

論文 低強度コンクリート RC 構造物の付着性状および炭素繊維シート補強効果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：コンクリート強度の異なる RC 構造物の付着性状に対する炭素繊維シート補強の有効性を検証するため、コンクリート強度とシート補強量、試験鉄筋の本数をパラメータとする RC 部材の一部をモデルとしたキャンティレバー型試験体全 16 体の付着実験を行った。実験結果から低強度コンクリートを使用した RC 部材でも既往の付着強度算定式で付着強度の評価が可能であった。さらに、コンクリート強度 13.5N/mm² 以下の付着割裂破壊が起こった低強度 RC 柱試験体に対して、付着耐力並びにせん断耐力の検討を行った。

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、付着割裂破壊

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。

近年、著者らは低強度コンクリート RC 柱を対象とし、炭素繊維シートによる補強（以下、CFRP 補強と呼ぶ）を行った構造実験を行った。³⁾そして、その柱試験体に対し、付着割裂破壊が起こるケースが見受けられた。

しかし、低強度コンクリートにおける付着性状に対しては十分な実験は行われておらず、有効な付着強度・柱のせん断耐力評価法に関しては共に未解明である。

低強度コンクリート RC 部材に対し、有効な付着割裂強度および CFRP 補強の評価が可能となれば、既存構造物に対し、より正確な性能評価が可能となり、また補強後の安全性も確認できる。

そこで本実験では、RC 部材の一部をモデルとしたキャンティレバー型試験体で、コンクリート強度とシート補強量、試験鉄筋の本数をパラメータとする全 16 体の試験体に対する付着試験を実施した。

さらに、本年度行われた付着割裂破壊の起こった低強度コンクリート RC 柱試験体に対し、付着力の検討並びにせん断耐力についての考察を行う。

2. キャンティレバー型付着試験実験概要

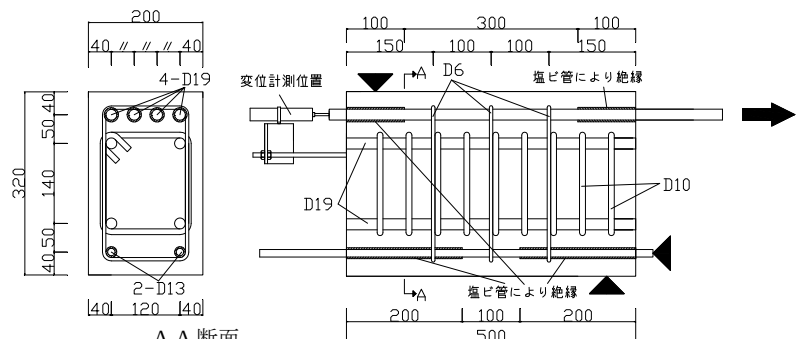
2.1 試験体概要

図 - 1、表 - 1、にキャンティレバー型試験体の配筋詳細を示す。形状は全試験体共通であり、上下に試験筋を配し順次引抜き試験を行い、一体の試験体から 2 組のデータを得た。付着長さは、主筋 4-D19 側(BF シリーズ)

表 - 1 試験体一覧

試験体	試験変数					コンクリート強度 (N/mm ²)
	名称	鉛直 かぶり C _v (mm)	呼び名	本数	補強 方法 ※1	補強比 ※2 p _{vf} (%)
BF	BF-1N	40	D19	4	-	0
	BF-2N				Z1層	0.056
	BF-3N				A1層	0.111
	BF-4N				Z2層	0.111
	BF-1L				-	0
	BF-2L				Z1層	0.056
	BF-3L				A1層	0.111
	BF-4L				Z2層	0.111
BT	BT-1N	40	D13	2	-	0
	BT-2N				Z1層	0.056
	BT-3N				A1層	0.111
	BT-4N				Z2層	0.111
	BT-1L				-	0
	BT-2L				Z1層	0.056
	BT-3L				A1層	0.111
	BT-4L				Z2層	0.111

※1 補強Z:ゼブラ巻、A:全層巻 ※2 p_{vf}=(2×シート厚さ)/柱幅



単位:mm

図 - 1 キャンティレバー型試験体図

*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 博(工) (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

	セメント kg/m ³	混和材 kg/m ³	混和剤 kg/m ³	水 kg/m ³	細骨材 kg/m ³	粗骨材 kg/m ³	W/C (%)	細骨剤率 (%)
低強度 シリーズ	119	138	1.285	178.0	904.0	934.0	150.0	49.7
普通強度 シリーズ	306	0	3.06	177.0	836.0	953.0	58.0	747.6

