

論文 付着割裂破壊を伴う低強度コンクリート RC 柱の炭素繊維シートによる補強効果に関する実験的研究

雨宮 牧子^{*1}・増田 安彦^{*2}・田才 晃^{*3}・楠 浩一^{*4}

要旨：低強度コンクリートによる RC 柱に対する炭素繊維シート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。試験体は無補強の基準試験体、炭素繊維シートをゼブラ状に巻いた補強試験体、柱全体にシートを3層巻いた補強試験体の計3体とした。実験の結果から、コンクリート強度が低強度の範囲において、炭素繊維シート補強による補強効果が確認された。

キーワード：低強度コンクリート、炭素繊維シート、付着割裂、耐震補強

1. はじめに

既存建築物の耐震診断基準¹⁾では、コンクリートの強度の下限値を 13.5N/mm^2 とし、それ以下（以下、低強度コンクリートという）は耐震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、その機能を維持し続けることを強く求められるケースがある。これに対して何らかの耐震補強が可能となれば、解体するよりも経済的に有用性が高いと思われる。

そこで本実験では付着割裂破壊を想定した低強度コンクリート RC 柱に対して、炭素繊維シートによる補強を行うことで、その有効性の検討を行う。

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。試験体は、低強度コンクリートを使用した RC 柱とし、炭素繊維による補強量をパラメータとする計3体を作製した。内訳は、無補強基準試験体の LcB00、炭素繊維により補強を行った LcB03 および LcB17 である。全試験体共に、1970年以前に建設された RC 柱を想定している。

スケールは実大の50%程度とし、試験区間の断面は $400 \times 400\text{mm}$ 、内法スパン 800mm である。主筋は異形棒鋼 20-D22 (SD295) とし、せん断補強筋には同じく異形棒鋼を用い、2-D6@60 (SD295) とした。

表 - 1 試験体諸元

LcB00	LcB03	LcB17
無補強	ゼブラ巻き $p_w(\text{CF})=0.028\%$	3層巻き $p_w(\text{CF})=0.16\%$
$\sigma_B^*=8.4(\text{N/mm}^2)$	$\sigma_B=8.9(\text{N/mm}^2)$	$\sigma_B=8.8(\text{N/mm}^2)$

* σ_B : コンクリート圧縮強度

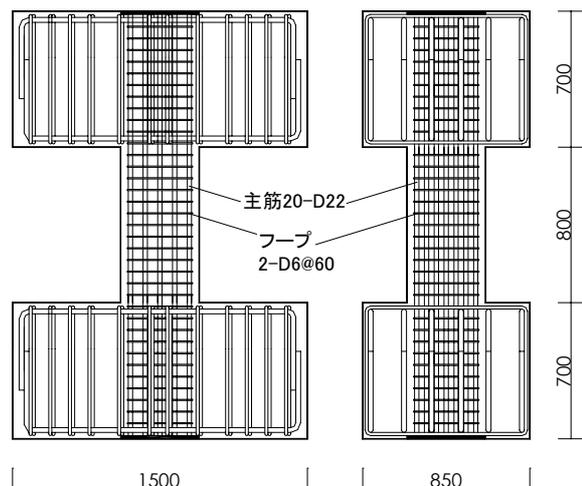
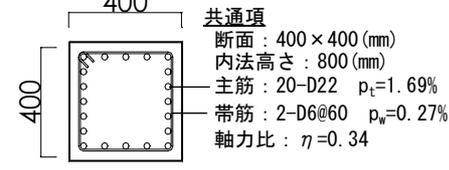


図 - 1 試験体配筋図

*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 (正会員)

*4 横浜国立大学 大学院 工学研究院 准教授 (正会員)

2.2 材料特性

コンクリートは低強度の普通コンクリートとし、コンクリート強度の目標値を $F_c=10\text{N/mm}^2$ とした。強度を合わせることを主旨とし、単位セメント量を減らすため、混和材に石灰石微粉末を使用した。図-2に LcB00 の材料試験結果における応力度 - 歪度関係を、表-2 にコンクリートの配合を示す。表-3 に材料特性を示す。

