

論文 低強度コンクリート RC 造柱の炭素繊維シート補強による靱性能に関する実験的研究

帆足 勇磨^{*1}・増田 安彦^{*2}・田才 晃^{*3}・楠 浩一^{*4}

要旨：コンクリート強度 11N/mm² 程度の低強度コンクリートを用いた RC 柱に対する炭素繊維シート補強の有効性を検証するため、シート補強量をパラメータとする静的加力実験を行った。試験体は柱の内法高さの異なる 3 種とした。それぞれ無補強の基準試験体、柱全体に炭素繊維シートを巻いた補強量の異なる 2 体の補強試験体とし、各シリーズ 3 体、計 9 体の試験体を作成した。実験結果から低強度コンクリートを使用した RC 柱試験体は、炭素繊維シート補強では補強量の増加に伴い変形性能の向上を図ることが可能であった。

キーワード：炭素繊維シート、低強度コンクリート、耐震補強、靱性能

1. はじめに

既存建築物の耐震診断基準¹⁾では、コンクリート強度の下限値を 13.5N/mm² とし、それ以下（以下、低強度コンクリートという）は耐震診断²⁾、補強の対象外としている。しかし、低強度コンクリートによる建物は今なお存在し、その機能の維持を強く求められるケースが存在する。これに対して何らかの耐震補強が可能となれば、解体するよりも環境負荷も低く、経済的に有用性が高いと思われる。

そこで本実験では、1970 年代に建設された RC 造建築物を対象とし、せん断破壊を想定した柱の内り高さの異なる低強度コンクリート RC 柱を 3 種作製し、炭素繊維の補強量をパラメータとした静的加力実験を行い、低強度コンクリート RC 部材の靱性能に対する炭素繊維シート巻きつけ補強（以下、CFRP 補強と呼ぶ）の有効性の検討を行う。

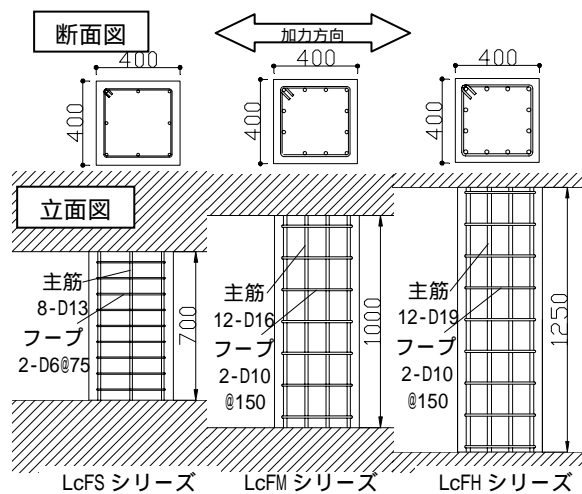


図 1 試験体配筋

表 1 試験体諸元

試験体	b×D (mm)	h ₀ (mm)	主筋 (SD295)	フープ (SD295)	h ₀ /D	炭素繊維シートのせん断補強筋比 P _{wf} (%)	軸力比
LcFS00	400 × 400	700	8-D13 P _t =0.24(%)	2-D6@75 P _w =0.21(%)	1.75	0	0.36
LcFS05						0.06	
LcFS11						0.11	
LcFM00	400 × 400	1000	12-D16 P _t =0.50(%)	2-D10@150 P _w =0.24(%)	2.5	0	
LcFM05						0.06	
LcFM11						0.11	
LcFH00	400 × 400	1250	12-D19 P _t =0.72(%)	2-D10@150 P _w =0.24(%)	3.13	0	
LcFH05						0.06	
LcFH11						0.11	

b: 柱幅 D: 柱全せい h₀: 柱内法高さ =N/bDf_c

2. 実験概要

2.1 試験体概要

柱試験体諸元を表 1 に、試験体配筋図を図 1 に示す。柱試験体は、内法スパン 700mm の極脆性柱（LcFS シリーズ）・内法スパン 1000mm（LcFM シリーズ）・1250mm のせん断柱・（LcFH シリーズ）の 3 種とした。低強度コンクリートを使用した RC 柱とし、炭素繊維シートによる補強量をパラメータにとり、それぞれ無補強基準試験体、CFRP 補強を行った補強試験体（各シリーズ 2 体）である。スケールは実大の 50% 程度とし、試験区間の断面は全シリーズ共に 400×400mm とした。破壊形式は全シリーズ無補強試験体でせん断破壊を想定し、破壊形式を重視した設計の為、せん断補強筋は 0.2% を超えた配筋とした。鋼種についても、1970 年代以降の建物において低強度コンクリートによるものが存在するため、異型棒鋼とした。配筋は、LcFS シリーズでは主筋を 8-D13（SD295）とし、せん断補強筋は 2-D6@75（SD295）とした。LcFM シリーズでは主筋は 12-D16（SD295）とし、せん断補強筋は 2-D10@150（SD295）とした。LcFH シリーズでは主筋は 12-D19（SD295）とし、せん断補強筋は 2-D10@150（SD295）とした。

