

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2014.02.022

钢骨超高强混凝土柱抗震性能试验研究

郑林, 贾金青, 朱伟庆, 叶浩

(大连理工大学 海岸与近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要: 为研究钢骨超高强混凝土柱的抗震性能,对6根钢骨超高强混凝土柱($\lambda = 2.6$)在低周反复荷载下进行试验,并且分析了试件的破坏过程和破坏方式,以及轴压比、配箍率及型钢形式对延性的影响。试验结果表明:钢骨超高强混凝土柱主要破坏形态为弯曲破坏和弯剪破坏,发生弯曲破坏的试件荷载-位移滞回曲线饱满,下降段较为平缓,表现出良好的抗震性能,发生弯剪破坏的试件荷载-位移滞回曲线狭窄,下降迅速,抗震性能较差;配箍率高、轴压比小、配置H型钢试件抗震性能好。

关键词: 钢骨超高强混凝土柱;轴压比;配箍率;型钢形式;抗震性能

中图分类号: TU528.31;TU375.3

文献标识码: A

文章编号: 1672-1144(2014)02-0105-07

Experimental Study on Seismic Performance of Steel-reinforced Ultra-high-strength Concrete Column

ZHENG Lin, JIA Jin-qing, ZHU Wei-qing, YE Hao

(State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian, Liaoning 116024, China)

Abstract: To study the seismic performance of steel-reinforced ultra-high-strength concrete columns, the test research of 6 steel-reinforced ultra-high-strength concrete columns ($\lambda = 2.6$) subjected to low-cyclic repetitional loads was carried out. Then, the specimens' failure process and modes as well as the effects of the axial compression ratio, reinforcement ratio and section steel shape on the ductility of the steel-reinforced ultra-high-strength concrete columns were discussed. The experimental results show that the main failure patterns of the specimens are bending failure and shear failure. The hysteretic curves of bending failure specimens are plump with relatively slow descending branches, showing excellent seismic behavior. However, the hysteretic curves of shear failure specimens are slim with relatively quick descending branches, showing bad seismic behavior. The specimens with the high reinforcement ratio, high axial compression ratio and H-shaped section steel show excellent seismic behavior.

Keywords: steel-reinforced ultra-high-strength concrete column; axial pressure ratio; reinforcement ratio; section steel shape; seismic performance

随着高层及超高层建筑的大量兴建,柱子承受着越来越大的轴力,为了有效减小柱截面尺寸,高强及超高强混凝土也越来越多地运用在实际工程中。高强及超高强混凝土具有抗压强度高、弹性模量高等优点,但也有高脆性、延性差的缺点。试验研究表明^[1-10],钢骨混凝土结构抗震性能比普通混凝土结构有显著改善。但是,已有关于钢骨高强、超高强混凝土柱的研究不够充分和深入,并且抗震性能不够

理想。如,李俊华^[11]等通过试验得知,抗震等级二级,剪跨比不小于2的C80钢骨高强混凝土框架柱的轴压比限值为0.65;而姜睿^[12]通过试验得知抗震等级为二级,剪跨比不小于2的C100钢骨超高强混凝土框架柱的轴压比限值为0.55。但是,由于轴压比数限值的降低,混凝土强度的提高并未使得柱的轴压力限值得到较大的提高。为此,本文通过对6根钢骨超高强混凝土柱进行抗震试验,进一步研究

钢筋超高强混凝土柱的轴压比、配箍率和型钢形式对其抗震性能的影响。

1 试验材料

结合已有的框架柱抗震性能的研究^[13],参考《型钢混凝土组合结构技术规程》^[14](JGJ138-2001)共设计试件 6 个,截面尺寸为 230 mm × 230 mm,柱高 0.6 m,超高强混凝土强度 $f_{cm} = 95$ MPa(为 C100 混凝土),剪跨比 $\lambda = 2.6$;纵筋采用 12 根直径为 10 mm 的 HRB335 螺纹钢筋,配筋率 $\rho = 1.78\%$;箍筋采用直径为 6.0 mm 的 HRB400 级热轧钢筋,配箍形式为八角复合箍;试件 SRC1-SRC5 钢骨采用热轧 I10,截面面积为 1 435 cm²,含钢率为 2.7%,试件 SRC6 钢骨采用 HW100 × 100 × 6 × 8,截面面积为 2 190 cm²,含钢率为 4.2%;试件轴压比分别为 0、0.25、0.38。各试件设计参数见表 1。