混和剤：石灰石微粉末 混和剤：AE減水剤 粗骨材最大寸法：20mm

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	2.09×10 ⁵	391.67	0.187	525.21	13.13
D13	1.86×10 ⁵	376.85	0.203	551.17	15.81
D19	1.91×10 ⁵	349.71	0.183	514.72	17.03

	呼び名	目付け量 (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)
炭素繊維シート	3400MPa	200	0.111	3400	230

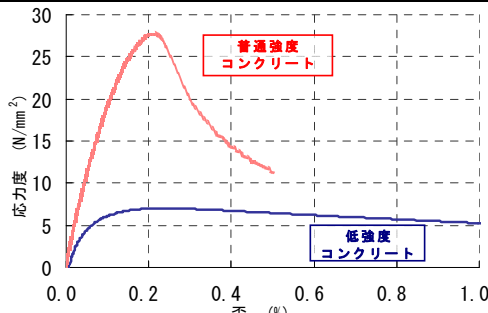


図 - 2 コンクリート応力度 - 歪度曲線

では中央部分 300mm で、主筋 D13 を 2 本配した側(BT シリーズ)では中央部分 100mm となっている。付着区間外では耐力を発揮しないように、鉄筋外周に塩ビ管を配置して付着をカットしている。試験体腹部には、せん断破壊防止に十分な鉄筋を配した。試験鉄筋を直接拘束する横補強筋は 2 - D6@100mm($p_{ws}=0.32\%$)を配した。破壊形式は試験鉄筋 2 本・4 本の試験体共に、サイドスプリット先行型の付着割裂破壊を想定した。

2.2 材料特性

コンクリートの実強度は、普通強度コンクリートシリーズ $\sigma_B=28\text{N/mm}^2$ 、低強度コンクリートシリーズ $\sigma_B=7.7\text{N/mm}^2$ であった。表 - 2 にコンクリートの調合を、図 - 2 にコンクリート応力度 - 歪度曲線を示す。低強度コンクリートシリーズの場合は、水セメント比が 100% を超えるため、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調合とした。表 - 3 に材料特性を示す。

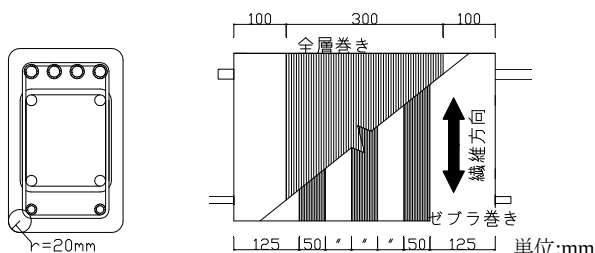


図 - 3 補強詳細図

2.3 補強方法

補強詳細図を図 - 3 示す。試験体シリーズ毎で補強量をパラメータとし、それぞれゼブラ巻き 1 層補強、全層巻き 1 層補強、ゼブラ巻き 2 層補強を施した。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 面を埋め込み、 $r=20\text{mm}$ 程度で面取りを施した。

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 面を埋め込み、 $r=20\text{mm}$ 程度で面取りを施した。

3. 実験結果

図 - 4 に付着応力度と鉄筋引抜量の関係を、表 - 4 に実験結果一覧を示す。また、写真 1 に無補強、ゼブラ層補強の試験体破壊状況を示す。図中の鉄筋引抜量は、図 - 1 における変位計測位置のものである。また、付着応力度は実験中に計測された荷重(P)を鉄筋の表面積の総和で除した値とした。算定式は次式(1)のようになる。ここで、L:付着長さ、 ϕ :鉄筋周長、N:試験筋本数である。

$$\tau = \frac{P}{L \cdot \phi \cdot N} \quad (1)$$

表 - 4 実験結果一覧

試験体	ピーク時 抜け出し量 (mm)	実験値 τ_{bmax} (N/mm ²)	試験体	ピーク時 抜け出し量 (mm)	実験値 τ_{bmax} (N/mm ²)
BF-1N	0.95	2.63	BT-1N	0.75	9.08
BF-2N	0.90	3.16	BT-2N	0.93	10.06
BF-3N	1.03	3.72	BT-3N	0.85	9.64
BF-4N	0.98	3.57	BT-4N	0.95	11.13
BF-1L	0.74	1.34	BT-1L	1.12	3.75
BF-2L	2.11	1.76	BT-2L	1.19	4.78
BF-3L	2.65	2.11	BT-3L	1.60	4.73
BF-4L	3.17	1.98	BT-4L	1.61	4.49