*1 横浜国立大学 大学院 工学府 社会空間システム学専攻 (正会員)

*2 (株)大林組 技術研究所 (正会員)

*3 横浜国立大学 大学院 工学研究院 教授 工博 (正会員)

*4 横浜国立大学 大学院 工学研究院 准教授 博(工) (正会員)

表 2 コンクリートの調合

水セメント比 (%)	セメント (kg/m ³)	混和材 (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	混和剤 (kg/m ³)	細骨材率 (%)
140	127	130	178	634	272	934	1.285	49.8
混和材:石灰石微粉末		細骨材:砕砂		細骨材:砂		粗骨材:砕石		混和剤:AE減水剤

表 3 材料特性

鉄筋種	ヤング係数 (kN/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏歪 (%)	引張強さ (N/mm ²)	破断歪 (%)
D6	1.80 × 10 ⁵	338	0.39	494	14.9
D10	1.81 × 10 ⁵	365	0.34	526	19.0
D13	1.81 × 10 ⁵	357	0.22	509	20.3
D16	1.83 × 10 ⁵	341	0.19	483	21.0
D19	2.07 × 10 ⁵	340	0.23	526	17.2

炭素繊維シート	呼び名	目付重量 (g/m ²)	設計厚さ (mm)	規格引張強度 (N/mm ²)	規格ヤング係数 (Gpa)
				3400	230
				材齢(日)	平均値
				コンクリート	11.4
				圧縮強度 (N/mm ²)	
				ヤング係数 (N/mm ²)	15900

2.2 材料特性

コンクリートは $F_c=10\text{N/mm}^2$ の普通コンクリートとした。表 2 にコンクリートの調合を示す。水セメント比が 100% を超える今回のコンクリートでは、無対策で打ち込むと骨材分離が生じ、ブリージングも激しく生じる。これらを防止するため、混和材として粒径がセメントよりやや小さい石灰石粉を用い、適度なコンシステンシーと所要の圧縮強度が得られるような調合とした。表 3 に材料特性を示す。

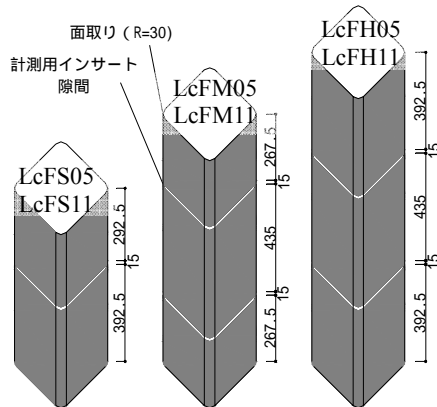


図 2 補強詳細図

2.3 補強方法

試験体シリーズ毎で補強量をパラメータとするため、LcFS05・LcFM05・LcFH05 には 1 層・LcFS11・LcFM11・LcFH11 には 2 層の CFRP 補強を施した。試験体補強詳細図を図 2 に示す。本実験では炭素繊維シートを巻き付けるにあたり、試験体製作段階で、補強を施す試験体の柱コーナー部分に R 面木を埋め込み、R=30 程度で面取りを施した。

2.4 加力方法

加力計測は図 3 に示す加力装置を用いて行った。試験体に定軸力(軸力比 = 0.36)を載荷した状態で上下スタブを平行に保ちながら、柱部分に逆対称せん断力を加える、静的正負交番繰り返し載荷とした。本実験では

コンクリート強度 $F_c=10\text{ N/mm}^2$ は当初の設計基準強度の半分程度と仮定し、軸力比を大きい値に想定した。

加力履歴は各試験体とも、まず荷重制御で積載パス ±100kN を目標とし、その後は変形制御として、全試験体共通で高さ 1250mm を基準階高さとした層間変形角とし、 $R=\pm 1/2000$, $R=\pm 1/1000$ (rad) を 1 サイクル、 $R=\pm 1/500$, $R=\pm 1/250$, $R=\pm 1/150$, $R=\pm 1/100$, $R=\pm 1/83$, $R=\pm 1/50$, $R=\pm 1/36$ (rad) を 2 サイクルとし、載荷を行った。最大耐力の 80% 以下となったサイクルの正負 1 回目のサイクルまで水平加力を行った。

