

方钢管混凝土柱的抗震性能试验研究

李黎明^{1,2}, 李 宁³, 陈志华⁴, 姜忻良⁴

(1. 同济大学 土木工程学院, 上海 200092; 2. 宝钢股份研究院(技术中心), 上海 201900; 3. 北京市建筑设计研究院 7S1 工作室, 北京 100045; 4. 天津大学 建筑工程学院, 天津 300072)

摘 要:通过低周反复加载试验研究方钢管混凝土柱的抗震性能, 分析了其在水平地震作用下的承载能力、变形能力、刚度退化、耗能能力以及结构的破坏机制, 为进一步的理论分析提供参考。同时研究了含钢率、长细比和轴压对方钢管混凝土柱延性的影响。结果表明, 对其影响最大的为长细比, 其次是轴压比, 再次是含钢率。本次试验结果与分析可为方钢管混凝土柱的抗震设计提供参考。

关键词:土木工程; 抗震性能; 位移延性; 方钢管混凝土柱; 低周往复荷载

中图分类号: TU398 **文献标识码:** A **文章编号:** 1671-5497(2008)04-0817-06

Anti-seismic test on concrete-filled square steel tube column

LI Li-ming^{1,2}, LI Ning³, CHEN Zhi-hua⁴, JIANG Xin-liang⁴

(1. School of Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Baoshan Iron & Steel Co., Ltd. Research Institute (R & D Center), Shanghai 300072, China; 3. Beijing Institute of Architectural Design 7S1 Studio, Beijing 100045, China; 4. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: To study the anti-seismic performance of the concrete-filled square steel tube columns (CFSSTCs), a quasi-static test under the low-frequency cyclic load was designed and carried out. The bearing capacity, the deformability, the rigidity decay, the energy dissipation ability and the failure pattern of the CFSSTCs under the lateral seismic load were investigated. The displacement ductility of the CFSSTC specimens were analyzed, the effects of the steel ratio, the slenderness ratio, and the axial compression ratio on the ductility of the CFSSTCs were studied. The results show that the most remarkable factor is the slenderness ratio, the axial compression ratio takes second place and the steel ratio is third. The test data provide a reference for the anti-seismic design of the CFSSTCs.

Key words: civil engineering; anti-seismic performance; displacement ductility; concrete-filled square steel tube column; low-frequency cyclic load

目前, 对方钢管混凝土结构的研究已经取得了许多成果^[1-2]。然而, 对方钢管混凝土滞回性能的研究还不够充分, 相关试验数据不够丰富^[3-4]。为了研究方钢管混凝土柱的抗震性能, 以及长细

比、轴压比和含钢率对其延性的影响, 本文通过低周反复加载试验分析了方钢管混凝土柱在水平地震作用下的承载能力、变形能力、刚度退化和耗能能力以及结构的破坏机制, 为方钢管混凝土柱的

收稿日期: 2007-01-27.

基金项目: 天津市建设系统科学技术发展项目(2004-29).

作者简介: 李黎明(1981-), 男, 博士后. 研究方向: 钢结构与组合结构. E-mail: dawn0391@163.com

通信作者: 陈志华(1966-), 男, 教授, 博士生导师. 研究方向: 钢结构与组合结构. E-mail: zhchen@tju.edu.cn

抗震设计提供参考和依据。

1 试验设计

1.1 试件设计

本次试验采用正交设计法设计构件,考虑的主要设计参数有:含钢率、轴压比和长细比。每个影响因子考虑的水平数为 3 个,共制作 9 个试件,截面边长为 250 mm;柱高 L_0 分 3 种情况:710 mm、1450 mm 和 1700 mm (实际柱长 $L=(\text{柱高}-180)\text{mm}$,180 mm 为加载头尺寸的一半,即 L 分别为 530 mm、1270 mm 和 1520 mm);名义轴压比分别为 0.20、0.40 和 0.54;钢管壁厚分别为 4 mm、6 mm 和 10 mm。

试件用钢管由 4 块钢板拼焊而成,焊缝按现行《钢结构设计规范》(GB 50017—2003)设计^[5],钢板拼焊时采用熔透的对接焊缝形式。钢管内浇筑 C40 混凝土,养护一周时间后,在柱顶加焊一块 12 mm 厚钢板,焊接前用高强水泥砂浆将混凝土顶面与钢管抹平。试件基座采用 C20 混凝土浇筑,试件制作示意图见图 1。

