメントスラリー層に漬けて含浸させた後、円筒型枠に円周方向に連続的に巻き付ける方法により作成した。断面は外径φ300mm、厚さ13mmで、炭素繊維の体積含有率は約20%である。なお、CFRC管の円周(繊維)方向の引張強度は適切な試験方法がなく、試験を行っていないため不明である。また、円周方向の連続炭素繊維は、CFRC管の軸方向の引張強度または圧縮強度の増大には、寄与しないと考えられるので、CFRC管の軸方向の強度はセメントスラリー硬化体の強度と同等であるといえる。ただし、この硬化体の試験を行っていないので、CFRC管の軸方向強度は不明である。

コンクリート：コンクリートの試験結果を表3に示す。目標強度を420kgf/cm²と計画したが実際の強度はこれより大きく508~537kgf/cm²となっている。

鉄筋：鉄筋の機械的性質を表4に示す。

2.3 加力方法

図3に加力装置の概要を示す。試験体を反力床に固定し、ローラー支承を介して一定の軸力を試験体の断面中心に加力した後、試験体頂部に取り付けた鋼製の載荷梁により、反曲点が柱高さの1/2になるように2台の押し引きジャッキによって水平力を加える。載荷中は試験体頂部が常に水平を保つように、傾斜調整用ジャッキで制御した。加力は上下スタップの相対変位を内法高さで除した部材角(層間変形角)で制御し、部材角 2×10^{-3} radで正負に1回載荷し、その後部材角3.3, 5, 10,

表2 PAN系連続炭素繊維の特性

直径	7 (μm)
伸び	1.4 (%)
引張強さ	37000 (kgf/cm ²)
ヤング係数	2.4×10^6 (kgf/cm ²)
密度	1.77 (g/cm ³)

表3 コンクリートの試験結果

試験体	圧縮強度 (kg/cm ²)	割裂引張強度 (kg/cm ²)	ヤング率 (10 ⁵ kg/cm ²)	ポアソン比
RC1	509	36.6	2.85	0.20
RC2	525	38.1	2.96	0.21
HC1	508	—	2.85	0.20
HC2	532	—	2.98	0.20
HC3	537	37.9	2.95	0.21

表4 鉄筋の機械的性質

呼称	降伏点又は耐力 σ_y (kgf/cm ²)	引張強さ σ_t (kgf/cm ²)	ヤング係数 E (10 ⁶ kgf/cm ²)	伸び λ (%)
D10	3730	5270	1.87	18.8
D16	3780	5750	1.85	17.3
φ6	5800	5980	2.05	11.3

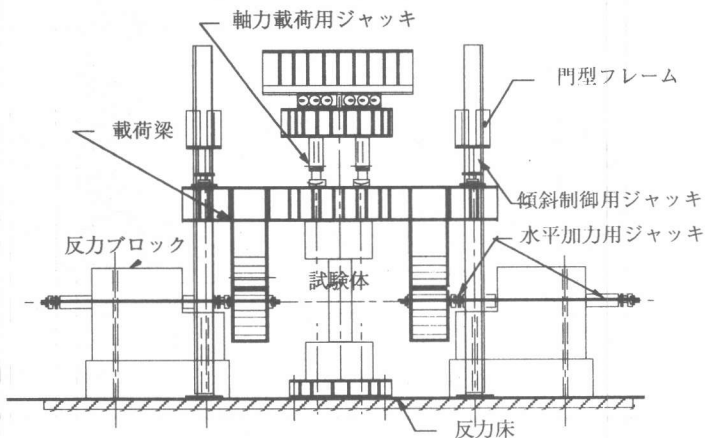


図3 加力装置概要

20 ($\times 10^{-3}$ rad)で各5回、部材角 40×10^{-3} radで1回、正負に繰り返して載荷を行った後、正方向で破壊させることを原則とした。