LcFM シリーズ・LcFH シリーズにおいて、変形後の軸力保持能力を CFRP 補強量で比較するため、最大耐力の 80% 以下となったサイクルの正負 1 回目加力終了後、LcFM00・LcFM05, LcFH00 では軸力保持限界まで水平正側加力で押し切った。また、LcFM11・LcFH05・LcFH11 では、変位を加え除荷した後、軸方向に加力を行った。その際に加えた変位は、LcFM11 では LcFM05, LcFH05・LcFH11 では LcFH00 の軸力保持限界となった変位 (LcFM05 では 78mm, LcFH00 では 95mm) とした。

測定項目は、水平荷重、水平変形、鉛直変位、全体および部分の曲げとせん断変形、鉄筋および炭素繊維シートの歪とした。

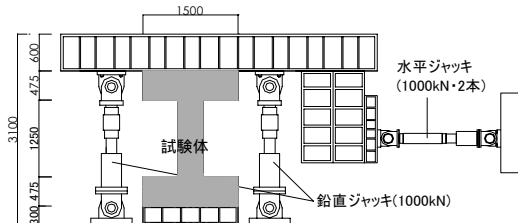


図 3 加力装置図

3. 実験結果

3.1 破壊経過

試験体シリーズ毎の水平荷重 変形関係の包絡線を図 5 に、実験結果一覧を表 4 に、無補強試験体における最大耐力近傍と

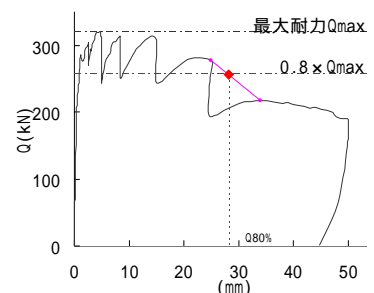


図 4 終局部材変形 $Q_{80\%}$ の例

最大耐力 80% 以下時の写真を写真 1 に示す。図中には層間変形角と、内法高さを基準とした部材角を示す。表中の終局部材変形 $Q_{80\%}$ については、最大耐力の 80% 以下となる前のピークと、80% 以下となった後のサイクルのピークを通る直線が、 $0.8 \times Q_{max}$ となった時の変形量とした。図 4 に、LcFS11 での終局部材変形 $Q_{80\%}$ の決定方法を例として示す。

表 4 実験結果一覧

試験体		Q_{max} (kN)	Q_{max} (mm)	R_{Qmax} (rad.)	$Q_{80\%}$ (mm)
LcFS00	正	+279.14	+4.66	+1/250	7.1
	負	-280.36	-2.29	-1/500	-7.1
LcFS05	正	+312.32	+4.83	+1/250	18.6
	負	-309.88	-5.03	-1/250	-18.9
LcFS11	正	+320.37	+4.72	+1/250	28.2
	負	-333.30	-5.20	-1/250	-25.0
LcFM00	正	+234.00	+5.01	+1/250	12.2
	負	-236.44	-4.56	-1/250	-10.6
LcFM05	正	+269.86	+15.04	+1/83	37.4
	負	-266.69	-8.31	-1/150	-34.5
LcFM11	正	+288.65	+15.02	+1/83	49.0
	負	-284.99	-14.54	-1/83	-39.0
LcFH00	正	+219.60	+4.25	+1/250	29.0
	負	-216.43	-3.35	-1/250	-7.6
LcFH05	正	+251.32	+4.74	+1/250	51.6
	負	-223.26	-5.01	-1/250	-41.4
LcFH11	正	+261.57	+14.54	+1/83	64.9
	負	-252.54	-14.06	-1/83	-62.1

Q_{max} : 最大耐力 Q_{max} : 最大耐力時の変形 R_{Qmax} : 最大耐力時の層間変形角

〔LcFS シリーズ〕

無補強試験体 LcFS00 は、 $R = \pm 1/2000$ (rad.)サイクルで曲げひび割れ、 $R = \pm 1/1000$ (rad.)サイクルでせん断ひび割れが発生した。 $R = +1/250$ (rad.)サイクル中、主筋配列面に沿うひび割れが発生した。 $R = +1/250$ (rad.)、 $R = -1/500$ (rad.)サイクルで最大耐力に達した。また、 $R = +1/250$ (rad.)サイクルの直前に主筋の圧縮降伏が生じた。 $R = \pm 1/150$ (rad.)サイクルでフープの降伏が生じ、水平荷重が最大耐力の 80%以下となった。主筋の引張降伏は加力終了時まで見られなかった。

シート 1 層補強を施した LcFS05 は、 $R = -1/1000$ (rad.)で炭素繊維シートの間でせん断ひび割れが発生した。 $R = \pm 1/500$ (rad.)サイクルで、正面中央部と側面部の圧縮側で炭素繊維シートの浮き上がりが発生した。 $R = \pm 1/250$ (rad.)サイクルで最大耐力に達し、主筋の圧縮降伏が生じ、炭素繊維シートが裂けた。以降、正面中央部と側面部圧縮縁の炭素繊維シートの浮きが進展していき、 $R = \pm 1/50$ (rad.)サイクルで水平荷重が最大耐力の 80%以下となった。主筋の引張降伏やフープの降伏は加力終了時まで見られなかった。

