

钢筋混凝土异形柱的轴压比限值与配箍构造

王依群, 许贻懂, 陈云霞
(天津大学建筑工程学院, 天津 300072)

摘要: 为了从配箍特征值的角度来研究钢筋混凝土异形柱的轴压比限值及其配箍构造, 采用非线性分析的方法, 对12 960根异形柱截面的延性进行了电算分析, 得到了与配箍特征值相关的异形柱的轴压比限值, 然后分别从纵筋压曲和约束混凝土2个方面来分析箍筋配置对异形柱延性的影响, 得到了异形柱的配箍构造要求。

关键词: 异形柱; 轴压比限值; 延性; 箍筋间距; 配箍特征值

中图分类号: TU375.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 0493-2137(2006)03-0295-06

Limited Value of Axial Compression Ratio and Detailing Requirements for Stirrup of Special Shaped RC Column

WANG Yi-qun, XU Yi-dong, CHEN Yun-xia

(School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China)

Abstract: To research limited value of axial compression ratio and detailing requirements for stirrup of special RC shaped column from the point of characteristic value for providing stirrup, the ductility of 12 960 special shaped columns was calculated and analyzed by nonlinear method. The limited value of axial compression ratio of special shaped column in relation with characteristic value for providing stirrup was obtained. Then the effect of the stirrup arrangement on the ductility of special shaped RC columns was discussed from buckling of longitudinal reinforcement and constraint concrete, and the detailing requirements for stirrup of special shaped RC column was given.

Keywords: special shaped column; limited value of axial compression ratio; ductility; stirrup spacing; characteristic value for providing stirrup

文献[1—4]的研究表明, 轴压比 n 、弯矩作用方向角 α 以及箍筋间距 s 与纵筋直径 d 的比值 s/d 是影响钢筋混凝土异形截面柱(简称异形柱)延性的重要因素, 并提出了与 s/d 相关的轴压比限值, 而异形柱的配箍构造要求则是参照矩形截面的相关规定制定的。但是我国规范及欧洲规范^[5—6]中的轴压比限值均与配箍特征值相关。为了与国家规范统一, 需要从配箍特征值 λ_v 的角度来研究异形柱的轴压比限值。同时考虑到异形柱在截面延性和承载能力方面与矩形柱有很大差异, 因而需根据异形柱本身特性确定其配箍构造要求。为此, 笔者分析了12 960根异形柱, 得到了在不同抗震等级下异形柱轴压比与配箍特征值的关系, 进而提出了轴压比限值, 并在此基础上, 分析了不同 s/d 以及 s 对异形柱延性的影响, 得到了箍筋的构造要求。

1 异形柱的轴压比限值

1.1 各抗震等级下异形柱轴压比 n 与配箍特征值 λ_v 的关系

1.1.1 程序说明

笔者依据文献[1]编制了计算机程序, 并作了修改。

(1) 基本假定以受压钢筋失稳或弯矩 M 下降到 $0.85M_{\max}$ ^[7]时的截面曲率作为极限曲率 φ_u ;

(2) 将拉筋计入体积配箍率 ρ_v ;

(3) 压区混凝土的应力-应变关系采用改进的Kent-Park模型^[8], 见图1。

AB段($\varepsilon_c \leq k\varepsilon_0$):

收稿日期: 2005-03-07; 修回日期: 2005-06-20.

基金项目: 国家建设部“混凝土异形柱结构技术规程”资助项目.

作者简介: 王依群(1953—), 男, 博士, 副教授, yqwangtj@hotmail.com.

$$\sigma_c = kf_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{k\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{k\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (1)$$

BC 段 ($\varepsilon_c > k\varepsilon_0$):

$$\sigma_c = kf_c [1 - Z_m(\varepsilon_c - k\varepsilon_0)], \sigma_c \geq 0.2kf_c \quad (2)$$

其中

$$Z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29f'_c}{145f'_c - 1000} + 0.75\rho_{sv}\sqrt{\frac{h_c}{s_h}} - 0.002k} \quad (3)$$

$$k = 1 + \rho_{sv}f_{yv}/f'_c \quad (4)$$

式中: k 表示由于约束箍筋的存在,使混凝土强度增大的系数; ε_0 表示未约束混凝土达到最大应力时对应的应变值,取为 0.002; f'_c 是混凝土圆柱体抗压强度,近似取为 $f'_c = 0.80f_{cu}$, f_{cu} 为我国混凝土立方体抗压强度; ρ_{sv} 柱的体积配箍率; h_c 是约束箍筋外缘所包围的混凝土宽度; s_h 是箍筋的间距; f_{yv} 是箍筋屈服强度。