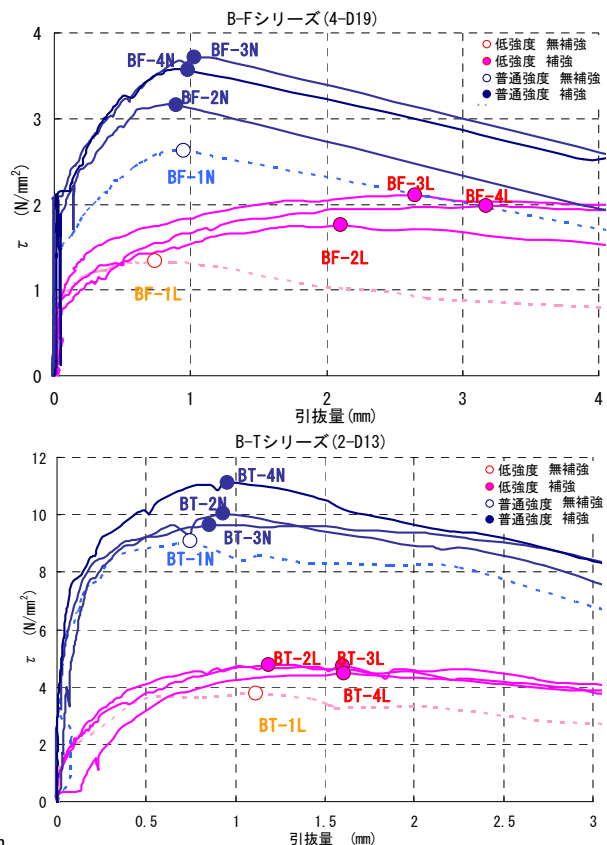


図 - 4 付着応力度 - 鉄筋引抜量関係

〔BF シリーズ(主筋 4-D19)〕

最大耐力は、低強度と普通強度コンクリート共に、補強を行うことによって無補強試験体の最大耐力を上回った。また、最大耐力時の鉄筋の引抜量は、補強後は低強度試験体の方が 3.0mm を超える引抜量となり、普通強度試験体の引抜量を大きく上回った。

ひび割れ状況は、コンクリート強度の違いに関わらず、割裂ひび割れが開くと同時に耐力低下に至った。ひび割れ後はカバーコンクリートがすべて剥がれ、サイドスプリット型の破壊が起こったと考えられる。

また、普通強度試験体では、補強後に関し、ピーク後に炭素繊維シートが切れ急激に耐力低下した。しか

し、低強度試験体の補強後のものは 30mm 以上の引抜加力を加えても炭素繊維シートは切れず、ピークの 7 割程度の耐力を保った。以上から、低強度コンクリートでは最大耐力以降も炭素繊維シートは切れず、補強により付着応力度の急激な低下を防ぐ効果があった。

〔BT シリーズ(主筋 2-D13)〕

最大耐力は、BF シリーズと同様、低強度と普通強度コンクリート共に、補強を行うことによって無補強試験体の最大耐力を上回った。また、最大耐力時の鉄筋の引抜量は、普通強度試験体では補強前後を通し、最大耐力時