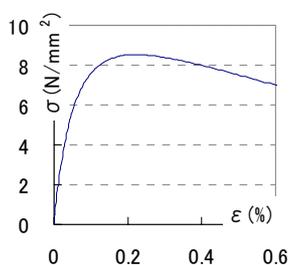


図 - 2 コンクリート応力度 - 歪度関係

表 - 2 コンクリートの配合

水セメント比 (%)	セメント (kg/m³)	混和材 (kg/m³)	水 (kg/m³)	
155	115	142	178	
細骨材① (kg/m³)	細骨材② (kg/m³)	粗骨材 (kg/m³)	混和剤 (kg/m³)	細骨材率 (%)
633	271	934	1.285	49.7

混和材:石灰石微粉末 細骨材①:砕砂
細骨材②:砂 粗骨材:砕石 混和剤:AE減水剤

表 - 3 材料特性

試験体		LcB00	LcB03	LcB17	
コンクリート					
圧縮強度 (N/mm²)		8.4	8.9	8.8	
ヤング係数 (N/mm²)		15247	17147	16700	
鉄筋種	ヤング係数 (N/mm²)	降伏強度 (N/mm²)	降伏歪 (%)	引張強度 (N/mm²)	破断歪 (%)
D16	1.85×10^5	317.67	0.383	477.08	18.61
D6	1.84×10^5	341.42	0.188	498.66	19.82
炭素繊維シート	目付量 (g/m²)	設計厚さ (mm)	規格引張強度 (N/mm²)	規格ヤング係数 (Gpa)	
	200	0.111	3400	230	

2.3 補強方法

LcB03 試験体および LcB17 試験体には、柱に炭素繊維巻き付けによる補強を施した。試験体補強詳細図を図-3に示す。

炭素繊維を巻く柱は、隅角部を $R=30$ 程度の面取りする必要がある。本実験では試験体製作段階で、試験体 LcB03・LcB17 に R 面木を埋め込み、面取りを行った。

LcB03 試験体は、まず下地調整としてディスクサンダーで柱表面を研磨した後、柱表面にプライマーを塗布し、その上より炭素繊維をゼブラ状に巻きつけて付着させ、炭素繊維シートに

エポキシ樹脂を塗布・含浸させた。その後さらに柱表面にエポキシ樹脂を塗布した。

LcB17 試験体は、LcB03 と同様の手順で、柱表面にプライマー塗付後、(柱全域に)炭素繊維を1層巻き、1層目炭素繊維の表面にエポキシ樹脂を塗布し、2層目・3層目も同様の手順で炭素繊維を巻きつけ、その上からエポキシ樹脂を塗布した。

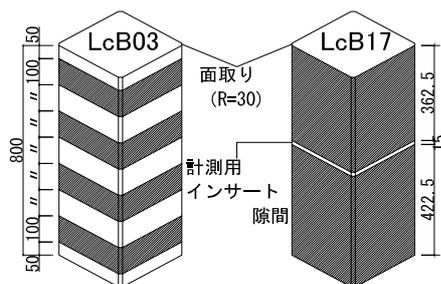


図 - 3 補強詳細図

2.4 加力方法

加力は図-4で示す加力装置を用いて行った。試験体に定軸力(軸力比 $\eta=0.34$)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。加力履歴は、まず荷重制御で載荷パス $\pm 100\text{kN}$ を目標とし、その後は変位制御として層間変形角 $R=\pm 1/2000$, $R=\pm 1/1000$ を1サイクル, $R=\pm 1/500$, $R=\pm 1/250$, $R=\pm 1/125$, $R=\pm 1/83$, $R=\pm 1/50$, $R=\pm 1/36$, $R=\pm 1/25$, $R=\pm 1/15$ (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回目のサイクルで水平加力を終了した。

