

ICS XXXXXXX
X XX_a
备案号: XXXX-XXXX

XX

中国钢结构协会团体标准

XX/T XXXXX—XXXX

型钢混凝土异形柱结构技术标准
Technical standard for steel reinforced concrete structures
with specially-shaped columns

(征求意见稿)

2020-xx-xx 发布

2020-xx-xx 实施

中国钢结构协会 发布

前 言

根据“关于发布中国钢结构协会 2019 年第一批团体标准编制计划的通知”(中钢构协[2019] 第 01 号)要求,标准编制组经广泛调查研究,认真总结实践经验,参考有关国际标准和国外先进标准,并在广泛征求意见的基础上,编制了本标准。

本标准共分为 8 章,主要技术内容包括:1.总则;2.术语和符号;3.材料;4.结构设计基本规定;5.结构计算分析;6.截面设计;7.结构构造;8.型钢混凝土异形柱结构的施工及验收。

本标准的某些内容涉及专利,涉及专利的具体技术问题,使用者可直接与本标准主编单位协商处理,本标准的发布机构不承担识别专利的责任。

本标准由中国钢结构协会负责管理,由中国建筑西北设计研究院有限公司、西安建筑科技大学负责具体技术内容的解释。执行过程中如有意见和建议,请寄送陕西省西安市经济技术开发区文景路中段 98 号中国建筑西北设计研究院有限公司《型钢混凝土异形柱结构技术标准》管理组(邮编:710018, E-mail: 619556659@qq.com)。

本标准主编单位:中国建筑西北设计研究院有限公司、西安建筑科技大学

本标准参编单位:陕西建工机械施工集团有限公司

广西大学

南京工业大学

中冶建筑研究总院有限公司

南京钢铁股份有限公司

中建科工集团有限公司

东南大学

主要起草人： 杨 琦 薛建阳 葛鸿鹏 刘祖强 陈宗平 仲崇民
徐金俊 吕旭东 李存良 陈林恒 孟 海 张顺强
许 嵘 崔 强 王 军 陈振明 王伟锋 陈 杰
张新善 王 政 弓国涛 纪明男 陈 兴 余佳亮
李世东 罗 峥 翟 磊

主要审查人：

目录

1 总 则	6
2 术语和符号	7
2.1 术 语	7
2.2 符 号	8
3 材料	12
3.1 钢 材	12
3.2 钢 筋	14
3.3 混 凝 土	14
4 结构设计基本规定	16
4.1 结 构 体 系	16
4.2 结 构 布 置	19
4.3 结构抗震等级	21
5 结构计算分析	23
5.1 设计计算原则	23
5.2 地震作用	24
5.3 结构分析模型与计算参数	25
5.4 水平位移限值	26
6 截 面 设 计	28
6.1 正截面承载力计算	28
6.2 斜截面受剪承载力计算	34
6.3 框架节点核心区受剪承载力计算	38
7 结 构 构 造	46
7.1 一般规定	46
7.2 型钢混凝土异形柱	47
7.3 型钢混凝土异形柱框架梁柱节点	50
8 型钢混凝土异形柱结构的施工及验收	53
本规程用词说明	56
引用标准名录	57
中国钢结构协会团体标准	59
条 文 说 明	59
编 制 说 明	60

Contents

←

<u>1</u>	<u>General Provisions</u>	5
<u>2</u>	<u>Terms and Symbols</u>	6
	<u>2.1</u> <u>Terms</u>	6
	<u>2.2</u> <u>Symbols</u>	7
<u>3</u>	<u>Materials</u>	11
	<u>3.1</u> <u>Steel</u>	11
	<u>3.2</u> <u>Reinforcement</u>	13
	<u>3.3</u> <u>Concrete</u>	14
<u>4</u>	<u>Basic Requirements of Structural Design</u>	15
	<u>4.1</u> <u>Structure System</u>	15
	<u>4.2</u> <u>Structure scheme</u>	18
	<u>4.3</u> <u>Seismic Level of Structure</u>	20
<u>5</u>	<u>Structural Calculation and Analysis</u>	22
	<u>5.1</u> <u>General Design and Requirements</u>	22
	<u>5.2</u> <u>Earthquake Action</u>	23
	<u>5.3</u> <u>Structural Analytical Model and Parameters</u>	24
	<u>5.4</u> <u>Horizontal Displacement Limit</u>	25
<u>6</u>	<u>Sectional Design</u>	27
	<u>6.1</u> <u>Calculation on Normal Section of Flexural and Axial Capacity</u>	27
	<u>6.2</u> <u>Calculation on Inclined Section of Shear Capacity</u>	33
	<u>6.3</u> <u>Calculation on Shear Capacity in Frame Joints</u>	37
<u>7</u>	<u>Stipulations for Detailing Requirements</u>	45
	<u>7.1</u> <u>General Requirements</u>	45
	<u>7.2</u> <u>Steel Reinforced Concrete Specially-Shaped Column Structures</u>	46
	<u>7.3</u> <u>Beam-Column Joints of Frames with Steel Reinforced Concrete Specially-Shaped Columns</u>	49
<u>8</u>	<u>Construction and Acceptance</u>	52
	<u>Explanation Wording in This Standard</u>	55
	<u>List of Quoted Standards</u>	57
	<u>Addition: Explanation of Provisions</u>	59

1 总 则

1.0.1 为了在型钢混凝土异形柱结构设计、施工及验收中贯彻执行国家技术经济政策，做到安全适用、技术先进、经济合理、确保质量，制定本标准。

1.0.2 本标准主要适用于非抗震设计和抗震设防烈度为 6 度、7 度和 8 度地区的一般民用建筑型钢混凝土异形柱结构的设计、施工及验收。

1.0.3 型钢混凝土异形柱结构的设计、施工及验收，除应符合本标准规定外，尚应符合国家现行有关标准的规定。

2 术语和符号

2.1 术语

2.1.1 型钢混凝土异形柱 steel reinforced concrete specially-shaped columns

截面几何形状主要为 L 形、T 形和十形，截面内主要配置型钢并配有适量纵向钢筋和箍筋，截面各肢的肢高肢厚比不大于 4 的混凝土结构柱。

2.1.2 实腹式配钢 solid-web steel

型钢混凝土异形柱截面配置的由钢板焊接而成的实腹式型钢。

2.1.3 空腹式配钢 lattice-web steel

型钢混凝土异形柱截面配置的由水平腹杆和斜腹杆连接 T 型钢或槽钢而成的空腹桁架式型钢。

2.1.4 异形柱结构 structures with specially-shaped columns

结构主体采用异形柱的框架结构和框架-剪力墙结构。

2.1.5 肢厚 sectional thickness of column leg

异形柱柱肢截面的厚度。

2.1.6 肢高 sectional height of column leg

异形柱柱肢截面的长度。

2.1.7 柱截面肢高肢厚比 ratio of sectional height to sectional thickness of column leg

异形柱各肢的肢高与肢厚的比值。

2.2 符 号

2.2.1 作用和作用效应

S ——作用效应的组合设计值；

N ——轴向力设计值；

M_x 、 M_y ——对截面形心轴 x 、 y 的弯矩设计值；

σ_{ci} ——第 i 个混凝土单元的应力；

σ_{sj} ——第 j 个钢筋单元的应力；

σ_{ak} ——第 k 个型钢单元的应力；

$\sum M_b$ ——节点左、右侧梁端截面顺时针或逆时针方向组合的弯矩设计值之和；

$\sum M_c$ ——节点上、下柱端截面顺时针或逆时针方向组合的弯矩设计值之和；

M_c^t 、 M_c^b ——分别为柱的上、下端顺时针或反时针方向截面组合的弯矩设计值；

M_b^l 、 M_b^r ——框架节点左、右侧梁端弯矩设计值；

V_c ——柱剪力设计值；

V_{cx} 、 V_{cy} ——柱中 x 方向、 y 方向剪力设计值；

V_j ——框架梁柱节点核心区剪力设计值；

$V_{j,x}$ 、 $V_{j,y}$ ——框架梁柱节点核心区 x 方向、 y 方向剪力设计值。

2.2.2 材料性能和抗力

R ——结构构件承载力设计值；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值；

f_a 、 f_a' ——型钢的抗拉、抗压强度设计值；

f_t ——混凝土抗拉强度设计值；

f_{yv} ——箍筋抗拉强度设计值；

f_{sw} ——腹杆的钢材抗拉强度设计值；

E_a 、 E_s ——型钢、钢筋弹性模量；

E_c ——混凝土弹性模量；

$V_{cu,x}$ 、 $V_{cu,y}$ ——柱中 x 方向、 y 方向单向极限受剪承载力；

$V_{ju,x}$ 、 $V_{ju,y}$ ——框架梁柱节点核心区 x 方向、 y 方向单向极限受剪承载力。

2.2.3 几何参数

e_{ix} 、 e_{iy} ——轴向力对截面形心轴 y 、 x 的初始偏心距；

e_i ——初始偏心距；

e_0 ——轴向力对截面形心的偏心距；

e_a ——附加偏心距；

α ——弯矩作用方向角；

β ——斜向剪力作用方向与截面 x 方向的水平夹角；

A_{ci} ——第 i 个混凝土单元的面积；

A_{sj} ——第 j 个钢筋单元的面积；

A_{ak} ——第 k 个型钢单元的面积；

x_0 、 y_0 ——截面形心坐标；

x_{ci} 、 y_c ——第 i 个混凝土单元的形心坐标；

x_{sj} 、 y_{sj} ——第 j 个钢筋单元的形心坐标；

x_{ak} 、 y_{ak} ——第 k 个型钢单元的形心坐标；

A ——型钢混凝土异形柱的换算截面面积；

A_{ca} —— 由型钢换算得到的混凝土截面面积；

A_{cs} —— 由钢筋换算得到的混凝土截面面积；

A_c 、 A_a 、 A_s —— 分别为截面中混凝土、型钢、钢筋部分的截面面积；

l_c —— 柱的计算长度；

I_a —— 柱截面对垂直于弯矩作用方向形心轴 x_a — x_a 的惯性矩；

I_{ca} —— 混凝土截面对垂直于弯矩作用方向形心轴 x_a — x_a 的惯性矩；

I_{aa} —— 型钢截面对垂直于弯矩作用方向形心轴 x_a — x_a 的惯性矩；

I_{sa} —— 钢筋截面对垂直于弯矩作用方向形心轴 x_a — x_a 的惯性矩；

b_c —— 验算方向的柱肢截面厚度；

h_0 —— 验算方向的柱肢截面有效高度；

t_w 、 h_w —— 型钢的腹板厚度、高度；

A_{sv} —— 验算方向同一截面箍筋各肢的全部截面面积；

s —— 沿柱高方向的箍筋间距；

b_f —— 型钢翼缘宽度；

j —— 内力臂；

C_a —— 型钢翼缘外侧混凝土保护层厚度；

A_w —— 验算方向同一截面斜腹杆的全部截面面积；

θ —— 斜腹杆与验算方向水平腹杆的夹角；

A_{wh} —— 验算方向的水平腹杆的截面面积；

s_{wh} —— 沿柱高方向的水平腹杆间距；

H_n —— 柱的净高；

H_c —— 柱的计算高度。 b_j —— 节点核心区有效截面宽度；

b_b —— 梁截面宽度；

h —— 计算楼层层高；

h_j —— 节点核心区截面高度；

h_a —— 型钢截面高度；

h_{b0} 、 h_b —— 梁的截面有效高度、截面高度；

Z —— 对型钢混凝土梁，取型钢上翼缘和梁上部钢筋合力点与型钢下翼缘和梁下部钢筋合力点间的距离；对钢筋混凝土梁，取梁上部钢筋合力点与梁下部钢筋合力点间的距离。

2.2.4 系数及其他

γ_0 —— 结构重要性系数；

γ_{RE} —— 承载力抗震调整系数；

$[\theta_e]$ —— 弹性层间位移角限值；

$[\theta_p]$ —— 弹塑性层间位移角限值；

η —— 异形柱截面形式影响系数；

η_α —— 考虑杆件挠曲的偏心距增大系数；

η_c —— 柱端弯矩增大系数；

η_f —— 异形柱翼缘对斜截面受剪承载力的影响系数；

η_{vc} —— 柱剪力增大系数；

η_{jb} —— 核心区剪力增大系数；

λ —— 柱的计算剪跨比；

ζ_f —— 节点核心区受剪方向异形柱翼缘的有效利用系数。

3 材料

3.1 钢材

3.1.1 型钢混凝土异形柱结构构件中钢材宜采用 Q355、Q390、Q420 低合金高强度结构钢及 Q235 碳素结构钢，质量应分别符合现行国家标准《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 和《碳素结构钢》GB/T 700 的规定。当采用较厚的钢板时，可选用材质、材性符合现行国家标准《建筑结构用钢板》GB/T 19879 的各牌号钢板，其质量等级不宜低于 B 级。当采用其他牌号的钢材时，尚应符合国家现行有关标准的规定。

3.1.2 钢材应具有屈服强度、抗拉强度、伸长率、冲击韧性和硫、磷含量的合格保证，对焊接结构尚应具有碳含量的合格保证及冷弯试验的合格保证。

3.1.3 钢材宜采用镇静钢。

3.1.4 钢板厚度大于或等于 40 mm，且承受沿板厚方向拉力的焊接连接板件，钢板厚度方向截面收缩率，不应小于按现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 规定的 Z15 级规定的容许值。

3.1.5 考虑地震作用的型钢混凝土异形柱结构的钢材应符合下列规定：

- 1 钢材的屈服强度实测值与抗拉强度实测值的比值不应大于 0.85；
- 2 钢材应有明显的屈服台阶，且伸长率不应小于 20%；
- 3 钢材应有良好的焊接性和合格的冲击韧性。

3.1.6 钢材的设计用强度指标、物理性能指标应按现行国家标准《组合结构设计规范》JGJ 138 执行。

3.1.7 钢材的焊接材料应符合下列规定：

1 手工焊接所用的焊条应符合现行国家标准《非合金钢及细晶粒钢焊条》GB/T 5117、《热强钢焊条》GB/T 5118的规定，选择的焊条型号应与主体金属力学性能相适应；

2 自动焊或半自动焊用焊丝应符合现行国家标准《熔化焊用钢丝》GB/T 14957、《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》GB/T 8110、《非合金钢及细晶粒钢药芯焊丝》GB/T 10045、《热强钢药芯焊丝》GB/T 17493的规定。

3 埋弧焊用焊丝和焊剂应符合现行国家标准《埋弧焊用非合金钢及细晶粒钢实心焊丝、药芯焊丝和焊丝-焊剂组合分类要求》GB/T 5293、《埋弧焊用热强钢实心焊丝、药芯焊丝和焊丝-焊剂组合分类要求》GB/T 12470的规定。

3.1.8 钢材的焊缝质量等级应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定；焊缝的强度设计值应按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 执行。

3.1.9 螺栓、栓钉及锚栓材料应符合下列规定：

1 普通螺栓应符合现行国家标准《六角头螺栓》GB/T 5782 和《六角头螺栓-C级》GB/T 5780 的规定。

2 高强度螺栓应符合现行国家标准《钢结构用高强度大六角头螺栓》GB/T 1228、《钢结构用高强度大六角头螺母》GB/T 1229、《钢结构用高强度垫圈》GB/T 1230、《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角头螺母、垫圈技术条件》GB/T 1231 或《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB/T 3632 的规定。

3 普通螺栓连接的强度设计值、高强度螺栓连接的钢材摩擦面抗滑移系数值及高强度螺栓连接的设计预拉力均应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB50017 的规定。

4 栓钉可采用符合现行国家标准《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》GB/T 10433 规定的 ML15 钢或 ML15AL 钢，其屈服强度不小于 320 N/mm^2 ，极限抗拉强度不小于 400 N/mm^2 ，伸长率不小于 14%。圆柱头栓钉的抗剪承载力设计值按《组合结构设计规范》JGJ 138 的规定计算。

5 锚栓可采用符合现行国家标准《碳素结构钢》GB/T 700、《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 规定的 Q235 钢、Q355 钢。

3.2 钢筋

3.2.1 纵向受力普通钢筋宜采用 HRB400、HRB500 钢筋，也可采用 HRB335 钢筋；箍筋宜采用 HRB400、HRB500、HRB335 钢筋，也可采用 HPB300 钢筋，其强度标准值、设计值及弹性模量应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定采用。