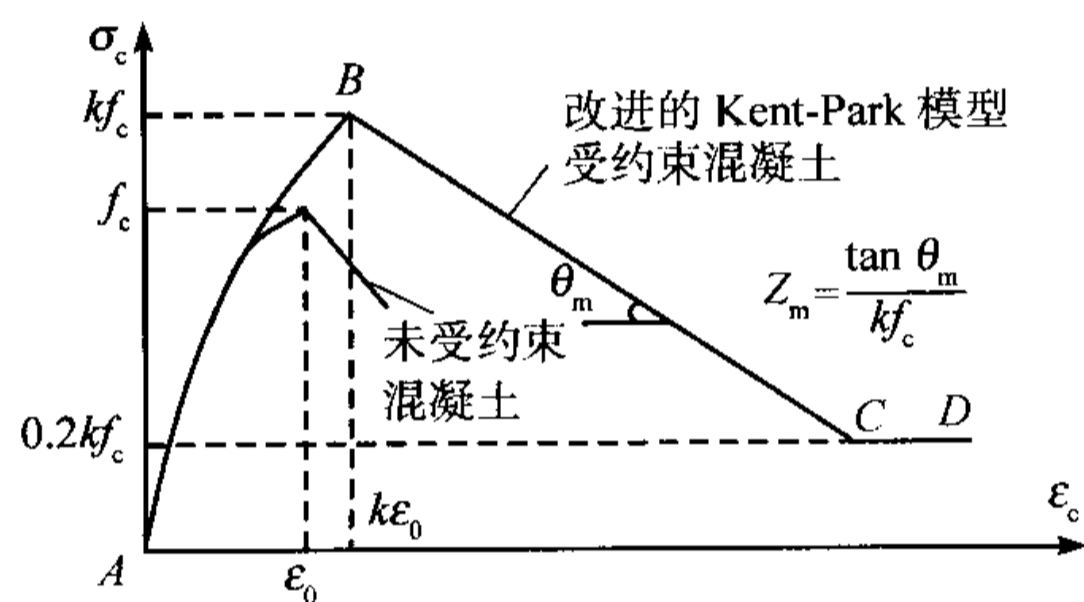


图 1 受约束混凝土应力-应变关系

Fig. 1 Stress-strain for confined concrete

1.1.2 程序计算结果与试验结果的比较

运用本文程序对文献[9—11]中的试验试件进行计算,结果表明截面曲率延性的理论计算值与试验结果吻合较好,如表 1 所示。

表 1 理论计算值与试验结果的比较

Tab. 1 Comparisons between calculated values and test results

截面形式	试件编号	实验值 μ_φ	电算值 μ_φ	误差/%	弯矩作用方向角/(°)
L 形 ^[9]	Z-4	3.59	3.86	-7.52	135.0
矩形 ^[10]	Z-6	6.42	6.07	5.45	15.0
十形 ^[10]	Z-7	5.90	5.95	-0.85	0.0
	Z-8	6.41	6.66	-3.90	15.0
T 形 ^[11]	No. 4	4.81	5.15	-7.07	22.5
	No. 9	7.49	8.55	-14.15	67.5
	No. 10	5.28	5.57	-5.49	90.0