シート 2 層補強を施した LcFS11 は、 $R = -1/1000$ (rad.)で側面部圧縮縁の炭素繊維シートの浮き上がりが発生した。 $R = +1/500$ (rad.)で側面部圧縮縁の炭素繊維シートの浮き上がりが発生し、炭素繊維シートの間でせん断ひび割れが確認された。 $R = \pm 1/250$ (rad.)サイクルで最大耐力に達し、主筋が圧縮降伏し、正面中央部で炭素繊維シートの浮き上がりが発生し、炭素繊維シートが裂けた。以降、正面中央部と側面部圧縮側の炭素繊維シートの浮きが進展していき、 $R = +1/25$ (rad.)サイクルで、炭素繊維シート隅角部が破断し、 $R = -1/25$ (rad.)サイクルで、さらにシートの破断が進み、水平荷重が最大耐力の 80%以下となった。フープ降伏は加力終了時まで見られなかった。

〔LcFM シリーズ〕

無補強試験体 LcFM00 は、 $R = \pm 1/1000$ (rad.)サイクルで

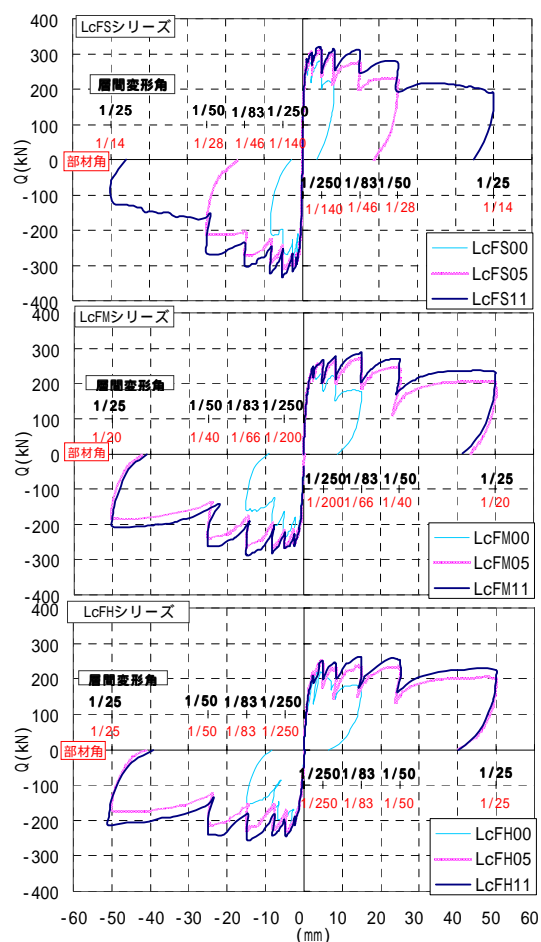


図 5 水平荷重 変形関係の包絡線図

曲げひび割れ、 $R = \pm 1/500$ (rad.)サイクルでせん断ひび割れが発生した。 $R = \pm 1/250$ (rad.)サイクルで最大耐力に達した。 $R = \pm 1/150$ (rad.)サイクルで、主筋が圧縮降伏し、主筋配列面に沿うひび割れが発生した。 $R = \pm 1/83$ (rad.)サイクルで水平荷重が最大耐力の 80%以下となり、柱頭・柱脚のせん断ひび割れが、また、柱中央部の主筋配列面に沿うひび割れが共に顕著に開き、除荷時にもその開きは戻らなかった。主筋の引張降伏やフープの降伏は加力終了時まで見られなかった。

シート 1 層補強を施した LcFM05 は、 $R = -1/1000$ (rad.)で炭素繊維シートの間でせん断ひび割れが確認された。 $R = \pm 1/250$ (rad.)サイクルで、側面部の圧縮側で炭素繊維シートの浮き上がりが発生した。 $R = -1/150$ で主筋の圧縮降伏が生じ負側最大耐力、 $+1/83$ (rad.)サイクルで主筋の引張降伏が生じ正側最大耐力に達した。以降、正面中央部と側面部圧縮側の炭素繊維シートの浮きが進展していき、 $R = \pm 1/25$ (rad.)サイクルで水平荷重が最大耐力の 80%以下となった。フープの降伏は加力終了時まで見られなかった。

シート 2 層補強を施した LcFM11 は、炭素繊維シートの間でせん断ひび割れが確認された。 $R = \pm 1/250$ (rad.)で、正面中央部と側面部の圧縮側で炭素繊維シートの