3.2.2 抗震等级为一、二、三级的型钢混凝土异形柱框架和斜撑构件（含梯段），其纵向受力普通钢筋应符合下列要求：

- 1 钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于 1.25；
- 2 钢筋的屈服强度实测值与屈服强度标准值的比值不应大于 1.30；
- 3 钢筋在最大力下的总伸长率实测值不应小于 9%。

3.3 混凝土

3.3.1 型钢混凝土异形柱采用的混凝土强度等级不宜低于 C30，不宜高于 C60；其他构件采用的混凝土强度等级应符合《组合结构设计规范》JGJ 138 和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的规定。

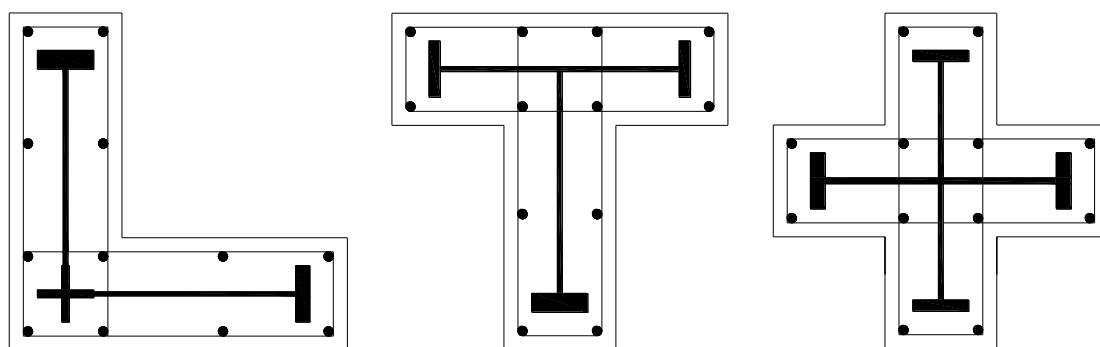
3.3.2 混凝土轴心抗压强度、轴心抗拉强度和弹性模量应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 执行；混凝土的剪切变形模量可按相应弹性模量值的 0.4 倍采用，混凝土泊松比可按 0.2 采用。

4 结构设计基本规定

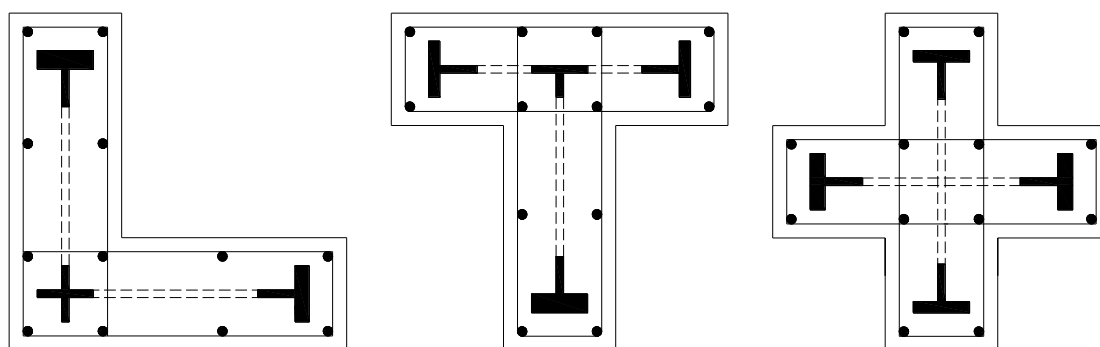
4.1 结构体系

4.1.1 型钢混凝土异形柱结构可采用框架结构和框架-剪力墙结构体系。根据建筑布置及结构受力的需要，型钢混凝土异形柱结构中的框架柱，可全部采用型钢混凝土异形柱，也可以部分采用一般框架柱。

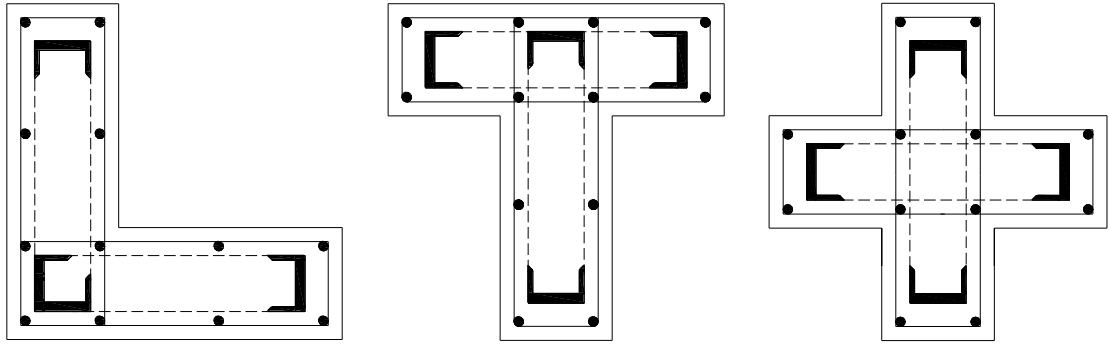
4.1.2 型钢混凝土异形柱内埋置的型钢，可采用实腹式焊接型钢（图 4.1.2a）或空腹式型钢；空腹式型钢骨架宜采用 T 形钢桁架（图 4.1.2b）和槽钢桁架（图 4.1.2c）。



(a) 实腹式焊接型钢



(b) 空腹式 T 形钢桁架



(c) 空腹式槽钢桁架

图 4.1.2 型钢混凝土异形柱截面配钢形式

4.1.3 型钢混凝土异形柱结构丙类建筑的最大适用高度应符合表 4.1.3 的要求。

表 4.1.3 型钢混凝土异形柱结构的最大适用高度 (m)

结构体系	非抗震设计	烈度				
		6 度	7 度		8 度	
			0.10g	0.15g	0.20g	0.30g
框架结构	48 (42)	42 (36)	36 (30)	30 (21)	27 (18)	15
框架-剪力墙结构	120 (110)	110 (100)	100 (90)	90 (80)	80 (70)	60 (50)

注：括号外的数值对应的是实腹式型钢混凝土异形柱结构房屋，括号内的数值对应的是空腹式型钢混凝土异形柱结构房屋，二者混合使用时按空腹式型钢混凝土异形柱结构房屋取值；房屋高度超过表内规定的数值时，结构设计应有可靠依据，并采取有效的加强措施。

4.1.4 型钢混凝土异形柱结构适用的最大高宽比不宜超过表 4.1.4 的限值。

表 4.1.4 型钢混凝土异形柱结构适用的最大高宽比

结构体系	非抗震设计	烈度				
		6 度	7 度		8 度	
			0.10g	0.15g	0.20g	0.30g
框架结构	4.5	4.0	3.5	3.0	2.5	2.0
框架-剪力墙结构	5.0	5.0	4.5	4.0	3.5	3.0

4.1.5 型钢混凝土异形柱结构体系应通过技术、经济和使用条件的综合分析比较确定，除应符合国家现行标准对一般钢筋混凝土结构及型钢混凝土结构的有关规定外，尚应符合下列规定：

1 不应采用部分由（型钢混凝土）异形柱框架与部分砌体墙承重组成的混合结构形式；

2 抗震设计时，不应采用单跨框架结构，不宜采用连体和错层等复杂结构形式；

3 楼梯间的抗震设计应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关规定。

4.1.6 型钢混凝土异形柱结构的填充墙与隔墙应符合下列规定：

1 填充墙与隔墙根据不同要求和条件宜采用轻质材料的非承重砌体或墙板；

2 非承重墙厚度宜与异形柱柱肢厚度协调，墙体材料应满足保温、隔热、节能、隔声、防水和防火等要求；

3 填充墙和隔墙的布置、材料和连接构造应符合国家现行标准和相关规定。

4.1.7 抗震设计的型钢混凝土异形柱框架-剪力墙结构，应根据在规定的水平力作用下结构底层框架部分承受的地震倾覆力矩与结构总地震倾覆力矩的比值，确定相应的设计方法，并应符合下列规定：

1 框架部分承受的地震倾覆力矩不大于结构总倾覆力矩的 10%时，应按剪力墙结构进行设计，其中的框架部分应按框架-剪力墙结构的框架进行设计；

2 当框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总倾覆力矩的 10%但不大于 50%时，应按框架-剪力墙结构进行设计；

3 当框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总倾覆力矩的 50%但不大于 80%时，应按框架-剪力墙结构进行设计，其适用的最大高度可比框架结构适当增加，框架部分的抗震等级和轴压比限值宜按框架结构的规定采用；

4 当框架部分承受的地震倾覆力矩大于结构总倾覆力矩 80%时，应按框架-剪力墙结构进行设计，其适用的最大高度宜按照框架结构采用，框架部分的抗震等级和轴压比限值应按框架结构的规定采用。

4.2 结构布置

4.2.1 型钢混凝土异形柱结构宜采用规则的结构设计方案；抗震设计的型钢混凝土异形柱结构应采用符合抗震概念设计要求的结构设计方案，不规则的建筑应按规定采取加强措施，特别不规则的建筑不宜采用，严重不规则的建筑不应采用。

4.2.2 抗震设计时，对型钢混凝土异形柱结构不规则性的判别及设计要求，除应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关规定外，尚应符合本标准第 4.2.3 条～第 4.2.5 条的相关规定。

4.2.3 型钢混凝土异形柱结构的平面布置应符合下列规定：

1 型钢混凝土异形柱结构的一个独立结构单元内，结构的平面形状宜简单、规则、对称，质量、刚度和承载力分布宜均匀；

2 型钢混凝土异形柱结构的框架纵、横柱网轴线宜分别对齐拉通；型钢混凝土异形柱截面柱肢中心线宜与框架梁及剪力墙中心线对齐；

3 型钢混凝土异形柱框架-剪力墙结构中剪力墙宜均匀布置，抗震设计时，剪力墙的布置宜使各主轴方向的侧向刚度接近。剪力墙的间距不宜超过表 4.2.3 中限值的较小值；当剪力墙间距超过限值时，在结构计算中应计入楼盖、屋盖平面内变形的影响。

表 4.2.3 型钢混凝土异形柱结构的剪力墙最大间距 (m)

楼盖、屋盖 类型	非抗震设计	抗震设防烈度				
		6 度	7 度		8 度	
			0.10g	0.15g	0.20g	0.30g
现浇	4.5B, 55	4.0B, 50	3.5B, 45	3.0B, 40	2.5B, 35	2.0B, 25
装配整体式	3.0B, 45	—	—	—	—	—

注：(1) B 为楼盖宽度 (m)；

- (2) 当剪力墙之间的楼盖、屋盖有较大开洞时，表中限值适当减小；
- (3) 现浇层厚度大于 60mm 的叠合板可作为现浇板考虑。

4.2.4 型钢混凝土异形柱结构的竖向布置应符合下列规定：

- 1 建筑的竖向体型宜规则、均匀，避免过大的外挑和内收；
- 2 结构的侧向刚度和承载力沿竖向宜相近或均匀变化，避免侧向刚度和承载力沿竖向的突变；相邻楼层的侧向刚度变化应符合国家现行标准《建筑结构抗震规范》GB50011 和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的相关规定；
- 3 型钢混凝土异形柱沿建筑高度宜配置同类型钢。
- 4 型钢混凝土异形柱框架-剪力墙结构体系的剪力墙应上下对齐、连续贯通房屋全高。

4.2.5 不规则的型钢混凝土异形柱结构，其抗震设计应符合下列规定：

- 1 扭转不规则时，应计入扭转影响，且在具有偶然偏心的规定水平力作用下，楼层竖向构件的最大弹性水平位移和层间位移分别与该楼层两端弹性水平位移和层间位移平均值的比值不宜大于 1.2，不应大于 1.45；
- 2 侧向刚度变化、承载力变化、竖向抗侧力构件连续性不符合国家现行标准《建筑结构抗震规范》GB50011 和《高层建筑混凝土结构设计规程》JGJ 3-2010 规定的楼层，其对应于地震作用标准值的剪力应乘以 1.25 的增大系数；
- 3 受力复杂部位的柱，宜采用一般型钢混凝土框架柱或肢端加强的型钢混凝土异形柱。

4.2.6 对抗震安全性和使用功能有较高要求或专门要求的型钢混凝土异形柱结构，可采用隔震设计，采用隔震设计时应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关规定。

4.3 结构抗震等级

4.3.1 抗震设计时，丙类建筑型钢混凝土异形柱结构应根据抗震设防烈度、建筑场地类别、结构类型和房屋高度，按表 4.3.1 的规定采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造要求。建筑场地为 I 类时，除 6 度外，应允许按本地区抗震设防烈度降低一度所对应的抗震等级采取抗震构造措施，但相应的计算要求不应降低。

表 4.3.1-1 实腹式型钢混凝土异形柱结构的抗震等级

结构类型		抗震设防烈度							
		6 度		7 度			8 度		
框架结构	高度 (m)	≤ 21	> 21	≤ 21		> 21	≤ 21		> 21
	框架	四	三	三 (二)		二 (二)	二 (一)		一
框架-剪力墙结构	高度 (m)	≤ 54	> 54	≤ 21	> 21, ≤ 54	> 54	≤ 21	> 21, ≤ 54	> 54
	框架	四	三	四 (三)	三 (二)	二 (二)	二 (二)	二 (一)	一 (一)
	剪力墙	三	三	三 (二)	二 (二)	二 (一)	二 (一)	一 (一)	一 (一)

注：1 高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度（不包括局部突出屋顶部分）；

2 对 7 度（0.15g）、8 度（0.3g）时建于 III、IV 类场地的型钢混凝土异形柱框架结构和型钢混凝土异形柱框架-剪力墙结构，应按表中括号内所示的抗震等级采取抗震构造措施。

表 4.3.1-2 空腹式型钢混凝土异形柱结构的抗震等级

结构类型		抗震设防烈度							
		6 度		7 度			8 度		
框架结构	高度 (m)	≤ 21	> 21	≤ 21		> 21	≤ 18		
	框架	四	三	三 (二)		二 (二)	二		
框架-剪力墙结构	高度 (m)	≤ 45	> 45	≤ 21	> 21, ≤ 45	> 45	≤ 21	> 21, ≤ 45	> 45
	框架	四	三	四 (三)	三 (二)	二 (二)	二 (二)	二 (一)	一 (一)
	剪力墙	三	三	三 (二)	二 (二)	二 (一)	二 (一)	一 (一)	一 (一)

- 注：1 高度指室外地面到主要屋面板板顶的高度（不包括局部突出屋顶部分）；
2 对 7 度（0.15g）、8 度（0.3g）时建于 III、IV 类场地的型钢混凝土异形柱框架结构和型钢混凝土异形柱框架-剪力墙结构，应按表中括号内所示的抗震等级采取抗震构造措施。
3 实腹式与空腹式型钢混凝土异形柱混合使用时，结构的抗震等级按本表取。

4.3.2 当型钢混凝土异形柱结构的地下室顶板作为地上结构的嵌固部位时，地下一层与首层的侧向刚度比不宜小于 2，地下一层结构的抗震等级应与上部结构相同，地下一层以下抗震构造措施的抗震等级可逐层降低一级，但不应低于四级。作为上部结构嵌固部位的地下室楼层的顶楼盖应采用梁板结构，楼板厚度不宜小于 180 mm，混凝土强度等级不宜小于 C30，且应采用双层双向配筋，每层每个方向的配筋率不宜小于 0.25%。

5 结构计算分析

5.1 设计计算原则

5.1.1 本标准采用以概率理论为基础的极限状态设计方法，用分项系数设计表达式进行计算。

5.1.2 承重结构应按承载能力极限状态、正常使用极限状态和耐久性极限状态进行设计。

5.1.3 作用效应的组合应符合现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068 的规定；荷载的标准值、分项系数、组合值系数等应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB 50009 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定。

5.1.4 型钢混凝土异形柱结构的设计使用年限和安全等级应符合现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068 的规定。