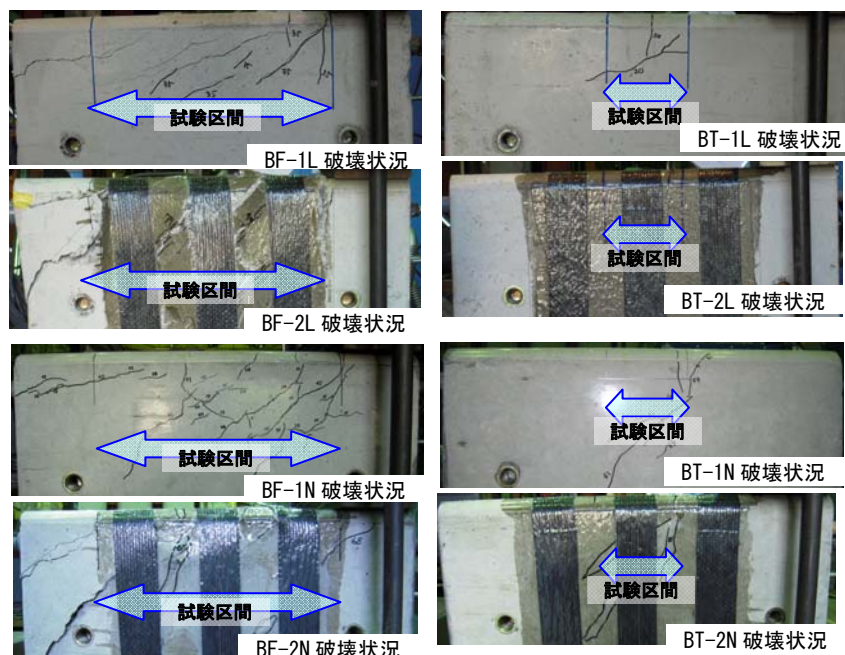


写真 1 低強度無補強試験体破壊状況

の引抜量は 0.8mm 程度の値でほぼ一定であったのに対し、低強度コンクリート試験体では、BT-1L・BT-2L では 1.2mm 程度の引抜量、BT-3L・BT-4L では 1.7mm 程度と、補強の増加に伴い引抜量が大きくなっていった。また、普通強度より低強度の方が、引抜量が大きい傾向があった。

ひび割れは、全試験体通して割裂ひび割れは大きく開かず、最大耐力以降もカバーコンクリートが剥がれ落ちなかった。この状況から、鉄筋の引抜による耐力低下が起こったと考えられる。

表 - 5 実験値と計算値の付着応力度比較

試験体		補強 方法※3	計算値 τ_{bu} (N/mm ²)	実験値 τ_{bmax} (N/mm ²)	$\frac{\tau_{bmax}}{\tau_{bu}}$	試験体		補強 方法※3	計算値 τ_{bu} (N/mm ²)	実験値 τ_{bmax} (N/mm ²)	$\frac{\tau_{bmax}}{\tau_{bu}}$
BFシリーズ	BF-1N	－	2.29	2.63	1.14	BTシリーズ	BT-1N	－	6.24	9.08	1.45
	BF-2N	Z1層	2.53	3.16	1.25		BT-2N	Z1層	6.93	10.06	1.45
	BF-3N	A1層	2.71	3.72	1.37		BT-3N	A1層	7.45	9.64	1.29
	BF-4N	Z2層	2.71	3.57	1.32		BT-4N	Z2層	7.45	11.13	1.49
	BF-1L	－	1.20	1.34	1.11		BT-1L	－	3.27	3.75	1.15
	BF-2L	Z1層	1.33	1.76	1.33		BT-2L	Z1層	3.63	4.78	1.32
	BF-3L	A1層	1.42	2.11	1.48		BT-3L	A1層	3.90	4.73	1.21
	BF-4L	Z2層	1.42	1.98	1.40		BT-4L	Z2層	3.90	4.49	1.15

※3 Z:ゼブラ巻、A:全層巻

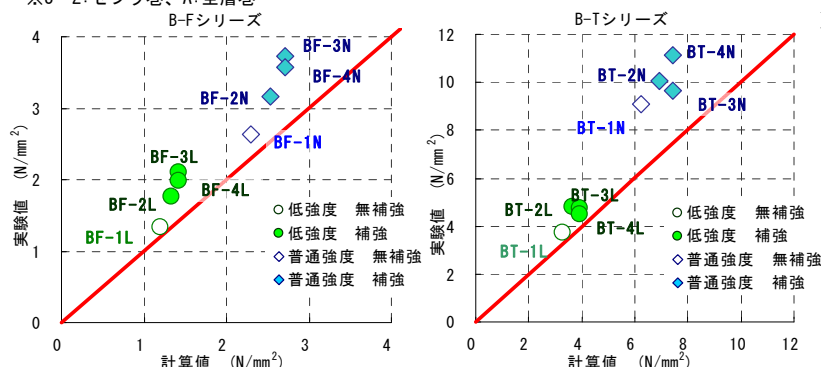


図 - 5 実験値と計算値の付着応力度比較

4. 既往の強度評価との比較

図 - 5, 表 - 5 に既往の強度評価と実験による付着応力度の比較を示す。ここで使用した強度評価式は、文献⁴⁾による以下の(2)式 τ_{bu} に材料試験の結果を用いて算出した。

$$\tau_{bu} = \tau_{co} + \tau_{st} \quad (N/mm^2) \quad (2)$$

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

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

p_w' :横補強筋と連続繊維補強材のせん断補強筋比の和

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

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

ここに、 p_{ws}' :外周に配される横補強筋のせん断補強筋比、 p_{wf} :連続繊維補強材のせん断補強筋比、 E_s :横補強筋のヤング係数、 E_{fd} :連続繊維補強材の規格ヤング係数である。

