

DOI: 10.11830/ISSN.1000-5013.202202016



高轴压比柱脚拉杆约束方钢管超高强 混凝土柱抗震性能试验

季相濡¹, 胡红松^{1,2}, 许力³

- (1. 华侨大学 土木工程学院, 福建 厦门 361021;
2. 华侨大学 福建省结构工程与防灾重点实验室, 福建 厦门 361021;
3. 福建工程学院 土木工程学院, 福建 福州 350100)

摘要: 为了提高高轴压比方钢管超高强混凝土(SUCFST)柱抗震性能,提出一种在柱脚设置约束拉杆的增强构造方法.开展 2 根无拉杆约束 SUCFST 柱和 2 根柱脚拉杆约束 SUCFST 柱在高轴压比下的水平低周往复加载试验.研究参数为轴压比和约束拉杆间距.试验结果表明:增设约束拉杆能够显著提高 SUCFST 柱的受弯承载力、变形性能和耗能性能;减小约束拉杆间距有利于提高大位移角下 SUCFST 柱的单圈耗能量;增大轴压比对 SUCFST 柱的变形性能存在不利影响.

关键词: 方钢管混凝土柱; 超高强混凝土; 约束拉杆; 抗震性能; 高轴压比

中图分类号: TU 398.2; TU 317.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-5013(2022)06-0712-07

Experiment on Seismic Behavior of Square Ultra-High-Strength Concrete-Filled Steel Tube Columns With Base Restrained Tie Bars Under High Axial Load Ratio

JI Xiangru¹, HU Hongsong^{1,2}, XU Li³

- (1. College of Civil Engineering, Huaqiao University, Xiamen 361021, China;
2. Key Laboratory for Structural Engineering and Disaster Prevention of Fujian Province,
Huaqiao University, Xiamen 361021, China;
3. College of Civil Engineering, Fujian University of Technology, Fuzhou 350100, China)

Abstract: In order to improve the seismic performance of square ultra-high-strength concrete-filled steel tube (SUCFST) columns under high axial load ratio, a reinforced construction method of setting tie bars at the base was proposed. The horizontal low cycle loading test of two SUCFST columns without restrained tie bars and two SUCFST columns with base restrained tie bars under high axial load ratio was carried out, the experimental parameters were axial load ratio and spacing of tie bars. The test results show that the addition of restraint tie bars could significantly improve the flexural strength, deformation performance and energy dissipation performance of SUCFST columns. Reducing the spacing of tie bars improves the energy dissipation of single circle of SUCFST columns under large drift ratio. Increasing the axial load ratio degrades the deformation performance of SUCFST columns.

收稿日期: 2022-02-22

通信作者: 胡红松(1986-),男,教授,博士,博士生导师,主要从事钢-混凝土组合结构的研究. E-mail: huhs@hqu.edu.cn.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51878303, 51608210); 福建省自然科学基金资助项目(2019J06016)

Keywords: square concrete-filled steel tube column; ultra-high strength concrete; tie bar; seismic behavior; high axial load ratio

方钢管混凝土(SCFST)柱因强度高、延性好、施工便捷等优点,已被广泛地应用于超高层建筑工程实践中^[1].在 SCFST 柱中内填超高强混凝土可有效提高轴向承载力.然而,超高强混凝土脆性特征显著,当承受高轴压比时,方钢管超高强混凝土(SUCFST)柱的变形能力不足^[2].对 SCFST 柱进行二次约束可有效提高变形能力.在各种约束构造中,约束拉杆不仅可以约束内填混凝土,还可以在约束外包钢管局部屈曲的发生和发展方面起到良好的作用^[3],而钢管的局部屈曲发展是导致钢管混凝土(CFST)柱承载力退化的重要因素之一^[4].此外,在强地震作用下,框架柱的损伤通常集中于柱脚塑性铰处.

