

コンクリート充填角形鋼管短柱の圧縮靱性向上に関する基礎研究
(その2 幅厚比制限値を超える鋼管)

正会員 ○山本 貴正 1*
同 白田 太 2*

最大圧縮力 周方向応力度 空隙
補強 局部座屈 CFT

1. はじめに

前報 1)に引き続き、コンクリート充填鋼管(CFT)構造設計施工指針(CFT 指針)²⁾の幅厚比制限値を超える角形 CFT 短柱の圧縮特性に及ぼす外周に配置した角形鋼管(補強用鋼管)の影響について検討している。以下、明記しない限り、角形鋼管を鋼管、角形CFTをCFTと表現する。

2. 実験概要

図-1に試験体の概要を示す。実験要因・水準は、補強用鋼管の有無およびコンクリート中央部の空隙の有無である。CFTの鋼管は100×100×2.3(STKR400)、補強用鋼管は125×125×2.3(STKR400)を用いた。充填コンクリートの中央部の空隙は、φ35x100とφ50x100の円柱の発泡スチロール(以下、EPS)を代替として設けた。コンクリートはモルタルとし、セメント水比は3.4、砂セメント比は2.7である。グラウトはセメントペーストとし、セメント水比は2.5である。その他、使用材料、実験方法などの詳細については、既報1)を参照されたい。

3. 実験結果・考察

3.1 使用材料の強度試験

表-1に、各鋼管から採取した引張試験片の引張試験結果を示す。引張降伏応力度は、0.2%off-set法で求めた。同表には、最小二乗法で算出したRamberg-Osgood式の材料定数[n]が示してある。表中の各値は標本平均である。

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E_s} + 2.0 \times 10^{-3} \left(\frac{\sigma}{\sigma_y} \right)^n \quad (1)$$

ここに ε: ひずみ度 σ: 応力度 E_s: ヤング係数 (=205kN/mm²) σ_y: 降伏応力度

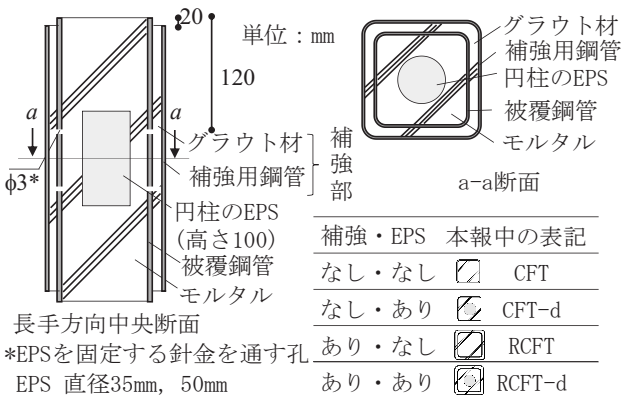


図-1 試験体概略図

ここでは、降伏応力度を引張降伏応力度としている。表-2には、100×100×2.3(STKR400)の鋼管短柱の圧縮試験結果が示してある。試験体の高さは300mmである。

(b) セメント硬化体

表-3に内径100mmx高さ200mmの標準円柱型枠で成形かつ封緘養生したモルタル試験体の圧縮試験結果を示す。EPSは、コンプレッソメータによるひずみ度の計測区間内に存在している。グラウト材の曲げ強度および折片圧縮強度の標本平均は、強さ試験(JIS R 5201)より、それぞれ4.44N/mm²、43.6N/mm²である。

3.2 CFT短柱

表-4に各CFT短柱の最大圧縮力を示す。同表より、補強用鋼管有無ともに、EPSの直径が大きいほど、最大圧縮力が小さくなること、また、補強用鋼管ありは、そのな

表-1 鋼管の引張試験片の引張試験(JIS Z 2011)結果

板厚 (mm)	σ _{yt} (N/mm ²)	材料定数 n	σ _t (N/mm ²)	降伏比	破断伸び率
2.13	418	24.3	475	0.883	0.295
2.23	385	17.8	450	0.854	0.854