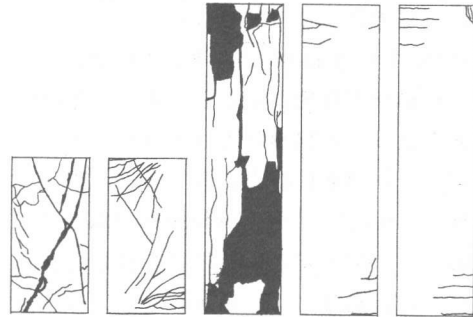
3. 実験結果

3.1 破壊状況および最大耐力

実験結果一覧を表5に、各試験体の最終ひびわれ状態を図4に示す。HC柱の表面に発生するひびわれは試験体上下端部の引張側の繊維方向に伸びる水平なひびわれのみで内部コンクリートのひびわれ状態が不明であったため、HC柱については、実験終了後に試験体を垂直に切断して観察した柱断面のひびわれ図を示した。

RC1(短柱)は、明瞭な対角線状の斜めひびわれが観察でき、横補強筋が降伏してせん断破壊し、最大耐力は35.4 t (3.6×10^{-3} rad)であった。HC1の断面には、細いせん断ひびわれが認められるが、CFRC管の表面には試験終了時にも斜めひびわれは発生しなかった。最終の正方向加力時に部材端部に多くの曲げひびわれが発生しており、HC1の破壊モードは主筋の降伏後に最大耐力(75.9 t, 78.7×10^{-3} rad)を示す曲げ降伏破壊となった。CFRC管の横補強効果によりせん断破壊モードのRC柱を、曲げ降伏破壊先行に転ずることができ、この補強筋量ではHC柱の耐力はRC柱の約2倍になった。

RC2(長柱)は、主筋圧縮降伏後に最大耐力24.1 t (5×10^{-3} rad)を示し、e関数法による計算上の曲げ耐力(21.4t)を発揮した後、コンクリートが剥離し、曲げ圧縮破壊した。HC2は、部材端部に水平な曲げひびわれが認められ、主筋引張降伏後に最大耐力(35.1 t, 34.5×10^{-3} rad)を示す曲げ降伏破壊となった。2/3Fcの高軸力下においてもCFRC管による拘束効果により圧縮側コンクリートの圧壊がおさえられ、曲げ圧縮破壊のRC柱を主筋が引張降伏する曲げ降伏破壊に転ずることができ、最大耐力はRC2の約1.5倍になった。軸力比をさらに高くしたHC3は、軸力導入時に既に主筋が圧縮



RC1 HC1 RC2 HC2 HC3
注) HC柱は断面のひびわれ状態を示す。

図4 最終ひびわれ状態

表5 実験結果一覧

試験体	方向	主筋圧縮降伏		主筋引張降伏		横補強筋降伏		最大荷重		計算結果 最大耐力 (t)	破壊形式
		Q (t)	R (10^{-3} rad)	Q (t)	R (10^{-3} rad)	Q (t)	R (10^{-3} rad)	Q (t)	R (10^{-3} rad)		
RC1	+-					31.9	4.7	33.6 35.4	3.3 3.6	36.7	せん断破壊
HC1	+-	39.4 39.3	4.7 4.9	54.5 52.7	9.5 9.5			75.9 67.6	78.7 40.3	72.9*2)	曲げ降伏破壊
RC2	+-	6.1 11.1	1.0 1.5					21.6 24.1	5.1 5.0	21.2	曲げ圧縮破壊
HC2	+-	9.9 13.0	1.8 2.0	26.8 28.1	8.5 7.5	CFRC管破断		32.9 35.1	27.6 34.5	35.7*2)	曲げ降伏破壊
HC3	+-	0*1) 0*1)	0*1) 0*1)	37.5 37.1	32.1 18.5	34.4	63.2	40.8 40.1	30.0 28.4	40.9*2)	曲げ降伏破壊

*1)軸力載荷中に主筋が圧縮降伏した。*2)コンクリートの圧縮強度 1100kgf/cm^2 、圧縮強度時歪み 15000μ と推定
*3)シリンダーの圧縮試験結果からコンクリートの圧縮強度 525kgf/cm^2 、圧縮強度時歪み 3000μ と設定

降伏していたが、HC 2と同様に主筋の引張降伏による曲げ降伏破壊となり、最大耐力は40.8 t ($30 \times 10^{-3} \text{rad}$)で、HC 2より約16%大きい値となった。

