中华人民共和国行业标准

型钢混凝土组合结构技术规程

Technical specification for steel reinforced concrete composite structures

JGJ 138—2001

批准部门：中华人民共和国建设部
施行日期：2002年1月1日

关于发布行业标准《型钢混凝土组合结构技术规程》的通知

建标［2001］214号

根据国家计委《关于发送〈一九八八年工程建设标准规范制订、修订计划〉的通知》（计综［1987］2390号）的要求，由中国建筑科学研究院主编的《型钢混凝土组合结构技术规程》，经审查，批准为行业标准，其中1.0.2，4.2.6，5.4.5，6.2.1为强制性条文，必须严格执行。该标准编号为JGJ 138—2001，自2002年1月1日起施行。

本标准由建设部建筑工程标准技术归口单位中国建筑科学研究院负责管理，中国建筑科学研究院负责具体解释，建设部标准定额研究所组织中国建筑工业出版社出版。

中华人民共和国建设部

2001年10月23日

前　言

根据国家计委计综［1987］2390号文的要求，规程编制组经广泛调查研究，通过大量系统的试验，认真总结工程实践经验，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，制定了本规程。

本规程的主要技术内容：

1　型钢混凝土组合结构的适用范围、结构体系、配筋形式；

2　抗震及非抗震的型钢混凝土结构构件的设计方法；

3　型钢混凝土组合结构的构造、连接节点、施工要求等。

本规程由建设部建筑工程标准技术归口单位中国建筑科学研究院归口管理，授权由主编单位负责具体解释。

本规程主编单位是：中国建筑科学研究院

（北京北三环东路30号，邮政编码：100013）

本规程参加单位是：西安建筑科技大学、西南交通大学建筑勘察设计研究院、华南理工大学、东南大学

本规程主要起草人是：孙慧中、姜维山、赵世春、王祖华、袁必果

目　　次

1　总则 …… 2—6—4
2　术语、符号 …… 2—6—4
3　材料 …… 2—6—4
3.1　型钢 …… 2—6—4
3.2　钢筋 …… 2—6—5
3.3　混凝土 …… 2—6—6
4　设计基本规定 …… 2—6—6
4.1　结构类型 …… 2—6—6
4.2　设计计算原则 …… 2—6—6
4.3　一般构造 …… 2—6—8
5　型钢混凝土框架梁 …… 2—6—8
5.1　承载力计算 …… 2—6—8
5.2　裂缝宽度验算 …… 2—6—10
5.3　挠度验算 …… 2—6—10
5.4　构造要求 …… 2—6—11
6　型钢混凝土框架柱 …… 2—6—12
6.1　承载力计算 …… 2—6—12
6.2　构造要求 …… 2—6—14
7　型钢混凝土框架梁柱节点 …… 2—6—14
7.1　承载力计算 …… 2—6—14
7.2　构造要求 …… 2—6—16
8　型钢混凝土剪力墙 …… 2—6—16
8.1　承载力计算 …… 2—6—16
8.2　构造要求 …… 2—6—17
9　连接构造 …… 2—6—17
9.1　梁柱节点连接构造 …… 2—6—17
9.2　柱与柱连接构造 …… 2—6—18
9.3　梁与梁连接构造 …… 2—6—19
9.4　梁与墙连接构造 …… 2—6—19
9.5　柱脚构造 …… 2—6—19
10　施工及质量要求 …… 2—6—19
附录 A　配置十字形型钢的型钢混凝土柱
正截面承载力简化计算 …… 2—6—20
本规程用词说明 …… 2—6—21

1 总　　则

1.0.1　为在建筑工程中合理应用和发展型钢混凝土组合结构，做到技术先进、安全可靠、经济合理、确保质量，制定本规程。

1.0.2　本规程适用于非地震区和抗震设防烈度为6度至9度的多、高层建筑和一般构筑物的型钢混凝土组合结构的设计与施工。型钢混凝土组合结构构件应由混凝土、型钢、纵向钢筋和箍筋组成。

1.0.3　型钢混凝土组合结构的设计与施工，除应符合本规程外，尚应符合国家现行有关强制性标准的规定。

2 术语、符号

2.1 术　　语

2.1.1　型钢混凝土组合结构 Steel Reinforced Concrete Composite Structures

混凝土内配置型钢（轧制或焊接成型）和钢筋的结构。

2.2 符　　号

2.2.1　材料性能

E_c——混凝土弹性模量；

E_s——钢筋弹性模量；

E_a——型钢弹性模量；

f_{ck}、f_c——混凝土轴心抗压强度标准值、设计值；

f_y、f'_y——钢筋抗拉、抗压强度设计值；

f_{yv}——箍筋抗拉强度设计值；

f_{yk}、f'_{yk}——钢筋抗拉、抗压强度标准值；

f_a、f'_a——型钢抗拉、抗压强度设计值；

f_{ak}、f'_{ak}——型钢抗拉、抗压强度标准值。

2.2.2　作用和作用效应

N——轴向力设计值；

M——弯矩设计值；

V——剪力设计值；

σ_s、σ'_s——正截面承载力计算中纵向钢筋的受拉、受压应力；

σ_a、σ'_a——正截面承载力计算中型钢翼缘的受拉、受压应力；

w_{max}——型钢混凝土框架梁最大裂缝宽度。

2.2.3　几何参数

a_s、a'_s——纵向受拉钢筋合力点、纵向受压钢筋合力点至混凝土截面近边的距离；

a_a、a'_a——型钢受拉翼缘截面重心、型钢受压翼缘截面重心至混凝土截面近边的距离；

b——混凝土截面宽度；

h——混凝土截面高度；

h_0——型钢受拉翼缘和纵向受拉钢筋合力点至混凝土截面受压边缘的距离；

h_{0s}、h_{0f}——纵向受拉钢筋、型钢受拉翼缘截面重心到混凝土截面受压边缘的距离；

h_a——型钢截面高度；

b_f——型钢翼缘宽度；

t_f——型钢翼缘厚度；

h_w——型钢腹板高度；

t_w——型钢腹板厚度；

e——轴向力作用点至纵向受拉钢筋和型钢受拉翼缘合力点之间的距离；

e_i——初始偏心距；

e_0——轴向力对截面重心的偏心距，$e_0 = M/N$；

e_a——附加偏心距；

s——箍筋间距；

x——混凝土受压区高度；

c——混凝土保护层厚度；

A_c、A_a、A_s、A'_s、A_{af}、A'_{af}、A_{aw}——分别为混凝土全截面、型钢全截面、受拉钢筋总截面、受压钢筋总截面、型钢受拉翼缘截面、型钢受压翼缘截面、型钢腹板截面的面积；

B_s——型钢混凝土框架梁截面短期刚度；

B_l——型钢混凝土框架梁截面长期刚度；

I_c——混凝土截面惯性矩；

I_a——型钢截面惯性矩。

2.2.4　计算系数及其他

η——偏心受压构件考虑挠曲影响的轴向力偏心距增大系数；

ξ——混凝土相对受压区高度，$\xi = x/h_0$；

ρ_s、ρ'_s——纵向受拉钢筋、受压钢筋配筋率。

3 材　　料

3.1 型　　钢

3.1.1　型钢混凝土构件的型钢材料宜采用牌号Q235—B.C.D级的碳素结构钢，以及牌号Q345—B.C.D.E级的低合金高强度结构钢，其质量标准应分别符合现行国家标准《碳素结构钢》GB 700和《低合金高强度结构钢》GB/T 1951的规定。

3.1.2　型钢可采用焊接型钢和轧制型钢。型钢钢材

应根据结构特点选择其牌号和材质，并应保证抗拉强度、伸长率、屈服点、冷弯试验、冲击韧性合格和硫、磷、碳含量符合使用要求。型钢焊缝和坡口尺寸应符合现行行业标准《建筑钢结构焊接技术规程》JGJ 81 的有关规定。当焊接型钢的钢板厚度大于或等于 50mm，并承受沿板厚方向的拉力作用时，应按现行国家标准《厚度方向性能钢板》GB 5313 的规定，其附加板厚方向的断面收缩率不得小于该标准 Z15 级规定的允许值。考虑地震作用的结构用钢，其强屈比不应小于 1.2，且应有明显的屈服台阶和良好的可焊性。

3.1.3 型钢材料的强度指标，应按表 3.1.3 的规定采用。

表 3.1.3 型钢材料的强度设计值、强度标准值、强度极限值（N/mm^2）

钢材牌号	钢材厚度（mm）	强度设计值		强度标准值	强度极限值
		抗拉、抗压、抗弯 f_a、f'_a	抗剪 f_{av}	抗拉、抗压、抗弯 f_{ak}、f'_{ak}	f_{au}
Q235	≤16	215	125	235	375
	>16～40	205	120	225	375
	>40～60	200	115	215	375
	>60～100	190	110	205	375
Q345	≤16	315	185	345	470
	>16～35	300	175	325	470
	>35～50	270	155	295	470
	>50～100	250	145	275	470

3.1.4 型钢材料的物理性能指标，应按表 3.1.4 的规定采用。

表 3.1.4 型钢材料的物理性能指标

弹性模量 E（N/mm^2）	剪变模量 G（N/mm^2）	线膨胀系数 α（/℃）	质量密度 ρ（kg/m^3）
2.06×10^5	79×10^3	12×10^{-6}	7850

3.1.5 型钢的焊接应符合下列要求：

1 手工焊接用焊条应符合现行国家标准《碳素钢焊条》GB 5117 或《低合金钢焊条》GB 5118 的规定。选用的焊条型号应与主体金属强度相适应。

2 自动焊接或半自动焊接采用的焊丝和焊剂，应与主体金属强度相适应。焊丝应符合现行国家标准《熔化焊用钢丝》GB/T 14957的规定。

3.1.6 焊缝强度设计值应按表 3.1.6 的规定采用。

表 3.1.6 焊缝强度设计值（N/mm^2）

焊接方法焊条型号	钢材牌号	钢板厚度	对接焊缝强度设计值				角焊缝强度设计值抗拉、抗压抗剪 f_f^w
			抗压 f_c^w	抗拉、抗弯 f_t^w		抗剪 f_v^w	
				一级、二级	三级		
自动焊、半自动焊和 E43×× 型焊条的手工焊	Q235	≤16	215	215	185	125	160
		>16～40	205	205	175	120	160
		>40～60	200	200	170	115	160
		>60～100	190	190	160	110	160
自动焊、半自动焊和 E50×× 型焊条的手工焊	Q345	≤16	315	315	270	185	200
		>16～35	300	300	255	175	200
		>35～50	270	270	230	155	200
		>50～100	250	250	210	145	200

注：表中所列一级、二级、三级指焊缝质量等级。

3.1.7 构件中设置的栓钉应符合现行国家标准《圆柱头焊钉》GB 10433 的规定。栓钉的力学性能应符合表 3.1.7 的规定。

表 3.1.7 栓钉力学性能（N/mm^2）

钢 号	屈服强度 f_y^{st}	抗拉强度 f_t^{st}
Q235	≥240	≥400

3.1.8 型钢使用的螺栓、锚栓材料应符合下列要求：

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

2 锚栓可采用现行国家标准《碳素结构钢》GB 700 规定的 Q235 钢或《低合金高强度结构钢》GB/T 1591 规定的 Q345 钢；

3 高强度螺栓应符合现行国家标准《钢结构高强度大六角头螺栓、大六角螺母，垫圈与技术条件》GB/T 1228—1231 或《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副》GB 3632—GB 3633 的规定；

4 螺栓连接的强度设计值、高强度螺栓的设计预拉力值，以及高强度螺栓连接的钢材摩擦面抗滑移系数值，应按现行国家标准《钢结构设计规范》GBJ 17 的规定采用。

3.2 钢 筋

3.2.1 纵向钢筋宜采用Ⅱ级、Ⅲ级热轧钢筋；箍筋宜采用Ⅰ级、Ⅱ级热轧钢筋，其强度指标应按表 3.2.1 的规定采用。

表 3.2.1　钢筋强度标准值、设计值（N/mm^2）

种　　类		f_{yk}	f_y或 f'_y
热轧钢筋	Ⅰ级	235	210
	Ⅱ级	335	310
	Ⅲ级	370	340

注：热轧钢筋应符合国家标准《钢筋混凝土用热轧带肋钢筋》GB 1499—91 的规定。

3.2.2　钢筋弹性模量 E_s 应按表 3.2.2 的规定采用。

表 3.2.2　钢筋弹性模量（N/mm^2）

种　　类	E_s
Ⅰ级钢筋	2.1×10^5
Ⅱ级钢筋	2.0×10^5
Ⅲ级钢筋	2.0×10^5

3.3　混　凝　土

3.3.1　型钢混凝土组合结构的混凝土强度等级不宜小于 C30；混凝土的强度指标应按表 3.3.1-1、表 3.3.1-2 的规定采用。

表 3.3.1-1　混凝土强度标准值（N/mm^2）

强度种类	混凝土强度等级						
	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
轴心抗压 f_{ck}	20	23.5	27	29.5	32	34	36
轴心抗拉 f_{tk}	2	2.25	2.45	2.6	2.75	2.85	2.95

表 3.3.1-2　混凝土强度设计值（N/mm^2）

强度种类	混凝土强度等级						
	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
轴心抗压 f_c	15	17.5	19.5	21.5	23.5	25	26.5
轴心抗拉 f_t	1.5	1.65	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2