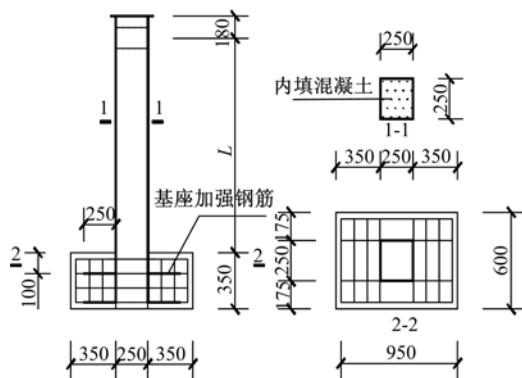


图 1 试件制作示意

Fig. 1 Sketch map of specimen fabrication

1.2 材料特性试验结果

钢材的材料特性试验^[6]结果见表 1。其中: f_y 为钢材的屈服极限; f_u 为钢材的强度极限; δ_{10} 为钢材的伸长率; E_s 为钢材的弹性模量。

混凝土 28 天龄期和试验时的立方体抗压强度 f_{cu} 分别为 28.80 MPa 和 41.00 MPa, f_c 分别为 19.30 MPa 和 27.47 MPa。

表 1 钢材材料特性

Table 1 Material properties of steel

钢板厚度/mm	f_y /MPa	f_u /MPa	$\delta/\%$	E_s /MPa
4	265.00	352.92	23.05	2.01×10^5
6	317.60	437.96	24.19	2.03×10^5
10	242.20	390.00	25.86	1.99×10^5

1.3 正交化设计

试件的具体参数见表 2,其中: B 、 t 、 L 分别为方钢管混凝土截面外边长、钢管管壁厚度和构件计算长度。 f_y 、 f_c 分别为钢材的屈服强度和混凝土轴心抗压强度。 N 为作用在试件上的恒定轴压力, α 为构件截面含钢率, $\alpha=A_s/A_c$ 。

表 2 构件参数

Table 2 Parameters of specimens

编号	$B \times t \times L/\text{mm}$	f_y/MPa	f_c/MPa	α	N/kN
S-4L	$250 \times 4 \times 530$	265.00	27.47	0.067	501
S-6M	$250 \times 6 \times 530$	317.60	27.47	0.103	1162
S-10H	$250 \times 10 \times 530$	242.20	27.47	0.181	2000
M-6L	$250 \times 6 \times 1270$	317.60	27.47	0.103	581
M-10M	$250 \times 10 \times 1270$	242.20	27.47	0.181	1474
M-4H	$250 \times 4 \times 1270$	265.00	27.47	0.067	1353
T-10L	$250 \times 10 \times 1520$	242.20	27.47	0.181	737
T-4M	$250 \times 4 \times 1520$	265.00	27.47	0.067	1002
T-6H	$250 \times 6 \times 1520$	317.60	27.47	0.103	1569

注:横线前的 S、T、M 表示短柱、中长柱和长柱;横线后的 4、6、10 表示钢管壁厚; L 、 M 、 H 分别对应名义轴压比 0.20、0.40 和 0.54。

1.4 测量仪器布置

为了绘制钢管混凝土柱往复加载时的荷载-位移滞回曲线,在柱顶加载点架设位移传感器(见图 2)以测量加载过程中柱顶的水平位移。在拉压千斤顶的作动器上安装荷载传感器以测量加载过程中的水平作用力。

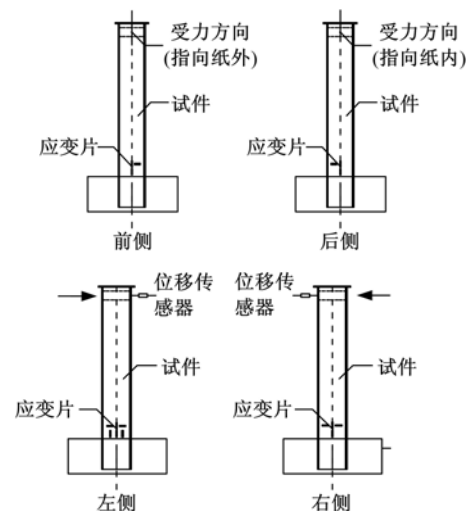


图 2 应变片及位移计布置

Fig. 2 Arrangement of strain gauges and displacement transducer

1.5 试验加载装置及加载程序

本试验的加载方式是在轴向施加恒定轴力的同时在柱顶施加低周往复水平荷载。轴向压力由 3200 kN 液压千斤顶施加,并在试验过程中保持

轴力值不变。水平的往复荷载由固定在反力墙上的 60/40 t 的推拉作动器施加,作动器最大行程为 500 mm。为了使柱端能够自由移动,千斤顶应固定在装有滚轴支座的横梁上,试件加载现场如图 3 所示。