表 1 试件主要参数

试件编号	轴压比 n_t	配箍	配箍率 $\rho_v/\%$	型钢
SRC1	0	Φ 6@50	2.00	I10
SRC2	0.25	Φ 6@50	2.00	I10
SRC3	0.25	Φ 6@100	1.00	I10
SRC4	0.38	Φ 6@100	1.00	I10
SRC5	0.38	Φ 6@50	2.00	I10
SRC6	0.38	Φ 6@50	2.00	HW100 × 100 × 6 × 8

试件由 230 mm × 230 mm × 700 mm 的柱与 350 mm × 400 mm × 1 300 mm 的底墩整体浇筑而成。底墩中配置了大量的纵筋和箍筋,保证在加载过程中其不破坏,故其代表连接柱底的刚性构件。柱顶 200 mm 范围内布置间距为 50 mm 的八角复合箍筋,以保证在轴向压力和水平力作用下柱顶混凝土不会被压碎。型钢锚固在底墩内 350 mm,以保证型钢与混凝土在底墩内不会发生滑移。试件几何尺寸及配筋见图 1。

2 试验设备及方法

试验采用悬臂梁式加载方式,试件由四个钢螺杆和两个千斤顶固定在地面上。竖向荷载由支撑在钢框架上的 3 000 kN 液压千斤顶施加,并由连接在液压千斤顶上的荷载感应器测出其值。水平荷载由支撑在反力墙上的 500 kN 电液伺服作动器施加,并由连接在液压千斤顶上的荷载感应器测出其值。柱顶水平位移由 LVDT 测量。试验加载装置见图 2。

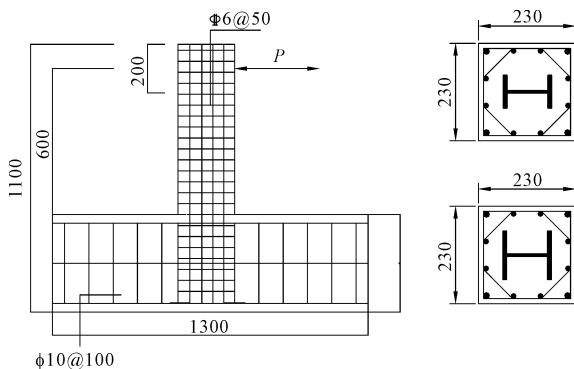


图 1 试件几何尺寸和配筋(单位:mm)

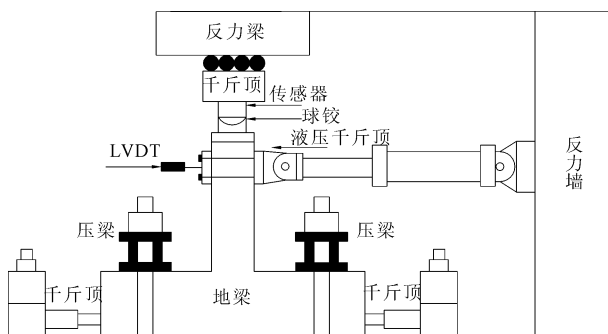


图 2 试验加载装置

每个试件在相对的两根纵筋分别沿柱脚向上布置应变片,用以测量纵筋应变;在柱底处相对型钢翼缘外侧布置应变片,用来测量柱脚型钢翼缘的纵向应变;在靠近柱底的箍筋布置应变片,用来测量箍筋横向应变。在柱顶布置 LVDT,用来测量柱顶水平位移。除水平位移由 LVDT 测量外,其余均采用 IMC 数据采集系统进行采集。

首先利用 3 000 kN 液压千斤顶在柱顶施加恒定的竖向荷载,利用 500 kN 电液伺服作动器在柱顶施加水平低周反复荷载。试验过程中,竖向荷载保持恒定值,而水平荷载由位移控制循环加载。水平位移加载速率为 0.1 mm/s,按 3 mm、6 mm、9 mm、12 mm... 分级加载,每级循环三次。试验满足至少下列条件之一时结束:1、试件柱不能承受竖向荷载;2、水平荷载下降到最大荷载的 80%(最大荷载为加载过程中所加的最大荷载)。

