

上海市工程建设规范

**高层建筑钢—混凝土混合结构设计规程**

(征求意见稿)

2017年7月

# 1 总 则

**1.0.1** 为适应钢—混凝土混合结构在高层建筑中应用的需要，做到技术先进、经济合理、安全适用、确保质量，制定本规程。

**1.0.2** 本规程适用于采用钢—混凝土混合结构的高层建筑。本规程适用的钢—混凝土混合结构(以下简称混合结构)是指由钢框架(或支撑钢框架)或钢组合框架与钢混凝土筒体(或剪力墙)共同工作所构成的结构体系。钢组合框架包括型钢混凝土柱框架和钢管混凝土柱框架，而钢组合框架梁一般采用纯钢梁。

**1.0.3** 高层建筑钢—混凝土混合结构必须考虑抗震设计，其设防标准应根据建筑类别按第 1.0.4 条确定。建筑类别按重要性分为下列三类：

甲类建筑——重大建筑工程和地震时可能发生严重次生灾害的建筑；

乙类建筑——地震时使用功能不能中断或需尽快恢复的建筑；

丙类建筑——一般的工业与民用建筑。

**1.0.4** 各类建筑的抗震设防标准应符合下列要求：

1. 甲类建筑的地震作用应高于 7 度抗震设防的要求，其值应按批准的地震安全性评价结果确定，并按 8 度确定结构抗震措施。

2. 乙类建筑按 7 度计算地震作用，按 8 度确定结构抗震措施。

3. 丙类建筑，按 7 度计算地震作用和确定结构抗震措施。

**1.0.5** 在使用本规程时，对于钢—混凝土混合结构钢结构部分和混凝土结构部分的设计未规定的内容，应符合以下现行标准的要求：

《建筑抗震设计规范》(GB 50011)

《钢结构设计规范》(GBJ 50017)

《混凝土结构设计规范》(GB 50010)

《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ 99)

《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ 3)

**1.0.6** 本规程采用的设计基准期为 50 年。

## 2.术语和符号

### 2.1 术语

- 2.1.1 钢-混凝土混合结构** steel-concrete hybrid structure  
由钢框架(或支撑钢框架)或钢组合框架与混凝土剪力墙(或混凝土筒体)共同工作所构成的结构体系。
- 2.1.2 作用** action  
施加在结构上的集中或分布力, 或引起结构外加变形或约束变形的原因。
- 2.1.3 作用效应组合** combination for action effects  
结构上的几种作用分别产生的作用效应的随机叠加。
- 2.1.4 组合构件** composite member  
由两种(如钢和混凝土)或两种以上材料组合成一个整体进行工作的构件。
- 2.1.5 型钢混凝土** steel reinforced concrete  
由轧制或焊接型钢与混凝土组合的构件。
- 2.1.6 钢组合框架** composite frame  
由钢管混凝土柱或型钢混凝土柱构成的框架
- 2.1.7 剪力墙** shear wall  
由混凝土和钢筋、型钢或钢板组合的以面内受剪、弯为主的结构墙体。
- 2.1.8 延性耗能构件** ductile energy-dissipating member  
具有高承载力、高延性、高耗能能力的具有承载和耗能双重功能的构件。
- 2.1.9 耗能器** energy-dissipating device  
具有耗能功能的不参与主要静力承载的附加装置。

### 2.2 符号

#### 2.2.1 作用和作用效应

|                       |    |                                   |
|-----------------------|----|-----------------------------------|
| $F_{Ehk}$ 、 $F_{Evk}$ | —— | 结构总水平、竖向地震作用标准值                   |
| $G_k$                 | —— | 永久荷载标准值                           |
| $M$                   | —— | 弯矩设计值                             |
| $N$                   | —— | 轴力设计值                             |
| $Q_{ik}$              | —— | 活荷载标准值                            |
| $\bar{R}$             | —— | 混合结构钢结构部分屈服承载力与混凝土结构部分屈服承载力之比的平均值 |
| $S$                   | —— | 作用效应组合                            |

|                         |    |                          |
|-------------------------|----|--------------------------|
| $M_u$                   | —— | 组合梁正截面抗弯承载力矩             |
| $M_p$                   | —— | 单独钢梁的抗弯承载力矩              |
| $\sigma_a$              | —— | 在多遇地震效应组合下的轴向力引起的柱平均轴向应力 |
| $\sigma_1$ 、 $\sigma_2$ | —— | 板件最外边缘的最大和最小应力           |
| $v$ 、 $w$               | —— | 挠度                       |
| $V$                     | —— | 剪力设计值                    |
| $w_k$                   | —— | 风荷载的标准值                  |
| $\mu_s$                 | —— | 风荷载体型系数                  |
| $\Delta u$              | —— | 层间相对位移                   |

### 2.2.2 材料性能和抗力

|                             |    |                          |
|-----------------------------|----|--------------------------|
| $E_c$                       | —— | 混凝土的弹性模量                 |
| $E_s$                       | —— | 钢材的弹性模量                  |
| $f$                         | —— | 钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值         |
| $f_p$                       | —— | 塑性设计时采用的钢材的抗拉、抗压和抗弯强度设计值 |
| $f_v$                       | —— | 钢材的抗剪强度设计值               |
| $f_{vp}$                    | —— | 塑性设计时采用的钢材的抗剪强度设计值       |
| $f_{ce}$                    | —— | 钢材的端面承压强度设计值             |
| $f_t^w$ 、 $f_c^w$ 、 $f_v^w$ | —— | 对接焊缝的抗拉、抗压和抗剪强度设计值       |
| $f_f^w$                     | —— | 角焊缝的抗拉、抗压和抗剪强度设计值        |
| $f_t^b$ 、 $f_v^b$ 、 $f_c^b$ | —— | 螺栓的抗拉、抗剪和承压强度设计值         |
| $f_t$ 、 $f_c$               | —— | 混凝土的轴心抗拉和轴心抗压强度设计值       |
| $f_a$                       | —— | 型钢的抗压强度设计值               |
| $f_y$                       | —— | 钢材的屈服强度。                 |
| $f_{st}$                    | —— | 钢筋抗拉强度设计值                |

### 2.2.3 几何参数

|       |    |           |
|-------|----|-----------|
| $A$   | —— | 毛截面面积     |
| $A_a$ | —— | 型钢的截面面积   |
| $A_c$ | —— | 钢梁受压区截面面积 |

|                |    |                             |
|----------------|----|-----------------------------|
| $A_s$ 、 $A_c$  | —— | 钢管和混凝土的截面面积                 |
| $A_b$          | —— | 单位长度组合梁翼板底部钢筋截面面积           |
| $A_h$          | —— | 单位长度组合梁板托横向钢筋截面面积           |
| $A_t$          | —— | 单位长度组合梁翼板上部钢筋截面面积           |
| $A_e$          | —— | 单位梁长纵向受剪界面上与界面相交的横向钢筋截面面积   |
| $A_{ss}$       | —— | 型钢截面面积                      |
| $A_{st}$       | —— | 弯起钢筋截面面积                    |
| $A_{sv}$       | —— | 同一截面位置箍筋各肢面积之和              |
| $a_i$          | —— | 连接件纵向间距                     |
| $b$            | —— | 结构的单肢宽度或构件的外伸长度             |
| $B$            | —— | 结构总宽度                       |
| $B_b$          | —— | 剪力墙或和支撑所提供的柱所在楼层的层间侧移刚度     |
| $b_e$          | —— | 组合梁的有效宽度                    |
| $B_{max}$      | —— | 结构最大宽度                      |
| $c$            | —— | 纵向钢筋保护层厚度                   |
| $d$ 、 $d_{wc}$ | —— | 钢梁截面重心至混凝土翼板顶端、组合梁截面塑性中和轴距离 |
| $d_r$          | —— | 钢筋截面重心至混凝土翼板顶端的距离           |
| $d_{st}$       | —— | 纵向钢筋直径                      |
| $D$            | —— | 钢管外直径                       |
| $D_c$          | —— | 柱的侧移刚度                      |
| $e$            | —— | 支承点到螺栓合力作用线的距离              |
| $F_i$          | —— | 单位构件长度的防火保护层的内表面积           |
| $h$            | —— | 层高                          |
| $h_{c1}$       | —— | 组合梁上混凝土翼板的计算厚度              |
| $h_w$          | —— | 腹板的高度                       |
| $h_a$          | —— | 压型钢板高度                      |

|                     |    |                            |
|---------------------|----|----------------------------|
| $h_s$               | —— | 焊钉焊接后的高度                   |
| $H$                 | —— | 房屋高度                       |
| $i_c$               | —— | 柱的线刚度                      |
| $I$ 、 $I_b$         | —— | 钢梁惯性矩                      |
| $I_s$ 、 $I_c$       | —— | 钢管和混凝土的惯性矩                 |
| $I_{sc}$            | —— | 组合梁折算截面惯性矩                 |
| $n$                 | —— | 建筑体型多边形个数、结构层数、连接件的个数      |
| $n_r$               | —— | 组合梁截面的一个板肋中配置的焊钉总数         |
| $l$                 | —— | 结构的单肢长度、梁的净跨               |
| $L$                 | —— | 结构总长度、压型钢板跨度、柱的长度          |
| $L_c$               | —— | 槽钢的长度                      |
| $L_s$               | —— | 纵向受剪界面的周边长度                |
| $t$                 | —— | 压型钢板厚度、构件耐火时间              |
| $t_w$               | —— | 腹板或钢管的厚度                   |
| $t_f$               | —— | 翼缘的厚度                      |
| $V_p$               | —— | 节点域的体积                     |
| $W_r$               | —— | 压型钢板肋的平均宽度                 |
| $W_s$               | —— | 压型钢板截面抵抗矩                  |
| $W_{pc}$ 、 $W_{pb}$ | —— | 交汇于节点的柱和梁的截面塑性抵抗矩          |
| $X$                 | —— | 组合梁截面塑性中和轴至混凝土翼板顶面的距离      |
| $Y$                 | —— | 钢梁截面应力合力至混凝土受压区截面应力合力之间的距离 |
| $\alpha_s$          | —— | 截面含钢率                      |
| $\lambda$           | —— | 长细比、计算截面处的剪跨比              |
| $\rho_e$            | —— | 按有效受拉混凝土面积计算的纵向受拉钢筋配筋率     |
| $\xi_0$             | —— | 构件截面的套箍系数设计值               |
| $\mu_N$             | —— | 混凝土柱的轴压比                   |

## 2.2.4 计算系数

|   |    |                                 |
|---|----|---------------------------------|
| $K_c$   | —— | 混凝土徐变影响折减系数                     |
| $\eta$  | —— | 混合结构中的混凝土结构部分的抗侧刚度对整个结构抗侧刚度的贡献率 |
| $\lambda$   | —— | 结构刚度特征值；水平地震剪力系数                |
| $h$   | —— | 混凝土剪力墙的弹性模量折减系数                 |
| $\alpha_0$ 、 $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ 、 $\alpha_3$ | —— | 剪力粘结系数                          |
| $\beta_c$   | —— | 混凝土强度影响系数                       |
| $\beta_x$ 、 $\beta_y$                             | —— | 对应计算稳定方向的平面内和平面外的等效弯矩系数         |
| $\varphi$   | —— | 轴心受压构件稳定系数                      |
| $\gamma_G$ 、 $\gamma_{Qi}$ 、 $\gamma_w$           | —— | 分别为永久荷载、活荷载和风荷载的分项系数            |
| $\gamma_{Eh}$ 、 $\gamma_{Ev}$                     | —— | 分别为水平地震作用和竖向地震作用的分项系数           |
| $\gamma_{RE}$                                     | —— | 构件承载力抗震调整系数                     |
| $r_x$ 、 $r_y$ 、 $r_s$                             | —— | 截面塑性发展系数                        |
| $\gamma_m$  | —— | 构件截面抗弯塑性发展系数                    |
| $\gamma_v$  | —— | 构件截面抗剪塑性发展系数                    |
| $\psi$  | —— | 裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数                |
| $\psi_Q$  | —— | 楼面活荷载组合值系数                      |
| $\psi_w$  | —— | 风荷载组合系数                         |
| $\mu_N$   | —— | 型钢混凝土柱的轴压比                      |
| $\zeta_y$   | —— | 结构楼层屈服强度系数                      |
| $\alpha_E$  | —— | 钢材与混凝土弹性模量比值                    |
| $\zeta$   | —— | 结构阻尼比                           |
| $\psi_c$  | —— | 组合值系数                           |
| $\psi_f$  | —— | 频遇值系数                           |
| $\psi_q$  | —— | 准永久值系数                          |
| $r_x$ 、 $r_y$                                     | —— | 截面塑性发展系数                        |

## 2.2.5 其他

|                 |    |                          |
|-----------------|----|--------------------------|
| $e_0$           | —— | 计算偏心距                    |
| $f$             | —— | 自振频率                     |
| $T_1$           | —— | 结构第一平动或平动为主的自振周期（基本自振周期） |
| $T_g$           | —— | 场地的特征周期                  |
| $[w]$           | —— | 容许挠度值                    |
| $a_{\max}$      | —— | 结构顶点最大加速度                |
| $\omega_{\max}$ | —— | 结构最大扭转角速度                |

## 3 材料

### 3.1 钢材

**3.1.1** 高层建筑钢—混凝土混合结构的钢材，可采用 Q235、Q345，Q390、Q420、Q460、Q345GJ 级钢，其质量等级不应低于 B 级，其材质与材性应分别符合现行国家标准《碳素结构钢》(GB 700)、《低合金高强度结构钢》(GB/T 1591) 和《建筑结构用钢板》(GB/T 19879) 的规定。当确有可靠依据时，可采用其它牌号的钢材，并尚应符合有关标准的规定和要求。

**3.1.2** 承重结构用钢材应根据构件的重要性、荷载特征、连接方法、工作环境、应力状态以及构件所处部位等不同情况，合理选择适合的钢材牌号和等级，应具有抗拉强度、伸长率、屈服强度、冷弯性能的合格保证和硫、磷含量符合限值的合格保证，对焊接构件尚应具有碳含量符合限值的合格保证。对三级及以上抗震等级构件尚应具有对应工作环境的冲击韧性的合格保证。

**3.1.3** 对于外露环境下且耐腐蚀性要求高（如超高、维护困难等）的承重结构，可采用耐候结构钢，耐腐蚀指数不小于 6.0，其材质和性能应符合现行国家标准《耐候结构钢》(GB/T 4171) 的规定。承重结构直接处于低温环境时，尚应满足避免低温冷脆的要求。

**3.1.4** 常用钢材的强度设计值，应根据钢材厚度分组按表 3.1.4 采用。

表 3.1.4 设计用钢材强度值(N/mm<sup>2</sup>)

| 钢 材<br>牌 号 | 钢材厚度<br>或直径(mm) | 极限抗拉<br>强度最小值<br>$f_u$ | 屈服强度<br>$f_y$ | 强 度 设 计 值        |              |                         |
|------------|-----------------|------------------------|---------------|------------------|--------------|-------------------------|
|            |                 |                        |               | 抗拉、抗压<br>和抗弯 $f$ | 抗 剪<br>$f_v$ | 端面承压<br>(刨平顶紧) $f_{ce}$ |
| Q235       | $\leq 16$       | 370                    | 235           | 215              | 125          | 320                     |
|            | $>16 \sim 40$   |                        | 225           | 205              | 120          |                         |
|            | $>40 \sim 100$  |                        | 215           | 200              | 115          |                         |
| Q345       | $\leq 16$       | 470                    | 345           | 305              | 175          | 400                     |
|            | $>16 \sim 40$   |                        | 335           | 295              | 170          |                         |
|            | $>40 \sim 63$   |                        | 325           | 290              | 165          |                         |
|            | $>63 \sim 80$   |                        | 315           | 280              | 160          |                         |
|            | $>80 \sim 100$  |                        | 305           | 270              | 155          |                         |
| Q390       | $\leq 16$       | 490                    | 390           | 345              | 200          | 415                     |
|            | $>16 \sim 40$   |                        | 370           | 330              | 190          |                         |
|            | $>40 \sim 63$   |                        | 350           | 310              | 180          |                         |
|            | $>63 \sim 100$  |                        | 330           | 295              | 170          |                         |
| Q420       | $\leq 16$       | 520                    | 420           | 375              | 215          | 440                     |
|            | $>16 \sim 40$   |                        | 400           | 355              | 205          |                         |
|            | $>40 \sim 63$   |                        | 380           | 320              | 185          |                         |
|            | $>63 \sim 100$  |                        | 360           | 305              | 175          |                         |
| Q345GJ     | $>16 \sim 50$   | 490                    | 345           | 325              | 190          | 415                     |
|            | $>50 \sim 100$  |                        | 335           | 300              | 175          |                         |

注：表中厚度系指计算点的钢材厚度，对轴心受拉和轴心受压构件按截面中较厚板件的板厚分组取用。

### 3.1.5 抗震结构构件的钢材应符合下列规定：

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

**3.1.6** 焊接节点区 T 形或十字形焊接接头中的钢板，当其板厚大于或等于 40mm 且承受厚度方向较大拉力（含较高焊接约束拉力）时，其性能应符合现行国家标准《厚度方向性能钢板》(GB/T 5313)的规定，其板厚方向的断面收缩率，根据约束条件，最低不应小于该标准 Z15 级规定的允许限值。

**3.1.7** 高层混合结构的钢框架梁柱采用箱形或管形截面时其材料应符合以下技术要求：

- 1 采用矩形焊接钢管时，宜选用直接成方工艺冷成型的 I 级产品焊管，其力学性能、质量等级和规格等应按现行行业标准《建筑结构用冷弯矩型钢管》JG/T 178 中的规定选用，一般壁厚不大于 20mm。
- 2 框架柱采用圆钢管时，若采用无缝钢管，则直径不应大于 610mm，壁厚不宜大于 30mm，并不应采用热扩无缝钢管，其性能和质量应符合现行国家标准《结构用无缝钢管》(GB/T 8162) 的规定；若采用焊接圆管，则不应采用流体用

焊管，并要求成管管材的材质与性能符合设计要求及现行国家或行业有关标准。

3 冷弯成型的型材与管材，其强度设计值应按现行国家标准《冷弯薄壁型钢结构技术规范》GB50018的规定采用。

3.1.8 钢材的物理性能指标应按表 3.1.8 采用。

表 3.1.8 钢材的物理性能指标

| 弹性模量 $E$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 剪变模量 $G$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 线膨胀系数 $\alpha$<br>(以每°C 计) | 质量密度 $\rho$<br>(kg/m <sup>3</sup> ) |
|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------|-------------------------------------|
| 206×10 <sup>3</sup>              | 79×10 <sup>3</sup>               | 12×10 <sup>-6</sup>        | 7850                                |

3.1.9 在高层建筑钢—混凝土混合结构的设计文件中，应注明所采用钢材的牌号、等级和所要求的化学成分、力学性能、对 Z 向性能等的附加保证要求。

## 3.2 压型钢板的材质要求

3.2.1 压型钢板宜采用现行国家标准《连续热镀锌薄钢板及钢带》GB/T 2518 中定的 S250, S350, S550 牌号的结构用钢。

3.2.2 压型钢板的质量应符合现行国家标准《建筑用压型钢板》(GB/T 12755)的要求，压型钢板的基板应选用热浸镀锌钢板，不宜采用镀铝锌板，镀锌层应符合现行国家标准《连续热镀锌薄钢板及钢带》GB/T 2518 的规定。

## 3.3 连接材料

3.3.1 承重钢结构的焊接材料应符合下列要求：

1. 手工焊接采用的焊条，应符合现行国家标准《碳钢焊条》(GB/T 5117)或《低合金钢焊条》(GB/T 5118)的规定，选择的焊条型号应与主体金属力学性能相适应。

2. 自动焊接或半自动焊接采用的焊丝和焊剂，应与主体金属力学性能相适应，并应符合现行国家标准《熔化焊用钢丝》(GB/T 14957)的规定。

3. 二氧化碳气体保护焊用焊丝，应符合现行国家标准《气体保护焊用钢丝》(GB/T 14958)的规定。

4. 埋弧焊用焊丝和焊剂应符合现行国家标准《埋弧焊用碳素钢焊丝和焊剂》(GB/T 5293)、《埋弧焊用低合金钢焊丝和焊剂》(GB/T 12470)的规定。

5. 当两种不同钢材相连接时，在保证可焊性的前提下，应采用与低强度钢材力学性能相适应的焊接材料。

焊缝强度设计值应按表 3.3.1 的规定采用。

表 3.3.1 焊缝的强度设计值(N/mm<sup>2</sup>)

| 焊接方法和焊条型号   | 构件钢材    |               | 对接焊缝          |                        |     |               | 极限抗拉 | 角焊缝<br>抗拉、抗压和抗剪<br>$f_t^w$ |
|---|---------|---------------|---------------|------------------------|-----|---------------|------|----------------------------|
|   | 牌号      | 厚度或直径<br>(mm) | 抗压<br>$f_c^w$ | 焊缝质量为下列等级时, 抗拉 $f_t^w$ |     | 抗剪<br>$f_v^w$ |      |                            |
|   |         |               |               | 一级、二级                  | 三级  |               |      |                            |
| F4XX-H08A 焊剂-焊丝自动焊、半自动焊<br>E43 型焊条手工焊                     | Q235    | ≤16           | 215           | 215                    | 185 | 125           | 370  | 160                        |
|   |         | >16~40        | 205           | 205                    | 175 | 120           |      |                            |
|   |         | >40~100       | 200           | 200                    | 170 | 115           |      |                            |
| F48XX-H08MnA 或 F48XX-H10Mn2 焊剂-焊丝自动焊、半自动焊<br>E50 型焊条手工焊   | Q345    | ≤16           | 305           | 305                    | 260 | 175           | 470  | 200                        |
|   |         | >16~40        | 295           | 295                    | 250 | 170           |      |                            |
|   |         | >40~63        | 290           | 290                    | 245 | 165           |      |                            |
|   |         | >63~80        | 280           | 280                    | 240 | 160           |      |                            |
|   |         | >80~100       | 270           | 270                    | 230 | 155           |      |                            |
| F55XX-H10Mn2 或 F55XX-H08MnMoA 焊剂-焊丝自动焊、半自动焊<br>E50 型焊条手工焊 | Q390    | ≤16           | 345           | 345                    | 295 | 200           | 490  | 220                        |
|   |         | >16~40        | 330           | 330                    | 280 | 190           |      |                            |
|   |         | >40~63        | 310           | 310                    | 265 | 180           |      |                            |
|   |         | >63~100       | 295           | 295                    | 250 | 170           |      |                            |
|   | Q420    | ≤16           | 375           | 375                    | 320 | 215           | 520  | 220                        |
|   |         | >16~40        | 355           | 355                    | 300 | 205           |      |                            |
|   |         | >40~63        | 320           | 320                    | 270 | 185           |      |                            |
|   |         | >63~100       | 305           | 305                    | 260 | 175           |      |                            |
| Q345  | >16~50  | 325           | 325           | 275                    | 185 | 490           | 200  |                            |
| GJ  | >50~100 | 300           | 300           | 255                    | 170 |               |      |                            |

注：1.焊缝质量等级应符合现行国家标准《钢结构焊接规范》GB 50661 的规定，其检验方法应符合现行国家标准《钢结构工程施工质量验收规范》GB 50205 的规定。其中厚度小于 8mm 钢材的对接焊缝，不应采用超声波探伤确定焊缝质量等级。

2.对接焊缝在受压区的抗弯强度设计值取  $f_c^w$ ，在受拉区的抗弯强度设计值取  $f_t^w$ 。

3.表中厚度系指计算点的钢材厚度，对轴心受拉和轴心受压构件系指截面中较厚板件的厚度。

4.进行无垫板的单面施焊对接焊缝的连接计算时，上表规定的强度设计值应乘折减系数 0.85。

5.Q345GJ 钢与 Q345 钢焊接时，焊缝强度设计值按较低者采用。

### 3.3.2 钢构件连接用螺栓、锚栓材料应符合下列要求：

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

2. 高强度螺栓应符合现行国家标准《钢结构用高强度大六角头螺栓、大六角螺母、垫圈技术条件》(GB/T 1228~1231)或《钢结构用扭剪型高强度螺栓连接副

技术条件》(GB/T 3632~3633)的规定。

3. 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。

4. 螺栓连接的强度设计值，应按表 3.3.2 的规定采用。

表 3.3.2 螺栓连接的强度设计值(N/mm<sup>2</sup>)

| 螺栓的性能等级、锚栓和构件的钢材牌号 |             | 普通螺栓          |               |               |               |               |               | 锚栓            | 承压型连接高强度螺栓    |               |
|--------------------|-------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
|                    |             | C 级螺栓         |               |               | A 级、B 级螺栓     |               |               |               |               |               |
|                    |             | 抗拉<br>$f_t^b$ | 抗剪<br>$f_v^b$ | 承压<br>$f_c^b$ | 抗拉<br>$f_t^b$ | 抗剪<br>$f_v^b$ | 承压<br>$f_c^b$ | 抗拉<br>$f_t^b$ | 抗剪<br>$f_v^b$ | 承压<br>$f_c^b$ |
| 普通螺栓               | 4.6 级、4.8 级 | 170           | 130           | —             | —             | —             | —             | —             | —             | —             |
|                    | 5.6 级       |               |               |               | 210           | 190           |               |               |               |               |
|                    | 8.8 级       | —             | —             | —             | 400           | 320           | —             | —             | —             | —             |
| 锚栓                 | Q235        | —             | —             | —             | —             | —             | —             | 140           | —             | —             |
|                    | Q345        | —             | —             | —             | —             | —             | —             | 180           | —             | —             |
|                    | Q390        |               |               |               |               |               |               | 185           |               |               |
| 承压型连接高强度螺栓         | 8.8 级       | —             | —             | —             | —             | —             | —             | 400           | 250           | —             |
|                    | 10.9 级      | —             | —             | —             | —             | —             | —             | 500           | 310           | —             |
| 构件                 | Q235        | —             | —             | 305           | —             | —             | 405           | —             | —             | 470           |
|                    | Q345        | —             | —             | 385           | —             | —             | 510           | —             | —             | 590           |
|                    | Q390        | —             | —             | 400           | —             | —             | 530           | —             | —             | 615           |
|                    | Q420        | —             | —             | 425           | —             | —             | 560           | —             | —             | 655           |
|                    | Q460        | —             | —             | 450           | —             | —             | 595           | —             | —             | 695           |
|                    | Q345GJ      | —             | —             | 400           | —             | —             | 530           | —             | —             | 615           |

注：1、A 级螺栓用于  $d \leq 24\text{mm}$  和  $L \leq 10d$  或  $L \leq 150\text{mm}$ （按较小值）的螺栓；B 级螺栓用于  $d > 24\text{mm}$  和  $L > 10d$  或  $L > 150\text{mm}$ （按较小值）的螺栓； $d$  为公称直径， $L$  为螺栓公称长度。

A、B 级螺栓孔的精度和孔壁表面粗糙度，C 级螺栓孔的允许偏差和孔壁表面粗糙度，均应符合现行《钢结构工程施工质量验收规范》(GB50205)的要求。

3.3.3 钢-混凝土组合构件的连接焊钉应符合现行国家标准《电弧螺栓焊用圆柱头焊钉》(GB/T 10433)的规定，其材料及力学性能应符合表 3.3.3。

表 3.3.3 栓钉材料及力学性能

| 材料              | 极限抗拉强度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | 屈服强度 (N/mm <sup>2</sup> ) | 伸长率 (%) |
|-----------------|--------------------------------|---------------------------|---------|
| ML15、<br>ML15A1 | 400                            | 320                       | 14      |

### 3.4 钢筋

**3.4.1** 混合结构中纵向受力钢筋宜采用 HRB400、HRB500 热轧钢筋，也可采用 HPB300、HRB335 热轧钢筋；梁、柱纵向受力钢筋应采用 HRB400、HRB500 热轧钢筋；箍筋宜采用 HRB400、HPB300、HRB500 钢筋，也可采用 HRB335 钢筋。

**3.4.2** 钢筋的强度标准值应具有不小于 95% 的保证率，且其强度指标应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010) 的规定。

**3.4.3** 抗震等级为一、二、三级的框架及斜撑构件，其纵向受力钢筋应符合下列要求：

1. 钢筋的抗拉强度实测值与屈服强度实测值的比值不应小于 1.25；
2. 钢筋的屈服强度实测值与屈服强度标准值的比值不应大于 1.3；
3. 钢筋最大拉力下的总伸长率实测值不应小于 9%。

### 3.5 混凝土

**3.5.1** 高层建筑钢—混凝土混合结构中，混凝土可采用普通混凝土、高强混凝土。

**3.5.2** 高层建筑混合结构的混凝土强度等级不应低于 C30，轻骨料混凝土可用于楼板和围护结构，其强度等级不宜低于 LC25，其性能指标见现行国家标准《轻骨料混凝土结构设计规程》(JGJ 12-99)。

**3.5.3** 混凝土轴心抗压、轴心抗拉强度标准值  $f_{ck}$ 、 $f_{tk}$  按表 3.5.3-1 采用。混凝土的强度设计值和弹性模量应按表 3.5.3-2 采用。

表 3.5.3-1 混凝土强度标准值(N/mm<sup>2</sup>)

| 混凝土强度等级                            | C25  | C30  | C35  | C40  | C45  | C50  | C55  | C60  | C65  | C70  | C75  | C80  |
|------------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 抗压强度 $f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 16.7 | 20.1 | 23.4 | 26.8 | 29.6 | 32.4 | 35.5 | 38.5 | 41.5 | 44.5 | 47.4 | 50.2 |
| 抗拉强度 $f_{tk}$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 1.78 | 2.01 | 2.20 | 2.39 | 2.51 | 2.64 | 2.74 | 2.85 | 2.93 | 2.99 | 3.05 | 3.11 |

表 3.5.3-2 混凝土弹性模量和强度设计值(N/mm<sup>2</sup>)

| 混凝土强度等级                           | C25  | C30  | C35  | C40  | C45  | C50  | C55  | C60  | C65  | C70  | C75  | C80  |
|-----------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 抗压设计强度 $f_c$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 11.9 | 14.3 | 16.7 | 19.1 | 21.1 | 23.1 | 25.3 | 27.5 | 29.7 | 31.8 | 33.8 | 35.9 |
| 抗拉设计强度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> ) | 1.27 | 1.43 | 1.57 | 1.71 | 1.80 | 1.89 | 1.96 | 2.04 | 2.09 | 2.14 | 2.18 | 2.22 |

|                                  |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|----------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 弹性模量<br>$E_c(10^4\text{N/mm}^2)$ | 2.80 | 3.00 | 3.15 | 3.25 | 3.35 | 3.45 | 3.55 | 3.60 | 3.65 | 3.70 | 3.75 | 3.80 |
|----------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|

- 注：1.计算现浇钢筋混凝土轴心受压及偏心受压构件时，如截面的边长或直径小于300mm，则表中混凝土的强度设计值应乘以系数0.8；当构件质量(如混凝土成型、截面和轴线尺寸等)确有保证时，可不受此限；
- 2.离心混凝土的强度设计值应按有关专门规定取用；
- 3.当采用泵送混凝土且无实测数据时，表中高强混凝土的弹性模量  $E_c$  应乘折减系数0.95。

**3.5.4** 混凝土疲劳强度设计值、疲劳变形模量、线膨胀系数、剪变模量、泊松比应符合现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010)及《高强混凝土结构设计规程》(DBJ08-77)的规定。

## 4.作用与作用效应组合

### 4.1 竖向荷载

4.1.1 竖向荷载包括永久荷载与活荷载。永久荷载的标准值可按现行《建筑结构荷载规范》GB50009 中有关规定进行计算；对设计无特殊要求的楼面和屋面均布活荷载的标准值应不小于表 4.1.1-1 和表 4.1.1-2 规定。

表 4.1.1-1 民用建筑楼面均布活荷载

| 项次 | 类 别                                      | 标准值                  | 组合值系数    | 频遇值系数    | 准永久值系数   |
|----|--|----------------------|----------|----------|----------|
|    |  | (kN/m <sup>2</sup> ) | $\psi_c$ | $\psi_f$ | $\psi_q$ |
| 1  | (1)住宅、宿舍、宾馆、办公楼、医院病房、托儿所、幼儿园             | 2.0                  | 0.7      | 0.5      | 0.4      |
|    | (2)试验室、阅览室、会议室、医院门诊室                     | 2.0                  | 0.7      | 0.6      | 0.5      |
| 2  | 教室、食堂、餐厅、一般资料档案室                         | 2.5                  | 0.7      | 0.6      | 0.5      |
| 3  | (1)礼堂、剧场、影院、有固定座位的看台                     | 3.0                  | 0.7      | 0.5      | 0.3      |
|    | (2)公共洗衣房                                 | 3.0                  | 0.7      | 0.6      | 0.5      |
| 4  | (1)商店、展览厅、车站、港口、机场大厅及旅客候车室               | 3.5                  | 0.7      | 0.6      | 0.5      |
|    | (2)无固定座位的看台                              | 3.5                  | 0.7      | 0.5      | 0.3      |
| 5  | (1)健身房、演出舞台                              | 4.0                  | 0.7      | 0.6      | 0.5      |
|    | (2)运动场、舞厅                                | 4.0                  | 0.7      | 0.6      | 0.3      |
| 6  | (1)书库、档案库、储藏室                            | 5.0                  | 0.9      | 0.9      | 0.8      |
|    | (2)密集柜书库                                 | 12.0                 |          |          |          |
| 7  | 通风机房, 电梯机房                               | 7.0                  | 0.9      | 0.9      | 0.8      |
| 8  | 汽车通道及停车库:                                |                      |          |          |          |
|    | (1)单向板楼盖(板跨不小于 2m)和双向板楼盖(板跨不小于 3m×3m)    |                      |          |          |          |
|    | 客车                                       | 4.0                  | 0.7      | 0.7      | 0.6      |
|    | 消防车                                      | 35.0                 | 0.7      | 0.5      | 0.0      |
| 9  | (2)双向板楼盖(板跨不小于 6×6m)和无梁楼盖(柱网尺寸不小于 6m×6m) |                      |          |          |          |
|    | 客车                                       | 2.5                  | 0.7      | 0.7      | 0.6      |
|    | 消防车                                      | 20.0                 | 0.7      | 0.5      | 0.0      |
|    | 厨房(1)餐厅                                  | 4.0                  | 0.7      | 0.7      | 0.7      |
| 9  | (2)其他                                    | 2.0                  | 0.7      | 0.6      | 0.5      |
|    | 浴室、厕所、盥洗室                                | 2.5                  | 0.7      | 0.6      | 0.5      |

续表 4.1.1-1

| 项次 | 类别                                | 标准值                  | 组合值系数    | 频遇值系数    | 准永久值系数   |
|----|-----------------------------------|----------------------|----------|----------|----------|
|    |                                   | (kN/m <sup>2</sup> ) | $\psi_c$ | $\psi_f$ | $\psi_q$ |
| 11 | 走廊、门厅：<br>(1)宿舍、旅馆、医院病房托儿所、幼儿园、住宅 | 2.0                  | 0.7      | 0.5      | 0.4      |
|    | (2)办公楼、餐厅、医院门诊部                   | 2.5                  | 0.7      | 0.6      | 0.5      |
|    | (3)教学楼及其他可能出现人员密集的情况              | 3.5                  | 0.7      | 0.5      | 0.3      |
| 12 | 楼梯：<br>(1)多层住宅                    | 2.0                  | 0.7      | 0.5      | 0.4      |
|    | (2)其他                             | 3.5                  | 0.7      | 0.5      | 0.3      |
| 13 | 阳台：<br>(1)可能出现人员密集的可能             | 3.5                  | 0.7      | 0.6      | 0.5      |
|    | (2)其他                             | 2.5                  | 0.7      | 0.6      | 0.5      |

- 注：1.本表所列各项活荷载适用于一般使用条件，当使用荷载较大、情况特殊或有专门要求时，应按实际情况采用；
- 2.第 6 项书库活荷载当书架高度大于 2m 时，书库活荷载尚应按每米书架高度不小于 2.5kN/m<sup>2</sup> 确定。
- 3.第 8 项中的活荷载只使用于停放载入小于 9 人的客车；消防车活荷载是适用于满载总量为 300kN 的大型车辆；当不符合本表的要求时，应将车轮的局部荷载按结构效应的等效原则，换算为等效均布荷载。
- 4.第 8 项消防车活荷载，当双向板楼盖跨介于 3mX3m-6mX6m 之间时，应按跨度线性插值确定；
- 5.第 12 项楼梯活荷载，对预制楼梯踏步平板，尚应按 1.5kN 集中荷载验算；
- 6.本表各荷载不包括隔墙自重和二次装修荷载。对固定隔墙的自重应按永久荷载考虑，当隔墙位置可灵活自由布置时，非固定隔墙的自重应取不小于 1/3 的每延米长墙重(kN/m)作为楼面活荷载的附加值(kN/m<sup>2</sup>)计入，且附加值不小于 1.0 kN/m<sup>2</sup>。

表 4.1.1-2 屋面均布活荷载

| 项次 | 类别     | 标准值                  | 组合值系数    | 频遇值系数    | 准永久值系数   |
|----|--------|----------------------|----------|----------|----------|
|    |        | (kN/m <sup>2</sup> ) | $\psi_c$ | $\psi_f$ | $\psi_q$ |
| 1  | 不上人的屋面 | 0.5                  | 0.7      | 0.5      | 0.0      |

|   |        |     |     |     |     |
|---|--------|-----|-----|-----|-----|
| 2 | 上人的屋面  | 2.0 | 0.7 | 0.5 | 0.4 |
| 3 | 屋顶花园   | 3.0 | 0.7 | 0.6 | 0.5 |
| 4 | 屋顶运动场地 | 3.0 | 0.7 | 0.6 | 0.4 |

注：1. 不上人的屋面，当施工或维修荷载较大时，应按实际情况采用；对不同类型的结构应按有关设计规范的规定采用，但不得低于  $0.3\text{kN}/\text{m}^2$ ；

2. 当上人的屋面兼作其它用途时，应按相应楼面活荷载采用；

3. 屋顶花园的活荷载不包括花圃土石等材料的自重。

4. 对于因屋面排水不畅、堵塞等引起的积水荷载，应采取构造措施加以防止；必要时，应按积水的可能深度确定屋面活荷载；

5. 屋面各类设备荷载应按实际考虑；

6. 屋面直升机停机坪荷载应按局部荷载考虑，或根据局部荷载换算为等效均布荷载考虑。局部荷载标准值应按直升机实际最大起飞重量确定，当没有机型技术资料时，可按下述规定选用局部荷载标准值及作用面积：

- 轻型，最大起飞重量 2t，局部荷载标准值 20kN，作用面积  $0.20\text{m}\times 0.20\text{m}$ ；
- 中型，最大起飞重量 4t，局部荷载标准值 40kN，作用面积  $0.25\text{m}\times 0.25\text{m}$ ；
- 重型，最大起飞重量 6t，局部荷载标准值 60kN，作用面积  $0.30\text{m}\times 0.30\text{m}$ 。

屋面直升机停机坪的等效均布荷载标准值不应低于  $5.0\text{kN}/\text{m}^2$ 。

屋面直升机停机坪荷载的组合之系数应取 0.7，频遇值系数应取 0.6，准永久值系数取 0。

对具有液压轮胎起落架的直升机，动力系数可取 1.4。

7. 表中所指均为建筑屋面水平投影面上的屋面活荷载。

8. 不上人的屋面均布或活荷载，可不与雪荷载和风荷载同时组合。

**4.1.2** 设计楼面梁，墙，柱及基础时，表 4.1.1-1 中楼面活荷载标准值在下列情况下应乘以规定的折减系数。

1. 设计楼面梁时的折减系数：

1) 第 1(1)项当楼面梁从属面积超过  $25\text{m}^2$  时，取 0.9；

2) 第 1(2)~7 项当楼面梁从属面积超过  $50\text{m}^2$  时，取 0.9；

3) 第 8 项对单向板楼盖的次梁和槽形板的纵肋应取 0.8；对单向板楼盖的主梁应取 0.6；对双向板楼盖的梁应取 0.8；

4) 第 9~12 项应采用与所属房屋类别相同的折减系数。

2. 设计墙、柱和基础的折减系数：

1) 第 1 项按表 4.1.2 规定采用；

2) 第 1(2)~7 项采用与其楼面梁相同的折减系数；

3) 第 8 项对单向板楼盖应取 0.5；对双向板楼盖和无梁楼盖应取 0.8

4)第 9~12 项应采用与所属房屋类别相同的折减系数。

注：楼面梁的从属面积应按梁两侧各延伸二分之一梁间距的范围内的实际面积确定。

表 4.1.2 各层楼盖的活荷载折减系数

| 墙，柱，基础计算截面<br>以上的层数     | 1           | 2~3  | 4~5  | 6~8  | 9~20 | >20  |
|-------------------------|-------------|------|------|------|------|------|
| 计算截面以上个楼层活<br>荷载总和的折减系数 | 1.00 (0.90) | 0.85 | 0.70 | 0.65 | 0.60 | 0.55 |

注：当楼面梁的受荷面积超过 25m<sup>2</sup> 时，采用括号内的系数。

**4.1.3** 在结构承载能力验算中尚应考虑施工时采用爬塔、附墙塔等起重机械或其它施工设备对结构受力的影响，施工荷载应根据具体情况确定。

**4.1.4** 对旋转餐厅轨道和驱动设备、热泵、冷却设备、卫星天线、擦窗机清洗设备等应按实际情况确定其自重的大小和作用位置。

**4.1.5** 医院、商业物资仓库，工业建筑等楼屋面活荷载标准值应按相应专业规范、规程或工艺要求的规定执行。

## 4.2 风荷载

**4.2.1** 垂直于高层民用建筑表面的风荷载，包括主要抗侧力结构和围护结构的风荷载标准值，应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的规定计算。

**4.2.2** 对于房屋高度大于 30m 且高宽比大于 1.5 的房屋，应考虑风压脉动对结构产生顺风向振动的影响。结构顺风向风振响应计算应按随机振动理论进行，结构的自振周期应按结构动力学计算。

对横风向风振作用效应或扭转风振作用效应明显的高层民用建筑，宜考虑横风向风振或扭转风振的影响。横风向风振或扭转风振的计算范围、方法及顺风向与横风向效应的组合方法应符合现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的有关规定。

**4.2.3** 考虑横风向风振或扭转风振影响时，结构顺风向及横风向的侧向位移应分别符合本规程第 5.1.8 条的要求。

**4.2.4** 基本风压，取上海地区比较空旷平坦地面上离地 10m 高统计所得的 50 年一遇 10 分钟平均最大风速换算的风压 0.55kN/m<sup>2</sup>。对风荷载比较敏感的高层民用建筑，承载力设计时应按基本风压的 1.1 倍采用。

**4.2.5** 计算主体结构的风荷载效应时，风荷载体型系数  $\mu_s$  可按下列规定采用：

1. 对平面为圆形的建筑可取 0.8。

2. 对平面为正多边形及三角形的建筑可按下式计算:

$$\mu_s = 0.8 + 1.2/\sqrt{n} \quad (4.2.5)$$

式中:  $\mu_s$ ——风荷载体型系数;

$n$ ——多边形的边数。

3. 高宽比  $H/B$  不大于 4 的平面为矩形、方形和十字形的建筑可取 1.3。

4. 下列建筑可取 1.4:

- 1) 平面为 V 形、Y 形、弧形、双十字形和井字形的建筑;
- 2) 平面为 L 形和槽形及高宽比  $H/B$  大于 4 的平面为十字形的建筑;
- 3) 高宽比  $H/B$  大于 4、长宽比  $L/B$  不大于 1.5 的平面为矩形和鼓形的建筑。