3.2 荷重変形曲線

図5に荷重変形曲線（水平力－水平変位）を、図6に荷重変形曲線の包絡線を示す。短柱のRC 1とHC 1は、部材角 $3.3 \times 10^{-3} \text{rad}$ までのサイクルでは、ほぼ同様な弾性的なループを描いている。その後RC 1はせん断補強筋が降伏し急激に耐力が低下したのに対し、HC 1は靱性に富んだループを描き続け、部材角 $40 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以上の変形に至っても安定した挙動を示した。長柱のRC 2とHC 2も、部材角 $3.3 \times 10^{-3} \text{rad}$ までのサイクルでは、ほぼ同様な弾性的な挙動を示すが、その後RC 2は、圧縮端部のコンクリートの圧壊により急激に耐力が低下した。これに対し、HC 2は部材角 $40 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以上の変形に対しても安定した挙動を示した。HC 3は、高軸力にもかかわらず、HC 2とほぼ同様に靱性に富んだループを描くが、部材角 $10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降はやや残留変形が大きくなっている。CFRRC管で補強したHC柱はいずれもRC柱に比べ、耐力および靱性が著しく向上している。

3.3 全体変形に対する曲げ変形成分の割合

全体変形に対する曲げ変形成分の割合を図7に示す。曲げ変形成分は、試験体の両側面の軸方向変位を短柱では6区間、長柱では8区間に分割して測定し、各区間内で一定と仮定した曲率の分布を材

