

3. 炭素繊維シートで補強された鉄筋コンクリート造柱の 付着割裂強度に関する実験研究

An Experimental Study on Bond Splitting Strength of RC Columns Retrofitted with Carbon Fiber Sheet

中澤 敏樹*

要 旨

炭素繊維シートによって補強された鉄筋コンクリート造柱について曲げせん断実験を行い、付着割裂に対する炭素繊維シートの補強効果について検討した。実験の結果、付着割裂時のせん断耐力は帯筋によるせん断補強量と炭素繊維シートによるせん断補強量を累加することで定量的に評価できること、主筋に丸鋼を用いた柱を炭素繊維シートで補強した場合のせん断耐力は荒川min式によって安全側に評価できることを確認した。また、炭素繊維シート巻き付けに縦貼りを併用することによって付着割裂時のせん断耐力を大幅に向上させることができ、付着割裂に対する補強工法の可能性を示すことができた。

キーワード：炭素繊維シート／鉄筋コンクリート造／付着割裂／耐震補強

1. はじめに

鉄筋コンクリート造（以下、RC造）の柱に水平力が作用すると、主筋に沿って付着割裂が発生し、被りコンクリートの剥落を伴う脆性的な破壊形式となることがある。このため、RC造柱の耐震性能を改善するためには、付着割裂破壊を生じないようにした上で、せん断耐力を増大させる必要がある。

近年、RC造柱のせん断補強工法として、柱に炭素繊維シート（以下、CFRP）を巻き付けて補強する工法が普及している。CFRPによって補強された柱に水平力が作用すると、その応力は主に帯筋とCFRPの引張力、コンクリートの斜め圧縮力、柱主筋の付着力の三者がトラス機構を形成することによって伝達されると考えられる。ここで、CFRPによる補強量が増加しても、柱主筋の付着力はその補強量ほどには向上しないため、トラス機構が負担できる水平力は柱主筋の付着力によって制限されることが多い。特に主筋に丸鋼を用いた柱をCFRP補強した場合、同様の理由によってせん断耐力がほとんど向上しなかったという実験結果が報告されている。

最近の研究では、CFRPによって補強された柱が付着割裂破壊した場合にも、靱性（F 値）を考慮するとしての評価方法が提案されている。しかし、その場合のせん断耐力は付着割裂時のせん断耐力で決定するため、強度的には大きな改善を望めないといった問題点がある。

本稿では、CFRPを用いた付着割裂破壊に対する補強方法を提案し、それらに関する実験の結果を報告する。

2. 付着割裂に対する補強方法の提案

CFRPによって補強されたRC造柱の付着割裂強度をより高めるための方法として、今回CFRP巻き付けに縦貼りを併用することによる補強方法を提案する。

CFRP縦貼りによる付着割裂補強の基本的な考え方を図-1に示す。従来のCFRP巻き付けによる補強工法（図-1、a図）では、トラス機構の鉛直成分は柱主筋の付着力によって伝達されている。そのため、付着割裂によって柱主筋の付着力が低下すると、補強したCFRPに余力があってもせん断耐力はそれ以上高くないことになる。そこで、今回提案した補強工法（図-1、b図）では、柱主筋の付着力の不足分を補う目的で、加力方向と直角となる柱面にCFRPを縦に貼り付ける。この場合、トラス機構の鉛直成分は、柱主筋の付着力の他に、コンクリート表面との付着力によって縦貼りしたCFRPにも伝達されると考えた。

