論文 コンクリート充填鋼管短柱の圧縮特性に及ぼす繊維補強効果に関す る基礎的研究

山本 貴正*1·川口 淳*2·山田 和夫*3

要旨: CFT 柱の充填コンクリートの超高強度化に伴う靭性の低下を改善するため、従来から多くの研究成果 が蓄積されている高靭性の繊維補強コンクリートに着目し、CFT 柱構造の耐力・靭性を表す指標となる CFT 短柱の圧縮特性に及ぼす高張力鋼繊維による補強の効果について、既往の研究成果も踏まえて実験的に考 察した。その結果,i)最大圧縮耐力に及ぼす繊維補強効果は認められない,ii)最大耐力到達直後の変形 性状に及ぼす繊維補強効果は、幅厚比が大きい、コンクリート強度レベルが高いほど、明確に認められない、 iii)最大圧縮耐力到達後の最小の圧縮耐力に及ぼす繊維補強効果は認められる、などの結論を得た。 キーワード:高張力鋼繊維、幅厚比、最大圧縮耐力、靭性、拘束効果、コンクリート充填不良

1. はじめに

1.1 本研究の背景・目的

近年,超高層建築物にコンクリート充填鋼管(以下, CFT) 柱構造が多く採用されている。これに伴い,CFT 柱 に使用されるコンクリートの超高強度化が要求されて いる。一方で,充填コンクリートが高強度化するほど, CFT 柱の靱性が低下してしまう。

以上のことから、本研究では、CFT 柱の充填コンクリートの超高強度化に伴う靭性の低下を改善するため、従来から多くの研究成果が蓄積されている高靭性の繊維補強コンクリート(以下,FRC)に着目し、CFT 柱構造の耐力・靭性を表す指標となる CFT 短柱の圧縮特性に及ぼす高張力鋼繊維による補強の効果について、既往の研究成果も踏まえて実験的に考察している。圧縮特性は、最大圧縮耐力,最大圧縮耐力到達値後の変形性状(以下,圧縮軟化)および最大圧縮耐力到達後の最小の圧縮耐力(後掲図-1参照)のそれぞれについて触れている。なお、高張力鋼繊維による補強を行った高強度 CFT 短柱の圧縮特性に関する研究報告ついては、筆者らが知る限り僅か数件^{1,2)}であり、充分な研究成果が得られていない。本論は、これらで得た成果をまとめている。

1.2 無補強 CFT 短柱の圧縮特性に関する既往の研究

角形 CFT 短柱の最大圧縮耐力は,AIJ-CFT 指針:2008³⁾ (以下,CFT 指針)の幅厚比制限値 Λ 内であれば,次式 の CFT 断面耐力 N₀ (CFT 指針式)で,予測できる。

$$N_0 = N_{sy} + N_{cp} \quad \text{true}, \ B / t < \Lambda \tag{1}$$

$$N_{sy} = A_s \cdot \sigma_y, \quad N_{cp} = A_c \cdot \sigma_B \cdot \psi$$

 $\Lambda = 23 / (\sigma_y / 1000)^{-0.5} \cdot 1.5 \sigma_y の単位: N/mm^2$ ここに、 $N_{sy}, N_{cp}:$ 鋼管およびコンクリートそれぞれの断面耐力、B:鋼管の断面幅、t:鋼管の板厚、 $A_s, A_c:$

*1 国立豊田工業高等専門学校建築学科 准教授 博士(工学)(正会員)

*2 三重大学大学院工学研究科建築学専攻 准教授 博士(工学)

*3 愛知工業大学工学部建築学科 教授 工学博士 (正会員)

鋼管およびコンクリートそれぞれの原断面積, σ_y :鋼管 短柱または鋼管から採取した引張試験片の降伏応力度, σ_B :コンクリート標準試験体の圧縮強度(以下,標準強 度), ψ :コンクリートの寸法効果を考慮した補正係数 よって,角形 CFT 短柱の最大圧縮耐力に及ぼす CFT 特有 の拘束効果はないと言われている。