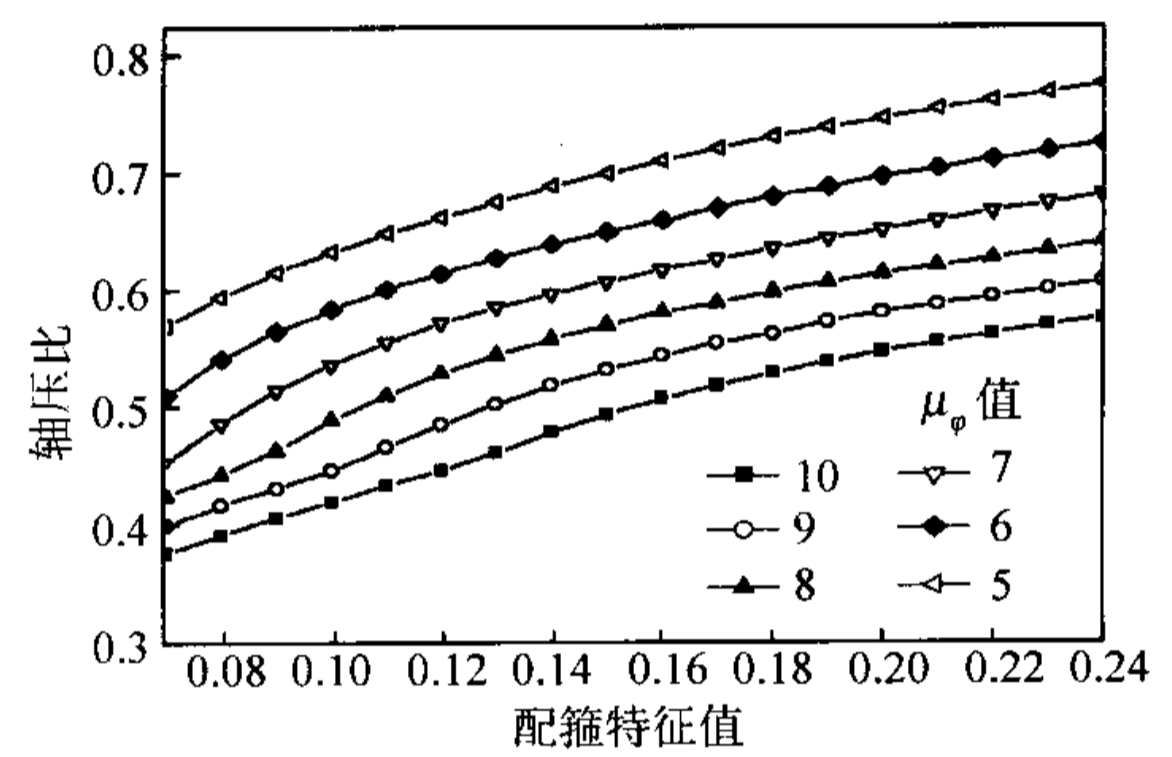
1.1.3 计算参数

等肢 L、T、十形柱截面尺寸分别为 200 mm × 500 mm, 200 mm × 600 mm, 200 mm × 700 mm, 200 mm × 800 mm, 250 mm × 800 mm(前后 2 个数字依次表示为肢厚和肢长);混凝土强度等级为 C30 ~ C50;箍筋(HPB235)直径 d_v 为 6 mm、8 mm 和 10 mm;

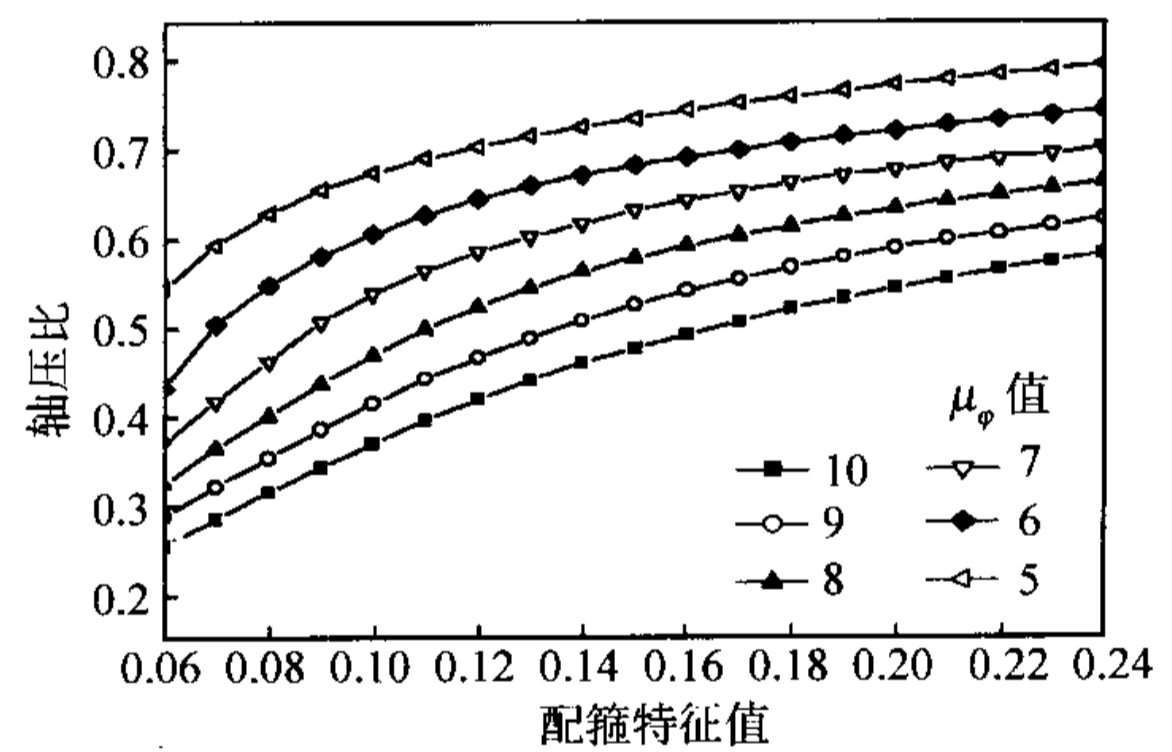
箍筋间距 s 为 70 ~ 150 mm;纵筋(HRB335)直径 d 为 16 ~ 25 mm;异形柱纵筋、箍筋和拉筋均参照文献[12]的构造要求布置。