3 试验结果及分析

3.1 试件破坏过程

试件在不同轴压比情况下破坏形态不同,分别对轴压比为 0、0.25、0.38 的试件进行描述。

3.1.1 轴压比 $n_t = 0$

加载至柱顶位移 $\Delta = 3$ mm 时,柱根出现第一条水平裂缝,并随位移的增加而不断发展;在达到 $\Delta =$

11 mm 时,混凝土保护层剥落,柱根水平裂缝已经贯通柱根;随着加载位移级数增加,水平裂缝不断沿着柱根向上发展;在达到 $\Delta = 27$ mm 时,在正面(垂直于水平力的面为正面,平行于水平力的面为侧面)柱根上部 50 mm 内出现水平裂缝,水平裂缝不断延伸,并发展到侧面的柱根部;在达到 $\Delta = 38$ mm 时,柱混

凝土保护层剥落范围大约为 100 mm,试件水平荷载下降到最大荷载的 80%,试验加载终止。由于没有施加竖向荷载,试件主要出现水平裂缝,纵筋压屈不明显,保护层剥落范围也较小,试件属于弯曲破坏。试件破坏过程如图 3。

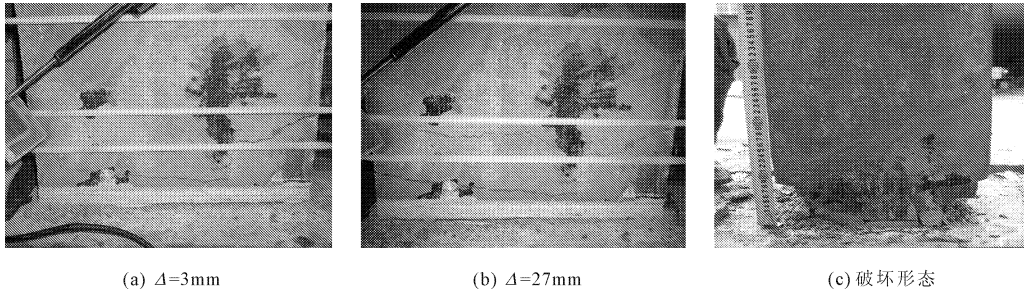


图 3 SRC1 破坏过程

3.1.2 轴压比 $n_t = 0.25$

破坏过程以 SRC3 为例。水平位移较小时,试件大致处于弹性阶段;加载至 $\Delta = 3$ mm 时,正面混凝土保护层开始出现细小的水平裂缝;加载至 $\Delta = 10$ mm 时,伴随着一声巨响,柱角混凝土保护层劈裂或剥落,这时水平承载力有一个突然地下降;继续加载竖向裂缝逐渐扩大,正面和侧面混凝土保护层逐

渐开裂和剥落;加载至 $\Delta = 21$ mm 时,柱轴向承载力显著降低,水平承载力逐渐下降,试验结束。观察试件混凝土保护层剥落范围为 350 mm,核心混凝土没有压碎;纵筋屈曲,屈曲范围为 250 mm,型钢亦发生明显屈曲,屈曲范围在 40 mm ~ 250 mm;柱轴向变形较大,箍筋间距明显降低,但箍筋没有被拉开。试件破坏过程如图 4。