円形 CFT 短柱の最大圧縮耐力は,拘束効果を加味した 次式 (CFT 指針式)で,予測できる³⁾。

$$N_{u} = (1 + \eta) N_{SV} + N_{CD}, \quad \eta = 0.27$$
⁽²⁾

ここに, N_u:円形 CFT 短柱の最大圧縮耐力の計算値,η: 最大耐力上昇係数

角形 CFT 短柱の圧縮耐力 - 圧縮ひずみ度関係における 最大圧縮耐力到達後の最小の圧縮耐力(以下,最小圧縮 耐力)は,図-1に示すように,到達後,圧縮耐力がほ ぼ一定に収束する。従って,最小圧縮耐力は,角形 CFT 短柱の靭性の評価値となる。なお,角形 CFT 短柱の最大 圧縮耐力に対する最小圧縮耐力(以下,耐力低下率)は, CFT 断面耐力に対する鋼管断面耐力(以下,鋼管断面耐 力比)と正の相関があり⁴⁾,また鋼管断面耐力比が同一 において,鋼管の降伏応力度が高いほど,低くなる傾向 がある⁵⁾。



表-1 調合表

Fcon	水粉体比	Air	W	С	Ma	V_{S}	C_a/C	V_f	材齢		供考
(N/mm^2)	(%)	(%)		(kg/m^3))	(l/m^3)	(%)	(vol.%)	(week)		浦石
120	12	4.0	180	1501	150	211	1.1	4.5	4	川砂を使用,	公称幅厚比43の鋼管のみ充填
130	12	4.0	180	1556	156	487	1.5	3.0	4	川砂を使用,	公称幅厚比31の鋼管のみ充填
170	12	4.0	155	1409	141	250	1.5	3.0	16		山砂を使用

Fcon:コンクリート強度レベル, Air:設計空気量, W:水, C:セメント, Ma:混和材, Vs:細骨材, Ca:混和剤, Vf:設計繊維混入率(外割)

表-2 鋼材の機械的性質

(b) 鋼管短柱の圧縮試験結果

断面	公称	板厚	降伏応力度	败住业	破断伸び率
形状	幅厚比	(mm)	(N/mm^2)	陣扒 比	(%)
角形	31	3.22	413*	0.88	32.7
角形	43	2.11	353	0.75	31.0
					*0.2%off-set

(a) 鋼管から採取した試験片の引張試験結果

断面	公称	断面幅(径)	板厚	降伏応力度	圧縮強度
形状	幅(径)厚比	(mm)	(mm)	(N/mm^2)	(N/mm^2)
角形	31	100.0	3.22	421*	425
角形	43	100.0	2.11	-	327
円形	33	114.3	3.39	295*	346

2. 実験概要

2.1 実施試験

FRCと繊維補強有無のCFT 短柱の圧縮試験を実施した。 なお、鋼管およびコンクリートの力学性状を把握するた めに、鋼管から採取した試験片の引張試験、鋼管短柱の 圧縮試験およびコンクリート標準試験体の圧縮試験をそ れぞれ実施した。

2.2 使用材料

鋼管は,STKR400の100×100×3.2mm(公称幅厚比31)および100×100×2.3mm(公称幅厚比43)ならびにSTK400の114.3×3.5mm(公称径厚比33)をそれぞれ用いた。

コンクリートの材料は、水は水道水、セメントはシ リカフューム混合セメント(密度:3.04g/cm³),細骨材 は天竜川産川砂(表乾密度:2.64g/cm³,吸水率:0.82%) または多治見産山砂(表乾密度:2.55g/cm³,吸水 率:1.78%),混和材はシリカフューム(密度:2.22g/ cm³),混和剤は高性能減水剤(主成分:ポリカルボン酸 系コポリマー),鋼繊維は数個の繊維が水溶性接着剤で 結合されているフック付ストレート(公称長さ:30mm, 公称直径:0.38mm,引張強度最低保証値2610N/mm²)で ある。コンクリート標準試験体用の型枠は内径100mm・ 内高200mmの鋼製型枠を使用した。鋼管の公称高さは公 称断面幅(径)の3倍である。

2.3 試験体作製

表-1 に調合表一覧を示す。設計繊維混入率は外割の体 積比率である。なお、繊維混入前のミキサ内のコンクリー トを型枠と鋼管に打設した後、ミキサ内に繊維を混入した。 コンクリートの混練には、容量 601 の二軸強制練ミキサを 使用した。