建筑。

5. 在需要更细致计算风荷载的场合, 风荷载体型系数可由风洞试验确定。

**4.2.6** 当多栋或群集的高层民用建筑相互间距较近时, 宜考虑风力相互干扰的群体效应。一般可将单栋建筑的体型系数  $\mu_s$  乘以相互干扰增大系数, 该系数可参考类似条件的试验资料确定, 必要时宜通过风洞试验或数值技术确定。

**4.2.7** 房屋高度大于 200m 或有下列情况之一的高层民用建筑, 宜进行风洞试验或通过数值技术判断确定其风荷载:

1. 平面形状不规则, 立面形状复杂;
2. 立面开洞或连体建筑;
3. 周围地形和环境较复杂。

**4.2.8** 混合结构的阻尼比可按照下式确定:

$$\zeta = 0.05 - 0.02\sqrt{1-\eta} \quad (4.2.8-1)$$

式中  $\eta$  为混合结构中的混凝土结构部分的抗侧刚度对整个结构抗侧刚度的贡献

率, 按式(4.2.6-2)计算, 当  $\eta$  大于 1 时, 取  $\eta$  等于 1:

$$\eta = 0.0491 \times \lambda^2 - 0.4396 \times \lambda + 1.0959 \quad (4.2.8-2)$$

式中  $\lambda$  ——结构刚度特征值, 按照下式计算:

$$\lambda = H \sqrt{\frac{C_F}{EI_w}} \quad (4.2.8-3)$$

$$C_F = h \cdot \sum D_j \quad (4.2.8-4)$$

式中：求和号表示同一层所有柱的  $D$  值之和；

$D_j$ ——某一楼层第  $j$  个柱的抗侧刚度；

$h$ ——层高；

$H$ ——结构总高；

$EI_w$ ——混凝土剪力墙或核心筒的抗弯刚度，对于开洞剪力墙应按照刚度等效原则确定等效抗弯刚度；

$$E = \beta E_h \quad (4.2.8-5)$$

$E_h$ ——混凝土的弹性模量；

$\beta$  ——混凝土剪力墙的弹性模量折减系数，对于现浇剪力墙  $\beta=0.85$ ，

对于预制装配整体式剪力墙  $\beta=0.7\sim 0.8$ 。

计算  $\alpha$  时，当各层  $C_F$ 、 $EI_w$  不相等时，可按层高取加权平均值。

**4.2.9** 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：

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

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

**4.2.10** 计算檐口、雨篷、遮阳板、阳台等水平构件的局部上浮风荷载时，风荷载体型系数  $\mu_s$  不宜大于 -2.0。

**4.2.11** 设计高层民用建筑的幕墙结构时，风荷载应按国家现行标准《玻璃幕墙工程技术规范》JGJ 102、《金属与石材幕墙工程技术规范》JGJ 133、《人造板材幕墙工程技术规范》JGJ 336 和《建筑结构荷载规范》GB50009 的有关规定采用。

## 4.3 地震作用

**4.3.1** 高层建筑钢-混凝土混合结构在进行抗震设计时，应采用两阶段计算。第一阶段设计应按多遇地震计算地震作用，第二阶段应按罕遇地震计算地震作用。

计算结构地震作用和作用效应时，应符合下列要求：

1. 通常情况下，可在建筑结构的两个主轴方向分别考虑水平地震作用并进行抗震验算，各方向的水平地震作用主要由该方向抗侧力构件承担；

2. 有斜交抗侧力构件的结构，当相交角度大于  $15^\circ$  时，应分别考虑各抗侧力构件方向的水平地震作用；

3. 质量和刚度分布明显不对称的结构，应按 4.3.8 条考虑双向水平地震作用下的扭转影响。

4. 质量和刚度分布基本对称的结构，可采用上面第 1 点所述方法进行抗震计算，并采用调整地震作用效应的方法考虑双向水平地震和偶然偏心扭转影响。平行于地震作用方向的两个边榀，其地震作用效应宜乘以增大系数。一般情况下，短边可取 1.15，长边可取 1.05，角部柱可取 1.3。

#### 4.3.2 结构第一阶段的抗震计算应分别采用下列方法：

1. 高度不超过 40m，以剪切变形为主且质量和刚度沿高度分布比较均匀的结构，可采用底部剪力法等简化方法；

2. 除第一款外的结构宜采用振型分解反应谱法；

3. 特别不规则的建筑、甲类建筑以及高度大于 100m 的建筑，应采用时程分析法进行多遇地震下的补充计算；当取三组加速度时程曲线输入时，计算结果宜取时程法的包络值与振型分解反应谱法的较大值；当取七组及七组以上的时程曲线时，结算结果可取时程法的平均值与振型分解反应谱法的较大值。

采用时程分析法时，应按建筑场地类别和设计地震分组选用实际地震记录和人工模拟的加速度时程曲线，其中实际地震记录的数量不应少于总数量的 2/3，多组时程曲线的平均地震影响系数曲线应与振型分解反应谱法所采用的地震影响系数曲线在统计意义上相符，其加速度时程的最大值可按表 4.3.2 采用。地震波的持续时间不宜过短，宜为 10~20s 或更长。弹性时程分析时，每条时程曲线的计算所得结构底部剪力不应小于振型分解反应谱法计算结果的 65%，多条时程曲线的计算所得结构底部剪力的平均值不应小于振型分解反应谱法计算结果的 80%。

表 4.3.2 时程分析所用地震加速度的最大值(gal)

| 地震影响 | 烈度  |     |
|------|-----|-----|
|      | 7   | 8   |
| 多遇地震 | 35  | 70  |
| 设防地震 | 100 | 200 |
| 罕遇地震 | 220 | 400 |

4.3.3 抗震计算中，重力荷载代表值应为永久荷载标准值和活荷载组合值之和，并按下列规定取值：

永久荷载： 应取现行国家标准《建筑结构荷载规范》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》规定的标准值乘 0.5 取值；

屋面活荷载： 不考虑；

楼面活荷载：应按现行国家标准《建筑结构荷载规范》规定的标准值乘组合值系数取值。组合值系数，一般民用建筑应取 0.5，书库、档案库应取 0.8。对于按照实际情况考虑的楼面活荷载其组合值系数则取 1.0。

**4.3.4** 地震影响系数应根据烈度、场地类别、结构自振周期  $T$  按图 4.3.4 采用，当阻尼比为 0.05 时其最大值按表 4.3.4 采用。地震影响系数的形状参数及阻尼调整系数  $\eta_2$  应符合下列规定：

1. 直线上升段，周期小于 0.1s 的区段；
2. 水平段，自 0.1s 至  $T_g$  区段，取最大值  $\eta_2\alpha_{\max}$ ；
3. 曲线下降段，自  $T_g$  至  $5T_g$  区段，衰减指数按式 4.3.4-1 确定：

$$\gamma = 0.9 + \frac{0.05 - \zeta}{0.3 + 6\zeta} \quad (4.3.4-1)$$

式中： $\zeta$  为阻尼比

4. 直线下降段，自  $5T_g$  至 6.0s 区段，下降斜率调整系数按 4.3.4-2 确定：

$$\eta_1 = 0.02 + \frac{0.05 - \zeta}{4 + 32\zeta} \quad (4.3.4-2)$$

5. 水平段，自 6.0s 至 10.0s 区段；

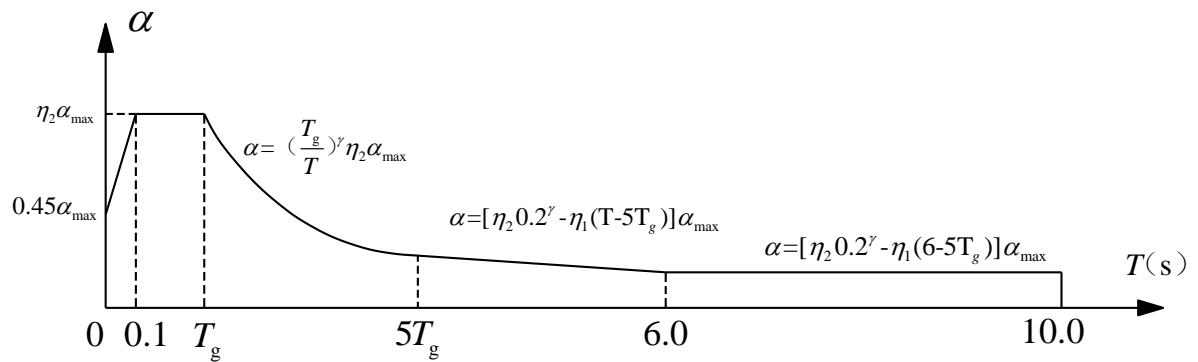


图 4.3.4 地震影响系数曲线

表 4.3.4 水平地震影响系数最大值  $\alpha_{\max}$

| 地震影响 | 烈度   |      |
|------|------|------|
|      | 7    | 8    |
| 多遇地震 | 0.08 | 0.16 |
| 罕遇地震 | 0.50 | 0.90 |

6. 阻尼调整系数按照式 4.3.4-3 确定，当小于 0.55 时应取 0.55；

$$\eta_2 = 1 + \frac{0.05 - \zeta}{0.08 + 1.6\zeta} \quad (4.3.4-3)$$

7. 特征周期  $T_g$  值按上海市有关部门批准值或上海市建筑抗震设计规程给出值确定。

**4.3.5** 计算地震作用时，混合结构的阻尼比可按 4.2.8 的规定确定。

**4.3.6** 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：

1. 与结构的总水平地震作用等效的底部剪力标准值：

$$F_{Ek} = \alpha_1 G_{eq} \quad (4.3.6-1)$$

2. 在质量沿高度分布基本均匀、刚度沿高度分布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：

$$F_i = \frac{G_i H_i}{\sum_{j=1}^n G_j H_j} F_{Ek} (1 - \delta_n) \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad (4.3.6-2)$$

3. 顶部附加水平地震作用标准值：

$$\Delta F_n = \delta_n F_{Ek} \quad (4.3.6-3)$$

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 4.3.4 条计算；

$G_{eq}$ ——结构的等效总重力荷载，取总重力荷载代表值的 85%；

$G_i$ 、 $G_j$ ——分别为第  $i$ 、 $j$  层重力荷载代表值，按 4.3.3 条规定；

$H_i$ 、 $H_j$ ——分别为第  $i$ 、 $j$  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，按表 4.3.6 确定；

$\Delta F_n$ ——顶部附加水平地震作用。

**表 4.3.6 顶部附加地震作用系数  $\delta_n$  的计算**

| $T_1 > 1.4(s)$   | $T_1 \leq 1.4(s)$ |
|------------------|-------------------|
| $0.08T_1 - 0.02$ | 0.0               |

注：  $T_1$  为结构的基本自振周期。

**4.3.7** 采用振型分解反应谱法时，若不考虑扭转影响，应按下列规定计算结构的地震作用和作用效应：

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

$$F_{ji} = \alpha_j \gamma_j X_{ji} G_i \quad (i=1, 2, \dots, n; j=1, 2, \dots, m) \quad (4.3.7-1)$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n X_{ji}^2 G_i} \quad (4.3.7-2)$$

式中：F<sub>ji</sub>——j 振型 i 层质点的水平地震作用标准值；

α<sub>j</sub>——相应于 j 振型自振周期 T<sub>j</sub> 的地震影响系数，应按第 4.3.4 条确定；

γ<sub>j</sub>——j 振型的参与系数；

X<sub>ji</sub>——j 振型 i 层质点的水平相对位移。

2. 水平地震作用效应（弯矩、剪力、轴向力和变形），当相邻周期之比小于 0.85 时，可按下列式计算：

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum S_j^2} \quad (4.3.7-3)$$

式中：S<sub>Ek</sub>——水平地震作用标准值的效应；

S<sub>j</sub>——j 振型水平地震作用标准值的作用效应，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。

**4.3.8** 采用振型分解反应谱法时，若考虑扭转影响，可按下列规定计算结构的地震作用和作用效应：

1. j 振型 i 层质点的水平地震作用标准值，应按下列式确定：

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

$$F_{yji} = \alpha_j \gamma_{tj} Y_{ji} G_i \quad (i=1, 2, \dots, n; j=1, 2, \dots, m) \quad (4.3.8-1)$$

$$F_{tji} = \alpha_j \gamma_{tj} r_i^2 \phi_{ji} G_i$$

式中：F<sub>xji</sub>、F<sub>yji</sub>、F<sub>tji</sub>——分别为 j 振型 i 层质心在 x 方向、y 方向和转角方向的地震作用标准值；

X<sub>ji</sub>、Y<sub>ji</sub>——分别为 j 振型 i 层质心在 x 方向、y 方向的水平相对位移；

φ<sub>ji</sub>——为 j 振型 i 层的相对扭转角；

r<sub>i</sub>——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；

γ<sub>tj</sub>——考虑扭转的 j 振型的参与系数，可按下列式确定：

当仅考虑 x 方向地震作用时

$$\gamma_{tj} = \frac{\sum_{i=1}^n X_{ji} G_i}{\sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + \phi_{ji}^2 r_i^2) G_i} \quad (4.3.8-2)$$

当仅考虑 y 方向地震作用时

$$\gamma_{tj} = \sum_{i=1}^n Y_{ji} G_i / \sum_{i=1}^n (X_{ji}^2 + Y_{ji}^2 + \varphi_{ji}^2 r_i^2) G_i \quad (4.3.8-3)$$

当考虑与 x 方向斜交 $\theta$ 角的地震作用时

$$\gamma_{tj} = \gamma_{xj} \cos\theta + \gamma_{yj} \sin\theta \quad (4.3.8-4)$$

式中： $\gamma_{xj}$ 、 $\gamma_{yj}$  分别由式(4.3.8-2)和式(4.3.8-3)求得的参与系数。

2. 单向水平地震作用下的扭转效应，可按下列式确定：

$$S_{Ek} = \sqrt{\sum_{j=1}^m \sum_{k=1}^m \rho_{jk} S_j S_k} \quad (4.3.8-5)$$

$$\rho_{jk} = \frac{8\sqrt{\zeta_j \zeta_k} (\zeta_j + \lambda_T \zeta_k) \lambda_T^{1.5}}{(1 - \lambda_T^2)^2 + 4\zeta_j \zeta_k (1 + \lambda_T^2) \lambda_T + 4(\zeta_j^2 + \zeta_k^2) \lambda_T^2} \quad (4.3.8-6)$$

式中： $S_{Ek}$ ——考虑扭转的地震作用效应；

$S_j$ 、 $S_k$ ——分别为 j、k 振型地震作用标准值的作用效应，可取前 9~15 个振型；

$\zeta_j$ 、 $\zeta_k$ ——分别为 j、k 振型的阻尼比；

$\rho_{jk}$ ——j 振型与 k 振型的耦联系数；

$\lambda_T$ ——k 振型与 j 振型的自振周期比。

3. 考虑双向水平地震作用下的扭转地震作用效应，可按下列公式中的较大值确定：

$$S_{Ek} = \sqrt{S_x^2 + (0.85S_y)^2} \quad (4.3.8-7)$$

或

$$S_{Ek} = \sqrt{S_y^2 + (0.85S_x)^2} \quad (4.3.8-8)$$

式中： $S_x$ ——x 向单向水平地震作用时按式(4.3.8-5)计算的效应；

$S_y$ ——y 向单向水平地震作用时按式(4.3.8-5)计算的效应。

**4.3.9** 采用底部剪力法时，突出屋面的屋顶间、女儿墙、烟囱等的地震作用效应，宜乘以增大系数 3，此增大部分不应往下传递，但与该突出部分相连的构件应予以计入；采用振型分解法时，突出屋面部分可作为一个质点。

**4.3.10** 结构抗震计算时，对于自振周期大于 1 秒且采用箱基或刚性较好基础的高层建筑，其按刚性地基假定分析得到的水平地震作用，可考虑地基与结构相互作用的影响，予以 10% 的折减，其层间变形按折减后的楼层剪力计算，承载力设计时不考虑此折减。

**4.3.11** 结构抗震验算时，任一楼层的水平地震剪力应符合下式要求：

$$V_{Eki} \geq \lambda \sum_{j=i}^n G_j \quad (4.3.11)$$

式中： $V_{Eki}$ ——第  $i$  层对应于水平地震作用标准值的楼层剪力；

$\lambda$ ——剪力系数，对于扭转效应明显或基本周期小于 3.5s 的结构取为 0.016，对于基本周期大于 5.0s 的结构取为 0.012，对于基本周期介于 3.5s 和 5.0s 之间的结构，可插入取值；对竖向不规则结构的薄弱层，尚应乘以 1.15 的增大系数；

$G_j$ ——第  $j$  层的重力荷载代表值。

**4.3.12** 计算各振型地震影响系数所采用的结构自振周期应考虑非承重墙体的刚度影响予以折减，当非承重墙体为填充空心粘土砖墙时，周期折减系数可取 0.8~0.9，当非承重墙体为填充轻质砌块、填充轻质墙板或外挂墙板时，周期折减系数可取 0.9~1.0。

## 4.4 作用效应组合

**4.4.1** 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：

1. 不考虑地震作用时，取下列最不利情况

$$\text{楼面活荷载起控制作用 } S = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_Q S_{Qk} + \gamma_w \psi_w S_{wk} \quad (4.4.1-1)$$

$$\text{风荷载起控制作用 } S = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_w S_{wk} + \gamma_Q \psi_Q S_{Qk} \quad (4.4.1-2)$$

$$\text{永久荷载起控制作用 } S = \gamma_G S_{Gk} + \gamma_Q \psi_Q S_{Qk} + \gamma_w \psi_w S_{wk} \quad (4.4.1-3)$$

2. 考虑地震作用(进行第一阶段设计)

$$S = \gamma_G S_{GE} + \gamma_{Eh} S_{Ehk} + \psi_w \gamma_w S_{wk} \quad (4.4.1-4)$$

式中： $S_{Gk}$ ——永久荷载标准值的效应；

$S_{Qk}$ ——楼面活荷载标准值的效应；

$S_{wk}$ ——风荷载标准值的效应；

$S_{GE}$ ——重力荷载代表值的效应；

$\gamma_G$ ——永久荷载(重力荷载)分项系数，一般情况取 1.2，不考虑地震作用且永久荷载起控制作用时，取 1.35，当永久荷载(重力荷载)对构件承载力有利时，取 1.0；

$\gamma_Q$ ——楼面活荷载分项系数，一般情况取 1.4，对标准值大于 4kN/m<sup>2</sup> 的工业房屋楼面结构的活荷载取 1.3；

$\gamma_w$ ——风荷载分项系数，取 1.4；

$\gamma_{Eh}$ ——水平地震作用分项系数，取 1.3。

$\psi_Q$ ——楼面活荷载组合值系数，取值见表 4.1.1；

$\psi_w$ ——风荷载组合值系数，在无地震作用的组合中取 0.6；在有地震作用的组合中，一般结构取 0.0，风荷载起控制作用的结构取 0.2。

**4.4.2** 进行风荷载作用下(不考虑地震作用)或第一阶段抗震设计结构侧移验算时，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。

**4.4.3** 进行第二阶段抗震设计结构侧移验算时，不应计入风荷载，其竖向荷载宜取重力荷载代表值。

**4.4.4** 对于安全等级为一级或设计使用年限为 100 年的重要建筑或纪念性建筑，各种非地震作用效应应乘以不小于 1.1 的结构重要性系数。

## 5.结构布置与设计基本要求

### 5.1 一般规定

**5.1.1**混合结构可用于框架—剪力墙结构、框架—核心筒结构、巨型框架—核心筒结构、筒中筒结构等结构体系。混合结构体系中框架梁宜采用钢梁或型钢混凝土梁，框架柱宜采用钢柱、型钢混凝土柱、钢管混凝土柱或钢管混凝土叠合柱。

**5.1.2**采用组合结构构件作为主要抗侧力结构的各种结构体系的组合结构，其房屋最大适用高度应符合表5.1.2的规定。

**表 5.1.2 组合结构房屋的最大适用高度(m)**

| 结构体系        |                    | 抗震设防烈度 |          |          |
|-------------|--------------------|--------|----------|----------|
|             |                    | 7      | 8 (0.2g) | 8 (0.3g) |
| 框架—剪力墙      | 型钢(钢管)混凝土框架—混凝土剪力墙 | 130    | 110      | 90       |
| 框架—核心筒      | 钢框架—混凝土核心筒         | 160    | 120      | 100      |
|             | 型钢(钢管)混凝土框架—混凝土核心筒 | 190    | 150      | 130      |
| 巨型框架—混凝土核心筒 |                    | 260    | 160      | 140      |
| 筒中筒         | 钢外筒—混凝土核心筒         | 210    | 160      | 140      |
|             | 型钢(钢管)混凝土外筒—混凝土核心筒 | 230    | 170      | 150      |

- 注：1.平面和竖向均不规则的结构，最大适用高度宜适当降低。  
 2.“混凝土剪力墙”的含义包括剪力墙内局部部位配置钢板、型钢的钢筋混凝土剪力墙。  
 3.“混凝土核心筒”的含义包括核心筒墙体内局部部位配置钢板、型钢的钢筋混凝土核心筒。

**5.1.3**混合结构高层建筑高宽比不宜超过表5.1.3的规定。

**表 5.1.3 混合结构高层建筑适用的最大高宽比**

| 结构体系     | 抗震设防烈度 |    |
|----------|--------|----|
|          | 7度     | 8度 |
| 框架-剪力墙   | 6      | 5  |
| 框架-核心筒   | 7      | 6  |
| 巨型框架-核心筒 | 8      | 7  |

|     |   |   |
|-----|---|---|
| 筒中筒 | 8 | 7 |
|-----|---|---|

**5.1.4** 抗震设计时，筒体结构的框架部分承担的地震剪力标准值应符合下列规定：

1、框架部分按侧向刚度分配的地震剪力标准值的最大值不宜小于结构底部地震总剪力的 10%。

2、当各层框架部分按侧向刚度分配的地震剪力标准值的最大值小于结构底部地震总剪力的 10%时，各层核心筒剪力墙的地震剪力标准值宜乘以增大系数 1.1，但可不大于结构底部总剪力的标准值，框架柱应按框架部分承担底部总剪力的 15%调整剪力和弯矩；墙体的抗震构造措施应按抗震等级提高一级后采用，已为特一级的可不再提高。

3、当各层框架部分按侧向刚度分配的地震剪力标准值小于结构底部总地震剪力标准值的 20%，但其最大值不小于结构地震总剪力的 10%时，框架部分按侧向刚度分配的楼层地震剪力应进行调整，调整后的剪力不应小于结构底部总地震剪力  $V_0$  的 20%和按侧向刚度分配的框架部分楼层地震剪力中最大值  $V_{fmax}$  的 1.5 倍二者的较小值。按本款调整框架柱的地震剪力后，框架柱端弯矩应进行相应调整，与框架柱相连的框架梁端弯矩、剪力应进行相应调整。

有加强层时，本条框架部分分配的楼层地震剪力标准值的最大值不应包括加强层及其上、下层的框架剪力。

**5.1.5** 抗震设计时，巨型框架-核心筒的地震剪力应全部由核心筒承担，巨型框架柱承担的地震剪力标准值宜取不小于框架按照侧向刚度分配的地震剪力标准值的 3 倍且不宜小于结构底部总剪力的 10%，柱端弯矩也应进行相应调整，框架柱轴力及与之相连的构件的内力可不调整。

**5.1.6** 结构的位移限值：

钢—混凝土混合结构在风荷载及多遇地震作用下，按弹性方法计算的最大层间位移与层高的比值  $\Delta u/h$  不宜超过表 5.1.6 的规定。

**表 5.1.6  $\Delta u/h$  的限值**

| 结构体系   | $H \leq 150m$ | $150m < H \leq 250m$ | $H \geq 250m$ |
|--------|---------------|----------------------|---------------|
| 框架结构   | 1/400         |                      |               |
| 其它结构体系 | 1/800         | 1/800~1/500 线性插值     | 1/500         |

注：H 指房屋高度。

钢—混凝土混合结构在罕遇地震作用下，按弹塑性方法计算的最大层间位移角对于混合结构框架不应大于 1/100。

**5.1.7** 结构舒适度要求：

对于高度超过 150m 的高层建筑结构，应具有良好的使用条件，满足舒适度的要求，按《建筑结构荷载规范》规定的 10 年一遇的风荷载取值计算或专门风洞试验确定的顺风向与横风向结构顶点最大加速度  $a_{\max}$  不应超过表 5.1.7 的限值。

**表 5.1.7 结构最大加速度限值**

| 使用功能  | $a_{\max}(\text{m/s}^2)$ |
|-------|--------------------------|
| 住宅、公寓 | 0.15                     |
| 办公、旅馆 | 0.25                     |

结构顶点的顺风向和横风向振动最大加速度，可按现行国家标准《建筑结构荷载规范》GB50009 的有关规定计算，也可通过风洞试验结果判断确定。计算风振舒适度时，混合结构阻尼比可取 0.01~0.015。

## 5.2 结构的平面布置

**5.2.1** 混合结构的平面布置应符合下列要求：

1 平面宜简单、规则、对称、具有足够的整体抗扭刚度，平面宜采用方形、矩形、多边形、圆形、椭圆形等规则平面，建筑的开间、进深宜统一；

2 筒中筒结构体系中，当外围钢框架柱采用 H 形截面柱时，宜将柱截面强轴方向布置在外围框架（外围筒体）平面内；角柱宜采用十字型、方形或圆形截面；

3 楼盖主梁不宜搁置在核心筒或内筒的连梁上。当无法避免时，楼盖主梁在连梁的支座可设计为铰接支座，同时按照简支梁校核连梁的截面承载力。

**5.2.2** 对于平面不规则的建筑，应根据相应规范规定作进一步的补充计算，并应对薄弱部位采取有效的抗震构造措施。平面不规则类型见表 5.2.2。

**表 5.2.2 平面不规则的类型**

| 不规则类型      | 定义   |
|------------|--|
| A. 扭转不规则   | 在具有偶然偏心的规定水平力作用下，楼层两端抗侧力构件弹性水平位移（或层间位移）的最大值与平均值的比值大于 1.2 |
| B. 凹凸不规则   | 结构平面凹进的一侧尺寸，大于相应投影方向总尺寸的 30%                             |
| C. 楼板局部不连续 | 楼板的尺寸和平面刚度具有急剧不连续性，其有效楼板宽度小于结构平面典型宽度的 50%，或开洞面积大于该层楼表面   |

|  |                             |
|--|-----------------------------|
|  | 积的 30%，以及楼层错层(错层大于楼面梁的截面高度) |
|--|-----------------------------|

**5.2.3** 结构平面布置应减少扭转的影响。结构扭转为主的第一自振周期与平动为主第一自振周期之比不应大于 0.85。

**5.2.4** 楼盖体系应具有良好的水平刚度和整体性，其布置应符合下列规定：

1 楼面宜采用压型钢板现浇混凝土组合楼板、现浇混凝土楼板或预应力混凝土叠合楼板，楼板与钢梁应可靠连接；

2 机房设备层、避难层及外伸臂桁架上下弦杆所在楼层的楼板宜采用钢筋混凝土楼板，并应采取加强措施；

3 对于建筑物楼面有较大开洞或为转换楼层时，应采用现浇混凝土楼板。对楼板大开洞部位宜采取设置刚性水平支撑等加强措施。

## 5.3 结构的竖向布置

**5.3.1** 结构竖向布置的基本原则：

1 结构的侧向刚度和承载力沿竖向宜均匀变化、无突变，构件截面宜由下至上逐渐减小；

2 混合结构的外围框架柱沿高度宜采用同类结构构件。当采用不同类型结构构件时，应设置过渡层，且单柱的抗弯刚度变化不宜超过 30%；

3 对于刚度变化较大的楼层，应采取可靠的过渡加强措施；

4 钢框架部分采用支撑时，宜采用偏心支撑和防屈曲支撑，支撑宜双向连续布置；框架支撑宜延伸至基础。

**5.3.2** 对于竖向不规则的建筑，应根据相应规范规定作进一步的补充计算，并应对薄弱部位采取有效的抗震构造措施。竖向不规则类型见表 5.3.2。

**表 5.3.2 竖向不规则的类型**

| 不规则类型                | 定义  |
|----------------------|---|
| A. 侧向刚度不规则<br>(有柔软层) | 该层侧向刚度小于相邻上一层的 70%，或小于其上相邻三层侧向刚度平均值的 80%；除顶层或出屋面小建筑外，局部收进的水平向尺寸大于相邻下一层的 25% |
| B. 竖向抗侧力构件不连续        | 竖向抗侧力构件(柱、抗震墙、抗震支撑)由转换构件(梁、桁架等)向下传递作用力。                                     |

C. 承载力突变(有薄弱层)

该层层间抗侧力结构的承载力小于上一层的 80%。

### 5.3.3 混凝土筒体的布置:

1. 混凝土核心筒的高宽比: 对于钢框架或钢组合框架—混凝土核心筒结构, 其核心筒宽度不宜小于核心筒总高的  $1/12$ , 且不宜小于外框架相应边长的  $1/3$ 。当框架部分设置剪力墙或增强结构整体刚度的构件时, 核心筒的宽度可适当减小。
2. 筒体应具有良好的整体性, 宜居中布置, 并满足下列要求:
  - 1) 墙肢宜均匀、对称布置;
  - 2) 筒体角部附近不宜开洞。当不可避免时, 筒角内壁至洞口的距离不应小于  $500\text{mm}$  和开洞墙的截面厚度;
  - 3) 筒体宜贯通建筑物全高, 竖向刚度宜均匀变化;
3. 纵、横剪力墙宜组成 L 形、T 形和 [ 形等形式;
4. 楼电梯间、竖井等造成连续楼层开洞时, 宜在洞边设置剪力墙, 且尽量与靠近的抗侧力结构结合, 不宜孤立地布置在单片抗侧力结构或柱网以外的中间部分;
5. 各主轴方向剪力墙的刚度宜相近。

## 5.4 结构设计基本要求

**5.4.18** 度抗震设计时, 应在楼面钢梁或型钢混凝土梁与混凝土筒体交接处及混凝土筒体四角墙内设置型钢柱; 7 度抗震设计时, 宜在楼面钢梁或型钢混凝土梁与混凝土筒体交接处及混凝土筒体四角墙内设置型钢柱。

**5.4.2** 混合结构中, 外围框架平面内梁与柱应采用刚性连接; 楼面梁与钢筋混凝土筒体及外围框架柱的连接可采用刚接或铰接。

**5.4.3** 当侧向刚度不足时, 混合结构可设置刚度适宜的加强层。加强层宜采用伸臂桁架, 必要时可配合布置周边带状桁架。加强层设计应符合下列规定:

- 1 伸臂桁架和周边带状桁架宜采用钢桁架;
- 2 伸臂桁架应与核心筒墙体刚接, 上、下弦杆均应延伸至墙体内且贯通, 墙体内宜设置斜腹杆或暗撑; 外伸臂桁架与外围框架柱宜采用铰接或半刚接, 周边带状桁架与外框架柱的连接宜采用刚性连接;
- 3、加强层环带桁架上下弦所在楼层的楼板应具有必要的承载力和可靠的连接来承担环带桁架上下弦向核心筒传递的剪力, 必要时可设置楼盖平面桁架。
- 4 核心筒墙体与伸臂桁架连接处宜设置构造型钢柱, 型钢柱宜至少延伸至伸

臂桁架高度范围以外上、下各一层；

5 当布置有外伸桁架加强层时，应采取有效措施减少由于外框柱与混凝土筒体竖向变形差异引起的桁架杆件附加内力。

5.4.4混合结构构件的抗震设计，应根据设防烈度、结构类型、房屋高度采用不同的抗震等级，并应符合相应的计算和构造措施要求，各种体系的丙类建筑结构构件的抗震等级应按表5.4.4确定。

**表5.4.4 钢-混凝土混合结构抗震等级**

| 结构类型               |      | 抗震烈度 |       |     |      |       |     |
|--------------------|------|------|-------|-----|------|-------|-----|
|                    |      | 7度   |       |     | 8度   |       |     |
| 型钢(钢管)混凝土框架-混凝土剪力墙 | 高度   | ≤24  | 25~60 | >60 | ≤24  | 25~60 | >60 |
|                    | 框架   | 四    | 三     | 二   | 三    | 二     | 一   |
|                    | 剪力墙  | 三    | 二     | 二   | 二    | 一     | 一   |
| 房屋高度 (m)           |      | ≤130 | >130  |     | ≤100 | >100  |     |
| 钢框架—混凝土核心筒         | 钢框架  | 三    |       |     | 二    |       |     |
|                    | 核心筒  | 一    | 特一    |     | 一    | 特一    |     |
| 型钢(钢管)混凝土框架—混凝土核心筒 | 框架   | 二    | 一     |     | 一    | 一     |     |
|                    | 核心筒  | 二    | 一     |     | 一    | 特一    |     |
| 巨型框架—混凝土核心筒        | 巨型框架 | 二    | 一     |     | 一    | 一     |     |
|                    | 核心筒  | 二    | 一     |     | 一    | 特一    |     |
| 房屋高度 (m)           |      | ≤150 | >150  |     | ≤120 | >120  |     |
| 钢外筒—混凝土核心筒         | 钢外筒  | 三    |       |     | 二    |       |     |
|                    | 核心筒  | 一    | 特一    |     | 一    | 特一    |     |
| 型钢(钢管)混凝土外筒—混凝土核心筒 | 外筒   | 二    | 一     |     | 一    | 一     |     |
|                    | 核心筒  | 二    | 一     |     | 一    | 特一    |     |

注：1.建筑场地为 I 类时，除 6 度外应允许按表内降低一度所对应的抗震等级采取抗震构造措施，但相应的计算要求不应降低；

2.高度不超过 60m 的框架—核心筒结构，其抗震等级应允许按框架—剪力墙结构采用。

5.4.5 抗震设计时，型钢混凝土柱和混凝土剪力墙的轴压比不宜大于表 5.4.5 的限值。

表 5.4.5 轴压比限值

| 轴压比限值              | 抗震等级 |      |      |      |
|--------------------|------|------|------|------|
|                    | 特一   | 一    | 二    | 三    |
| 型钢混凝土柱<br>矩形钢管混凝土柱 | /    | 0.70 | 0.80 | 0.90 |
| 混凝土剪力墙<br>混凝土核心筒   | 0.4  | 0.5  | 0.6  | /    |

- 注： 1. 型钢混凝土柱的轴压比可按 5.4.5 公式计算；混凝土墙肢轴压比是指重力荷载代表值作用下墙肢承受的轴压力设计值与墙肢的全截面面积和混凝土轴心抗压强度设计值乘积之比值；
2. 框支柱的轴压比限值应比表中数值减少 0.10；
3. 剪跨比不大于 2 的柱，其轴压比限值应减少 0.05；
4. 当采用 C60 以上(不含 C60)混凝土时，轴压比限值宜减少 0.05；
5. 当配置螺旋箍筋(箍筋螺距不大于 100mm、直径不小于 12mm)时，轴压比限值可增加 0.05。

$$\mu_N = N / (f_c A + f_a A_a) \quad (5.4.5)$$

式中：  $\mu_N$  ——型钢混凝土柱的轴压比；

$N$  ——考虑地震组合的柱轴向力设计值；

$A$  ——扣除型钢后的混凝土截面面积；

$f_c$  ——混凝土的轴心抗压强度设计值；

$f_a$  ——型钢的抗压强度设计值；

$A_a$  ——型钢的截面面积。

5.4.6 构件承载力抗震调整系数  $\gamma_{RE}$  应按表 5.4.6-1 及表 5.4.6-2 选用。

**表 5.4.6-1 型钢混凝土、钢管混凝土及混凝土构件承载力抗震调整系数  $\gamma_{RE}$**

| 正截面承载力计算 |               |      |      | 斜截面承载力计算 | 连接      |
|----------|---------------|------|------|----------|---------|
| 型钢混凝土梁   | 型钢混凝土柱及钢管混凝土柱 | 剪力墙  | 支撑   | 各类构件及节点  | 焊缝及高强螺栓 |
| 0.75     | 0.80          | 0.85 | 0.85 | 0.85     | 0.90    |

注：1. “剪力墙”的含义包括剪力墙内局部部位配置钢板、型钢的钢筋混凝土剪力墙；  
2. “支撑”的含义包括型钢混凝土支撑和钢管混凝土支撑。

**表 5.4.6-2 钢构件承载力抗震调整系数  $\gamma_{RE}$**

|                         |            |
|-------------------------|------------|
| 强度破坏（梁，柱，支撑，节点板件，螺栓，焊缝） | 屈曲稳定（柱，支撑） |
| 0.75                    | 0.80       |

**5.4.7** 当采用压型钢板混凝土组合楼板时，楼板混凝土可采用轻质混凝土，其强度等级不应低于 LC25；高层建筑钢-混凝土混合结构的内部隔墙应采用轻质隔墙。

**5.4.8** 高层建筑应采用整体性好、能满足地基承载力和建筑物容许变形要求并能调节不均匀沉降的基础形式。宜采用桩加承台板或桩加筏板的基础形式。

**5.4.9** 高层建筑宜设地下室。承台板板底的埋深不宜小于建筑物室外地面至主屋面高度的 1/20。

## 6 结构分析

### 6.1 结构分析的一般原则

**6.1.1** 高层建筑钢—混凝土混合结构的内力和位移一般宜采用弹性方法计算。但在第二阶段抗震计算时，应采用弹塑性方法。进行弹塑性分析时，构件所用材料的屈服强度和极限强度宜采用标准值。

**6.1.2** 计算高层建筑钢—混凝土混合结构的内力和位移时，一般可假定楼板在其自身平面内为绝对刚性，并在设计中应采取构造措施保证楼板的整体刚度。

但对采用楼板局部不连续、开孔面积大和有较长外伸段的楼面，计算时应考虑楼板平面内的变形。

**6.1.3** 当进行混合结构弹性分析时，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。当进行混合结构弹塑性分析时，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可取  $1.2I_b$ ， $I_b$  为钢梁惯性矩。

**6.1.4** 对于混合结构，如果结构布置对称、楼面为刚性，则可将结构各方向的抗侧力体系分解，分别按平面结构计算；否则，应采用空间结构模型计算。

**6.1.5** 进行混合结构分析时，钢结构梁柱宜采用杆单元模型，混凝土墙宜采用墙板单元模型。

**6.1.6** 梁和柱的单元模型除应考虑弯曲变形外，尚宜考虑梁、柱的剪切变形、扭转变形和柱的轴向变形。

**6.1.7** 墙的单元模型应考虑弯曲、剪切、轴向、扭转和翘曲变形。

### 6.2 竖向荷载作用下的结构分析

**6.2.1** 计算结构内力时，可不考虑楼面活荷载和屋面活荷载的最不利布置，均按满跨荷载计算。

**6.2.2** 对于带加强层高层建筑混合结构，进行竖向荷载作用下结构分析时，应考虑混凝土收缩、徐变等非荷载效应影响。

### 6.3 水平荷载作用下的结构分析

**6.3.1** 对于不规则的高层建筑混合结构，进行多遇地震作用下的内力和变形计算时，应采用不少于两个不同计算程序进行比较分析。

**6.3.2** 当高层建筑混合结构在水平地震作用下由重力产生的附加底部倾覆弯矩大于由水平地震作用产生的底部倾覆弯矩的 10% 时，结构分析应考虑重力二阶效

应的影响。

**6.3.3** 对于平面和竖向规则的丙类高层建筑混合结构，且高度不超过 100 m，可按表 6.3.3 确定罕遇地震作用的弹塑性层间位移。

对于特别不规则的建筑，乙类和甲类建筑或高度超过 100m 的建筑，宜采用时程分析法计算罕遇地震下混合结构的弹塑性变形。

**表 6.3.3 钢—混凝土混合结构层间位移角**

| 结构高度(m) | $\bar{R}$  | $\bar{\zeta}_y$ |       |       |       |
|---------|------------|-----------------|-------|-------|-------|
|         |            | 0.2             | 0.3   | 0.4   | 0.5   |
| 33      | $\leq 0.1$ | 1/65            | 1/100 | 1/200 | 1/370 |
|         | 0.2        | 1/55            | 1/100 | 1/160 | 1/245 |
|         | 0.4        | 1/55            | 1/100 | 1/110 | 1/170 |
|         | $\geq 0.6$ | 1/50            | 1/100 | 1/105 | 1/170 |
| 66      | $\leq 0.1$ | 1/40            | 1/70  | 1/150 | 1/235 |
|         | 0.2        | 1/40            | 1/70  | 1/145 | 1/210 |
|         | 0.4        | 1/40            | 1/70  | 1/105 | 1/150 |
|         | $\geq 0.6$ | 1/40            | 1/60  | 1/95  | 1/150 |
| 100     | $\leq 0.1$ | 1/40            | 1/60  | 1/120 | 1/160 |
|         | 0.2        | 1/40            | 1/60  | 1/115 | 1/150 |
|         | 0.4        | 1/40            | 1/60  | 1/115 | 1/145 |
|         | $\geq 0.6$ | 1/40            | 1/55  | 1/100 | 1/125 |

注：1.  $\bar{\zeta}_y$  为结构楼层屈服强度系数平均值， $\bar{\zeta}_y = \sum_{i=1}^n \zeta_{yi} / n$

式中  $\zeta_{yi}$  ——结构第 i 层屈服强度系数， $\zeta_i = (V_{cyi} + V_{syi}) / V_{Ei}$

$V_{Ei}$  ——罕遇地震下，结构第 i 层地震作用剪力，可假定结构处于弹性按底部剪力法计算。

$V_{cyi}$  ——结构第 i 层混凝土结构部分屈服承载力。

$V_{syi}$  ——结构第 i 层钢结构部分屈服承载力。

$n$  ——结构层数。

2.  $\bar{R}$  为混合结构钢结构部分屈服承载力与混凝土结构部分屈服承载力之比的

平均值， $\bar{R} = \sum_{i=1}^n R_i / n$ ，式中  $R_i = V_{syi} / V_{cyi}$

## 7 构件设计与构造要求

### 7.1 组合梁的设计与构造要求

#### 7.1.1 一般规定:

1. 对于不直接承受动力荷载的钢—混凝土组合梁结构,强度计算一般按塑性理论进行,变形计算应按弹性理论进行。按荷载短期效应组合计算时,混凝土截面宽度除以 $\alpha_E$ 值换算成钢截面;按荷载长期效应组合计算时,则除以 $2\alpha_E$ 值换算成钢截面( $\alpha_E$ 为钢材与混凝土弹性模量比值)。型钢混凝土梁的设计需参考相应规范。

2. 在组合梁施工阶段,钢梁下无临时施工支撑时,楼层自重及施工荷载由钢梁单独承受,按GBJ50017验算钢梁的承载力、挠度及稳定性。施工完成后,续加的荷载作用由组合梁截面承受。由此产生的挠度应与施工阶段钢梁由楼层自重产生的挠度相叠加。

3. 在强度和变形满足的条件下、组合梁交界面上抗剪连接件的纵向水平抗剪能力不能保证最大弯矩截面上抗弯承载力充分发挥时,可以按照部分抗剪连接进行设计。这种连接限于跨度不超过20m的等截面组合梁。

#### 7.1.2 计算原则规定:

1. 组合梁采用塑性分析法分析时,应符合下列规定:

1) 组合梁混凝土翼缘板的有效宽度 $b_e$ (见图7.1.2)应按下式计算:

$$b_e = b_0 + b_1 + b_2 \quad (7.1.2-1)$$

式中: $b_0$ —钢梁上翼缘或板托顶部宽度。当板托倾角 $\alpha < 45^\circ$ 时,应按 $\alpha = 45^\circ$ 计算板托顶部宽度。

$b_1$ 、 $b_2$ —梁外侧和内侧的翼缘板计算宽度,各取梁等效跨度 $L_e$ 的1/6。此

外, $b_1$ 尚不应超出翼缘板实际外伸宽度 $s_1$ , $b_2$ 不应超过相邻梁板托间净距 $s_0$ 的1/2。

$L_e$ —等效跨度。对于简支组合梁,取为简支组合梁的跨度 $l$ 。对于连续组合梁,中间跨正弯矩区取为 $0.6l$ ,边跨正弯矩区取为 $0.8l$ ,支座负弯矩区取为相邻两跨跨度之和的0.2倍。