計測項目は、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。

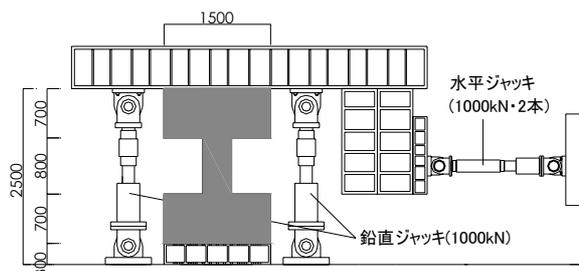


図 - 4 加力装置図

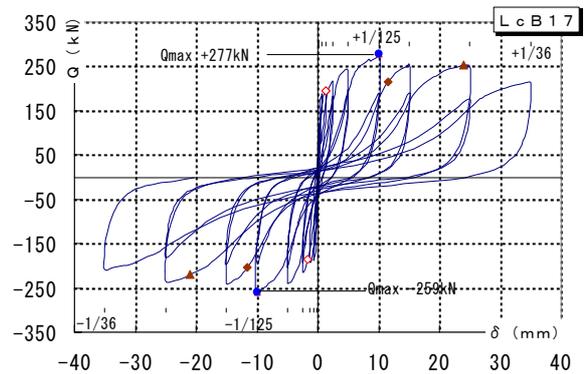
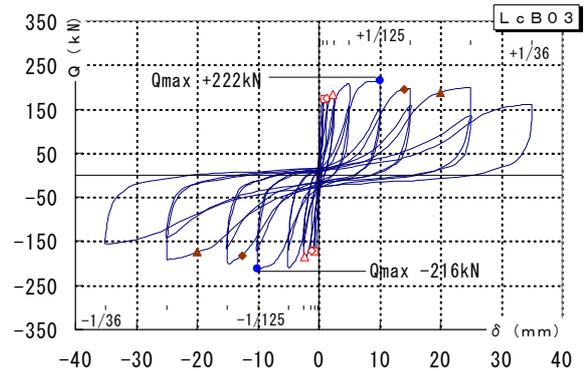
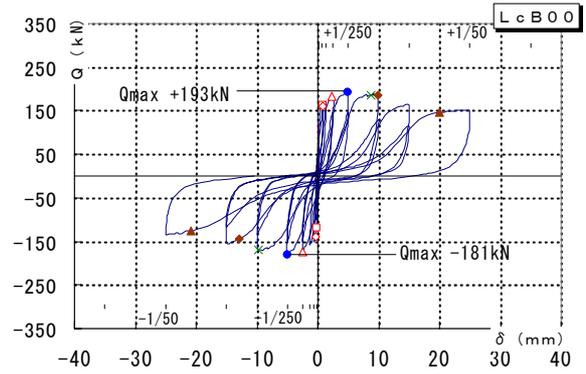
3. 実験結果

3.1 破壊経過

各試験体の荷重 - 変形関係を図-5に、最大耐力近傍・最終破壊状況の写真を写真-1に示す。写真中の白線は炭素繊維シートの浮き上がりを示す。また、表-4に実験結果一覧を示す。

LcB00 は、 $R=1/2000(\text{rad.})$ で曲げひび割れ・せん断ひび割れが発生した。続いて $R=1/500(\text{rad.})$ サイクル中、主筋配列面に沿う付着ひび割れが発生した。 $R=1/250(\text{rad.})$ で正負ともに最大耐力に達し、荷重変形関係上スリップが生じ始めた。 $R=1/125(\text{rad.})$ で主筋の圧縮降伏・フープの降伏が生じると共に、柱頭・柱脚付近の付着ひび割れが顕著に開き、除荷時にもその開きは戻らず以降耐力低下するが、その低下の勾配は緩やかであった。 $R=1/50(\text{rad.})$ で主筋の引張降伏が確認され正負とも最大耐力の80%以下となった。

LcB03 は、 $R=-1/2000(\text{rad.})$ サイクルで負側曲げひび割れ、 $R=\pm 1/1000(\text{rad.})$ で正側曲げひび割れ・正負せん断ひび割れが発生し、 $R=1/500(\text{rad.})$ サイクル中、主筋配列面に沿う付着ひび割れが発生した。続いて $R=1/250(\text{rad.})$ で上下危険断面寄りの炭素繊維シートに浮きが生じた。 $R=1/125(\text{rad.})$ で正負共に最大耐力に達してLcB00と同様スリップが顕著となった。以降炭素繊維シートの隙間からコンクリートが剥落し始め、 $R=1/83(\text{rad.})$ で主筋の圧縮降伏、 $R=1/50$ で主筋の引張降伏が確認されLcB00と同様緩やかに耐力低下した。 $R=1/36(\text{rad.})$ で正負とも最大耐力の80%以下となった。炭素繊維シート破断



