

钢筋混凝土异形截面框架柱轴压比限值的研究

赵艳静¹, 陈云霞¹, 于顺泉²

(1. 天津大学建筑工程学院, 天津 300072; 2. 泰安市建筑工程质量监督站, 泰安 271000)

摘要: 迄今为止, 尚未见到国内外对于高抗震等级时异形柱的轴压比限值的研究报道, 而且国家相关规范修订后, 二、三级抗震等级时异形柱的轴压比限值需要相应修改, 因此有必要系统地研究各抗震等级时钢筋混凝土异形柱的轴压比限值. 理论分析表明: 为使一、二、三、四级抗震等级时异形柱框架结构具有适当的位移延性水平, 柱的曲率延性比应分别达到 12、10、8 和 6; 以此为标准, 通过对异形柱曲率延性全过程非线性分析, 从而确定各抗震等级时异形柱的轴压比限值及对箍筋间距与纵筋直径比 s/d 、箍筋直径 d_v 的相应要求.

关键词: 钢筋混凝土异形柱; 轴压比限值; 延性; 曲率延性比; 非线性分析

中图分类号: TU375.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 0493-2137(2004)07-0600-05

A Research on Limited Value of Axial Compression Ratio of Arbitrarily Shaped RC Columns

ZHAO Yan-jing¹, CHEN Yun-xia¹, YU Shun-quan²

(1. School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China;

2. Quality Control Centre of Taian Civil Engineering, Taian 271000, China)

Abstract: The information concerning the research on limited value for axial compression ratio of arbitrarily shaped RC columns in the case of high seismic fortification grade hasn't been found yet so far. Considering the fact that the related National Design Codes have been changed, the limited value for axial compression ratio of arbitrarily shaped RC columns in the case of 2nd and 3rd seismic fortification grades also needs changing. Therefore, it is necessary to make a systematical study on the limited value for axial compression ratio of arbitrarily shaped RC columns in the case of every seismic fortification grade. The theoretical analyses show that 12, 10, 8 and 6 are taken as the values of curvature ductility ratio of arbitrarily shaped RC columns respectively in the case of 1st, 2nd, 3rd and 4th seismic fortification grades, which assures that the arbitrarily shaped RC columns meet the displacement ductility requirements for seismic structures. Then the limited value for axial compression ratio of the arbitrarily shaped RC columns in the case of every seismic fortification grade is determined on the basis of its nonlinear analysis of curvature ductility, and the requirements for the ratio of stirrup spacing to the diameter of longitudinal bar, s/d , and the diameter of stirrup, d_v , are met.

Keywords: arbitrarily shaped RC column; limited value of axial compression ratio; ductility; curvature ductility ratio; nonlinear analysis

钢筋混凝土异形柱通常是指钢筋混凝土框架结构中截面形状为 L 形、T 形和十字形的柱子, 由于其肢厚与墙厚相等, 避免了传统框架矩形截面柱在屋角凸出, 增

加了房间有效利用面积, 改善了建筑观瞻和使用功能, 提高了住宅建筑设计的灵活性, 因而受到住户及房地产开发商的欢迎. 在 1999 年国务院办公厅 [72] 号文

收稿日期: 2003-05-09; 修回日期: 2004-03-12.

基金项目: 国家建设部行业标准“混凝土异形柱结构技术规程”资助项目.

作者简介: 赵艳静 (1971—), 女, 讲师, 博士研究生.

件“关于推进住宅产业现代化提高住宅质量若干意见的通知”中,异形柱结构被列为我国现代住宅建筑的五大结构体系之一。

随着异形柱框架结构体系在地震区的推广应用,其抗震性能成了学术界和工程界比较关心的问题。为了保证异形柱框架结构的延性要求,柱的轴压比应满足一定的限值。但是,从已有的文献资料来看,尚未见国外对异形柱的轴压比限值的研究报道,国内天津大学^[1-3]、东南大学^[4]、大连理工大学^[5]等开展了相关的研究。然而,这些研究仅给出二、三级抗震等级时异形柱的轴压比限值,对于一、四级抗震等级时异形柱轴压比限值和相应的构造措施均未提及。考虑到二、三级抗震等级时异形柱的轴压比限值显著低于矩形柱的实际情况,有必要对一、四级抗震等级时异形柱轴压比限值问题进行深入研究。而且,截止2003年,相关国家规范的修订已相继完成,材料强度取值、抗震设计等方面已发生较大变化,二、三级抗震等级时异形柱的轴压比限值需要作相应修改。因此,为使异形柱结构体系的发展建立在扎实的科学基础上,有必要系统研究异形柱的轴压比限值。