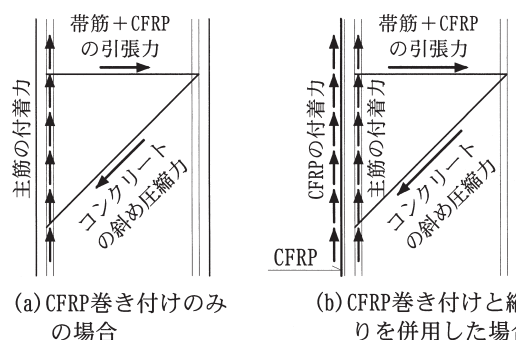


図-1 CFRP補強されたRC造柱のせん断力伝達機構

*建築構造研究室

表－１ 試験体一覧

試験体 No.	RC部	σ_B (N/mm ²)	補強方法		横補強比 ^{※1} (%)	換算補強量 ^{※2} ($\Sigma p_w \cdot \sigma_{wy}$)	備 考
			補強材	補強層数			
RC- 1	b×D=300×300 主筋 10-D19 (CF-6Rのみ 10-φ16) HOOP D6-@200 (pw=0.11%)	20.9	補強なし		—	0.43	無補強
CF- 4		26.5	CFRP(A)	横 1 層巻き	0.07	1.61	CFRP補強
CF- 5		25.3	CFRP(B)	横 1 層巻き	0.11	2.21	
CF- 6		25.6	CFRP(A)	横 2 層巻き	0.15	2.80	
SJ- 3		24.7	鋼板(t=1.2mm)	1 層巻き	0.80	2.12	鋼板補強
SJ- 4		25.2	鋼板(t=2.0mm)	1 層巻き	1.33	2.68	
CF- 6 R		21.9	CFRP(A)	横 2 層巻き	0.15	2.80	主筋丸鋼
CF- 6 T		21.9	CFRP(A)	横 2 層＋縦 1 層	0.15	2.80	CFRP縦貼り

注) ※1 横補強比: $p_w = 2 \cdot t_f / b$ t_f : CFRP・鋼板の厚さ、 b : 柱幅

※2 換算補強量: $\Sigma p_w \cdot \sigma_{wy} = p_{w1} \cdot \sigma_{wy1} + p_{w2} \cdot \sigma_{wy2}$

p_{w1} 、 σ_{wy1} : 帯筋のせん断補強筋比、降伏点強度

p_{w2} 、 σ_{wy2} : CFRP、鋼板のせん断補強筋比、降伏点強度 (CFRPは1600 N/mm²)

3. 実験概要

本実験の目的は、以下に示す 3 点である。

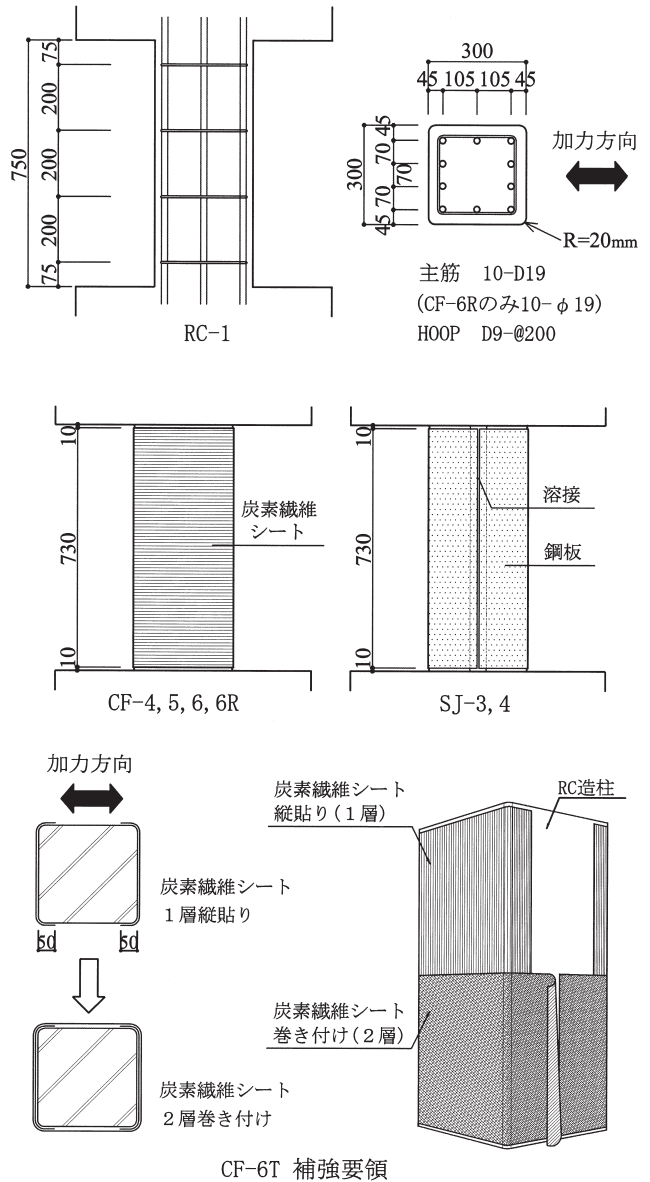
- ①CFRPによって補強されたRC造柱の付着割裂耐力を定量的に評価すること。
- ②主筋に丸鋼を用いたRC造柱をCFRPによってせん断補強した場合の補強効果を確認すること。
- ③付着割裂耐力に対して、CFRPを縦貼りすることによる補強効果を確認すること。