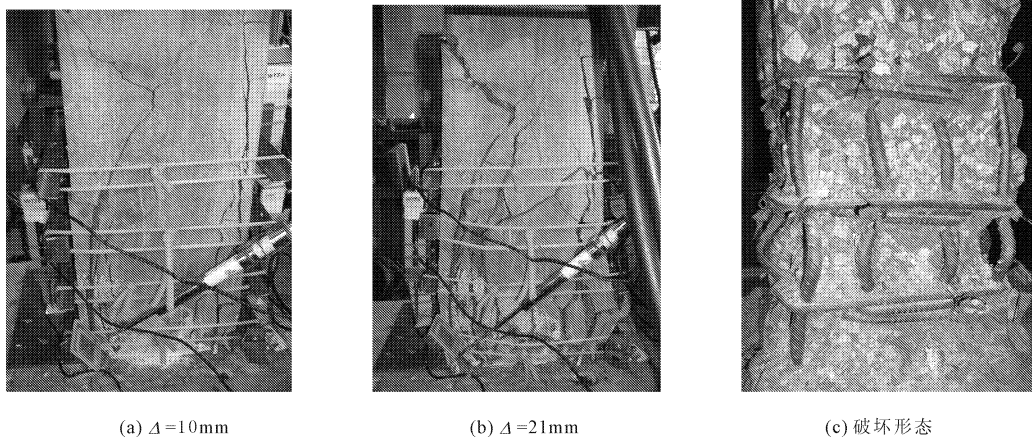


图 4 SRC3 破坏过程

3.1.3 轴压比 $n_t = 0.38$

破坏过程以 SRC4 为例。加载至 $\Delta = 3$ mm 时,正面混凝土保护层表皮略有剥落;加载至 $\Delta = 5$ mm 时,伴随着一声巨响,柱角混凝土保护层劈裂或剥落,这时水平承载力有一个突然地下降;此后,正面和侧面混凝土保护层逐渐开裂和剥落;加载至 $\Delta = 13$ mm 时,柱轴向力急剧降低,纵筋屈曲,矩形箍筋被拉开,八边形箍筋被拉断,试验结束。试件混凝土保护层剥落范围为 400 mm;纵筋屈曲,屈曲范围为

300 mm,型钢亦发生严重屈曲,屈曲范围在 300 mm;柱轴向压缩明显,箍筋间距减小。总体破坏过程与轴压比为 0.25 的试件相似,但试件破坏更严重,混凝土剥落范围、纵筋和型钢屈曲范围更大。试件破坏过程如图 5,各试件在破坏过程的特征值如表 2。

3.2 试件破坏方式

试件有弯曲破坏和弯剪破坏两种破坏方式。弯曲破坏与弯剪破坏的主要区别在于试件箍筋破坏方式不同,弯曲破坏为核心混凝土被压碎然后箍筋不

能约束核心混凝土而被拉开,弯剪破坏为箍筋首先 被拉开然后核心混凝土压碎。

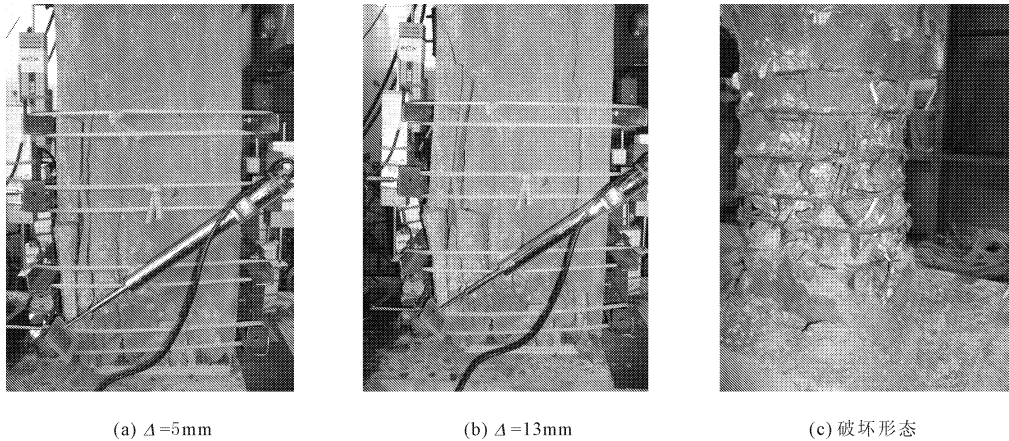


图 5 SRC4 破坏过程

3.2.1 弯曲破坏

试件 SRC1 - SRC3, SRC5 与 SRC6 均发生弯曲破坏,试件水平荷载小于开裂荷载(柱端混凝土出现第一条裂缝时对应的水平荷载即为开裂荷载)时大致处于弹性阶段;随着荷载增大,试件出现残余变形,继续加载至极限荷载,试件残余变形继续增大,此后,试件仍具有较大的变形能力;继续加载,受箍筋约束的混凝土逐渐被压碎、纵筋也逐渐受压屈曲;当箍筋不能继续约束纵筋和混凝土而突然被拉开或者

拉断时,试件破坏。发生弯曲破坏的试件具有相对好的变形能力和延性。

3.2.2 弯剪破坏

试件 SRC4 发生弯剪破坏。试件在试验开始初期直至达到极限荷载阶段,破坏过程与方式与弯曲破坏大致相同。当达到极限荷载后,斜裂缝迅速发展,试件水平承载力迅速下降,残余变形增大,箍筋先被拉断,然后受箍筋约束的混凝土被迅速的压碎、纵筋受压,破坏过程短,延性差。如表 2。

