

中华人民共和国行业标准

# 高层民用建筑钢结构 技术规程

Technical specification for steel structure  
of tall buildings

JGJ 99—98

中国建筑资讯网

www.sinoaec.com

1998 北京

中华人民共和国行业标准

高层民用建筑钢结构  
技术规程

Technical specification for steel structure  
of tall buildings

JGJ 99—98

主编单位:中国建筑技术研究院

批准部门:中华人民共和国建设部

施行日期:1998年12月1日

1998 北京

# 关于发布行业标准 《高层民用建筑钢结构技术规程》的通知

建标[1998]103 号

根据建设部(89)建标计字第 8 号文的要求,由中国建筑技术研究院标准设计研究所主编的《高层民用建筑钢结构技术规程》,业经审查,现批准为行业标准,编号 JGJ99—98,自 1998 年 12 月 1 日起施行。

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,由中国建筑技术研究院标准设计研究所负责具体解释。本规程的出版发行由建设部标准定额研究所组织。

中华人民共和国建设部

1998 年 5 月 12 日

中国建筑资讯网

# 目 录

第一章	总则	1
第二章	材料	3
第三章	结构体系和布置	6
第一节	结构体系和选型	6
第二节	结构平面布置	7
第三节	结构竖向布置	9
第四节	结构布置的其他要求	10
第五节	地基、基础和地下室	10
第四章	作用	11
第一节	竖向作用	11
第二节	风荷载	12
第三节	地震作用	14
第五章	作用效应计算	21
第一节	一般规定	21
第二节	静力计算	22
第三节	地震作用效应验算	26
第四节	作用效应组合	28
第五节	验算要求	29
第六章	钢构件设计	33
第一节	梁	33
第二节	轴心受压柱	35
第三节	框架柱	37
第四节	中心支撑	39
第五节	偏心支撑	42
第六节	其他抗侧力构件	45
第七章	组合楼盖	46
第一节	一般要求	46
第二节	组合梁设计	50

第三节	压型钢板组合楼板设计.....	60
第四节	组合梁和组合板的构造要求.....	63
第八章	节点设计 .....	66
第一节	设计原则.....	66
第二节	连接.....	68
第三节	梁与柱的连接.....	69
第四节	柱与柱的连接.....	74
第五节	梁与梁的连接.....	77
第六节	钢柱脚.....	80
第七节	支撑连接.....	87
第九章	幕墙与钢框架的连接 .....	91
第一节	一般要求.....	91
第二节	连接节点的设计和构造.....	91
第三节	施工要点.....	96
第十章	制作 .....	98
第一节	一般要求.....	98
第二节	材料.....	98
第三节	放样、号料和切割 .....	99
第四节	矫正和边缘加工 .....	100
第五节	组装 .....	100
第六节	焊接 .....	103
第七节	制孔 .....	110
第八节	摩擦面的加工 .....	111
第九节	端部加工 .....	112
第十节	防锈、涂层、编号及发运 .....	112
第十一节	构件验收 .....	113
第十一章	安装.....	117
第一节	一般要求 .....	117
第二节	定位轴线、标高和地脚螺栓.....	118
第三节	构件的质量检查 .....	119
第四节	构件的安装顺序 .....	119
第五节	构件接头的现场焊接顺序 .....	120

第六节	钢构件的安装 .....	120
第七节	安装的测量校正 .....	121
第八节	安装的焊接工艺 .....	122
第九节	高强度螺栓施工工艺 .....	125
第十节	结构的涂层 .....	126
第十一节	安装的竣工验收 .....	127
第十二章	防火 .....	131
第一节	一般要求 .....	131
第二节	防火保护材料及保护层厚度的确定 .....	132
第三节	防火构造与施工 .....	133
附录一	高层建筑风荷载体型系数 .....	135
附录二	偏心率计算 .....	138
附录三	轴心受压构件 $d$ 类截面稳定系数 $\varphi$ .....	139
附录四	钢板剪力墙的计算 .....	140
附录五	内藏钢板支撑剪力墙的设计 .....	142
附录六	带竖缝混凝土剪力墙板的设计 .....	147
附录七	钢构件防火保护层厚度的计算 .....	153
附录八	本规程用词说明 .....	157
附加说明	本规程主编单位、参加单位和主要起草人 .....	158

# 主要符号

## 作用和作用效应

$G_E$  —— 结构抗震设计采用的重力荷载代表值；

$G_{eq}$  —— 结构抗震设计采用的等效重力荷载；

$F_{Ek}$ 、 $F_{Evk}$  —— 结构总水平、竖向地震作用标准值；

$w_0$  —— 基本风压；

$v_{cr}$  —— 高层建筑临界风速；

$v_n$  —— 建筑顶层处风速；

$v_n, m$  —— 建筑顶层处平均风速；

$a_w$  —— 高层建筑顶点顺风向最大加速度；

$a_t$  —— 高层建筑顶点横风向最大加速度；

$w_k$  —— 风荷载标准值；

$S$  —— 作用效应；

$N$  —— 轴心力；

$M$  —— 弯矩；

$\sigma_N$  —— 轴心力产生的构件平均正应力；

$u_i$  —— 第  $i$  层楼层侧移；

$u_i'$  —— 第  $i$  层楼层修正后的侧移；

$u_n$  —— 建筑顶点侧移；

$\Delta u_i$  —— 第  $i$  层层间侧移差；

$\theta$  —— 角位移。

## 材料强度和结构抗力

$E$  —— 钢材弹性模量；

- $f$  —— 钢材抗拉、抗压和抗弯强度设计值；  
 $f_y$  —— 钢材屈服强度；  
 $f_u$  —— 钢材极限抗拉强度最小值；  
 $f_v$  —— 钢材抗剪强度设计值；  
 $f_t^a$  —— 锚栓抗拉强度设计值；  
 $f_t^b$ 、 $f_v^b$  —— 螺栓抗拉、抗剪强度设计值；  
 $f_u^s$  —— 栓钉钢材的极限抗拉强度最小值；  
 $f_t^w$ 、 $f_c^w$ 、 $f_v^w$  —— 对接焊缝抗拉、抗压、抗剪强度设计值；  
 $f_f^w$  —— 角焊缝抗拉、抗压和抗剪强度设计值；  
 $R$  —— 结构抗力；  
 $M_{pc}$  —— 钢柱的全塑性受弯承载力；钢构件考虑轴力时的全塑性受弯承载力；  
 $M_{pb}$  —— 钢梁的全塑性受弯承载力；  
 $M_u$  —— 连接的最大受弯承载力；  
 $N_E$  —— 欧拉临界力；  
 $N_t^a$  —— 一个锚栓受拉承载力设计值；  
 $N_t^b$ 、 $N_v^b$  —— 一个螺栓受拉、受剪承载力设计值；  
 $N_v^a$  —— 混凝土中一个栓钉受剪承载力设计值；  
 $V_v$  —— 节点连接的最大受剪承载力；  
 $T_t$  —— 建筑横风向基本自振周期。

## 几 何 参 数

- $a$  —— 偏心支撑耗能梁段净长；  
 $b_0$  —— 箱形梁翼缘在两腹板间的宽度；  
 $b_{st}$  —— 加劲肋外伸宽度；  
 $h_b$  —— 梁截面高度；  
 $h_c$  —— 柱截面高度；  
 $h_0$  —— 腹板计算高度；  
 $h_{0b}$  —— 梁腹板高度；

$h_{0c}$  ——柱腹板高度；  
 $h_e$  ——角焊缝有效厚度；  
 $h_s$  ——栓钉高度；  
 $h_d$  ——地面饰面层厚度；  
 $h_p$  ——压型钢板截面高度；  
 $t_f$  ——钢构件翼缘厚度；  
 $t_w$  ——钢构件腹板厚度；  
 $t_{st}$  ——加劲肋厚度；  
 $A$  ——钢构件毛截面面积；  
 $A_n$  ——钢构件净截面面积；  
 $A_{br}$  ——支撑斜杆截面面积；  
 $A_{st}$  ——加劲肋截面面积；  
 $V_p$  ——节点域体积；  
 $W$  ——毛截面抵抗矩；  
 $W_n$  ——净截面抵抗矩；  
 $W_p$  ——毛截面塑性抵抗矩；  
 $W_{np}$  ——净截面塑性抵抗矩；  
 $I$  ——毛截面惯性矩；  
 $I_n$  ——净截面惯性矩；  
 $I_f$  ——翼缘对截面中和轴的惯性矩；  
 $I_w$  ——腹板对截面中和轴的惯性矩。

## 系 数

$C_G$  ——恒荷载效应系数；  
 $C_Q$  ——楼面活荷载效应系数；  
 $C_E、C_{Ev}$  ——水平地震作用、竖向地震作用效应系数；  
 $C_w$  ——风荷载效应系数；  
 $\gamma_G$  ——恒荷载分项系数；  
 $\gamma_Q$  ——楼面活荷载分项系数；

- $\gamma_E, \gamma_{Ev}$  —— 水平地震作用、竖向地震作用分项系数；  
 $\gamma_w$  —— 风荷载分项系数；  
 $\gamma_{RE}$  —— 构件承载力抗震调整系数；  
 $\gamma_0$  —— 结构重要性系数；  
 $\gamma_j$  —— 结构  $j$  振型参与系数；  
 $\alpha_{max}, \alpha_{vmax}$  —— 水平、竖向地震影响系数最大值；  
 $\alpha_1$  —— 与结构基本自振周期相应的地震影响系数；  
 $\delta_n$  —— 顶层附加地震作用系数；  
 $\xi$  —— 计算周期修正系数；  
 $\mu_z$  —— 风压高度变化系数；  
 $\mu_s$  —— 风荷载体型系数；  
 $\mu_r$  —— 风压重现期调整系数；  
 $v$  —— 风荷载脉动影响系数；  
 $\zeta$  —— 建筑横风向临界阻尼比；  
 $\psi_w$  —— 风荷载组合值系数；  
 $\lambda$  —— 长细比；  
 $\lambda_n$  —— 正则化长细比；  
 $\varphi_b, \varphi_b'$  —— 钢梁整体稳定系数；  
 $\rho$  —— 配筋率。

## 防火设计参数

- $C$  —— 荷载等级；  
 $T$  —— 构件的耐火极限；  
 $T_s$  —— 钢构件的临界强度；  
 $t_1$  —— 构件的温度滞后时间；  
 $c$  —— 防火材料的比热；  
 $c_s$  —— 钢材的比热；  
 $a$  —— 防火保护层厚度；  
 $A_1$  —— 单位长度构件的隔热材料内表面面积；

$V_s$  ——单位长度构件的钢材体积；

$\rho$  ——防火材料密度；

$\lambda$  ——防火材料导热系数；

$w$  ——防火材料平均含水率；

$\xi$  ——构件欠载系数。

# 第一章 总 则

**第 1.0.1 条** 为在高层建筑钢结构设计与施工中贯彻执行国家的技术经济政策，做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量，制定本规程。

**第 1.0.2 条** 本规程适用于高度和结构类型符合表 1.0.2 规定的非抗震设防和设防烈度为 6 度至 9 度（以下简称 6 度至 9 度）的乙类及以下高层民用建筑钢结构的设计和施工。

钢结构和有混凝土剪力墙的钢结构高层建筑的适用高度 (m)

表 1.0.2

结构种类	结构体系	非抗震 设防	抗震设防烈度		
			6、7	8	9
钢结构	框架	110	110	90	70
	框架-支撑（剪力墙板）	260	220	200	140
	各类筒体	360	300	260	180
有混凝土剪力 墙的钢结构	钢框架-混凝土剪力墙	220	180	100	70
	钢框架-混凝土核心筒				
	钢框筒-混凝土核心筒	220	180	150	70

注：表中适用高度系指规则结构的高度，为从室外地坪算起至建筑檐口的高度。

**第 1.0.3 条** 高层建筑钢结构的设计，应根据高层建筑的特点，综合考虑建筑的使用功能、荷载性质、材料供应、制作安装、施工条件等因素，合理选择结构型式，对结构选型、构造和节点设计，应择优选用抗震和抗风性能好且又经济合理的结构体系和平立面布置。

**第 1.0.4 条** 有混凝土剪力墙的钢结构尚应符合国家现行标准《钢筋混凝土高层建筑设计与施工规程》(JGJ 3) 的规定。

**第 1.0.5 条** 抗震设防的高层民用建筑钢结构，根据其使用功能的重要性可分为甲类、乙类、丙类、丁类四个类别。其划分应符合现行国家标准《建设抗震设防分类标准》(GB 50233) 的规定。

**第 1.0.6 条** 高层建筑钢结构各类建筑的抗震设计，应符合下列要求：

- 一、甲类建筑应按专门研究的地震动参数计算地震作用；
- 二、按 6 度设防位于 I—Ⅲ 类场地上的丙类建筑，可不计算地震作用；
- 三、按 6 度设防位于 IV 类的地上的丙类建筑、按 6 度设防的乙类建筑以及按 7 度至 9 度设防的乙、丙类建筑，应按本地区的设防烈度计算地震作用；
- 四、按 6 度设防的建筑可不进行罕遇地震作用下的结构计算。

## 第二章 材 料

**第 2.0.1 条** 高层建筑钢结构的钢材，宜采用 Q235 等级 B、C、D 的碳素结构钢，以及 Q345 等级 B、C、D、E 的低合金高强度结构钢。其质量标准应分别符合我国现行国家标准《碳素结构钢》(GB 700) 和《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591) 的规定。当有可靠根据时，可采用其他牌号的钢材。

**第 2.0.2 条** 承重结构的钢材应根据结构的重要性、荷载特征、连接方法、环境温度以及构件所处部位等不同情况，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、磷含量符合限值。对焊接结构尚应保证碳含量符合限值。

**第 2.0.3 条** 抗震结构钢材的强屈比不应小于 1.2；应有明显的屈服台阶；伸长率应大于 20%；应有良好的可焊性。

**第 2.0.4 条** 承重结构处于外露情况和低温环境时，其钢材性能尚应符合耐大气腐蚀和避免低温冷脆的要求。

**第 2.0.5 条** 采用焊接连接的节点，当板厚等于或大于 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，附加板厚方向的断面收缩率，并不得小于该标准 Z15 级规定的允许值。

**第 2.0.6 条** 结构采用的钢材强度设计值，不得小于表 2.0.6 的规定。

**第 2.0.7 条** 钢材的物理性能，应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 第 3.2.3 条的规定采用。

在高层建筑钢结构的设计和钢材订货文件中，应注明所采用钢材的牌号、等级和对 Z 向性能的附加保证要求。

**第 2.0.8 条** 钢结构的焊接材料应符合下列要求：

一、手工焊接用焊条的质量，应符合现行国家标准《碳钢结构》(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相匹配。

设计用钢材强度值 (N/mm<sup>2</sup>) 表 2.0.6

钢材牌号	钢材厚度 (mm)	极限抗拉强度最小值 $f_u$	屈服强度 $f_y$	强度设计值		
				抗拉、抗压、抗弯 $f$	抗剪 $f_v$	端面承压 (刨平顶紧) $f_{ce}$
Q235	≤16	375	235	215	125	320
	>16~40	375	225	205	120	320
	>40~60	375	215	200	115	320
	>60~100	375	205	190	110	320
Q345	≤16	470	345	315	185	410
	>16~35	470	325	300	175	410
	>35~50	470	295	270	155	410
	>50~100	470	275	250	145	410

二、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) 或《气体保护焊用钢丝》(GB/T 14958) 的规定。

焊缝的强度设计值应按表 2.0.8 的规定采用。

设计用焊缝强度值 (N/mm<sup>2</sup>) 表 2.0.8

焊接方法和焊条型号	构件钢材牌号		对接焊缝极限抗拉强度最小值 $f_u$	对接焊缝强度设计值			角焊缝强度设计值	
	钢材牌号	厚度或直径 (mm)		抗压 $f_c^w$	焊缝质量为下列级别时抗拉和抗弯 $f_t^w$			抗剪 $f_v^w$
					一、二级	三级		
自动焊、半自动焊和 E43×× 型焊条的手工焊	Q235	≤16	375	215	215	185	125	160
		>16~40	375	205	205	175	120	160
		>40~60	375	200	200	170	115	160
		>60~100	375	190	190	160	110	160

续表

焊接方法和 焊条型号	构件钢材牌号		对接焊缝极限 抗拉强度最小 值 $f_u$	对接焊缝强度设计值			角焊缝强度设计值	
	钢材 牌号	厚度或直径 (mm)		抗压 $f_c^w$	焊缝质量为下列级别时抗拉和抗弯 $f_t^w$			抗剪 $f_v^w$
					一、二级	三级		
自动焊、半自动焊和 E50 × × 型焊条的手工焊	Q345	≤16	470	315	315	270	185	200
		>16~35	470	300	300	255	175	200
		>35~50	470	270	270	230	155	200
		>50~100	470	250	250	210	145	200

注：1. 自动焊和半自动焊采用的焊丝和焊剂，其熔敷金属的抗拉强度不应小于相应手工焊焊条的抗拉强度。

2. 一、二级是指现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205) 规定的全熔透焊缝内部缺陷的质量等级。

### 第 2.0.9 条 钢结构螺栓连接的材料应符合下列要求：

一、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。

二、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。

三、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。

四、螺栓连接的强度设计值，应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ17) 表 3.2.1-6 的规定采用。高强度螺栓的设计预拉力值，应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ17) 表 7.2.2-2 的规定采用。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》(GBJ17) 表 7.2.2-1 的规定采用。

## 第三章 结构体系和布置

### 第一节 结构体系和选型

**第 3.1.1 条** 本规程适用于高层建筑钢结构的下列体系：

- 一、框架体系
- 二、双重抗侧力体系
  - 1. 钢框架-支撑（剪力墙板）体系
  - 2. 钢框架-混凝土剪力墙体系
  - 3. 钢框架-混凝土核心筒体系
- 三、筒体体系
  - 1. 框筒体系
  - 2. 桁架筒体系
  - 3. 筒中筒体系
  - 4. 束筒体系

**第 3.1.2 条** 高层建筑钢结构当根据刚度需要设置外伸刚臂和腰桁架或帽桁架（在顶层）时，宜设在设备层。外伸刚臂应横贯楼层连续布置。

**第 3.1.3 条** 支撑和剪力墙板可选用中心支撑、偏心支撑、内藏钢板支撑、带缝混凝土剪力墙板或钢板剪力墙。

**第 3.1.4 条** 抗震高层建筑钢结构的体系和布置，应符合下列要求：

- 一、应具有明确的计算简图和合理的地震作用传递途径；
- 二、宜有避免因部分结构或构件破坏而导致整个体系丧失抗震能力的多道设防；
- 三、应具备必要的刚度和承载力、良好的变形能力和耗能能力；

四、宜具有均匀的刚度和承载力分布，避免因局部削弱或突变成薄弱部位，产生过大的应力集中或塑性变形集中；对可能出现的薄弱部位，应采取加强措施。

五、宜积极采用轻质高强材料。

**第 3.1.5 条** 钢结构和有混凝土剪力墙的钢结构高层建筑的高宽比不宜大于表 3.1.5 的规定。

高宽比的限值

表 3.1.5

结构种类	结构体系	非抗震 设防	抗震设防烈度		
			6、7	8	9
钢结构	框架	5	5	4	3
	框架-支撑（剪力墙板）	6	6	5	4
	各类筒体	6.5	6	5	5
有混凝土剪力墙 的钢结构	钢框架-混凝土剪力墙	5	5	4	4
	钢框架-混凝土核心筒	5	5	4	4
	钢框筒-混凝土核心筒	6	5	5	4

注：当塔形建筑的底部有大底盘时，高宽比采用的高度应从大底盘的顶部算起。

## 第二节 结构平面布置

**第 3.2.1 条** 建筑平面宜简单规则，并使结构各层的抗侧力刚度中心与水平作用合力中心接近重合，同时各层接近在同一竖直线上。建筑的开间、进深宜统一；柱截面的钢板厚度不宜大于 100mm。

抗震设防的高层建筑钢结构，其常用平面的尺寸关系应符合表 3.2.1 和图 3.2.1 的要求。当钢框筒结构采用矩形平面时，其长宽比不宜大于 1.5 : 1，不能满足此项要求时，宜采用多束筒结构。

$L, l, l', B'$  的限值

表 3.2.1

$L/B$	$L/B_{\max}$	$l/b$	$l'/B_{\max}$	$B'/B_{\max}$
$\leq 5$	$\leq 4$	$\leq 1.5$	$\geq 1$	$\leq 0.5$

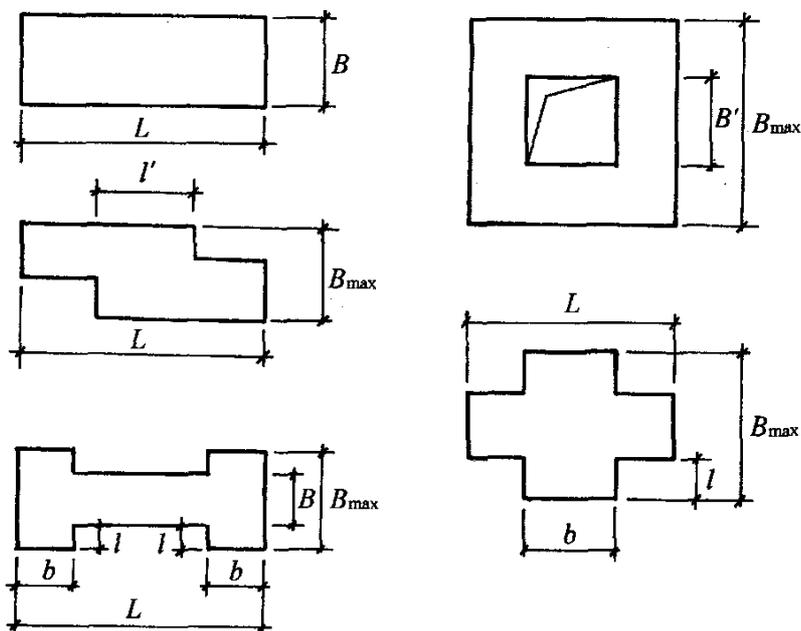


图 3.2.1

**第 3.2.2 条** 抗震设防的高层建筑钢结构，除不符合表 3.2.1 和图 3.2.1 者外，在平面布置上具有下列情况之一者，也属平面不规则结构：

一、任一层的偏心率大于 0.15（偏心率应按本规程附录二的规定计算）；

二、结构平面形状有凹角，凹角的伸出部分在一个方向的长度，超过该方向建筑总尺寸的 25%；

三、楼面不连续或刚度突变，包括开洞面积超过该层总面积的 50%；

四、抗水平力构件既不平行于又不对称于抗侧力体系的两个互相垂直的主轴。

属于上述情况第一、四项者应计算结构扭转的影响，属于第三项者应采用相应的计算模型，属于第二项者应采用相应的构造措施。

**第 3.2.3 条** 高层建筑宜选用风压较小的平面形状，并应考

考虑邻近高层建筑物对该建筑物风压的影响。在体形上应避免在设计风速范围内出现横风向振动。

**第 3.2.4 条** 高层建筑钢结构不宜设置防震缝。薄弱部位应采取措施提高抗震能力。

高层建筑钢结构不宜设置伸缩缝。当必须设置时，抗震设防的结构伸缩缝应满足防震缝要求。

### 第三节 结构竖向布置

**第 3.3.1 条** 抗震设防的高层建筑钢结构，宜采用竖向规则的结构。在竖向布置上具有下列情况之一者，为竖向不规则结构：

一、楼层刚度小于其相邻上层刚度的 70%，且连续三层总的刚度降低超过 50%；

二、相邻楼层质量之比超过 1.5（建筑为轻屋盖时，顶层除外）；

三、立面收进尺寸的比例为  $L_1/L < 0.75$ （图 3.3.1）；

四、竖向抗侧力构件不连续；

五、任一楼层抗侧力构件的总受剪承载力，小于其相邻上层的 80%。

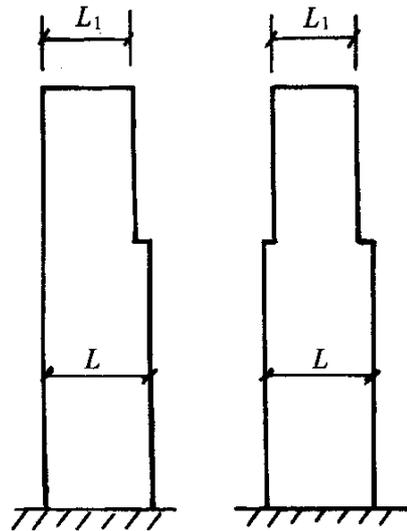


图 3.3.1 立面收进

对竖向不规则结构，应按本规程第四章第三节和第五章第三节的有关规定设计。

**第 3.3.2 条** 抗震设防的框架-支撑结构中，支撑（剪力墙板）宜竖向连续布置。除底部楼层和外伸刚臂所在楼层外，支撑的形式和布置在竖向宜一致。

#### 第四节 结构布置的其他要求

**第 3.4.1 条** 楼板宜采用压型钢板现浇钢筋混凝土结构，不宜采用预制钢筋混凝土楼板。当采用预应力薄板加混凝土现浇层或一般现浇钢筋混凝土楼板时，楼板与钢梁应有可靠连接。

**第 3.4.2 条** 对转换楼层或设备、管道孔口较多的楼层，应采用现浇混凝土楼板或设水平刚性支撑。

建筑物中有较大的中庭时，可在中庭的上端楼层用水平桁架将中庭开口连接，或采取其他增强结构抗扭刚度的有效措施。

#### 第五节 地基、基础和地下室

**第 3.5.1 条** 高层建筑钢结构的基础形式，应根据上部结构、工程地质条件、施工条件等因素综合确定，宜选用筏基、箱基、桩基或复合基础。当基岩较浅、基础埋深不符合要求时，应采用岩石锚杆基础。

**第 3.5.2 条** 钢结构高层建筑宜设地下室。抗震设防建筑的高层结构部分，基础埋深宜一致，不宜采用局部地下室。

**第 3.5.3 条** 高层建筑钢结构的基础埋置深度（从室外地坪或通长采光井底面到承台底部或基础底部的深度），当采用天然地基时不宜小于 $\frac{1}{15}H$ ，当采用桩基时不宜小于 $\frac{1}{18}H$ 。此处， $H$ 是室外地坪至屋顶檐口（不包括突出屋面的屋顶间）的高度。当有根据时，埋置深度可适当减小。

**第 3.5.4 条** 当主楼与裙房之间设置沉降缝时，应采用粗砂等松散材料将沉降缝地面以下部分填实，以确保主楼基础四周的可靠侧向约束；当不设沉降缝时，在施工中宜预留后浇带。

**第 3.5.5 条** 高层建筑钢结构与钢筋混凝土基础或地下室的钢筋混凝土结构层之间，宜设置钢骨混凝土结构层。

**第 3.5.6 条** 在框架-支撑体系中，竖向连续布置的支撑桁架，应以剪力墙形式延伸至基础。

## 第四章 作用

### 第一节 竖向作用

**第 4.1.1 条** 高层建筑钢结构楼面和屋顶活荷载以及雪荷载的标准值及其准永久系数，应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9) 表 3.1.1 的规定采用。该表未规定的荷载，宜按实际情况采用，但不得小于表 4.1.1 所列的数值。

静力计算时，楼面活荷载标准值折减系数应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9) 第 3.1.2 条的规定采用。

民用建筑楼面均布活荷载标准值及其准永久值系数

表 4.1.1

类别	活荷载标准值 (kN/m <sup>2</sup> )	准永久值系数 $\psi_q$
酒吧间、展销厅	3.5	0.5
屋顶花园	4.0	0.8
档案库、储藏室	5.0	0.8
饭店厨房、洗衣房	4.0	0.5
健身房、娱乐室	4.0	0.5
办公室灵活隔断	0.5	0.8

**第 4.1.2 条** 在计算构件效应时，楼面及屋面竖向荷载可仅考虑各跨满载的情况。

**第 4.1.3 条** 直升机平台荷载，应取下列二项中能使平台结构产生最大效应的荷载。直升机荷载的准永久值可不考虑。

一、直升机总重引起的局部荷载，按由实际最大起飞重量决定的荷载标准值乘动力系数 1.4 确定。当没有机型的技术资料时，

局部荷载标准值及其作用面积可根据直升机类型按下列规定采用：

直升机的局部荷载标准值及其作用面积 表 4.1.3

直升机类型	最大起飞重量 (t)	局部荷载标准值 (kN)	作用面积 (m <sup>2</sup> )
轻 型	2	20	0.20×0.20
中 型	4	40	0.25×0.25
重 型	6	60	0.30×0.30

二、等效均布荷载 5kN/m<sup>2</sup>。

**第 4.1.4 条** 施工中采用附墙塔、爬塔等对结构有影响的起重机械或其他设备时，在结构设计中应根据具体情况进行施工阶段验算。

## 第二节 风 荷 载

**第 4.2.1 条** 作用在高层建筑任意高度处的风荷载标准值，应根据现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9) 按下列公式计算：

$$w_k = \beta_z \mu_s \mu_z w_0 \quad (4.2.1)$$

式中  $w_k$ ——任意高度处的风荷载标准值 (kN/m<sup>2</sup>)；

$w_0$ ——高层建筑基本风压 (kN/m<sup>2</sup>)，按本规程 4.2.2 的规定采用；

$\mu_z$ ——风压高度变化系数，按本规程 4.2.3 的规定采用；

$\mu_s$ ——风荷载体形系数，按本规程 4.2.4 的规定采用；

$\beta_z$ ——顺风向  $z$  高度处的风振系数，按本规程 4.2.5 的规定采用。

**第 4.2.2 条** 基本风压系以当地比较空旷平坦地面上，离地面 10m 高处，统计所得 30 年一遇的 10min 平均最大风速  $v_0$  (m/s) 为标准，按  $w_0 = v_0^2 / 1600$  计算确定的风压值。高层建筑的基

本风压  $w_0$ ，应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9) 图 6.1.2《全国基本风压分布图》中的数值乘以系数 1.1 采用；对于特别重要和有特殊要求的高层建筑，可按图中数值乘以 1.2 采用。

**第 4.2.3 条** 风压高度变化系数应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9) 的规定采用。

**第 4.2.4 条** 高层建筑风载体型系数，可按下列规定采用：

一、单个高层建筑的风载体型系数，可按本规程附录一的规定采用。

二、城市建成区内新建高层建筑，应考虑周围已有高层建筑，特别是邻近已有高层建筑的影响。

对于周围环境复杂、邻近有高层建筑、体型与本规程附录一中的体型不同且又无参考资料可以借鉴的或外形极不规则高层建筑以及高度较大的超高层建筑，其风荷载体型系数应根据风洞试验确定。

三、验算墙面构件及其连接时，对风吸力区应采用表 4.2.4 规定的局部体型系数。

风吸力区的局部体型系数

表 4.2.4

部 位		局部体型系数
外墙构件、 玻璃幕墙	墙面一般部位	-1.0
	墙角、屋面周边和屋面坡度大于 10 度的屋脊部位 <sup>①</sup>	-1.5
檐口、雨篷、遮阳板、阳台		-2.0

<sup>①</sup>作用宽度为房屋总宽度的 0.1，但不小于 1.5m。

四、封闭式建筑物的内表面，应按外表面的风压情况取  $\pm 0.2$ 。

**第 4.2.5 条** 沿高度等截面的高层建筑钢结构，顺风向风振系数应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9) 的有关规定采用。

**第 4.2.6 条** 在主体结构的顶部有小体型建筑时，应计入鞭梢效应，可根据小体型建筑作为独立体时的基本自振周期  $T_u$  与

主体建筑的基本自振周期  $T_1$  的比例，分别按下列规定处理：

一、当  $T_u \leq T_1/3$  时，可假定主体建筑的高度延伸至小体型建筑的顶部，其风振系数宜按本规程第 4.2.5 条的规定采用。

二、当  $T_u > T_1/3$  时，其风振系数宜按风振理论进行计算。

### 第三节 地震作用

**第 4.3.1 条** 高层建筑抗震设计时，第一阶段设计应按多遇地震计算地震作用，第二阶段设计应按罕遇地震计算地震作用。

**第 4.3.2 条** 第一阶段设计时，其地震作用应符合下列要求：

一、通常情况下，应在结构的两个主轴方向分别计入水平地震作用，各方向的水平地震作用应全部由该方向的抗侧力构件承担；

二、当有斜交抗侧力构件时，宜分别计入各抗侧力构件方向的水平地震作用；

三、质量和刚度明显不均匀、不对称的结构，应计入水平地震作用的扭转影响；

四、按 9 度抗震设防的高层建筑钢结构，或者按 8 度和 9 度抗震设防的大跨度和长悬臂构件，应计入竖向地震作用。

**第 4.3.3 条** 高层建筑钢结构的设计反应谱，应采用图 4.3.3 所示阻尼比为 0.02 的地震影响系数  $\alpha$  曲线表示，并应符合下列规定：

一、 $\alpha$  值应根据近震、远震、场地类别及结构自振周期计算， $\alpha_{\max}$  及特征周期  $T_g$  按表 4.3.3-1 和 4.3.3-2 的规定采用，系数  $\zeta(T)$  按下列公式确定：

$$\zeta(T) = 1 + 3.5T \quad (0 \leq T \leq 0.1) \quad (4.3.2-1)$$

$$\zeta(T) = 1.35 \quad (0.1 < T \leq 2T_g) \quad (4.3.2-2)$$

$$\zeta(T) = 1.35 + 0.2T_g - 0.1T \geq 1 \quad (T > 2T_g) \quad (4.3.2-3)$$

并使修正后的  $\alpha$  值不小于  $0.2\alpha_{\max}$ 。

二、抗震设计水平地震影响系数最大值，应按表 4.3.3-1

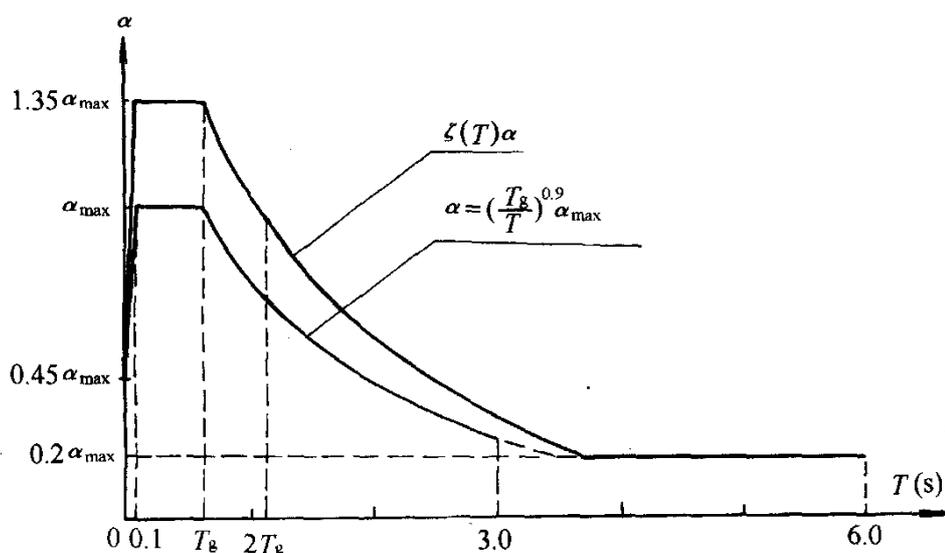


图 4.3.3 高层建筑钢结构的地震影响系数

$\alpha$ —地震影响系数； $\alpha_{\max}$ —地震影响系数最大值；

$T$ —结构自振周期； $T_g$ —场地特征周期

采用。

抗震设计水平地震影响系数最大值 表 4.3.3-1

烈 度	6	7	8	9
$\alpha_{\max}$	0.04	0.08	0.16	0.32

三、特征周期应按表 4.3.3-2 采用。

特征周期  $T_g$  (s) 表 4.3.3-2

	场 地 类 别			
	1	2	3	4
近 震	0.20	0.30	0.40	0.65
远 震	0.25	0.40	0.55	0.85

采用以钢筋混凝土结构为主要抗侧力构件的高层钢结构时，地震影响系数应按现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11)的有关规定采用。

**第 4.3.4 条** 采用底部剪力法计算水平地震作用时,各楼层可仅按一个自由度计算,结构水平地震作用,应按下列公式计算:

一、与结构的总水平地震作用等效的底部剪力标准值

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} \quad (4.3.4-1)$$

二、在质量沿高度分布基本均匀、刚度沿高度分度基本均匀或向上均匀减小的结构中,各层水平地震作用标准值

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} (1 - \delta_n) \quad (i = 1, 2 \dots n) \quad (4.3.4-2)$$

三、顶部附加水平地震作用标准值

$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} \quad (4.3.4-3)$$

$$\delta_n = \frac{1}{T_1 + 8} + 0.05 \quad (4.3.4-4)$$

式中  $\alpha_1$ ——相应于结构基本自振周期  $T_1$  (按 s 计) 的水平地震影响系数值,按本章第 4.3.3 条的规定计算;

$G_{eq}$ ——结构的等效总重力荷载,取总重力荷载代表值的 80%;

$G_i$ 、 $G_j$ ——分别为第  $i$ 、 $j$  层重力荷载代表值,应按本章第 4.3.5 条确定;

$H_i$ 、 $H_j$ ——分别为  $i$ 、 $j$  层楼盖距底部固定端的高度;

$F_i$ ——第  $i$  层的水平地震作用标准值;

$\delta_n$ ——顶部附加地震作用系数;

$\Delta F_n$ ——顶部附加水平地震作用。

采用底部剪力法时,突出屋面小塔楼的地震作用效应,宜乘以增大系数 3。增大影响宜向下考虑 1~2 层,但不再往下传递。

**第 4.3.5 条** 抗震计算中,重力荷载代表值应为恒荷载标准值和活荷载组合值之和,并按下列规定取值;

恒荷载:应取现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9)规定的结构、构配件和装修材料等自重的标准值;

雪荷载:应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9)规

定的标准值乘 0.5 取值；

楼面活荷载：应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9) 规定的标准值乘组合值系数取值。一般民用建筑应取 0.5，书库、档案库建筑应取 0.8。计算时不应再按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9) 的规定折减，且不应计入屋面活荷载。

**第 4.3.6 条** 钢结构的计算周期，应采用按主体结构弹性刚度计算所得的周期乘以考虑非结构构件影响的修正系数  $\xi_T$ ，该修正系数宜采用 0.90。用弹性方法计算高层建筑钢结构周期及振型时，应符合本规程第五章第二节静力计算的规定。

**第 4.3.7 条** 对于重量及刚度沿高度分布比较均匀的结构，基本自振周期可用下列公式近似计算：

$$T_1 = 1.7\xi_T \sqrt{u_n} \quad (4.3.7)$$

式中  $u_n$ ——结构顶层假想侧移 (m)，即假想将结构各层的重力荷载作为楼层的集中水平力，按弹性静力方法计算所得到的顶层侧移值。

**第 4.3.8 条** 在初步计算时，结构的基本自振周期可按下列经验公式估算：

$$T_1 = 0.1n \quad (4.3.8-1)$$

式中  $n$ ——建筑物层数 (不包括地下部分及屋顶小塔楼)。

**第 4.3.9 条** 对不计扭转影响的结构，振型分解反应谱法仅考虑平移作用下的地震效应组合，并应符合下列规定：

一、 $j$  振型  $i$  层质点的水平地震作用标准值，可按下列公式计算：

$$F_{ji} = \alpha_j \gamma_j X_{ji} G_i \quad (i = 1, 2 \cdots n, j = 1, 2 \cdots m) \quad (4.3.9-1)$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n X_{ji}^2 G_i} \quad (4.3.9-2)$$

式中  $\alpha_j$ ——相应于  $j$  振型计算周期  $T_j$  的地震影响系数，按第 4.3.3 条取值；

$\gamma_j$ —— $j$  振型的参与系数；

$X_{ji}$ —— $j$ 振型 $i$ 质点的水平相对位移。

二、水平地震作用效应（弯矩、剪力、轴向力和变形），应按下列公式计算：

$$S = \sqrt{\sum S_j^2} \quad (4.3.9-3)$$

式中  $S$ ——水平地震作用效应；

$S_j$ —— $j$ 振型水平地震作用产生的效应，可只取前2~3个振型。当基本自振周期大于1.5s或房屋高宽比大于5时，振型个数可适当增加。

**第4.3.10条** 突出屋面的小塔楼，应按每层一个质点进行地震作用计算和振型效应组合。当采用3个振型时，所得地震作用效应可以乘增大系数1.5；当采用6个振型时，所得地震作用效应不再增大。

**第4.3.11条** 当按空间协同工作或空间结构计算空间振型时，采用振型分解反应谱法应按下列规定计算水平地震作用和进行地震效应组合：

一、 $j$ 振型 $i$ 层的水平地震作用标准值，应按下列公式确定：

$$F_{xji} = \alpha_j \gamma_{vj} X_{ji} G_i$$

$$F_{yji} = \alpha_j \gamma_{vj} Y_{ji} G_i \quad (i = 1, 2 \cdots n; j = 1, 2 \cdots m)$$

$$F_{tji} = \alpha_j \gamma_{vj} r_i^2 \varphi_{ji} G_i$$

(4.3.11-1)

式中  $F_{xji}$ 、 $F_{yji}$ 、 $F_{tji}$ ——分别为 $j$ 振型 $i$ 层的 $x$ 方向、 $y$ 方向和转角方向的地震作用标准值；

$X_{ji}$ 、 $Y_{ji}$ ——分别为 $j$ 振型 $i$ 层质点在 $x$ 、 $y$ 方向的水平相对位移；

$\gamma_{vj}$ ——考虑扭转的 $j$ 振型参与系数；

$\varphi_{ji}$ —— $j$ 振型 $i$ 层的相对扭转角；

$r_i$ —— $i$ 层转动半径，可取 $i$ 层绕质心的转动惯量除以该层质量的商的正二次方根。

二、考虑扭转的 $j$ 振型参与系数 $\gamma_{vj}$ 可按下列公式确定：

当仅考虑  $x$  方向地震时,

$$\gamma_{tj} = \sum_{i=1}^n X_{ji} G_i / \sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + \varphi_{ji}^2 r_i^2) G_i \quad (4.3.11-2)$$

当仅考虑  $y$  方向地震时

$$\gamma_{tj} = \sum_{i=1}^n Y_{ji} G_i / \sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + \varphi_{ji}^2 r_i^2) G_i \quad (4.3.11-3)$$

当地震作用方向与  $x$  轴有  $\theta$  夹角时, 可用  $\gamma_{\theta}$  代替  $\gamma_{tj}$

其中 
$$\gamma_{\theta j} = \gamma_{xj} \cos \theta + \gamma_{yj} \sin \theta \quad (4.3.11-4)$$

三、采用空间振型时, 地震作用效应按下列公式计算:

$$S = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \rho_{jk} S_j S_k} \quad (4.3.11-5)$$

$$\rho_{jk} = \frac{8\zeta^2(1 + \lambda_T)\lambda_T^5}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 4\zeta^2(1 + \lambda_T)^2\lambda_T} \quad (4.3.11-6)$$

式中  $S$ ——组合作用效应;

$S_j$ 、 $S_k$ ——分别为  $j$ 、 $k$  振型地震作用产生的作用效应, 可取 9~15 个振型, 当基本自振周期  $T_1 > 2s$  时, 振型数应取较大者; 在刚度和质量沿高度分布很不均匀的情况下, 应取更多的振型 (18 个或更多);

$\rho_{jk}$ —— $j$  振型与  $k$  振型的耦连系数;

$\lambda_T$ —— $k$  振型与  $j$  振型的自振周期比;

$\zeta$ ——阻尼比, 钢结构一般可取 0.02;

$m$ ——振型组合数。

**第 4.3.12 条** 高层建筑计算竖向地震作用时, 可按下列要求确定竖向地震作用标准值;

一、总竖向地震作用标准值

$$F_{Evk} = \alpha_{vmax} G_{eq} \quad (4.3.12-1)$$

式中  $\alpha_{vmax}$ ——竖向地震影响系数最大值, 可取水平地震影响系数的 65%;

$G_{eq}$ ——结构的等效总重力荷载, 取总重力荷载代表值的 75%。

## 二、楼层 $i$ 的竖向地震作用标准值

$$F_{vi} = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} \cdot F_{Evk} \quad (4.3.12-2)$$

$(i = 1, 2 \dots n)$

三、各层的竖向地震效应，应按各构件承受重力荷载代表值的比例分配，并应考虑向上或向下作用产生的不利组合。

四、长悬臂和大跨度结构的竖向地震作用标准值，对 8 度和 9 度抗震设防的建筑，可分别取该结构或构件重力荷载代表值的 10% 和 20%。

**第 4.3.13 条** 采用时程分析法计算结构的地震反应时，输入地震波的选择应符合下列要求：

采用不少于四条能反映当地场地特性的地震加速度波，其中宜包括一条本地区历史上发生地震时的实测记录波。

地震波的持续时间不宜过短，宜取 10~20s 或更长。

**第 4.3.14 条** 输入地震波的峰值加速度，可按表 4.3.14 采用。

地震加速度峰值 (gal)

表 4.3.14

设 防 烈 度	7	8	9
第一阶段设计	35	70	140
第二阶段设计	220	400	620

## 第五章 作用效应计算

### 第一节 一般规定

**第 5.1.1 条** 结构的作用效应可采用弹性方法计算。抗震设防的结构除进行地震作用下的弹性效应计算外，尚应计算结构在罕遇地震作用下进入弹塑性状态时的变形。

**第 5.1.2 条** 当进行结构的作用效应计算时，可假定楼面在其自身平面内为绝对刚性。在设计中应采取保证楼面整体刚度的构造措施。

对整体性较差，或开孔面积大，或有较长外伸段的楼面，或相邻层刚度有突变的楼面，当不能保证楼面的整体刚度时，宜采用楼板平面内的实际刚度，或对按刚性楼面假定计算所得结果进行调整。

**第 5.1.3 条** 当进行结构弹性分析时，宜考虑现浇钢筋混凝土楼板与钢梁的共同工作，且在设计中应使楼板与钢梁间有可靠连接。当进行结构弹塑性分析时，可不考虑楼板与梁的共同工作。

当进行框架弹性分析时，压型钢板组合楼盖中梁的惯性矩对两侧有楼板的梁宜取  $1.5I_b$ ，对仅一侧有楼板的梁宜取  $1.2I_b$ ， $I_b$  为钢梁惯性矩。

**第 5.1.4 条** 高层建筑钢结构的计算模型，可采用平面抗侧力结构的协同计算模型。当结构布置规则、质量及刚度沿高度分布均匀、不计扭转效应时，可采用平面结构计算模型；当结构平面或立面不规则、体型复杂、无法划分成平面抗侧力单元的结构，或为筒体结构时，应采用空间结构计算模型。

**第 5.1.5 条** 结构作用效应计算中，应计算梁、柱的弯曲变形和柱的轴向变形，尚宜计算梁、柱的剪切变形，并应考虑梁柱

节点域剪切变形对侧移的影响。通常可不考虑梁的轴向变形，但当梁同时作为腰桁架或帽桁架的弦杆时，应计入轴力的影响。

**第 5.1.6 条** 柱间支撑两端应为刚性连接，但可按两端铰接计算。偏心支撑中的耗能梁段应取为单独单元。

**第 5.1.7 条** 现浇竖向连续钢筋混凝土剪力墙的计算，宜计入墙的弯曲变形、剪切变形和轴向变形。

当钢筋混凝土剪力墙具有比较规则的开孔时，可按带刚域的框架计算；当具有复杂开孔时，宜采用平面有限元法计算。

装配嵌入式剪力墙，可按相同水平力作用下侧移相同的原则，将其折算成等效支撑或等效剪切板计算。

**第 5.1.8 条** 除应力蒙皮结构外，结构计算中不应计入非结构构件对结构承载力和刚度的有利作用。

**第 5.1.9 条** 当进行结构内力分析时，应计入重力荷载引起的竖向构件差异缩短所产生的影响。

## 第二节 静力计算

**第 5.2.1 条** 框架结构、框架-支撑结构、框架剪力墙结构和框筒结构等，其内力和位移均可采用矩阵位移法计算。

筒体结构可按位移相等原则转化为连续的竖向悬臂筒体，采用薄壁杆件理论、有限条法或其他有效方法进行计算。

在预估截面时，可采用本规程第 5.2.2 条至 5.2.7 条的近似方法计算荷载效应。

**第 5.2.2 条** 在竖向荷载作用下，框架内力可以采用分层法进行简化计算。在水平荷载作用下，框架内力和位移可采用  $D$  值法进行简化计算。

**第 5.2.3 条** 平面布置规则的框架-支撑结构，在水平荷载作用下当简化为平面抗侧力体系分析时，可将所有框架合并为总框架，并将所有竖向支撑合并为总支撑，然后进行协同工作分析（图 5.2.3）。总支撑可当作一根弯曲杆件，其等效惯性矩  $I_{eq}$  可按下列公式计算：

$$I_{eq} = \mu \sum_{j=1}^m \sum_{i=1}^n A_{ij} a_{ij}^2 \quad (5.2.3)$$

- 式中  $\mu$ ——折减系数, 对中心支撑可取 0.8~0.9;  
 $A_{ij}$ ——第  $j$  榀竖向支撑第  $i$  根柱的截面面积;  
 $a_{ij}$ ——第  $i$  根柱至第  $j$  榀竖向支撑的柱截面形心轴的距离;  
 $n$ ——每一榀竖向支撑的柱子数;  
 $m$ ——水平荷载作用方向竖向支撑的榀数。

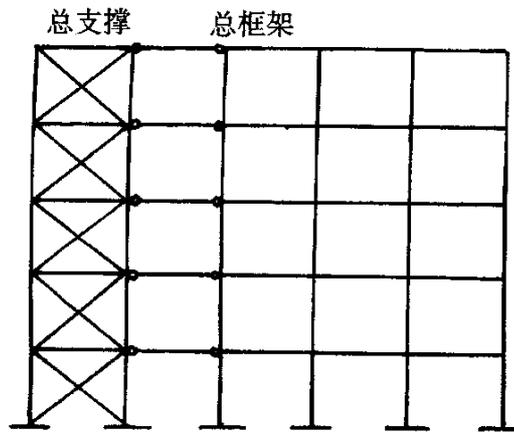


图 5.2.3 框架-支撑结构协同分析

**第 5.2.4 条** 平面布置规则的框架剪力墙结构, 在水平荷载作用下当简化为平面抗侧力体系分析时, 可将所有框架合并为总框架, 所有剪力墙合并为总剪力墙, 然后进行协同工作分析。

**第 5.2.5 条** 平面为矩形或其他规则形状的框筒结构, 可采用等效角柱法、展开平面框架法或等效截面法, 转化为平面框架进行近似计算。

**第 5.2.6 条** 当对规则但有偏心的结构进行近似分析时, 可先按无偏心结构进行分析, 然后将内力乘以修正系数, 修正系数应按下式计算(但当扭矩计算结果对构件的内力起有利作用时, 应忽略扭矩的作用)。

$$\psi_i = 1 + \frac{e_d a_i \Sigma K_i}{\Sigma K_i a_i^2} \quad (5.2.6)$$

式中  $e_d$ ——偏心矩设计值, 非地震作用时宜取  $e_d = e_0$ , 地震作用

时宜取

$$e_d = e_0 + 0.05L;$$

$e_0$ ——楼层水平荷载合力中心至刚心的距离;

$L$ ——垂直于楼层剪力方向的结构平面尺寸;

$\psi_i$ ——楼层第  $i$  榀抗侧力结构的内力修正系数;

$a_i$ ——楼层第  $i$  榀抗侧力结构至刚心的距离;

$K_i$ ——楼层第  $i$  榀抗侧力结构的侧向刚度。

**第 5.2.7 条** 用底部剪力法估算高层钢框架结构的构件截面时,水平地震作用下倾覆力矩引起的柱轴力,对体型较规则的丙类建筑可折减,但对乙类建筑不应折减。折减系数  $k$  的取值,根据所考虑截面的位置,按图 5.2.7 的规定采用。下列情况倾覆力矩不应折减;

- 一、体型不规则的建筑;
- 二、体型规则但基本自振周期  $T_1 \leq$

1.5s 的结构。

**第 5.2.8 条** 应计入梁柱节点域剪切变形对高层建筑钢结构侧移的影响。可将梁柱节点域当作一个单独的单元进行结构分析,也可按下列规定作近似计算。

一、对于箱型截面柱框架,可将节点域当作刚域,刚域的尺寸取节点域尺寸的一半;

二、对工字形截面柱框架,可按结构轴线尺寸进行分析,并按本规程第 5.2.9 条的规定对侧移进行修正。

**第 5.2.9 条** 当工字形截面柱框架所考虑楼层的主梁线刚度平均值与节点域剪切刚度平均值之比  $EI_{bm}/(K_m h_{bm}) > 1$  或参数  $\eta > 5$  时,按本规程第 5.2.8 条近似方法计算的楼层侧移,可按下列式进行修正:

$$u'_i = \left( 1 + \frac{\eta}{100 - 0.5\eta} \right) u_i \quad (5.2.9-1)$$

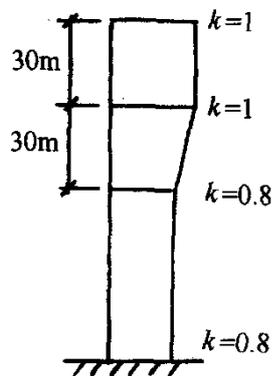


图 5.2.7

$$\eta = \left[ 17.5 \frac{EI_{bm}}{K_m h_{bm}} - 1.8 \left( \frac{EI_{bm}}{K_m h_{bm}} \right)^2 - 10.7 \right] \cdot \sqrt[4]{\frac{I_{cm} h_{bm}}{I_{bm} h_{cm}}} \quad (5.2.9-2)$$

式中  $u'_i$ ——修正后的第  $i$  层楼层的侧移；

$u_i$ ——忽略节点域剪切变形，并按结构轴线分析得出的第  $i$  层楼层的侧移；

$I_{cm}$ 、 $I_{bm}$ ——分别为结构中柱和梁截面惯性矩的平均值；

$h_{cm}$ 、 $h_{bm}$ ——分别为结构中柱和梁腹板高度的平均值；

$K_m$ ——节点域剪切刚度平均值

$$K_m = h_{cm} h_{bm} t_m G \quad (5.2.9-3)$$

$t_m$ ——节点域腹板厚度平均值；

$G$ ——钢材的剪切模量；

$E$ ——钢材的弹性模量。

**第 5.2.10 条** 高层建筑钢结构当同时符合下列条件时，可不验算结构的整体稳定。

一、结构各楼层柱子平均长细比和平均轴压比，满足下式要求：

$$\frac{N_m}{N_{pm}} + \frac{\lambda_m}{80} \leq 1 \quad (5.2.10-1)$$

式中  $\lambda_m$ ——楼层柱的平均长细比；

$N_m$ ——楼层柱的平均轴压力设计值；

$N_{pm}$ ——楼层柱的平均全塑性轴压力

$$N_{mp} = f_y \cdot A_m \quad (5.2.10-2)$$

$f_y$ ——钢材屈服强度；

$A_m$ ——柱截面面积的平均值。

二、结构按一阶线性弹性计算所得的各楼层层间相对侧移值，满足下列公式要求：

$$\frac{\Delta u}{h} \leq 0.12 \frac{\sum F_h}{\sum F_v} \quad (5.2.10-3)$$

式中  $\Delta u$ ——按一阶线性弹性计算所得的质心处层间侧移；

$h$ ——楼层层高；

$\Sigma F_h$ ——计算楼层以上全部水平作用之和；

$\Sigma F_v$ ——计算楼层以上全部竖向作用之和。

**第 5.2.11 条** 对于不符合本规程第 5.2.10 条的高层建筑钢结构，可按下列要求验算整体稳定：

对于有支撑的结构，且  $\Delta u/h \leq 1/1000$ ，按有效长度法验算。柱的计算长度系数可按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 附录四附表 4.1 采用。支撑体系可以是钢支撑、剪力墙和核心筒体等。

对于无支撑的结构和  $\Delta u/h > 1/1000$  的有支撑的结构，应按能反映二阶效应的方法验算结构的整体稳定。

### 第三节 地震作用效应验算

**第 5.3.1 条** 高层建筑钢结构的抗震设计，应采用两阶段设计法。第一阶段为多遇地震作用下的弹性分析，验算构件的承载力和稳定以及结构的层间侧移；第二阶段为罕遇地震下的弹塑性分析，验算结构的层间侧移和层间侧移延性比。

**第 5.3.2 条** 高层建筑钢结构的第一阶段抗震设计，可采用下列方法计算地震作用效应：

一、高度不超过 40m 且平面和竖向较规则的以剪切型变形为主的建筑，可采用现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11) 规定的地震作用和底部剪力法计算；

二、高度不超过 60m 且平面和竖向较规则的建筑，以及高度超过 60m 的建筑预估截面时，可采用本规程规定的地震作用和底部剪力法计算；

三、高度超过 60m 的建筑，应采用振型分解反应谱法计算；

四、竖向特别不规则的建筑，宜采用时程分析法作补充计算。

**第 5.3.3 条** 第一阶段抗震设计中，框架-支撑(剪力墙板)体系中总框架任一楼层所承担的地震剪力，不得小于结构底部总剪力的 25%。

**第 5.3.4 条** 在结构平面的两个主轴方向分别计算水平地震效应时，角柱和两个方向的支撑或剪力墙所共有的柱构件，其水平地震作用引起的构件内力，应在按本规程第 5.3.3 条规定调整的基础上提高 30%。

**第 5.3.5 条** 验算倾覆力矩对地基的作用，应符合下列规定：

一、验算在多遇地震作用下整体基础（筏形或箱形基础）对地基的作用时，可采用底部剪力法计算作用于地基的倾覆力矩，其折减系数宜取 0.8；

二、计算倾覆力矩对地基的作用时，不应考虑基础侧面回填土的约束作用。

**第 5.3.6 条** 高层建筑钢结构第二阶段抗震设计验算，应采用时程分析法计算结构的弹塑性地震反应，其结构计算模型可以采用杆系模型、剪切型层模型、剪弯型层模型或剪弯协同工作模型。

**第 5.3.7 条** 当采用时程分析法时，时间步长不宜超过输入地震波卓越周期的 1/10，且不宜大于 0.02s。

第二阶段抗震设计当进行弹塑性分析时，钢结构阻尼比可取 0.05。

**第 5.3.8 条** 当进行高层建筑钢结构的弹塑性地震反应分析时，其恢复力模型可由试验或根据已有的资料确定。

钢柱及梁的恢复力模型可采用二折线型，其滞回模型可不考虑刚度退化。钢支撑和耗能梁段等构件的恢复力模型，应按杆件特性确定。钢筋混凝土剪力墙、剪力墙板和核心筒，应选用二折线或三折线型，并考虑刚度退化。

**第 5.3.9 条** 当采用层模型进行高层建筑钢结构的弹塑性地震反应分析时，应采用计入有关构件弯曲、轴向力、剪切变形影响的等效层剪切刚度，层恢复力模型的骨架线可采用静力弹塑性方法进行计算，并可简化为折线型，要求简化后的折线与计算所得骨架线尽量吻合。在对结构进行静力弹塑性计算时，应同时考虑水平地震作用与重力荷载。构件所用材料的屈服强度和极限强

度应采用标准值。

**第 5.3.10 条** 当进行高层建筑钢结构的弹塑性时程反应分析时，应计入二阶效应对侧移的影响。

#### 第四节 作用效应组合

**第 5.4.1 条** 荷载效应与地震作用效应组合的设计值，应按下列公式确定：

一、无地震作用时

$$S = \gamma_G C_G G_k + \gamma_{Q1} C_{Q1} Q_{1k} + \gamma_{Q2} C_{Q2} Q_{2k} + \psi_w \gamma_w C_w w_k \quad (5.4.1-1)$$

二、有地震作用，按第一阶段设计时

$$S = \gamma_G C_G G_E + \gamma_E C_E F_{Ek} + \gamma_{Ev} C_{Ev} F_{Evk} + \psi_w \gamma_w C_w w_k \quad (5.4.1-2)$$

式中  $G_k$ 、 $Q_{1k}$ 、 $Q_{2k}$ ——分别为永久荷载、楼面活荷载、雪荷载等竖向荷载标准值；

$F_{Ek}$ 、 $F_{Evk}$ 、 $w_k$ ——分别为水平地震作用、竖向地震作用和风荷载的标准值；

$G_E$ ——考虑地震作用时的重力荷载代表值，按本规程第 4.3.5 条的规定计算；

$C_G G_k$ 、 $C_{Q1} Q_{1k}$ 、 $C_{Q2} Q_{2k}$ 、 $C_w w_k$ 、 $C_E F_{Ek}$ 、 $C_{Ev} F_{Evk}$

——分别为上述各相应荷载和作用标准值产生的荷载效应和作用效应，按力学计算求得；

$\gamma_G$ 、 $\gamma_{Q1}$ 、 $\gamma_{Q2}$ 、 $\gamma_w$ 、 $\gamma_E$ 、 $\gamma_{Ev}$

——分别为上述各相应荷载或作用的分项系数，其值见表 5.4.2。

$\psi_w$ ——风荷载组合系数，在无地震作用的组合中取 1.0，在有地震作用的组合中取 0.2。

**第 5.4.2 条** 第一阶段抗震设计进行构件承载力验算时，其荷载或作用的分项系数应按表 5.4.2 的规定采用，并应取各构件

可能出现的最不利组合进行截面设计。

荷载或作用的分项系数

表 5.4.2

组合情况	重力荷载	活荷载	水平地震	竖向地震	风荷载	备注
	$\gamma_G$	$\gamma_{Q1}$ 、 $\gamma_{Q2}$	作用 $\gamma_E$	作用 $\gamma_{Ev}$	$\gamma_w$	
1. 考虑重力、楼面活荷载及风荷载	1.20	1.3~ 1.40	—	—	1.40	
2. 考虑重力及水平地震作用	1.20	—	1.30	—	—	
3. 考虑重力、水平地震作用及风荷载	1.20	—	1.30	—	1.40	用于 60m 以上高层建筑
4. 考虑重力及竖向地震作用	1.20	—	—	1.30	—	用于：(1) 9 度设防；(2) 8、9 度设防的大跨度和长悬臂结构
5. 考虑重力、水平及竖向地震作用	1.20	—	1.30	0.50	—	
6. 考虑重力、水平及竖向地震作用及风荷载	1.20	—	1.30	0.50	1.40	同上，但用于 60m 以上高层

注：1. 在地震作用组合中，重力荷载代表值应符合本规程第 4.3.5 条的规定。当重力荷载效应对构件承载力有利时，宜取  $\gamma_G$  为 1.0。

2. 对楼面结构，当活荷载标准值不小于  $4\text{kN/m}^2$  时，其分项系数取 1.3。

**第 5.4.3 条** 第一阶段抗震设计当进行结构侧移验算时，应与构件承载力验算相同的组合，但各荷载或作用的分项系数应取 1.0。

**第 5.4.4 条** 第二阶段抗震设计当采用时程分析法验算时，不应计入风荷载，其竖向荷载宜取重力荷载代表值。

### 第五节 验算要求

**第 5.5.1 条** 非抗震设防的高层建筑钢结构，以及抗震设防的高层建筑钢结构在不计算地震作用的效应组合中，应满足下列

要求:

一、构件承载力应满足下列公式要求:

$$\gamma_0 S \leq R \quad (5.5.1-1)$$

式中  $\gamma_0$ ——结构重要性系数,按结构构件安全等级确定;

$S$ ——荷载或作用效应组合设计值;

$R$ ——结构构件承载力设计值。

二、结构在风荷载作用下,顶点质心位置的侧移不宜超过建筑高度的1/500;质心层间侧移不宜超过楼层高度的1/400。对于以钢筋混凝土结构为主要抗侧力构件的高层钢结构的位移,应符合国家现行标准《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》(JGJ 3)的有关规定,但在保证主体结构不开裂和装修材料不出现较大破坏的情况下,可适当放宽。

结构平面端部构件最大侧移不得超过质心侧移的1.2倍。

三、高层建筑钢结构在风荷载作用下的顺风向和横风向顶点最大加速度,应满足下列关系式的要求:

$$\text{公寓建筑} \quad a_w(\text{或 } a_{tr}) \leq 0.20\text{m/s}^2 \quad (5.5.1-2)$$

$$\text{公共建筑} \quad a_w(\text{或 } a_{tr}) \leq 0.28\text{m/s}^2 \quad (5.5.1-3)$$

四、顺风向和横风向的顶点最大加速度应按下列公式计算:

1. 顺风向顶点最大加速度

$$a_w = \xi \nu \frac{\mu_s \mu_r w_0 A}{m_{\text{tot}}} \quad (5.5.1-4)$$

式中  $a_w$ ——顺风向顶点最大加速度 ( $\text{m/s}^2$ );

$\mu_s$ ——风荷载体型系数;

$\mu_r$ ——重现期调整系数,取重现期为10年时的系数0.83;

$w_0$ ——基本风压 ( $\text{kN/m}^2$ ),按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9)全国基本风压分布图的规定采用;

$\xi$ 、 $\nu$ ——分别为脉动增大系数和脉动影响系数,按现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9)的规定采用;

$A$ ——建筑物总迎风面积 ( $\text{m}^2$ );

$m_{\text{tot}}$ ——建筑物总质量 (t)。

## 2. 横风向顶点最大加速度

$$a_{tr} = \frac{b_r}{T_t^2} \cdot \frac{\sqrt{BL}}{\gamma_B \sqrt{\zeta_{t,cr}}} \quad (5.5.1-5)$$

$$b_r = 2.05 \times 10^{-4} \left( \frac{v_{n,m} T_t}{\sqrt{BL}} \right)^{3.3} \quad (\text{kN/m}^3)$$

式中  $a_{tr}$ ——横风向顶点最大加速 ( $\text{m/s}^2$ );

$v_{n,m}$ ——建筑物顶点平均风速 ( $\text{m/s}$ ),  $v_{n,m} = 40 \sqrt{\mu_s \mu_z \omega_0}$ ;

$\mu_z$ ——风压高度变化系数;

$\gamma_B$ ——建筑物所受的平均重力 ( $\text{kN/m}^3$ );

$\zeta_{t,cr}$ ——建筑物横风向的临界阻尼比值;

$T_t$ ——建筑物横风向第一自振周期 (s);

$B$ 、 $L$ ——分别为建筑物平面的宽度和长度 (m)。

五、圆筒形高层建筑钢结构应满足下列条件,当不能满足时,应进行横风向涡流脱落试验或增大结构刚度。

$$v_n < v_{cr} \quad (5.5.1-6)$$

$$v_{cr} = 5D/T_1 \quad (5.5.1-7)$$

式中  $v_n$ ——高层建筑顶部风速,可采用风压换算;