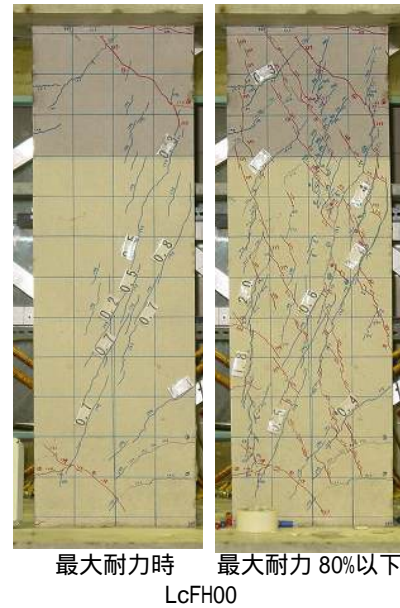
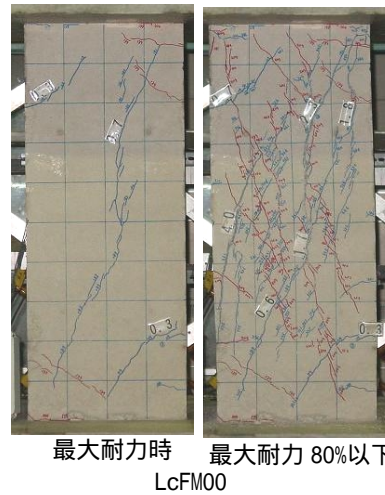
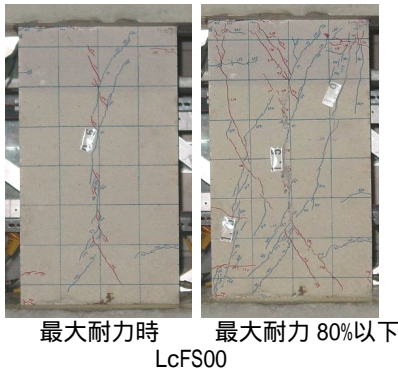


写真 1 無補強試験体における最大耐力近傍（左）と最終破壊状況（右）

浮き上がりが発生し、炭素繊維シートの間でせん断ひび割れが確認された。 $R = \pm 1/150(\text{rad.})$ サイクルで主筋の圧縮降伏、 $R = \pm 1/83(\text{rad.})$ サイクルで最大耐力に達した。以降、正面中央部と側面部圧縮側の炭素繊維シートの浮きが進展していき、 $R = \pm 1/25(\text{rad.})$ サイクルで主筋の引張り降伏が生じ、水平荷重が最大耐力の80%以下となった。フープの降伏は加力終了時まで見られなかった。

〔LcFH シリーズ〕

LcFH00 においては、加力中のトラブルから、LcFH00 は層間変形角 $R = 1/250$ サイクルまでは、全てのサイクルにおいて、予定していた層間変形角に対して3分の4倍した値が目標値となった。LcFH05・LcFH11 においては、実験計画通りの層間変形角で、実験を行った。

無補強試験体 LcFH00 は、 $R = \pm 1/750(\text{rad.})$ サイクルで曲げひび割れ、 $R = \pm 1/375(\text{rad.})$ サイクルでせん断ひび割れが発生した。 $R = \pm 1/188(\text{rad.})$ サイクルで最大耐力に達し、主筋配列面に沿うひび割れが発生した。 $R = -1/150(\text{rad.})$ 、 $R = +1/83(\text{rad.})$ サイクルで水平荷重が最大耐力の80%以下となり、柱頭・柱脚のせん断ひび割れが、また、柱中央部の主筋配列面に沿うひび割れが顕著に開き、除荷時にもその開きは戻らなかった主筋の圧縮降伏・主筋の引張り降伏・フープの降伏は加力終了時まで見られなかった。

シート 1 層補強を施した LcFH05 は、 $R = \pm 1/1000(\text{rad.})$ サイクルで側面部の圧縮側で炭素繊維シートの浮き上がりが発生した。 $R = \pm 1/250(\text{rad.})$ サイクルで最大耐力に達し、炭素繊維シートの隙間でせん断ひび割れが確認され、以降隙間から確認されるひび割れが増えていった。 $R = \pm 1/83(\text{rad.})$ サイクルで、正面中央部の炭素繊維シートの浮きが発生し

た。 $R = \pm 1/50(\text{rad.})$ サイクルで主筋の圧縮降伏、 $R = \pm 1/25(\text{rad.})$ サイクルで主筋の引張り降伏が生じ、水平荷重が最大耐力の80%以下となった。フープの降伏は加力終了時まで見られなかった。