图 3 试验现场

Fig. 3 Test site

根据我国《建筑抗震试验方法规程》(JGJ101—96)中的规定^[7],本试验加载方式见图 4,图中 Δ_y 为试件的屈服位移。屈服前采用力控制加载,分级加载,每级均为破坏荷载的 1/3,循环一次。屈服后采用位移控制加载,以试件屈服位移为级差进行控制加载,每级循环 3 次,直到水平荷载下降至峰值荷载的 85% 以下停止加载。试件屈服的判定以钢材达到屈服应变或滞回曲线出现明显拐点为依据。

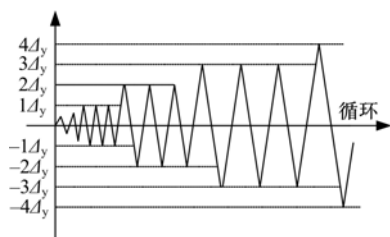


图 4 加载制度

Fig. 4 Loading system

2 试验结果与分析

2.1 试验现象

由试验观察发现,9 个试件的破坏形态基本一致。达到屈服荷载后,随着水平位移的逐渐增大,在柱脚处(弯曲应力最大处)的受压侧钢板发生局部微小的屈曲。但在随后的卸载和反向加载过程中,屈曲部分又被重新拉平并在另一侧产生局部微小的屈曲,屈曲的范围不断增大,且逐渐向环向发展,到试件接近破坏时,屈曲现象急剧发展,整个截面最终形成一个向外凸起的灯笼状破坏形态(见图 5),试验测得的主要数据见表 3。



图 5 典型的试件破坏形态

Fig. 5 Typical failure pattern of specimens

所有试件的屈曲位置均在距柱脚 70 mm ($\approx B/4$) 高度附近。在加载过程中,可听到混凝土碎裂的声音。试件屈曲后仍然具有较大刚度,表现出良好的塑性,水平荷载不断上升,直到屈曲非常严重时,荷载才开始下降。这说明方钢管混凝土结构具有承载力高、延性良好等优点。

表 3 实测主要数据

Table 3 Main test data

编号	P_y/kN	P_u/kN	Δ_y/mm	Δ_u/mm	μ
S-4L	242.0	434.0	3.38	23.76	7.03
S-6M	269.0	556.0	2.98	31.63	11.70
S-10H	394.0	773.0	1.89	32.40	17.14
M-6L	110.0	223.0	8.21	67.81	8.26
M-10M	164.0	324.0	11.46	58.16	5.09
M-4H	64.0	160.0	3.16	27.48	7.84
T-10L	128.0	249.0	13.21	67.81	5.96
T-4M	80.0	141.0	8.50	56.98	6.50
T-6H	81.0	195.0	7.18	52.57	7.32

注: P_y 为试件的屈服荷载; P_u 为试件的峰值荷载; Δ_y 为试件的屈服位移; Δ_u 为试件的极限位移; μ 为试件的位移延性系数, $\mu = \Delta_u / \Delta_y$ 。

为观察钢管内核心混凝土的破坏情况,在试验结束后拆除钢板,发现钢板屈曲处的混凝土已被全部压碎,屈曲上方的混凝土有网状裂缝,再往上方的混凝土裂缝呈条状。

2.2 实测滞回曲线

试验得到的荷载-位移滞回曲线概括了试件的承载能力、刚度和延性等力学特征,是钢管混凝土柱抗震性能的集中体现。通过对试件的滞回曲线(见图 6)进行分析,可得出如下结论:

(1) 各构件的荷载-位移滞回曲线的图形具有较好的稳定性,外形饱满(试件 S-4L 例外),没有明显的捏缩现象出现,表现出良好的耗能能力。

(2) 构件参数的改变不仅会影响荷载-位移曲线的数值,而且还会影响滞回曲线的形状。

(3) 试件 S-4L 出现轻微捏缩现象,主要是由于试件的长细比较小及钢管厚度小,即剪跨比太小导致剪切影响过大。

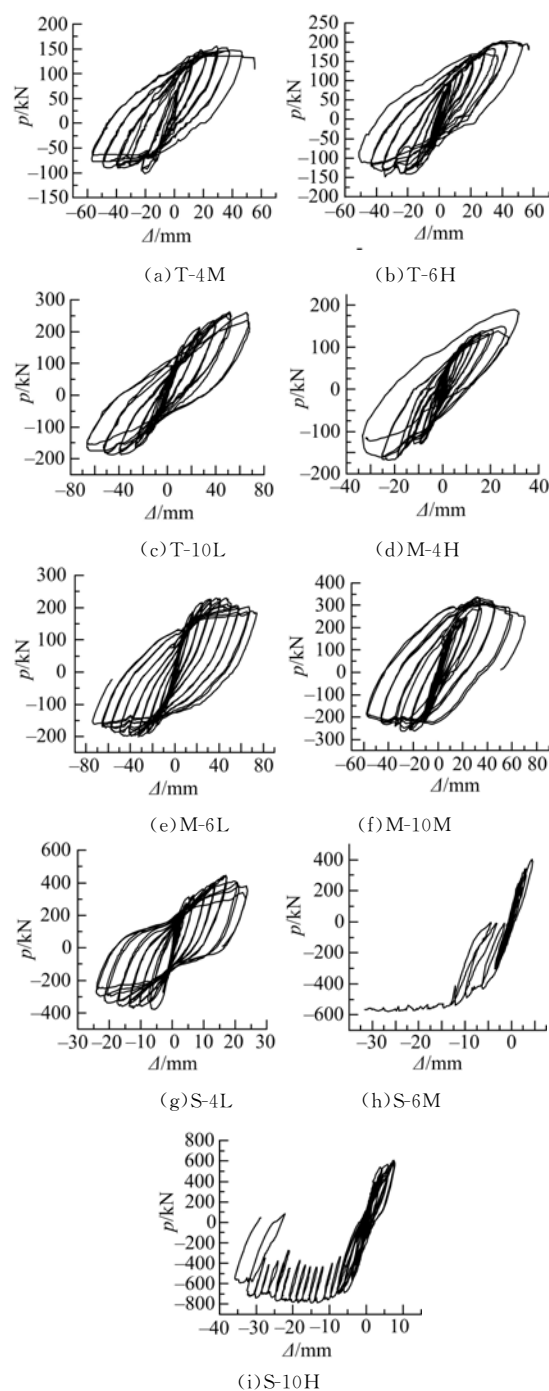


图6 各构件荷载-位移滞回曲线

Fig. 6 Load-displacement hysteretic hoops of all specimens

(4) 试件 S-6M、S-10H 在试验加载过程中, 由于在加载后期的水平力超过作动器的水平拉力的极限(400 kN), 故只进行单调加载。但从曲线中仍可以看出试件的水平承载力没有明显的下降, 下降段坡度平缓, 表现出良好的塑性和耗能能力。