コンクリートの型枠および鋼管への充填方法は、それ ぞれ縦方向打設の落とし込みおよび突き棒による2層詰 めで、各層を突き棒で15回突き、その後、プラスチック ハンマーで、突き棒によりできた穴がなくなるまで型枠側 面を叩いた。なお、FRCを型枠および鋼管に充填する作



図-2 鋼管短柱の圧縮応力度-圧縮ひずみ度関係

業において,通常のハンドスコップと併用して,ハンド フォークを使用した。

コンクリート標準供試体の養生は、CFT 試験体と同一 条件にするため、その強度試験日まで実験室内にて封緘 養生とした。

2.4 試験方法

コンクリート標準供試体の圧縮試験では、圧縮変位を、 強度到達まではコンプレッソメータの変位計の計測値、圧 縮強度到達後は試験機のクロスヘッドストロークの計測値 とした。CFT 短柱と鋼管短柱の圧縮試験では、上下端とも に固定とし、圧縮変位を、上下の支圧板間に設置した相対 する2台の変位計の測定値とした。なお、各圧縮試験と もに、3000kN 級耐圧試験機を使用して、コンクリートが 弾性範囲内で応力度の増加が毎秒 0.2-1.0N/mm²の範囲 内になるように、変位制御で実施した。

実験の結果・考察

3.1 鋼材・コンクリートの基本的力学性状

鋼管から採取した試験片の引張試験結果および鋼管短 柱の圧縮試験結果を,表-2(a),(b)にそれぞれ示す。な お,鋼管短柱の圧縮応力度-圧縮ひずみ度関係が図-2 に示してある。円形鋼管については,短柱の圧縮試験の みを実施した。以後,鋼管の降伏応力度は,公称幅厚比 31と公称径厚比33は鋼管短柱の圧縮試験,公称幅厚比 43は試験片の引張試験の値とする。 コンクリート標準試験体の圧縮試験結果を表-3 に示 す。同表より,設計繊維混入率4.5vol.%のFRCは,圧 縮強度の標本変動係数が,レディミクストコンクリート において良好な管理がなされているかの目安となる上限 値10%を超えていることがわかる。これは,繊維混入率 が高いため,作業性が悪化し,コンクリート充填不良で ジャンカなどの欠陥が生じたためである(後掲図-3(a) 参照)。なお,設計繊維混入率3.0%の各FRCの圧縮強度 の平均値は,繊維補強無しと比較して,差異が認められ ない。これは,流動性を確保する観点から繊維混入率が 低いFRCを対象としている既往の研究において多数,認 められている。

図-3(a)-(c) に、各コンクリート強度レベルの FRC の 圧縮応力度-圧縮ひずみ度関係を示す。図(a)には、試 験体の写真が掲載してある。図(b),(c)の縦軸は圧縮強 度の平均値に対する圧縮応力度を、横軸は圧縮強度到達 後の圧縮ひずみ度を、細線は、比較のために記す無補強 の標準強度 19N/mm² の実測値⁷⁾を表している。

同図(a)より、コンクリート強度レベル120N/mm²は、 圧縮応力度 - 圧縮ひずみ度関係の形状にバラツキが認め られる。これは、繊維混入率が高く作業性が低下したた め、写真に示すように、繊維の集結で生じたジャンカな どの欠陥が、影響していると考えられる。

同図(b)より,強度レベル130N/mm²は,i)圧縮軟化 は,無補強の標準強度19N/mm²と比較し,緩やかである, ii)軟化挙動は,2つのパターンで生じていることがわ かる。上述ii)の分類を,ここでは,緩やかな軟化を持 続する曲線をパターンA,緩やかな軟化から激しい軟化



に移り変わる曲線をパターンBと称する。

同図(c)より,強度レベル170N/mm²の圧縮軟化は, 無補強の標準強度19N/mm²と比較し,激しいことがわかる。

3.2 繊維混入率 4.5% の CFT 短柱の圧縮特性

図 -4 に、コンクリート強度レベル $120N/mm^2$ の角形 CFT 短柱の圧縮耐力 - 圧縮ひずみ度関係に及ぼす繊維補 強効果を示す。図の縦軸は式(1)の寸法効果を無視(ψ =1.0)した CFT 断面耐力で除してある。なお、図中に 示す写真は、繊維補強有りの下面と最終破壊形状である。