目前,大多是对沿柱高通长布置约束拉杆的 SCFST 柱进行研究. Hsu 等^[5]以轴压比、钢管宽厚比、约束拉杆直径为参数,对 12 根柱脚拉杆约束 SCFST 柱和 6 根无拉杆约束对比试验柱进行水平往复加载试验,结果表明,柱脚拉杆约束可显著增强组合柱的变形能力,增加柱脚拉杆的数量可有效增强 SCFST 柱的抗震能力. Cai 等^[6]对 10 根带约束拉杆的 SCFST 柱和 5 根无约束拉杆的对比柱进行轴压试验研究,结果表明,约束拉杆可有效提高 SCFST 柱在轴向荷载下的极限强度和延性,增大配置拉杆的直径可显著提高组合柱的极限承载力,使承载力退化更加缓慢. 王英涛等^[7]对 2 根无约束拉杆的 SCFST 柱和 8 根带约束拉杆的 SCFST 柱进行拟静力试验,验证约束拉杆对提高 SCFST 柱的极限强度、变形能力具有有效性. 目前,对带约束拉杆的 SCFST 柱抗震性能方面的研究较少,且内填混凝土抗压强度均不高于 60 MPa. 因此,本文对 2 根无拉杆约束 SUCFST 柱和 2 根柱脚拉杆约束 SUCFST 柱(内填混凝土轴心抗压强度为 120 MPa)开展高轴压比下的水平低周往复加载试验,研究高轴压比下柱脚拉杆约束 SUCFST 柱的抗震性能.

1 试验方案

1.1 试件设计

设计制作 2 根无拉杆约束 SUCFST 柱(试件编号为 C-0-0.47,C-0-0.42)和 2 根柱脚拉杆约束 SUCFST 柱(试件编号为 C-2-0.47,C-3-0.42). SUCFST 柱(组合柱)外包钢管的宽厚比为 31,满足我国行业标准 JGJ 138—2016《组合结构设计规范》^[8]中宽厚比限值的规定. 柱脚拉杆约束 SUCFST 柱的约束拉杆采用 10.9 级 M10 牙条切割制成,使用 10.9 级法兰螺母从钢管外侧固定约束拉杆两端,并布置于试验柱基础梁顶面 240 mm 高度范围内的柱体上,同向约束拉杆竖向间距和水平间距相等. 柱脚拉杆约束试件的构造,如图 1 所示. 图 1 中:柱脚拉杆约束试件的构造去除

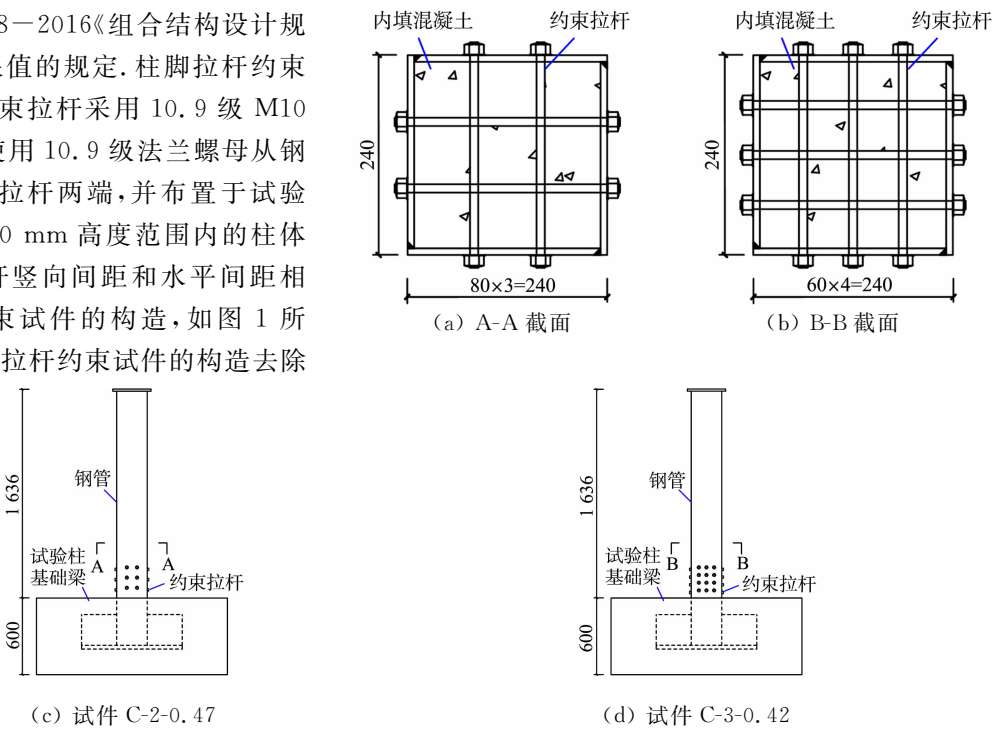


图 1 柱脚拉杆约束试件的构造(单位:mm)

Fig. 1 Construction of specimens with base restrained tie bars (unit: mm)

拉杆,即为无拉杆约束试件的构造.