5.1.5 型钢混凝土异形柱结构构件按承载能力状态进行设计时，应符合下列规定：

1 持久、短暂设计状况

$$\gamma_0 S \leq R \quad (5.1.5-1)$$

2 地震设计状况

$$S \leq R/\gamma_{RE} \quad (5.1.5-2)$$

式中： γ_0 ——结构构件重要性系数，对安全等级为一级的结构构件不应小于 1.1，对安全等级为二级的结构构件不应小于 1.0，对安全等级为三级的结构构件不应小于 0.9；

S ——作用效应的组合设计值；

R —— 结构构件承载力设计值；

γ_{RE} —— 承载力抗震调整系数，应按国家现行标准《组合结构设计规范》JGJ138 的规定进行取值。

5.1.6 在进行结构内力和变形计算时，型钢混凝土异形柱结构构件的截面抗弯刚度、轴向刚度和抗剪刚度应同时考虑钢筋混凝土部分和型钢部分的贡献，按叠加的方法计算。

5.1.7 型钢混凝土异形柱结构防连续倒塌设计应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 防连续倒塌设计的相关原则。对于安全等级为一级的高层型钢混凝土异形柱结构尚应符合现行国家行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的相关规定。

5.1.8 型钢混凝土异形柱结构应进行风荷载、地震作用下的水平位移验算。

5.2 地震作用

5.2.1 型钢混凝土异形柱结构抗震设防烈度和设计地震动参数应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关规定确定。

5.2.2 型钢混凝土异形柱结构的地震作用计算，应符合下列规定：

1 应至少在结构两个主轴方向分别计算水平地震作用并进行抗震验算，7 度（0.15g）和 8 度（0.20g，0.30g）时尚应对与主轴成 45° 方向计算水平地震作用并进行抗震验算；

2 在计算单向水平地震作用时应计入扭转影响；对扭转不规则的结构，水平地震作用计算应计入双向水平地震作用下的扭转影响。

5.2.3 型钢混凝土异形柱结构地震作用计算宜采用振型分解反应谱法，不规则

型钢混凝土异形柱结构的地震作用计算应采用扭转耦联振型分解反应谱法，必要时应补充时程分析。

5.3 结构分析模型与计算参数

5.3.1 在竖向荷载、风荷载或多遇地震作用下，型钢混凝土异形柱结构的内力和位移可按弹性方法计算。框架梁可考虑在竖向荷载作用下梁端局部塑性变形引起的内力重分布。

5.3.2 型钢混凝土异形柱结构的分析模型应符合结构的实际受力状况，结构的内力和位移分析应采用空间分析模型。

5.3.3 型钢混凝土异形柱结构按空间分析模型计算时，应考虑下列变形：

- 1 梁的弯曲、剪切、扭转变形，必要时考虑轴向变形；
- 2 柱的弯曲、剪切、轴向、扭转变形；
- 3 剪力墙的弯曲、剪切、轴向、扭转、翘曲变形。

5.3.4 型钢混凝土异形柱结构内力与位移计算时，可假定楼板在其自身平面内为无限刚性，并应在设计中采取有效措施保证楼板平面内的整体刚度。当楼板可能产生明显的面内变形时，计算时应考虑楼板平面内的变形，或对采用楼板平面内无限刚性假定的计算结果进行适当调整。

5.3.5 型钢混凝土异形柱结构的重力二阶效应使作用效应显著增大时，在结构分析时应考虑重力二阶效应的不利影响。在结构分析中可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 规定的方法考虑结构重力二阶效应的影响。

5.3.6 型钢混凝土异形柱结构在多遇地震作用下的阻尼比取 0.04，当楼盖梁采用钢筋混凝土梁时，相应结构阻尼比可增加 0.01。

5.3.7 型钢混凝土异形柱结构内力与位移计算时，楼面梁刚度增大系数、梁端负弯矩和跨中正弯矩调幅系数、扭矩折减系数、连梁刚度折减系数的取值，以及框架-剪力墙结构中框架部分承担的地震剪力调整要求，可根据国家现行标准的相关规定采用。

5.3.8 计算各振型地震影响系数所采用的结构自振周期应考虑非承重填充墙刚度影响予以折减。

5.3.9 型钢混凝土异形柱结构的计算自振周期折减系数 ψ_T 可按下列规定取值：

- 1 框架结构可取 0.60~0.70；
- 2 框架-剪力墙结构可取 0.70~0.80。

5.3.10 结构分析软件应经考核、验证和鉴定，确认其合理有效后方可用于工程设计。

5.4 水平位移限值

5.4.1 在风荷载、多遇地震作用下，型钢混凝土异形柱结构按弹性方法计算的楼层最大层间位移应符合下式规定：

$$\Delta u_e \leq [\theta_e]h \quad (5.4.1)$$

式中： Δu_e ——风荷载、多遇地震作用标准值产生的楼层最大弹性层间位移；

$[\theta_e]$ ——弹性层间位移角限值，按表 5.4.1 采用；

h ——计算楼层层高。

表 5.4.1 型钢混凝土异形柱结构弹性层间位移角限值

结构体系	$[\theta_e]$
框架结构	1/550
框架-剪力墙结构	1/800

5.4.2 罕遇地震作用下，型钢混凝土异形柱结构的弹塑性变形验算应符合下列

规定：

1 7度和8度抗震设计时楼层屈服强度系数小于0.5的型钢混凝土异形柱框架结构，应进行罕遇地震作用下的弹塑性变形验算；

2 10层及以上或高度超过28m的竖向不规则型钢混凝土异形柱框架及框架-剪力墙结构，宜进行罕遇地震作用下的弹塑性变形验算；

3 弹塑性变形的计算方法，应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011的相关规定。

5.4.3 罕遇地震作用下，型钢混凝土异形柱结构的弹塑性层间位移应符合下式要求：

$$\Delta u_p \leq [\theta_p]h \quad (5.4.3)$$

式中： Δu_p ——罕遇地震作用标准值下的楼层弹塑性层间位移；

$[\theta_p]$ ——弹塑性层间位移角限值，按表5.4.3采用。

表 5.4.3 型钢混凝土异形柱结构弹塑性层间位移角限值

结构体系	$[\theta_p]$
框架结构	1/50
框架-剪力墙结构	1/100

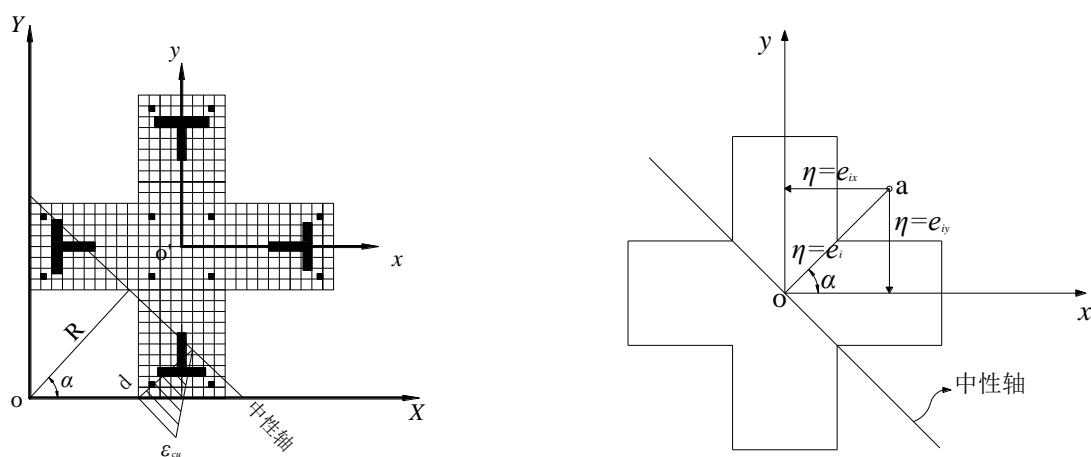
6 截面设计

6.1 正截面承载力计算

6.1.1 型钢混凝土异形柱正截面承载力计算的基本假定应符合现行国家行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的相关规定。

6.1.2 型钢混凝土异形柱双向偏心受压的正截面承载力可按下列方法计算：

- 1 将柱截面划分为有限个混凝土单元、钢筋单元及型钢单元（图 6.1.2a），近似取单元内的应变和应力为均匀分布，合力点在单元形心处；
- 2 截面达到承载能力极限状态时各单元的应变按截面应变保持平面的假定确定；
- 3 混凝土单元、钢筋单元及型钢单元的应力应按本标准第 6.1.1 条的假定确定。



(a) 截面配钢、配筋及单元划分 (b) 偏心角与中性轴位置

图 6.1.2 型钢混凝土异形柱双向偏心受压正截面承载力计算

4 持久、短暂设计状况时型钢混凝土异形柱双向偏心受压的正截面承载力应按下列公式计算（图 6.1.2）：

$$N \leq \sum_{i=1}^{n_c} A_{ci} \sigma_{ci} + \sum_{j=1}^{n_s} A_{sj} \sigma_{sj} + \sum_{k=1}^{n_a} A_{ak} \sigma_{ak} \quad (6.1.2-1)$$

$$N\eta_{\alpha}e_{iy} \leq \sum_{i=1}^{n_c} A_{ci}\sigma_{ci}(y_{ci} - y_0) + \sum_{j=1}^{n_s} A_{sj}\sigma_{sj}(y_{sj} - y_0) + \sum_{k=1}^{n_a} A_{ak}\sigma_{ak}(y_{ak} - y_0) \quad (6.1.2-2)$$

$$N\eta_{\alpha}e_{ix} \leq \sum_{i=1}^{n_c} A_{ci}\sigma_{ci}(x_{ci} - x_0) + \sum_{j=1}^{n_s} A_{sj}\sigma_{sj}(x_{sj} - x_0) + \sum_{k=1}^{n_a} A_{ak}\sigma_{ak}(x_{ak} - x_0) \quad (6.1.2-3)$$

$$e_{ix} = e_i \cos \alpha \quad (6.1.2-4)$$

$$e_{iy} = e_i \sin \alpha \quad (6.1.2-5)$$

$$e_i = e_0 + e_a \quad (6.1.2-6)$$

$$e_0 = \frac{\sqrt{M_x^2 + M_y^2}}{N} \quad (6.1.2-7)$$

$$\alpha = \arctan \frac{M_x}{M_y} + n\pi \quad (6.1.2-8)$$

式中： N —— 轴向压力设计值；

η_{α} —— 考虑杆件挠曲的偏心距增大系数，按本标准第 6.1.4 条的规定计算；

e_{ix} 、 e_{iy} —— 轴向压力对截面形心轴 y 、 x 的初始偏心距（图 6.1.2b）；

e_i —— 初始偏心距；

e_0 —— 轴向压力对截面形心的偏心距；

M_x 、 M_y —— 对截面形心轴 x 、 y 的弯矩设计值，由压力产生的偏心在 x 轴上侧时 M_x 取正值，由压力产生的偏心在 y 轴右侧时 M_y 取正值；

e_a —— 附加偏心距，取 20mm 和 1/30 肢高的较大值；

α —— 弯矩作用方向角（图 6.1.2b），为轴向压力作用点至截面形心的连线与截面形心轴 x 正向的夹角，逆时针旋转为正；

n —— 角度参数，当 M_x 、 M_y 均为正值时 $n=0$ ；当 M_y 为负值、 M_x 为正或负值时 $n=1$ ；当 M_x 为负值、 M_y 为正值时 $n=2$ ；

σ_{ci} 、 A_{ci} —— 第 i 个混凝土单元的应力及面积， σ_{ci} 为压应力时取正值且不超过混凝土抗压强度设计值，为拉应力时取 0；

σ_{sj} 、 A_{sj} —— 第 j 个钢筋单元的应力及面积， σ_{sj} 为压应力时取正值，拉应力时取负值，且不超过钢筋的强度设计值；

σ_{ak} 、 A_{ak} —— 第 k 个型钢单元的应力及面积， σ_{ak} 为压应力时取正值，拉应力时取负值，且不超过型钢的强度设计值；

x_0 、 y_0 —— 截面形心坐标；

x_{ci} 、 y_{ci} —— 第 i 个混凝土单元的形心坐标；

x_{sj} 、 y_{sj} —— 第 j 个钢筋单元的形心坐标；

x_{ak} 、 y_{ak} —— 第 k 个型钢单元的形心坐标；

n_c —— 混凝土单元总数；

n_s —— 钢筋单元总数；

n_a —— 型钢单元总数。

5 地震设计状况时，型钢混凝土异形柱双向偏心受压正截面承载力应按式 (6.1.2-1) ~ (6.1.2-8) 计算，但在式 (6.1.2-1) ~ (6.1.2-3) 右边应除以相应的承载力抗震调整系数 γ_{RE} ， γ_{RE} 的取值，对偏心受压柱，轴压比小于 0.15 时取 0.75，轴压比不小于 0.15 时取 0.80，对偏心受拉柱取 0.85。其中，轴压比 μ 按下式进行计算：

$$\mu = N / (f_c A_c + f_a' A_a) \quad (6.1.2-9)$$

式中： N —— 轴向压力设计值；

f_c 、 f_a' —— 分别为混凝土的轴心抗压强度设计值和型钢的抗压强度设计值；

A_c 、 A_a —— 分别为混凝土和型钢的截面面积。

6.1.3 型钢混凝土异形柱偏心受拉正截面承载力应按本标准式 (6.1.2-1) ~ (6.1.2-3) 计算, 式中 $N\eta_\alpha e_{iy}$ 、 $N\eta_\alpha e_{ix}$ 分别以 M_x 、 M_y 替代, N 为轴向拉力设计值。

6.1.4 型钢混凝土异形柱偏心受压正截面承载力计算应考虑构件挠曲二阶效应 ($P-\delta$ 效应) 引起的附加内力, 可将初始偏心距 e_i 乘以偏心距增大系数 η_α 。 η_α 应按下列公式计算:

$$\eta_\alpha = 1 + \frac{1}{(e_i + r_\alpha)} (l_c / r_\alpha)^2 C \quad (6.1.4-1)$$

$$C = \frac{1}{6000} \left[0.232 + 0.604(e_i / r_\alpha) - 0.106(e_i / r_\alpha)^2 \right] \quad (6.1.4-2)$$

$$r_\alpha = \sqrt{I_\alpha / A} \quad (6.1.4-3)$$

式中: l_c —— 柱的计算长度, 取偏心受压构件相应主轴方向上下支撑点之间的距离;

r_α —— 柱截面对垂直于弯矩作用方向形心轴 $x_\alpha - x_\alpha$ 的回转半径 (图 6.1.2b);

I_α —— 柱截面对垂直于弯矩作用方向形心轴 $x_\alpha - x_\alpha$ 的惯性矩, 按本标准第 6.1.5 条计算;

A —— 柱的换算截面面积, 按本标准第 6.1.6 条计算。

6.1.5 型钢混凝土异形柱截面对垂直于弯矩作用方向形心轴的惯性矩应按下列公式计算 (图 6.1.2):

$$I_\alpha = I_{c\alpha} + \mu_s I_{s\alpha} + \mu_a I_{a\alpha} \quad (6.1.5-1)$$

$$\mu_s = \frac{E_s}{E_c} \quad (6.1.5-2)$$

$$\mu_a = \frac{E_a}{E_c} \quad (6.1.5-3)$$

式中： I_α ——柱截面对垂直于弯矩作用方向形心轴 x_α — x_α 的惯性矩；

$I_{c\alpha}$ ——混凝土截面对垂直于弯矩作用方向形心轴 x_α — x_α 的惯性矩；

$I_{s\alpha}$ ——钢筋截面对垂直于弯矩作用方向形心轴 x_α — x_α 的惯性矩；

$I_{a\alpha}$ ——型钢截面对垂直于弯矩作用方向形心轴 x_α — x_α 的惯性矩；

E_s 、 E_a ——钢筋、型钢的弹性模量；

E_c ——混凝土弹性模量；

μ_s 、 μ_a ——钢筋、型钢的弹性模量与混凝土弹性模量的比值。

6.1.6 型钢混凝土异形柱换算截面面积计算时，应将型钢和钢筋换算为等效截面面积的混凝土，按下列公式计算：

$$A = A_c + A_{cs} + A_{ca} \quad (6.1.6-1)$$

$$A_{cs} = \mu_s A_s \quad (6.1.6-2)$$

$$A_{ca} = \mu_a A_a \quad (6.1.6-3)$$

式中： A ——型钢混凝土异形柱换算截面面积；

A_c ——混凝土的截面面积；

A_{cs} ——由钢筋换算得到的混凝土截面面积；

A_{ca} ——由型钢换算得到的混凝土截面面积；

A_s 、 A_a ——钢筋、型钢的截面面积。

6.1.7 抗震等级为一、二、三、四级型钢混凝土异形柱框架的梁柱节点处，除框架顶层柱、轴压比小于 0.15 的柱外，有地震作用组合的柱端弯矩设计值应按下列式计算：