- 曲げひび割れ
- ◇ せん断ひび割れ
- △ 付着割裂ひび割れ
- × フープ降伏
- ◆ 圧縮降伏
- ▲ 引張降伏
- 最大耐力

図 - 5 荷重 - 変形関係

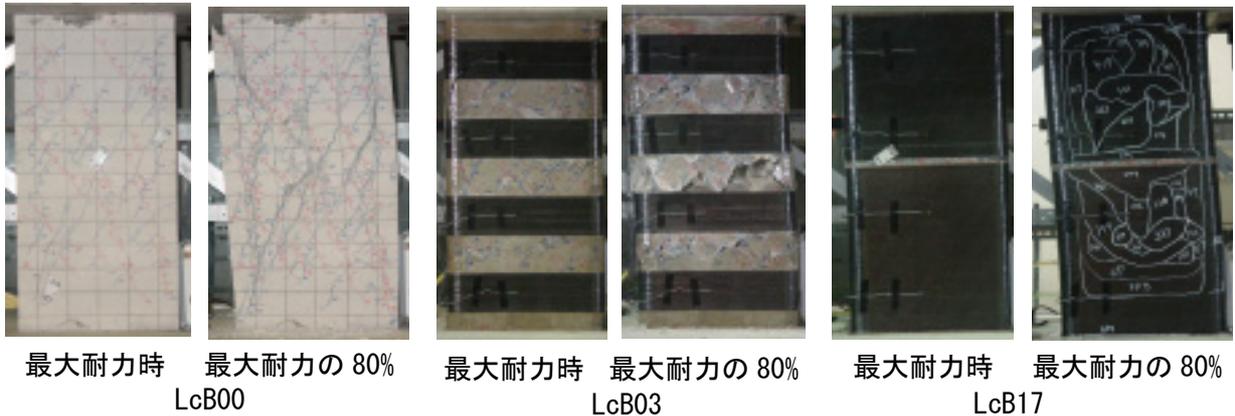


写真 - 1 最大耐力近傍(左)と最終破壊状況(右)

表 - 4 実験結果一覧

	LcB00	LcB03	LcB17
Q _{MAX} (kN)	+193/-181	+222/-216	+277/-259
ave. Q _{MAX} (kN)	187	219	268
δ _{QMAX} (mm)	5.0	10.0	10.0
R _{QMAX} (rad.)	±1/250	±1/125	±1/125
耐力上昇率	—	1.17	1.43
R _{Q80%}	±1/50	±1/36	±1/36
Q _{mu} (kN)	884	893	891
Q _{sumin} (kN)	284	318	393

Q_{MAX}: 最大耐力 ave. Q_{MAX}: 最大耐力の正負平均値

δ_{QMAX}: 最大耐力時の変形

R_{Q80%}: 最大耐力の80%以下となった時の層間変形角

R_{QMAX}: 最大耐力時の層間変形角

Q_{mu}: 文献³⁾による曲げ終局強度 Q_{sumin}: 文献⁵⁾によるせん断強度

は実験終了まで生じず、隅角部のシートの接着は実験後も維持されていた。

LcB17は、R=1/1000(rad.)で正負とも炭素繊維シートの間でせん断ひび割れが確認されたが、正負共に最大耐力に達するR=1/125(rad.)まで炭素繊維シートの浮きも確認されず、目立った損傷は無かった。以降のサイクルではLcB00・03と同様スリップが顕著となり、また、主筋配列面の上下危険断面と正面中央部から炭素繊維シートに浮きが生じ始めた。以降R=1/83(rad.)で主筋の圧縮降伏、R=1/50(rad.)で主筋の引張降伏が確認されLcB00・LcB03と同様緩やかに耐力低下し、R=1/36(rad.)で正負とも最大耐力の80%以下となった。炭素繊維シート破断は実験終了まで生じず、隅角部のシートの接着は実験後も維持されていた。

3体を比較すると、ゼブラ補強を施したLcB03の最大耐力は20%程度、シート3層による補強を施したLcB17は45%程度、基準試験体LcB00の最大耐力を上回った。また、シート補強量の増加に伴い、最大耐力以降の耐力低下も緩やかとなり、変形能力にも向上が見られた。

3.2 付着応力度分布

各試験体主筋の付着応力度分布を図-6に示す。主筋の歪度は、柱頭柱脚のほかスパン内3点の計5点で計測した。安定して歪の計測ができた3区間を、各計測点間の付着応力度を一定と仮定して図示した。また、いずれの試験体も主筋降伏前である最大耐力までのサイクルにつ