表 2 试件的特征值、破坏方式及位移延性系数

试件编号	屈服状态		极限状态		破坏状态		位移延性系数 μ_{Δ}	破坏方式
	P_y/kN	Δ_y/mm	P_{max}/kN	Δ_{max}/mm	P_u/kN	Δ_u/mm		
SRC1	78.64	8.52	115.44	18.92	86.92	38.89	4.57	弯曲破坏
SRC2	246.46	5.86	276.52	16.45	218.75	22.62	3.86	弯曲破坏
SRC3	232.17	5.93	288.72	10.44	198.86	21.01	3.54	弯曲破坏
SRC4	196.43	4.93	298.12	8.61	200.52	12.57	2.55	弯剪破坏
SRC5	236.18	4.11	282.17	7.56	200.06	13.64	3.32	弯曲破坏
SRC6	222.18	4.86	299.84	8.92	211.45	16.75	3.45	弯曲破坏

3.3 试验结果分析

3.3.1 滞回曲线

试件的实测 $P - \Delta$ 滞回曲线如图 6 所示。由图 6 可以看出:

(1) 当水平荷载小于开裂荷载 P_{cr} 时,试件基本呈弹性,滞回曲线接近直线往复,且卸载时残余变形较小。随着循环的增加,尤其混凝土保护层剥落后,试件残余变形增大,但滞回曲线较为饱满;达到极限荷载 P_{max} 后,残余应变更大,弹塑性特征非常明显,试件逐渐破坏。

(2) 当配箍率与型钢形式相同时,轴压比大的试件达到极限荷载后,荷载衰减明显,加载循环较

少,变形小,破坏较快。如试件 SRC1、SRC2 和 SRC5 中 SRC5 轴压比最大, SRC5 的最大位移仅为 13.64 mm,均小于另两个试件;又如试件 SRC4 轴压比大于 SRC3, SRC4 的最大位移为 12.57 mm,小于试件 SRC3 的最大位移 21.01 mm。

(3) 当轴压比与型钢形式相同时,配箍率高的试件变形能力较强,滞回曲线饱满,达到极限荷载后,荷载衰减较慢,加载循环较多。如试件 SRC2 和 SRC3、SRC4 和 SRC5,配箍率较高的 SRC3 和 SRC5 的最大位移均较大。

(4) 试件 SRC5 和 SRC6 的轴压比与配箍率相同,型钢形式不同。通过对比可知, H 型钢试件

SRC6 变形较大, 滞回曲线较为饱满, 达到极限荷载后, 荷载衰减较慢。这是因为 SRC6 含钢率高, 而型钢的滞回性能远好于超高强混凝土, 且 H 型钢对核心区混凝土的约束效果更好, 对核心区混凝土受力