1 一级抗震等级的框架结构

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_{\text{bua}} \quad (6.1.7-1)$$

2 其他情况

$$\sum M_c = \eta_c \sum M_b \quad (6.1.7-2)$$

式中： $\sum M_c$ ——节点上、下柱端截面顺时针或逆时针方向组合的弯矩设计值之和，上、下柱端弯矩设计值，可按弹性分析的弯矩比例分配确定；

$\sum M_{bua}$ ——同一节点左、右梁端按逆时针或顺时针方向采用实配钢筋的强度标准值和实配型钢的屈服强度，且考虑承载力抗震调整系数计算的正截面受弯承载力所对应的弯矩值之和；

$\sum M_b$ ——同一节点左、右侧梁端截面逆时针或顺时针方向组合的弯矩设计值之和，一级抗震等级，当左、右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零；

η_c ——柱端弯矩增大系数；对异形柱框架结构，抗震等级为一、二、三、四级分别取 1.7、1.5、1.3、1.2；对异形柱框架-剪力墙结构中的框架，抗震等级为一、二、三、四级分别取 1.4、1.2、1.1、1.1。

当反弯点不在柱的层高范围内时，柱端截面组合的弯矩设计值可取有地震作用组合的弯矩值乘以柱端弯矩增大系数确定。框架顶层柱及轴压比小于 0.15 的柱，柱端弯矩设计值可取有地震作用组合的弯矩值。

6.1.8 考虑地震作用组合的型钢混凝土异形柱框架结构，底层柱下端截面的弯矩设计值，对一、二、三、四级抗震等级应分别乘以弯矩增大系数 1.7、1.5、1.3、1.2 确定，底层柱内置型钢和纵向钢筋应按上下端的不利情况配置。

6.1.9 抗震设计时，型钢混凝土异形柱框架的角柱，应按双向偏心受力构件进行

正截面承载力计算。一、二、三、四级抗震等级框架的角柱，其弯矩设计值应取调整后的设计值再乘以不小于 1.1 的增大系数。

6.1.10 对于楼板与梁整体浇筑的型钢混凝土异形柱框架，通过增大框架梁的弯曲刚度来考虑楼板的作用，在进行梁的内力分析和配筋时，可将梁端截面上部纵筋配置在梁（肋）矩形截面内，或将部分纵筋配置在梁侧有效翼缘宽度范围的楼板内。

6.2 斜截面受剪承载力计算

6.2.1 型钢混凝土异形柱的受剪截面应符合下列条件：

1 持久、短暂设计状况

$$V_c \leq 0.35\eta_f f_c b_c h_0 \quad (6.2.1-1)$$

2 地震设计状况

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.28\eta_f f_c b_c h_0) \quad (6.2.1-2)$$

式中： V_c —— 柱剪力设计值；

f_c —— 混凝土轴心抗压强度设计值；

η_f —— 异形柱翼缘对斜截面受剪承载力的影响系数，应按表 6.2.1 取值；

b_c —— 验算方向的柱肢截面厚度；

h_0 —— 验算方向的柱肢截面有效高度；

γ_{RE} —— 承载力抗震调整系数，取 0.85。

表 6.2.1 型钢混凝土异形柱非验算方向柱肢对斜截面受剪承载力的影响系数 η_f

翼缘肢高肢厚比		2.5	3.0	3.5	4.0
L 形柱		1.001	1.002	1.007	1.014
T 形柱	沿腹板方向加载				

沿翼缘方向加载	1.305	1.208	1.152	1.117
十形柱				

注：柱截面肢高肢厚比按非验算方向的柱截面计算，若柱截面肢高肢厚比位于表中数值之间时，对应的 η_f 可按线性内插法确定。

6.2.2 型钢混凝土异形柱内置型钢的受剪截面应符合下列条件：

1 实腹式型钢混凝土异形柱

$$\frac{f_a t_w h_w}{\eta_f f_c b_c h_0} \geq 0.10 \quad (6.2.2-1)$$

2 空腹式型钢混凝土异形柱

$$\frac{f_{sw} A_{wh} l}{\eta_f f_c b_c h_0 s_{wh}} \geq 0.05 \quad (6.2.2-2)$$

式中： f_a ——实腹式型钢腹板的抗拉强度设计值；

t_w 、 h_w ——验算方向的型钢腹板的厚度、高度。

f_{sw} ——水平腹杆的抗拉强度设计值；

A_{wh} 、 s_{wh} ——验算方向的水平腹杆的截面面积、沿柱高方向的间距。

6.2.3 实腹式配钢的型钢混凝土异形柱斜截面受剪承载力应符合下列规定：

1 偏心受压柱

1) 持久、短暂设计状况

$$V_c \leq \frac{1.75}{\lambda + 1.0} \eta_f f_t b_c h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + \frac{1}{\sqrt{3}} f_a h_w t_w + 0.07N \quad (6.2.3-1)$$

2) 地震设计状况

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{1.05}{\lambda + 1.0} \eta_f f_t b_c h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + \frac{1}{\sqrt{3}} f_a h_w t_w + 0.056N \right) \quad (6.2.3-2)$$

2 偏心受拉柱

1) 持久、短暂设计状况

$$V_c \leq \frac{1.75}{\lambda + 1.0} \eta_f f_t b_c h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + \frac{1}{\sqrt{3}} f_a h_w t_w - 0.2N \quad (6.2.3-3)$$

2) 地震设计状况

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{1.05}{\lambda + 1.0} \eta_f f_t b_c h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + \frac{1}{\sqrt{3}} f_a h_w t_w - 0.2N \right) \quad (6.2.3-4)$$

式中： λ ——柱的计算截面剪跨比，即 $\lambda = M_c / (V_c h_0)$ ；持久、短暂设计状况时，应按柱端截面考虑荷载组合的弯矩设计值 M_c 、对应的截面组合剪力计算值 V_c 和截面有效高度 h_0 确定；地震设计状况时， M_c 、 V_c 分别为柱端截面考虑地震作用组合的弯矩计算值和对应的剪力计算值。当柱的反弯点在层高范围内时，均可取 $\lambda = H_n / (2h_0)$ ；当 $\lambda < 1.0$ 时，取 $\lambda = 1.0$ ；当 $\lambda > 3.0$ 时，取 $\lambda = 3.0$ ；此处， H_n 为柱净高。

f_t ——混凝土抗拉强度设计值；

f_{yv} ——箍筋抗拉强度设计值；

A_{sv} ——验算方向的柱肢肢厚 b_c 范围内同一截面箍筋各肢的全部截面面积；

s ——沿柱高方向的箍筋间距；

N ——轴向力设计值，当轴向压力 $N > 0.3(f_c A_c + f_a A_a)$ 时，取 $N = 0.3(f_c A_c + f_a A_a)$ 。

6.2.4 空腹式配钢的型钢混凝土异形柱斜截面受剪承载力应符合下列公式规定：

1 偏心受压柱

1) 持久、短暂设计状况

$$V_c \leq \frac{1.75}{\lambda + 1.0} \eta_f f_t b_c h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + f_{sw} A_w \cos \theta + f_{sw} \frac{A_{wh}}{s_{wh}} h_0 + 0.07N \quad (6.2.4-1)$$

2) 地震设计状况

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{1.05}{\lambda + 1.0} \eta_f f_t b_c h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + f_{sw} A_w \cos \theta + f_{sw} \frac{A_{wh}}{s_{wh}} h_0 + 0.056N \right) \quad (6.2.4-2)$$

2 偏心受拉柱

1) 持久、短暂设计状况

$$V_c \leq \frac{1.75}{\lambda + 1.0} \eta_f f_t b_c h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + f_{sw} A_w \cos \theta + f_{sw} \frac{A_{wh}}{s_{wh}} h_0 - 0.2N \quad (6.2.4-3)$$

2) 地震设计状况

$$V_c \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left(\frac{1.05}{\lambda + 1.0} \eta_f f_t b_c h_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + f_{sw} A_w \cos \theta + f_{sw} \frac{A_{wh}}{s_{wh}} h_0 - 0.2N \right) \quad (6.2.4-4)$$

式中： f_{sw} ——水平或斜腹杆的抗拉强度设计值；

A_w ——验算方向同一截面斜腹杆的全部截面面积；

θ ——斜腹杆与验算方向水平腹杆的夹角；

A_{wh} ——验算方向同一截面水平腹杆的全部截面面积；

s_{wh} ——沿柱高方向的水平腹杆间距。

6.2.5 双向受剪时，型钢混凝土异形柱斜截面受剪承载力应符合下列公式规定：

1 当柱截面形式为 L 形和 T 形时

$$V_{cx} \leq \frac{V_{cu,x}}{\sqrt{1 + \left(\frac{V_{cu,x}}{V_{cu,y}} \tan \beta \right)^2}} \quad (6.2.5-1)$$

$$V_{cy} \leq \frac{V_{cu,y}}{\sqrt{1 + \left(\frac{1}{\tan \beta} \cdot \frac{V_{cu,y}}{V_{cu,x}} \right)^2}} \quad (6.2.5-2)$$

2 当柱截面形式为十形时

$$V_{cx} \leq V_{cu,x} / \eta_f \quad (6.2.5-3)$$

$$V_{cy} \leq V_{cu,y} / \eta_f \quad (6.2.5-4)$$

式中： V_{cx} 、 V_{cy} —— x 方向、 y 方向的剪力设计值；

$V_{cu,x}$ 、 $V_{cu,y}$ —— x 方向、 y 方向的单向受剪承载力；

β —— 斜向剪力作用方向与 x 方向的水平夹角。

6.2.6 地震设计状况时，型钢混凝土异形柱斜截面剪力设计值 V_c 应按下式计算。

$$V_c = \eta_{vc} \frac{M_c^t + M_c^b}{H_n} \quad (6.2.6)$$

式中： M_c^t 、 M_c^b —— 分别为柱的上、下端顺时针或反时针方向截面组合的弯矩设计值，应符合本标准第 6.1.7、 6.1.8 条的规定；

H_n —— 柱的净高；

η_{vc} —— 柱剪力增大系数；对框架结构，抗震等级为一、二、三、四级时分别取 1.5、 1.3、 1.2、 1.1；对框架-剪力墙结构中的框架，抗震等级为一、二、三、四级时分别取 1.4、 1.2、 1.1、 1.1。

6.2.7 一、二、三、四级抗震等级的型钢混凝土异形柱结构的框架角柱，其剪力设计值应取调整后的剪力设计值再乘以不小于 1.1 的增大系数。

6.3 框架节点核心区受剪承载力计算

6.3.1 一、二、三级抗震等级的框架节点应进行节点核心区受剪承载力验算；四级抗震等级的框架节点可不进行计算，但应符合抗震构造措施的要求。

6.3.2 地震设计状况下，框架节点核心区的受剪水平截面应符合下列条件：

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.3 \eta_{\xi_f} f_c b_j h_j) \quad (6.3.2)$$

式中： V_j —— 框架梁柱节点核心区剪力设计值；

h_j —— 节点核心区截面高度，可取验算方向的柱肢的肢高，即 $h_j = h_c$ ；

b_j —— 节点核心区的有效截面宽度，可按本标准第 6.3.2 条取值；

ζ_f —— 节点核心区受剪方向异形柱翼缘的有效利用系数，应按表 6.3.2 取值；

η —— 异形柱截面形式影响系数，对 L 形、T 形柱，取 0.8；对十形柱，取 1.0。

γ_{RE} —— 承载力抗震调整系数，取 0.85。

表 6.3.2 框架梁柱节点核心区受剪时异形柱翼缘的有效利用系数 ζ_f

翼缘伸出长度 (mm)	0	240	480	720
L 形柱	1.00	1.05	1.10	1.15
T 形柱	1.00	1.10	1.15	1.25
十形柱	1.00	1.15	1.20	1.30

注：翼缘伸出长度是指非验算方向柱肢从验算方向柱肢的外伸长度，若翼缘伸出长度位于表中数值之间，对应的 ζ_f 可按线性内插法确定。

6.3.3 型钢混凝土异形柱框架节点有效截面宽度应符合下列规定：

1 型钢混凝土异形柱与钢梁节点

$$b_j = b_c / 2 \quad (6.3.3-1)$$

2 型钢混凝土异形柱与型钢混凝土梁节点

$$b_j = (b_b + b_c) / 2 \quad (6.3.3-2)$$

3 型钢混凝土异形柱与钢筋混凝土梁节点

$$b_j = b_c \quad (6.3.3-3)$$

式中： b_c —— 验算方向柱肢的肢厚；

b_b —— 梁截面宽度。

6.3.4 实腹式型钢混凝土异形柱框架节点核心区受剪承载力应符合下列规定：

一级抗震等级的框架结构

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[2\eta\xi_f f_t b_j h_j + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} (h_0 - a'_s) + \frac{1}{\sqrt{3}} f_a h_w t_w \right] \quad (6.3.4-1)$$

其他各类框架

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[2.5\eta\xi_f f_t b_j h_j + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} (h_0 - a'_s) + \frac{1}{\sqrt{3}} f_a h_w t_w \right] \quad (6.3.4-2)$$

式中： V_j —— 框架梁柱节点核心区剪力设计值；

γ_{RE} —— 承载力抗震调整系数，取 0.85；

η —— 异形柱截面形式影响系数，对 L 形、T 形柱，取 0.8；对十形柱，取 1.0。

ξ_f —— 节点核心区受剪方向异形柱翼缘的有效利用系数，应按表 6.3.2 取值；

t_w 、 h_w —— 验算方向钢腹板的厚度、高度。

f_a —— 型钢腹板的抗拉强度设计值；

6.3.5 空腹式型钢混凝土异形柱框架节点核心区受剪承载力应符合下列规定：

一级抗震等级的框架结构

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[1.2\eta\xi_f f_t b_j h_{jc} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} (h_0 - a'_s) + f_{sw} \frac{A_{wh}}{s_{wh}} (h_0 - a'_s) \right] \quad (6.3.5-1)$$

其他各类框架

$$V_j \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \left[1.7\eta\xi_f f_t b_j h_{jc} + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} (h_0 - a'_s) + f_{sw} \frac{A_{wh}}{s_{wh}} (h_0 - a'_s) \right] \quad (6.3.5-2)$$

式中： f_{sw} —— 空腹式型钢骨架中水平或斜腹杆的抗拉强度设计值；

A_{wh} —— 验算方向柱肢肢厚 b_c 范围内同一截面水平腹杆的全部截面面积；

s_{wh} —— 沿柱高方向的水平腹杆间距。

6.3.6 地震设计状况下，型钢混凝土异形柱框架节点核心区的剪力设计值 V_j 应按下列公式计算：

1 型钢混凝土异形柱与型钢混凝土梁或钢筋混凝土梁连接的节点

对于一级抗震等级的框架结构

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.15 \frac{M_{\text{bua}}^l + M_{\text{bua}}^r}{Z} \quad (6.3.6-1)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.15 \frac{M_{\text{bua}}^l + M_{\text{bua}}^r}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (6.3.6-2)$$

对于二级抗震等级的框架结构

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.35 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \quad (6.3.6-3)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.35 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (6.3.6-4)$$

对于三级抗震等级的框架结构

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.20 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \quad (6.3.6-5)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.20 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (6.3.6-6)$$

对于其他各类框架

一级抗震等级

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.35 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \quad (6.3.6-5)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.35 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (6.3.6-6)$$

二级抗震等级

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.20 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \quad (6.3.6-7)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.20 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (6.3.6-8)$$

三级抗震等级

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.10 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \quad (6.3.6-7)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.10 \frac{M_b^l + M_b^r}{Z} \left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \quad (6.3.6-8)$$