表 1 为试件参数. 表 1 中: s 为约束拉杆间距; f'_c 为内填混凝土的轴心抗压强度; N 为轴向荷载; n 为轴压比.

1.2 材性实测

对内填混凝土浇筑时制备的同条件养护试块(长 \times 宽 \times 高为 100 mm \times 100 mm \times 100 mm)进行材性实测,可得立方体抗压强度 f_{cu} 为 129 MPa,钢管钢材的弹性模量 E_s 为 227 GPa,屈服强度 f_{yt} 和极限强度 f_u 分别为 392,570 MPa. 根据 Riedel 等^[9]提出的换算方法,组合柱内填混凝土的轴心抗压强度 f'_c 为 120 MPa.

1.3 加载装置与量测方案

试验加载装置,如图 2 所示. 反力梁和转换梁通过螺栓连接(固定装置),用于适配滑板尺寸,并提供轴向反力;滑板、摩擦力测量装置^[10]、竖向作动器由上到下依次通过螺栓连接(随动装置),在持续施加轴力的同时进行水平低周往复加载,可测得滑板与转换梁间的摩擦力. 定义作动器的推出方向为正向,缩回方向为负向.

首先,采用力控制,施加轴力直至目标值. 然后,采用位移控制,匀速(0.1 mm \cdot s⁻¹)施加水平荷载,并且保持轴向荷载不变. 水平低周往复加载按照位移角(θ)分别为 0.25%,0.50%,1.00%,1.50%,每级循环 3 轮,位移角分别为 2.00%,2.50%,3.00%,每级循环 2 轮的顺序逐级加载,当水平荷载不足 0.5 F_m (F_m 为水平峰值荷载)时,结束加载.

试验测点的布置,如图 3 所示. 图 3 中:D1~D5 分别为位移计测点. 使用位移计测量试件相应位置的水平位移或竖向位移,使用电阻应变片测量各测点的纵向应变数据. 试件钢管的腹板和翼缘均布置纵向应变片,其中,无拉杆约束试件的应变片布置与试件 C-2-0.47(图 3(b),图 3(c))相同. 由于约束拉杆的分布不同,试件 C-3-0.42 的应变片布置与试件 C-2-0.47 略有不同,但不影响二者之间的比较.

表 1 试件参数

Tab. 1 Parameters of specimens

试件编号	s/mm	f'_c/MPa	N/kN	n
C-0-0.47	—	120	4 200	0.47
C-0-0.42	—	120	3 750	0.42
C-2-0.47	80	120	4 200	0.47
C-3-0.42	60	120	3 700	0.42

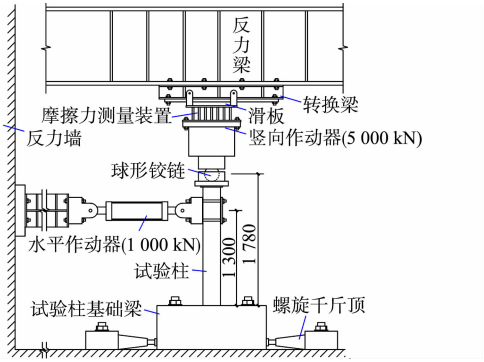


图 2 试验加载装置(单位:mm)
Fig. 2 Loading device of test (unit: mm)

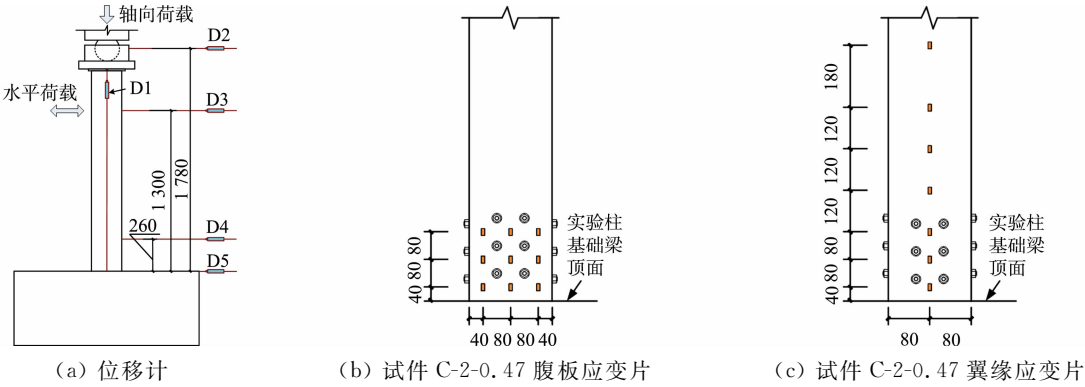


图 3 试验测点的布置(单位:mm)
Fig. 3 Layout of test points (unit: mm)