2.3 骨架曲线

图7为反复加载时各试件的骨架曲线, 实线部分为第1循环加载时对应的骨架曲线, 虚线部分

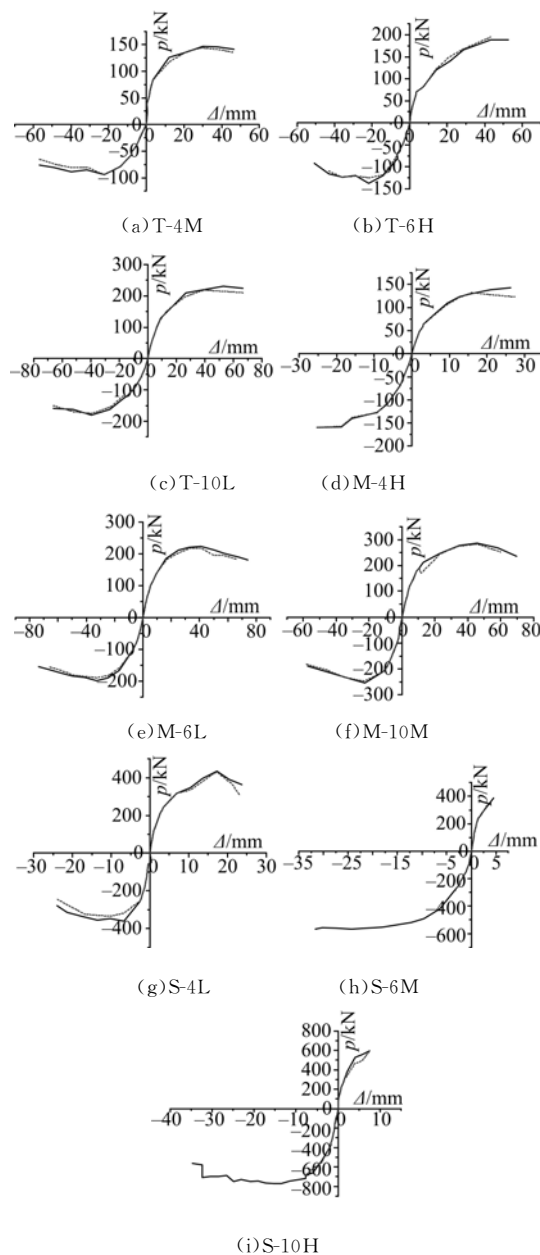


图7 试件的骨架曲线

Fig. 7 Skeleton curves of all specimens

的骨架曲线。

虚线部分为第3循环加载在加荷的初期, 即钢管屈服之前, 强度退化不明显。当钢管屈服以后, 随着位移的增加, 退化程度加大, 但是不明显。对于全部9个试件, 均出现这种情况。这主要是因为钢管对核心混凝土的约束作用, 使混凝土的强度得以提高, 塑性和韧性得到改善。同时, 由于核心混凝土的存在, 可以延缓或避免钢管过早地发生局部屈曲, 增强钢管的稳定性。从整体上看, 各个试件的骨架曲线在加载后期基本保持水平或出现微弱下降, 试件表现出良好的塑性和耗能能力。

2.4 刚度退化

从各试件的荷载-位移骨架曲线可以看出,试验过程中试件刚度一直在变化。图 8 为各试件的刚度退化曲线, K 为等效刚度,为原点与某次循环的荷载峰值连线的斜率。

对比各试件的刚度退化曲线可以发现,在构件屈服前,各试件刚度退化几乎为零。随着位移及循环次数的增加,试件刚度不断降低,但是下降坡度较为平缓,这可以保证柱底塑性铰的出现。