同図より、繊維補強有りの最大圧縮耐力が、その繊維 補強無しと比較して低く、かつCFT断面耐力に達してい ないことがわかる。これらは、同図中の写真に示すよう に、コンクリート充填不良で、繊維が集結している個所 で生じたジャンカなどの欠陥が原因で、充填コンクリー トの圧縮強度が低下したためであると考えられる。しか し、圧縮軟化は、その繊維補強無しと比較して緩やかで、 繊維補強効果が認められる。また、前掲図-3(a)に示す ように、FRCは、繊維の終結で欠陥が生じていても、圧 縮軟化が著しく激しくならないことがある。従って、欠 陥で充填コンクリートの圧縮強度が低下しても、欠陥個 所に繊維が集結していれば、その圧縮軟化に繊維補強効 果が発揮される可能性がある。

以上を踏まえ、次節からの考察において、圧縮特性の バラツキが認められる繊維混入率4.5vol.%の角形CFT

E	V	標本	圧縮強	度	ヤング係数	ε _B
Γ_{con}	V_f		平均值	COV	平均值	平均値
(IN/IIIII ²)	(VOL 70)	数	(N/mm^2)	(%)	(kN/mm ²)	(%)
120	0	3	119	2.32	40.1	0.357
120	4.5	3	126	<u>18.08</u>	-*	_*
130	0	6	128	0.44	36.0	0.388
150	3.0	4	121	0.78	39.2	0.412
170	0	3	173	1.07	44.8	0.439
	3.0	3	163	0.58	49.0	0.419

表-3 コンクリート標準試験体の圧縮強度試験結果

COV:標本変動係数, *ε*_B: 圧縮強度時の圧縮ひずみ度 *応力度-ひずみ度関係のバラツキが激しいため不記載





短柱を対象から除外する。

3.3 繊維混入率 3.0% の CFT 短柱の圧縮特性

(1) 最終破壊形状

写真-1に、繊維補強有りかつコンクリート強度レベ ル170N/mm²のCFT 短柱の最終破壊形状を示す。なお, 最終破壊形状に及ぼす繊維補強効果および角形では幅厚 比の影響はそれぞれほとんど認められなかった。

同写真に示すように、繊維補強有りの破壊形状は、i) 角形は, 各幅厚比ともに, 黒塗印で示す鋼管の螺旋かつ 凸状の局部座屈と白抜印で示すコンクリートの局所的な 破壊による鋼管板要素の膨張, ii) 円形は, 黒塗印で示 す鋼管の凸状の局部座屈と白抜印で示すコンクリートの 局所的な破壊による鋼管の膨張、である。なお、これら は通常のCFT 短柱の最終破壊形状^{例えば4)}と差異はない。

(2) 最大圧縮耐力

図-5(a).(b)に、繊維補強有無の角形および円形 CFT 短柱の最大圧縮耐力の実測値と計算値の比較をそれぞれ 示す。なお、表-4に示す既往の超高強度CFT 短柱の実 験データも対象としている。角形および円形 CFT 短柱の 計算値は、それぞれ式(1)および式(2)のCFT 指針式か ら算出した。なお、補正係数 ψ は、次式を用いた⁴⁾。

角形: $\psi = (B_c / D_0)^{-0.1}$	(3)
---------------------------------	-----

円形:w=(.	D_c/D_0) ^{-0.1}	(4)
1 4/12 • 4 1	= 1.7 = 0.7	(- /

ここに、D0:コンクリート標準試験体の断面径、Bc, Dc:検討対象とする角形および円形 CFT 短柱それぞれの



角形(公称幅厚比=43)角形(公称幅厚比=31)円形(公称幅厚比=34) ▶:凸状の局部座屈, ▷:コンクリートの局所的な破壊による鋼管の膨張 写真-1 繊維補強有り(Fcon=170N/mm²)のCFT短柱の最終破壊形状