1 异形柱曲率延性的数值分析方法及轴压比限值的确定

由于钢筋混凝土异形柱截面形状的不规则性,其截面中和轴一般不垂直于弯矩作用平面,亦不与截面边缘相平行,它的位置随截面尺寸、混凝土强度等级、配筋等诸多因素的变化而变化,这给确定受压区面积和压力合力点带来很大困难。因此,有关异形柱的计算必须采用数值积分方法。笔者曾介绍过异形柱截面曲率延性的非线性全过程分析方法^[2],即采用逐级加曲率的方法求得钢筋混凝土异形柱截面在某方向的轴力 N 作用下的 $M-\phi$ 曲线,进而求得截面的曲率延性比。按此方法求得的异形柱截面曲率延性比 $\mu_{\phi c}$ 与试验结果吻合较好^[2]。

电算数据分析表明,对于L形、T形及十形截面双向压弯柱,其 $\mu_{\phi c}$ 不仅与轴压比 μ_N 、箍筋间距 s 与纵筋直径之比 s/d 、箍筋直径 d_v 有关,而且荷载角 α 有极重要的影响,因为在相同轴压比及配筋条件下,荷载角不同,混凝土受压区图形及高度差异很大,致使截面曲率延性相差甚多。用最小二乘法拟合L形、T形及十形柱的 $\mu_{\phi c}$ 电算结果,得到了它们各自的 $\mu_{\phi c}$ 与 μ_N 、 d_v 、 s/d 的计算公式。显然,当各抗震等级时异形柱应具有曲率延性水平 $\mu_{\phi c}$ 确定, d_v 、 s/d 已知时,便可根据 $\mu_{\phi c}$ 回归

公式反算求得各抗震等级时异形柱的轴压比限值。

2 各抗震等级时异形截面框架柱应具有曲率延性水平 $\mu_{\phi c}$

2.1 框架结构位移延性与框架梁曲率延性的关系

图1^[6,7]给出了框架达到屈服时一根典型柱子的曲率分布。可以看出,由于这时柱子各截面的弯矩依然处于 $M-\phi$ 关系曲线的线性阶段,因此,其曲率分布遵循弯矩图的形状,而且,由于各层柱截面的性质和轴向力的不同,导致其曲率从一层到另一层也是不同的。

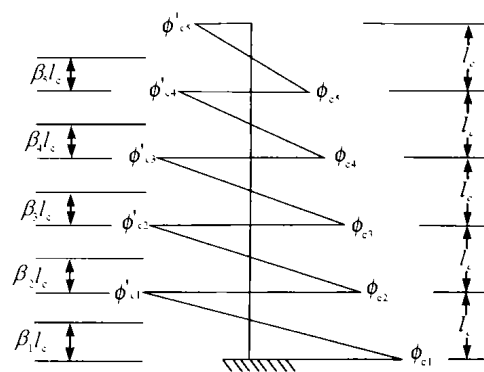


图1 框架发生屈服时典型柱中曲率分布

Fig.1 Curvature distribution in a typical column at first yielding in the frame

柱子在任一标高处的侧向挠度可以通过某个标高以下的曲率图形对该标高取矩的办法来计算。若假定底层柱的反弯点出现在距底面0.6倍柱高处,其它各层柱出现在层高中点,则结构开始屈服时,第 r 层的顶面相对于结构底面的侧向位移为

$$\Delta_y = \frac{l_c^2}{6} [\phi_{c1} (r + \frac{1}{3}) + \phi_{c2} + \phi_{c3} + \dots + \phi_{cr}] \quad (1)$$

式中: Δ_y 为结构屈服位移; l_c 为柱层高; r 为框架层数; $\phi_{c1}, \phi_{c2}, \dots, \phi_{cr}$ 为框架开始屈服时,第1,2, ..., r 层底部的柱子曲率。