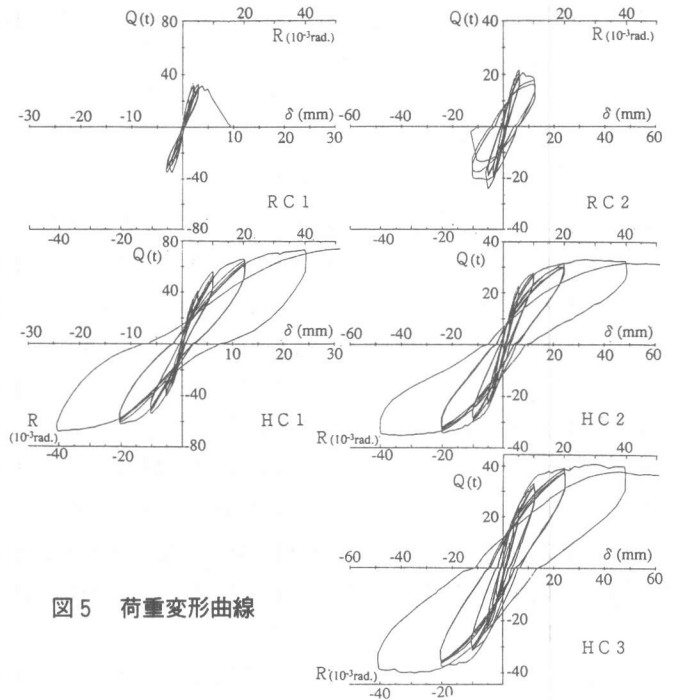


図5 荷重変形曲線

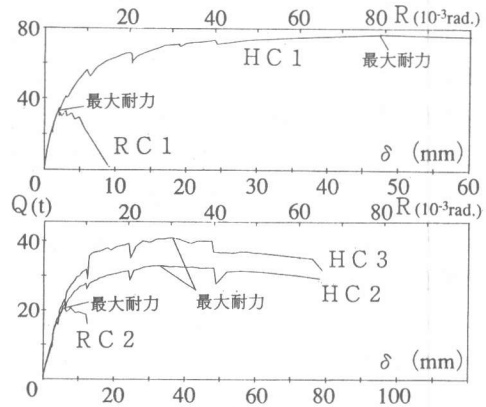


図6 荷重変形曲線の包絡線

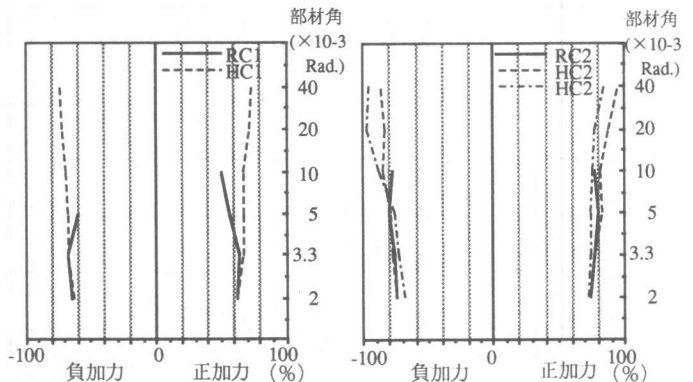


図7 全体変形に対する曲げ変形成分の割合

軸方向に積分することにより算出した。RC1とHC1の曲げ変形成分は $3.3 \times 10^{-3} \text{rad}$ までは約60%で同様な傾向を示した。その後、RC1はせん断ひびわれの発生とともに曲げ変形成分は50%付近まで低下するが、HC1の曲げ変形成分は $40 \times 10^{-3} \text{rad}$ で75%まで達している。RC2、HC2、HC3の曲げ変形成分はいずれも類似した傾向を示している。しかし、RC2の曲げ変形成分はコンクリートが破壊した $10 \times 10^{-3} \text{rad}$ 付近で低下しているのに対し、HC2、HC3の曲げ変形成分は上昇を続け $40 \times 10^{-3} \text{rad}$ で90%付近まで達している。

3. 4 軸方向ひずみ

水平変位と軸方向ひずみの関係を図8に示

す。軸ひずみは上下スタップ間の鉛直方向の相対変位の部材長に対する割合である。軸力載荷直後の軸ひずみは軸力の大きさの違いにより3分されており、同軸力の場合RC柱とHC柱はほぼ同じひずみ量となっている。水平載荷後は、軸力 $1/3F_c$ のHC1は見かけの軸ひずみが増大し、CFRC管の横拘束によって柱部分が剛体として変形している様子がうかがえる。軸力 $2/3F_c$ を与えた長柱については、RC2は水平変位の増大に伴い、軸方向の縮みが著しいが、HC2の軸方向伸縮は僅少である。軸力 $3/3F_c$ を与えたHC3は、水平載荷後の傾きはRC2とほぼ同じであるが、水平変位 $20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降は縮みの増大がにぶり、ここでもCFRC管の拘束効果があらわれている。

4. CFRC管の横補強効果

前記の表5に最大荷重の計算値を示した。せん断破壊したRC1については、日本建築学会RC耐震設計小委員会せん断WGから提示されたせん断設計法B法〔1〕を修正した、鈴木らにより提案された円形断面柱のせん断耐力算定式〔2〕により計算値を算出した。

曲げ破壊したその他の試験体についてはe関数法により最大耐力を計算した。ここで、e関数法の適用にあたり、コンクリートの応力度歪み度関係の入力データとして、RC2についてはコントロールシリンダーの試験結果（圧縮強度 525kgf/cm^2 、最大耐力時歪み 3000μ ）を用い、HC柱については、本実験とは別に行った無筋HC柱の純圧縮試験の結果〔3〕から推定した値（圧縮強度 1100kgf/cm^2 、最大耐力時歪み 15000μ ）を用いた。なお、CFRC管の材料特性が不明であり、CFRC管のコンファインド効果による圧縮耐力の増大量が予測できないため、HC柱のコンクリートデータとして計算値と実験値が最もよく一致する圧縮強度 1100kgf/cm^2 を選定した。

せん断耐力式によるRC1の計算結果は 36.7t となり実験値（ 35.4t ）とよく一致している。e関数法による最大耐力の計算結果は、RC2の実験値がやや大きめになったが、HC柱の実験結果はいずれも計算値とよく一致した。曲げ耐力相関図を図9に示す。RC2はコンクリート圧縮強度 525kgf/cm^2 の曲線のやや外側の圧縮破壊域に位置しており、ほぼ計算通りの結果となっている。HC2、HC3は、コンクリート強度を 1100kgf/cm^2 と仮定した曲線上の引張鉄筋の降伏破壊領域に位置し、軸力が $3/3F_c$ のHC3の耐力がHC2より大きくなったことが説明できる。形状お