3.3.2　混凝土弹性模量 E_c 应按表 3.3.2 的规定采用。

表 3.3.2　混凝土弹性模量（N/mm^2）

强度等级	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60
弹性模量 E_c	3.0×10^4	3.15×10^4	3.25×10^4	3.35×10^4	3.45×10^4	3.55×10^4	3.60×10^4

3.3.3　型钢混凝土组合结构的混凝土最大骨料直径宜小于型钢外侧混凝土保护层厚度的 1/3，且不宜大于 25mm。

4　设计基本规定

4.1　结 构 类 型

4.1.1　型钢混凝土组合结构分为全部结构构件采用型钢混凝土的结构和部分结构构件采用型钢混凝土的结构。此两类结构宜用于框架结构、框架—剪力墙结构、底部大空间剪力墙结构、框架—核心筒结构、筒中筒结构等结构体系。但对各类结构体系的框架柱，当房屋的设防烈度为 9 度，且抗震等级为一级时，框架柱的全部结构构件应采用型钢混凝土结构。

4.1.2　型钢混凝土框架柱的型钢，宜采用实腹式宽翼缘的 H 形轧制型钢和各种截面型式的焊接型钢；非地震区或设防烈度为 6 度地区的多、高层建筑，可采用带斜腹杆的格构式焊接型钢（图 4.1.2）。

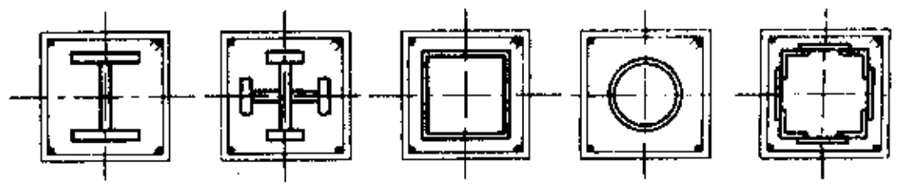


图 4.1.2　型钢混凝土柱的型钢截面配筋形式

4.1.3　型钢混凝土框架梁中的型钢，宜采用充满型实腹型钢。充满型实腹型钢的一侧翼缘宜位于受压区，另一侧翼缘位于受拉区（图 4.1.3）；当梁截面高度较高时，可采用桁架式型钢混凝土梁。

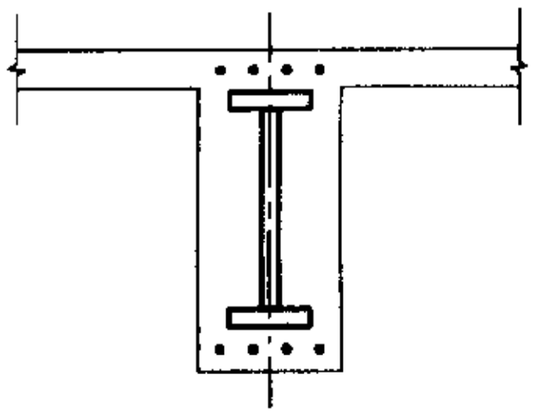


图 4.1.3　型钢混凝土梁的型钢截面配筋形式

4.1.4　型钢混凝土剪力墙，宜在剪力墙的边缘构件中配置实腹型钢；当受力需要增强剪力墙抗侧力时，也可在剪力墙腹板内加设斜向钢支撑。

4.2　设计计算原则

4.2.1　型钢混凝土组合结构的多、高层建筑的平面和竖向布置、地震作用或风荷载作用组合下的内力和位移计算等，应遵守国家标准《建筑结构荷载规范》GBJ 9—87、《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89、《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89，以及行业标准《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》JGJ 3—91、《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99—98 的有关

规定。

4.2.2 在进行结构内力和变形计算时，型钢混凝土组合结构构件的刚度，可按下列规定计算：

1 型钢混凝土梁、柱构件的截面的抗弯刚度、轴向刚度和抗剪刚度可按下列公式计算：

$$EI = E_c I_c + E_a I_a \qquad (4.2.2\text{-}1)$$

$$EA = E_c A_c + E_a A_a \qquad (4.2.2\text{-}2)$$

$$GA = G_c A_c + G_a A_a \qquad (4.2.2\text{-}3)$$

式中 EI、EA、GA——型钢混凝土构件截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度；

$E_c I_c$、$E_c A_c$、$G_c A_c$——钢筋混凝土部分的截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度；

$E_a I_a$、$E_a A_a$、$G_a A_a$——型钢部分的截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度。

2 端部配置型钢的钢筋混凝土剪力墙，其截面刚度可近似按相同截面的钢筋混凝土剪力墙计算截面抗弯刚度、轴向刚度、抗剪刚度；端部有型钢混凝土边框柱的的钢筋混凝土剪力墙，其截面刚度可按边框柱中的型钢折算为等效混凝土面积，以此作为有翼缘截面的翼缘面积，计算其抗弯刚度、轴向刚度；对于墙的抗剪刚度只考虑边框柱中的型钢腹板的折算等效混凝土面积。

4.2.3 采用型钢混凝土组合结构时，房屋最大适用高度可比行业标准《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》JGJ 3—91 所规定的房屋最大适用高度适当提高；当全部结构构件均采用型钢混凝土结构，包括型钢混凝土框架和钢筋混凝土筒体组成的混合结构，除设防烈度为 9 度外，房屋最大适用高度可相应提高 30%～40%，其结构阻尼比宜取 0.04。

4.2.4 型钢混凝土结构构件设计，应按承载能力极限状态和正常使用极限状态进行设计。

4.2.5 型钢混凝土结构构件的承载力设计，应采用下列极限状态设计表达式：

非抗震设计 $$\gamma_0 S \leqslant R \qquad (4.2.5\text{-}1)$$

抗震设计 $$S \leqslant R/\gamma_{RE} \qquad (4.2.5\text{-}2)$$

式中 S——结构构件内力组合设计值，应按国家标准《建筑结构荷载规范》GBJ 9—87、《建筑抗震设计规范》GBJ 11—89 的规定进行计算；

γ_0——结构构件的重要性系数，安全等级为一级、二级、三级的结构构件，其 γ_0 应分别取 1.1、1.0、0.9；

R——结构构件承载力设计值；

γ_{RE}——承载力抗震调整系数，其值应按表 4.2.5 的规定采用。

表 4.2.5 承载力抗震调整系数

构件类型	正截面承载力计算				斜截面承载力计算	连接
	梁	柱	剪力墙	支撑	各类构件及框架节点	焊接及螺栓
γ_{RE}	0.75	0.80	0.85	0.85	0.85	0.90

注：轴压比小于 0.15 的偏心受压柱，其承载力抗震调整系数按梁取用。

4.2.6 型钢混凝土组合结构构件的抗震设计，应根据设防烈度、结构类型、房屋高度按表 4.2.6 采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和抗震构造要求。

表 4.2.6 型钢混凝土组合结构的抗震等级

结构体系与类型			设防烈度									
			6		7		8			9		
框架结构	房屋高度（m）		≤25	>25	≤35	>35	≤35	>35		≤25		
	框架		四	三	三	二	二	一		一		
框架-剪力墙结构	房屋高度（m）		≤50	>50	≤60	>60	<50	50～80	>80	≤25	>25	
	框架		四	三	三	二	三	二	一	二	一	
	剪力墙		三	三	二	二	二	一	一	一	一	
剪力墙结构	房屋高度（m）		≤60	>60	≤80	>80	<35	35～80	>80	≤25	>25	
	一般剪力墙		四	三	三	二	三	二	一	二	一	
	框支落地剪力墙底部加强部位		三	二	二	二	二	一	一	不应采用		
	框支层框架		三	二	二	一	一	一	一			
筒体结构	框架—核心筒体	框架	三		二		一			一		
		核心筒体	二		二		一			一		
	筒中筒	框架外筒	三		二		一			一		
		内筒	三		二		一			一		

注：1 框架-剪力墙结构中，当剪力墙部分承受的地震倾覆力矩不大于结构总地震倾覆力矩的 50%时，其框架部分应按框架结构的抗震等级采用；

2 部分框支剪力墙结构当采用型钢混凝土结构时，对 8 度设防烈度，其房屋高度不应超过 100m；

3 有框支层的剪力墙结构，除落地剪力墙底部加强部位外，均按一般剪力墙结构的抗震等级取用；

4 设防烈度为 8 度的丙类建筑，且房屋高度不超过 12m 的规则的一般民用框架结构（体育馆和影剧院等除外）和类似的工业框架结构，抗震等级采用三级。

4.2.7 型钢混凝土组合结构在正常使用极限状态下，按风荷载或地震作用组合，以弹性方法计算的楼层层间位移与层高之比值 $\Delta u/h$、顶点位移与总高度之比值 u/H 的限值、以及型钢混凝土组合结构的薄弱层层间弹塑性位移 Δu_p，应符合行业标准《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》JGJ 3—91 所规定的限值要求。

4.2.8 型钢混凝土梁的最大挠度应按荷载的短期效应组合并考虑长期效应组合影响进行计算，其计算值不应大于表 4.2.8 规定的最大挠度限值。

表 4.2.8 型钢混凝土梁的挠度限值

跨　　度	挠度限值（以计算跨度 l_0 计算）
$l_0<7$m	$l_0/200$（$l_0/250$）
7m≤l_0≤9m	$l_0/250$（$l_0/300$）
$l_0>9$m	$l_0/300$（$l_0/400$）

注：1 构件制作时预先起拱，且使用上也允许，验算挠度时，可将计算所得挠度值减去起拱值；

2 表中括号中的数值适用于使用上对挠度有较高要求的构件。

4.2.9 型钢混凝土组合结构构件的最大裂缝宽度不应大于表 4.2.9 规定的最大裂缝宽度限值。

表 4.2.9 最大裂缝宽度限值（mm）

构件工作条件	最大裂缝宽度限值
室内正常环境	0.3
露天或室内高湿度环境	0.2

4.3 一 般 构 造

4.3.1 型钢混凝土组合结构构件中，纵向受力钢筋直径不宜小于 16mm，纵筋与型钢的净间距不宜小于 30mm，其纵向受力钢筋的最小锚固长度、搭接长度应符合国家标准《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89 的要求。

4.3.2 考虑地震作用组合的型钢混凝土组合结构构件，宜采用封闭箍筋，其末端应有 135°弯钩，弯钩端头平直段长度不应小于 10 倍箍筋直径。

4.3.3 型钢混凝土组合结构构件中纵向受力钢筋的混凝土保护层最小厚度应符合国家标准《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89 的规定。型钢的混凝土保护层最小厚度，对梁不宜小于 100mm，且梁内型钢翼缘离两侧距离之和（b_1+b_2），不宜小于截面宽度的 1/3；对柱不宜小于 120mm（图 4.3.3）。

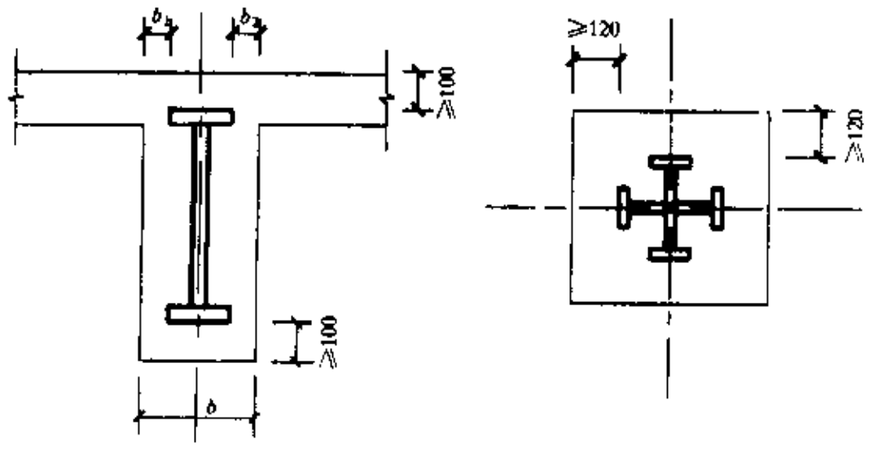


图 4.3.3 混凝土保护层最小厚度

4.3.4 型钢混凝土组合结构构件中的型钢钢板厚度不宜小于 6mm，其钢板宽厚比应符合表 4.3.4 的规定（图 4.3.4）。当满足宽厚比限值时，可不进行局部稳定验算。

表 4.3.4 型钢钢板宽厚比限值

钢　号	梁		柱	
	b_{af}/t_f	h_w/t_w	b_{af}/t_f	h_w/t_w
Q235	<23	<107	<23	<96
Q345	<19	<91	<19	<81

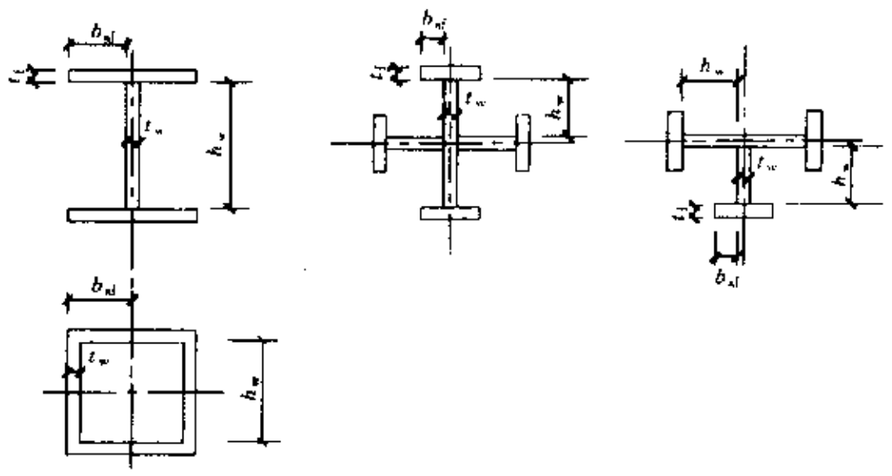


图 4.3.4 型钢钢板宽厚比

4.3.5 在需要设置栓钉的部位，可按弹性方法计算型钢翼缘外表面处的剪应力，相应于该剪应力的剪力由栓钉承担；栓钉承载力应按国家标准《钢结构设计规范》GBJ 17—88 的规定计算。型钢上设置的抗剪栓钉的直径规格宜选用 19mm 和 22mm，其长度不宜小于 4 倍栓钉直径，栓钉间距不宜小于 6 倍栓钉直径。