2 试验结果与分析

2.1 试验现象

当位移角 $\theta = -1.00\%$, 水平荷载 $F = F_m$ 时,试件 C-0-0.42 的内填混凝土发生压溃;当 $\theta = 1.30\%$, $F = F_m$ 时,试件 C-0-0.47 的内填混凝土发生压溃. 当 $\theta = -1.50\%$, $F = 0.86F_m$ 时,试件 C-0-0.42 出现局部屈曲;当 $\theta = 1.40\%$, $F = 0.87F_m$ 时,试件 C-0-0.47 出现局部屈曲. 随着加载的进行,这两个试件钢

管四面均在距基础梁顶面 100 mm 高度处陆续出现局部屈曲. 当 $\theta = -1.90\%$, 水平荷载 F 降至 $0.50F_m$ 以下时, 试件 C-0-0.42 停止加载; 当 $\theta = -1.40\%$, 水平荷载 F 降至 $0.50F_m$ 以下时, 试件 C-0-0.47 停止加载. 相较于试件 C-0-0.42, 由于试件 C-0-0.47 的轴压比更高, 故局部屈曲出现得更早, 变形能力较差.

当 $\theta = 2.00\%$, $F = F_m$ 时, 试件 C-2-0.47 的内填混凝土发生压溃; 当 $\theta = 2.50\%$, $F = F_m$ 时, 试件 C-3-0.42 的内填混凝土发生压溃. 随后, 两个试件钢管左侧翼缘板在距离基础梁顶面 320 mm 处出现局部屈曲, 且局部屈曲是位于约束拉杆区域上方, 发生时刻均晚于相应的无拉杆约束试件.

最终, 当 $\theta = 2.50\%$, 水平荷载 F 降至 $0.5F_m$ 以下时, 试件 C-2-0.47 停止加载; 而当 $\theta = 3.00\%$, 水平荷载 F 降至 $0.5F_m$ 以下时, 试件 C-3-0.42 停止加载. 这表明柱脚拉杆可有效地延缓局部屈曲的发生, 增强组合柱的变形性能.

4 个试件内填混凝土压溃位置均位于外包钢管发生屈曲的高度范围内. 试件的破坏形态, 如图 4 所示. 由图 4 可知: 试件 C-0-0.42, C-0-0.47 的破坏集中在距离基础梁顶面 100 m 高度处; 试件 C-2-0.47, C-3-0.42 的约束拉杆区域混凝土相对完好, 破坏集中于约束拉杆区域之上, 这表明若设置约束拉杆的强度较高, 破坏位置会转移至未布置约束拉杆区域中受弯较大的位置.