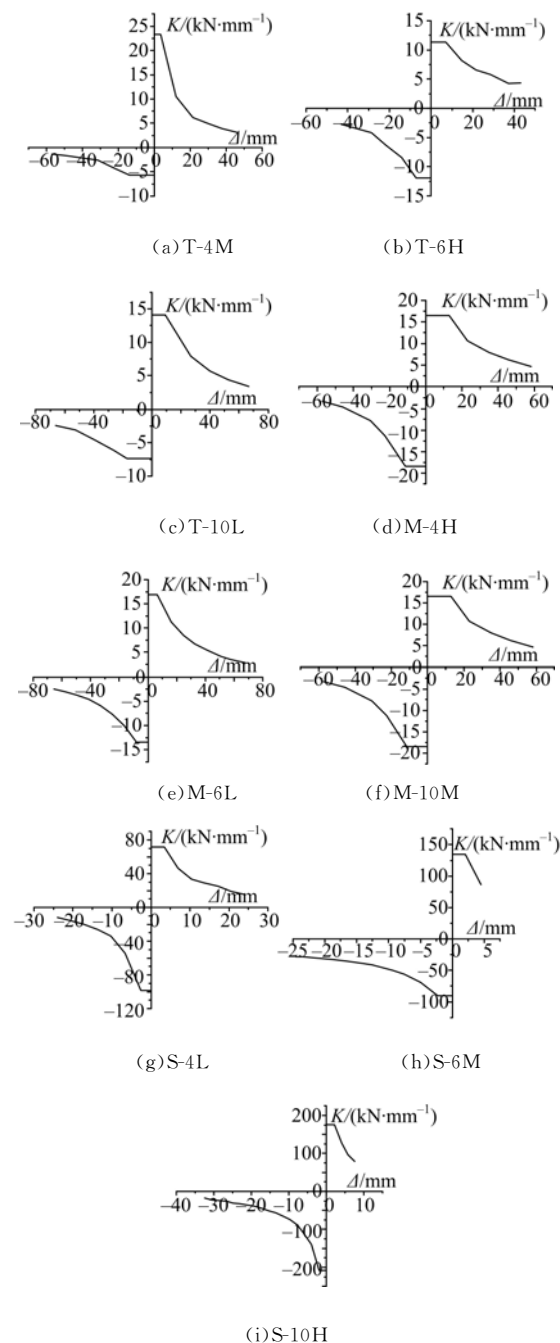


图 8 刚度退化曲线

Fig. 8 Curves of rigidity degeneration

2.5 变形能力

我国建筑抗震设计规范规定^[8]:多高层钢结构弹性层间位移角 $\theta_e = 1/300 = 0.0033$,弹塑性层间位移角 $\theta_p = 1/50 = 0.02$;除 M-4H 外,本次试验的另外 8 个柱试件的弹性极限层间位移角 $R_y = 0.0036 \sim 0.0090 = (1.1 \sim 2.7)\theta_e$,弹塑性极限层间位移角 $R_u = 0.026 \sim 0.061 = (1.3 \sim 3.0)\theta_p$ 。这说明以上 8 个试件均能满足结构抗震设计中有关层间位移角的要求。而对于试件 M-4H,弹性极限层间位移角 $R_y = 0.0025 < \theta_e$,弹塑性极限层间位移角 $R_u = 0.022 = 1.1\theta_p$,不能满足结构抗震设计的要求。这是因为试件 M-4H 在所有的试件中的含钢率最小而轴压比最大,而含钢率和轴压比是影响钢管混凝土柱变形能力的最主要因素。这也说明进行结构抗震设计时,为了确保方钢管混凝土柱具有足够的变形能力,必须对方钢管混凝土柱的含钢率和轴压比作出相关规定。

3 构件位移延性系数

本试验采用正交法设计,用直观分析法研究含钢率、长细比、轴压比对试验的影响(见表 4)。

3.1 每个水平下的位移延性系数

表 4 中“ T_1 ”行给出在长细比 $\lambda = 7.34$ 时 3 次试验位移延性系数之和 $T_1 = 7.03 + 11.7 + 17.14 = 35.87$,其均值 $T_1/3 = 11.96$ 列于“ m_1 ”行。类似地,在长细比 $\lambda = 17.6$ 和长细比 $\lambda = 21.06$ 时 3

表 4 位移延性系数正交分析

Table 4 Orthogonal analysis of displacement ductility coefficients

编号	λ	α	n	μ
S-4L	7.34	0.067	0.20(0.15)	7.03
S-6M	7.34	0.103	0.40(0.30)	11.7
S-10H	7.34	0.181	0.54(0.40)	17.14
M-6L	17.6	0.103	0.20(0.17)	8.26
M-10M	17.6	0.181	0.40(0.33)	5.09
M-4H	17.6	0.067	0.54(0.45)	7.84
T-10L	21.06	0.181	0.20(0.17)	5.96
T-4M	21.06	0.067	0.40(0.35)	6.50
T-6H	21.06	0.103	0.54(0.47)	7.32
T_1	35.87	21.37	21.25	
T_2	21.19	27.28	23.29	
T_3	19.78	28.19	32.23	
m_1	11.96	7.12	7.08	
m_2	7.06	9.16	7.76	
m_3	6.60	9.39	10.74	
R	5.36	2.27	2.98	

注: λ 为构件长细比, $\lambda = 2\sqrt{3}L/B$; α 为含钢率; n 项括号内的数据为实际轴压比, $n = N/(\varphi N_0)$, φ 为稳定系数;计算时, f_y 和 f_c 同表 1。

次试验的平均位移延性系数为 7.06 和 6.6。3 个平均值的极 $\max\{11.96, 7.06, 6.6\} - \min\{11.96, 7.06, 6.6\} = 11.96 - 6.60 = 5.36$, 列在表的最后一行, 类似地计算应用于含钢率和轴压比, 详见表 4。

3.2 绘制平均位移延性系数点图

绘制 3 个因素的 3 个平均位移延性系数点图如图 9 所示。从图 9 中可以看出, $\lambda = 7.34$ 时, 位移延性系数最大; $\alpha = 0.181$ 时, 位移延性系数最大; $n = 0.54$ 时, 位移延性系数最大。