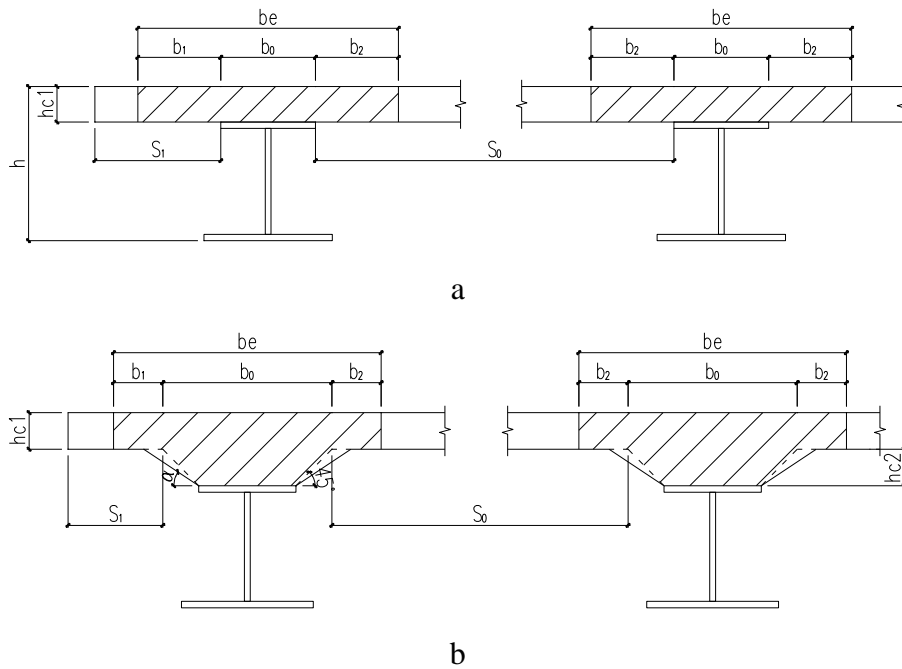


图7.1.2 混凝土翼缘板的有效宽度  
a—无板托组合梁 b—有板托组合梁

2)组合梁承载能力按塑性分析方法进行计算时,连续组合梁和框架组合梁在竖向荷载作用下的内力采用不考虑混凝土开裂的模型进行弹性分析,并采用弯矩调幅法考虑负弯矩区混凝土板开裂以及截面塑性发展的影响,内力调幅系数不宜超过30%。

2. 组合梁采用弹性分析法分析时,应符合下列规定:

1)采用弹性分析法时受压混凝土翼板有效宽度 $b_e$ 应折算成与钢材等效的换算截面宽度 $b_{es}$ 、 $b_{e1}$ 。

短期荷载作用下的等效截面宽度:

$$b_{es} = b_e / \alpha_E \quad (7.1.2-2)$$

长期荷载作用下的等效截面宽度:

$$b_{e1} = b_e / 2\alpha_E \quad (7.1.2-3)$$

式中 $b_e$ —混凝土翼板有效宽度,按公式7.1.2-1计算;

$\alpha_E$ —钢材与混凝土的弹性模量比 $\alpha_E = E / E_c$ ,其中 $E$ 为钢材的弹性模量,

$E_c$ 为混凝土的弹性模量。

2)连续组合梁采用弹性分析法分析内力时,应符合下列规定:

a. 在正弯矩区段内,对长、短期荷载效应的组合分别采用长、短期荷载换算截面的刚度;

b. 负弯矩区段内,可不考虑受拉开裂混凝土翼板对刚度的影响,但应计入纵向钢筋的作用,其区段长度为距中间支座两侧各  $0.15l$ ( $l$  为梁跨度)。

3. 组合梁上混凝土翼板的计算厚度  $h_{c1}$ 可按以下要求取值:

1)钢筋混凝土翼板的计算厚度按原厚度  $h_{c1}$ 取值(参见图 7.1.3-1)。

2)带压型钢板混凝土翼板的组合梁在按塑性理论分析法进行设计时,其混凝土翼板计算厚度只取压型钢板上翼所浇注的混凝土厚度  $h_c$ ,即令

$$h_{c1} = h_c。$$

**7.1.3** 组合梁正截面抗弯能力计算按以下公式进行:

1. 正弯矩作用时

1)当  $Af \leq b_e h_{c1} f_c$  时,塑性中和轴位于混凝土受压翼板内,为第一类截面(图 7.1.3-1)。这时持久、短暂设计状况:

$$M \leq b_e X f_c Y \quad (7.1.3-1a)$$

抗震设计状况:

$$M \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} b_e X f_c Y \quad (7.1.3-1b)$$

式中:  $X$ —组合梁截面塑性中和轴至混凝土翼板顶面的距离,应按下式计算:

$$X = Af / b_e f_c \quad (7.1.3-2)$$

$M$ —全部荷载产生的弯矩设计值;

$A$ —钢梁截面面积;

$Y$ —钢梁截面应力合力至混凝土受压区截面应力合力之间的距离;

$f_c$ —混凝土抗压强度设计值;

$b_e$ —混凝土翼缘有效宽度;

$\gamma_{RE}$ —承载力抗震调整系数，取 0.7。

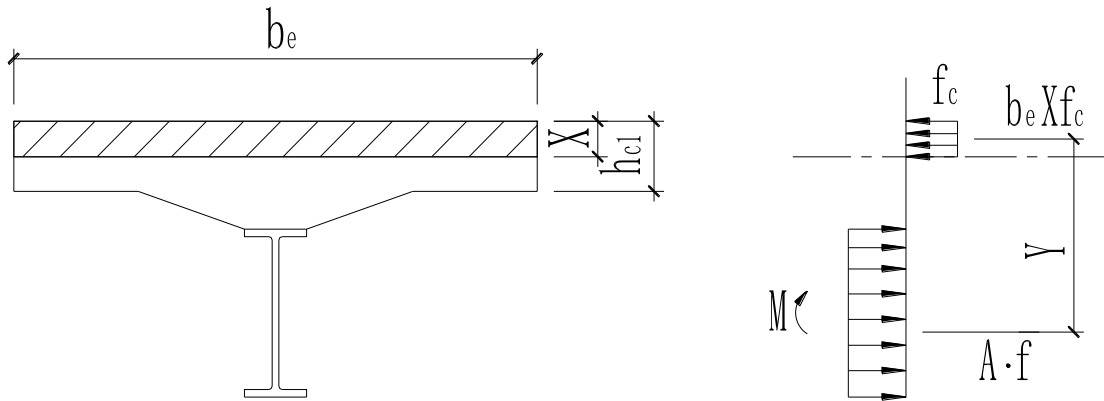


图7.1.3-1 第一类截面计算简图

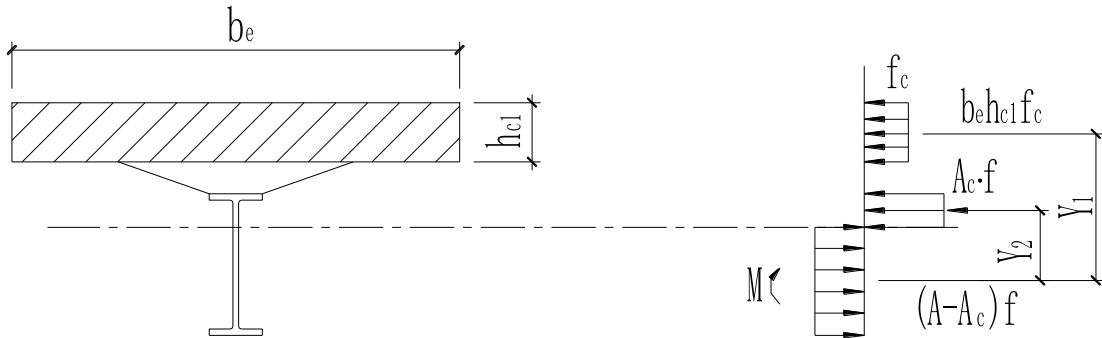


图7.1.3-2 第二类截面计算简图

2)当  $Af > b_e h_{c1} f_c$  时,塑性中和轴在钢梁截面内,为第二类截面(图 7.1.3-2)。这时

持久、短暂设计状况:

$$M \leq b_e h_{c1} f_c Y_1 + A_c f Y_2 \quad (7.1.3-3a)$$

抗震设计状况:

$$M \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (b_e h_{c1} f_c Y_1 + A_c f Y_2) \quad (7.1.3-3b)$$

式中:  $A_c$ —钢梁受压区截面面积,按下式计算:

$$A_c = 0.5(A - b_e h_{c1} f_c / f) \quad (7.1.3-4)$$

$Y_1$ —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；

$Y_2$ —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。

## 2. 负弯矩作用时

持久、短暂设计状况：

$$M \leq M_p + A_{st} f_{st} (d_{sc} - d_r) \quad (7.1.3-5a)$$

抗震设计状况：

$$M \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} [M_p + A_{st} f_{st} (d_{sc} - d_r)] \quad (7.1.3-5b)$$

$$d_{sc} = d - (d_{wc} / 2) \geq h_{cl} + t_f \quad (7.1.3-6)$$

$$d_{wc} = A_{st} f_{st} / 2t_w f \quad (7.1.3-7)$$

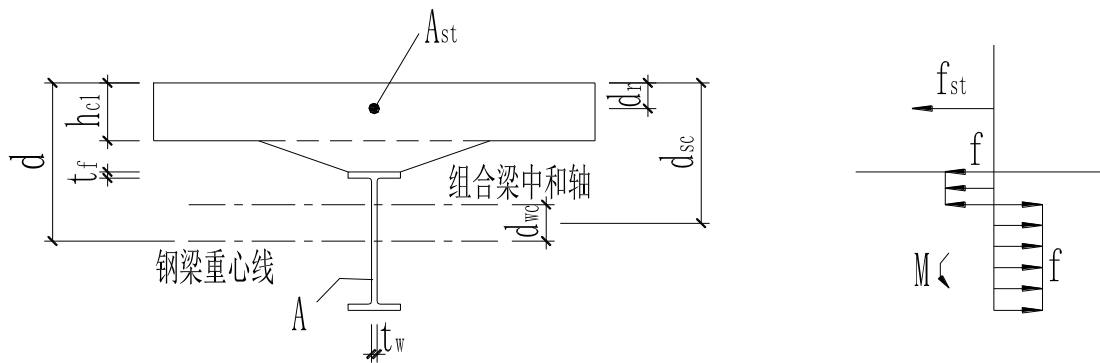


图7.1.3-3 负弯矩组合梁截面计算简图

式中： $M_p$ —钢梁对自身塑性中和轴的抗弯能力；

$d$ —钢梁截面重心至混凝土翼板顶端距离；

$d_{wc}$ —钢梁截面重心至组合梁截面塑性中和轴距离；

$d_r$ —钢筋截面重心至混凝土翼板顶端的距离；

$t_f$ —钢梁上翼缘板厚度；

$t_w$ —钢梁腹板厚度；

$d_{sc}$ — $d$  与  $d_{wc} / 2$  的差值；

$A_{st}$ —负弯矩区混凝土翼板有效宽度范围内的纵向钢筋截面面积；

$f_{st}$ —负弯矩区纵向钢筋强度设计值。

**7.1.4** 组合梁截面的全部剪力假定仅由钢梁腹板承受，其抗剪能力按下式要求计算：

持久、短暂设计状况：

$$V \leq h_w t_w f_v \quad (7.1.4-1)$$

抗震设计状况：

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} h_w t_w f_v \quad (7.1.4-2)$$

式中： $h_w$ —钢梁腹板高度；

$f_v$ —钢材抗剪强度设计值；

$V$ —剪力设计值；

$\gamma_{RE}$ —承载力抗震调整系数，取 0.75。

**7.1.5**用塑性设计法计算组合梁强度时，按以下规定考虑弯矩与剪力间的相互影响：

- 1 受正弯矩的组合梁截面不用考虑弯矩和剪力的相互影响；
- 2 受负弯矩的组合梁截面，当剪力设计值  $V > 0.5h_w t_w f_v$  时，验算负弯矩抗弯承载力所用的腹板强度设计值  $f_v$  折减为  $(1-\rho) f_v$ ，折减系数  $\rho$  按式 (7.1.5) 计算；当  $V \leq 0.5h_w t_w f_v$  时，可不对腹板强度设计值进行折减。

$$\rho = [2V_b / (h_w t_w f_v) - 1]^2 \quad (7.1.5)$$

**7.1.6** 组合梁应以支座点至弯矩绝对值最大点或至零弯矩点为界限，划分为若干剪跨区(图 7.1.6)，进行连接件的抗剪承载力计算。每个剪跨区段内所需配置剪力连接件的总数  $n$ ，可按下式计算：

$$n = V / V_s \quad (7.1.6)$$

式中， $v$ —每个剪跨区段内，混凝土与钢梁迭合面之间的纵向剪力，应按第 7.1.7 条规定计算；

$V_s$ —每个剪力连接件的受剪强度设计值，应按第 7.1.8 条规定计算。

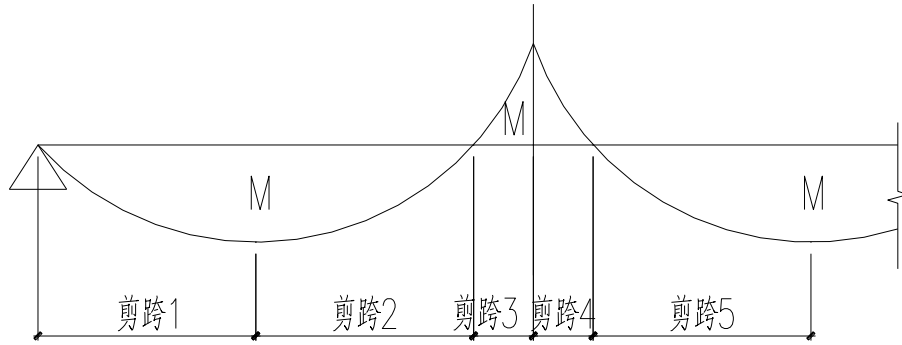


图7.1.6 组合梁剪跨区段的划分

**7.1.7** 每个剪跨区段内，迭合面上的纵向剪力  $V$  可按下列公式确定：

1. 正弯矩区段的剪跨：

当塑性中和轴位于混凝土翼板内时：

$$V = Af \quad (7.1.7-1)$$

当塑性中和轴位于钢梁内时：

$$V = b_e h_{c1} f_c \quad (7.1.7-2)$$

2. 负弯矩区段的剪跨：

$$V = A_{st} f_{st} \quad (7.1.7-3)$$

**7.1.8** 剪力连接件受剪承载力设计值  $V_s$  由下列公式确定：

1. 圆柱头焊钉连接件(图 7.1.8a)：

$$V_s = 0.43A_s \sqrt{E_c f_c} \leq 0.7A_s f_{at} \quad (7.1.8-1)$$

式中：  $A_s$  —圆柱头焊钉钉杆截面面积；

$f_{at}$  —圆柱头焊钉极限强度设计值，若  $f_{at} > 520 \text{N/mm}^2$ ，取  $520 \text{N/mm}^2$ ；

$E_c$  —混凝土弹性模量；

$f_c$  —混凝土轴心抗压强度设计值。

2. 槽钢连接件(图 7.1.8b)：

$$V_s = 0.26(t_f + 0.5t_w)L_c \sqrt{E_c f_c} \quad (7.1.8-2)$$

式中：  $t_f$  —槽钢翼缘的平均厚度；

$t_w$ —槽钢腹板的厚度;

$L_c$ —槽钢的长度。

3. 弯起钢筋连接件(图 7.1.8c):

$$V_s = A_{st} f_{st} \quad (7.1.8-3)$$

式中:  $A_{st}$ —弯起钢筋截面面积。

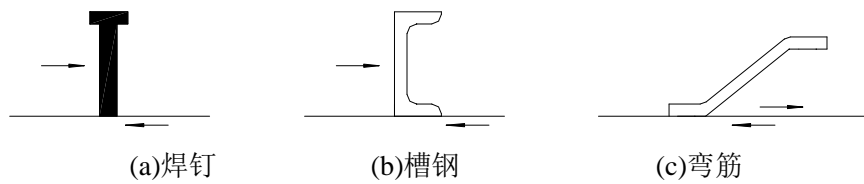


图7.1.8 剪力连接件

**7.1.9** 当连接件在以下位置时, 其受剪承载力设计值  $V_s$ , 应予以折减:

1. 位于连续梁中间支座上负弯矩区段内时, 应乘以折减系数 0.9;
2. 位于悬臂端负弯矩区段内时, 应乘以折减系数 0.8。

**7.1.10** 钢梁与组合板构成的组合梁, 其迭合面之间的焊钉连接件受剪承载力设计值  $V_s$  应考虑以下两种情况予以降低(折减系数仅针对式 7.1.8-1 中的  $0.43 A_s \sqrt{E_c f_c}$  项)

1. 压型钢板肋与钢梁平行(图 7.1.10a)且  $W_r / h_a < 1.5$  时, 应乘以按下式计算的折减系数  $K$ :

$$K = 0.6(W_r / h_a) [(h_s / h_a) - 1.0] \leq 1.0 \quad (7.1.10-1)$$

2. 压型钢板肋与钢梁垂直(图 7.1.10b)应乘以按下式计算折减系数  $K$ :

$$K = 0.85(W_r / h_a) [(h_s / h_a) - 1.0] / \sqrt{n_r} \leq 1.0 \quad (7.1.10-2)$$

式中:  $n_r$ —组合梁截面的一个板肋中配置的焊钉总数(当焊钉数超过 3 个时, 仍按 3 个考虑);

$W_r$ —压型钢板肋的平均宽度, 但当采用闭合式压型钢板其肋为上窄下宽时, 则应按上窄宽度计算(图 7.1.10c);

$h_a$ —压型钢板高度；

$h_s$ —焊钉焊接后的高度，但不得大于  $h_a+75\text{mm}$ 。

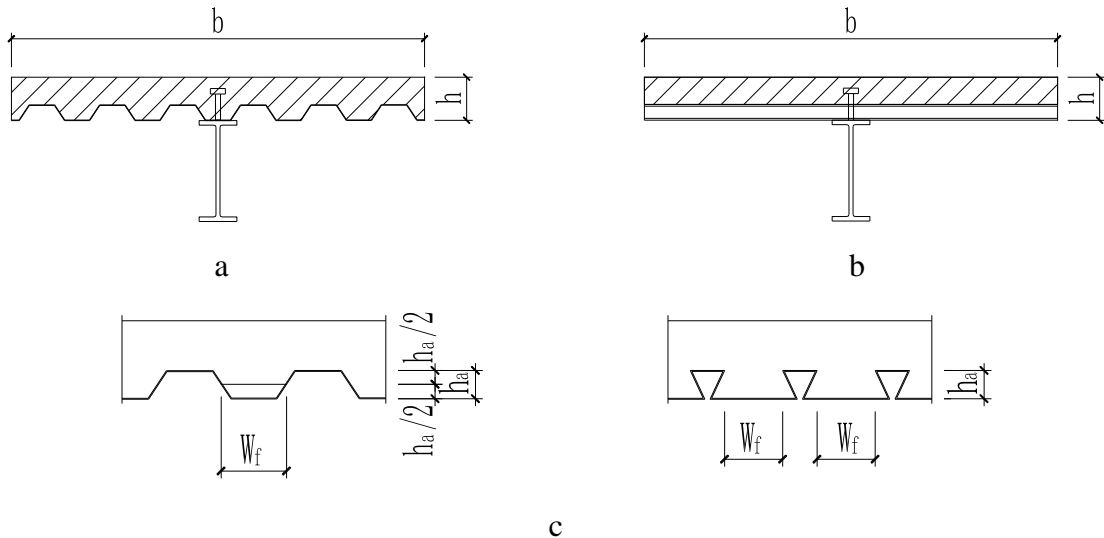


图7.1.10 钢梁与组合楼板构成的组合梁

a—压型钢板肋与钢梁平行

b—压型钢板肋与钢梁垂直

c—压型钢板肋宽 $W_f$ 的取值

当布置的焊钉连接件需要同时承受组合梁和组合板在迭合面上的剪力时，作用于焊钉的剪力合力应按下列式计算：

$$V^1 = \sqrt{V^2 + V_f^2} \quad (7.1.10-3)$$

式中 $V^1$ —焊钉连接件上的剪力合力

$V$ —组合梁上的纵向剪力

$V_f$ —组合板的纵向剪力

则每个剪跨区段配置焊钉总数为：

$$n = V^1 / V_s \quad (7.1.10-4)$$

**7.1.11** 按公式 7.1.6 或 7.1.10-4 求得的  $n$  个剪力连接件均匀布置于该剪跨区段内。当该剪跨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 7.1.11)。

$$n_1 = nA_1 / (A_1 + A_2) \quad (7.1.11-1)$$

$$n_2 = nA_2 / (A_1 + A_2) \quad (7.1.11-2)$$

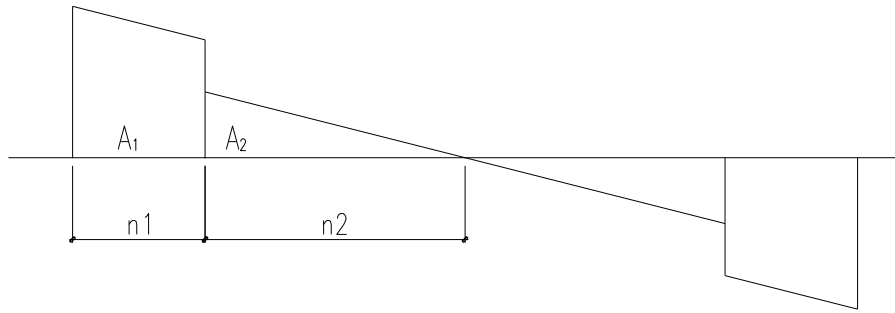


图7. 1. 11 集中力作用时剪力连接件的布置图

**7.1.12** 当剪力连接件的设置受构造等影响不能完全满足公式 7.1.6 计算的要求时, 可采用部分剪力连接设计法, 对于单跨简支梁可采用简化塑性理论按下列假定计算:

- 1) 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  $nV_s$  的较小者, 作为混凝土翼板中的压力;
- 2) 剪力连接件处于理想的塑性状态;
- 3) 钢梁与混凝土翼板间产生相对滑移, 致使混凝土翼板与钢梁各有其自身的中和轴。

1. 部分剪力连接组合梁可用于承受静载作用且集中力不大的情况, 这时跨度不应超过  $20M$ , 钢梁为常截面梁, 其配置的连接件总数  $n_r$  不得小于  $0.5n$  ( $n$  为完全抗剪连接件总数)。

2. 部分抗剪连接组合梁的抗弯承载力矩  $M_r$  可近似地由下式决定:

$$M_r = M_p + (n_r / n)(M_u - M_p), n_r \geq 0.5n \quad (7.1.12-1)$$

式中:  $M_u$ —完全抗剪连接时, 组合梁正截面抗弯承载力矩; 按第 7.1.3 条规定计算;

$M_p$ —单独钢梁的抗弯承载力矩;

$n_r$ —部分抗剪连接时, 剪跨区段连接件总数。

3. 部分抗剪连接组合梁挠度  $v_r$  可近似按下式计算:

$$v_r = v + 0.5v(I_{sc} / I - 1)(1 - n_r / n) \quad (7.1.12-2)$$

式中  $v$ —完全抗剪连接时组合梁的挠度, 按 7.1.16 条规定计算;

$I_{sc}$ —组合梁折算截面惯性矩;

$I$ —钢梁截面惯性矩。

7.1.13 混凝土翼板单位梁长纵向界面剪力设计值  $V_1$  可由下列公式确定(图 7.1.13-1)。

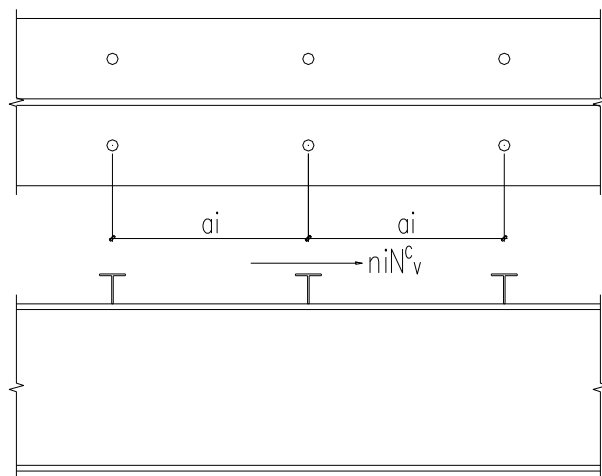


图7.1.13-1  $V_1$ 计算简图

1. 包络连接件的纵向界面(图 7.1.13-2 中的 c-c)

$$V_1 = n_i V_s / a_i \quad (7.1.13-1)$$

2. 混凝土翼板纵向界面(图 7.1.13-2 中的 a-a)

$$V_1 = n_i V_s b_1 / a_i b_e \quad (7.1.13-2)$$

$$V_1 = n_i V_s b_2 / a_i b_e \quad (7.1.13-3)$$

$V_1$  取两者中较大者

式中:  $V_1$ —混凝土翼板单位梁上纵向界面剪力, 以 N/mm 计;

$n_i$ —一个横截面上连接件的个数;

$V_s$ —一个连接件的剪力强度设计值;

$a_i$ —连接件纵向间距;

$b_e$ —组合梁的有效宽度;

$b_1$ 、 $b_2$ —在有效宽度范围内梁侧的翼板宽度, 设计时取两者中较大者。

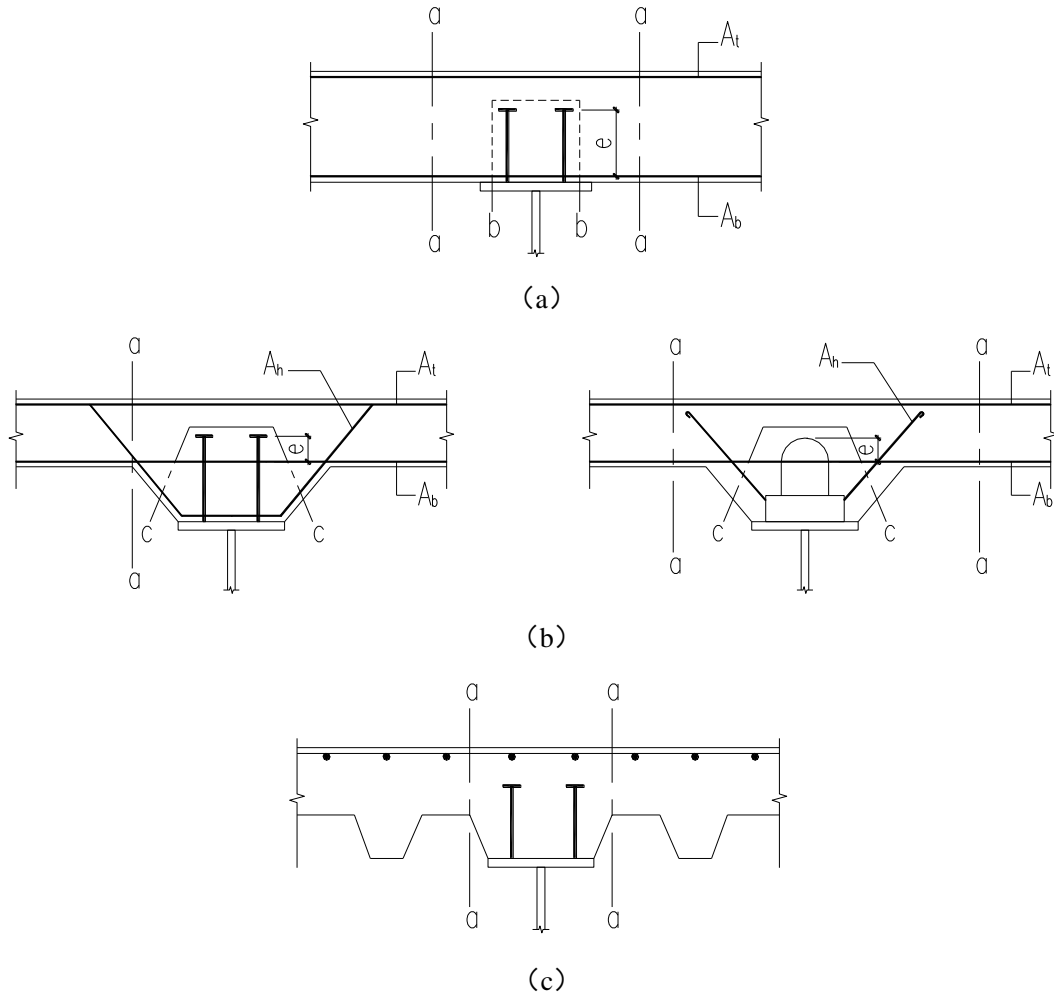


图7.1.13-2 组合梁混凝土翼板与板托纵向受剪面及横向钢筋

a—无板托时 b—有板托时

c—与钢梁平行的“压型钢板-混凝土”翼缘板

**7.1.14** 板托与混凝土翼板纵向界面抗剪承载力应符合下列规定：

$$V_1 \leq K_1 S_s L_s + 0.7 A_e f_{st} \quad (7.1.14-1)$$

$$V_1 \leq K_2 L_s f_c \quad (7.1.14-2)$$

式中： $L_s$ —纵向受剪界面的周边长度，按图 7.1.13-2 中的剖面 a-a、b-b、c-c 连线

在抗剪连接件以外的最短长度取值（mm）；

$S_s$ —单位应力  $1\text{N}/\text{mm}^2$ ；

$K_1$ —采用普通混凝土时为 0.9，采用轻质混凝土时为 0.7；

$K_2$ —采用普通混凝土时为 0.19，采用轻质混凝土时为 0.15；

$A_e$ —单位梁长纵向受剪界面上与界面相交的横向钢筋截面面积  
( $\text{mm}^2/\text{mm}$ ),按图 7.1.13-2 及下列规定采用:

1. 对混凝土翼板纵向界面(图 7.1.13-2 中 a-a):

$$A_e = A_b + A_t \quad (7.1.14-3)$$

2. 对无板托的连接件包络界面(图 7.1.13-2 中 b-b):

$$A_e = 2A_b \quad (7.1.14-4)$$

式中:  $A_b$ —单位长度组合梁翼板底部钢筋截面面积;

$A_t$ —单位长度组合梁翼板上部钢筋截面面积。

3. 对有板托的连接件包络界面(图 7.1.13-2 中 c-c):

$$A_e = 2(A_h + A_b) \quad (7.1.14-5)$$

式中:  $A_h$ —单位长度组合梁板托横向钢筋截面面积。

**7.1.15** 横向钢筋的最小配筋量应满足下列条件:

$$A_e f_{st} / S_s L_s \geq 0.75 \quad (7.1.15)$$

**7.1.16** 组合梁的挠度  $V$  应分别按荷载短期和长期效应组合进行计算,取其中不利者不应超过现行国家标准 GB50017 规定的容许值  $[V]$ 。

$$\max(v_s, v_L) \leq [V] \quad (7.1.16)$$

式中:  $v_s$ —采用荷载短期效应组合设计值  $S_s$  与相应换算截面刚度  $B_s$  计算的挠度值;

$v_L$ —采用荷载长期效应组合设计值  $S_L$  与相应换算截面度  $B_L$  计算的挠度值;

简支均布荷载下的挠度:  $v = 5SL^4 / 384B$ ;

简支跨中集中荷载下的挠度:  $v = SL^3 / 48B$ ;

当计算荷载短期效应组合下的挠度时,计算式中刚度  $B$  值采用相应换算截面刚度  $B_s$ (见 7.1.1 条),荷载  $S$  采用短期效应组合  $S_s$ 。

当计算荷载长期效应组合下的挠度时,计算式中刚度  $B$  值采用相应换算截面刚度  $B_L$ (见 7.1.1 条),荷载  $S$  采用长期效应组合  $S_L$ 。

**7.1.17** 组合梁负弯矩区段混凝土在正常使用极限状态下考虑长期作用影响的最

大裂缝宽度 $w_{\max}$ 应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定按轴心受拉构件进行计算。

**7.1.18** 连续组合梁负弯矩区段内混凝土最大裂缝宽度  $w_{\text{lim}}$  允许值应按照现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB50010) 的规定。

**7.1.19** 连续组合梁在负弯矩区段钢梁受压翼缘的稳定性及梁的局部稳定应按 GB50017 的规定进行计算。

#### **7.1.20** 组合梁的构造要求

1. 组合梁截面高跨比  $h/L$  不宜小于 1/15~1/16。组合梁截面的总高度不应超过钢梁截面高度的 2.0 倍。混凝土板托高度不应超过混凝土翼板厚度的 1.5 倍。板托顶面宽度不应小于板托高度的 1.5 倍。

2. 连续组合梁在中间支座负弯矩区的上部纵向钢筋, 应伸过梁的反弯点, 并留有足够的锚固长度或弯钩; 下部纵向钢筋在支座处必须连续配置, 不允许中断。

3. 剪力连接件的设置应符合以下规定:

- 1) 连接件抗掀起端头底部(如锚杆或锚环内侧、焊钉圆柱头底部、槽钢上翼缘内侧等)至翼缘底部钢筋的距离不得小于 30 mm;
- 2) 连接件的最大间距不得大于混凝土翼板厚度的 3 倍, 且不得大于 300mm;
- 3) 连接件的外侧边至钢梁上翼缘侧边的距离应不小于 20mm ;
- 4) 连接件的外侧边缘至混凝土翼板边缘间的距离不应小于 100mm;
- 5) 连接件顶面的混凝土保护层厚度不应小于 15mm。

4. 组合梁焊钉连接件的设置, 除应满足上述第三款外, 尚应符合以下规定:

- 1) 焊于钢梁受拉翼缘的焊钉直径, 不得大于翼缘板厚度的 1.5 倍; 而焊于无拉应力部位的焊钉直径, 不得大于翼缘板厚度的 2.5 倍。
- 2) 焊钉长度不应小于其杆径的 4 倍。
- 3) 沿梁轴线方向布置的焊钉间距不得小于 6d(d 为焊钉直径); 而垂直轴线布置的焊钉间距不得小于 4d;
- 4) 用于穿透压型钢板焊于钢梁的焊钉直径不得大于 19mm, 混凝土凸肋宽度不应小于焊钉杆直径的 2.5 倍; 焊钉高度不应小于  $(h_a+30)$  mm, 且不应大于  $(h_a+75)$  mm。

5. 槽钢剪力连接件的开口方向应指向纵向水平剪力方向; 槽钢剪力连接件一般采用 Q235, 截面不宜大于 [ 12.6。

6. 弯起钢筋连接件, 除应满足上述第三款外, 尚应符合下列规定:

- 1) 在钢梁上以成对设置为宜, 沿梁轴线方向布置的间距不应小于混凝土翼板(包括板托)厚度的 0.7 倍;
- 2) 弯起钢筋长度不应小于其直径的 25 倍 (I 级钢筋另加弯钩) 其中水平

段长度不宜小于其直径的 10 倍；

3)弯起钢筋弯起角度以  $45^\circ$  为宜，弯折方向应指向纵向水平剪力方向，在跨中纵向水平剪力方向变化处，在两个方向都必须设置弯起钢筋。

7. 组合梁板托外形尺寸应符合以下规定(图 7.1.20-1)

- 1)板托边距连接件外侧距离不得小于 40mm ；
- 2)板托外形轮廓应在自连接件根部起的  $45^\circ$  角界限之外。

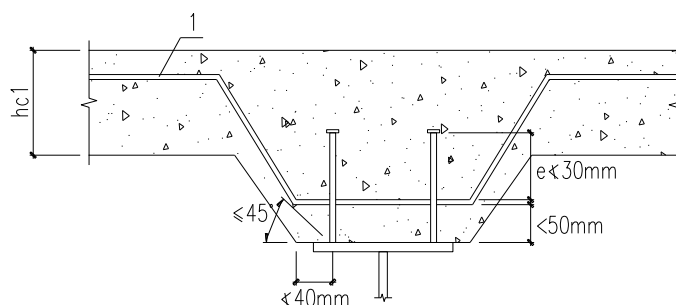


图7. 1. 20-1 组合梁板托外形尺寸  
1-弯筋

8. 板托中横向钢筋下部水平段距钢梁上翼缘应小于 50mm;连接件抗掀起端底面高出横向钢筋下部水平段的距离  $e$  不得小于 30mm，而横向钢筋间距不应大于  $4e$ ，且不应大于 200mm 。

9. 组合梁楼层的主、次梁连接方式，可采用平接或叠接(图 7.1.20-2)。

10. 其他连接构造(保护层、焊钉至板边的距离等)按现行国家标准。

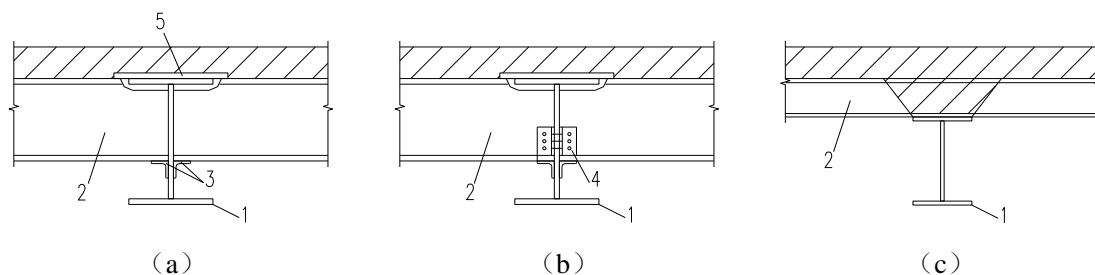


图7. 1. 20-2 组合梁主、次梁连接形式简图

(a) 平接 (b) 平接 (c) 叠接

1-主梁；2-次梁；3-支承角钢；4-高强螺栓连接；5-连接盖板

## 7.2 钢柱的设计与构造要求

**7.2.1** 钢柱的强度和稳定性计算按国家标准《钢结构设计规范》(GB50017)的规定。非抗震设计时，钢材的强度设计值应除以结构重要性系数；抗震设计时，钢材的强度设计值应除以承载力抗震调整系数  $r_{RE}$ ， $r_{RE}$  在验算强度时取 0.75，验算

稳定时取 0.80，截面塑性发展系数取为  $r_x = r_y = 1.0$ 。

**7.2.2** 轴心受压构件稳定系数  $\varphi$  按国家标准《钢结构设计规范》(GBJ50017)规定采用；对于板厚  $t \geq 40\text{mm}$  的 H 形截面柱和箱形截面柱，应按表 7.3.2 的截面分类选用相应的  $\varphi$  值。d 类截面的稳定系数  $\varphi$  按《钢结构设计规范》(GB50017)采用。

**表 7.3.2 轴心受压构件的截面分类**

| 构件类别                       |     |                  | $\Phi_x$ (强轴) | $\Phi_y$ (弱轴) |
|----------------------------|-----|------------------|---------------|---------------|
| 轧制 H 型钢<br>( $b/h > 0.8$ ) |     | $40 < t \leq 80$ | b             | c             |
|                            |     | $t > 80$         | c             | d             |
| 焊接 H 型钢                    | 焰切边 | $t \geq 40$      | b             | b             |
|                            | 轧制边 | $t \geq 40$      | c             | d             |
| 焊接箱型截面                     |     | $b/t > 20$       | b             | b             |
|                            |     | $b/t \leq 20$    | c             | c             |

**7.2.3** 节点左右梁端和上下柱端的全塑性承载力，除下列情况之一外，应符合(7.2.3-1)式要求：

- 1) 柱所在楼层的受剪承载力比相邻上一层的受剪承载力高出 25%；
- 2) 柱轴压比不超过 0.4，或  $N_2 \leq \varphi A_c f$  ( $N_2$  为 2 倍地震作用下的组合轴力设计值)；
- 3) 与支撑斜杆相连的节点。

框架柱节点域的屈服承载力应符合式(7.2.3-2)的要求。

$$\sum W_{pc} (f_{yc} - \sigma_a) \geq \eta \sum W_{pb} f_{yb} \quad (7.2.3-1)$$

$$\psi \sum W_{pb} f_{yb} / V_p \leq (4/3) f_{yv} \quad (7.2.3-2)$$

式中： $W_{pc}$ 、 $W_{pb}$  分别为交汇于节点的柱和梁的截面塑性抵抗矩；

$f_{yc}$ 、 $f_{yb}$  分别为柱和梁的钢材屈服强度；

$\sigma_a$  一在多遇地震效应组合下的轴向力引起的柱平均轴向应力。

$\eta$  一强柱系数，一级取 1.15，二级取 1.10，三级取 1.05；

$V_p$  一节点域的体积，对工字形柱  $V_p = h_b h_c t_w$ ，对箱形柱  $V_p = 1.8 h_b h_c t_w$ ；

$f_{yv}$ —钢材的屈服抗剪强度，取钢材屈服强度的 0.58 倍；

$\psi$ —折减系数，一、二级抗震取 0.7，三级抗震取 0.6。

#### 7.2.4 柱的计算长度系数按下列规定确定：

- 一、结构分析时如考虑 P- $\Delta$ 效应，则柱的计算长度系数取为 1.0。此时
1. 计算重力作用下的结构内力，应在各楼层位置附加 1/1000 的该楼层重力作为水平力，进行二阶分析；
  2. 计算风荷载或地震作用下的结构内力，应考虑重力产生的二阶效应影响，进行二阶分析。
  3. 在水平荷载作用下，由楼层重力产生的二阶效应影响可用下列公式进行近似计算：

$$S' = \alpha_i S \quad (7.2.4-1)$$

式中

$S$ ——结构在水平荷载作用下按一阶弹性分析求得各杆件内力；

$S'$ ——考虑二阶效应影响的各杆件内力；

$\alpha_i$ ——考虑二阶效应第  $i$  层杆件内力增大系数；

$$\alpha_i = \frac{1}{1 - \frac{\sum N \times \Delta u}{\sum H \times h}} \quad (7.2.4-2)$$

$\sum N$ ——所计算楼层以上各楼层重力设计值之和；

$\sum H$ ——所计算楼层以上各楼层的水平力之和；

$\Delta u$ ——在水平力作用下按一阶弹性分析求得的所计算楼层的层间侧移；

$h$ ——所计算楼层的层高。

二、结构分析时如不考虑 P- $\Delta$ 效应，则

1. 当钢梁与柱刚接时，柱的计算长度系数按下列公式计算

当  $0 \leq K \leq 1$  时

$$\mu = (\mu_1 - \mu_0)K + \mu_0 \quad (7.2.4-3)$$

当  $K > 1$  时

如果  $K_1 \leq 0.5$  或  $K_2 \leq 0.5$

$$\mu = \frac{\mu_{\infty} - \mu_1}{\beta^{1/10} - \beta} (\beta^{1/K} - \beta) + \mu_1 \quad 1 < K \leq 10 \quad (7.2.4-4)$$

$$\mu = \mu_{\infty} \quad K > 10 \quad (7.2.4-5)$$

如果  $K_1 > 0.5$  或  $K_2 > 0.5$

$$\mu = \frac{\mu_{\infty} - \mu_1}{\beta^{1/30} - \beta} (\beta^{1/K} - \beta) + \mu_1 \quad 1 < K \leq 30 \quad (7.2.4-6)$$

$$\mu = \mu_{\infty} \quad K > 30 \quad (7.2.4-7)$$

式中

$$\mu_{\infty} = \frac{3 + 1.4(K_1 + K_2) + 0.64K_1K_2}{3 + 2(K_1 + K_2) + 1.28K_1K_2} \quad (7.2.4-8)$$

$$\mu_1 = \frac{3.14 + 12.8(K_1 + K_2) + 35.65K_1K_2}{1 + 7.36(K_1 + K_2) + 37.06K_1K_2} \quad (7.2.4-9)$$

$$\mu_0 = \sqrt{\frac{1.6 + 4(K_1 + K_2) + 7.5K_1K_2}{K_1 + K_2 + 7.5K_1K_2}} \quad (7.2.4-10)$$