2 型钢混凝土异形柱与钢梁连接的节点

对于一级抗震等级的框架结构

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.15 \frac{M_{au}^l + M_{au}^r}{h_a} \quad (6.3.6-9)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.15 \frac{M_{au}^l + M_{au}^r}{h_a} \left(1 - \frac{h_a}{H_c - h_a}\right) \quad (6.3.6-10)$$

对于二级抗震等级的框架结构

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.20 \frac{M_a^l + M_a^r}{h_a} \quad (6.3.6-11)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.20 \frac{M_a^l + M_a^r}{h_a} \left(1 - \frac{h_a}{H_c - h_a}\right) \quad (6.3.6-12)$$

对于三级抗震等级的框架结构

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.10 \frac{M_a^l + M_a^r}{h_a} \quad (6.3.6-11)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.10 \frac{M_a^l + M_a^r}{h_a} \left(1 - \frac{h_a}{H_c - h_a}\right) \quad (6.3.6-12)$$

对于其他各类框架，

一级抗震等级

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.35 \frac{M_a^l + M_a^r}{h_a} \quad (6.3.6-13)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.35 \frac{M_a^l + M_a^r}{h_a} \left(1 - \frac{h_a}{H_c - h_a}\right) \quad (6.3.6-14)$$

二级抗震等级

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.20 \frac{M_a^l + M_a^r}{h_a} \quad (6.3.6-15)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.20 \frac{M_a^l + M_a^r}{h_a} \left(1 - \frac{h_a}{H_c - h_a}\right) \quad (6.3.6-16)$$

三级抗震等级

顶层中间节点和端节点

$$V_j = 1.10 \frac{M_a^l + M_a^r}{h_a} \quad (6.3.6-15)$$

其他层中间节点和端节点

$$V_j = 1.10 \frac{M_a^l + M_a^r}{h_a} \left(1 - \frac{h_a}{H_c - h_a}\right) \quad (6.3.6-16)$$

式中： M_{au}^l ， M_{au}^r —节点左、右两侧钢梁的正截面受弯承载力对应的弯矩值，其值应按实际型钢面积和钢材屈服强度计算；

M_a^l ， M_a^r —节点左、右两侧钢梁的梁端弯矩设计值；

M_{bua}^l ， M_{bua}^r —节点左、右两侧型钢混凝土梁或钢筋混凝土梁的梁端考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力对应的弯矩值，其值应按国家现行标准《组合结构设计规范》JGJ138 或《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定计算；

M_b^l, M_b^r —一节点左、右两侧型钢混凝土梁或钢筋混凝土梁的梁端弯矩设计值；

H_c —一节点上柱和下柱反弯点之间的距离；

Z —一对型钢混凝土梁，取型钢上翼缘和梁上部钢筋合力点与型钢下翼缘和梁下部钢筋合力点间的距离；对钢筋混凝土梁，取梁上部钢筋合力点与梁下部钢筋合力点间的距离；

h_a —型钢截面高度，当节点两侧梁高不相同，应取平均值；

h_b —梁截面高度，当节点两侧梁高不相同，应取平均值。

3 在式(6.3.6-1)~(6.3.6-16)中，左右两侧梁的弯矩之和应分别按顺时针和逆时针方向计算，并取其较大值。

6.3.7 双向受剪时，框架节点核心区受剪承载力应符合下列规定：

1 当柱截面形式为 L 形时

$$\left(\frac{V_{j,x}}{V_{ju,x}}\right)^4 + \left(\frac{V_{j,y}}{V_{ju,y}}\right)^4 \leq 1 \quad (6.3.1-1)$$

2 当柱截面形式为 T 形时

$$\left(\frac{V_{j,x}}{V_{ju,x}}\right)^2 + \left(\frac{V_{j,y}}{V_{ju,y}}\right)^2 \leq (1 + 0.25 \sin \alpha)^2 \quad (6.3.1-2)$$

3 当柱截面形式为十形时

$$\frac{V_{j,x}}{V_{ju,x}} + \frac{V_{j,y}}{V_{ju,y}} \leq 1 \quad (6.3.1-3)$$

式中： $V_{j,x}, V_{j,y}$ ——x 方向、y 方向剪力设计值；

$V_{ju,x}, V_{ju,y}$ ——x 方向、y 方向单向极限受剪承载力。

β ——斜向水平地震作用方向与 x 方向之间的夹角。

7 结构构造

7.1 一般规定

7.1.1 型钢混凝土异形柱结构的梁、柱、剪力墙和节点构造措施，除应符合本标准规定外，尚应符合国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB 50010、《钢结构设计标准》GB 50017 和《组合结构设计规范》JGJ 138 的相关规定。

7.1.2 型钢混凝土异形柱截面的肢厚不应小于 200 mm，非抗震设计时，肢高不应小于 400 mm；抗震设计时，肢高不应小于 450 mm。

7.1.3 实腹式型钢混凝土异形柱的含钢率不宜小于 4%，且不宜大于 15%；空腹式型钢混凝土异形柱纵向型钢的含钢率不宜小于 2%，且不宜大于 10%；各肢配钢应均匀。

7.1.4 型钢混凝土异形柱中纵向型钢的焊接或螺栓连接应符合现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的相关规定，纵向受力钢筋的连接应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的相关规定。

7.1.5 型钢混凝土异形柱最外层钢筋和受力钢筋的混凝土保护层厚度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的相关规定。处于一类环境且混凝土强度等级不低于 C40 时，异形柱的混凝土保护层最小厚度可减小 5 mm，但纵向受力钢筋的保护层厚度不应小于其直径。

7.1.6 型钢混凝土异形柱最外侧型钢翼缘的混凝土保护层最小厚度（图 7.1.7）不宜小于 150 mm，且型钢翼缘离两侧边距离不宜小于 50mm。

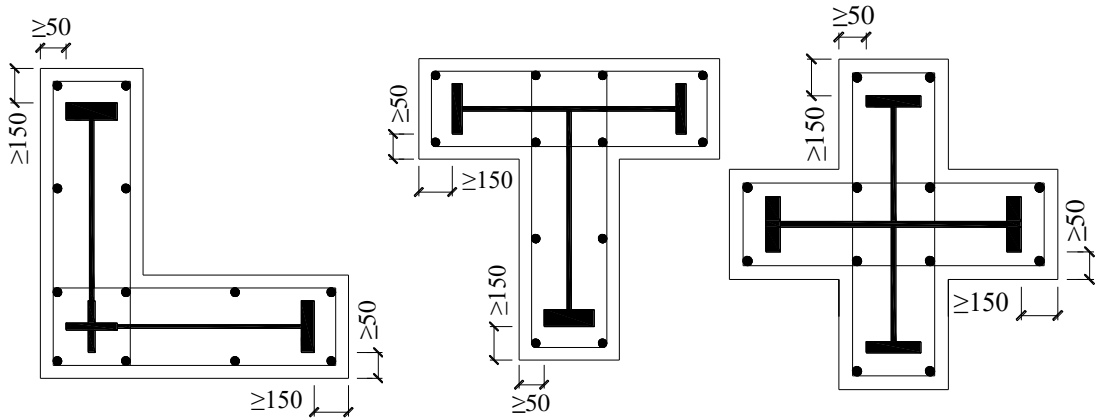


图 7.1.7 型钢的混凝土保护层厚度

7.1.7 型钢混凝土异形柱中型钢板宽厚比满足《组合结构设计规范》JGJ 138 的相关规定。

7.1.8 型钢混凝土异形柱纵向受拉钢筋的锚固长度 l_a 和抗震锚固长度 l_{aE} 应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的相关规定确定。

7.1.9 型钢混凝土异形柱的柱脚应按《组合结构设计规范》JGJ138 的相关规定进行设计。

7.2 型钢混凝土异形柱

7.2.1 型钢混凝土异形柱的剪跨比不宜小于 2，抗震设计时不应小于 1.5。

7.2.2 抗震设计时，型钢混凝土异形柱的轴压比不宜大于表 7.2.2 规定的限值，其中轴压比按本标准公式（6.1.2-9）计算。

表 7.2.2 型钢混凝土异形柱的轴压比限值

结构体系	截面形式	抗震等级			
		一级	二级	三级	四级
框架结构	L 形、T 形	0.40	0.50	0.60	0.70
	十形	0.60	0.70	0.80	0.85
框架-剪力墙结构	L 形、T 形	0.45	0.55	0.65	0.75
	十形	0.65	0.75	0.85	0.90

注：剪跨比不大于 2 的异形柱，轴压比限值应按表内相应的数值减小 0.05。

7.2.3 型钢混凝土异形柱的纵向钢筋应符合下列规定：

1 在同一截面内，纵向受力钢筋宜采用相同直径，其直径不宜小于 14 mm，且不应大于肢厚的 1/10；全部纵向受力钢筋的总配筋率不宜小于 0.8%；

2 折角处应设置纵向受力钢筋；

3 纵向钢筋间距：一、二、三级抗震等级不宜大于 250 mm；四级抗震等级和非抗震设计不宜大于 300 mm；当纵向受力钢筋的间距不能满足上述要求时，应设置纵向构造钢筋，其直径不宜小于 12 mm；

4 柱内纵向钢筋的净距不宜小于 50 mm。

7.2.4 型钢混凝土异形柱应采用封闭复合箍筋，严禁采用有内折角的箍筋。箍筋应做成封闭式焊接箍筋，也可采用绑扎箍筋，其末端应做成 135°的弯钩。弯钩端头平直段长度，非抗震设计时不应小于 5*d*（*d* 为箍筋直径）；抗震设计时不应小于 10*d*。对实腹式配钢的型钢混凝土异形柱，不宜对钢板进行开孔。如果开孔，须进行承载力验算，不满足要求时须进行补强。

7.2.5 非抗震设计时，型钢混凝土异形柱的箍筋直径不应小于 6 mm，箍筋间距不应大于 250 mm 且不应大于柱肢厚度。

7.2.6 抗震设计时，型钢混凝土异形柱箍筋加密区的配箍特征值应符合下列规定：

1 加密区的配箍特征值应符合下列公式的规定：

$$\lambda_v \geq \lambda_{v,\min} \quad (7.2.6-1)$$

$$\lambda_v = \frac{\rho_v f_{yv}}{f_c} \quad (7.2.6-1)$$

式中： ρ_v —— 柱箍筋加密区箍筋的体积配箍率；

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值,强度等级低于 C35 时,按 C35 计算;

f_{yv} ——箍筋及拉筋抗拉强度设计值;

$\lambda_{v,min}$ ——最小配箍特征值,按表 7.2.6 采用。

2 对抗震等级为一、二、三、四级的框架柱,箍筋加密区的箍筋体积配箍率分别不应小于 1.0%、0.8%、0.6%、0.5%。

3 当剪跨比 $\lambda \leq 2$ 时,箍筋加密区的箍筋体积配箍率不应小于 1.2%。

表 7.2.6 型钢混凝土异形柱箍筋加密区箍筋最小配箍特征值 $\lambda_{v,min}$

抗震等级	轴压比						
	≤ 0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90
一级	0.10	0.11	0.13	0.15	0.17	—	—
二级	0.08	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17	—
三级、四级	0.06	0.07	0.09	0.11	0.13	0.15	0.17

7.2.7 抗震设计时,型钢混凝土异形柱箍筋加密区的箍筋最大间距和箍筋最小直径应符合表 7.2.7 的规定。

表 7.2.7 型钢混凝土异形柱箍筋加密区的构造要求

抗震等级	箍筋最大间距 (mm)	箍筋最小直径 (mm)
一级	100	10
二级	100	8
三级、四级	150 (柱根 100)	8

注: 1 柱根指框架柱底部嵌固部位;

2 当剪跨比 λ 不大于 2 时,箍筋间距不应大于 100 mm。

7.2.8 抗震设计时,型钢混凝土异形柱箍筋加密区箍筋的肢距:一、二、三级抗震等级不宜大于 200 mm,四级抗震等级不宜大于 250 mm。此外,每隔一根纵向钢筋宜在两个方向均有箍筋约束。

7.2.9 抗震设计时,型钢混凝土异形柱箍筋加密区范围应按下列规定采用:

1 柱上、下两端,取截面长边尺寸、柱净高的 1/6 和 500 mm 三者中的最大值;

2 底层柱下端不应小于 $1/3$ 柱净高的范围；

3 刚性地面上、下各 500 mm 的范围；

4 一、二、三级抗震等级框架角柱取全高范围；

5 剪跨比不大于 2 的柱及因设置填充墙等形成柱净高与柱肢截面高度之比不大于 4 的柱取全高范围。

7.2.10 抗震设计时，型钢混凝土异形柱箍筋非加密区的体积配箍率不宜小于箍筋加密区的 50%；箍筋间距不应大于柱肢截面厚度，也不应大于加密区箍筋间距的 2 倍；一、二级抗震等级，箍筋间距不应大于 10 倍纵向受力钢筋直径和 200mm；三、四级抗震等级，箍筋间距不应大于 15 倍纵向受力钢筋直径和 250 mm。

7.3 型钢混凝土异形柱框架梁柱节点

7.3.1 型钢混凝土异形柱框架梁柱节点的连接构造应做到构造简单，传力明确，便于施工。梁柱连接可采用下列几种形式：

1 型钢混凝土异形柱与钢梁的连接；

2 型钢混凝土异形柱与型钢混凝土梁的连接；

3 型钢混凝土异形柱与钢筋混凝土梁的连接。

7.3.2 在各种结构体系中，型钢混凝土异形柱与钢梁、型钢混凝土梁或钢筋混凝土梁的连接，其柱内型钢宜采用贯通型，柱内型钢的拼接构造应符合钢结构的连接规定。

7.3.3 型钢混凝土异形柱与钢梁或型钢混凝土梁宜采用刚性连接。当钢梁直接与钢柱连接时，钢梁翼缘与柱内型钢翼缘应采用全熔透焊缝连接；梁腹板与柱宜

采用摩擦型高强度螺栓连接；当采用柱边伸出钢悬臂梁段时，悬臂梁段与柱应采用全熔透焊缝连接。具体连接构造应符合国家现行标准《钢结构设计标准》GB 50017、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99 的规定。

7.3.4 型钢混凝土异形柱与钢筋混凝土梁的节点宜采用刚性连接，梁的纵向钢筋应伸入柱节点，且应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 对钢筋的锚固规定。柱内型钢的截面形式和纵向钢筋的配置，宜减少梁纵向钢筋穿过柱内型钢柱的数量，且不宜穿过型钢翼缘。梁中间的纵向受力钢筋和加劲板通过焊接的方式进行连接，其连接方式可采用连接钢板、T 形钢或工字钢，加劲板伸出的长度不应小于所需焊缝计算长度的 1.2 倍。连接钢板、T 形钢或工字钢及其焊缝强度不低于梁中纵向受力钢筋的强度。

7.3.5 型钢混凝土异形柱框架节点核心区的箍筋最小直径宜符合本标准第 7.2.7 条的规定。对一、二、三、四级抗震等级的框架节点核心区，其箍筋最小体积配箍率分别不宜小于 0.6%、0.5%、0.4%和 0.4%；且箍筋间距不宜大于柱端加密区间距的 1.5 倍，箍筋直径不宜小于柱端箍筋加密区的箍筋直径；柱纵向受力钢筋不应在各层节点中切断。

7.3.6 型钢混凝土异形柱内竖向钢板间连接焊缝宜采用坡口全熔透焊缝或部分熔透焊缝，在节点区及梁翼缘上下各 500 mm 范围内，应采用坡口全熔透焊缝；在高层建筑底部加强区，应采用坡口全熔透焊缝，焊缝质量等级应为一级；水平腹杆或斜腹杆与纵向型钢的连接宜采用角焊缝。

7.3.7 柱内型钢沿高度方向，对应于钢梁或型钢混凝土梁内型钢的上、下翼缘处或钢筋混凝土梁的顶面和底面，应设置水平加劲肋，加劲肋形式宜可靠传力，且便于混凝土浇筑；对钢梁或型钢混凝土梁，水平加劲肋厚度不宜小于梁端型钢翼

缘厚度，且不宜小于 12 mm；对钢筋混凝土梁，水平加劲肋厚度不宜小于型钢柱腹板厚度。加劲肋与型钢翼缘的连接宜采用坡口全熔透焊缝，与型钢腹板可采用角焊缝，角焊缝高度不宜小于加劲肋厚度。