いて示している。代表例として、図に示した断面内隅角部(ou.)及び中央部の主筋(in.)について示した。図には文献³⁾による付着強度 τ_{bu} (式(1))、文献⁴⁾による補強効果を考慮した付着強度 $\tau_{bu(CF)}$ (式(2))も示した。

$$\tau_{bu} = \alpha_t \left\{ (0.086b_i + 0.11)\sqrt{\sigma_B} + k_{st} \right\} \quad (1)$$

$$b_i = \min(b_{si}, b_{ci})$$

$$b_{si} = (b - N_1 d_b) / (N_1 d_b)$$

$$b_{ci} = \left\{ \sqrt{2}(d_{cs} + d_{ci}) - d_b \right\} / d_b$$

$$k_{st} = \begin{cases} (56 + 47N_w / N_1)(b_{si} + 1)p_w \\ (b_{ci} \geq b_{si} \text{ のとき}) \\ 146A_w / (d_b s) \quad (b_{ci} < b_{si} \text{ のとき}) \end{cases}$$

ここで、 σ_B : コンクリート圧縮強度、 p_w : 帯筋のせん断補強筋比

$$\tau_{bu(CF)} = \tau_{co} + \tau_{st} \quad (2)$$

$$\tau_{co} = (0.117b_i + 0.163)\sqrt{\sigma_B}$$

$$\tau_{st} = 9.51 \frac{b \cdot p_w'}{N \cdot d_b} \sqrt{\sigma_B}$$

$$\text{ここで、 } b_i = (b - \sum d_b) / \sum d_b$$

$$p_w' = p_{ws}' + \kappa E_{fd} / E_s \cdot p_{wf}$$

$$\kappa = 3 - 500 E_{fd} / E_s \cdot p_{wf}$$

但し、 $E_{fd} / E_s \cdot p_{wf} > 0.003$ の場合、 $\kappa = 1.5$

ここで、 p_{ws}' : 帯筋のせん断補強筋比、 p_{wf} : 炭素繊維シートによるせん断補強筋比、 E_s : 帯筋ヤング係数、 E_{fd} : 炭素繊維シートヤング係数

無補強試験体LcB00は、最大耐力時であるR=1/250(rad.)で無補強時の付着割裂強度計算値 τ_{bu} と同程度の値であり、付着割裂破壊している状況とよく対応している。ゼブラ補強を施したLcB03及びシート3層による補強を施したLcB17は、LcB00と同様最大耐力時であるR=1/125(rad.)で無補強時の付着割裂強度計算値 τ_{bu} 及び補強効果を考慮した付着強度計算値 $\tau_{bu(CF)}$ を上回った。

各試験体の付着応力度分布形状を比較すると、無補強試験体LcB00はR=1/500(rad.)で柱脚部より柱中央部の付着応力が大きい。R=1/250(rad.)