为保证框架结构具有较好的抗震性能,要求设计成强柱弱梁型(即梁铰破坏机制),假定如图2所示。此类框架结构在地震作用下,梁支座及跨中首先产生塑性铰,而后塑性变形发展,最终在柱根部也产生塑性铰而破坏,图2只画出了塑性变形。若假定所有梁同时在最大弯矩处屈服,且各屈服截面曲率相同,均为 ϕ_{yb} ,同时取 $\phi_{c1} = \phi_{c2} = \dots = \phi_{cr} = 1.1 \phi_{yb}$,则代入式(1)整理可得

$$\Delta_y = \frac{1.1 l_c^2}{3} (r - \frac{1}{3}) \phi_{yb} \quad (2)$$

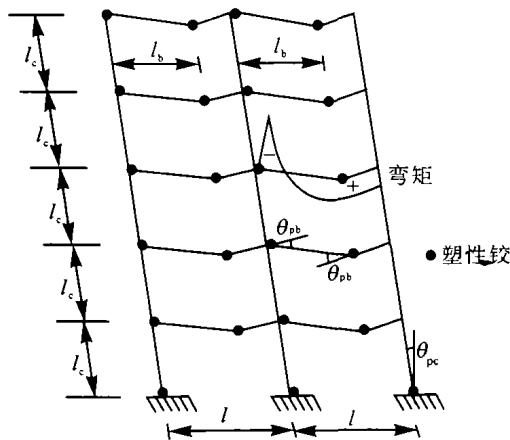


图 2 梁铰侧移机构

Fig. 2 Beam sideways mechanism

对图 2 所示变形状态的研究表明, 在每根柱子底部的塑性转角为

$$\theta_{pc} = \frac{\Delta_u - \Delta_y}{r \cdot l_c} \quad (3)$$

式中: Δ_u 为结构极限位移。

图 3 表示梁铰机制中梁和柱塑性变形的几何关系。由于变形都很小, 梁中的塑性转角 θ_{pb} 与每根柱脚的塑性转角 θ_{pc} 之间的关系可表示为

$$\delta = l\theta_{pc} = l_b\theta_{pb} \quad \text{即} \quad \theta_{pc} = \frac{l_b}{l}\theta_{pb} \quad (4)$$

式中: l 和 l_b 分别为梁跨长及梁跨中塑性铰距支座距离; θ_{pb} 为框架梁的极限塑性转角, 其表达式为

$$\theta_{pb} = (\phi_{ub} - \phi_{yb})l_{pb} \quad (5)$$

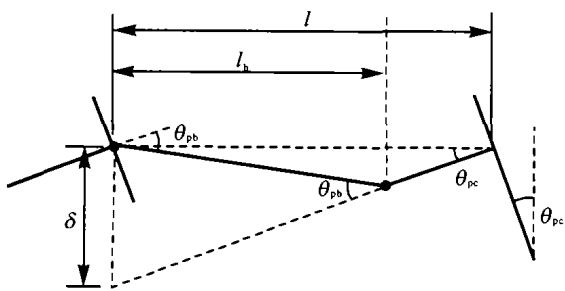


图 3 梁、柱塑性变形几何关系

Fig. 3 Geometry of plastic deformations in beam sideways mechanism

式中: ϕ_{ub} 和 ϕ_{yb} 分别为框架梁的极限曲率和屈服曲率; l_{pb} 为梁塑性铰区长度; θ_{pc} 为框架柱的极限塑性转角, 则

$$\theta_{pc} = (\phi_{uc} - \phi_{yc})l_{pc} \quad (6)$$

式中: ϕ_{uc} 和 ϕ_{yc} 分别为框架柱的极限曲率和屈服曲率; l_{pc} 为柱塑性铰区长度。

令式(3)与式(4)相等, 可得

$$\Delta_u = \Delta_y + \frac{rl_c l_b}{l} \theta_{pb} \quad (7)$$

式(7)两边同时除以 Δ_y , 并将式(2)和(5)代入, 则有

$$\begin{aligned} \mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} &= 1 + \frac{rl_c l_b \theta_{pb}}{l \Delta_y} = 1 + \frac{rl_c l_b}{l} \frac{(\phi_{ub} - 1)l_{pb}}{\frac{1.1l_c^2}{3}(r - \frac{1}{3})} = \\ &= 1 + \frac{3rl_b(\mu_{\phi b} - 1)l_{pb}}{1.1ll_c(r - \frac{1}{3})} \end{aligned} \quad (8)$$