$\beta$  为与  $K_1$ 、 $K_2$  有关的系数，由表 7.2.4 确定

表 7.2.4  $\beta$  值

| $K_1 \backslash K_2$ | 0     | 0.05  | 0.1   | 0.2   | 0.3   | 0.4   | 0.5   | 1     | 2     | 3     | 4     | 5     | 10    | 20    | $\infty$ |       |
|----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----------|-------|
| 0                    | 0.270 | 0.184 | 0.139 | 0.110 | 0.054 | 0.037 | 0.026 | 0.251 | 0.135 | 0.086 | 0.048 | 0.033 | 0.029 | 0.026 | 0.024    | 0.022 |
| 0.05                 | 0.184 | 0.136 | 0.107 | 0.075 | 0.053 | 0.037 | 0.026 | 0.267 | 0.121 | 0.080 | 0.055 | 0.037 | 0.028 | 0.019 | 0.017    | 0.016 |
| 0.1                  | 0.139 | 0.107 | 0.087 | 0.064 | 0.049 | 0.038 | 0.028 | 0.288 | 0.123 | 0.073 | 0.057 | 0.043 | 0.032 | 0.016 | 0.014    | 0.012 |
| 0.2                  | 0.110 | 0.075 | 0.064 | 0.050 | 0.041 | 0.034 | 0.028 | 0.324 | 0.141 | 0.067 | 0.050 | 0.043 | 0.039 | 0.021 | 0.013    | 0.009 |
| 0.3                  | 0.054 | 0.053 | 0.049 | 0.041 | 0.035 | 0.029 | 0.025 | 0.315 | 0.152 | 0.062 | 0.046 | 0.039 | 0.035 | 0.026 | 0.016    | 0.008 |
| 0.4                  | 0.037 | 0.037 | 0.038 | 0.034 | 0.029 | 0.025 | 0.022 | 0.293 | 0.152 | 0.058 | 0.043 | 0.036 | 0.032 | 0.026 | 0.019    | 0.010 |
| 0.5                  | 0.026 | 0.026 | 0.028 | 0.028 | 0.025 | 0.022 | 0.020 | 0.277 | 0.146 | 0.056 | 0.040 | 0.033 | 0.030 | 0.023 | 0.020    | 0.010 |
| 0.5                  | 0.251 | 0.267 | 0.288 | 0.324 | 0.315 | 0.293 | 0.277 | 0.146 | 0.056 | 0.040 | 0.033 | 0.030 | 0.023 | 0.020 | 0.010    |       |
| 1                    | 0.135 | 0.121 | 0.128 | 0.141 | 0.152 | 0.152 | 0.146 | 0.089 | 0.039 | 0.029 | 0.024 | 0.022 | 0.017 | 0.013 | 0.006    |       |
| 2                    | 0.086 | 0.080 | 0.073 | 0.067 | 0.062 | 0.058 | 0.056 | 0.039 | 0.024 | 0.018 | 0.016 | 0.014 | 0.005 | 0.002 | 0.001    |       |
| 3                    | 0.048 | 0.055 | 0.057 | 0.050 | 0.046 | 0.043 | 0.040 | 0.029 | 0.018 | 0.014 | 0.009 | 0.006 | 0.002 | 0.001 | 0.001    |       |
| 4                    | 0.033 | 0.037 | 0.043 | 0.043 | 0.039 | 0.036 | 0.033 | 0.024 | 0.016 | 0.009 | 0.004 | 0.002 | 0.001 | 0.001 | 0.001    |       |
| 5                    | 0.029 | 0.028 | 0.032 | 0.039 | 0.035 | 0.032 | 0.030 | 0.022 | 0.014 | 0.006 | 0.002 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001    |       |
| 10                   | 0.026 | 0.019 | 0.016 | 0.021 | 0.026 | 0.026 | 0.023 | 0.017 | 0.005 | 0.002 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001    |       |
| 20                   | 0.024 | 0.017 | 0.014 | 0.013 | 0.016 | 0.019 | 0.020 | 0.013 | 0.002 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001    |       |
| $\infty$             | 0.022 | 0.016 | 0.012 | 0.009 | 0.008 | 0.010 | 0.010 | 0.006 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001    |       |

注：粗线以内用于  $K_1 \leq 0.5$  且  $K_2 \leq 0.5$ ，表内中间值可采用插值法求得

$$K_1 = \frac{\sum i_{1g}}{\sum i_{1c}} K_2 = \frac{\sum i_{2g}}{\sum i_{2c}} K = \frac{BL^2}{i_c} B = \frac{D_c}{\sum D_c} B_b$$

$\sum i_{1c}$ 、 $\sum i_{2c}$  为相交于柱上，下端的柱线刚度之和；

$\sum i_{1g}$ 、 $\sum i_{2g}$  为相交于柱上，下端的横梁线刚度之和；

$i_c$ —柱的线刚度；

$L$ —柱的长度；

$D_c$ —柱的侧移刚度，可按  $D$  值法确定；

$\sum D_c$ —该层所有柱的侧移刚度之和；

$B_b$ —剪力墙或和支撑所提供的柱所在楼层的层间侧移刚度，可按结构在倒三角形

水平力作用下的楼层剪力除以该层层间位移所得值，减去该层的  $\sum D_c$  确定。

2. 当钢梁与柱铰接时，柱的计算长度系数的计算公式与梁与柱刚接时相同，但计算  $K_1$ 、 $K_2$  时，与柱铰接梁的线刚度  $i_{1g}$  或  $i_{2g}$  取为零。

**7.2.5** 柱的板件宽厚比不应大于表 7.2.5 规定的限值。

**表 7.2.5 框架柱板件宽厚比限值**

| 截面类别<br>板件名称 | A  | B  | C  |
|--------------|----|----|----|
| 工字形截面翼缘外伸部分  | 10 | 13 | 15 |
| 箱形截面壁板       | 35 | 37 | 40 |
| 工字形截面腹板      | 43 | 43 | 45 |

注：1. 表中数值适用于 Q235 钢，当钢材为其它牌号时，应乘以  $\sqrt{235/f_y}$

2. 塑性铰区构件截面类别中，A 类指该类别截面能够形成具有足够转动能力的塑性铰；B 类指该类别截面能够达到塑性抗弯承载力，但转动能力有限；C 类指该类别截面受压边缘能够达到屈服强度，但因发生局部屈曲而无法达到塑性抗弯承载力。

**7.2.6** 框架柱梁柱连接处，柱上应设置与梁上下翼缘位置对应的加劲肋。H 形截

面柱和箱形截面柱腹板在节点域应符合下列要求：

$$t_{wc} \geq \frac{h_{ob} + h_{oc}}{90} \quad (7.2.6-1)$$

$$\sum M_b / V_p \leq (4/3)f_v \quad (7.2.6-2)$$

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。

$\sum M_b$ —节点域两侧梁的弯矩设计值的代数和；

$V_p$ —节点域的体积，对工字形柱  $V_p = h_b h_c t_w$ ，对箱形柱  $V_p = 1.8 h_b h_c t_w$ ；

$f_v$ —钢材的抗剪强度设计值，抗震设计时，应除以承载力调整系数  $r_{RE}$ 。

**7.2.7** 柱的长细比一级不应大于  $60\sqrt{235/f_y}$ ，二级不应大于  $80\sqrt{235/f_y}$ ，三级不应大于  $100\sqrt{235/f_y}$ 。

## 7.3 钢管混凝土柱的设计与构造要求

**7.3.1** 钢管混凝土柱可分为圆形钢管混凝土柱和矩形钢管混凝土柱。

**7.3.2** 圆形钢管混凝土柱的组合轴心抗压强度设计值  $f_{sc}$  应按下式计算：

$$f_{sc} = K_{hl} K_c (1.212 + \eta_s \xi_0 + \eta_c \xi_0^2) f_c \quad (7.3.2-1)$$

$$\eta_s = 0.1759 f_y / 235 + 0.974 \quad (7.3.2-2)$$

$$\eta_c = -0.1038 f_{ck} / 20 + 0.0309 \quad (7.3.2-3)$$

$$\xi_0 = \alpha_s f / f_c \quad (7.3.2-4)$$

$$\alpha_s = A_s / A_c \quad (7.3.2-5)$$

式中： $f_{ck}$ ， $f_c$ —混凝土的轴心抗压强度标准值和设计值；

$f_y$ —钢材的屈服强度；

$\alpha_s$ —构件截面含钢率；

$\xi_0$ —构件截面的套箍系数设计值；

$A_s, A_c$ —钢管和混凝土的截面面积；

$\eta_s, \eta_c$ —计算系数；

$K_{h1}$ —换算系数，对第一组钢材  $K_{h1}=1.0$ ；对第二组钢材 Q235、Q345 钢  $K_{h1}=0.96$ ，Q390 钢  $K_{h1}=0.94$ ；

$K_c$ —混凝土徐变影响折减系数，见第 7.3.3 条。

**7.3.3** 对圆形钢管混凝土轴压和  $e/r_0 \leq 0.3$  的偏压构件，当永久荷载引起的轴力占全部轴力的 30% 及以上时，混凝土徐变影响折减系数  $K_c$  按下表取值。

**表 7.3.3 徐变影响折减系数  $K_c$**

| 构件长细比<br>$\lambda$         | 永久荷载引起的轴力占全部轴力的比例<br>% |      |           |
|----------------------------|------------------------|------|-----------|
|                            | 30                     | 50   | $\geq 70$ |
| $50 \leq \lambda \leq 70$  | 0.90                   | 0.85 | 0.80      |
| $70 \leq \lambda \leq 120$ | 0.85                   | 0.80 | 0.75      |

注：表内中间值可采用插值法求得  
构件长细比  $\lambda$  应按下式计算：

$$\lambda = 4L_0 / d \quad (7.3.3)$$

式中： $L_0$ —构件的计算长度；

$d$ —钢管的外直径。

**7.3.4** 圆形钢管混凝土组合抗剪强度设计值  $f_{scv}$  应按下式计算：

$$f_{scv} = K_{h1} (0.385 + 0.25\alpha_s^{1.5}) \xi_0^{0.125} f_{sc} \quad (7.3.4)$$

**7.3.5** 圆形钢管混凝土柱的刚度，可按下列规定取值：

轴向刚度  $EA = E_{sc} A_{sc} \quad (7.3.5-1)$

$$\text{弯曲刚度} \quad EI = E_{scm} I_{sc0} \quad (7.3.5-2)$$

$$E_{scm} = K_{h2} E_{sc} \quad (7.3.5-3)$$

$$I_{sc0} = (0.66 + 0.94\alpha_s) I_{sc} \quad (7.3.5-4)$$

式中： $E_{scm}$ —圆形钢管混凝土组合抗弯弹性模量；

$E_{sc}$ —圆形钢管混凝土组合轴压弹性模量，见表 7.3.5-1；

$I_{sc0}$ —圆形钢管混凝土柱截面有效惯性矩；

$K_{h2}$ —换算系数见表 7.3.5-2；

$A_{sc}$ —圆形钢管混凝土柱截面面积， $A_{sc} = \pi d^2 / 4$ ；

$I_{sc}$ —圆形钢管混凝土柱截面惯性矩， $I_{sc} = \pi d^4 / 64$ 。

表 7.3.5-1 圆形钢管混凝土组合轴压弹性模量  $E_{sc}$

| 钢材         |      | Q235  |       |       |       | Q345  |       |       |       | Q390  |       |       |       |
|------------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 混凝土        |      | C30   | C40   | C50   | C60   | C30   | C40   | C50   | C60   | C30   | C40   | C50   | C60   |
| $\alpha_s$ | 0.04 | 30896 | 38197 | 43790 | 50248 | 27822 | 33426 | 37725 | 42695 | 27409 | 32590 | 36568 | 41169 |
|            | 0.05 | 33139 | 40423 | 46007 | 52458 | 30471 | 36046 | 40331 | 45290 | 30232 | 35378 | 39340 | 43928 |
|            | 0.06 | 35346 | 42609 | 48183 | 54626 | 33060 | 38600 | 42869 | 47813 | 32983 | 38088 | 42031 | 46602 |
|            | 0.07 | 37517 | 44755 | 50317 | 56750 | 35590 | 41088 | 45337 | 50265 | 35665 | 40720 | 44639 | 49191 |
|            | 0.08 | 39653 | 46862 | 52410 | 58832 | 38061 | 43510 | 47736 | 52646 | 38275 | 43274 | 47166 | 51696 |
|            | 0.09 | 41753 | 48929 | 54461 | 60871 | 40471 | 45867 | 50067 | 54955 | 40816 | 45750 | 49611 | 54116 |
|            | 0.10 | 43816 | 50956 | 56471 | 62866 | 42822 | 48157 | 52328 | 57193 | 43285 | 48147 | 51974 | 56451 |
|            | 0.11 | 45845 | 52944 | 58440 | 64819 | 45114 | 50381 | 54520 | 59359 | 45685 | 50467 | 54256 | 58702 |
|            | 0.12 | 47837 | 54892 | 60366 | 66728 | 47346 | 52540 | 56644 | 61454 | 48013 | 52708 | 56455 | 60867 |
|            | 0.13 | 49793 | 56800 | 62252 | 68595 | 49519 | 54633 | 58698 | 63477 | 50272 | 54872 | 58573 | 62949 |
|            | 0.14 | 51714 | 58669 | 64095 | 70418 | 51632 | 56659 | 60683 | 65429 | 52459 | 56957 | 60610 | 64945 |
|            | 0.15 | 53599 | 60498 | 65898 | 72199 | 53686 | 58620 | 62600 | 67309 | 54577 | 58964 | 62565 | 66857 |
|            | 0.16 | 55448 | 62287 | 67658 | 73936 | 55680 | 60515 | 64447 | 69118 | 56623 | 60894 | 64438 | 68684 |
|            | 0.17 | 57261 | 64036 | 69378 | 75631 | 57614 | 62344 | 66226 | 70855 | 58599 | 62749 | 66229 | 70427 |
|            | 0.18 | 59038 | 65746 | 71055 | 77282 | 59489 | 64106 | 67935 | 72521 | 60505 | 64518 | 67938 | 72085 |
|            | 0.19 | 60780 | 67417 | 72691 | 78891 | 61305 | 65803 | 69575 | 74115 | 62340 | 66212 | 69566 | 73658 |
|            | 0.20 | 62485 | 69047 | 74286 | 80456 | 63060 | 67435 | 71147 | 75638 | 64105 | 67829 | 71112 | 75147 |

注：表内中间值可采用插值法求得。

表 7.3.5-2  $K_{h2}$  系数

| 混凝土<br>$\alpha_s$ | C30   | C40   | C50   | C60   |
|-------------------|-------|-------|-------|-------|
| 0.04              | 1.187 | 1.173 | 1.163 | 1.156 |
| 0.05              | 1.223 | 1.207 | 1.195 | 1.187 |
| 0.06              | 1.255 | 1.238 | 1.225 | 1.216 |
| 0.07              | 1.285 | 1.266 | 1.252 | 1.243 |
| 0.08              | 1.312 | 1.292 | 1.277 | 1.267 |
| 0.09              | 1.337 | 1.316 | 1.301 | 1.290 |
| 0.10              | 1.360 | 1.338 | 1.322 | 1.311 |
| 0.11              | 1.381 | 1.359 | 1.342 | 1.331 |
| 0.12              | 1.401 | 1.378 | 1.361 | 1.349 |
| 0.13              | 1.419 | 1.396 | 1.378 | 1.366 |
| 0.14              | 1.436 | 1.412 | 1.394 | 1.382 |
| 0.15              | 1.451 | 1.427 | 1.410 | 1.397 |
| 0.16              | 1.466 | 1.442 | 1.424 | 1.411 |
| 0.17              | 1.479 | 1.455 | 1.437 | 1.424 |
| 0.18              | 1.492 | 1.467 | 1.449 | 1.436 |
| 0.19              | 1.503 | 1.479 | 1.461 | 1.447 |
| 0.20              | 1.514 | 1.490 | 1.471 | 1.458 |

7.3.6 圆形钢管混凝土柱轴心受压承载力应按下列式计算：

$$\text{强度计算 } N \leq N_u \quad (7.3.6-1)$$

$$\text{稳定计算 } N \leq \varphi N_u \quad (7.3.6-2)$$

$$N_u = A_{sc} f_{sc} \quad (7.3.6-3)$$

式中： $\varphi$ —轴心受压稳定系数，见表 7.3.6；

$A_{sc}$ —钢管混凝土的截面面积；

$f_{sc}$ —钢管混凝土的组合轴心抗压强度设计值，抗震设计时，应除以承载力抗震调整系数  $\gamma_{RE}$ 。

表 7.3.6 钢管混凝土轴心受压杆件稳定系数  $\varphi$

| $\lambda = 4L_0/d$ | Q235 钢 | Q345 钢 | Q390 钢 |
|--------------------|--------|--------|--------|
| 10                 | 1.000  | 1.000  | 1.000  |
| 20                 | 0.998  | 0.998  | 0.998  |
| 30                 | 0.989  | 0.987  | 0.987  |
| 40                 | 0.972  | 0.966  | 0.966  |
| 50                 | 0.946  | 0.935  | 0.934  |
| 60                 | 0.912  | 0.895  | 0.892  |
| 70                 | 0.860  | 0.844  | 0.840  |
| 80                 | 0.819  | 0.783  | 0.778  |
| 90                 | 0.760  | 0.712  | 0.705  |
| 100                | 0.692  | 0.632  | 0.622  |
| 110                | 0.617  | 0.541  | 0.529  |
| 120                | 0.521  | 0.455  | 0.444  |
| 130                | 0.444  | 0.387  | 0.379  |
| 140                | 0.383  | 0.334  | 0.327  |
| 150                | 0.333  | 0.291  | 0.284  |

注：表内中间值可采用插值法求得。

7.3.7 圆形钢管混凝土柱承受压、弯、剪及共同作用时，其承载力应符合下列要求：

1. 构件的强度承载力按下列各式验算：

当  $N/A_{sc} \geq 0.2\sqrt{1-(V/\gamma_V A_{sc} f_{scv})^2} f_{sc}$  时

$$\left(\frac{N}{N_u} + \frac{M}{1.07M_u}\right)^{1.4} + \left(\frac{V}{\gamma_V A_{sc} f_{scv}}\right)^2 \leq 1 \quad (7.3.7-1)$$

当  $N/A_{sc} < 0.2\sqrt{1-(V/\gamma_V A_{sc} f_{scv})^2} f_{sc}$  时

$$\left(\frac{N}{1.4N_u} + \frac{M}{M_u}\right)^{1.4} + \left(\frac{V}{\gamma_V A_{sc} f_{scv}}\right)^2 \leq 1 \quad (7.3.7-2)$$

$$M_u = \gamma_m W_{sc} f_{sc} \quad (7.3.7-3)$$

2. 构件的稳定承载力按下列各式验算：

当  $N/A_{sc} \geq 0.2\sqrt{1-(V/\gamma_V A_{sc} f_{scv})^2} \varphi f_{sc}$  时

$$\left[ \frac{N}{\varphi N_u} + \frac{\beta_m M}{1.071(1-0.4N/N_E)M_u} \right]^{1.4} + \left( \frac{V}{\gamma_V A_{sc} f_{scv}} \right)^2 \leq 1 \quad (7.3.7-3)$$

当  $N/A_{sc} < 0.2 \sqrt{1 - (V/\gamma_V A_{sc} f_{scv})^2} \varphi f_{sc}$  时

$$\left[ \frac{N}{1.4\varphi N_u} + \frac{\beta_m M}{(1-0.4N/N_E)M_u} \right]^{1.4} + \left( \frac{V}{\gamma_V A_{sc} f_{scv}} \right)^2 \leq 1 \quad (7.3.7-4)$$

式中：  $N_E$ —欧拉临界力，  $N_E = \pi^2 E_{scm} A_{sc} / \lambda$ ；

$W_{sc}$ —构件截面抵抗矩；

$\beta_m$ —等效弯矩系数，按 GBJ50017 的规定取值；

$\gamma_m$ —构件截面抗弯塑性发展系数，当  $\xi \geq 0.85$  时，  $\gamma_m = 1.4$ ，当

$\xi < 0.85$  时，  $\gamma_m = 1.2$ ；

$\gamma_V$ —构件截面抗剪塑性发展系数，当  $\xi \geq 0.85$  时，  $\gamma_V = 0.8$ ，当  $\xi < 0.85$

时，  $\gamma_V = 1.0$ ；

$f_{scv}$ —钢管混凝土的组合抗剪强度设计值，抗震设计时，应除以承载

力抗震调整系数  $\gamma_{RE} = 0.80$ ；

$\xi$ —构件截面的套箍系数标准值，  $\xi = \alpha_s f_y / f_{ck}$ ，不宜小于 0.5；圆形

钢管混凝土框架柱，为保证延性，构件截面的套箍系数标准值  $\xi$

不宜小于 0.90。

**7.3.8** 圆形钢管混凝土柱轴心受拉承载力应按下列式计算：

$$N \leq f A_{sn} \quad (7.3.8)$$

式中：  $N$ —轴向拉力设计值；

$A_{sn}$ —钢管净面积；

$f$ —钢材的抗拉强度设计值，抗震设计时，应除以承载力抗震调整系数

$\gamma_{RE} = 0.80$ 。

**7.3.9** 圆形钢管混凝土柱承受拉、弯作用时，其承载力应按符合下列要求：

$$\frac{N}{A_{sn}f} + \frac{M}{M_u} \leq 1 \quad (7.3.9)$$

式中： $f$ —钢材的抗拉强度设计值，抗震设计时，应除以承载力抗震调整系数 $\gamma_{RE}$   
 $=0.80$ ；

**7.3.10** 矩形钢管混凝土柱的刚度，可按下列规定取值：

轴向刚度  $EA = E_s A_s + E_c A_c$  (7.3.10-1)

弯曲刚度  $EI = E_s I_s + 0.8E_c I_c$  (7.3.10-2)

式中： $A_s$ 、 $I_s$ —分别为矩形钢管截面面积和惯性矩；

$A_c$ 、 $I_c$ —分别为矩形钢管内混凝土截面面积和惯性矩。

**7.3.11** 矩形钢管混凝土柱轴心受压承载力应按下列式计算：

强度计算  $N \leq N_u$  (7.3.11-1)

稳定计算  $N \leq \varphi N_u$  (7.3.11-2)

$$N_u = f A_s + f_c A_c \quad (7.3.11-3)$$

式中 $\varphi$ —轴心受压稳定系数，按第 7.3.12 条取值；

$f$ 、 $f_c$ —分别为矩形钢管和混凝土的抗压强度设计值，抗震设计时，应

除以承载力抗震调整系数 $\gamma_{RE}=0.80$ 。

**7.3.12** 矩形钢管混凝土柱轴心受压稳定系数 $\varphi$ ，应按下列式计算：

当 $\bar{\lambda} \leq 0.215$ 时 $\varphi = 1 - 0.65\bar{\lambda}^2$

当 $\bar{\lambda} > 0.215$ 时

$$\varphi = \frac{1}{2\bar{\lambda}^2} \left[ (0.965 + 0.300\bar{\lambda} + \bar{\lambda}^2) - \sqrt{(0.965 + 0.300\bar{\lambda} + \bar{\lambda}^2)^2 - 4\bar{\lambda}^2} \right] \quad (7.3.12-1)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_y}{E_s}} \quad (7.3.12-2)$$

$$\lambda = l_0 / \gamma \quad (7.3.12-3)$$

$$\gamma = \sqrt{\frac{I_s + I_c E_c / E_s}{A_s + A_c f_c / f}} \quad (7.3.12-4)$$

式中： $\bar{\lambda}$ —相对长细比。

**7.3.13** 矩形钢管混凝土柱承受压、弯作用时，其承载力应符合下列要求：

1. 构件的强度承载力应分别满足下列各式：

$$\frac{N}{N_u} + (1 - \alpha_c) \left( \frac{M_x}{M_{ux}} + \frac{M_y}{M_{uy}} \right) \leq 1 \quad (7.3.13-1)$$

$$\frac{M_x}{M_{ux}} + \frac{M_y}{M_{uy}} \leq 1 \quad (7.3.13-2)$$

$$M_{ux} = [0.5A_s(D - 2t - d_{nx}) + Bt(t + d_{nx})]f \quad (7.3.13-3)$$

$$d_{nx} = \frac{A_s - 2Bt}{(B - 2t) \frac{f_c}{f} + 4t} \quad (7.3.13-4)$$

式中： $D$ 、 $B$ —分别为矩形钢管混凝土柱截面垂直和平行  $x$  轴的边长；

$d_{nx}$ 、 $d_{ny}$ —分别为管内混凝土绕  $x$ 、 $y$  主轴的受压区高度； $d_{ny}$  按式

(7.3.13-4) 计算，式中  $B$  由  $D$  代入；

$t$ —钢管壁厚；

$\alpha_c$ —混凝土工作承担系数， $\alpha_c = \frac{A_c f_c}{A_s f + A_c f_c}$ ；

$M_x$ 、 $M_y$ —分别为绕  $x$ 、 $y$  主轴作用的弯矩设计值；

$M_{ux}$ 、 $M_{uy}$ —分别为绕  $x$ 、 $y$  主轴的抗弯承载力设计值； $M_{uy}$  按式(7.3.13-

3) 计算，式中  $B$  由  $D$  代入，式中  $D$  由  $B$  代入。

2. 构件的稳定承载力应分别满足下列各式：

1) 计算绕  $x$  轴的稳定

$$\frac{N}{\varphi_x N_u} + (1 - \alpha_c) \frac{\beta_x M_x}{(1 - 0.8 \frac{N}{N_{Ex}}) M_{ux}} + \frac{\beta_y M_y}{1.4 M_{uy}} \leq 1 \quad (7.3.13-5)$$

$$\frac{\beta_x M_x}{(1 - 0.8 \frac{N}{N_{Ex}}) M_{ux}} + \frac{\beta_y M_y}{1.4 M_{uy}} \leq 1 \quad (7.3.13-6)$$

$$N_{Ex} = N_u \frac{\pi^2 E_s}{\lambda_x^2 f} \quad (7.3.13-7)$$

2) 计算绕 y 轴的稳定性

$$\frac{N}{\varphi_y N_u} + (1 - \alpha_c) \frac{\beta_y M_y}{(1 - 0.8 \frac{N}{N_{Ey}}) M_{uy}} + \frac{\beta_x M_x}{1.4 M_{ux}} \leq 1 \quad (7.3.13-8)$$

$$\frac{\beta_y M_y}{(1 - 0.8 \frac{N}{N_{Ey}}) M_{uy}} + \frac{\beta_x M_x}{1.4 M_{ux}} \leq 1 \quad (7.3.13-9)$$

式中：  $N_{Ex}$ 、  $N_{Ey}$  分别为绕  $x$ 、  $y$  轴的欧拉临界力；  $N_{Ey}$  按式(7.3.13-7)计算，式

中  $\lambda_x$  由  $\lambda_y$  代入；

$\varphi_x$ 、  $\varphi_y$  分别为绕  $x$ 、  $y$  轴的轴心受压稳定系数，按第 7.3.12 条规定计算；

$\beta_x$ 、  $\beta_y$  分别为对应计算稳定方向的平面内和平面外的等效弯矩系数，

取值方法可同钢柱。

**7.3.14** 方形钢管混凝土柱轴心受拉承载力应按下式计算：

$$N \leq f A_{sn} \quad (7.3.14)$$

式中：  $N$ —轴向拉力设计值；

$f_{sn}$ —钢管净面积；

$f$ —钢材的抗拉强度设计值，抗震设计时，应除以承载力抗震调整系数

$\gamma_{RE}=0.75$ 。

**7.3.15** 方形钢管混凝土柱承受拉、弯作用时，其承载力应按符合下列要求：

$$\frac{N}{A_{sn}f} + \frac{M_x}{M_{ux}} + \frac{M_y}{M_{uy}} \leq 1 \quad (7.3.15)$$

式中： $f$ —钢材的抗拉强度设计值，抗震设计时，应除以承载力抗震调整系数 $\gamma_{RE}=0.80$ 。

**7.3.16** 抗震设计时，节点左右梁端和上下柱端的全塑性承载力，除下列情况之一外，宜符合(7.3.16-1，7.3.16-2)式要求：

- 1) 柱所在楼层的受剪承载力比相邻上一层的受剪承载力高出 25%；
- 2) 柱轴压比不超过 0.4，或 $N_2 \leq \varphi A_c f$ （ $N_2$ 为 2 倍地震作用下的组合轴力设计值）；
- 3) 与支撑斜杆相连的节点。

$$\sum \left(1 - \frac{N}{N_{uk}}\right) \frac{M_{uk}}{1 - \alpha_c} \geq \eta \sum W_{pb} f_{yb} \quad (7.3.16-1)$$

$$\sum M_{uk} \geq \eta \sum W_{pb} f_{yb} \quad (7.3.16-2)$$

式中： $W_{pb}$ —为交汇于节点处梁的截面塑性抵抗矩；

$f_{yb}$ —为梁的钢材屈服强度；

$\eta$ —强柱系数，一级取 1.15，二级取 1.10，三级取 1.05；

$N_{uk}$ 、 $M_{uk}$ —分别为交汇于节点处柱的截面抗压和全塑性受弯承载力标准值；分别按 $N_u$ 、 $M_u$ 公式计算，各式中 $f_s$ 由 $f_y$ 代替， $f_c$ 由 $f_{ck}$ 代替。

**7.3.17** 钢管混凝土柱的计算长度系数按 7.2.4 条规定取值。

**7.3.18** 钢管混凝土柱矩形钢管短边和圆形钢管外径不宜小于 400mm，钢管壁厚不宜小于 8mm。矩形钢管截面的高宽比不宜大于 2。钢管管壁板件的厚度，应不小于表 7.3.18 的规定。

表 7.3.18 钢管管壁板件宽厚比限值

| 构件类型 | 矩形钢管            |  | 圆形钢管            |
|------|-----------------|--|-----------------|
|      | $B/t$           | $h/t$  | $D/t$           |
| 轴压   | $60\varepsilon$ | $60\varepsilon$  | $85\varepsilon$ |
| 弯曲   | $60\varepsilon$ | $150\varepsilon$   |                 |
| 压弯   | $60\varepsilon$ | 当 $1 \geq \psi > 0$ 时<br>$30(0.9\psi^2 - 1.7\psi + 2.8)$<br>当 $0 \geq \psi \geq -1$ 时<br>$30(0.74\psi^2 - 1.44\psi + 2.8)$ |                 |

注:  $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$ ,  $f_y$ —钢材屈服强度,  $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$

$\sigma_1$ 、 $\sigma_2$ —分别为板件最外边缘的最大和最小应力, 并取压应力为正, 拉应力为负, 轴压时  $\psi = 1.0$ , 纯弯时  $\psi = -1.0$ 。

**7.3.19** 钢管混凝土框架梁柱连接处, 柱内或柱外应设置与梁上下翼缘位置对应的加劲肋。加劲肋设置于柱内时, 应留孔以利混凝土浇灌。加劲肋设置于柱外时, 应形成加劲环板。

**7.3.20** 钢管混凝土框架柱的长细比不宜大于 80。

**7.3.21** 矩形钢管混凝土框架柱, 为保证延性, 混凝土工作承担系数  $\alpha_c$  不宜大于表 7.3.21 的限值。

表 7.3.21 混凝土工作承担系数限值

| 长细比 $\lambda$ | 轴压比( $N/N_u$ ) |      |      |       |
|---------------|----------------|------|------|-------|
|               | $\leq 0.6$     | 0.7  | 0.8  | 0.9   |
| 20            | 0.50           | 0.48 | 0.47 | 0.475 |
| 30            | 0.45           | 0.43 | 0.42 | 0.425 |
| 40            | 0.40           | 0.38 | 0.37 | 0.375 |

**7.3.22** 钢管混凝土构件应按空钢管进行施工阶段的强度、稳定性和变形验算。施工阶段的荷载主要为湿混凝土的重力和实际可能作用的施工荷载。钢管柱在施工阶段的轴向应力不应大于其抗压强度设计值的 60%。

## 7.4 型钢混凝土柱的设计与构造要求

7.4.1 型钢混凝土柱受轴力和弯矩作用时的正截面受弯，应满足下列要求：

$$N \leq N^{ss} + N^{rc} \quad (7.4.1-1)$$

$$M \leq M^{ss} + M^{rc} \quad (7.4.1-2)$$

式中：  $N$ 、 $M$  — 型钢混凝土柱承受的轴力和弯矩设计值；

$N^{ss}$ 、 $M^{ss}$  — 型钢部分承担的轴力及相应的受弯承载力，当有地震作用组合时，尚应考虑抗震承载力调整系数  $r_{RE} = 0.8$ ；

$N^{rc}$ 、 $M^{rc}$  — 钢筋混凝土部分承担的轴力及相应的受弯承载力，当有地震作用组合时，尚应考虑抗震承载力调整系数  $r_{RE} = 0.8$ 。

7.4.2 对于型钢和钢筋为对称配置的矩形截面型钢混凝土柱，可先设定型钢截面，并按下列简化方法进行设计：先按下列第1款公式(7.4.2-1)和公式(7.4.2-2)确定型钢部分承担的轴力和弯矩后，再按下列第2款确定钢筋混凝土部分承担的轴力和弯矩的设计值，然后按《混凝土结构设计规范》(GB 50010)计算钢筋混凝土部分截面的配筋。当有地震作用组合时，尚应考虑抗震承载力调整系数  $r_{RE}$ 。

注：在以下公式中，当轴力  $N$  为压力时取+号，当轴力  $N$  为拉力时取一号。

1. 型钢部分承担的轴力和弯矩设计值按下列公式(7.4.2-1)及(7.4.2-2)确定，

$$\text{型钢承担轴力 } N^{ss} = \frac{N - N_b}{N_{u0} - N_b} \bullet N_{ca}^{ss} \quad (7.4.2-1)$$

$$\text{型钢承担弯矩 } M^{ss} = \left( 1 - \left| \frac{N^{ss}}{N_{ca}^{ss}} \right|^m \right) M_{y0}^{ss} \quad (7.4.2-2)$$

2. 钢筋混凝土部分承担的轴力和弯矩设计值按下列公式(7.4.2-3)确定，

$$\left. \begin{aligned} N^{rc} &= N - N^{ss} \\ M^{rc} &= M - M^{ss} \end{aligned} \right\} (7.4.2-3)$$

式中：  $N_{u0}$  — 型钢混凝土短柱轴心受压承载力，  $N_{u0} = N_{c0}^{ss} + N_{c0}^{rc}$ ，其中

$N_{c0}^{ss} = f_{ss} A_{ss}$  为型钢截面部分的轴心受压承载力；  $N_{c0}^{rc} = f_c A_c + f_y' A_s'$  为

钢筋混凝土截面部分的轴压承载力；

$N_b$ —界限破坏时的轴力，取  $N_b = 0.5\alpha_1\beta_1f_cbh$ ，其中参数  $\alpha_1$  和  $\beta_1$  为混凝土等效矩形图形系数，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB 50010)确定；

$M_{y0}^{ss}$ —型钢截面的受弯承载力，取  $M_{y0}^{ss} = \gamma_s \cdot W_{ss} \cdot f_{ss}$ ，其中型钢截面塑性发展系数  $\gamma_s$ ，绕强轴弯曲工字形型钢截面取 1.05，绕弱轴弯曲工字形型钢截面，取 1.1，十字形及箱形型钢截面取 1.05；抗震设计时取 1.0；

$m$ — $N^{ss}—M^{ss}$  相关曲线形状系数，按表 7.4.2 取值。

$A_{ss}$ —型钢截面面积。

表 7.4.2  $N^{ss}—M^{ss}$  相关曲线形状系数  $m$

| 型钢形式         | 绕强轴弯曲<br>工字形型钢 | 绕弱轴弯曲<br>工字形型钢 | 十字形型钢<br>箱形型钢 | 单轴非对称<br>T 形型钢 |
|--------------|----------------|----------------|---------------|----------------|
| $N \geq N_b$ | 1.0            | 1.5            | 1.3           | 1.0            |
| $N < N_b$    | 1.3            | 3.0            | 2.6           | 2.4            |

7.4.3 对于配置非对称型钢截面的柱，当型钢的非对称性不是很大时，可偏安全地换算成对称截面，再按本规程 7.4.2 条进行计算。

7.4.4 承受压力和双向弯矩作用的角柱，其正截面受弯应满足下列要求：

$$N \leq N^{ss} + N^{rc} \quad (7.4.4-1)$$

$$M_x \leq M_x^{ss} + M_x^{rc} \quad (7.4.4-2)$$

$$M_y \leq M_y^{ss} + M_y^{rc} \quad (7.4.4-3)$$

式中： $M_x$ 、 $M_y$ —分别为绕 X 轴和绕 Y 轴的弯矩设计值；

$M_x^{ss}$ 、 $M_y^{ss}$ —分别为柱中型钢部分绕 X 轴和绕 Y 轴的受弯承载力，当有地震作用组合时，尚应计入抗震承载力调整系数  $r_{RE}=0.8$ ；

$M_x^{rc}$ 、 $M_y^{rc}$  一分别为柱中钢筋混凝土部分绕 X 轴和绕 Y 轴的受弯承载力，

当有地震作用组合时，尚应计入抗震承载力调整系数  $r_{RE}=0.8$ 。

**7.4.5** 柱的计算长度与截面高度之比  $L_0/h > 8$  时，应考虑纵向弯曲变形的影响。型钢混凝土柱偏心距增大系数  $\eta$  按下式计算：

$$\eta = 1 + 1.25 \frac{(7-6a)}{e_0/h} \zeta \left(\frac{L_0}{h}\right)^2 \times 10^{-4} \quad (7.4.5-1)$$

式中： $L_0$ —柱的计算长度，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》取值；

$e_0$ —计算偏心距， $e_0 = \frac{M}{N}$ ；

$h$ —柱截面高度；

$a$ —偏心距影响系数，按下式计算：

$$a = \frac{N - 0.4f_c A_c}{N_{ca}^{rc} + N_{ca}^{ss} - 0.4f_c A_c} \quad (7.4.5-2)$$

$\zeta$ —长细比影响系数，按下式计算：

$$\xi = 1.3 - 0.026L_0/h \quad (7.4.5-3)$$

且  $1.0 \geq \zeta \geq 0.7$ 。

**7.4.6** 型钢混凝土柱斜截面受剪，应满足下列要求：

$$V \leq V^{ss} + V^{rc} \quad (7.4.6-1)$$

式中： $V$ —柱的剪力设计值，按 7.4.8 条计算；

$V^{ss}$ —柱中型钢部分的受剪承载力，按下式计算：

(1) 无地震作用组合时，

$$V^{ss} = t_w h_w f_{ssv} \quad (7.4.6-2)$$

(2) 有地震作用组合时，

$$V^{ss} = \frac{1}{r_{RE}} (t_w h_w f_{ssv}) \quad (7.4.6-3)$$

$t_w$ 、 $h_w$ —与受剪方向一致的所有型钢板材的厚度、高度；

$f_{ssv}$ -型钢板材的抗剪强度设计值；

$V^c$ -柱中钢筋混凝土部分受剪承载力，按现行国家标准《混凝土结构设计规范》计算。

**7.4.7** 抗震设计时，特一级、一级、二级、三级、四级框架的梁柱节点处，除顶层和柱轴压比小于 0.15 者及框支梁与框支柱的节点外，柱端考虑地震作用组合的弯矩设计值应按下列规定予以调整：

$$\sum M_{cx} = \eta_c \sum M_{bx} \quad (7.4.7-1)$$

$$\sum M_{cy} = \eta_c \sum M_{by} \quad (7.4.7-2)$$

式中： $\sum M_{cx}$ 、 $\sum M_{cy}$ —分别为节点上下柱端 x 和 y 方向(包括顺时针、逆时针方向)组合弯矩设计值之和；上、下柱端的弯矩，可按弹性分析的弯矩比例进行分配；

$\sum M_{bx}$ 、 $\sum M_{by}$ —分别为节点左右梁端截面 x 和 y 方向(包括顺时针、逆时针方向)组合弯矩设计值之和；当抗震等级为一级且节点左右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零；

$\eta_c$ —强柱系数，对框架结构，一、二、三、四级可分别取 1.7，1.5，1.3，1.2；对其他类型结构中的框架，一级可取 1.4，二级取 1.2，三、四级可取 1.1。

**7.4.8** 柱中剪力设计值应按下列情况分别计算：

1. 框架柱的非箍筋加密区，取各荷载组合下得到的剪力最大值。
2. 框架柱的箍筋加密区，按下式计算：

$$V = \eta_{vc} \frac{M_t + M_b}{H_n} \quad (7.4.8-1)$$

式中： $M_t+M_b$ —分别为框架柱上、下端截面弯矩设计值之和，应按顺时针和逆时针方向分别代入后，取其较大值；

$H_n$ —框架柱的净高度。

$\eta_{vc}$ —柱剪力增大系数(强剪系数)，对框架结构，一、二、三、四级可分别取 1.5，1.3，1.2，1.1；对其他类型结构中的框架，一级可取 1.4，二级取 1.2，三、四级可取 1.1。

3. 对于角柱，其剪力设计值应按以上计算值再乘以不小于 1.1 的增大系数。

**7.4.9** 型钢混凝土柱截面的剪力设计值，还应满足下列要求：

1. 持久、短暂设计状况

$$V \leq 0.45 f_c \beta_c b h_0 \quad (7.4.9-1)$$

2. 地震设计状况

$$V = \frac{1}{r_{RE}} (0.36 f_c \beta_c b h_0) \quad (7.4.9-2)$$

3. 型钢受剪截面尚应满足，

$$f_{ss} t_w h_w \geq 0.1 \beta_c f_c b h_0 \quad (7.4.9-3)$$

式中： $b$ 、 $h_0$ —为型钢混凝土矩形柱的截面宽度和柱受拉钢筋形心至截面受压边缘的距离。

**7.4.10** 考虑地震作用组合时，框架柱的轴压比应满足 5.4.7 条的要求。

**7.4.11** 型钢混凝土柱的构造要求：

1. 混凝土强度等级不应小于 C30 级，混凝土骨料粒径宜小于型钢外侧混凝土保护层厚度的 1/3 且不宜大于 25mm；

2. 型钢混凝土柱中型钢的含钢率，不宜小于 4%，也不宜大于 15%；

3. 型钢混凝土柱中纵向钢筋，宜采用 HRB400 和 HRB335 级热轧钢筋，柱受压侧纵向钢筋的配置率不应小于 0.25%，柱中纵向筋总配筋率不宜小于 0.8%，截面四角宜各配置一根直径不小于 16mm 的纵向钢筋；

4. 型钢混凝土柱中的箍筋，宜采用 HRB400 和 HRB335 级热轧钢筋。柱箍筋加密区箍筋的配箍特征值  $\lambda_v$  ( $\lambda_v = \rho_v \cdot \frac{f_c}{f_{yv}}$ ，其中  $\rho_v$  为柱箍筋加密区箍筋的体积

配箍率； $f_c$  为混凝土轴心抗压强度设计值； $f_{yv}$  为箍筋抗拉强度设计值)对抗震等级为特一级、一级和二级的柱，应分别不小于 0.2，0.17 和 0.15。箍筋直径，抗震等级为特一级和一级时应不小于 12mm，二级时应不小于 10mm。箍筋肢距，特一级和一级时不宜大于 200mm，二级时不宜大于 250mm。箍筋间距在加密区应小于等于 100mm，在非加密区抗震等级为一级、二级时应分别小于等于 150mm 及 200mm，对抗震设防的框架柱，在距柱上下端 1.5 倍截面高度的范围内及层间柱净高的 1/6 范围内，属加密区，当柱净高小于柱截面高度的 4 倍时，或框支柱时，柱全高均为加密区；有抗震设防要求的柱箍筋应采用具有 135° 弯钩的封闭式箍筋，弯钩端头平直段长度不小于 10 倍箍筋的直径；

5. 型钢板材的厚度不小于 6mm，宽厚比应满足 5.4.1 的要求。

6. 型钢混凝土柱中型钢宜采用埋入式柱脚,埋入式柱脚的埋入深度不宜小于型钢柱截面高度的 2 倍;在柱脚部位和柱脚向上延伸一层的范围内宜设置栓钉,栓钉的直径不宜小于  $\Phi 19$ ,其竖向及水平间距不宜大于 200mm,当有可靠依据时,可通过计算确定栓钉的数量;