表－１に試験体の一覧を、図－２にRC柱の断面形状と配筋および補強要領を示す。ここで、CF-6R,CF-6Tを除く試験体は、過去に当研究所で行った実験¹⁾の結果を転用したものである。試験体は実大の1/3～1/2モデルを想定しており、柱隅角部はCFRPの貼り付けを考慮して20mmの面取りを行っている。

RC-1は無補強の試験体であり、せん断破壊型となるように配筋を決めた。CF-6Rを除く補強試験体は、RC-1と同一断面の柱に補強を施したものであり、補強量を変動因子としたCFRP巻き補強試験体 3 体、鋼板巻き補強試験体 2 体およびCFRP巻き＋縦貼り試験体 1 体の計 6 体である。CF-6Rは主筋に丸鋼を用いた補強試験体であり、CFRPによる補強量はCF-6と同一とした。

鋼板巻き補強試験体SJ-3,SJ-4は、CFRP補強との比較用に作製したものであり、換算補強量がそれぞれCF-5, CF-6とほぼ等しくなるようにした。鋼板の取付け方法については、コ型の鋼板 2 枚をエポキシ樹脂によって柱に直接貼り付けた後、その接合部を溶接した。

CF-6Tは付着割裂に対する補強試験体であり、CFRP 1 層を加力方向と直角となる柱面に縦貼りした後、CF-6と同様にCFRPを外周に 2 層巻き付けた。縦貼りしたCFRPが曲げ耐力に影響を与えないように、CFRPの貼り付けは柱端から10mmのクリアランスを設けて行い、ア



図－２ 試験体図(RC柱)および補強概要図

ンカー等による端部の定着は行っていない。

表－２に使用した材料の試験結果を示す。

加力方法は、建研式の逆対称加力装置を用いて、軸力を一定（ $0.2 \cdot b \cdot D \cdot \sigma_B$ ）に保持した状態で、所定の部材角 R で正負交互繰返し静的载荷を行った。载荷履歴は、 $R = \pm 2.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ で１回、 $R = \pm 5, 10, 20, 30, 40, 50 \times 10^{-3} \text{rad}$ で各２回とした。計測は、層間変位・軸変位を変位計で、主要位置での主筋・帯筋・CFRPおよび鋼板表面のひずみをひずみゲージで測定した。

４．実験結果

代表的な試験体の荷重－変形関係とRC部の最終破壊状況を図－３に示す。

無補強試験体RC-1は、部材角 $R = 2.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ で柱の対角線に沿って大きな斜めひび割れが発生し、急激に耐力が低下した。（せん断破壊）

CFRP補強試験体CF-4,5,6は、ともに $R = 2.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ で初期ひび割れが発生した後、 $R = 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 付近で最大耐力となった。実験終了後の柱RC部には、各試験体とも主筋に沿って典型的なサイドスプリット型の付着割裂ひび割れがみられた。（付着割裂破壊）

鋼板補強試験体SJ-3,4は、CFRP補強試験体と同様に $R = 2.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ で初期ひび割れ、 $R = 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 付近で最大耐力となった。SJ-3のRC部には同様の付着割裂ひび割れがみられた。（付着割裂破壊）

表－２ 材料試験結果

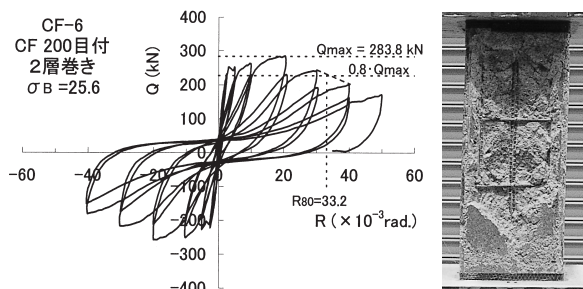
炭素繊維シート		繊維目付 (g/m ²)	厚さ (mm)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
炭素繊維(A)		200	0.111	4160	2.41×10^5
炭素繊維(B)		300	0.167	4497	2.52×10^5