1.1.4 计算结果分析

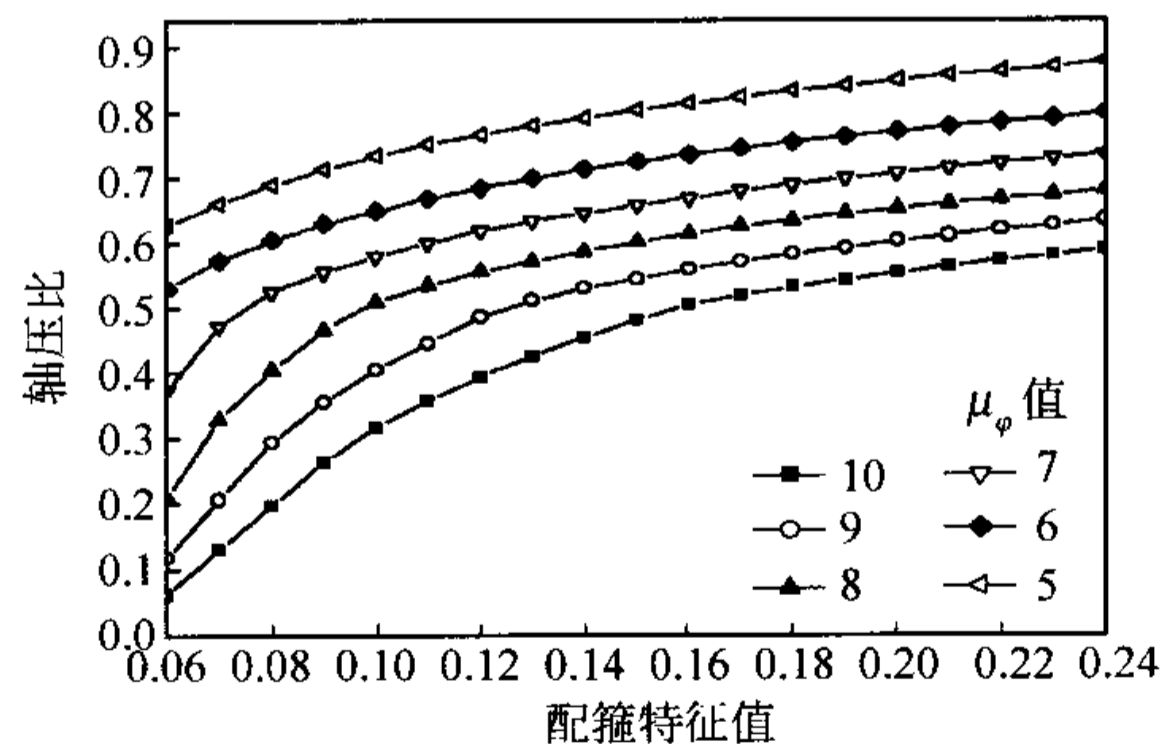
首先确定 L 形、T 形和十形截面柱在各轴压比下的最不利弯矩作用方向角区域,并计算该区域内各异形柱的曲率延性比 μ_φ ;然后回归分析得到曲率延性 μ_φ 、配箍特征值 λ_v 与标准轴压比 n_k 的关系式;若二、三、四级抗震等级下柱的曲率延性比 μ_φ 分别取 9 ~ 10、7 ~ 8 和 5 ~ 6^[13],且设计轴压比 $n = N/f_c A = 1.2N_k / (f_{ck}/1.40)A = 1.68n_k$,则可反算得到各抗震等级下 λ_v 与 n 的关系曲线,如图 2 所示。



(a) L 形柱



(b) T 形柱



(c) 十形柱

图 2 不同截面形式的柱轴压比与配箍特征值的关系

Fig. 2 Relationship between axial compression ratio of different special shaped columns and characteristic value for providing stirrup

1.2 各抗震等级下异形柱轴压比限值及加密区箍筋最小配箍特征值的确定

显然,要确定异形柱的轴压比限值,首先需确定异形柱可能配置的配箍特征值的上限值 $\lambda_{v,max}$,配箍特征值 λ_v 与异形柱箍筋加密区体积配箍率 ρ_v 、混凝土轴心抗压强度设计值 f_c 、箍筋及拉筋强度设计值 f_{yv} 有关^[5],即 $\lambda_v = \frac{f_{yv}}{f_c} \rho_v$.

上式表明,在综合考虑混凝土、箍筋及拉筋影响的情况下, $\lambda_{v,max}$ 取决于施工中可能配置的最大体积配箍率 $\rho_{v,max}$. 下面以 L200 mm × 700 mm、C40 混凝土、HPB235 的箍筋为例分析,此时 $\lambda_v = 10.995\rho_v$,若箍筋采用 $\phi 10@100$,则 $\rho_v = 0.0164$, $\lambda_v = 0.18$;若箍筋采用 $\phi 10@90$ 时,则 $\rho_v = 0.0182$, $\lambda_v = 0.20$. 考虑到 L 形柱截面尺寸的变化,L 形框架柱的配箍特征值的上限值取为 0.18 ~ 0.20;同理 T 形柱 $\lambda_{v,max}$ 取为 0.19 ~ 0.21,

十形柱取为 0.20 和 0.22. 这样根据图 2,可得各抗震等级下异形柱的轴压比限值,如表 2 所示. 根据图 2 并作适当调整后得到异形柱箍筋加密区的箍筋最小配箍特征值,见表 3 所示.