$v_{cr}$ ——临界风速。

$D$ ——圆筒形建筑的直径;

$T_1$ ——圆筒形建筑的基本自振周期。

**第 5.5.2 条** 高层建筑钢结构的第一阶段抗震设计,作用效应应符合下列要求:

一、结构构件的承载力应满足下列公式要求:

$$S \leq R/\gamma_{RE} \quad (5.5.2-1)$$

式中  $S$ ——地震作用效应组合设计值;

$R$ ——结构构件承载力设计值;

$\gamma_{RE}$ ——结构构件承载力的抗震调整系数,按表 5.5.2 的规定选用。当仅考虑竖向效应组合时,各类构件承载力抗震调整系数均取 1.0。

构件承载力的抗震调整系数

表 5.5.2

构件名称	梁	柱	支撑	节点	节点螺栓	节点焊缝
$\gamma_{RE}$	0.80	0.85	0.90	0.90	0.90	1.0

二、高层建筑钢结构的层间侧移标准值，不得超过结构层高的 1/250。以钢筋混凝土结构为主要抗侧力构件的结构，其侧移限值应符合国家现行标准《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》(JGJ 3) 的规定，但在保证主体结构不开裂和装修材料不出现较大破坏的情况下，可适当放宽。

结构平面端部构件最大侧移，不得超过质心侧移的 1.3 倍。

**第 5.5.3 条** 高层建筑钢结构的第二阶段抗震设计，应满足下列要求：

- 一、结构层间侧移不得超过层高的 1/70；
- 二、结构层间侧移延性比不得大于表 5.5.3 的规定。

结构层间侧移延性比

表 5.5.3

结构类别	层间侧移延性比
钢框架	3.5
偏心支撑框架	3.0
中心支撑框架	2.5
有混凝土剪力墙的钢框架	2.0

## 第六章 钢构件设计

### 第一节 梁

**第 6.1.1 条** 梁的抗弯强度应按下列公式计算：

$$\frac{M_x}{\gamma_x W_{nx}} \leq f \quad (6.1.1)$$

式中  $M_x$ ——梁对  $x$  轴的弯矩设计值；

$W_{nx}$ ——梁对  $x$  轴的净截面抵抗矩；

$\gamma_x$ ——截面塑性发展系数，非抗震设防时按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 的规定采用，抗震设防时宜取 1.0。

$f$ ——钢材强度设计值，抗震设防时应按本规程第 5.5.2 条的规定除以  $\gamma_{RE}$ 。

**第 6.1.2 条** 梁的稳定，除设置刚性铺板情况外，应按下列公式计算：

$$\frac{M_x}{\varphi_b W_x} \leq f \quad (6.1.2)$$

式中  $W_x$ ——梁的毛截面抵抗矩（单轴对称者以受压翼缘为准）；

$\varphi_b$ ——梁的整体稳定系数，按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 的规定确定。当梁在端部仅以腹板与柱（或主梁）相连时， $\varphi_b$ （或当  $\varphi_b > 0.6$  时的  $\phi_b$ ）应乘以降低系数 0.85；

$f$ ——钢材强度设计值，抗震设防时应按本规程第 5.5.2 条的规定除以  $\gamma_{RE}$ 。

**第 6.1.3 条** 当梁上设有符合现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 中规定的整体铺板时，可不计算整体稳定性。钢筋

混凝土楼板及在压型钢板上现浇混凝土的楼板，都可视为刚性铺板。单纯压型钢板当有充分依据时方可视为刚性铺板。

**第 6.1.4 条** 梁设有侧向支撑体系，并符合现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 规定的受压翼缘自由长度与其宽度之比的限值时，可不计算整体稳定。按 7 度及以上抗震设防的高层建筑，梁受压翼缘在支撑连接点间的长度与其宽度之比，应符合现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 关于塑性设计时的长细比要求。在罕遇地震作用下可能出现塑性铰处，梁的上下翼缘均应设支撑点。

**第 6.1.5 条** 在主平面内受弯的实腹构件，其抗剪强度应按下列公式计算：

$$\tau = \frac{VS}{It_w} \leq f_v \quad (6.1.5)$$

框架梁端部截面的抗剪强度，应按下列公式计算：

$$\tau = V/A_{wn} \leq f_v$$

- 式中  $V$ ——计算截面沿腹板平面作用的剪力；  
 $S$ ——计算剪应力处以上毛截面对中和轴的面积矩；  
 $I$ ——毛截面惯性矩；  
 $t_w$ ——腹板厚度；  
 $A_{wn}$ ——扣除扇形切角和螺栓孔后的腹板受剪面积；

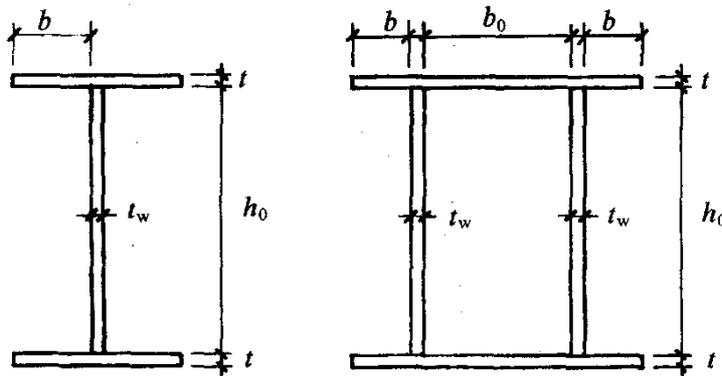


图 6.1.6 钢梁的截面

**第 6.1.6 条** 按 7 度及以上抗震设防的高层建筑，其抗侧力

框架的梁中可能出现塑性铰的区段，板件宽厚比不应超过表 6.1.6 规定的限值（见图 6.1.6）。

框架梁板件宽厚比限值 表 6.1.6

板 件	7 度及以上	6 度和非抗震设防
工字形梁和箱形梁翼缘悬伸部分 $b/t$	9	11
工字形梁和箱形梁腹板 $h_0/t_w$	$72-100 \frac{N}{Af}$	$85-120 \frac{N}{Af}$
箱形梁翼缘在两腹板之间的部分 $b_0/t$	30	36

注：1. 表中， $N$  为梁的轴向力， $A$  为梁的截面面积， $f$  为梁的钢材强度设计值；  
2. 表列值适用于  $f_y=235\text{N/mm}^2$  的 Q235 钢，当钢材为其他牌号时，应乘以  $\sqrt{235/f_y}$ 。

**第 6.1.7 条** 当在多遇地震作用下进行构件承载力计算时，托柱梁的内力应乘以增大系数，增大系数不得小于 1.5。

## 第二节 轴心受压柱

**第 6.2.1 条** 轴心受压柱的稳定性应按下列式计算：

$$\frac{N}{\varphi A} \leq f \quad (6.2.1)$$

式中  $N$ ——压力的设计值；

$A$ ——柱的毛截面面积；

$\varphi$ ——轴心受压构件稳定系数，当柱的板件厚度不超过 40mm 时，应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 采用，超过 40mm 者，按本规程第 6.2.2 条取用；

$f$ ——钢材强度设计值，抗震设防时应按本规程第 5.5.2 条的规定除以  $\gamma_{RE}$ 。

**第 6.2.2 条** 轴心受压柱板件厚度超过 40mm 者，稳定系数

$\varphi$ 应按表 6.2.2 规定的类别取值。其中,  $b, c$  类截面的稳定系数  $\varphi$ , 应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 附表 3.2~3.3 和附表 3.5~3.6 取值。 $d$  类截面的稳定系数  $\varphi$ , 应根据正则化长细比  $\lambda_n$  由下列公式计算, 或由本规程附录三的附表 3.1 查得。

$$\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi} \frac{\sqrt{f_y}}{E} \quad (6.2.2-1)$$

$$\text{当 } \lambda_n \leq 0.215 \text{ 时, } \varphi = 1 - \alpha_1 \lambda_n^2 \quad (6.2.2-2)$$

当  $\lambda_n > 0.215$  时,

$$\varphi = \frac{1}{2\lambda_n^2} \left[ (\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2) - \sqrt{(\alpha_2 + \alpha_3 \lambda_n + \lambda_n^2)^2 - 4\lambda_n^2} \right] \quad (6.2.2-3)$$

式中  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ ——系数。

$$\alpha_1 = 2.165$$

$\alpha_2, \alpha_3$  的取值应符合下列规定:

当  $0.215 < \lambda_n \leq 0.6$  时,  $\alpha_2 = 0.874, \alpha_3 = 1.081$

当  $\lambda_n > 0.6$  时,  $\alpha_2 = 1.377, \alpha_3 = 0.242$

厚壁构件稳定系数  $\varphi$  的类别

表 6.2.2

构件类别			$\varphi_x$	$\varphi_y$
轧制 H 型钢 ( $b/h > 0.8$ )		$40 < t \leq 80$	$b$	$c$
		$t > 80$	$c$	$d$
焊接 H 型钢	焰割板	$t \geq 40$	$b$	$b$
	轧制板	$t \geq 40$	$c$	$d$
焊接箱型截面		$b/t \geq 20$	$b$	$b$
		$b/t < 20$	$c$	$c$

**第 6.2.3 条** 轴心受压柱的板件宽厚比, 应符合现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 第 5.4.1 至第 5.4.5 条的规定。

**第 6.2.4 条** 轴心受压柱的长细比不宜大于 120。

### 第三节 框 架 柱

**第 6.3.1 条** 与梁刚性连接并参与承受水平作用的框架柱，应按本规程第五章计算内力，并应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 第五章有关规定及本节的各项规定，计算其强度和稳定性。

在罕遇地震作用下，柱截面应能满足本规程第 5.5.3 条规定的第二阶段抗震设计的要求。

**第 6.3.2 条** 框架柱的计算长度，应按下列规定计算：

一、当计算框架柱在重力作用下的稳定性时，纯框架体系柱的计算长度应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 附表 4.2 (有侧移) 的  $\mu$  系数确定；有支撑和 (或) 剪力墙的结构当符合第 5.2.11 条规定时，框架柱的计算长度应按现行《钢结构设计规范》(GBJ 17) 附表 4.1 (无侧移) 的  $\mu$  系数确定。

其计算长度系数亦可采用下列近似公式计算：

1. 有侧移时

$$\mu = \sqrt{\frac{1.6 + 4(K_1 + K_2) + 7.5K_1K_2}{K_1 + K_2 + 7.5K_1K_2}} \quad (6.3.2-1)$$

2. 无侧移时

$$\mu = \frac{3 + 1.4(K_1 + K_2) + 0.64K_1K_2}{3 + 2(K_1 + K_2) + 1.28K_1K_2} \quad (6.3.2-2)$$

式中  $K_1$ 、 $K_2$ ——分别为交于柱上、下端的横梁线刚度之和与柱线刚度之和的比值。

二、当计算在重力和风力或多遇地震作用组合下的稳定性时，有支撑和 (或) 剪力墙的结构，在层间位移满足本规程第 5.5.2 条第二款要求的条件下，柱计算长度系数可取 1.0。若纯框架体系层间位移小于  $0.001h$  ( $h$  为楼层层高) 时，也可按公式 (6.3.2-2) 计算柱的计算长度系数。

**第 6.3.3 条** 抗震设防的框架柱在框架的任一节点处，柱截面的塑性抵抗矩和梁截面的塑性抵抗矩宜满足下式的要求：

$$\Sigma W_{pc}(f_{yc} - N/A_c) \geq \Sigma W_{pb}f_{yb} \quad (6.3.3-1)$$

式中  $W_{pc}$ 、 $W_{pb}$ ——分别为计算平面内交汇于节点的柱和梁的截面塑性抵抗矩；

$f_{yc}$ 、 $f_{yb}$ ——分别为柱和梁钢材的屈服强度；

$N$ ——按多遇地震作用组合得出的柱轴力；

$A_c$ ——框架柱的截面面积。

在罕遇地震作用下不可能出现塑性铰的部分，框架柱可按下列式计算：

$$N \leq 0.6A_c f \quad (6.3.3-2)$$

式中  $f$ ——柱钢材的抗压强度设计值，应按本规程第 5.5.2 条的规定除以  $\gamma_{RE}$ 。

**第 6.3.4 条** 按 7 度及以上抗震设防的框架柱板件宽厚比，不应大于表 6.3.4 的规定，按 6 度抗震设防和非抗震设防的框架柱板件宽厚比，可按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 第 5.4.1 条至第 5.4.5 条的规定采用。

框架柱板件宽厚比

表 6.3.4

板 件	7 度	8 度或 9 度
工字形柱翼缘悬伸部分	11	10
工字形柱腹板	43	43
箱形柱壁板	37	33

注：表列数值适用于  $f_y = 235\text{N/mm}^2$  的 Q235 钢，当钢材为其他牌号时，应乘以

$$\sqrt{235/f_y}$$

**第 6.3.5 条** 在柱与梁连接处，柱应设置与上下翼缘位置对应的加劲肋。按 7 度及以上抗震设防的结构，工字形截面柱和箱截面柱腹板在节点域范围的稳定性，应符合下列要求：

$$t_{wc} \geq \frac{h_{ob} + h_{oc}}{90} \quad (6.3.5)$$

式中  $t_{wc}$ ——柱在节点域的腹板厚度，当为箱形柱时仍取一块腹板的厚度；

$h_{ob}$ ——梁腹板高度；

$h_{oc}$ ——柱腹板高度。

**第 6.3.6 条** 按 7 度及以上抗震设防的结构，柱长细比不宜大于  $60\sqrt{235/f_y}$ 。按 6 度抗震设防和非抗震设防的结构，柱长细比不应大于  $120\sqrt{235/f_y}$ 。 $f_y$  以  $N/mm^2$  为单位。

**第 6.3.7 条** 在多遇地震下进行构件承载力计算时，承托钢筋混凝土抗震墙的钢框架柱由地震作用产生的内力，应乘以增大系数，增大系数可取 1.5。

#### 第四节 中心支撑

**第 6.4.1 条** 高层建筑钢结构的中心支撑宜采用：十字交叉斜杆(图 6.4.1-1a)，单斜杆(图 6.4.1-1b)，人字形斜杆(图 6.4.1-1c) 或 V 形斜杆体系。抗震设防的结构不得采用 K 形斜杆体系

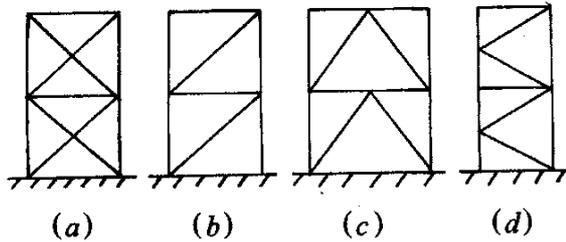


图 6.4.1-1 中心支撑类型

(图 6.4.1-1d)。当采用只能受拉的单斜杆体系时，应同时设不同倾斜方向的两组单斜杆(图 6.4.1-2)，且每层中不同方向单斜杆的截面面积在水平方向的投影面积之差不得大于 10%。

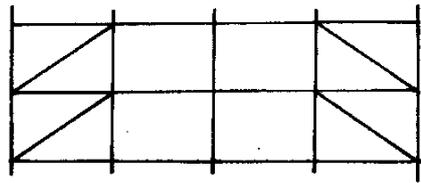


图 6.4.1-2 单斜杆支撑的布置

**第 6.4.2 条** 非抗震设防建筑中的中心支撑，当按只能受拉的杆件设计时，其长细比不应大于  $300\sqrt{235/f_y}$ ；当按既能受拉又

能受压的杆件设计时，其长细比不应大于  $150\sqrt{235/f_y}$ 。

抗震设防建筑中的支撑杆件长细比，当按 6 度或 7 度抗震设防时不得大于  $120\sqrt{235/f_y}$ ；按 8 度抗震设防时不得大于  $80\sqrt{235/f_y}$ ；按 9 度抗震设防时不得大于  $40\sqrt{235/f_y}$ 。 $f_y$  以  $\text{N/mm}^2$  为单位。

**第 6.4.3 条** 按 7 度及以上抗震设防的结构，支撑斜杆的板件宽厚比，当板件为一边简支一边自由时不得大于  $8\sqrt{235/f_y}$ ；当板件为两边简支时不得大于  $25\sqrt{235/f_y}$ 。 $f_y$  以  $\text{N/mm}^2$  为单位。按 6 度抗震设防和非抗震设防时，支撑斜杆板件宽厚比可按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 第五章第四节的规定采用。

支撑斜杆宜采用双轴对称截面。当采用单轴对称截面时（例如双角钢组合 T 形截面），应采取防止绕对称轴屈曲的构造措施。

**第 6.4.4 条** 在初步设计阶段计算支撑杆件所受内力时，可按下列要求计算附加效应：

一、在重力和水平力（风荷载或多遇地震作用）下，支撑除作为竖向桁架的斜杆承受水平荷载引起的剪力外，还承受水平位移和重力荷载产生的附加弯曲效应。人字形和 V 形支撑尚应考虑支撑跨梁传来的楼面垂直荷载。楼层附加剪力可按下式计算：

$$V_i = 1.2 \frac{\Delta u_i}{h_i} \Sigma G_i \quad (6.4.4-1)$$

式中  $h_i$ ——计算楼层的高度；

$\Sigma G_i$ ——计算楼层以上的全部重力；

$\Delta u_i$ ——计算楼层的层间位移。

人字形和 V 形支撑尚应考虑支撑跨梁传来的楼面垂直荷载。

二、对于十字交叉支撑、人字形支撑和 V 形支撑的斜杆，尚应计入柱在重力下的弹性压缩变形在斜杆中引起的附加压应力。附加压应力可按下式计算：

对十字交叉支撑的斜杆

$$\Delta\sigma_{br} = \frac{\sigma_c}{\left(\frac{l_{br}}{h}\right)^2 + \frac{h}{l_{br}} \cdot \frac{A_{br}}{A_c} + 2 \frac{b^3}{l_{br}h^2} \cdot \frac{A_{br}}{A_b}} \quad (6.4.4-2)$$

对于人字形和 V 形支撑的斜杆

$$\Delta\sigma_{br} = \frac{\sigma_c}{\left(\frac{l_{br}}{h}\right)^2 + \frac{b^3}{24l_{br}} \cdot \frac{A_{br}}{I_b}} \quad (6.4.4-3)$$

式中  $\sigma_c$ ——斜杆端部连接固定后, 该楼层以上各层增加的恒荷载和活荷载产生的柱压应力;

$l_{br}$ ——支撑斜杆长度;

$b$ 、 $I_b$ 、 $h$ ——分别为支撑跨梁的长度、绕水平主轴的惯性矩和楼层高度;

$A_{br}$ 、 $A_c$ 、 $A_b$ ——分别为计算楼层的支撑斜杆、支撑跨的柱和梁的截面面积。

**第 6.4.5 条** 在多遇地震效应组合作用下, 人字形支撑和 V 形支撑的斜杆内力应乘以增大系数 1.5, 十字交叉支撑和单斜杆支撑的斜杆内力应乘以增大系数 1.3。

**第 6.4.6 条** 在多遇地震作用效应组合下, 支撑斜杆的受压验算按下列公式计算:

$$\frac{N}{\varphi A_{br}} \leq \eta f \quad (6.4.6-1)$$

$$\eta = \frac{1}{1 + 0.35\lambda_n} \quad (6.4.6-2)$$

$$\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (6.4.6-3)$$

式中  $\eta$ ——受循环荷载时的设计强度降低系数;

$\lambda_n$ ——支撑斜杆的正则化长细比;

$f$ ——钢材强度设计值, 应按本规程第 5.5.2 条的规定除以  $\gamma_{RE}$ 。

**第 6.4.7 条** 与支撑一起组成支撑系统的横梁、柱及其连接, 应具有承受支撑斜杆传来内力的能力。与人字支撑、V 形支撑相

交的横梁，在柱间的支撑连接处应保持连续。在计算人字形支撑体系中的横梁截面时，尚应满足在不考虑支撑的支点作用情况下按简支梁跨中承受竖向集中荷载时的承载力。

**第 6.4.8 条** 按 7 度及以上抗震设防的结构，当支撑为填板连接的双肢组合构件时，肢件在填板间的长细比不应大于构件最大长细比的 1/2，且不应大于 40。

**第 6.4.9 条** 按 8 度及以上抗震设防的结构，可以采用带有消能装置的中心支撑体系。此时，支撑斜杆的承载力应为消能装置滑动或屈服时承载力的 1.5 倍。

### 第五节 偏心支撑

**第 6.5.1 条** 偏心支撑框架中的支撑斜杆，应至少在一端与梁连接（不在柱节点处），另一端可连接在梁与柱相交处，或在偏离另一支撑的连接点与梁连接，并在支撑与柱之间或在支撑与支撑之间形成耗能梁段（图 6.5.1）。

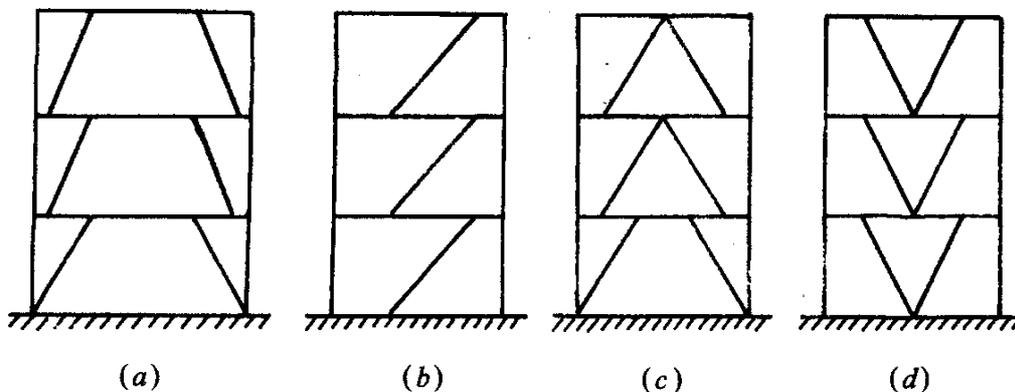


图 6.5.1 偏心支撑框架

(a) 门架式；(b) 单斜杆式；(c) 人字形；(d) V 字形

**第 6.5.2 条** 耗能梁段的塑性受剪承载力  $V_p$  和塑性受弯承载力  $M_p$ ，以及梁段承受轴向力时的全塑性受弯承载力  $M_{pc}$ ，应分别按下式计算：

$$V_p = 0.58f_y h_0 t_w \quad (6.5.2-1)$$

$$M_p = W_p f_y \quad (6.5.2-2)$$

$$M_{pc} = W_p (f_y - \sigma_N) \quad (6.5.2-3)$$

式中  $h_0$ ——梁段腹板计算高度；  
 $t_w$ ——梁段腹板厚度；  
 $W_p$ ——梁段截面的塑性抵抗矩；  
 $\sigma_N$ ——轴力产生的梁段翼缘平均正应力。

**第 6.5.3 条** 耗能梁段轴向力产生的梁段翼缘平均正应力  $\sigma_N$ ，应按下列式计算：

一、耗能梁段净长  $a < 2.2M_p/V_p$  时

$$\sigma_N = \frac{V_p}{V_{lb}} \cdot \frac{N_{lb}}{2b_f t_f} \quad (6.5.3-1)$$

二、耗能梁段净长  $a \geq 2.2M_p/V_p$  时

$$\sigma_N = \frac{N_{lb}}{A_{lb}} \quad (6.5.3-2)$$

式中  $V_{lb}$ 、 $N_{lb}$ ——分别为梁段的剪力设计值和轴力设计值；

$b_f$ ——梁段翼缘宽度；

$t_f$ ——梁段翼缘厚度；

$A_{lb}$ ——梁段截面面积。

当  $\sigma_N < 0.15f_y$  时，取  $\sigma_N = 0$ 。

**第 6.5.4 条** 耗能梁段宜设计成剪切屈服型，当其与柱连接时，不应设计成弯曲屈服型。耗能梁段的净长  $a$  符合下列式者为剪切屈服型，不符合者为弯曲屈服型。

$$a \leq 1.6M_p/V_p \quad (6.5.4)$$

**第 6.5.5 条** 耗能梁段的截面宜与同一跨内框架梁相同，在多遇地震作用效应组合下，其强度应符合下列要求：

一、耗能梁段净长  $a < 2.2M_p/V_p$  时

1. 其腹板强度应按下列式计算：

$$\frac{V_{lb}}{0.8 \times 0.58h_0 t_w} \leq f \quad (6.5.5-1)$$

2. 其翼缘强度应按下列式计算：

$$\left( \frac{M_{lb}}{h_{lb}} + \frac{N_{lb}}{2} \right) \frac{1}{b_f t_f} \leq f \quad (6.5.5-2)$$

二、耗能梁段净长  $a \geq 2.2M_p/V_p$  时

1. 其腹板强度应按式 (6.5.5-1) 计算:

2. 其翼缘强度应按下式计算:

$$\frac{M_{lb}}{W} + \frac{N_{lb}}{A_{lb}} \leq f \quad (6.5.5-3)$$

式中  $M_{lb}$ ——耗能梁段的弯矩设计值;

$W$ ——梁段截面抵抗矩;

$f$ ——钢材的强度设计值, 应按本规程第 5.5.2 条的规定除以  $\gamma_{RE}$ 。

**第 6.5.6 条** 偏心支撑斜杆的承载力应按下式计算:

$$\frac{N_{br}}{\varphi A_{br}} \leq f \quad (6.5.6-1)$$

$$N_{br} = 1.6 \frac{V_p}{V_{lb}} N_{br,com} \quad (6.5.6-2a)$$

$$N_{br} = 1.6 \frac{M_{pc}}{M_{lb}} N_{br,com} \quad (6.5.6-2b)$$

式中  $A_{br}$ ——支撑截面面积;

$\varphi$ ——由支撑长细比确定的轴心受压构件稳定系数;

$N_{br}$ ——支撑轴力设计值, 取公式 (6.5.6-2a) 和 (6.5.6-2b) 中之较小值;

$N_{br,com}$ ——在跨间梁的竖向荷载和水平作用最不利组合下的支撑轴力;

$f$ ——钢材的强度设计值, 应按本规程第 5.5.2 条的规定除以  $\gamma_{RE}$ 。

**第 6.5.7 条** 偏心支撑框架柱的承载力, 应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 第五章的有关规定计算, 抗震计算时, 钢材强度设计值应按本规程第 5.5.2 条除以  $\gamma_{RE}$ 。计算承载力时

一、其弯矩设计值  $M_c$  应按下列公式计算, 并取其较小值:

$$M_c = 2.0 \frac{V_p}{V_{lb}} M_{c,com} \quad (6.5.7-1)$$

$$M_c = 2.0 \frac{M_{pc}}{M_{lb}} M_{c,com} \quad (6.5.7-2)$$

二、其轴力设计值  $N_c$  应按下列公式计算，并取其较小值：

$$N_c = 2.0 \frac{V_p}{V_{lb}} N_{c,com} \quad (6.5.7-3)$$

$$N_c = 2.0 \frac{M_{pc}}{M_{lb}} N_{c,com} \quad (6.5.7-4)$$

式中  $M_{c,com}$ 、 $N_{c,com}$ ——分别为竖向和水平作用最不利组合下的柱弯矩和轴力。

**第 6.5.8 条** 耗能梁段腹板不得加焊贴板提高强度，也不得在腹板上开洞，并应符合下列规定：

一、翼缘板自由外伸宽度  $b_1$  与其厚度  $t_f$  之比，应符合下式要求：

$$b_1/t_f = 8 \sqrt{235/f_y} \quad (6.5.8-1)$$

二、腹板计算高度  $h_0$  与其厚度  $t_w$  之比，应符合下式要求：

$$h_0/t_w = \left( 72 - 100 \frac{N_{lb}}{A_{lb}f} \right) \sqrt{235/f_y} \quad (6.5.8-2)$$

式中  $A_{lb}$ ——耗能梁段的截面面积。

**第 6.5.9 条** 高层钢结构采用偏心支撑框架时，顶层可不设耗能梁段。在设置偏心支撑的框架跨，当首层的弹性承载力为其余各层承载力的 1.5 倍及以上时，首层可采用中心支撑。

## 第六节 其他抗侧力构件

**第 6.6.1 条** 钢板剪力墙的计算，应按本规程附录四的规定进行。

**第 6.6.2 条** 内藏钢板支撑剪力墙的设计，应按本规程附录五的规定进行。

**第 6.6.3 条** 带竖缝混凝土剪力墙板的设计，应按本规程附录六的规定进行。

# 第七章 组合楼盖

## 第一节 一般要求

第 7.1.1 条 组合梁混凝土翼板的有效宽度  $b_{ce}$ ，应按下列公式计算，并应取其中的最小值。

$$b_{ce} = l_0 / 3 \quad (7.1.1-1)$$

$$b_{ce} = b_0 + 12h_c \quad (7.1.1-2)$$

$$b_{ce} = b_0 + b_{c1} + b_{c2} \quad (7.1.1-3)$$

式中  $l_0$ ——钢梁计算跨度；

$b_0$ ——钢梁上翼缘宽度；

$h_c$ ——混凝土翼板计算厚度；

$b_{c1}$ 、 $b_{c2}$ ——相邻钢梁间净距  $s_n$  的  $1/2$ ， $b_{c1}$  尚不应超过混凝土翼板实际外伸长度  $s_1$ （图 7.1.1）。

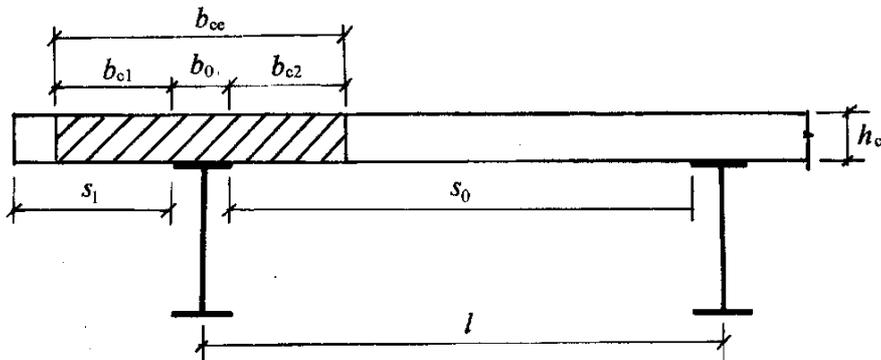
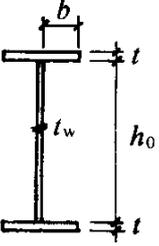
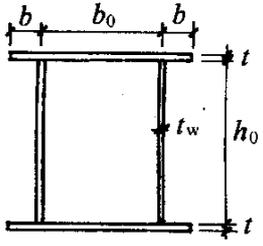


图 7.1.1 组合梁混凝土翼板的有效宽度

第 7.1.2 条 组合梁的塑性中和轴通过钢梁截面时，钢梁翼缘及腹板的板件宽厚比应符合表 7.1.2 的要求。

第 7.1.3 条 连续组合梁采用塑性内力重分布法进行分析时，应符合下列条件：

塑性设计时钢梁翼缘及腹板的板件宽厚比 表 7.1.2

截面形式	翼 缘	腹 板
	$\frac{b}{t} \leq 9 \sqrt{235/f_y}$	<p>当 <math>\frac{A_s f_{sy}}{Af} &lt; 0.37</math> 时</p> $\frac{h_0}{t_w} \leq \left( 72 - 100 \frac{A_s f_{sy}}{Af} \right) \sqrt{235/f_y}$
	$\frac{b_0}{t} \leq 30 \sqrt{235/f_y}$	<p>当 <math>\frac{A_s f_{sy}}{Af} \geq 0.37</math> 时</p> $\frac{h_0}{t_w} \leq 35 \sqrt{235/f_y}$

注：表中  $A_s$ ——负弯矩截面中钢筋的截面面积；

$f_{sy}$ ——钢筋强度设计值；

$A$ ——钢梁截面面积；

$f_y$ ——钢材屈服强度；

$f$ ——塑性设计时钢梁钢材的抗拉、抗压、抗弯强度设计值，按现行国家标准《钢结构设计规范》(BGJ17) 第 9.1.3 条的规定乘以折减系数 0.9。

- 一、相邻两跨跨度之差不大于短跨的 45%；
- 二、边跨跨度不小于邻跨的 70%，也不大于邻跨的 115%；
- 三、在每跨的 1/5 范围内，集中作用的荷载不大于该跨总荷载的一半；

四、内力合力与外荷载保持平衡；

五、中间支座截面材料总强度比  $\gamma$  小于 0.5，且大于 0.15。此处， $\gamma = A_s f_{sy} / Af$ ；

六、内力调幅不超过 25%。

**第 7.1.4 条** 连续组合梁采用弹性分析时，应符合下列规定：

- 一、不计入负弯矩区段内受拉开裂的混凝土翼板对刚度的影响；

二、在正弯矩区段，换算截面应根据短期或长期荷载采用相应的刚度；

三、负弯矩区受拉开裂的翼板长度，可按试算法确定。

**第 7.1.5 条** 按弹性分析时，应将受压混凝土翼板的有效宽度  $b_{ce}$  折算成与钢材等效的换算宽度  $b_{eq}$ ，构成单质的换算截面（图 7.1.5）。

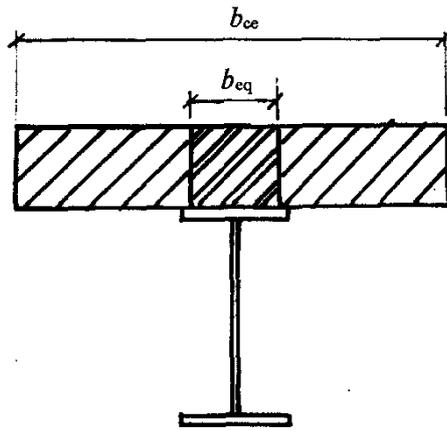


图 7.1.5 组合梁的换算截面

一、荷载短期效应组合

$$b_{eq} = b_{ce} / \alpha_E \quad (7.1.5-1)$$

二、荷载长期效应组合

$$b_{eq} = b_{ce} / 2\alpha_E \quad (7.1.5-2)$$

式中  $b_{eq}$ ——混凝土翼板的换算宽度；

$b_{ce}$ ——混凝土翼板的有效宽度，应按第 7.1.1 条的规定确定；

$\alpha_E$ ——钢材弹性模量对混凝土弹性模量的比值。

**第 7.1.6 条** 组合梁混凝土翼板的计算厚度，应符合下列规定：

一、普通钢筋混凝土翼板的计算厚度，应取原厚度  $h_0$ （见图 7.1.1）；

二、带压型钢板的混凝土翼板计算厚度，取压型钢板顶面以上的混凝土厚度  $h_c$ （见图 7.3.3）；

**第 7.1.7 条** 设计组合楼板时，应符合下列要求：

一、施工阶段，应对作为浇注混凝土底模的压型钢板进行强度和变形验算。此时，应考虑以下荷载：

1. 永久荷载，包括压型钢板、钢筋和混凝土的自重；
2. 可变荷载，包括施工荷载和附加荷载。当有过量冲击、混凝土堆放、管线和泵的荷载时，应增加附加荷载。

二、使用阶段，应对组合楼板在全部荷载作用下的强度和变形进行验算。

**第 7.1.8 条** 当压型钢板跨中挠度  $w$  大于 20mm 时，确定混凝土自重应考虑挠曲效应，在全跨增加混凝土厚度  $0.7w$ ，或增设临时支撑。

**第 7.1.9 条** 在局部荷载下，组合板的有效工作宽度  $b_{ef}$ （图 7.1.9）不得大于按下列公式计算的值：

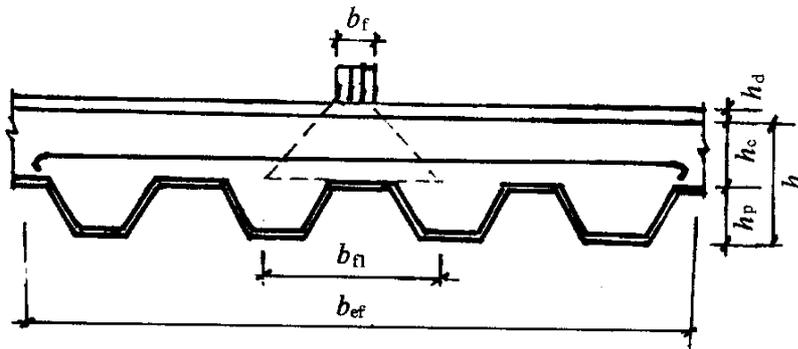


图 7.1.9 集中荷载分布的有效宽度

一、抗弯计算时

简支板 
$$b_{ef} = b_n + 2l_p (1 - l_p/l) \quad (7.1.9-1)$$

连续板 
$$b_{ef} = b_n + [4l_p (1 - l_p/l)] / 3 \quad (7.1.9-2)$$

二、抗剪计算时

$$b_{ef} = b_{f1} + l_p (1 - l_p/l) \quad (7.1.9-3)$$

$$b_{f1} = b_f + 2 (h_c + h_d) \quad (7.1.9-4)$$

式中  $l$ ——组合板跨度；

$l_p$ ——荷载作用点到组合楼板较近支座的距离；

$b_{f1}$ ——集中荷载在组合板中的分布宽度；

$b_f$ ——荷载宽度；

$h_c$ ——压型钢板顶面以上的混凝土计算厚度；

$h_d$ ——地板饰面层厚度。

**第 7.1.10 条** 在施工阶段，压型钢板作为浇注混凝土的模板，应采用弹性方法计算。强边（顺肋）方向的正、负弯矩和挠度应按单向板计算，弱边方向不计算。

**第 7.1.11 条** 在使用阶段，当压型钢板上的混凝土厚度为 50mm 至 100mm 时，宜符合下列规定：

一、组合板强边（顺肋）方向的正弯矩和挠度，按承受全部荷载的简支单向板计算；

二、强边方向负弯矩按固端板取值；

三、不考虑弱边（垂直肋）方向的正负弯矩。

**第 7.1.12 条** 当压型钢板上的混凝土厚度大于 100mm 时，板的挠度应按强边方向的简支单向板计算，板的承载力应按下列规定计算：

当  $0.5 < \lambda_c < 2.0$  时，应按双向板计算；

当  $\lambda_c \leq 0.5$  或  $\lambda_c \geq 2.0$  时，应按单向板计算。

$$\lambda_c = \mu l_x / l_y \quad (7.1.12)$$

式中  $\mu$ ——板的受力异向性系数， $\mu = (I_x / I_y)^{1/4}$ ；

$l_x$ ——组合板强边（顺肋）方向的跨度；

$l_y$ ——组合板弱边（垂直肋）方向的跨度；

$I_x$ 、 $I_y$ ——分别为组合板强边和弱边方向的截面惯性矩（计算  $I_y$  时只考虑压型钢板顶面以上的混凝土厚度  $h_c$ ）。

## 第二节 组合梁设计

**第 7.2.1 条** 符合本规程第 7.1.2 条的组合梁，且混凝土翼板与钢构件完全抗剪连接时，其截面抗弯承载力可根据下列假定计算：

一、在混凝土翼板的有效宽度内，纵向钢筋和钢梁受拉及受压应力均达到强度设计值；

二、塑性中和轴受拉侧的混凝土强度设计值可忽略不计；

三、塑性中和轴受压区的混凝土截面均匀受压，并达到弯曲抗压强度设计值。

**第 7.2.2 条** 组合梁正截面受弯承载力，应按下列公式计算：

一、正弯矩作用时

1. 当  $Af \leq b_{ce}h_c f_{cm}$  时 (图 7.2.2-1)，塑性中和轴位于混凝土受压翼板内，为第一类截面

$$M \leq b_{ce} x f_{cm} y \quad (7.2.2-1)$$

$$x = Af / b_{ce} f_{cm} \quad (7.2.2-2)$$

式中  $x$ ——组合梁截面塑性中和轴至混凝土翼板顶面的距离，按 (7.2.2-2) 式计算；

$M$ ——全部荷载产生的弯矩；

$A$ ——钢梁截面面积；

$y$ ——钢梁截面应力合力至混凝土受压区应力合力之间的距离；

$f$ ——塑性设计时钢梁钢材的抗拉、抗压、抗弯强度设计值，按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 第 9.1.3 条的规定乘以 0.9；

$h_c$ ——混凝土翼板计算厚度；

$f_{cm}$ ——混凝土弯曲抗压强度设计值；

$b_{ce}$ ——混凝土翼板的有效宽度。

2. 当  $Af > b_{ce}h_c f_{cm}$  时 (图 7.2.2-2)，塑性中和轴在钢梁截面内，为第二类截面

$$M \leq b_{ce} h_c f_{cm} y + A_c f y_1 \quad (7.2.2-3)$$

式中  $A_c$ ——钢梁受压区截面面积，按下式计算：

$$A_c = 0.5 (A - b_{ce} h_c f_{cm} / f) \quad (7.2.2-4)$$

$y$ ——钢梁受拉区截面应力合力至混凝土翼板截面应力合力之间的距离；

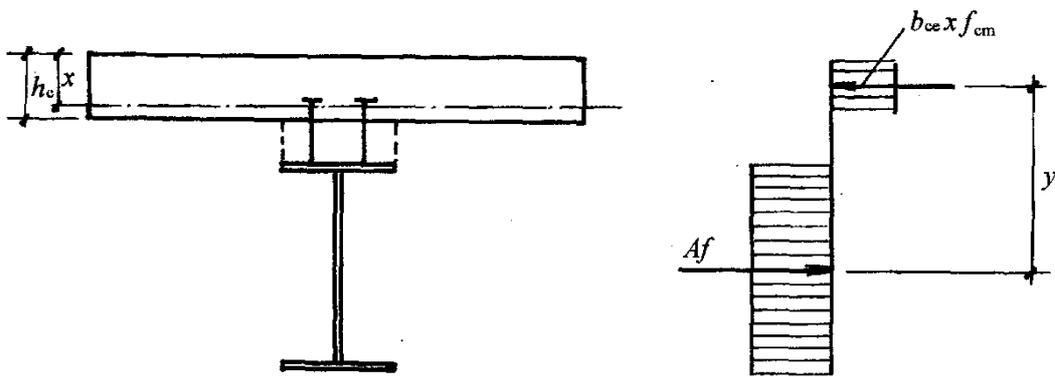


图 7.2.2-1 第一类截面和计算简图

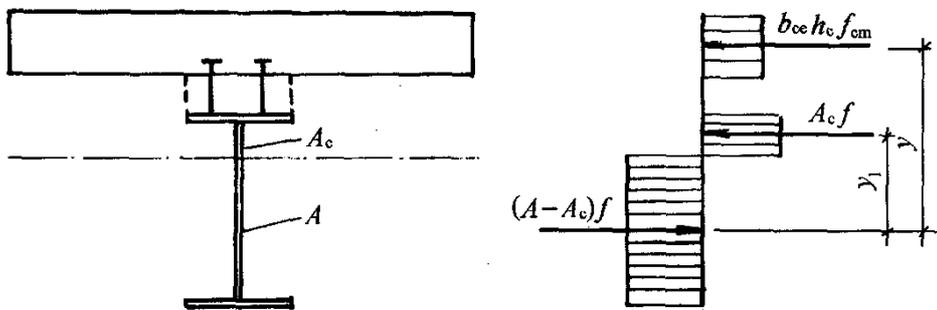


图 7.2.2-2 第二类截面和计算简图

$y_1$ ——钢梁受拉区截面应力合力至钢梁受压区截面应力合力之间的距离；

其他符号意义同前。

二、负弯矩作用时 (图 7.2.2-3)

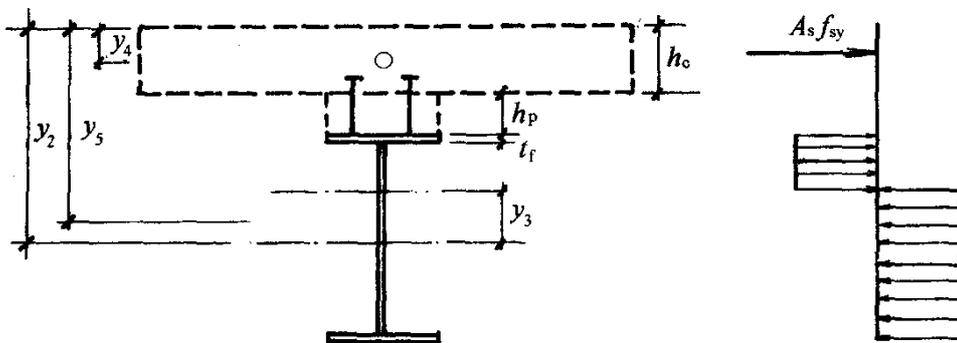


图 7.2.2-3 负弯矩时组合梁截面和计算简图

$$M \leq M_p + A_s f_{sy} (y_5 - y_4) \quad (7.2.2-5)$$

$$y_5 = y_2 - y_3/2 \geq h_c + h_p + t_f \quad (7.2.2-6)$$

式中  $M_p$ ——钢梁截面的全塑性受弯承载力, 取  $0.9W_p f$ ,  $f$  为钢材强度设计值;

$y_2$ ——钢梁截面重心至混凝土翼板顶面的距离;

$y_3$ ——钢梁截面重心至整个截面塑性中和轴的距离,

$$y_3 = A_s f_{sy} / (2t_w f);$$

$A_s$ ——翼板有效宽度范围内钢筋截面面积;

$f_{sy}$ ——钢筋抗拉强度设计值;

$y_4$ ——钢筋截面重心至混凝土翼板顶面的距离;

$t_f$ 、 $t_w$ ——分别为钢梁上翼缘厚度及腹板厚度;

$y_5$ —— $y_2$  与  $y_3/2$  的差值;

$h_p$ ——压型钢板高度。

**第 7.2.3 条** 组合梁截面的全部剪力假定由钢梁腹板承受, 其受剪承载力应按下式计算:

$$V \leq h_w t_w f_v \quad (7.2.3)$$

式中  $h_w$ 、 $t_w$ ——分别为钢梁腹板的高度和厚度;

$f_v$ ——塑性设计时钢梁钢材的抗剪强度设计值, 应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 第 9.1.3 条的规定乘以 0.9。

**第 7.2.4 条** 采用塑性设计法计算组合梁的承载力时, 遇有下列情况之一者可不计入弯矩与剪力的相互影响:

一、受正弯矩的组合梁截面;

二、截面材料总强度比  $\gamma \geq 0.15$  的负弯矩截面, 其中  $\gamma = A_s f_{sy} / (A f)$ ; 此处,  $f$  为塑性设计时钢梁材料的抗拉、抗压、抗弯强度设计值, 应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 第 9.1.3 条的规定乘以 0.9。

**第 7.2.5 条** 当组合梁进行连接的计算时, 应以支座点、弯矩绝对值最大点和零弯矩点为界限, 划分为若干剪跨区 (图

7.2.5)。

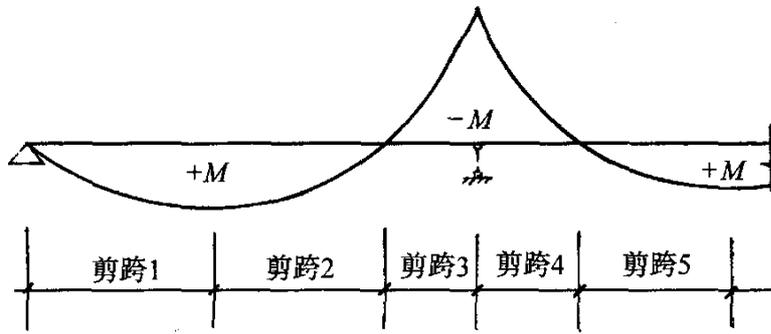


图 7.2.5 组合梁剪跨区段的划分

**第 7.2.6 条** 每个剪跨区段内所配置的剪力连接件的总数，可按下式计算：

$$n = V / N_v^s \quad (7.2.6)$$

剪力键可均匀分布于该剪跨区段内。当剪跨区内有较大集中力作用时，可将连接件总数按各剪力区段的剪力图面积分配，然后各自均匀布置（图 7.2.6）。

式中  $V$ ——每个剪跨区内，混凝土与钢梁叠合面上的纵向剪力；  
 $N_v^s$ ——每个剪力连接件的受剪承载力设计值。

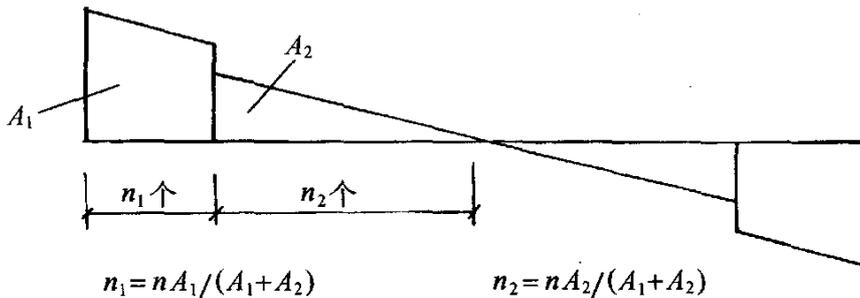


图 7.2.6 集中力作用时剪力连接件的布置

**第 7.2.7 条** 每个剪跨区段内，混凝土与钢梁叠合面上的纵向剪力  $V$  可按下列公式计算：

一、正弯矩区剪跨段（图 7.2.5 中的 1、2、5 剪跨段）

1. 当塑性中和轴位于混凝土翼板内时

$$V = Af \quad (7.2.7-1)$$

2. 当塑性中和轴位于钢梁时

$$V = b_{ce} h_c f_{cm} \quad (7.2.7-2)$$

式中  $f$ ——塑性设计时钢梁钢材的抗拉、抗压、抗弯强度设计值，应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 第 9.1.3 条的规定乘以 0.9。

二、负弯矩区剪跨段 (图 7.2.5 中的 3、4 剪跨段)

$$V = A_s f_{sy} \quad (7.2.7-3)$$

**第 7.2.8 条** 栓钉剪力连接件的受剪承载力，应符合下列规定：

一、受剪承载力设计值  $N_v^s$ ，应按下式计算：

$$N_v^s = 0.43 A_{st} \sqrt{E_c f_c} \quad (7.2.8-1)$$

且 
$$N_v^s \leq 0.7 A_{st} f_u \quad (7.2.8-2)$$

式中  $A_{st}$ ——栓钉钉杆截面面积；

$f_u$ ——栓钉钢材的极限抗拉强度最小值；

$E_c$ ——混凝土弹性模量；

$f_c$ ——混凝土轴心抗压强度设计值。

二、栓钉的受剪承载力设计值  $N_v^s$ ，遇下列情况之一时应予折减：

1. 位于连续梁中间支座上负弯矩段时，应乘以折减系数 0.93；

2. 位于悬臂梁负弯矩区段时，应乘以折减系数 0.8。

**第 7.2.9 条** 带压型钢板的混凝土楼板与钢梁组成的组合梁，其叠合面上的栓钉连接件受剪承载力设计值  $N_v^s$ ，遇下列情况之一时应予以折减：

一、压型钢板肋与钢梁平行时 (图 7.2.9a)，应乘以折减系数  $\eta$ 。折减系数  $\eta$  应按下式计算：

$$\eta = 0.6 \frac{b}{h_p} \cdot \frac{h_s - h_p}{h_p}$$

且 
$$\eta \leq 1 \quad (7.2.9-1)$$

二、压型钢板肋与钢梁垂直时(图 7.2.9b), 应乘以按下式计算的折减系数  $\eta$ :

$$\eta = \frac{0.85}{\sqrt{n_0}} \cdot \frac{b}{h_p} \cdot \frac{h_s - h_p}{h_p}$$

且  $\eta \leq 1$  (7.2.9-2)

式中  $b$ ——混凝土凸肋(压型钢板波槽)的宽度(图 7.2.9c、d);

$h_p$ ——压型钢板高度;

$h_s$ ——栓钉焊接后的高度, 但不应大于  $h_p + 75\text{mm}$ ;

$n_0$ ——组合梁截面上一个肋板中配置的栓钉总数, 当栓钉数大于 3 个时, 应仍取 3 个。

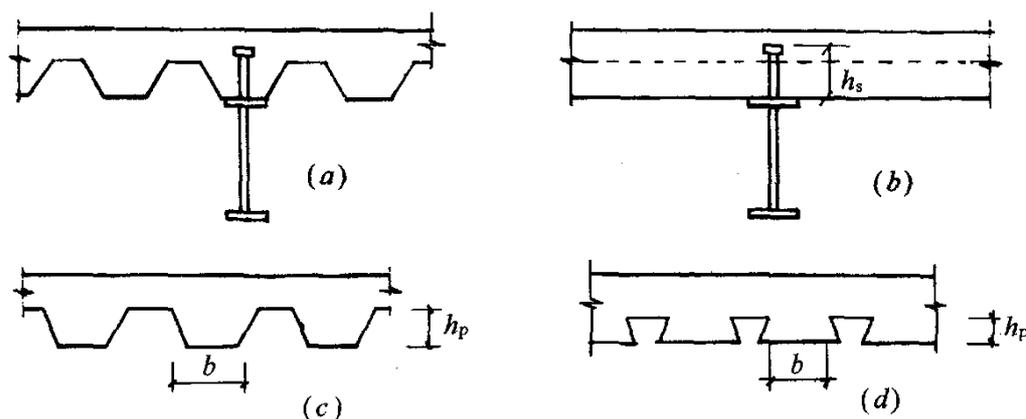


图 7.2.9 压型钢板楼盖及组合梁

(a) 肋平行于支承梁; (b) 肋垂直于支承梁; (c)、(d) 楼板剖面

**第 7.2.10 条** 当抗剪连接键的设置受构造等原因的影响不能满足本规程(7.2.6)式的要求时, 可采用部分抗剪连接设计法。对于单跨简支梁, 可采用简化塑性理论按下列假定计算:

一、在所计算截面左右两个剪跨内, 取连接件受剪承载力设计值之和  $nN_v^s$  的较小者, 作为混凝土翼板中的剪力;

二、剪力连接件全截面进入塑性状态;

三、钢梁与混凝土翼板间产生相对滑移, 以致混凝土翼板与钢梁有各自的中和轴。

**第 7.2.11 条** 当组合梁承受静荷载且集中力不大时,可采用部分抗剪连接组合梁。其跨度不应超过 20m。当钢梁为等截面梁时,其配置的连接件数量  $n_1$  不得小于完全抗剪连接时的连接件数量  $n$  的 50%。

**第 7.2.12 条** 部分抗剪连接组合梁的受弯承载力  $M_1$ , 可按下列下式计算:

$$M_1 = M_p + (n_1/n) (M_{com} - M_p) \quad (7.2.12)$$

式中  $M_{com}$ ——完全抗剪连接时组合梁正截面的受弯承载力;

$M_p$ ——钢梁的全塑性受弯承载力;

$n_1$ ——部分抗剪连接时剪跨区的连接件总数。

**第 7.2.13 条** 部分抗剪连接组合梁的挠度  $w_1$ , 可按下列下式计算:

$$w_1 = w_{com} + 0.5 (w - w_{com}) (1 - n_1/n) \quad (7.2.13)$$

式中  $w_{com}$ ——完全抗剪连接组合梁的挠度;

$w$ ——全部荷载由钢梁承受时的挠度。

**第 7.2.14 条** 当进行组合梁的钢梁翼缘与混凝土翼板的纵向界面受剪承载力的计算时,应分别取包络连接件的纵向界面(图 7.2.14 界面  $b-b$ ) 和混凝土翼板纵向界面(该图界面  $a-a$ )。

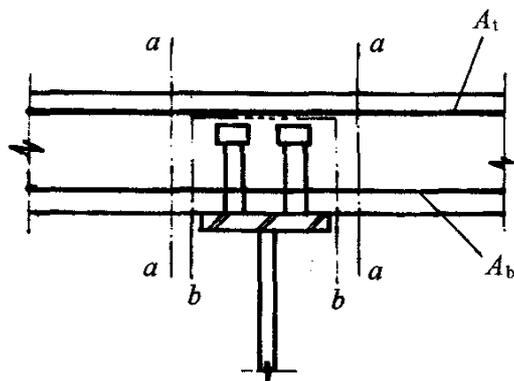


图 7.2-14 组合梁翼板纵向受剪界面

在纵向界面  $a-a$  和  $b-b$  上, 单位长度上横向钢筋的计算面积  $A_{s,tr}$  按下式计算。压型钢板肋与钢梁垂直的组合梁可不验算。

一、界面  $a-a$

$$A_{s, \text{tr}} = A_{\text{sb}} + A_{\text{st}} \quad (7.2.14-1)$$

## 二、界面 *b-b*

$$A_{s, \text{tr}} = 2A_{\text{sb}} \quad (7.2.14-2)$$

式中  $A_{\text{sb}}$ ——在组合梁单位长度上，翼板底部钢筋的截面面积；  
 $A_{\text{st}}$ ——在组合梁单位长度上，翼板上部钢筋的截面面积。

**第 7.2.15 条** 在混凝土翼板纵向界面上，沿梁单位长度的剪力可按下列公式计算：

### 一、包络连接件的纵向界面

$$V_1 = n_r N_v^s / s \quad (7.2.15-1)$$

### 二、混凝土翼板纵向界面

$$V_1 = \frac{n_r N_v^s}{s} \cdot \frac{b_{c1}}{b_{ce}} \quad (7.2.15-2)$$

或 
$$V_1 = \frac{n_r N_v^s}{s} \cdot \frac{b_{c2}}{b_{ce}} \quad (7.2.15-3)$$

式中  $V_1$ ——混凝土翼板单位梁长纵向界面剪力 (N/mm)；

$n_r$ ——一排连接件的个数；

$s$ ——连接件纵向间距 (mm)；

设计时， $V_1$  应取式 (7.2.15-2) 和 (7.2.15-3) 中之较大者。

**第 7.2.16 条** 混凝土翼板纵向界面的剪力，应符合下列公式的要求：

$$V_1 \leq 0.9\xi u + 0.7A_{s, \text{tr}} f_y \quad (7.2.16-1)$$

且 
$$V_1 \leq 0.25uf_c \quad (7.2.16-2)$$

式中  $\xi$ ——系数，取为  $1\text{N}/\text{mm}^2$ ；

$u$ ——纵向受剪界面的周长 (mm)，如图 7.2.14 所示；

$f_c$ ——混凝土轴心抗压强度设计值 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )；

$A_{s, \text{tr}}$ ——单位梁长纵向受剪界面上 (图 7.2.14) 与界面相交的横向钢筋截面积 ( $\text{mm}^2/\text{mm}$ )，按第 7.2.14 条的规定采用。

**第 7.2.17 条** 组合梁翼板的横向钢筋最小配筋量，应符合下式要求：

$$\frac{A_{s,lr}f_{sy}}{u} \geq 0.75 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (7.2.17)$$

**第 7.2.18 条** 组合梁的挠度应按荷载短期和长期效应组合分别计算,刚度取值应符合本规程第 7.1.4 条和 7.1.5 条的要求,不得大于现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 第 3.3.2 条规定的容许值。

**第 7.2.19 条** 连续组合梁负弯矩区段内最大裂缝宽度  $w_{cra}$  (mm),可按下列公式计算。负弯矩区的开裂宽度,处于正常环境时不应大于 0.3mm,处于室内高湿度环境或露天时不应大于 0.2mm。

$$w_{cra} = 2.7\psi \frac{\sigma_s}{E_{st}} \left( 2.7c + 0.1 \frac{d}{\rho_{ce}} \right) \nu \quad (7.2.19-1)$$

$$\psi = 1.1 - \frac{0.65f_{tk}}{\rho_{ce}\sigma_s} \quad (7.2.19-2)$$

式中  $\nu$ ——与纵向钢筋表面特征有关的系数,变形钢筋宜取

0.7,光面钢筋宜取 1.0;

$\psi$ ——裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数。当  $\psi < 0.3$  时宜取 0.3,当  $\psi > 1.0$  时宜取 1.0;

$c$ ——纵向钢筋保护层厚度 (mm)。当  $c < 20$  时宜取 20;  $c > 50$  时宜取 50;

$d$ ——纵向钢筋直径,以 mm 计;

$\rho_{ce}$ ——按受拉混凝土面积计算的纵向受拉钢筋配筋率,当  $\rho_{ce} \leq 0.008$  时宜取 0.008;

$f_{tk}$ ——混凝土抗拉强度标准值;

$\sigma_s$ ——荷载标准值短期效应作用下的负弯矩纵向钢筋应力。

**第 7.2.20 条** 荷载标准值短期效应作用下的负弯矩纵向钢筋应力,应按下式计算:

$$\sigma_s = M_k y_s / I$$

式中  $M_k$ ——荷载短期效应负弯矩标准值;

$I$ ——包括混凝土翼板中钢筋在内的钢截面惯性矩,不应

计入受拉混凝土截面；  
 $y_s$ ——钢筋截面重心至钢截面中和轴的距离(图 7.2.20)。

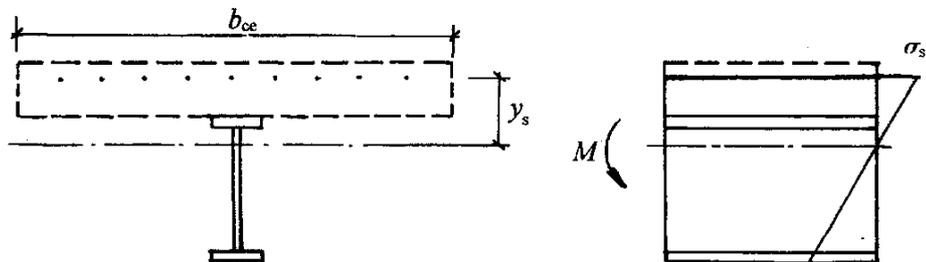


图 7.2.20 负弯矩时的计算截面及钢筋应力

**第 7.2.21 条** 组合梁负弯矩区段钢梁受压翼缘在弯矩作用平面外的长细比，应按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 第 9.3.2 条的规定验算。

### 第三节 压型钢板组合楼板设计

**第 7.3.1 条** 压型钢板组合楼盖中，压型钢板与混凝土的联结，应符合下列形式之一：

一、依靠压型钢板的纵向波槽 (图 7.3.1a)；

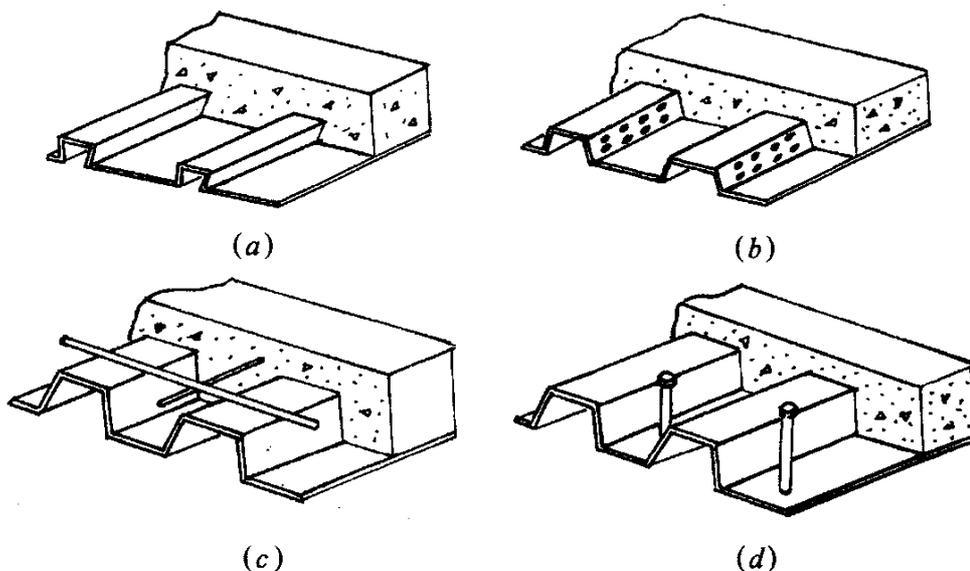


图 7.3.1 组合板的联结

二、依靠压型钢板上压痕，开的小洞或冲成的不闭合孔眼（图 7.3.1b）；

三、依靠压型钢板上焊接的横向钢筋（图 7.3.1c）。

在任何情况下，均应设置端部锚固件（图 7.3.1d）。

**第 7.3.2 条** 组合板或非组合板（指压型钢板只作永久性模板）的设计，应符合下列要求：

一、压型钢板应对施工阶段的强度和变形进行验算，验算时应计入临时支撑的影响；

二、组合板在混凝土硬化后，应验算使用阶段的横截面抗弯能力、纵向抗剪能力、斜截面抗剪能力和抗冲剪能力；

三、非组合板可按常规钢筋混凝土楼板的设计方法进行设计。

**第 7.3.3 条** 组合板正截面抗弯承载力应按塑性设计法计算，此时应假定截面受拉区和受压区的材料均达到强度设计值。压型钢板钢材强度设计值与混凝土的弯曲抗压强度设计值，均应乘以折减系数 0.8。

**第 7.3.4 条** 组合板的承载力计算，应符合下列要求：

一、当  $A_p f \leq f_{cm} h_c b$  时，塑性中和轴在压型钢板顶面以上的混凝土截面内（图 7.3.3a），组合板的弯矩应符合下式要求：

$$M \leq 0.8 f_{cm} x b y_p \quad (7.3.4-1)$$

式中  $x$ ——组合板受压区高度， $x = A_p f / f_{cm} b$ ，当  $x > 0.55 h_0$  时取  $0.55 h_0$ ， $h_0$  为组合板有效高度；