7. 房屋的底层、顶层以及型钢混凝土与钢筋混凝土交接层的型钢混凝土柱中的型钢宜设置栓钉,型钢截面为箱形的也宜设置栓钉,竖向与水平向的栓钉间距均不宜大于 250mm;

9. 型钢混凝土柱中,纵向钢筋的净间距不小于 50mm,且不小于粗骨料最大粒径的 1.5 倍及钢筋直径的 1.5 倍。纵筋与型钢的净间距不得小于 30mm,且不小于粗骨料最大粒径的 1.5 倍;

10. 型钢混凝土柱中,纵向钢筋的保护层厚度,按现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB50010)的规定采用,型钢的保护层厚度不宜小于 150mm。

## 7.5 剪力墙的设计与构造要求

**7.5.1** 剪力墙应进行平面内的斜截面抗剪、偏心受压或偏心受拉、平面外轴心受压承载力计算;在集中荷载作用下,墙内无暗柱时,还应进行局部受压承载力计算。

**7.5.2** 各墙肢的剪力设计值,可取各种荷载最不利组合下的剪力设计值。对于剪力墙的底部加强区,剪力设计值还应乘以剪力增大系数,抗震等级为特一级、一级、二级、三级的剪力增大系数分别可取 1.9, 1.6, 1.4 和 1.2。

**7.5.3** 剪力墙的截面应满足下列规定:

1.  $\lambda > 2.5$  时

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.2\beta_c f_c b_w h_{w0}) \quad (7.5.3-1)$$

2.  $\lambda \leq 2.5$  时

$$V_w \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15\beta_c f_c b_w h_{w0}) \quad (7.5.3-2)$$

式中:  $\lambda$  ——计算截面处的剪跨比  $\lambda = M^c / V^c h_{w0}$ , 其中的  $M^c$ 、 $V^c$  应取同一组合的、未经调整的墙肢截面弯矩、剪力计算值,并取墙肢上下端截面计算的剪跨比的较大值;

$M_w$  ——计算截面处弯矩设计值;

$V_w$  ——计算截面处剪力设计值;

$b_w$ ——剪力墙矩形截面的宽度或 T 字形、工字形截面的腹板宽度；

$h_{w0}$ ——截面有效高度；

$\beta_c$ ——混凝土强度影响系数，当混凝土强度等级不大于 C50 时， $\beta_c = 1.0$ ；当混凝土强度等级为 C80 时， $\beta_c = 0.8$ ；当混凝土强度等级为 C50~C80 之间时， $\beta_c$  取内插值；

$r_{RE}$ ——承载力抗震调整系数， $r_{RE} = 0.85$ 。（本节以下同，不再说明）。

#### 7.5.4 型钢混凝土剪力墙斜截面受剪，应满足下列要求：

##### 1. 无边框型钢混凝土剪力墙：

$$V_w \leq V_w^{rc} + V_w^{ss} \quad (7.5.4-1)$$

式中： $V_w^{rc}$ ——剪力墙中钢筋混凝土部分所能承受的剪力值，可按 7.5.6 或 7.5.6 条计算；

$V_w^{ss}$ ——剪力墙中型钢部分所能承受的剪力值，可按 7.5.7 条计算。

##### 2. 有边框型钢混凝土剪力墙：

$$V_w \leq V_w^{rc} + \frac{1}{2} \sum V_c \quad (7.5.4-2)$$

式中： $V_c$ ——有边框剪力墙中型钢混凝土边框柱的受剪承载力，

$$V_c = \frac{1}{r_{RE}} \left( \frac{1.05}{\lambda + 1} f_t b_c h_{co} + f_{yv} \cdot \frac{A_{sv}}{S} h_{co} + 0.8 f_{sv} t_w h_w \right) \quad (7.5.4-3)$$

式中：

$f_c$ ——混凝土抗压强度设计值；

$b_c$ ——边框柱宽度；

$h_{co}$ ——边框柱受拉或受拉较大钢筋形心至截面受压或受拉较小边缘的距离；

$f_{yv}$ ——箍筋强度设计值；

$A_{sv}$ ——同一截面位置箍筋各肢面积之和；

$S$ ——箍筋间距；

$f_{SSV}$ ——型钢抗剪强度设计值；

$t_w h_w$ ——单根型钢混凝土边框柱内，与剪力墙受剪方向平行的所有型钢

板材面积之和，当有孔洞时，应扣除孔洞面积。

**7.5.5** 偏心受压剪力墙，其钢筋混凝土部分受剪承载力按下列公式计算：

$$V_w^{rc} = \frac{1}{r_{RE}} \left\{ \frac{1}{\lambda - 0.5} (0.4f_t b_w h_{wo} + 0.1N \frac{A_w}{A}) + 0.8f_{yh} \frac{A_{sh}}{S} h_{wo} \right\} \quad (7.5.5)$$

式中： $N$ ——剪力墙的轴向压力设计值，当 $N$ 大于 $0.2f_c b h_w$ 时，取 $N = 0.2f_c b h_w$ ；

$A$ ——剪力墙截面面积；

$A_w$ ——平行于水平荷载的墙体面积；

$\lambda$ ——计算截面处的剪跨比， $\lambda = M_w / V_w \cdot h_{wo}$ ， $\lambda$ 小于1.5时，取1.5；

$\lambda$ 大于2.2时，取2.2，当计算截面与墙底之间的距离小于 $h_{wo} / 2$ 时，

$\lambda$ 应按距墙底 $h_{wo} / 2$ 处的弯矩设计值与剪力设计值计算；

$f_{yh}$ ——剪力墙水平钢筋抗拉强度设计值；

$A_{sh}$ ——剪力墙水平钢筋截面面积；

$S$ ——剪力墙水平钢筋间距。

**7.5.6** 偏心受拉剪力墙，其钢筋混凝土部分受剪承载力按下列公式计算：

$$V_w^{rc} = \frac{1}{r_{RE}} \left\{ \frac{1}{\lambda - 0.5} (0.4f_t b_w h_{wo} - 0.1N \frac{A_w}{A}) + 0.8f_{yh} \frac{A_{sh}}{S} h_{wo} \right\} \quad (7.5.6-1)$$

$$\text{当 } V_w^{rc} < \frac{1}{r_{RE}} (0.8f_{yh} \frac{A_{sh}}{S} h_{wo}) \text{ 时,}$$

$$\text{取 } V_w^{rc} = \frac{1}{r_{RE}} (0.8f_{yh} \frac{A_{sh}}{S} h_{wo}) \quad (7.5.6-2)$$

**7.5.7** 无边框型钢混凝土剪力墙中型钢部分受剪承载力按下列公式计算：

$$V_w^{SS} = \frac{1}{r_{RE}} (0.12f_{ss} \sum A_{SS}) \quad (7.5.7)$$

上述公式中  $V_w^{SS}$  不应大于  $0.25V_w^{rc}$ 。

### 7.5.8 钢板混凝土剪力墙的受剪截面应符合下列规定：

剪跨比  $\lambda$  大于 2.5 时

$$V_{cw} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.20 f_c b_w h_{w0}) \quad (7.5.8-1)$$

剪跨比  $\lambda$  不大于 2.5 时

$$V_{cw} \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} (0.15 f_c b_w h_{w0}) \quad (7.5.8-2)$$

$$V_{cw} = V - \frac{1}{\gamma_{RE}} \left( \frac{0.25}{\lambda} f_a A_{a1} + \frac{0.5}{\lambda - 0.5} f_{sp} A_{sp} \right) \quad (7.5.8-3)$$

式中：  $V$  ——钢板混凝土剪力墙截面承受的剪力设计值；

$V_{cw}$  ——仅考虑钢筋混凝土截面承担的剪力设计值；

$\lambda$  ——计算截面的剪跨比。当  $\lambda < 1.5$  时，取  $\lambda = 1.5$ ，当  $\lambda > 2.2$  时，取  $\lambda = 2.2$ ；当计算截面与墙底之间的距离小于  $0.5 h_{w0}$  时， $\lambda$  应按距离墙底  $0.5$

$h_{w0}$  处的弯矩值与剪力值计算；

$f_a$  ——剪力墙端部暗柱中所配型钢的抗压强度设计值；

$A_{a1}$  ——剪力墙一端所配型钢的截面面积，当两端所配型钢截面面积不同时，取较小一端的面积；

$f_{sp}$  ——剪力墙墙身所配钢板的抗压强度设计值；

$A_{sp}$  ——剪力墙强身所配钢板的横截面面积。

### 7.5.9 钢板混凝土剪力墙偏心受压时的斜截面受剪承载力，应按下列公式进行计算：

1 持久、短暂设计状况

$$V \leq \frac{1}{\lambda - 0.5} \left( 0.5 f_t b_w h_{w0} + 0.13 N \frac{A_w}{A} \right) + f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.3}{\lambda} f_a A_{a1} + \frac{0.6}{\lambda - 0.5} f_{sp} A_{sp} \quad (7.5.9-1)$$

2 地震设计状况

$$V \leq \frac{1}{\gamma_{RE}} \frac{1}{\lambda - 0.5} \left( 0.4 f_t b_w h_{w0} + 0.1 N \frac{A_w}{A} \right) + 0.8 f_{yv} \frac{A_{sh}}{s} h_{w0} + \frac{0.25}{\lambda} f_a A_{a1} + \frac{0.5}{\lambda - 0.5} f_{sp} A_{sp} \quad (7.5.9-2)$$

式中： $N$ ——剪力墙承受的轴向压力设计值，当大于  $0.2 f_c b_w h_w$  时，取为  $0.2$

$f_c b_w h_w$ 。

**7.5.10** 剪力墙水平施工缝处各墙肢竖向钢筋的截面面积和型钢的截面面积应符合下列要求：

1. 当  $N$  为轴向压力时：

$$V_w \leq \frac{1}{r_{RE}} (0.6 f_y A_s + 0.6 f_{ss} A_{ss} + 0.8 N) \quad (7.5.10-1)$$

2. 当  $N$  为轴向拉力时：

$$V_w \leq \frac{1}{r_{RE}} (0.6 f_y A_s + 0.6 f_{ss} A_{ss} - 0.8 N) \quad (7.5.10-2)$$

式中： $V_w$ ——水平施工缝处的剪力设计值；

$N$ ——水平施工缝处相应于  $V_w$  的轴向力设计值；

$A_s$ ——水平施工缝处的全部竖向钢筋截面面积；

$A_{ss}$ ——水平施工缝处的全部型钢截面面积。

**7.5.11** 矩形、T形、I字形截面偏心受压及偏心受拉剪力墙的正截面承载力可按现行国家标准《混凝土结构设计规范》(GB50010)进行计算。计算中可用相应部位的  $A_s f_y + A_{ss} f_{ss}$  代  $A_s f_y$ 。

**7.5.12** 双肢剪力墙不宜出现全截面受拉情况，当其中的一肢为大偏心受拉时，则受压墙肢弯矩设计值及剪力设计值应乘以增大系数 1.25。

**7.5.13** 剪力墙连梁的设计，应符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3) 的规定。

**7.5.14** 在重力荷载代表值作用下，剪力墙组成的内筒其平均轴压比对抗震等级为特一级时不应超过 0.4，一级时不应超过 0.5，二级时不应超过 0.6。

**7.5.15** 剪力墙的混凝土强度等级不宜低于 C30，墙的厚度应符合现行行业标准《高

层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 中的有关剪力墙墙体稳定验算的要求，对一、二级剪力墙，底部加强部位厚度不应小于 200mm，其他部位不应小于 160mm。

**7.5.16** 剪力墙底部加强部位水平和竖向分布钢筋最小配筋率应取为 0.35%，其它部位水平及竖向分布钢筋的最小配筋率为 0.3%，水平及竖向分布钢筋最大间距为 200mm，最小直径为 10mm，底部加强区水平分布钢筋最大间距为 150mm。剪力墙所有部位均应采用双排或多排钢筋，双排或多排钢筋之间应采用拉筋连接，拉筋直径不小于 6mm，间距不大于 600mm。抗震等级为特一级的剪力墙，一般部位的水平和竖向分布钢筋最小配筋率应取为 0.35%，加强部位的水平和竖向分布钢筋的最小配筋率应取为 0.4%。

**7.5.17** 剪力墙交接处和墙肢端部应设置约束边缘构件或构造边缘构件，其设置应符合现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》JGJ3 中的有关要求。

对于无边框型钢混凝土剪力墙，应设置构造边缘构件。边缘构件范围内应配置型钢、纵向钢筋和钢箍，共同组成暗柱，暗柱内型钢面积可由截面承载力计算确定。抗震等级为特一、一、二级时，暗柱含钢率不应小于 4%，其他情况不小于 2%。暗柱尺寸及面积、纵筋及箍筋的最小要求宜符合国家现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3)中剪力墙构造边缘构件的构造规定。端部型钢宜采用工字钢或槽钢等截面形式，其惯性矩较大的形心轴(强轴)宜与墙面平行，宜放置在暗柱面积内靠外边缘一侧，型钢保护层不得小于 50mm。

**7.5.18** 型钢混凝土剪力墙、钢板混凝土剪力墙应符合下列构造要求：

1 抗震设计时，一、二级抗震等级的型钢混凝土剪力墙、钢板混凝土剪力墙底部加强部位，其重力荷载代表值作用下墙肢的轴压比不宜超过本规程表 5.4.5 的限值，其轴压比可按下式计算：

$$\mu_N = N / (f_c A_c + f_a A_a + f_{sp} A_{sp}) \quad (7.5.18)$$

式中： $N$ ——重力荷载代表值下墙肢的轴向压力设计值；

$A_c$ ——剪力墙墙肢混凝土截面面积；

$A_a$ ——剪力墙所配型钢的全部截面面积。

2 型钢混凝土剪力墙、钢板混凝土剪力墙在楼层标高处宜设置暗梁。

3 端部配置型钢的混凝土剪力墙，型钢的保护层厚度宜大于 100mm；水平分布钢筋应绕过或穿过墙端型钢，且应满足钢筋锚固长度要求。

4 周边有型钢混凝土柱和梁的现浇钢筋混凝土剪力墙，剪力墙的水平分布钢筋应绕过或穿过周边柱型钢，且应满足钢筋锚固长度要求。当采用间隔穿过时，宜另加补强钢筋。周边柱的型钢、纵向钢筋、箍筋配置应符合型钢混凝土柱的设计还要求。

**7.5.19** 钢板混凝土剪力墙尚应符合下列构造要求：

- 1 钢板混凝土剪力墙体中的钢板厚度不宜小于 10mm，也不宜大于墙厚的 1/15；
- 2 钢板混凝土剪力墙的墙身分布钢筋配筋率不宜小于 0.4%，分布钢筋间距不宜大于 200mm，且应与钢板可靠连接；
- 3 钢板与周围型钢构件宜采用焊接；
- 4 钢板与混凝土墙体之间连接件的构造要求可按照现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017 中关于组合梁抗剪连接件构造要求执行，栓钉间距不宜大于 300mm；
- 5 在钢板墙角部 1/5 板跨且不小于 1000mm 范围内，钢筋混凝土墙体分布钢筋，抗剪栓钉间距宜适当加密。

## 8 节点设计与构造

### 8.1 设计一般规定

**8.1.1** 节点设计力求合理、简捷、传力明确、避免焊缝约束大形成应力集中，易于施工；节点构造应符合结构计算假定。

**8.1.2** 非抗震设计时，按弹性阶段设计。当抗震设计时，应按弹塑性阶段设计，当风荷载起控制作用时，仍应满足抗震的构造要求。

**8.1.3** 钢结构抗侧力构件连接节点应按照“强节点、弱构件”原则进行设计，对于次要构件，如次梁连接节点除按照内力进行设计外，尚不应小于连接构件承载力的一半。

**8.1.4** 节点连接计算：

#### 1. 抗侧力钢构件的连接

1.1 抗侧力钢构件节点连接的弯矩和剪力设计值应符合《建筑抗震设计规范》GB50011-2010 的要求 8.2.8。梁、柱构件连接的承载力，应满足以上要求，当存在轴力时，应按照 JGJ 99《高层民用建筑钢结构技术规程》的相关要求进行修正。

1.2 抗震设防的建筑中钢梁与钢柱连接节点处节点域的抗震承载力参考《建筑抗震设计规范》GB50011-2010 的要求 8.2.5 进行计算，满足以下要求：

(1)梁柱的端截面应满足强柱弱梁的设计要求。

(2)节点域的屈服承载力应大于节点域两端梁全截面塑性受弯承载力在节点域中产生的剪力。节点域考虑抗震调整系数的屈服承载力，应大于节点域两端梁弯矩设计值。

2.型钢混凝土构件节点的节点域的剪力设计值及抗剪承载力计算应参照《型钢混凝土组合结构技术规程》JGJ138 的相关要求。

3.连接节点板的计算应参照《钢结构设计规范》GB50017 的相关要求进行计算。

4.结构在水平荷载作用下或在斜柱的转折处，钢梁（型钢混凝土梁）会承受轴力，节点（预埋件）构造及计算时应予以考虑。

**8.1.5** 抗震设防的建筑，节点内应验算的下列内容：

(1)节点连接的最大承载力；

(2)节点区域内承载力验算。

**8.1.6** 特殊、复杂、新型节点应通过有限元分析确定其承载力，同时宜通过试验验证其承载力。

## 8.2.梁柱连接方式

### 8.2.1 钢梁与钢柱：

1. 钢梁与钢柱的铰接宜采用图 8.2.1-1 所示的形式，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：

$$M = Ve \quad (8.2.1-1)$$

式中： $e$ —支承点到螺栓合力作用线的距离。

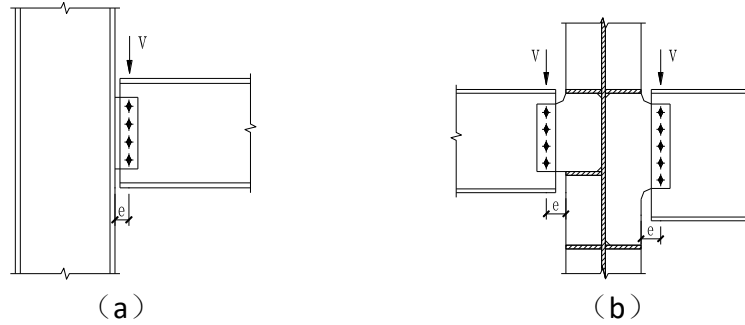


图 8.2.1-1 梁与柱的铰接

a—与柱强轴连接    b—与柱弱轴连接

### 2. 钢梁与钢柱的刚接：

- 1) 梁与柱翼缘刚性连接时，梁翼缘与柱采用全熔透焊缝连接，梁腹板与柱采用摩擦型高强螺栓连接(图 8.2.1-2a)；梁翼缘及腹板与柱均为焊接。(图 8.2.1-2b)一般都在工厂完成，用于小段悬挑梁；

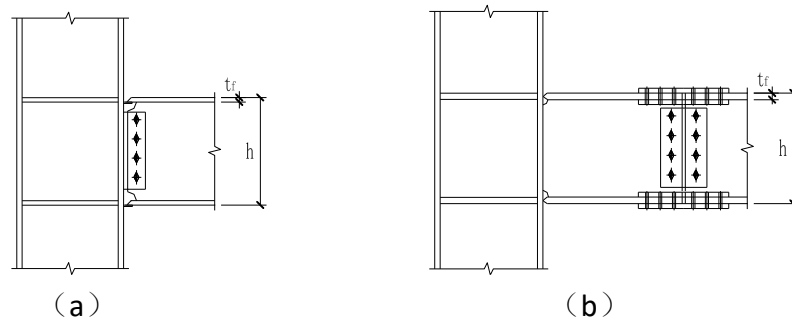


图 8.2.1-2 梁与柱的刚接

a—梁与柱的栓焊混合连接    b—梁与柱的全焊接连接

- 2) 梁垂直于工字形柱腹板与柱刚性连接时，应在梁翼缘的对应位置设置柱的水平加劲肋，在梁高范围内设置柱的竖向连接板。梁与柱的现场连接同 1)(图 8.2.1-3)；

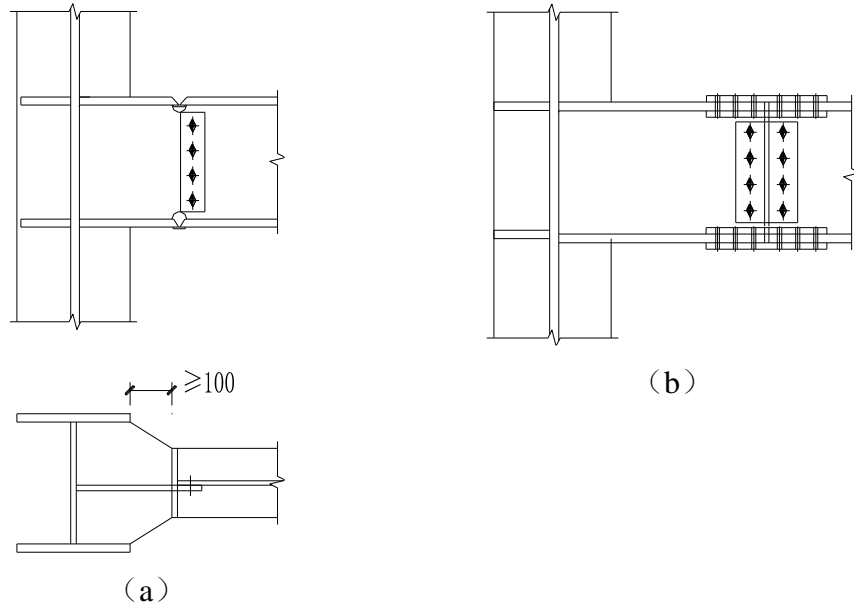


图 8.2.1-3 梁端垂直于工字形柱腹板与柱的刚接

- 3) 当采用悬臂梁段时，梁段与柱全部焊接(图 8.2.1-2b, 8.2.1-3b);
- 4) 梁与柱刚性连接时，在梁翼缘对应位置设置柱的水平加劲肋。抗震设防时，加劲肋应与梁翼缘等厚；非抗震设防时，加劲肋厚度不得小于梁翼缘厚度的 1/2，并符合板件宽厚比限值。水平加劲肋的中心轴线应与梁翼缘的中心线对准。
- 5) 梁翼缘与柱焊接时，应全部采用全熔透坡口焊缝，具体做法需满足抗震规范（GB50011）有关要求。
- 6) 当柱两侧不等高时，可采取图 8.2.1-4 所示构造。

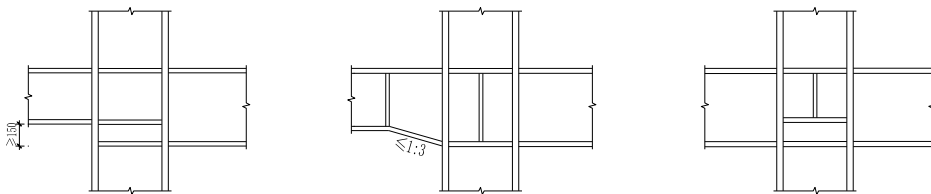


图 8.2.1-4 柱两侧梁高不等时的水平加劲肋

3. 对于抗震等级为一级和二级时，宜采用能将塑性铰自梁端外移的端部扩大形连接、梁端加盖板或骨形连接。

1) 圆弧形切口的尺寸(图 8.2.1-5)可按下列要求确定：

- a) 一般取 0.25 倍梁高  $h_b$ ；对无柱腹板或梁腹板与柱的连接只抗剪不抗弯时（只限于翼缘加强与削弱并用的连接中）a 宜取 0.5 倍的梁高  $h_b$ 。
- b) 削弱长度宜取 0.8 倍的梁高  $h_b$ 。
- c) 翼缘削弱深度可由下式确定：

$$c = \frac{0.2M_{\max}^b + V \cdot x}{2.4t_f(h_b - t_f)f} \quad (8.2.1-1)$$

$$M_{\max}^b = Wf \quad (8.2.1-2)$$

$$V = 2M_{\max}^b / l_n + V_{Gb} \quad (8.2.1-3)$$

式中： $M_{\max}^b$ —梁截面最大弯矩承载力设计值；

$V$ —在可能塑性铰处的剪力设计值；

$W$ —等截面梁端的截面抵抗矩；

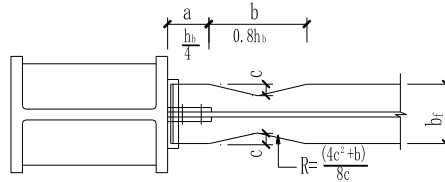
$f$ —钢材强度设计值；

$l_n$ —梁的净跨；

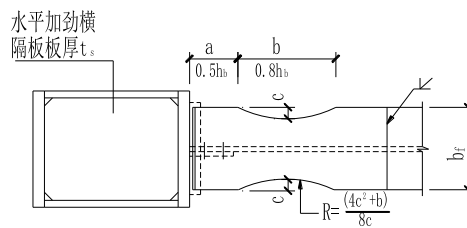
$x$ —塑性铰距梁端的距离；

$h_b$ 、 $t_f$ —分别为梁高和梁翼缘厚度；

$V_{Gb}$ —梁在重力荷载代表值作用下，按简支梁分析的梁端剪力设计值。



图中 $c < 0.25b_f$



图中 $c < 0.25b_f$

图 8.2.1-5 圆弧形切口的构造尺寸

1.2 $b_s$  (用于 Q235 钢)  
1.4 $b_s$  (用于 Q345 钢)

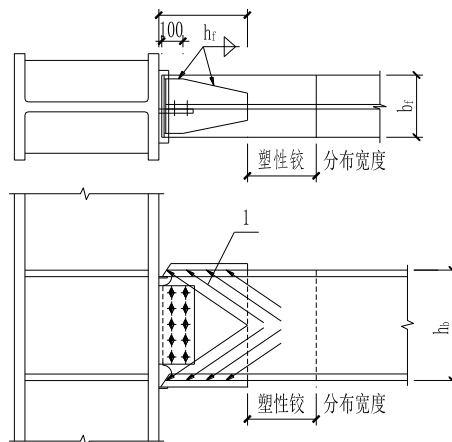


图 8.2.1-6 梁端加强式连接

1—腹板弯矩传递给盖板的力线

4. 梁端加强式连接可采用盖板加强式(图 8.2.1-6):

1) 当梁腹板与柱的连接只抗剪时, 其加强板的截面积

$$A_{gb} = \frac{M^j}{(h_b - t_f)f} - b_f t_f \quad (8.2.1-4)$$

$$M^j = 1.2M_{\max}^b + Vx \quad (8.2.1-5)$$

$$V = 2M_{\max}^b / l_n + V_{Gb} \quad (8.2.1-6)$$

$$x = a + 0.25h_b \quad (8.2.1-7)$$

2) 当梁腹板与柱的连接既抗剪又抗弯时, 其加强板的截面积

$$A_{gb} = \frac{M^j - M_{\max}^b}{(h_b - t_f)f} \text{ 或 } A_{gb} = \frac{0.2M_{\max}^b + Vx}{(h_b - t_f)f} \quad (8.2.1-8)$$

式中:  $M^j$ —柱面处, 连接的抗弯承载力设计值;

$b_f$ —梁翼缘宽度;

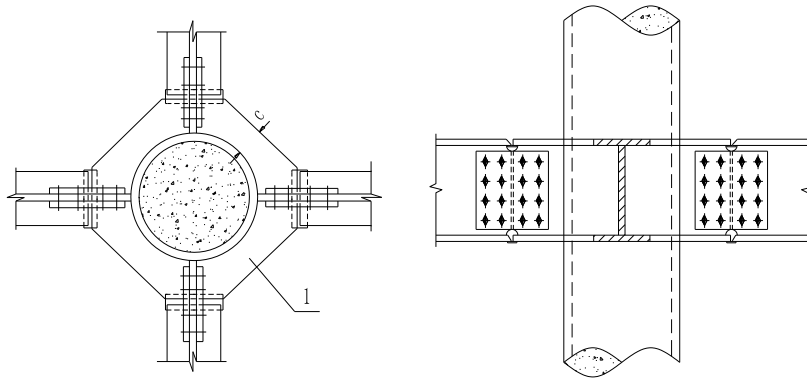
$l_n$ —梁的净跨, 需减去 2 倍的塑性铰到梁端距离  $x$ 。

## 8.2.2 钢梁与圆、矩形钢管混凝土柱

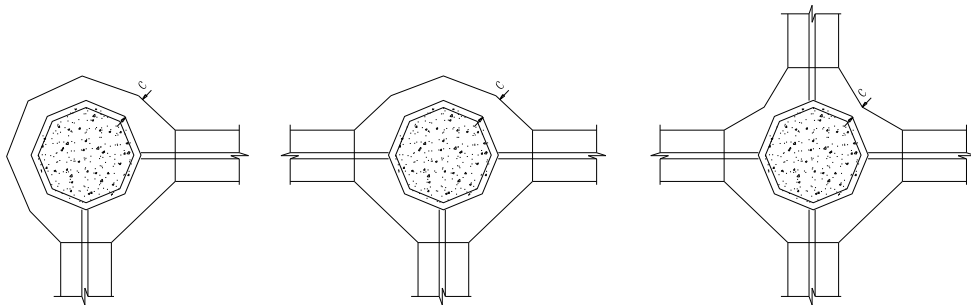
1. 钢梁与圆、矩形钢管混凝土柱的刚接可采用下列形式:

1) 外加强环式刚性节点

对于多边形加强环 (图 8.2.2-1), 外加强环应为环绕钢管混凝土柱的封闭满环 (图 8.2.2-1(a)), 并应有竖向隔板连接。外加强环的厚度不应小于钢梁翼缘的厚度, 其宽度  $c$  不应小于钢梁翼缘宽度的 0.7 倍; 竖向隔板厚度不应小于钢梁腹板厚度。钢梁翼缘与上、下环板应分别采用全熔透对接焊缝连接, 钢梁腹板与竖向隔板应采用高强螺栓连接; 外加强环与钢管外壁应采用全熔透焊缝连接; 竖向隔板与上下加强环应采用全熔透焊缝连接, 与钢管外壁可采用角焊缝连接, 其焊脚高度不应小于钢梁腹板的厚度。



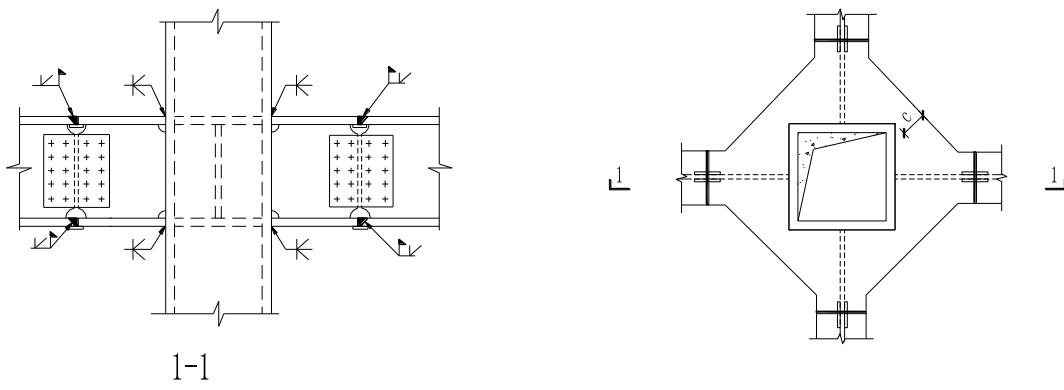
(a)采用外加强环的连接



(b)外加强环的形式

图 8.2.2-1 圆钢管柱外加强环式刚接节点(多边形)

1—外加强环



(a)立面图

(b)平面图

图 8.2.2-2 矩形钢管柱外加强环式刚接节点

## 2) 内加强环式刚性节点

加强环应设置在钢梁上下翼缘的对应位置，其厚度不应小于钢梁翼缘的厚度。内加强环与钢管内壁应采用全熔透焊缝连接。钢梁与钢管可采用现场直接连接，也可与带悬臂梁段的钢管在现场进行梁的拼接，悬臂梁段可采用等截面（图 8.2.2-3），也可采用不等截面（图 8.2.2-4）。

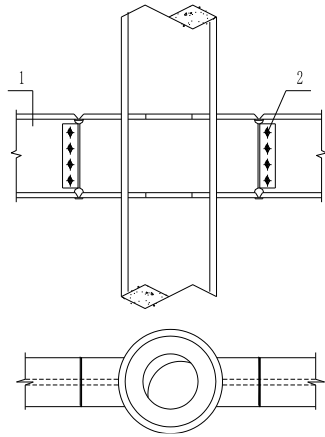
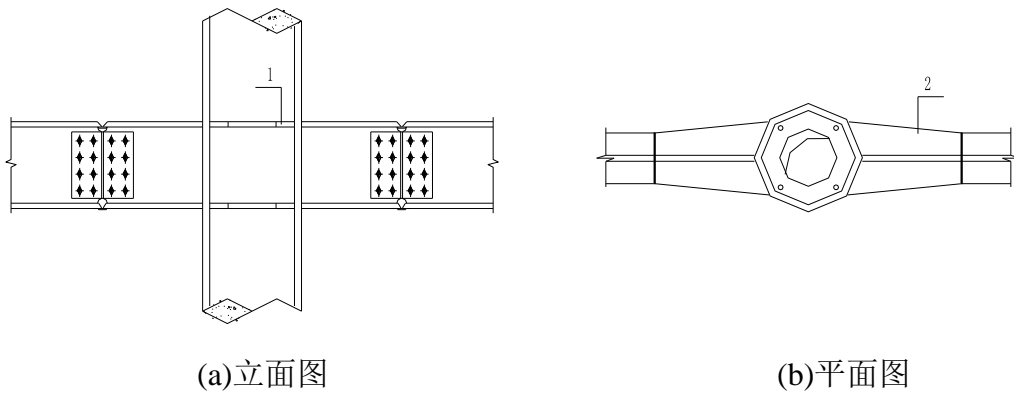


图 8.2.2-3 等截面悬臂段与圆钢管混凝土柱采用内加强环的连接

1—钢梁 2—高强度螺栓

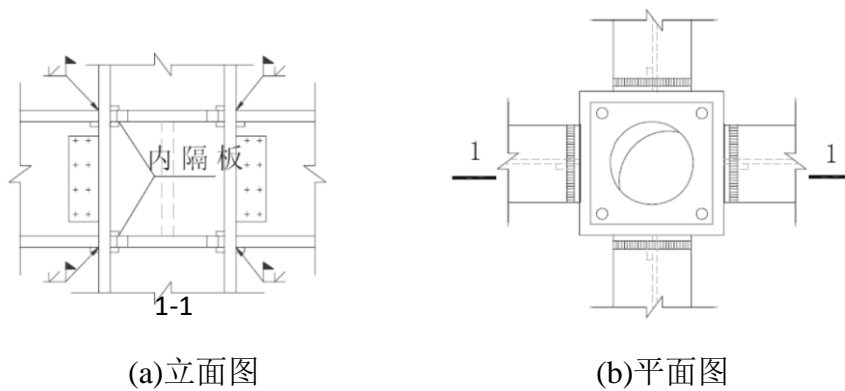


(a)立面图

(b)平面图

图 8.2.2-4 翼缘加宽的悬臂段与圆钢管混凝土柱采用内加强环的连接

1—内加强环 2—翼缘加宽



(a)立面图

(b)平面图

图 8.2.2-5 矩形钢管采用内加强板的连接

### 3) 锚定式刚性节点 (图 8.2.2-6)

锚固件由垂直板和横板组成 T 字形, 采用全熔透坡口焊缝焊于管内梁翼缘对应处, 垂直板与横板间宜采用全熔透坡口焊缝连接。

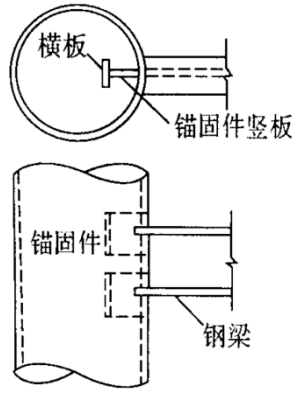


图 8.2.2-6 锚定式刚接节点

2. 钢梁与圆钢管柱的铰接采用与梁腹板螺栓连接方式。

### 8.2.3 钢梁与型钢混凝土柱

1. 钢梁与型钢柱连接应避免型钢柱中的竖向钢筋穿过钢梁翼缘；若钢梁翼缘较宽，型钢柱中的竖向钢筋可以集中在角部布置。节点区域中柱外圈水平箍筋应穿过钢梁腹板组成闭合箍，钢梁腹板设置钢筋穿孔时，截面缺损率不应超过腹板面积的 20%，否则应采取补强措施。

2. 钢梁与型钢混凝土柱的铰接可采用(图 8.2.3-1)所示方式，型钢柱上焊接短牛腿，牛腿端部焊接封口板，板边与柱边平齐，钢梁腹板与封口板上焊接的连接板用高强螺栓连接。

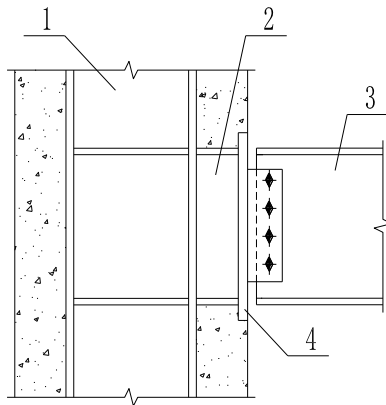


图 8.2.3-1 钢梁与型钢混凝土柱的铰接

1—型钢柱 2—短牛腿 3—钢梁 4—封口板

3. 钢梁与型钢混凝土柱的刚接可采用普通钢梁与钢柱的刚接方式，也可采用 8.3.1-2 钢梁与钢筋混凝土墙刚接的第一种方式。

4. 节点区型钢部分的连接构造可参考图 8.2.3-2，节点连接要求应与钢结构的要求相一致。在柱型钢内梁翼缘水平位置处应设置加劲肋，其构造应便于混凝土浇灌，并保证混凝土密实。

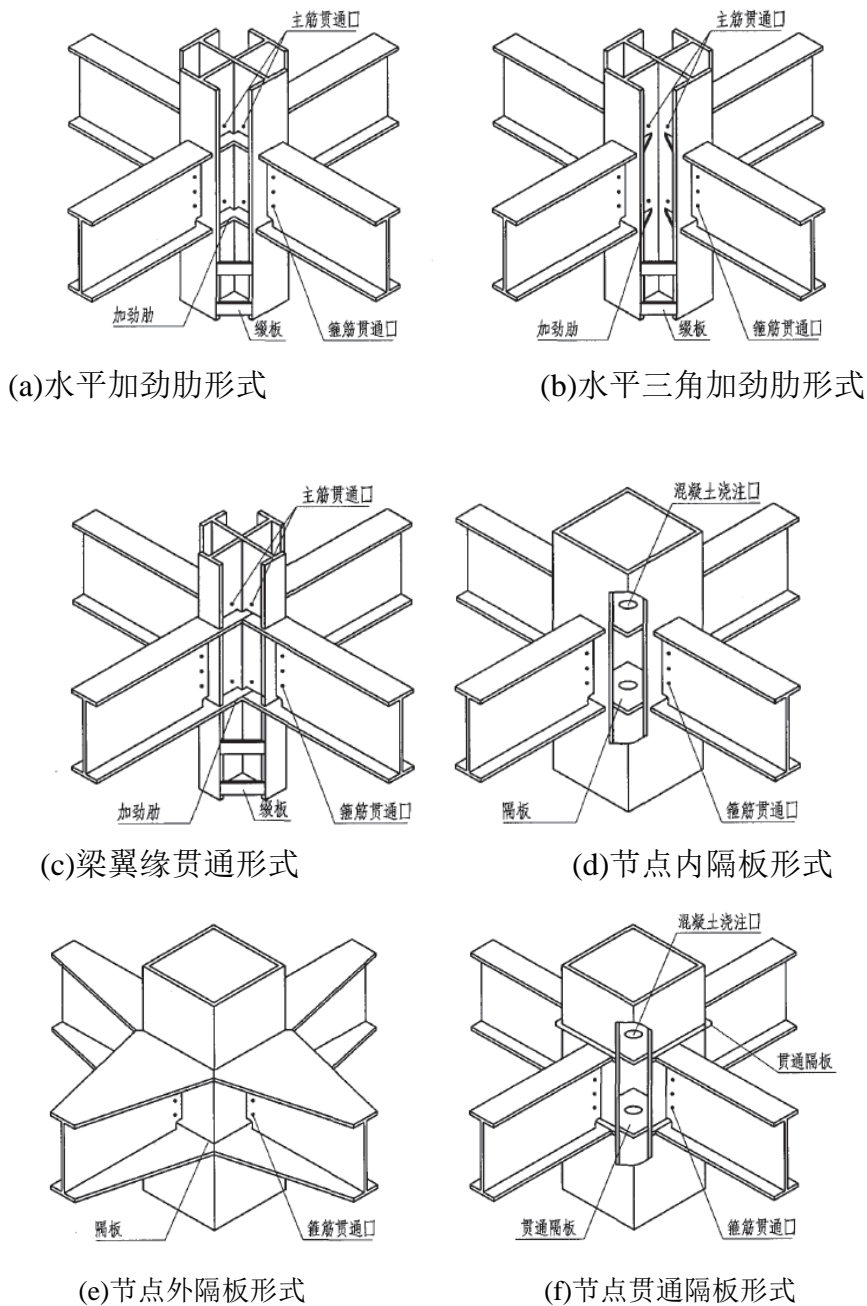


图 8.2.3-2 节点区型钢部分的连接构造

## 8.3.梁与混凝土墙连接

### 8.3.1 钢梁与混凝土墙连接

#### 8.3.1.1 钢梁与钢筋混凝土墙宜采用铰接，可采用下列三种连接方式：

1.可在钢筋混凝土墙中设置预埋件，钢梁与预埋件的连接可采用钢梁腹板与焊在预埋件上的连接板用高强螺栓连接(图 8.3.1-1a)，也可采用在预埋件上焊支托支承钢梁的方式；当钢梁刚度较大，可采用穿筋预埋件(图 8.3.1-1b)，即在混凝土墙两侧各设一个板，中间用钢筋焊接相连。预埋件端板的厚度不宜小于 20mm。

2.可在墙中设置竖向型钢构件，在浇筑混凝土前与钢梁腹板用高强螺栓连接(图 8.3.1-1c)，高强螺栓的直径和数量应根据计算确定。墙中竖向型钢构件应根据施工阶段的受力要求确定，宜与钢筋骨架适当固定，且宜通长设置，墙的承载力验算时不应计入。