表 2 异形柱的轴压比限值

Tab.2 Limited values of axial compression ratio for special shaped RC columns

结构体系	截面形式	抗震等级		
		二级	三级	四级
框架结构	L 形	0.50	0.60	0.70
	T 形	0.55	0.65	0.75
	十形	0.60	0.70	0.80
框架-剪力墙结构	L 形	0.55	0.65	0.75
	T 形	0.60	0.70	0.80
	十形	0.65	0.75	0.85

表 3 异形柱箍筋加密区的箍筋最小配箍特征值

Tab.3 Minimum characteristic values for providing stirrup in densified zone of special shaped RC columns

截面形式	抗震等级	柱轴压比										
		≤0.30	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85
L 形	二级	0.10	0.13	0.15	0.18	0.20						
	三级	0.09	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18	0.20				
	四级	0.08	0.09	0.10	0.11	0.12	0.14	0.16	0.18	0.20		
T 形	二级	0.09	0.12	0.14	0.17	0.19	0.21					
	三级	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19	0.21			
	四级	0.07	0.08	0.09	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	0.19	0.21	
十形	二级	0.08	0.11	0.13	0.16	0.18	0.20	0.22				
	三级	0.07	0.08	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18	0.20	0.22		
	四级	0.06	0.07	0.08	0.09	0.10	0.12	0.14	0.16	0.18	0.20	0.22

1.3 不等肢异形柱的轴压比限值

通过电算分析,当不等肢异形柱肢长范围为 500 ~ 800 mm 时,其轴压比限值仍可按表 2 采用. 以不等肢 L 形柱为例,对截面尺寸为 200 mm × 500 mm × 600 mm、200 mm × 500 mm × 800 mm、200 mm × 600 mm × 700 mm、250 mm × 600 mm × 800 mm (3 个数字依次表示为肢厚和两肢长) 的异形柱进行电算分析,得到其 λ_v-n 关系曲线,如图 3 所示(抗震等级为二级). 与等肢异形柱对比,其曲线在等肢异形柱上下只有微小波动,但具有较好的一致性. 因此,在上述不等肢长度变化范围内,表 2 和表 3 的规定仍然适用.