$y_p$ ——压型钢板截面应力合力至混凝土受压区截面应力合力的距离， $y_p = h_0 - x/2$ ；

$b$ ——压型钢板的波距；

$A_p$ ——压型钢板波距内的截面面积；

$f$ ——压型钢板钢材的抗拉强度设计值；

$f_{cm}$ ——混凝土弯曲抗压强度设计值；

$h_c$ ——压型钢板顶面以上混凝土计算厚度。

二、当  $A_p f > f_{cm} h_c b$  时，塑性中和轴在压型钢板内（图 7.3.3b），组合板横截面弯矩应符合下式要求：

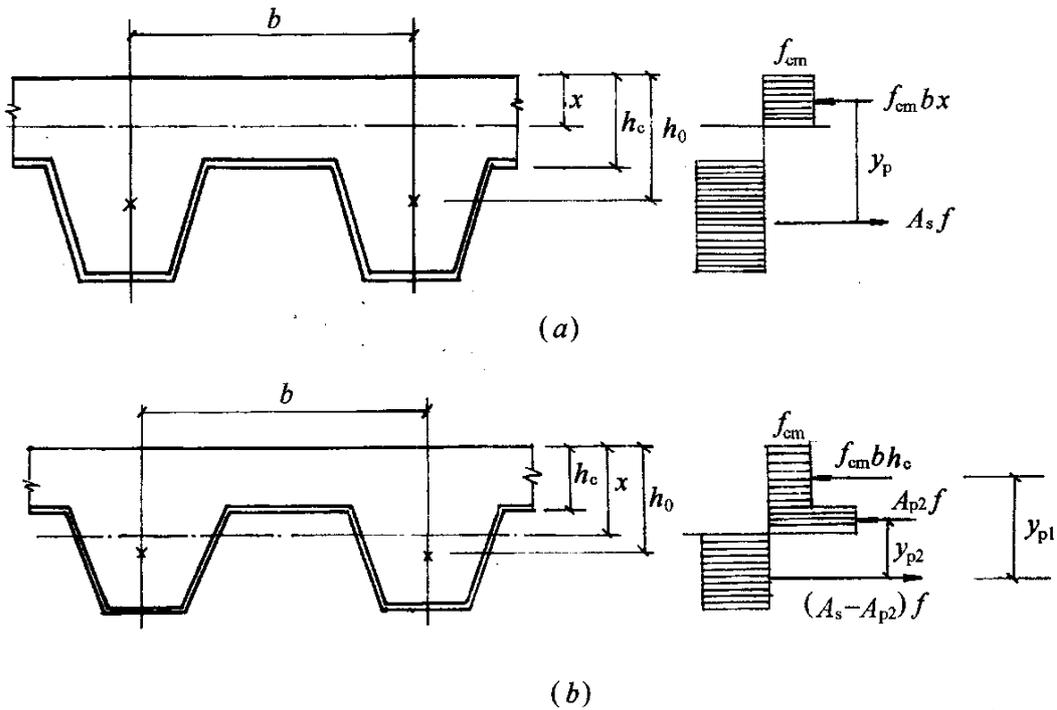


图 7.3.3 组合板正截面受弯承载力计算图

(a) 塑性中和轴在压型钢板顶面以上的混凝土截面内

(b) 塑性中和轴在压型钢板截面内

$$M \leq 0.8 (f_{cm} h_c b y_{p1} + A_{p2} f y_{p2}) \quad (7.3.4-2)$$

$$A_{p2} = 0.5 (A_p - f_{cm} h_c b / f) \quad (7.3.4-3)$$

式中  $A_{p2}$ ——塑性中和轴以上的压型钢板波距内截面面积；

$y_{p1}$ 、 $y_{p2}$ ——压型钢板受拉区截面应力合力分别至受压区混凝土板截面和压型钢板截面压应力合力的距离。

三、当压型钢板仅作为模板使用时，应在波槽内设置钢筋，并进行相应计算。

**第 7.3.5 条** 组合板在集中荷载下的冲切力  $V_1$ ，应符合下式要求：

$$V_1 \leq 0.6 f_t u_{cr} h_c \quad (7.3.5)$$

式中  $u_{cr}$ ——临界周界长度，如图 7.3.5 所示；

$h_c$ ——压型钢板顶面以上的混凝土计算厚度；

$f_t$ ——混凝土轴心抗拉强度设计值。

**第 7.3.6 条** 组合板斜截面抗剪承载力应符合下式要求：

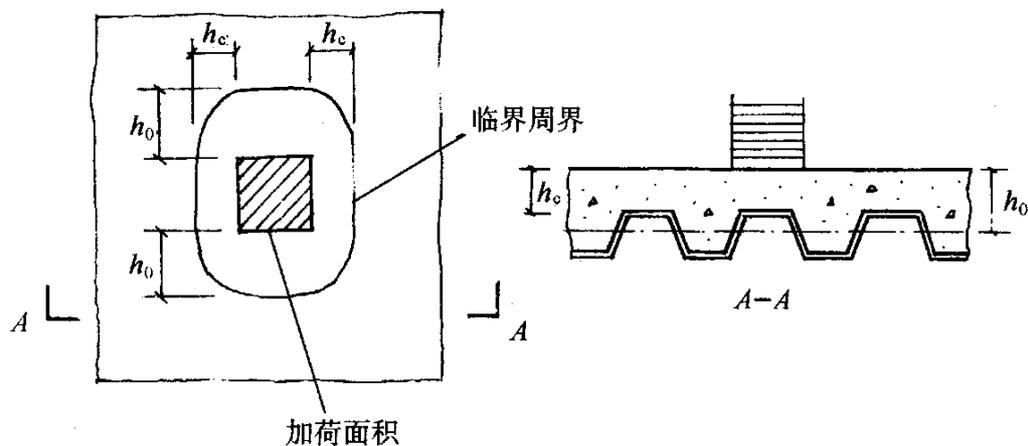


图 7.3.5 剪力临界周界

$$V_{in} \leq 0.07 f_t b h_0 \quad (7.3.6)$$

式中  $V_{in}$ ——组合板一个波距内斜截面最大剪力设计值。

**第 7.3.7 条** 组合板的挠度，应分别按荷载短期效应组合和荷载长期效应组合计算，不应超过计算跨度的  $1/360$ 。组合板负弯矩区的最大裂缝宽度，可按现行国家标准《钢筋混凝土结构设计规范》(GBJ 10) 的规定计算。

**第 7.3.8 条** 组合板的自振频率  $f$ ，可按下式估算，但不得小于  $15\text{Hz}$ 。

$$f = 1 / (0.178 \sqrt{w}) \quad (7.3.8)$$

式中  $w$ ——永久荷载产生的挠度 (cm)。

**第 7.3.9 条** 当用足尺试件进行试验确定构件承载力时，其设计荷载应符合下列规定之一；

一、具有完全抗剪连接的构件，其设计荷载应取静力试验极限荷载的  $1/2$ ；

二、具有不完全抗剪连接的构件，其设计荷载应取静力极限荷载的  $1/3$ ；

三、挠度达跨度  $1/50$  时的荷载的一半。

#### 第四节 组合梁和组合板的构造要求

**第 7.4.1 条** 组合梁栓钉连接件的设置，必须与钢梁焊接，且

应符合下列规定：

一、当栓钉焊于钢梁受拉翼缘时，其直径不得大于翼缘板厚度的 1.5 倍；当栓钉焊于无拉应力部位时，其直径不得大于翼缘板厚度的 2.5 倍；

二、栓钉沿梁轴线方向布置，其间距不得小于  $5d$  ( $d$  为栓钉直径)；栓钉垂直于轴线布置，其间距不得小于  $4d$ ，边距不得小于 35mm；

三、当栓钉穿透钢板焊接于钢梁时，其直径不得大于 19mm，焊后栓钉高度应大于压型钢板波高加 30mm。

四、栓钉顶面的混凝土保护层厚度不应小于 15mm。

**第 7.4.2 条** 组合板在下列情况之一时应配置钢筋：

一、为组合板提供储备承载力的附加抗拉钢筋；

二、在连续组合板或悬臂组合板的负弯矩区配置连续钢筋；

三、在集中荷载区段和孔洞周围配置分布钢筋；

四、改善防火效果的受拉钢筋；

五、在压型钢板上翼缘焊接横向钢筋，应配置在剪跨区段内，其间距宜为 150~300mm。

**第 7.4.3 条** 连续组合梁或组合板在中间支座负弯矩区的上部纵向钢筋，应伸过梁的反弯点，并应留出锚固长度和弯钩。下部纵向钢筋在支座处应连续配置，不得中断。

**第 7.4.4 条** 组合板用的压型钢板应采用镀锌钢板，其镀锌层厚度尚应满足在使用期间不致锈损的要求。

**第 7.4.5 条** 用于组合板的压型钢板净厚度（不包括镀锌层或饰面层厚度）不应小于 0.75mm，仅作模板的压型钢板厚度不小于 0.5mm，浇注混凝土的波槽平均宽度不应小于 50mm。当在槽内设置栓钉连接件时，压型钢板总高度不应大于 80mm。

**第 7.4.6 条** 组合板的总厚度不应小于 90mm；压型钢板顶面以上的混凝土厚度不应小于 50mm。此外，尚应符合本规程第 12.2.3 条规定的楼板防火保护层厚度的要求。

**第 7.4.7 条** 组合板端部应设置栓钉锚固件。栓钉应设置在

端支座的压型钢板凹肋处，穿透压型钢板并将栓钉、钢板均焊牢于钢梁上。栓钉直径可按下列规定采用：

- 一、跨度小于 3m 的板，栓钉直径宜为 13mm 或 16mm；
- 二、跨度为 3~6m 的板，栓钉直径宜为 16mm 或 19mm；
- 三、跨度大于 6m 的板，栓钉直径宜为 19mm。

**第 7.4.8 条** 组合板中的压型钢板在钢梁上的支承长度，不应小于 50mm。在砌体上的支承长度不应小于 75mm。

**第 7.4.9 条** 当连续组合板按简支板设计时，抗裂钢筋的截面不应小于混凝土截面的 0.2%，抗裂钢筋从支承边缘算起的长度，不应小于跨度的 1/6，且应与不少于 5 支分布钢筋相交。

抗裂钢筋最小直径应为 4mm，最大间距应为 150mm。顺肋方向抗裂钢筋的保护层厚度宜为 20mm。

与抗裂钢筋垂直的分布钢筋直径，不应小于抗裂钢筋直径的 2/3，其间距不应大于抗裂钢筋间距的 1.5 倍。

**第 7.4.10 条** 组合板在集中荷载作用处，应设置横向钢筋，其截面面积不应小于压型钢板顶面以上混凝土板截面面积的 0.2%，其延伸宽度不应小于板的有效工作宽度（图 7.1.9）。

## 第八章 节 点 设 计

### 第一节 设 计 原 则

**第 8.1.1 条** 高层建筑钢结构的节点连接,当非抗震设防时,应按结构处于弹性受力阶段设计;当抗震设防时,应按结构进入弹塑性阶段设计,节点连接的承载力应高于构件截面的承载力。

要求抗震设防的结构,当风荷载起控制作用时,仍应满足抗震设防的构造要求。

**第 8.1.2 条** 抗震设防的高层建筑钢结构框架,从梁端或柱端算起的  $1/10$  跨长或两倍截面高度范围内,节点设计应验算下列各项:

- 一、节点连接的最大承载力;
- 二、构件塑性区的板件宽厚比;
- 三、受弯构件塑性区侧向支承点间的距离。

**第 8.1.3 条** 抗震设防的高层建筑钢框架,其节点连接的最大承载力应符合下列要求:

- 一、梁与柱连接应满足下列公式要求:

$$M_u \geq 1.2 M_p \quad (8.1.3-1)$$

$$V_u \geq 1.3 (2M_p/l) \quad (8.1.3-2)$$

式中  $M_u$ ——基于极限强度最小值的节点连接最大受弯承载力,仅由翼缘的连接承担;

$V_u$ ——基于极限强度最小值的节点连接最大受剪承载力,仅由腹板的连接承担;

$M_p$ ——梁构件(梁贯通时为柱)的全塑性受弯承载力;

$l$ ——梁的净跨。

在柱贯通型连接中，当梁翼缘用全熔透焊缝与柱连接并采用引弧板时，式(8.1.3-1)将自行满足。

二、支撑连接应满足下式要求：

$$N_{ubr} \geq 1.2 A_n f_y \quad (8.1.3-3)$$

式中  $N_{ubr}$ ——基于极限强度最小值的支撑连接最大承载力；

$A_n$ ——支撑的净截面面积；

$f_y$ ——支撑钢材的屈服强度。

三、梁、柱构件拼接的承载力，应满足式(8.1.3-1)和(8.1.3-2)的要求。当存在轴力时，式中  $M_p$  应以  $M_{pc}$  代替，并应符合下列规定：

1. 对工字形截面（绕强轴）和箱形截面

当  $N/N_y \leq 0.13$  时

$$M_{pc} = M_p \quad (8.1.3-4)$$

当  $N/N_y > 0.13$  时

$$M_{pc} = 1.15 (1 - N/N_y) M_p \quad (8.1.3-5)$$

2. 对工字形截面（绕弱轴）

当  $N/N_y \leq A_{wn}/A_n$  时

$$M_{pc} = M_p \quad (8.1.3-6)$$

当  $N/N_y > A_{wn}/A_n$  时

$$M_{pc} = \left[ 1 - \left( \frac{N - A_{wn} f_y}{N_y - A_{wn} f_y} \right)^2 \right] M_p \quad (8.1.3-7)$$

式中  $N$ ——构件轴力；

$N_y$ ——构件的轴向屈服承载力， $N_y = A_n f_y$ ；

$A_n$ ——构件截面的净面积；

$A_{wn}$ ——构件腹板截面净面积；

**第 8.1.4 条** 框架节点塑性区段内，梁受压翼缘在侧向支承点间的长细比，应符合现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 第 9 章第 9.3.2 条的规定。

**第 8.1.5 条** 在节点设计中，节点的构造应避免采用约束度大和易产生层状撕裂的连接形式。

**第 8.1.6 条** 钢框架安装单元的划分，在采用柱贯通型连接时，宜为三层一根，视具体情况也可为一层、两层或四层一根，工地接头设于主梁顶面以上 1.0~1.3m 处。梁的安装单元为每跨一根。

采用带悬臂梁段的柱单元时，悬臂梁段的长度一般距柱轴线不超过 1.6m。框筒结构采用带悬臂梁段的柱安装单元时，梁的接头可设置在跨中。

## 第二节 连 接

**第 8.2.1 条** 高层建筑钢结构的节点连接，可采用焊接、高强度螺栓连接或栓焊混合连接。

**第 8.2.2 条** 节点的焊接连接，根据受力情况可采用全熔透或部分熔透焊缝，遇下列情况之一时应采用全熔透焊缝：

- 一、要求与母材等强的焊接连接；
- 二、框架节点塑性区段的焊接连接。

**第 8.2.3 条** 焊缝的坡口形式和尺寸，应按现行国家标准《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) 的规定采用，或选用其他适用的规定。

**第 8.2.4 条** 焊缝熔敷金属应与母材强度相匹配。不同强度的钢材焊接时，焊接材料的强度应按强度较低的钢材选用。

**第 8.2.5 条** 高层建筑钢结构承重构件的螺栓连接，应采用摩擦型高强度螺栓。

**第 8.2.6 条** 高强度螺栓的最大受剪承载力应按下式计算：

$$N_v^b = 0.75nA_n^b f_u^b \quad (8.2.6)$$

式中  $N_v^b$ ——一个高强度螺栓的最大受剪承载力；

$n$ ——连接的剪切面数目；

$A_n^b$ ——螺栓螺纹处的净截面面积；

$f_u^b$ ——螺栓钢材的极限抗拉强度最小值。

### 第三节 梁与柱的连接

**第 8.3.1 条** 框架梁与柱的连接宜采用柱贯通型。在互相垂直的两个方向都与柱刚性连接的柱，宜采用箱型截面。

**第 8.3.2 条** 梁与柱刚性连接时，应按下列各项进行验算：

- 一、梁与柱的连接在弯矩和剪力作用下的承载力；
- 二、在梁上下翼缘标高处设置的柱水平加劲肋或隔板的厚度；
- 三、节点域的抗剪强度。

**第 8.3.3 条** 当框架梁与柱翼缘刚性连接时，梁翼缘与柱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（图 8.3.3a），悬臂梁段与柱应采用全焊接连接（图 8.3.3b）。

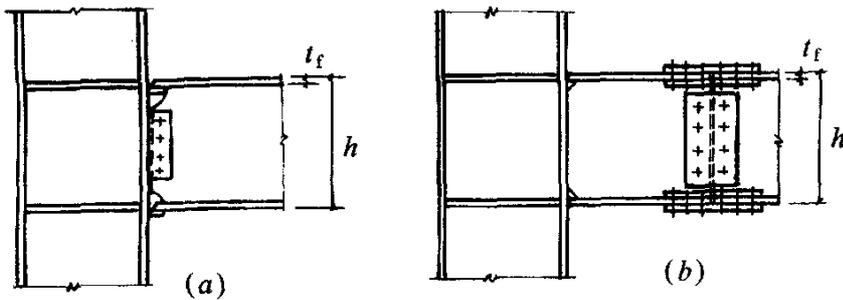


图 8.3.3 框架梁与柱翼缘的刚性连接

(a) 框架梁与柱栓焊混合连接；(b) 框架梁与柱全焊接连接

**第 8.3.4 条** 当框架梁端垂直于工字形柱腹板与柱刚接时，应在梁翼缘的对应位置设置柱的横向加劲肋，在梁高范围内设置柱的竖向连接板。梁与柱的现场连接中，梁翼缘与柱横向加劲肋用全熔透焊缝连接，并应避免连接处板件宽度的突变，腹板与柱连接板用高强度螺栓连接（图 8.3.4a），其设计方法按第 8.1.3 条进行。当采用悬臂梁段时，梁段与柱全部焊接（图 8.3.4b）。

**第 8.3.5 条** 梁翼缘与柱焊接时，应全部采用全熔透坡口焊缝，并按规定设置衬板，翼缘坡口两侧设置引弧板（图 8.3.5a）。在梁腹板上下端应作扇形切角，其半径  $r$  宜取 35mm（图 8.3.5b）。扇形切角端部与梁翼缘连接处，应以  $r=10\text{mm}$  的圆弧过渡，衬板

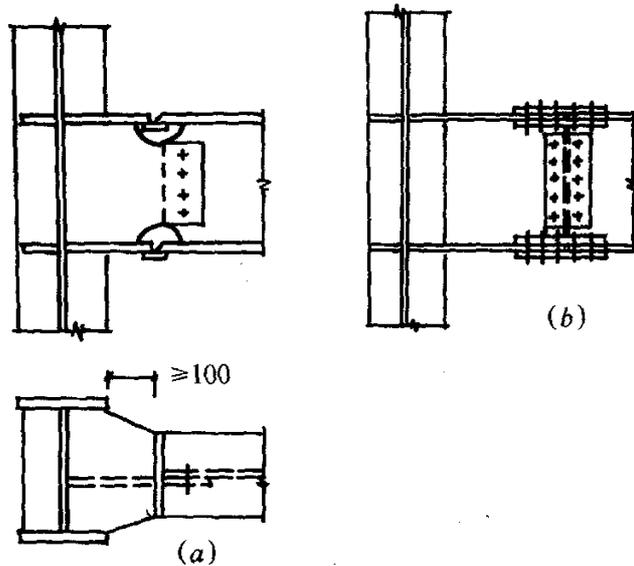


图 8.3.4 梁端垂直于工字形柱腹板与柱的刚性连接  
反面与柱翼缘相接处宜适当焊接。

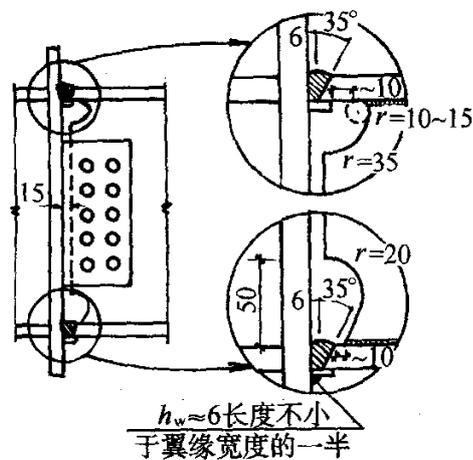


图 8.3.5 梁-柱刚接细部构造

**第 8.3.6 条** 框架梁与柱刚性连接时，应在梁翼缘的对应位置设置柱的水平加劲肋（或隔板）。对于抗震设防的结构，水平加劲肋应与梁翼缘等厚。对非抗震设防的结构，水平加劲肋应能传递梁翼缘的集中力，其厚度不得小于梁翼缘厚度的 1/2，并应符合板件宽厚比限值。水平加劲肋的中心线应与梁翼缘的中心线对准。

**第 8.3.7 条** 在抗震设防的结构中，工字形柱水平加劲肋与柱翼缘焊接时，宜采用坡口全熔透焊缝，与柱腹板连接时可采用角焊缝。当梁端垂直于工字形柱腹板平面焊接时，水平加劲肋与柱腹板的焊接则应采用坡口全熔透焊缝。

箱型柱隔板与柱的焊接，应采用坡口全熔透焊缝；对无法进行手工焊接的焊缝，应采用熔化咀电渣焊，并应对称布置，同时施焊。

**第 8.3.8 条** 当柱两侧的梁高不等时，每个梁翼缘对应位置均应设置柱的水平加劲肋。加劲肋间距不应小于 150mm，且不应小于水平加劲肋的宽度（图 8.3.8a）。当不能满足此要求时，应调整梁的端部高度，此时可将截面高度较小的梁腹板高度局部加大，腋部翼缘的坡度不得大于 1:3（图 8.3.8b）。腋部翼缘的坡度不得大于 1:3（图 8.3.8b）。

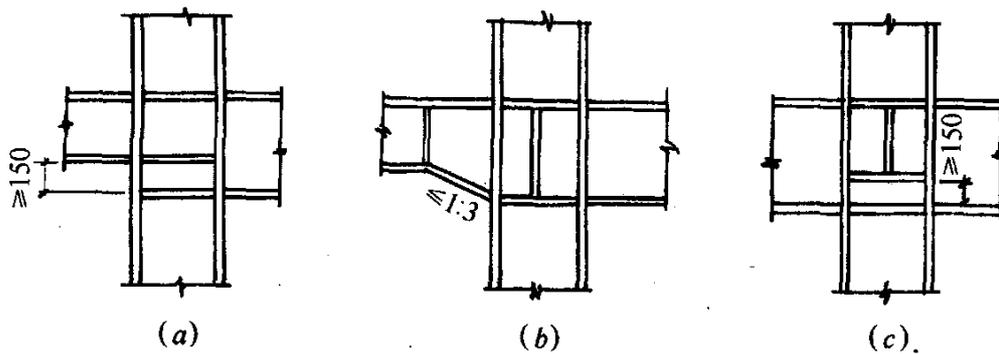


图 8.3.8 柱两侧梁高不等时的水平加劲肋

当与柱相连的梁在柱的两个互相垂直的方向高度不等时，同样也应分别设置柱的水平加劲肋（图 8.3.8c）。

**第 8.3.9 条** 由柱翼缘与水平加劲肋包围的节点域，在周边弯矩和剪力的作用下（图 8.3.9-1），其抗剪强度应按下列公式计算：

$$\tau = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{V_p} \leq \frac{4}{3} f_v \quad (8.3.9-1)$$

按 7 度及以上抗震设防的结构尚应符合下列公式的要求：

$$\frac{\alpha (M_{pb1} + M_{pb2})}{V_p} \leq \frac{4}{3} f_v \quad (8.3.9-2)$$

式中  $\alpha$ ——系数,按 7 度设防的结构可取 0.6,按 8、9 度设防的结构应取 0.7;

$M_{b1}$ 、 $M_{b2}$ ——分别为节点域两侧梁端弯矩设计值;

$M_{pb1}$ 、 $M_{pb2}$ ——节点域两侧钢梁端部截面全塑性受弯承载力;

$f_v$ ——节点域抗剪强度设计值,应按本规程第 5.5.2 条的规定除以  $\gamma_{RE}$ 。

$V_p$ ——节点域体积。

当节点域厚度不满足式 (8.3.9-1) 或 (8.3.9-2) 的要求时,对工字形组合柱宜将柱腹板在节点域局部加厚 (图 8.3.9-2)。对 H 型钢柱,可在节点域加焊贴板,贴板上下边缘应伸出加劲肋以外不小于 150mm,并用不小于 5mm 的角焊缝连接贴板与柱翼缘可用角焊缝或对接焊缝连接。当在节点域的垂直方向有连接板时,贴板应采用塞焊与节点域连接。

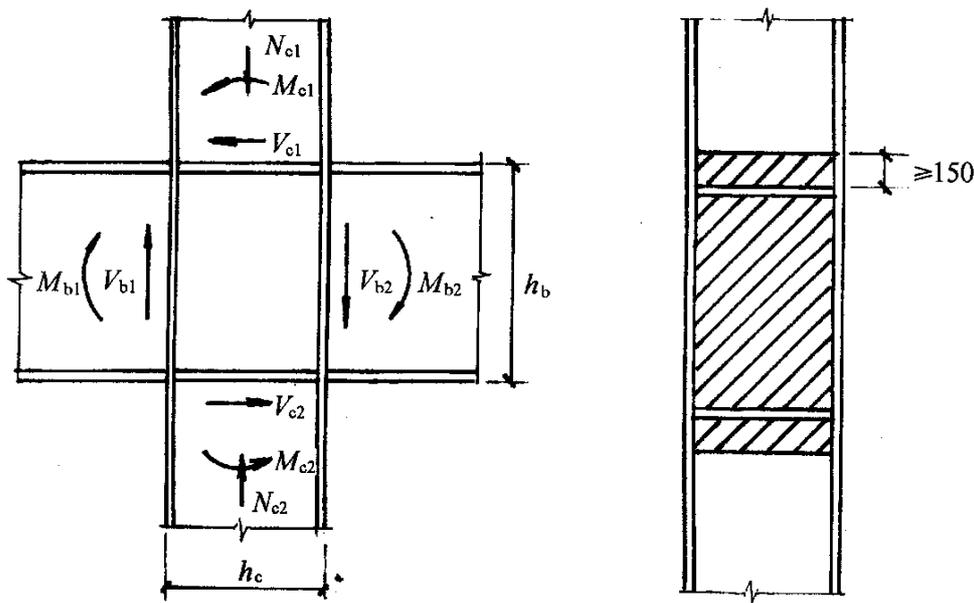


图 8.3.9-1 节点域周边的梁端弯矩和剪力 图 8.3.9-2 节点域的加厚

**第 8.3.10 条** 节点域体积,根据柱截面形状应分别按下列公式计算:

一、工字形截面柱

$$V_{p1} = h_b h_c t_p \quad (8.3.10-1)$$

二、箱形截面柱

$$V_{p2} = 1.8h_b h_c t_p \quad (8.3.10-2)$$

### 三、十字形截面 (图 8.3.10)

$$V_{p3} = \varphi V_{p1} \quad (8.3.10-3)$$

$$\varphi = \frac{\alpha^2 + 2.6(1 + 2\beta)}{\alpha^2 + 2.6} \quad (8.3.10-4)$$

$$\alpha = h_b/b, \quad \beta = A_f/A_w$$

$$A_f = b t_f, \quad A_w = h_c t_p$$

式中  $V_{p1}$  —— 与梁直接连接的工字形截面的节点域体积;

$h_b$  —— 梁的截面高度;

$h_c$  —— 柱的截面高度;

$t_p$  —— 节点板域厚度;

$t_f$  —— 柱的翼缘厚度;

$b$  —— 柱的翼缘宽度。

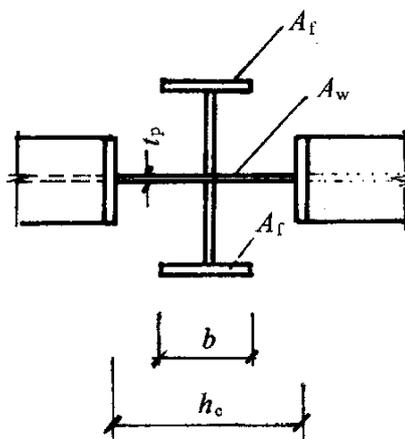


图 8.3.10 十字形柱的节点域体积

**第 8.3.11 条** 梁与柱铰接时 (图 8.3.11), 与梁腹板相连的高强度螺栓, 除应承受梁端剪力外, 尚应承受偏心弯矩的作用。偏心弯矩  $M$  应按下列公式计算:

$$M = V \cdot e \quad (8.3.11)$$

式中  $e$  —— 支承点到螺栓合力作用线的距离。

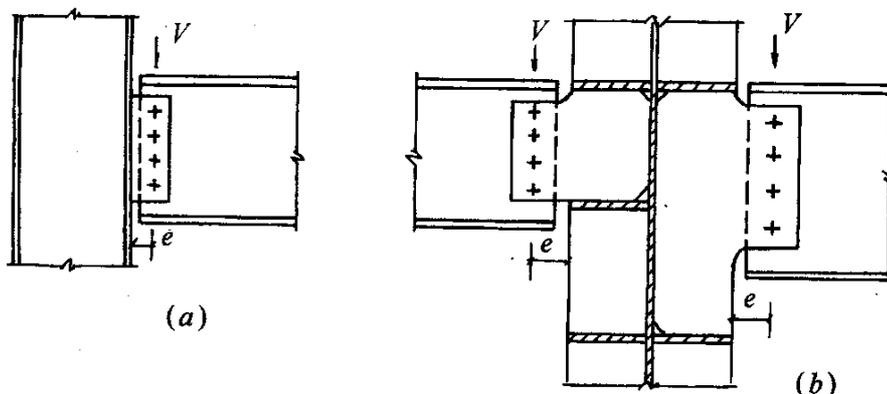


图 8.3.11 梁与柱的铰接

(a) 与柱强轴连接; (b) 与柱弱轴连接

## 第四节 柱与柱的连接

**第 8.4.1 条** 钢框架宜采用工字形柱或箱形柱，钢筋混凝土框架部分宜采用工字形柱或十字形柱。

**第 8.4.2 条** 箱形柱宜为焊接柱，其角部的组装焊缝应为部分熔透的 V 形或 U 形焊缝，焊缝厚度不应小于板厚的  $1/3$ ，并不应小于  $14\text{mm}$ ，抗震设防时不应小于板厚的  $1/2$  (图 8.4.2-1a)。当梁与柱刚性连接时，在框架梁的上、下  $600\text{mm}$  范围内，应采用全熔透焊缝 (图 8.4.2-1b)。

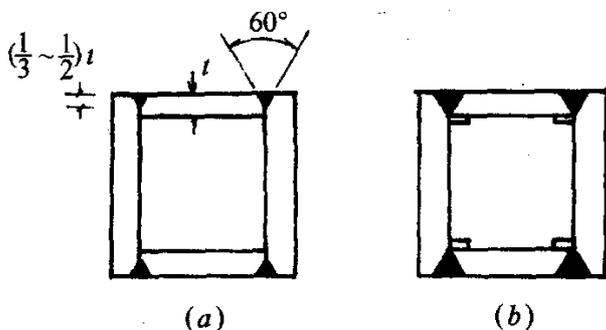


图 8.4.2-1 箱形组合柱的  
角部组装焊缝

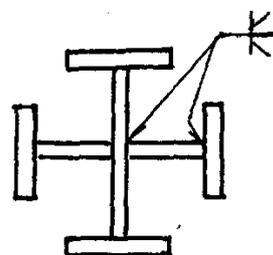


图 8.4.2-2 十字形  
组合柱的组装焊缝

十字形柱应由钢板或两个 H 型钢焊接而成 (图 8.4.2-2)；组装的焊缝均应采用部分熔透的 K 形坡口焊缝，每边焊接深度不应小于  $1/3$  板厚。

**第 8.4.3 条** 在柱的工地接头处应设置安装耳板，耳板厚度应根据阵风和其他的施工荷载确定，并不得小于  $10\text{mm}$ 。耳板宜仅设置于柱的一个方向的两侧，或柱接头受弯应力最大处。

**第 8.4.4 条** 非抗震设防的高层建筑钢结构，当柱的弯矩较小且不产生拉力时，可通过上下柱接触面直接传递  $25\%$  的压力和  $25\%$  的弯矩，此时柱的上下端应磨平顶紧，并应与柱轴线垂直。坡口焊缝的有效深度  $t_e$  不宜小于厚度的  $1/2$  (图 8.4.4)。

**第 8.4.5 条** 工字形柱在工地的接头，弯矩应由翼缘和腹板承受，剪力应由腹板承受，轴力应由翼缘和腹板分担。翼缘接头

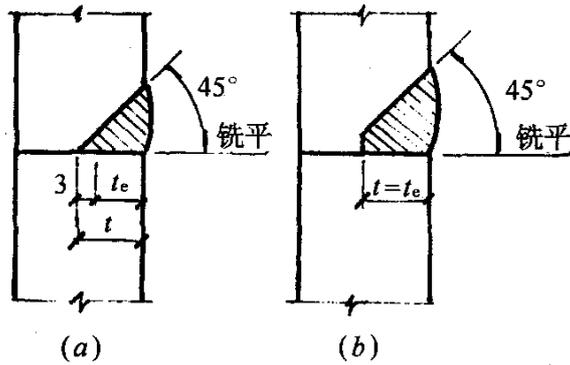


图 8.4.4 柱接头的部分熔透焊缝

宜采用坡口全熔透焊缝，腹板可采用高强度螺栓连接。当采用全焊接接头时，上柱翼缘应开 V 形坡口；腹板应开 K 形坡口。

**第 8.4.6 条** 箱形柱在工地的接头应全部采用焊接，其坡口应采用图 8.4.6 所示的形式。非抗震设防时可按本规程第 8.4.4 条的规定执行。

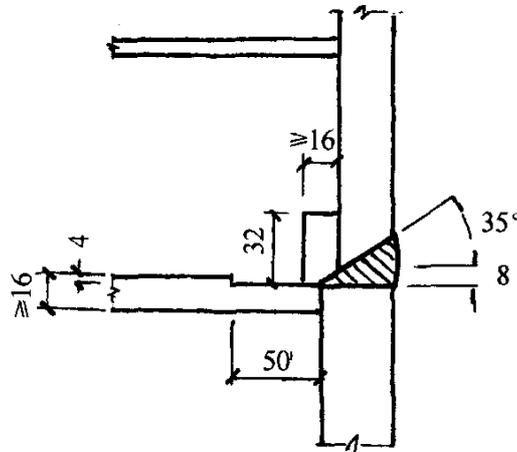


图 8.4.6 箱形柱的工地焊接

下节箱形柱的上端应设置隔板，并应与柱口齐平，厚度不宜小于 16mm。其边缘应与柱口截面一起刨平。在上节箱形柱安装单元的下部附近，尚应设置上柱隔板，其厚度不宜小于 10mm。柱在工地的接头上下侧各 100mm 范围内，截面组装焊缝应采用坡口全熔透焊缝。

**第 8.4.7 条** 柱需要改变截面时，柱截面高度宜保持不变，而

改变其翼缘厚度。当需要改变柱截面高度时，对边柱宜采用图 8.4.7(a) 所示的做法。变截面的上下端均应设置隔板(图 8.4.7a、b)。当变截面段位于梁柱接头时，可采用图 8.4.7(c) 所示做法，变截面两端距梁翼缘不宜小于 150mm。

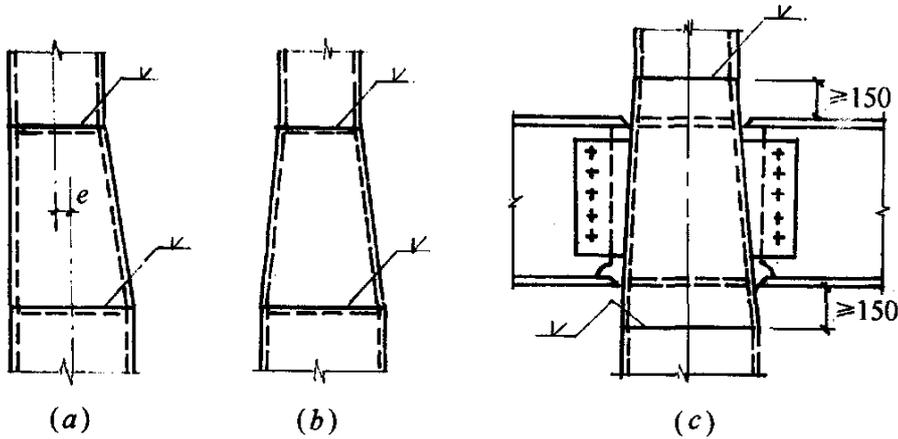


图 8.4.7 柱的变截面连接

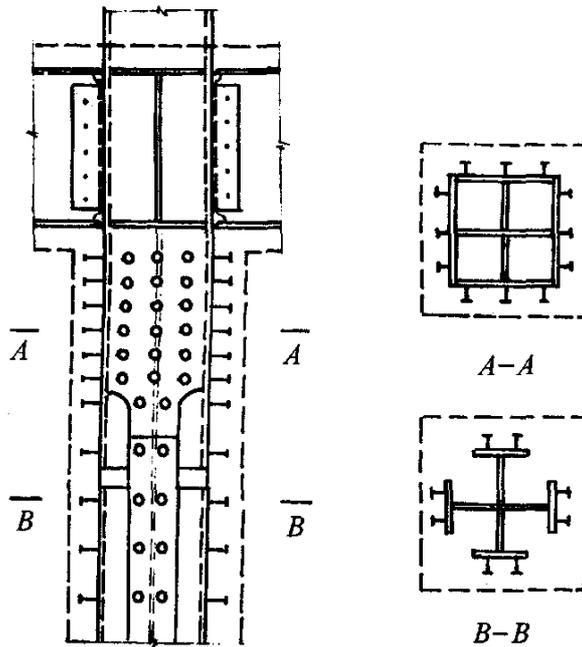


图 8.4.8 箱型柱与十字形柱的连接

**第 8.4.8 条** 十字形柱与箱形柱相连处，在两种截面的过渡段中，十字形柱的腹板应伸入箱形柱内，其伸入长度应不小于钢

柱截面高度加 200mm (图 8.4.8)。

**第 8.4.9 条** 与上部钢结构相连的钢筋混凝土柱, 沿其全高应设栓钉(图 8.4.8), 栓钉间距和列距在过渡段内宜采用 150mm, 不大于 200mm; 在过渡段外不大于 300mm。

### 第五节 梁与梁的连接

**第 8.5.1 条** 梁在工地的接头, 主要用于柱带悬臂梁段与梁的连接, 可采用下列接头形式:

- 一、翼缘采用全熔透焊缝连接, 腹板用摩擦型高强度螺栓连接;
- 二、翼缘和腹板采用摩擦型高强度螺栓连接;
- 三、翼缘和腹板采用全熔透焊缝连接。

**第 8.5.2 条** 当用于抗震设防时, 梁的接头应按本规程第 8.1.3 条第三款的要求设计; 当用于非抗震设防时, 梁的接头应按内力设计, 此时, 腹板连接按受全部剪力和所分配的弯矩共同作用计算, 翼缘连接按所分配的弯矩设计。当接头处的内力较小时, 接头承载力不应小于梁截面承载力的 50%。

**第 8.5.3 条** 次梁与主梁的连接宜采用简支连接, 必要时也可采用刚性连接 (图 8.5.3)。

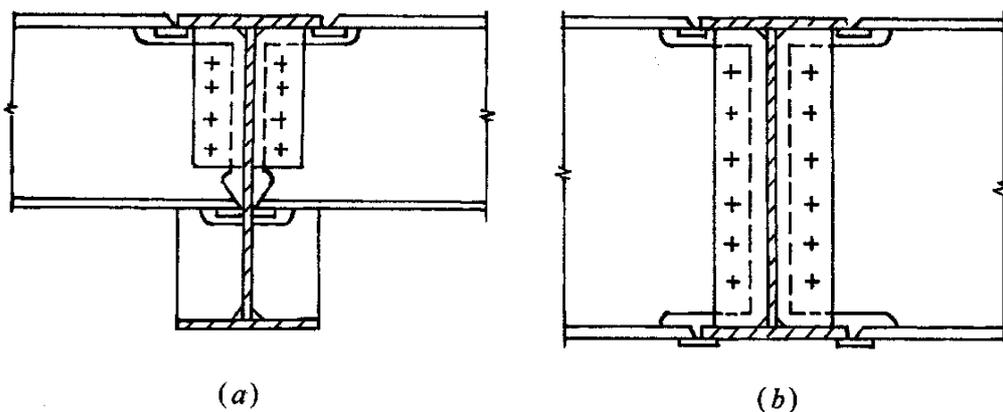


图 8.5.3 梁与梁的刚性连接

(a) 次梁与主梁不等高; (b) 次梁与主梁等高

**第 8.5.4 条** 抗震设防时, 框架横梁下翼缘在距柱轴线 $1/8\sim$

1/10 梁跨处，应设置侧向支承构件（图 8.4.5），并应满足现行国家标准《钢结构设计规范》（GBJ 17）第 9.3.2 条的要求。侧向隅撑长细比不得大于  $130\sqrt{235/f_{y0}}$  其设计轴压力  $N$  应按下式计算：

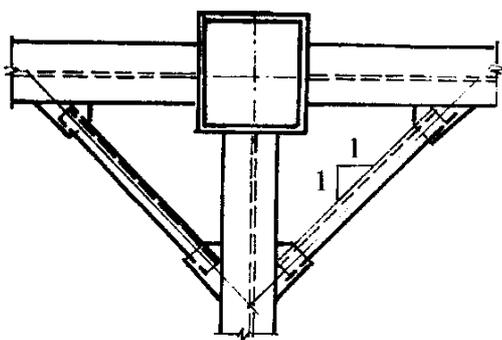


图 8.5.4 梁的侧向隅撑

$$N = \frac{A_t f}{85 \sin \alpha} \sqrt{f_y / 235} \quad (8.5.4)$$

式中  $A_t$ ——梁受压翼缘的截面面积；

$f$ ——梁翼缘抗压强度设计值；

$\alpha$ ——隅撑与梁轴线的夹角，当梁互相垂直时可取  $45^\circ$ 。

**第 8.5.5 条** 当管道穿过钢梁时，腹板中的孔口应予补强。补强时，弯矩可仅由翼缘承担，剪力由孔口截面的腹板和补强板共同承担。

不应在距梁端相当于梁高的范围内设孔，抗震设防的结构不应在隅撑范围内设孔。孔口直径不得大于梁高的  $1/2$ 。相邻圆形孔口边缘间的距离不得小于梁高，孔口边缘至梁翼缘外皮的距离不得小于梁高的  $1/4$ 。

圆形孔直径小于或等于  $1/3$  梁高时，可不予补强。当大于  $1/3$  梁高时，可用环形加劲肋加强（图 8.5.5-1a），也可用套管（图 8.5.5-1b）或环形补强板（图 8.5.5-1c）加强。

圆形孔口加劲肋截面不宜小于  $100\text{mm} \times 10\text{mm}$ ，加劲肋边缘至孔口边缘的距离不宜大于  $12\text{mm}$ 。圆形孔口用套管补强时，其厚

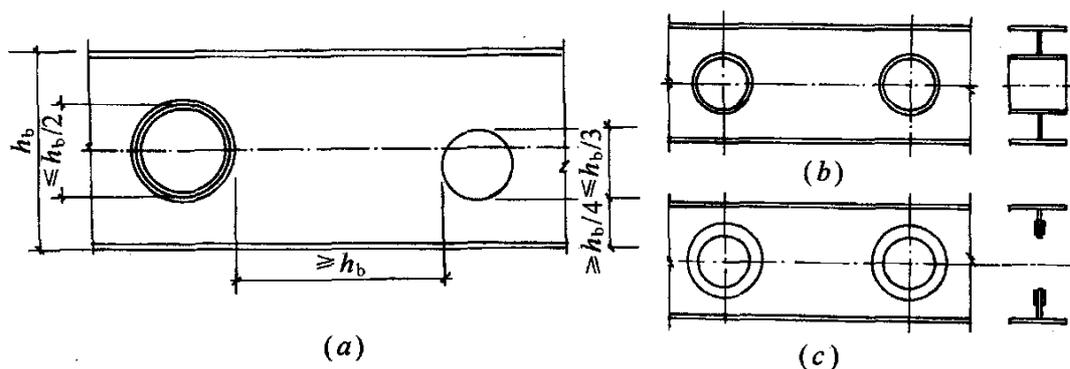


图 8.5.5-1 钢梁圆形孔口的补强

度不宜小于梁腹板厚度。用环形板补强时，若在梁腹板两侧设置，环形板的厚度可稍小于腹板厚度，其宽度可取 75~125mm。

矩形孔口与相邻孔口间的距离不得小于梁高或矩形孔口长度中之较大值。孔口上下边缘至梁翼缘外皮的距离不得小于梁高的 1/4。矩形孔口长度不得大于 750mm，孔口高度不得大于梁高的 1/2，其边缘应采用纵向和横向加劲肋加强。

矩形孔口上下边缘的水平加劲肋端部宜伸至孔口边缘以外各 300mm。当矩形孔口长度大于梁高时，其横向加劲肋应沿梁全高设置（图 8.5.5-2）。

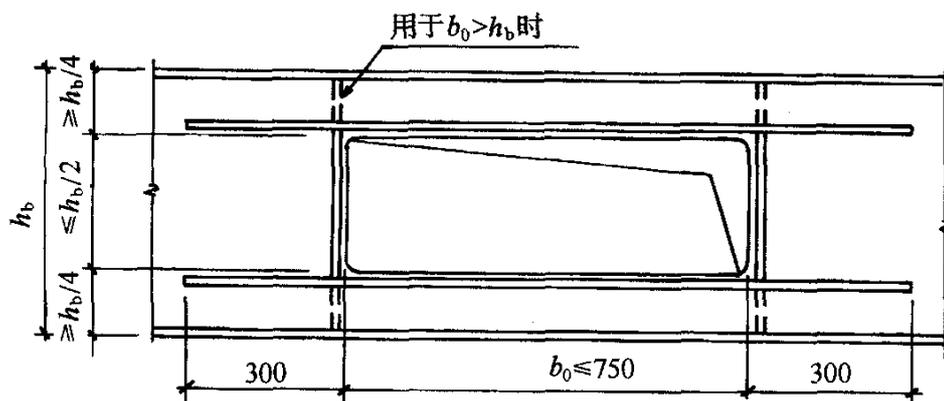


图 8.5.5-2 钢梁矩形孔口的补强

矩形孔口加劲肋截面不宜小于 125mm×18mm。当孔口长度大于 500mm 时，应在梁腹板两面设置加劲肋。

## 第六节 钢 柱 脚

**第 8.6.1 条** 高层钢结构框架柱的柱脚宜采用埋入式或外包式柱脚。仅传递垂直荷载的铰接柱脚可采用外露式柱脚。当钢框架按本规程第 3.5.2 条和第 3.5.5 条的要求在地下室中设置钢骨混凝土结构层时，其钢柱脚可按本节要求进行设计。

**第 8.6.2 条** 埋入式柱脚（图 8.6.2）的埋深，对轻型工字形柱，不得小于钢柱截面高度的二倍；对于大截面 H 型钢柱和箱型柱，不得小于钢柱截面高度的三倍。

埋入式柱脚在钢柱埋入部分的顶部，应设置水平加劲肋或隔板。加劲肋或隔板的宽厚比应符合现行国家标准《钢结构设计规范》（GBJ 17）关于塑性设计的规定。埋入式柱脚在钢柱的埋入部分应设置栓钉，栓钉的数量和布置可按外包式柱脚的有关规定确定。

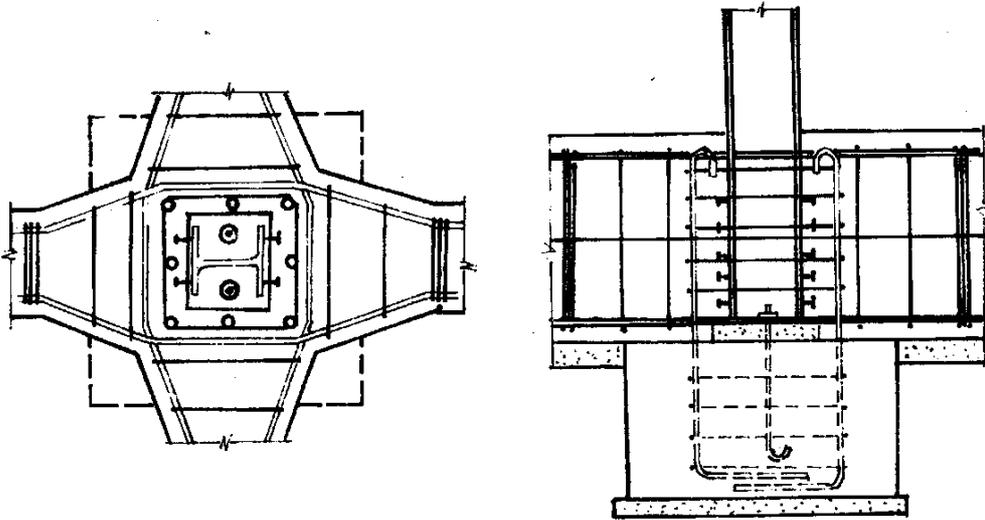


图 8.6.2 埋入式柱脚

**第 8.6.3 条** 埋入式柱脚（图 8.6.3）通过混凝土对钢柱的承压力传递弯矩（图 8.6.3-1）。埋入式柱脚的混凝土承压应力应小于混凝土轴心抗压强度设计值，可按下式计算（图 8.6.3-2）：

$$\sigma = \left( \frac{2h_0}{d} + 1 \right) \left[ 1 + \sqrt{1 + \frac{1}{(2h_0/d + 1)^2}} \right] \frac{V}{b_f d} \quad (8.6.3)$$

式中  $V$ ——柱脚剪力；  
 $h_0$ ——柱反弯点到柱脚底板的距离；  
 $d$ ——柱脚埋深；  
 $b_f$ ——钢柱翼缘宽度。

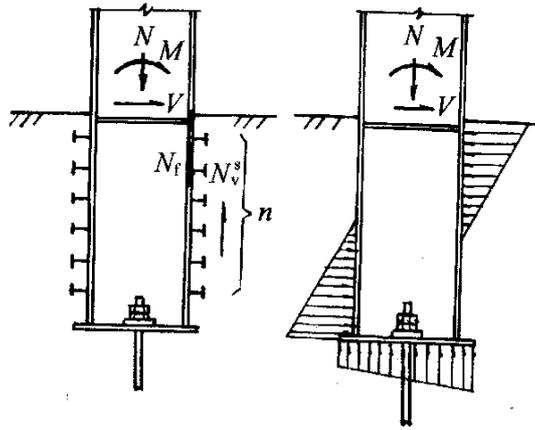


图 8.6.3-1 埋入式柱脚的受力状态

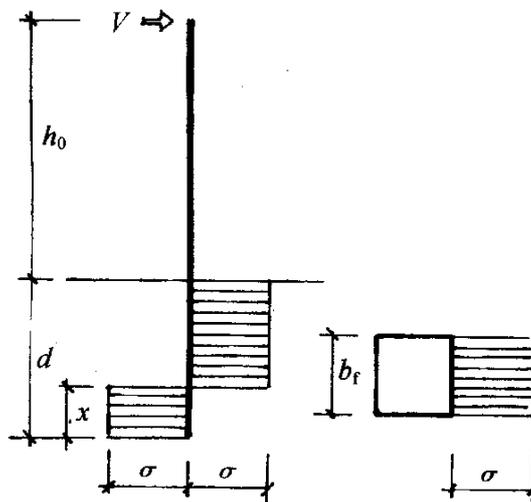


图 8.6.3-2 埋入式柱脚的计算简图

**第 8.6.4 条** 埋入式柱脚钢柱翼缘的保护层厚度，应符合下列规定：

一、对中间柱不得小于 180mm（图 8.6.4-1）；

- 二、对边柱和角柱的外侧不宜小于 250mm (图 8.6.4-1);
- 三、埋入式柱脚钢柱的承压翼缘到基础梁端部的距离, 应符合下列要求 (图 8.6.4-2~3);

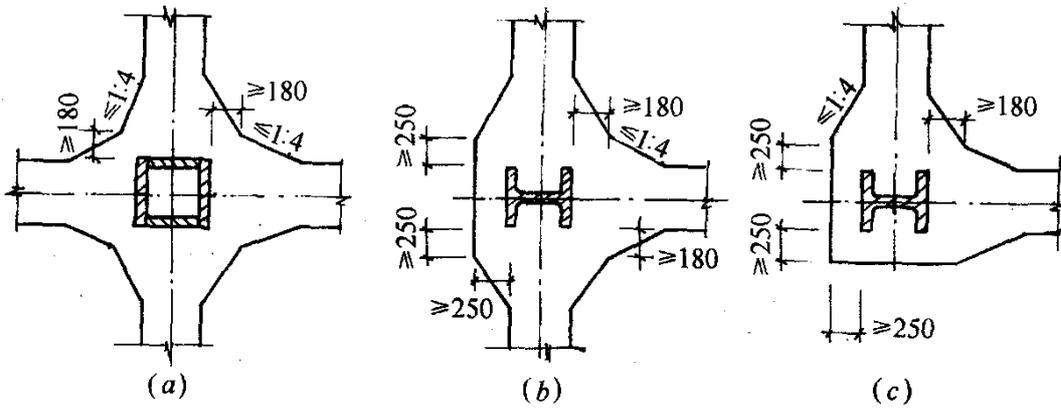


图 8.6.4-1 埋入式柱脚的保护层厚度

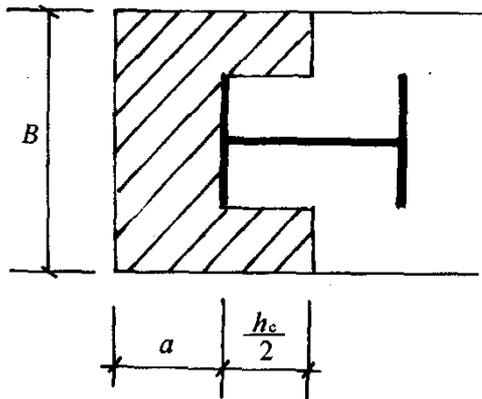


图 8.6.4-2 基础梁长度

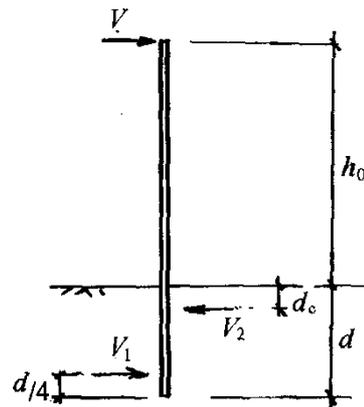


图 8.6.4-3 计算简图

$$V_1 = f_{ct} A_{cs} \quad (8.6.4-1)$$

$$V_1 = (h_0 + d_c) V / (3d/4 - d_c) \quad (8.6.4-2)$$

$$A_{cs} = B (a + h_c/2) - b_f h_c/2 \quad (8.6.4-3)$$

- 式中  $V_1$ ——基础梁端部混凝土的最大抵抗剪力;
- $V$ ——柱脚的设计剪力;
- $b_f$ 、 $h_c$ ——分别为钢柱承压翼缘宽度和截面高度;
- $a$ ——自钢柱翼缘外表面算起的基础梁长度;
- $B$ ——基础梁宽度, 等于  $b_f$  加两侧保护层厚度;

$f_{ct}$ ——混凝土的抗拉强度设计值；

$h_0$ 、 $d$ ——见图 8.6.3-2；

$d_c$ ——钢柱承压区合力作用点至混凝土顶面的距离。

四、混凝土对钢柱的压力通过位于柱脚上部的加劲肋和柱腹板传递，钢柱承压区及其承压力合力至混凝土顶面的距离  $d_c$ ，应按下列规定确定（图 8.6.4-4）：

$$d_c = \frac{b_f b_{e,s} d_s + d^2 b_{e,w} / 8 - b_{e,s} b_{e,w} d_s}{b_f b_{e,s} + d b_{e,w} / 2 - b_{e,s} b_{e,w}} \quad (8.6.4-5)$$

式中  $b_f$ ——钢柱承压翼缘宽度；

$b_{e,s}$ ——位于柱脚上部的钢柱横向加劲肋有效承压宽度；

$b_{e,w}$ ——柱腹板的有效承压宽度；

$d_s$ ——加劲肋中心至混凝土顶面的距离；

$d$ ——柱脚埋深。

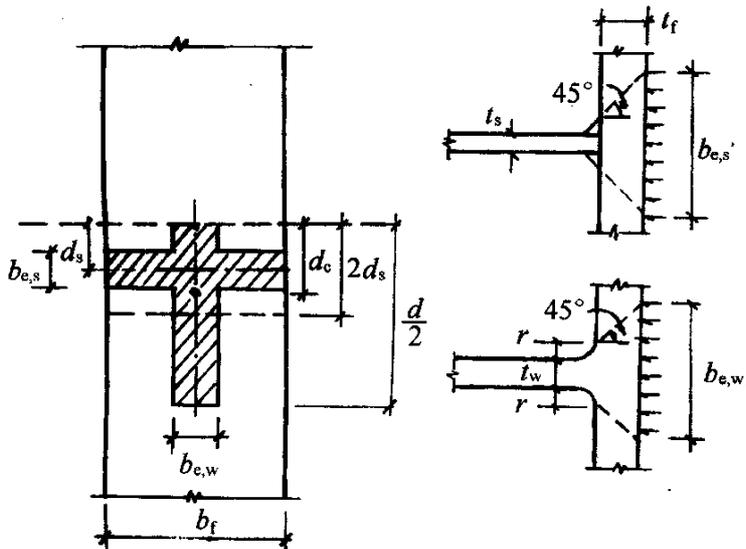


图 8.6.4-4 钢柱承压面积合力位置

**第 8.6.5 条** 埋入式柱脚的钢柱四周，应按下列要求设置主筋和箍筋：

一、主筋的截面面积应按下列公式计算：

$$A_s = M / (d_0 f_{sy}) \quad (8.6.5-1)$$

$$M = M_0 + Vd \quad (8.6.5-2)$$

式中  $M$ ——作用于钢柱脚底部的弯矩；

$M_0$ ——柱脚的设计弯矩；

$V$ ——柱脚的设计剪力；

$d$ ——钢柱埋深；

$d_0$ ——受拉侧与受压侧纵向主筋合力点间的距离；

$f_{sy}$ ——钢筋抗拉强度设计值。

二、主筋的最小含钢率为0.2%，其配筋不宜小于 $4\phi 22$ ，并在上端设弯钩。主筋的锚固长度不应小于 $35d$ （ $d$ 为钢筋直径），当主筋的中心距大于200mm时，应设置 $\phi 16$ 的架立筋。

三、箍筋宜为 $\phi 10$ ，间距100；在埋入部分的顶部，应配置不少于 $3\phi 12$ 、间距50的加强箍筋。

**第8.6.6条** 外包式柱脚（图8.6.6-1）的混凝土外包高度与埋入式柱脚的埋入深度要求应相同。

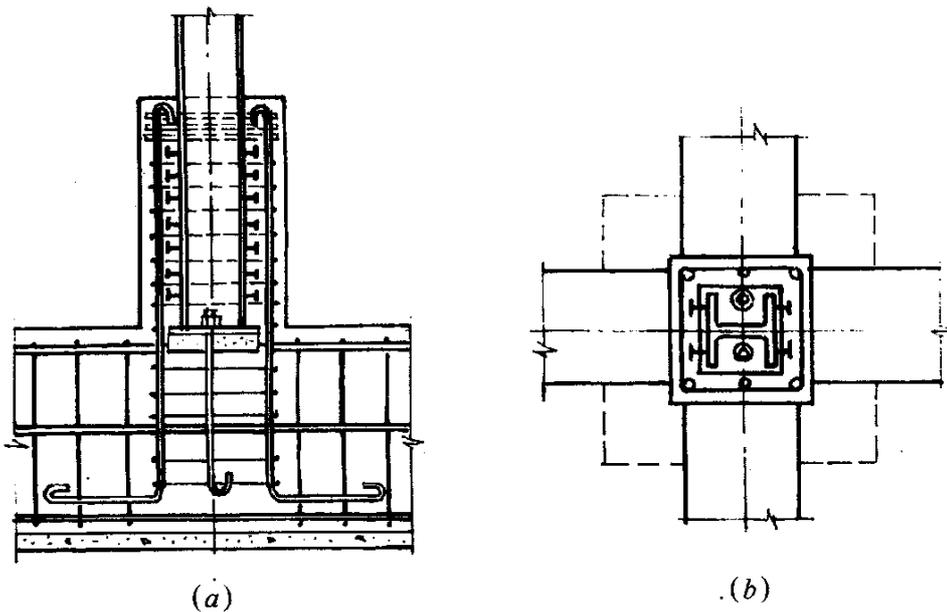


图8.6.6-1 外包式柱脚

外包式柱脚的抗震第一阶段设计，应符合下列规定：

一、在计算平面内，钢柱一侧翼缘上的圆柱头栓钉数目，应按下列公式计算。柱轴向的栓钉间距不得大于200mm（图8.6.3-1）。

$$n = N_f / N_v^s \quad (8.6.6-1)$$

$$N_f = M / (h_c - t_f) \quad (8.6.6-2)$$

式中  $n$ ——钢柱脚一侧翼缘需要的圆柱头栓钉数目；

$N_f$ ——钢柱一侧抗剪栓钉传递的翼缘轴力；

$M$ ——外包混凝土顶部箍筋处的钢柱弯矩设计值；

$h_c$ ——钢柱截面高度；

$t_f$ ——钢柱翼缘厚度；

$N_v^s$ ——一个圆柱头栓钉的受剪承载力设计值，按本规程第 7.2.8 条的规定计算，栓钉直径不得小于 16mm。

二、外包式柱脚底部的弯矩全部由外包钢筋混凝土承受，其抗弯承载力应按下式验算。受拉主筋的锚固长度，应符合现行国家标准《钢筋混凝土结构设计规范》(GBJ 10) 的规定。

$$M \leq n A_s f_{sy} d_0 \quad (8.6.6-3)$$

式中  $M$ ——外包式柱脚底部的弯矩设计值；

$A_s$ ——一根受拉主筋截面面积；

$n$ ——受拉主筋的根数；

$f_{sy}$ ——受拉主筋的抗拉强度设计值；

$d_0$ ——受拉主筋重心至受压区主筋重心间的距离。

三、外包混凝土的抗剪承载力，应符合下列规定：

1. 当钢柱为工形截面时(图 8.6.6-2a)，外包式钢筋混凝土的受剪承载力宜按式 (8.6.6-5) 和 (8.6.6-6) 计算，并取其较小者：

$$V - 0.4N \leq V_{rc} \quad (8.6.6-4)$$

$$V_{rc} = b_{rc} h_0 (0.07 f_{cc} + 0.5 f_{ysh} \rho_{sh}) \quad (8.6.6-5)$$

$$V_{rc} = b_{rc} h_0 (0.14 f_{cc} b_e / b_{rc} + f_{ysh} \rho_{sh}) \quad (8.6.6-6)$$

式中  $V$ ——柱脚的剪力设计值；

$N$ ——柱最小轴力设计值；

$V_{rc}$ ——外包钢筋混凝土所分配到的受剪承载力；

$b_{rc}$ ——外包钢筋混凝土的总宽度；

$b_e$ ——外包钢筋混凝土的有效宽度(图 8.6.4-2a)

$$b_e = b_{e1} + b_{e2}$$

$f_{cc}$ ——混凝土轴心抗压强度设计值；

$f_{ysh}$ ——水平箍筋抗拉强度设计值；

$\rho_{sh}$ ——水平箍筋配筋率

$$\rho_{sh} = A_{sh} / b_{rc} s$$

当  $\rho_{sh} > 0.6\%$  时，取  $0.6\%$ 。

$A_{sh}$ ——一支水平箍筋的截面面积；

$s$ ——箍筋的间距；

$h_0$ ——混凝土受压区边缘至受拉钢筋重心的距离。

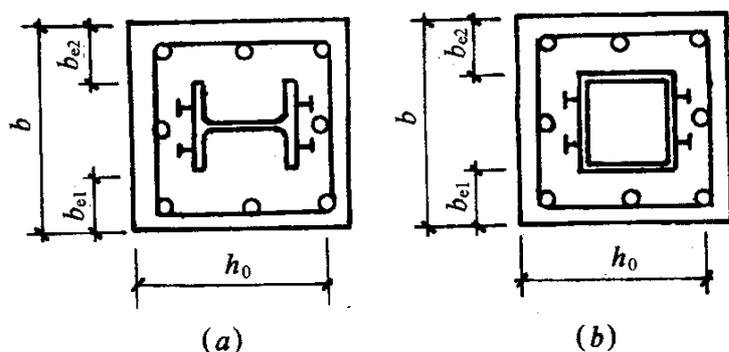


图 8.6.6-2 外包式柱脚截面

(a) 工字形柱；(b) 箱型柱

2. 当钢柱为箱形截面时(图 8.6.6-2b)，外包钢筋混凝土的受剪承载力为：

$$V_{rc} = b_e h_0 (0.07 f_{cc} + 0.5 f_{ysh} \rho_{sh}) \quad (8.6.6-6)$$

式中  $b_e$ ——钢柱两侧混凝土的有效宽度之和，每侧不得小于 180mm；

$\rho_{sh}$ ——水平箍筋的配筋率

$$\rho_{sh} = A_{sh} / b_e s$$

当  $\rho_{sh} \geq 1.2\%$  时，取  $1.2\%$ 。

**第 8.6.7 条** 由柱脚锚栓固定的外露式柱脚承受轴力和弯矩时，其设计应符合下列规定：

一、底板尺寸应根据基础混凝土的抗压强度设计值确定；

二、当底板压应力出现负值时，应由锚栓来承受拉力。当锚栓直径大于 60mm 时，可按钢筋混凝土压弯构件中计算钢筋的方法确定锚栓直径；

三、锚栓和支承托座应连接牢固，后者应能承受锚栓的拉力；

四、锚栓的内力应由其与混凝土之间的粘结力传递。当埋设深度受到限制时，锚栓应固定在锚板或锚梁上；

五、柱脚底板的水平反力，由底板和基础混凝土间的摩擦力传递，摩擦系数可取 0.4。当水平反力超过摩擦力时，可采用下列方法之一加强：

1. 底板下部焊接抗剪键；
2. 柱脚外包钢筋混凝土。

## 第七节 支 撑 连 接

**第 8.7.1 条** 抗剪支撑节点设计应符合下列要求：

一、在抗震设防的结构中，支撑节点连接的最大承载力应满足本规程式 (8.1.3-3) 的要求；

二、除偏心支撑外，支撑的重心线应通过梁与柱轴线的交点，当受条件限制有不大于支撑杆件宽度的偏心时，节点设计应计入偏心造成的附加弯矩的影响；

三、柱和梁在与支撑翼缘的连接处，应设置加劲肋。加劲肋应按承受支撑轴心力对柱或梁的水平或竖向分力计算。支撑翼缘与箱形柱连接时，在柱壁板的相应位置应设置隔板 (图 8.7.2)；

四、在抗震设防的结构中，支撑宜采用 H 型钢制作，在构造上两端应刚接。当采用焊接组合截面时，其翼缘和腹板应采用坡口全熔透焊缝连接。

**第 8.7.2 条** 当支撑翼缘朝向框架平面外，且采用支托式连接时 (图 8.7.2a、b)，其平面外计算长度可取轴线长度的 0.7 倍；当支撑腹板位于框架平面内时 (图 8.7.2c、d)，其平面外计算长度可取轴线长度的 0.9 倍。