試験体の付着強度は、強度 7N/mm^2 程度の低強度コンクリートと強度 29N/mm^2 程度の普通強度コンクリート量試験体に対して、また 2-D13 シリーズ、4-D19 シリーズ共に、計算値 τ_{bu} の値を上回っていた。

4-D19 シリーズでは、実験値 τ /計算値 τ_{bu} を比較すると、低強度試験体は無補強で 1.11 程度、補強後は 1.30～1.50 程度の余裕度があった。普通強度試験体では、無補強では 1.14 程度、補強後は 1.25～1.40 程度の余裕度であった。以上の結果から、4-D19 シリーズでは、補強量の増加に従い耐力は上昇し、その強度評価式は低強度コンクリートの範囲でも評価が可能であったと考えられる。また、補強後の強度上昇は、低強度コンクリートの方が大きい傾向が見られた。

2-D13 シリーズでは、実験値 τ /計算値 τ_{bu} を比較すると、普通強度試験体は 1.30～1.45 程度の余裕度に対し、低強度試験体は 1.15～1.30 程度の余裕度だった。このことから 2-D13 シリーズでは、コンクリート強度の低下により、強度評価式との開きが小さくなっていたという傾向が見られた。また、補強後の付着力上昇については、低強度試験体ではゼブラー層補強がゼブラ二層補強の耐力を上回るなど、補強量の増加に伴った耐力上昇はみられなかった。普通強度試験体でも、ゼブラー層補強が全層一層巻き補強の耐力を上回っていた。

表 - 6 柱試験体諸元

試験体	コンクリート強度 σ_B (N/mm^2)	$b \times D$ (mm)	h_0 (mm)	主筋 (SD295)	フープ (SD295)	h_0/D	炭素繊維シート補強筋比 P_{wf} (%)	軸力比 η
LcBB00	6.86	400 × 400	1500	12-D13 $P_t: 0.95\%$	2-D6 @200 $P_w: 0.08\%$	3.75	0	0.15
LcFB00	6.71						0	
LcFB05	7.11						0.054	
LcFB11	7.18						0.108	

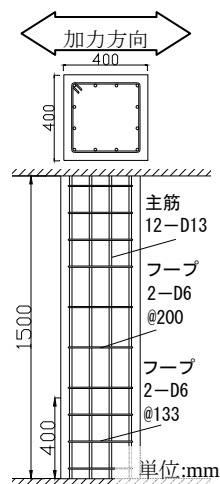


図 - 6 試験体配筋図

図 - 7 に示す加力装置を用い、試験体に定軸力(軸力比 LcFB シリーズ: $\eta=0.25$, LcBB00: $\eta=0.15$) 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。

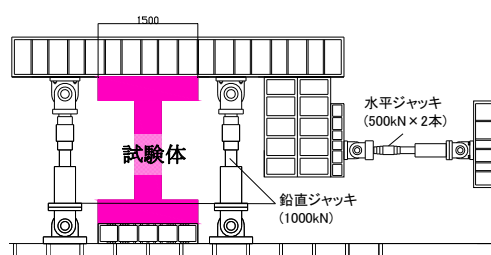


図 - 7 加力装置図

5.2 材料特性

コンクリートは、キャンティレバー型付着試験体の低強度コンクリートシリーズと同じ調合を使用し、加力当日のコンクリート実強度 σ_B は 7N/mm^2 程度と、強度を抑えることができた。また、材料特性を表 - 7 に示す。

表 - 7 柱試験体の材料特性

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	2.09×10^5	391.67	0.187	525.21	13.13
D13	1.81×10^5	356.33	0.197	507.37	16.14

	呼び名	目付け量 (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)
炭素繊維シート	3400MPa	200	0.111	3400	230

5.3 補強方法

補強詳細図を図 - 8 に示す。試験体シリーズ毎で補強量をパラメータとし、それぞれ LcFB05 には全層巻き 1 層補強, LcFB11 には全層巻き 2 層補強を施した。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、 $r=30\text{mm}$ 程度で面取り