σ_{yt}: 引張降伏応力度(0.2%off-set) σ_t: 引張強度

表-2 鋼管短柱の圧縮試験結果

板厚 (mm)	最大圧縮力 (kN)	σ _m (N/mm ²)	ε _m (%)	σ _m /σ _{yt}	一般化 幅厚比
2.13	262.5	315	0.201	0.752	0.22

σ_m: 最大圧縮応力度 ε_m: 最大圧縮力時ひずみ度

表-3 モルタルの圧縮試験(JIS A 1108・1149)結果

EPS 直径	空隙率 (%)	圧縮強度 (N/mm ²)		ε ₀ (%)		静弾性係数 (kN/mm ²)	
		m	s/m	m	s/m	m	s/m
-	0	37.9	0.016	0.215	0.111	23.3	0.045
35mm	12	27.6	0.071	0.190	0.022	19.5	0.111
50mm	25	24.6	0.025	0.173	0.060	18.9	0.154

ε₀: 強度時ひずみ度 m: 標本平均 s: 標本標準偏差

表-4 CFT短柱の最大圧縮力

試験体 形状	EPS 直径 (mm)	N _{max} (kN)	N _{max} /CFTのN _{max}	N _{max} /CFT-dのN _{max}	
				EPSの直径35mm	50mm
CFT	-	576	1.000	-	-
CFT-d	35	520	0.903	1.000	-
	50	531	0.922	-	1.000
RCFT	-	663	1.151	-	-
RCFT-d	35	604	1.049	1.162	-
	50	581	1.009	-	1.094