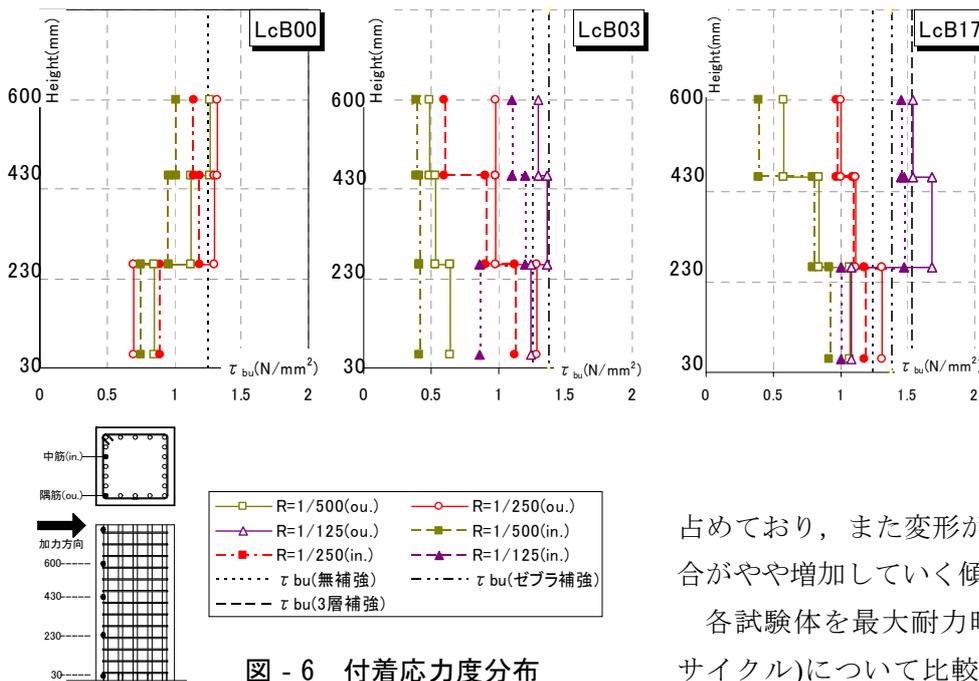


図 - 6 付着応力度分布

でその傾向はさらに顕著になり、中央部の付着応力度が上昇しているのに対して柱脚部の応力度は低下している。これは、R=1/500(rad.)時点で柱脚部に付着割裂ひび割れが入って付着が失われ始め、その領域が徐々に中央部へと進展していったために中央部での応力負担が大きくなったためであると考えられる。

補強を施した LcB03・LcB17 は R=1/500(rad.) では柱中央部より柱脚部の応力が大きい値となっているが、変形が進むにつれて柱中央部の応力が柱脚部を上回る傾向が見られた。これより、LcB00 と同様、柱脚部から付着が失われていったと考えられる。加えて、全試験体とも中筋より隅筋の方が応力をより多く負担する傾向があり、それは補強量の増大に伴って顕著となった。

3.3 せん断・曲げ変形割合

各試験体の曲げ変形成分・せん断変形成分を、

変位計を用いて、水平・鉛直・斜め各方向変位を計測した値より算出した。曲げ変形 - せん断変形の割合を図-7に示す。

各試験体の変形成分割合は、全サイクルに渡りせん断変形割合が大半を占めており、また変形が進むにつれてせん断割合がやや増加していく傾向がある。

各試験体を最大耐力時(グラフ上点線枠囲みサイクル)について比較すると、無補強試験体 LcB00 は、曲げ変形成分が 15%程度であったのに対し、ゼブラ補強を施した LcB03 は 17%程度、シート 3 層による補強を施した LcB17 は 20%程度であり、補強によってせん断変形の抑制効果が得られたと考えられる。

これまでの現象から破壊モードについて考察すると、破壊経過や荷重 - 変形関係、付着応力度分布より、最大耐力決定要因としては付着が失われたためであると考えられるが、せん断破壊も混在した複雑な破壊を呈した。

4 付着強度の検討

計測された各試験体主筋の付着応力度を表-5に、実験値と計算値の比較を図-8に示す。

なお、いずれの試験体も、最大耐力を発揮した時の正側・負側の平均値を示している。また、図・表には文献²⁾による付着強度 $\tau_{bu①}$ (式(1))、文献³⁾による付着強度 $\tau_{bu②}$ 、文献⁴⁾による補強効果を考慮した付着強度 $\tau_{bu(CF)}$ (式(2))も示した。