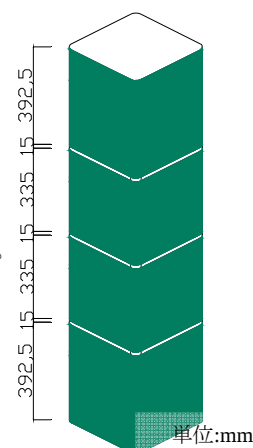


図 - 8 柱試験体補強詳細図

を施した。

5.4 柱試験体実験結果

柱試験体の破壊経過を以下に示す。また、水平荷重 - 変形関係の包絡線を図 - 9 に示す。

軸力比 $\eta=0.15$ の無補強試験体 LcBB00 は、 $R=\pm 1/150(\text{rad.})$ で、正負共に主筋の引張降伏が生じ、その次のサイクルである $R=+1/83(\text{rad.})$ で最大耐力に至った。負側サイクルでは、 $R=-1/83(\text{rad.})$ 途中で、主筋の圧縮降伏の後、水平変位-16.5mm ($R=1/90(\text{rad.})$ 程度)において主筋に沿うひび割れが生じ、急激な耐力低下となった。破壊形式は、負側加力に対しては、付着割裂ひび割れの後に耐力低下したことから、主筋の曲げ降伏後の付着割裂破壊であったと考えられる。また、正側加力では、曲げ降伏により最大耐力が決定していた。軸力比 $\eta=0.25$ の無補強試験体 LcFB00 は、 $R=+1/83(\text{rad.})$ 途中で主筋の引張降伏が生じた後、水平変位-15.5mm ($R=1/97(\text{rad.})$ 程度)において主筋に沿うひび割れが生じ、急激な耐力低下と

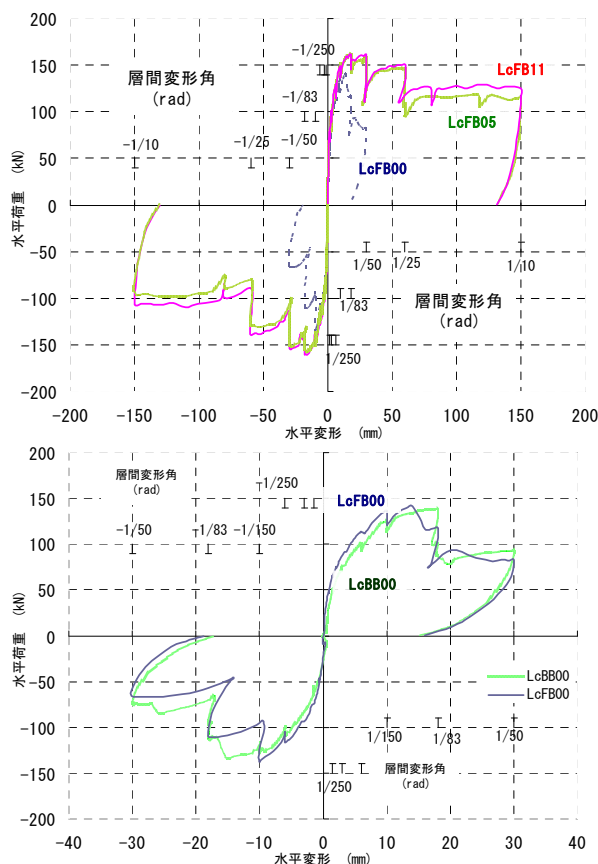


図 - 9 水平荷重 - 変形関係の包絡線

なった。付着割裂ひび割れの後に耐力低下したことから、破壊形式は主筋の曲げ降伏後の付着割裂破壊であったと考えられる。一層巻き補強試験体 LcFB05 と二層巻き補強試験体 LcFB11 はほぼ同様の経過をたどり、 $R = \pm 1/150(\text{rad})$ で正負共に主筋の引張降伏と圧縮降伏が生じ、次のサイクルである $R = \pm 1/83(\text{rad})$ で正負共に最大耐力に至った。主筋の降伏状況から、破壊形式は曲げ破壊であったと考えられる。

5.5 柱試験体付着応力

表 - 8 に柱試験体の実験結果を示す。

表中に示す付着力 $\tau_{\max}$ は、下記の(4)式によって算出した。付着を計測した区間を図 - 10 に示す。

$$\tau_{\max} = \frac{(\varepsilon_{\text{上}} - \varepsilon_{\text{下}}) E_s \cdot A_s}{\Psi \cdot l} \quad (4)$$

ここで、 $\varepsilon_{\text{上}}, \varepsilon_{\text{下}}$: 計測区間上下の最大耐力時鉄筋歪、 E_s : 鉄筋のヤング係数、 A_s : 鉄筋の断面積、 Ψ : 鉄筋の周長、 l : 区間長さ

表に示すとおり、付着割裂破壊を起こした LcBB00・LcFB00 両試験体では、付着力 $\tau_{\max}$ は計算による付着力 τ_{bu} の 8 割程度であった。これは正負繰り返し加力