試験体形状: 前掲図-1参照 N_{max}: 最大圧縮力

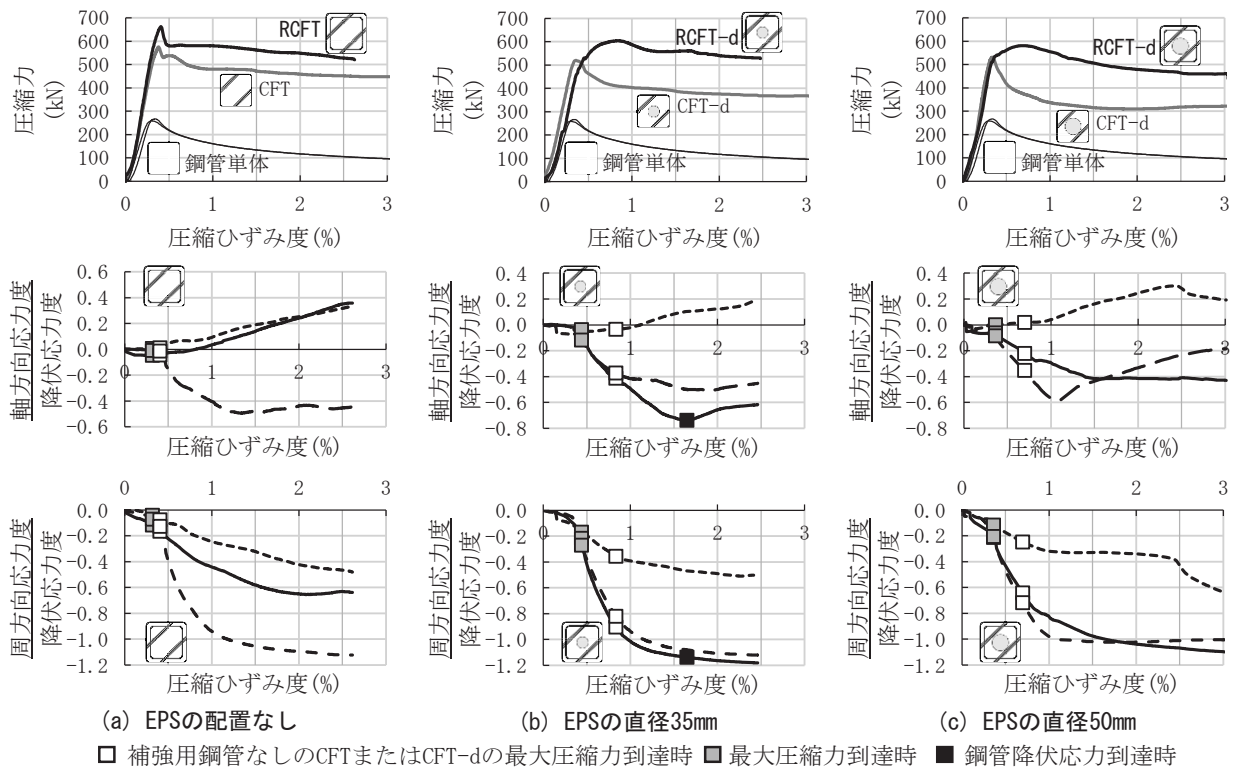


図-2 補強用鋼管を有するCFT短柱の応力-圧縮ひずみ度関係

しより最大圧縮力が高いことが認められる。

図-2(a)(b)(c)に、それぞれEPSの配置がない、直径35mmおよび50mmのEPSが配置された補強用鋼管を有するCFT短柱の各応力と圧縮ひずみ度の関係を示す。各図の上段、中段および下段の縦軸は、それぞれ圧縮力、鋼管平板部の軸方向応力および周方向応力である。中段および下段は、引張降伏応力(前掲表-1参照)で除してある。各鋼管の軸周方向応力は、鋼管のシーム面を除く平板部3面の中央に貼付した2軸ひずみゲージの値、相当応力-相当ひずみを式(1)および弾塑性理論よりMises応力で算出した。なお、鋼材のポアソン比は0.3、塑性における軸方向に対する周方向のひずみ度は0.5とした。各図上段の圧縮力-圧縮ひずみ度関係は、補強用鋼管なしの試験体(CFTまたはCFT-d)と鋼管短柱についても併せて示してある。中段と下段は、鋼管平板部3面の各関係を、区別できるようにそれぞれ異なる線種で表してある。枠内薄い黒塗印は、補強用鋼管なし(CFTまたはCFT-d)の最大圧縮力到達時を、白抜き印は、補強用鋼管あり(RCFTまたはRCFT-d)の最大圧縮力到達時を、黒塗印は、降伏応力到達時である。

同各図上段を概観すると、CFTは補強用鋼管による圧縮靱性向上はなく、RCFT-dは、CFT-dと比較して圧縮靱性が優れていることが認められる。これらは、RCFTの破壊

箇所が、RCFT-dの破壊箇所である補強用鋼管中央と比較して拘束力が小さい補強用鋼管上端部であることが起因していると考えられる。

同各図中段と下段を概観すると、各試験体ともに、それら補強用鋼管なしの最大圧縮力到達時(枠内薄い黒塗印)後に、軸方向応力が発生し、かつ周方向の引張応力が著しく上昇していることが見受けられる。これらより、CFTの局部座屈発生後に補強用鋼管によるCFTの拘束効果が高まると考えられる。なお、各3面の軸周方向応力などの挙動のばらつきが大きい。これは、補強箇所のCFTの局部座屈が斜めに発生し、補強用鋼管の各ひずみゲージ貼付箇所の変形が異なるためと考えられる。

4. おわりに

幅厚比制限値を超える角形CFT短柱の圧縮特性に及ぼす補強用鋼管の影響について実験的に検討した。

謝辞 本稿の研究成果は、令和元年度愛知工業大学耐震実験センター研究助成の支援による。また本実験を遂行するにあたり、愛知工業大学本科生の池西諒真君、佐々木翔悟君のご助力を得た。

参考文献 1)山本, 白田: AIJ 大会学術講演梗概集, 構造III, pp.1-4, 2020.9 2)AIJ: CFT 構造設計施工指針, 第2版, 2008.10

1* 愛知工業大学工学部建築学科 准教授 博士(工学)

1* Associ. Prof., Department of Architecture, Faculty of Eng., Aichi Institute of Technology, Dr. Eng.

2* 国立豊田工業高等専門学校建築学科 講師 博士(工学)

2* Assist. Prof., Department of Architecture, National Institute of Technology, Toyota College, Dr. Eng.