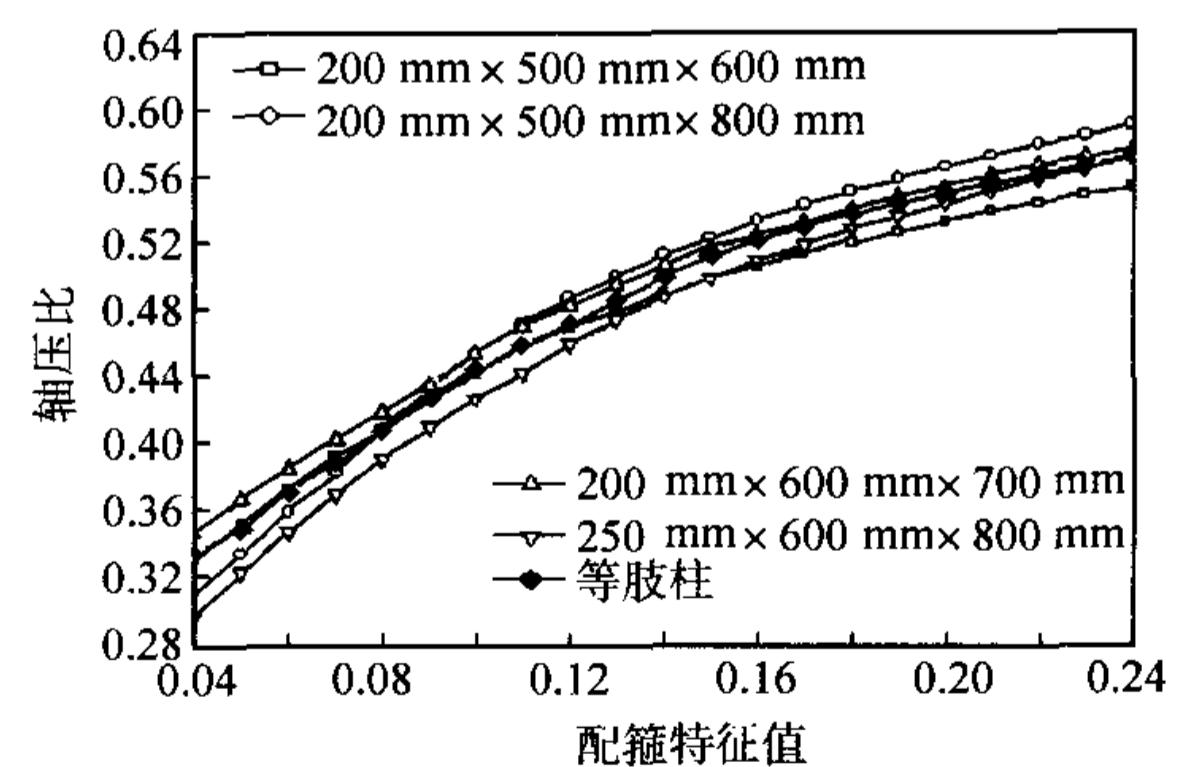


图 3 不等肢 L 形柱与等肢 L 形柱 λ_v-n 关系

Fig.3 λ_v-n of equal and unequal length of L-column legs

2 异形柱箍筋的合理配置

2.1 $\frac{s}{d}$ 对纵筋压曲的影响

对各抗震等级下最大轴压比时的纵筋压曲情况进行统计分析.

2.1.1 L形柱

(1) 最大轴压比 $n = 0.50$, 曲率延性比 $\mu_\phi = 9 \sim 10$ (相当于二级抗震等级) 时, 纵筋压曲情况见表 4, 其中纵筋压曲柱根数是由纵筋压曲控制极限曲率的柱的根数; 柱总数是指 4 320 根柱满足相应抗震等级要求的柱的根数.

表 4 二级抗震等级时 L 形柱纵筋压曲情况统计表
Tab. 4 Statistics for the buckling of longitudinal reinforcement of L-shaped columns in case of 2nd seismic fortification grade

$\frac{s}{d}$	纵筋压曲柱根数	柱总数	纵筋压曲柱占柱总数的百分比/%
[4,5]	3	3 837	0.08
(5,6]	7		0.18
(6,7]	13		0.34

(2) 最大轴压比 $n = 0.60$, 曲率延性比 $\mu_\phi = 7 \sim 8$ (相当于三级抗震等级) 时, 纵筋不压曲;

(3) 最大轴压比 $n = 0.70$, 曲率延性比 $\mu_\phi = 5 \sim 6$ (相当于四级抗震等级) 时, 纵筋不压曲.

2.1.2 T形和十字形柱

在不同的抗震等级下 T 形、十字形截面柱纵筋不压曲.

2.1.3 结果分析

由表 4 可知, L 形柱随着各抗震等级对曲率延性 μ_ϕ 要求降低, 纵筋压曲柱占柱总数的百分比下降, 二级抗震等级时占 0.34%, 三、四级为 0, 并且随 s/d 的增大, 纵筋压曲百分率提高. s/d 增大, 纵筋的无支撑长度增大, 加速了受压纵筋压曲失稳, 从而柱的极限曲率 κ_u 减小, 其延性降低. 因此, 应控制 s/d 来提高异形柱的延性.

二级抗震等级纵筋压曲的比例很小, 据上述分析, 建议在二级抗震等级下 s/d 的限值取 6, 则纵筋压曲比例可控制在 0.34% 以下, 而三、四级抗震等级时 s/d 的限值取 7; 此外, 考虑到箍筋对混凝土的约束作用, 箍筋间距 s 的取值还应加以适当限制, 根据笔者计算分析同时文献[14]规定, 二级不宜超过 100 mm, 三级不

宜超过 120 mm, 四级不宜超过 150 mm, 柱根箍筋间距 s 不应超过 100 mm.

T 形和十字形截面柱在各抗震等级下 s/d 的限值与 L 形截面柱相同.

2.2 s, d_v 及 ρ_v 的合理调配

体积配箍率 ρ_v 相同而箍筋直径 d 和间距 s 不同时, 计算参数及计算结果见表 5 和表 6.

表 5 ρ_v 相同时的计算参数

Tab. 5 Calculated parameters with the same ρ_v

代号	L 形柱截面尺寸/mm × mm	轴压比	混凝土强度等级	纵筋直径/mm	箍筋配置	体积配箍率/%	弯矩作用方向角/(°)
1-1a	200 × 700	0.50	C30	18	φ8@80	1.31	247.5
1-1b					φ10@125		
1-2a	200 × 700	0.60	C35	25	φ8@100	1.06	237.5
1-2b					φ10@150		
1-3a	200 × 600	0.50	C30	20	φ8@80	1.31	247.5
1-3b					φ10@125		

由表 5 的计算参数进行非线性分析得到的计算结果, 见表 6, 在 3 组试件中, 每组 2 种不同箍筋配置的异形柱的 ϕ_y 分别大致相等, 只是极限曲率 ϕ_u 不同; 采用较小箍筋间距的 ϕ_u 有所提高, 从而曲率延性比 μ_ϕ 相应提高: 1-1a 提高 13.63%; 1-2a 提高 7.01%; 1-3a 提高 14.34%. 可见不管是纵筋压曲还是 $0.85M_{max}$ 控制破坏, 体积配箍率 ρ_v 相同时, 采用较小箍筋间距 s 及箍筋直径 d_v 比采用较大的箍筋间距 s 及箍筋直径 d_v 的柱的延性要好. 这是因为采用较小的箍筋间距时, 不仅可延缓受压纵筋的压曲, 而且使得混凝土应力-应变曲线的下降段平缓, 提高了极限变形值. 从而提高了 ϕ_u , 也提高了截面延性.