**第 8.7.3 条** 偏心支撑与耗能梁段相交时，支撑轴线与梁轴

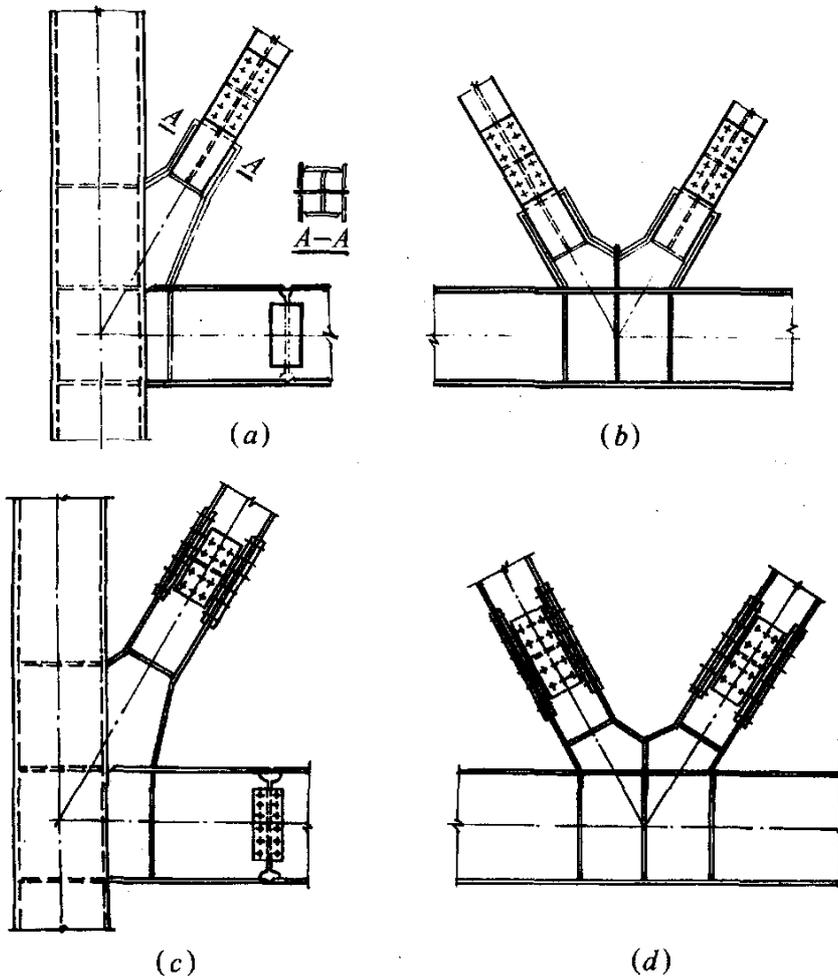


图 8.7.2 支撑与框架的连接节点

线的交点，不得位于耗能梁段外（图 8.7.3-1 和图 8.7.3-2）。

**第 8.7.4 条** 偏心支撑的剪切屈服型耗能梁段与柱翼缘连接时（图 8.7.3-1），梁翼缘与柱翼缘之间应采用坡口全熔透对接焊缝；梁腹板与柱之间应采用角焊缝，焊缝强度应满足本规程式（8.1.3-2）的要求。耗能梁段不宜与工字形柱腹板连接。

**第 8.7.5 条** 耗能梁段腹板加劲肋的设置，应符合下列要求（图 8.7.3）：

一、耗能梁段与支撑连接的一端，应在支撑两侧设置加劲肋。当耗能梁段的净长  $a < 2.6M_p/V_p$  时，应在距两端  $b_f$  的位置两侧设置加劲肋。加劲肋在腹板两侧的总宽度不应小于  $b_f - 2t_w$ ，其厚度不应小于  $0.75t_w$  或 10mm；

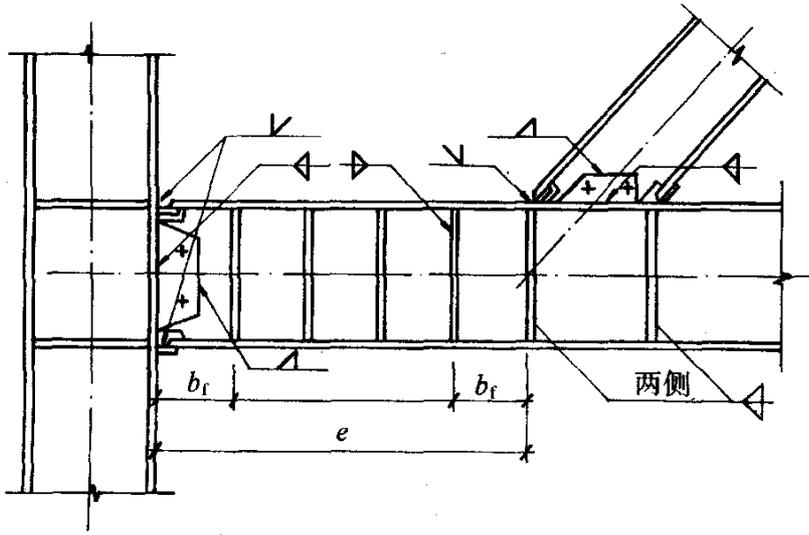


图 8.7.3-1 耗能梁段与柱翼缘的连接

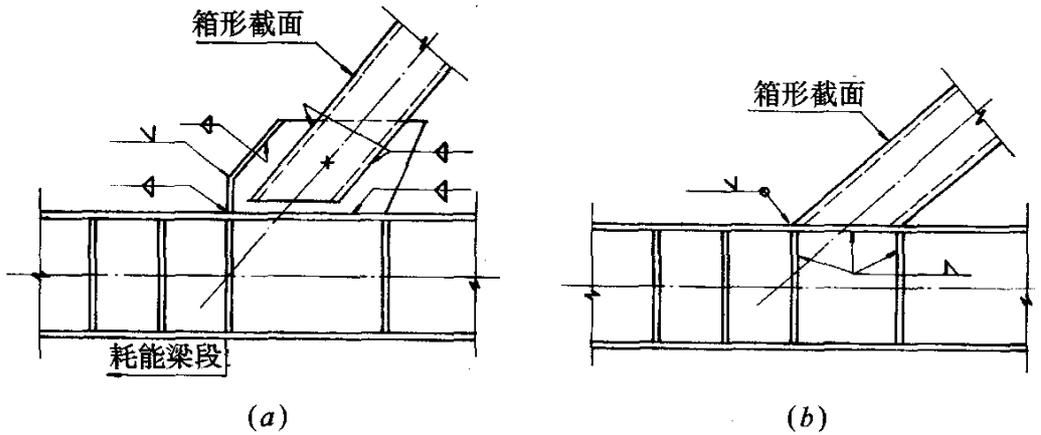


图 8.7.3-2 支撑与耗能梁段轴线交点的位置

二、当耗能梁段的净长  $a < 2.2M_p/V_p$ ，或  $a \geq 2.2M_p/V_p$ ，但其截面弯矩达  $M_{pc}$  时的剪力大于  $0.47fh_{otw}$  时，还应设置中间加劲肋。

当其净长  $a \leq 1.6M_p/V_p$  时，中间加劲肋间距不得大于  $38t_w - h_0/5$ ；

当其净长  $a \geq 2.6M_p/V_p$  时，中间加劲肋间距不得大于  $56t_w - h_0/5$ ；

当其净长  $a$  介于两者之间时，中间加劲肋间距应采用性线插

值。

三、高度不超过 600mm 的耗能梁段，可在单侧设置加劲肋。等于或大于 600mm 时，应两侧设置加劲肋。一侧加劲肋的宽度不应小于  $(b_f/2) - t_w$ ，厚度不应小于 10mm。

**第 8.7.6 条** 耗能梁段加劲肋应在三边与梁用角焊缝连接。其与腹板连接焊缝的承载力不应低于  $A_{st}f$ ，与翼缘连接焊缝的承载力不应低于  $A_{st}f/4$ 。此处， $A_{st} = b_{st}t_{st}$ ， $b_{st}$  为加劲肋的宽度， $t_{st}$  为加劲肋的厚度。

**第 8.7.7 条** 耗能梁段两端上下翼缘，应设置水平侧向支撑，其轴力设计值至少应为  $0.015fb_f t_f$ ， $b_f$ 、 $t_f$  分别为其翼缘的宽度和厚度。与耗能梁段同跨的框架梁上下翼缘，也应设置水平侧向支撑，其间距不应大于  $13b_f \sqrt{235/f_y}$ ，其轴力设计值至少不应小于现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 第 5.1.6 条规定的值。梁在侧向支承点间的长细比应符合现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 第 9.3.2 条的规定。

## 第九章 幕墙与钢框架的连接

### 第一节 一般要求

**第 9.1.1 条** 本章适用于幕墙与钢框架主体结构的连接和施工。

**第 9.1.2 条** 幕墙构件应按国家现行建筑产品标准《建筑幕墙》(JG 3035)、现行国家标准《玻璃幕墙工程技术规范》(JGJ 102) 以及现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GBJ 10) 进行承载力设计并作必要的刚度验算。

**第 9.1.3 条** 在地震作用或风荷载作用下, 应防止幕墙构件相互碰撞和脱落。

**第 9.1.4 条** 在抗震设防的建筑中, 采用混凝土幕墙时, 幕墙构件与主体结构之间的分离缝宽度, 宜取 30mm, 幕墙构件相互之间的纵向及横向分离缝宽度宜取 25mm。分离缝应采用压缩性良好的弹性密封材料密封。

### 第二节 连接节点的设计和构造

**第 9.2.1 条** 幕墙构件与钢框架的连接节点, 宜设可微调的承重节点、固定节点和可动节点等三类节点, 并应根据幕墙构件可能出现的相对于钢框架的变位形式, 确定节点的连接方法及构造。

**第 9.2.2 条** 节点连接铁件和紧固件均应采用延性好的材料制作, 其承载力设计值可按第二章的规定采用。

**第 9.2.3 条** 连接节点应承受单块幕墙的自重、风荷载、温度变化等引起的作用及施工临时荷载, 在地震区尚应承受幕墙本身的地震作用。

**第 9.2.4 条** 作用于幕墙构件上的风荷载标准值，应按下列式计算：

$$w_k = \beta_D \mu_z \mu_s w_0 \quad (9.2.4)$$

式中  $w_k$ ——风荷载标准值 (N/mm<sup>2</sup>)；  
 $\mu_z$ ——风压高度变化系数，按本规程第 4.2.3 条规定采用；  
 $\mu_s$ ——风荷载体型系数，按本规程第 4.2.4 条规定采用；  
 $w_0$ ——高层建筑基本风压 (kN/m<sup>2</sup>)，按本规程第 4.2.2 条规定采用；  
 $\beta_D$ ——考虑瞬时风压的阵风风压系数，取 2.25。

**第 9.2.5 条** 当幕墙构件上下端均与钢框架连接时，作用于幕墙构件的地震作用标准值，可按下列公式计算。位于屋顶突出小塔屋上的幕墙构件，其地震作用标准值尚应乘以动力增大系数 3，但此地震作用不向下传递。

$$F_{Ek} = \beta_E \alpha_{\max} G_{0k} \quad (9.2.5-1)$$

$$F'_{Ek} = F_{Ek} \quad (9.2.5-2)$$

式中  $F_{Ek}$ ——作用于幕墙构件平面内的水平地震作用标准值；  
 $F'_{Ek}$ ——作用于幕墙构件平面外的水平地震作用标准值；  
 $G_{0k}$ ——幕墙构件自重标准值；  
 $\alpha_{\max}$ ——地震影响系数最大值，本规程第 4.3.3 条的规定采用；  
 $\beta_E$ ——地震作用的动力增大系数，取 3.0。

**第 9.2.6 条** 幕墙构件的温度作用效应，应按下列规定计算：

一、幕墙构件的温度作用可按下列公式计算：

$$F_{Tk} = E [\alpha \Delta T - (2c - d) / l] \quad (9.2.6-1)$$

式中  $F_{Tk}$ ——温差引起的幕墙构件温度作用标准值 (N/mm<sup>2</sup>)；  
 $E$ ——幕墙构件的弹性模量 (N/mm<sup>2</sup>)，见表 9.2.6；  
 $\alpha$ ——幕墙构件的线膨胀系数，见表 9.2.6；  
 $\Delta T$ ——当地一年内的最大温差 (°C)，缺乏必要资料时可取

$$\Delta T = 80^{\circ}\text{C};$$

$c$ ——幕墙构件之间的分离缝宽度之半 (mm);

$d$ ——施工误差, 可取 3mm;

$l$ ——单块幕墙构件两个支点间的距离 (mm)。

二、当  $F_{Tk}$  为负数时表示温度应力为零。

三、幕墙构件材料的弹性模量和线膨胀系数, 可按表 9.2.6 的规定采用:

幕墙构件材料的弹性模量和线膨胀系数 表 9.2.6

性能	钢材	铝合金	混凝土	玻璃
弹性模量 $E$ (N/mm <sup>2</sup> )	$206 \times 10^3$	$7 \times 10^4$	$2.55 \times 10^4 \sim$ $3.0 \times 10^4$	$7.2 \times 10^4$
线膨胀系数 $\alpha$	$12 \times 10^{-6}$	$2.35 \times 10^{-5}$	$1.0 \times 10^{-5}$	$8 \times 10^{-6} \sim$ $14 \times 10^{-6}$

注: 混凝土弹性模量为 C20~C30 时的值。

**第 9.2.7 条** 幕墙构件的连接钢件和紧固件, 应按下列公式计算作用组合的效应:

$$S = \gamma_G C_G G_{ok} + \gamma_E C_E F_{Ek} \text{ (或 } \gamma'_E C'_E F'_{Ek} \text{)} + \psi_w \gamma_w C_w w_k + \gamma_T C_T F_{Tk} \quad (9.2.7)$$

式中

$G_E$ ——幕墙构件总自重标准值;

$F_{Ek}$ 、 $F'_{Ek}$ ——分别为幕墙构件平面内、平面外的水平地震作用标准值;

$w_k$ ——风荷载标准值;

$F_{Tk}$ ——温度作用标准值;

$C_G$ 、 $C_E$ 、 $C'_E$ 、 $C_w$ 、 $C_T$ ——分别为上述各项荷载和作用相应的效应系数;

$\gamma_G$ 、 $\gamma_E$ 、 $\gamma'_E$ 、 $\gamma_w$ 、 $\gamma_T$ ——分别为上述各项荷载和作用相应的系数。 $\gamma'_E = \gamma_E$ ,  $\gamma_T = 1.0$ , 其余按表 5.4.2 的规定取值。

$\psi_w$ ——风荷载的组合系数, 在有地震作用的

荷载组合中取 0.2，无地震作用时取 1.0。

荷载组合可按本规程表 5.4.2 的规定进行，但平面内和平面外的地震作用应分别与其他荷载组合，不考虑它们同时施加。温度作用在各组合中均应考虑。

**第 9.2.8 条** 在抗震设防的建筑中，幕墙构件与主体结构的连接节点，均应按地震作用组合计算螺栓、连接角钢和焊缝的承载力。受力螺栓、销钉、铆钉每处不得少于 2 个，并应乘以不小于 2.5 的增大系数。

**第 9.2.9 条** 幕墙构件节点的紧固件和连接件同时受拉剪作用时，其承载力应符合下式的要求：

$$\sqrt{\left(\frac{N}{N_t^b}\right)^2 + \left(\frac{V}{N_v^b}\right)^2} \leq 1 \quad (9.2.9)$$

式中  $N$ ——每个螺栓承受的拉力；  
 $N_t^b$ ——每个螺栓的受拉承载力设计值；  
 $V$ ——每个螺栓承受的剪力；  
 $N_v^b$ ——每个螺栓的受剪承载力设计值。

**第 9.2.10 条** 幕墙构件节点紧固件及连接件的最小构造尺寸，应符合表 9.2.10 的规定。焊缝及螺栓的构造要求应符合现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 第八章的规定。

紧固件及连接件的最小构造尺寸 表 9.2.10

幕墙类别	螺 栓	连 接 角 钢 (mm)
混凝土幕墙	φ20	L 140×140×10
玻璃幕墙	φ14	L 100×100×6

**第 9.2.11 条** 可动节点应设置大孔径连接钢件、长孔径钢垫板及滑动垫片 (图 9.2.11)。

**第 9.2.12 条** 当可动节点以横向滑动方式吸收层间变位时，连接钢件上横向长圆孔的长向孔径应按下式计算：

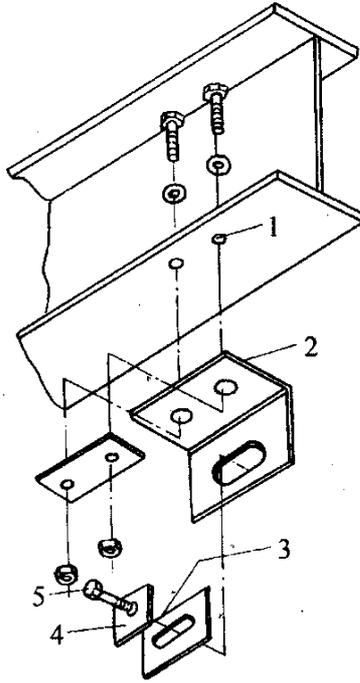


图 9.2-11 可动节点连接钢件示意图

1—螺栓孔；2—大孔径连接钢件；3—插入滑动垫片；  
4—小孔径钢垫板；5—连接幕墙构件的螺栓

$$d = 2(r + \Delta l + u) \quad (9.2.12)$$

式中  $d$ ——横向长圆孔的长向孔径；

$\Delta l$ ——幕墙构件安装的尺寸容许误差；

$u$ ——幕墙构件在相对于钢框架运动时的层间变位量，对  
抗震结构可取层高的 1/150；

$r$ ——螺栓半径。

**第 9.2.13 条** 可动节点以旋转方式承受层间位移时，连接钢  
件上竖向长圆孔的长向孔径应按下列公式计算：

$$d_1 = 2(r + \Delta l + d) \quad (9.2.13-1)$$

$$d = a_h / a_v u \quad (9.2.13-2)$$

式中  $d_1$ ——竖向长圆孔直径；

$a_h$ ——幕墙构件上下端支点间的水平距离；

$a_v$ ——幕墙构件上下端支点间的竖向距离。

**第 9.2.14 条** 可动节点中长圆孔的连接钢件，不得与幕墙构

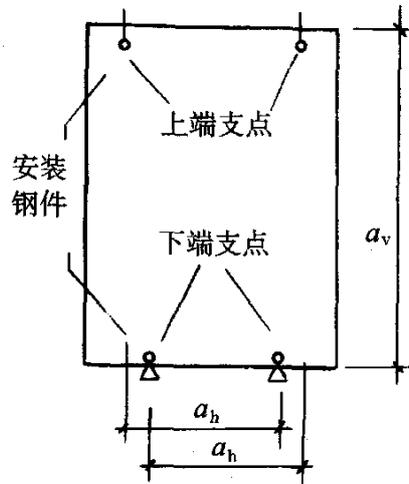


图 9.2.13

件上的钢件焊接，但可与钢框架焊接或用螺栓固定。

**第 9.2.15 条** 可动节点的滑移垫片，应选用耐磨、高强、耐老化、韧性好、摩擦系数小的薄片，其垫片厚度宜为 1mm。

### 第三节 施工要点

**第 9.3.1 条** 施工中各环节的技术要求应符合现行行业标准《玻璃幕墙工程技术规范》(JGJ 102) 等的规定，保证预埋件位置正确，有足够的牢固度，并对其进行妥善的保护，在任何情况下均不得敲打、碰撞。不得将受损的预埋件、未经检验的和检验不合格的幕墙构件装到钢框架上。

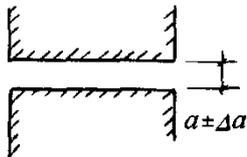
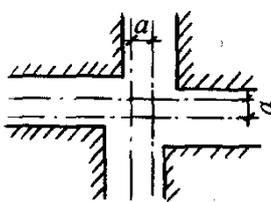
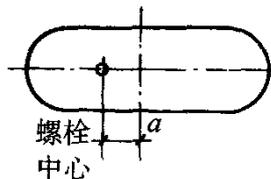
**第 9.3.2 条** 紧固可动节点长圆孔内的螺栓时，应采用扭矩扳手控制螺栓的预拉力。不得对此种螺栓进行焊接固定，但需采取防止螺栓松动的措施。

**第 9.3.3 条** 可动节点内不得使用翘曲不平或破损的滑移垫片。各节点的连接钢件及紧固件的材料和精度，均应符合设计要求，并不得有扭、翘、弯曲等现象。

**第 9.3.4 条** 幕墙构件及节点螺栓安装的尺寸容许误差，应符合表 9.3.4 的规定。

安装尺寸允许误差

表 9.3.4

项 目	允许误差 (mm)			图 例
	金属幕墙	玻璃幕墙	混凝土幕墙	
幕墙构件间水平 接缝宽度误差 [ $\Delta a$ ]	$\pm 3$	$\pm 5$	$\pm 5$	
接缝中心线错位 [ $a$ ]	2	3	3	
螺栓中心线与长 圆孔中心线的误差 [ $a$ ]	$\pm 2$	$\pm 3$	$\pm 3$	

**第 9.3.5 条** 幕墙构件与钢结构连接的钢件和预埋件，均应预先进行表面防锈处理。幕墙固定后其节点尚应按本规程第十一章和第十二章的要求，对节点采取防锈和防火措施。可动节点的防锈和防火措施不得削弱节点随动变位的功能。

**第 9.3.6 条** 幕墙构件安装，除应符合本规程第 9.3.1 条的规定外，尚应符合下列要求：

- 一、幕墙构件在钢框架上的临时固定点不得少于 4 处；
- 二、基本风速超过 10m/s 时，不应进行吊装作业。

## 第十章 制 作

### 第一节 一 般 要 求

**第 10.1.1 条** 高层建筑钢结构的制作单位,应根据已批准的技术设计文件编制施工详图。

施工详图应由原设计工程师批准,或由合同文件规定的监理工程师批准。当需要修改时,制作单位应向原设计单位申报,经同意和签署文件后修改才能生效。

**第 10.1.2 条** 钢结构制作前,应根据设计文件、施工详图的要求以及制作厂的条件,编制制作工艺。制作工艺书应包括:施工中所依据的标准,制作厂的质量保证体系,成品的质量保证和为保证成品达到规定的要求而制订的措施,生产场地的布置、采用的加工、焊接设备和工艺装备,焊工和检查人员的资质证明,各类检查项目表格和生产进度计算表。

制作工艺书应作为技术文件经发包单位代表或监理工程师批准。

**第 10.1.3 条** 钢结构制作单位应在必要时对构造复杂的构件进行工艺性试验。

**第 10.1.4 条** 高层钢结构制作、安装、验收及土建施工用的量具,应按同一标准进行鉴定,并应具有相同的精度等级。

**第 10.1.5 条** 连接复杂的钢构件,应根据合同要求在制作单位进行预拼装。

### 第二节 材 料

**第 10.2.1 条** 高层建筑钢结构采用的钢材,应符合设计文件的要求,并具有质量证明书,其质量应符合现行国家标准《碳素结构钢》(GB 700)、《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591),以及

本规程第二章的规定。

**第 10.2.2 条** 高层建筑钢结构采用的各种焊接材料、高强度螺栓、普通螺栓和涂料，应符合设计文件的要求，并应具有质量证明书；其质量应分别符合现行国家标准《碳钢焊条》（GB 5117）、《低合金钢焊条》（GB 5118）、《熔化焊用钢丝》（GB/T 14957）、《气体保护焊用钢丝》（GB/T 14958）、《钢结构高强度六角头螺栓、大六角头螺母、垫圈与技术条件》（GB/T 1228~1231）、《钢结构扭剪型高强度螺栓连接副》（GB 3632~3633）等，并应符合下列要求：

一、严禁使用药皮脱落或焊芯生锈的焊条、受潮结块或已熔烧过的焊剂以及生锈的焊丝。用于栓钉焊的栓钉，其表面不得有影响使用的裂纹、条痕、凹痕和毛刺等缺陷。

二、焊接材料应集中管理，建立专用仓库，库内要干燥，通风良好。

三、螺栓应在干燥通风的室内存放。高强度螺栓的入库验收，应按国家现行标准《钢结构高强度螺栓连接的设计、施工及验收规程》（JGJ 82）的要求进行，严禁使用锈蚀、沾污、受潮、碰伤和混批的高强度螺栓。

四、涂料应符合设计要求，并存放在专门的仓库内，不得使用过期、变质、结块失效的涂料。

### 第三节 放样、号料和切割

**第 10.3.1 条** 放样和号料应符合下列规定：

一、需要放样的工件应根据批准的施工详图放出足尺节点大样；

二、放样和号料应预留收缩量（包括现场焊接收缩量）及切割、铣端等需要的加工余量，高层钢框架柱尚应预留弹性压缩量。

**第 10.3.2 条** 高层钢框架柱的弹性压缩量，应按结构自重（包括钢结构、楼板、幕墙等的重量和经常作用的活荷载产生的柱轴力计算。相邻柱的弹性压缩量相差不超过 5mm 时，可采用相同

的压缩量。

柱压缩量应由设计者提出，由制作厂和设计者协商确定。

**第 10.3.3 条** 号料和切割应符合下列要求：

- 一、主要受力构件和需要弯曲的构件，在号料时应按工艺规定的方向取料，弯曲件的外侧不应有冲样点和伤痕缺陷；
- 二、号料应有利于切割和保证零件质量；
- 三、宽翼缘型钢等的下料，宜采用锯切。

#### 第四节 矫正和边缘加工

**第 10.4.1 条** 矫正应符合下列规定：

- 一、矫正可采用机械或有限度的加热（线状加热或点加热），不得采用损伤材料组织结构的方法；
- 二、进行加热矫正时，应确保最高加热温度及冷却方法不损坏钢材材质。

**第 10.4.2 条** 边缘加工应符合下列规定：

- 一、需边缘加工的零件，宜采用精密切割来代替机械加工；
- 二、焊接坡口加工宜采用自动切割、半自动切割、坡口机、刨边等方法进行；
- 三、坡口加工时，应用样板控制坡口角度和各部分尺寸；
- 四、边缘加工的精度，应符合表 10.4.2 的规定。

边缘加工的允许偏差

表 10.4.2

边线与号料线的允许偏差(mm)	边线的弯曲矢高 (mm)	粗糙度 (mm)	缺口 (mm)	渣	坡度
±1.0	$l/3000$ ，且 $\leq 2.0$	0.02	2.0 (修磨平缓过度)	清除	±2.5°

注：l 为弦长。

#### 第五节 组 装

**第 10.5.1 条** 钢结构构件组装应符合下列规定：

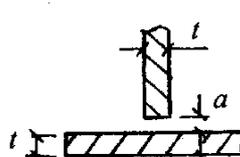
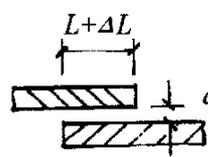
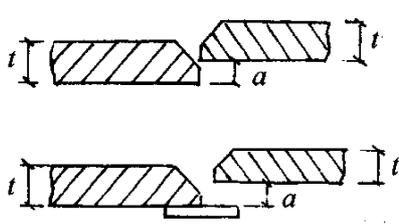
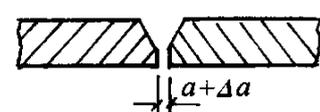
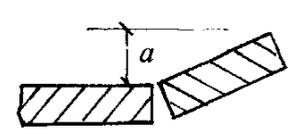
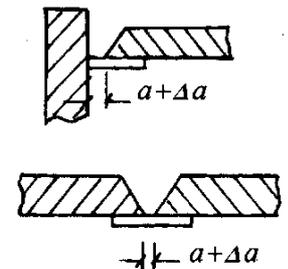
- 一、组装应按制作工艺规定的顺序进行；

二、组装前应对零部件进行严格检查，填写实测记录，制作必要的工装。

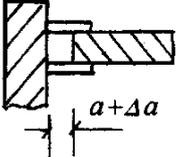
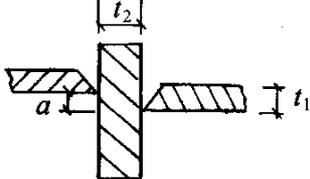
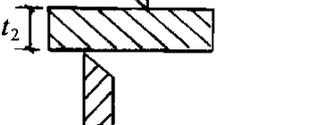
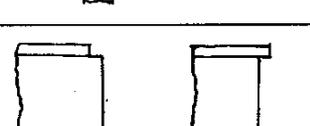
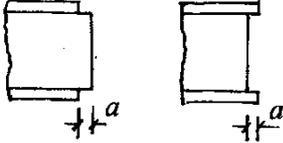
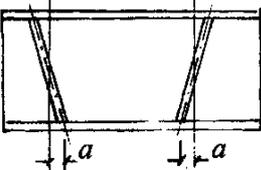
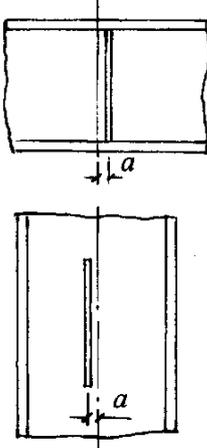
**第 10.5.2 条** 组装允许偏差，应符合表 10.5.2 的规定。

组 装 允 许 偏 差

表 10.5.2

项 目	允许偏差 (mm)	图 例	
T 形连接的间隙	$t < 16$		
	$t \geq 16$		2.0
搭接接头长度偏差	$\pm 5.0$		
搭接接头间隙偏差	1.0		
对接接头底板错位	$t \leq 16$		
	$16 < t < 30$		$t/10$
	$t \geq 30$		3.0
对接接头间隙偏差	手工电弧焊		
	埋弧自动焊和气体保护焊		0
对接接头直线度偏差	2.0		
根部开口间隙偏差 (背部加衬板)	$\pm 2.0$		

续表

项 目	允许偏差 (mm)	图 例	
水平隔板 电渣焊间 隙偏差	±2.0		
隔板与梁 翼缘的错 位量	$t_1 \geq t_2$ 且 $t_1 \leq 20$	$t_2/2$	
	$t_1 \geq t_2$ 且 $t_1 > 20$	4.0	
	$t_1 < t_2$ 且 $t_1 \leq 20$	$t_1/4$	
	$t_1 < t_2$ 且 $t_1 > 20$	5.0	
焊接组装构件端部偏差	3.0		
加劲板或隔板倾斜偏差	2.0		
连接板、加劲板间距或位置 偏差	2.0		

## 第六节 焊 接

**第 10.6.1 条** 从事钢结构各种焊接工作的焊工,应按现行国家标准《建筑钢结构焊接规程》(JGJ81)的规定经考试并取得合格证后,方可进行操作。

**第 10.6.2 条** 在钢结构中首次采用的钢种、焊接材料、接头形式、坡口形式及工艺方法,应进行焊接工艺评定,其评定结果应符合设计要求。

**第 10.6.3 条** 高层建筑钢结构的焊接工作,必须在焊接工程师的指导下进行,并应根据工艺评定合格的试验结果和数据,编制焊接工艺文件。

焊接工作应严格按照所编工艺文件中规定的焊接方法、工艺参数、施焊顺序等进行。并应符合现行国家标准《建筑钢结构焊接规程》(JGJ81)的规定。

**第 10.6.4 条** 低氢型焊条在使用前必须按照产品说明书的规定进行烘焙。烘焙后的焊条应放入恒温箱备用,恒温温度控制在 $80\sim 100^{\circ}\text{C}$ 。

烘焙合格的焊条外露在空气中超过4h的应重新烘焙。焊条的反复烘焙次数不宜超过2次。

**第 10.6.5 条** 焊剂在使用前必须按其产品说明书的规定进行烘焙。焊丝必须除净锈蚀、油污及其他污物。

**第 10.6.6 条** 二氧化碳气体纯度不应低于99.5% (体积法),其含水量不应大于0.005% (重量法)。若使用瓶装气体,瓶内气体压力低于1MPa时应停止使用。

**第 10.6.7 条** 当采用气体保护焊时,焊接区域的风速应加以限制。风速在1m/s以上时,应设置挡风装置,对焊接现场进行防护。

**第 10.6.8 条** 焊接开始前,应复查组装质量、定位焊质量和焊接部位的清理情况。如不符合要求,应修正合格后方准施焊。

**第 10.6.9 条** 对接接头、T型接头和要求全熔透的角部焊

缝，应在焊缝两端配置引弧板和引出板，其材质应与焊件相同或通过试验选用。手工焊引板长度不应小于 60mm，埋弧自动焊引板长度不应小于 150mm，引焊到引板上的焊缝长度不得小于引板长度的 2/3。

**第 10.6.10 条** 引弧应在焊道处进行，严禁在焊道区以外的母材上打火引弧。

**第 10.6.11 条** 焊接时应根据工作地点的环境温度、钢材材质和厚度，选择相应的预热温度，对焊件进行预热。无特殊要求时，可按表 10.6.11 选取预热温度。

常用的预热温度

表 10.6.11

钢材分类	环境温度	板厚 (mm)	预热及层间宜控温度 (°C)
普通碳素结构钢	0°C 以上	≥50	70~100
低合金结构钢	0°C 以上	≥36	70~100

凡需预热的构件，焊前应在焊道两侧各 100mm 范围内均匀进行预热，预热温度的测量应在距焊道 50mm 处进行。

当工作地点的环境温度为 0°C 以下时，焊接件的预热温度应通过试验确定。

**第 10.6.12 条** 板厚超过 30mm，且有淬硬倾向和约束度较大的低合金结构钢的焊接，必要时可进行后热处理。后热处理的温度和时间可按表 10.6.12 选取。

后热处理的温度和时间

表 10.6.12

钢种	后热温度	后热时间
低合金结构钢	200~300°C	1h/每 30mm 板厚

后热处理应于焊后立即进行。后热的加热范围为焊缝两侧各 100mm，温度的测量应在距焊缝中心线 50mm 处进行。焊缝后热

达到规定温度后,按规定时间保温,然后使焊件缓慢冷却至常温。

**第 10.6.13 条** 要求全熔透的两面焊焊缝,正面焊完成后在焊背面之前,应认真清除焊缝根部的熔渣、焊瘤和未焊透部分,直至露出正面焊缝金属时方可进行背面的焊接。

**第 10.6.14 条** 30mm 以上厚板的焊接,为防止在厚度方向出现层状撕裂,宜采取以下措施:

一、将易发生层状撕裂部位的接头设计成约束度小、能减小层状撕裂的构造形式,如图 10.6.14 所示。

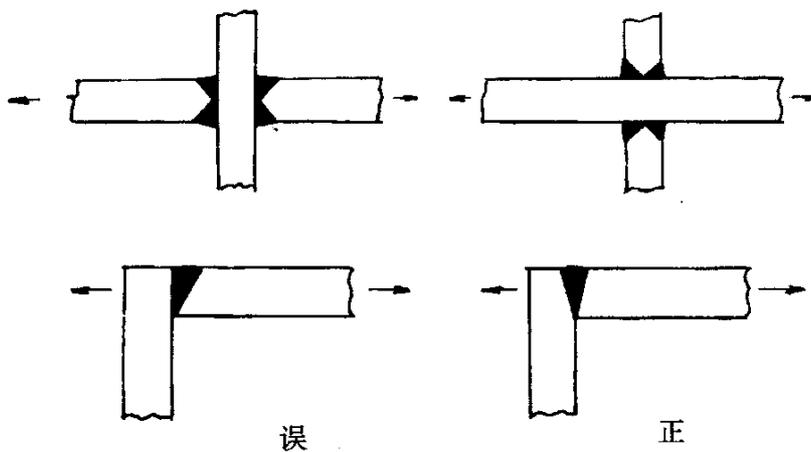


图 10.6.14

二、焊接前,对母材焊道中心线两侧各 2 倍板厚加 30mm 的区域内进行超声波探伤检查。母材中不得有裂纹、夹层及分层等缺陷存在。

三、严格控制焊接顺序,尽可能减小垂直于板面方面的约束。

四、根据母材的  $C_{eq}$  (碳当量) 和  $P_{cm}$  (焊接裂纹敏感性系数) 值选择正确的预热温度和必要的后热处理。

五、采用低氢型焊条施焊,必要时可采用超低氢型焊条。在满足设计强度要求的前提下,采用屈服强度较低的焊条。

**第 10.6.15 条** 高层建筑钢结构箱型柱内横隔板的焊接,可采用熔咀电渣焊或电渣焊设备进行焊接。箱形结构封闭后,通过预留孔用两台焊机同时进行电渣焊,如图 10.6.15 所示。施焊时应注意下列事项:

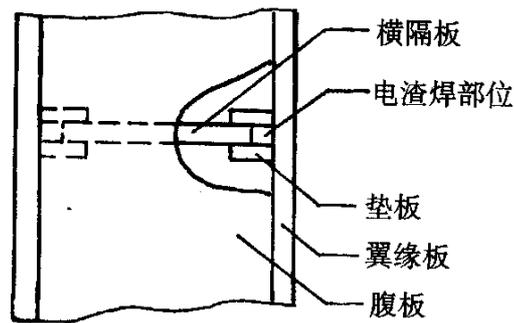


图 10.6.15

- 一、施焊现场的相对湿度等于或大于 90% 时，应停止焊接；
- 二、熔咀孔内不得受潮、生锈或有污物；
- 三、应保证稳定的网路电压；
- 四、电渣焊施焊前必须做工艺试验，确定焊接工艺参数和施焊方法；
- 五、焊接衬板的下料、加工及装配应严格控制质量和精度，使其与横隔板和翼缘板紧密贴合；当装配缝隙大于 1mm 时，应采取 措施进行修整和补救；
- 六、同一横隔板两侧的电渣焊应同时施焊，并一次焊接成型；
- 七、当翼缘板较薄时，翼缘板外部的焊接部位应安装水冷却装置；
- 八、焊道两端应按要求设置引弧和引出套筒；
- 九、熔咀应保持在焊道的中心位置；
- 十、焊接起动及焊接过程中，应逐渐少量加入焊剂；
- 十一、焊接过程中应随时注意调整电压；
- 十二、焊接过程应保持焊件的赤热状态。

**第 10.6.16 条** 栓钉焊接应符合下列要求：

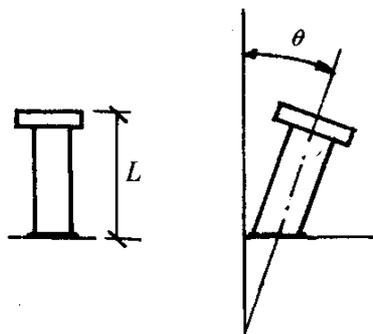
- 一、焊接前应将构件焊接面上的水、锈、油等有害杂质清除干净，并按规定烘焙瓷环；
- 二、栓钉焊电源应与其他电源分开，工作区应远离磁场或采取 措施避免磁场对焊接的影响；

三、施焊构件应水平放置。

**第 10.6.17 条** 栓钉焊应按下列要求进行质量检验：

一、目测检查栓钉焊接部位的外观，四周的熔化金属以形成一均匀小圈而无缺陷为合格。

二、焊接后，自钉头表面算起的栓钉高度  $L$  的允许偏差为  $\pm 2\text{mm}$ ，栓钉偏离垂直方向的倾斜角度  $\theta \leq 5^\circ$ （图 10.6.17）。



三、目测检查合格后，对栓钉进行冲力弯曲试验，弯曲角度为  $15^\circ$ 。在焊接面上不得有任何缺陷。

图 10.6.17

栓钉焊的冲力弯曲试验采取抽样检查。取样率为每 100 个栓钉取一个，或每根柱或每根梁取一个。试验可用手锤进行，试验时应使拉力作用在熔化金属最少的一侧。当达到规定弯曲角度时，焊接面上无任何缺陷为合格。抽样栓钉不合格时，应再取两个栓钉进行试验，只要其中一个仍不符合要求，则余下的全部栓钉都应进行试验。

四、经冲力弯曲试验合格的栓钉可在弯曲状态下使用，不合格的栓钉应更换，并经弯曲试验检验。

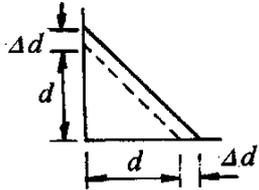
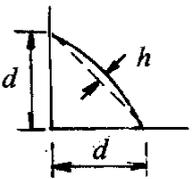
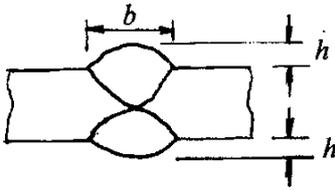
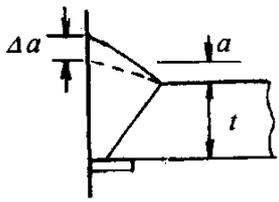
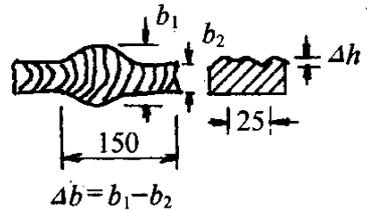
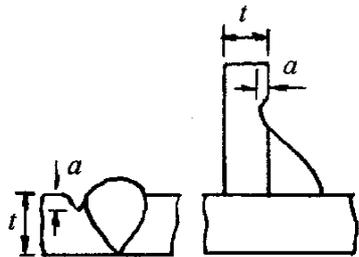
**第 10.6.18 条** 焊缝质量的外观检查，应按设计文件规定的标准在焊缝冷却后进行。由低合金结构钢焊接而成的大型梁柱构件以及厚板焊接件，应在完成焊接工作 24h 后，对焊缝及热影响区是否存在裂缝进行复查。

一、焊缝表面应均匀、平滑，无折皱、间断和未焊，并与基本金属平缓连接，严禁有裂纹、夹渣、焊瘤、烧穿、弧坑、针状气孔和熔合性飞溅等缺陷；

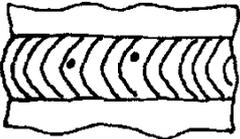
二、所有焊缝均应进行外观检查，当发现有裂纹疑点时，可用磁粉探伤或着色渗透探伤进行复查。

设计文件无规定时，焊缝质量的外观检查可按表 10.6.18 的规定执行。

焊缝外观检验的允许偏差或质量标准 表 10.6.18

项 目	允许偏差或质量标准	图 例
焊脚尺寸 偏 差	$d \leq 6\text{mm}$ +1.5mm 0	
	$d > 6\text{mm}$ +3mm 0	
角缝焊 余 高	$d \leq 6\text{mm}$ +1.5mm 0	
	$d > 6\text{mm}$ +3mm 0	
焊缝余高	$b < 15\text{mm}$ +3mm +0.5	
	$15\text{mm} \leq b < 20\text{mm}$ +4mm +0.5mm	
T 型接头 焊缝余高	$t \leq 40\text{mm}$ $a = t/4\text{mm}$ +5mm 0	
	$t > 40\text{mm}$ $a = 10\text{mm}$ +5mm 0	
焊缝宽度偏差	在任意 150mm 范 围内 $\leq 5\text{mm}$	
焊缝表面高低差	在任意 25mm 范 围内 $\leq 2.5\text{mm}$	
咬 边	$\leq t/20, \leq 0.5\text{mm}$ 在受拉对接焊缝中, 咬边总长度不得大于 焊缝长度的 10%; 在角 焊缝中, 咬边总长度不得大于 焊缝长度的 20%	

续表

项 目	允许偏差或质量标准	图 例
气 孔	承受拉力或压力且要求与母材等强度的焊缝不允许有气孔；角焊缝允许有直径不大于 1.0mm 的气孔，但在任意 1000mm 范围内不得大于 3 个；焊缝长度不足 1000mm 的不得大于 2 个	

**第 10.6.19 条** 焊缝的超声波探伤检查应按下列要求进行：

一、图纸和技术文件要求全熔透的焊缝，应进行超声波探伤检查；

二、超声波探伤检查应在焊缝外观检查合格后进行。焊缝表面不规则及有关部位不清洁的程度，应不妨碍探伤的进行和缺陷的辨认，不满足上述要求时事前应对需探伤的焊缝区域进行铲磨和修整。

三、全熔透焊缝的超声波探伤检查数量，应由设计文件确定。设计文件无明确要求时，应根据构件的受力情况确定：受拉焊缝应 100% 检查；受压焊缝可抽查 50%，当发现有超过标准的缺陷时，应全部进行超声波检查。

四、超声波探伤检查应根据设计文件规定的标准进行。设计文件无规定时，超声波探伤的检查等级按《钢焊缝手工超声波检验方法和探伤结果分级》GB11345—89 标准中规定的 B 级要求执行，受拉焊缝的评定等级为 B 检查等级中的 I 级，受压焊缝的评定等级为 B 检查等级中的 II 级

五、超声波检查应做详细记录，并写出检查报告。

**第 10.6.20 条** 经检查发现的焊缝不合格部位，必须进行返修。

一、当焊缝有裂纹、未焊透和超标准的夹渣、气孔时，必须

将缺陷清除后重焊。清除可用碳弧气刨或气割进行。

二、焊缝出现裂纹时，应由焊接技术负责人主持进行原因分析，制定出措施后方可返修。当裂纹界限清楚时，应从裂纹两端加长 50mm 处开始，沿裂纹全长进行清除后再焊接。

三、对焊缝上出现的间断、凹坑、尺寸不足、弧坑、咬边等缺陷，应予补焊。补焊焊条直径不宜大于 4mm。

四、修补后的焊缝应用砂轮进行修磨，并按要求重新进行检查。

五、低合金结构钢焊缝，在同一处返修次数不得超过 2 次。对经过 2 次返修仍不合格的焊缝，应会同设计或有关部门研究处理。

## 第七节 制 孔

**第 10.7.1 条** 制孔应按下列规定进行：

一、宜采用下列制孔方法：

1. 使用多轴立式钻床或数控机床等制孔；
2. 同类孔径较多时，采用模板制孔；
3. 小批量生产的孔，采用样板划线制孔；
4. 精度要求较高时，整体构件采用成品制孔。

二、制孔过程中，孔壁应保持与构件表面垂直。

三、孔周围的毛刺、飞边，应用砂轮等清除。

**第 10.7.2 条** 高强度螺栓孔的精度应为 H15 级，孔径的允许偏差应符合表 10.7.2 的规定。

高强度螺栓孔径的允许偏差 表 10.7.2

名 称	允 许 偏 差 (mm)						
	螺 栓	12	16	20	(22)	24	(27)
孔 径	13.5	17.5	22	(24)	26	(30)	33
不圆度 (最大和最 小直径差)	1.0		1.5				
中心线倾斜	不应大于板厚的 3%，且单层板不得大于 2.0mm，多层板叠组 合不得大于 3.0mm						

**第 10.7.3 条** 孔在零件、部件上的位置，应符合设计文件的要求。当设计无要求时，成孔后任意两孔间距离的允许偏差，应符合表 10.7.3 的规定。

**孔间距离的允许偏差** **表 10.7.3**

项 目	允 许 偏 差 (mm)			
	≤500	>500~1200	>1200~3000	>3000
同一组内相邻两孔间	±0.7	—	—	—
同一组内任意两孔间	±1.0	±1.2	—	—
相邻两组的端孔间	±1.2	±1.5	±2.0	±3.0

**第 10.7.4 条** 孔的分组应符合下列规定：

一、在节点中，连接板与一根杆件相连的所有连接孔划为一组；

二、在接头处，通用接头半个拼接板上的孔为一组，阶梯接头两接头之间的孔为一组；

三、在两相邻节点或接头间的连接孔为一组，但不包括以上两款中所指的孔；

四、受弯构件翼缘上每 1.0m 长度内的孔为一组。

### 第八节 摩擦面的加工

**第 10.8.1 条** 采用高强度螺栓连接时，应对构件摩擦面进行加工处理。处理后的抗滑移系数应符合设计要求。

**第 10.8.2 条** 高强度螺栓连接摩擦面的加工，可采用喷砂、抛丸和砂轮打磨等方法。

注：砂轮打磨方向应与构件受力方向垂直，且打磨范围不得小于螺栓直径的 4 倍。

**第 10.8.3 条** 经处理的摩擦面应采取防油污和损伤的保护措施。

**第 10.8.4 条** 制作厂应在钢结构制作的同时进行抗滑移系

数试验，并出具试验报告。试验报告应写明试验方法和结果。

**第 10.8.5 条** 应根据现行国家标准《钢结构高强度螺栓连接的设计、施工及验收规程》(JGJ82) 的要求或设计文件的规定，制作材质和处理方法相同的复验抗滑移系数用的试件，并与构件同时移交。

### 第九节 端 部 加 工

**第 10.9.1 条** 构件的端部加工应按下列要求进行：

- 一、构件的端部加工应在矫正合格后进行；
- 二、应根据构件的形式采取必要的措施，保证铣平端面与轴线垂直；
- 三、端部铣平面的允许偏差，应符合表 10.9.1 的规定。

端部铣平面的允许偏差 表 10.9.1

项 目	允 许 偏 差
两端铣平时的构件长度	±3mm
铣平面的平直度	0.3mm
端面倾斜度（正切值）	≤1/1500
表面粗糙度	0.03mm

### 第十节 防锈、涂层、编号及发运

**第 10.10.1 条** 钢结构的除锈和涂底工作，应在质量检查部门对制作质量检验合格后进行。

**第 10.10.2 条** 除锈质量分为两级，并应符合表 10.10.2 的规定。

除锈质量等级 表 10.10.2

质 量 标 准	除 锈 方 法
钢材表面应露出金属色泽	喷砂、抛丸
钢材表面允许存留不能再清除的轧制表皮	一般工具（如钢铲、钢刷）

**第 10.10.3 条** 钢结构的防锈涂料和涂层厚度应符合设计要求，涂料应配套使用。

**第 10.10.4 条** 对规定的工厂内涂漆的表面，要用机械或手工方法彻底清除浮锈和浮物。

**第 10.10.5 条** 涂层完毕后，应在构件明显部位印制构件编号。编号应与施工图的构件编号一致，重大构件还应标明重量、重心位置和定位标记。

**第 10.10.6 条** 根据设计文件要求和构件的外形尺寸、发运数量及运输情况，编制包装工艺。应采取措施防止构件变形。

**第 10.10.7 条** 钢结构的包装和发运，应按吊装顺序配套进行。

**第 10.10.8 条** 钢结构成品发运时，必需与订货单位有严格的交接手续。

### 第十一节 构 件 验 收

**第 10.11.1 条** 构件制作完毕后，检查部门应按施工详图的要求和本规程的规定，对成品进行检查验收。成品的外形和几何尺寸的偏差应符合表 10.11.1-1 和 10.11.1-2 的规定。

高层多节柱的允许偏差

表 10.11.1-1

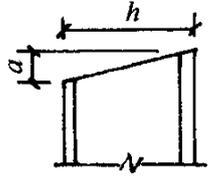
项 目		允许偏差 (mm)	图 例
一节柱长度的制造偏差 $\Delta l$		$\pm 3.0$	
柱底刨平面到牛腿支承面距离 $l$ 的偏差 $\Delta l_1$		$\pm 2.0$	
楼层间距离的偏差 $\Delta l_2$ 或 $\Delta l_3$		$\pm 3.0$	
牛腿的翘曲或扭曲 $a$	$l_5 \leq 600$	2.0	
	$l_5 > 600$	3.0	
柱身挠曲矢高	$l/1000$ 且不大于 5.0		

续表

项 目		允许偏差 (mm)	图 例
翼缘板倾 斜度	$b \leq 400$	3.0	
	$b > 400$	5.0	
	接合部位	$B/100$ 且不大 1.5	
腹板中心线偏移		接合部位 1.5	
		其他部分 3.0	
柱截面尺 寸偏差	$h \leq 400$	$\pm 2.0$	
	$400 < h < 800$	$\pm h/200$	
	$h \geq 800$	$\pm 4.0$	
每节柱的柱身扭曲		$6h/1000$ 且 不大于 5.0	
柱脚底板翘曲和弯折		3.0	
柱脚螺栓孔对底板中心线的 偏移		1.5	

FB

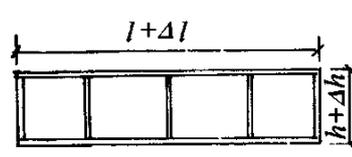
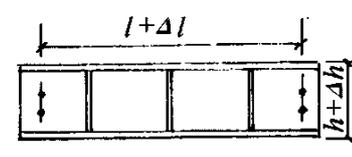
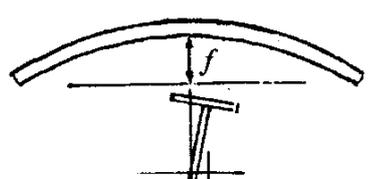
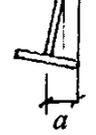
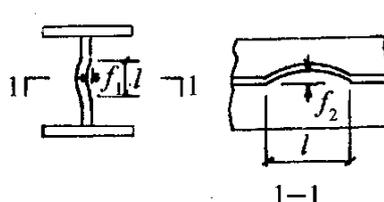
续表

项 目	允许偏差 (mm)	图 例
柱端连接处的倾斜度	$1.5h/1000$	

注：项目中的尺寸以 mm 为单位。

梁的允许偏差

表 10.11.1-2

项 目	允许偏差 (mm)	图 例
梁长度的偏差	$l/2500$ 且不大于 5.0	
焊接梁端部高度偏差	$h \leq 800$	
	$h > 800$	
两端最外侧孔间距离偏差	$\pm 3.0$	
梁的弯曲矢高	$l/1000$ 且不大于 10	
梁的扭曲 (梁高 h)	$h/200 \leq 8$	
腹板局部不平整度	$t < 14$ 时	
	$t \geq 14$ 时	

续表

项 目		允许偏差 (mm)	图 例
悬臂梁 段端部 偏差	竖向偏差	$l/300$	
	水平偏差	3.0	
	水平总偏差	4.0	
悬臂梁段长度偏差		$\pm 3.0$	
梁翼缘板弯曲偏差		2.0	

注：项目中的尺寸以 mm 为单位。

**第 10.11.2 条** 构件出厂时，制造单位应分别提交产品质量证明及下列技术文件：

- 一、钢结构加工图纸；
- 二、制作中对问题处理的协议文件；
- 三、所用钢材、焊接材料的质量证明书及必要的实验报告；
- 四、高强度螺栓抗滑移系数的实测报告；
- 五、焊接的无损检验记录；
- 六、发运构件的清单。

以上材料同时应作为制作单位技术文件的一部分存档备查。

# 第十一章 安 装

## 第一节 一 般 要 求

**第 11.1.1 条** 高层建筑钢结构的安装,应符合施工图设计的要求,并应编制安装工程施工组织设计。

**第 11.1.2 条** 电焊工应经考试并取得合格证后,方能参加高层建筑钢结构安装的焊接工作。

**第 11.1.3 条** 安装用的焊接材料、高强度螺栓、普通螺栓、栓钉和涂料等,应具有产品质量证明书,其质量应分别符合现行国家标准《碳钢焊条》(GB 5117)、《低合金钢焊条》(GB 5118)、《熔化焊用钢丝》(GB/T 14957)、《气体保护焊用钢丝》(GB/T 14958)、《钢结构高强度大六角头螺栓、大六角头螺母、垫圈与技术条件》(GB/T 1228~1231)、《钢结构扭剪型高强度螺栓连接副》(GB3632~3633)、《圆柱头焊钉》(GB 10433)及其他标准。

**第 11.1.4 条** 安装用的专用机具和工具,应满足施工要求,并应定期进行检验,保证合格。

**第 11.1.5 条** 安装的主要工艺,如测量校正,厚钢板焊接,栓钉焊接,高强度螺栓连接的摩擦面加工等,应在施工前进行工艺试验,并应在试验结论的基础上制定各项操作工艺。

**第 11.1.6 条** 安装前,应对构件的外形尺寸、螺栓孔直径及位置、连接件位置及角度、焊缝、栓钉焊、高强度螺栓接头摩擦面加工质量、栓件表面的油漆等进行全面检查,在符合设计文件或有关标准的要求后,方能进行安装工作。

**第 11.1.7 条** 安装使用的钢尺,应符合本规程第 10.1.4 条的要求。

**第 11.1.8 条** 安装工作应符合环境保护、劳动保护和安全技

术方面现行国家有关法规和标准的规定。

## 第二节 定位轴线、标高和地脚螺栓

**第 11.2.1 条** 高层建筑钢结构安装前,应对建筑物的定位轴线、平面封闭角、底层柱的位置线、钢筋混凝土基础的标高和混凝土强度等级等进行复查,合格后方可开始安装工作。

**第 11.2.2 条** 框架柱定位轴线的控制,可采用在建筑物外部或内部设辅助线的方法。每节柱的定位轴线应从地面控制轴线引上来,不得从下层柱的轴线引出。

**第 11.2.3 条** 柱的地脚螺栓位置应符合设计文件或有关标准的要求,并应有保护螺纹的措施。

**第 11.2.4 条** 底层柱地脚螺栓的紧固轴力,应符合设计文件的规定。螺母止退可采用双螺母,或用电焊将螺母焊牢。

**第 11.2.5 条** 结构的楼层标高可按相对标高或设计标高进行控制。

一、按相对标高安装时,建筑物高度的累积偏差不得大于各

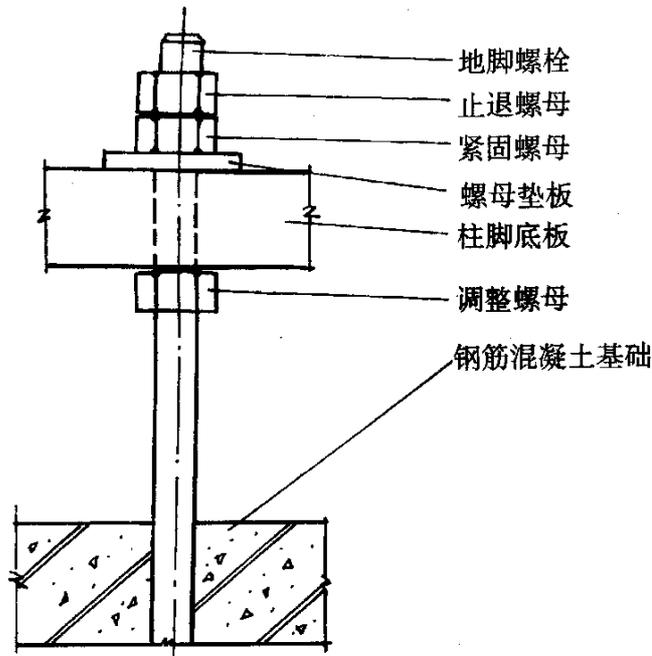


图 11.2.6

节柱制作允许偏差的总和。

二、按设计标高安装时，应以每节柱为单位进行柱标高的调整工作，将每节柱接头焊缝的收缩变形和在荷载下的压缩变形值，加到柱的制作长度中去。

**第 11.2.6 条** 第一节柱的标高，可采用在底板下的地脚螺栓上加一螺母的方法精确控制，如图 11.2.6 所示。

### 第三节 构件的质量检查

**第 11.3.1 条** 构件成品出厂时，制作厂应将每个构件的质量检查记录及产品合格证交安装单位。

**第 11.3.2 条** 对柱、梁、支撑等主要构件，在安装现场应进行复查。凡其偏差大于本规程规定之允许偏差时，安装前应在地面进行修理。

**第 11.3.3 条** 端部进行现场焊接的梁柱构件，其长度尺寸应按下列方法进行检查：

一、柱的长度，应增加柱端焊接产生的收缩变形值和荷载使柱产生的压缩变形值。

二、梁的长度应增加梁接头焊接产生的收缩变形值。

**第 11.3.4 条** 钢构件的弯曲变形、扭曲变形以及钢构件上的连接板、螺栓孔等的位置和尺寸，应以钢构件的轴线为基准进行核对，不宜用钢构件的边棱线作为检查基准线。

**第 11.3.5 条** 钢构件焊缝的外观质量和超声波探伤检查，栓钉的位置及焊接质量，以及涂层的厚度和强度，应符合现行国家标准《建筑钢结构焊接规程》(GBJ81)、《圆柱头焊钉》(GB10433)和《涂装前钢材表面锈蚀等级和除锈等级》(GB8923—88)等的规定。

### 第四节 构件的安装顺序

**第 11.4.1 条** 高层建筑钢结构的安装，应符合下列要求：

一、划分安装流水区段；

二、确定构件安装顺序；  
三、编制构件安装顺序表；  
四、进行构件安装，或先将构件组拼成扩大安装单元，再行安装。

**第 11.4.2 条** 安装流水区段可按建筑物的平面形状、结构形式、安装机械的数量、现场施工条件等因素划分。

**第 11.4.3 条** 构件的安装顺序，平面上应从中间向四周扩展，竖向应由下向上逐渐安装。

**第 11.4.4 条** 构件的安装顺序表，应包括各构件所用的节点板、安装螺栓的规格数量等。

### 第五节 构件接头的现场焊接顺序

**第 11.5.1 条** 构件接头的现场焊接，应符合下列要求：

一、完成安装流水区段内主要构件的安装、校正、固定（包括预留焊接收缩量）；

二、确定构件接头的焊接顺序；

三、绘制构件焊接顺序图；

四、按规定顺序进行现场焊接。

**第 11.5.2 条** 构件接头的焊接顺序，平面上应从中部对称地向四周扩展，竖向可采取有利于工序协调、方便施工、保证焊接质量的顺序。

**第 11.5.3 条** 构件的焊接顺序图应根据接头的焊接顺序绘制，并应列出顺序编号，注明焊接工艺参数。

**第 11.5.4 条** 电焊工应严格按照分配的焊接顺序施焊，不得自行变更。

### 第六节 钢构件的安装

**第 11.6.1 条** 柱的安装应先调整标高，再调整位移，最后调整垂直偏差，并应重复上述步骤，直到柱的标高、位移、垂直偏差符合要求。调整柱垂直度的缆风绳或支撑夹板，应在柱起吊前

在地面绑扎好。

**第 11.6.2 条** 当由多个构件在地面组拼为扩大安装单元进行安装时，其吊点应经过计算确定。

**第 11.6.3 条** 构件的零件及附件应随构件一起起吊。尺寸较大、重量较重的节点板，可以用铰链固定在构件上。

**第 11.6.4 条** 柱上的爬梯以及大梁上的轻便走道，应预先固定在构件上一起起吊。

**第 11.6.5 条** 柱、主梁、支撑等大构件安装时，应随即进行校正。

**第 11.6.6 条** 当天安装的钢构件应形成空间稳定体系。

**第 11.6.7 条** 当采用内爬塔式起重机或外附塔式起重机进行高层建筑钢结构安装时，对塔式起重机与结构相连接的附着装置，应进行验算，并应采取相应的安全技术措施。

**第 11.6.8 条** 进行钢结构安装时，楼面上堆放的安装荷载应予以限制，不得超过钢梁和压型钢板的承载能力。

**第 11.6.9 条** 一节柱的各层梁安装完毕后，宜立即安装本节柱范围内的各层楼梯，并铺设各层楼面的压型钢板。

**第 11.6.10 条** 安装外墙板时，应根据建筑物的平面形状对称安装。

**第 11.6.11 条** 钢构件安装和楼盖钢筋混凝土楼板的施工，应相继进行，两项作业相距不宜超过 5 层。当超过 5 层时，应由责任工程师会同设计部门和专业质量检查部门共同协商处理。

**第 11.6.12 条** 一个流水段一节柱的全部钢构件安装完毕并验收合格后，方可进行下一流水段的安装工作。

## 第七节 安装的测量校正

**第 11.7.1 条** 高层建筑钢结构安装前，首先应按本规程第 11.2.5 条的要求确定按设计标高或相对标高安装。

**第 11.7.2 条** 柱在安装校正时，水平偏差应校正到本规程规定的允许偏差以内，垂直偏差应达到 $\pm 0.000$ 。在安装柱和柱之间

的主梁时，再根据焊缝收缩量预留焊缝变形值，预留的变形值应作书面记录。

**第 11.7.3 条** 结构安装时，应注意日照、焊接等温度变化引起的热影响对构件的伸缩和弯曲引起的变化，应采取相应措施。

**第 11.7.4 条** 用缆风绳或支撑校正柱时，应在缆风绳或支撑松开状态下使柱保持垂直，才算校正完毕。

**第 11.7.5 条** 当上柱和下柱发生扭转错位时，应采用在连接上柱和下柱的临时耳板处加垫板的方法进行调正。

**第 11.7.6 条** 在安装柱与柱之间的主梁构件时，应对柱的垂直度进行监测。除监测一根梁两端柱子的垂直度变化外，还应监测相邻各柱因梁连接而产生的垂直度变化。

**第 11.7.7 条** 安装压型钢板前，应在梁上标出压型钢板铺放的位置线。铺放压型钢板时，相邻两排压型钢板端头的波形槽口应对准。

**第 11.7.8 条** 栓钉施工前应标出栓钉焊接的位置。若钢梁或压型钢板在栓钉位置有锈污或镀锌层，应采用角向砂轮打磨干净。栓钉焊接时应按位置线排列整齐。

**第 11.7.9 条** 每一节柱子高度范围内的全部构件，在完成安装、焊接、栓接并验收合格后，方能从地面引放上一节柱的定位轴线。

**第 11.7.10 条** 各种构件的安装质量检查记录，应为结构全部安装完毕前的最后一次实测记录。

## 第八节 安装的焊接工艺

**第 11.8.1 条** 高层建筑钢结构安装前，应对主要焊接接头（柱与柱、梁与柱）的焊缝进行焊接工艺试验（焊接工艺考核），制定所用钢材的焊接材料、有关工艺参数和技术措施。施工期间出现负温度的地区，尚应进行当地负温度下的焊接工艺试验。

**第 11.8.2 条** 低碳钢和低合金钢厚钢板，应选用与母材同一强度等级的焊条或焊丝，同时考虑钢材的焊接性能、焊接结构形

状、受力状况、设备状况等条件。焊接用的引弧板的材质，应与母材相一致，或通过试验选用。

**第 11.8.3 条** 焊接开始前，应将焊缝处的水分、脏物、铁锈、油污、涂料等清除干净，垫板应靠紧，无间隙。

**第 11.8.4 条** 零件采用定位点焊时，其数量和长度应由计算确定，也可参考表 11.8.4 的数值采用。

点焊缝的最小长度

表 11.8.4

钢板厚度 (mm)	点焊缝的最小长度 (mm)	
	手工焊、半自动焊	自动焊
3.2 以下	30	40
3.2~25	40	50
25 以上	50	60

**第 11.8.5 条** 柱与柱接头焊接，应由两名焊工在相对称位置以相等速度同时施焊。

**第 11.8.6 条** 加引弧板焊接柱与柱接头时，柱两相对边的焊缝首次焊接的层数不宜超过 4 层。焊完第一个 4 层，切去引弧板和清理焊缝表面后，转 90°焊另两个相对边的焊缝。这时可焊完 8 层，再换至另两个相对边，如此循环直至焊满整个柱接头的焊缝为止。