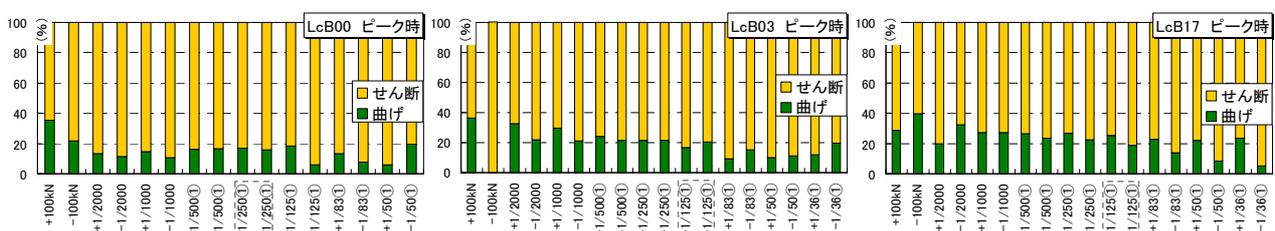


図 - 7 曲げ変形 - せん断変形割合

表 - 5 各試験体主筋の付着応力度

	補強量 $r \rho_w \cdot r \sigma_{wy}$	計算値 (N/mm ²)					実験値 (N/mm ²)					
		$\tau_{bu①}$	$\tau_{bu②}$	$\tau_{bu(CF)}$	強度増大率		in τ_{bu}	ou τ_{bu}	ave τ_{bu}	強度増大率		
					$\tau_{bu(CF)}/\tau_{bu①}$	$\tau_{bu(CF)}/\tau_{bu②}$				in τ_{bu}	ou τ_{bu}	ave τ_{bu}
LcB00	0.00	1.21	1.25	-	-	-	1.14	1.66	1.29	-	-	-
LcB03	0.50			1.31	1.08	1.05	1.18	1.78	1.35	1.03	1.08	1.05
LcB17	2.68			1.53	1.26	1.22	1.30	2.33	1.58	1.14	1.40	1.22

$\tau_{bu①}$: 文献²⁾による付着強度 $\tau_{bu②}$: 文献³⁾による付着強度 $\tau_{bu③}$: 文献⁴⁾による付着強度
in τ_{bu} , ou τ_{bu} : 中筋, 隅筋の最大耐力時付着応力度 ave τ_{bu} : 一列に配された主筋の最大耐力時平均付着応力度

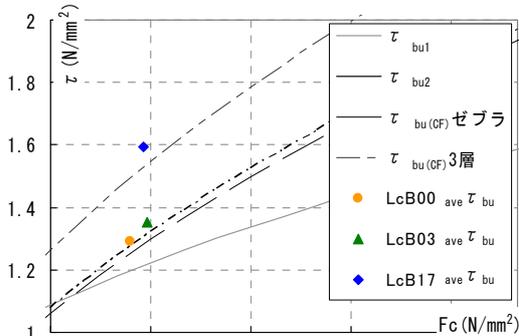


図 - 8 付着応力度の実験値 - 計算値の比較

(1) 実験値と計算値の比較

無補強試験体 LcB00 の付着応力度 $ave \tau_{bu}$ は、無補強時の付着割裂強度 $\tau_{bu①} \cdot \tau_{bu②}$ と同程度の値であった。ゼブラ補強を施した LcB03 の付着応力度 $ave \tau_{bu}$ は、補強効果を考慮した付着強度 $\tau_{bu(CF)}$ を 3% 程度上回る結果となった。また、シート 3 層による補強を施した LcB17 は無補強時の付着割裂強度 $\tau_{bu①} \cdot \tau_{bu②}$ を 35% 程度上回り、補強効果を考慮した付着強度 $\tau_{bu(CF)}$ を 4% 程度上回った。

以上のことから、無補強試験体については、コンクリート強度が 9N/mm^2 と低強度の範囲であっても既往の計算式で評価可能であると考えられる。また、炭素繊維シートによる補強を施した試験体についても、LcB03, LcB17 共に計算結果は概ね実験結果と対応していた。

(2) 炭素繊維シート補強量による比較

3 体を比較すると、基準試験体の付着強度を LcB03 では 5%, LcB17 では 24% 上回った。また、補強による強度増大率は中筋より隅筋の方が大きい傾向があった。

5 まとめ

低強度コンクリートによる RC 柱試験体 3 体に対する静的加力実験により、以下の知見を得た。

- (1) 試験体は付着が失われたために耐力低下したが、せん断破壊も混在した複雑な破壊を呈した。
- (2) 炭素繊維シートにより補強した試験体は、無補強試験体と比較して性能が改善されており、補強効果があることがわかった。
- (3) 無補強試験体の実験結果より、コンクリート強度が $F_c=9(\text{N/mm}^2)$ 程度の低強度の範囲においても既往の計算式^{1),2)}で付着強度の評価は可能であった。
- (4) 炭素繊維シートによる補強を施した試験体は、付着割裂強度の上昇を図ることが可能であり、既往の計算式³⁾での評価が可能であった。

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
- 2) 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, pp.175-177
- 3) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, pp.135-141
- 4) 日本建築学会:連続繊維補強コンクリート系構造設計施工指針案, pp.292-294