性能的改善更明显。

(5) 当位移小于 15 mm 时, 试件滞回曲线呈梭形, 曲线饱满。随着位移增大, 曲线逐渐捏缩, 但是滞回曲线依然很稳定且捏缩现象不明显。

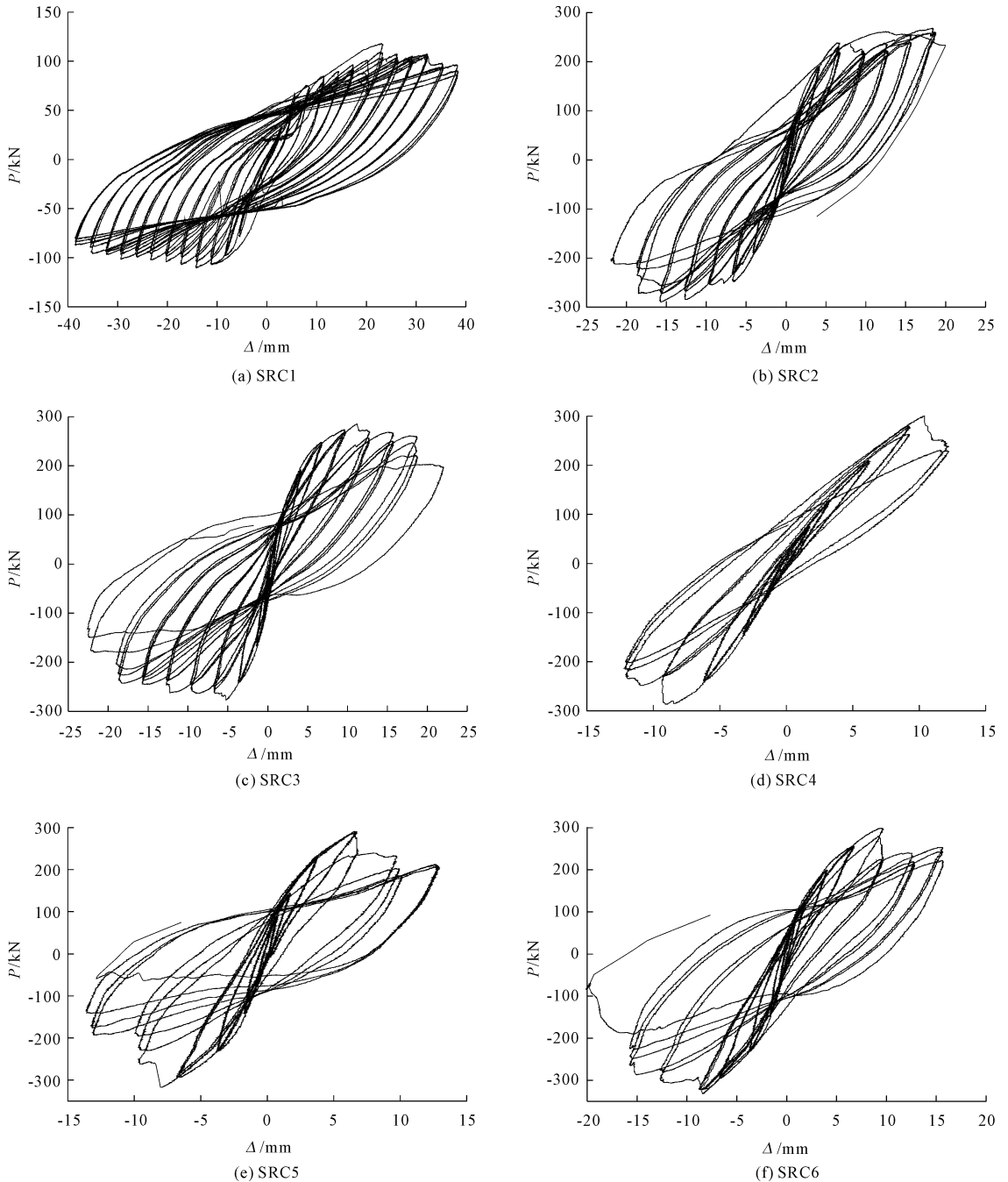


图 6 试件滞回曲线

3.3.2 骨架曲线

骨架曲线为低周反复荷载作用下节点滞回曲线各峰值点的连线(外包线), 它与一次性加载曲线相近。骨架曲线是每次循环加载达到的水平力最大峰值的轨迹, 反映了构件受力与变形的各个不同阶段及特性(强度、刚度、延性、耗能及抗倒塌能力等), 也

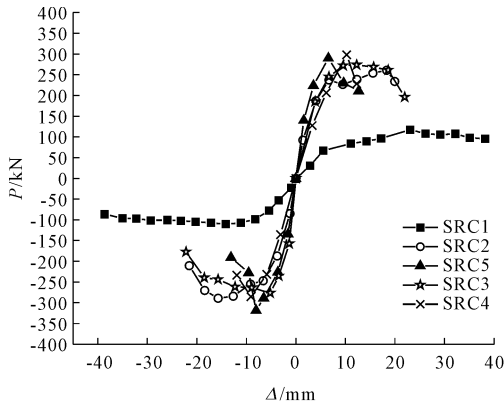
是确定恢复力模型中特征点的重要依据。设计参数对试件骨架曲线的影响见图 7。由图 7 可以看出:

(1) 钢筋超高强混凝土柱与钢筋超高强混凝土柱^[15]相比, 前者极限荷载提高, 骨架曲线下降较缓, 荷载衰减慢, 塑性变形大。

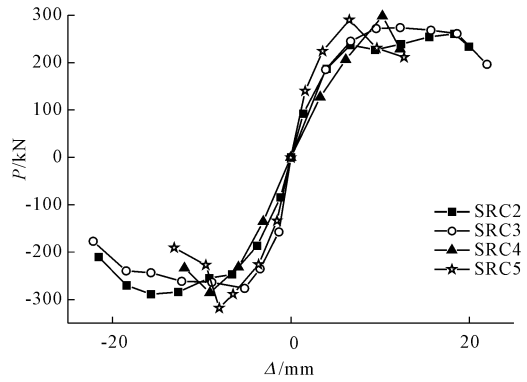
(2) 轴压比对骨架曲线的影响主要体现在: 随

着轴压比的增大,试件初始刚度较大,但极限位移减小,变形能力差,抗震性能好。如图 7(a)。

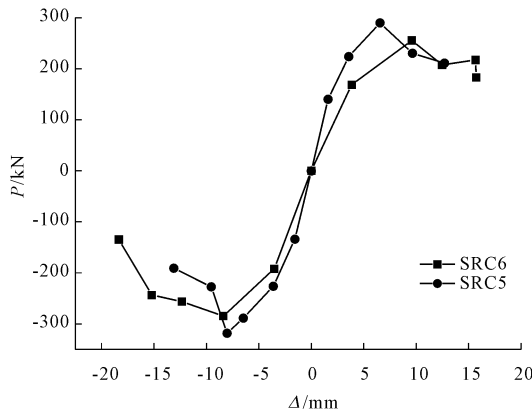
(3) 相同条件下,配箍率高的试件达到极限荷载后,曲线退化缓慢,塑性变形较大,抗震性能较好。如图 7(b)。这是由于箍筋约束核心混凝土,配箍率提高能够改善核心混凝土受力性能。



(a) 轴压比



(b) 配箍率



(c) 型钢形式

图 7 设计参数对试件骨架曲线的影响

3.3.3 位移延性

根据得到的骨架曲线,用能量等效法求得其屈服位移 Δ_y ,取下降段中 $0.8P_{\max}$ 所对应位移作为其极限位移 Δ_u ,极限位移 Δ_u 和屈服位移 Δ_y 之比为位移延性系数,所以,位移延性系数定义为 $\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y$ 。各个试件位移延性系数如表 2,设计参数对位移延性系数的影响如图 8。由图 8 可以得知:

(1) 通过与钢筋超高强混凝土柱对比可知,钢骨超高强混凝土延性优于钢筋超高强混凝土柱;与配置矩形箍筋的钢骨超高强混凝土柱^[9]比较,由于配置八角复合箍,抗震延性提高。

(2) 试件的位移延性系数随轴压比的增大而减小。如试件 SRC1、SRC2 和 SRC5 的延性系数分别为 4.57、3.86 和 3.32,试件 SRC3 和 SRC4 的延性系数

(4) 相同条件下,相比于配置工字钢的试件,配置 H 型钢的试件达到极限荷载后,骨架曲线下降段平缓,塑性变形大,抗震性能好。如图 7(c)。这是由于配置 H 型钢的试件含钢率高,从而提高了试件的延性。

分别为 3.54 和 3.45。这是由于随着轴压比的增大,试件截面的主压应力增大,且随着水平位移的增加,二次弯矩增大,引起试件延性变差。轴压比对位移延性系数的影响见图 8(a)。

(3) 试件的位移延性系数随配箍率的增加而增大。如试件 SRC2 和 SRC3 的延性系数分别为 3.86 和 3.54,试件 SRC4 和 SRC5 的延性系数分别为 2.55 和 3.32。这是因为箍筋对内部混凝土提供了较好的约束作用,增强了混凝土变形能力,提高了试件的延性。配箍率对位移延性系数的影响见图 8(b)。

(4) 配置 H 型钢的试件抗震延性优于配置工字型钢的试件。如 SRC5、SRC6 分别配置 I10 和 H 型钢,但前者的延性系数为 3.32 而后者的延性系数为 3.45。