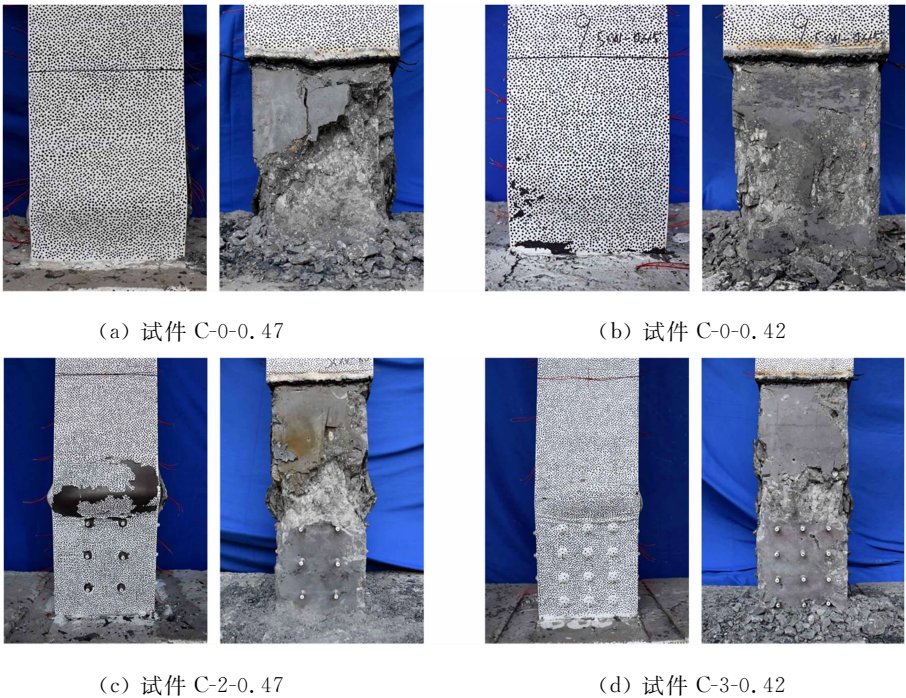


图 4 试件的破坏形态

Fig. 4 Failure modes of specimens

2.2 弯矩-位移角滞回曲线

由于无拉杆约束试件发生破坏的临界截面与柱脚拉杆约束试件不一致, 故统一选取柱底截面(基础梁顶面)作为评估组合柱截面性能的计算截面. 截取球形铰链至临界截面间的部分为组合柱隔离体, 其受力分析如图 5 所示. 图 5 中: f 为隔离体顶部所受水平荷载(与转换梁和滑板之间的摩擦力等值); h_t, Δ_t 分别为隔离体顶部到基础梁顶面的距离(1 300 mm)和水平方向位移; h_1 为水平荷载作用点到基础梁顶面的距离(1 780 mm); M 为弯矩; V 为剪力.

临界截面处的弯矩 M_b 为

$$M_b = F \times h_1 + N \times \Delta_t - f \times h_t.$$

(1)

临界截面弯矩与位移角的关系, 如图 6 所示. 由图 6 可知: 当试件受压翼缘钢板初始屈服发生时, 位

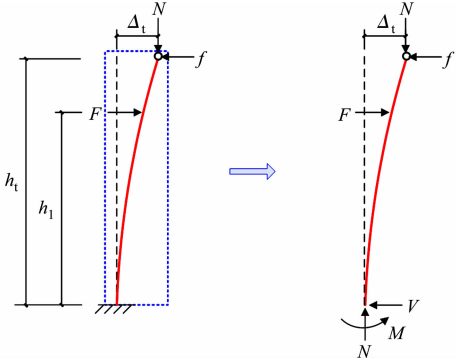


图 5 组合柱隔离体的受力分析

Fig. 5 Stress analysis of composite column free body

移角均小于 0.30%；试件 C-0-0.42,C-3-0.42 的受压翼缘钢板初始屈服约发生在 θ 为 0.25% 时；试件 C-0-0.47,C-2-0.47 的受压翼缘钢板初始屈服约发生在 θ 为 0.20% 时,表明在更高的轴压比下,外包钢管更易屈服.无拉杆约束试件在 θ 为 1.50% 的循环荷载作用下,发生内填混凝土压溃；试件 C-2-0.47,C-3-0.42 分别在 θ 为 2.00%,2.50% 的循环荷载作用下,发生内填混凝土压溃.这表明柱脚拉杆约束可有效地延缓混凝土压溃的发生,钢管局部屈曲均发生在内填混凝土压溃的同级或下一级位移角范围内.