図の縦軸は、最大圧縮耐力の計算値に対する実測値を、 横軸は鋼管断面耐力比である。図中の印は、繊維補強有 無を,実線,破線,一点鎖線および点線は,それぞれ既 往の研究^{3,5)}で得られている最大圧縮耐力の実測値 / 計 算値の m(平均値), m ± 1.0s(s: 標本標準偏差), m ± 2.0s および m ± 3.0s を,表している。

同図より、最大圧縮耐力の実測値 / 計算値は、i)角形 CFT 短柱 [図 (a)] は, 1 体を除き, m ± 2.0s 以内, ii) 円形 CFT 短柱 [図(b)] はすべて, m ± 2.0s 以内, に存在 していることが認められる。従って,標準試験体の結果 (前掲表-3参照)を踏まえ、繊維補強を行った角形およ び円形 CFT 短柱の最大圧縮耐力は、それぞれ繊維補強効 果が発揮されず, CFT 指針式で予測できると言える。

(3) 圧縮軟化

図-6に、角形 CFT 短柱の圧縮耐力 - 圧縮ひずみ度関



図-5 CFT短柱の最大圧縮耐力の実測値と計算値の比較

表-4 本研究で検討対象とする既往の実験データ

文献	断面	幅(径)	σ_y	σ_B	V_f		
番号	形状	厚比	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(vol.%)		
2)	角形	17, 22	462, 475	213, 222*	3.0(高張力鋼繊維)		
1)	円形	23	332	143, 146*	3.0(高張力鋼繊維)		
*繊維補強有り							



図-6 角形CFT短柱の圧縮耐力-圧縮ひずみ度関係の実測値と累加値の比較(混入率3.0vol.%の高張力鋼繊維)



係を示す。図中の実線は繊維補強有りの実測値を,点線 は鋼材の引張応力度-引張ひずみ度関係とFRCの圧縮応 力度-圧縮ひずみ度関係の同一ひずみ度時の累加(以下, 累加値)である。累加値は,FRCの圧縮変位の計測終了 時までを表している。累加値のFRCのコンクリート強度 レベル130N/mm²は,前掲図-3(b)の曲線のパターンA およびBをそれぞれ用いた。なお,累加値のFRCは破壊 の局所化を考慮して⁸⁾,圧縮強度到達後の圧縮ひずみ度 における変位計測区間を,角形CFT短柱の試験体高さと した。縦軸は,実測値および累加値の最大圧縮耐力でそ れぞれ除してある。

繊維補強角形 CFT 短柱の圧縮軟化に及ぼす拘束効果は, 同図(a),(b)より,コンクリート強度レベル170N/mm² については,実測値と累加値の差異がなく,認められな い,同図(c)より,コンクリート強度レベル130N/mm² については,実測値が累加値のパターンAとBの分岐ま では高く,認められる,ことがわかる。

図-7は、前掲図-6の点線を繊維補強無しのCFT 短柱 に置き換えている。なお、本論の円形と既往の北風野ら²⁾ の実験データも掲載している。図中の三角印は,最小圧 縮耐力を表している。

角形 CFT 短柱の圧縮軟化に及ぼす繊維補強効果は、同 図(a)、(e)より、公称幅厚比 17 またはコンクリート強 度レベル 130N/mm² については、それぞれ認められる、 同図(b)-(d)より、公称幅厚比 22 以上かつコンクリー ト強度レベル 170N/mm² 以上については、明確に認めら れない、ことがわかる。

上述より,角形 CFT 短柱は,幅厚比が大きいおよびコ ンクリート強度レベルが高いほど,繊維補強かつ拘束効 果による圧縮軟化の抑制が小さくなると考えられる。

(4) 最小圧縮耐力

図-7(a)-(e)より,各角形 CFT 短柱について,i) 繊維 補強有りの最小圧縮耐力は,繊維補強無しより高く,繊 維補強効果が認められる,ii)繊維補強有無ともに最小 圧縮耐力到達後,また一部は最小圧縮耐力到達前も含 み圧縮耐力が安定している,ことがわかる。なお,図 -7(f)より,円形 CFT 短柱についても,最小圧縮耐力到 達後,圧縮耐力が一定に収束していることが認められる。 図-8に、角形 CFT 短柱の耐力低下率と鋼管断面耐力 比の関係に及ぼす繊維補強有無の影響を示す。繊維補強 有りは繊維混入率3.0vol.%かつ高張力鋼繊維である。 なお、本論および既往の北風野ら²⁾の実験データを対象 としている。図中には、繊維補強有無それぞれの最小二 乗法による線形近似直線と相関係数が示してある。