式中: μ 是结构位移延性系数; $\mu_{\phi b}$ 是框架梁的曲率延性比, $\mu_{\phi b} = \phi_{ub}/\phi_{yb}$ 。

不难看出, 当结构位移延性 μ 的要求确定后, 框架层数 r 及梁、柱参数 l_b 、 l 、 l_{pb} 和 l_c 等已知时, 即可通过式(8)求出梁所需的曲率延性比 $\mu_{\phi b}$ 。

2.2 框架梁曲率延性与框架柱曲率延性的关系

将式(5)和式(6)代入式(4), 即可得到框架梁、柱曲率延性比 ($\mu_{\phi b}$ 、 $\mu_{\phi c}$) 之间的关系式为

$$\mu_{\phi c} = 1 + \frac{l_b(\mu_{\phi b} - 1)\phi_{yb}l_{pb}}{l\phi_{yc}l_{pc}} \quad (9)$$

显然, 当梁的曲率延性比 $\mu_{\phi b}$ 已知, 即可通过式(9)求出框架柱所需的曲率延性比 $\mu_{\phi c}$ 。

目前对结构的位移延性系数 μ 一般取 3 ~ 5, 即中等延性水平。为了研究此时构件的截面延性应满足的要求, 分别取 $\mu = 5, \mu = 4, \mu = 3$, 对不同层数 (3 ~ 10 层, 约 9 ~ 30 m) 的框架结构进行分析计算, 利用式(8)和式(9)可得到相应情况下框架柱所需的曲率延性比。计算时假定: $l_c = 6h_0, 7h_0; l_{pb} = 0.7h_0, 0.8h_0, 0.9h_0; l_{pc} = 0.7h_0, 0.8h_0, 0.9h_0; l_b = \frac{2}{3}l$ 。其中 h_0 为梁的截面有效高度。

计算结果表明: 当结构位移延性 $\mu = 5$ 时, 框架柱所需的曲率延性 $\mu_{\phi c}$ 在 8.82 ~ 13.47 范围内变化; $\mu = 4$ 时, $\mu_{\phi c}$ 在 6.33 ~ 9.70 范围内变化; $\mu = 3$ 时, $\mu_{\phi c}$ 在 4.56 ~ 6.80 范围内变化。

一、二、三和四级抗震等级的异形柱, 若其截面曲率延性比 $\mu_{\phi c}$ 分别达到 12、10、8 和 6, 则结构位移延性 μ 可分别达到 4.53 ~ 6.63、3.85 ~ 5.60、3.19 ~ 3.58 和 2.57 ~ 3.56 的延性水平。因此, 一、二、三级抗震等级的异形柱截面曲率延性水平 $\mu_{\phi c}$ 取 12、10 和 8 是合理的。

2.3 四级抗震等级时异形柱曲率延性水平的确定

在文献[8,9]中, 对四级抗震等级时矩形截面框架柱的轴压比限值均未作规定, 而是规定了相应的构

造措施保证其具有一定的延性性能,能够正常工作,避免非正常破坏.对抗震等级为四级的异形柱,没有给出轴压比限值,也未给出四级抗震等级的异形柱截面曲率延性水平 μ_{bc} 的取值范围.

为此,根据四级抗震等级时矩形截面框架柱的构造要求^[8,9],用数值分析方法分析计算其相应的延性水平.结果表明,四级抗震等级的矩形截面框架柱,当纵筋和箍筋均按最小配筋率配置且轴压比为1.05时,其截面曲率延性比 μ_{bc} 在2.75~6.21范围内变化,平均值是4.72.结合上述框架结构位移延性与柱曲率延性关系的理论分析可知,取6作为四级抗震等级时异形截面框架柱应具有曲率延性水平,不仅可以保证其具有与矩形截面框架柱相当的延性性能,而且满足抗震结构位移延性的要求.