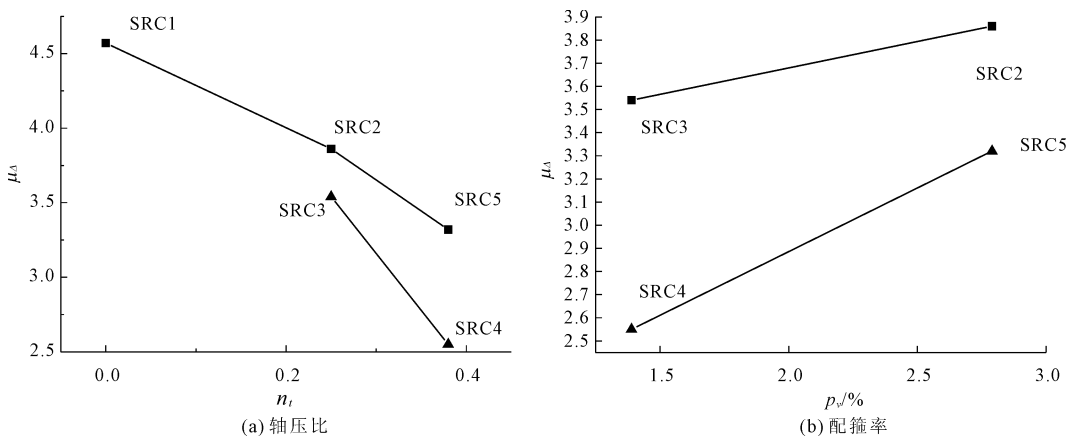


图 8 设计参数对位移延性系数的影响

4 结 论

(1) 轴压比、配箍率和型钢形式对钢骨超高强混凝土柱抗震性能影响很大。具体表现在:随着轴压比的提高,达到极限荷载后,承载力衰减更快,延性变差;随着配箍率的增大,滞回曲线更饱满,达到极限荷载后,承载力衰减较慢,抗震性能增强;相比于配置工字型钢的试件,配置 H 型钢的试件滞回曲线更饱满,承载力衰减较慢,抗震性能更好。

(2) 钢骨超高强混凝土柱表现出良好的抗震性能,当轴压比不太大或箍筋和型钢配置合理时,试件发生弯曲破坏,试件的滞回曲线饱满,骨架曲线下降段平缓,延性系数较大;当轴压比大且箍筋和型钢配置较少时,试件发生弯剪破坏,试件的滞回曲线较狭窄,骨架曲线下降迅速,延性系数较小。

(3) 相比于钢筋超高强混凝土柱和配置矩形箍筋的钢骨超高强混凝土柱,配置八角复合箍筋的钢骨超高强混凝土柱延性和抗震性能表现出明显优势。

参考文献:

- [1] 贾金青,赵国藩. 钢骨高强混凝土短柱力学性能[M]. 大连:大连理工大学出版社,2006.
- [2] 杨 广,杨冬梦. 钢骨高强混凝土柱抗震性能试验研究[J]. 价值工程,2011,30(25):87.
- [3] 郭子雄,林 煌,刘 阳. 不同配箍形式型钢混凝土柱抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2010,31(4):110-115.
- [4] 郑山锁,张 亮,李 磊,等. 型钢高强混凝土框架柱抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报,2012,33(5):124-132.

- [5] 蒋传星. 配箍率对剪跨比为 5 的型钢高强混凝土柱受力性能影响的试验研究[D]. 重庆:重庆大学,2007.
- [6] 赵根田,王春花,高春彦,等. 钢骨混凝土偏心受压长柱受力性能试验研究[J]. 包头钢铁学院学报,2006,25(4):384-387,400.
- [7] Pam H J, Ho J C M. Length of critical region for confinement steel in limited ductility high-strength reinforced concrete columns[J]. Engineering Structures, 2009, 31(12): 2896-2908.
- [8] Mander J B, Priestley M J N, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete[J]. Journal of structural engineering, 1988, 114(8): 1804-1826.
- [9] Kwan A K H, Ho J C M. Ductility design of high-strength concrete beams and columns[J]. Advances in Structural Engineering, 2010, 13(4): 651-664.
- [10] EL-Tawil S M, Deierlein G G. Fiber element analysis of composite beam-column cross-sections [R]. New York: Cornell University, 1996: 5-33.
- [11] 李俊华,赵鸿铁,薛建阳. 型钢高强混凝土柱轴压比限值分析[J]. 建筑结构学报,2006,36(1):46-48.
- [12] 贾金青,姜 睿,徐世焯,等. 超高强混凝土短柱抗震性能的试验研究[J]. 地震工程与工程振动,2006,26(6):120-126.
- [13] 贾金青,朱伟庆,余 芳,等. 型钢超高强混凝土柱截面曲率延性研究[J]. 土木工程学报,2013,46(1):42-51.
- [14] 中华人民共和国建设部. JGJ138-2001. 型钢混凝土组合结构技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [15] 闫长旺,贾金青,余 芳,等. 钢骨高强混凝土短柱抗震性能的试验研究[J]. 建筑结构学报,2008, (S1): 234-238.