図 - 10 付着計測区間

の影響により付着劣化が起こっていたと考えられる。文献⁵⁾における普通強度コンクリート RC 柱でも同様な付

表 - 8 柱試験体の実験結果

試験体	破壊形式※4	実験値			計算値	
		$Q_{\text{exp}}^{\text{※5}}$ (kN)	$\tau_{\max}^{\text{※6}}$ (N/mm ²)	最大耐力時 部材角 (rad)	τ_{bu} (N/mm ²)	$\tau_{\max}/\tau_{\text{bu}}$
LcBB00	M⇒B	133	2.06	-1/90	2.63	0.78
LcFB00	B	142	2.02	+1/97	2.60	0.78
LcFB05	M	162	2.02	+1/83	3.03	0.67
LcFB11	M	162	1.99	+1/50	3.31	0.60

※4M: 曲げ降伏 B: 付着割裂 ※5最大せん断力 ※6最大耐力時の付着応力

着力低下が確認されていた。割裂ひび割れ後、付着力は急激に失われた。

補強試験体 LcFB05・LcFB11 では、 $\tau_{\max}$ が 2.00N/mm^2 程度で主筋降伏が確認された。しかし、最大耐力時の付着割裂はみられず、最大耐力以降も付着力を維持していた。この結果から、柱試験体においても炭素繊維シート補強による付着力の改善効果があったといえる。

6.1 無補強試験体付着せん断耐力

本実験における無補強試験体の付着せん断耐力を、文献⁶⁾による付着割裂破壊時のせん断力の算定式 V_{bu} により求めた。以下に V_{bu} を示す。

$$V_{\text{bu}} = V_t + V_a \quad (5)$$

$$V_t = \tau \sum \phi j_e \quad (6)$$

$$V_a = \left\{ \nu \sigma_B - \frac{1}{\sin \phi \cos \phi} \cdot \frac{\tau \sum \phi}{\lambda b_e} \right\} \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (7)$$

但し、 τ : 付着割裂強度、 ϕ : 周長、 j_e : トラス機構の断面有効せい、 ν : コンクリート有効強度係数、 σ_B : コンクリート強度、 ϕ : トラス機構のコンクリート斜め圧縮束材角度、 λ : トラス機構の有効係数、 b_e : トラス機構の断面有効幅
この式は、トラス・アーチ作用に基づきせん断耐力を算出している。本試験体では、アーチ作用を表す(7)式 V_a が負側の値となり、計算上、低減されたコンクリートのせん断圧縮強度より、トラス機構に使用されたコンクリート圧縮力が大きくなった。その様な問題点から、(5)式 V_{bu} による付着せん断耐力の判定は行えなかった。

表 - 9 無補強試験体実験値 - 計算値比較

試験体	計算値		実験値		
	V_t (kN)	Q_{mu} (kN)	曲げ降伏 強度 (kN)	Q_{exp} (kN)	$\frac{Q_{\text{exp}}}{V_t}$
LcBB00	103	115	124	133	1.29
LcFB00	105	131	139	142	1.35

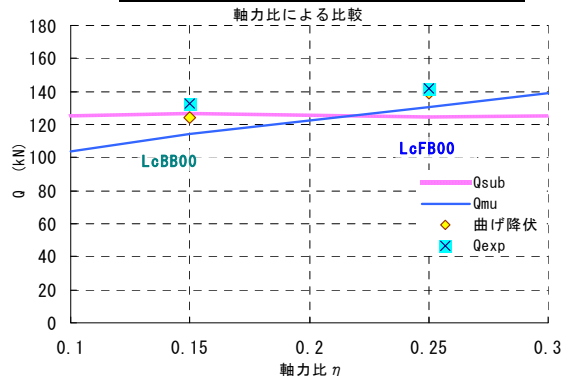


図 - 11 軸力比による強度比較

そこで、(6)式 V_t の τ に、実験で計測された $\tau_{\max}$ を使用し、トラス作用による付着せん断耐力を求め、試験体の最大耐力と比較を行った。また、比較のため、文献¹⁾による以下の(8)式による曲げ耐力 Q_{mu} による評価も同時に行った。 Q_{mu} 、 V_t に材料試験の結果を用いて算出したものと実験値の比較を図 - 11、表 - 9 に示す。

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot \sigma_B}\right) \quad (8)$$

軸力比の異なる LcBB00・LcFB00 共に、曲げ降伏強度は Q_{mu} を 1 割程度上回り、曲げ降伏点を精度よく評価した。また、試験体最大耐力は、 V_t を 30%程度上回った。