鉄筋・鋼板		材質	降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)
帯筋	D6	SD295A	418	579	2.14×10^5
帯筋(CF-6T, 6R)		SD295A	392	538	1.93×10^5
主筋	D19	SD345	387	569	2.12×10^5
	$\phi 19$	SR295	329	463	1.89×10^5
鋼板	t=1.2	SS400	220	346	2.14×10^5
	t=2.0	SS400	175	329	1.87×10^5

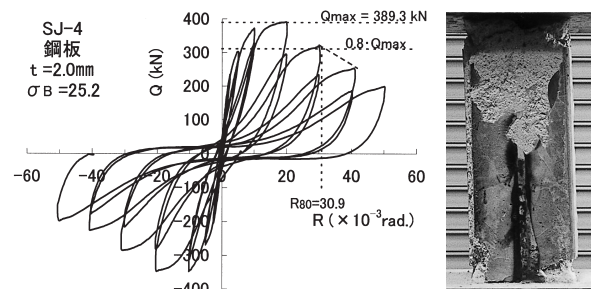
補強量の大きなSJ-4のRC部には付着割裂によると思われるひび割れは発生しておらず、柱脚部の一部においてコンクリートが圧壊していた。（曲げ破壊）

主筋に丸鋼を用いた試験体CF-6Rは、 $R = 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大耐力を示した後ほとんど耐力は低下せず、ほぼ一定の耐力を維持した。RC部は柱頭および柱脚部が圧壊しており、鉄筋とコンクリートとの付着は完全に喪失していた。（付着割裂破壊）

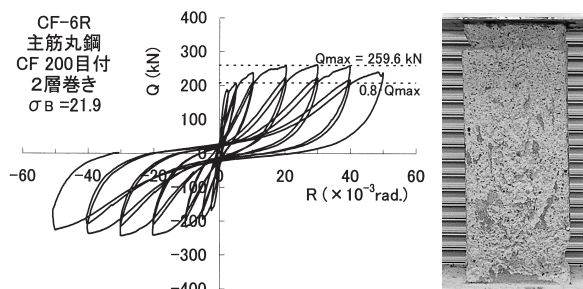
CFRPを縦貼りした試験体CF-6Tは、 $R = 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ で最大耐力となり、最大耐力以降の耐力低下はCF-6Rを除く他の試験体と比較してゆるやかになった。RC部は柱頭および柱脚部が圧壊しており、せん断によると思われるひび割れ、付着割裂ひび割れが混在していた。（せん断および付着割裂破壊）



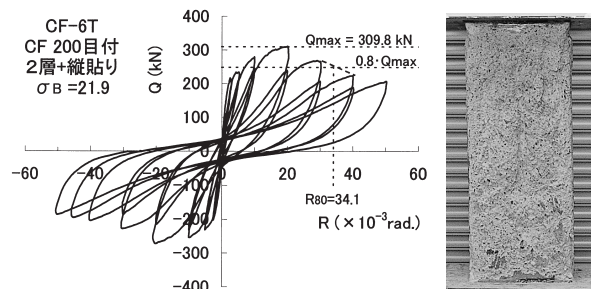
(a) CF-6 (CF200目付、２層巻き)



(b) SJ-4 (鋼板巻き、t=2.0mm)



(c) CF-6R (CF200目付、２層巻き、主筋丸鋼)



(d) CF-6T (CF200目付、２層巻き+縦１層)

図－３ 荷重－変形関係と最終状況

5. 考察

5.1 実験値と終局強度計算値

表－3 に実験値と終局強度計算値の一覧を示す。表中の限界変形角実験値Ruは、1 回目のサイクルにおける水平荷重が実験最大耐力の80%に低下した時点の変形角とし、その値が所定部材角の間にある場合は直線補間した。

耐力は表中に示す(1)～(4)式により算定した。

曲げ降伏時のせん断力は、文献²⁾に示される(1)式により算定した。終局せん断耐力は、文献²⁾に示される荒川min式による(2)式、および文献³⁾に示される終局強度計算式A法による(3)式によって算定した。また、付着割裂を考慮した終局せん断耐力を(4)式によって算定した。ここで、CFRPのせん断設計用引張強度は、文献²⁾をもとに0.7%ひずみ時の応力である1600 N/mm²を用いた。