8 型钢混凝土异形柱结构的施工及验收

8.0.1 型钢混凝土异形柱结构的施工及验收应符合现行国家标准《钢-混凝土组合结构施工规范》GB 50901 的规定，并应与设计单位配合，针对型钢混凝土异形柱结构的特点，进行深化设计并制定专门的施工技术方案。

8.0.2 型钢混凝土异形柱结构施工深化设计应符合国家现行有关标准的规定，在施工工艺、结构构造等相关要求的基础上，应包括下列内容：

- 1 配筋密集部位节点的设计放样与细化；
- 2 混凝土与钢骨的粘结连接构造、型钢钢板制孔、预埋件布置等；
- 3 构件加工过程中加劲板的设计；
- 4 根据安装要求设置的连接板、吊耳等的设计。

8.0.3 当型钢和钢筋的品种、级别或规格需做变更时，以及当替换原设计的墙体材料时，应办理设计变更文件。

8.0.4 型钢需经钢结构制作工厂验收合格，并应出具出厂合格证、清单后方可进场。

8.0.5 型钢混凝土异形柱结构中，钢筋的连接应符合现行国家行业标准《钢筋焊接及验收规程》JGJ 18、《钢筋机械连接技术规程》JGJ 107 的相关规定；型钢的连接应符合国家现行标准《钢结构焊接规范》GB 50661、《钢结构高强度螺栓连接技术规程》JGJ 82 的相关规定；钢筋与型钢的连接应符合《钢-混凝土组合结构施工规范》GB 50901 的相关规定。

8.0.6 混凝土用粗骨料最大粒径不宜大于型钢外侧混凝土厚度的 1/3，且不宜大于 20mm，并符合现行国家行业标准《普通混凝土用砂、石质量及检验方法标准》

JGJ 52。对于浇筑难度较大或复杂节点部位，宜采用骨料更小、流动性更强的高性能混凝土。

8.0.7 每楼层的型钢混凝土异形柱的混凝土应连续浇筑、分层振捣，且不得在柱净高范围内留置施工缝。框架节点核心区的混凝土应采用相交构件混凝土强度等级的最高值。

8.0.8 冬季施工应符合现行国家行业标准《建筑工程冬期施工规程》JGJ/T 104和施工技术方案的規定。

8.0.9 型钢混凝土异形柱结构施工的尺寸允许偏差应符合表 8.0.8 的规定，尺寸允许偏差的检验方法应按现行国家标准《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204 和《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定执行。

表 8.0.8 型钢混凝土异形柱结构施工的尺寸允许偏差

项次	项目		允许偏差 (mm)	
1	轴线位置	梁、柱	6	
		剪力墙	4	
2	垂直度	层高	不大于 5m	6
			大于 5m	8
	全高 H (mm)		$H/1500$ 且 ≤ 35	
3	标高	层高	± 10	
		全高	± 30	
4	截面尺寸		+8.0	
5	表面平整 (在 2m 长度范围内)		6	
6	预埋设施中心线位置	预埋件	8	
		预埋螺栓、预埋管	1	
7	预留孔洞中心线位置		10	
8	纵向受力钢筋的混	柱	± 3	

	凝土保护层厚度	梁	± 5
		墙、板	± 3
		基础	± 10
9	纵向型钢的混凝土保护层厚度	柱	± 5
		梁	± 10
10	柱型钢 (截面高度 h)	底层柱底轴线对定位轴线的偏移	3.0
		定位轴线	1
		单节垂直度	$h/1000$, 且不大于 10
11	梁型钢 (截面高度 h , 跨度 l)	跨中垂直度	$h/250$, 且不应大于 15
		侧向弯曲矢高	$l/1000$, 且不应大于 10
12	基础上柱型钢底面标高		± 2
13	地脚螺栓位移		2.0

8.0.10 填充墙与框架柱、梁之间应有可靠的连件，尚应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的相关规定。

8.0.11 型钢混凝土异形柱柱体及节点核心区内不得预留或埋设水、电、燃气管道和线缆；安装水、电、燃气管道和线缆时，不应削弱柱截面。

本规程用词说明

1 为便于在执行本规程条文时区别对待，对要求严格程度不同的用词说明如下：

1) 表示很严格，非这样做不可的：

正面词采用“必须”，反面词采用“严禁”；

2) 表示严格，在正常情况下均应这样做的：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”；

3) 表示允许稍有选择，在条件许可时首先这样做的：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”；

4) 表示有选择，在一定条件下可以这样做的，可采用“可”。

2 条文中指明应按其他有关标准执行的写法为：“应符合……的规定”或“应按……执行”。

引用标准名录

- 1 《低合金高强度结构钢》 GB/T 1591
- 2 《碳素结构钢》 GB/T 700
- 3 《建筑结构用钢板》 GB/T 19879
- 4 《厚度方向性能钢板》 GB/T 5313
- 5 《非合金钢及细晶粒钢焊条》 GB/T 5117
- 6 《热强钢焊条》 GB/T 5118
- 7 《熔化焊用钢丝》 GB/T 14957
- 8 《气体保护电弧焊用碳钢、低合金钢焊丝》 GB/T 8110
- 9 《非合金钢及细晶粒钢药芯焊丝》 GB/T 10045
- 10 《热强钢药芯焊丝》 GB/T 17493
- 11 《埋弧焊用非合金钢及细晶粒钢实心焊丝、药芯焊丝和焊丝-焊剂组合分类要求》 GB/T 5293
- 12 《埋弧焊用热强钢实心焊丝、药芯焊丝和焊丝-焊剂组合分类要求》 GB/T 12470
- 13 《钢结构工程施工质量验收规范》 GB 50205
- 14 《六角头螺栓》 GB/T 5782
- 15 《六角头螺栓-C级》 GB/T 5780
- 16 《钢结构用高强度大六角头螺栓》 GB/T 1228
- 17 《钢结构用高强度大六角头螺母》 GB/T 1229
- 18 《钢结构用高强度垫圈》 GB/T 1230

- 19 《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角头螺母、垫圈技术条件》 GB/T 1231
- 20 《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》 GB/T 3632
- 21 《电弧螺柱焊用圆柱头焊钉》 GB/T 10433
- 22 《组合结构设计规范》 JGJ 138
- 23 《钢结构设计标准》 GB 50017
- 24 《混凝土结构设计规范》 GB 50010
- 25 《高层建筑混凝土结构技术规程》 JGJ 3
- 26 《建筑抗震设计规范》 GB 50011
- 27 《建筑结构可靠性设计统一标准》 GB 50068
- 28 《建筑结构荷载规范》 GB 50009
- 29 《钢-混凝土组合结构施工规范》 GB 50901
- 30 《钢筋焊接及验收规程》 JGJ 18
- 31 《钢筋机械连接技术规程》 JGJ 107
- 32 《钢结构焊接规范》 GB 50661
- 33 《钢结构高强度螺栓连接技术规程》 JGJ 82
- 34 《建筑工程冬期施工规程》 JGJ/T 104
- 35 《混凝土结构工程施工质量验收规范》 GB 50204

中国钢结构协会团体标准

型钢混凝土异形柱结构技术标准

T/CSCS - 201X

条文说明

编制说明

《型钢混凝土异形柱结构技术标准》T/CSCS - 201X 经 XXXXXXXX 20XX 年 X 月 XX 日以 XXXX 号公告批准、发布。

本规程主编单位是中国建筑西北设计研究院有限公司和西安建筑科技大学，参编单位是广西大学、南京工业大学、XXXXXXXXXX。主要起草人员是杨琦、薛建阳、XXXXXXXXXX。

本规程编制过程中，编制组进行了广泛的调查研究，总结了我国工程建设中型钢混凝土异形柱结构的实践工程经验，不断深化拓展的科研成果及异形柱结构经受实际地震考验的资料，同时参考了我国新颁布的技术法规、技术标准和近年来许多单位和学者取得的有关型钢混凝土异形柱结构设计的研究成果。

为便于广大设计、施工、科研、学校等单位有关人员在使用本规程时能正确理解和执行条文规定，《型钢混凝土异形柱结构技术标准》编制组按章、节、条顺序编制了本规程的条文说明，对条文规定的目的、依据及执行中需注意的有关事项进行了说明，还着重对强制性条文的强制性理由作了解释。但是，本条文说明不具备与规程正文同等的法律效力，仅供使用者作为理解和把握规程规定的参考。

目 次

1 总 则.....	62
2 术语和符号.....	64
2.1 术 语.....	64
2.2 符 号.....	64
3 材 料.....	65
3.1 钢 材.....	65
3.2 钢 筋.....	66
3.3 混 凝 土.....	66
4 结构设计的基本规定.....	68
4.1 结 构 体 系.....	68
4.2 结 构 布 置.....	70
4.3 结 构 抗 震 等 级.....	71
5 结构计算分析.....	73
5.1 设计计算原则.....	73
5.2 地震作用.....	73
5.3 结构分析模型与计算参数.....	75
5.4 水平位移限值.....	76
6 截 面 设 计.....	77
6.1 正截面承载力计算.....	77
6.2 斜截面受剪承载力计算.....	79
6.3 框架梁柱节点核心区受剪承载力计算.....	80
7 结 构 构 造.....	82
7.1 一 般 规 定.....	82
7.2 型钢混凝土异形柱结构.....	83
7.3 型钢混凝土异形柱框架节点.....	84

1 总 则

1.0.1 异形柱结构是以 T 形、L 形、十形等异形截面柱（以下简称异形柱）代替一般框架柱作为竖向承重构件而构成的结构，以避免框架柱在室内凸出，少占建筑空间，改善建筑观瞻，为建筑设计及使用功能带来灵活性和方便性。

为了克服混凝土异形柱结构承载能力不足、轴压比限值过低、抗震性能不理想等缺陷，将钢与混凝土组合结构引入异形柱结构显得尤为必要。型钢混凝土异形柱结构是异形柱结构与型钢混凝土结构相结合的产物，其结构柱采用异形截面，主要配置型钢并配有适量的纵向钢筋和箍筋，然后浇注混凝土把型钢包裹在里面。

型钢混凝土异形柱与常规矩形柱在截面特性、内力和变形特性、抗震性能等方面的显著差异，导致在型钢混凝土异形柱结构的设计与施工过程中存在一些不容忽视的问题，在目前我国现行规范均未涉及。随着异形柱结构在各地逐渐推广应用，需要不断补充完善异形柱结构的国家和行业标准，提供指导异形柱结构设计施工、工程审查及质量监控的依据。国内各高等院校、设计、研究单位对型钢混凝土异形柱结构的基本性能、设计方法、构造措施及工程应用等方面进行了大量的科学研究与工程实践，包括：型钢混凝土异形柱正截面和斜截面、梁柱节点的试验、数值及理论研究、型钢混凝土异形柱结构的抗震试验及分析等。我国已经出台了国家行业标准《混凝土异形柱结构技术规程》JGJ 149，一些省市也制定并实施了异形柱结构的地方标准，同时一些地方的国家级住宅示范小区中也建有异形柱结构住宅建筑，而目前尚无型钢混凝土异形柱结构的设计、施工及验收标准，因此制约了异形柱结构的推广与应用。为了在型钢混凝土异形柱结构设计

与施工中贯彻执行国家技术经济政策，做到安全适用、技术先进、经济合理、确保质量，根据中国钢结构协会 XXXXXX 号文件的要求，对《型钢混凝土异形柱结构技术标准》进行编制。

1.0.2 型钢混凝土异形柱结构主要用于一般民用建筑，在居住类建筑中能够取得良好的使用效果。由于目前尚无 9 度抗震设防区型钢混凝土异形柱结构的设计与施工经验，故未将抗震设防烈度为 9 度的型钢混凝土异形柱结构设计列入本标准适用范围。我国已经没有非抗震设防区，但考虑到国际上的设计需求，本标准仍保留非抗震设计要求。

1.0.3 本标准是在遵照现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068、《建筑结构荷载规范》GB 50009、《钢结构设计标准》GB 50017、《混凝土结构设计规范》GB 50010、《建筑抗震设计规范》GB 50011、《混凝土结构工程施工规范》GB 50666、《混凝土结构工程施工质量验收规范》GB 50204、《钢-混凝土组合结构施工规范》GB50901 及行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138、《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 等基础上，根据型钢混凝土异形柱结构试验、数值、理论的研究成果和工程设计、施工及验收的实践经验编制本行业标准。

2 术语和符号

2.1 术语

术语是根据现行国家标准《工程结构设计基本术语标准》GB/T 50083 并结合本标准的具体情况给出的。

2.2 符号

本规程的符号主要是根据国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB 50010、《组合结构设计规范》JGJ 138、《钢结构设计标准》GB50017 和《建筑抗震设计规范》GB 50011 进行规定。部分符号基于异形柱结构的特点作了相应的调整和补充。

3 材 料

3.1 钢 材

3.1.1 型钢混凝土异形柱结构构件中钢材的选用标准，是依据现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017、《碳素结构钢》GB/T 700 和《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 规定的。型钢混凝土异形柱结构构件中的钢材性能应与钢结构对钢材性能的规定相同。

3.1.2 型钢混凝土异形柱结构构件中的钢材是截面的主要承重部分，钢材性能应符合屈服强度、抗拉强度、伸长率、冲击韧性和硫、磷含量的合格保证。为了保证钢材的可焊性，焊接结构的碳含量和冷弯性能应具有合格保证。

3.1.3 沸腾钢含氧量较高，内部组织不够致密，硫、磷偏析大，冲击韧性较低，冷脆和时效倾向大，为此本标准规定钢材宜采用镇静钢。

3.1.4 厚钢板存在各向异性，Z 轴向性能指标较差，对采用厚度大于或等于 40 mm 的钢板，应符合现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB/T 5313 中有关 Z15 级的断面收缩率指标的规定，它相当于硫含量不超过 0.01% 。

3.1.5 结构抗震设计时，钢材应具有较好的延性，其性能应符合现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关规定。钢材的极限抗拉强度是决定结构安全储备的关键，因此与屈服强度不能太接近，屈强比不应大于 0.85；同时钢材应有明显的屈服台阶、伸长率应大于 20%，以保证构件具有足够的塑性变形能力。

3.1.6 钢材强度指标和物理性能指标应按现行国家标准《组合结构设计规范》JGJ 138 的规定取用。

3.1.7、3.1.8 对钢材的焊接用焊条、焊丝和焊剂的质量要求作出规定，焊缝强度设计值按现行国家标准《钢结构设计标准》GB 50017 的规定取用。

3.1.9 对钢构件使用的普通螺栓、高强螺栓、栓钉、锚栓的材料及强度设计值作出规定。

3.2 钢 筋

3.2.1 型钢混凝土异形柱结构构件中配置的纵向钢筋和箍筋宜采用具有较好延性、韧性及可焊性热轧钢筋。

3.2.2 抗震等级一、二、三级的框架及斜撑构件（含梯段），其纵向受力钢筋应满足现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 对抗震设计时材料的相关规定。纵向受力钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于 1.25，是为了保证构件某部位出现塑性铰以后，塑性铰处的钢筋能提供足够的转动能力和耗能能力。基于设计中“强柱弱梁”、“强剪弱弯”的设计概念都以钢筋的强度设计值为基础进行内力调整，所以还规定钢筋屈服强度实测值与屈服强度标准值的比值不应大于 1.30。钢筋最大拉力下的总伸长率实测值不应小于 9%的规定是为了保证结构构件具有足够的延性性能。

3.3 混 凝 土

3.3.1 为了充分发挥型钢混凝土异形柱结构构件中钢材的作用和保证构件在地震作用下有必要的承载力和延性，混凝土强度等级不宜过低；考虑到高强度混凝土脆性及施工性能，混凝土强度等级不宜过高。本标准规定了型钢混凝土异形柱的混凝土强度等级不宜低于 C30，也不宜高于 C60。

3.3.2 对混凝土强度指标和物理性能指标做出规定。

4 结构设计的基本规定

4.1 结构体系

4.1.1 本标准适用于型钢混凝土异形柱结构体系，包括框架结构和框架-剪力墙结构。结构可全部采用型钢混凝土异形柱作为竖向受力构件，也可根据受力需要部分采用一般框架柱。一般框架柱应按相应规范规定进行设计。