5 型钢混凝土框架梁

5.1 承 载 力 计 算

5.1.1 型钢混凝土框架梁，其正截面受弯承载力应按下列基本假定进行计算：

1 截面应变保持平面；

2 不考虑混凝土的抗拉强度；

3 受压边缘混凝土极限压应变 ε_{cu}取 0.003，相应的最大压应力取混凝土轴心抗压强度设计值 f_c，受压区应力图形简化为等效的矩形应力图，其高度取按平截面假定所确定的中和轴高度乘以系数 0.8，矩形应力图的应力取为混凝土轴心抗压强度设计值；

4 型钢腹板的应力图形为拉、压梯形应力图形。设计计算时，简化为等效矩形应力图形；

5 钢筋应力取等于钢筋应变与其弹性模量的乘积，但不大于其强度设计值。受拉钢筋和型钢受拉翼缘的极限拉应变 ε_{su}取 0.01。

5.1.2 型钢截面为充满型实腹型钢的型钢混凝土框架梁，其正截面受弯承载力应按下列公式计算（图5.1.2）：

非抗震设计

$$M \leqslant f_c bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + f'_a A'_{af} (h_0 - a'_a) + M_{aw} \quad (5.1.2\text{-}1)$$

$$f_c bx + f'_y A'_s + f'_a A'_{af} - f_y A_s - f_a A_{af} + N_{aw} = 0 \quad (5.1.2\text{-}2)$$

抗震设计

$$M \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[f_c bx\left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + f'_a A'_{af} (h_0 - a'_a) + M_{aw}\right] \quad (5.1.2\text{-}3)$$

$$f_c bx + f'_y A'_s + f'_a A'_{af} - f_y A_s - f_a A_{af} + N_{aw} = 0 \quad (5.1.2\text{-}4)$$

当 $\delta_1 h_0 < 1.25x$，$\delta_2 h_0 > 1.25x$ 时

$$N_{aw} = [2.5\zeta - (\delta_1 + \delta_2)] t_w h_0 f_a \quad (5.1.2\text{-}5)$$

$$M_{aw} = \left[\frac{1}{2}(\delta_1^2 + \delta_2^2) - (\delta_1 + \delta_2) + 2.5\xi - (1.25\xi)^2\right] t_w h_0^2 f_a \quad (5.1.2\text{-}6)$$

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + \dfrac{f_y + f_a}{2 \times 0.003 E_s}} \quad (5.1.2\text{-}7)$$

混凝土受压区高度 x 尚应符合下列公式要求：

$$x \leqslant \xi_b h_0 \quad (5.1.2\text{-}8)$$

$$x \geqslant a'_a + t_f \quad (5.1.2\text{-}9)$$

式中 ξ——相对受压区高度，$\xi = x/h_0$；

ξ_b——相对界限受压区高度，$\xi_b = x_b/h_0$；

x_b——界限受压区高度；

M_{aw}——型钢腹板承受的轴向合力对型钢受拉翼缘和纵向受拉钢筋合力点的力矩；

N_{aw}——型钢腹板承受的轴向合力；

δ_1——型钢腹板上端至截面上边距离与 h_0 的比值；

δ_2——型钢腹板下端至截面上边距离与 h_0 的比值；

t_w——型钢腹板厚度；

t_f——型钢翼缘厚度；

h_w——型钢腹板高度；

h_0——型钢受拉翼缘和纵向受拉钢筋合力点至混凝土受压边缘距离。

5.1.3 型钢混凝土框架梁考虑抗震等级的剪力设计值 V_b 应按下列规定计算：

一级抗震等级

$$V_b = 1.05 \frac{(M^l_{buE} + M^r_{buE})}{l_n} + V_{Gb} \quad (5.1.3\text{-}1)$$

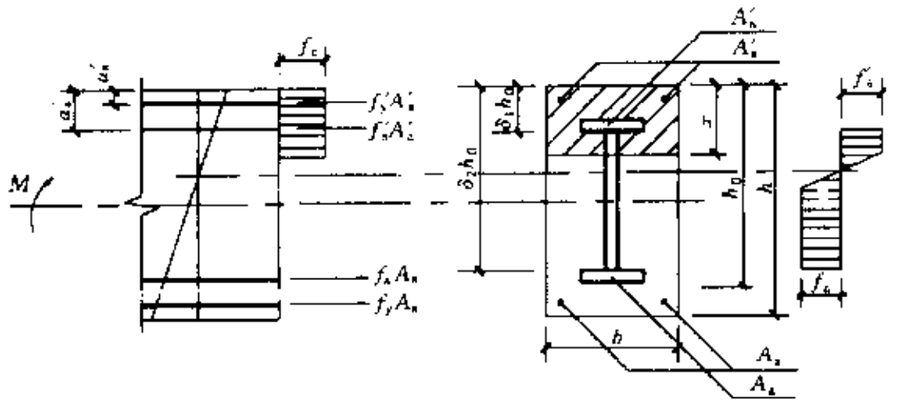


图 5.1.2 框架梁正截面受弯承载力计算

二级抗震等级

$$V_b = 1.05 \frac{(M^l_b + M^r_b)}{l_n} + V_{Gb} \quad (5.1.3\text{-}2)$$

三级抗震等级

$$V_b = \frac{(M^l_b + M^r_b)}{l_n} + V_{Gb} \quad (5.1.3\text{-}3)$$

式中 M^l_{buE}，M^r_{buE}——框架梁左、右端采用实配钢筋和实配型钢、强度标准值，且考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力所对应的弯矩值；

M^l_b，M^r_b——考虑地震作用组合的框架梁左、右端弯矩设计值；

V_{Gb}——考虑地震作用组合时的重力荷载代表值产生的剪力设计值，可按简支梁计算确定；

l_n——梁的净跨。

在公式（5.1.3-1）～（5.1.3-3）中，M^l_{buE} 和 M^r_{buE} 之和，以及 M^l_b 和 M^r_b 之和，应分别按顺时针和逆时针方向进行组合，并取其较大值。每端的 M_{buE} 可按本规程第 5.1.2 条中有关公式计算。

5.1.4 型钢混凝土框架梁的受剪截面应符合下列条件：

非抗震设计

$$V_b \leqslant 0.45 f_c bh_0 \quad (5.1.4\text{-}1)$$

$$\frac{f_a t_w h_w}{f_c bh_0} \geqslant 0.10 \quad (5.1.4\text{-}2)$$

抗震设计

$$V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.36 f_c bh_0) \quad (5.1.4\text{-}3)$$

$$\frac{f_a t_w h_w}{f_c bh_0} \geqslant 0.10 \quad (5.1.4\text{-}4)$$

5.1.5 型钢为充满型实腹型钢的型钢混凝土框架梁，其斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

非抗震设计

$$V_b \leqslant 0.08 f_c bh_0 + f_{yv} \frac{A_{sv}}{s} h_0 + 0.58 f_a t_w h_w \quad (5.1.5\text{-}1)$$

抗震设计

$$V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[0.06 f_c b h_0 + 0.8 f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0 + 0.58 f_a t_w h_w\right] \quad (5.1.5\text{-}2)$$

集中荷载作用下的梁，其斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

非抗震设计

$$V_b \leqslant \frac{0.20}{\lambda + 1.5} f_c b h_0 + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0 + \frac{0.58}{\lambda} f_a t_w h_w \quad (5.1.5\text{-}3)$$

抗震设计

$$V_b \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\frac{0.16}{\lambda + 1.5} f_c b h_0 + 0.8 f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0 \pm \frac{0.58}{\lambda} f_a t_w h_w\right] \quad (5.1.5\text{-}4)$$

式中 f_{yv}——箍筋强度设计值；

A_{sv}——配置在同一截面内箍筋各肢的全部截面面积；

s——沿构件长度方向上箍筋的间距；

λ——计算截面剪跨比，λ 可取 $\lambda = a/h_0$，a 为计算截面至支座截面或节点边缘的距离，计算截面取集中荷载作用点处的截面。当 $\lambda < 1.4$ 时，取 $\lambda = 1.4$；当 $\lambda > 3$ 时，取 $\lambda = 3$。

5.1.6 配置桁架式型钢的型钢混凝土梁，其受弯承载力可按国家标准《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89 的有关公式计算，计算中可将上、下弦型钢考虑为纵向钢筋；斜腹杆承载力的竖向分力可作为受剪箍筋考虑。

5.2 裂缝宽度验算

5.2.1 型钢混凝土框架梁应验算裂缝宽度；最大裂缝宽度应按荷载的短期效应组合并考虑长期效应组合的影响进行计算。

5.2.2 考虑裂缝宽度分布的不均匀性和荷载长期效应组合影响的最大裂缝宽度（按 mm 计）应按下列公式计算（图 5.2.2）：

$$w_{max} = 2.1\psi\frac{\sigma_{ss}}{E_s}\left(1.9c + 0.08\frac{d_e}{\rho_{te}}\right) \quad (5.2.2\text{-}1)$$

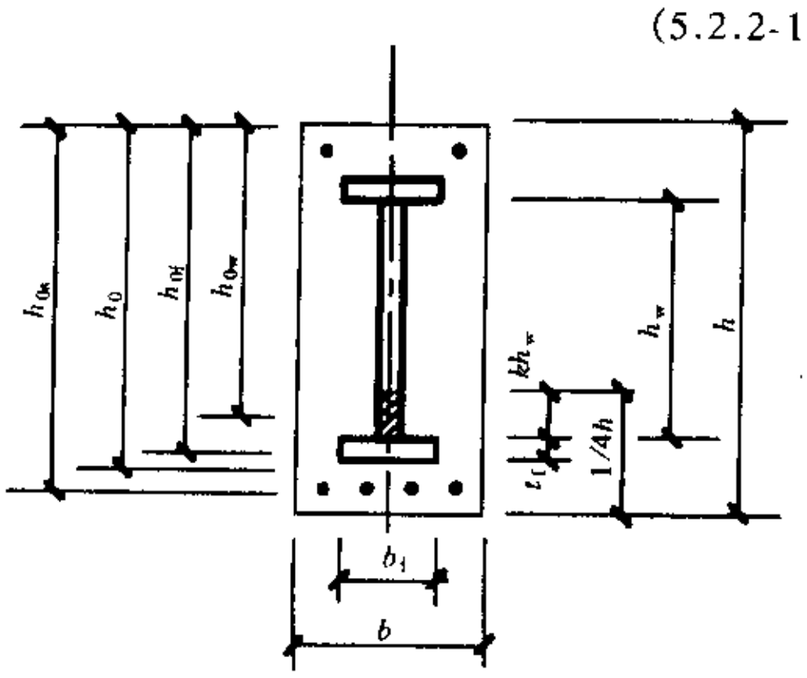


图 5.2.2 框架梁最大裂缝宽度计算

$$\psi = 1.1(1 - M_c/M_s) \quad (5.2.2\text{-}2)$$

$$M_c = 0.235 b h^2 f_{tk} \quad (5.2.2\text{-}3)$$

$$\sigma_{ss} = \frac{M}{0.87(A_s h_{0s} + A_{af} h_{0f} + k A_{aw} h_{0w})} \quad (5.2.2\text{-}4)$$

$$d_e = \frac{4(A_s + A_{af} + k A_{aw})}{u} \quad (5.2.2\text{-}5)$$

$$u = n\pi d_s + (2b_f + 2t_f + 2kh_{aw}) \times 0.7 \quad (5.2.2\text{-}6)$$

$$\rho_{te} = \frac{A_s + A_{af} + k A_{aw}}{0.5 b h} \quad (5.2.2\text{-}7)$$

式中 c——纵向受拉钢筋的混凝土保护层厚度；

ψ——考虑型钢翼缘作用的钢筋应变不均匀系数；当 $\psi < 0.4$ 时，取 $\psi = 0.4$；当 $\psi > 1.0$ 时，取 $\psi = 1.0$；

k——型钢腹板影响系数，其值取梁受拉侧 1/4 梁高范围中腹板高度与整个腹板高度的比值；

d_e、ρ_{te}——考虑型钢受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的有效直径、有效配筋率；