同図より、繊維補強角形 CFT 短柱の耐力低下率は、繊 維補強無しと同様に、鋼管断面耐力比と正の相関がある ことがわかる。

図-9は、前掲図-8の縦軸を、繊維補強無しの耐力低 下率に対するその繊維補強有り(以下、耐力低下上昇比) に置き換えている。なお、本論と既往の木村ら⁸⁾の円形 CFT 短柱の実験データも図に示してある。

同図より,円形 CFT 短柱の耐力低下上昇比は,角形の それより小さい傾向がある。よって,円形 CFT 短柱の耐 力低下率に及ぼす繊維補強効果は,角形のそれより小さ い可能性があると考えられる。

4. おわりに

CFT 短柱の圧縮特性に及ぼす高張力鋼繊維による補強 効果について,実験的に考察した。これらより得た主な 結果を次に示す。

- CFT 短柱は、コンクリート充填不良による欠陥で充 填コンクリートの圧縮強度が低下しても、欠陥個所に 繊維が集結していれば、その圧縮軟化に繊維補強効果 が発揮される可能性がある。
- 2) 繊維補強角形および円形 CFT 短柱の最大圧縮耐力 は、それぞれ繊維補強効果が発揮されず、CFT 指針式 で予測できる。
- 3) 角形 CFT 短柱は,幅厚比が大きいおよびコンクリート強度レベルが高いほど、繊維補強かつ拘束効果による圧縮軟化の抑制が小さくなると考えられる。
- 4) 繊維混入率 3.0vol.%の繊維補強角形 CFT 短柱の耐 力低下率は、繊維補強無しと同様に、鋼管断面耐力比 と正の相関がある。
- 5) 円形 CFT 短柱の耐力低下率に及ぼす繊維補強効果 は、角形のそれより小さい可能性がある。

謝辞

本研究で使用した混和剤は竹本油脂株式会社より 提供していただいた。また、本論の研究成果は、平 成27年度科学研究費補助金・若手(B)研究課題番号 26820240の支援による。付記して謝意を表する。

参考文献

 1) 木村秀樹,高津比呂人:鋼繊維を混入した超高強 度コンクリート充填鋼管短柱の中心圧縮試験(その)



図-8 耐力低下率と鋼管断面耐力比の関係に及ぼす繊維補強効果



1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 III, pp. 639-640, 2002.8

- 2) 北風野歩, 菅野俊介, 木村秀樹, 片桐誠: 超々高強 度コンクリートを用いた柱の圧縮特性に関する実験的 研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp. 847-852, 2003.7
- 日本建築学会:コンクリート充填鋼管構造設計施工 指針,第2版,2008.10
- 4) 林信之,田内敏昭,福元敏之,佐伯俊夫:高強度 材料を用いたコンクリート充てん角形鋼管柱の軸圧 縮性状,コンクリート工学年次論文報告集,Vol.15, No.2, pp.977-982, 1993
- 5) 山本貴正,川口淳,小池狹千朗,森野捷輔:コンク リート充填角形鋼管短柱の軸圧縮特性に及ぼす断面寸 法・形状の影響に関する実験的研究,日本建築学会構 造系論文集,No.685, pp.597-605, 2013.3
- 6) 山本貴正,川口淳,山田和夫:コンクリート充填角 形鋼管短柱の安定した塑性変形を発揮する圧縮耐力, 日本建築学会構造系論文集,No.712, pp.951-959, 2015.6
- 谷川恭雄、山田和夫:各種コンクリートの応力度 -ひずみ度曲線に対する Endochronic theoryの適用 性、コンクリート工学年次講演会講演論文集、Vol.3、 pp.109-112、1981
- 下川博之,金子佳生,三橋博三:繊維補強セメント 系複合材料の圧縮軟化特性に関する基礎的研究,コン クリート工学年次論文集, Vol. 26, No. 1, pp. 339-344, 2004