4.1.2 工程实践中将型钢混凝土异形柱的配钢形式分为实腹式配钢和空腹式配钢两种，实腹式配钢的型钢骨架一般是由相应规格的钢板焊接而成，空腹式配钢包括配 T 型钢桁架（骨架）和配槽钢桁架（骨架），由水平腹杆和斜腹杆将 T 型钢或槽钢连接而成。实腹式配钢的型钢混凝土异形柱具有较好的抗震性能，但实腹型钢与混凝土的黏结性能相对较弱，而空腹式配钢的型钢混凝土异形柱共同工作性能好，且便于混凝土浇筑及柱内箍筋配置，但构件的抗震性能相对较弱，因此工程中应根据需求选择适宜的配钢形式。

4.1.3 从结构安全和经济合理等方面综合考虑，型钢混凝土异形柱结构房屋适用的最大高度应有所限制。本标准的最大适用高度是基于《组合结构设计规范》JGJ 138 的相关规定，并结合型钢混凝土异形柱结构的受力特点提出的。由于空腹式配钢异形柱的抗侧性能比实腹式配钢异形柱弱，所以规定的最大适用高度相对较低。当实腹式与空腹式型钢混凝土异形柱混合使用时，结构的最大适用高度偏于保守地按取空腹式型钢混凝土异形柱结构取值。在 8 度（0.3g）抗震设防区，框架结构不应采用空腹式型钢混凝土异形柱。

4.1.4 本标准对型钢混凝土异形柱结构适用的最大高宽比的规定是根据异形柱结构和型钢混凝土结构的特性确定的，但较现行国家行业标准《高层建筑混凝土

结构技术规程》JGJ3 对应的规定适当加严。本条适用于 10 层及 10 层以上或高度超过 28m 的情形，当层数或高度低于上述数值时，可适当放宽。

4.1.5 在型钢混凝土异形柱结构设计中，应根据是否进行抗震设计、抗震设防烈度、场地类别、房屋高度和高宽比、施工技术等因素，通过安全、技术、经济和使用条件的综合分析比较，选用合理的结构体系，并宜通过增加结构体系的多余约束和超静定次数，考虑传力途径的多重性、避免采用脆性材料和加强结构的延性等措施来加强结构的整体稳定性，使结构在承受自然界的灾害或人为破坏等意外作用而发生破坏时，不至于引发连续倒塌而导致严重后果。

1 框架结构与砌体结构在抗侧刚度、变形能力、抗震性能等方面有很大差异，将这两种不同的结构混合使用于同一结构中，会对结构的抗震性能产生不利的影响。

2 根据一般震害资料，多层及高层单跨框架结构震害严重，故本标准规定抗震设计的型钢混凝土异形柱结构不应采用单跨框架结构。规定型钢混凝土异形柱结构不宜采用连体和错层等复杂结构形式，是因为目前缺乏工程应用及专门研究依据。

3 发生地震时，楼梯间是重要的紧急逃生竖向通道，因此本条对楼梯间的抗震设计进行了规定。

4.1.6 异形柱结构体系是 20 世纪 70 年代以来墙体材料革新推动下促进结构体系变革的产物，属于框架-轻墙（填充墙、隔墙）结构体系，应优先采用轻质高效的墙体材料，不应采用烧结实心黏土砖，不仅能改善建筑的保温、隔热性能，节约能源消耗，而且能减轻结构自重，节约基础建设投资。

异形柱结构的主要特点是柱肢厚度与非承重砌体墙的厚度相等，柱棱不凸

出，增大室内使用面积，便于家具布置和室内装修。另外，墙身要满足保温、隔热、节能、隔声、防水及防火等要求，以满足建筑功能的需要。在此前提下，根据不同条件选用合理、经济的墙体形式，以确保质量，提高效率和降低成本。

4.1.7 参照《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 作出相应规定。结构设计时，应根据结构底层框架承受的地震倾覆力矩与结构总地震倾覆力矩的比值确定该结构相应的使用高度和构造措施，计算模型及分析均按框架-剪力墙结构进行实际输入和计算分析。

4.2 结构布置

4.2.1~4.2.2 抗震设计的型钢混凝土异形柱结构应符合抗震概念设计的要求，由于异形柱受力的复杂性，对于特别不规则的建筑，要求比《建筑结构抗震设计规范》GB50011 的规定更严格。

4.2.3 本标准根据型钢混凝土异形柱结构的特点及抗震概念设计原则，对结构平面布置提出应符合的要求。结构的平面布置应力求简单、规则，避免质量、刚度和承载力分布不均匀，减少扭转的影响。

型钢混凝土异形柱结构宜采用规则的设计方案，在结构柱网轴线的布置方面，纵、横柱网轴线宜分别对齐拉通，以避免地震中因扭转效应和传力路线中断等原因可能造成的结构严重震害。

异形柱的柱肢较薄，其中心线宜与梁中心线对齐，尽量避免由于二者中心线偏移对受力带来的不利影响。

对型钢混凝土异形柱框架-剪力墙结构中剪力墙的布置提出原则要求，抗震设计的剪力墙布置宜使各主轴方向的侧向刚度相近，还对剪力墙的最大间距提

出了限制要求，其限值较一般钢筋混凝土结构的相关规定严格。

4.2.4 本规程根据型钢混凝土异形柱结构的特点及抗震概念设计原则，对结构竖向布置提出应符合的要求。

4.2.5 限制型钢混凝土异形柱结构平面布置的不规则性，避免过大的偏心而导致结构产生较大的扭转效应。当结构的扭转位移比（即楼层竖向构件的最大水平位移和层间位移与该楼层两端弹性水平位移和层间位移平均值之比）大于 1.20 时，可判定为“扭转不规则类型”，设计中要掌握扭转变形的下限和上限，并控制扭转位移比：不宜大于 1.20，不应大于 1.45。考虑型钢混凝土异形柱结构受力的复杂性，本条的规定较现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的相关规定的“不宜大于 1.5”有所加严。

为了方便，本标准将型钢混凝土异形柱结构中刚度变化、承载力变化、竖向抗侧力构件连续性不符合《建筑结构抗震设计规范》GB50011 和《高层建筑混凝土结构设计规程》JGJ3 要求的楼层统称为结构薄弱层，其在地震作用标准值作用下的剪力应适当增大，增大系数取 1.25，保证安全度要求。

抗震设计时，对型钢混凝土异形柱结构中处于受力复杂、不利部位的柱，例如结构平面柱网轴线斜交处的柱，平面凹进不规则、错层等部位的柱，提出宜采用一般框架柱或肢端假期的型钢混凝土异形柱或，以改善结构的整体受力性能。

4.3 结构抗震等级

4.3.1 抗震设计的型钢混凝土异形柱结构应根据抗震设防烈度、结构类型、房屋高度划分为不同的抗震等级，有区别地采用相应的抗震措施，包括内力调整和抗震构造措施。本标准的结构抗震等级是针对型钢混凝土异形柱结构的抗震性能

特点及丙类建筑抗震设计的要求通过研究分析制定的，考虑到型钢混凝土异形柱结构受力的复杂性，其抗震性能弱于一般型钢混凝土结构，因此，本次编制在《组合结构设计规范》JGJ 138 相关规定的基礎上做了更为严格的规定。

根据本标准第 4.1.3 条，实腹式型钢混凝土异形柱框架结构在 8 度（0.3g）抗震设防区的最大适用高度为 15m，故本条对 8 度（0.3g）时建于 III、IV 类场地、高度大于 21m 的实腹式型钢混凝土异形柱框架结构的抗震等级没有规定；空腹式型钢混凝土异形柱框架结构在 8 度抗震设防区的最大适用高度为 18m，故本条仅对 8 度时高度不大于 18m 的空腹式型钢混凝土异形柱框架结构的抗震等级进行规定。实腹式和空腹式型钢混凝土异形柱混合使用时，结构的抗震等级偏于保守地按空腹式型钢混凝土异形柱结构取。

4.3.2 本条根据国家现行标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的相应规定编制。

5 结构计算分析

5.1 设计计算原则

5.1.1 本标准根据现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068 的规定，采用概率极限状态设计方法，以分项系数的形式表达。

5.1.2 根据现行国家标准《建筑结构可靠性设计统一标准》GB 50068，型钢混凝土异形柱结构的极限状态分为三类，即承载能力极限状态、正常使用极限状态和耐久性极限状态，基于三类极限状态对结构进行设计。

5.1.3 本条对型钢混凝土异形柱结构作用效应的组合进行了规定。

5.1.4 本条对型钢混凝土异形柱结构的设计使用年限和安全等级进行了规定。

5.1.5 型钢混凝土异形柱结构构件的承载力设计，应符合国家现行标准《建筑结构荷载规范》GB 50009、《建筑抗震设计规范》GB 50011 和《组合结构设计规范》JGJ 138 有关极限状态设计表达式的规定，标准对持久、短暂设计状况的结构构件重要性系数和地震设计状况的承载力抗震调整系数作出规定。

5.1.6 在进行结构的内力和变形计算中，需要采用构件截面换算的抗弯刚度、轴向刚度和抗剪刚度，将钢筋混凝土截面的刚度和型钢截面的刚度进行叠加。

5.1.7 型钢混凝土异形柱结构防连续倒塌设计是结构设计的重要部分，鉴于结构防连续倒塌设计还处于研究阶段，本标准按国家现行标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 和《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ 3 的相关规定执行。

5.2 地震作用

5.2.2 型钢混凝土异形柱结构的地震作用计算基本按国家现行标准的相关规定

执行，并考虑到异形柱结构的特点而作出补充要求。

1 异形柱与矩形柱具有不同的截面特性及受力特性，试验研究及理论分析表明：型钢混凝土异形柱的双向偏压正截面承载力和受剪承载力随荷载（作用）方向不同而有较大的差异。这种由于荷载（作用）不同方向导致内力变化的差异，除与柱截面形状、柱截面尺寸比例及配钢形式有关外，还与结构平面形状，结构布置及柱所在位置等因素有关。要精确确定型钢混凝土异形柱结构中各异形柱构件对应的水平地震作用的最不利方向是一个很复杂的问题，在具体设计时可以采取简化方法。本条规定，7度（0.15g）及8度（0.20g，0.30g）抗震设计时，除了应进行两个主轴方向的水平地震作用计算与抗震验算外，尚应进行与主轴成45°方向的水平地震作用计算与抗震验算。

2 国内外历次大地震的震害和抗震试验研究均表明：平面不规则、质量与刚度偏心和抗扭刚度太弱的结构，扭转效应可能导致结构严重的震害，对型钢混凝土异形柱结构尤其需要在抗震设计中加以重视。条文中所指“扭转不规则的结构”，可按现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 相关规定的条件（即扭转位移比大于1.20）来判别，此时异形柱结构的水平地震作用计算应计入双向水平地震作用下的扭转影响。

5.2.3 型钢混凝土异形柱结构地震作用计算的方法，根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定，振型分解反应谱法和底部剪力法都是地震作用计算的基本方法，但考虑到现今在结构设计计算中计算机应用日益普遍，且实际工程中大多存在着不同程度的不对称、不均匀等情况，已很少应用底部剪力法，故本条仅列考虑振型分解反应谱法；平面不规则结构的扭转影响显著，应采用扭转耦联振型分解反应谱法，必要时应进行时程分析。

5.3 结构分析模型与计算参数

5.3.1 无论是非抗震设计还是抗震设计，在竖向荷载、风荷载、多遇地震作用下型钢混凝土异形柱结构的内力和变形分析，按我国现行规范体系，均采用弹性方法计算。在竖向荷载作用下框架梁可以考虑梁端部塑性变形引起的内力重分布。

5.3.2 关于分析模型的选择，考虑到异形柱结构的特点，应采用基于三维空间的计算分析方法。平面结构空间协同计算模型虽然计算简便，但缺点是对结构空间整体的受力性能反映的不完全，现已较少应用，当规则结构初步设计时可应用。

5.3.3 按空间整体工作分析时，梁、柱按杆系模型分析，二者自由度是相同的；剪力墙可按薄壁杆系或墙板元、壳元模型分析，采用薄壁杆系模型时比采用墙板元、壳元模型时多考虑翘曲变形自由度。

5.3.4 绝大多数型钢混凝土异形柱结构的楼板采用现浇钢筋混凝土楼板，能够满足该假定的要求，当存在楼盖大洞口的不规则类型时，计算时应考虑楼板的面内变形，或对采用楼板面内无限刚性假定计算方法的计算结果进行适当调整。

5.3.5 对型钢混凝土异形柱结构，当二阶效应使作用效应显著增大而不可忽略时，即结构在水平荷载作用下的重力附加弯矩大于初始弯矩的 10%，应考虑二阶效应的影响，建筑结构的二阶效应包括重力二阶效应（ $P-\Delta$ 效应）和受压构件的挠曲效应（ $P-\delta$ 效应）两部分。重力二阶效应计算属于结构整体层面的问题，应在结构整体分析中考虑；受压构件的挠曲效应计算属于构件层面的问题，应在构件设计时考虑，按本规程第 6.1 节规定计算。

5.3.6 影响结构阻尼比的因素很多，准确确定结构的阻尼比较为困难。根据工程实测和试验研究结果，抗震设计时，钢结构的阻尼比可取为 0.02，钢筋混凝土结

构的阻尼比可取为 0.05，型钢混凝土异形柱结构属于组合结构，其阻尼比介于两者之间，一般取为 0.04。

5.3.8、5.3.9 框架结构中非承重填充墙的存在，会增大结构整体刚度，减小结构自振周期，从而产生增大结构地震作用的影响。为反映这种影响，可根据工程实际采用的非承重填充墙体数量及材料，采用折减系数 ψ_T 对结构的计算自振周期进行折减。

5.4 水平位移限值

5.4.1~5.4.3 对结构楼层层间位移的控制，实际上是对构件截面大小、刚度大小的控制，从而保证主体结构基本处于弹性受力状态，保证填充墙、隔墙的完好，避免产生明显损伤。

非抗震设计中风荷载作用下的型钢混凝土异形柱结构处于正常使用状态，此时结构应避免产生过大的水平位移而影响结构的承载力、稳定性和使用要求。

抗震设计是根据抗震设防三个水准的要求，采用二阶段设计方法来实现。要求在多遇地震作用下主体结构不受损坏，填充墙及隔墙没有过重破坏，保证建筑的正常使用功能；在罕遇地震作用下，主体结构遭受破坏或严重破坏但不倒塌。本标准对型钢混凝土异形柱结构的弹性及弹塑性层间位移角限值的规定，是根据《建筑抗震设计规范》GB 50011 的规定制定的。

6 截面设计

6.1 正截面承载力计算

6.1.1 收集国内外关于型钢混凝土异形柱（L形、T形、十形）在轴力与双向弯矩共同作用下的试验研究结果，并对其进行分析，可以得到：从加载至破坏的全过程，截面平均应变符合平截面假定。混凝土受压应力-应变曲线、混凝土极限压应变、纵向受拉钢筋和型钢受拉翼缘极限拉应变的取用，均与现行国家行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138 一致。

6.1.2~6.1.6 型钢混凝土异形柱的截面不规则，在双向偏心受压时难以给出正截面承载力计算公式，因此，本标准采用数值积分法对型钢混凝土异形柱双向偏心受压的正截面承载力进行迭代计算。在计算各单元的应变时，通常应通过混凝土极限压应变为 ε_{cu} 的受压区顶点作一条与中和轴平行的直线；在某些情况下，尚应通过最外排纵向受拉钢筋的极限拉应变 0.01 为顶点作一条与中和轴平行的直线，然后再作一条与中和轴垂直的直线，以此直线作为基准线按平截面假定确定各单元的应变及相应的应力。

由于荷载作用位置的不定性，混凝土质量的不均匀性及施工的偏差，可能产生附加偏心距 e_a 。本规程 e_a 的取值基本与《混凝土结构设计规范》GB 50010 中 e_a 的取值相协调。

对于偏心受压柱正截面承载力计算公式，考虑二阶效应的影响，偏心距增大系数 η_α 为杆件自身挠曲的影响（ $P-\delta$ 效应）。研究表明，在截面及混凝土强度等级确定时，柱的长细比 l_0/r_a 、相对偏心距 e_0/r_a 和弯矩作用方向角 α 是影响异形截面双向偏心受压柱承载力及侧向挠度的主要因素。