σ_{ss}——考虑型钢受拉翼缘与部分腹板及受拉钢筋的钢筋应力值；

M_c——混凝土截面的抗裂弯矩；

A_s、A_{af}——纵向受力钢筋、型钢受拉翼缘面积；

A_{aw}、h_{aw}——型钢腹板面积、高度；

h_{0s}、h_{0f}、h_{0w}——纵向受拉钢筋、型钢受拉翼缘、kA_{aw} 截面重心至混凝土截面受压边缘的距离；

n——纵向受拉钢筋数量；

u——纵向受拉钢筋和型钢受拉翼缘与部分腹板周长之和。

5.3 挠度验算

5.3.1 型钢混凝土框架梁在正常使用极限状态下的挠度，可根据构件的刚度用结构力学的方法计算。

在等截面构件中，可假定各同号弯矩区段内的刚度相等，并取用该区段内最大弯矩处的刚度。

受弯构件的挠度应按荷载短期效应组合并考虑荷载长期效应组合影响的长期刚度 B_l 进行计算，所求得的挠度计算值不应大于本规程表 4.2.8 规定的限值。

5.3.2 当型钢混凝土框架梁的纵向受拉钢筋配筋率为 0.3%～1.5% 范围时，其荷载短期效应和长期效应组合作用下的短期刚度 B_s 和长期刚度 B_l，可按下列公式计算：

$$B_s = \left(0.22 + 3.75\frac{E_s}{E_c}\rho_s\right)E_c I_c + E_a I_a \quad (5.3.2\text{-}1)$$

$$B_l = \frac{M_s}{M_l(\theta - 1) + M_s} B_s \qquad (5.3.2\text{-}2)$$

式中 E_c——混凝土弹性模量；

E_a——型钢弹性模量；

I_c——按截面尺寸计算的混凝土截面惯性矩；

I_a——型钢的截面惯性矩；

M_s——按荷载短期效应组合计算的弯矩值；

M_l——按荷载长期效应组合计算的弯矩值；

θ——考虑荷载长期效应组合对挠度增大的影响系数，按本规程第 5.3.3 条规定采用。

5.3.3 考虑荷载长期效应组合对挠度增大的影响系数 θ 可按下列规定采用：

当 $\rho'_s = 0$ 时，$\theta = 2.0$

当 $\rho'_s = \rho_s$ 时，$\theta = 1.6$

当 ρ'_s 为中间数值时，θ 按直线内插法取用。

此处，ρ_s、ρ'_s 分别为纵向受拉钢筋和纵向受压钢筋配筋率，$\rho_s = A_s/bh_0$、$\rho'_s = A'_s/bh_0$。

5.4 构 造 要 求

5.4.1 型钢混凝土框架梁的截面宽度不宜小于 300mm；截面的高度和宽度的比值不宜大于 4。

5.4.2 梁中纵向受拉钢筋不宜超过二排，其配筋率宜大于 0.3%，直径宜取 16～25mm，净距不宜小于 30mm 和 $1.5d$（d 为钢筋的最大直径）；梁的上部和下部纵向钢筋伸入节点的锚固构造要求应符合国家标准《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89 的规定。

5.4.3 型钢混凝土框架梁的截面高度大于或等于 500mm 时，在梁的两侧沿高度方向每隔 200mm，应设置一根纵向腰筋，且腰筋与型钢间宜配置拉结钢筋。

5.4.4 型钢混凝土框架梁在支座处和上翼缘受有较大固定集中荷载处，应在型钢腹板两侧对称设置支承加劲肋。

5.4.5 型钢混凝土框架梁中箍筋的配置应符合国家标准《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89 的规定；考虑地震作用组合的型钢混凝土框架梁，梁端应设置箍筋加密区，其加密区长度、箍筋最大间距和箍筋最小直径应满足表 5.4.5 要求。

表 5.4.5　　梁端箍筋加密区的构造要求

抗震等级	箍筋加密区长度	箍筋最大间距 (mm)	箍筋最小直径 (mm)
一　级	$2h$	100	12
二　级	$1.5h$	100	10
三　级	$1.5h$	150	10
四　级	$1.5h$	150	8

注：表中 h 为型钢混凝土梁的梁高。

5.4.6 在箍筋加密区长度内，箍筋宜配置复合箍筋，其箍筋肢距，可按国家标准《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89 的规定适当放松。

5.4.7 梁端箍筋设置，其第一个箍筋应设置在距节点边缘不大于 50mm 处，非加密区的箍筋最大间距不宜大于加密区箍筋间距的 2 倍，沿梁全长箍筋的配筋率 $\left(\rho_{sv} = \frac{A_{sv}}{bs}\right)$ 应符合下列规定：

非抗震设计　　$\rho_{sv} \geqslant 0.24 f_t / f_{yv}$　　(5.4.7-1)

抗震设计

一级抗震等级　　$\rho_{sv} \geqslant 0.3 f_t / f_{yv}$　　(5.4.7-2)

二级抗震等级　　$\rho_{sv} \geqslant 0.28 f_t / f_{yv}$　　(5.4.7-3)

三、四级抗震等级　　$\rho_{sv} \geqslant 0.26 f_t / f_{yv}$　　(5.4.7-4)

5.4.8 对于转换层大梁或托柱梁等主要承受竖向重力荷载的梁，梁端型钢上翼缘宜增设栓钉。

5.4.9 配置桁架式型钢的型钢混凝土框架梁，其压杆的长细比宜小于 120。

5.4.10 开孔型钢混凝土梁的孔位宜设置在剪力较小截面附近，且宜采用圆形孔，当孔洞位于离支座 1/4 跨度以外时，圆形孔的直径不宜大于 0.4 倍梁高，且不宜大于型钢截面高度的 0.7 倍；当孔洞位于离支座 1/4 跨度以内时，圆孔的直径不宜大于 0.3 倍梁高，且不宜大于型钢截面高度的 0.5 倍。孔洞周边宜设置钢套管，管壁厚度不宜小于梁型钢腹板厚度，套管与梁型钢腹板连接的角焊缝高度宜取 0.7 倍腹板厚度；腹板孔周围二侧宜各焊上厚度稍小于腹板厚度的环形补强板，其环板宽度应取 75～125mm；且孔边应加设构造箍筋和水平筋（图 5.4.10）。

5.4.11 型钢混凝土框架梁的圆孔孔洞截面处，应进行受弯承载力和受剪承载力计算；圆形孔受弯承载力计算应按本规程第 5.1.2 条计算，但计算中应扣除孔洞面积；受剪承载力应按下列公式计算：

非抗震设计

$$V_b \leqslant 0.08 f_c b h_0 \left(1 - 1.6 \frac{D_h}{h}\right) + 0.58 f_a t_w (h_w - D_h)\gamma + \Sigma f_{yv} A_{sv} \qquad (5.4.11\text{-}1)$$

抗震设计

$$V_b = \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[0.06 f_c b h_0 \left(1 - 1.6 \frac{D_h}{h}\right) + 0.58 f_a t_w (h_w - D_h)\gamma\right.$$

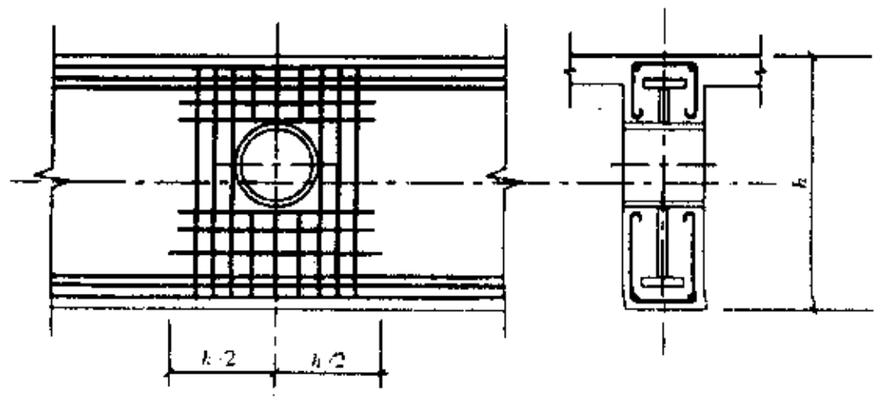


图 5.4.10　圆形孔孔口加强措施

$$+ 0.8\Sigma f_{yv}A_{sv}\Big] \qquad (5.4.11\text{-}2)$$

式中 γ——孔边条件系数，孔边设置钢套管时取1.0，孔边不设钢套管时取0.85；

D_h——圆孔洞直径；

$\Sigma f_{yv}A_{sv}$——加强箍筋的受剪承载力。

6 型钢混凝土框架柱

6.1 承 载 力 计 算

6.1.1 型钢混凝土框架柱，其正截面偏心受压承载力计算的基本假定应符合本规程第5.1.1条的规定。

6.1.2 型钢截面为充满型实腹型钢的型钢混凝土框架柱，其偏心受压构件正截面受压承载力应按下列公式计算（图6.1.2）：

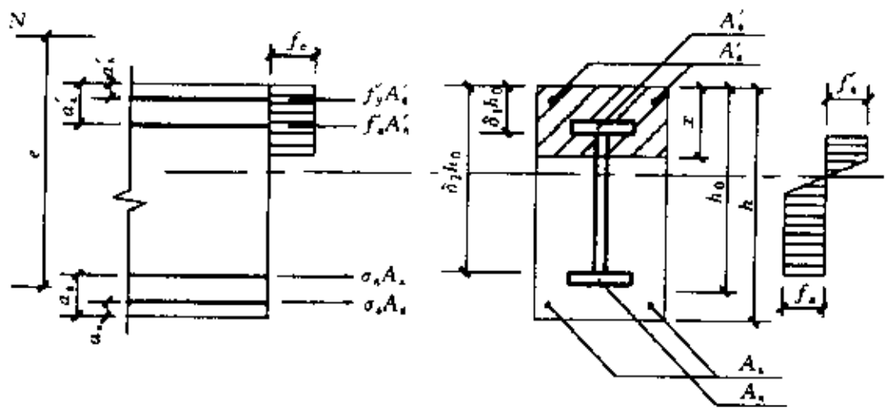


图 6.1.2 偏心受压框架柱的承载力计算

非抗震设计

$$N \leqslant f_c bx + f'_y A'_s + f'_a A'_{af} - \sigma_a A_s - \sigma_a A_{af} + N_{aw} \qquad (6.1.2\text{-}1)$$

$$Ne \leqslant f_c bx(h_0 - x/2) + f'_y A'_s(h_0 - a'_s) + f'_a A'_{af}(h_0 - a'_a) + M_{aw} \qquad (6.1.2\text{-}2)$$

抗震设计

$$N \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}[f_c bx + f'_y A'_s + f'_a A'_{af} - \sigma_s A_s - \sigma_a A_{af} + N_{aw}] \qquad (6.1.2\text{-}3)$$

$$Ne \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}[f_c bx(h_0 - x/2) + f'_s A'_s(h_0 - a'_s) + f'_a A'_{af}(h_0 - a'_a) + M_{aw}] \qquad (6.1.2\text{-}4)$$

$$e = \eta e_i + \frac{h}{2} - a \qquad (6.1.2\text{-}5)$$

$$e_i = e_0 + e_a \qquad (6.1.2\text{-}6)$$

当 $\delta_1 h_0 < 1.25x$，$\delta_2 h_0 > 1.25x$ 时，

$$N_{aw} = [2.5\xi - (\delta_1 + \delta_2)]t_w h_0 f_a \qquad (6.1.2\text{-}7)$$

$$M_{aw} = \left[\frac{1}{2}(\delta_1^2 + \delta_2^2) - (\delta_1 + \delta_2) + 2.5\xi - (1.25\xi)^2\right]t_w h_0^2 f_a \qquad (6.1.2\text{-}8)$$

当 $\delta_1 h_0 < 1.25x$，$\delta_2 h_0 < 1.25x$ 时，

$$N_{aw} = (\delta_2 - \delta_1)t_w h_0 f_a \qquad (6.1.2\text{-}9)$$

$$M_{aw} = \left[\frac{1}{2}(\delta_1^2 - \delta_2^2) + (\delta_2 - \delta_1)\right]t_w h_0^2 f_a \qquad (6.1.2\text{-}10)$$

受拉边或受压较小边的钢筋应力 σ_s 和型钢翼缘应力 σ_a 可按下列条件计算

当 $x \leqslant \xi_b h_0$ 时，为大偏心受压构件，取 $\sigma_s = f_y$，$\sigma_a = f_a$；

当 $x > \xi_b h_0$ 时，为小偏心受压构件，σ_s 及 σ_a 分别按公式（6.1.4-1）及（6.1.4-2）计算。

$$\xi_b = \frac{0.8}{1 + \dfrac{f_y + f_a}{2 \times 0.003E_s}} \qquad (6.1.2\text{-}11)$$

式中 e——轴向力作用点至纵向受拉钢筋和型钢受拉翼缘的合力点之间的距离；

e_0——轴向力对截面重心的偏心矩，取 $e_0 = M/N$；

e_a——考虑荷载位置不定性、材料不均匀，施工偏差等引起的附加偏心距；按本规程6.1.5条规定计算；

η——偏心受压构件考虑挠曲影响的轴向力偏心距增大系数；按本规程6.1.3条规定计算，当长细比 l_0/h（或 l_0/d）小于或等于8时，可取 $\eta = 1.0$。

注：配置十字形型钢的型钢混凝土柱，当截面尺寸、型钢及钢筋配置符合附录A时，其正截面承载力简化计算可按附录A进行。

6.1.3 型钢混凝土框架柱，其正截面偏心受压承载力计算，应考虑构件在弯矩作用平面内挠曲对轴向力偏心距的影响，应将轴向力对截面重心的偏心矩 e_0 乘以偏心距增大系数 η，其值可按下列公式计算：