**第 11.8.7 条** 不加引弧板焊接柱与柱接头时，应由两名焊工在相对位置以逆时针方向在距柱角 50mm 处起焊。焊完一层后，第二层及以后各层均在离前一层起焊点 30~50mm 处起焊。每焊一遍应认真清渣，焊到柱角处要稍放慢速度，使柱角焊缝饱满。最后一层盖面焊缝，可采用直径较小的焊条和较小的电流进行焊接。

**第 11.8.8 条** 梁和柱接头的焊接，应设长度大于 3 倍焊缝厚度的引弧板。引弧板的厚度应和焊缝厚度相适应，焊完后割去引弧板时应留 5~10mm。

**第 11.8.9 条** 梁和柱接头的焊缝，宜先焊梁的下翼缘板，再焊其上翼缘板。先焊梁的一端，待其焊缝冷却至常温后，再焊另一端，不宜对一根梁的两端同时施焊。

**第 11.8.10 条** 柱与柱、梁与柱接头焊接试验完毕后，应将焊接工艺全过程记录下来，测量出焊缝的收缩值，反馈到钢结构制作厂，作为柱和梁加工时增加长度的依据。

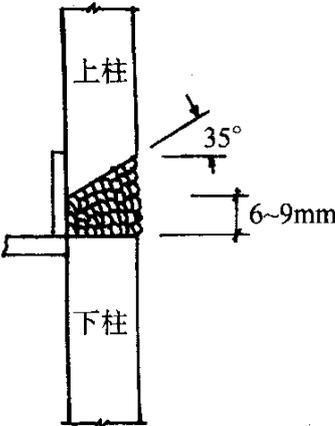
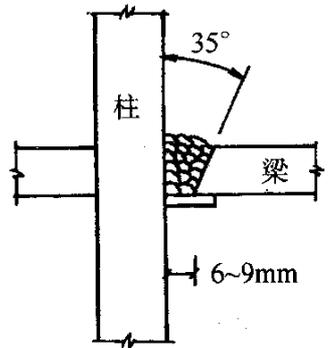
厚钢板焊缝的横向收缩值，可按公式 (11.8.10) 计算确定，也可按表 11.8.10 选用。

$$s = k \cdot \frac{A}{t} \quad (11.8.10)$$

式中  $s$ ——焊缝的横向收缩值 (mm)；  
 $A$ ——焊缝横截面面积 (mm<sup>2</sup>)；  
 $t$ ——焊缝厚度，包括熔深 (mm)；  
 $k$ ——常数，一般可取 0.1。

焊缝的横向收缩值

表 11.8.10

焊缝坡口形式	钢材厚度 (mm)	焊缝收缩值 (mm)	构件制作增加长度 (mm)
	19	1.3~1.6	1.5
	25	1.5~1.8	1.7
	32	1.7~2.0	1.9
	40	2.0~2.3	2.2
	50	2.2~2.5	2.4
	60	2.7~3.0	2.9
	70	3.1~3.4	3.3
	80	3.4~3.7	3.5
	90	3.8~4.1	4.0
	100	4.1~4.4	4.3
	12	1.0~1.3	1.2
	16	1.1~1.4	1.3
	19	1.2~1.5	1.4
	22	1.3~1.6	1.5
	25	1.4~1.7	1.6
	28	1.5~1.8	1.7
	32	1.7~2.0	1.8

**第 11.8.11 条** 进行手工电弧焊时当风速大于 5m/s (三级风), 进行气体保护焊时当风速大于 3m/s (二级风), 均应采取防风措施方能施焊。

**第 11.8.12 条** 焊接工作完成后, 焊工应在焊缝附近打上自己的代号钢印。焊工自检和质量检查员所作的焊缝外观检查以及超声波检查, 均应有书面记录。

**第 11.8.13 条** 焊缝应按本规程第 10.6.20 条的要求进行返修, 并按同样的焊接工艺进行补焊, 再用同样的方法进行质量检查。同一部位的一条焊缝, 修理不宜超过 2 次, 否则要更换母材, 或由责任工程师会同设计和专业质量检验部门协商处理。

**第 11.8.14 条** 发现焊接引起的母材裂纹或层状撕裂时, 宜更换母材, 经设计和质量检查部门同意, 也可进行局部处理。

**第 11.8.15 条** 栓钉焊接开始前, 应对采用的焊接工艺参数进行测定, 编出焊接工艺, 并在施工中认真执行。

### 第九节 高强度螺栓施工工艺

**第 11.9.1 条** 高强度螺栓的入库、存放和使用, 应符合本规程第 10.2.2 条第三款的要求。

**第 11.9.2 条** 高强度螺栓拧紧后, 丝扣以露出 2~4 扣为宜; 高强度螺栓长度可根据表 11.9.2 考虑选用。

高强度螺栓需增加的长度 表 11.9.2

螺栓直径 (mm)	接头钢板总厚度外增加的长度 (mm)	
	扭剪型高强度螺栓	大六角头高强度螺栓
16	25	30
18	30	35
22	35	40
24	40	45

**第 11.9.3 条** 高强度螺栓接头的摩擦面加工, 应按本规程第 10.8.1 和 10.8.2 条的规定进行。

**第 11.9.4 条** 高强度螺栓接头各层钢板安装时发生错孔, 允

许用铰刀扩孔。一个节点中的扩孔数不宜多于该节点孔数的 1/3，扩孔直径不得大于原孔径 2mm。严禁用气割扩孔。

**第 11.9.5 条** 高强度螺栓应能自由穿入螺孔内，严禁用榔头强行打入或用搬手强行拧入。一组高强度螺栓宜按同一方向穿入螺孔内，并宜以搬手向下压为紧固螺栓的方向。

**第 11.9.6 条** 当高层钢框架梁与柱接头为腹板栓接、翼缘焊接时，宜按先栓后焊的方式进行施工。

**第 11.9.7 条** 在工字钢、槽钢的翼缘上安装高强度螺栓时，应采用与其斜面的斜度相同的斜垫圈。

**第 11.9.8 条** 高强度螺栓宜通过初拧、复拧和终拧达到拧紧。终拧前应检查接头处各层钢板是否充分密贴。如果钢板较薄，板层较少，也可只作初拧和终拧。

**第 11.9.9 条** 高强度螺栓拧紧的顺序，应从螺栓群中部开始，向四周扩展，逐个拧紧。

**第 11.9.10 条** 使用扭矩型高强度螺栓搬子时，应定期进行扭矩值的检查，每天上班时应检查一次。

**第 11.9.11 条** 扭矩型高强度螺栓的初拧、复拧、终拧，每完成一次应涂上一次相应的颜色或标记。

## 第十节 结构的涂层

**第 11.10.1 条** 高层建筑钢结构在一个流水段一节柱的所有构件安装完毕，并对结构验收合格后，结构的现场焊缝、高强度螺栓及其连接节点，以及在运输安装过程中构件涂层被磨损的部位，应补刷涂层。涂层应采用与构件制作时相同的涂料和相同的涂刷工艺。

**第 11.10.2 条** 涂层外观应均匀、平整、丰满，不得有咬底、剥落、裂纹、针孔、漏涂和明显的皱皮流坠，且应保证涂层厚度。当涂层厚度不够时，应增加涂刷的遍数。

**第 11.10.3 条** 经检查确认不合格的涂层，应铲除干净，重新涂刷。

**第 11.10.4 条** 当涂层固化干燥后方可进行下一道工序。

## 第十一节 安装的竣工验收

**第 11.11.1 条** 高层建筑钢结构安装工程的竣工验收，宜分二个阶段进行：

一、在每个流水段一节柱的高度范围内全部构件（包括钢楼梯、压型钢板等）安装、校正、焊接、栓接完毕并自检合格后，应作隐蔽工程验收；

二、全部钢结构安装、校正、焊接、栓接完成并经隐蔽工程验收合格后，应作高层建筑钢结构安装工程的竣工验收。

**第 11.11.2 条** 安装工程竣工验收，应提交下列文件：

一、钢结构施工图和设计变更文件，并在施工图中注明修改内容；

二、钢结构安装过程中，业主、设计单位、钢构件制作厂、钢结构安装单位达成协议的各种技术文件；

三、钢结构制作合格证；

四、钢结构安装用连接材料（包括焊条、螺栓等）的质量证明文件；

五、钢结构安装的测量检查记录、高强度螺栓安装检查记录、栓钉焊质量检查记录；

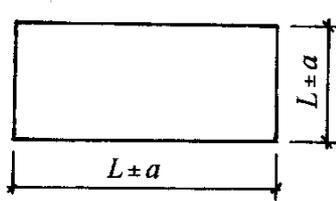
六、各种试验报告和技术资料；

七、隐蔽工程分段验收记录。

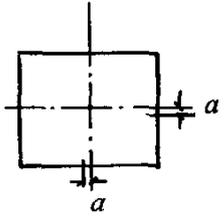
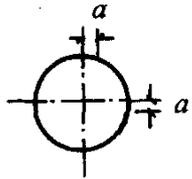
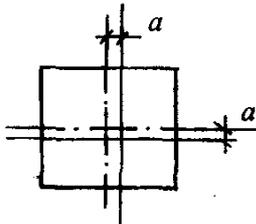
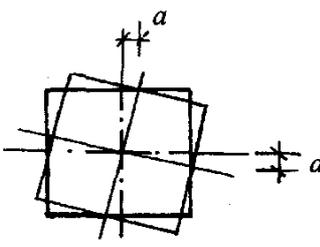
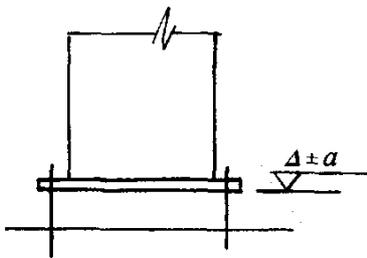
**第 11.11.3 条** 高层建筑钢结构安装工程的安装允许偏差，应符合表 11.11.3 的规定。

**高层钢结构安装的允许偏差**

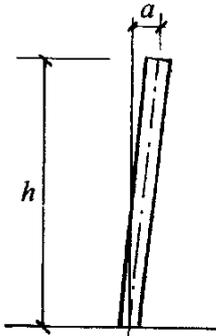
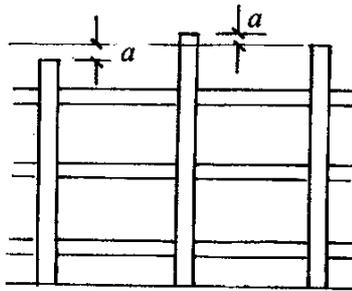
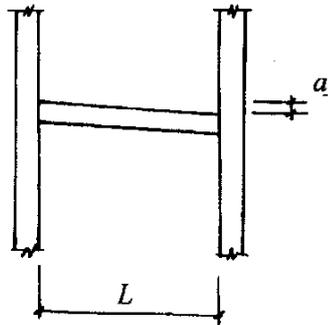
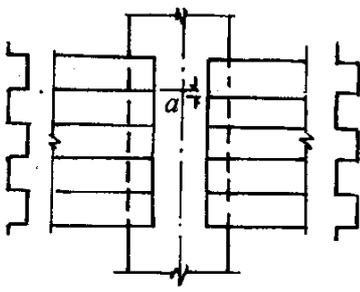
**表 11.11.3**

项 目	允许偏差 (mm)	图 例
钢结构定位轴线	$L/20000$	

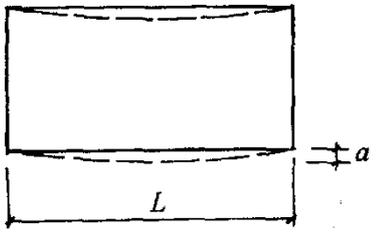
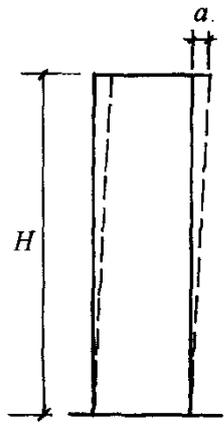
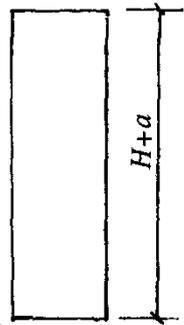
续表

项 目	允许偏差 (mm)	图 例
柱定位轴线	1.0	
地脚螺栓位移	2.0	
柱底座位移	3.0	
上柱和下柱扭转	3.0	
柱底标高	$\pm 2.0$	

续表

项 目	允许偏差 (mm)	图 例
单节柱的垂直度	$h/1000$	 <p>A diagram of a single column section. A vertical dimension line on the left indicates the height <math>h</math>. At the top, a horizontal dimension line indicates the deviation <math>a</math> from the vertical axis.</p>
同一层柱的柱顶标高	$\pm 5.0$	 <p>A diagram showing two columns in a single layer. Horizontal lines represent the floor slabs. At the top of each column, a horizontal dimension line indicates the deviation <math>a</math> from the intended top level.</p>
同一根梁两端的水平度	$(l/1000) + 3$ 10	 <p>A diagram of a horizontal beam between two vertical columns. A horizontal dimension line at the bottom indicates the length <math>l</math>. At the right end, a horizontal dimension line indicates the deviation <math>a</math> from the vertical axis.</p>
压型钢板在钢梁上的排列错位	15	 <p>A diagram showing corrugated steel plates installed on a steel beam. The plates are arranged in two rows, with the second row staggered relative to the first. A vertical dimension line indicates the deviation <math>a</math> between the two rows.</p>

续表

项 目	允许偏差 (mm)	图 例	
建筑物的平面弯曲	$L/2500$		
建筑物的整体垂直度	$(H/2500) + 10$ $\leq 50$		
建 筑 物 总 高 度	按相对标高安装	$\sum_i^n (a_h + a_w)$	
	按设计标高安装	$\pm 30$	

注：表中， $a_h$  为柱的制造长度允许误差； $a_w$  为柱经荷载压缩后的缩短值； $n$  为柱子节数。

## 第十二章 防 火

### 第一节 一般要求

**第 12.1.1 条** 高层建筑防火设计,应符合现行国家标准《高层民用建筑设计防火规范》(GBJ 45)的有关规定及本章的补充规定。

**第 12.1.2 条** 高层建筑钢结构构件的燃烧性能和耐火极限,不应低于表 12.1.2 的规定:

**建筑构件的燃烧性能和耐火极限 表 12.1.2**

构 件 名 称		燃烧性能和耐火极限 (h)	
		一 级	二 级
墙	防 火 墙	不燃烧体, 3.00	不燃烧体, 3.00
	承重墙、楼梯间墙、电梯井墙及单元之间的墙	不燃烧体, 2.00	不燃烧体, 2.00
	非承重墙、疏散走道两侧的隔墙	不燃烧体, 1.00	不燃烧体, 1.00
	房间的隔墙	不燃烧体, 0.75	不燃烧体, 0.50
柱	自楼顶算起(不包括楼顶的塔形小屋) 15m 高度范围内的柱	不燃烧体, 2.00	不燃烧体, 2.00
	自楼顶以下 15m 算起至楼顶以下 55m 高度范围内的柱	不燃烧体, 2.50	不燃烧体, 2.00
	自楼顶以下 55m 算起在其以下高度范围内的柱	不燃烧体, 3.00	不燃烧体, 2.50
其 他	梁	不燃烧体, 2.00	不燃烧体, 1.50
	楼板、疏散楼梯及吊顶承重构件	不燃烧体, 1.50	不燃烧体, 1.00
	抗剪支撑, 钢板剪力墙	不燃烧体, 2.00	不燃烧体, 1.50
	吊顶(包括吊顶搁栅)	不燃烧体, 0.25	难燃烧体, 0.25

- 注: 1. 设在钢梁上的防火墙, 不应低于一级耐火等级钢梁的耐火极限;  
 2. 中庭桁架的耐火极限可适当降低, 但不应低于 0.5h;  
 3. 楼梯间平台上部设有自动灭火设备时, 其楼梯的耐火极限可没限制。

**第 12.1.3 条** 存放可燃物超过  $200\text{kg}/\text{m}^2$  的房间, 当不设自动灭火设备时, 其主要承重构件的耐火极限应按本规程表 12.1.2 的规定再提高 0.5h。

## 第二节 防火保护材料及保护层厚度的确定

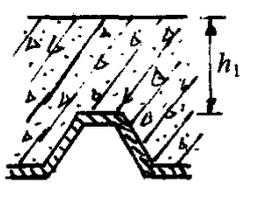
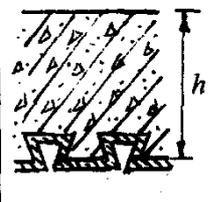
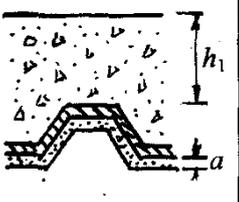
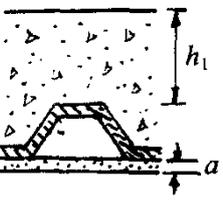
**第 12.2.1 条** 防火保护材料应选择绝热性好, 具有一定抗冲击能力, 能牢固地附着在构件上, 又不腐蚀钢材, 且经国家检测机构检测合格的钢结构防火涂料或不燃性板型材。

**第 12.2.2 条** 梁和柱的防火保护层厚度, 宜直接采用实际构件的耐火试验数据。当构件的截面形状和尺寸与试验标准构件不同时, 应按现行国家标准《钢结构防火涂料应用技术规程》(CECS24) 附录三的方法, 推算实际构件的防火保护层厚度, 并按本规程附录七的公式进行验算, 取其较大值确定实际构件的防火保护层厚度。

**第 12.2.3 条** 楼板的防火保护层厚度, 应符合下列规定:

- 一、钢筋混凝土楼板的最小截面尺寸及保护层厚度, 可按现行国家标准《高层民用建筑设计防火规范》(GBJ45) 附录 A 确定。
- 二、压型钢板作承重结构时, 应进行防火保护, 其保护层厚度应符合本规程表 12.2.3 的要求。

耐火极限为 1.5h 时压型  
钢板组合楼板厚度和保护层厚度 表 12.2.3

类别	无保护层的楼板		有保护层的楼板	
图例				
楼板厚度 $h_1$ 或 $h$ (mm)	$\geq 80$	$\geq 110$	$\geq 50$	
保护层厚度 $a$ (mm)	—	—	$\geq 15$	

### 第三节 防火构造与施工

**第 12.3.1 条** 钢结构的防火保护层厚度和总体构造要求应在设计时规定，由专业施工单位负责实施。建设单位应组织当地消防监督部门与设计、施工单位进行竣工验收。

**第 12.3.2 条** 钢结构的防火构造与施工，在符合现行国家标准的前提下，应由设计单位、施工单位和防火保护材料生产厂共同商讨确定实施方案。

**第 12.3.3 条** 处于侵蚀性介质环境中的钢结构，应采取相应的保护措施。

**第 12.3.4 条** 柱的防火保护措施应符合下列规定之一：

一、采用喷涂防火涂料保护。应采用厚涂型钢结构防火涂料，其涂层厚度应达到设计值，且节点部位宜作加厚处理。喷涂场地要求、构件表面处理、接缝填补、涂料配制、喷涂遍数、质量控制与验收等，均应符合现行国家标准《钢结构防火涂料应用技术条件》(CECS24)的规定。当采用粘结强度小于 0.05MPa 的钢结构防火涂料时，涂层内应设置与钢构件相连的钢丝网。

二、采用防火板材包复保护。当采用石膏板、蛭石板、硅酸钙板、珍珠岩板等硬质防火板材包复时，板材可用粘结剂或钢件固定，构件的粘贴面应作防锈去污处理，非粘贴面均应涂刷防锈漆。当包复层数等于或大于十二层时，各层板应分别固定，板缝应相互错开，接缝的错开距离不宜小于 400mm。

当采用岩棉、矿棉等软质板材包复时，应采用薄金属板或其他不燃性板材包裹起来。

**第 12.3.5 条** 梁的防火保护措施应符合下列规定之一：

一、采用喷涂防火涂料保护。应采用厚涂型钢结构防火涂料，其涂层厚度应达到设计值，节点部位宜作加厚处理。喷涂场地要求、构件表面处理、接缝填补、涂料配制、喷涂遍数、质量控制与验收等，均应符合现行国家标准《钢结构防火涂料应用技术条件》(CECS24)的规定。

当遇下列情况之一时,涂层内应设置与钢构件相连的钢丝网:

1. 承受冲击、振动荷载的梁;
2. 涂层厚度等于或大于 40mm 的梁;
3. 粘结强度小于或等于 0.05MPa 的钢结构防火涂料;
4. 腹板高度超过 1.5m 的梁。

二、采用防火板材包复保护。可按本规程第 12.3.4 条的规定实施。

当楼板下的空间用不燃性板材封闭时,次梁可不作防火保护。

**第 12.3.6 条** 楼板的防火保护措施应符合下列规定:

当压型钢板作为承重楼板结构时,应采用喷涂钢结构防火涂料或粘贴防火板材的保护措施,并应按照本章第 12.3.4 条的规定实施。

当管道穿过楼板时,其贯通孔应采用防火堵料填塞。

**第 12.3.7 条** 屋盖的防火保护措施应符合下列规定之一:

一、钢结构屋盖采用厚涂型钢结构防火涂料保护;中庭桁架采用薄涂型钢结构防火涂料保护或设置喷水灭火保护系统。

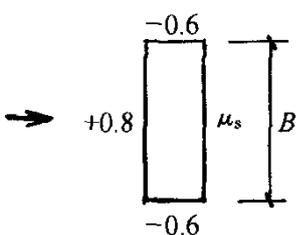
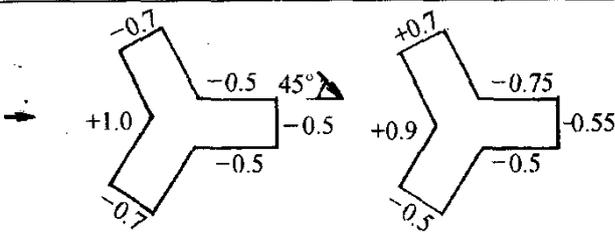
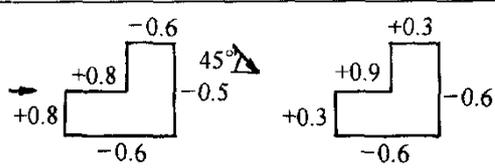
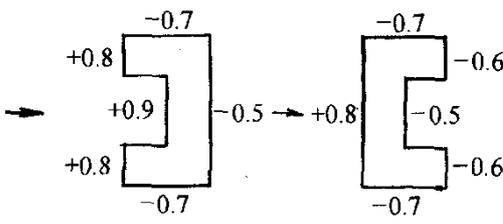
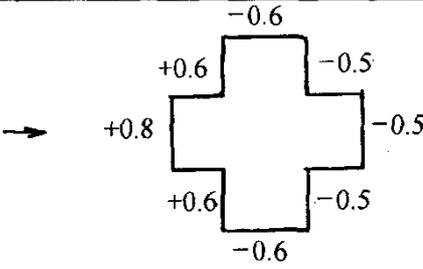
二、当钢结构屋盖采用自动喷水灭火装置保护时,可不作喷涂钢结构防火涂料保护。

# 附录一 高层建筑风荷载体型系数

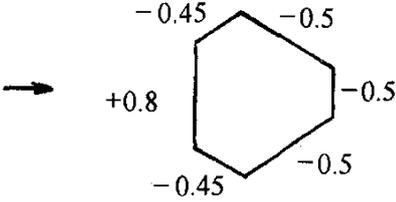
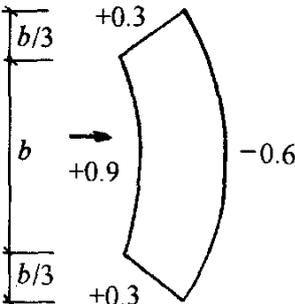
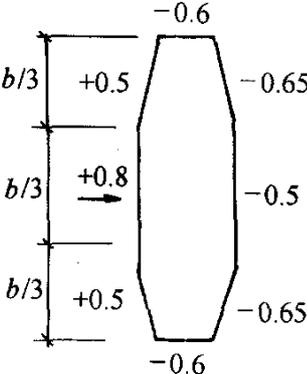
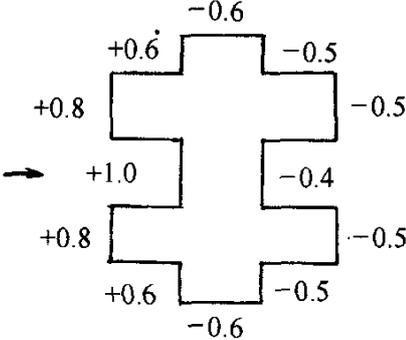
高层建筑风荷载体型系数，应符合下列规定：

高层建筑风荷载体型系数

附表 1.1

项次	平面形状	风荷载体型系数 $\mu_s$
1	矩形	 $\mu_s = - (0.48 + 0.03H/B)$ <p><math>H</math> 为建筑物总高度； <math>B</math> 为建筑物迎风面高度</p>
2	Y形	
3	L形	
4	Π形	
5	十字形	

续表

项次	平面形状	风荷载体型系数 $\mu_s$
6	六边形	
7	扇形	
8	梭子形	
9	双十字	

续表

项次	平面形状	风荷载体型系数 $\mu_s$
10	X形	
11	井字形	
12	正多边形	<p data-bbox="496 1442 1278 1491">整体 <math>\mu_s = 0.8 + 1.2/\sqrt{n}</math> , <math>n</math> 为正多边形边数, 圆形时 <math>n = \infty</math></p>

## 附录二 偏心率计算

1. 偏心率应按下列公式计算；

$$\epsilon_x = \frac{e_y}{r_{ex}} \quad \epsilon_y = \frac{e_x}{r_{ey}} \quad (\text{附 2.1})$$

$$r_{ex} = \sqrt{\frac{K_T}{\Sigma K_x}} \quad r_{ey} = \sqrt{\frac{K_T}{\Sigma K_y}} \quad (\text{附 2.2})$$

$$K_T = \Sigma(K_x \cdot y^2) + \Sigma(K_y \cdot x^2) \quad (\text{附 2.3})$$

式中  $\epsilon_x$ 、 $\epsilon_y$ ——分别为所计算楼层在  $x$  和  $y$  方向的偏心率；

$e_x$ 、 $e_y$ ——分别为  $x$  和  $y$  方向水平作用合力线到结构刚心的距离；

$r_{ex}$ 、 $r_{ey}$ ——分别为  $x$  和  $y$  方向的弹性半径；

$\Sigma K_x$ 、 $\Sigma K_y$ ——分别为所计算楼层各抗侧力构件在  $x$  和  $y$  方向的侧向刚度之和；

$K_T$ ——所计算楼层的扭转刚度；

$x$ 、 $y$ ——以刚心为原点的抗侧力构件座标。

## 附录三 轴心受压构件 *d* 类截面稳定系数 $\varphi$

轴心受压构件 *d* 类截面稳定系数  $\varphi$       附表 3.1

$\lambda_n$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
00	1.0000	0.9998	0.9991	0.9981	0.9965	0.9946	0.9922	0.9894	0.9862	0.9825
01	0.9784	0.9738	0.9689	0.9634	0.9576	0.9513	0.9446	0.9375	0.9299	0.9219
02	0.9135	0.9046	0.8967	0.8896	0.8825	0.8754	0.8684	0.8615	0.8546	0.8477
03	0.8408	0.8340	0.8272	0.8204	0.8137	0.8070	0.8003	0.7937	0.7871	0.7805
04	0.7739	0.7673	0.7608	0.7543	0.7478	0.7414	0.7349	0.7285	0.7221	0.7157
05	0.7094	0.7031	0.6968	0.6905	0.6842	0.6780	0.6718	0.6656	0.6595	0.6534
06	0.6473	0.6412	0.6351	0.6291	0.6231	0.6172	0.6113	0.6054	0.5995	0.5937
07	0.5879	0.5822	0.5764	0.5708	0.5651	0.5595	0.5539	0.5484	0.5429	0.5375
08	0.5321	0.5283	0.5244	0.5206	0.5168	0.5130	0.5092	0.5053	0.5015	0.4977
09	0.4938	0.4900	0.4862	0.4823	0.4785	0.4747	0.4709	0.4671	0.4633	0.4595
1.0	0.4557	0.4520	0.4482	0.4445	0.4407	0.4370	0.4333	0.4296	0.4260	0.4223
1.1	0.4187	0.4151	0.4115	0.4079	0.4043	0.4008	0.3973	0.3938	0.3903	0.3869
1.2	0.3835	0.3801	0.3767	0.3733	0.3700	0.3667	0.3634	0.3602	0.3569	0.3537
1.3	0.3506	0.3474	0.3443	0.3412	0.3381	0.3351	0.3321	0.3291	0.3261	0.3232
1.4	0.3203	0.3174	0.3146	0.3117	0.3089	0.3062	0.3034	0.3007	0.2980	0.2953
1.5	0.2927	0.2901	0.2875	0.2850	0.2824	0.2799	0.2774	0.2750	0.2726	0.2702
1.6	0.2678	0.2654	0.2631	0.2608	0.2585	0.2563	0.2540	0.2518	0.2496	0.2475
1.7	0.2453	0.2432	0.2411	0.2391	0.2370	0.2350	0.2330	0.2310	0.2291	0.2271
1.8	0.2252	0.2233	0.2214	0.2196	0.2178	0.2159	0.2141	0.2124	0.2106	0.2089
1.9	0.2072	0.2055	0.2036	0.2021	0.2005	0.1989	0.1972	0.1957	0.1941	0.1925
2.0	0.1910	0.1895	0.1880	0.1865	0.1850	0.1835	0.1821	0.1807	0.1792	0.1778
2.1	0.1765	0.1751	0.1737	0.1724	0.1711	0.1698	0.1685	0.1672	0.1659	0.1647
2.2	0.1634	0.1622	0.1610	0.1598	0.1586	0.1574	0.1562	0.1551	0.1539	0.1528
2.3	0.1517	0.1506	0.1495	0.1484	0.1473	0.1463	0.1452	0.1442	0.1431	0.1421
2.4	0.1411	0.1401	0.1391	0.1381	0.1372	0.1362	0.1352	0.1343	0.1334	0.1324
2.5	0.1315	0.1306	0.1297	0.1288	0.1280	0.1271	0.1262	0.1254	0.1245	0.1237
2.6	0.1229	0.1220	0.1212	0.1204	0.1196	0.1188	0.1180	0.1173	0.1165	0.1157

注： $\lambda_n$  为正则化长细比， $\lambda_n = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E}}$

## 附录四 钢板剪力墙的计算

### (一) 一般规定

钢板剪力墙用钢板或带加劲肋的钢板制成。非抗震设防的及按 6 度抗震设防的建筑,采用钢板剪力墙可不设置加劲肋。按 7 度及 7 度以上抗震设防的建筑,宜采用带纵向和横向加劲肋的钢板剪力墙,且加劲肋宜两面设置。

### (二) 钢板剪力墙的计算

1. 不设加劲肋的钢板剪力墙,可按下列公式计算其抗剪强度及稳定性:

$$\tau \leq f_v \quad (\text{附 4.1})$$

$$\tau \leq \tau_{cr} = \left[ 123 + \frac{93}{(l_1/l_2)^2} \right] \left( \frac{100t}{l_2} \right)^2 \quad (\text{附 4.2})$$

式中  $\tau$ ——钢板剪力墙的剪应力;

$f_v$ ——钢材的抗剪强度设计值,抗震设防的结构应按本规程第 5.5.2 条的规定除以 0.90。

$l_1$ 、 $l_2$ ——分别为所计算的柱和楼层梁所包围区格的长边和短边尺寸;

$t$ ——钢板的厚度。

对非抗震设防的钢板剪力墙,当有充分根据时可利用其屈曲后强度。在利用板的屈曲后强度时,钢板的张力应能传递于楼板梁和柱,且设计梁和柱截面时应计入张力场效应。

2. 设有纵向和横向加劲肋的钢板剪力墙,应按以下公式验算其抗剪强度和局部稳定性:

$$\tau \leq \alpha f_v \quad (\text{附 4.3})$$

$$\tau \leq \alpha \tau_{cr,p} \quad (\text{附 4.4})$$

$$\tau_{cr,p} = \left[ 100 + 75 \left( \frac{c_2}{c_1} \right)^2 \right] \left( \frac{100t}{c_2} \right)^2 \quad (\text{附 4.5})$$

式中  $\alpha$ ——系数，非抗震设防时取 1.0，抗震设防时取 0.9；

$\tau_{cr,p}$ ——由纵向和横向加劲分割成的区格内钢板的临界应力；

$c_1$ 、 $c_2$ ——分别为区格的长边和短边尺寸。

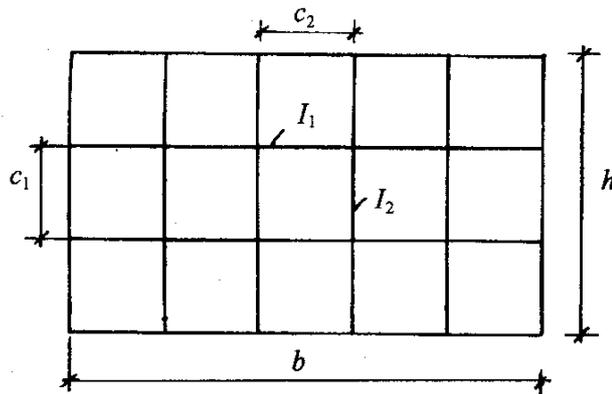
3. 设有纵向和横向加劲肋的钢板剪力墙，尚应按下式验算其整体稳定性。当  $h < b$  时

$$\tau_{cr} = \frac{3.5\pi^2}{h_t^2} D_1^{1/4} \cdot D_2^{3/4} \geq \tau_{cr,p} \quad (\text{附 4.6})$$

式中  $\tau_{cr}$ ——钢板剪力墙的整体临界应力；

$D_1$ 、 $D_2$ ——分别为两个方向加劲肋提供的单位宽度弯曲刚度，

$D_1 = EI_1/c_1$ ， $D_2 = EI_2/c_2$ ，数值小者为  $D_2$ ，大者为  $D_1$ 。



附图 4.1 带加劲肋的钢板剪力墙

4. 采用钢板剪力墙时，楼顶倾斜率按下式计算：

$$\gamma = \frac{\tau}{G} + \frac{e_c}{b} \quad (\text{附 4.7})$$

式中  $e_c$ ——剪力墙两边的柱在水平力作用下轴向伸长和压缩之和；

$b$ ——设有剪力墙的开间宽度。

## 附录五 内藏钢板支撑剪力墙的设计

### (一) 一般规定

内藏钢板支撑剪力墙是以钢板为基本支撑，外包钢筋混凝土墙板的预制构件。它只在支撑节点处与钢框架相连，而且混凝土墙板与框架梁柱间留有间隙，因此实际上仍是一种支撑，其设计原则如下：

1. 内藏钢板支撑的基本设计原则可参照普通钢支撑。它与普通钢支撑一样，可以是人字形支撑、交叉支撑或单斜杆支撑。若选用单斜杆支撑，宜在相应柱间成对对称布置。

2. 内藏钢板支撑按其与框架的连接，可做成中心支撑，也可做成偏心支撑。在高烈度地震区，宜采用偏心支撑。

3. 内藏钢板支撑的净截面面积，应根据所承受的剪力按强度条件选择，不考虑屈曲。

### (二) 构造要求

1. 混凝土墙板截面尺寸应满足下式：

$$V \leq 0.1f_c d_w l_w \quad (\text{附 5.1})$$

$$d_w \geq 140\text{mm}$$

$$d_w \geq h_w/20 \quad (\text{附 5.2})$$

$$d_w \geq 8t$$

式中  $V$ ——设计荷载下墙板所承受的剪力；

$d_w$ ——墙板厚度；

$h_w$ ——墙板高度；

$t$ ——支撑钢板厚度；

$l_w$ ——墙板长度；

$f_c$ ——墙板的混凝土轴心抗压强度设计值，按现行国家标

准《混凝土结构设计规范》(GBJ10)的规定采用,混凝土的强度等级应不小于C20;

2. 内藏钢板支撑宜采用与框架结构相同的钢材,支撑钢板的宽厚比以15左右为宜。适当选用较小宽厚比可有效提高支撑的抗屈曲能力。支撑钢板的厚度不应小于16mm。

3. 混凝土墙板内应设双层钢筋网,每层双向配筋的最小配筋率 $\rho_{\min}$ 为0.4%,且不应少于 $\phi 6@100 \times 100$ 。双层钢筋网之间应适当设置连系钢筋,尤其在支撑钢板端部墙板边缘处应加强双层钢筋网之间的连系钢筋网的保护层厚度 $c$ 不应小于15mm。墙板四周宜设置不小于 $2\phi 10$ 的周边钢筋。

4. 内藏钢板支撑混凝土板中,在钢板支撑端部离墙板边缘1.5倍支撑钢板宽度的范围内,应设置加强构造钢筋。加强构造钢筋可从下列几种形式中选用:(1)麻花形钢筋(附图5.1);(2)螺旋形钢筋;(3)加密的钢箍。



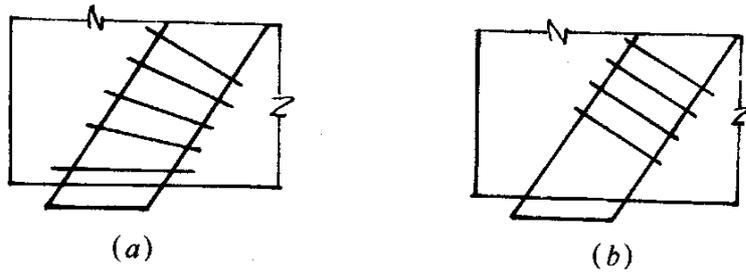
附图 5.1 麻花形钢筋

当支撑钢板端部与钢板不垂直时,应注意使支撑钢板端部的加强构造钢筋在靠近墙板边缘附近与墙板边缘平行布置,不得形成空白区,以免支撑钢板端部失稳(附图5.2)。

当墙板厚度 $d_w$ 与支撑钢板的厚度相比较小时,为了提高墙板对支撑的侧向约束,也可沿钢板支撑全长在墙板内设带状钢筋骨架(图5.3)。

墙板对支撑端部的侧向约束较小,为了提高支撑钢板端部的抗屈曲能力,可在支撑钢板端部长度等于其宽度的范围内,沿支撑方向设置构造加劲肋。

5. 在支撑钢板端部1.5倍宽度范围内不得焊接钢筋、钢板或



附图 5.2 钢箍的布置  
(a) 正确布置；(b) 错误布置



附图 5.3 钢箍的钢筋骨架

采用任何有利于提高局部粘结力的措施。当平卧浇捣混凝土墙板时，应避免钢板自重引起支撑的初始弯曲。

6. 支撑端部的节点构造，应力求截面变化平缓，传力均匀，以避免应力集中。

内藏钢板支撑剪力墙仅在节点处与框架结构相连。墙板上部宜用节点板和高强度螺栓与上框架梁下翼缘处的连接板在施工现场连接，支撑钢板的下端与下框架梁的上翼缘在现场用焊缝连接（附图 5.4）。

用高强度螺栓连接时，每个节点的高强度螺栓不宜少于 4 个，螺栓布置应符合现行国家标准《钢结构设计规范》（GBJ17）的要求。

7. 剪力墙下端的缝隙在浇筑楼板时应该用混凝土填充；剪力墙上部与上框架梁之间的间隙以及两侧与框架柱之间的间隙，宜用隔音的弹性绝缘材料填充，并用轻型金属架及耐火板材复盖。

8. 剪力墙与框架柱的间隙  $a$ ，应满足下列要求：

$$2[u] \leq a \leq 4[u] \quad (\text{附 5.3})$$

式中  $[u]$  —— 荷载标准值下框架的层间位移容许值。

### (三) 强度和刚度计算

1. 内藏钢板支撑的受剪承载力  $V$  可按下式计算：

$$V = nA_{br}f\cos\theta \quad (\text{附 5.4})$$

式中  $n$  —— 支撑斜杆数，单斜杆支撑  $n=1$ ，人字支撑和交叉支撑  $n=2$ ；

$\theta$  —— 支撑杆的倾角；

$A_{br}$  —— 支撑杆截面面积；

$f$  —— 支撑钢材的抗拉、抗压强度设计值。

2. 支撑钢板屈服前，内藏钢板剪力墙的刚度  $K_1$ ，可近似地按下式计算：

$$K_1 = 0.8(A_s + md_w^2/\alpha_E)E_s \quad (\text{附 5.5})$$

式中  $E_s$  —— 钢材弹性模量；

$\alpha_E$  —— 钢与混凝土弹性模量之比， $\alpha_E = E_s/E_c$ ；

$d_w$  —— 墙板厚度；

$m$  —— 墙板有效宽度系数，单斜杆支撑为 1.08，人字支撑及交叉支撑为 1.77。

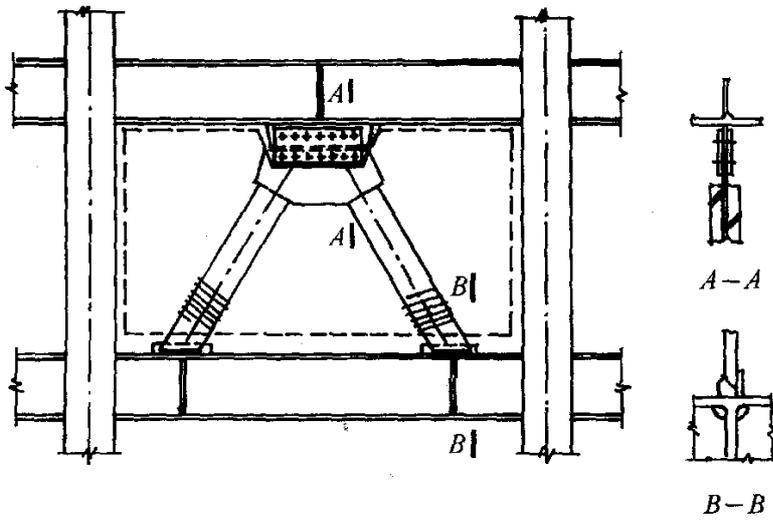
3. 支撑钢板屈服后，内藏钢板支撑剪力墙刚度  $K_2$ ，可近似取：

$$K_2 = 0.1K_1 \quad (\text{附 5.6})$$

4. 内藏钢板支撑剪力墙连接节点的最大承载力，应大于支撑屈服承载力的 20%，以避免在地震作用下连接节点先于支撑杆件破坏。

### (四) 与框架的连接

内藏钢板支撑剪力墙板与四周梁柱之间均留有 25mm 空隙，上节点通过钢板用高强度螺栓与上钢梁下翼缘连接板相连，下节点与下钢梁上翼缘连接件用全熔透坡口焊缝连接（附图 5.4）。



附图 5.4 内藏钢板剪力墙板与框架的连接

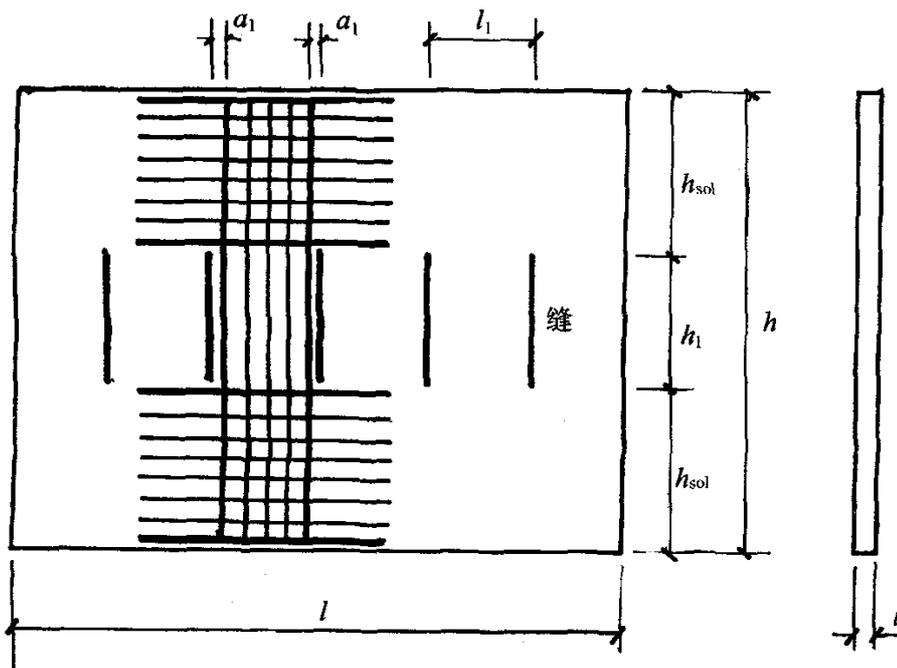
## 附录六 带竖缝混凝土剪力墙板的设计

### (一) 设计原则

带竖缝混凝土剪力墙板只承受水平荷载产生的剪力，不考虑承受竖向荷载产生的压力。

### (二) 墙板几何尺寸设计

带竖缝混凝土剪力墙板的几何尺寸，可按下列要求确定（附图 6.1）：



附图 6.1

- (1) 墙板总尺寸  $l$ 、 $h$  按建筑和结构设计要求确定。
- (2) 竖缝的数目及其尺寸，应满足下列要求：

$$h_1 \leq 0.45h \quad (\text{附 6.1})$$

$$0.6 \geq l_1/h_1 \geq 0.4 \quad (\text{附 6.2})$$

$$h_{\text{sol}} \geq l_1 \quad (\text{附 6.3})$$

### (3) 墙板厚度的确定

$$t \geq \frac{F_v}{\omega \rho_{\text{sh}} l f_{\text{shy}}} \quad (\text{附 6.4})$$

$$\omega = \frac{2}{1 + \frac{0.4 I_{\text{os}}}{t l_1^2 h_1} \cdot \frac{1}{\rho_2}} \leq 1.5 \quad (\text{附 6.5})$$

式中  $F_v$ ——墙板的总剪力设计值；

$\rho_{\text{sh}}$ ——墙板水平横向钢筋配筋率，初步设计时可取  $\rho_{\text{sh}} = 0.6\%$ ；

$\rho_2$ ——箍筋配筋系数， $\rho_2 = \rho_{\text{sh}} \cdot f_{\text{shy}} / f_{\text{cm}}$ ；

$f_{\text{shy}}$ ——水平横向钢筋的抗拉强度设计值；

$f_{\text{cm}}$ ——混凝土弯曲抗压强度设计值；

$\omega$ ——墙板开裂后，竖向约束力对墙板横向承载力的影响系数；

$I_{\text{os}}$ ——单肢缝间墙折算惯性矩，可近似取  $I_{\text{os}} = 1.08I$ ， $I = t l_1^3 / 12$ 。

### (三) 墙板的承载力计算

1. 墙板的承载力，以一个缝间墙及在相应范围内的实体墙作为计算对象。

2. 缝间墙两侧的纵向钢筋，按对称配筋大偏心受压构件计算确定。缝根截面内力按下式确定：

$$M = V_1 \cdot h_1 / 2 \quad (\text{附 6.6})$$

$$N = 0.9 V_1 \cdot h_1 / l_1 \quad (\text{附 6.7})$$

式中  $V_1$ ——单肢缝间墙剪力设计值， $V_1 = F_v / n_1$ ， $n_1$  为缝间墙肢数。

由缝间墙弯剪变形引起的附加偏心矩  $\Delta e$ ，按下式确定：

$$\Delta e = 0.003h \quad (\text{附 6.8})$$

截面配筋系数  $\rho_1$  按下式计算：

$$\rho_1 = \frac{A}{t(l_1 - a_1)} \cdot \frac{f_{\text{sy}}}{f_{\text{cm}}} = \rho \cdot \frac{f_{\text{sy}}}{f_{\text{cm}}} \quad (\text{附 6.9})$$

$\rho_1$  宜控制在 0.075~0.185, 且实配钢筋面积不宜超过计算所需面积的 5%。若超出此范围过多, 则应重新调整缝间墙肢数  $n_1$ 、缝间墙尺寸  $l_1$ 、 $h_1$  以及  $a_1$  (受力纵筋合力中心至缝间墙边缘的距离)  $f_{cm}$ 、 $f_{sy}$  的值, 使  $\rho_1$  尽可能控制在上述范围内。

3. 缝间墙斜截面抗剪强度应满足下式要求:

$$\eta_v V_1 \leq 0.18t(l_1 - a_1)f_c \quad (\text{附 6.10})$$

式中  $\eta_v$ ——剪力设计值调整系数, 可取 1.2;

$f_c$ ——混凝土抗压强度设计值。

4. 实体墙斜截面抗剪强度应满足下式要求:

$$\eta_v V_1 \leq k_s t l_1 f_c \quad (\text{附 6.11})$$

$$k_s = \frac{\lambda(l_1/h_1)\beta}{\beta^2 + (l_1/h_1)^2 [h/(h-h_1)]^2} \quad (\text{附 6.12})$$

式中  $k_s$ ——竖向约束力对实体墙斜截面抗剪承载力的影响系数;

$\lambda$ ——剪应力不均匀修正系数,  $\lambda = 0.8(n_1 - 1)/n_1$ ;

$\beta$ ——竖向约束系数,  $\beta = 0.9$ 。

#### (四) 墙板 $V-u$ 曲线

1. 缝间墙纵筋屈服时的总受剪承载力  $V_y$  和墙板的总体侧移  $u_y$ , 按下列公式计算:

$$V_{y1} = \mu \cdot \frac{l_1}{h_1} \cdot A_s f_{shy} \quad (\text{附 6.13})$$

$$u_y = V_{y1}/K_y \quad (\text{附 6.14})$$

$$K_y = B_1 \cdot 12/(\xi h_1^3) \quad (\text{附 6.15})$$

$$\xi = \left[ 35\rho_1 + 20 \left( \frac{l_1 - a_1}{h_1} \right)^2 \right] \left( \frac{h - h_1}{h} \right)^2 \quad (\text{附 6.16})$$

式中  $\mu$ ——系数, 按附表 6.1 采用

$A_s$ ——缝间墙所配纵筋截面面积;

$K_y$ ——缝间墙纵筋屈服时墙板的总体抗侧力刚度;

$\xi$ ——考虑剪切变形影响的刚度修正系数;

$B_1$ ——缝间墙抗弯刚度, 按现行国家标准《混凝土结构设计

规范》(GBJ10) 的规定确定,

$$B_1 = \frac{E_s A_s (l_1 - a_1)^2}{1.35 + 6(E_s/E_c)\rho}$$

系数  $\mu$  值

附表 6.1

$a_1$	$\mu$
0.05 $l_1$	3.67
0.10 $l_1$	3.41
0.15 $l_1$	3.20

2. 缝间墙弯曲破坏时的最大抗剪承载力  $V_{u1}$  和墙板的总体最大侧移  $u_u$ , 可按下列公式计算:

$$V_{u1} = (2txf_{cmk}e_1)/h_1 \approx 1.1txf_{cmk} \cdot l_1/h_1 \quad (\text{附 6.17})$$

$$u_u = u_y + (V_{u1} - V_{y1})/K_u \quad (\text{附 6.18})$$

$$K_u = 0.2K_y \quad (\text{附 6.19})$$

$$x = [-AB\sqrt{(AB)^2 + 2AC}]/A \quad (\text{附 6.20})$$

式中  $K_u$ ——缝间墙达弯压最大承载力时的总体抗侧移刚度;

$e_1$ ——缝根截面的约束力偏心矩,  $e_1 = l_1/1.8$ ;

$x$ ——缝根截面的缝间墙混凝土受压区高度, 其中计算式

$$A = tf_{cmk}$$

$$B = e_1 + \Delta e - l_1/2$$

$$C = A_s f_{shy} (l_1 - 2a_1)$$

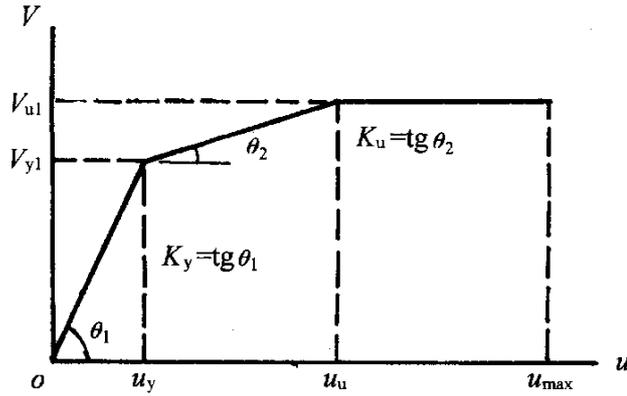
3. 墙板的极限侧移可按式确定:

$$u_{\max} = \frac{h}{\sqrt{\rho_1}} \cdot \frac{h_1}{l_1 - a_1} \cdot 10^{-3} \quad (\text{附 6.21})$$

墙板  $V-u$  曲线见附图 6.2。

### (五) 构造要求和连接

1. 墙板应采用 C20~C30 混凝土。板中水平横向钢筋应按下列要求配置:



附图 6.2 墙板的  $V-u$  曲线

当  $\eta_v V_1/V_{y1} < 1$  时

$$\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{t \cdot s}$$

且

$$\rho_{sh} \leq 0.65 \frac{V_{y1}}{t f_{shyk}} \quad (\text{附 6.22})$$

当  $1 \leq \eta_v V_1/V_{y1} \leq 1.2$  时

$$\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{t \cdot s}$$

且

$$\rho_{sh} \leq 0.60 \frac{V_{u1}}{t l_1 f_{shyk}} \quad (\text{附 6.23})$$

式中  $s$ ——横向钢筋间距；

$A_{sh}$ ——同一高度处横向钢筋总截面积；

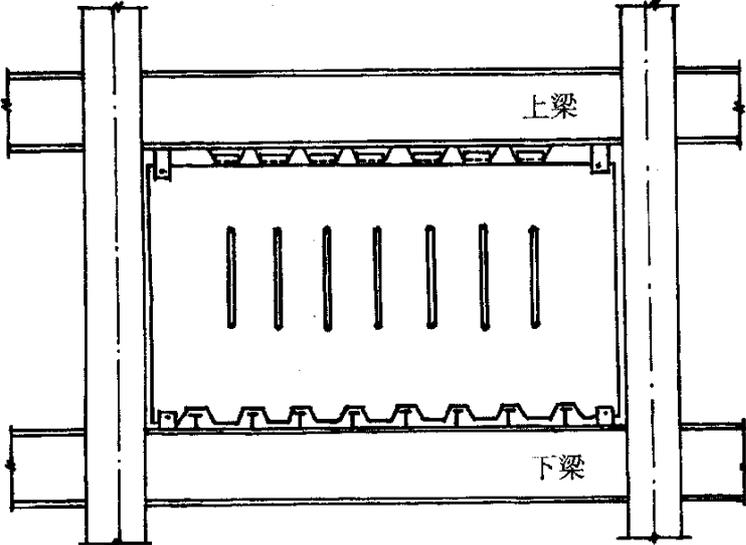
$V_{y1}$ 、 $V_{u1}$ ——缝间墙纵筋屈服时的抗剪承载力和缝间墙弯压破坏时的抗剪承载力，按式（附 6.13）和式（附 6.18）计算。

2. 缝两端的实体墙中应配置横向主筋，其数量不低于缝间墙一侧纵向钢筋用量。

3. 形成竖缝的填充材料宜用延性好、易滑动的耐火材料（如二片石棉板）。

4. 墙板和柱间应有一定空隙，使彼此无连接，地板上端与高强度螺栓连接。墙板下端除临时连接措施外，应全长埋于现浇混

凝土楼板内，通过齿槽和钢梁上焊接栓钉实现可靠连接。墙板的两侧角部，应采取充分可靠的连接措施（附图 6.3）。



附图 6.3 带竖缝剪力墙板与框架的连接

## 附录七 钢构件防火保护层厚度的计算

### 1. 确定荷载等级 $C$

$$C = \xi S/R \quad (\text{附 7.1})$$

式中  $S$ ——作用效应；

$R$ ——构件在室温下的最大承载力，梁应为室温下的截面全塑性弯矩，柱应为室温下的临界屈曲荷载。柱的临界屈曲荷载，应根据构件的长细比按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ17) 附表 3.3 (对 Q235) 或附表 3.6 (对 Q345) 查出稳定系数  $\varphi$ ，乘以柱截面的屈服承载力确定。

$\xi$ ——欠载系数，可按附表 7.1 采用。

构件的欠载系数  $\xi$

附表 7.1

$S/R$		0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
梁	静定梁	0.80	0.83	0.85	0.88	0.90	0.93	0.95	0.98	1.00
	一次超静定	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
	二次超静定	0.40	0.48	0.55	0.63	0.70	0.78	0.85	0.93	1.00
柱		0.85								

### 2. 确定钢构件的临界温度 $T_s$

钢构件达到破坏极限状态时的钢材临界温度，可根据荷载等级  $C$  按附表 7.2 采用。当为偏心受压柱时， $T_s \leq 550^\circ\text{C}$ 。

3. 构件在规定的耐火极限时间内所需的保护层厚度  $a$ ，应按下列公式计算：

$$a = 0.0104 \cdot \lambda \zeta \left( \frac{T}{T_s - 140} \right)^{1.3} \quad (\text{附 7.2})$$

式中  $T$ ——构件的耐火极限，按本规程表 12.1.2 确定；

$\lambda$ ——厚涂型钢结构防火涂料或不燃性板型材的导热系数，以实测值为准，或按附表 7.4 采用；

$\zeta$ ——构件的截面系数，等于  $l_i/A_s$ ，或  $A_i/V$  其中， $l_i$  为构件外周长度， $A_s$  为构件截面面积， $A_i$  为构件外周面积， $V$  为构件体积，按附表 7.3 确定；

4. 当保护层为重型材料或含水材料时，应按下列规定对厚度值修正：

(1) 若  $2c\rho a\zeta > c_s\rho_s$ ，则为重型材料，应采用  $\zeta_{\text{mod}}$  代替式（附 7.2）中的  $\zeta$ ，重新计算  $a$  值。 $\zeta_{\text{mod}}$  按下式计算：

$$\zeta_{\text{mod}} = \frac{c_s\rho_s}{c_s\rho_s + (c\rho a\zeta)} \quad (\text{附 7.3})$$

式中  $c_s$ ——钢材的比热， $c_s = 0.520 \text{kJ/kg}^\circ\text{C}$ ；

$\rho_s$ ——钢材的密度， $\rho_s = 7850 \text{kg/m}^3$ ；

$c$ 、 $\rho$ ——防火保护材料的比热和密度，取实测值，按附表 7.4 和 7.5 采用。

(2) 当含水保护材料的温度达  $100^\circ\text{C}$  时，因水分蒸发而使构件温度滞后的值  $t_1$ ，可按下式计算：

$$t_1 = \frac{w\rho a^2}{5\lambda} \quad (\text{附 7.4})$$

式中  $w$ ——防火保护材料的平衡含水率，取实测值，或按附表 7.5 采用。

此时，用  $t_1$  修正式（附 7.2）中的构件耐火极限  $T$ ，重新计算  $a$  值。

钢材的临界温度  $T_s$

附表 7.2

$T_s$ (°C)	$C$						
300	0.778	405	0.639	510	0.461	615	0.238
305	0.772	410	0.632	515	0.451	620	0.228
310	0.776	415	0.624	520	0.441	625	0.219
315	0.761	420	0.616	525	0.431	630	0.210
320	0.754	425	0.608	530	0.422	635	0.202
325	0.748	430	0.601	535	0.411	640	0.194
330	0.742	435	0.593	540	0.401	645	0.187
335	0.736	440	0.584	545	0.391	650	0.180
340	0.729	445	0.576	550	0.380	655	0.173
345	0.723	450	0.568	555	0.370	660	0.167
350	0.716	455	0.560	560	0.359	665	0.161
355	0.710	460	0.551	565	0.348	670	0.155
360	0.700	465	0.543	570	0.337	675	0.149
365	0.696	470	0.534	575	0.326	680	0.144
370	0.690	475	0.525	580	0.315	685	0.139
375	0.683	480	0.516	585	0.304	690	0.134
380	0.676	485	0.507	590	0.292	695	0.129
385	0.668	490	0.498	595	0.281	699	0.126
390	0.661	495	0.489	600	0.270	—	—
395	0.654	500	0.480	605	0.259	—	—
400	0.647	505	0.470	610	0.243	—	—

保护层覆盖的钢构件的  $\xi$

附表 7.3

截面	周边喷涂		箱形覆盖	
	$\frac{4b+2h-2t}{A_s}$	$\frac{3b+2h-2t}{A_s}$	$\frac{2(b+h)}{A_s}$	$\frac{b+2h}{A_s}$
	$\frac{2b+2h}{A_s}$	$\frac{b+2h}{A_s}$	$\frac{2(b+h)}{A_s}$	$\frac{b+2h}{A_s}$

注:  $A_s$  为钢材的截面面积。

各种防火材料在明火或  
高温条件下的热物理性质

附表 7.4

材 料	导热系数 $\lambda$ (W/m $^{\circ}$ C)	比热 $c$ (kJ/kg $^{\circ}$ C)
薄涂型钢结构防火涂料	—	—
厚涂型钢结构防火涂料	0.09~0.12	—
石膏板	0.20	1.7
硅酸钙板	0.10~0.25	—
矿棉(岩棉)板	0.10~0.20	—
粘土砖、灰砂砖	0.40~1.20	1.0
加气混凝土	0.20~0.40	1.0~1.2
轻骨料混凝土	0.30~0.90	1.0~1.2
普通混凝土(无定形骨料为主)	1.30	1.2
普通混凝土(结晶形骨料为主)	1.70	1.2

各种防火保护材料的密度和平衡含水率

附表 7.5

材 料	密 度 $\rho$ (kg/m $^3$ )	吸湿平衡含水率 $w$ (重量%)
喷涂矿物纤维	250~350	1.0
石膏板	800	20.0
硅酸钙板	450~900	3.0~5.0
矿棉板	120~150	2.0
珍珠岩或蛭石板	300~800	15.0
加气混凝土	400~800	2.5
轻骨料混凝土	1600	2.5
粘土砖、灰砂砖	2000	0.2
普通混凝土(无定形骨料为主)	2000~2400	1.5
普通混凝土(结晶形骨料为主)	2000~2400	1.5

## 附录八 本规程用词说明

一、执行本规程条文时，要求严格程度的用词说明如下，以便在执行中区别对待：

1. 表示很严格，非这样作不可的用词：

正面词采用“必须”；

反面词采用“严禁”。

2. 表示严格，在正常状态下均应这样作的用词：

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，在条件许可时首先应该这样作的用词：

正面词采用“宜”或“可”；

反面词采用“不宜”。

二、条文中必须按指定的标准、规范或其他有关规定执行的，其写法为“应按……执行”或“应符合……要求（或规定）”。非必须按照所指定的标准、规范（或其他规定）执行的，其写法“可参照……”。

## 附加说明

### 本规程主编单位、参加单位 和主要起草人

#### 主编单位：

中国建筑技术研究院标准设计研究所

#### 参加单位：

北京市建筑设计研究院、哈尔滨建筑大学、冶金部建筑研究总院、清华大学、同济大学、西安建筑科技大学、中国建筑科学研究院结构所、中国建筑科学研究院抗震所、武警学院、中国建筑西北设计院、北京建筑机械厂、北京市机械施工公司、沪东造船厂、中国建筑总公司三局

#### 主要起草人：

蔡益燕、胡庆昌、周炳章、张耀春、俞国音、方鄂华、潘世劼、陈绍蕃、范懋达、王康强、钱稼茹、邱国桦、崔鸿超、赵西安、高小旺、姜峻岳、李 云、张良铎、何若全、张相庭、沈祖炎、黄本才、王焕定、丁洁民、秦 权、朱聘儒、汪心冽、徐安庭、刘大海、罗家谦、计学润、廉晓飞、王 辉、臧国和、陈民权、鲍广鉴、于福海、易 兵、郝锐坤、顾 强、李国强、陈德彬、钟益村、陈琢如、贺贤娟、李兆凯

中华人民共和国行业标准

高层民用建筑钢结构  
技术规程

JGJ 99—98

条文说明

## 编 制 说 明

本行业标准是根据建设部（89）建标计字第8号文，由中国建筑技术研究院建筑标准设计研究所会同北京市建筑设计研究院、哈尔滨建筑大学、冶金部建筑研究总院、清华大学、同济大学、西安建筑科技大学、中国建筑科学研究院结构所、中国建筑科学研究院抗震所、武警学院、中国建筑西北设计院、北京建筑机械厂、北京市机械施工公司、沪东造船厂、中国建筑总公司第三工程三局共同编制的，送审时名为《高层建筑钢结构设计与施工规程》，现改名为《高层民用建筑钢结构技术规程》。

本标准在编制过程中，编制组进行了广泛的调查研究，总结了80年代在我国建造的基本上由国外设计的约十幢高层建筑钢结构的设计施工经验，参考了有关的国外先进标准，并借鉴了某些国外工程的经验，由我部会同有关部门于1991年9月进行审查定稿。其后，又反复进行了修改。

鉴于本标准系初次编制，国内对高层建筑钢结构的设计经验不多，在施行过程中，希望各单位结合工程实践和科学研究，认真总结经验。如发现有需要修改和补充之处，请将意见和有关资料寄交中国建筑技术研究院建筑标准设计研究所《高层民用建筑钢结构技术规程》管理组（北京车公庄大街19号，邮政编码100044），以供今后修改时参考。

建设部

1997年7月

# 目 次

第一章	总则 .....	164
第二章	材料 .....	166
第三章	结构体系和布置 .....	169
第一节	结构体系和选型 .....	169
第二节	结构平面布置 .....	170
第三节	结构竖向布置 .....	171
第四节	结构布置的其他要求 .....	171
第五节	地基、基础和地下室 .....	172
第四章	作用 .....	173
第一节	竖向作用 .....	173
第二节	风荷载 .....	173
第三节	地震作用 .....	176
第五章	作用效应计算 .....	181
第一节	一般规定 .....	181
第二节	静力计算 .....	182
第三节	地震作用效应验算 .....	186
第四节	作用效应组合 .....	188
第五节	验算要求 .....	189
第六章	钢构件设计 .....	192
第一节	梁 .....	192
第二节	轴心受压柱 .....	194
第三节	框架柱 .....	195
第四节	中心支撑 .....	197
第五节	偏心支撑 .....	199
第七章	组合楼盖 .....	202
第一节	一般要求 .....	202
第二节	组合梁设计 .....	203