3.墙中有型钢梁时，楼面梁与型钢梁的连接可采用图 8.3.1-1d 的连接方式。

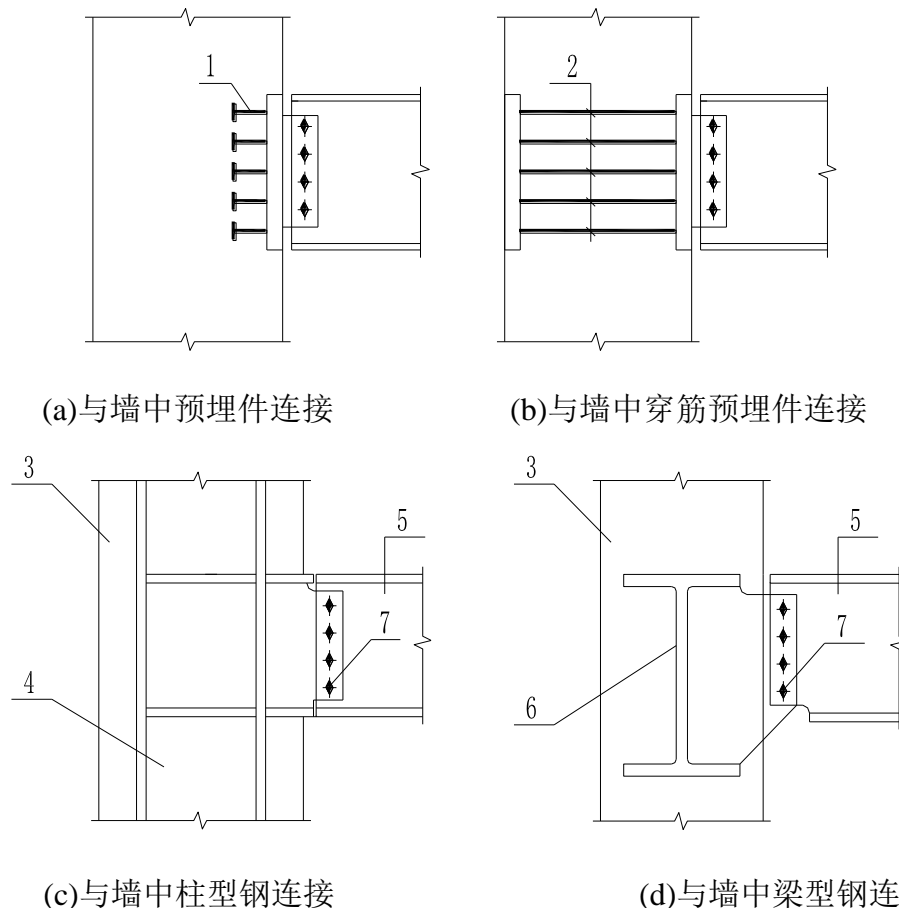


图 8.3.1-1 钢梁与钢筋混凝土墙的铰接

1—栓钉 2—穿筋 3—混凝土墙 4—墙中预埋型钢柱 5—钢梁 6—墙中型钢梁  
7—高强度螺栓

**8.3.1.2** 当钢梁与钢筋混凝土墙采用铰接连接方式时，栓钉预埋件上作用的弯矩、剪力设计值和轴力设计值分别按下列方法确定：

1. 用高强度螺栓连接钢梁腹板一焊在预埋件上的连接板时，预埋件除承受高强度螺栓传来的竖向剪力外，还承受偏心弯矩。预埋件承受的总弯矩为：

$$M = M_1 + M_2 = V(e_1 + e_2) = Ve \quad (8.3.1.2-1)$$

式中： $M$ —预埋件的弯矩设计值；

$M_1$ —主弯矩， $M_1=Ve_1$ ， $e_1$ 为高强螺栓群形心到预埋件表面距离；

$M_2$ —螺栓群嵌固作用等产生的附加弯矩， $M_2=Ve_2$ ， $e_2$ 为折算偏心矩，按本条 2 款计算；

$V$ —预埋件的剪力设计值，即由钢梁中传来的剪力；

$e$ —计算偏心距， $e=e_1+e_2$ 。

2. 折算偏心距  $e_2$  与螺栓群的总受剪面积和截面惯性矩有关，可按下列公式，由试算法计算确定：

$$V = kA_{sb} \quad (8.3.1.2-2)$$

其中 
$$k = \alpha \left( \frac{I_{sb}}{41.62} \right)^\beta \quad (8.3.1.2-3)$$

$$\alpha = (0.64e_2 - 84.8)/(1 - 0.472e_2) \quad (8.3.1.2-4)$$

$$\beta = 0.296 + 0.0232e_2 - 0.00054e_2^3 \quad (8.3.1.2-5)$$

式中： $A_{sb}$ —高强螺栓群的总受剪面积，单位为  $\text{cm}^2$ ；

$I_{sb}$ —高强螺栓群的截面惯性矩，单位为  $\text{cm}^4$ ；

$V$ —预埋件的剪力设计值，单位为  $\text{kN}$ ；

$k$ —与螺栓群的截面惯性矩和折算偏心距有关的常数。

3. 结构在水平荷载作用下第  $i$  层的钢梁  $k$  处预埋件所承受的轴力为：

$$N_{Bik} = \frac{\sum_{j=1}^l D_j}{\sum_{j=1}^m D_j} N_{Bi} \quad (8.3.1.2-6)$$

式中： $\sum_{j=1}^m D_j$  为第  $i$  层中所有柱的抗侧移刚度之和，柱的抗侧移刚度可按  $D$  值法

确定；

$\sum_{j=1}^l D_j$  为第  $i$  层中在钢梁  $k$  轴线上并与其相连一侧所有柱(见图 8.5.2)抗侧

移刚度之和。

当  $i < n/5$  时

$$N_{Bi} = 6\alpha_1 mH \cdot \frac{\left[ 1 + \left( \frac{\lambda}{n} \right)^2 \right]}{n \left[ 1 + \frac{10}{\lambda^2} \right]} \quad (8.3.1.2-7a)$$

当  $i \geq n/5$  时

$$N_{Bi} = 2\alpha_1 m H \left[ \frac{\lambda^2}{6n} \cdot \frac{4 + \lambda^2}{2 + \lambda^2} \cdot \left( 1 + \frac{\lambda^2}{50} \right) - 0.0471 \frac{\lambda^3}{n} \right] \quad (8.3.1.2-7b)$$

式中：

$\alpha_1$ ----相应于结构的基本周期时的地震影响系数值

$m$ ----结构单位高度上的质量

$H$ ----结构的总高度

$\lambda$ ----结构刚度特征值可按下式计算：

$$\lambda = H \sqrt{\frac{C_F}{EI_w}} \quad (8.3.1.2-7c)$$

$C_F$ ----框架的平均层抗推刚度

$EI_w$ ----核心筒所有剪力墙的平均总抗弯刚度

$n$ ----结构的层数

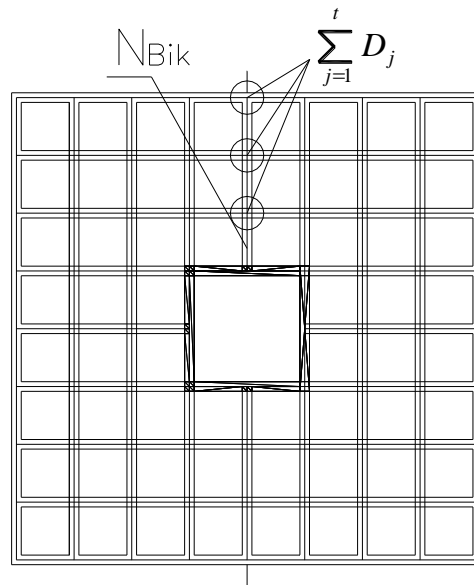


图 8.5.2 钢梁轴力的分配

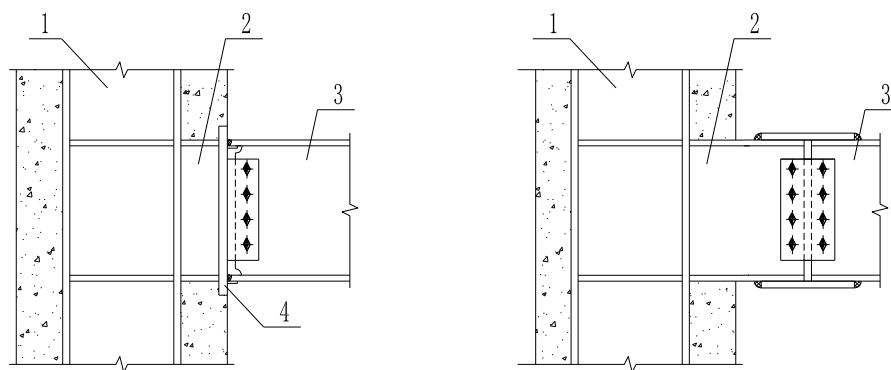
4.当支座剪力较大时，宜验证栓钉群范围内的混凝土块体对其下部墙体混凝土的局部承压。

**8.3.1.3** 钢梁与钢筋混凝土墙刚接时，钢筋混凝土墙中应设置型钢，形成型钢混凝土墙。钢梁与型钢柱的连接有下列方式：

1. 型钢柱上焊接短牛腿，牛腿端部焊接封口板，板边与墙边平齐，钢梁与封口板连接同普通钢梁与钢柱翼缘刚接的连接方式(图 8.3.1-3a)；

2. 型钢柱上焊接短牛腿，牛腿伸出墙面，钢梁与牛腿连接同普通钢梁与钢柱

刚接中采用柱上伸出牛腿方式(图 8.3.1-3b)。



(a) (b)

图 8.3.1-2 钢梁与钢筋混凝土墙的刚接

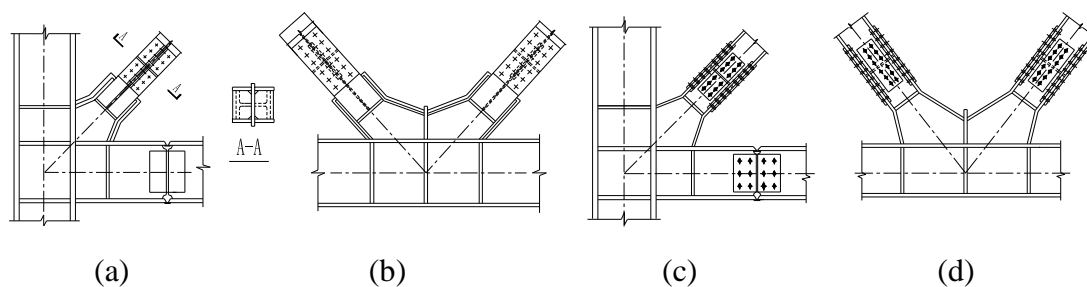
1—型钢柱 2—短牛腿 3—钢梁 4—封口板

### 8.3.2 型钢梁与混凝土墙连接

钢混凝土梁与混凝土筒体的铰接形式可采用图 8.3.1-1(a)、(b)、(c)，刚接形式可采用图 8.3.1-2(b)。型钢混凝土梁与混凝土筒体之间应有可靠连接，应能传递竖向剪力及水平力，当型钢梁通过埋件与混凝土筒体连接时，预埋件应有足够的锚固长度。

## 8.4. 支撑连接

8.4.1 梁、柱节点在与支撑连接处宜采用柱外带悬臂梁段的形式。悬臂梁段与支撑杆件的连接可采用高强度螺栓连接或全焊接连接的形式。采用全焊接连接时焊缝应采用全熔透对接焊缝。梁、柱在与支撑翼缘的连接处均应设置加劲肋(图 8.4.1)，加劲肋应按支撑对梁、柱的分力进行设计。



(a) (b) (c) (d)

图 8.4.1 支撑与框架连接节点

8.4.2 支撑与箱形柱连接时，柱在与支撑翼缘连接的相应位置应设置横隔板。

8.4.3 支撑与钢管混凝土柱连接时，柱在与支撑连接的相应位置应设置外环板或内隔板(图 8.4.3)。

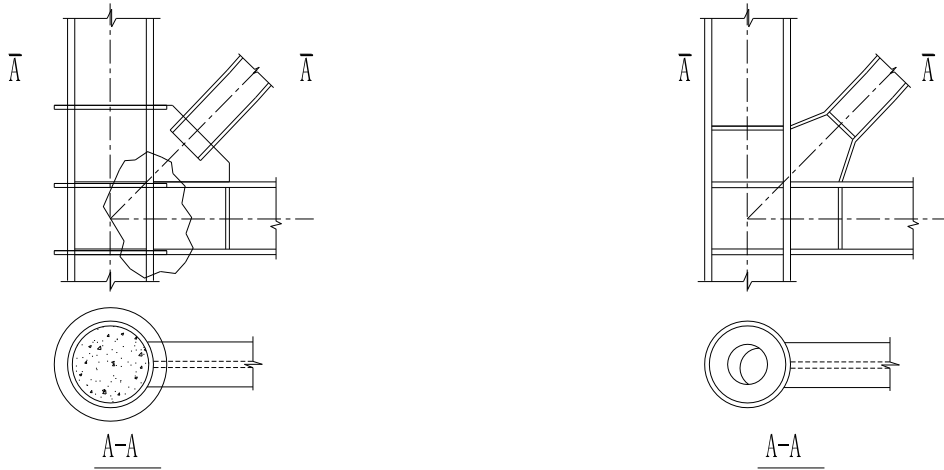


图 8.4.3 支撑与钢管混凝土柱连接节点

**8.4.4** 当支撑腹板位于框架平面内时，支撑与框架连接见图 8.4.1a,b；当支撑腹板垂直框架平面时，支撑与框架梁连接见图 8.4.1c,d。

**8.4.5** 抗震设计中，支撑与框架的连接及支撑拼接极限承载力应满足：

$$N_{ubr} \geq 1.2A_f f_y \quad (8.4.5)$$

式中： $N_{ubr}$ —螺栓连接或焊接在支撑轴线方向的极限承载力；

$A$ —支撑毛截面面积；

$f_y$ —支撑钢材的屈服强度。

**8.4.6** 偏心支撑与耗能梁段相交时，支撑轴线与梁轴线的交点，不得位于耗能梁段外(图 8.4.6-1 和图 8.4.6-2)。偏心支撑的剪切屈服型耗能梁段与柱翼缘连接时(图 8.4.6-1)，梁翼缘与柱翼缘之间应采用坡口全熔透对接焊缝；耗能梁段不宜与工字形柱腹板连接。

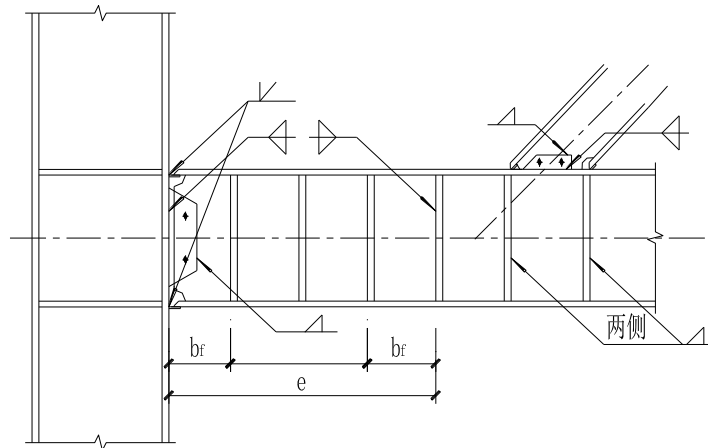


图 8.4.6-1 耗能梁段与柱翼缘的连接

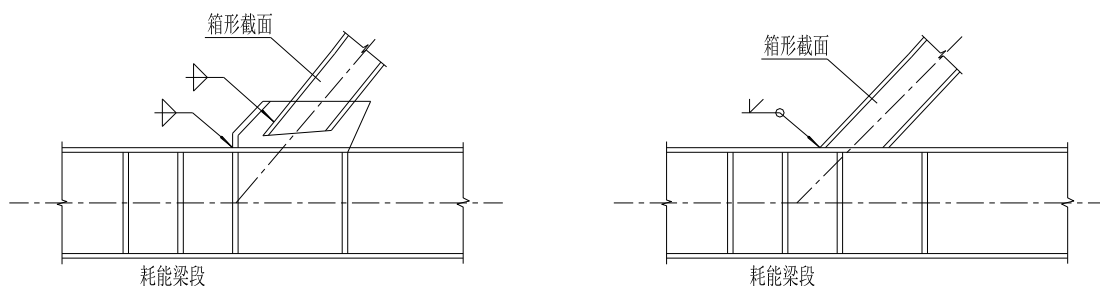


图 8.4.6-2 支撑与耗能梁段轴线交点的位置

**8.4.7** 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  $A_{sf}$ ，与翼缘连接焊缝的承载力不应低于  $A_{st}/4$ 。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。

## 8.5. 伸臂桁架、腰桁架连接方式

### 8.5.1 设计一般规定

1. 伸臂桁架弦杆与核心筒之间应采用刚接，且宜贯穿核心筒，或根据有限元分析计算确定伸入核心筒的长度。

2. 伸臂桁架与外框柱连接宜采用铰接或半刚接。

3. 伸臂桁架在施工阶段宜考虑核心筒与外框架施工过程中在重力荷载作用下变形差的影响，可采取先释放后刚接的措施减少其影响。

4. 腰桁架与外框架柱之间宜采用刚性连接，连接方式可参照中心支撑连接方式。

### 8.5.2 伸臂桁架与外框柱连接

1. 伸臂的弦杆应伸入柱节点区，节点板应贯穿构件中的型钢与型钢可靠连接

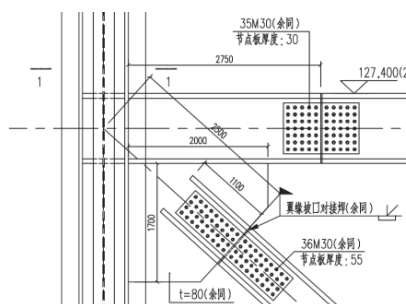


图 8.5.2-1 伸臂桁架与框架柱柱连接节点示意图

2. 在施工阶段，伸臂桁架可与外框柱连接采用先释放后刚接的方式，以释放由于外框柱与核心筒由于竖向变形不同所带来的附加内力，如可使桁架水平弦杆两端可以自由转动，斜腹杆沿自身轴线能够伸缩变形。桁架水平弦杆端部设置销栓，同时斜腹杆通过长圆螺栓孔安装在结构上，或在柱节点处使用垫片通常节点方式是：

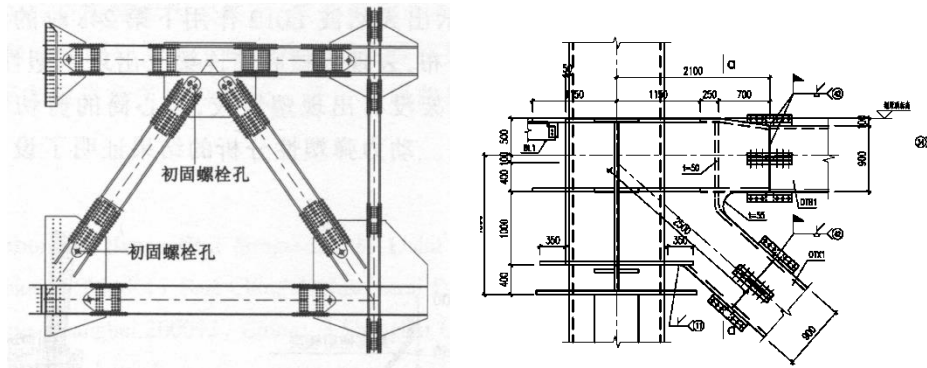


图 8.5.2-2 施工时桁架不参与受力的临时连接示意图 (1)

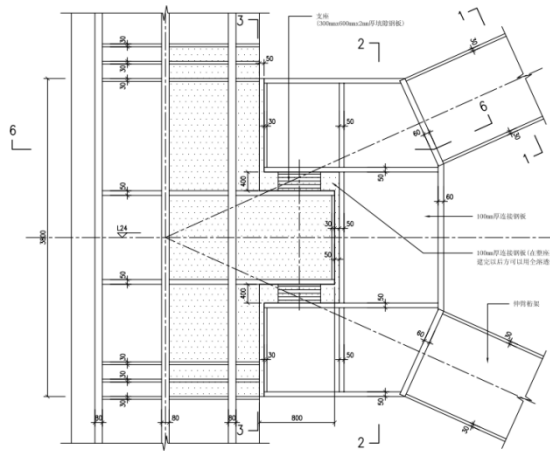


图 8.5.2-3 施工时桁架不参与受力的临时连接示意图 (2)

### 3. 施工临时拼接设计验算

伸臂桁架不参与体系受力的临时连接方式，应通过设计取消或减弱由伸臂桁架引入的竖向变形的刚度。一般施工阶段长圆孔设计应保证桁架构件自由移动。

长圆孔沿斜腹杆总长度  $L$  为：

$$l = \Delta \times \cos \alpha \quad (8.5.2)$$

$\Delta$ —通过施工分析得到的该桁架杆件安装到终固两端变形差异

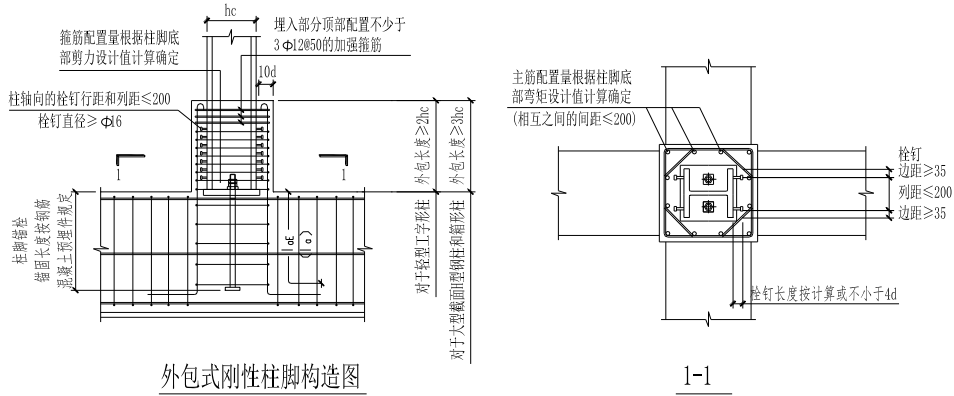
$\alpha$ —斜腹杆与垂直方向的夹角。

### 8.5.3 伸臂桁架与核心筒连接

伸臂桁架与主体结构的连接一般通过桁架杆件与预埋在节点区的节点板或铸钢节点（如图 8.5.3-1）相连。节点板一般焊接在腹墙暗柱和暗梁/框架柱型钢上，杆件与节点板通过焊接或螺栓拼接。



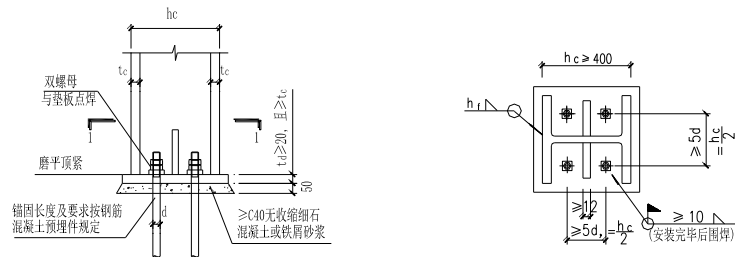
图 8.6.2-1 埋入式柱脚



外包式刚性柱脚构造图

1-1

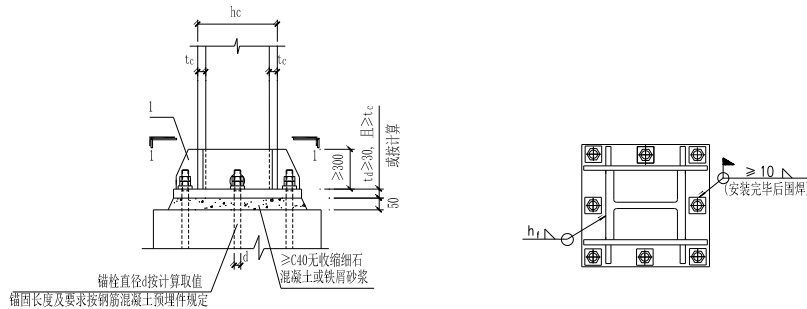
图 8.6.2-2 外包式柱脚



外露式工字形柱铰接柱脚构造图

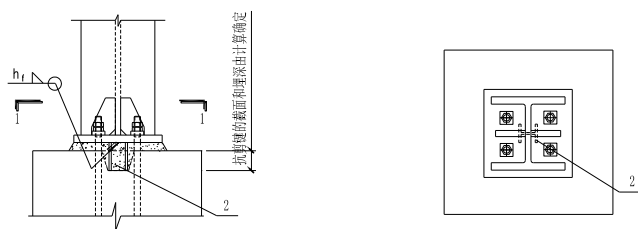
(当hc 小于400时一对预埋螺栓)

1-1



外露式工字形柱刚接柱脚构造图

1-1



外露式柱脚抗剪键的设置

(可用工字形截面或方钢)

1-1

1— 锚栓支承加劲肋, 板厚≥16  
2— 抗剪键

图 8.6.2-3 外露式柱脚

1 埋入式钢柱脚设计要点:

(1) 埋入式钢柱脚的钢柱翼缘保护层厚度, 中间柱不应小于 180mm; 边柱与角柱的外侧不应小于 250mm。

(2) 钢柱埋入部分的顶部应设置水平加劲肋；埋入部分钢柱上应设置焊接栓钉，栓钉的数量及间距可按外包式柱脚有关规定。

(3) 埋入范围内钢柱四周应设置竖筋及箍筋，配置钢筋的计算按《高层民用建筑钢结构技术规程》有关规定。主筋最小含钢率为 0.2%，并不宜小于  $4\phi 22$ ；箍筋宜为  $\phi 10$  间距 100mm。埋入部分顶部，应配置不小于  $3\phi 12$  间距为 50mm 的加强箍筋。

埋入式柱脚的各项计算均按《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ99)相关章节规定。

## 2 外包式柱脚设计要点：

(1) 钢柱外包混凝土的高度与埋入式柱脚的埋入深度相同。钢柱脚底板可放置在桩承台上或基础底板上或地下室楼层板上。

(2) 外包式柱脚的轴力，通过钢柱底板传至基础；弯矩全部由外包钢筋混凝土承担并传至基础；剪力以外包钢筋混凝土为主与钢柱共同承担并传至基础。

钢柱外包混凝土厚度由计算确定，但每侧不应小于 180mm。

(3) 外包式柱脚的钢柱翼缘上应焊接圆柱头栓钉。栓钉直径不得小于 16mm，间距不得小于 200mm，栓钉数量需经计算确定。

(4) 外包式柱脚的各项计算按《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ99)的相关章节规定。

(5) 预制杯口插入式柱脚刚接设计与采用与外包式柱脚相同的规定。

## 3 外露式柱脚刚接设计要点：

(1) 钢柱底板尺寸应满足基础混凝土的抗压强度设计值；由锚固螺栓承受柱脚弯矩形成的拉力。

(2) 钢柱与柱脚底板应采用熔透焊。

(3) 钢柱脚的水平力应由底板与基础混凝土间的摩擦力传递，摩擦系数可取 0.4。当不能满足时，在底板下部焊接抗剪链；或柱脚外包钢筋混凝土。

### 8.6.3 型钢混凝土柱柱脚

柱型钢底部应设置底板，并用锚栓锚固于柱脚底部的混凝土中或基础中。柱脚的设计应符合下列要求：

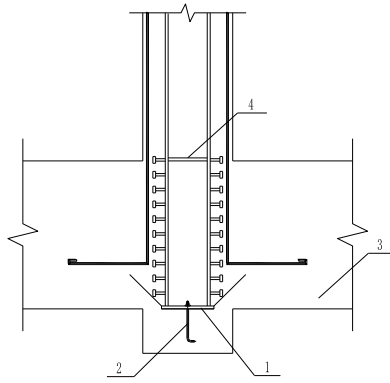
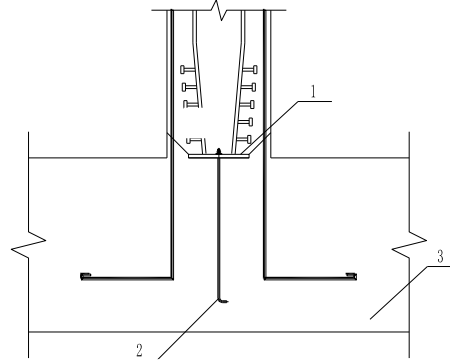


图 8.6.3-1 埋入式柱脚图



8.6.3-2 非埋入式柱脚

1—型钢底板 2—锚栓 3—基础 4—水平加劲板

1.埋入式柱脚设计应符合下列要求:

(1) 埋入式柱脚的型钢伸入基础的埋置深度  $h_B$  应满足下列公式的要求:

$$h_B \geq \frac{V_c^{ss}}{b_{se} f_B} + \sqrt{2 \left( \frac{V_c^{ss}}{b_{se} f_B} \right)^2 + \frac{4M_c^{ss}}{b_{se} f_B}} \quad (8.6.3-1)$$

式中:  $M_c^{ss}$ —基础顶面柱型钢部分承担的弯矩设计值,  $M_c^{ss}$  可取型钢的受弯承载力

力  $M_{y0}^{ss}$ ;

$V_c^{ss}$ —基础顶面柱型钢部分承担的剪力设计值, 可取  $V_c^{ss} = M_{y0}^{ss} / H_n$ , 其中

$H_n$  为柱净高;

$f_B$ —混凝土的承压强度设计值, 按下式计算:

$$f_B = \sqrt{b/b_{se}} \cdot f_c, \text{ 且 } f_B \leq 3f_c \quad (8.6.3-2)$$

$f_c$ —混凝土轴心抗压强度设计值;

$b$ —柱脚型钢翼缘宽度;

$b_{se}$ —钢柱埋入部分的有效承压宽度(图 8.5.3-4), 按表 8.6.3 确定;

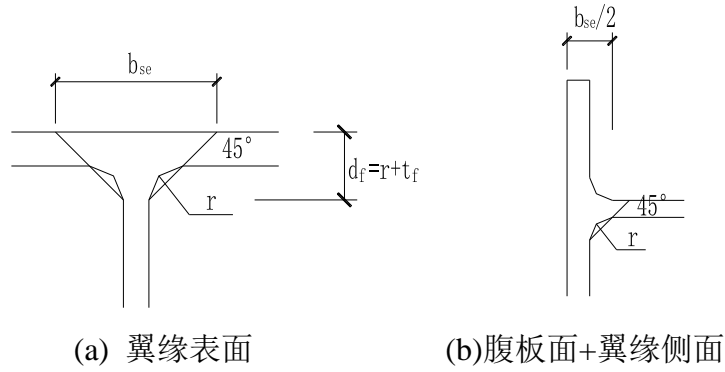


图 8.6.3-3 埋入式柱脚的有效承压宽度

表 8.6.3 柱型钢埋入式柱脚埋入部分侧向的有效宽度  $b_{se}$

| 型钢截面形式及<br>承压方式 |              |               |               |
|-----------------|--------------|---------------|---------------|
| $b_{se}$        | $t_w + 2d_f$ | $2t_w + 2d_f$ | $3t_w + 4d_f$ |

(2) 埋入式柱脚应按下列公式确定柱型钢底部的弯矩和轴力设计值：

$$M_B = M_c^{ss} + V_c^{ss} h_B / 2 - b_{se} h_m f_b (h_B - h_m) \quad (8.6.3-3)$$

$$N_B = N_c^{ss} \quad (8.6.3-4)$$

$$h_m = (h_B - h_s) / 2 \quad (8.6.3-5)$$

$$h_s = \frac{V_c^{ss}}{b_{se} f_B} \quad (8.6.3-6)$$

式中： $M_B$ —柱型钢底部截面的弯矩设计值；

$N_B$ —柱型钢底部截面的轴力设计值；

$N_c^{ss}$ —基础顶面柱型钢部分承担的轴力设计值；

$h_B$ —埋入式柱脚型钢的埋深(图 8.6.3-4)；

$h_m$ —埋入式柱脚抗弯部分混凝土承压高度(图 8.6.3-4)；

$h_s$ —埋入式柱脚抗剪部分混凝土承压高度(图 8.6.3-4)。

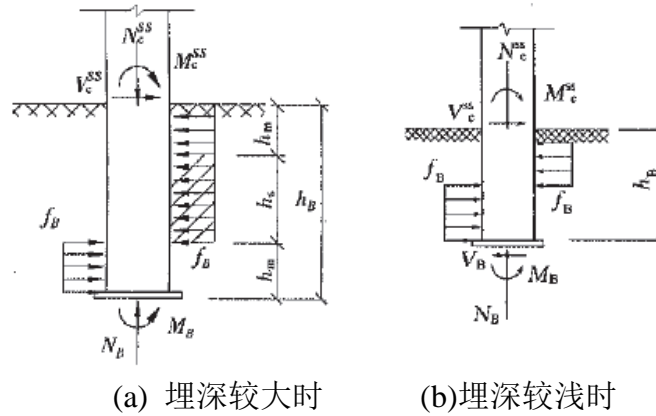


图 8.6.3-4 埋入式柱脚中型钢埋入部分的内力传递

(3) 埋入式柱脚型钢底部的混凝土在轴力  $N_B$  和弯矩  $M_B$  作用下，应符合下式要求：

$$M_B \leq M_{Bu} \quad (8.6.3-7)$$

式中： $M_{Bu}$ —型钢底部的混凝土承载力。

计算  $M_{Bu}$  时，可将型钢柱脚底板的锚栓作为受拉钢筋，与底板下混凝土部分组成的截面，轴力取  $N_B$ ，按钢筋混凝土截面受弯计算。

(4) 对于边柱和角柱柱脚，应计算混凝土基础部分上、下部分的 U 形加强钢筋：当柱脚受到由内向外作用的剪力时(图 8.6.3-5)，

$$M_c^{ss} \leq f_c D_c l \left[ \frac{T_y}{f_c D_c} - l - h_B + \sqrt{(l + h_B)^2 - \frac{2T_y(l + a)}{f_c D_c}} \right] \quad (8.6.3-8)$$

当柱脚受到由外向内作用的剪力时(图 8.6.3-5)，

$$M_c^{ss} \leq -(f_c D_c l^2 + T_y l) + f_c D_c l \sqrt{l^2 + \frac{2T_y(l + h_B - a)}{f_c D_c}} \quad (8.6.3-9)$$

式中： $M_u$ —刚柱脚埋入部分由 U 形加强筋提供的侧向受弯承载力，取  $1.2 M_{pc}$ ；

$T_y$ —U 形加强筋的受拉承载力， $T_y = A_t f_{yk}$ ；

$A_t$ —U 形加强筋的截面面积之和；

$f_{yk}$ —U 形加强筋的抗拉强度标准值；

$a$ —U 形加强筋重心至基础表面或柱底板下表面的距离(图 8.5.3-6)；

$D_c$ —与弯矩作用方向平行的柱身尺寸。

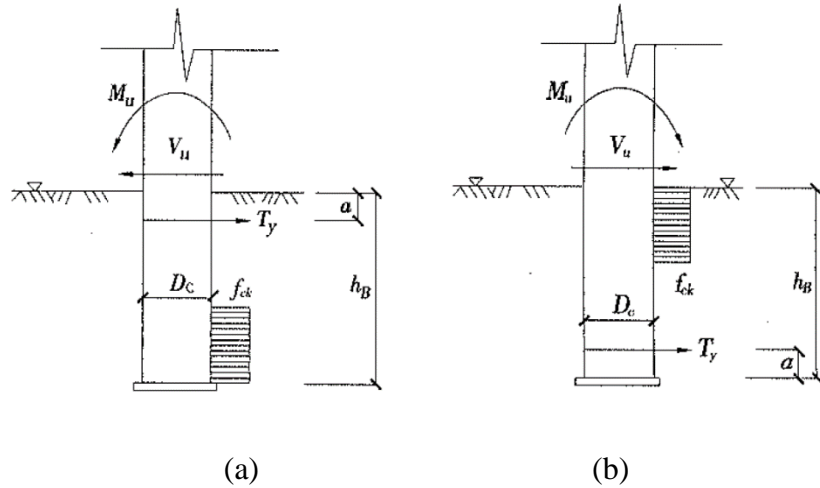


图 8.6.3-5 埋入式钢柱脚 U 形加强筋计算简图

2. 非埋入式柱脚设计应符合下列要求:

(1) 计算非埋入式柱脚在压力和弯矩共同作用下的承载力时, 可将柱脚截面分为: 型钢柱脚锚栓和型钢底板下混凝土组成的截面(图 8.6.3-6b)和周边钢筋混凝土箱形截面(图 8.6.3-6c)两部分, 按下列方法进行设计:

1) 型钢柱脚锚栓和型钢底板下混凝土组成的截面部分承担的轴压力  $N_b$  取上部型钢混凝土柱中型钢部分传来的轴压力, 再按钢筋混凝土截面压弯承载力的计算方法确定其所承担的弯矩  $M_b$ , 计算时锚固螺栓仅作为受拉钢筋考虑, 不考虑锚固螺栓的受压作用。当柱脚锚固螺栓仅按构造要求设置时, 应取  $M_b$  等于零。

2) 周边钢筋混凝土箱形截面的轴压力和弯矩设计值按公式(8.6.3-10)、(8.5.3-11)取值, 然后按钢筋混凝土箱形截面压弯承载力计算方法确定周边钢筋混凝土箱形截面的配筋。

$$N_r = N - N_b \quad (8.6.3-10)$$

$$M_r = M - M_b \quad (8.6.3-11)$$

式中:  $N_r$ 、 $M_r$  分别为周边钢筋混凝土箱形截面的轴压力设计值和弯矩设计值;

$N$ 、 $M$  一型钢混凝土柱脚截面处轴压力设计值和弯矩设计值。

(2) 非埋入式柱脚的受剪承载力应满足下列要求:

$$V \leq V_{By}^{ss} + V_{Bu}^{rc} \quad (8.6.3-12)$$

$$V_{Bu}^{rc} = 0.7 f_t b_e h_0 + 0.5 f_{yv} A_{sv} \quad (8.6.3-13)$$

式中:  $V$  一考虑柱底弯矩调整影响后的柱脚剪力设计值;

$V_{By}^{ss}$ —柱型钢底板摩擦力和锚栓的受剪承载力之和，柱底部的剪力可由底板与混凝土之间的摩擦力传递，摩擦系数取 0.4；单根锚栓的受剪承载力  $V_v^b = A_e f_v$ ， $A_e$  为单根锚栓截面面积， $f_v$  为锚栓钢材的抗剪强度设计值；

$V_{Bu}^{rc}$ —周边钢筋混凝土部分的受剪承载力；

$b_e$ —周边箱形混凝土截面的有效受剪宽度，取  $b_e = b_{e1} + b_{e2}$ ；

$h_0$ —沿受力方向周边箱形混凝土截面的有效高度。

(3) 非埋入式柱脚的柱型钢混凝土保护层厚度不应小于 150mm。

(4) 非埋入式柱脚相邻层的柱型钢翼缘上应设置栓钉。栓钉的直径不宜小于 19mm，水平和竖向中心距不宜大于 300mm，且栓钉中心至型钢板材边缘的距离不应小于 60mm。当有可靠依据时，可按照计算确定栓钉数量。

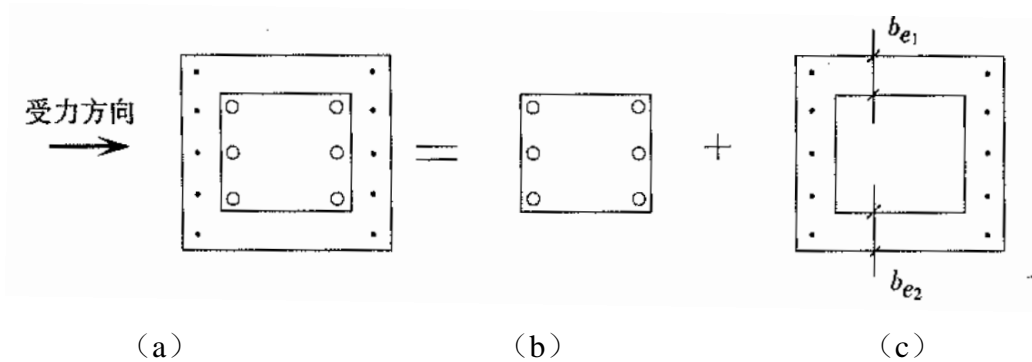


图 8.6.3-6 非埋入式基础承载力的叠加

#### 8.6.4 钢管混凝土柱柱脚

##### 1. 钢管混凝土柱柱脚构造应符合下列规定：

非埋入式柱脚的柱脚板与基础可采用锚栓连接(图 8.6.4-1a)或锚筋连接(图 8.6.4-1b)，埋入式柱脚的柱脚板与钢管之间可采用加劲肋连接(图 8.6.4-1c)。埋入式柱脚也可在钢管表面焊接钢筋环(图 8.6.4-1c)，并应设置定位锚栓或锚筋。柱脚板及加劲肋应满足施工阶段空钢管柱可能受到的荷载要求，柱脚板可同时作为安装钢管柱的定位器(图 8.6.4-2)。柱脚构造应符合下列要求：

- (1) 柱脚板的厚度不宜小于钢管壁厚的 1.5 倍，且不应小于 20mm；
- (2) 柱脚板的宽度不宜小于钢管壁厚的 10 倍，且不应小于 200mm；
- (3) 加劲肋的厚度不宜小于钢管壁厚，肋高不宜小于柱脚板外伸宽度的 2 倍。肋距不应大于柱脚板外伸宽度的 4 倍；
- (4) 锚栓截面面积不宜小于钢管截面面积的 20%，锚栓应采用双螺母拧紧或其他措施防止松动，锚栓埋入长度不应小于其直径的 25 倍，锚栓

底部应有弯钩或锚板，锚板厚度宜大于 1.3 倍锚栓直径；

- (5) 按构造配置抽筋时，锚筋的总截面面积应不小于钢管壁截面面积的 0.7 倍，应适当分置于钢管内和钢管外，插筋锚入混凝土基础的长度不应小于  $45d$  及  $1000\text{mm}$ ， $d$  为插筋直径。管外的插筋应热弯等强焊接于柱脚板面或钢管外壁上，管内插筋伸入管内的长度不应小于  $45d$  及  $1000\text{mm}$ 。

2. 矩形钢管混凝土柱外露式柱脚的构造可参考本规程第 8.6.4 条第 1 款和图 8.6.4-1a，埋入式柱脚的构造示意可参考本规程图 8.6.4-1c。

钢管混凝土柱脚下的基础混凝土内应配置方格钢筋网或螺旋式箍筋，应按现行国家标准《混凝土结构设计规范》GB50010 的规定，验算施工阶段和竣工后柱脚板下基础混凝土的局部受压承载力。计算局部受压承载力时，混凝土局部受压面积  $A_1$  取钢管混凝土柱的截面面积，局部受压的计算底面积  $A_b$  可取为  $3A_1$ ， $A_b$  不应大于基础或桩基承台的顶面面积。