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400e_0/h_0}\left(\frac{l_0}{h}\right)^2 \zeta_1 \zeta_2 \qquad (6.1.3\text{-}1)$$

$$\zeta_1 = \frac{0.5f_c A}{N} \qquad (6.1.3\text{-}2)$$

$$\zeta_2 = 1.15 - 0.01\frac{l_0}{h} \qquad (6.1.3\text{-}3)$$

式中 l_0——构件计算长度；

ζ_1——偏心受压构件的截面曲率修正系数，当 $\zeta_1 > 1$ 时，取 $\zeta_1 = 1$；

ζ_2——考虑构件长细比对截面曲率的影响系数，当 $l_0/h < 15$ 时，取 $\zeta_2 = 1.0$。

6.1.4 型钢混凝土框架柱受拉或受压较小边的纵向钢筋应力和型钢翼缘的应力，可按下列近似公式计算：

$$\sigma_s = \frac{f_y}{\xi_b - 0.8}\left(\frac{x}{h_0} - 0.8\right) \qquad (6.1.4\text{-}1)$$

$$\sigma_a = \frac{f_a}{\xi_b - 0.8}\left(\frac{x}{h_0} - 0.8\right) \qquad (6.1.4\text{-}2)$$

6.1.5 在偏心受压构件的正截面承载力计算中，应考虑轴向压力在偏心方向存在的附加偏心距 e_a，其值取20mm和偏心方向截面尺寸的1/30，两者中的较大值。

6.1.6 考虑地震作用组合的框架柱的节点上、下端的内力设计值应按下列规定采用：

1 节点上、下柱端的弯矩设计值

一级抗震等级

$$\Sigma M_c = 1.1\Sigma M_{buE} \qquad (6.1.6\text{-}1)$$

二级抗震等级

$$\Sigma M_c = 1.1\Sigma M_b \qquad (6.1.6\text{-}2)$$

对三级抗震等级，取地震作用组合下的弯矩设计值。

式中 ΣM_c——节点上、下柱端的弯矩设计值之和；节点上柱端和下柱端的弯矩设计值，一般可按上、下柱端弹性分析所得的考虑地震作用组合的弯矩比进行分配；

ΣM_{buE}——同一节点左、右梁端按顺时针和逆时针方向组合，采用实配钢筋和实配型钢、材料强度标准值，且考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力所对应的弯矩值之和的较大值；每端 M_{buE} 值按本规程第 5.1.3 条规定计算；

ΣM_b——同一节点左、右梁端按顺时针和逆时针方向考虑地震作用组合的弯矩设计值之和。

2 一、二、三级抗震等级的节点上、下柱端的轴向压力设计值，取地震作用组合下各自的轴向压力设计值。

6.1.7 按一、二级抗震等级设计的框架结构底层柱根和框支层柱两端截面的弯矩设计值，应分别乘以增大系数 1.5 和 1.25。

6.1.8 考虑地震作用组合的框架柱、框支层柱的剪力设计值 V_c 应按下列规定计算：

一级抗震等级

$$V_c = 1.1\frac{(M_{cuE}^t + M_{cuE}^b)}{H_n} \qquad (6.1.8\text{-}1)$$

二级抗震等级

$$V_c = 1.1\frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \qquad (6.1.8\text{-}2)$$

三级抗震等级

$$V_c = \frac{(M_c^t + M_c^b)}{H_n} \qquad (6.1.8\text{-}3)$$

式中 M_{cuE}^t，M_{cuE}^b——框架柱下、下端采用实配钢筋和实配型钢、材料强度标准值，且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；

M_c^t，M_c^b——考虑地震作用组合的框架柱上、下端弯矩设计值；

H_n——柱的净高。

在公式（6.1.8-1）中，M_{cuE}^t 与 M_{cuE}^b 之和，应分别按顺时针和逆时针方向进行计算，并取其较大值。每端的 M_{cuE} 值，可按本规程公式（6.1.2-3）、（6.1.2-4）确定，此时，应将不等式改为等式，对于对称配筋截面柱，将 Ne 以 $\left[M_{cuE} + N\left(\frac{h}{2} - a\right)\right]$ 代替，其中，将 f_c、f_y、f'_y、f_a、f'_a 以 f_{ck}、f_{yk}、f'_{yk}、f_{ak}、f'_{ak} 代替，将 A_s、A'_s、A_{af}、A'_{af} 以实配的截面面积代替。

在公式（6.1.8-2）、（6.1.8-3）中，M_c^t 与 M_c^b 之和，应分别按顺时针和逆时针方向进行计算，并取其较大值，M_c^t 与 M_c^b 的取值，应按本规程 6.1.6 条确定。

6.1.9 框架柱的受剪截面应符合下列条件：

非抗震设计 $V_c \leqslant 0.45 f_c b h_0 \qquad (6.1.9\text{-}1)$

$$\frac{f_a t_w h_w}{f_c b h_0} \geqslant 0.10 \qquad (6.1.9\text{-}2)$$

抗震设计 $V_c \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.36 f_c b h_0) \qquad (6.1.9\text{-}3)$

$$\frac{f_a t_w h_w}{f_c b h_0} \geqslant 0.10 \qquad (6.1.9\text{-}4)$$

6.1.10 框架柱的斜截面受剪承载力应按下列公式计算：

非抗震设计

$$V_c \leqslant \frac{0.20}{\lambda + 1.5} f_c b h_0 + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0 + \frac{0.58}{\lambda} f_a t_w h_w + 0.07N \qquad (6.1.10\text{-}1)$$

抗震设计

$$V_c \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\frac{0.16}{\lambda + 1.5} f_c b h_0 + 0.8 f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0 + \frac{0.58}{\lambda} f_a t_w h_w + 0.056N\right] \qquad (6.1.10\text{-}2)$$

式中 λ——框架柱的计算剪跨比，其值取上、下端较大弯矩设计值 M 与对应的剪力设计值 V 和柱截面有效高度 h_0 的比值，即 M/Vh_0；当框架结构中的框架柱的反弯点在柱层高范围内时，柱剪跨比也可采用 1/2 柱净高与柱截面有效高度 h_0 的比值；当 λ 小于 1 时，取 1；当 λ 大于 3 时，取 3；

N——考虑地震作用组合的框架柱的轴向压力设计值；当 $N > 0.3 f_c A_c$ 时，取 $N = 0.3 f_c A_c$。

6.1.11 考虑地震作用组合的框架柱，其轴压比 $\frac{N}{f_c A_c + f_a A_a}$ 不宜大于表 6.1.11 规定的限值。

表 6.1.11 框架柱的轴压比限值

结构类型	箍筋型式	抗震等级		
		一级	二级	三级
框架结构	复合箍筋	0.65	0.75	0.85
框架-剪力墙结构 框架-筒体结构	复合箍筋	0.70	0.80	0.90
框支结构	复合箍筋	0.60	0.70	0.80

注：剪跨比不大于 2 的框架柱，其轴压比限值应比表 6.1.11 中数值减小 0.05。

6.2 构 造 要 求

6.2.1 型钢混凝土框架柱中箍筋的配置应符合国家标准《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89 的规定；考虑地震作用组合的型钢混凝土框架柱，柱端箍筋加密区长度、箍筋最大间距和最小直径应按表 6.2.1 的规定采用。

表 6.2.1 框架柱端箍筋加密区的构造要求

抗震等级	箍筋加密区长度	箍筋最大间距	箍筋最小直径
一 级	取矩形截面长边尺寸（或圆形截面直径）、层间柱净高的 1/6 和 500mm 三者中的最大值	取纵向钢筋直径的 6 倍、100mm 二者中的较小值	ϕ10
二 级		取纵向钢筋直径的 8 倍、100mm 二者中的较小值	ϕ8
三 级		取纵向钢筋直径的 8 倍、150mm 二者中的较小值	ϕ8
四 级			ϕ6

注：1 对二级抗震等级的框架柱，当箍筋最小直径不小于 ϕ10 时，其箍筋最大间距可取 150mm；

2 剪跨比不大于 2 的框架柱、框支柱和一级抗震等级角柱应沿全长加密箍筋，箍筋间距均不应大于 100mm。

6.2.2 柱箍筋加密区的箍筋最小体积配筋百分率应符合表 6.2.2 的要求。

表 6.2.2 柱箍筋加密区的箍筋最小体积配筋百分率（%）

抗震等级	箍筋形式	轴压比		
		<0.4	0.4~0.5	>0.5
一 级	复合箍筋	0.8	1.0	1.2
二 级	复合箍筋	0.6~0.8	0.8~1.0	1.0~1.2
三 级	复合箍筋	0.4~0.6	0.6~0.8	0.8~1.0

注：1 混凝土强度等级高于 C50 或需要提高柱变形能力或Ⅳ类场地上较高的高层建筑，柱中箍筋的最小体积配筋百分率应取表中相应项的较大值；

2 当配置螺旋箍筋时，体积配筋率可减少 0.2%，但不应小于 0.4%；

3 对一、二级抗震等级且剪跨比不大于 2 的框架柱，其箍筋体积配筋率不应小于 0.8%；

4 当采用Ⅱ级钢筋作箍筋，表中数值可乘以折减系数 0.85，但不应小于 0.4%。

6.2.3 在箍筋加密区长度以外，箍筋的体积配筋率不宜小于加密区配筋率的一半，且对一、二级抗震等级，箍筋间距不应大于 $10d$；对三级抗震等级不宜大于 $15d$，d 为纵向钢筋直径。

6.2.4 型钢混凝土框架柱全部纵向受力钢筋的配筋率不宜小于 0.8%；受力型钢的含钢率不宜小于 4%，且不宜大于 10%。

6.2.5 框架柱内纵向钢筋的净距不宜小于 60mm。

7 型钢混凝土框架梁柱节点

7.1 承 载 力 计 算

7.1.1 型钢混凝土框架梁柱节点考虑抗震等级的剪力设计值 V_j，应按下列规定计算：

1 型钢混凝土柱与型钢混凝土梁或钢筋混凝土梁连接的梁柱节点

1）一级抗震等级

顶层中间节点

$$V_j = 1.05\frac{(M^l_{buE} + M^r_{buE})}{Z} \qquad (7.1.1\text{-}1)$$

其他层的中间节点和端节点

$$V_j = 1.05\frac{(M^l_{buE} + M^r_{buE})}{Z}\left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \qquad (7.1.1\text{-}2)$$

2）二级抗震等级

顶层中间节点

$$V_j = 1.05\frac{M^l_b + M^r_b}{Z} \qquad (7.1.1\text{-}3)$$

其他层的中间节点和端节点

$$V_j = 1.05\frac{(M^l_b + M^r_b)}{Z}\left(1 - \frac{Z}{H_c - h_b}\right) \qquad (7.1.1\text{-}4)$$

式中 M^l_{buE}，M^r_{buE}——框架节点左、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；其值应按本规程第 5.1.2 条和第 5.1.3 条计算；

M^l_b，M^r_b——考虑地震作用组合的框架节点左、右两侧为型钢混凝土梁或钢筋混凝土梁的梁端弯矩设计值；

H_c——节点上柱和下柱反弯点之间的距离；

Z——梁端上部和下部钢筋合力点或梁上部钢筋加型钢上翼缘和梁下部钢筋加型钢下翼缘合力点，或型钢上、下翼缘合力点之间的距离；

h_b——梁截面高度；当节点两侧梁高不相同时，梁截面高度 h_b 应取其平均值。

2 型钢混凝土柱与钢梁连接的梁柱节点：

1）一级抗震等级

顶层中间节点

$$V_j = 1.05\frac{(M^l_{au} + M^r_{au})}{Z} \qquad (7.1.1\text{-}5)$$

其他层的中间节点和端节点

$$V_j = 1.05\frac{M_{au}^l + M_{au}^r}{Z}\left(1 - \frac{Z}{H_c - h_a}\right) \quad (7.1.1\text{-}6)$$

2）二级抗震等级

顶层中间节点

$$V_j = 1.05\frac{(M_a^l + M_a^r)}{Z} \quad (7.1.1\text{-}7)$$

其他层的中间节点和端节点

$$V_j = 1.05\frac{M_a^l + M_a^r}{Z}\left(1 - \frac{Z}{H_c - h_a}\right) \quad (7.1.1\text{-}8)$$

式中 M_{au}^l，M_{au}^r——框架节点左、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材料标准值计算；

M_a^l，M_a^r——框架节点左、右两侧钢梁的梁端弯矩设计值；

h_a——型钢截面高度；当节点两侧梁高不相同时，梁截面高度 h_a 应取其平均值。

7.1.2 考虑地震作用组合的框架，其框架节点受剪的水平截面应符合下列条件：

$$V_j \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}(0.4\eta_j f_c b_j h_j) \quad (7.1.2)$$

式中 h_j——框架节点水平截面的高度。可取 $h_j = h_c$，h_c 为框架柱的截面高度；

b_j——框架节点水平截面的宽度。当 b_b 为不小于 $b_c/2$ 时，可取 b_c；当 b_b 小于 $b_c/2$ 时，可取 $b_b + 0.5h_c$ 和 b_c 二者的较小值。此处 b_b 为梁的截面宽度，b_c 为柱的截面宽度。

η_j——梁对节点的约束影响系数：对两个正交方向有梁约束的中间节点，当梁的截面宽度均大于柱截面宽度的 1/2，且框架次梁的截面高度不小于主梁截面高度的 3/4 时，可取 $\eta_j = 1.5$；其他情况的节点，可取 $\eta_j = 1$。

注：当梁柱轴线有偏心距 e_0 时，e_0 不宜大于柱截面宽度 1/4，此时，节点宽度应取 $(0.5b_c + 0.5b_b + 0.25h_c - e_0)$、$(b_b + 0.5h_c)$ 和 b_c 三者中的最小值。