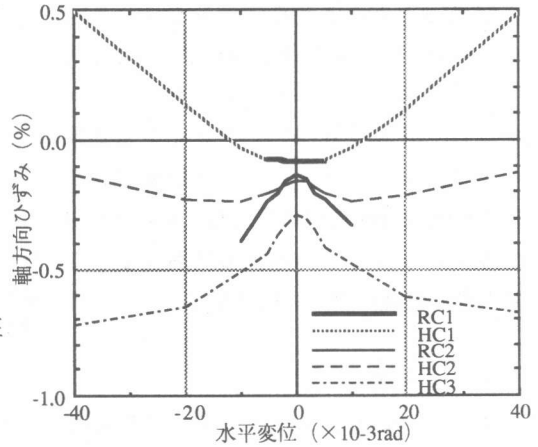


図8 変形と軸ひずみの関係

よび軸力の異なる HC 1, HC 2, HC 3 の耐力が圧縮強度 1100kgf/cm^2 とした場合の計算結果といずれもよく一致したことから、CFRC管のコンファインド効果により見掛けのコンクリート強度が約2倍の 1100kgf/cm^2 程度に増大したものと仮定することによって、本実験におけるCFRC管の補強効果を評価できる。

5. まとめ

本実験の範囲におけるCFRC管の補強効果として以下の結果が得られた。

- (1) 短柱では、RC柱はせん断破壊したが、HC柱は曲げ降伏破壊し、この実験の補強筋量ではRC柱の約2倍の耐力を示した。
- (2) 長柱では、RC柱は曲げ圧縮破壊したが、HC柱は曲げ降伏破壊しRC柱の約1.5倍の耐力を示した。 $3/3F_c$ の高軸力を与えた長柱 (HC 3) も曲げ降伏破壊し、 $2/3F_c$ の軸力を与えた長柱 (HC 2) より約16%耐力が上昇した。
- (3) HC柱は、いずれも靱性に富む変形性状を示した。
- (4) HC柱は、短柱も長柱も曲げ変形成分の卓越する変形性状を示した。
- (5) HC柱は、RC柱と比べて高軸力下での水平載荷時にも軸ひずみが小さく、高い軸方向剛性を示した。
- (6) HC柱は、いずれもコンクリート圧縮強度 1100kgf/cm^2 、圧縮強度時歪み 15000μ とした場合の e 関数法による計算値と実験値がほぼ一致したことから、CFRC管による横補強効果により、コンクリートの圧縮強度が約2倍の 1100kgf/cm^2 の場合と同等な曲げ耐力を発揮しているといえる。

〔謝辞〕 本実験に使用したCFRC管を作製・提供していただいた東邦レーヨン（株）研究所の方々に厚くお礼を申し上げます。

（参考文献）

- 1) 南, 渡辺: RC耐震部材のせん断設計式の開発—日本建築学会RC耐震設計小委員会せん断WGの考え方, RC耐震壁のマクロモデルとFEMマイクロモデルに関するパネルディスカッション論文集, 1988.1
- 2) 鈴木, 中塚, 仲田, 白沢: SD50材の円形スパイラル筋を用いたRC円形柱のせん断力・変形特性, コンクリート工学年次論文報告集10-3, 1988年
- 3) 佐々木, 西垣, 松橋, 向後: 連続炭素繊維複合材に関する研究—連続炭素繊維複合管で補強したコンクリートの圧縮耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1988年

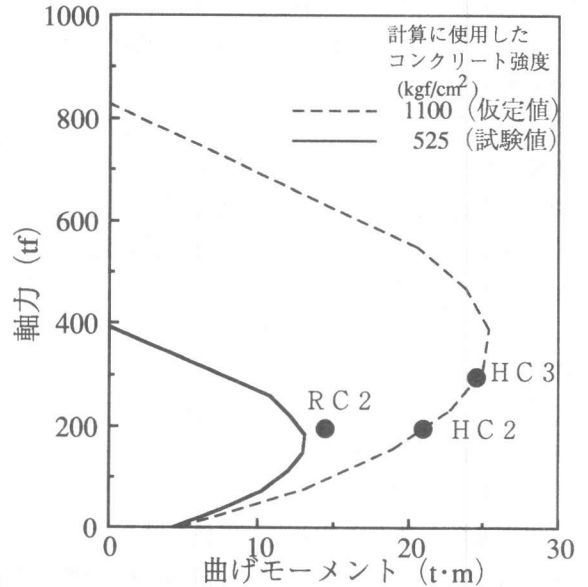


図9 曲げ耐力相関図