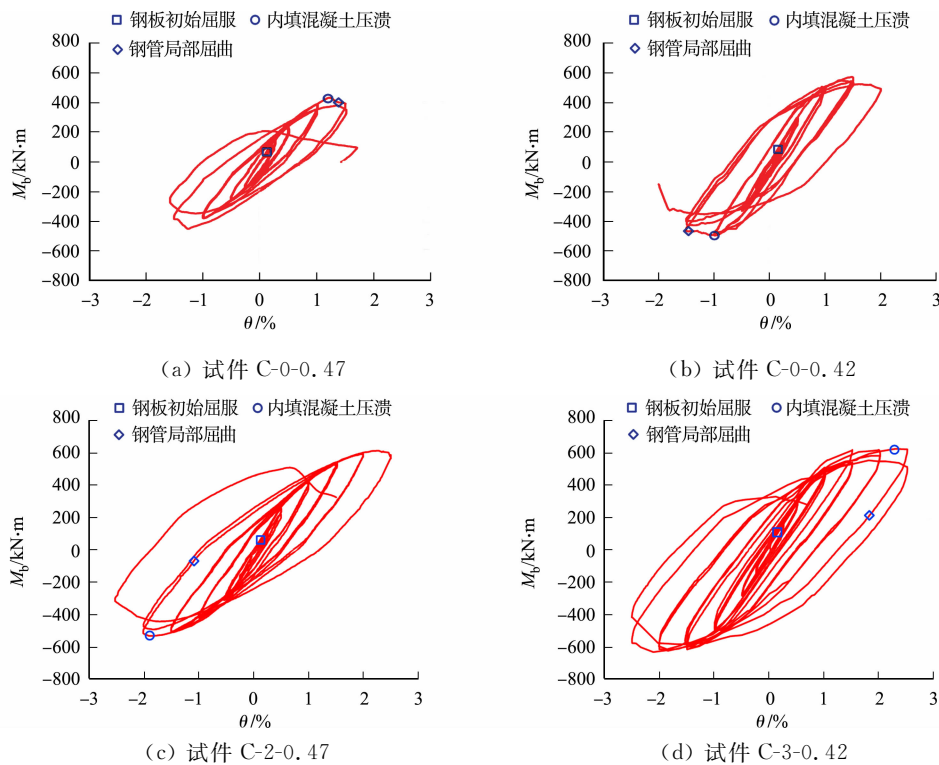


图 6 临界截面弯矩与位移角的关系

Fig. 6 Relationship between critical section moment and drift ratio

2.3 受弯承载力与变形性能

试件的骨架曲线,如图 7 所示.

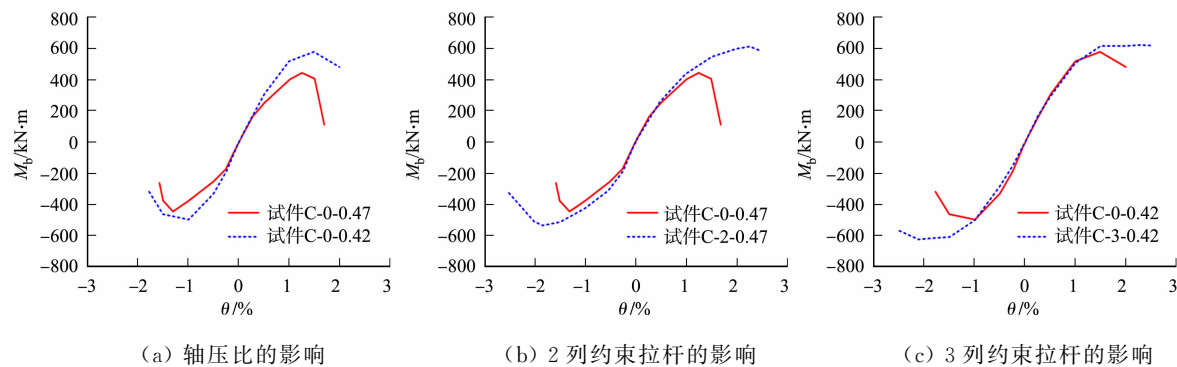


图 7 试件的骨架曲线

Fig. 7 Skeleton curves of specimens

受弯承载力和变形性能试验结果,如表 2 所示.表 2 中: $M_{b,m}$ 为临界截面峰值弯矩; θ_y 为屈服位移角,是骨架曲线上上升段中 $0.75M_{b,m}$ 对应位移角的 $4/3$ 倍^[11]; θ_m 为峰值弯矩对应的位移角; θ_u 为极限位移角,是骨架曲线下下降段中 $0.80M_{b,m}$ 对应的位移角^[12]; μ 为延性比, $\mu=\theta_u/\theta_y$;括号中的值为加载停止前该加载方向极限位移角和由此得到的组合柱延性比;由于加载停止时临界截面弯矩没有减小到峰值弯矩的 80%,故实际的极限位移角和相应的延性比应更大.