7.1.3 一、二级抗震等级的框架节点的受剪承载力，应按下列公式计算：

1 型钢混凝土柱与型钢混凝土梁连接的梁柱节点

一级抗震等级

$$V_j \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[0.3\phi_j\eta_j f_c b_j h_j + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}(h_0 - a'_s) + 0.58 f_a t_w h_w\right] \quad (7.1.3\text{-}1)$$

二级抗震等级

$$V_j \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\phi_j\eta_j\left(0.3 + 0.05\frac{N}{f_c b_c h_c}\right)f_c b_j h_j + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}(h_0 - a'_s) + 0.58 f_a t_w h_w\right] \quad (7.1.3\text{-}2)$$

2 型钢混凝土柱与钢筋混凝土梁连接的梁柱节点

一级抗震等级

$$V_j \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[0.14\phi_j\eta_j f_c b_j h_j + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}(h_0 - a'_s) + 0.2 f_a t_w h_w\right] \quad (7.1.3\text{-}3)$$

二级抗震等级

$$V_j \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\phi_j\eta_j\left(0.14 + 0.05\frac{N}{f_c b_c h_c}\right)f_c b_j h_j + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}(h_0 - a'_s) + 0.2 f_a t_w h_w\right] \quad (7.1.3\text{-}4)$$

3 型钢混凝土柱与钢梁连接的梁柱节点

一级抗震等级

$$V_j \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[0.25\phi_j\eta_j f_c b_j h_j + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}(h_0 - a'_s) + 0.58 f_a t_w h_w\right] \quad (7.1.3\text{-}5)$$

二级抗震等级

$$V_j \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\phi_j\eta_j\left(0.25 + 0.05\frac{N}{f_c b_c h_c}\right)f_c b_j h_j + f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}(h_0 - a'_s) + 0.58 f_a t_w h_w\right] \quad (7.1.3\text{-}6)$$

式中 ϕ_j——节点位置影响系数，对中柱中间节点取 $\phi_j = 1.0$；边柱节点及顶层中间节点取 $\phi_j = 0.7$；顶层边节点取 $\phi_j = 0.4$；

N——考虑地震作用组合的节点上柱底部的轴向压力设计值；当 $N > 0.5 f_c b_c h_c$ 时，取 $N = 0.5 f_c b_c h_c$；

t_w——柱型钢腹板厚度；

h_w——柱型钢腹板高度；

A_{sv}——配置在框架节点宽度 b_j 范围内同一截面内箍筋各肢的全部截面面积。

7.1.4 型钢混凝土梁柱节点的梁端、柱端型钢和钢筋混凝土各自承担的受弯承载力之和，宜分别符合下列条件：

$$0.5 \leqslant \frac{\Sigma M_c^a}{\Sigma M_b^a} \leqslant 2.0 \quad (7.1.4\text{-}1)$$

$$\frac{\Sigma M_c^{rc}}{\Sigma M_b^{rc}} \geqslant 0.5 \quad (7.1.4\text{-}2)$$

式中 ΣM_c^a——节点上、下柱端型钢受弯承载力之和；

ΣM_b^a——节点左、右梁端型钢受弯承载力之和；

ΣM_c^{rc}——节点上、下柱端钢筋混凝土截面受弯承载力之和；

ΣM_b^{rc}——节点左、右梁端钢筋混凝土截面受弯承载力之和。

7.2 构 造 要 求

7.2.1 型钢混凝土框架节点核心区的箍筋最大间距、最小直径宜按本规程表 6.2.1 采用，对一、二、三级抗震等级的框架节点核心区，其箍筋最小体积配筋率分别不宜小于 0.6%、0.5%、0.4%，且柱纵向受力钢筋不应在中间各层节点中切断。

7.2.2 框架梁和框架柱的纵向受力钢筋在框架节点区的锚固和搭接应符合国家标准《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89 的规定。

8 型钢混凝土剪力墙

8.1 承 载 力 计 算

8.1.1 两端配有型钢的钢筋混凝土剪力墙，其正截面偏心受压承载力应按下列公式计算（图 8.1.1）：

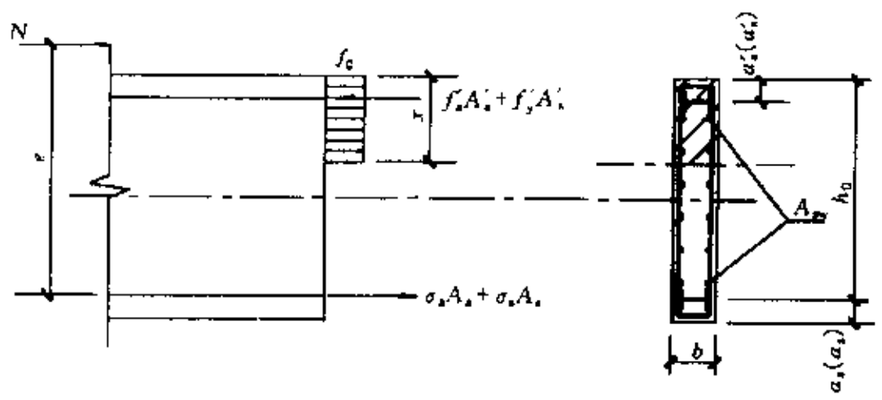


图 8.1.1 剪力墙正截面偏心受压承载力计算

非抗震设计：

$$N \leqslant f_c \xi b h_0 + f'_a A'_a + f'_y A'_s - \sigma_a A_a - \sigma_s A_s + N_{sw} \tag{8.1.1-1}$$

$$Ne \leqslant f_c \xi (1 - 0.5\xi) b h_0^2 + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + f'_a A'_a (h_0 - a'_a) + M_{sw} \tag{8.1.1-2}$$

抗震设计：

$$N \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} [f_c \xi b h_0 + f'_a A'_a + f'_y A'_s - \sigma_a A_a - \sigma_s A_s + N_{sw}] \tag{8.1.1-3}$$

$$Ne \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} [f_c \xi (1 - 0.5\xi) b h_0^2 + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) + f'_a A'_a (h_0 - a'_a) + M_{sw}] \tag{8.1.1-4}$$

$$N_{sw} = \left(1 + \frac{\xi - 0.8}{0.4\omega}\right) f_{yw} A_{sw} \tag{8.1.1-5}$$

$$M_{sw} = \left[0.5 - \left(\frac{\xi - 0.8}{0.8\omega}\right)^2\right] f_{yw} A_{sw} h_{sw} \tag{8.1.1-6}$$

式中 A_a，A'_a——剪力墙受拉端、受压端配置的型钢全部截面面积；

A_{sw}——剪力墙竖向分布钢筋总面积；

f_{yw}——剪力墙竖向分布钢筋强度设计值；

N_{sw}——剪力墙竖向分布钢筋所承担的轴向力，当 $\xi > 0.8$ 时，取 $N_{sw} = f_{yw} \cdot A_{sw}$；

M_{sw}——剪力墙竖向分布钢筋的合力对型钢截面重心的力矩，当 $\xi > 0.8$ 时，$M_{sw} = 0.5 f_{yw} \cdot A_{sw} \cdot h_{sw}$；

ω——剪力墙竖向分布钢筋配置高度 h_{sw} 与截面有效高度 h_0 的比值，$\omega = h_{sw}/h_0$；

b——剪力墙厚度；

h_0——型钢受拉翼缘和纵向受拉钢筋合力点至混凝土受压边缘的距离；

e——轴向力作用点到型钢受拉翼缘和纵向受拉钢筋合力点的距离。

8.1.2 一、二级抗震等级的剪力墙的剪力设计值 V_w 应按下列规定计算：

1 底部加强部位的剪力设计值

一级抗震等级

$$V_w = 1.1 \frac{M_{wuE}}{M} V \tag{8.1.2-1}$$

二级抗震等级

$$V_w = 1.1V \tag{8.1.2-2}$$

三级抗震等级

$$V_w = V \tag{8.1.2-3}$$

式中 M_{wuE}——剪力墙采用实配钢筋和实配型钢、强度标准值，且考虑承载力抗震调整系数的正截面受弯承载力所对应的弯矩值；

M——剪力墙计算部位的弯矩设计值；

V——剪力墙计算部位的剪力设计值。

2 对其他部位的剪力设计值应取 $V_w = V$

8.1.3 剪力墙的受剪截面应符合下列条件：

非抗震设计

$$V_w \leqslant 0.25 f_c b h \tag{8.1.3-1}$$

抗震设计

$$V_w \leqslant \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20 f_c b h) \tag{8.1.3-2}$$

8.1.4 两端配有型钢的钢筋混凝土剪力墙在偏心受压时的斜截面受剪承载力，应按下列公式计算（图 8.1.4）：

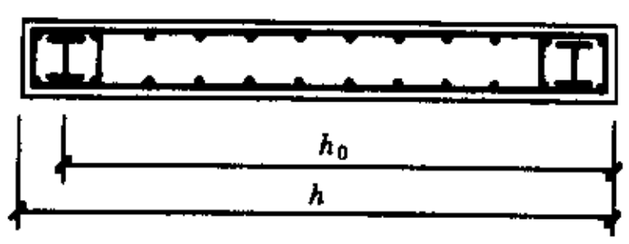


图 8.1.4 两端配有型钢的钢筋混凝土剪力墙斜截面受剪承载力计算

非抗震设计

$$V_w = \frac{1}{\lambda - 0.5} \left(0.05 f_c b h_0 + 0.13 N \frac{A_w}{A}\right)$$

$$+ f_{yv}\frac{A_{sh}}{s}h_0 + \frac{0.4}{\lambda}f_aA_a \qquad (8.1.4\text{-}1)$$

抗震设计

$$V_w = \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\frac{1}{\lambda - 0.5}\left(0.04f_cbh_0 + 0.1N\frac{A_w}{A}\right)\right.$$

$$\left. + 0.8f_{yv}\frac{A_{sh}}{s}h_0 + \frac{0.32}{\lambda}f_aA_a\right] \qquad (8.1.4\text{-}2)$$

式中 λ——计算截面处的剪跨比，$\lambda = \frac{M}{Vh_0}$；当$\lambda < 1.5$时，取1.5；当$\lambda > 2.2$时，取$\lambda = 2.2$；

N——考虑地震作用组合的剪力墙的轴向压力设计值，当$N > 0.2f_cbh$时，取$N = 0.2f_cbh$；

A——剪力墙的截面面积，当有翼缘时，翼缘有效面积可按本规程8.1.5条取用；

A_w——T形、工形截面剪力墙腹板的截面面积，对矩形截面剪力墙，取$A = A_w$；

A_{sh}——配置在同一水平截面内的水平分布钢筋的全部截面面积；

A_a——剪力墙一端暗柱中型钢截面面积；

S——水平分布钢筋的竖向间距。

8.1.5 在承载力计算中，剪力墙的翼缘计算宽度可取剪力墙厚度加两侧各6倍翼缘墙的厚度、墙间距的一半和剪力墙肢总高度的1/20中的最小值。

8.1.6 在框架-剪力墙结构中，周边有型钢混凝土柱和钢筋混凝土梁的现浇钢筋混凝土剪力墙，当剪力墙与梁柱有可靠连接时，其正截面偏心受压承载力应按本规程第8.1.1条计算。正截面偏心受压时的斜截面受剪承载力，应按下列公式计算（图8.1.6）：

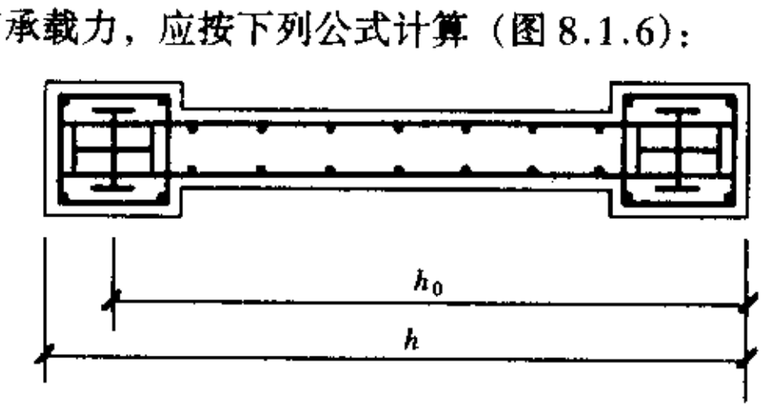


图8.1.6 周边有型钢柱的剪力墙斜截面受剪承载力计算

非抗震设计

$$V_w = \frac{1}{\lambda - 0.5}\left(0.05\beta_rf_cbh_0 + 0.13N\frac{A_w}{A}\right)$$

$$+ f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0 + \frac{0.4}{\lambda}f_aA_a \qquad (8.1.6\text{-}1)$$

抗震设计

$$V_w = \frac{1}{\gamma_{RE}}\left[\frac{1}{\lambda - 0.5}\left(0.04\beta_rf_cbh_0 + 0.1N\frac{A_w}{A}\right)\right.$$

$$\left. + 0.8f_{yv}\frac{A_{sv}}{s}h_0 + \frac{0.32}{\lambda}f_aA_a\right] \qquad (8.1.6\text{-}2)$$