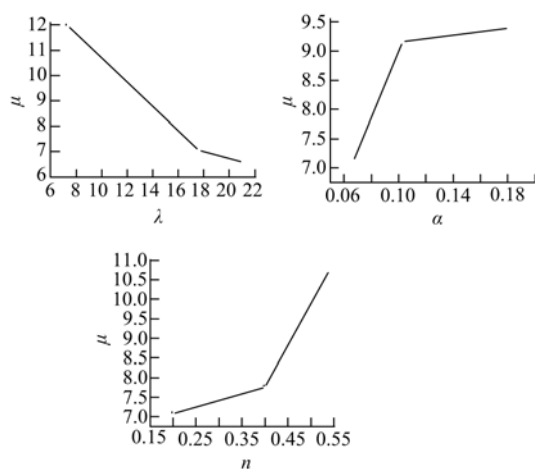


图9 位移延性系数与3个影响因素的关系

Fig. 9 Relationship of displacement ductility coefficients and three influencing factors

3.3 影响因素排序

一个因素对平均延性系数影响大, 那么这个因素不同的水平相应的位移延性系数之间差异就大; 反之相应的位移延性系数之间差异就小。反映在图上, 点子散布范围大的因素是主要的, 散布范围小的是次要的。另外, 这个主次关系可用极差 R 来表达, 长细比、含钢率、轴压比的极差分别为 5.36, 2.27, 2.98, 由此可将它们对位移延性系数的影响排序为长细比、轴压比、含钢率。

通过以上分析, 可得出如下结论:

(1) 最佳水平组合为: $\lambda = 7.34$, $\alpha = 0.181$, $n = 0.54$, 即试件 S-10H 的延性是最好的。

(2) 长细比对试件的延性影响最为显著, 轴压比次之, 含钢率最小。

(3) 图 9 反映了轴压比对位移延性系数的影响, 随着轴压比的增大, 钢管混凝土柱位移延性系数并没有明显减小, 反而有一定程度增大。主要原因是本次试验所采用的轴压比都较小。这与文献[1]中的结论一致。

4 结 论

(1) 构件破坏钢管基本处于全截面塑性状态。试件局部屈曲位置为离柱脚约 70 mm ($\approx B/4$) 高度处。试件接近破坏时, 钢板局部屈曲急剧发展, 整个截面最终形成一个向外凸起的灯笼状破坏形态。此时, 钢板屈曲处的核心混凝土基本被压碎, 形成柱的塑性铰区。

(2) 从各试件的荷载-位移滞回曲线可以看出, 钢管混凝土结构具有良好的延性和耗能能力。

(3) 各试件的骨架曲线在加载后期基本保持水平或出现微弱下降, 构件刚度退化不明显。

(4) 从各试件的刚度退化曲线可以看出, 在构件屈服前, 各试件刚度退化几乎为零; 屈服后, 随着位移及循环次数的增加, 构件刚度不断降低, 下降坡度比较平缓, 充分保证了塑性铰的产生。

(5) 构件位移延性系数的正交直观分析表明, 其最大影响因素是长细比, 其次是轴压比, 再次是含钢率。此外, 在进行结构抗震设计时, 为确保方钢管混凝土柱具有足够的变形能力, 必须对方钢管混凝土柱的含钢率和轴压比做相关限定。

参考文献:

- [1] 韩林海, 杨有福. 现代钢管混凝土结构技术[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004.
- [2] Liu D, Gho W M. Axial load behaviour of high-strength rectangular concrete-filled steel tubular stub columns[J]. Thin-Walled Structures, 2005, 43(8): 1131-1142.
- [3] Nakanishi K, Kitada T, Nakai H. Experimental study on ultimate strength and ductility of concrete-filled steel columns under strong earthquakes[J]. Journal of Constructional Steel Research, 1999, 51(3): 297-319.
- [4] 王铁成, 卢明奇. 轴压对方钢管混凝土框架延性影响的有限元分析[J]. 吉林大学学报: 工学版, 2005, 35(1): 70-75.
Wang Tie-cheng, Lu Ming-qi. Finite element analysis of the effect of axial load level on ductility of on CFRT frames[J]. Journal of Jilin University (Engineering and Technology Edition), 2005, 35(1): 70-75.
- [5] GB50017—2003. 钢结构设计规范[S]. 2003.
- [6] GB/T228—2002. 金属材料室温拉伸试验方法[S]. 2002.
- [7] JGJ101—96. 建筑抗震试验方法规程[S]. 1997.
- [8] GB50011—2001. 建筑抗震设计规范[S]. 2001.