由表 2 可知:除了试件 C-0-0.42 的负向之外,各试件的屈服位移角 θ_y 均在 1.00%~1.50% 之间,相对稳定;相较于试件 C-0-0.42,C-0-0.47,因轴压比更高,故受弯承载力、极限位移角(低 15%左右)

和延性比(低 26%左右)更低;相较于相应的同轴压比的无拉杆约束试件,柱脚拉杆约束试件 C-2-0.47, C-3-0.42 的屈服位移角(高 30%左右)、受弯承载力(高 15%左右)、极限位移角和延性比均更高,表明配置约束拉杆可有效地提高 SUCFST 柱高轴压比下的受弯承载力和变形性能. 试件 C-2-0.47, C-3-0.42 的极限位移角均在 2.23%~2.50%之间,满足文献[13]规定的框架柱弹塑性层间位移角限值.

表 2 受弯承载力和变形性能的试验结果

Tab. 2 Test results of flexural strength and deformation performance

试件编号	加载方向	$\theta_y/\%$	$M_{b,m}/\text{kN}\cdot\text{m}$	$\theta_m/\%$	$\theta_a/\%$	μ
C-0-0.47	正向	1.04	444	1.26	1.54	1.48
	负向	-1.10	-448	-1.31	-1.51	1.37
C-0-0.42	正向	1.07	579	1.49	(2.00)	(1.87)
	负向	-0.84	-500	-1.00	-1.63	1.95
C-2-0.47	正向	1.48	615	2.27	(2.50)	(1.69)
	负向	-1.20	-536	-1.84	-2.23	1.87
C-3-0.42	正向	1.21	623	2.28	(2.50)	(2.08)
	负向	-1.23	-628	-2.12	(-2.50)	(2.03)

2.4 承载力退化

由于试件内填混凝土损伤和钢管塑性变形累积,组合柱在相同级别位移角下,受弯承载力随循环次数的增大而降低.引入承载力退化系数 η_i ,有

$$\eta_i = M_{2,j} / M_{1,j}. \tag{2}$$

式(2)中: $M_{i,j}$ 为试件临界截面在第 j 级往复加载位移角下,第 i 个循环中相应加载方向的最大弯矩^[13].

试件的承载力退化曲线,如图 8 所示.由图 8 和表 2 可知:承载力退化系数总体与位移角绝对值呈负相关;当 $\theta < \theta_m$ 时,各试件承载力的退化系数均十分接近 1,表明所有试件几乎未发生受弯承载力退化;而当 $\theta \geq \theta_m$ 后,承载力的退化现象较为明显;由于柱脚设置约束拉杆,试件 C-2-0.47 的承载力退化系数整体大于试件 C-0-0.47,当加载到较大位移角时更为明显;试件 C-3-0.42, C-0-0.42 也反映出相同的规律.由此可知,配置约束拉杆有利于减轻 SUCFST 柱的承载力退化.

2.5 耗能性能

低周往复加载滞回环围合面积可反映试件在该循环的耗能量^[14].试件的耗能曲线,如图 9 所示.图 9 中: E 为试件在各级水平低周往复加载下的单圈耗能量; E_a 为水平低周往复加载下的累计耗能量.

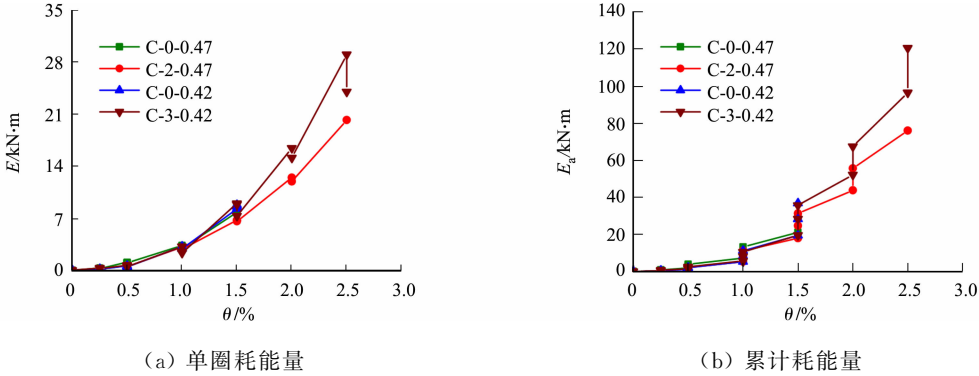


图 9 试件的耗能曲线

Fig. 9 Dissipated energy curves of specimens

由图 9 和表 2 可知:试件的单圈耗能量与位移角呈正相关;当 $\theta < \theta_m$ 时,各试件在同级位移角下的单圈耗能量差异较小;而在相同轴压比下,柱脚增设拉杆对单圈耗能量并无明显的影响.但相较于试件 C-0-0.47, C-2-0.47 的累计耗能量提高了 156%;而相较于试件 C-0-0.42, C-3-0.42 的累计耗能量提高