式中 β_r——周边柱对混凝土墙体的约束系数，其值取1.2。

8.2 构造要求

8.2.1 端部配有型钢的钢筋混凝土剪力墙的厚度、水平和竖向分布钢筋的最小配筋率，宜符合国家标准《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89和行业标准《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》JGJ 3—91的规定。剪力墙端部型钢周围应配置纵向钢筋和箍筋，以形成暗柱，其箍筋配置应符合国家标准《混凝土结构设计规范》GB 10—89的有关规定。

8.2.2 钢筋混凝土剪力墙端部配置的型钢，其混凝土保护层厚度宜大于50mm；水平分布钢筋应绕过或穿过墙端型钢，且应满足钢筋锚固长度要求。

8.2.3 周边有型钢混凝土柱和梁的现浇钢筋混凝土剪力墙，剪力墙的水平分布钢筋应绕过或穿过周边柱型钢，且应满足钢筋锚固长度要求；当采用间隔穿过时，宜另加补强钢筋。周边柱的型钢、纵向钢筋、箍筋配置应符合型钢混凝土柱的设计要求，周边梁可采用型钢混凝土梁或钢筋混凝土梁；当不设周边梁时，应设置钢筋混凝土暗梁，暗梁的高度可取2倍墙厚。

9 连接构造

9.1 梁柱节点连接构造

9.1.1 框架梁柱节点的连接构造应做到构造简单，传力明确，便于混凝土浇捣和配筋。

9.1.2 型钢混凝土组合结构的梁柱连接可采用下列几种形式：

1 型钢混凝土柱与型钢混凝土梁的连接；

2 型钢混凝土柱与钢筋混凝土梁的连接；

3 型钢混凝土柱与钢梁的连接。

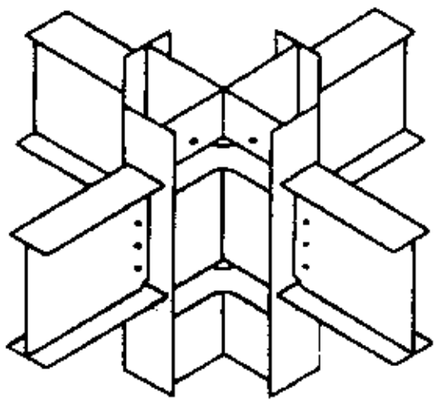


图9.1.3 型钢混凝土内型钢梁柱节点及水平加劲肋

9.1.3 型钢混凝土柱与型钢混凝土梁、钢筋混凝土梁、钢梁的连接，柱内型钢宜采用贯通型，柱内型钢的拼接构造应满足钢结构的连接要求。型钢柱沿高度方向，在对应于型钢梁的上、下翼缘处或钢筋混凝土梁的上下边缘处，应设置水平加劲肋，加劲肋型式宜便于混凝土浇筑，水平加劲肋应与梁端型钢翼缘等厚，且厚度不宜小于12mm（图9.1.3）。

9.1.4 型钢混凝土柱与钢筋混凝土梁或型钢混凝土梁的梁柱节点应采用刚性连接，梁的纵向钢筋应伸入柱节点，且应满足钢筋锚固要求。柱内型钢的截面型式和纵向钢筋的配置，宜便于梁纵向钢筋的贯穿，设计上应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，也不应与柱内型钢直接焊接连接(图 9.1.4)；当必须在柱内型钢腹板上预留贯穿孔时，型钢腹板截面损失率宜小于腹板面积 25%；当必须在柱内型钢翼缘上预留贯穿孔时，宜按柱端最不利组合的 M、N 验算预留孔截面的承载能力，不满足承载力要求时，应进行补强。

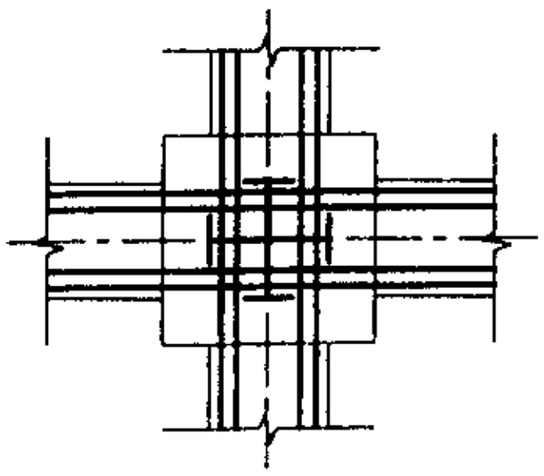


图 9.1.4　型钢混凝土
梁柱节点穿筋构造

梁柱连接也可在柱型钢上设置工字钢牛腿，钢牛腿的高度不宜小于 0.7 倍梁高，梁纵向钢筋中一部分钢筋可与钢牛腿焊接或搭接，其长度应满足钢筋内力传递要求；当采用搭接时，钢牛腿上、下翼缘应设置二排栓钉，其间距不应小于 100mm。从梁端至牛腿端部以外 1.5 倍梁高范围内，箍筋应满足国家标准《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89梁端箍筋加密区的要求。

9.1.5　型钢混凝土柱与型钢混凝土梁或钢梁连接时，其柱内型钢与梁内型钢或钢梁的连接应采用刚性连接，且梁内型钢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；悬臂梁段与柱应采用全焊接连接。具体连接构造应符合国家标准《钢结构设计规范》GBJ 17—88 以及行业标准《高层民用建筑钢结构技术规程》JGJ 99—98 的要求（图 9.1.5）。

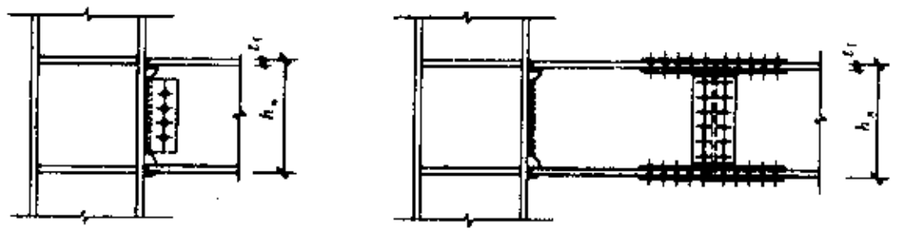


图 9.1.5　型钢混凝土内型钢梁与柱连接构造

9.1.6　在跨度较大的框架结构中，当采用型钢混凝土梁和钢筋混凝土柱时，梁内的型钢应伸入柱内，且应采取可靠的支承和锚固措施，保证型钢混凝土梁端承受的内力向柱中传递，其连接构造宜经专门试验确定。

9.2　柱与柱连接构造

9.2.1　在各种结构体系中，当结构下部采用型钢混凝土柱，上部采用钢筋混凝土柱时，在此两种结构类型间，应设置结构过渡层，过渡层应满足下列要求：

1　从设计计算上确定某层柱可由型钢混凝土柱改为钢筋混凝土柱时，下部型钢混凝土柱中的型钢应向上延伸一层或二层作为过渡层，过渡层柱中的型钢截面尺寸可根据梁的具体配筋情况适当变化，过渡层柱的纵向钢筋配置应按钢筋混凝土柱计算，且箍筋应沿柱全高加密；

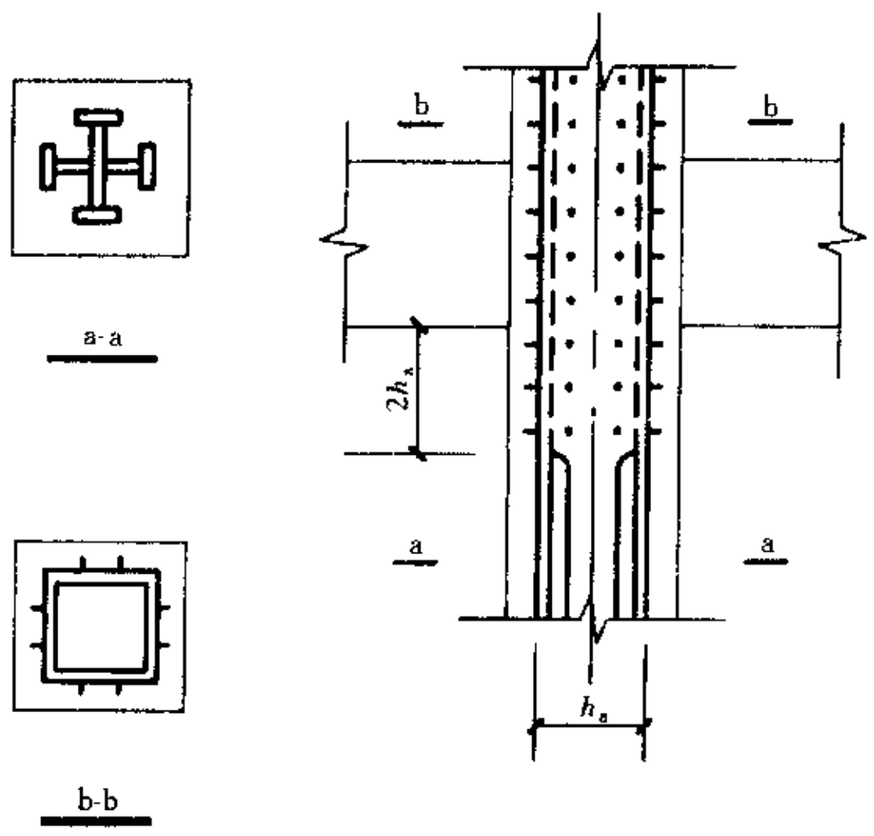


图 9.2.2　型钢混凝土柱与钢结构柱连接构造

2　结构过渡层内的型钢应设置栓钉，栓钉的直径不应小于 19mm，栓钉的水平及竖向间距不宜大于 200mm，栓钉至型钢钢板边缘距离不宜小于 50mm。

9.2.2　在各种结构体系中，当结构下部采用型钢混凝土柱，上部采用钢结构柱时，在此两种结构类型间应设置结构过渡层，过渡层应满足下列要求（图 9.2.2）：

1　从设计计算上确定某层柱可由型钢混凝土柱改为钢柱时，下部型钢混凝土柱应向上延伸一层作为过渡层，过渡层中的型钢应按上部钢结构设计要求的截面配置，且向下一层延伸至梁下部至 2 倍柱型钢截面高度为止。

2　结构过渡层至过渡层以下 2 倍柱型钢截面高度范围内，应设置栓钉，栓钉的水平及竖向间距不宜大于 200mm；栓钉至型钢钢板边缘距离宜大于 50mm，箍筋沿柱应全高加密。

3　十字形柱与箱形柱相连处，十字形柱腹板宜伸入箱形柱内，其伸入长度不宜小于柱型钢截面高度。

9.2.3　型钢混凝土柱中的型钢柱需改变截面时，宜保持型钢截面高度不变，可改变翼缘的宽度、厚度或腹板厚度。当需要改变柱截面高度时，截面高度宜逐步过渡；且在变截面的上、下端应设置加劲肋；当变截面段位于梁柱接头时，变截面位置宜设置在两端距梁翼缘不小于 150mm 位置处（图 9.2.3）。

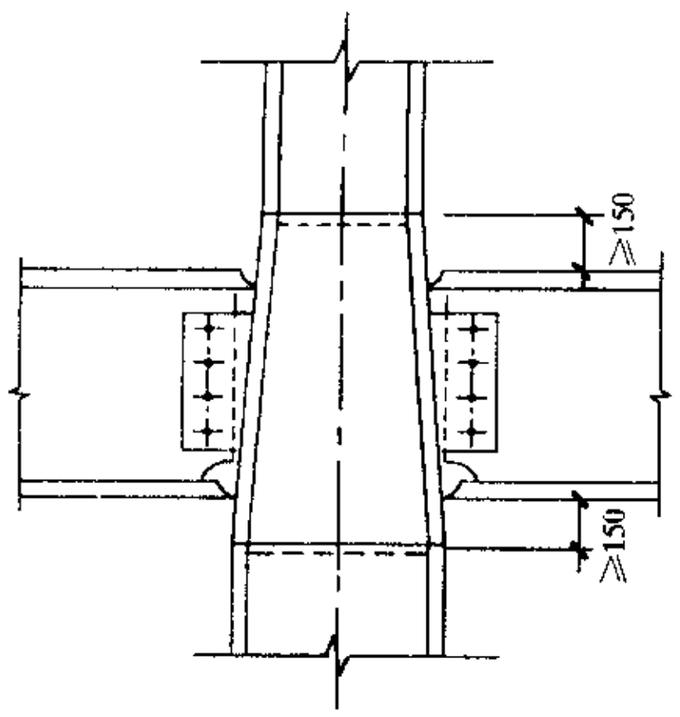


图 9.2.3　型钢变截面构造

9.3　梁与梁连接构造

9.3.1　当框架柱一侧为型钢混凝土梁，另一侧为钢筋混凝土梁时，型钢混凝土梁中的型钢，宜延伸至钢筋混凝土梁 1/4 跨度处，且在伸长段型钢上、下翼缘设置栓钉。栓钉直径不宜小于 19mm，间距不宜大于 200mm，且在梁端至伸长段外 2 倍梁高范围内，箍筋应加密。

9.3.2　钢筋混凝土次梁与型钢混凝土主梁连接，其次梁中的钢筋应穿过或绕过型钢混凝土梁的型钢。

9.4　梁与墙连接构造

9.4.1　型钢混凝土梁或钢梁垂直于钢筋混凝土墙的连接，可做成铰接或刚接。铰接连接可在钢筋混凝土墙中设置预埋件，预埋件上应焊连接板，连接板与型钢梁腹板用高强螺栓连接（图 9.4.1），也可在预埋件上焊接支承钢梁的钢牛腿来连接型钢梁。型钢混凝土梁中的纵向受力钢筋应锚入墙中，锚固长度以及箍筋配置应符合国家标准《混凝土结构设计规范》GBJ 10—89 的有关规定。当型钢混凝土梁与墙需要刚接时，可采用在钢筋混凝土墙中设置型钢柱，型钢梁与墙中型钢柱形成刚性连接，其纵向钢筋应伸入墙中，且满足锚固要求。