表 6 ρ_v 相同时的计算结果

Tab. 6 Calculated results with the same ρ_v

代号	破坏控制条件	屈服曲率 ϕ_y	极限曲率 ϕ_u	曲率延性比 μ_ϕ	$\frac{\mu_{up} - \mu_{bp}}{\mu_{bp}} / \%$
1-1a	纵筋压曲	0.005 46	0.098 27	17.998 0	13.63
1-1b		0.005 47	0.086 64	15.839 0	
1-2a	$0.85M_{max}$	0.006 60	0.058 17	8.813 6	7.01
1-2b		0.006 60	0.054 36	8.236 4	
1-3a	纵筋压曲	0.006 48	0.114 35	17.646 6	14.34
1-3b		$0.85M_{max}$	0.006 49	0.100 16	

体积配箍率 ρ_v 不同时, 计算参数及计算结果见表 7 和表 8.

表7 ρ_v 不同时的计算参数Tab. 7 Calculated parameters with the different ρ_v

代号	L形柱截面尺寸 /mm × mm	轴压比	混凝土 强度等级	纵筋直径/mm	箍筋配置	$\rho_v/\%$	ρ_v 提高百分比/%	弯矩作用方向角/ (°)
1-4a	200 × 500	0.50	C30	25	$\phi 8@100$	1.05	29.52	247.5
1-4b					$\phi 10@120$	1.36		
1-5a	200 × 800	0.60	C40	20	$\phi 8@80$	1.31	3.82	57.5
1-5b					$\phi 10@120$	1.36		

表8 ρ_v 不同时的计算结果Tab. 8 Calculated results with the different ρ_v

代号	破坏控制 条件	屈服曲率 φ_y	极限曲率 φ_u	曲率延性 比 μ_φ	$\frac{\mu_{ap} - \mu_{b\varphi}}{\mu_{b\varphi}}/\%$
1-4a	纵筋压曲	0.007 95	0.130 24	16.382 4	4.23
1-4b		0.008 02	0.126 05	15.717 0	
1-5a	0.85 M_{max}	0.005 44	0.055 55	10.028 6	6.86
1-5b		0.005 45	0.051 14	9.384 5	

由表7的计算参数进行非线性分析得到计算结果见表8。在 s 相差足够大的2组试件中,1-4b及1-5b采用较大 s 及 d_v ,且体积配箍率 ρ_v 分别提高了29.52%及3.82%,但由于其 s 较大,对核心混凝土及纵筋的综合约束作用反而减弱,并不能有效地提高极限曲率,其曲率延性比 μ_φ 比较小体积配箍率 ρ_v 及箍筋间距 s 、 d_v 的1-4a和1-5a反而下降了4.23%及6.86%。由此可见,采用增大箍筋直径 d_v 以提高体积配箍率而不减小箍筋间距不一定能提高异形柱的延性。只有同时考虑到箍筋间距 s 对受压纵筋支撑长度达到一定要求时,增大体积配箍率 ρ_v ,才能达到提高延性的目的。

研究表明^[15],随着箍筋直径增大,箍筋各边的抗外推变形的刚度相应提高,对混凝土的约束作用也增大。因此,为了充分发挥箍筋对混凝土约束作用,除了对箍筋间距 s 加以限制外,还应对箍筋直径提出一些要求。考虑到异形柱的特点,同时参照文献[14],提出了异形柱的最小箍筋直径要求,如表9所示。

表9 异形柱箍筋加密区箍筋的构造要求

Tab. 9 Detailing requirements for densified zone of stirrup at special shaped RC column ends

抗震等级	箍筋最大间距/mm	箍筋最小直径/mm
二级	6d 和 100 的较小值	8
三级	7d 和 120(柱根 100)的较小值	8
四级	7d 和 150(柱根 100)的较小值	6(底层柱 8)

综上所述,为了保证异形柱的延性,建议箍筋配置应同时满足表3和表9的要求。

3 结 论

(1) 通过电算分析,给出了各抗震等级下异形柱的轴压比限值及箍筋加密区的最小配箍特征值 λ_v 。

(2) 箍筋间距 s 与纵筋直径 d 之比 s/d 是异形柱纵筋压曲的直接影响因素, s/d 大,会加速纵筋的压曲,反之则延缓纵筋的压曲,提高异形柱的延性。

(3) 体积配箍率 ρ_v 相同时,采用较小的箍筋直径 d_v 及箍筋间距 s 比采用较大的箍筋直径 d_v 及箍筋间距 s 的延性好;不同箍筋间距 s 和箍筋直径 d_v ,并非是体积配箍率 ρ_v 大的异形柱延性好,只有合理地确定箍筋间距 s ,提高体积配箍率 ρ_v ,才能有效地提高柱的延性。