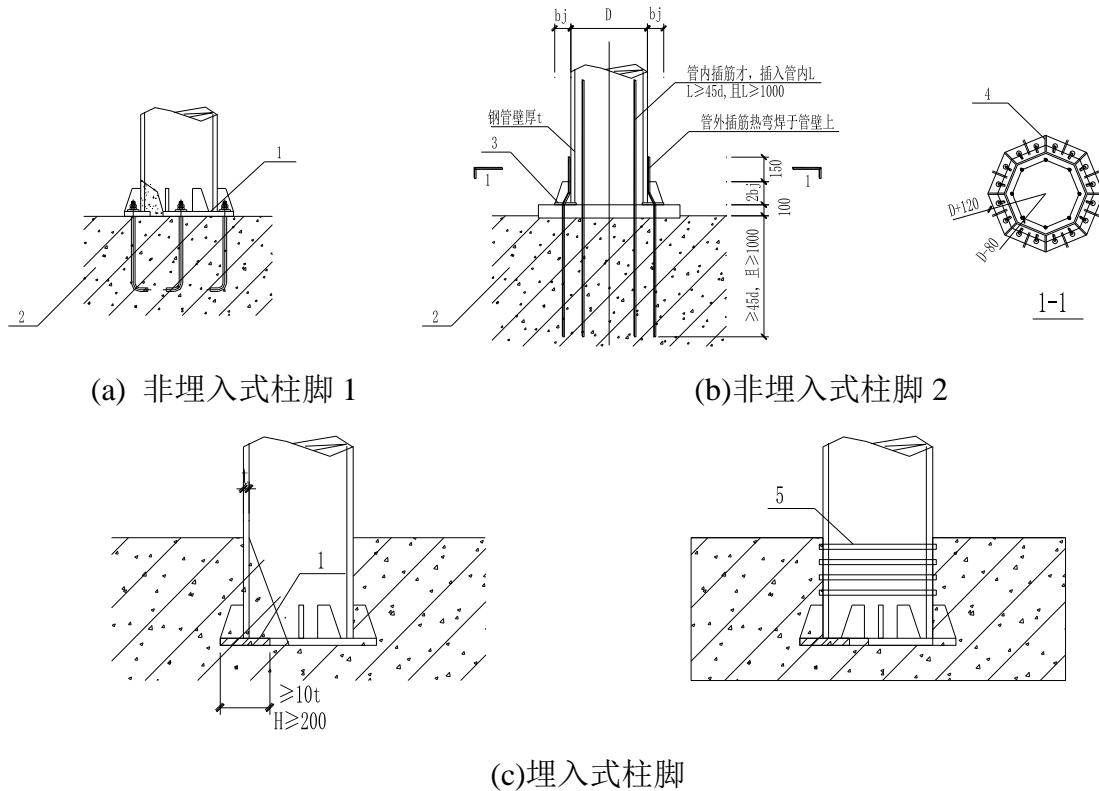


图 8.6.4-1 圆形钢管混凝土柱的柱脚构造示意

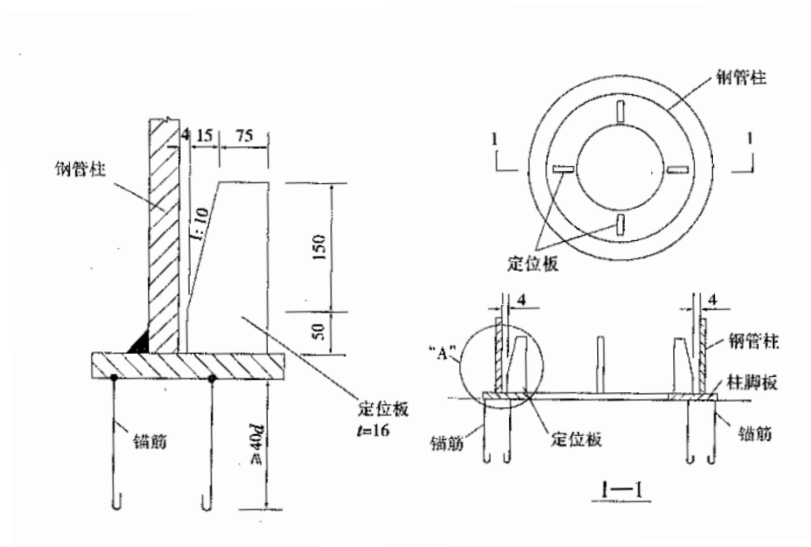


图 8.6.4-2 柱脚板构造示意

## 9 结构减震设计

### 9.1 一般规定

**9.1.1** 本章适用于设置延性消能构件改善高层钢-混凝土混合结构刚度分布与提高结构延性的延性消能构件减震设计,以及设置消能器吸收与消耗地震能量的消能器减震设计。

**9.1.2** 结构减震设计确定设计方案时,应与采用抗震设计的方案进行对比分析。

同时设置延性消能构件和消能器的结构,除各减震部件应符合本章的相关规定外,整个结构应符合第 9.3 节的规定。

**9.1.3** 减震设计时主体结构楼、屋盖宜满足平面内无限刚性的要求;当不满足该要求时应考虑楼、屋盖平面内的弹性变形,在楼层的合理位置布置减震部件,并建立符合实际情况的力学分析模型。

**9.1.4** 消能器应能对应不同的工作状态提供足够的附加阻尼。在 10 年一遇标准风荷载作用下,摩擦消能器不应进入工作状态,金属消能器不应产生屈服。

防屈曲支撑、高延性钢板墙、高延性钢连梁根据性能需求用作延性消能构件或金属消能器时,可采用附录 A 的方法进行设计。

**9.1.5** 减震设计时,减震部件应符合下列要求:

1 减震部件的性能参数应经试验确定。

2 减震部件的设置部位,应采取便于检查和替换的措施。

3 设计文件上应注明对减震部件的性能要求,安装前应按规定进行检测,确保性能符合要求。

**9.1.6** 减震结构构件设计时,宜充分考虑减震部件引发的主体结构框架柱、梁的附加轴力、剪力和弯矩作用。

**9.1.7** 减震结构的减震设计,尚应符合相关专门标准的规定;也可按抗震性能目标的要求进行基于性能的设计。性能目标可以根据需要选定针对整个结构、结构的局部位置或关键部位、结构的关键部件、重要构件等。

### 9.2 延性消能构件减震设计要点

**9.2.1** 延性消能构件在 10 年一遇标准风荷载和多遇地震作用下不应产生屈服,并应满足下式要求:

$$S \leq R \quad (9.2.1)$$

式中:  $S$  为延性消能构件在考虑 10 年一遇风荷载或多遇地震作用的内力组合设

计值;  $R$  为延性耗能构件的承载力设计值(按材料强度设计值确定)。

**9.2.2** 延性耗能构件减震设计应针对不同的减震要求确定合理的减震性能目标:

1. 针对改善刚度分布不规则的减震要求,延性耗能构件不宜过早发生屈服,宜确保整个结构在罕遇地震作用下刚度分布基本合理。

2. 针对改善结构关键部位的延性和保护结构的关键部位、重要构件的减震要求,延性耗能构件应先于相关部位、部件和构件发生屈服。

**9.2.3** 延性耗能构件应在罕遇地震作用下有足够的延性储备,并应通过专业机构的性能检验。

**9.2.4** 延性耗能构件的性能检验,应符合下列规定:

1 由第三方进行抽样检验,抽检数量为同一类型同一规格数量的 3%,当同一类型同一规格的耗能器数较少时,可以在同一类型耗能器中抽检总数的 3%,但不应少于 2 个,检测合格率为 100%,检测后的耗能器不能用于主体结构。

2 在 1/150、1/100、1/75、1/50 的层间位移角相应的延性耗能构件的位移幅值下往复循环各 3 圈后,耗能器的主要设计指标误差和衰减量不应超过 15%,且不应有明显的破坏现象。

**9.2.5** 结构采用延性耗能构件减震设计时,延性耗能构件的相关部位应符合下列要求:

1 延性耗能构件与支承构件的连接,应符合本规程和有关规程对相关构件连接的构造要求。

2 在延性耗能构件施加给主结构最大力作用下,延性耗能构件与主结构之间的连接部件应在弹性范围内工作。

3 与延性耗能构件相连的结构构件设计时,应计入延性耗能构件传递的附加内力。

### 9.3 耗能器减震设计要点

**9.3.1** 耗能减震设计时,应根据多遇地震下的预期减震要求及罕遇地震下的预期结构位移控制要求,设置适当的耗能部件。耗能部件可由耗能器及斜撑、墙体、梁等支承构件组成。耗能器可采用速度相关型、位移相关型或其他类型。

注: 1.速度相关型耗能器指黏滞耗能器和黏弹性耗能器等;

2.位移相关型耗能器指金属屈服耗能器和摩擦耗能器等。

**9.3.2** 耗能器的力学模型参数应根据设计要求,按耗能器类型进行如下选择:

1 摩擦型耗能器、铅耗能器可采用理想弹塑性模型。

2 软钢耗能器、防屈曲支撑耗能器可采用双线性或三线性模型。

3 速度型耗能器可采用 MAXWELL 模型。

4 设计分析所用消能器力学模型参数应与使用的消能产品的足尺试验结果一致。

**9.3.3** 以剪切变形为主的消能部件在结构中布置宜遵照下列原则：

1 消能部件的布置宜使结构在两个水平主轴方向的动力特性相近。

2 消能部件的竖向布置宜使结构沿高度方向刚度均匀。

3 消能部件宜布置在层间相对位移或相对速度较大的楼层，同时可采用合理形式增加消能器两端的相对变形或相对速度，提高消能器的减震效率。

4 消能部件的布置不应导致结构出现明显的薄弱构件或薄弱层。

**9.3.4** 消能减震结构设计时宜使各层以下参数相接近(基本烈度地震作用下)：

位移相关型消能器：消能部件水平等效刚度与结构水平层间刚度比，消能部件水平剪力与结构的水平层间剪力乘以该层水平层间位移之积之比；

黏滞消能器：消能部件的水平阻尼力与结构的水平层间剪力乘以该层水平层间位移之积之比；

黏弹性消能器：消能部件的水平刚度与结构的水平层间刚度比，消能部件零位移时的水平阻尼力与结构的水平层间剪力乘以该层水平层间位移之积之比。

**9.3.5** 消能减震结构各层消能器的最大水平阻尼力之和不宜大于相应层结构层间屈服剪力的 60%。

**9.3.6** 消能减震设计中不应考虑消能器(防屈曲钢板墙除外)承担重力荷载。

**9.3.7** 消能减震设计的计算分析，应符合下列规定：

1 当主体结构基本处于弹性工作阶段时，可采用线性分析方法作简化估算，并根据结构的变形特征、高度、消能器类型、消能器布置情况等，按本规程第 5.1 节的规定分别采用底部剪力法、振型分解反应谱法和时程分析法。消能减震结构的地震影响系数可根据消能减震结构的总阻尼比按本规程第 5.1.5 条的规定采用。

消能减震结构的自振周期应根据消能减震结构的总刚度确定，总刚度应为结构刚度和消能部件有效刚度的总和。

消能减震结构的总阻尼比应为结构阻尼比和消能部件附加给结构的有效阻尼比的总和；多遇地震、设防烈度地震和罕遇地震下的总阻尼比应分别计算。当位移型消能器的耗能部件采用延性和疲劳性能好的软钢时，多遇地震下的附加有效阻尼比可取设防烈度下的附加有效阻尼比计算值。

2 对主体结构进入弹塑性阶段的情况，应根据主体结构体系特征，采用静力非线性分析方法或非线性的时程分析方法。

在非线性的分析中，消能减震结构的恢复力模型应包括结构恢复力模型和消能部件的恢复力模型及消能器承担重力荷载情况。

3 消能减震结构的层间弹塑性位移角限值，应符合预期的变形控制要求，宜比非消能减震结构适当减小。

**9.3.8** 消能部件附加给结构的有效阻尼比和有效刚度，可按下列方法确定：

1 位移相关型消能部件和非线性速度相关型消能部件附加给结构的有效刚度应采用等效线性化方法确定。

2 消能部件附加给结构的有效阻尼比可按式估算：

$$\xi_a = \frac{\sum_{j=1}^n W_{cj}}{4\pi W_s} \quad (12.3.8-1)$$

式中： $\xi_a$ ——消能减震结构的附加有效阻尼比；

$W_{cj}$ ——第  $j$  个消能部件在结构预期层间位移  $\Delta u_j$ ，下往复循环一周所消耗的能量；

$n$ ——安装在结构上的所有消能部件数量；

$W_s$ ——设置消能部件的结构在预期位移下的总应变能。

注：当消能部件在结构上分布较均匀，且附加给结构的有效阻尼比小于 20% 时，消能部件附加给结构的有效阻尼比也可采用强行解耦方法确定。

3 不计及扭转影响时，消能减震结构在水平地震作用下的总应变能，可按式估算：

$$W_s = \frac{1}{2} \sum_i F_i u_i \quad (9.3.8-2)$$

式中： $F_i$ ——质点  $i$  的水平地震作用标准值；

$u_i$ ——质点  $i$  对应于水平地震作用标准值的位移。

4 速度线性相关型消能器在水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量，可按式估算：

$$W_{cj} = (2\pi^2/T_1) C_j \Delta u_j^2 \cos^2 \theta_j \quad (9.3.8-3)$$

式中： $T_1$ ——消能减震结构的基本自振周期；

$C_j$ ——第  $j$  个消能器的线性阻尼系数；

$\theta_j$ ——第  $j$  个消能器的消能方向与水平面的夹角

$\Delta u_j$ ——第  $j$  个消能器两端的相对水平位移。

当消能器的阻尼系数和有效刚度与结构振动周期有关时，可取相应于消能减震结构基本自振周期的值。

5 位移相关型和速度非线性相关型消能器在水平地震作用下往复循环一周所消耗的能量，可按式估算：

$$W_{cj} = A_j \quad (9.3.8-4)$$

式中：  $A_j$ ——第  $j$  个消能器的恢复力滞回环在相对水平位移  $\Delta u_j$  时的面积。

消能器的有效刚度可取消能器的恢复力滞回环在相对水平位移  $\Delta u_j$  时的割线刚度。

6 消能部件附加给结构的有效阻尼比超过 25% 时，宜按 25% 计算。

**9.3.9** 消能部件的设计参数，应符合下列规定：

1 速度线性相关型消能器与斜撑、墙体或梁等支承构件组成消能部件时，支承构件沿消能器消能方向的刚度应满足下式：

$$K_b \geq (6\pi/T_1)C_D \quad (9.3.9-1)$$

式中：  $K_b$ ——支承构件沿消能器方向的刚度；

$C_D$ ——消能器的线性阻尼系数；

$T_1$ ——消能减震结构的基本自振周期。

2 速度非线性相关型消能器的支承构件沿消能器消能方向的刚度应满足下式：

$$K_b \geq K_{d0} \quad (9.3.9-2)$$

$$K_b \geq 3K_d \quad (9.3.9-3)$$

式中：  $K_{d0}$ ——消能器的初始速度；

$K_d$ ——设防烈度下消能器零位移时的阻尼力与最大位移之比，即损失刚度。

3 黏弹性消能器的黏弹性材料总厚度应满足下式：

$$t \geq \Delta u [\gamma] \quad (9.3.9-4)$$

式中：  $t$ ——粘弹性消能器的粘弹性材料的总厚度；

$\Delta u$ ——沿消能器方向的最大可能的位移；

$[\gamma]$ ——粘弹性材料允许的最大剪切变形；

4 位移相关型消能器与支撑、墙体或梁等支承构件组成消能部件时，消能部件的恢复力模型参数宜符合下列要求：

$$\Delta u_{py} / \Delta u_{sy} \leq 2/3 \quad (9.3.9-5)$$

式中：  $\Delta u_{py}$ ——消能部件在水平力方向的屈服位移或起滑位移；

$\Delta u_{sy}$ ——设置消能部件的结构层间屈服位移。

5 消能器的迹象位移能力应不小于罕遇地震下消能器最大位移的 1.2 倍；对速度相关型消能器，消能器的极限速度应不小于地震作用下消能器最大速度的

1.2 倍，且消能器应满足在此极限速度下的承载力要求。

**9.3.10** 消能器的性能检验，应符合下列规定：

1 对黏滞流体消能器，由第三方进行抽样检验，其数量为同一工程同一类型同一规格数量的 20%，但不少于 2 个，检测合格率为 100%，检测后的消能器可用于主体结构；对其他类型消能器，抽检数量为同一类型同一规格数量的 3%，当同一类型同一规格的消能器数贵较少时，可以在同一类型消能器中抽检总数量的 3%，但不应少于 2 个，检测合格率为 100%，检测后的消能器不能用于主体结构。

2 对速度相关型消能器，在消能器设计位移和设计速度幅值下，以结构基本频率往复循环 30 圈后，消能器的主要设计指标误差和衰减量不应超过 15%；对位移相关型消能器，在消能器设计位移幅值下往复循环 30 圈后，消能器的主要设计指标误差和衰减量不应超过 15%，且不应有明显的低周疲劳现象。

**9.3.11** 结构采用消能减震设计时，消能部件的相关部位应符合下列要求：

1 消能器与支承构件的连接，应符合本规程和有关规程对相关构件连接的构造要求。

2 在消能器施加给主结构最大阻尼力作用下，消能器与主结构之间的连接部件应在弹性范围内工作。

3 与消能部件相连的结构构件设计时，应计入消能部件传递的附加内力。

**9.3.12** 当消能减震结构的抗震性能明显提高时，主体结构的抗震构造要求可适当降低。降低程度可根据消能减震主体结构底部或控制楼层(相对薄弱的楼层)承担层间剪力或层间位移降低程度确定，最大降低程度应控制在 1 度以内。

## 附录 A 金属消能减震部件的设计要求

### A.1 防屈曲支撑

**A.1.1** 防屈曲支撑可按照性能要求分为延性消能构件型和消能器型，可分别用于延性消能构件减震设计和消能器减震设计。

消能器型防屈曲支撑在多遇地震阶段的设计方法可采用本规程第 9.3 节位移相关型消能器的设计方法。

**A.1.2** 延性消能构件型防屈曲支撑在风载或小震与其它静力荷载组合下最大拉压轴力设计值  $N$  应满足下式要求：

$$N \leq 0.9N_{yjc} / \eta_y \quad (\text{A.1.2-1})$$

$$N_{yjc} = \eta_y f_{ay} A_1 \quad (\text{A.1.2-2})$$

式中：  $N$  ——防屈曲支撑轴力设计值；

$N_{yjc}$  ——芯板的受拉或受压屈服承载力，根据芯材约束屈服段的截面面积来计算；

$A_1$  ——约束屈服段的钢材截面面积；

$f_{ay}$  ——芯板钢材的屈服强度标准值；

$\eta_y$  ——芯板钢材的超强系数，Q160 和 Q225 取 1.1；Q235 取 1.25；Q345 取 1.1；Q390 和 Q420 取 1.05。当有实测数据时应以实测为准，且实测值不应大于上述数值的 15%。

**A.1.3** 防屈曲支撑在中震和大震下的验算应采用弹塑性分析方法。

弹塑性分析方法主要有静力弹塑性分析和动力弹塑性分析，可选用如图 A.1.3 所示的双线性恢复力模型。

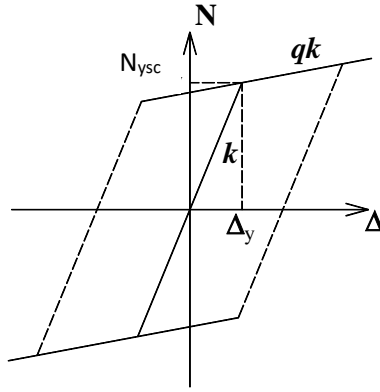


图 A.1.3 防屈曲支撑双线性恢复力模型

其中： $N_{ysc}$ —防屈曲支撑屈服承载力，由式(A.1.2-2)确定；

$\Delta_y$ —防屈曲支撑初始塑性变形；

$k$ —防屈曲支撑的刚度，可按照  $k = \frac{EA_e}{l}$  取值；

$E$ —钢材弹性模量；

$A_e$ —防屈曲支撑等效截面积；

$l$ —支撑长度；

$q$ —芯板钢材的强化系数，可取为 1%。

**A.1.4** 防屈曲支撑在地震作用下不应发生整体失稳，其套筒抗弯刚度应符合下列公式要求：

$$\frac{\pi^2 EI}{l^2} \geq 1.2\omega N_{ysc} \quad (\text{A.1.4-1})$$

或：

$$I \geq \frac{1.2\omega N_{ysc} l^2}{\pi^2 E} \quad (\text{A.1.4-2})$$

式中： $I$ ——防屈曲支撑套筒的弱轴惯性矩；

$E$ ——套筒钢材弹性模量；

$l$ ——支撑长度；

$\omega$ ——应变强化调整系数，根据表 A.1.4 采用；

$N_{ysc}$ ——防屈曲支撑屈服承载力，由式(A.1.2-2)确定。

表 A.1.4 芯材的应变强化调整系数

| 材料型号          | $\omega$ |
|---------------|----------|
| Q100LY、Q160LY | 2.4      |
| Q225LY        | 1.5      |
| Q235、Q345     | 1.5      |

**A.1.5** 在结构模型中屈曲约束支撑的刚度应按照下式确定。

$$\frac{EA_e}{L_x} = k = \frac{1}{1/k_1 + 1/k_2 + 1/k_3} \quad (\text{A.1.5-1})$$

$$\frac{EA_b}{L_b} = k_1 = \frac{1}{1/k_4 + 1/k_5} \quad (\text{A.1.5-2})$$

式中：

- $A_e$  —— 结构模型中的支撑等效截面积 ( $\text{m}^2$ )
- $E$  —— 钢材的弹性模量 ( $\text{Pa}$ )；
- $L_x$  —— 防屈曲支撑的轴线长度 ( $\text{m}$ )；
- $k_1$  —— 防屈曲支撑的刚度 ( $\text{N/m}$ )；
- $k_2$  —— 防屈曲支撑两端连接节点段的线刚度 ( $\text{N/m}$ )， $k_2 = \frac{EA_j}{L_j}$ ；
- $k_3$  —— 防屈曲支撑两端连接节点域的刚度 ( $\text{N/m}$ )；
- $k_4$  —— 防屈曲支撑两端连接段与过渡段的刚度 ( $\text{N/m}$ )；
- $k_5$  —— 防屈曲支撑屈服耗能段的刚度 ( $\text{N/m}$ )；
- $A_j$  —— 节点段的等效截面积，可按经验或有限元方法确定；
- $L_j$  —— 节点段的长度 ( $\text{m}$ )。

**A.1.6** 防屈曲支撑的核心单元钢板宜优先采用低屈服点钢材，伸长率不应小于 25%，且应具有工作温度条件下的冲击韧性合格保证，同时钢材的屈服强度值应稳定。

**A.1.7** 防屈曲支撑的核心单元宜沿轴线方向区分出耗能段、过渡段和连接段，应采取适当的措施减小核心单元截面变化处的应力集中。防屈曲支撑在地震作用下产生的塑性变形应集中在核心单元的耗能段，核心单元的过渡段和连接段应保持弹性。

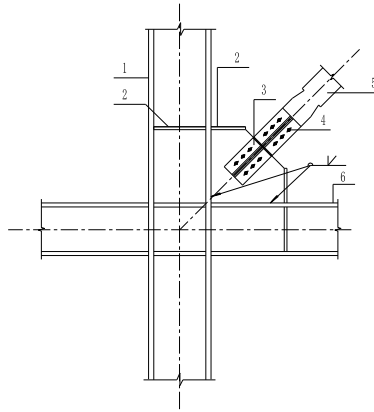
**A.1.8** 防屈曲支撑的约束单元不应阻碍核心单元沿轴线方向的拉伸与压缩变形。应根据防屈曲支撑具体的构造形式，在核心单元与约束单元之间预留合适的压缩空间。核心单元与约束单元之间沿宽度方向宜留置适当的间隙以释放核心单元在

受压时因泊松效应引起的横向膨胀变形。

**A.1.9** 防屈曲支撑的约束单元在自重和摩擦力的共同作用下，不应沿轴线方向产生滑动。

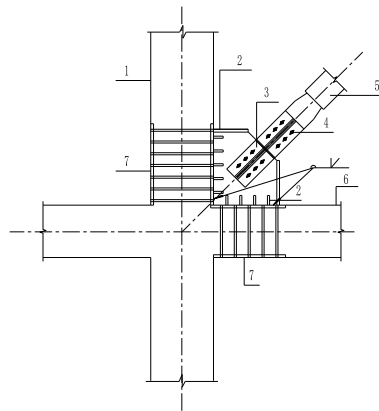
**A.1.10** 防屈曲支撑受拉时，应保证核心单元的耗能段始终不露于约束单元的外部。核心单元的过渡段宜延伸至约束单元内部并保留一定的约束长度。

**A.1.11** 防屈曲支撑构件与钢框架、钢筋混凝土框架的连接可采用高强度螺栓连接（图 A.1.11-1）或销轴连接（图 A.1.11-2），亦可采用焊接连接（图 A.1.11-3）。



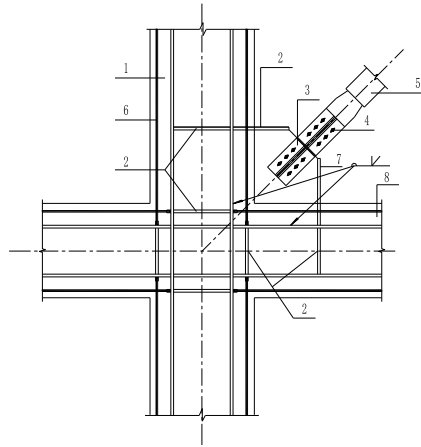
(a)与钢框架连接

1—钢柱 2—加劲肋 3—连接板 4—高强螺栓 5—屈曲约束支撑  
6—钢梁



(b)与钢筋混凝土框架连接

1—混凝土柱 2—加劲肋 3—连接板 4—高强螺栓 5—屈曲约束支撑  
6—混凝土梁 7—预埋件

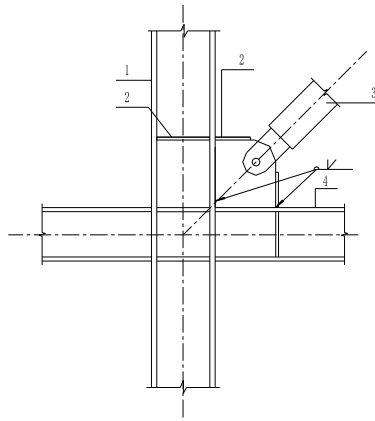


(c) 与型钢混凝土结构的连接

1—型钢混凝土柱 2—加劲肋 3—连接板 4—高强螺栓 5—屈曲约束支撑  
6—钢筋和型钢翼缘上焊接的连接套筒连接 7—穿加劲肋板须预留孔

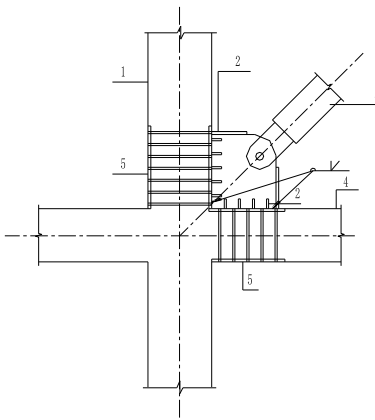
8—型钢混凝土梁

图 A.1.11-1 高强度螺栓型连接



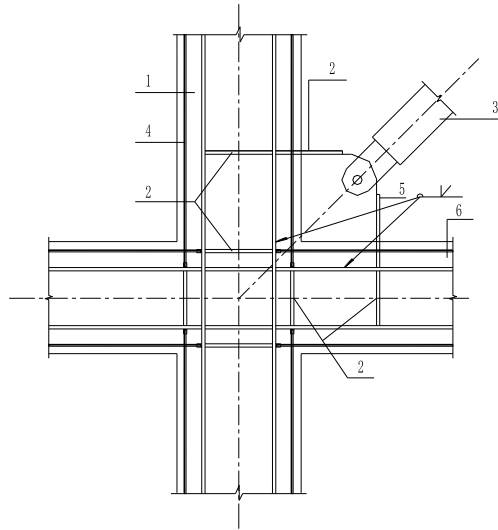
(a) 与钢框架连接

1—钢柱 2—加劲肋 3—屈曲约束支撑 4—钢梁



(b) 与钢筋混凝土框架连接

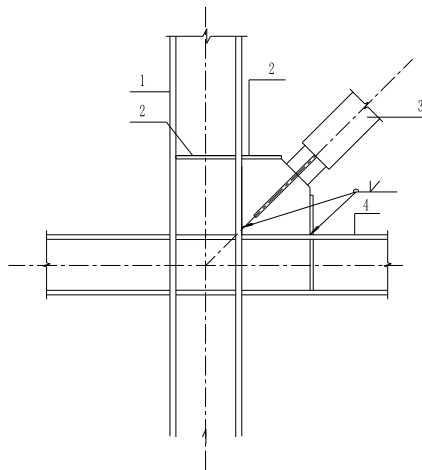
1—混凝土柱 2—加劲肋 3—屈曲约束支撑 4—混凝土梁 5—预埋件



(c)与型钢混凝土结构的连接

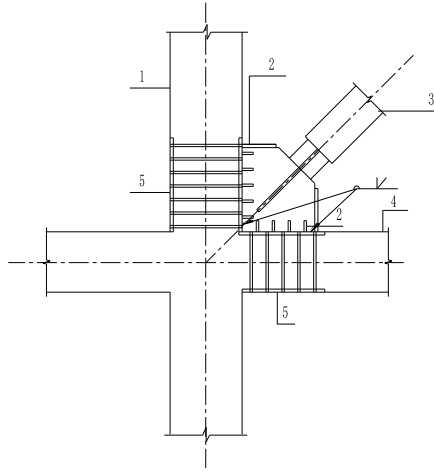
1—型钢混凝土柱 2—加劲肋 3—屈曲约束支撑 4—钢筋和型钢翼缘上焊接的连接套筒连接 5—穿加劲肋板须预留孔 6—型钢混凝土梁

图 A.1.11-2 销轴型连接



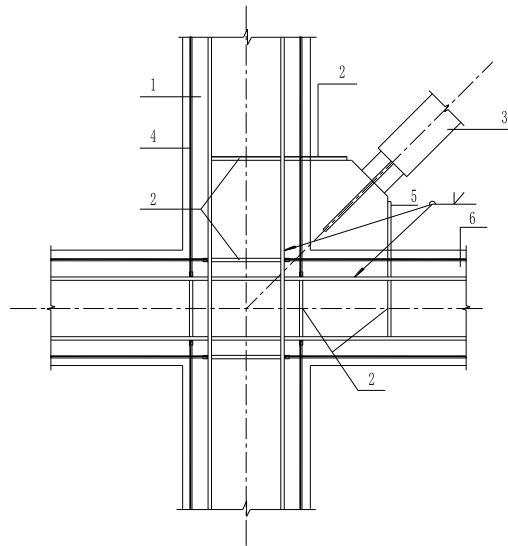
(a) 与钢框架连接

1—钢柱 2—加劲肋 3—屈曲约束支撑 4—钢梁



(b)与钢筋混凝土框架连接

1—混凝土柱 2—加劲肋 3—屈曲约束支撑 4—混凝土梁 5—预埋件



(c)与型钢混凝土结构的连接

1—型钢混凝土柱 2—加劲肋 3—屈曲约束支撑 4—钢筋和型钢翼缘上焊接的连接套筒连接 5—穿加劲肋板须预留孔 6—型钢混凝土梁

图 A.1.11-3 焊接型连接

**A.1.12** 防屈曲支撑的连接承载力设计值应符合下列公式要求：

$$F_c \geq 1.2\omega N_{ysc} \quad (\text{A.1.12})$$

式中： $F_c$ ——承受防屈曲支撑轴力的连接作用力设计值；

$\omega$ ——应变强化调整系数，根据表 A.1.4 采用；

$N_{ysc}$ ——防屈曲支撑屈服承载力，由式(A.1.2)确定。

## A.2 高延性钢板墙

**A.2.1** 高延性钢板墙可按照性能要求分为延性耗能构件型和耗能器型，可分别用于延性耗能构件减震设计和耗能器减震设计。

耗能器型高延性钢板墙在多遇地震阶段的设计方法可采用本规程第 9.3 节位移相关型耗能器的设计方法。

**A.2.2** 高延性钢板墙在风载或小震与其它静力荷载组合下最大拉压剪力设计值  $Q$  应满足下式要求：

$$Q \leq Q_b \quad (\text{A.2.2})$$

其中， $Q_b$  为高延性钢板墙的抗剪强度设计值。

**A.2.3** 高延性钢板墙在中震和大震下的验算应采用弹塑性分析方法。

弹塑性分析方法主要有静力弹塑性分析和动力弹塑性分析，可选用强化双线性恢复力模型。

**A.2.4** 高延性钢板墙在结构分析时可采用以下简化模型：

1. 屈曲约束钢板墙可采用等效支撑模型进行计算。

等效支撑的截面面积  $A_b$  可按下式计算：

$$A_b = \frac{Kl_b}{2E \cos^2 \beta} \quad (\text{A.2.4-1})$$

其中， $K$  为屈曲约束钢板墙初始侧向刚度； $l_b$  为等效支撑长度； $\beta$  为等效支撑与水平面的夹角， $\beta = \arctan\left(\frac{H}{B-2e}\right)$ ；

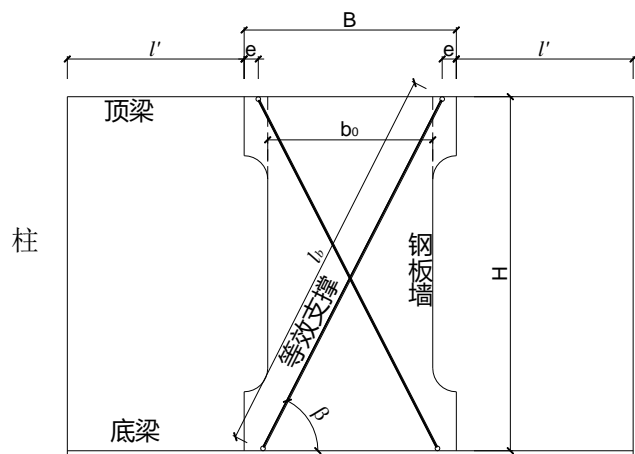


图 A.2.4-1 屈曲约束钢板墙等效支撑模型

等效支撑的屈服承载力可按下式计算：

$$Q_{yb} = \frac{Q_y}{2\cos\beta} = \frac{Q}{2} \frac{\sqrt{H^2 + (B-2e)^2}}{B-2e} \quad (\text{A.2.4-2})$$

2. 无屈曲波纹钢板墙可采用等效支撑框架模型进行计算。

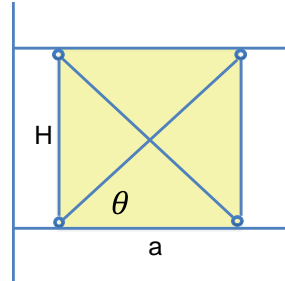


图 A.2.4-2 无屈曲波纹钢板墙等效支撑框架模型

等效支撑的截面面积  $A_b$  可按下式计算：

$$A_b = \frac{K(H^2 + a^2)^{\frac{3}{2}}}{2Ea^2} \quad (\text{A.2.4-3})$$

式中， $K$  为无屈曲波纹钢板墙初始侧向刚度； $H$  为波纹钢板墙高度。

等效支撑的材料屈服强度可按下式计算：

$$f_{yb} = \frac{Q_y(H^2 + a^2)^{\frac{1}{2}}}{2A_b a} \quad (\text{A.2.4-4})$$

式中， $Q_y$  为无屈曲波纹钢板墙屈服承载力。

铰接端柱截面面积  $A_c$  可按下式计算：

$$A_c = \frac{Q_u H}{2af_y} + \frac{P_0}{f_y} \quad (\text{A.2.4-5})$$

式中， $P_0$  为上部无屈曲波纹钢板墙对本层铰接端柱的竖向力作用。

**A.2.5** 为保证屈曲约束钢板墙在整体弯剪屈服之前不发生整体屈曲，面外约束板件的平面外抗弯刚度  $D_c$  需要满足：

$$D_c \geq \frac{Q_u B}{k_{cr} \pi^2} \quad (\text{A.2.5-1})$$

式中： $D_c$  为面外约束部件的平面外抗弯刚度；

$Q_u$  为钢板墙的极限承载力；

$B$  为钢板墙的宽度；

$k_{cr}$  为剪切屈曲系数，由(A.2.5-2)式计算：

$$k_{cr} = 1.1\left(\frac{B}{H}\right)^4 + 5.2\left(\frac{B}{H}\right)^4 - 0.2 \quad (\text{A.2.5-2})$$

式中： $H$  为钢板墙的高度

**A.2.6** 防屈曲钢板墙与边界梁柱连接节点应有足够的承载力，以保证钢板墙能充分发挥承载和耗能作用。

**A.2.7** 防屈曲钢板墙与边界梁连接处承受的弯矩和剪力作用，应不小于钢板墙芯板的屈服弯矩  $M_p$  和屈服剪力  $Q_p$ (图 A.2.7)。

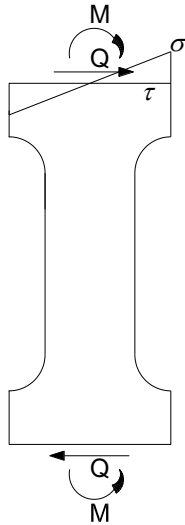


图 A.2.7 防屈曲钢板墙与边界梁连接节点受力图

**A.2.8** 屈曲约束钢板墙仅芯板与边界梁柱的连接，可采用下列形式（图 A.2.8）：  
(a) 芯板上下端和边界梁焊接，同时芯板端部和边界柱焊接；  
(b) 芯板仅上下端与边界梁焊接。

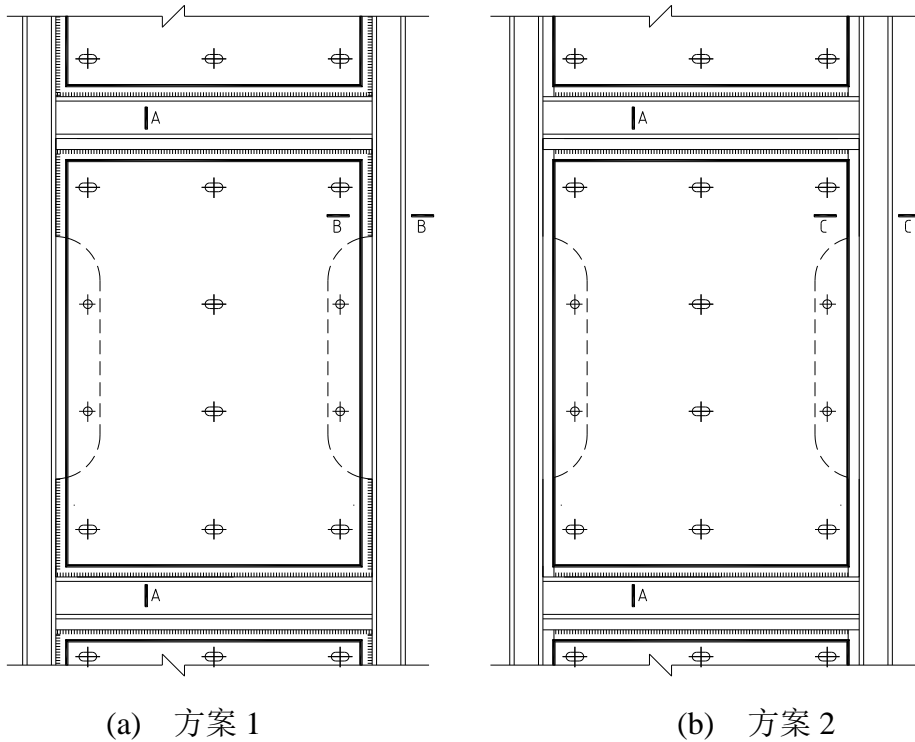


图 A.2.8 屈曲约束钢板墙连接方案

**A.2.9** 屈曲约束钢板墙采用 A.2.8 条方案 1 连接的角焊缝焊脚尺寸和长度应满足式 A.2.9-1 的要求:

$$\sqrt{\left(\frac{Q_p}{1.22 \times h_f \sum l_w} + \frac{(M_p + Q_p e)y_1}{1.22 I_{wp}}\right)^2 + \left(\frac{(M_p + Q_p e)x_1}{I_{wp}}\right)^2} \leq f_f^w \quad (\text{A.2.9-1})$$

式中,  $e$  为角焊缝形心距芯板与边界梁焊缝的距离;

$x_1$  和  $y_1$  分别为焊缝最远点距离焊缝形心的水平和竖向距离,  $e$ 、 $x_1$  和  $y_1$  如图 A.2.9 所示;

$h_f$  为角焊缝的较小焊脚尺寸;

$l_w$  为焊缝计算长度;

$f_f^w$  为角焊缝设计强度;

$I_{wp}$  为角焊缝有效截面对焊缝形心的极惯性矩, 按下式计算:

$$I_{wp} = I_{wpx} + I_{wpy} \quad (\text{A.2.9-2})$$

式中,  $I_{wpx}$  和  $I_{wpy}$  为角焊缝有效截面对其  $x$ 、 $y$  轴的惯性矩

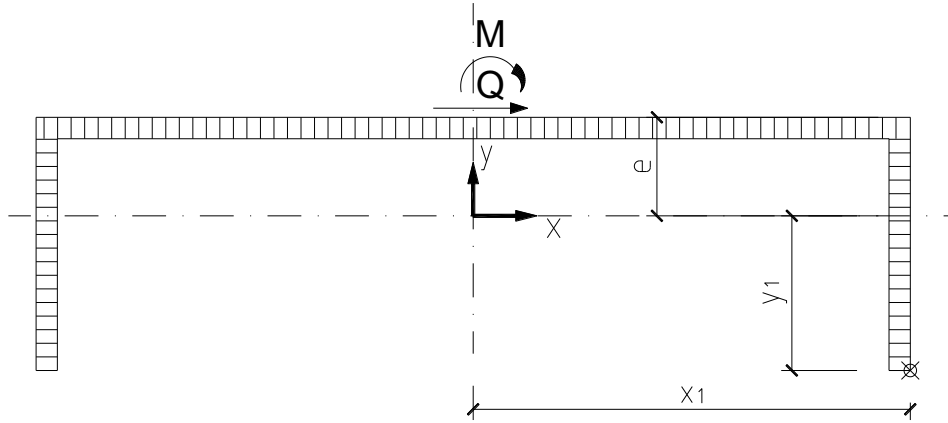


图 A.2.9 芯板与边界梁柱的连接角焊缝

**A.2.10** 屈曲约束钢板墙采用 A.2.8 条方案 2 的角焊缝焊脚尺寸和长度应满足式 A.2.10 的要求:

$$\sqrt{\left(\frac{Q_p}{1.22 \times h_f \sum l_w}\right)^2 + \left(\frac{6M_p}{\sum 0.7h_f l_w^2}\right)^2} \leq f_f^w \quad (\text{A.2.10})$$

**A.2.11** 边界梁的受剪承载力应符合下列要求:

$$V \leq \phi V_1 / \gamma_{RE} \quad (\text{A.2.11-1})$$

$$V_1 = 0.58 A_w f_{ay} \quad (\text{A.2.11-2})$$

式中:  $V$ ——边界梁段的剪力设计值;

$V_1$ ——边界梁段受剪承载力;

$A_w$ ——边界梁段腹板截面面积;

$f_{ay}$ ——边界梁段钢材屈服强度;

$\phi$ ——系数, 可取 0.9;

$\gamma_{RE}$ ——边界梁段承载力抗震调整系数, 取 0.75。

**A.2.12** 边界梁的剪力设计值, 应按钢板墙等效支撑模型进行结构分析所得梁内组合剪力最大值确定。边界梁段受剪承载力不应小于小震或风作用下的剪力设计值, 不宜小于钢板墙屈服时的边界梁剪力值的 1.2 倍。

**A.2.13** 当钢板墙芯板的放大端部与两边框架柱相连时 (图 A.2.8a), 计算边界梁段受剪承载力时可考虑钢板墙芯板端部对梁抗剪承载力的贡献。

**A.2.14** 防屈曲钢板墙的面外约束构件距离梁翼缘及连接节点板的净距应不小于 50mm。距离柱翼缘的净距应不小于 50mm。如采用 A.2.8 条方案 2, 则芯板与柱

距离柱翼缘的净距应不小于净层高的  $\frac{1}{50}$  (图 A.2.14)。

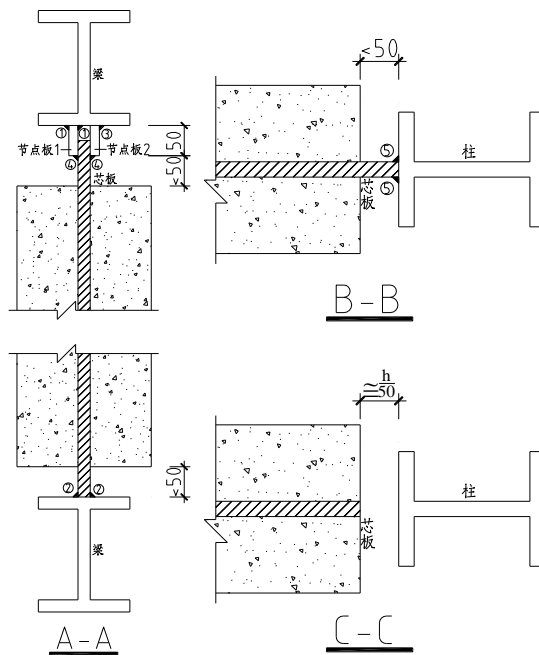


图 A.2.14 连接节点构造

**A.2.15** 钢板墙边界梁段在钢板墙端部位置处, 应在其腹板两侧配置加劲肋, 加劲肋的高度应为梁腹板高度, 一侧的加劲肋宽度不应小于  $(b_f/2-t_w)$ , 厚度不应小于  $0.75t_w$  和  $10\text{mm}$  的较大值。加劲肋应在钢板墙左右两端分别布置 3 道, 每道加劲肋净距  $50\text{mm}$ , 最外侧加劲肋离柱边的净距不小于  $50\text{mm}$ , 如图 A.2.15 所示。