シート 2 層補強を施した LcFH11 は、 $R = \pm 1/1000(\text{rad.})$ サイクルで、炭素繊維シートの施工により、スタブ部分に塗られた樹脂が浮いた。 $R = \pm 1/250(\text{rad.})$ サイクルで正面中央部の炭素繊維シートに浮きが発生し、また、炭素繊維シートの隙間でせん断ひび割れが確認された。 $R = \pm 1/150(\text{rad.})$ サイクルで、正面中央部と側面部の圧縮側で炭素繊維シートの浮き上がりが発生し、 $R = \pm 1/83(\text{rad.})$ サイクルで主筋の圧縮降伏が生じ最大耐力に達した。以降、正面と側面部圧縮側の炭素繊維シートの浮きが進展していき、 $R = \pm 1/25(\text{rad.})$ サイクルで水平荷重が最大耐力の80%以下となった。主筋の引張り降伏・フープの降伏は加力終了時まで見られなかった。

破壊形式は、LcFS00 では、ひび割れ性状と後述のせん断耐力計算値より、せん断破壊が最大耐力の決定要因であると考えられる。また、LcFM00・LcFH00 では、ひび割れ性状と後述の耐力計算値より、せん断破壊と付着割

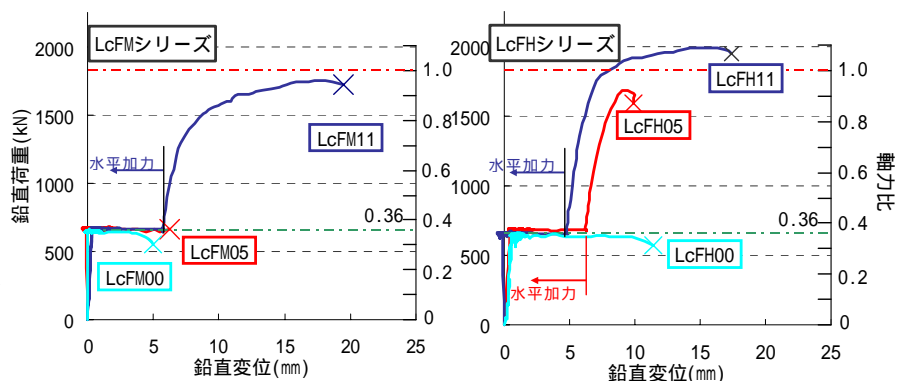


図 6 鉛直荷重 鉛直変位関係

裂破壊の混在した複雑な破壊であったと考えられる。補強試験体では、全シリーズ試験体共に主筋の曲げ降伏やフープの降伏は最大耐力まで見られず、後述の付着耐力計算値と実験値が比較的対応していたことから、付着割裂破壊が起こったと考えられる。

3.2 軸圧縮試験結果

LcFM11・LcFH05・LcFH11 試験体に対し、水平加力終了後に行った軸方向圧縮試験を行った。上記の試験体は、水平載荷において特に伸びが大きく、試験方法を変更し軸力保持能力を計測したものである。水平加力載荷時から軸方向圧縮試験終了時までの鉛直荷重鉛直変形関係を図 6 に示す。

LcFM11 では、LcFM05 において軸力保持限界となった変位 78mm (R=+1/13 (rad.)) まで加力し、軸圧縮試験を行った。鉛直荷重約 1300kN (軸力比 約 0.71) から鉛直変位が大きな伸びを示し、1750kN (軸力比 約 0.95) で最大となった。その際、炭素繊維シートが破断は見られなかった。LcFH05・LcFH11 では、LcFH00 において軸力保持限界となった変位 95mm (R=+1/13 (rad.)) まで加力し、軸圧縮試験を行った。LcFH05 では、鉛直荷重 1680kN (軸力比 約 0.92) で炭素繊維シートが破断し、鉛直力が低下した。LcFH11 では、鉛直荷重約 1700kN (軸力比 約 0.93) から鉛直変位が大きな伸びを示し、1950kN (軸力比 約 1.05) で加力を終了した。その際、炭素繊維シートの破断は見られなかった。

両シリーズ試験体において、補強量の増加により、大変形をした後でも軸力を保持する能力が向上していた。

4. 実験結果の考察

4.1 耐力評価

表 5 に実験値 計算値の比較を、図 7 にシート補強量による比較を示す。曲げ耐力 Q_{mu} およびせん断耐力 $Q_{su(1)}$ は文献¹⁾による以下の式から、せん断耐力 $Q_{su(2)}$ および付着耐力 Q_{sub} は文献³⁾による以下の式から材料試験の

表 5 実験値と計算値の比較

試験体	補強量 rP_w (%)	実験値		計算値			
		最大耐力 $exp. Q_{max}$ (kN)	終局部材変位 0.80% (mm)	曲げ耐力 Q_{mu} (kN)	せん断耐力		付着耐力 Q_{sub} (kN)
LcFS00	0.00	279	7.1	364	261	252	275
LcFS05	0.06	312	18.6		304	363	287
LcFS11	0.11	320	28.2		336	415	295
LcFM00	0.00	234	12.2	342	252	254	259
LcFM05	0.06	270	37.4		292	373	275
LcFM11	0.11	289	49.0		323	420	286
LcFH00	0.00	220	29.0	334	240	245	249
LcFH05	0.06	251	51.6		280	374	265
LcFH11	0.11	262	64.9		311	421	277