(4)式は、トラス機構が負担できるせん断力は主筋の付着強度により制限されるという考え方にもとづいており、主筋が異形鉄筋の場合の付着強度 τ_{bu} は文献³⁾による(5)式で算定した。ここで、付着割裂に対するCFRPの補強効果は、文献⁴⁾における実験結果をもとにして、帯筋の3倍の付着強度の上昇が期待できるものとした。

表－3 実験値と終局強度計算値

試験体	実験値			計算値				破壊形式
	Qmax (kN)	Rm (rad)	Ru (rad)	Qmax (kN)	QsuT (kN)	QsuU (kN)	Qbu (kN)	
RC-1	200.1	2.5	5.3	359.9	166.0	142.9	178.1	せん断
CF-4	243.6	18.8	31.7	392.1	225.5	263.5	232.2	付着割裂
CF-5	278.6	20.6	32.1	385.3	234.1	308.7	238.6	付着割裂
CF-6	283.8	20.6	33.1	387.0	246.6	358.6	252.2	付着割裂
SJ-3	333.4	20.1	27.2	381.9	229.9	298.5	287.0	付着割裂
SJ-4	389.3	20.0	31.8	384.7	242.6	345.9	348.3	曲げ
CF-6R	259.6	30.0	—	332.0	231.4	334.0	183.7	付着割裂
CF-6T	309.8	20.2	34.1	365.7	231.6	334.0	232.5	せん断・付着割裂

(注) Qmax：最大耐力実験値、Rm：Qmax 時部材角

Ru：限界部材角 (Qmax×0.8 時の部材角)

Qmu：(1)式による曲げ降伏時せん断力計算値、QsuT：(2)式によるせん断強度計算値

QsuU：(3)式によるせん断強度計算値、Qbu：(4)式による付着割裂時せん断力計算値

$$Qmu = 2 \cdot Mu / ho \quad \text{ここで} \quad Mu = 0.5ag \cdot \sigma_y \cdot g_f \cdot D + 0.5N \cdot D(1 - N/b \cdot D \cdot Fc) \quad (1)$$

$$QsuT = \left\{ \frac{0.053pt^{0.23}(17.6 + Fc)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.845\sqrt{\Sigma(pw \cdot \sigma_{wy})} + 0.1\sigma_0 \right\} b \cdot j \quad (2)$$

$$QsuU = b \cdot jt \cdot \Sigma(pw \cdot \sigma_{wy}) \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot \nu c \cdot \sigma_B / 2 \quad (3)$$

$$Qbu = \Sigma(\tau_{bu} \cdot \Psi) \cdot jt + \tan \theta \cdot (1 - \beta b) \cdot b \cdot D \cdot \nu c \cdot \sigma_B / 2 \quad (4)$$

(1)～(4) 式中の記号は以下により、その他の記号は文献^{2), 3)}による。

$$\Sigma(pw \cdot \sigma_{wy}) = pw1 \cdot \sigma_{wy1} + pw2 \cdot \sigma_{wy2}$$

pw1：帯筋によるせん断補強筋比、pw2：CFRP、鋼板によるせん断補強筋比

σ_{wy1} ：帯筋の降伏点強度、 σ_{wy2} ：CFRPの設計用強度、鋼板の降伏点強度

※ 主筋の付着応力 τ_{bu} の算定式

$$\textcircled{1} \text{ 主筋が異形鉄筋の場合} \quad \tau_{bu} = \tau_{co} + \tau_{st} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (5)$$

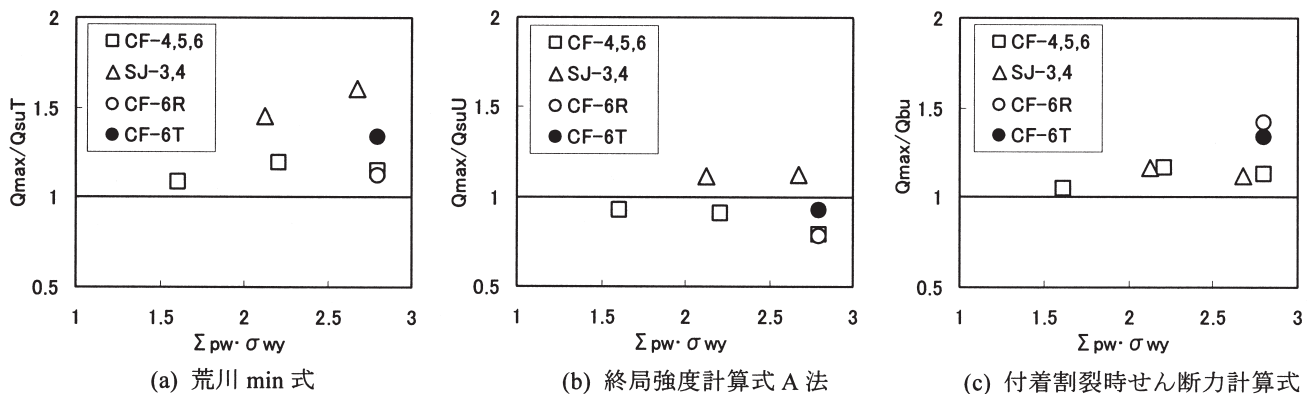
$$\tau_{co} = 0.3I(0.4bi + 0.5) \cdot \sqrt{\sigma_B}$$