(4) 通过分析箍筋的合理配置,提出了异形柱箍筋加密区的构造要求。

参考文献:

- [1] 赵艳静,陈云霞,王玲勇. 钢筋混凝土异形截面双向压弯柱延性性能的理论研究[J]. 建筑结构, 1999(1): 2—7. Zhao Yanjing, Chen Yunxia, Wang Lingyong. Theoretical research on ductile behavior of arbitrarily shaped RC columns subjected to biaxially eccentric loading [J]. *Building Structure*, 1999(1): 2—7 (in Chinese).
- [2] 张晋. 异形柱框轻结构体系抗震能力研究[D]. 南京: 东南大学土木工程学院, 2002. Zhang Jin. Research on Aseismic Capacity of Specially Shaped Column Light Frame Structure [D]. Nanjing: School of Civil Engineering, Southeast University, 2002 (in Chinese).
- [3] 肖常安. 钢筋混凝土异形柱轴压比限值分析研究[J]. 贵州工业大学学报: 自然科学版, 1999, 28(4): 91—97. Xiao Chang'an. Study of the limit value of axial compression ratio of RC special shaped columns [J]. *Journal of Guizhou University of Technology: Natural Science*. 1999, 28(4): 91—97 (in Chinese).
- [4] 黄承逵,王丹,崔博. 钢筋混凝土异形柱轴压比限值的研究[J]. 大连理工大学学报, 2002, 42(2): 213—217.

- Huang Chengkui, Wang Dan, Cui Bo. Research on limited value of axial compression ratio of special shaped RC columns[J]. *Journal of Dalian University of Technology*, 2002, 42(2):213—217 (in Chinese).
- [5] 中华人民共和国建设部. GB 50010-2002 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
Ministry of Construction of the People's Republic of China. GB 50010-2002 Code for Design of Concrete Structures [S]. Beijing: China Architectural Industry Press, 2002 (in Chinese).
- [6] European Committee for Standardization. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance (Doc CEN/TC250/SC8/N335) [S]. Europe, 2003.
- [7] 中国建筑科学研究院. JGJ101-96 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
The China Academy of Building Research. JGJ101-96 Specification for Seismic Experimental Method of Building [S]. Beijing: China Architectural Industry Press, 1997 (in Chinese).
- [8] Park R, Negel P M M J, Wayne D G. Ductility of square-confined concrete columns [J]. *J Struct Div, ASCE*, 1982, 108(ST4):929—950.
- [9] 刘超. 钢筋混凝土 L 形截面双向压弯构件正截面强度、延性的试验及理论研究[D]. 天津: 天津大学建筑工程学院, 1994.
Liu Chao. Experimental and theoretical research on strength, ductility of L-shaped RC members subjected to biaxial bending and axial compression[D]. Tianjin: School of Civil Engineering, Tianjin University, 1994 (in Chinese).
- [10] 何培玲. 钢筋混凝土十字形截面双向压弯构件正截面承载力、延性的试验及理论研究[D]. 天津: 天津大学建筑工程学院, 1996.
He Peiling. Experimental and theoretical research on load-bearing capacity ductility and hysteretic of RC members with “十” shaped cross section subjected to biaxial bending and axial compression [D]. Tianjin: School of Civil Engineering, Tianjin University, 1996 (in Chinese).
- [11] 高云海. 钢筋混凝土 T 形截面双向压弯构件正截面强度、延性的试验及理论研究[D]. 天津: 天津大学建筑工程学院, 1993.
Gao Yunhai. Experimental and theoretical research on strength, ductility of T-shaped RC members subjected to biaxial bending and axial compression[D]. Tianjin: School of Civil Engineering, Tianjin University, 1993 (in Chinese).
- [12] 天津市建设管理委员会. DB 29-16-2003 钢筋混凝土异形柱结构技术规程[S]. 2003.
Tianjin Committee of Construction Management. DB 29-16-2003 Technical Specification for RC Structures with Special Shaped Columns[S]. 2003 (in Chinese).
- [13] 赵艳静, 陈云霞, 于顺泉. 钢筋混凝土异形截面框架柱轴压比限值的研究[J]. 天津大学学报, 2004, 37(7): 600—604.
Zhao Yanjing, Chen Yunxia, Yu Shunquan. A research on limited value of axial compression ratio of arbitrarily shaped RC columns [J]. *Journal of Tianjin University*, 2004, 37(7):600—604 (in Chinese).
- [14] 中华人民共和国建设部. GB 50011-2001 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
Ministry of Construction of the People's Republic of China. GB 50011-2001 Code for Seismic Design of Building [S]. Beijing: China Architectural Industry Press, 2001 (in Chinese).
- [15] Park R, Paulay T. *Reinforced Concrete Structures*[M]. New York: A Wiley-Interscience Publication, 1975.