6.3 補強試験体耐力評価

補強試験体の実験値と計算値の比較を表 - 10、図 - 12 に示す。ここで、補強後の付着せん断耐力は、文献⁴⁾による Q_{sub} により求めた。以下に Q_{sub} を示す。

$$Q_{sub} = \tau_{bu} \sum \phi j_t + \left\{ \nu \sigma_B - \frac{1}{\sin \phi \cos \phi} \frac{\tau_{bu} \sum \phi}{b} \right\} \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (9)$$

ここでの係数は、(5) 式 V_{bu} と同じものとする。式中の τ_{bu} は、(2)式によるものを使用する。

Q_{sub} と V_{bu} の違いは、①トラス機構の有効係数 $\lambda=1$ ②トラス機構の圧縮材角度 $\phi=45^\circ$ ($\cot \phi=1$) ③トラス機構の断面有効幅が柱幅 b 、という 3 点である。また、補強後の Q_{sub} の場合、 V_{bu} とは異なり、アーチ作用分も負側にはならなかった。

炭素繊維シート 1 層補強 LcFB05、2 層補強 LcFB11 共に、破壊破壊形式は曲げ破壊であり、その曲げ降伏強度は Q_{mu} を 12%程度上回り、曲げ降伏点を精度よく評価していた。また、本実験では補強により破壊形式が付着割裂破壊から曲げ破壊へと変化しており、 Q_{sub} は補強後 Q_{mu} の値を上回り、付着せん断耐力の上昇を評価できていた。

表 - 10 補強試験体実験値 - 計算値比較

試験体	計算値		実験値		
	Q_{sub} (kN)	Q_{mu} (kN)	曲げ降伏 強度 (kN)	Q_{exp} (kN)	曲げ降 伏強度 Q_{mu}
LcFB05	160	134	150	162	1.12
LcFB11	167	135	150	162	1.11

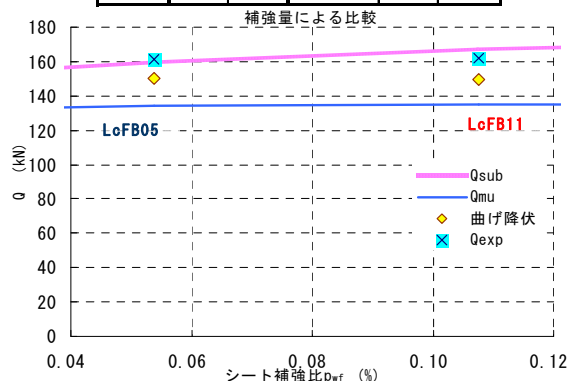


図 - 12 シート補強量による強度比較

7. まとめ

低強度コンクリートを使用した RC キャンティレバー型付着試験体 16 体の引抜き試験並びに柱試験体 4 体に対する静的加力実験を行い、以下のような知見を得た。

- (1) 付着試験体の実験結果から、付着応力度評価式 τ_{bu} は、コンクリート強度 7N/mm^2 程度の範囲においても強度評価は可能であった。また、炭素繊維シートにより付着力の改善を図ることが可能であった。
- (2) 付着試験体の実験結果から、低強度コンクリートでは、炭素繊維シート補強後の最大耐力時引抜き量は、普通強度コンクリートと比較してより大きな引抜き量となる傾向がみられた。
- (3) 柱試験体の結果から、付着割裂破壊が起こる RC 柱に対して、炭素繊維シート補強を行うことにより脆性的な破壊を防ぐ効果が得られた。
- (4) キャンティレバー型試験体では実験による付着力は付着応力度評価式 τ_{bu} を上回ったが、無補強柱試験体では、実験による付着力は τ_{bu} の 8 割程度の付着力となっていた。
- (5) 文献⁶⁾による付着割裂破壊時のせん断力の算定式 V_{bu} は、本試験体では評価を行えなかった。また、本試験体ではトラス機構によるせん断力 V_t を上回った。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート建造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建造物の耐震診断基準・同解説, pp.52, 197, 2001.2
- 3) 帆足勇磨, 増田安彦, 田才晃, 楠浩一: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, コンクリート工学年次論文集, pp. 1243 - 1248, 2008
- 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, pp292, 2002.3
- 5) 前田匡樹, 細川洋治, 小谷俊介, 青木博之:鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊性状に関する実験研究 (その 2 実験結果の検討), 日本建築学会学術講演梗概集, pp217-218, 1993.9
- 6) 日本建築学会:鉄筋コンクリート建造物の靱性保障型耐震設計指針・解説, pp175-177, 1997.7