型钢混凝土异形柱因截面内配置较多的钢材（包括型钢和钢筋），在计算截面几何特性时，需将钢材截面按照钢与混凝土的弹性模量之比转换为混凝土截面，以便计算构件的内力和变形。

6.1.7 框架柱节点上、下端弯矩设计值的增大系数，按《混凝土结构设计规范》GB 50010 的相关规定进行计算。

6.1.8 为了延迟型钢混凝土异形柱框架结构底层柱下端截面塑性铰的出现，设计中对此部位柱的弯矩设计值应乘以增大系数，以增大其正截面承载力，其增大系数与《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定值相同。

6.1.9 考虑到型钢混凝土异形柱框架结构的角柱为薄弱部位，扭转效应对其内力影响较大，且受力复杂，因此规定对角柱的弯矩设计值按本规程第 6.1.7 条和第 6.1.8 条调整后的弯矩设计值再乘以不小于 1.1 的增大系数。

6.1.10 抗震分析和模拟计算表明，目前的工程做法将梁端截面上部纵筋全部配置在梁肋内，梁侧楼板再另行配筋，实际上增大了梁的受弯承载力，是造成地震时柱先于梁破坏的主要原因之一。因此，要求对于楼板与梁整体浇筑的结构，通过增大梁弯曲刚度考虑楼板作用，计算得到梁端上部纵筋不要全部配置在梁肋内，应将部分梁端上部纵筋配置在梁侧有效翼缘范围的楼板内，该部分钢筋也当作楼板抗弯钢筋使用。一般情况，梁的有效翼缘宽度可取梁两侧各 6 倍板厚的范围。

抗震设计时，对于一、二级抗震等级框架结构，梁的有效翼缘宽度范围内纵筋占梁端截面上部纵筋总量的比例不宜超过 30%（边梁 15%）、对三、四级抗震等级不宜超过 40%（边梁 20%）；对于框架-剪力墙结构的框架该比例可适当减小。

6.2 斜截面受剪承载力计算

6.2.1 本条规定型钢混凝土异形柱的受剪承载力上限值，即受剪截面限制条件，避免脆性的斜压破坏。计算公式考虑另一正交方向柱肢的作用，即翼缘的有效利用系数 ξ_f (以表 6.2.1 取值为准)，其值是在大量数值分析的基础上获取的，具有普遍意义。考虑到型钢混凝土异形柱结构的受力特性，式 (6.2.1-1) 和式 (6.2.1-2) 中所取的系数 0.35 和 0.28 比现行国家行业标准《组合结构设计规范》JGJ 138-2016 第 6.2.13 条规定的系数偏于保守。

6.2.2 本条对型钢混凝土异形柱验算方向的实腹式型钢腹板或空腹式水平腹杆的含钢量进行规定，以避免脆性更大的斜拉破坏。判别实腹式型钢腹板的标准是基于《组合结构设计规范》JGJ 138 的相关规定确定的，判别空腹式水平腹杆的标准是基于《建筑结构抗震设计规范》GB 50011 关于最小配箍率的规定确定的。

6.2.3、6.2.4 本条公式是根据型钢混凝土异形柱发生剪切斜压破坏时确定的。发生剪切斜压破坏的型钢混凝土异形柱斜截面受剪承载力可由钢筋混凝土和型钢两部分的斜截面受剪承载力组成，其中：(1) 实腹式配钢的型钢混凝土异形柱中型钢部分对受剪承载力的贡献只考虑型钢腹板部分的受剪承载力，且偏于安全考虑，在计算一个柱肢方向型钢腹板的受剪承载力时，不计正交方向柱肢型钢对受剪承载力的贡献；(2) 空腹式配钢的型钢混凝土异形柱中型钢部分对受剪承载力的贡献只考虑水平腹杆和斜腹杆部分的受剪承载力，同理在计算一个柱肢方向型钢腹杆受剪承载力时，正交方向的型钢腹杆对受剪承载力的贡献不计。

6.2.5 研究表明，L 形、T 形和十形柱在两个方向的受剪承载力相关曲线如图 1 所示。由此确定双向受剪型钢混凝土异形柱受剪承载力计算公式。

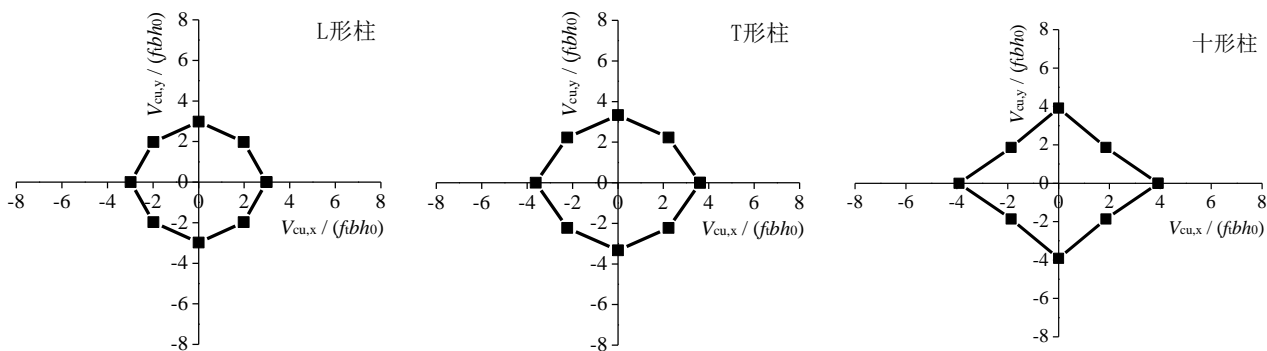


图 1 双向受剪型钢混凝土异形柱承载力相关曲线

6.3 框架梁柱节点核心区受剪承载力计算

6.3.1 根据试验研究和工程经验，四级抗震等级的型钢混凝土异形柱框架节点可不进行受剪承载力验算。

6.3.2 规定型钢混凝土异形柱框架梁柱节点截面限制条件，是为了防止混凝土截面过小，造成节点核心区混凝土承受过大的斜压应力，以致节点发生斜压破坏，混凝土被压碎。

由于一个方向受力时异形柱翼缘对节点核心区受剪承载力的有利作用，与型钢混凝土异形柱受剪截面限制条件类似，在公式中也引入翼缘的有效利用系数 ζ_f ，其取值见表 6.3.1。此外，异形柱截面形状也会造成节点核心区受剪承载力的改变，需考虑截面形式对型钢混凝土异形柱框架节点核心区受剪承载力的削弱，即异形柱截面形式影响系数 η ，经大量数值模拟计算可知，L 形、T 形柱取值为 0.8，十形柱取值为 1.0。

6.3.3 不同类型梁对型钢混凝土异形柱的约束作用不同，故其组成节点的有效截面宽度计算公式存在差异。

6.3.4、6.3.5 研究表明，型钢混凝土异形柱框架节点核心区受剪承载力由混凝土、箍筋及型钢组成。基于叠加原理，分别给出了实腹式和空腹式型钢混凝土异形柱

框架节点核心区受剪承载力计算公式。

6.3.6 借鉴《组合结构设计规范》JGJ 138 给出了型钢混凝土异形柱框架节点核心区组合的剪力设计值。

6.3.7 研究表明，型钢混凝土异形柱框架节点在两个方向的受剪承载力相关曲线如图 2 所示，由此确定双向受剪型钢混凝土异形柱框架节点受剪承载力计算公式。

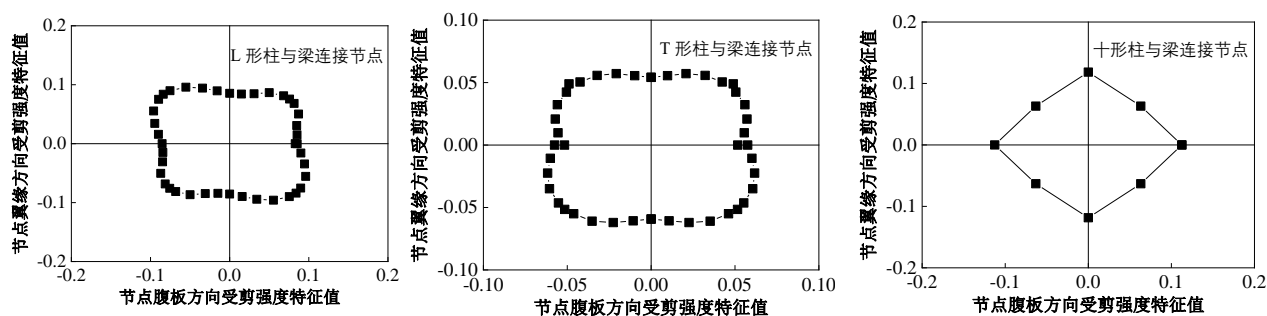


图 2 双向受剪型钢混凝土异形柱框架节点承载力相关曲线

7 结构构造

7.1 一般规定

7.1.2 本标准规定型钢混凝土异形柱柱肢截面最小厚度为 200 mm。根据近年来异形柱结构的工程实践，异形柱柱肢厚度小于 200 mm 时，会造成梁柱节点核心区的型钢、钢筋设置困难及钢筋与混凝土的粘结锚固强度不足，故限制肢厚不应小于 200mm，以保证结构的安全及施工的方便。

抗震设计时宜采用等肢异形柱。当不得不采用不等肢异形柱时，两肢肢高比不宜超过 1.6，肢厚相差不大于 50 mm。

7.1.3 型钢混凝土异形柱型钢的含钢率不宜过低，配置一定量的型钢，才能发挥型钢提高承载力、增加延性的作用；对工程中作为构造措施规定配置的型钢数量，可不受此限制。含钢率也不宜过高，高含钢率柱如果没有足够的纵向钢筋和箍筋的约束，不能保证型钢、混凝土和纵向钢筋的协同工作。

7.1.4 实腹式型钢混凝土异形柱中型钢通过钢板与钢板之间的角焊缝焊接形成一个完整的型钢骨架，异形柱柱肢端部设置垂直于柱肢高度方向的型钢翼缘，并沿柱肢高度方向设置型钢腹板，一般而言，型钢翼缘厚度远大于型钢腹板厚度；空腹式型钢混凝土异形柱中型钢主要为桁架式型钢骨架，其骨架形式为柱肢端部的槽钢或 T 型钢（由不同规格的钢板焊接而成）通过一系列的水平腹杆和斜腹杆采用角焊缝焊接连接而成。

7.1.5 异形柱截面尺寸较小，在焊接连接质量有保证的条件下宜优先采用焊接，以方便型钢和钢筋的布置和施工，并有利于混凝土的浇筑。

7.1.6 钢筋的混凝土保护层厚度是从最外层钢筋的外表面算起，型钢混凝土异

形柱纵向受力钢筋的保护层厚度应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB 50010 的规定。混凝土强度较高时具有较好的密实性，故给出一类环境且混凝土强度等级不低于 C40 时，保护层最小厚度允许减小 5 mm 的规定。

7.1.7 异形柱中型钢的混凝土保护层厚度是从型钢翼缘外侧表面算起，综合考虑耐久性、防火性能、结构刚度等方面，规定最小厚度为 150 mm，型钢翼缘两侧的保护层厚度最小为 50mm。

7.1.8 型钢混凝土异形柱中型钢板厚度不宜过薄，以利于焊接和保证局部稳定，这里的钢板宽厚比限值按《组合结构设计规范》JGJ 138 的规定取值。

7.2 型钢混凝土异形柱结构

7.2.1 型钢混凝土异形柱的剪跨比不应小于 1.5 的要求是为了避免出现极短柱，降低地震作用下发生脆性破坏的危险性。为设计方便，当反弯点位于层高范围内时，本规定可表述为柱的净高与截面肢高之比不宜小于 4，抗震设计时不应小于 3。

7.2.2 采用型钢混凝土异形柱的一个直接目的是为了提高异形柱的轴压比限值，解决混凝土异形柱轴压比限值过低的问题，从而使异形柱得到进一步的推广应用。试验和数值计算结果表明：在满足延性系数大于 3 的条件下，控制型钢混凝土异形柱轴压比有利于此类结构抗震性能的改善，提高其延性。本标准根据试验及理论分析得出二级抗震等级时的型钢混凝土异形柱轴压比限值，一级、三级时分别减小和增加 0.1，四级时根据柱截面形式，在三级的基础上适当放松。

7.2.3 为适应弯矩作用方向角的任意性，纵向受力钢筋宜采用相同直径。

研究及分析表明：在诸多弯矩作用方向角情形中，内折角处纵向钢筋的压应

变较大，同时还考虑此处应力集中的不利影响，所以内折角处也应设置相同直径的受力钢筋，本条特别强调内折角处应配置受力钢筋。

异形柱肢厚有限，当纵向受力钢筋直径太大（大于 25 mm），会造成黏结强度不足及节点核心区钢筋设置的困难。当纵向受力钢筋直径太小时（小于 14 mm），在相同的箍筋间距下，由于 s/d （箍筋间距/钢筋直径）增大，使柱延性下降，故也不宜采用。

考虑到粗骨料的粒径范围，保证混凝土浇筑质量，需满足纵筋之间的最小净距要求。

7.2.4 对抗震设计的型钢混凝土异形柱箍筋配置给出了构造要求。型钢腹板开孔将造成承载力下降，因此，应进行承载力验算，必要时进行补强。

7.2.6、7.2.7 对于型钢混凝土异形柱，为保证柱端塑性铰区有足够的箍筋约束混凝土，使异形柱有较强的变形能力，因此，柱上下端及受力较大部位，必须从构造上设置箍筋加密区。柱箍筋加密区除符合箍筋间距和直径规定外，还应符合箍筋体积配筋率的规定。

7.3 型钢混凝土异形柱框架节点

7.3.1~7.3.4 型钢混凝土异形柱框架节点包括柱与钢梁、型钢混凝土梁、钢筋混凝土梁的连接，节点设计应符合传力明确、可靠、施工方便的原则。型钢混凝土异形柱与各类梁（包括钢筋混凝土梁、型钢混凝土梁、钢梁）的连接，宜采用刚性连接。尽可能减少纵向钢筋穿过柱型钢的数量。

7.3.6 为保证梁柱节点区及梁上、下翼缘 500 mm 范围型钢的整体受力性能，规定了型钢混凝土柱中型钢的焊接做法及焊缝质量等级。

7.3.7 设置水平加劲肋的目的是确保节点内力可靠传递，但加劲肋会影响混凝土的浇筑，因此应采用合理的加劲肋形式减小对混凝土浇筑质量的影响。本条对水平加劲肋的构造作了具体规定。

8 型钢混凝土异形柱结构的施工及验收

8.0.1 型钢混凝土异形柱结构工程的施工单位应具有相应的资质，操作人员应通过考核并持有相应操作证件。

8.0.5~8.0.6 针对型钢混凝土异形柱结构的特点，为了保证施工质量和结构安全，对混凝土用粗骨料、钢筋和钢筋的连接、型钢和型钢的连接、钢筋和型钢的连接等提出了控制施工质量的要求。

8.0.7 型钢混凝土异形柱结构节点核心区较小，并且型钢贯通、钢筋密集，混凝土不宜浇筑，在施工中应特别注意。本条强调当柱、楼盖、剪力墙的混凝土强度等级不同时，节点核心区混凝土应采用相交构件混凝土强度等级的最高值，以确保结构安全。

8.0.8 考虑型钢混凝土异形柱结构截面尺寸较小、表面系数较大的特点，强调冬期施工时应采取有效的防冻措施。

8.0.9 由于型钢混凝土异形柱截面尺寸较小，为保证结构的安全及型钢和钢筋的保护层厚度，要求截面尺寸不允许出现负偏差。

8.0.10 采用型钢混凝土异形柱结构能够促进墙体改革，减轻建筑物自重。因此规定：在施工中遇有框架填充墙材料需替换时，应形成设计变更文件，且规定墙体材料自重不得超过设计要求。

型钢混凝土异形柱结构墙体与框架柱、梁的连件应注意满足国家相关标准的抗震构造要求。

8.0.11 型钢混凝土异形柱框架柱肢尺寸较小，柱肢损坏对结构的安全影响较大。在水、电、燃气管道和线缆等的施工安装过程中应特别注意避让，不应削弱型钢混凝土异形柱截面。