結果を用いて算出した。コンクリート圧縮強度については、材齢による強度変化が小さかったので、平均値とした。

$$M_u = 0.8a_f \cdot y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot b}\right) \quad (1)$$

$$Q_{su(1)} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + b)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot p_{wy} + p_{wf} \cdot p_{fd}} + 0.1 \right\} b \cdot j \quad (2)$$

$$Q_{su(2)} = (p_w \cdot p_{wy} + p_{wf} \cdot p_{fd}) b \cdot j \cdot \cot \theta + \tan \theta \cdot (1 - \gamma) \cdot c \cdot b \cdot D / 2 \quad (3)$$

$$Q_{sub} = b_u \cdot p_{wf} \cdot j + \tan \theta \cdot (1 - \gamma) \cdot c \cdot b \cdot D / 2 \quad (4)$$

p_{wf} : 隙間を考慮した炭素繊維シートの補強筋比
 f_{fd} : 炭素繊維シートのせん断設計用引張強度 (N/mm²)

$$b_u = c_o + s_t$$

ここで、 $c_o = (0.4b_t + 0.5) \sqrt{b}$

$$s_t = \left[\frac{20}{N_t} + \frac{5N_u}{N_t} + \frac{15N_s}{N_t} \right] p_w \cdot \frac{b}{d} \sqrt{b}$$

$$p_w' = p_w + (3 - 500 \frac{E_{fd}}{E_s} p_{wf}) \frac{E_{fd}}{E_s} p_{wf}$$

E_{fd} : 炭素繊維シートの規格ヤング係数

各試験体の最大耐力は、全試験体とも材料強度を用いた計算値の曲げ終局強度を下回った。また、文献¹⁾によるせん断終局強度 $Q_{su(1)}$ の値を LcFS00 (内法高さ 700mm, 無補強) では 6% 程度上回り、LcFS05 (内法高さ 700mm, シート 1 層巻き) では 3% 程度上回っていたが、他の試験体では $Q_{su(1)}$ の値を 10% ほど下回っていた。文献³⁾によるせん断終局強度 $Q_{su(2)}$ の値との比較では、LcFS00 では