3 各抗震等级时异形柱轴压比限值的确定

在相同轴压比及配筋条件下,荷载角不同时,异形柱的曲率延性比相差甚多.因此,为了保证异形柱在最不利荷载作用方向仍具有足够的延性,首先确定不同轴压比区域截面延性较差的荷载角区域,然后将相应的电算结果拟合 μ_{bc} 与 $\mu_s, d_v, s/d$ 的计算公式,取一、二、三、四级抗震等级的 μ_{bc} 分别为12、10、8和6,即可由拟合的 μ_{bc} 公式反算出不同 d_v 与 s/d 时的轴压比限值,如表1所示.考虑到四级抗震等级可用 $\phi 6$ 的箍筋,因此,表1给出了箍筋直径为6 mm时相应的轴压比限值.这里,需要说明下述两点.

表1 异形柱的轴压比限值

Tab.1 Limited value for axial compression ratio of arbitrarily shaped RC columns

s/d	d _v /mm	抗震等级											
		一			二			三			四		
		L形	T形	十形	L形	T形	十形	L形	T形	十形	L形	T形	十形
7	6										0.50	0.55	0.65
	8				0.35	0.40	0.50	0.45	0.50	0.60	0.55	0.60	0.70
	10				0.40	0.45	0.55	0.50	0.55	0.65	0.60	0.65	0.75
6	6										0.55	0.60	0.70
	8				0.40	0.45	0.55	0.50	0.55	0.65	0.60	0.65	0.756
	10				0.45	0.50	0.60	0.55	0.60	0.70	0.65	0.70	0.80
5	6										0.60	0.65	0.75
	8				0.45	0.50	0.60	0.55	0.60	0.70	0.65	0.70	0.80
	10	0.35	0.40	0.45	0.50	0.55	0.65	0.60	0.65	0.75	0.70	0.75	0.85
4	6										0.65	0.70	0.80
	8				0.50	0.55	0.65	0.60	0.65	0.75	0.70	0.75	0.85
	10	0.40	0.45	0.50	0.55	0.60	0.75	0.70	0.75	0.85	0.80	0.85	0.90

注:1) 轴压比 $N/(f_c A)$ 指考虑地震作用组合的异形柱轴向压力设计值 N 与柱全截面面积 A 和混凝土轴心抗压强度设计值 f_c 乘积之比;对不进行地震作用计算的结构,取无地震作用组合的轴力设计值;

2) d_v 、 d 和 s 分别为异形柱纵向受力钢筋直径、加密区箍筋直径及其间距;

3) 剪跨比不大于2的柱,其轴压比限值应按表内相应数值减小0.05;

4) 十形柱截面肢高与肢厚比大于3时,其轴压比限值应按表中数值减小0.05;

5) 一级抗震等级的异形柱,当在柱肢端设置加强区(加强区构造按图4的规定采用)时,轴压比限值可提高0.05.

1) 一级抗震等级时异形柱轴压比限值的确定.

从表1可以看出,当一级抗震等级异形柱的曲率延性比 μ_{bc} 要求达到12,其轴压比限值很低,从而严格限制了异形柱结构的最大适用高度和层数.笔者进一步的电算分析表明:当柱肢厚度不小于250 mm,并在柱肢端部设置附加纵向钢筋及封闭箍筋组成的加强区时,由于肢厚增大,纵向钢筋增多,箍筋约束加强,可以较好地提高异形柱的承载力和曲率延性,从而改善其抗震性能,轴压比限值可相应提高0.05.这种措施的

良好作用也为文献[10]的试验研究所证实.

为提高一级抗震等级异形柱框架结构的抗震性能,其底层柱及角柱可采用在柱肢端部设置加强区的异形柱.综合考虑承载力、延性及施工要求,其柱肢厚度不宜小于250 mm,肢高不宜小于650 mm;附加纵筋的直径宜与受力纵筋直径相同,附加封闭箍筋直径及间距应与柱的箍筋配置相同,如图4所示.

2) 表1中的各项数值是根据轴压比的反算值及其变化规律做了适当调整得到的.

通过笔者的电算分析及文献[4,5]的研究均有一致的结论:一般情况下,L形、T形柱的截面延性随配筋率的提高而提高.然而,在某些荷载角情况下,由于截面几何形状的不对称性,拉压筋比例失衡,使L形、

T形柱的延性会随配筋率的提高而降低;十形柱的轴压比则随肢高与肢厚比的增大而降低.因此,在确定异形柱的轴压比限值时,针对上述情况作了适当调整.