$$\tau_{st} = 0.3I \left\{ \left(\frac{20}{Nt} + \frac{5Nu}{Nt} + \frac{15Ns}{Nt} \right) \cdot \Sigma pw \cdot b \cdot \sqrt{\sigma_B} \right\} / d_b$$

$$\Sigma pw = pw1 + n \cdot pw2 \quad \text{CFRP補強の場合} \quad n = 3$$

$$\textcircled{2} \text{ 主筋が丸鋼の場合} \quad \tau_{bu} = \min \{ 0.09\sigma_B, 0.098 \times 20.25 \} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (6)$$

主筋に丸鋼を用いた柱をCFRP補強した場合の付着強度 τ_{bu} については、安全側となるように文献³⁾に示される短期付着許容応力度である(6)式を用いて算定した。



図－4 最大耐力実験値／耐力計算値

図-4に最大耐力実験値と終局せん断耐力計算値との比を示す。

【CFRP補強試験体】CF-4,5,6,CF-6R

破壊性状が全て付着割裂となったCFRP補強試験体の終局せん断耐力は、荒川min式によって安全側に評価できる。付着割裂を考慮した(4)式では、主筋に異形鉄筋を用いた場合の付着割裂時せん断力が精度よく評価できている。ただし、主筋に丸鋼を用いた場合は耐力を過小に評価している。

本実験からは、主筋に丸鋼を用いた場合にもCFRP補強によって異形鉄筋と同程度のせん断耐力の向上が期待できると考えられる。

【鋼板補強試験体】SJ-3,4

鋼板補強試験体の終局せん断耐力を荒川min式によって算定した場合、実験時最大耐力を過小に評価している。終局強度計算式A法による(3)式または付着割裂を考慮した(4)式では、耐力を安全側に精度よく評価できている。

このことから、最大耐力時には鋼板の強度に見合うトラス機構が成立していたと考えられる。

【CFRP縦貼り補強試験体】CF-6T

鋼板補強試験体と同様に、荒川min式では耐力を過小に評価している。また、最大耐力実験値は(3)式による終局せん断耐力には及んでいないものの、(4)式の付着割裂時せん断力を大きく上回っている。これは、CFRPによる縦方向の補強成分が主筋の付着力の不足を補ったためであると考えられる。

5.2 主筋、帯筋および補強材のひずみ

縦貼りしたCFRPが付着割裂時せん断力の向上に有効に作用しているかどうかを、主筋、帯筋およびせん断補強材のひずみによって検証する。

換算補強量がほぼ等しいCF-6,CF-6T,CF-6R,SJ-4について、各変形角の1サイクル目における柱頭および柱脚部の柱主筋のひずみを図-5に示す。ただし、図中のCF-6Tについては、断線のため $R=5 \times 10^{-3}$ rad以降の柱頭部主筋M1のひずみが計測できなかった。

同図から、 $R=2.5 \times 10^{-3}$ radの時点ではCF-6Rを除いて大きな差はみられないものの、 $R=5.0 \times 10^{-3}$ rad以降における主筋のひずみは $CF-6R < CF-6 < CF-6T < SJ-4$ の順で大きくなり、最大耐力実験値の関係と一致している。主筋を丸鋼としたCF-6Rは、最大耐力時以降ほぼ一定のひずみとなっている。

次にCF-6, CF-6T, SJ-4について、所要変形角における帯筋および補強材のひずみを図-6に示す。CF-6では全般的にCFRPより帯筋のひずみが大きくなり、逆にCF-6TではCFRPのひずみが大きくなっている。SJ-4では鋼板のひずみがCF-6を僅かに下回っているが、鋼板はCFRP2層の約9倍の厚さであることを考慮すると、負担応力では3体中最大であると考えられる。