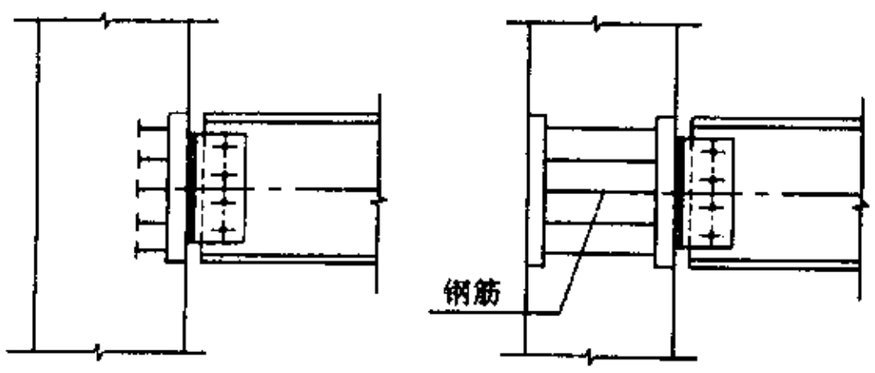


图 9.4.1　梁与墙的连接构造

9.5　柱 脚 构 造

9.5.1　型钢混凝土柱的柱脚宜采用埋入式柱脚。

9.5.2　埋入式柱脚的埋置深度不应小于 3 倍型钢柱截面高度。

9.5.3　在柱脚部位，和柱脚向上一层的范围内，型钢翼缘外侧宜设置栓钉，栓钉直径不宜小于 ϕ19，间距不宜大于 200mm，且栓钉至型钢钢板边缘距离宜大于 50mm。

10　施工及质量要求

10.0.1　型钢混凝土结构中型钢的制作必须采用机械加工；并宜由钢结构制作厂承担；制作者应根据设计和施工详图，编制制作工艺书。型钢的切割、焊接、运输、吊装、探伤检验应符合现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》GB 50205、现行国家标准《建筑钢结构焊接技术规程》JGJ 81、现行国家标准《钢结构工程质量检验评定标准》GB 50221 的规定。

10.0.2　结构用钢应有质量证明书、质量应符合现行国家标准《碳素结构钢》GB700、《高强度低合金结构钢》GB/T 1591 的规定。焊接材料、高强度螺栓、普通螺栓应具有质量证明书，且应符合现行国家标准《碳钢焊条》GB 5117、《低合金钢焊条》GB 5118、《熔化焊用钢丝》GB/T 14957、《钢结构高强度六角头螺栓、大六角头螺母、垫圈的技术条件》GB/T 1228～1231 的规定。

10.0.3　型钢拼接前应将构件焊接面的油、锈清除。承担焊接工作的焊工，应按现行行业标准《建筑钢结构焊接规程》JGJ 81 规定，持证上岗。

10.0.4　钢结构的安装应严格按图纸规定的轴线方向和位置定位，受力和孔位应正确；吊装过程中应使用经纬仪严格校准垂直度，并及时定位。安装的垂直度、现场吊装误差范围应符合现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》GB 50205 的规定。

10.0.5　施工中应确保现场型钢柱拼接和梁柱节点连接的焊接质量，其焊缝质量应满足一级焊缝质量等级要求。

10.0.6　对一般部位的焊缝，应进行外观质量检查，并应达到二级焊缝质量等级要求。

10.0.7　工字形和十字形型钢柱的腹板与翼缘、水平加劲肋与翼缘的焊接应采用坡口熔透焊缝，水平加劲肋与腹板连接可采用角焊缝。

10.0.8　箱形柱隔板与柱的焊接宜采用坡口熔透焊缝。

10.0.9　焊缝的坡口形式和尺寸，应符合现行国家标准《手工电弧焊焊缝坡口的基本形式和尺寸》GB 985 和《埋弧焊焊缝坡口的基本形式和尺寸》GB 986 的规定。

10.0.10　型钢钢板制孔，应采用工厂车床制孔，严禁现场用氧气切割开孔。

10.0.11　栓钉焊接前，应将构件焊接面的油、锈清

除；焊接后检查栓钉高度的允许偏差应在 ±2mm 以内，同时，按有关规定抽样检查其焊接质量。

附录 A　配置十字形型钢的型钢混凝土柱正截面承载力简化计算

A.0.1　型钢混凝土柱配置 Q235 号型钢及Ⅱ级热轧钢筋的正截面承载力，不分大小偏心受压，可按下列公式和表 A.0.1-1、表 A.0.1-2 核算：

$$\widetilde{M} = \frac{M}{bh_0^2 f_c} \tag{A.0.1-1}$$

$$\widetilde{N} = \frac{N}{bh_0 f_c} \tag{A.0.1-2}$$

$$\widetilde{M} = C + A\widetilde{N} - B\widetilde{N}^2 \tag{A.0.1-3}$$

$$C = D + E\rho f_y / f_c - F(\rho f_y / f_c)^2 \tag{A.0.1-4}$$

表 A.0.1-1　　**配置十字形型钢周边均匀布置纵向钢筋的构件**

编号	$h \times b$	$H \times B \times t_w \times t_a$	钢筋	混凝土等级	$\rho f_y / f_c$	A	B	D	E	F
SIZP-1	850×850	600×200×11×17（GB）	16φ30	C40	1.070502	0.317988	0.250404	−0.000256	0.32118	0.028541
				C50	0.842736	0.358127	0.286564	0.079263	0.116955	0.101747
SIZP-2	850×850	616×202×13×25	16φ30	C40	1.199936	0.329833	0.249950	−0.003757	0.299307	0.021076
				C50	0.993577	0.330636	0.263038	0.001076	0.257297	0.021179
SIZP-3	850×850	600×200×11×17（GB）	16φ25	C40	0.885051	0.319946	0.256438	−0.005302	0.310974	0.036812
				C50	0.734404	0.353211	0.284924	−0.015576	0.336163	0.052217
SIZP-4	900×900	700×300×12×20（GB）	16φ26	C40	1.080732	0.248720	0.219107	0.0114416	0.286459	0.031007
				C50	0.896778	0.282202	0.248054	0.001145	0.308007	0.042755
SIZP-5	900×900	700×300×12×20	16φ28	C40	1.111077	0.226060	0.207949	0.0269842	0.279092	0.0255012
				C50	0.921957	0.258700	0.23600	0.058663	0.234952	0.015063
SIZP-6	900×900	700×300×12×20	16φ30	C40	1.1436703	0.218386	0.202820	−0.196268	0.732939	0.247143
				C50	0.949003	0.222340	0.214857	−0.141491	0.638726	0.210270
SIZP-7	950×950	700×300×13×24（GB）	16φ28	C40	1.144509	0.248780	0.215589	−0.026430	0.415558	0.105417
				C50	0.949689	0.271718	0.243800	0.011430	0.302128	0.35273
SIZP-8	950×950	700×300×13×24	16φ30	C40	1.1745132	0.241972	0.211079	0.027281	0.278637	0.22420
				C50	0.974596	0.274899	0.239162	0.013727	0.303111	0.033463
SIZP-9	1000×1000	700×300×13×24	16φ32	C40	1.125492	0.278190	0.288415	0.014809	0.307116	0.029023
				C50	0.9339186	0.311001	0.256273	0.007717	0.322241	0.036944
SIZP-10	1000×1000	700×300×13×24	16φ34	C40	1.1573396	0.270159	0.223210	0.012968	0.308211	0.027569
				C50	0.9603456	0.30344	0.251159	0.007997	0.328610	0.038027
SIZP-11	1100×1100	800×300×14×26（GB*）	16φ34	C40	1.028324	0.239752	0.222256	0.024504	0.325387	0.036428
				C50	0.853290	0.273169	0.250089	0.030950	0.306420	0.023156
SIZP-12	1200×1200	900×300×16×28（GB*）	16φ34	C40	0.960787	0.255056	0.236698	0.021229	0.322962	0.034860
				C50	0.797249	0.288002	0.264555	0.037424	0.303601	0.036115
SIZP-13	1300×1300	900×300×16×28（GB*）	16φ34	C40	0.846047	0.290631	0.257123	0.025179	0.326841	0.33330
				C50	0.702039	0.324138	0.284725	0.028775	0.304515	0.009663

表 A.0.1-2　　**配置十字形型钢角部布置纵向钢筋的构件**

编号	$h \times b$	$H \times B \times t_w \times t_a$	钢筋	混凝土等级	$\rho f_y / f_c$	A	B	D	E	F
SIZP-1	700×700	396×199×7×11（GB）	12φ20	C40	0.776173	0.326841	0.254979	0.000507	0.0375104	0.069412
				C50	0.644059	0.363262	0.282978	−0.010062	0.406210	0.094315
SIZP-2	700×700	406×201×9×16	12φ20	C40	0.976344	0.283921	0.223097	−0.023087	0.400703	0.082147
				C50	0.810580	0.320752	0.254376	0.004109	0.348051	0.057134
SIZP-3	800×800	500×200×10×16（GB）	12φ20	C40	0.837292	0.347275	0.266303	0.003352	0.322011	0.039849
				C50	0.694775	0.379387	0.293499	−0.006238	0.347142	0.056267
SIZP-4	800×800	506×201×11×19（GB）	12φ25	C40	0.913367	0.319286	0.253662	0.004566	0.311178	0.033578
				C50	0.757900	0.351994	0.281703	−0.0061973	0.336781	0.048779
SIZP-5	850×850	574×204×14×28	12φ25	C40	1.240840	0.236861	0.192068	0.022378	0.268992	0.023496
				C50	1.03564	0.291511	0.219800	0.026153	0.726579	−0.233737
SIZP-6	850×850	600×200×11×17	12φ28	C40	0.8729142	0.322946	0.261924	0.003183	0.315781	0.035209
				C50	0.724331	0.54204	0.289407	0.004654	0.331916	0.042793
SIZP-7	900×900	596×199×10×15	12φ30	C40	0.757178	0.337239	0.274675	0.027866	0.308265	0.033937
				C50	0.628297	0.364428	0.299341	0.009966	0.325945	0.018920
SIZP-8	900×900	600×200×11×17	12φ32	C40	0.8505068	0.317286	0.259884	0.003489	0.347497	0.041536
				C50	0.705740	0.349742	0.286970	−0.005071	0.375461	0.061810
SIZP-9	950×950	600×200×11×17	12φ32	C40	0.779463	0.326331	0.265154	0.013287	0.336858	0.030116
				C50	0.646789	0.360246	0.0292325	0.032854	0.350635	0.098303
SIZP-10	950×950	600×200×11×17	12φ34	C40	0.806624	0.316734	0.260635	0.004639	0.376759	0.051442
				C50	0.669326	0.350408	0.287461	−0.017978	0.427562	0.076907

注：（GB）、（GB*）指国标规定的型钢截面尺寸。

式中 M——设计弯矩，计算时应考虑偏心矩增大系数；

N——设计轴向压力；

b——柱截面宽度；

h_0——柱截面有效高度；

f_c——混凝土轴心受压强度设计值；

ρ——型钢和纵向钢筋总配筋率；

f_y——钢筋抗拉强度设计值；

A、B、C、D、E、F——计算系数，应按表 A.0.1-1、表 A.0.1-2 采用。

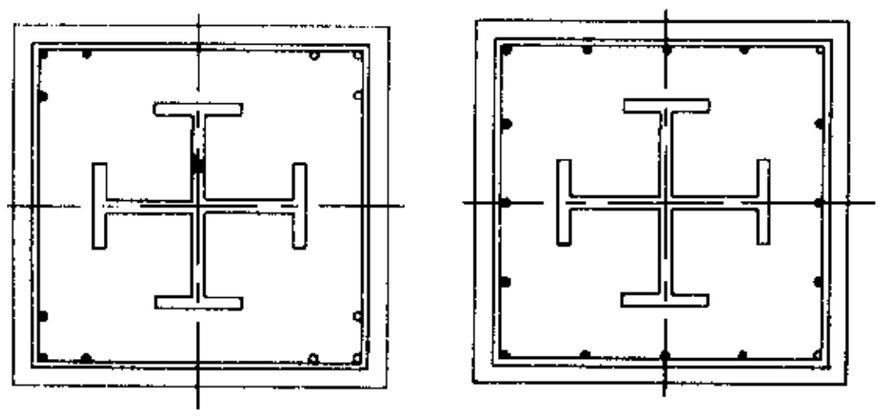


图 A.0.1 型钢截面柱截面配筋

A.0.2 在给出的 $\rho f_y/f_c$ 系数的计算，可以在（$\rho f_y/f_c-0.07$）～（$\rho f_y/f_c+0.07$）的范围内应用，其误差在允许范围之内。

本规程用词说明

一、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作的：

正面词采用“应”，反面词采用“不应”或“不得”。

3 对表示允许稍有选择，在条件许可时首先应这样作的：

正面词采用“宜”，反面词采用“不宜”。

表示有选择，在一定条件下可以这样做的，采用“可”。

二、条文中指明应按其他有关标准执行的写法为：

“应按……执行”或“应符合……要求（规定）”。