第三节	压型钢板组合楼板设计 .....	205
第四节	组合梁和组合板的构造要求 .....	206
第八章	节点设计 .....	207
第一节	设计原则 .....	207
第二节	连接 .....	208
第三节	梁与柱的连接 .....	209
第四节	柱与柱的连接 .....	212
第五节	梁与梁的连接 .....	213
第六节	钢柱脚 .....	214
第七节	支撑连接 .....	215
第九章	幕墙与钢框架的连接 .....	218
第一节	一般要求 .....	218
第二节	连接节点的设计和构造 .....	219
第三节	施工要点 .....	221
第十章	制作 .....	223
第一节	一般要求 .....	223
第二节	材料 .....	224
第三节	放样、号料和切割 .....	226
第四节	矫正和边缘加工 .....	226
第五节	组装 .....	227
第六节	焊接 .....	228
第七节	制孔 .....	233
第八节	摩擦面的加工 .....	234
第九节	端部加工 .....	234
第十节	防锈、涂层、编号和发运 .....	235
第十一节	构件验收 .....	236
第十一章	安装 .....	237
第一节	一般要求 .....	237
第二节	定位轴线、标高和地脚螺栓 .....	238
第三节	构件的质量检查 .....	239
第四节	构件的安装顺序 .....	240
第五节	构件接头的现场焊接顺序 .....	240

第六节	钢构件的安装 .....	241
第七节	安装的测量校正 .....	243
第八节	安装的焊接工艺 .....	245
第九节	高强度螺栓施工工艺 .....	247
第十节	结构的涂层 .....	249
第十一节	安装的竣工验收 .....	249
第十二章	防火 .....	250
第一节	一般要求 .....	250
第二节	防火保护材料及保护层厚度的确定 .....	251
第三节	防火构造与施工 .....	253
例题	.....	255
一、附录二例题	—— 建筑物偏心率计算 .....	255
二、附录六例题	—— 带竖缝混凝土剪力墙板的计算 .....	256
三、附录七例题	—— 钢构件防火保护层计算 .....	260

## 第一章 总 则

**第 1.0.1 条** 本条是建筑工程设计和施工必须遵循的总方针。

**第 1.0.2 条** 本规程主要对象是高层民用建筑钢结构，也涉及有混凝土剪力墙的钢结构。根据我国建筑设计防火规范，居住建筑 10 层以下和其他民用建筑 24m 以下为多层建筑。本规程不规定适用高度的下限，是考虑到在特定情况下在多层民用建筑中采用钢结构的可能性。表 1.0.2 的适用高度考虑了 90 年代初国内外高层建筑的实践，也考虑到我国在高层建筑钢结构设计方面经验还较少，以及高度过大可能带来的其他问题。

**第 1.0.3 条** 本条是高层建筑钢结构选型和设计的一般原则，对不同类型的高层建筑结构，这些原则是共同的。

**第 1.0.4 条** 本规程根据现行国家标准《建筑结构设计统一标准》(GBJ 68) 的原则制定，采用以概率理论为基础的极限状态设计法，并按作用和抗力分项系数表达式进行计算；符号和基本术语符合现行国家标准《工程结构设计基本术语和通用符号》(GBJ 132) 的要求。

本规程是根据现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9)、《建筑抗震设计规范》(GBJ 11)、《建筑地基设计规范》(GBJ 7)、《钢结构设计规范》(GBJ 17)、《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205)、《高层民用建筑设计防火规范》(GB 50045) 等，并结合高层钢结构的特点编制的，和这些标准配套使用。本规程编制过程中，考虑了我国在 80 年代兴建的一批高层建筑钢结构取得的实践经验，参考了美、日、欧共体等国家和地区的有关设计规范，利用了我国近年开展的高层钢结构研究的一些成果。

**第 1.0.5 条** 抗震设防的高层民用建筑钢结构的分类，完全执行现行国家标准《建筑抗震设防分类标准》(GB 50233)的规定，此处不再重述。

**第 1.0.6 条** 本条在现行国家标准《建筑抗震设防分类标准》(GB50233)的基础上，对各类高层建筑钢结构，特别是 6 度设防的高层建筑钢结构的设计要求，作了进一步的规定。

## 第二章 材 料

**第 2.0.1 条** 高层建筑钢结构的钢材选用标准，主要依据近年修订和颁布的国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)，《碳素结构钢》(GB 700) 和《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591)，同时结合我国 80 年代在北京、上海、深圳三市已建成的十余座高层钢结构大厦采用的钢材特点，提出 Q235 等级 B、C、D 级的碳素结构钢和 Q345 等级 B、C、D、E 的低合金结构钢以及相应的连接材料。

在现行国家标准《碳素结构钢》(GB 700) 中，Q235 钢（原 3 号钢）按其检验项目的内容和要求分成 A、B、C、D 四个等级。A 级钢不要求任何冲击试验值，并只在用户有要求时才进行冷弯试验，且不保证焊接要求的含碳量，故不能用于高层钢结构；B、C、D 等级钢分别满足不同的化学成分和不同温度下的冲击韧性要求，C、D 等级钢的碳硫磷含量较低，尤其适用于重要焊接结构。在现行国家标准《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591) 中，Q345 钢（包括原 16Mn 钢）分为 A、B、C、D、E 五个等级，其屈服点和抗拉强度相同，伸长率均超过 20%，A 级不保证冲击韧性要求，故不宜用于高层钢结构；B、C、D、E 级钢分别保证在 +20℃、0℃、-20℃ 和 -40℃ 时具有规定的冲击韧性，其化学成分中硫、磷含量的百分率递减，D、E 级的碳含量 0.18% 低于 A、B、C 级，可根据需要选用。

Q390（原 15MnV）钢及其桥梁钢的伸长率不符合本节第 2.0.3 条的要求，故不宜用于高层钢结构。原 16Mnq 钢在现行国家标准《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591) 中未列入，且其伸长率不能满足本规程第 2.0.3 条的要求，故本规程未列入。

**第 2.0.2 条** 现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 规

定，承重结构的钢材应具有抗拉强度、伸长率、屈服点和硫磷含量合格的保证，对焊接结构尚应具有碳含量的合格保证。承重结构的钢材，必要时尚应具有冷弯试验的合格保证。鉴于高层钢结构建筑的重要性，本规程区别于现行钢结构设计规范的，是将必要时保证冷弯性能的要求改为基本要求之一，这符合《钢结构设计规范》(GBJ 17) 在条文说明中提到的对重要钢结构的钢材应满足冷弯试验合格的要求。现行国家标准《碳素结构钢》(GB 700) 规定了Q235的B、C、D等级钢材应具有规定的冲击韧性；现行国家标准《低合金高强度结构钢》(GB/T1591) 规定了Q345的B、C、D、E级钢材应具有规定的冲击韧性。鉴于高层钢结构大量采用厚钢板，且一般要求抗震，故规定要求冲击韧性合格。

钢材另一重要的基本要求，即化学成分含量限制，将直接影响可焊性。在现行国家标准《碳素结构钢》(GB 700) 中，已规定应同时满足化学成分和力学性能要求，而不是按过去的标准按甲、乙、特三类钢供货。Q235钢和Q345钢的上述等级，其规定的化学成分可满足高层结构的要求。

**第 2.0.3 条** 抗震高层钢结构所用钢材的性能，应满足较高的延性要求。拟定本条时，参考了美国加州规范等的有关规定。其中，伸长率为标距50mm试件拉伸时得出的，可焊性指能顺利进行焊接、不产生因材料原因引起的焊接缺陷，而且能在焊后保持材料的非弹性性能。美国加州规范还规定屈服强度超过50ksi (350N/mm<sup>2</sup>) 的钢材，要经过充分研究证明其性能符合要求后，才能采用。由此可见，对于高强度钢材在抗震高层钢结构中的应用，应持慎重态度。

欧共体规范要求抗震结构采用的钢材，其屈服点上限不得超过屈服点规定值的10%，以避免塑性铰转移。日本东京都新都厅舍大厦，也规定了采用的钢材屈服强度平均值不应超过规定值的10%。由于此要求能否实现，取决于钢材供应之可能，故本条未作规定。

**第 2.0.4 条** 对外露承重结构，应根据使用环境（包括气温、

介质等) 参照有关标准选择相应钢种及其配套涂层材料。

**第 2.0.5 条** 本条规定是鉴于高层钢结构经常使用厚钢板, 而厚钢板的轧制过程存在各向异性 ( $x$ 、 $y$ 、 $z$  三方向的屈服点、抗拉强度、伸长率、冷弯、冲击值等各指标, 以  $z$  向试验最差, 尤其是塑性和冲击功值)。

国家标准《厚度方向性能钢板》(GB 5313) 适用于造船、海上石油平台、锅炉和压力容器等重要焊接结构, 它将厚度方向的断面收缩率分为 Z15、Z25、Z35 三个等级, 并规定了试件取材方法和试件尺寸。高层钢结构在梁柱连接和箱形柱角部焊缝等处, 由于局部构造, 形成高约束, 焊接时容易引起层状断裂。本条规定高层钢结构采用的钢材, 当符合现行国家标准 (GB/T 1591—94) 的要求, 其厚度等于或大于 50mm 时, 尚应满足该标准 Z15 级的断面收缩率指标, 它相当于硫的含量不超过 0.01%。

**第 2.0.6 条** 各组钢材的强度设计值, 由材料屈服强度标准值除以抗力分项系数而定。各钢种的抗力分项系数与现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 的取值一致, 即 Q235 钢为 1.087, Q345 钢 (原 16Mn 钢) 钢为 1.111 (也可取为 1.087)。不同受力方式之间的换算关系, 可参见现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 的条文说明。

**第 2.0.7 条** 钢材物理性能可参见现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17), 此处不再重复。

**第 2.0.8、2.0.9 条** 关于连接材料的规定, 均可参见现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17), 此处不再重复。

## 第三章 结构体系和布置

### 第一节 结构体系和选型

**第 3.1.1 条** 本条列举的，是高层钢结构和有混凝土剪力墙的高层钢结构最常用的结构体系。

**第 3.1.2 条** 当高层钢结构的侧向刚度不能满足设计要求时，通常要采用腰桁架和（或）帽桁架。腰桁架和帽桁架与刚性伸臂配合使用。刚性伸臂需横贯楼层连续布置。为了不在建筑的使用上带来不便，这些桁架照例设在设备层。

**第 3.1.3 条** 偏心支撑和带竖缝的剪力墙板在弹性阶段有很大刚度，在弹塑性阶段有良好的延性和耗能能力，用于抗震设防烈度较高的高层建筑钢结构，是一种较理想的抗侧力构件。50 层的北京京城大厦采用了混凝土板内藏的偏心支撑，52 层的北京京广中心采用了带竖缝剪力墙板，是非常适合的选择。中心支撑在保证稳定的情况下具有较大刚度，在用偏心支撑的时候，高度较大的第一层往往布置中心支撑。美国加州规范（1988）规定，若偏心支撑的第一层能表明其弹性承载力比该框架中其上部任一层的承载力高出至少 50%，则该第一层可采用中心支撑。它有利于减小结构的变位。

**第 3.1.4 条** 高层建筑钢结构的选型，应注意概念设计。本条一至四款引自现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11)。减轻结构自重对减小结构地震作用有重要意义。

**第 3.1.5 条** 结构高宽比对结构的整体稳定性和人在建筑中的舒适感等有重要影响，应谨慎对待。西尔斯大厦、纽约世界贸易中心、芝加哥汉考克大厦等 100 层以上建筑的高宽比都不超过 6.5，据此将筒体结构非抗震设防时的高宽比适用高度限值定为

6.5,其他情况下也大致作了相应规定,设计中不宜超过本条规定。

## 第二节 结构平面布置

**第3.2.1条** 本条给出了高层建筑钢结构平面布置的基本要求。矩形平面框筒结构的边长,一般说来,不宜超过45m,太长了会因剪力滞后效应而变得很不经济。

柱距太大会导致柱截面过大,钢板太厚,给钢材供应、结构制作、现场焊接带来困难,柱轴力太大还会给地基处理带来困难,因此规定板厚不宜超过100mm。

**第3.2.2条** 本条关于平面不规则性的规定,是参考美国加州规范(1988)、日本规定和欧共体规范拟定的。本规程第一款按加州规范是将结构一端偏离轴线的值大于两端平均层间位移1.2倍时,视为扭转不规则,要先作结构分析,然后才能判断是否属扭转不规则;而日本的规定是偏心率大于0.15即视为扭转不规则,用起来方便得多,欧共体规范也采用了此项规定,故将此款改为按日本的规定拟定。根据日本规定,计算偏心率时不包括附加偏心矩,使用时应注意。第二款按加州规范为15%,本条参考欧共体规范拟定为25%。本条其余二款均参照加州规范采用。根据美国的调查,结构传力途径不规则和布置不规则,是结构在强震中破坏的主要原因,在结构设计上,应采取相应的计算和构造措施。

**第3.2.3条** 风荷载对超高层建筑结构有重要影响,往往起控制作用,在体型上选用风压较小的形状有重要意义。邻近高层建筑对待建房屋风压的影响不可忽视,必要时应按规定进行风洞试验。

高层钢结构建筑一般高度较大,为塔形建筑,外墙墙面往往很光滑,当具有圆形或接近圆形的断面且高宽比较大时,容易产生涡流脱出的横风向振动,建筑设计应注意避免或减小其效应。

**第3.2.4条** 高层建筑不宜设置防震缝,因此对防震缝宽度未作规定,若必需设置,原则上应使缝的两侧在大震时相对侧移

不碰撞。高层建筑钢结构高度较大，其平面尺寸一般达不到需要设置伸缩缝的程度，设缝会引起建筑构造和结构构造上的很多麻烦。若缝不够宽或缝的功能不能发挥，地震时可能因缝两侧的部分撞击而引起破坏，1985年墨西哥地震时就有不少撞击倒塌的例子。日本高层建筑一般都不设伸缩缝。在特殊情况下需设伸缩缝时，抗震设防的高层建筑钢结构的伸缩缝，应满足防震缝的要求。

### 第三节 结构竖向布置

**第 3.3.1 条** 本条第一款和第三款引自现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11)，其余各款参考加州规范拟定。

**第 3.3.2 条** 抗剪支撑在竖向连续布置，结构的受力和层间刚度变化都比较均匀，现有工程中基本上都采用竖向连续布置的方法。建筑底部的楼层刚度可较大，顶层不受层间刚度比规定的限制，这是参考国外有关规定制订的。在竖向支撑桁架与刚性伸臂相交处，照例都是保持刚性伸臂连续，以发挥其水平刚臂的作用。

### 第四节 结构布置的其他要求

**第 3.4.1 条** 压型钢板现浇钢筋混凝土楼板，整体刚度大，施工方便，是高层钢结构楼板的主要结构形式。预应力叠合板在钢筋混凝土高层建筑中应用较多，当保证楼板与钢梁有可靠连接时，也可考虑在高层钢结构中采用。预制钢筋混凝土楼板整体刚度较差，在高层钢结构中不宜采用。

**第 3.4.2 条** 转换楼层剪力较大，洞口较多的楼层平面内刚度有较大削弱，必需采用现浇钢筋混凝土楼板。在多功能的高层建筑中，上部常常要求设置旅馆或公寓，但这类房间的进深不能太大，因而必需设置天庭。在中庭上下端设置水平桁架，是参照北京京城大厦等工程的做法提出的。

## 第五节 地基、基础和地下室

**第 3.5.1 条** 筏基、箱基、桩基和复合基础，是高层建筑常用的基础形式，可根据具体情况选用。

**第 3.5.2~3.5.3 条** 增加基础埋深有利于建筑物抗震，地下部分的复土对建筑物在地震作用下的振动起逸散衰减作用，故高层建筑宜设地下室，抗震设防的建筑基础埋深不宜太浅。

桩基的埋深一般不宜小于  $H/18$ 。

**第 3.5.5 条** 高层钢结构下部若干层采用钢骨混凝土结构是日本的作法，它将上部钢结构与钢混凝土基础连成整体，使传力均匀，并使框架柱下端完全固定，对结构受力有利。我国京城大厦地下部分有 4 层钢骨混凝土，京广中心地下部分有 3 层钢骨混凝土，北京国贸中心地下 1 层和地上 1 层为钢骨混凝土。

**第 3.5.6 条** 支撑桁架（含剪力墙板）在地下部分以剪力墙形式延伸至基础，对于将水平力传至基础是很重要的，不可缺少。建筑物周边设钢筋混凝土墙，是参考日本建筑中心《高层建筑耐震建筑计算指针》（日本建设省，1982）的建议，沿筒体周边布置钢筋混凝土墙，是根据很多工程的实际做法，用以增大高层建筑地下部分的整体刚度。

## 第四章 作 用

### 第一节 竖 向 作 用

**第 4.1.1 条** 本条补充了现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9) 中未给出的一般高层办公楼、旅馆、公寓中所需要的酒吧间、屋顶花园等的最小屋顶活荷载标准值。当与实际情况不符时, 应按实际情况采用。

**第 4.1.2 条** 高层建筑中活荷载值与永久荷载相比, 是不大的, 不考虑活荷载的不利分布可简化计算。

**第 4.1.3 条** 本条关于直升机平台活荷载的规定, 系根据荷载规范编制组的建议拟定。

**第 4.1.4 条** 结构设计要考虑施工时的情况; 对结构进行验算。

### 第二节 风 荷 载

**第 4.2.1 条** 风荷载  $w_k$  的表达式, 采用了现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9) 的风荷载标准值计算公式的表达形式。

**第 4.2.2 条** 现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9) 的风荷载对一般建筑结构的重现期为 30 年, 并规定对高层建筑采用的重现期为 50 年, 因而基本风压值要有所提高, 取荷载规范的 30 年重现期基本风压  $w_0$  乘 1.1, 对于特别重要和有特殊要求的高层建筑, 重现期可取 100 年, 则应乘系数 1.2。

**第 4.2.3 条** 风压高度变化系数也可参考现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9) 的下列修订草案采用, 它与原规定相比, 增加了适用于有密集建筑群且房屋较高的城市市区 (D 类地貌) 的风压高度变化系数, 对原规范规定中的 C 类地貌的系数也

作了相应修改，但此规定尚未正式批准，今后仍应以修订后正式公布的国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9) 的规定为准。

风压高度变化系数与地面粗糙度有关，可按表 C4.2.3 的规定采用。

风压高度变化系数

表 C4.2.3

离地面 (或海面) 高度 (m)	地面粗糙度类别			
	A	B	C	D
5	1.17	0.80	0.45	0.21
10	1.38	1.00	0.62	0.32
15	1.52	1.14	0.74	0.41
20	1.63	1.25	0.84	0.48
30	1.80	1.42	1.00	0.62
40	1.92	1.56	1.13	0.73
50	2.03	1.67	1.25	0.84
60	2.12	1.77	1.35	0.93
70	2.20	1.86	1.45	1.02
80	2.27	1.95	1.54	1.11
90	2.34	2.02	1.62	1.19
100	2.40	2.09	1.70	1.27
150	2.64	2.38	2.03	1.61
200	2.83	2.61	2.30	1.92
250	2.99	2.80	2.54	2.19
300	3.12	2.97	2.75	2.45
350	3.12	3.12	2.94	2.68
400	3.12	3.12	3.12	2.91
≥450	3.12	3.12	3.12	3.12

注：A类指近海海面、海岛、海岸、湖岸及沙漠地区；

B类指田野、乡村、丛林、丘陵以及房屋比较稀疏的乡镇和城市郊区；

C类指有密集建筑群的城市市区；

D类指有密集建筑群且房屋较高的城市市区。

**第 4.2.4 条** 关于风荷载体型系数，有以下几点说明：

1. 关于单个高层建筑，除项次 1~6 是“自荷载规范”摘录者外，本条还补充了项次 7~12 的体型系数，这些体型系数已多次

在国内工程设计中应用，是可以信赖的。

2. 关于邻近建筑的影响，当邻近有高层建筑产生互相干扰时，对风荷载的影响是不容忽视的。邻近建筑的影响是一个复杂问题，这方面的试验资料还较少，最好的办法是用建筑群模拟，通过边界层风洞试验确定。一般说来，无论邻近有无高层建筑，高度超过 200m 的建筑物风荷载，应按风洞试验确定。

3. 局部风载体型系数，是参照“荷载规范”修订条文给出的。

**第 4.2.5 条** 当采用条文说明第 4.2.3 条的风压高度变化系数时，沿高度等截面高层建筑钢结构的顺风向风振系数，宜按下列规定采用。

高层建筑钢结构的风振系数  $\beta_z$  表 C4.2.5

$\frac{z}{H}$	$w_0 T_1^2$															
	0.5				1.0				5.0				$\geq 10.0$			
	地面粗糙度				地面粗糙度				地面粗糙度				地面粗糙度			
	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D
1.0	1.65	1.74	1.92	2.22	1.64	1.74	1.91	2.14	1.60	1.67	1.76	1.92	1.56	1.59	1.67	1.78
0.9	1.60	1.68	1.86	2.15	1.58	1.69	1.85	2.08	1.55	1.61	1.71	1.87	1.51	1.54	1.62	1.74
0.8	1.55	1.63	1.81	2.11	1.54	1.64	1.80	2.05	1.51	1.57	1.68	1.84	1.47	1.51	1.59	1.71
0.7	1.50	1.58	1.75	2.06	1.49	1.58	1.74	1.99	1.46	1.52	1.63	1.80	1.43	1.46	1.55	1.67
0.6	1.46	1.53	1.70	2.00	1.44	1.54	1.69	1.95	1.42	1.48	1.58	1.76	1.39	1.42	1.51	1.64
0.5	1.41	1.49	1.66	1.98	1.40	1.49	1.65	1.92	1.38	1.44	1.55	1.74	1.35	1.39	1.48	1.62
0.4	1.36	1.44	1.60	1.93	1.35	1.44	1.60	1.87	1.33	1.39	1.50	1.70	1.31	1.35	1.44	1.59
0.3	1.31	1.38	1.55	1.88	1.30	1.38	1.54	1.82	1.28	1.34	1.45	1.67	1.26	1.30	1.40	1.56
0.2	1.25	1.32	1.49	1.83	1.24	1.32	1.48	1.78	1.23	1.29	1.40	1.63	1.21	1.26	1.35	1.53
0.1	1.18	1.25	1.41	1.78	1.18	1.25	1.40	1.73	1.17	1.22	1.34	1.59	1.16	1.20	1.29	1.50

注： $w_0$  为高层建筑基本风压，不同地貌引起的影响表中已计及； $T_1$  为结构基本自振周期； $H$  为建筑总高度； $z$  为所在点的计算高度。

风振系数  $\beta_z$ ，系根据“荷载规范”所列出的公式，再考虑国外的周期与高度的经验公式， $T_1 = (0.02 \sim 0.033) H$ ，减少部分参数后，由能直接导出各点（或相对高度  $z/H$  处）风振系数的公式确定。经验算，与“荷载规范”公式计算结果比较，误差约在

3%以下，可以符合精度要求。

由于本规程所列计算用表，是根据周期经验公式  $T_1 = (0.02 \sim 0.033) H$  范围作出的，其他条件均未作变动，因此应用该表时，可检查一下所设计建筑是否在此范围内，若超出此范围，将有 3% 的误差，但实际工程的周期都在此范围内。例如，一座 200m 高的高层建筑钢结构周期为 5s，基本风压  $w_0 = 0.5 \text{kN/m}^2$ ，B 类地区，按“荷载规范”得每十分点的风振系数为 (1.61, 1.57, 1.52, 1.48, 1.44, 1.40, 1.36, 1.31, 1.26, 1.20)，而由本规范所列的表查得为 (1.63, 1.58, 1.54, 1.49, 1.45, 1.41, 1.37, 1.32, 1.27, 1.21)，二者非常接近，总效应误差仅 1% 左右。这是因为周期是在近似公式范围之内，即  $T_1 = 4 \sim 6.6 \text{s}$ 。但如果其他条件不变， $T_1 = 1 \text{s}$ ，则二者将有较大误差，因为  $T_1 = 1 \text{s}$  与按经验公式所得  $4 \sim 6.6 \text{s}$  相差甚远。应该指出， $T_1 = 1 \text{s}$  的  $H = 200 \text{m}$  高层建筑钢结构是不存在的，所以本规程所列计算用表适用绝大多数的实际情况。

**第 4.2.6 条** 当高层建筑顶部有小体型的突出部分（如伸出屋顶的电梯间、屋顶了望塔建筑等）时，设计应考虑鞭梢效应。计算表明，当  $T_u \leq T_l/3$  时，为了简化计算，可以假设从地面到突出部分的顶部为一等截面高层建筑，按表 4.2.5 计算风振系数。这种简化并无大的误差。鞭梢效应约为 1.1，若要使鞭梢效应接近 1，则可将适用于简化计算的顶部结构自振周期范围减少到  $T_u \leq T_l/4$ 。当  $T_u \geq T_l/3$  时，应按梯形体型结构用风振理论进行分析计算。鞭梢效应一般与上下部分质量比、自振周期比及承风面积比有关，研究表明，在  $T_u$  大于  $T_l$  约一倍半范围内，盲目增大上部结构刚度，反而起着相反效果，这一点应特别引起设计工作者的注意。另外，盲目减小上部承风面积，在  $T_u < T_l$  范围内，其作用也不明显。

### 第三节 地震作用

**第 4.3.1 条** 根据“小震不坏，中震可修，大震不倒”的抗震设计目标，及现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11) 提

出的多遇地震作用及罕遇地震作用两阶段的抗震要求，本规程明确提出了高层钢结构抗震设计的两阶段设计方法。多遇地震相当于50年超越概率为63.2%的地震，罕遇地震相当于50年超越概率为2%~3%的地震，本节给出了两阶段设计所要求的地震作用和罕遇地震作用的计算方法。

**第4.3.2条** 本条各项要求基本上是按照现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11)所提出的要求制定的，有两点要说明。一是在需要考虑水平地震作用扭转影响的结构中，应考虑结构偏心引起的扭转效应，而不考虑扭转地震作用。二是对于平面很不规则的结构，一般仍规定仅按一个方向的水平地震作用计算，包括考虑最不利的水平地震作用方向，而对不规则性带来的影响，则由充分考虑扭转来计及，这样处理使计算较简便，且较符合我国目前的情况。

**第4.3.3条** 理论分析和实际地震记录计算地震影响系数的统计结果表明，不同阻尼比的地震影响系数是有差别的，随着阻尼比的减小、地震影响系数增大，而其增大的幅度则随周期的增大而减小。

高层钢结构的阻尼比为0.02，高层钢结构地震影响系数的确定，是在统计分析的基础上，通过计算比较，采用了在现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11)阻尼比为0.05的地震影响系数基础上，乘以修正系数 $\zeta(T)$ 的方案。修正系数 $\zeta(T)$ 反映了在 $0.1T_g \sim 2T_g$ s范围内，阻尼比对地震影响系数的影响较大，而在大于 $2T_g$ 之后，影响呈逐渐减小的趋势。

采用阻尼比为0.02的地震影响系数，各类场地的地震影响系数进入下限的周期 $T_c$ 列于表C4.3.3中。

周 期  $T_c$  (s)

表 C4.3.3

$T_g$	0.2	0.25	0.30	0.40	0.55	0.65	0.85
$T_c$	3.9	4.0	4.1	4.3	4.6	4.8	5.2

自振周期超过 6s 的高层建筑钢结构，也宜按本条规定采用。

**第 4.3.4 条** 通过若干典型高层钢结构的振型分解反应谱法计算，高而较柔的钢结构水平地震作用沿高度分布，与现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11)中所给的分布公式略有区别。为了使用方便，仍然沿用该抗震规范中沿高度分布的规律，即按本条的 (4.3.4-2) 式计算各楼层的等效地震作用，但改变了顶部附加地震作用值。本条的式 (4.3.3-3) 所计算的顶部附加地震作用系数，随周期增大而减小，当  $T_1$  小于 2s 时，顶部附加地震作用系数可以用 0.15。

底部剪力法只需要用基本自振周期计算底部水平地震作用，使用比较方便。通过与振型分解反应谱法的比较，底部剪力法所得底部剪力在大多数情况下偏于安全。

在底部剪力法中，顶部突出物的地震作用可按所在高度作为一个质量，按其实际定量计算所得水平地震作用放大 3 倍后，设计该突出部分的结构。

根据中国建筑科学研究院抗震所的研究，20 层以上的建筑可取  $G_{eq}=0.76G_E$ ，为方便计取  $0.8G_E$ ，而 10 层以下的建筑应采用  $G_{eq}=0.85G_E$ 。

**第 4.3.5 条** 根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11) 条文制定。

**第 4.3.6 条** 由于非结构构件及计算简图与实际情况存在差别，结构实际周期往往小于弹性计算周期，根据 35 幢国内外高层钢结构统计，其实测周期与计算值比较，平均值为 0.75，在设计时，计算地震作用的周期应略高于实测值，设增长系数为 1.2，建议计算周期的修正系数用 0.9。

**第 4.3.7 条** 式 (4.3.7) 是半经验半理论得到的近似计算基本自振周期的顶点位移公式，它适用于具有弯曲线、剪切型或弯剪变形的一般结构。由于  $u_T$  是由弹性计算得到的，并且未考虑非结构构件的影响，故公式中也有修正系数  $\xi_T$ 。

**第 4.3.8 条** 是根据 35 幢国内外高层建筑钢结构脉动实测

自振周期统计值，乘以增长系数 1.2 得到的。

**第 4.3.9~4.3.11 条** 目前高层建筑功能复杂，体型趋于多样化，在复杂体型或不能按平面结构假定进行计算时，宜采用空间协同计算（二维）或空间计算（三维），此时应考虑空间振型（ $x$ 、 $y$ 、 $\theta$ ）及其耦连作用，考虑结构各部分产生的转动惯量及由式（4.3.9-2）计算的振型参与系数，还应采用完全二次方根法进行振型组合。在计算振型相关系数  $\rho_{jk}$  时，式（4.3.11-6）作了简化，假定所有振型阻尼比均相等。条文中建议阻尼比取 0.02，条文还给出了地震作用方向与  $x$  轴有夹角时的计算式。由于高层民用钢结构建筑多属塔式建筑，无限刚性楼盖居多，对楼盖为有限刚性的情况未给出计算公式，属于此种情况者应采用相应的计算公式。

**第 4.3.12 条** 按现行国家标准《建筑抗震设计规范》（GBJ 11）提出，大跨度和长悬臂结构的地震作用可不传给其支承结构。

**第 4.3.13 条** 本条是根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》（GBJ 11）的精神，为便于实施而具体化提出的。不同地震波会使相同结构出现不同的反应，这与地震波的频谱、幅值及持续时间长短有关。鉴于目前我国的条件，不可能都具备当地的强震记录，经常用 El Centre、Taft 或其他一些容易找到数据的波形，这些波有时与当地条件并不吻合。因此，提出至少用四条波，并应尽可能包括本地区的强震记录，如不可能，则应找与建筑物场地地质条件类似地区的强震记录，或采用根据当地地震危险性分析获得的人工模拟地震波，使地震波的频谱特性能反映当地场地上土性质。

**第 4.3.14 条** 表 4.3.14 中给出的第一阶段弹性分析及第二阶段弹塑性分析两个水准的加速度峰值，它们分别相应于多遇地震及罕遇地震下的地震波加速度峰值。

鉴于目前国内条件，本规程要求输入地震波采用加速度标准化处理，在有条件时也可采用速度标准化处理。

加速度标准化处理 
$$a'_t = \frac{A_{\max}}{a_{\max}} a_t$$

速度标准化处理 
$$a'_t = \frac{V_{\max}}{v_{\max}} a_t$$

式中  $a'_t$ ——调整后输入地震波各时刻的加速度值；  
 $a_t$ 、 $a_{\max}$ 、 $v_{\max}$ ——分别为地震波原始记录中各时刻的加速度值、  
加速度峰值及速度峰值；  
 $A_{\max}$ ——表 4.3.14 中规定的输入地震波加速度峰值；  
 $v_{\max}$ ——按烈度要求输入地震波速度峰值。

本条列出的第二阶段加速度峰值与第一阶段加速度峰值之比，与抗震规范中第二阶段与第一阶段的  $a_{\max}$  值之比，是一致的。

## 第五章 作用效应计算

### 第一节 一般规定

**第 5.1.1 条** 目前国内结构设计规范均用弹性分析求结构的作用效应，而在截面设计时考虑弹塑性影响，所以高层建筑钢结构的计算原则仍然采用弹性设计。考虑到抗震设防的“大震不倒”原则，规定了抗震设防的高层钢结构尚应验算在罕遇地震作用下结构的层间位移和层间位移延性比，此时允许结构进入弹塑性状态，要进行弹塑性分析。

**第 5.1.2 条** 高层建筑钢结构通常采用现浇组合楼盖，其在自身平面内的刚度是相当大的，通常假设具有绝对刚性，与国内其他规范的假设是一致的。当不能保证楼盖整体刚度时，则不能用此假设。

**第 5.1.3 条** 在弹性计算时，由于楼板和钢梁连接在一起，故可考虑协同工作。在弹塑性计算时，楼板可能严重开裂，故不宜考虑共同工作。

框架计算时，组合梁的惯性矩计算，参考了日本的有关规定。

**第 5.1.4 条** 本条说明计算模型的选取原则，所述三种情况都是常见的。

**第 5.1.5 条** 高层建筑钢结构梁柱构件的跨度与截面高度之比，一般都较小，因此作为杆件体系进行分析时，应该考虑剪切变形的影响。此外，高层钢框架柱轴向变形的影响也是不可忽视的。梁的轴力很小，而且与楼板组成刚性楼盖，分析时通常视为无限刚性，通常不考虑梁的轴向变形，但当梁同时作为腰桁架或帽桁架的弦杆或支撑桁架的杆件时，轴向变形不能忽略。由于钢框架节点域较薄，其剪切变形对框架侧移影响较大，应该考虑，详

见第 5.2.8 条。

**第 5.1.6 条** 在钢结构设计中，支撑内力一般按两端铰接的计算图形求得，其端部连接的刚度则通过支撑构件的计算长度加以考虑。偏心支撑的耗能梁段在大震时将首先屈服，由于它的受力性能不同，应按单独单元计算。

**第 5.1.7 条** 现浇钢筋混凝土剪力墙的计算方法，是钢筋混凝土结构设计中大家熟悉的。至于嵌入式剪力墙的计算，最常用的方法是折算成等效交叉支撑或等效剪切板，也可用其他简便的计算模型作分析。

**第 5.1.8 条** 构件的差异缩短通常在钢结构施工详图阶段解决。

## 第二节 静 力 计 算

**第 5.2.1 条** 高层钢结构的静力分析，可按第 5.1.4 条所述模型用矩阵位移法计算，第 5.2.2 至 5.2.7 条的近似方法，仅能用于高度小于 60m 的建筑或在方案设计阶段估算截面之用。

**第 5.2.2 条** 框架内力可用分层法或 D 值法进行在竖向荷载或水平荷载下的近似计算，这些方法是常用的。

**第 5.2.3 条** 框架支撑体系高层钢结构的简化计算，可用本条所述方法或其他有效的简化方法，带竖缝的钢筋混凝土剪力墙也可变换成等效支撑或等效剪切板。

**第 5.2.4 条** 本条所述方法在结构分析时是常用的。

**第 5.2.5 条** 用等效截面法计算外框筒的构件截面尺寸时，外框筒可视为平行于荷载方向的两个等效槽形截面(图 C5.2.5)，其翼缘有效宽度可取下列三者中之最小值：

(1)  $b \leq L/3$ ;

(2)  $b \leq B/2$ ;

(3)  $b \leq H/10$

式中， $L$  和  $B$  分别为筒体截面的长度和宽度， $H$  为结构高度。框筒在水平荷载下的内力，可用材料力学公式作简化计算。

**第 5.2.6 条** 在抗震设计中，结构的偏心距设计值主要取决于以下几个因素：(1) 地面的扭转运动；(2) 结构的扭转动力效应；(3) 计算模型和实际结构之间的差异；(4) 恒荷载和活荷载实际上的不均匀分布；(5) 非结构构件引起的结构刚度中心的偏移。表达式  $e_d = e_0 + 0.05L$ ，考虑了我国在钢筋混凝土中的习惯用法和外国的常用取值。

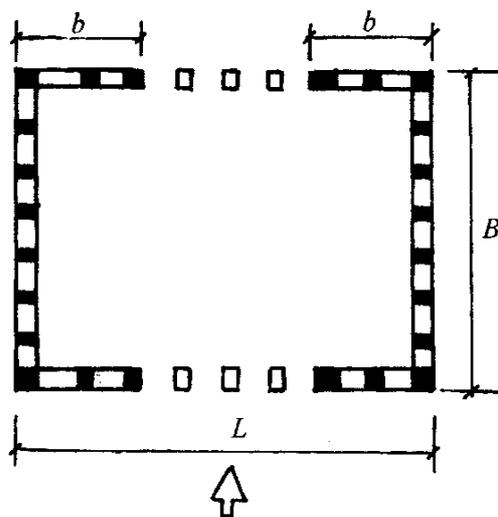


图 C5.2.5

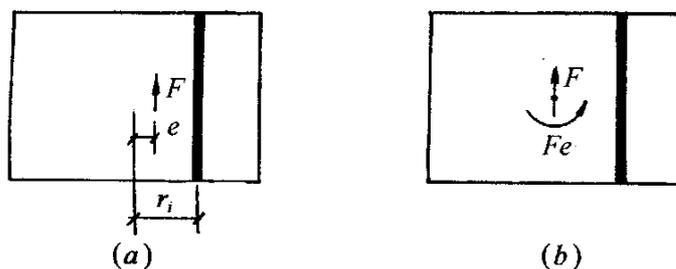


图 C5.2.6

式 (5.2.6) 系参照南斯拉夫等国的抗震规范拟定，该式按静力法计算扭转效应，适用于小偏心结构 (图 C5.2.6)。

在  $F$  作用下  $\delta_0 = F / \sum K_i$  (平移)

在  $Fe$  作用下  $\varphi = Fe / K_T$  (转动)

$$\delta_i = \delta_0 + r_i \varphi = \delta_0 \left( 1 + \frac{er_i}{K_T / \sum K_i} \right)$$

$$\delta_0 = \left( 1 + \frac{er_i \sum K_i}{\sum K_i r_i^2} \right)$$

**第 5.2.7 条** 美、英、委、日等国的抗震设计规范，对等效静力计算的倾覆力矩，考虑了不同的折减系数。倾覆力矩折减系数的定义是，在动力底部剪力与静力底部剪力相同的条件下，动

力底部倾复力矩与静力底部倾覆力矩的比值。在这方面的主要影响因素,为地震力沿高度的分布及基础转动的影响。分析表明,弯曲线结构的折减幅度随自振周期的增大而增大,剪切型结构的折减幅度变化较小。此外,阻尼越大则折减越小。

美国 ATC3—06 (1978) 建议:上部 10 层不折减,即折减系数  $k=1$ ;由顶部楼层算起的 10~20 层,折减系数  $k=1\sim 0.8$ ;上部 20 层以下,  $k=0.8$ 。本条文参考 ATC3—06 拟定,仅将原来的上部 20 层改为上部 60m。

暂限于在用底部剪力法估算高层钢框架构件截面时,考虑对倾覆力矩折减。

**第 5.2.8、5.2.9 条** 高层建筑钢结构节点域不加厚时,根据武藤清著《结构物动力设计》(北京:中国建筑工业出版社,1984)和计算结果,其剪切变形对结构侧移的影响可达 10%~20%,甚至更大。用精确方法计算比较麻烦,在工程设计中采用近似方法考虑其影响。第 5.2.8 条中的近似方法只适用于钢框架结构。根据同济大学对约 160 个从 5 层到 40 层工形柱钢框架结构的示例计算分析,节点域剪切变形对结构水平位移的影响较大,影响程度主要取决于梁的抗弯刚度  $EI_b$ 、节点域剪切刚度  $K$ 、梁腹板高度  $h_b$  以及梁与柱的刚度之比。经过对算例分析结果的归纳,给出了第 5.2.9 条的修正公式,当  $\eta > 5$  时应进行修正,使节点域剪切变形引起的侧移增加值不超过 5%。至于节点域剪切变形对内力的影响,一般在 10%以内,影响较小,因而可不需对内力进行修正。当框架结构有支撑时,分析研究表明,节点域剪切变形会随支撑体系侧向刚度增加而锐减。采用箱形柱的京城大厦,在第一阶段抗震设计中考虑了节点域剪切变形对侧移的影响;采用箱形柱的京广中心,在设计中未考虑此效应。

**第 5.2.10 条** 稳定分析主要是计及二阶效应的结构极限承载力计算。二阶效应主要是指  $P-\Delta$  效应和梁柱效应,根据理论分析和实例计算,若将结构的层间位移、柱的轴压比和长细比限制在一定范围内,就能控制二阶效应对结构极限承载力的影响。综

合参考约翰深, B. J. 主编 (董其震等译)《金属结构稳定设计准则解说》(北京: 中国铁道出版社, 1981)、九国抗震规范和 1976 年日本建筑学会 (李和华译)《钢结构塑性设计指南》(北京: 中国建筑工业出版社, 1981) 等文献中的有关分析, 给出了本条可不进行结构稳定计算的条件, 其中第一款主要考虑梁柱效应, 第二款主要考虑  $P-\Delta$  效应。

**第 5.2.11 条** 研究表明, 对于无侧移的结构, 用有效长度法计算结构的稳定, 可获得较好的精度, 但对于有侧移的结构, 有效长度法偏于保守, 因为它不能直接反映  $F-u (P-\Delta)$  效应的影响。有支撑的结构, 且  $\delta/h \leq 1/1000$ , 可认为是属于无侧移的结构。无支撑的结构和  $\delta/h > 1/1000$  的有支撑的结构, 可认为是属于有侧移的结构, 为此应按能反映  $F-u (P-\Delta)$  效应的二阶分析法计算。下面介绍一种  $F-u (P-\Delta)$  分析法的计算步骤。

1. 计算在使用荷载下每一楼层水平面上各柱轴向荷载的总和  $\Sigma F$ ;

2. 按一阶分析所得的每层楼层处的水平位移  $u$ , 或按预先确定的楼层水平位移  $u$ , 确定由楼层柱子的轴力作用于变形结构上而产生的附加水平力;

$$V_i = \alpha \frac{\Sigma F_i}{h_i} (u_{i+1} - u_i)$$

式中  $V_i$ ——由侧移引起的第  $i$  层处的附加水平力;

$\Sigma F_i$ ——在第  $i$  层所有柱子轴向力之和;

$\alpha$ ——放大系数, 取 1.05~1.2;

$h_i$ ——第  $i$  层的楼层高度;

$u_{i+1}$ 、 $u_i$ ——分别为第  $i+1$  层和第  $i$  层楼盖的水平位移。

求得的水平位移应不大于规定的限值。

3. 取每一楼层附加水平力的代数和, 作为楼层水平面上的侧向力 (图 C5.2.11);

$$H_i = V_{i+1} - V_i$$

4. 将侧向力  $H_i$  和其他水平荷载相加, 按合并后的水平力连

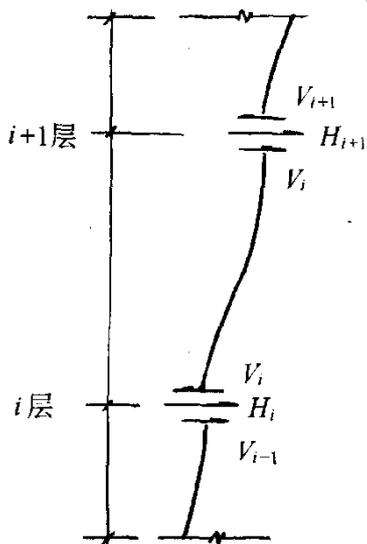


图 C5. 2. 11

同竖向荷载进行一阶弹性分析，得出各节点的位移量；

5. 验算在第 2 步骤中得出的所有楼层水平位移的精度，即在迭代过程前后两次所得楼层水平位移误差是否在允许范围内，如果不满足，按第 2 步骤到第 4 步骤继续迭代，如果计算精度满足要求，用迭代后所得的内力对各杆进行截面验算，此时柱的有效长度系数取 1.0。

在侧向刚度较大的结构中，楼层水平位移收敛较快，只需迭代 2~3 次。若上述计算在迭代 5~6 次后仍不收敛，说明结构的侧向刚度很可能不够，需重新选择截面。

### 第三节 地震作用效应验算

**第 5.3.1 条** 本条是根据“小震不坏，大震不倒”的抗震设计原则提出来的，我国现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11) 中提出了抗震设防三水准和二阶段的设计要求，本条根据我国抗震规范的要求拟定。

**第 5.3.2 条** 一般情况下，结构越高基本自振周期越长，结构高阶振型对结构的影响越大，而底部剪力法只考虑结构的一阶振型，因此底部剪力法不适用于很高的建筑结构计算，其适用高度，日本为 45m，印度为 40m，我国现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11) 规定高度不超过 40m 的规则结构可用该规范规定的底部剪力法计算。本规程中的底部剪力法，已近似考虑了部分高振型的影响，因此将其底部剪力法的适用高度放宽到 60m。

振型分解反应谱法实际上已是一种动力分析方法，基本上能够反映结构的地震反应，因此将它作为第一阶段弹性分析时的主

要方法。

时程分析法是完全的动力分析方法，能够较真实地描述结构地震反应的全过程，但时程分析得到的只是一条具体地震波的结构反应，具有一定的“特殊性”，而结构地震反应受地震波特性（如频谱）的影响是很大的，因此，在第一阶段设计中，仅建议作为竖向特别不规则建筑和重要建筑的补充计算。

**第 5.3.3 条** 本条系参考美国加州规范中有关条文拟定。本条的含义，是在框架-支撑结构中，当框架部分所分配得到的剪力小于结构总底部剪力的 25% 时，框架部分应按能承受总底部剪力的 25% 计算，将其在地震作用下的内力进行调整，然后与其他荷载产生的内力组合。

**第 5.3.4 条** 在地震时，结构在两个方向同时受地震作用，对于较规则的结构，仅按单方向受地震作用进行设计，但对于角柱和两个互相垂直的抗侧力构件上所共有的柱，应考虑同时受双向地震作用的效应，本条采用简化方法，将一个方向的荷载产生的柱内力提高 30%。

**第 5.3.5 条** 美国 ATC3—06 建议，设计基础时按等效静力计算的倾覆力矩可折减 35%。参考此资料，并考虑在罕遇地震作用下基础的稳定，采用倾覆力矩折减系数 0.8。此外，基础埋深也有一定的有利条件。

**第 5.3.6 条** 底部剪力法和振型分解反应谱法只适用于结构的弹性分析，进行第二阶段抗震设计时，结构一般进入弹塑性状态，故只能采用时程分析法计算。

结构的计算模型，可采用杆系模型或层模型。用杆系模型作弹塑性时程分析，可以了解结构的时程反应，计算结果较精确，但工作量大，耗费机时，费用高。用层模型可以得到各层的时程反应，虽然精确性不如杆系模型，但工作量小，费用低，结果简明，易于整理。地震作用是不确定的、复杂的、许多问题还在研究中，而且结构构件的强度有一定的离散性。另外，第二阶段设计的目的，是验算结构在大震时是否会倒塌，从总体上了解结构在大震

时的反应，因此工程设计中，大多采用层模型。

**第 5.3.7 条** 用时程分析法计算结构的地震反应时，时间步长的运用与输入加速度时程的频谱情况和所用计算方法等有关。一般说来，时间步长取得越小，计算结果越精确，但计算工作量越大。最好的办法是用几个时间步长进行计算，步长逐渐减小（例如每次步长减小一半），到计算结果无明显变化时为止，但需重复计算，这在必要时可采用。一般情况下，可取时间步长不超过输入加速度主要周期的  $1/10$ ，而且不大于  $0.02s$ 。

结构阻尼比的实测值很分散，因为它与结构的材料和类型、连接方法和试验方法等有关。钢结构的阻尼比一般比钢筋混凝土结构的阻尼比小，钢筋混凝土结构的阻尼比通常取  $0.05$ 。根据一些实测资料，在弹塑性阶段，钢结构的阻尼比可取  $0.05$ 。

**第 5.3.8 条** 进行高层钢结构的弹塑性地震反应分析时，如采用杆系模型，需先确定杆件的恢复力模型；如采用层模型，需先确定层间恢复力模型。恢复力模型一般可参考已有资料确定，对新型、特殊的杆件和结构，则宜进行恢复力特性试验。

**第 5.3.9 条** 用静力弹塑性法计算层间恢复力模型骨架线的方法，可参阅武藤清《结构物动力设计》。

**第 5.3.10 条** 大震时的  $P-\Delta$  较大，是不可忽视的。

#### 第四节 作用效应组合

**第 5.4.1 条** 本条是将现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9) 中关于非地震作用组合和现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11) 中关于地震作用时的组合，加以综合而成。

非地震作用组合的式 (5.4.1-1) 中，考虑高层建筑荷载特点（高层钢结构主要用于办公室、公寓、饭店），只列入了永久荷载、楼面使用荷载及雪荷载三项竖向荷载，水平荷载只有风荷载。如果建筑物上还有其他活荷载，可参照“荷载规范”要求进行组合。对于高层建筑，风是主要荷载，因此组合系数取  $1.0$ 。根据重庆建筑大学的研究，此时不仅高层钢结构的可靠度指标可满足现行国

家标准《建筑结构设计统一标准》(GBJ 68)的要求,而且分布比较均匀。

有地震作用组合的式(5.4.1-2)与现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11)中有关公式相同,其中 $G_E$ 为重力荷载代表值,它是指在地震作用下可能产生惯性力的重量,也按现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11)的规定取值。

**第5.4.2条** 表5.4.2给出了高层钢结构各种可能的荷载效应组合情况,与荷载规范及抗震规范的规定基本一致,但非地震组合情况只有一种,因为在高度很大的高层钢结构中,只有竖向荷载的组合,不可能成为不利组合,因此未包括无风荷载的组合情况。在有地震作用组合情况中,高度大于60m的建筑主要用了第3种情况(按7度、8度设防)及第6种情况(按9度设防)。

**第5.4.3条** 位移计算应采用荷载或作用的标准值,故取各荷载和作用的分项系数为1.0。

**第5.4.4条** 第二阶段设计因考虑受罕遇地震作用,故既不考虑风荷载,荷载和作用的分项系数也都取1。因为结构处于弹塑性阶段,叠加原理已不适用,故应先将考虑的荷载和作用都施加到结构模型上,再进行分析。

## 第五节 验算要求

**第5.5.1条** 根据现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9),非抗震设防的建筑应满足式(5.5.1-1)。而抗震设防的建筑可能全部或部分地受不考虑地震作用的效应组合控制,此时显然也应满足式(5.5.1-1)。有地震作用的效应组合不再考虑重要性系数,是根据现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11)的规定,可参见其条文说明。

本条对结构构件的安全等级不作具体规定,由设计人酌情选定。

高层钢结构在风荷载下的顶点位移和层间位移限值,系参考现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)的规定采用,对建筑高度较低的规则结构以及采取减振措施时,可适当放宽。对钢框

架核心筒等水平力主要由混凝土结构承受的高层建筑，规定了应按国家现行标准《钢筋混凝土高层建筑结构设计与施工规程》(JGJ 3) 的规定，但考虑到该规程的规定对混合结构可能太严，允许在主体结构不开裂和装修材料不出现较大破坏的前提下适当放宽。不出现较大破坏，意味着容许装修材料在大震时出现轻微甚至中等破坏，其数值由设计人员自行选定。

结构顶点位移是指顶点质心的位移。在验算顶点位移时，结构平面端部的最大位移不得超过质心位移的 1.2 倍。此规定根据设计经验提出，对非抗震计算适用。

高层建筑中人体的舒适度，是一个比较复杂的问题，国外实例和一些研究表明，在超高层建筑特别是超高层钢结构建筑中，必须考虑，不能用水平位移控制来代替。

本条文中的顶点最大加速度限值，是综合分析了国外有关规范和资料，主要参考了加拿大国家建筑规范，再结合我国国情而作出的限值规定。加拿大规范规定，暂定加速度限值  $1\% \sim 3\%g$ ，重现期取 10 年，公寓建筑取低限，办公高层建筑取高限。根据我国目前的实际情况，只对顺风向和横风向加速度作了规定，而未对建筑物整体扭转的角加速度限制予以规定，工程中暂不考虑。

顺风向顶点最大加速度计算公式 (5.5.1-4) 系按照我国现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9) 中风荷载公式的动力部分，再经推导后得到的。经验算，与国外有关公式的计算结果较为接近，在使用该公式时，若遇体型较复杂的建筑，应参照一般高层建筑的作法，将公式中的  $\mu_s A$  换成  $\sum \mu_{si} A_i$  进行计算，并取绝对值之和。这里， $\mu_{si}$  代表迎风面或背风面第  $i$  部分的体型系数， $A_i$  代表与之对应的迎风面或背风面面积。

横风向顶点加速度计算理论较为复杂，也缺乏足够的资料，因此式 (5.5.1-5) 采用了加拿大国家建筑规范中的有关公式。横风向振动的临界阻尼比一般可取  $0.01 \sim 0.02$ ，视具体情况选用。

圆筒形高层建筑有时会发生横风向的涡流共振现象，此种振动较为显著，但设计是不允许出现横风向共振的，应予避免。一

般情况下，设计中用高层建筑顶部风速来控制，如果不能满足这一条件，一般可采用增加刚度使自振周期减小来提高临界风速，或者进行横风向涡流脱落共振验算，其方法可参考风振著作，本条文不作规定。

**第 5.5.2 条** 抗震设防的高层钢结构构件承载力验算表达式(5.5.2-1)，与现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GBJ 11)规定的公式相同。式中，构件和连接的承载力抗震调整系数，是中国建筑科学研究院抗震所根据可靠度指标要求，考虑本规程规定的高层建筑钢结构的地震作用、材料抗力标准值和设计值等因素，通过对几幢高层钢结构的实例分析，用概率统计方法求得的。

结构在弹性阶段的层间位移限值，日本建筑法施行令定为层高的 $1/200$ 。1988年美国加州规范规定，基本自振周期大于 $0.7s$ 的结构，弹性阶段的层间位移限值为层高的 $1/250$ 或 $0.03/R_w$  ( $R_w$ 为结构的延性指标)，参考以上规定，本规程取层高的 $1/250$ 。

规定了结构平面端部构件最大侧移可不超过质心侧移的 $1.3$ 倍，是考虑地震作用相对短暂。

**第 5.5.3 条** 美国 ATC3—06 规定，Ⅰ类地区危险度建筑(接纳人员较多的一般高层建筑)的层间最大变形角为 $1/67$ ，系考虑在罕遇地震作用下，结构出现弹塑性交变时的允许值，日本规定罕遇地震时的层间变形角限值为 $1/100$ ，在工程设计中也有用得更大时，如日本设计的京广中心设计采用的限值为 $1/75$ ；新西兰抗震规范规定，采用可分离的非结构构件时，最大层间变形角允许为 $1/100$ 。这些规定都是为了使结构构件在罕遇地震时不脱落。显然，美国的规定较宽。考虑到变形角太严，构件截面可能受罕遇地震控制，这将很不经济，本规程参考美国的上述规定，采用 $1/70$ 作为变形角限值，试算表明，这一要求一般可以满足。这一限值对按杆系模型将偏严。由于缺乏设计试验，目前还提不出适用于杆系模型的罕遇地震作用下层间位移限值。

层间位移延性比限值，是层间最大允许位移与其弹性位移之比，系参考有关文献和算例结果提出的。

## 第六章 钢构件设计

### 第一节 梁

**第 6.1.1 条** 高层建筑钢结构除在罕遇地震下出现一系列塑性铰外，在多遇地震下应保证不破坏和不需修理。现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)对一般的梁都允许出现少量塑性，即在计算强度时引进大于 1 的截面塑性发展系数  $\gamma$ ，但对直接承受动荷载的梁，取  $\gamma=1$ 。基于上述原因，抗震设计的梁取  $\gamma=1$ 。

按照日本的设计做法，在垂直荷载下的梁弯矩取节点弯矩，在水平力作用下的梁弯矩取柱面弯矩。

**第 6.1.2~6.1.4 条** 梁的整体稳定性通常通过刚性铺板或支撑体系加以保证，使其不控制设计。地震区高层钢结构的梁和柱形成抗侧力刚架时，更需要保证梁不致失稳。

对按 6 度抗震设防和非抗震设防的结构，梁的整体稳定可按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)第 4.2.1 条规定考虑。这里需要指出，单纯压型钢板做成的铺板，必需在平面内具有相当的抗剪刚度时，才能视为刚性铺板，这一要求按照德国 DIN 18800-II 的规定是

$$K \geq \left( EI_w \frac{\pi^2}{l_1^2} + GI_t + EI_y \frac{\pi^2 h^2}{l_1^2 4} \right) \frac{70}{h^2}$$

式中， $K$  是压型钢板每个波槽都和梁相连接时面板内的抗剪刚度，即  $K=V/\gamma$ ，可由试验确定； $I_w$ 、 $I_t$ 、 $I_y$ 、 $l_1$  和  $h$  分别为梁的翘曲常数、自由扭转常数、绕弱轴的惯性矩、自由长度和高度(图 C6.1.3)。

支座处仅以腹板与柱相连的梁，在梁端截面不能保证完全没有扭转。在需要验算整体稳定时， $\varphi_b$  应乘以 0.85 的降低系数，详

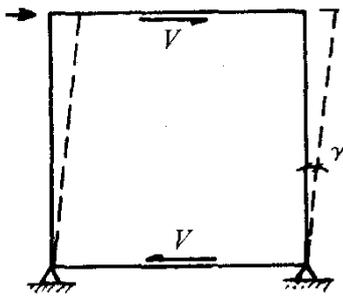


图 C6.1.3

见陈绍蕃著：《钢结构设计原理》（北京：科学出版社，1987）。按 7 度或高于 7 度抗震设防的结构，由于罕遇地震下出现塑性，在可能出现塑性铰的部位（如梁端和集中荷载作用点）应有侧向支承点。由于地震力方向变化，塑性铰弯矩的方向也变化，要求梁上下翼缘均有支撑，这些支撑和相

邻支撑点间的距离，应满足现行国家标准《钢结构设计规范》（GBJ17—88）第 9.3.2 条对塑性设计的结构要求。在强烈地震作用下，梁弯矩的梯度很大，此时在现行国家标准《钢结构设计规范》（GBJ 17）的式（9.3.2-1），即式

$$\lambda_y \leq \left( 60 - \frac{40M_1}{W_{px}f} \right) \sqrt{235/f_y}$$

中， $f$  可用  $f_y$  代替。在  $-1 \leq M_1 / (W_{px}f) \leq 0.5$  范围内， $\lambda_y$  在  $100 \sqrt{235/f_x}$  至  $40 \sqrt{235/f_y}$  之间变化。美国加州规范（1988）规定  $\lambda_y \leq 96$ ，但美国 AISC（1986）极限状态设计（LRFD）规范却给出高烈度地震区  $\lambda_y \leq 25 \sqrt{235/f_y}$ ，与前者出入甚大，两者分别大体接近现行国家标准《钢结构设计规范》（GBJ17—88）规范式（9.3.2-1）和（9.3.2-2）的最大和最小值。

**第 6.1.5 条** 本条按现行国家标准《钢结构设计规范》（GBJ 17）拟定，补充了框架梁端部截面的抗剪强度计算公式。

**第 6.1.6 条** 梁板件宽度比应随截面塑性变形发展的程度而满足不同要求。形成塑性铰后需要实现较大转动者，要求最严格，按 7 度或 7 度以上抗震设防的结构中，梁可能出现塑性铰的区段，应满足表 6.1.5 的要求，此时转动能力达弹性转动能力的 7~9 倍。该表的规定与现行国家标准《钢结构设计规范》（GBJ17—88）表 9.1.4 的规定相同。

对于非地震区和设防烈度为 6 度的地震区，当框架梁中可能

出现塑性铰时，梁的塑性铰截面转动能力不加强震区高，满足表 6.1.5 中 6 度和非抗震设防的宽厚比限值时，截面非弹性转动能力可达弹性转动的 3 倍，已经够用。 $b/t \leq 11$  是参照美国 AISC (LRFD) 规范确定的， $h_0/t_w \leq 90$  比它稍严。

兼充支撑系统横杆的梁，在受弯的同时受有轴力。若抗震设防的梁端部有可能出现塑性铰，则腹板宽厚比应符合压弯构件塑性设计要求，计算公式见现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ17—88) 表 9.1.4。

**第 6.1.7 条** 美国加州规范 (1988) 考虑倾复力矩对传力不连续部位的柱进行竖向荷载组合时，对地震作用  $E$  按  $3(R_w/8)E$  考虑，设计柱截面时容许应力乘 1.7。当  $R_w \approx 10$  时，大约为将地震作用乘以 2。结合我国具体情况，建议对这些部位的地震作用乘以大于 1.5 的增大系数。

## 第二节 轴心受压柱

**第 6.2.1 和 6.2.2 条** 高层建筑中的轴心受压柱一般不涉及抗震问题，柱的主要特点是钢材厚度可能超过 40mm，有时甚至超过 100mm。厚壁柱设计有两个不同于一般轴心受压柱的问题：一是强度设计值  $f$  的取值，二是稳定系数  $\varphi$  的取值。

本规程第二章系根据现行国家标准《碳素结构钢》(GB/T700) 和《低合金结构钢》(GB/T1591) 的规定编写的，其中包括了 Q235 和 Q345 钢厚板的屈服点标准值，而抗力分项系数则应有一定的实验统计资料作为依据。

当工字形截面翼缘厚度超过 40mm 时，残余应力沿厚度变化，使稳定承载力不同于厚度较薄者。欧州钢结构协会 1978 年的《钢结构设计建议》(ECCS European Recommendation for steel construction) 规定，厚度超过 40mm 的热轧 H 型钢  $\varphi$  系数，用比  $a$ 、 $b$ 、 $c$  三条曲线都低的  $d$  曲线，但后来的研究表明，这一规定偏于保守。因此，欧共体的官方规范 Eurocode 3(1983 草案)把 40mm 改为 80mm。德国稳定规范 DIN 18800—II 1988 年试行本也规

定,厚度不超过 80mm 者  $\varphi$  系数不予降低。鉴于这一更改有充分根据,我们采用了以 80mm 分界的规定。

厚壁焊接 H 型和箱型截面柱,还未见到国外发表的研究资料。关于焊接工字形截面,欧共体 Eurocode 3 和德国 DIN 18800—II 都以 40mm 分界,而箱型截面则以板件宽度比是否小于 30mm 分界。箱形截面  $b/t \geq 30$  者用  $b$  曲线,  $b/t < 30$  者用  $c$  曲线,这是因为宽厚比小者残余应力大,不过焊缝大小对  $\varphi$  系数有很大关系,如果箱型截面壁板间的焊缝是部分熔透而非全熔透,那么  $b$  曲线的适用范围还可扩大。

我们对轧制厚板组成的焊接工字形截面和焊接箱型截面的残余应力分布,进行了理论分析,并通过对  $600\text{mm} \times 600\text{mm} \times 70\text{mm}$  的箱型截面残余应力的实测,验证了残余应力的计算模型,在此基础上完成了多个焊接工字形和箱型截面的  $\varphi$  系数计算,计算结果证实厚壁箱型截面的  $\varphi$  系数可以按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ17—88) 规定的  $b$  类和  $c$  类截面采用,不过分界可取  $b/t = 20$  而不是 30。计算也表明,轧制厚板焊接工字形截面绕弱轴的稳定计算,需要比  $d$  类还低的曲线,不过残余应力的最大值取决于截面积与焊接输入热量的比值,而不是板的厚度。这一比值,可近似地用面积  $A$  和腹板厚度  $t_w$  的比值来取代。因此,对于这类焊接工字形截面的  $\varphi$  值不必区分板厚是否大于 80mm,而可将厚度 40mm 以上的截面弱轴都归入  $d$  截面,强轴都归入  $c$  类截面。 $d$  类  $\varphi$  曲线和  $a$ 、 $b$ 、 $c$  三类用同一公式描述,系数  $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ 、 $\alpha_3$  大体根据三种不同尺寸工字形截面的平均  $\varphi$  值确定。目前,高层建筑的焊接工字形截面柱的翼缘板,常用精密火焰切割加工成需要的宽度,由于焰割板边缘有很高的残余拉应力,柱的  $\varphi$  系数可和  $t \leq 40\text{mm}$  者一样,对强轴和弱轴都取  $b$  曲线。

### 第三节 框 架 柱

**第 6.3.1 条** 框架柱的强度和稳定,依第五章算得的内力按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 第五章和第九章的公

式计算，但柱计算长度、截面塑性抵抗矩和板件宽厚比，应满足本节各项规定的要求。在罕遇地震作用下，结构整体倒塌和层间极限变形的验算，可以揭示框架体系柱截面是否适当，因此本条还规定柱截面应能满足第 5.5.3 条的要求。

**第 6.3.2 条** 框架柱的计算长度应根据具体情况区别对待。当不考虑水平荷载作用时，框架柱计算长度按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 一般规定确定柱计算长度系数  $\mu$ ，这里给出  $\mu$  的两个近似公式，即式 (6.3.2-1) 和 (6.3.2-2)，它们具有较好的精度。由于是代数式，比“钢结构设计规范”中的超越方程简便。

当计入风力及多遇地震引起的内力时，框架失稳属于极值型问题。在满足整个建筑整体稳定的情况下，位移符合层间位移限制时，柱计算长度系数介于无侧移和有侧移两种情况之间，故可取为  $\mu=1.0$ 。若层间位移甚小，也可考虑按无侧移柱确定  $\mu$  值，这里限于层间位移小于  $0.001h$  (相当于安装垂直度允许误差)，这时侧移影响可以忽略。

**第 6.3.3 条** 本条公式 (6.3.3-1) 是为了实现强柱弱梁的设计概念，使塑性铰出现在梁端而不是出现在柱端。梁和柱的抗弯能力，即塑性铰弯矩，分别为：

$$M_{pb} = W_{pb} f_{yb}$$

$$M_{pc} = 1.15 W_{pc} (f_{yc} - \sigma_N) \quad (\text{当 } N/A_c f_{yc} > 0.13 \text{ 时})$$