この理由を、図-1に示すトラス機構による水平力の伝達機構をもとに推定する。CFRPを巻き付けただけのCF-6では、トラス機構の鉛直成分は、主筋から被りコンクリートを介してCFRPの水平成分へ伝達されると考

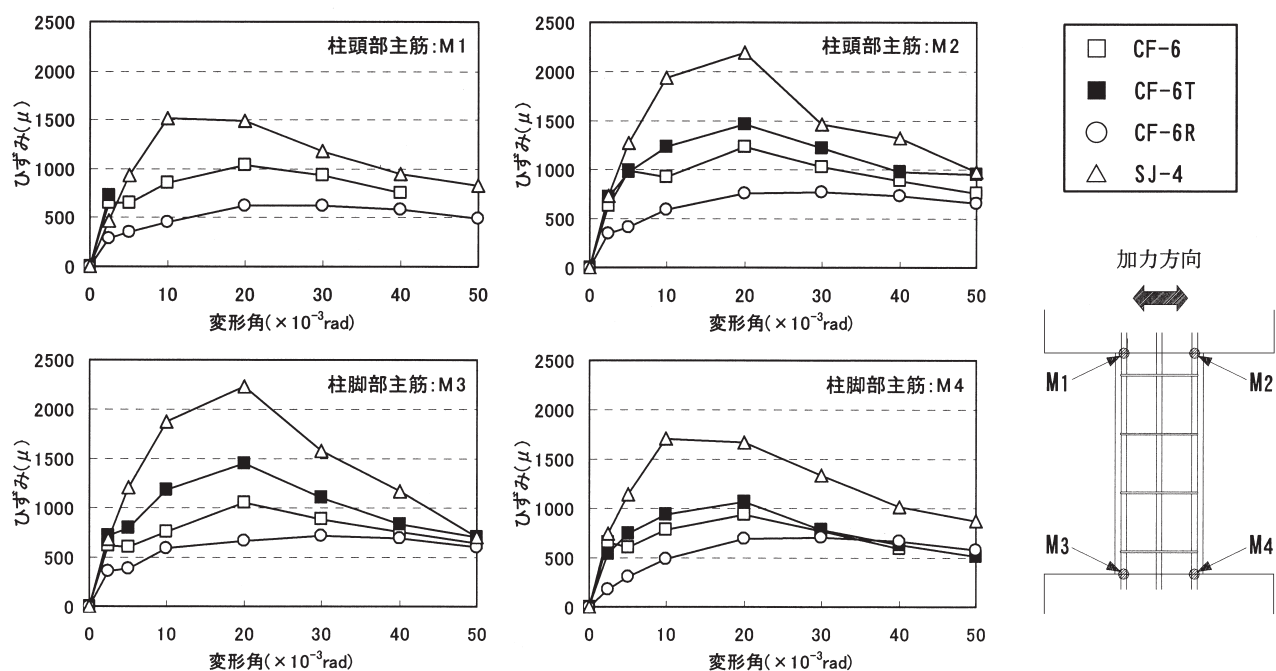


図-5 各変形角における柱主筋のひずみ 注) D19の降伏ひずみ: 約1950 μ

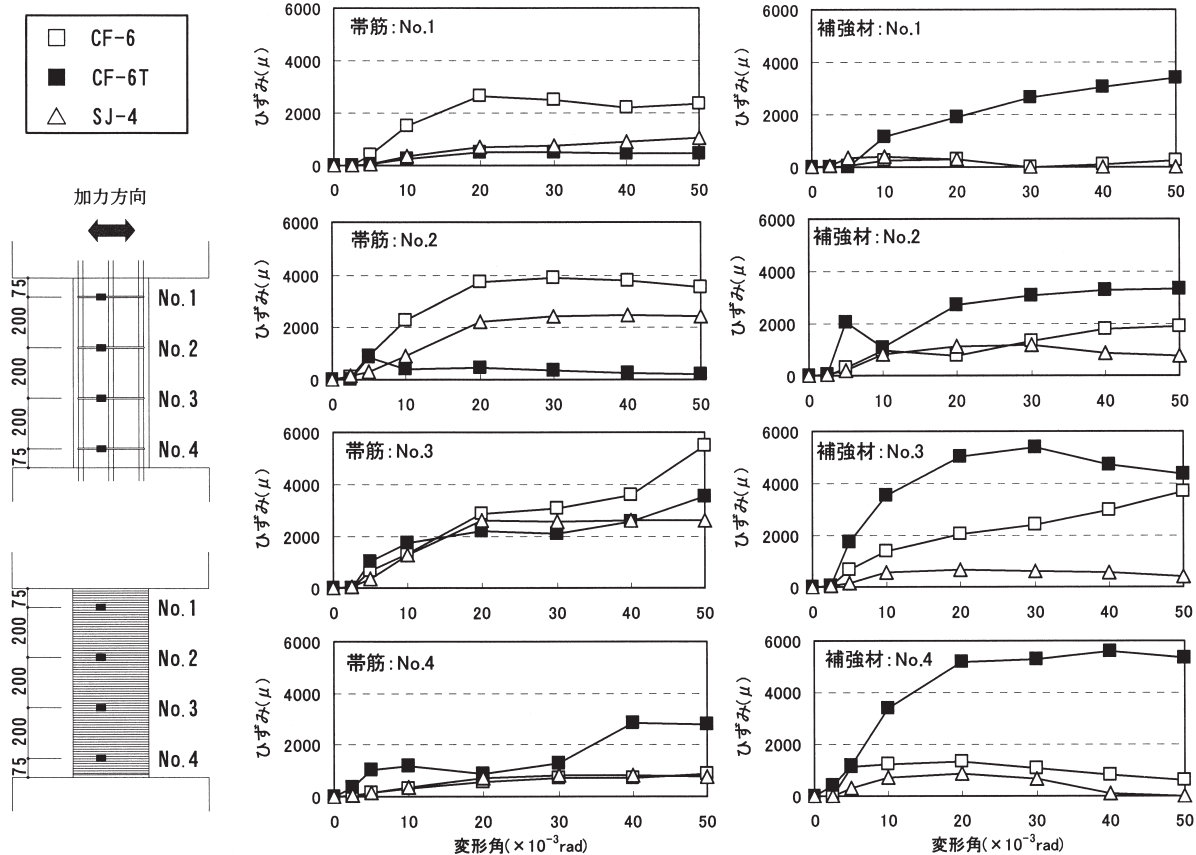


図-6 各変形角における帯筋および補強材のひずみ

えられる。それに対して、CFRPを縦貼りしたCF-6Tでは、縦貼りしたCFRPから水平方向のCFRPへ応力が直接伝達されたため、より多くの応力をCFRPが負担したものと考えられる。

以上より、今回行った実験では、CFRPを縦貼りすることで付着割裂時せん断力を高くできることが確認できた。ただし、CF-6Tの実験時最大耐力は、換算補強量がほぼ等しい鋼板巻き試験体SJ-4と比較して小さくなっている。これは、曲げ圧縮力によって柱頭・柱脚部のコンクリートが損傷を受け、縦貼りしたCFRPと柱コンクリートとの付着が低下したためであると考えられる。対策としては、CFRPによるコンクリートの拘束を増大させるために、柱頭・柱脚部の塑性域に他の範囲より多くCFRPを巻き付けること等が考えられる。

6. まとめ

今回行った実験の結果から、以下の知見を得た。

- (1) 付着割裂時のせん断耐力は、帯筋によるせん断補強量と炭素繊維シートによるせん断補強量を累加することで定量的に評価できる。
- (2) 主筋に丸鋼を用いた柱を炭素繊維シートで補強した場合のせん断耐力は、荒川min式によって安全側に評価

できる。

- (3) 炭素繊維シート巻き付けに縦貼りを併用することによって、付着割裂時のせん断耐力を大幅に向上させることができる。

最後に、CFRPを縦貼りした柱の付着割裂時せん断力を定量的に評価するためには、CFRPとコンクリートとの接着力および摩擦力を把握することが必要となる。今後の研究課題としたい。

[参考文献]

- 1) 浅沼組技術研究所報、No.9、1997
- 2) 日本建築防災協会：連続繊維補強材を用いた既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計・施工指針、1999
- 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、1990
- 4) 松野一成、河野進、小幡有香、角徹三：連続繊維シートで補強されたRC部材の付着割裂強度、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.21、No.3、pp.1483～1488、1999
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説