了 228%，因此配置约束拉杆可有效地提高 SUCFST 柱的耗能性能；当 $\theta > \theta_y$ 时，相较试件 C-2-0.47，约束拉杆间距更小的试件 C-3-0.42 具有更强的单圈耗能量，故减小拉杆间距有利于增强 SUCFST 柱的耗能性能。

3 结 论

在高轴压比下，对 2 根无拉杆约束 SUCFST 柱和 2 根柱脚拉杆约束 SUCFST 柱进行水平低周往复加载试验，可得以下 4 个结论。

- 1) 增设约束拉杆能够显著提高 SUCFST 柱的受弯承载力、变形性能和耗能性能。
- 2) 减小约束拉杆间距有利于提高大位移角下 ($\theta > 1.50\%$) SUCFST 柱的单圈耗能量。
- 3) 增大轴压比对 SUCFST 柱的变形性能存在不利影响。当轴压比从 0.42 增加至 0.47 时，SUCFST 柱的极限位移角约减小 15%，延性比约降低 26%。
- 4) 若设置拉杆的约束效应太大，SUCFST 柱的破坏位置会转移至约束拉杆区域上方，需进一步研究合适的柱脚拉杆配置率。

参考文献：

[1] 聂建国,秦凯.方钢管混凝土柱节点抗剪受力性能的研究[J].建筑结构学报,2007,28(4):8-17. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2007.04.003.

[2] HU Hongsong,CHEN Zhenxin,WANG Haozuo,*et al.* Seismic behavior of square spiral-confined high-strength concrete-filled steel tube columns under high axial load ratio[J]. Engineering Structures,2022,252:113600. DOI:10.1016/j.engstruct.2021.113600.

[3] HU Hongsong,FANG Pengpeng,LIU Yang,*et al.* Local buckling of steel plates in composite members with tie bars under axial compression[J]. Engineering Structures,2020,205:110097. DOI:10.1016/j.engstruct.2019.110097.

[4] 聂建国,王宇航,樊健生.钢管混凝土柱轴压力-弯矩-扭矩空间复合受力拟静力试验研究[J].建筑结构学报,2012,33(9):1-11. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2012.09.011.

[5] HSU H,YU H L. Seismic performance of concrete-filled tubes with restrained plastic hinge zones[J]. Journal of Constructional Steel Research,2003,59(5):587-608. DOI:10.1016/s0143-974x(02)00047-0.

[6] CAI Jian,HE Zhenqiang. Axial load behavior of square CFT stub column with binding bars[J]. Journal of Constructional Steel Research,2006,62(5):472-483. DOI:10.1016/j.jcsr.2005.09.010.

[7] 王英涛,蔡健,龙跃凌,等.带约束拉杆方形截面钢管混凝土短柱抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2015,36(7):18-25,34. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2015.07.003.

[8] 中国工程建设标准化协会.组合结构设计规范:JGJ 138—2016[S].北京:中国建筑工业出版社,2016.

[9] RIEDEL P,LEUTBECHER T,PIOTROWSKI S,*et al.* Einfluss der probekörpergeometrie auf die ergebnisse von druckfestigkeitsprüfungen an ultrahochfestem beton[J]. Beton-und Stahlbetonbau,2018,113(8):598-607. DOI:10.1002/best.201800027.

[10] 刘亮,潘鹏,王海深,等.结构构件压剪试验摩擦力测量装置开发与应用[J].建筑结构学报,2019,40(6):133-139. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2018.0361.

[11] PAULAY T,PRIESTLEY M. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings[M]. New York:Wiley-Interscience,1992.

[12] 陈振新,胡红松,许力,等.内配螺旋箍筋方钢管超高强混凝土柱抗震性能试验研究[J].建筑结构学报,2021,42(增刊2):288-294. DOI:10.14006/j.jzjgxb.2021.S2.0034.

[13] 中国工程建设标准化协会.建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.

[14] 叶列平,方鄂华.钢管混凝土构件的受力性能研究综述[J].土木工程学报,2000,33(5):1-12. DOI:10.15951/j.tmgxeb.2000.05.001.

(责任编辑：钱筠 英文审校：方德平)