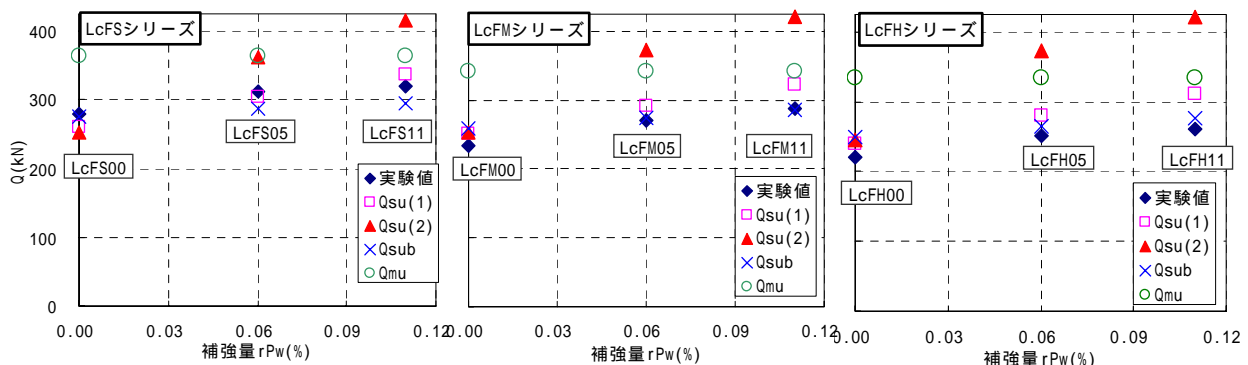


図 7 シート補強量による比較

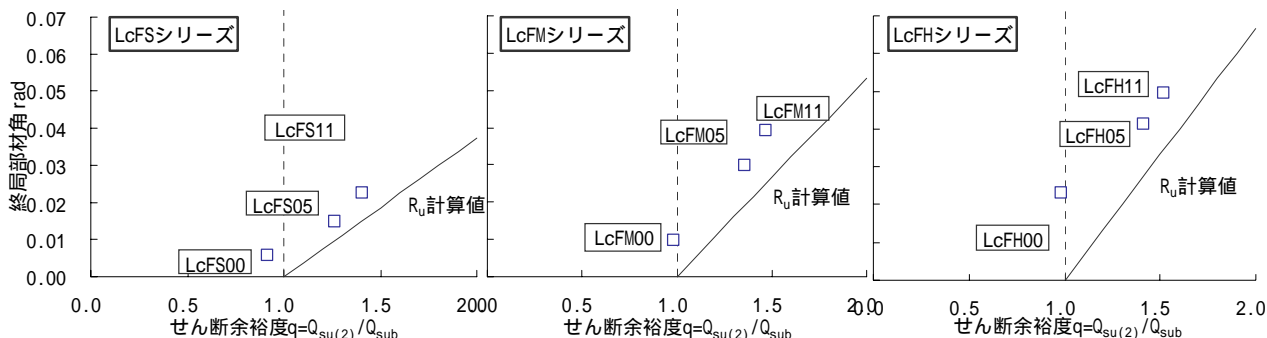


図 8 終局部材角の実験値と計算値

表 6 せん断余裕度と終局部材角

試験体	付着耐力 Q _{sub} (kN)	せん断耐力 Q _{su(2)} (kN)	せん断 余裕度 Q _{su(2)} /Q _{sub}	終局部材角 rad
LcFS00	275.2	252.1	0.92	0.006
LcFS05	286.8	362.7	1.26	0.015
LcFS11	295.3	415.3	1.41	0.023
LcFM00	258.6	254.0	0.98	0.010
LcFM05	274.5	373.4	1.36	0.030
LcFM11	286.4	420.3	1.47	0.039
LcFH00	249.4	245.3	0.98	0.023
LcFH05	264.9	373.8	1.41	0.041
LcFH11	276.9	420.7	1.52	0.050

11%上回っていたが、他の試験体では Q_{su(1)}の値を 10%から 40%程度下回っていた。文献³⁾による付着強度式 Q_{sub}の値では、各シリーズ共に、CFRP 補強を施した試験体ではよく一致していた。しかし、無補強試験体では、LcFS00 では Q_{sub}の値を実験値が上回ったが、LcFM00・LcFH00 (内法高さ 1000mm・1250mm)では Q_{sub}の値を実験値が下回る結果となった。また、柱が長くなるにつれ計算値との開きが大きくなる傾向が出ていた。

4.2 変形性能の評価

付着割裂後の靱性評価は定式化していないため、本論文では文献²⁾による以下の式(5)を準用し変形性能を求め、柱の終局部材角の実験値との比較を行う。付着割裂後の靱性評価への準用のため、せん断余裕度 q を、せん断耐力 Q_{su(2)}を付着耐力 Q_{sub}で除すことで求めた。

$$R_{u(m)} = 10(q - 1) \cdot R_{y(m)} \quad (5)$$

q:せん断余裕度=Q_{su(2)}/Q_{sub} 式(3),(4)による

R_{y(m)}:柱の降伏部材角で、=(h₀/h)・1/150 とする

ここで、h₀:内法高さ、h:階高=1250(mm)とする。

表 6 に終局部材角とせん断余裕度を、図 8 に終局部材角の実験値と計算値の比較を示す。表 6 における終局部材角は、 $\frac{80}{1250}$ (rad.) とした。

どの試験体においても、計算による柱の終局部材角 R_{u(m)}の値より、実験による柱の終局部材角の値が大きくなるという傾向があった。また、既往の式では、せん断

余裕度の上昇によって、実験による柱の終局部材角が増加するという特徴を捉えていた。

5. まとめ

低強度コンクリートを使用した RC 柱試験体 9 体に対する静的加力実験を行い、炭素繊維シート補強の耐震補強効果について検討した結果、以下のような知見を得た。

- 1) 全シリーズ試験体において、コンクリート強度 $f_c = 11\text{N/mm}^2$ の低強度の領域においても、炭素繊維シート補強によりせん断耐力の向上、および変形性能の向上を図ることが可能であった。
- 2) LcFM・LcFH シリーズ試験体において、炭素繊維シート補強量の増加に伴い、大変形をした後でも軸力を保持する能力が大幅に向上していた。
- 3) 本実験結果より、コンクリート強度 11N/mm^2 程度の RC 柱試験体各シリーズにおいて、最大耐力は付着耐力式(4)の計算と概ね対応していた。
- 4) 本実験結果より、コンクリート強度 11N/mm^2 程度において終局部材角は、せん断耐力式(3)と付着耐力式(4)の比と相関関係が見られた。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建物の耐震改修設計指針・同解説，pp.162-170，2001.2
- 2) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・同解説，pp.52，197，2001.2
- 3) 村橋 久弘，木村 耕三，勝俣 英雄：連続繊維による補修・補強 炭素繊維・アラミド編，pp27-111，2000.7
- 4) 水野 生，安岡 威，増田 安彦，田才 晃：低強度コンクリート RC 柱に対する炭素繊維シート補強による補強効果，日本コンクリート工学年次論文集，Vol.28,No2,pp1153-1158,2006