式中  $W_{pb}$ 、 $W_{pc}$ ——分别为梁和柱截面的塑性抵抗矩；

$f_{yb}$ 、 $f_{yc}$ ——分别为梁和柱钢材的屈服强度标准值；

$\sigma_N$ ——轴力产生的柱压应力， $\sigma_N = N/A_c$ 。

强柱弱梁条件是在柱节点上

$$\Sigma M_{pc} > \Sigma M_{pb}$$

这里偏于安全地略去了系数 1.15，得到式 (6.3.3-1)。塑性铰本应在强烈地震下才出现，但式 (6.3.3-1) 中的  $\sigma_N$  取多遇地震作用的组合，原因是如果控制过严，往往不经济或很难实现，且柱出现少量塑性并不致引起倒塌。在实际工程设计中，如果能做到式

(6.3.3-1) 左端比右端大得稍多,是有利的。

但在实际工程中,特别是采用框筒结构时,甚至式(6.3.3-1)也往往难以普遍满足,若为此加大柱截面,使工程的用钢量增加较多,是很不经济的。此时允许改按式(6.3.3-2)验算柱的轴压比,该式引自现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)第九章。日本在北京京城大厦和京广中心的高层钢结构设计中,规定柱的轴压比不大于0.67,不要求控制强柱弱梁。美国加州规范规定必需满足强柱弱梁,而一般不要求控制轴压比。本条强调强柱弱梁的重要性,要求在设计中尽可能考虑,但也重视节约钢材。

**第6.3.4条** 按6度抗震设防和非抗震设防的结构,柱不会出现塑性铰,其板件宽厚比可按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)第五章的规定确定。

按7度和7度以上抗震设防的结构,按照强柱弱梁的要求,柱一般不会出现塑性铰,但是考虑到材料性能变异、截面尺寸偏差以及未计及的竖向地震作用等因素,柱在某些情况下也可能出现塑性铰。因此,柱的板件宽厚比也应考虑按塑性发展来加以限制,不过不需要象梁那样严格,因为柱即使出现了塑性铰,也不致于有较大转动,本条所规定的宽厚比就是这样考虑确定的,对7度设防地区比对8、9度设防地区更放宽一些。

**第6.3.5条** 本条式(6.3.5)的目的是在强大的地震作用下,使工字形截面柱和梁连接的节点域腹板不致失稳,以利于吸收地震能量。该式是美国加州规范提出的,由试验资料得来。节点域的抗剪强度需另行计算。式(6.3.5)也适用于箱型柱节点域。

**第6.3.6条** 柱长细比越大,其延性越差,所以地震区柱长细比不应太大。

**第6.3.7条** 参见第6.1.7条的条文说明。

#### 第四节 中 心 支 撑

**第6.4.1条** K形支撑体系在地震作用下,可能因受压斜杆屈曲或受拉斜杆屈服,引起较大的侧向变形,使柱发生屈曲甚至

造成倒塌，故不应在抗震结构中采用。

**第 6.4.2 条** 地震作用下支撑体系的滞回性能，主要取决于其受压行为，支撑长细比大者，滞回圈较小，吸收能量的能力较弱。本条考虑了美国加州规范规定抗震支撑长细比不大于  $120\sqrt{235/f_y}$ ，也注意到了日本关于高层建筑抗震支撑长细比应小于  $50/\sqrt{f_y}$ （此处  $f_y$  以  $t/cm^2$  为单位）的极严要求，根据支撑长细比小于  $40\sqrt{235/f_y}$  左右时才能避免在反复拉压作用下承载力显著降低的研究结果，对不同设防烈度下的支撑最大长细比作了不同规定。

**第 6.4.3 条** 板件局部失稳影响支撑斜杆的承载力和消能能力，其宽厚比需要加以限制。有些试验资料表明，板件宽厚比取得比塑性设计要求更小一些，对支撑抗震有利。哈尔滨建筑大学试验研究也证明了这种看法，根据试验结果提出本条建议。

试验还表明，双角钢组合 T 形截面支撑斜杆绕截面对称轴失稳时，会因弯扭屈曲和单肢屈曲而使滞回性能下降，故不宜用于设防烈度大于等于 7 度的地区。

**第 6.4.4 条** 由于高层建筑在水平荷载下变形较大，常需考虑  $P-\Delta$  效应。它是由两部分引起的，包括楼层安装初始倾斜率的影响和水平荷载下楼层侧移的影响，式 (6.4.4-1) 中的系数包括了初始倾斜率和其他不利因素的影响。

柱压缩变形对十字交叉斜杆产生的压缩力不可忽视，其情况和十字交叉缀条体系的格构柱类似，这一附加应力可由式 (6.4.4-2) 计算，人字形和 V 形支撑也因柱压缩变形而受压，附加压应力可按式 (6.4.4-3) 计算，但在楼层梁刚度不大的情况下，后者附加压应力没有十字交叉斜杆严重。该二式系参考 [原苏联] E. N. Белня 著，颜景田译，《金属结构》（哈尔滨：哈尔滨工业大学出版社，1985）及其他文献。

**第 6.4.5 条** 人字支撑斜杆受压屈曲后，使横梁产生较大变

形，并使体系的抗剪能力发生较大退化。有鉴于此，将其地震作用引起的内力乘以放大系数 1.5，以提高斜撑的承载力，此系数按美国加州规范的规定采用。

**第 6.4.6 条** 在罕遇地震下斜杆反复受拉压，且屈曲后变形增长很大，转为受拉时变形不能完全拉直，这就造成再次受压时承载力降低，即出现退化现象，长细比越大，退化现象越严重，这种现象需要在计算支撑斜杆时予以考虑。式 (6.4.6) 是由美国加州规范的公式加以改写得出的，计算时仍以多遇地震为准。此式的  $\eta$  和中国建筑科学研究院工程抗震研究所编《抗震验算和构造措施》(上、下册，北京：1986) 钢压杆非弹性工作阶段综合折减系数  $k$  相当接近，见表 6.4.6。

折减系数的比较

表 6.4.6

$\lambda$	50	70	90	120
$\eta$ (Q235)	0.84	0.79	0.75	0.69
$k$	0.90	0.80	0.70	0.65

**第 6.4.7 条** 为了不加重人字支撑和 V 形支撑的负担，与这类支撑相连的楼盖横梁，应在相连节点处保持连续，在计算梁截面时不考虑斜撑起支点作用，按简支梁跨中受竖向集中荷载计算，这是参考美国加州规范提出的。

**第 6.4.8 条** 这条要求是根据已有的双角钢支撑在循环荷载下的试验资料提出的。根据国外有关研究，若按一般要求设置填板，则两填板间的单肢变形较大，缩小填板间距离，可防止这种变形。

**第 6.4.9 条** 目前世界各国都在研究各种形式的消能装置，带有摩擦耗能装置的中心支撑就是有效方法之一。这里列上这一条，意在提倡这类支撑的研制和应用。

## 第五节 偏 心 支 撑

**第 6.5.1 条** 偏心支撑框架的每根支撑，至少应有一端交在

梁上,而不是交在梁与柱的交点或相对方向的另一支撑节点上。这样,在支撑与柱之间或支撑与支撑之间,有一段梁,称为耗能梁段。耗能梁段是偏心支撑框架的“保险丝”,在大震作用下通过耗能梁段的非弹性变形耗能,而支撑不屈曲。因此,每根支撑至少一端必须与耗能梁段连接。

**第 6.5.2~6.5.3 条** 美国加州规范规定,梁的抗剪承载力取  $V=0.55fd_t_w$ ,  $d$  为梁截面高度,  $t_w$  为腹板厚度。本条文中  $V=0.58fh_0t_w$  与我国现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)一致。

耗能梁段的折减抗弯承载力,即式(6.5.2-3),考虑了轴力对抗弯承载力的降低,此式取自美国加州规范,比我国现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)的规定少了 1.15,偏于安全。当耗能梁段的轴力较大时,对非弹性变形有影响。以往并没有做过较大轴力试验,建议在设置耗能梁段时应尽量避免。

当存在轴力时,腹板的折减塑性受剪承载力  $V_{pc}$  可按下式计算:

$$V_{pc}=\sqrt{1-(N/N_y)^2}\cdot V_p$$

式中,  $N$  为梁段的轴力;  $N_y=Af_y$  为梁的轴向屈服承载力,但该式缺少试验根据,且第 6.5.4 条规定,净长  $a<2.2M_p/V_p$  的梁段,轴力由翼缘承担,故该式未列入条文。

**第 6.5.4 条** 净长  $a\leq 1.6M_p/V_p$  的耗能梁段为短梁段,其非弹性变形主要为剪切变形,属剪切屈服型;净长  $a>1.6M_p/V_p$  的为长梁段,其非弹性变形主要为弯曲变形,属弯曲屈服型。试验研究表明,剪切屈服型耗能梁段对偏心支撑框架抵抗大震特别有利。一方面,能使其弹性刚度与中心支撑框架接近;另一方面,其耗能能力和滞回性能优于弯曲屈服型。耗能梁段净长最好不超过  $1.3M_p/V_p$ ,不过梁段越短,塑性变形越大,有可能导致过早的塑性破坏。弯曲屈服型耗能梁段不宜用于支撑与柱之间的原因,是目前还没有合适的节点连接。本规程图 8.7.3-1 的节点适用于短梁段,同样的节点连接用于长梁段时,性能很差,非弹性变形还

没有充分发展，即在翼缘连接处出现裂缝。

**第 6.5.5 条** 耗能梁段的强度设计，包括腹板和翼缘的抗力。腹板承担剪力，设计剪力不超过受剪承载力的 80%，使其在多遇地震下保持弹性。可以认为，净长  $a < 2.2M_p/V_p$  的耗能梁段，腹板完全用来抗剪，轴力和弯矩只能由翼缘承担。而净长  $a > 2.2M_p/V_p$  的梁段，腹板和翼缘共同抵抗轴力和弯矩。

**第 6.5.6 条** 偏心支撑框架的设计意图是提供耗能梁段，当地震作用足够大时，耗能梁段屈服，而支撑不屈曲。能否实现这一意图，取决于支撑的承载力。支撑的设计抗轴压能力，至少应为耗能梁段达屈服强度时支撑轴力的 1.6 倍，才能保证梁段进入非弹性变形而支撑不屈曲。若偏心支撑为人字形或 V 形支撑，则不应按第 6.4.6 条的规定再乘增大系数 1.5。设置适当的加劲肋后，耗能梁段的极限受剪承载力超过  $0.9f_yh_{otw}$ ，为设计受剪承载力  $0.58f_yh_{otw}$  的 1.63 倍，故系数 1.6 为最小系数。建议具体设计时，支撑截面适当取大一些。

**第 6.5.7 条** 强柱弱梁的设计原则同样适用于偏心支撑框架。考虑到梁钢材的屈服强度可能会提高，为了使塑性铰出现在梁而不是柱中，可将柱的设计内力适当提高。但本条文的要求并不保证底层的柱脚不出现塑性铰，当水平位移足够大时，作为固定端的底层柱脚有可能屈服。

**第 6.5.8 条** 试验表明，焊在耗能梁段上的贴板并不能充分发挥作用。若在腹板上开洞，将使耗能梁段的性能复杂化，使偏心支撑的性能不好预测。梁段板件宽厚比的要求，比一般框架梁的要高些。

**第 6.5.9 条** 高层钢结构顶层的支撑与  $(n-1)$  层上的耗能梁段连接，即使顶层不设耗能梁段，满足强度要求的支撑仍不会屈曲，而且顶层的地震力较小。

## 第七章 组 合 楼 盖

### 第一节 一 般 要 求

**第 7.1.1 条** 组合梁混凝土翼板的有效宽度，系按现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GBJ 10) 的规定采用。高层钢结构中的组合楼板一般不用板托，故本章仅对无板托的组合梁作出规定。

**第 7.1.2 条** 塑性设计要求控制钢梁截面的板件宽厚比，避免因板件局部失稳而降低构件承载力。

**第 7.1.3 条** 国内外试验表明，符合本条规定条件的连续组合梁某些截面，能形成塑性铰，产生所需的转动，实现内力重分配。力比  $\gamma$  小于 0.5 是根据哈尔滨建筑大学的试验和国内外资料分析提出的。

**第 7.1.4 条** 在试算时，若假定中间支座两侧负弯矩区受拉翼板开裂区长度，分别为相应跨度的 0.15 倍，则可参考有关资料列出的柔性系数及荷载项进行内力分析。欧共体组合结构规程认为，距中间支座  $0.15l$  范围内 ( $l$  为梁的跨度) 确定梁截面刚度时，不应考虑混凝土翼板的存在，但翼板中的钢筋应计入。考虑变截面影响进行内力分析，除可较真实地反映梁的实际受力情况外，还不致对支座截面的负弯矩值计算过高。

**第 7.1.5 条** 组合梁的变形计算，是根据现行国家标准《建筑结构设计统一标准》(GBJ 68) 的规定，按荷载的长短期效应组合考虑。对于长期效应组合，用  $2\alpha_E$  确定换算截面，这主要是考虑混凝土在长期荷载下的徐变影响。

**第 7.1.6 条** 本条说明混凝土翼板计算厚度在不同情况下的取值，均符合实际情况。

**第 7.1.7 条** 组合板施工阶段设计时仅考虑压型钢板的强度和变形, 如果不满足要求, 可加临时支护以减小板跨, 设计跨度可按临时支护的跨度考虑; 但使用阶段设计时, 跨度必需按拆除临时支护后的设计跨度考虑。若压型钢板仅作为模板, 则此时不应考虑它的承载作用。目前在高层钢结构中, 大多仅作为施工模板, 因此时不需作防火保护层, 总造价较经济。

**第 7.1.8 条** 挠曲效应是由于压型钢板变形而增加的混凝土厚度。当挠度  $w$  小于 20mm 时, 可假定在  $1\text{kN}/\text{m}^2$  的均布施工荷载中考虑此效应; 当挠度大于 20mm 时, 应附加  $0.7w$  厚度的混凝土重量。

**第 7.1.9 条** 本条参照欧共体《组合板设计规程》(1981)、英国《压型钢板楼板设计与施工规程》(1982) 和欧共体编制的《钢和混凝土组合结构统一标准》(1985) 拟定。

**第 7.1.10~7.1.12 条** 参照日本建筑学会《钢铺板结构与施工规范》(1970) 拟定。

## 第二节 组合梁设计

**第 7.2.1 条** 组合梁截面抗弯能力计算符合简化塑性理论假定的截面情况是: (1) 塑性中和轴位于钢梁腹板上的第二类截面, 或连续组合梁在支座处负弯矩区段的截面, 当截面符合第 7.1.1 条的规定时, (2) 塑性中和轴位于混凝土受压翼缘内的第一类截面; (3) 混凝土翼板与钢梁具有完全抗剪连接。

**第 7.2.2 条** 与现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 相比, 这里增加了负弯矩作用时的截面抗弯能力计算, 是连续组合梁设计所需要的。

**第 7.2.5 条** 拟定本条款是为了适应连续组合梁设计的需要, 便于在相应的剪跨区段内配置抗剪连接件。

**第 7.2.8 条** 栓钉受剪承载力设计值  $N_s^d$  的计算式, 是通过推出试验或梁式试验结果推导出来的。连接件的破坏形式与混凝土的强度等级和品种有关, 有时还取决于连接件的型号和材质。栓

钉承载力与栓钉长度有关，随长度而增大，但当栓钉长度与其直径之比大于 4 后，承载力的增加就很少了。若栓钉长度太短，不仅承载力很低，而且会出现拉脱破坏。

式 (7.2.8-1) 和式 (7.2.8-2)，引自现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17)，但对式 (7.2.8-2) 作了适当修改。计算表明，在一般情况下，式 (7.2.8-2) 均小于式 (7.2.8-1)，使得按前者计算变得没有意义，不少使用单位反映，栓钉数量过多，对此提出意见。应该指出，欧洲钢结构协会 1981 年的组合结构规范中，对于高径比为 4.2 的栓钉，其承载力的限制条件为  $0.7A_s f_u$ ；美国 AISC 的 LRFD 规范 (1986) 规定的承载力限制条件为  $A_s f_u$ ，这两本极限状态设计规范都采用极限抗拉强度最小值  $f_u$ 。经报请建设部主管部门同意，在式 (7.2.8-2) 中采用了  $f_u$ 。

**第 7.2.9 条** 当压型钢板肋与钢梁平行时，栓钉受剪承载力设计值  $N_v$  按式 (7.2.8) 计算，但当  $b/h_p < 1.5$  时，应乘以折减系数。

**第 7.2.10~7.2.11 条** 部分抗剪连接的组合梁，一般用于组合截面抗弯强度可以不充分发挥的情况，例如，施工时钢梁下无临时支护的组合梁，其钢梁截面受施工荷载控制，或截面受挠度控制的构件。这时，在极限弯曲状态下的混凝土翼板和钢梁各有自身的中和轴，为此，抗剪连接件必须具有一定的柔性，才能在受到纵向剪力作用时产生较大的相对滑移。

具有一定的柔性连接件条件是：圆柱头栓钉直径不能超过 22mm，其杆长不小于 4 倍栓钉直径；浇注的混凝土强度等级不能高于 C30。除非满足这些条件，或已由试验表明，该连接件的变形性能满足理想塑性性能的假定，否则均应视为刚性连接件。

**第 7.2.12、7.2.13 条** 均为简化计算公式。

**第 7.2.14~7.2.17 条** 关于纵向界面横向钢筋的设计方法，系参照欧洲钢结构协会 (ECCS) 组合结构设计规程拟定。

**第 7.2.18 条** 根据现行国家标准《建筑结构荷载规范》(GBJ 9) 和《建筑结构设计统一标准》(GBJ 68)，对组合梁的挠度应进

行长、短期荷载效应组合下的挠度计算，取其中较大者。

**第 7.2.19 条** 组合梁混凝土裂缝宽度的计算，参考了现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GBJ 10) 的规定。国内试验资料表明，公式 (7.2.19) 是可信的。

**第 7.2.21 条** 组合梁在正弯矩区，钢梁受压翼缘与混凝土板相连，不存在失稳问题。在负弯矩区段，下翼缘受压，虽然钢梁上翼缘与混凝土板相连，但下翼缘仍应设置，参见本规程第 6.1.4 条的条文说明，其具体做法可参见本规程第 8.5.4 条。

### 第三节 压型钢板组合楼板设计

**第 7.3.1 条** 组合板的端部锚固，是保证组合板抗剪作用的必要手段，在任何情况下，均应设置端部锚固件。

**第 7.3.3 条** 考虑到作为受拉钢筋的压型钢板没有混凝土保护层，以及中和轴附近材料强度发挥不充分等原因，对压型钢板和混凝土的强度设计值予以折减。冶金部建筑研究总院对组合楼板试验得出的抗弯能力试验值，与按本条公式得出的计算值作过比较，建议按本条的公式计算。

**第 7.3.4 条** 本条所列公式，为根据试验结果得出的经验公式。冶金部建筑研究总院进行了多种国产板型的压型钢板组合板试验，采用了焊接横向钢筋的组合方式，通过正交设计试验研究，得出这种组合板的纵向抗剪能力，与其跨度  $l_v$ 、平均肋宽  $b$ 、有效高度  $h$  和压型钢板厚度有密切关系，所得经验公式经国内专家鉴定认可。

1972 年，美国 M. L. Porter 和 G. E. Ekbery 主要根据压痕板试验，提出纵向抗剪能力计算公式，除在美国《组合楼板设计与施工准则》中采用外，近几年已成为国际通用公式。该式为：

$$V_u = \varphi \left[ \frac{d_s}{s} \left( m \frac{A_s}{l_v} + k B \sqrt{f_c} \right) + \frac{\gamma g_1 l}{2} \right]$$

式中， $\varphi$  为材料强度折减系数，取 0.8； $s$  为剪力筋间距，对压痕板为 1； $A_s$  为肋节距宽度内压型钢板截面面积， $l_v$  为剪跨， $B$  为组

合板肋节距宽度； $f_c$ 为混凝土轴心抗压强度设计值； $g_1$ 为混凝土板单位长度自重； $\gamma$ 为临时支撑影响系数； $l$ 为简支组合板跨度； $m$ 、 $k$ 分别为试验结果线性回归线的斜率和截距。若采用带压痕的或闭合式（非开口式）的压型钢板，建议采用Porter公式。

**第7.3.5和7.3.6条** 参照欧共体《组合板设计规程》、英国标准《压型钢板楼板设计施工规程》、欧共体《钢和混凝土组合结构统一标准》和我国现行国家标准《混凝土结构设计规范》（GBJ 10）等拟定。

**第7.3.7条** 根据现行国家标准《建筑结构设计统一标准》（GBJ 68）和《建筑结构荷载规范》（GBJ 9）的规定，组合板的挠度应按长期和短期荷载效应组合进行计算，取其较大者。允许挠度值可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》（GBJ 10）的规定。日本规定为板跨的1/360。

**第7.3.7条** 参照日本压型钢板结构设计施工规范的规定采用。

#### 第四节 组合梁和组合板的构造要求

**第7.4.1条** 本条参考欧共体组合结构设计规程拟定。

**第7.4.2条** 组合板试验表明，剪力筋设置在剪跨区内的效果，与全跨设置的效果相近。

**第7.4.7条** 组合板试验表明，板端锚固可阻止压型钢板与混凝土之间的滑移。栓钉锚固件应设置在简支组合板端部支座处或连续组合板各跨端部。

**第7.4.8条** 组合板中的压型钢板，当支承在砖墙或砌体上时，其支承长度不应小于75mm。

## 第八章 节点设计

### 第一节 设计原则

**第 8.1.1 条** 抗震设防的高层钢结构的节点设计，主要参考日本钢结构节点设计手册、美国加州规范和欧共体抗震规范等拟定。节点连接的承载力要高于构件本身的承载力，是各国结构抗震设计遵循的共同原则。要求抗震设防但受风荷载控制的结构，在设计工程中是常见的，也应符合抗震设计的构造规定。

**第 8.1.2 条** 梁柱构件塑性区的长度是参照日本的规定提出的。节点设计应验算的项目，也是参考日本设计手册拟定。

**第 8.1.3 条** 节点连接的最大承载力要高于构件本身的全塑性受弯承载力，是考虑构件的实际屈服强度可能高于屈服强度标准值，在罕遇地震作用下构件出现塑性铰时，结构仍能保持完整，继续发挥承载作用。本条参考国外规定并结合我国目前情况，增大系数取 1.2，受剪时考虑跨中荷载的影响取 1.3。

工字形截面绕强轴弯曲的塑性设计公式，系引自现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 第九章。工字形截面绕弱弯曲的塑性设计公式，系参考日本《钢结构塑性设计指南》提出。

**第 8.1.4 条** 详见第 6.1.4 条的条文说明。

**第 8.1.5 条** 层状撕裂主要出现在 T 形接头、十字形接头和角部接头中，这些地方的约束程度使得母材在厚度方向引起应变，由于延性有限而无法调整，应采用合理的连接构造。

**第 8.1.7 条** 柱的工地接头位置，要便于工人现场操作。柱带悬臂梁段的悬伸长度，除考虑受力条件外，尚应考虑运输尺寸限制和便于装车运输。

## 第二节 连 接

**第 8.2.1 条** 焊接的传力最充分，不会滑移，良好的焊接构造和焊接质量可提供足够的延性，但要求对焊缝进行探伤检查，此外，焊接有残余应力。高强度螺栓施工较方便，但连接或拼接全部采用高强度螺栓，会使接头尺寸过大，板材消耗较多，且螺栓价格也较贵，此外，螺栓连接不能避免在大震时滑移。在高层钢结构的工程实践中，柱的拼接总是用全焊接，而抗震支撑的连接或拼接，为了施工方便，大多用高强度螺栓连接。

栓焊混合连接应用比较普遍，即翼缘用焊接，腹板用螺栓连接。先用螺栓安装定位然后对翼缘施焊，具有施工上的优点。试验表明，其滞回曲线与完全焊接时的相近。翼缘焊接对螺栓预拉力有一定影响，试验表明，可使螺栓预拉力平均降低约 10%，因此腹板连接用的高强度螺栓，其实际应力宜留有裕度。

**第 8.2.3 条** 板边开坡口，对于保证焊缝全截面焊透十分重要，必需符合焊接工艺的要求，随着坡口角度的减小，焊根开口宽度要增大。也可采用大坡口和小焊根开口，但焊根开口宽度较小，根部熔化很困难，必需采用细焊条，焊接进度也要放慢。若根部开口过宽，要多用焊条，且将增加焊接收缩量。

为了焊透和焊满，应设置焊接衬板和引弧板。

焊缝的坡口形式和尺寸，除国标规定者外，也可采用其他适用的行之有效的做法。在建筑钢结构中，通常用 V 形坡口，较少采用 U 形坡口。

**第 8.2.4 条** 焊缝金属与母材相适应，是根据抗拉强度考虑的。焊缝的屈服点通常要比母材高出不少，在满足承载力要求的前提下，应采用屈服强度较低的焊条，使焊缝具有较好的延性。两种不同强度的材料焊接时，应按强度较低的材料选用焊条。

**第 8.2.5 条** 摩擦型高强度螺栓连接，依靠被连接构件间摩擦阻力传力，节点连接的变形小。高层钢结构要承受风荷载和地震的反复作用，当采用螺栓连接时，应选用摩擦型高强度螺栓，可

避免在使用荷载下产生滑移。

**第 8.2.6 条** 高强度螺栓连接的最大抗剪承载力，是考虑在罕遇地震下连接间的摩擦力被克服，此时连接的抗剪承载力取决于螺栓的抗剪能力。式 (8.2.6) 是参考日本规定采用的。根据日本文献的说明，考虑到螺栓连接中部分螺栓的破坏出现在螺栓杆而不是螺纹处，使螺栓连接的最大抗剪承载力在整体上有所提高，故式中用 0.75 代替通常的 0.58。

### 第三节 梁与柱的连接

**第 8.3.1 条** 梁与柱的刚性连接，分为柱贯通式和巨型框架和梁贯通式两种。在工程实例中，采用梁贯通式的较少，见于箱型梁与柱的连接中。

在框架结构中，要求柱在框架平面内有较大的惯性矩，而在截面面积相同的情况下工字形柱绕弱轴的惯性矩比箱形截面的惯性矩小；因此在互相垂直的方向都组成框架的柱，宜采用箱形截面。十字形截面柱虽然在两个方向都具有较大惯性矩，但仅适用于钢骨混凝土柱。

**第 8.3.2 条** 本条指出，梁与柱刚接的节点必需验算的项目，抗震设防的结构尚应验算节点域的稳定及其在大震下的屈服程度，详见第 8.3.9 条。抗震设防的结构中，柱的水平加劲肋厚度一般要求与对应的梁翼缘等厚，故不必计算。

**第 8.3.3 条** 常用的梁与柱刚性连接的形式有：(1) 全部焊接；(2) 栓焊混合连接；(3) 全部用高强度螺栓连接（大多通过 T 形连接件连接）。全部焊接适用于工厂连接，不适用于工地连接。全部螺栓连接费用太高。我国大多采用栓焊混合的现场连接形式。

**第 8.3.4 条** 梁与工字形柱弱轴连接时，梁翼缘与柱横向加劲肋要求用全熔透焊缝焊接，以免在地震作用下框架往复变形时破坏。根据美国的研究，此时连接板（即柱横向加劲肋）宜伸出柱外约 100mm，以免该板在与柱翼缘的连处因板件宽度突变而破裂。

**第 8.3.5 条** 梁翼缘与柱焊接的坡口、焊根开口宽度、扇形切角的加工以及引弧板的设置，对于保证焊接的质量和连接的抗震性能，都是非常重要的。改变扇形切角端部与梁翼缘连接处的圆弧半径，是参照了日本在坂神地震后发表的《铁骨工事技术指针》(1996)提出的。该端与梁端翼缘处焊缝间应保持 10mm 以上，梁下翼缘板反面与柱翼缘相接处，易引发裂缝，宜适当焊接。考虑仰焊困难，可仅在下翼缘焊接，用焊脚为 6mm 左右的角焊缝，长度不小于梁翼缘宽度之半。

**第 8.3.6 条** 抗震设防结构中，梁与柱连接处加劲肋与梁翼缘等厚，是参考日本的设计经验采用的。日本甚至规定加劲肋的厚度应比梁翼缘的厚度大一级，因该加劲肋十分重要，厚度加大一级是考虑钢板有负公差，并认为即使保守一点，因材料用量有限，是值得的。考虑到柱腹板实际上要传走一部分力，故本条规定与梁翼缘等厚。在非抗震设防的结构中，对该加劲肋厚度也根据设计经验作了限制性规定。

**第 8.3.7 条** 水平加劲肋（隔板）与柱翼缘（箱形柱壁板）的连接焊缝，当框架受水平地震往复作用时，要经受角变形，故应作成全熔透焊缝。

熔化咀电渣焊要求在箱型柱截面的对称位置同时施焊，以防止构件变形。

**第 8.3.8 条** 柱腹板加劲肋的位置应与梁翼缘齐平。当柱两侧的主梁不等高时，应按本条规定处理。条文中未规定当两端梁高不等时采用斜向加劲肋，因在高层钢结构中较少采用。

**第 8.3.9 条** 工字形柱与梁连接的节点域，除应满足第 6.3.6 条规定外，尚应按本条规定验算其抗剪强度，对于抗震设防的结构，尚应验算其在大震时的屈服程度。

节点域在周边弯矩和剪力的作用下，其剪应力为

$$\tau = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{h_b h_c t_p} - \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2 h_c t_p}$$

$$\tau = \frac{M_{c1} + M_{c2}}{h_b h_c t_p} - \frac{V_{b1} + V_{b2}}{2 h_b t_p}$$

或

式中  $M_{c1}$  和  $M_{c2}$  分别为与节点域相连的上下柱传来的弯矩,  $V_{c1}$  和  $V_{c2}$  分别为上下柱传来的剪力,  $V_{c1}$  和  $V_{c2}$  分别为左右梁传来的剪力, 其余符号的意义参见规程条文。在本规程取第一式, 工程设计中为了简化计算通常略去式中的第二项, 计算表明, 这样使所得剪应力偏高 20%~30%。试验表明, 节点域的实际抗剪屈服强度因边缘构件的存在而有较大提高, 本条参照日本规定。

式 (8.3.9-1) 未考虑柱轴力对节点域强度的影响, 是考虑到系数 4/3 留有较大的余地, 日本在工程设计中也不考虑柱轴力对板域强度的影响, 这是日本专家解释的。

在抗震设防的结构中, 若节点域厚度太大, 将使其不能吸收地震能量, 若太小, 又使框架的水平位移太大。根据日本的研究, 使节点域的屈服承载力为框架梁构件屈服承载力的 0.7~1.0 倍是适合的, 计算公式宜取 0.7。式 (8.3.9-2) 验算在梁达到全塑性弯矩的 0.7 倍 (此时节点域即将达到塑性) 时, 节点域的剪应力是否超过钢材抗剪强度设计值。该式系参考日本鹿岛出版社 1988 年出版《建筑构造计算实例集》(2) 提出。为了避免由此引起节点域过厚导致多用钢材, 对于我国广大的 7 度设防地区, 本条规定取 0.6。

若按式 (8.3.9-2) 得出的节点域厚度大于柱腹板的厚度, 根据日本的经验, 宜采用对节点域局部加厚的办法, 即将该部分柱腹板在制作时用较厚钢板, 与邻接的柱腹板进行工厂拼接, 以便于焊接垂直方向的构件连接板, 而不宜加焊贴板。若为 H 型钢柱, 只能焊贴板补强。

**第 8.3.10 条** 箱型柱  $V_p$  的计算式中, 受力不均匀系数 0.9 (双腹板为 1.8) 是根据哈尔滨建筑大学在高层钢结构课题试验中得出的, 所得不均匀系数在 0.85 至 0.99 之间, 其平均值大于 0.9, 日本在有关规定中取 8/9, 现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 规定用 0.8。

**第 8.3.11 条** 偏心弯矩是支承点反力对螺栓连接产生的。

#### 第四节 柱与柱的连接

**第 8.4.1 条** 当高层钢结构底部有钢筋混凝土结构层时,工字形截面钢柱延伸至钢筋混凝土中仍为工字形截面,而箱型柱延伸至钢筋混凝土中,应改用十字形截面,以便与混凝土结成整体。

**第 8.4.2 条** 箱型柱的组装焊缝通常采用 V 形坡口部分熔透焊缝,其有效熔深不宜小于板厚的  $1/3$ ,对抗震设防的结构不宜小于板厚的  $1/2$ 。作为实例,深圳发展中心大厦(未考虑抗震)取  $t/3$ ,上海希尔顿酒店取  $t/4+3\text{mm}$ ,北京京城大厦(按 8 度抗震设防)取  $t/2$ , $t$  为柱的板厚。

柱在主梁上下各 600mm 范围内,应采用全熔透焊缝,是考虑该范围柱段在大震时将进入塑性区。600mm 是日本在工程设计中通常采用的数值,当柱截面较小时也有采用 500mm 的。

**第 8.4.3 条** 箱型柱的耳板宜仅设置在一个方向,对工地施焊比较方便。

**第 8.4.4 条** 美国 AISC 规范规定,当柱支承在承压板上或在拼接处端部铰平承压时,应有足够螺栓或焊缝使所有部件均可靠就位,接头应能承受由规定的侧向力和 75% 的计算恒荷载所产生的任何拉力。日本规范规定,在不产生拉力的情况下,端部紧密接触可传递 25% 的压力和 25% 的弯矩。我国现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 规定,轴心受压柱或压弯柱的端部为铰平端时,柱身的最大压力由铰平端传递,其连接焊缝、铆钉或螺栓应按最大压力的 15% 计算。考虑到高层建筑的重要性,本条文规定,上下柱接触面可直接传递压力和弯矩各 25%。

非抗震设防的结构中,在不产生拉力的情况下,考虑端面直接传力可简化连接,但在高层钢结构中尚未见到应用的实例。

**第 8.4.5 条** 当按内力设计柱的拼接时,可按本条规定设计。但在抗震设防的结构中,应按第 8.1.3 条的规定设计。

**第 8.4.6 条** 图 8.4.6 所示箱形柱的工地接头,是日本在高层建筑钢结构中采用的典型构造方式,在我国已建成的高层钢结

构中已被广泛采用。下柱横隔板应与柱壁板焊接一定深度，使周边铣平后不致将焊根露出。

**第 8.4.7 条** 当柱需要改变截面时，宜将变截面段设于主梁接头部位，使柱在层间保持等截面。变截面段的坡度不宜过大，例如，不宜超过 1:4，上海锦江分馆采用 1:6，取决于工程的具体情况。柱变截面处，宜在柱上带悬臂段，把不规则的连接留到工厂去做，以保证施工质量。为避免焊缝重叠，柱变截面上下接头的标高，应离开梁翼缘连接焊缝至少 150mm。

**第 8.4.8 条** 伸入长度参考日本规定采用。十字形截面柱的接头，在抗震结构中应采用焊接。十字形柱与箱形柱连接处的过渡段，位于主梁之下，紧靠主梁。伸入箱形柱内的十字形柱腹板，通过专用的长臂工艺装备焊接。

**第 8.4.9 条** 在钢结构向钢骨混凝土结构过渡的楼层，为了保证传力平稳和提高结构的整体性，栓钉是不可缺少的。但由于受力情况较复杂，试验表明，对栓钉设置还提不出明确要求，一般认为，混凝土部分内力应由栓钉传递，且箱形柱变为十字形柱后钢柱截面减小引起的内力差，也应由栓钉传递。高层钢结构常用栓钉直径为 19mm。在组合梁中栓钉间距沿轴线方向不得小于 5d，列距不得小于 4d，边距不得小于 35mm，此规定可参考。

## 第五节 梁与梁的连接

**第 8.5.1 条** 在本条所述的连接形式中，第一种应用最多。

**第 8.5.2 条** 按本条规定设计时，应结合第 8.1.3 条及其条文说明综合考虑。

**第 8.5.3 条** 次梁与主梁的连接，一般为次梁简支于主梁，次梁腹板通过高强度螺栓与主梁连接。次梁与主梁的刚性连接用于梁的跨较大、要求减小梁的挠度时。图 8.5.3 为次梁与主梁刚性连接的构造举例。

**第 8.5.5 条** 本条提出的梁腹板开洞时孔口及其位置的尺寸

规定，主要参考美国钢结构标准节点构造大样。

用套管补强有孔梁的承载力时，可根据以下三点考虑：(1) 可分别验算受弯和受剪时的承载力；(2) 弯矩仅由翼缘承受；(3) 剪力由套管和梁腹板共同承担，即

$$V = V_s + V_w$$

式中  $V_s$ ——套管的抗剪承载力，

$V_w$ ——梁腹板的抗剪承载力。

补强管的长度一般等于梁翼缘宽度或稍短，管壁厚度宜比梁腹板厚度大一级。角焊缝的焊脚长度可取  $0.7t_w$ ， $t_w$  为梁腹板厚度。

## 第六节 钢 柱 脚

**第 8.6.1 条** 高层钢框架柱与基础的连接，一般采用刚性柱脚，轴心受压柱可设计成铰接柱脚。条文中没有对铰接柱脚作专门规定，设计时应使其底板有足够尺寸，防止基础混凝土在压力下早期破坏；应采用屈服强度较低的材料作锚栓，以保证柱脚转动时锚栓的变形能力。在高层建筑钢结构设置地下室以及在地下室中设置钢骨混凝土结构层的情况下，柱脚承受的地震力较小，且不易准确确定，故本条规定此时可按弹性阶段设计规定进行设计。

**第 8.6.2 条** 埋入式柱脚埋深是参考日本有关规定提出的。

**第 8.6.3 条** 埋入式柱脚的构造比较合理，易于安装就位，柱脚的嵌固性容易保证，当柱脚的埋入深度超过一定数值后，柱的全塑性弯矩可以传递给基础。根据日本的研究，在埋入式柱脚中，力的传递主要通过混凝土对钢柱翼缘的承压力所产生的抵抗力承受的，柱钉传力机制在这种柱脚中作用不明显，但为了保证柱脚的整体性，仍应设置栓钉。

式 (8.6.3) 系参考日本秋山宏著《铁骨柱脚の耐震设计》(东京：技報堂，1985) 一书拟定的，为日本目前采用的计算公式。该式的推导如下：

根据力的平衡条件 (图 8.6.3-2)，可得以下二式

$$b_f x \sigma (d - x) - V (h_0 + d/2) = 0$$

$$b_f (d - x) \sigma - b_f x \sigma - V = 0$$

消去  $x$ ，即可得式 (8.6.3)。

**第 8.6.4 条**  $V_1$  为柱下端的剪力，计算时不考虑钢柱与混凝土间的粘结力和底板的抗弯能力，计算简图如图 8.6.4-3 所示。以上部反力合力  $V_2$  处为支点，其距基础梁顶面的距离为  $d_c$ ，下部反力合力为  $V_1$ ，根据  $V_2 > V_1$  的条件，取  $V_1$  距钢柱底部距离为  $d/4$ ，是偏于安全的，它大于柱脚的设计剪力  $V$ 。根据日本的研究，此处混凝土的抗剪强度设计值宜取混凝土的抗拉强度设计值。保护层厚度也参考了日本规定。

**第 8.6.5 条**  $M_0$  为作用于钢柱埋入处顶部的弯矩， $V$  为作用于钢柱埋入处顶部的水平剪力， $M$  为作用于钢柱脚底部的弯矩。本条参考李和华主编《钢结构连接节点设计手册》（北京：中国建筑工业出版社，1992）拟定。

**第 8.6.6 条** 外包式柱脚的轴力，通过钢柱底板传至基础，剪力和弯矩主要由外包混凝土承担，通过箍筋传给外包混凝土及其中的主筋，再传至基础。与埋入式柱脚不同，在外包式柱脚中，栓钉起重要的传力作用。

本条及上条的设计规定，主要参考日本秋山宏著《铁骨柱脚の耐震设计》，一书提出。

**第 8.6.7 条** 采用外露式柱脚时，柱脚刚性难以完全保证，若内力分析时视为刚性柱脚，应考虑反弯点下移引起的柱顶弯矩增大。当柱脚底板尺寸较大时，应采用靴梁式柱脚。

## 第七条 支撑连接

**第 8.7.1 条** 高强度螺栓连接应计算每个螺栓的最大受剪承载力、支撑板件或节点板的挤穿抗力、节点板的净截面最大抗拉承载力和节点板与构件连接焊缝的最大承载力，其方法在任何钢结构教程中都有规定，此处不拟赘述。计算螺栓连接的最大承载力时，螺栓的抗剪承载力应按本章节 8.2.6 条的规定采用。

为了安装方便,有时将支撑两端在工厂与框架构件焊在一起,支撑中部设工地拼接,此时拼接仍应按式(8.1.3-3)计算。

**第 8.7.2 条** 采用支托式连接时的支撑平面外计算长度,是参考日本的试验研究结果和有关设计规定提出的。工形截面支撑腹板位于框架平面内时的计算长度,是根据主梁上翼缘有混凝土楼板、下翼缘有隅撑以及楼层高度等情况提出来的。

**第 8.7.3 条** 根据偏心支撑框架的设计要求,与耗能梁段相连的支撑端和长梁段的抗弯承载力之和,应超过耗能梁段端的最大弯矩。试验也表明,支撑端的弯矩较大,支撑与梁段的连接应考虑这一因素。支撑直接焊在梁段上的节点连接特别有效。

一般说来,支撑轴线与梁轴线的交点应在耗能梁段的端点,但支点位于梁端内,可使支撑连接的设计更灵活。

**第 8.7.4 条** 试验表明,耗能梁段在端头设置加劲肋是必要的。净长小于  $2.6M_p/V_p$  的耗能梁段,非弹性变形很大,为了防止翼缘屈曲,在距梁端  $b_f$  处应设置腹板加劲肋。

对于剪切型梁段,腹板屈曲降低了梁的非弹性往复抗剪能力。腹板上设置加劲肋,可以防止腹板过早屈曲,使腹板充分发挥抗剪能力,同时减少由于腹板反复屈曲变形而产生的刚度退化。

**第 8.7.5 条** 试验表明,腹板的加劲肋只需与梁的腹板及下翼缘焊接。为了保证耗能梁段能充分发挥非弹性变形能力,还是要求三面焊接。

耗能梁段净长小于  $1.6M_p/V_p$  时为剪切型,大于  $2.6M_p/V_p$  时为弯曲线型,前者要求的加劲肋间距较小。当其小于  $2.2M_p/V_p$  或虽大于此值但剪力较大时,其加劲肋间距较弯曲线型时为小,除两端设置加劲肋外,还要求设置中间加劲肋。

**第 8.7.6 条** 耗能梁段两端的上下翼缘应设置水平侧向支撑,以保证梁段和支撑斜杆的稳定。楼板不能看作侧向支撑。梁段两端在平面内有较大竖向位移,侧向支撑应尽量不影响梁端的竖向位移。因此应当将侧向支撑设在梁端头的一侧。侧向支撑中的轴力可能大于条文规定的值,可以设计得保守一些。

美国加州规范建议，侧向支撑的轴力为耗能梁段达  $V_p$  或  $M_{pc}$  时，支撑点梁翼缘中力的较小者的 1%。本条文按现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 10) 第五章的规定采用，偏于安全。

## 第九章 幕墙与钢框架的连接

### 第一节 一般要求

**第 9.1.1 条** 高层钢结构设计中,非承重幕墙虽不是承重构件,但它与钢框架的连接有其特殊要求,若连接遭到破坏,导致幕墙构件脱落,将会造成重大经济损失和人员伤亡,因此应予以应有的重视。

非承重幕墙一般有金属幕墙、玻璃幕墙和预制钢筋混凝土幕墙(即挂板)三类,我国现有高层钢结构多数采用玻璃幕墙,较少采用铝合金幕墙和预制钢筋混凝土幕墙。铝合金幕墙造价较高,预制钢筋混凝土幕墙重量大,刚度大,在设计、制作、安装等方面都较前两者复杂,对混凝土幕墙的节点连接,必须采取周密的构造措施,避免产生钢框架与幕墙之间设计未考虑的相互不利影响。

其他非结构构件主要是指内隔墙。目前,内隔墙较多采用轻钢龙骨石膏板,这种内隔墙一般有较好的适应变形的能力,不需特殊处理。其他整体刚度较大的内隔墙,可按本章所定原则采取相应的构造措施。

**第 9.1.2 条** 有关幕墙本身的设计,在国家现行标准《玻璃幕墙工程技术规范》(JGJ 102—96)中,对玻璃幕墙的设计已有规定,混凝土幕墙可按类似原则根据现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GBJ 10)进行设计。

**第 9.1.3 条** 在地震作用或风荷载下,幕墙构件不互相碰撞,不脱落,是对幕墙的基本要求之一。幕墙允许的最大变形角为 $1/150$ ,介于多遇地震和罕遇地震下层间位移变形角容许值之间,也就是说,可以保证在多遇地震时不碰撞、不脱落,但不能保证

在罕遇地震时不破坏或脱落，日本也是这样规定的。

**第 9.1.4 条** 本条规定与节点连接无直接关系，但分离缝合适与否，直接关系到幕墙是否会在层间位移不超过层高位移限值时互相碰撞，因为节点连接有可能因附加的碰撞力而破坏。

分离缝之间应填塞压缩性良好的弹性填充材料和密封材料，如海绵橡胶、硅酮膏等，以便在可能出现碰撞时起缓冲作用，并满足建筑功能上的密封要求。

分离缝的宽度是根据京城大厦和其他一些建筑的设计规定提出的。玻璃幕墙由于玻璃间隙能吸收一定的层间变位量，因而玻璃幕墙之间的纵横向分离缝允许小于本条规定值。

## 第二节 连接节点的设计和构造

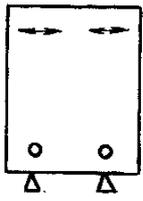
**第 9.2.1 条** 幕墙构件与钢框架的连接节点，应具备承重、固定和可动三种功能。三种功能可分别设置三种节点，必要时也可由一个节点同时具备固定和承重两种功能。典型构造举例见表 9.2.1。

承重点主要承受幕墙的竖向荷载，并且具有调整标高的功能。固定节点的作用是将幕墙固定在主体结构上，主要承受侧向荷载和平面外荷载，节点受力复杂。可动节点是能适应较大层间变位的主体结构与幕墙构件连接的一种特殊节点，当主体结构产生层间变位时，可动节点能吸收设计允许的层间随动变位。

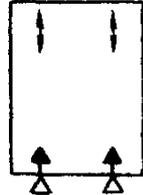
综上所述，在水平荷载下，幕墙构件与钢框架连接的可靠性，将由节点连接强度和随动变位功能双重控制。

连接方式举例

表 9.2.1

构成	名称	实际随动性	固定度	连接方式	原理图
板式	滑动式(与梁底部连接)	水平移动	上部长圆孔 下部铰接	螺栓连接	

续表

构成	名称	实际随动性	固定度	连接方式	原理图
板式	转动式	旋转	上部长圆孔 下部长圆孔	螺栓连接 暗销	

注：△—支座；○—铰接；→—长圆孔连接；▲—允许向上位移的支座

**第 9.2.2 条** 由于幕墙构件仅通过节点的紧固件和连接件与钢框架连接，因此应采用延性好的钢材作紧固件和连接件，以避免出现突然的脆性破坏。

**第 9.2.3 条** 本条所列为幕墙的常遇荷载，若工程中还需考虑特殊荷载，宜按实际情况采用。

**第 9.2.4 条** 本条所列幕墙构件风荷载，与现行行业标准《玻璃幕墙工程技术规范》(JGJ 102) 所采用的一致。

**第 9.2.5 条** 本条与第四章第三节相比，补充了平面外水平地震作用。这是根据幕墙节点受力特点补充的。

**第 9.2.6 条** 本条是考虑幕墙热胀相碰引起的附加作用力，若使  $\alpha\Delta T = (2c - d) / l$ ，就可消除温度应力的影响。从连接点看，还要考虑由于幕墙和钢结构的材料热胀系数不同引起的内力。

**第 9.2.7 条** 本条规定取自本规程第 5.4.1 条，温度效应取值参考了国外资料。不考虑平面内和平面外地震作用同时出现，是参考国外的设计规定提出的。

**第 9.2.8 条** 连接节点设计，应符合现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 的规定。本条规定了紧固件的设计内力要乘以不小于 2.5 的增大系数，是参考美国 UBC 关于连接墙板与主体结构的紧固件应有不小安全系数等于 4 的规定，结合我国的设计规定提出的。

**第 9.2.9 条** 与现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 的规定一致。

**第 9.2.10 条** 螺栓、角钢的最小构造尺寸,系综合国内外若干高层钢结构工程中幕墙与连接件的构造,并参考国外资料提出的。

**第 9.2.11~9.2.15 条** 这五条都是可动节点的构造措施。可动节点示意图见规程图 9.2.11,其位置举例可参见表 9.2.1。由于我国高层钢结构是 80 年代才开始发展的,关于可动节点的构造措施,积累的经验和资料不多,本规程列出的构造措施,是在汇集我们已有经验的基础上,参考了国外经验(主要是日本的资料)提出的。这些构造措施的目的是:(1)使可动节点在设计相对变位值范围内具有良好的位移性能。为了减少相对运动时的摩擦力,在可动节点部位设置了滑移垫片。垫片一般为 1mm 厚薄片,可采用聚四氟乙烯、氟化树脂、不锈钢等材料。为适应水平滑移或转动需要,在连接铁件上开设长圆孔,其长向孔径可按第 9.2.12 和 9.2.13 条的要求确定。(2)是为了便于安装和控制安装正确度。在连接铁件上开设大孔径的连接孔,在长圆孔的长向孔径中考虑了施工误差,都为便于安装创造条件,又可能吸收一定的施工误差。但安装时,预埋螺栓必需尽量位于长孔径的中心位置,施工的尺寸误差必须小于允许误差,否则将影响可动节点的变位性能,严重的甚至可能在层间变位小于层高的 1/150 时,连接点破坏,使幕墙脱落。

### 第三节 施工要点

**第 9.3.1 条** 本规程强调了从幕墙构件制作到安装的过程中,对节点预埋件的要求。这些要求尤其需要向各道工序的直接操作人员交底,并请质检部门严格把关。强调这些要求是实践经验的总结,因为幕墙构件全靠螺栓连接固定,若某道工序违反操作规程,因敲打碰撞螺栓使其受到损伤,就会留下隐患,轻则降低节点连接的安全度,甚至可能导致严重后果。万一实际工程中

由于各道工序误差积累，造成较大偏差而又难以纠正，也只能由设计人员提出补救措施，而决不容许采取损伤预埋件的错误行为。

**第 9.3.2 条** 对可动节点长圆孔内的螺栓提出紧固时的控制扭矩要求，是为了使节点具有设计规定的相对变位功能。据国外资料，对预制钢筋混凝土构件，其扭矩以控制在  $3000\sim 5000\text{N}\cdot\text{cm}$  范围为宜。对玻璃幕墙，可按有关规定采用。习惯的拧紧度远远超过这个要求，过大的紧固力将使滑移垫片受到过大的挤压力，从而增大了摩擦力。试验表明，这会降低幕墙的随动功能，并且容易损坏滑移垫片。不容许活动孔内螺栓焊接固定，是考虑到滑移垫片在高温下有可能遭到破坏，并便于更换受到损伤的滑移垫片。

**第 9.3.3 条** 可动节点内不要使用不合格的滑移垫片，是为了保证其随动变位性能。要求连接铁件和紧固件的材料规格和精度，符合设计要求和有关规定，是保证连接功能的基本条件之一，不容忽视。

**第 9.3.4 条** 安装尺寸允许偏差根据国外规定（主要是日本规定）提出。从我国实际看，只要每道工序严格把关，也是可以做到的。

**第 9.3.5 条** 节点的连接铁件和紧固件，都必需事先作表面防锈处理，安装后要求再次作表面防锈处理，是考虑到安装过程中防锈层可能因焊接等原因被局部破坏。节点的防火也应予以应有重视，但需注意不要因此降低了可动节点的随动功能。

**第 9.3.6 条** 幕墙施工中的安全要求，应遵照有关标准的规定，其细则在本章中不可能一一列举。

## 第十章 制 作

### 第一节 一般要求

**第 10.1.1 条** 高层钢结构的施工详图,应由承担制作的钢结构制作厂负责绘制。编制施工详图时,设计人员应详细了解并熟悉最新的工程规范,以及工厂制作和工地安装的专业技术。

监理工程师是指合同文件明确规定可以代表业主的人。由于高层建筑钢结构施工详图的数量很大,为保证工期,制作单位的图纸应分别提交审批。施工详图已经审批认可后,由于材料代用、工艺或其他原因,通常总是需要进行修改的。修改时应向原设计单位申报,并签署文件后才能生效,作为施工的依据。

**第 10.1.2 条** 高层钢结构的制作是一项很严密的流水作业过程,应当根据工程特点编制制作工艺。制作工艺应包括:施工中所依据的标准,制作厂的质量保证体系,成品的重量保证体系和为保证成品达到规定的要求而制定的措施,生产场地的布置,采用的加工、焊接设备和工艺装备,焊工和检查人员的资质证明,各类检查项目表格,生产进度计算表。一部完整的考虑周密的制作工艺是保证质量的先决条件,是制作前期工作的重要环节。

**第 10.1.3 条** 在制作构造复杂的构件时,应根据构件的组成情况和受力情况确定其加工、组装、焊接等的方法,保证制作质量,必要时应进行工艺性试验。

**第 10.1.4 条** 本条规定了对钢尺和其他主要测量工具的检测要求,测量部门的校定是保证质量和精度的关键。校定得出的钢卷尺各段尺寸的偏差表,在使用中应随时依照调整。由于高层钢结构工程施工周期较长,随着气温的变化,会使量具产生误差,特别是在大量工程测量中会更为明显,各个部门要按气温情况来

计算温度修正值，以保证尺寸精度。

**第 10.1.5 条** 对节点构造复杂的钢结构，出厂前应在制作厂进行预拼装，并应有详细记录作为调整的依据。对受到运输条件限制而需要在工厂分段制作的大型构件，也应根据情况进行预拼装。

## 第二节 材 料

**第 10.2.1 条** 本条对采用的钢材必须具有质量证明书并符合各项要求，做出了明确规定，对质量有疑义的钢材应抽样检查。这里的“疑义”是指对有质量证明书的材料有怀疑，而不包括无质量证明书的材料。

对国内材料，考虑其实际情况，对材质证明中有个别指标缺项者，可允许补作试验。

**第 10.2.2 条** 本条款提到的各种焊接材料、螺栓、防腐涂料，为国家标准规定的产品或设计文件规定使用的产品，故均应符合国家标准之规定和设计要求，并应有质量证明书。

选用的焊接材料，应与构件所用钢材的强度相匹配，必要时应通过试验确定。下面给出的选用表仅作参考，选用时应根据焊接工艺的具体情况做出适当的修正。厚板的焊接，特别是当低合金结构钢的板厚大于 25mm 时，应采用碱性低氢焊条，若采用酸性焊条，会使焊缝金属大量吸收氢，甚至引起焊缝开裂。

焊 条 选 用 表

表 C10.2.2-1

钢 号	焊条型号		备 注
	国标	牌号	
Q235	E4303	J422	厚板结构的焊条宜选用低氢型焊条
	E4316	J426	
	E4315	J427	
	E4301	J423	

续表

钢 号	焊条型号		备 注
	国标	牌号	
Q345	E5016	J506	主要承重构件、厚板结构及应力较大的低合金结构钢的焊接, 应选用低氢型焊条, 以防氢脆
	E5016	J507	
	E5003	J502	
	E5001	J503	

自动焊、半自动焊的焊丝和焊剂选用表

表 C10. 2. 2-2

钢 号	埋弧焊丝+焊剂牌号	CO <sub>2</sub> 焊丝
Q235	H08A+HJ431	H08Mn2Si
	H08A+HJ430	
	H08MnA+HJ230	
Q345	H08MnA+HJ431	H08Mn2SiA
	H08MnA+HJ430	
	H10Mn2+HJ230	

本条款对焊接材料的贮存和管理做了必要的规定, 编写时参考了国家现行标准《焊接质量管理规程》(JB 3228)、焊接材料产品样本等资料。由于各种资料提法不一, 本规程仅对两项指标进行了一般性的规定。焊接材料保管的好坏对焊缝质量影响很大, 因此在条件许可时, 应从严控制各项指标。

螺栓的质量优劣对连接部位的质量和安全以及构件寿命的长短都有影响, 所以应严格按照规定存放、管理和使用。扭矩系数是高强度螺栓的重要指标, 若螺栓碰伤、混批, 扭矩系数就无法保证, 因此有以上问题的高强度螺栓应禁用。

在腐蚀损失中, 钢结构的腐蚀损失占有重要份额, 因此对高层建筑钢结构采用的防腐涂料的质量, 应给予足够重视。对防腐涂料应加强管理, 禁止使用失效涂料, 以保证涂装质量。

### 第三节 放样、号料和切割

**第 10.3.1 条** 为保证高层建筑钢结构的制作质量,凡几何形状不规则的节点,均应按 1:1 放足尺大样,核对安装尺寸和焊缝长度,并根据需要制作样板或样杆。

焊接收缩量可根据分析计算或参考经验数据确定,必要时应作工艺试验。

**第 10.3.2 条** 高层建筑钢框架柱的弹性压缩量,应根据经常作用的荷载引起的柱轴力确定。压缩量与分担的荷载面积有关,周边柱压缩量较小,中间柱压缩量较大,因此,各柱的压缩量是不等的。根据日本《超高层建筑》构造篇的介绍,弹性压缩需要的长度增量在相邻柱间相差不超过 5mm 时,对梁的连接在容许范围之内,可以采用相同的增量。这样,可以按此原则将柱子分为若干组,从而减少增量值的种类。在钢结构和混凝土混合结构高层建筑中,混凝土剪力墙的压应力较低,而柱的压应力很高,二者的压缩量相差颇大,应予以特别重视。

**第 10.3.3 条** 关于号料和切割的要求,要注意下列事项:

一、弯曲件的取料方向,一般应使弯折线与钢材轧制方向垂直,以防止出现裂纹;

二、号料工作应考虑切割的方法和条件,要便于切割下料工序的进行;

三、高层建筑钢结构制作中,宽翼缘型钢等材料采用锯切下料时,切割面一般不需再加工,从而可大大提高生产效率,宜普遍推广使用,但有端部铣平要求的构件,应按要求另行铣端。由于高层钢结构构件的尺寸精度要求较高,下料时除锯切外,还应尽量使用自动切割、半自动切割、切板机等,以保证尺寸精度。

### 第四节 矫正和边缘加工

**第 10.4.1 条** 对矫正的要求可说明如下:

一、本条规定了矫正的一般方法,强调要根据钢材的特性、工

艺的可能性以及成形后的外观质量等因素，确定矫正方法；

二、普通碳素钢和低合金结构钢允许加热矫正的工艺要求，在现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205)中已有具体规定，故本条只提出原则要求；

**第 10.4.2 条** 对边缘加工的要求，可说明如下：

一、精密切割与普通火焰切割的切割机具和切割工艺过程基本相同，但精密切割采用精密割咀和丙烷气，切割后断面的平整和尺寸精度均高于普通火焰切割，可完成焊接坡口加工等，以代替刨床加工，对提高切割质量和经济效益有很大益处。本条规定的目的，是提高制作质量和促进我国钢结构制作工艺的进步；

二、高层钢结构的焊接坡口形式较多，精度要求较高，采用手工方法加工难以保证质量，应尽量使用机械加工；

三、使用样板控制焊接坡口尺寸及角度的方法，是方便可行的，但要时常检验，应在自检、互检和交检的控制下，确保其质量；

四、本条参考了现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205)的规定，并增加了被加工表面的缺口、清渣及坡度的要求，为了更为明确，以表格的形式表示。

在表 10.4.2 中，边线是指刨边或铣边加工后的边线，规定的容许偏差是根据零件尺寸或不经划线刨边和铣边的零件尺寸的容许偏差确定的，弯曲矢高的偏差不得与尺寸偏差叠加。

## 第五节 组 装

**第 10.5.1 条** 对组装的要求，可作如下说明：

一、构件的组装工艺要根据高层钢结构的特点来考虑。组装工艺应包括：组装次序、收缩量分配、定位点、偏差要求、工装设计等；

二、零部件的检查应在组装前进行，应检查编号、数量、几何尺寸、变形和有害缺陷等。

**第 10.5.2 条** 表 10.5.2 的组装允许偏差，参考日本《建筑

工程钢结构施工验收规范》(JASS6), 根据对我国高层钢结构施工的调查, 将其中某些项目的允许偏差值做了必要的修改。

## 第六节 焊 接

**第 10.6.1 条** 高层建筑钢结构的焊接与一般建筑钢结构的焊接有所不同, 对焊工的技术水平要求更高, 特别是几种新的焊接方法的采用, 使得焊工的培训工作显得更为重要。因此, 在施工中焊工应按照其技术水平从事相应的焊接工作, 以保证焊接质量。

停焊时间的增加和技术的老化, 都将直接影响焊接质量。因此, 对焊工应每三年考核一次, 停焊超过半年的焊工应重新进行考核。

**第 10.6.2 条** 首次采用是指本单位在此以前未曾使用过的钢材、焊接材料、接头形式及工艺方法, 都必须进行工艺评定。工艺评定应对可焊性、工艺性和力学性能等方面进行试验和鉴定, 达到规定标准后方可用于正式施工。在工艺评定中应选出正确的工艺参数指导实际生产, 以保证焊接质量能满足设计要求。

**第 10.6.3 条** 高层建筑钢结构对焊接质量的要求比对其他结构要高, 厚板较多、新的接头形式和焊接方法的采用, 都对工艺措施提出更严格的要求。因此, 焊接工作必须在焊接工程师的指导下进行, 并应制定工艺文件, 指导施工。

施工中应严格按照工艺文件的规定执行, 在有疑义时, 施工人员不得擅自修改, 应上报技术部门, 由主管工程师根据情况进行处理。

**第 10.6.4 条** 由于生产的各个焊条厂都有各自的配方和工艺流程, 控制含水率的措施也有差异, 因此本规程对焊条的烘焙温度和时间未做具体规定, 仅规定按产品说明书的要求进行烘焙。

低氢型焊条和烘焙次数过多, 药皮中的铁合金容易氧化, 分解碳酸盐, 易老化变质, 降低焊接质量, 所以本规程对反复烘焙次数进行了控制, 以不超过二次为限。

本条款的制定，参考了国家现行标准《焊条质量管理规程》(JB 3228)、《建筑钢结构焊接规程》(JGJ 81) 和美国标准《钢结构焊接规范》(ANSI/AWS D1.1—88)。

**第 10.6.5 条** 为了严格控制焊剂中的含水量，焊剂在使用前必须按规定进行烘焙。焊丝表面的油污和锈蚀在高温作用下会分解出气体，易在焊缝中造成气孔和裂纹等缺陷，因此，对焊丝表面必须仔细进行清理。

**第 10.6.6 条** 本条款选自原国家机械委员会颁布的《二氧化碳气体保护焊工艺规程》(JB 2286—87)，用于二氧化碳气体保护焊的保护气体，必须满足本条款之规定数值，方可达到良好的保护效果。

**第 10.6.7 条** 焊接场地的风速大时，会破坏二氧化碳气体对焊接电弧的保护作用，导致焊缝产生缺陷。因此，本规程给出了风速限值，超过此限时应设置防护装置。

**第 10.6.8 条** 装配间隙过大会影响焊接质量，降低接头强度。定位焊的施焊条件较差，出现各种缺陷的机会较多。焊接区的油污、锈蚀在高温作用下分解出气体，易造成气孔、裂纹等缺陷。据此，特对焊前进行检查和修整做出规定。

**第 10.6.9 条** 本条对一些较重要的焊缝应配置引弧板和引出板做出的具体规定。焊缝通过引板过渡升温，可以防止构件端部未焊透、未熔合等缺陷，同时也对消除熄弧处弧坑有利。为保证焊接质量稳定，要求引板的材质和坡口形式同于焊件，必要时可做试验确定。

**第 10.6.10 条** 在焊区以外的母材上打火引弧，会导致被烧伤母材表面应力集中，缺口附近的断裂韧性值降低，承受动荷载时的疲劳强度也将受到影响，特别是低合金结构钢对缺口的敏感性高于普通碳素钢，故更应避免“乱打弧”现象。

**第 10.6.11 条** 本条款的制定参考了现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205) 和部分国内高层钢结构制作的有关技术资料。钢板厚度越大，散热速度越快，焊接热影响区易

形成组织硬化，生成焊接残余应力，使焊缝金属和熔合线附近产生裂纹。当板厚超过一定数值时，用预热的办法减慢冷却速度，有利于氢的逸出和降低残余应力，是防止裂纹的一项工艺措施。

本条款仅给出了环境温度为 0℃ 以上时的预热温度，对于环境温度在 0℃ 以下者未做具体规定，制作单位应通过试验确定适当的预热温度。

**第 10.6.12 条** 后热处理也是防止裂纹的一项措施，一般与预热措施配合使用。后热处理使焊件从焊后温度过渡到环境温度的过程延长，即降低冷却速度，有利于焊缝中氢的逸出，能较好地防止冷裂纹的产生，同时能调整焊接收缩应力，防止收缩应力裂纹。考虑到高层建筑钢结构厚板较多，防止裂纹是关键问题之一，故将后热处理列入规程条款中。因各工程的具体情况不同，各制作单位的施焊条件也不同，所以未做硬性规定，制作单位应通过工艺评定来确定工艺措施。

**第 10.6.13 条** 高层建筑钢结构的主要承力节点中，要求全熔透的焊缝较多，清根则是保证焊缝熔透的措施之一。清根方法以碳弧气刨为宜，清根工作应由培训合格的人员进行，以保证清根质量。

**第 10.6.14 条** 层状撕裂的产生是由于焊缝中存在收缩应力，当接头处约束度过大时，会导致沿板厚度方向产生较大的拉力，此时若钢板中存在片状硫化夹杂物，就易产生层状撕裂。厚板在高层建筑钢结构中应用较多，特别是大于 50mm 超厚板的使用，潜在着层状撕裂的危险。因此，防止沿厚度方向产生层状撕裂是梁柱接头中最值得注意的问题。根据国内外一些资料的介绍和一些制作单位的经验，本条款综合给出了几个方面可采取的措施。由于裂纹的形成是错综复杂的，所以施工中应采取那些措施，需依据具体情况具体分析而定。

碳当量法是将各种元素按相当于含碳量的作用总合起来，碳是各种合金元素中对钢材淬硬、冷裂影响最明显的因素，国际焊接学会推荐的碳当量为  $C_{eq} = C + Mn/6 + (Ni + Cu)/15 + (Cr +$