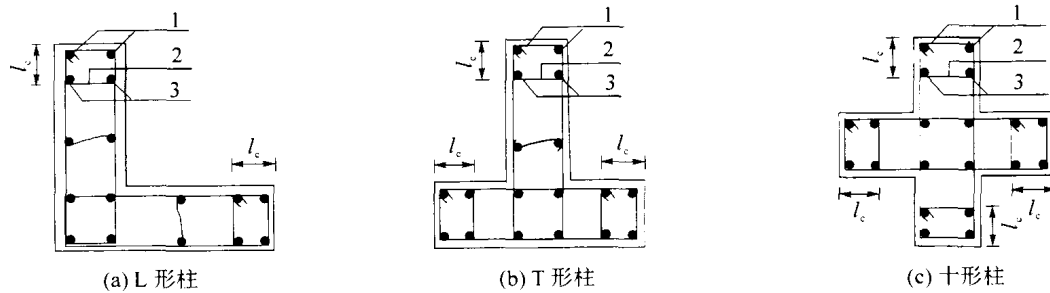


图 4 柱端设加强区的异形柱截面配筋构造

Fig. 4 Reinforcement of arbitrarily shaped RC columns with strengthening zone along the edge

4 结 论

1) 一、二、三、四级抗震等级的物件截面延性水平分别取为 12、10、8 和 6,可基本满足结构位移延性 3~5 的要求.

2) 由于异形柱的轴压比限值取各荷载角时的较低值,因而显著低于矩形柱的轴压比限值.

3) 建议一、二、三、四级抗震等级时异形柱的轴压比不宜超过表 1 所列限值.对于框架-剪力墙结构,轴压比可适当放宽.

4) 肢端设加强区的异形柱,可较好地提高异形柱的曲率延性.因此,一级抗震等级异形柱框架结构的底层柱及角柱宜采用设加强区的异形柱,并给出了相应的构造要求.

5) 对于非抗震设计的异形柱,可参照文献[8]所规定的纵筋及箍筋的构造要求,同时考虑异形柱的特点作出相应的规定.

6) 本文研究成果将为钢筋混凝土异形截面框架柱轴压比限值的确定提供重要的参考,也为完善相关设计规范提供重要的理论依据.

参考文献:

[1] He Peiling, Zhao Yanjing, Wang Zhenwu. Experiment and theoretical research on ductile behavior of + shaped RC columns subjected to biaxially eccentric loading[J]. *Building Structure*, 1999, 29(1): 38—41 (in Chinese).

[2] Zhao Yanjing. Theoretical research on ductile behavior of arbitrarily shaped RC columns subjected to biaxially eccentric loading[D]. Tianjin: School of Civil Engineering, Tianjin University, 1996 (in Chinese).

[3] DB 29-16-2003. Technical Specification for Reinforced Concrete Structures with Special-Shaped Columns[S]. City and Village Building Management Committee of Tianjin City (in Chinese).

[4] Zhang Jin. Research on aseismic capacity of special shaped column light frame structure[D]. Nanjing: School of civil Engineering, Southeast University, 2002 (in Chinese).

[5] Huang Chengkui, Wang Dan, Cui Bo. Research on limited value of axial compression ratio of special shaped RC columns[J]. *J of University of Dalian Science and Engineering*, 2002, 42(2): 213—217 (in Chinese).

[6] Park R, Pauly T. *Reinforced Concrete Structures*[M]. John Wiley & Sons, Inc, 1975.

[7] Lu Yong, Hao Yong, Carydis P G, et al. Seismic performance of RC frames designed for three different ductility levels [J]. *Engineering Structures*, 2001, 23: 537—547.

[8] GB 50010. Code for Design of Concrete Structures[S]. 2002 (in Chinese).

[9] GB 50011. Code for Seismic Design of Building[S]. 2001 (in Chinese).

[10] Cao Wanlin, Hu Gozhen, Cui Lichang, et al. Experiment and analysis on aseismic capacity of arbitrarily shaped column with column [J]. *J of Building Structure*, 2002, 23(1): 16—20 (in Chinese).