Mo+V)/5 (%),  $C_{cq}$  值越高, 钢材的淬硬倾向越大, 需较高的预热温度和严格的工艺措施。

焊接裂纹敏感系数是日本提出和应用的, 它计入钢材化学成份, 同时考虑板厚和焊缝含氢量对裂纹倾向的影响, 由此求出防裂纹的预热温度。焊接裂纹敏感系数  $P_{cm} = C + Si/30 + Mn/20 + Cu/20 + Ni/60 + Cr/20 + Mo/15 + V/10 + 5B + \text{板厚}/600 + H/60$  (%), 预热温度  $T^{\circ}\text{C} = 1440P_{cm} - 392$ 。

**第 10.6.15 条** 消耗熔嘴电渣焊在高层建筑钢结构中的应用是一门较新的技术, 由熔嘴电渣焊的施焊部位是封闭的, 消除缺陷相当困难, 因此要求改善焊接环境和施焊条件, 当出现影响焊接质量的情况时, 应停止焊接。

为保证焊接工作的正常进行, 对垫板下料和加工精度应严格要求, 并应严格控制装配间隙。间隙过大易使熔池铁水泄漏, 造成缺陷。当间隙大于 1mm 时, 应进行修整和补救。

焊接时应由两台电渣焊机在构件两侧同时施焊, 以防焊件变形。因焊接电压随焊接过程而变化, 施焊时应随时注意调整, 以保持规定数值。

焊接过程中应使焊件处于赤热状态, 其表面温度在  $800^{\circ}\text{C}$  以上时熔合良好, 当表面温度不足  $800^{\circ}\text{C}$  时, 应适当调整焊接工艺参数, 适量增加渣池的总热能。

**第 10.6.16 条** 栓钉焊接面上的水、锈、油等有害杂质对焊接质量有影响, 因此, 在焊接前应将焊接面上的杂质仔细清除干净, 以保证栓焊的顺利进行。从事栓钉焊的焊工应经过专门训练, 栓钉焊所用电源应为专门电源, 在与其他电源并用时必须有足够的容量。

**第 10.6.17 条** 栓钉焊是近些年发展起来的特种焊接方法, 其检查方法不同于其他焊接方法, 因此, 本规程将栓钉焊的质量检验作为一项专门条款给出。本条款的编制主要参考了日本的有关标准和资料。

栓钉焊缝外观应全部检查, 其焊肉形状应整齐, 焊接部位应

全部熔合。

需更换不合格栓钉时，在去掉旧栓钉以后，焊接新栓钉之前，应先修补母材，将母材缺损处磨修平整，然后再焊新栓钉，更换过的栓钉应重新做弯曲试验，以检验新栓钉的焊接质量。

**第 10.6.18 条** 本条款对焊缝质量的外观检查时间进行了规定，这里考虑延迟裂纹的出现需要一定的时间，而高层建筑钢结构构件采用低合金结构钢及厚板较多，存在延迟断裂的可能性更大，对构件的安全存在着潜在的危险，因此应对焊缝的检查时间进行控制。考虑到实际生产情况，将全部检查项目都放到 24h 后进行有一定困难，所以仅对 24h 后应对裂纹倾向进行复验做出了规定。

本条款在严禁的缺陷一项中，增加了熔合性飞溅的内容。当熔合性飞溅严重时，说明施焊中的焊接热能量过大，由此造成施焊区温度过高，接头韧性降低，影响接头质量，因此，对焊接中出现的熔合性飞溅要严加控制。

焊缝质量的外观检验标准大部分均由设计规定，设计无规定者极少。本规程给出的表 10.6.18 仅用于设计无规定时。该表的编制，参考了现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205)、日本《建筑工程钢结构施工验收规范》以及国内部分有关资料。

**第 10.6.19 条** 高层建筑钢结构节点部位中，有相当一部分是要求全熔透的，因此，本规程特将焊缝的超声波检查探伤作为一个专门条款提出。

按照现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205)的规定，焊缝检验分为三个等级，一级用于动荷载或静荷载受拉，二级用于动荷载或静荷载受压，三级用于其他角焊缝。本条款给出的超检数量，参考了该规范的规定。在《钢焊缝手工超声波检验方法和探伤结果分级》(GB 11345—89)中，按检验的完善程度分为 A、B、C 三个等级。A 级最低，B 级一般，C 级最高。评定等级分为 I、II、III、IV 四个等级，I 级最高、IV 级最低。根

据高层钢结构的特点和要求以及施工单位的建议，本条款比照《钢焊缝手工超声波检验方法和探伤结果分级》(GB 11345—89)的规定，给出了高层建筑钢结构受拉、受压焊缝应达到的检验等级和评定等级。

本条款给出的超声波检查数量和等级标准，仅限于设计文件无规定时使用。

**第 10.6.20 条** 为保证焊接质量，应对不合格焊缝的返修工作给予充分重视，一般应编制返修工艺。本规程仅对几种返修方法做出了一般性规定，施工单位还应根据具体情况做出返修方法的规定。

焊接裂纹是焊接工作中最危险的缺陷，也是导致结构脆性断裂的原因之一。焊缝产生裂纹的原因很多，也很复杂，一般较难分辨清楚。因此，焊工不得随意修补裂纹，必须由技术人员制定出返修措施后再进行返修。

本条款对低合金结构钢的返修次数做出了明确规定，因低合金结构钢在同一处返修的次数过多，容易损伤合金元素，在热影响区产生晶粒粗大和硬脆过热组织，并伴有较大残余应力停滞在返修区段，易发生质量事故。

## 第七节 制 孔

**第 10.7.1 条** 制孔分零件制孔和成品制孔，即组装前制孔和组装后制孔。

保证孔的精度可以有很多方法，目前国外广泛使用的多轴立式钻床、数控钻床等，可以达到很高精度，消除了尺寸误差，但这些设备国内还不普及，所以本规程推荐模板制孔的方法。正确使用钻模制孔，可以保证高强度螺栓组装孔和工地安装孔的精度。采用模板制孔应注意零件、构件与模板贴紧，以免铁屑进入钻套。零件、构件上的中心线与模板中心线要对齐。

**第 10.7.2 条** 本条根据现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205)的规定，针对高层钢结构的生产特点，作了

相应修改。

**第 10.7.3 条** 本条与现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205) 的规定相同, 所以不另做说明。

## 第八节 摩擦面的加工

**第 10.8.1 条** 高强度螺栓结合面的加工, 是为了保证连接接触面的滑动系数达到设计要求。结合面加工的方法和要求, 应按国家现行标准《钢结构高强度螺栓连接的设计及验收规程》(JGJ 82) 执行。

**第 10.8.2 条** 本条参考现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205), 规定了喷砂、喷(抛)丸和砂轮打磨等方法, 是为方便施工单位根据自己的条件选择。但不论选用那一种方法, 凡经加工过的表面, 其抗滑移系数值必须达到设计要求。

本条文去掉了酸洗加工的方法, 是因为现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 已不允许用酸洗加工, 而且酸洗在建筑结构上很难做到, 即使小型构件能用酸洗, 残存的酸液往往会继续腐蚀连接面。

**第 10.8.3 条** 经过处理的抗滑移面, 如有油污或涂有油漆等物, 将会降低抗滑移系数值, 故对加工好的连接面必须加以保护。

**第 10.8.4 条** 本条规定了制作厂进行抗滑移系数实验的时间和试验报告的主要内容。一般说来, 制作厂宜在钢结构制作前进行抗滑移系数试验, 并将其纳入工艺, 指导生产。

**第 10.8.5 条** 本条规定了高强度螺栓抗滑移系数试件的制作依据和标准。考虑到我国目前高层建筑钢结构施工有采用国外标准的工程, 所以本文中允许按设计文件规定的制作标准制作试件。

## 第九节 端部加工

**第 10.9.1 条** 有些构件端部要求磨平顶紧以传递荷载, 这时端部要精加工。为保证加工质量, 本条规定构件要在矫正合格后

才能进行端部加工。表 10.9.1 是根据现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205) 的规定制定的。

## 第十节 防锈、涂层、编号和发运

**第 10.10.1、10.10.2 条** 参照现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205) 的规定制定。

**第 10.10.3 条** 本条指出了防锈涂料和涂层厚度的依据标准, 强调涂料要配套使用。

**第 10.10.4 条** 本条规定了不涂漆表面的处理要求, 以保证构件和外观质量, 对有特殊要求的, 应按设计文件的规定进行。

**第 10.10.5 条** 本条规定在涂层完毕后对构件编号的要求。由于高层钢结构构件数量多, 品种多, 施工场地相对狭小, 构件编号是一件很重要的工作。编号应有统一规定和要求, 以利于识别。

**第 10.10.6 条** 包装对成品质量有直接影响。合格的产品, 如果发运、堆放和管理不善, 仍可能发生质量问题, 所以应当引起重视。一般构件要有防止变形的措施, 易碰部位要有适当的保护措施; 节点板、垫板等小型零件宜装箱保存; 零星构件及其他部件等, 都要按同一类别用螺栓和铁丝紧固成束; 高强度螺栓、螺母、垫圈应配套并有防止受潮等保护措施; 经过精加工的构件表面和有特殊要求的孔壁要有保护措施等。

**第 10.10.7 条** 高层建筑钢结构层数多, 施工场地相对狭小, 如果存放和发运不当, 会给安装单位造成很大困难, 影响工程进度和带来不必要的损失, 所以制作厂应与吊装单位根据安装施工组织设计的次序, 认真编制安装程序表, 进行包装和发运。

**第 10.10.8 条** 由于高层建筑钢结构数量大, 品种多, 一旦管理不善, 造成的后果是严重的, 所以本条规定的目的是强调制作单位在成品发运时, 一定要与定货单位作好交接工作, 防止出现构件混乱、丢失等问题。

## 第十一节 构件验收

**第 10.11.1 条** 本规程所指验收，是构件出厂验收，即对具备出厂条件的构件按照工程标准要求检查验收。

表 10.11.1-1~表 10.11-4 的允许偏差，是参考了现行国家标准《钢结构工程施工与验收规范》(GB 50205) 和日本《建筑工程钢结构施工验收规范》编制的，根据我国高层建筑钢结构施工情况，对其中各项做了补充和修改，补充和修改的依据是通过一些新建高层建筑钢结构的施工调查取得的。

**第 10.11.2 条** 本条是在现行国家标准《钢结构工程施工及验收规范》(GB 50205) 规定的基础上，结合高层建筑钢结构的特点制定的，增加了无损检验和必要的材料复验要求。

本条规定的目的，是要制作厂为安装单位提供在制作过程中变更设计、材料代用等的资料，以便据以施工，同时也为竣工验收提供原始资料。

# 第十一章 安 装

## 第一节 一般要求

**第 11.1.1 条** 编制施工组织设计或施工方案是组织高层建筑钢结构安装的重要工作，应按结构安装施工组织设计的一般要求，结合高层建筑钢结构的特点进行编制，其具体内容这里不拟一一列举。

**第 11.1.3 条** 安装用的焊接材料、高强度螺栓和栓钉等，必须具有产品出厂的质量证明书，并符合设计要求和有关标准的要求，必要时还应对这些材料进行复验，合格后方可使用。

**第 11.1.4 条** 高层建筑钢结构工程安装工期较长，使用的机具和工具必须进行定期检验，保证达到使用要求的性能及各项指标。

**第 11.1.5 条** 安装的主要工艺，在安装工作开始前必须进行工艺试验（也叫工艺考核），以试验得出的各项参数指导施工。

**第 11.1.6 条** 高层建筑钢结构构件数量很多，构件制作尺寸要求严，对钢结构加工质量的检查，应比单层房屋钢结构构件要求更严格，特别是外形尺寸，要求安装单位在构件制作时就派员到构件制作厂进行检查，发现超出允许偏差的质量问题时，一定要在厂内修理，避免运到现场再修理。

**第 11.1.7 条** 土建施工单位、钢结构制作单位和钢结构安装单位三家使用的钢尺，必须是由同一计量部门由同一标准鉴定的。原则上，应由土建施工单位（总承包单位）向安装单位提供鉴定合格的钢尺。

**第 11.1.8 条** 高层建筑钢结构是多单位、多机械、多工种混合施工的工程，必须严格遵守国家和企业颁发的现行环境保护和

劳动保护法规以及安全技术规程。在施工组织设计中，要针对工程特点和具体条件提出环境保护、安全施工和消防方面的措施。

## 第二节 定位轴线、标高和地脚螺栓

**第 11.2.1 条** 安装单位对土建施工单位提出的高层建筑钢结构安装定位轴线、水准标高、柱基础位置线、预埋地脚螺栓位置线、钢筋混凝土基础面的标高、混凝土强度等级等各项数据，必需进行复查，符合设计和规范的要求后，方能进行安装。上述各项的实际偏差不得超过允许偏差。

**第 11.2.2 条** 柱子的定位轴线，可根据现场场地宽窄，在建筑物外部或建筑物内部设辅助控制轴线。

现场比较宽敞、钢结构总高度在 100m 以内时，可在柱子轴线的延长线上适当位置设置控制桩位，在每条延长线上设置两个桩位，供架设经纬仪用；现场比较狭小、钢结构总高度在 100m 以上时，可在建筑物内部设辅助线，至少要设 3 个点，每 2 点连成的线最好要垂直，因此，三点不得在一条直线上。

钢结构安装时，每一节柱子的定位轴线不得使用下一节柱子的定位轴线，应从地面控制轴线引到高空，以保证每节柱子安装正确无误，避免产生过大的积累偏差。

**第 11.2.3 条** 地脚螺栓（锚栓）可选用固定式或可动式，以一次或二次的方法埋设。不管用何种方法埋设，其螺栓的位置、标高、丝扣长度等应符合设计和规范的要求。

**第 11.2.4 条** 地脚螺栓的紧固力一般由设计规定，可按表 C11.2.4 采用。

地脚螺栓紧固力

表 C11.2.4

地脚螺直径 (mm)	紧固轴力 (kN)
30	60
36	90
42	150
48	160
56	240
64	300

地脚螺栓螺母的止退，一般可用双螺母，也可在螺母拧紧后将螺母与螺栓杆焊牢。

**第 11.2.5 条** 高层建筑钢结构安装时，其标高控制可以用两种方法：一是按相对标高安装，柱子的制作长度偏差只要不超过规范规定的允许偏差 $\pm 3\text{mm}$ 即可，不考虑焊缝的收缩变形和荷载引起的压缩变形对柱子的影响，建筑物总高度只要达到各节柱制作允许偏差总和以及柱压缩变形总和就算合格；另一种是按设计标高安装，（不是绝对标高，不考虑建筑物沉降），即按土建施工单位提供的基础标高安装，第一节柱子底面标高和各节柱子累加尺寸的总和，应符合设计要求的总尺寸，每节柱接头产生的收缩变形和建筑物荷载引起的压缩变形，应加到柱子的加工长度中去，钢结构安装完成后，建筑物总高度应符合设计要求的总高度。

**第 11.2.6 条** 底层第一节柱安装时，可在柱子底板下的地脚螺栓上加一个螺母，螺母上表面的标高调整到与柱底板标高齐平，放上柱子后，利用底板下的螺母控制柱子的标高，精度可达 $\pm 1\text{mm}$ 以内，用以代替在柱子的底板下做水泥墩子的老办法。柱子底板下预留的空隙，可以用无收缩砂浆以捻浆法填实。使用这种方法时，对地脚螺栓的强度和刚度应进行计算。

### 第三节 构件的质量检查

**第 11.3.1 条** 安装单位应派有检查经验的人员深入到钢结构制作厂，从构件制作过程到构件成品出厂，逐个进行细致检查，并作好书面记录。

**第 11.3.2 条** 对主要构件，如梁、柱、支撑等的制作质量，在构件运到现场后仍应进行复查（前面检查得再细，总会有漏检的项目），凡是质量不符合要求的，都应在地面修理。如果构件吊到高空发现问题再吊回地面修理，就会严重影响安装进度。

**第 11.3.3 条** 对端头用坡口焊缝连接的梁、柱、支撑等构件，在检查其长度尺寸时，应将焊缝的收缩值计入构件的长度。如按设计标高进行安装时，还要将柱子的压缩变形值计入构件的长度。

制作厂在构件加工时，应将焊缝收缩值和压缩变形值计入构件长度。

**第 11.3.4 条** 在检查构件外形尺寸、构件上的节点板、螺栓孔等位置时，应以构件的中心线为基准进行检查，不得以构件的棱边、侧面对准基准线进行检查，否则可能导致误差。

#### 第四节 构件的安装顺序

**第 11.4.1 条** 高层建筑钢结构的安装顺序对安装质量有很大影响，为了确保安装质量，应遵循本条规定的步骤。

**第 11.4.2 条** 流水区段的划分要考虑本条列举的诸因素，区段内的结构应具有整体性和便于划分。

**第 11.4.3 条** 每节柱高范围内全部构件的安装顺序，不论是柱、梁、支撑或其他构件，平面上应从中间向四周扩展安装，竖向要由下向上逐件安装，这样在整个安装过程中，由于上部和周边处于自由状态，构件安装进档和测量校正都易于进行，能取得良好的安装效果。

有一种习惯，即先安装一节柱子的顶层梁。但顶层梁固定了，将使中间大部分构件进档困难，测量校正费力费时，增加了安装的难度。

**第 11.4.4 条** 高层建筑钢结构构件的安装顺序，要用图和表格的形式表示，图中标出每个构件的安装顺序，表中给出每一顺序号的构件名称、编号，安装时需用节点板的编号、数量、高强度螺栓的型号、规格、数量，普通螺栓的规格和数量等。从构件质量检查、运输、现场堆存到结构安装，都使用这一表格，可使高层建筑钢结构安装有条不紊，有节奏、有秩序地进行。

#### 第五节 构件接头的现场焊接顺序

**第 11.5.1 条** 构件接头的现场焊接顺序，比构件的安装顺序更为重要，如果不按合理的顺序进行焊接，就会使结构产生过大的变形，严重的会将焊缝拉裂，造成重大质量事故。本条规定的

作业顺序必须严格执行，不得任意变更。高层建筑钢结构构件接头的焊接工作，应在一个流水段的一节柱范围内，全部构件的安装、校正、固定、预留焊缝收缩量（也考虑温度变化的影响）和弹性压缩量均已完成并经质量检查部门检查合格后方可开始，因焊接后再发现大的偏差将无法纠正。

**第 11.5.2 条** 构件接头的焊接顺序，在平面上应从中间向四周并对称扩展焊接，使整个建筑物外形尺寸得到良好的控制，焊缝产生的残余应力也较小。

柱与柱接头和梁与柱接头的焊接以互相协调为好，一般可以先焊一节柱的顶层梁，再从下往上焊各层梁与柱的接头；柱与柱的接头可以先焊也可以最后焊。

**第 11.5.3 条** 焊接顺序编完后，应绘出焊接顺序图，列出焊接顺序表，表中注明构件接头采用那种焊接工艺，标明使用的焊条、焊丝、焊剂的型号、规格、焊接电流，在焊接工作完成后，记入焊工代号，对于监督和管理焊接工作有指导作用。

**第 11.5.4 条** 构件接头的焊接顺序按照参加焊接工作的焊工人数进行分配后，应在规定时间内完成焊接，如不能按时完成，就会打乱焊接顺序。而且，焊工不得自行调换焊接顺序，更不允许改变焊接顺序。

## 第六节 钢构件的安装

**第 11.6.1 条** 柱子的安装工序应该是：（1）调整标高；（2）调整位移（同时调整上柱和下柱的扭转）；（3）调整垂直偏差。如此重复数次。如果不按这样的工序调整，会很费地间，效率很低。

**第 11.6.2 条** 当构件截面较小，在地面将几个构件拼成扩大单元进行安装时，吊点的位置和数量应由计算或试吊确定，以防因吊点位置不正确造成结构永久变形。

**第 11.6.3 条** 柱子、主梁、支撑等各类构件都有连接板等附件，有的节点板很大很重，人力搬不动，如果不和构件一起起吊上去，起重机单独安装很不经济，也很不安全，所以要随构件一

起起吊。为了在高空组拼方便，可以用铰链把节点板连接在构件上，到达安全位置后，旋转过来就能对正，方便安装。

**第 11.6.4 条** 构件上设置的爬梯或轻便走道，是供安装人员高空作业使用的，应在地面就牢固地连接在构件上，和构件一起起吊；如到高空再设置，既不安全更不经济。

**第 11.6.5 条** 柱子、主梁、支撑等主要构件安装时，应在就位并临时固定后，立即进行校正，并永久固定（柱接头临时耳板用高强度螺栓固定，也是永久固定的一种）。不能使一节柱子高度范围的各个构件都临时连接，这样在其他构件安装时，稍有外力，该单元的构件都会变动，钢结构尺寸将不易控制，安装达不到优良的质量，也很不安全。

**第 11.6.6 条** 安装上的构件，要在当天形成稳定的空间体系。安装工作中任何时候，都要考虑安装好的构件是否稳定牢固，因为随时可能会由于停电、刮风、下雨、下雪等而停止安装。

**第 11.6.7 条** 安装高层建筑钢结构使用的塔式起重机，有外附在建筑物上的，随着建筑物增高，起重机的塔身也要往上接高，起重机塔身的刚度要靠与钢结构的附着装置来维持。采用内爬式塔式起重机时，随着建筑物的增高，要依靠钢结构一步一步往上爬升。塔式起重机的爬升装置和附着装置及其对钢结构的影响，都必须进行计算，根据计算结果，制定相应的技术措施。

**第 11.6.8 条** 楼面上铺设的压型钢板和楼板的模板，承载能力比较小，不得在上面堆放过重的施工机械等集中荷载。安装活荷载必须限制或经过计算，以防压坏钢梁和压型钢板，造成事故。

**第 11.6.9 条** 一节柱的各层梁安装完毕后，宜随即把楼梯安装上，并铺好梁面压型钢板。这样的施工顺序，既方便下一道工序，又保证施工安全。国内有些高层建筑钢结构的楼梯和压型钢板施工，与钢结构错开 6~10 层，施工人员上下要从塔式起重机上爬行，既不方便，也不安全。

**第 11.6.10 条** 采用外墙板做围护结构时，因外墙板重量较大，而钢结构重量较轻，在挂外墙板时应对称均匀安装，使建筑

物不致偏心荷载，并使其压缩变形比较均匀。

**第 11.6.11 条** 楼板对建筑物的刚度和稳定性有重要影响，楼板还是抗扭的重要结构，因此，要求钢结构安装到第六层时，应将第一层楼板的钢筋混凝土浇完，使钢结构安装和楼板施工相距不超过 5 层。如果因某些原因超过 5 层或更多层数时，应由现场责任工程师会同设计和质量监督部门研究解决。

**第 11.6.12 条** 一个流水段一节柱子范围的构件要一次装齐并验收合格，再开始安装上面一节柱的构件，不要造成上下数节柱的构件都不装齐，结果东补一根构件，西补一根构件，既延长了安装工期，又不能保证工程质量，施工也很不安全。

## 第七节 安装的测量校正

**第 11.7.1 条** 高层建筑钢结构安装中，楼层高度的控制可以按相对标高，也可以按设计标高，但在安装前要先决定用哪一种方法，可会同建设单位、设计单位、质量检查部门共同商定。

**第 11.7.2 条** 柱子安装时，垂直偏差一定要校正到 $\pm 0.000$ ，先不留焊缝收缩量。在安装和校正柱与柱之间的主梁时，再把柱子撑开，留出接头焊接收缩量，这时柱子产生的内力，在焊接完成和焊缝收缩后也就消失。

**第 11.7.3 条** 高层建筑钢结构对温度很敏感，日照、季节温差、焊接等产生的温度变化，会使它的各种构件在安装过程中不断变动外形尺寸，安装中要采取能调整这种偏差的技术措施。

如果日照变化小的早中晚或阴天进行构件的校正工作，由于高层钢结构平面尺寸较小，又要分流水段，每节柱的施工周期很短，这样做的结果就会因测量校正工作拖了安装进度。

另一种方法是不论在什么时候，都以当时经纬仪的垂直平面为垂直基准，进行柱子的测量校正工作。温度的变化会使柱子的垂直度发生变化，这些偏差在安装柱与柱之间的主梁时，用外力强制复位，使回到要求的位置（焊接接头别忘了留焊缝收缩量），这时柱子内会产生  $30\sim 40\text{N/mm}^2$  的温度应力，试验证明，它比由

于构件加工偏差进行强制校正时产生的内应力要小得多。

**第 11.7.4 条** 用缆风绳或支撑校正柱子时,在松开缆风绳或支撑时,柱子能保持 $\pm 0$ 的垂直状态,才能算校正完毕。

如果缆风绳或支撑的力量很大,柱子就有很大的安装内力,松开缆风绳或支撑,柱子的位置就变化了,这样也会使结构产生较大的变形,此时不能算校正完毕。

**第 11.7.5 条** 上柱和下柱发生较大的扭转偏差时,可以在上柱和下柱耳板的不同侧面加垫板,通过用连接板夹紧,就可以达到校正这种扭转偏差的目的。

**第 11.7.6 条** 仅对被安装的柱子本身进行测量校正是不够的,柱子一般有多层梁,一节柱有二层、三层,甚至四层梁,柱和柱之间的主梁截面大,刚度也大,在安装主梁时柱子会变动,产生超出规定的偏差。因此,在安装柱和柱之间的主梁时,还要对柱子进行跟踪校正;对有些主梁连系的隔跨甚至隔两跨的柱子,也要一起监测。这时,配备的测量人员也要适当增加,只有采取这样的措施,柱子的安装质量才有保证。

**第 11.7.7 条** 在楼面安装压型钢板前,梁面上必须先放出压型钢板的位置线,按照图纸规定的行距、列距顺序排放。要注意相邻二列压型钢板的槽口必须对齐,使组合楼板钢筋混凝土下层的主筋能顺利地放入压型钢板的槽内。

**第 11.7.8 条** 栓钉也要按图纸的规定,在钢梁上放出栓钉的位置线,使栓钉焊完后在钢梁上排列整齐。

**第 11.7.9 条** 各节柱的定位轴线,一定要从地面控制轴线引上来,并且要在下一节柱的全部构件安装、焊接、栓接并验收合格后进行引线工作;如果提前将线引上来,该层有的构件还在安装,结构还会变动,引上来的线也在变动,这样就保证不了柱子定位轴线的准确性。

**第 11.7.10 条** 结构安装的质量检查记录,必须是构件已安装完成,而且焊接、栓接等工作也已完成并验收合格后的最后一次检查记录,中间检查的各次记录不能作为安装的验收记录。如

柱子的垂直度偏差检查记录，只能是在安装完毕，且柱间梁的安装、焊接、栓接也已完成后所作的测量记录。

## 第八节 安装的焊接工艺

**第 11.8.1 条** 高层建筑钢结构柱子和主梁的钢板，一般都比较厚，材质要求也较严，主要接头要求用焊缝连接，并达到与母材等强。这种焊接工作，工艺比较复杂，施工难度大，不是一般焊工能够很快达到所要求技术水平的。所以在开工前，必须针对工程具体要求，进行焊接工艺试验，以便一方面提高焊工的技术水平，一方面取得与实际焊接工艺一致的各项参数，制定符合高层建筑钢结构焊接施工的工艺规程，指导安装现场的焊接施工。

**第 11.8.2 条** 焊接用的焊条、焊丝、焊剂等焊接材料，在选用时应与母材强度等级相匹配，并考虑钢材的焊接性能等条件。钢材焊接性能可参考下列碳当量公式选用： $C_{eq}=C+Mn/6+Si/24+Ni/40+Cr/5+Mo/4+V/14<0.44\%$ ，引弧板的材质必须与母材一致，必要时可通过试验选用。

**第 11.8.3 条** 焊接工作开始前，焊口应清理干净，这一点往往为焊工所忽视。如果焊口清理不干净，垫板又不密贴，会严重影响焊接质量，造成返工。

**第 11.8.4 条** 定位点焊是焊接构件组拼时的重要工序，定位点焊不当会严重影响焊接质量。定位点焊的位置、长度、厚度应由计算确定，其焊接质量应与焊缝相同。定位点焊的焊工，应该是具有点焊技能考试合格的焊工，这一点往往被忽视。由装配工任意进行点焊是不对的。

**第 11.8.5 条** 框架柱截面一般较大，钢板又较厚，焊接时应由两个焊工在柱子两个相对边的对称位置以大致相等的速度逆时针方向施焊，以免产生焊接变形。

**第 11.8.6 条** 柱子接头用引弧板进行焊接时，首先焊接的相对边焊缝不宜超过 4 层，焊毕应清理焊根，更换引弧板方向，在另两边连续焊 8 层，然后清理焊根和更换引弧板方向，在相垂直

的另两边焊 8 层，如此循环进行，直到将焊缝全部焊完，参见图 C11.8.7b。

**第 11.8.7 条** 柱子接头不加引弧板焊接时，两个焊工在对面焊接，一个焊工焊两面，也可以两个焊工以逆时针方向转圈焊接。前者要在第一层起弧点和第二层起弧点相距 30~50mm 开始焊接（图 C11.8.7a）。每层焊道要认真清渣，焊到柱棱角处要放慢焊条运行速度，使柱棱成为方角。

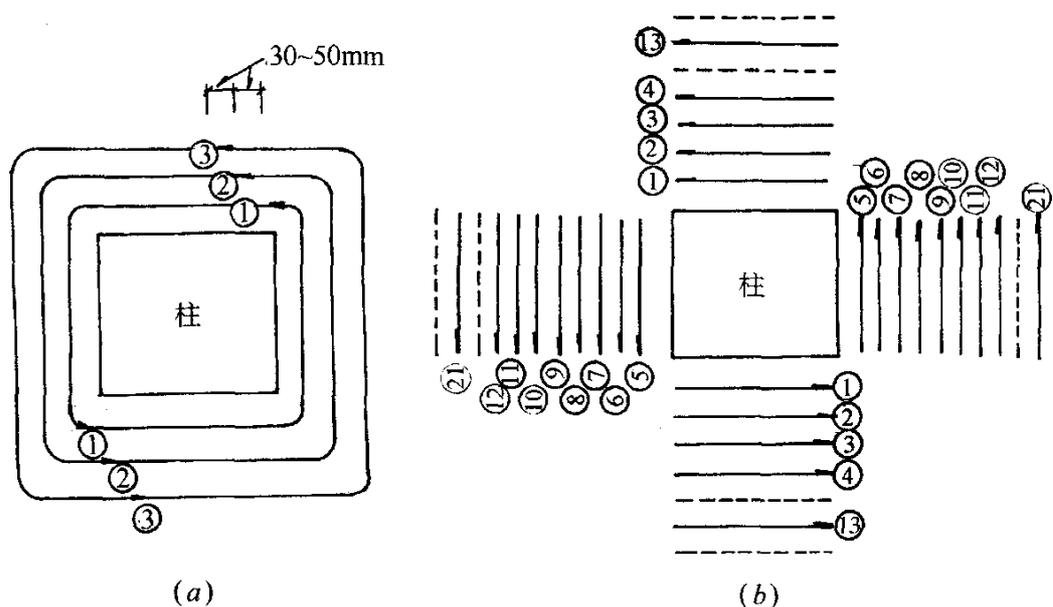


图 C11.8.7 柱接头焊接顺序

(a) 焊道起点的错位；(b) 焊接顺序；

**第 11.8.8 条** 梁与柱接头的焊缝在一条焊缝的两个端头加引弧板（另一侧为收弧板）。引弧板的长度不小于 30mm，其坡口角应与焊缝坡口一致。焊接工作结束后，要等焊缝冷却再割去引弧板，并留 5~10mm，以免损伤焊缝。

**第 11.8.9 条** 梁翼缘与柱的连接焊缝，一般宜先焊梁的下翼缘再焊上翼缘。由于在荷载下梁的下翼缘受压，上翼缘受拉，故认为先焊下翼缘最合理。

一根梁两个端头的焊缝不宜同时焊接，宜先焊一端头，再焊另一端头。

**第 11.8.10 条** 柱与柱、梁与柱接头的焊接收缩值，可用试

验的方法，或按公式计算，或参考经验公式确定，有条件时最好用试验的方法。制作厂应将焊接收缩值加到构件制作长度中去。

**第 11.8.11 条** 规定焊接时的风速是为了保证焊接质量，5m/s 时是三级风，气象特征为树叶及小树枝摇动不息，旗帜展开，基本风压为  $6.8 \sim 17.15 \text{N/m}^2$ ；3m/s 是二级风，气象特征是人面感觉有风，树叶有微响，风向标能转动，基本风压为  $1.51 \sim 6.41 \text{N/m}^2$ 。

工厂规定的风速值较小，是因为厂房内风速一般较小。

**第 11.8.12 条** 焊接工作完成后，焊工应在距焊缝 5~10mm 的明显位置上打上焊工代号钢印，此规定在施工中必须严格执行。焊缝的外观检查和超声波探伤检查的各次记录，都应整理成书面形式，以便在发现问题时便于分析查找原因。

**第 11.8.13 条** 一条焊缝重焊如超过二次，母材和焊缝将不能保证原设计的要求，此时应更换母材。如果设计和检验部门同意进行局部处理，是允许的，但要保证处理质量。

**第 11.8.14 条** 母材由于焊接产生层状撕裂时，若缺陷严重，要更换母材；若缺陷仅发生在局部，经设计和质量检验部门同意，可以局部处理。

**第 11.8.15 条** 栓钉焊有直接焊在钢梁上和穿透压型钢板焊在钢梁上两种型式，施工前必须进行试焊，焊点处有铁锈、油污等脏物时，要用砂轮清除锈污，露出金属光泽。焊接时，焊点处不能有水和结露。压型钢板表面有锌层必须除去以免产生铁锌共晶体熔敷金属。栓钉焊的地线装置必须正确，防止产生偏弧。

## 第九节 高强度螺栓施工工艺

**第 11.9.2 条** 高强度螺栓长度按下式计算：

$$L = A + B + C + D$$

式中， $L$  为螺杆需要的长度； $A$  为接头各层钢板厚度总和； $B$  为垫圈厚度； $C$  为螺母厚度； $D$  为拧紧螺栓后丝扣露出 2~3 扣的长度。

统计出各种长度的高强度螺栓后，要进行归类合并，以 5 或

10mm 为级差, 种类应越少越好。表 11.9.2 列出的数值, 是根据上列公式计算的结果。

**第 11.9.4 条** 高强度螺栓节点上的螺栓孔位置、直径等超过规定偏差时, 应重新制孔, 将原孔用电焊填满磨平, 再放线重新打孔。安装中遇到几层钢板的螺孔不能对正时, 只允许用铰刀扩孔。扩孔直径不得超过原孔径 2mm。绝对禁止用气割扩高强度螺栓孔, 若用气割扩高强度螺栓孔时应按重大质量事故处理。

**第 11.9.5 条** 高强度螺栓按扭矩系数使螺杆产生额定的拉力。如果螺栓不是自由穿入而是强行打入, 或用螺母把螺栓强行拉入螺孔内, 则钢板的孔壁与螺栓杆产生挤压力, 将使扭矩转化的拉力很大一部分被抵消, 使钢板压紧力达不到设计要求, 结果达不到高强度螺栓接头的安装质量, 这是必须注意的。

高强度螺栓在一个接头上的穿入方向要一致, 目的是为了整齐美观和操作方便。

**第 11.9.6 条** 高层钢结构中, 柱与梁的典型连接, 是梁的腹板用高强度螺栓连接, 梁翼缘用焊接。这种接头的施工顺序是, 先拧紧腹板上的螺栓, 再焊接梁翼缘板的焊缝, 或称“先栓后焊”。焊接热影响使高强度螺栓轴力损失约 5%~15% (平均损失 10% 左右), 这部分损失在螺栓连接设计中通常忽略不计。

**第 11.9.8 条** 高强度螺栓初拧和复拧的目的, 是先把螺栓接头各层钢板压紧; 终拧则使每个螺栓的轴力比较均匀。如果钢板不预先压紧, 一个接头的螺栓全部拧完后, 先拧的螺栓就会松动。因此, 初拧和复拧完毕要检查钢板密贴的程度。一般初拧扭矩不能用得太小, 最好用终拧扭矩的 89%。

**第 11.9.9 条** 高强度螺栓拧紧的次序, 应从螺栓群中部向四周扩展逐个拧紧, 无论是初拧、复拧还是终拧, 都要遵守这一规则, 目的是使高强度螺栓接头的各层钢板达到充分密贴, 避免产生弹簧效应。

**第 11.9.10 条** 拧紧高强度螺栓用的定扭矩搬子, 要定期进行定扭矩值的检查, 每天上下午上班前都要校核一次。高强度螺

栓使用扭矩大，搬手在强大的扭矩下工作，原来调好的扭矩值很容易变动，所以检查定扭矩搬手的额定扭矩值，是十分必要的。

**第 11.9.11 条** 高强度螺栓从安装到终拧要经过几次拧紧，每遍都不能少，为了明确拧紧的次数，规定每拧一遍都要做上记号。用不同记号区别初拧、复拧、终拧，是防止漏拧的较好办法。

## 第十节 结构的涂层

**第 11.10.1~11.10.4 条** 高层建筑钢结构都要用防火涂层，因此钢结构加工厂在构件制作时只作防锈处理，用防锈涂层刷两道，不涂刷面层。但构件的接头，不论是焊接还是螺栓连接，一般是不刷油漆和各种涂料的，所以钢结构安装完成后，要补刷这些部位的涂层工作。钢结构安装后补刷涂层的部位，包括焊缝周围、高强度螺栓及摩擦面外露部分，以及构件在运输安装时涂层被擦伤的部位。

高层建筑钢结构安装补刷涂层工作，必须在整个安装流水段内的结构验收合格后进行，否则在刷涂层后再作别的项目工作，还会损伤涂层。涂料和涂刷工艺应和结构加工时所用相同。露天、冬季涂刷，还要制定相应的施工工艺。

## 第十一节 安装的竣工验收

**第 11.11.1~11.11.3 条** 高层建筑钢结构的竣工验收工作分为二步：第一步是每个流水区段一节柱子的全部构件安装、焊接、栓接等各单项工程，全部检查合格后，要进行隐蔽工程验收工作，这时要求这一段内的原始记录应该齐全。第二步是在各流水区段的各项工程全部检查合格后，进行竣工验收。竣工验收按照本节规定的各条，由各有关单位办理。

高层建筑钢结构的整体偏差，包括整个建筑物的平面弯曲、垂直度、总高度允许偏差等，虽然作了具体规定，但执行起来很困难，还有待专门研究，提出符合实际和便于执行的办法。

## 第十二章 防 火

### 第一节 一 般 要 求

**第 12.1.1 条** 高层钢结构建筑既有一般高层建筑的消防特点，又有钢结构在高温条件下的特有规律，故高层建筑钢结构的防火设计应符合现行国家标准《高层民用建筑设计防火规范》、(GB 500715)、《建筑设计防火规范》(GBJ 16) 以及本规程的有关补充规定。

高层建筑的防火特点，在现行国家标准《高层民用建筑设计防火规范》(GB 50045) 的编写说明中已作了详细论述，这里不再赘述。

钢结构在高温条件下的特有规律，主要是强度降低和蠕变。对于建筑用钢来说，在  $260^{\circ}\text{C}$  以前其强度不降低， $260\sim 280^{\circ}\text{C}$  开始下降，达到  $400^{\circ}\text{C}$  时屈服现象消失，强度明显降低，当达到  $450\sim 500^{\circ}\text{C}$  时，钢材内部再结晶使强度急速下降，进而失去承载力。蠕变在较低温度时也会发生，但只有在高于  $0.3T_c$  (以绝对温度表示的金属熔点) 时才比较明显，对于碳素钢来说，该温度大体为  $300\sim 350^{\circ}\text{C}$ ；对于合金来说，该温度大体为  $400\sim 450^{\circ}\text{C}$ 。温度越高，蠕变越明显，而建筑物的火灾温度可高达  $900\sim 1000^{\circ}\text{C}$ ，所以经受火灾的钢结构应考虑蠕变的影响。

**第 12.1.2 条** 本条对高层建筑钢结构的主要承重构件及钢板剪力墙、抗剪支撑、吊顶、防火墙等构件的燃烧性能及耐火极限作了规定，其根据如下：

楼板是水平承重构件，根据火灾统计资料及建筑构件的实际构造情况，其耐火极限一级定为 1.50h，二级定为 1.00h，是合适的；楼板将荷载传递给梁，梁的耐火极限比楼板略高也是应该的，

梁和楼板的耐火极限仅对该层有较大影响,与其他楼层关系不大。而柱则不然,在高层建筑结构体系中,下面的柱支承上面的柱,下面的柱如果发生意外,将直接影响上面诸层的安危,从这一点看,下面的柱比上面的柱重要,尤其是十几层以下的柱更重要,所以把柱的耐火极限按其所处的不同位置分别提出不同要求,这样处理既满足了消防和结构上的要求,又降低了工程造价。

抗剪支撑和钢板剪力墙,按风和地震作用组合引起的内力设计,考虑到火灾和大风同时发生的机会很小,故将其耐火极限定为比柱的耐火极限稍低的档次。

在表 2.1.2 中附加了三条注释,对设在钢梁上的防火墙、中庭桁架及设有自动灭火设备的楼梯的耐火极限,分别做了放宽规定。

日本建筑基准法施行令规定,自顶层算起的 4 层内,耐火极限为 1.00h; 5~14 层耐火极限为 2.00h; 14 层以下为 3.00h。本条在编制时也参考采用。

**第 12.1.3 条** 建筑物内存放可燃物的平均重量超过  $2\text{kN}/\text{m}^2$  的房间,一般都是火灾荷载较大的房间,当室内火灾荷载较大时,一旦失火则往往使火灾的燃烧持续时间也长。

火灾燃烧持续时间与火灾荷载及燃烧条件的关系如下式:

$$T = \frac{qA}{(550 - 600)A_0 \sqrt{H}}$$

式中,  $T$  为燃烧持续时间 (min);  $q$  为火灾荷载,即单位等效可燃物量 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ );  $A$  为室内地板面积 ( $\text{m}^2$ );  $A_0$  为房间开口面积 ( $\text{m}^2$ );  $H$  为开口高度 (m)。

## 第二节 防火保护材料及保护层厚度的确定

**第 12.2.1 条** 未加保护的钢结构的耐火极限一般为 0.25h,必须采取适当的防火保护措施才能达到第 12.1.2 条的要求。

目前,大多数钢结构采用了钢结构防火涂料喷涂保护,也有采用板型材和现浇混凝土保护的。在防火涂料中,薄涂层的涂层

厚度为 2~7mm，当加热至 150~350℃时，所含树脂和防火剂（此外为无机填料）发生物理化学变化，使涂层膨胀增厚，从而起到防火保护作用，但是其耐火极限不超过 1.5h。厚涂型则是以水泥、水玻璃、石膏为胶结料，掺入膨胀石、膨胀珍珠岩、空心微珠和岩（矿）棉而成，涂层厚度在 8mm 以上，改变厚度可满足不同的耐火极限要求。板型材常见的有石膏板、水泥蛭石板、硅酸钙板和岩（矿）棉板，使用时需通过粘结剂或紧固件固定在构件上。现浇混凝土表面密度大，遇火易爆裂，应用上受到一定限制。

选用防火保护材料的基本原则是：

- (1) 良好的绝热性，导热系数或热容量大；
- (2) 在装修、正常使用和火灾升温过程中，不开裂，不脱落，能牢固地附着在构件上，本身又有一定的结构强度，并且粘结强度大或有可靠的固定方式；
- (3) 不腐蚀钢材，呈碱性且氯离子含量低；
- (4) 不含危害人体健康的石棉等物质。

材料的上述性能只有通过理化、力学性能测试数据，耐火试验观测报告，以及长期使用情况调查，才能反映出来，生产厂家应提供这方面的技术资料。

我国现行标准《钢结构防火涂料应用技术条件》(CECS 24—90)对防火涂料的技术指标已有明确规定，而板型材的防火保护技术和消防专业标准尚待开发。

**第 12.2.2 条** 防火保护材料选好之后，保护层厚度的确定十分重要。由于影响因素较多，如材料的种类、钢构件的截面形状和尺寸、荷载形式与大小，以及要求的耐火极限等。因此，确定厚度的最好办法，是进行构件的耐火试验。试验用实际构件或标准钢梁的尺寸、试验条件与方法、判定条件等，应符合国家现行标准《建筑构件耐火性能试验方法》(GB 9978)和《钢结构防火涂料应用技术条件》(CECS 24—90)的规定，而柱以及标准钢柱的判定条件急待建立。

国家现行标准《钢结构防火涂料应用技术条件》(CECS 24—

90) 附录三中的推算公式如下:

$$d_1 = \frac{g_1/H_{p1}}{g_2/H_{p2}} \times d_2 \times k$$

式中  $d_1$  为防火涂层厚度 (mm);  $g$  为钢梁单位长度的重量 (N/m);  $H_p$  为钢梁防火涂层接触面周长 (mm);  $k$  为系数, 对钢梁为 1.0, 对相应楼层钢柱的保护层厚度为 1.25, 下标 1、2 分别代表实际钢梁和试验标准钢梁。

附录七的试验公式来源于欧共体的钢结构防火规程和设计手册, 仅适用于厚涂型钢结构防火涂料和板型材保护的热轧非组合构件。

薄型防火涂料遇火膨胀增厚, 性能相应改变, 宜以耐火试验确定其厚度值。

**第 12.2.3 条** 国内已做过钢筋混凝土楼板的耐火试验, 设计单位可以从现行国家标准《高层民用建筑设计防火规范》(GB 50045)、《建筑设计防火规范》(GBJ 16) 以及消防单位编制的“建筑构件耐火试验数据手册”中查阅有关数据。

压型钢板组合楼板的厚度规定引自英国标准, 待国内积累了试验数据再作修改补充。

### 第三节 防火构造与施工

**第 12.3.1 条** 钢结构防火保护的效果, 除选择合适的保护材料与厚度外, 还与施工质量、管理水平密切相关, 因此要求具备这方面的知识和经验的专业施工队来实施, 在完工后进行交工验收。

防火涂层的施工与验收按《钢结构防水涂料应用技术条件》(CECS 24—90) 进行, 板型材则应把重点放在板的固定的接缝部位的处理上。

**第 12.3.2 条** 此条既照顾了不同品种材料的特性, 也利于材料新品种、新技术的引进和开发。

**第 12.3.3 条** 潮湿与侵蚀性环境会加剧钢材的锈蚀过程, 尤

其是锈层的膨胀将导致防火保护层的开裂、剥落，从而失去防火保护作用，因此，应按有关规定，对钢结构作防腐蚀处理。

**第 12.3.4~12.3.7 条** 根据美国高层钢结构文献、英国防火规范、我国现行国家标准《高层民用建筑设计防火规范》(GB 50045) 及其他标准、德国手册等文献整理而成。

一、防火涂料保护。目前国内已发展了十余种防火涂料，年产量在 5000t 以上，其主要品种的技术性能也已达到国际上 80 年代先进水平，同时积累了丰富的实践经验，并制定了钢结构防火涂料两个国家标准，为这一防火保护方法的推广应用创造了有利条件。

当涂层内设置钢丝网时，必须使钢丝网以某种方式固定在钢结构上，固定点的间距以 400mm 为宜。钢丝网的接口至少有 40mm 宽的重叠部分，且重叠不得超过三层，并保持钢丝网与构件表面的净距在 6mm 左右。

该法的特点是施工技术简便，故应用较广，不足之处是喷涂时污染环境，材料损耗较大，装饰效果也不理想。

二、板型材包复。北京香格里拉饭店的钢结构，曾采用这种保护方法，该法虽然具有干法施工、不受气候条件限制、融防火保护和装修于一体等优点，但板的裁切加工、安装固定、接缝处理等，技术要求高，应用不及防火涂料广泛。

三、水冷却。水冷却的方式有两种：一种是将空心的钢柱和钢梁连成管网，其内装有抗冻剂和防锈剂的水溶液，通过泵或水受热时的温差作用使水循环。从理论上讲，此法防火保护效果最佳，但技术难度较大，国外只有少数应用实例，故本规程未列入。另一种是采用自动水喷淋系统，一旦火灾发生，传感元件动作，将水喷洒在构件表面上，此法主要适用于钢屋架的防火保护。设计时，可采用中级危险级闭式系统，并按现行国家标准《自动喷水灭火系统设计规范》(GBJ 84) 的有关规定执行。

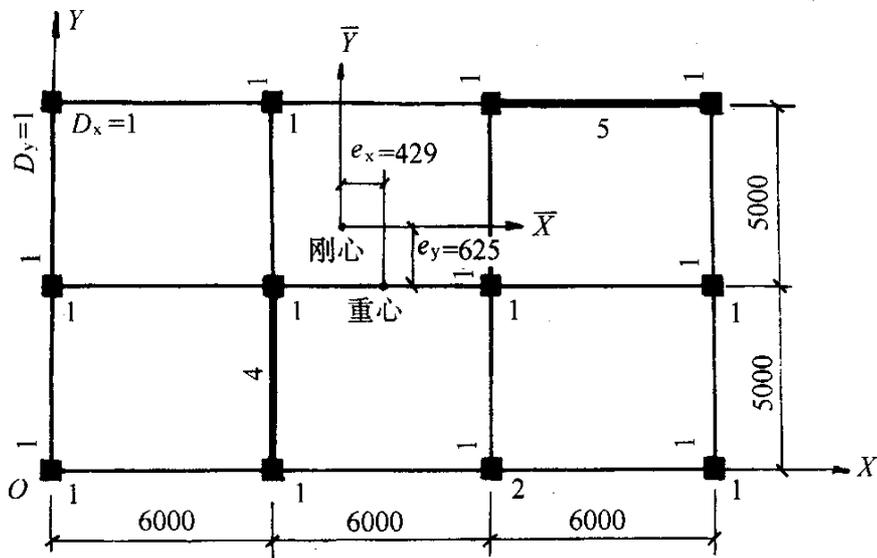
## 例 题

### 一、附录二例题——建筑物偏心率计算

某楼层按D值法求得的剪力分布系数如例图1所示。令坐标原点位于建筑的左下端，取该平面的正中为重心位置（实际应为该平面垂直构件轴力合力的位置），偏心距为

$$e_x = |857.1 - 900| = 42.9\text{cm}$$

$$e_y = |562.5 - 500| = 62.5\text{cm}$$



例图1 存在偏心的建筑物

围绕刚心的扭转刚度之  $x$  分量为

$$\begin{aligned} \Sigma (K_x \cdot y^2) &= (1 \times 2 + 5) \times 437.5^2 + 1 \times 4 \times 62.5^2 + (1 \times 3 + 2) \\ &\quad \times 562.5^2 = 2.94 \times 10^6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma (K_y \cdot x^2) &= 1 \times 3 \times 857.1^2 + (1 + 4) \times 257.1^2 + 1 \times 3 \\ &\quad \times 342.9^2 + 1 \times 3 \times 942.9^2 = 5.55 \times 10^6 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_T &= \Sigma (K_x \cdot y^2) + \Sigma (K_y \cdot x^2) = 2.94 \times 10^6 + 5.55 \times 10^6 \\ &= 8.49 \times 10^6 \end{aligned}$$

据此得

$$r_{ex} = \sqrt{\frac{K_T}{\Sigma K_x}} = \sqrt{\frac{8.49 \times 10^6}{16}} = 728\text{cm}$$

$$r_{ey} = \sqrt{\frac{K_T}{\Sigma K_y}} = \sqrt{\frac{8.49 \times 10^6}{14}} = 779\text{cm}$$

因此，偏心率分别为

$$\epsilon_{ex} = \frac{e_y}{r_{ex}} = \frac{62.5}{728} = 0.086$$

$$\epsilon_{ey} = \frac{e_x}{r_{ey}} = \frac{42.9}{779} = 0.055$$

## 二、附录六例题——带竖缝混凝土剪力墙板的计算

### 1. 设计基本条件

基本几何尺寸： $h=3000\text{mm}$ ， $l=4060\text{mm}$ ， $n_s=7$ ， $l_1=580\text{mm}$ ， $h_1=1300\text{mm}$ ，

总剪力： $F_v=1350\text{kN}$

材料：C30 混凝土，缝间墙纵筋采用 II 级钢筋，板中分布筋采用 I 级钢筋。

### 2. 墙板基本几何尺寸校核与确定

$h_1=1300\text{mm} < 0.45h = 0.45 \times 3000 = 1350\text{mm}$  可以

$\frac{l_1}{h_1} = \frac{580}{1300} = 0.446 > 0.4$ ，且  $< 0.6$ ，可以

$h_{sol} = (h - h_1) / 2 = (3000 - 1300) / 2 = 850\text{mm} > l_1 = 580\text{mm}$  可以。

为确定墙板厚度，首先假定  $t=150\text{mm}$ ， $\rho_{sh}=0.006$

$$\rho_2 = \rho_{sh} \frac{f_{shy}}{f_{cm}} = 0.006 \times \frac{210}{16.5} = 0.076$$

$$I = tl_1^3/12 = 150 \times 580^3/12 = 2.44 \times 10^9\text{mm}^4$$

$$I_{os} = 1.08I = 1.08 \times 2.44 \times 10^9 = 2.63 \times 10^9\text{mm}^4$$

$$\begin{aligned} \omega &= \frac{2}{1 + \frac{0.4I_{os}}{tl_1^2h_1\rho_2}} = \frac{2}{1 + \frac{0.4 \times 2.63 \times 10^9}{150 \times 580^2 \times 1300 \times 0.076}} \\ &= 1.65 \end{aligned}$$

故可得

$$t = \frac{F_v}{\omega \rho_{sh} l f_{shy}} = \frac{1350000}{1.65 \times 0.006 \times 4060 \times 210} = 159.9 \text{mm},$$

取  $t = 160 \text{mm}$

### 3. 缝间墙截面承载力计算

#### 1) 缝间墙内力

$$V_1 = \frac{F_v}{n_1} = \frac{1350}{7} = 192.86 \text{kN}$$

$$M = V_1 \frac{h_1}{2} = 192.86 \times \frac{1.3}{2} = 125.36 \text{kN}$$

$$N = 0.9 \frac{h_1}{l_1} V_1 = 0.9 \times \frac{1.3}{0.58} \times 192.86 = 389.1 \text{kN}$$

#### 2) 缝间墙正截面承载力计算

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{125.36}{389.1} = 0.322 \text{m}$$

$$\Delta e = 0.003h = 0.003 \times 3.0 = 0.009 \text{m}$$

取  $a_1 = 0.1l_1 = 0.1 \times 580 = 58 \text{mm}$

则  $e = e_0 + \Delta e + l_1/2 - a_1 = 322 + 9 + 580/2 - 58 = 563.0 \text{mm}$

$$x = N / (t f_{cm}) = 389100 / (160 \times 16.5) = 147.4 \text{mm}$$

$$a_s = \frac{N(e - h_0 + x/2)}{f_{sy}(h_0 - a_1)} = \frac{389100 \times (563 - 522 + 147.4/2)}{310(522 - 58)}$$

$$= 310.27 \text{mm}^2$$

取  $2\phi 14$ , 其  $A_s = 308 \text{mm}^2$ , 实际配筋量与计算值相差不超过 5%。

#### 3) 缝间墙斜截面承载力验算

$$\eta_v \cdot V_1 = 1.2 \times 192.86 = 231.4 \text{kN}$$

$$0.18t (l_1 - a_1) f_c = 0.18 \times 160 \times (580 - 58) \times 15 = 225500 \text{N} \\ = 225.5 \text{kN}$$

负偏差不得超过 5%，满足要求。

#### 4) 实体墙斜截面承载力验算

$$\lambda = 0.8 \frac{n_1 - 1}{n_1} = 0.8 \times \frac{7 - 1}{7} = 0.686$$

$$k_s = \frac{\lambda\beta (l_1/h_1)}{\beta^2 + (l_1/h_1)^2 [h/(h-h_1)]^2}$$

$$= \frac{0.686 \times 0.9 \times (580/1300)}{0.9^2 + (580/1300)^2 \times [3000/(3000-1300)]^2} = 0.192$$

则  $\eta_v V_1 = 231.4 \text{ kN} < k_s t l_1 f_c = 0.192 \times 160 \times 580 \times 15 = 267200 \text{ N}$

满足要求

#### 4. 墙板 $V-u$ 曲线

1) 缝间墙纵筋屈服时的抗剪承载力  $V_{y1}$  和墙板总体侧移  $u_y$

$$V_{y1} = \mu \frac{l_1}{h_1} A_s f_{syk} = 3.41 \times \frac{580}{1300} \times 308 \times 335 = 157000 \text{ N}$$

$$= 157.0 \text{ kN}$$

$$\rho = \frac{A_s}{t (l_1 - a_s)} = \frac{308}{160 \times (580 - 58)} = 0.0036$$

$$B_1 = \frac{E_s A_s (l_1 - a_1)^2}{1.35 + 6 (E_s/E_c) \rho}$$

$$= \frac{2 \times 10^5 \times 308 \times (580 - 58)^2}{1.35 + 6 (2.0 \times 10^5) / (3.0 \times 10^4) \times 0.0036}$$

$$= 1.123 \times 10^{13} \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_1 = \rho \cdot f_{sy} / f_{cm} = 0.0036 \times 310 / 16.5 = 0.068$$

$$\xi = \left[ 35\rho_1 + 20 \left( \frac{l_1 - a_1}{h_s} \right)^2 \right] \left( \frac{h - h_1}{h} \right)^2$$

$$= \left[ 35 \times 0.068 + 20 \times \left( \frac{580 - 58}{1300} \right)^2 \right] \times \left( \frac{3000 - 1300}{3000} \right)^2 = 1.8$$

$$K_y = \frac{12}{\xi h_1^3} B_1 = \frac{12}{1.8 \times 1300^3} \times 1.123 \times 10^{13} = 34080 \text{ N/mm}$$

$$u_y = V_{y1} / K_y = 157000 / 34080 = 4.6 \text{ mm}$$

2) 缝间墙弯压破坏时的最大抗剪承载力  $V_{u1}$  和墙板的极限总体侧移  $u_u$

$$A = t f_{cmk} = 160 \times 22 = 3520 \text{ N/mm}$$

$$B = e_1 + \Delta e - l_1 / 2 = (580 / 1.8) + 9.0 - (580 / 2) = 41.2 \text{ mm}$$

$$C = A_s f_{syk} (l_1 - 2a_1) = 308 \times 335 \times (580 - 2 \times 58)$$

$$= 47876000 \text{ N-mm}$$

$$x = \left[ -AB + \sqrt{(AB)^2 + 2AC} \right] / A$$

$$= \left[ -3520 \times 41.2 + \sqrt{(3520 \times 41.2)^2 + 2 \times 3520 \times 47876000} \right] \\ \div 3520 = 128.8 \text{ mm}$$

于是

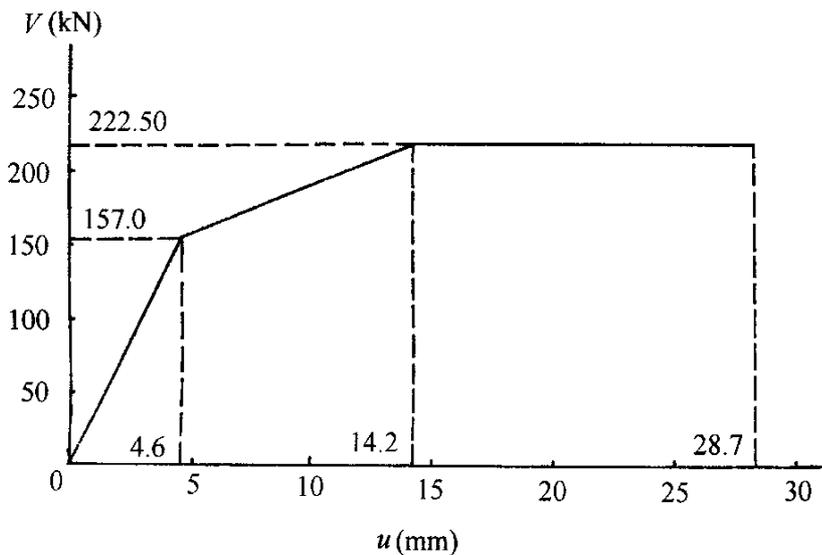
$$V_{u1} = 1.1 t x f_{cmk} l_1 / h_1 = 1.1 \times 160 \times 128.8 \times 22 \times 580 / 1300 \\ = 222500 \text{ N} = 222.5 \text{ kN}$$

$$K_u = 0.2 K_y = 0.2 \times 34080 = 6810 \text{ N/mm}$$

$$u_u = u_y + (V_{u1} - V_{y1}) / K_u = 4.6 + (222500 - 157000) / 6816 \\ = 14.2 \text{ mm}$$

3) 墙板的极限侧移值  $u_{\max}$

$$u_{\max} = \frac{h}{\sqrt{\rho_1}} \cdot \frac{h_1}{l_1 - a_1} \cdot 10^{-3} = \frac{3000}{\sqrt{0.068}} \cdot \frac{1300}{580 - 58} \cdot 10^{-3} \\ = 28.7 \text{ mm}$$



例图 2

5. 墙板横向分布钢筋的确定

取横向分布钢筋为  $2\phi 8@100$ , 且因  $V_1 = 192.86 \text{ kN} \approx 1.2 V_{y1} \\ = 1.2 \times 157.0 = 188.4 \text{ kN}$

$$\rho_{sh} = \frac{A_{sh}}{t_s} = \frac{2 \times 50.3}{160 \times 100} = 0.0063$$

$$\rho_{sh} > 0.6 \times V_{u1} / (t l_1 f_{shyk}) = 0.6 \times 222500 / (160 \times 580 \times 235)$$

= 0.0062 可以

### 三、附录七例题——钢构件防火保护层计算

**【例一】** 设有一受均布荷载的工字形截面连续梁（二次超静定），已知：跨度  $l=6\text{m}$ ；梁的截面系数  $A_i/V=139\text{m}^{-1}$ ；梁的截面塑性抵抗矩  $W_p=628\times 10^3\text{mm}^3$ ；钢材屈服强度  $f_y=235\text{N/mm}^2$ ；梁的布荷载  $w=36\text{kN/m}$ ；喷涂防火保护材料，其导热系数为  $\lambda=0.1\text{W/m}\cdot\text{C}$ 。求耐火极限为 1.5h 时的保护层厚度。

(1) 计算荷载等级  $C$

梁在火灾时的设计弯矩为

$$S = wl^2/16 = 36 \times 6^2/16 = 81\text{kN}\cdot\text{m}$$

梁在室温下的最大抗弯承载力为

$$R = M_p = W_p f_y = 628 \times 235 \times 10^3 = 147.6\text{kN}\cdot\text{m}$$

由  $S/R=81/147.6=0.55$ ，查附表 7.1，得  $\xi=0.66$ ，故荷载等级为

$$C = kS/R = 0.66 \times 0.55 = 0.363$$

(2) 确定临界温度。根据  $C=0.363$ ，查附表 7.2，得  $T_s=558\text{C}$ 。

(3) 计算保护层厚度  $a$

$$\begin{aligned} a &= 0.0104 \times \frac{\lambda A_i}{V} \left( \frac{T}{T_s - 140} \right)^{1.3} \\ &= 0.0104 \times 0.1 \times 139 \times [90 / (558 - 140)]^{1.3} \\ &= 19.6\text{mm} \end{aligned}$$

**【例二】** 设有一用重含水隔热材料作箱形包裹的中心受压柱，已知：柱高  $=3.50\text{m}$ ，一端固定，一端铰支；柱截面  $A=14.9 \times 103\text{mm}^2$ ，构件截面系数用表面积与体积的比值表示， $A_i/V=80.5\text{m}^{-1}$ ；截面回转半径  $i=75.8$ ，钢材室温屈服点  $f_y=235\text{N/mm}^2$ ；作用荷载  $S=1700\text{kN}$ ；防火保护材料性能；材料导热系数  $\lambda=0.2\text{W/m}\cdot\text{C}$ ， $\rho=800\text{kg/m}^3$ ，比热  $1.7\text{kJ/kg}\cdot\text{C}$ ，含水率  $w=20\%$ （按重量计）。

求耐火极限为 2.5h 的保护层厚度。

(1) 计算荷载等级  $C$

取柱的长细比  $\lambda = 0.7h/i = 0.7 \times 3500/75.6 = 32.3$ , 查现行国家标准《钢结构设计规范》(GBJ 17) 附表 3.3, 得  $\varphi = 0.868$ , 故柱的临界屈曲荷载为

$$R = 235 \times 0.886 \times 14.9 = 3102 \text{ kN}$$

由附表 7.1 查得柱的欠载系数  $\xi = 0.85$ , 因此, 荷载等级为

$$C = \xi S/R = 0.85 \times 1700/3102 = 0.466$$

(2) 确定临界温度  $T_s$

根据  $C = 0.466$ , 查附表 7.2, 得  $T_s = 507^\circ\text{C}$ 。

(3) 计算保护层厚度  $a$

$$\begin{aligned} a &= 0.0104 \times \frac{\lambda A_i}{V} \left( \frac{T}{T_s - 140} \right)^{1.3} \\ &= 0.0104 \times 0.2 \times 80.5 \times [150 / (507 - 140)]^{1.3} \\ &= 52.3 \text{ mm} \end{aligned}$$

(4) 厚度修正值

$$1) \quad c_s \rho_s = 0.520 \times 7850 = 4082$$

$$2c\rho a A_i / V = 2 \times 1.7 \times 800 \times 0.0523 \times 80.5 = 11451$$

$2c\rho a A_i / V > c_s \rho_s$ , 故属重型防火保护材料

$$\begin{aligned} \left( \frac{A_i}{V} \right)_{\text{mod}} &= \frac{A_i}{V} \cdot \frac{c_s \rho_s}{c_s \rho_s + c\rho a A_i / 2V} \\ &= 80.5 \times \frac{4082}{4082 + 1.7 \times 800 \times 0.0523 \times 80.5 / 2} \\ &= 47.3 \text{ m}^{-1} \end{aligned}$$

用  $47.3 \text{ m}^{-1}$  代替  $80.5 \text{ m}^{-1}$ , 重新计算厚度, 得

$$a' = 0.0104 \times 0.2 \times 47.3 \times [150 / (507 - 140)]^{1.3} = 30.7 \text{ mm}$$

2) 根据含水率的厚度修正

$$t_1 = \frac{w\rho a^2}{5\lambda} = \frac{20 \times 800 \times 0.0307^2}{5 \times 0.2} = 15 \text{ min}$$

重新设计算厚度

$$a = 0.0104 \times 0.2 \times 47.3 \times [135 / (507 - 140)]^{1.3} = 26.8 \text{ mm}$$