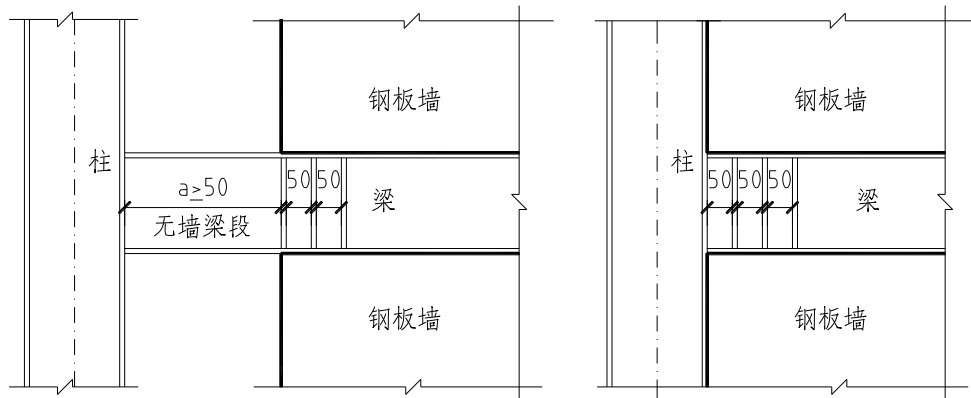


图 A.2.15 边界梁加劲肋的设置

**A.2.16** 钢板墙边界梁与柱的连接应符合下列要求:

- 1) 无墙梁段长度不宜大于  $1.6M_{lp}/V_1$ 。
- 2) 边界梁翼缘与柱翼缘之间应采用坡口全熔透对接焊缝连接, 边界梁腹板与柱之间应采用角焊缝 (气体保护焊) 连接; 角焊缝的承载力不得小于边界梁腹板的轴

力、剪力和弯矩同时作用时的承载力。

3)边界梁与柱腹板连接时，边界梁翼缘与横向加劲板间应采用坡口全熔透焊缝，其腹板与柱连接板间应采用角焊缝（气体保护焊）连接；角焊缝的承载力不得小于边界梁腹板的轴力、剪力和弯矩同时作用时的承载力。

4) 无墙梁段的腹板不得贴焊补强板，也不得开洞。

**A.2.17** 无墙梁段翼缘板外伸宽度  $b_1$  与其厚度  $t_f$  之比，应符合下式要求：

$$\frac{b_1}{t_f} = 8 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (\text{A.2.17})$$

**A.2.18** 无墙梁段腹板计算高度  $h_0$  与其厚度之比，应符合下式要求：

$$\frac{h_0}{t_w} = (72 - 100 \frac{N_{tb}}{A_{1b}f}) \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (\text{A.2.18})$$

式中， $A_{1b}$  为耗能梁段的截面面积。

**A.2.19** 无屈曲波纹钢板墙的焊接可采用焊接节点型式，如图 A.2.19 所示。

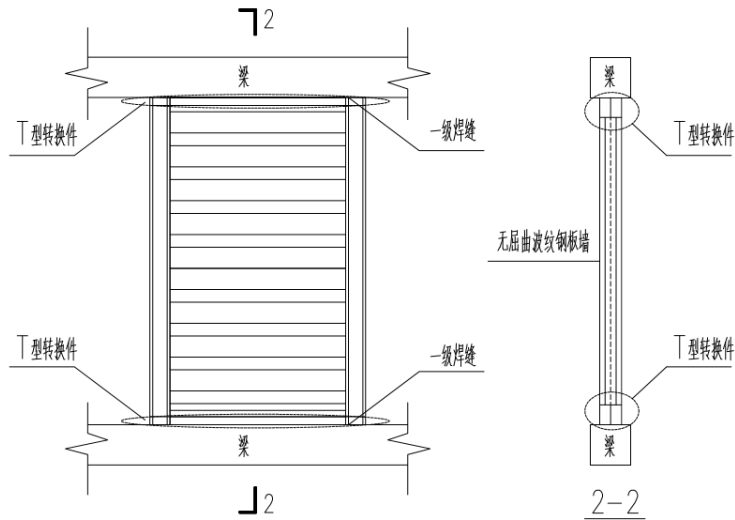


图 A.2.19 无屈曲波纹钢板墙焊缝连接

无屈曲波纹钢板墙与上下梁的焊缝需满足一级焊缝的要求。波纹钢板宽度范围内的 T 型转换件腹板厚度  $t_c$  应满足下式要求：

$$t_c \geq \frac{Q_u}{af_{yc}} \quad (\text{A.2.19-1})$$

式中， $Q_u$  为无屈曲波纹钢板墙极限承载力； $a$  为波纹板宽度， $f_{yc}$  为 T 型转换件的屈服强度。

边缘构件宽度范围内的 T 型转换件截面积  $A_{cc}$  应满足下式要求：

$$A_{cc} \geq \frac{Q_u H}{2af_{yc}} + \frac{P_o}{f_{yc}} \quad (\text{A.2.19-2})$$

式中， $P_o$  为上部无屈曲波纹钢板墙对本层铰接端柱的竖向力作用。

**A.2.20** 无屈曲波纹钢板墙的连接，也可采用螺栓连接节点型式，如图 A.2.20 所示。

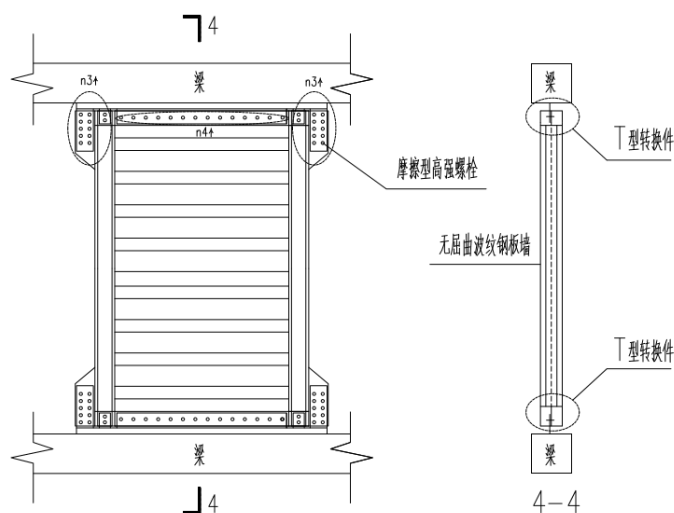


图 A.2.20 无屈曲波纹钢板墙螺栓连接

无屈曲波纹钢板墙边缘构件范围内的螺栓数量  $n_3$  和中间区域的螺栓数量  $n_4$  应满足下式要求：

$$n_3 \geq \frac{Q_u H}{2aQ_v} + \frac{P_o}{Q_v} \quad (\text{A.2.20-1})$$

$$n_4 \geq \frac{Q_u}{Q_v} \quad (\text{A.2.20-2})$$

**A.2.21** 对于屈曲约束钢板连肢剪力墙，屈曲约束钢板与混凝土剪力墙连接的节点宜采用钢柱埋入式（图 A.2.21）。

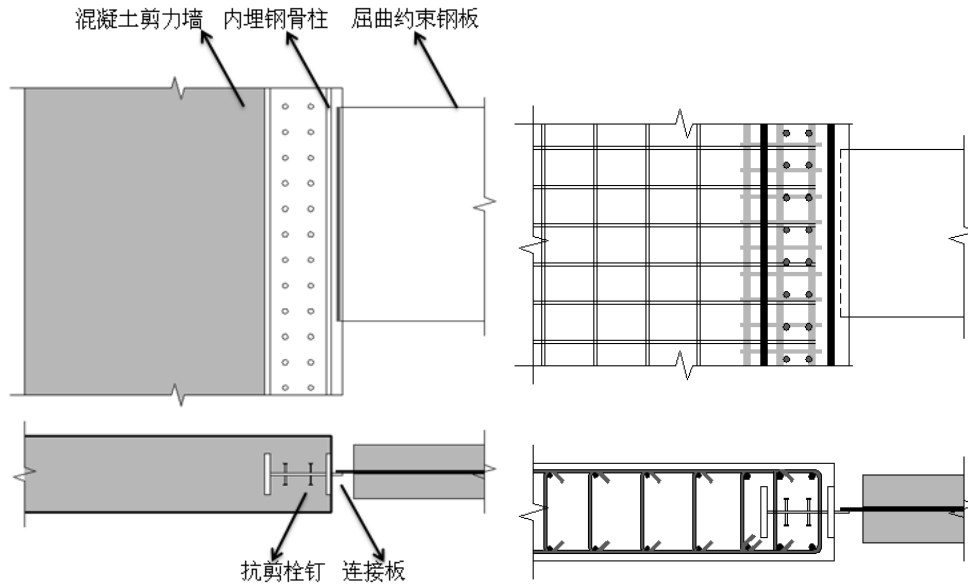


图 A.2.21 屈曲约束钢板与混凝土墙连接节点

**A.2.22** 屈曲约束钢板连肢墙结构中，屈曲约束钢板的安装应在混凝土剪力墙体施工完成后进行。

**A.2.23** 在屈曲约束钢板连肢剪力墙中，屈曲约束钢板尺寸的设计与选用，除考虑结构受力条件外，尚需考虑运输的可行性及安装的便利性。屈曲约束钢板的芯板最小厚度不宜小于 8mm。

**A.2.24** 在屈曲约束钢板连肢剪力墙中，预制盖板可采用混凝土盖板或钢盖板等可有效抑制钢芯板屈曲的形式。盖板与混凝土剪力墙间距离应宜为  $a/50$  ( $a$  为钢板墙高度)且不应小于 50mm。

### A.3 高延性钢连梁

**A.3.1** 高延性钢连梁可按照屈服性能分为单阶屈服钢连梁和双阶屈服钢连梁。单阶屈服钢连梁可用于延性耗能构件减震设计。双阶屈服钢连梁可用于耗能器减震设计，在多遇地震阶段的设计方法可采用本规程第 9.3 节位移相关型耗能器的设计方法。

**A.3.2** 高延性钢连梁在风载或多遇地震与其它静力荷载组合下最大剪力设计值  $Q$  和最大弯矩设计值  $M$  应满足下式要求：

1. 单阶屈服钢连梁

$$Q \leq Q_b \quad (\text{A.3.2-1})$$

$$M \leq Q_b L / 2 \quad (\text{A.3.2-2})$$

2. 双阶屈服钢连梁

$$Q \leq Q_{b2} \quad (\text{A.3.2-3})$$

$$M \leq Q_{b2}L/2 \quad (\text{A.3.2-4})$$

式中： $Q_b$ 为单阶屈服钢连梁抗剪屈服承载力设计值； $Q_{b2}$ 为双阶屈服连梁第二阶屈服承载力设计值； $L$ 为连梁计算跨度。

**A.3.3** 双阶屈服钢连梁在 10 年一遇风载与静力荷载组合下最大剪力设计值  $Q_1$  和最大弯矩设计值  $M_1$  应满足下式要求：

$$Q_1 \leq Q_{b1} \quad (\text{A.3.3-1})$$

$$M_1 \leq Q_{b1}L/2 \quad (\text{A.3.3-2})$$

式中： $Q_{b1}$ 为双阶屈服连梁第二阶屈服承载力设计值； $L$ 为连梁计算跨度。

**A.3.4** 高延性钢连梁在罕遇地震下的验算应采用弹塑性分析方法。

弹塑性分析方法主要有静力弹塑性分析和动力弹塑性分析。

单阶屈服钢连梁可选用强化双线性恢复力模型，双阶屈服钢连梁可选用如图 A.3.4 所示的三线性恢复力模型。

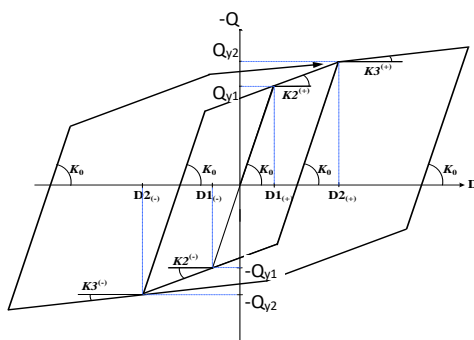


图 A.3.4 双阶屈服钢连梁的三线性恢复力模型

**A.3.5** 采用双阶屈服钢连梁设计的结构，多遇地震下双阶连梁即可发生屈服，当采用中震阻尼比计算多遇地震附加阻尼比时，计算值可根据按照单阶屈服钢连梁的计算结果的 1.3 倍。

**A.3.6** 采用双阶屈服钢连梁设计的结构，可取较大的屈服后刚度。

**A.3.7** 耗能钢连梁与剪力墙的连接节点应保证传力明确，安全可靠，施工方便。节点核心区不允许有过大的局部变形。

**A.3.8** 延性剪力墙中，连系构件与剪力墙肢的连接节点可采用钢柱埋入式或钢梁嵌入式。无论采用哪种形式，其连接节点的极限承载力应不小于连系构件本身的极限承载力。

对于钢连梁连肢剪力墙，钢连梁与混凝土剪力墙连接的节点宜采用钢柱埋入式（图 A.3.8-a）或钢梁嵌入式（图 A.3.8-b）。

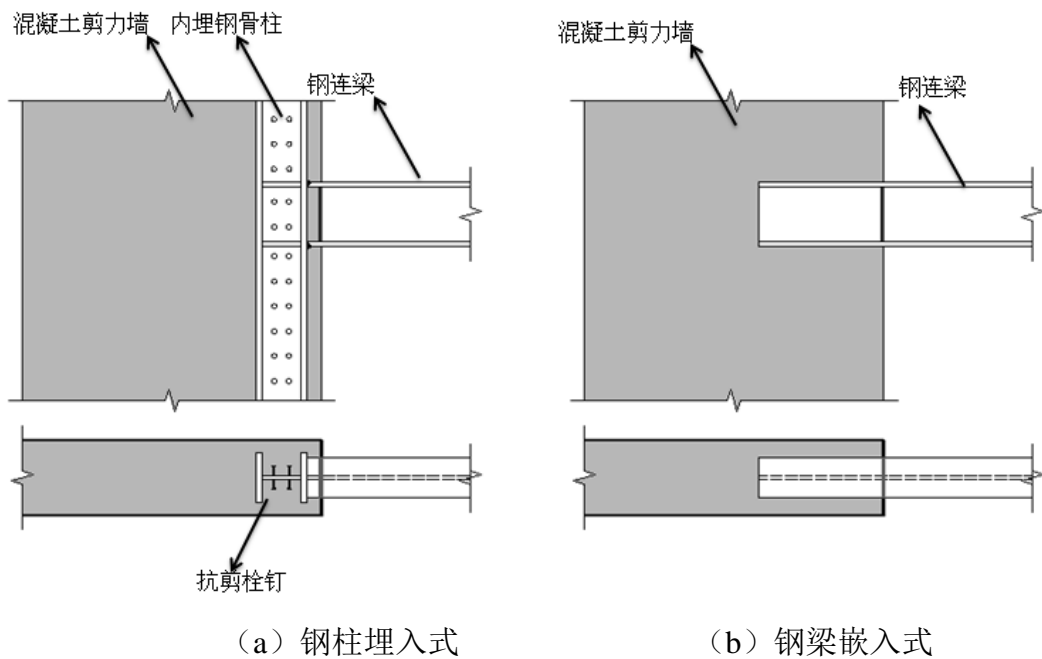


图 A.3.8 钢连梁与混凝土墙连接节点

**A.3.9** 耗能钢连梁与剪力墙连接节点形式宜采用内埋型钢暗柱与端板螺栓连接组合而成（见图 A.3.9）。其中，暗柱应为长暗柱式连接，端板螺栓连接为大承载力型。

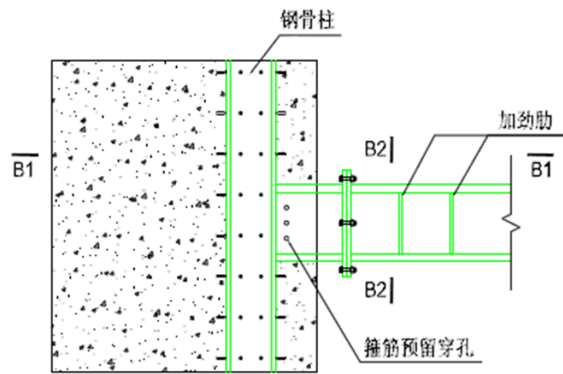


图 A.3.9 内埋型钢长暗柱与大承载力端板连接配合形式

**A.3.10** 钢连梁的受剪承载力应满足下列要求：

$$V_i \leq V_u \quad (\text{A.3.10-1})$$

其中，

$$V_u = \frac{M_u}{L_b + d_c} \quad (\text{A.3.10-2})$$

$$M_u = \beta_1 \left[ \left( 1 - \frac{\beta_1}{2} \right) \cdot d_c \cdot b_f \cdot d_c \right] \cdot f_b + V_{jl} \cdot h_b + V_j \cdot (h_b - t_{fb}) \quad (\text{A.3.10-3})$$

式中，钢连梁截面高度为 $h_b$ ， $t_{fb}$ 为钢连梁翼缘厚度； $L_b$ 为连梁长度的一半；型钢暗柱内埋深度为 $d_c$ ；型钢暗柱和钢连梁翼缘宽度记为 $b_f$ 。 $V_{jl}$ 为节点受拉区抗剪承载力， $V_j$ 为节点域抗剪承载力。

**A.3.11** 延性剪力墙中，当连系构件与剪力墙肢的连接节点采用钢柱埋入式时，内埋钢柱宜沿结构高度范围内连续布置。应合理选择钢柱尺寸，保证钢柱的局部稳定性。在计算分析中，尚可考虑钢柱对墙肢抗弯及轴向承载力的贡献。

**A.3.12** 墙内型钢宜采用贯通型，节点区钢骨部分的连接构造应符合钢结构的节点连接要求。在剪力墙钢骨的梁翼缘水平位置处应设置加劲肋，水平加劲肋应与梁端型钢翼缘等厚，其构造应便于混凝土浇筑，并保证混凝土密实。墙体中钢骨和主筋的布置应为梁中主筋贯穿留出通道。牛腿钢梁腹板部分设置钢筋贯穿孔时，截面损失率不应超过腹板面积的 20%。

**A.3.13** 节点核心区的箍筋的直径和间距应按计算确定，箍筋间距不宜大于 150mm，箍筋直径不小于墙端箍筋直径。

**A.3.14** 预埋型钢柱的截面受弯能力 $M_{cp}$ 应大于钢暗柱承受外部弯矩 $M_{gc}$ 的一半，并乘以一定的安全系数，本文取 1.1。

$$M_{cp} \geq 1.1 \cdot \left( \frac{M_{gc}}{2} \right) \quad (\text{A.3.14-1})$$

其中，

$$M_{gc} = M_j \quad (\text{A.3.14-2})$$

对于钢柱埋入式节点，内埋钢柱的设计宜满足下式要求：

$$M_{ce} \geq M_c \quad (\text{A.3.14-3})$$

$$M_c = \min\left(\frac{\varphi_n V_P L_e}{2}, \varphi_n M_P\right) \quad (\text{A.3.14-4})$$

$$M_{ce} = W_{ce} f_{cy} \quad (\text{A.3.14-5})$$

$$M_p = W_p f_y \quad (\text{A.3.14-6})$$

$$V_p = A_w f_y \quad (\text{A.3.14-7})$$

式中： $M_{ce}$ ：内埋钢柱的弹性受弯承载力；  
 $W_{ce}$ ：内埋钢柱的弹性截面模量；  
 $\varphi_n$ ：节点超强系数，可取 1.35；  
 $W_p$ ：连系构件(屈曲约束钢板或钢连梁)的塑性截面模量；  
 $V_p$ ：钢连梁的塑性抗剪承载力；  
 $A_w$ ：连系构件(屈曲约束钢板或钢连梁)的腹板面积；  
 $f_y$ ：连系构件(屈曲约束钢板或钢连梁)的屈服强度；  
 $f_{cy}$ ：内埋钢柱的屈服强度；

**A.3.15** 大承载力端板螺栓连接宜采用宽端板形式，螺栓布置应关于梁腹板对称，在梁受拉翼缘的内侧和外侧分别布置一排 4 个螺栓，在梁翼缘内部其他位置布置一排 2 个螺栓。根据连接受力情况可以选择一端外伸或两端外伸的端板，端板的高度满足螺栓布置的最小端距即可，端板平齐时宜外伸出梁翼缘 20mm。端板的有效宽度不大于梁翼缘宽度+25mm。

**A.3.16** 在端板连接节点区域，柱翼缘厚度应大于或等于端板厚度。应设置节点域柱腹板横向加劲肋，加劲肋与梁翼缘等厚。

**A.3.17** 端板连接节点抗剪承载力按下式计算：

$$V = \mu n P \quad (\text{A.3.17})$$

式中， $\mu$  为端板表面的抗滑移系数， $n$  为螺栓总数， $P$  为螺栓的预紧力设计值。

**A.3.18** 螺栓传递的拉力按下式计算：

靠近腹板的内列螺栓：

$$N_{i2} = \frac{M h_i}{4[\sum h_i^2 + 0.4(h_i^2 + h_2 h_1)]} \quad (\text{A.3.18-1})$$

远离腹板的外列螺栓：

$$N_{i1} = \frac{0.4 M h_i}{4[\sum h_i^2 + 0.4(h_i^2 + h_1 h_2)]} \quad (\text{A.3.18-2})$$

式中， $i$  表示受拉区(梁轴线以上区域)螺栓的排数，以图 A.3.18 的螺栓布置为例，受拉区螺栓共计有 3 排，第 1、2 排有 4 个螺栓，第 3 排有 2 个螺栓， $h_i$  表示受

拉区第  $i$  排螺栓轴线到梁轴线的距离。

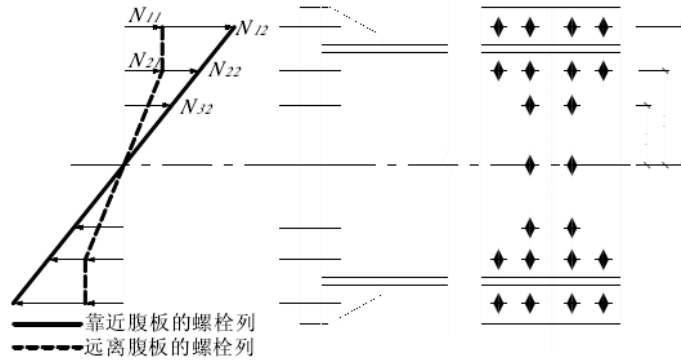


图 A.3.18 宽端板连接螺栓群传递的拉力分布模型

**A.3.19** 受拉区的每一个螺栓连同其附近的端板及相应的支承边界组成一个区格，如图 A.3.19 所示，可以将所有的区格分成三类：伸臂区格、两边固支区格、梁翼缘内部单边支承区格。在这里，我们把螺栓轴线连线的中点作为区格的分界线。

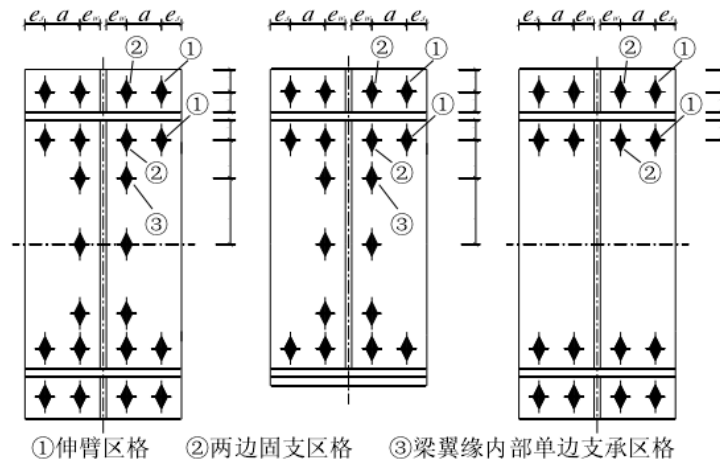


图 A.3.19 宽端板连接节点端板区格划分

**A.3.20** 端板厚度计算公式：

$$\text{伸臂区格: } t_{ep,1} = \sqrt{\frac{4N_{i1}e_f}{f(a+2e_s)}} \quad (\text{A.3.20-1})$$

$$\text{两边固支区格: } t_{ep,2} = \sqrt{\frac{4e_f e_w N_{i2}}{f \left( \left[ \left( \frac{2}{\pi} \ln \left( \frac{e_f}{e_w} \right) \right)^2 + 1 \right] \cdot \pi e_f e_w + a e_w + 2 e e_f \right)}} \quad (\text{A.3.20-2})$$

2)

$$\text{梁翼缘内部单边支承区格: } t_{ep,3} = \sqrt{\frac{2N_{i2}e_w}{b_{eff}f}} \quad (\text{A.3.20-}$$

3)

**A.3.21** 当端板的厚度尚不足以传递螺栓的设计拉力时，应对连接的抗弯承载力设计值进行折减。

**A.3.22** 延性剪力墙中，当钢连梁与剪力墙肢的连接节点采用钢梁嵌入时，钢连梁的有效计算跨度应按下式选用：

$$L_e = L_{cs} + 0.6L_{em} \quad (\text{A.3.22})$$

式中： $L_{cs}$ ：钢连梁的净跨度；

$L_e$ ：钢连梁的有效计算跨度；

$L_{em}$ ：钢连梁嵌入混凝土墙中的长度。

当连系构件与剪力墙肢的连接节点采用钢柱埋入时，连系构件的有效计算跨度为钢柱间的净跨度。

**A.3.23** 当钢连梁与剪力墙肢间的节点采用钢梁嵌入式时，其埋置长度可按下式计算：

$$V_{be} = 0.01f_t \left(\frac{b_w}{f}\right)^{0.66} \beta_1 b_b L_{em} (0.58 - 0.22\beta_1) / (0.88 + \frac{L_{cs}}{2L_e}) \quad (\text{A.3.23-}$$

1)

$$V_{be} = \frac{2\varphi_n M_p}{L_{cs}} \leq \varphi_n V_p \quad (\text{A.3.23-2})$$

其中： $L_{em}$ ：钢连梁在剪力墙肢中的嵌固长度，从暗柱最外侧纵筋开始算起；

$L_{cs}$ ：钢连梁的净跨度；

$b_w$ ：与钢连梁相连的剪力墙肢的厚度；

$b_b$ ：钢连梁翼缘宽度；

$L_{cs}$ ：钢连梁的净跨度；

$V_{be}$ ：钢连梁节点设计抗剪承载力；

$\varphi_n$ ：节点超强系数，可取 1.35；

$M_p$ ：钢连梁的塑性抗弯承载力；

$V_p$ : 钢连梁的塑性抗剪承载力;

$A_w$ : 钢连梁的腹板面积;

**A.3.24** 延性剪力墙中的钢连梁或屈曲约束钢板, 其罕遇地震下的转动能力宜满足下列要求:

对于钢连梁连肢剪力墙中的钢连梁:

当  $L_e \leq 1.6M_p/V_p$  时,  $\theta_{max} = 0.08$

当  $L_e \geq 2.6M_p/V_p$  时,  $\theta_{max} = 0.02$

对于连梁跨度位于  $1.6M_p/V_p$  及  $2.6M_p/V_p$  的钢连梁可线性插值选取。

对于屈曲约束钢板连肢剪力墙中的屈曲约束钢板:  $\theta_{max} = 0.04$

**A.3.25** 钢连梁连肢墙结构中, 钢连梁的安装应在混凝土剪力墙体施工完成后进行。

**A.3.26** 在钢连梁连肢剪力墙中, 钢连梁的宽度不宜大于与其相连部位的混凝土墙体的厚度。

**A.3.27** 在钢连梁连肢剪力墙中, 钢连梁应合理设置加劲肋, 以防止在地震作用下连梁翼缘、腹板发生屈曲。当钢连梁采用工字钢时, 在其腹板上可依据下列情况设置加劲肋:

当  $a \leq 1.6M_p/V_p$  时, 对于极限转角为 0.08 时其加劲肋间距不大于  $(30t_w - h/5)$ , 对于极限转角为 0.02 时其加劲肋间距不大于  $(50t_w - h/5)$ , 极限转角处于 0.08 及 0.02 之间可线性取值。

当  $2.6M_p/V_p < a \leq 5.0M_p/V_p$  时, 应在距离钢连梁端部  $1.5b_f$  处设置加劲肋。

当  $1.6M_p/V_p < a \leq 2.6M_p/V_p$  时, 加劲肋的设置方式应同时满足第 1 条和第 2 条。

当  $a > 5.0M_p/V_p$  时, 在钢连梁长度范围内不需要设置加劲肋。

加劲肋应与钢连梁的腹板等高。当钢连梁截面高度小于 650mm 时, 可设置单侧加劲肋; 当截面高度大于或等于 650mm 时, 应在双侧配置加劲肋。

加劲肋的厚度不应小于  $t_w$  和 10mm 两者中的较大值。加劲肋一侧的宽度不应小于  $(b_f/2 - t_w)$ 。

上海市工程建设规范

**高层建筑钢—混凝土混合结构设计规程**

**条文说明**

(征求意见稿)

2017年7月

## 1 总则

**1.0.1** 本条为本规程编制的目的。

**1.0.2** 本规程的适用对象为高层建筑钢—混凝土混合结构。关于高层建筑的定义，我国并无统一标准。我国《建筑防火设计规范》GB50016，将 10 层以上或 24M 高以上的建筑定义为高层建筑。实际上高层建筑与多层建筑并无严格的界限，在结构上也无本质的区别，一般来说，采用电梯的建筑（如 8 层以上），就可以有效的利用电梯井做成钢筋混凝土核心筒，而其他部分采用钢结构（多采用钢框架结构），以提供较灵活的建筑开间。

**1.0.3** 本条关于建筑类别的划分，依据现行国家标准《建筑抗震设防分类标准》（GB50233）的规定，按该规定，建筑类别按其使用功能的重要性分为甲，乙，丙，丁四类。由于丁类建筑为不重要或临时性建筑，通常情况下，高层钢—混凝土混合结构不会用于该类建筑。

**1.0.4** 根据上海和国家有关部门对上海地震小区的研究和划分，上海的基本烈度大部分（东部）为 7 度，小部分（西部）为 6 度。本规程考虑高层钢—混凝土混合结构一般用于办公楼、宾馆、学校、医院和住宅等，有一定的重要性，为简便起见，对丙类建筑统一按 7 度进行设防。而对于乙类建筑和甲类建筑，则按现行《建筑抗震设计规范》GB50011 的规定，在计算地震作用和确定结构抗震等级与抗震措施时，将设防烈度予以提高。

**1.0.5** 本规程充分考虑了高层钢—混凝土混合结构的特点，吸取了近期的实践经验和科研成果，同时统筹考虑了国家和上海的有关标准。在设计中，凡本规程有关具体规定的，均应按本规程有关条文执行；当本规程未做具体规定时，尚应符合国家或上海有关钢结构和混凝土结构的设计规定。

**1.0.6** 本规程所考虑的荷载统计参数，都是按设计基准期为 50 年确定的。

## 3 材料

### 3.1 钢材

**3.1.1** 高层建筑钢—混凝土混合结构的钢材选用标准，主要依据近年来修订和颁布的国家标准《钢结构设计规范》(GB50017)、《碳素结构钢》(GB700)和《低合金高强度结构钢》(GB/T1591)。

在现行国家标准《碳素结构钢》(GB700)中，Q235钢按其检验项目的内容和要求分成A、B、C、D四个质量等级。A级钢不要求做任何冲击试验，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—混凝土混合结构；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/T1591)中，Q345、Q390、Q420钢分别为A、B、C、D、E五个等级，A级不保证冲击韧性要求，故不宜用于高层钢—混凝土混合结构，B、C、D、E级钢需分别保证在+20℃、0℃、-20℃和-40℃时符合规定的冲击韧性(因上海地区不存在-40℃的环境温度，条文未将E级列入其中，可根据需要选用。

条文中“当确有可靠依据时，可采用其它牌号的钢材”，是指如进行性能化设计，经比选确认可同时保证相应的延性、韧性和焊接性能时，也可采用更高强度的钢材。所取用钢材的性能和化学成分在满足钢材的加工、安装及使用要求时，可采用规定之外的其它钢材牌号。

**3.1.2** 结构用钢除了应具有力学性能的合格保证外，还应对一些化学成分含量加以限制，以确保构件的可焊性等加工和维护要求。因此，设计者应根据结构的重要性、荷载特性、应力状态、连接及加工方法和工作环境等不同情况，合理地选用不同牌号和级别的钢材，以满足不同条件下对钢材的力学性能、化学成分及质量的要求。

国家标准《钢结构设计规范》(GB50017)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。焊接承重结构及重要的非焊接承重结构钢材，还应具有冷弯试验的合格保证。鉴于高层钢—混凝土混合结构的重要性，且一般有抗震要求及大量采用中厚板，本规程将保证冷弯性能和冲击韧性的要求改为基本要求之一。

钢材另一重要的基本要求，即化学成分含量控制，将直接影响可焊性。现行国家标准《碳素结构钢》(GB700)和《低合金高强度结构钢》(GB/T1591)中，已规定应同时满足化学成分和力学性能要求。Q235、Q345、Q390、Q420钢的

上述等级，其规定的化学成分可满足高层钢—混凝土混合结构的要求。

**3.1.3** 选用耐候钢时应提交量化的性能指标要求：其晶粒度宜不小于7级，耐腐蚀性指数不小于6。由于以往建筑钢结构工程中耐候钢应用不多，现行国家标准《钢结构设计规范》GB 50017亦未对其抗力分项系数和强度设计值作出规定，如在工程中选用时需按规范的规定进行钢材试样统计分析，以确定抗力分项系数和强度设计值。

**3.1.4** 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国家标准《钢结构设计规范》(GB50017)的取值一致。不同受力方式之间的换算关系，可参见国家标准《钢结构设计规范》(GB50017)的条文说明。当设计中采用表中未列出的钢材牌号或钢材厚度，其强度设计值应通过标准试验或其他可靠依据确定。

**3.1.6** 本条规定是鉴于高层钢—混凝土混合结构经常使用厚钢板，而厚钢板的轧制过程存在各向异性，以Z向（厚度方向）性能最差，尤其是塑性和冲击功值。由于要求Z向性能会大幅增加钢材成本（15%~20%），而国内规范对如何合理选用Z向性能等级缺乏专门研究与相应规定，致使目前工程设计中随意扩大或提高Z向性能的情况时有发生。实际上在高层民用建筑钢结构中有较大撕裂作用的典型部位是厚壁箱型柱与梁的焊接节点区。欧洲钢结构规范 Eurocode3根据研究成果，表明影响Z向性能指标的因素主要是：节点处因钢材收缩而受拉的角焊缝厚度、焊接接头形式（T形，十字形）、约束焊缝收缩的钢材厚度、焊后部分结构的间接约束及焊前预热等，可见抗撕裂性能问题的实质上是焊接问题，而结构使用阶段的外拉力并非主要因素。合理的解决方案首先是节点设计应有合理的构造，焊接时采用有效的焊接措施，减少接头区的焊接约束应力等，而不应随意要求提高Z向性能的等级，在采取措施后不宜再提出Z35抗撕裂性能的要求。综上所述，本条做出了相应规定。

### 3.3 连接材料

**3.3.1** 当焊接两种不同强度等级的钢材时，应选用与低强度钢材相适应的焊条或焊丝。这是因为，焊接材料强度比主体金属强度高时，焊缝接头质量难以保证，容易产生裂缝，采用强度较低的焊接材料，既可得到与主体金属等强的焊缝接头，还可提高焊缝的塑性和韧性。

**3.3.3** 高层钢—混凝土混合结构采用的栓钉用料和规格应符合国家现行制造标准。用于栓钉的钢材屈服强度不应小于 $235\text{N/mm}^2$ ，抗拉强度不低于 $400\text{N/mm}^2$ 。栓钉的实际力学性能应依据栓钉制造厂生产符合国家标准的产品规格所确定的设计指标取用。栓钉的直径宜选用19~22mm，其长度不应小于4倍钉径。

## 3.4 钢筋

**3.4.1** 有关各种钢筋选用的规定，以及各类钢筋强度标准值、钢筋强度设计值和钢筋弹性模量的取值原则和具体数值的规定，目前均与现行《混凝土结构设计规范》GB 50010-2002 的指标相一致。

**3.4.2** 本条规定取自《混凝土结构设计规范》GB 50010-2010 第 11.2.3 条规定。

## 3.5 混凝土

**3.5.1** 近几年来，为减轻结构自重及增强建筑物的保温性能，部分高层钢—混凝土混合结构中的墙体及楼板尝试使用轻骨料混凝土，并取得了较好的效果。轻骨料混凝土的优点在于：强度与同级别的普通混凝土相等，但自重轻于普通混凝土，并具有良好的保温性能。

轻骨料混凝土的种类繁多，具体规定参见国家标准《轻骨料混凝土结构设计规程》(JGJ 12-99)，对 JGJ 12-99 标准中未涉及到的轻骨料品种的混凝土，应通过试验后参考 JGJ 12-99 标准的有关规定试用。

# 4.作用与作用效应组合

## 4.1 竖向荷载

**4.1.1** 高层建筑钢—混凝土混合结构的竖向重力荷载包括永久荷载和活荷载。永久荷载包括承重结构、非承重结构及建筑装饰的自重，可按国家标准《建筑结构荷载规范》(GB50009-2012) 4.1 节及附录 A “常用材料和构件的自重表” 进行计算。常用的民用建筑楼面均布活荷载已在本条中列出。

设计时，对不同的荷载应采用不同的代表值。永久荷载采用标准值作为代表值；活荷载应针对不同设计要求，采用标准值、组合值、频遇值或准永久值作为代表值。后三个值是分别用组合值系数、频遇值系数及准永久值系数乘上标准值得出的。

**4.1.2** 由于高层建筑各楼面的活荷载不可能同时满载，在分析和设计水平构件楼面梁、竖向构件墙和柱及基础时，应乘以不同的折减系数。

**4.1.3** 目前用于高层建筑施工的机械种类多、重量大，为保证施工期间结构不致损坏，设计单位应与施工单位密切配合，对有关的水平和竖向构件进行验算。

**4.1.4** 目前用于高层建筑的来自国内外的旋转餐厅设备和擦窗设备种类多、其作用于结构上的荷载的位置及大小应根据实际情况确定。

## 4.2 风荷载

**4.2.1** 风荷载计算原则采用国家标准《建筑结构荷载规范》（GB50009—2012）的规定。

**4.2.2** 本条是根据现行国家标准《建筑结构荷载规范》（GB50009）的要求拟定的，意在提醒设计人员注意考虑结构顺风向风振、横风向风振或扭转对高层建筑尤其是超高层建筑的影响。当结构高宽比较大、结构顶点风速大于临界风速时，可能引起较明显的结构横风向振动，甚至出现横风向振动效应大于顺风向作用效应的情况。

**4.2.3** 横风向效应与顺风向效应是同时发生的，因此必须考虑两者的效应组合。但对于结构侧向位移的控制，不必考虑矢量和方向控制结构的层间位移，而是仍按同时考虑横风向与顺风向影响后的计算方向位移确定。

**4.2.4** 上海市 50 年一遇最大平均风压采用  $0.55\text{kN/m}^2$ ，与上海市标准《钢筋混凝土高层建筑筒体结构设计规程》的修订保持一致。

对特别重要的建筑及高度超过 120m 的高层钢—混凝土混合结构，以考虑 100 年的重现期的风压值较妥，可近似将 50 年一遇的风压值乘以 1.1 增大系数后采用。

**4.2.6** 对高层建筑群，当房屋相互距离较近时，由于漩涡的相互作用，房屋某些部位的风压会显著增大。本条与上海市标准《钢筋混凝土高层建筑筒体结构设计规程》的修订保持一致。

**4.2.8** 一般带填充墙的多高层钢结构的阻尼比为 0.02，钢筋混凝土结构的阻尼比为 0.05，钢—混凝土混合结构的阻尼比处于两者之间，该条提出了计算混合结构阻尼比的建议公式，可按计算的阻尼比通过插入得到脉动最大系数。

**4.2.9** 顶部小型建筑处外形和质量均有突变，应考虑其的风振系数的影响。

**4.2.10** 高层民用建筑表面的风荷载压力分布很不均匀，在角隅，檐口，边棱处和附属结构的部位（如阳台、雨篷等外挑构件），局部风压会超过按本规程第 5.2.5 条体型系数计算的平均风压。根据风洞试验和一些实测结果，并参考国外的风荷载规范，对水平外挑构件，其局部体型系数不宜大于 -2.0。

**4.2.11** 建筑幕墙设计时的风荷载计算，应按现行国家标准《玻璃幕墙工程技术规范》GB 50009 以及幕墙的相关现行行业标准的有关规定采用。

## 4.3 地震作用

**4.3.1** 采用两阶段设计是我国建筑设计的基本原则，以满足“小震不坏，大震不倒”的抗震设计要求。

实际地震地面运动有三个平动分量和三个转动分量，对于一般建筑，地震动

转动分量对结构的影响不大，可不予考虑。在地震动的三个平动分量中，竖向地震动幅值一般小于水平地震动幅，且一般高层建筑结构竖向刚度与强度均较大，因此当设防烈度不高时（小于 9 度），可不考虑竖向地震作用的影响。

当结构平面的抗侧力中心与地震作用合力中心之间的距离大于垂直于地震作用线的结构平面长度的 5% 时，认为结构质量和刚度分布明显不对称，否则，认为结构质量和刚度分布基本对称。

对于质量和刚度基本对称的结构，可分别考虑各抗侧力构件方向的水平地震作用，并采用调整地震作用效应的方法，近似考虑偶然偏心引起的扭转对结构边榫部位的影响。对于结构角部柱，除扭转影响更大外，双向水平地震的影响也较大，因此地震作用效应的调整系数也较大。

对于质量和刚度明显不对称的结构，双向水平地震及扭转的影响均较大，因此规范规定采用较精确的方法（4.3.8 条），考虑双向水平地震作用下的扭转影响。

**4.3.2** 振型分解反应谱法，在理论上是一种较为精确的抗震计算方法，其误差主要来自采用各振型地震作用计算得到的结构各振型最大地震反应，估计结构总的最大地震反应的方式上（如采用平方和开方法或完全二次组合法），因此一般建筑采用振型分解反应谱法，具有较好的计算精度。而底部剪力法实质上是振型分解反应谱法的近似简化，较适于竖向规则，高度不太高的结构，振型分解反应谱法和底部剪力法只适于结构弹性地震反应分析。

时程分析法在理论上是一种精确的动力分析法，适于结构弹性及弹塑性地震反应分析。但时程分析法只能进行一条特定的地震记录下的地震反应分析，因此规范规定对于特别不规则的建筑及高度较大的建筑，宜采用时程分析法作补充计算。通过大量地震加速度记录输入不同结构类型进行时程分析结果的统计分析，若选用不少于二组实际记录和一组人工模拟的加速度时程曲线作为输入，计算的平均地震反应不小于大样本容量平均值的保证率在 85% 以上。当选用数量较多的地震波，如五组实际记录和二组人工模拟时程曲线，则保证率更高。所谓“在统计意义上相符”指得是，其平均地震影响系数曲线与规范地震影响系数曲线相比，在各个周期点上相差不大于 20%。

时程分析时，若按表 4.3.2 给出的地震加速度最大值所得结构底部剪力小于振型分解谱计算结果的 65%，则应将地震加速度最大值提高，使得时程分析结果不小于振型分解反应谱法计算的结果的 65%。

在确定特别不规则的建筑时，可参考 5.2.2 和 5.3.2，当有多项超过表 5.2.2 和表 5.3.2 中不规则指标或一项超过规定指标较多时，可确认为特别不规则建筑。

**4.3.3** 由于地震作用时间短，结构抗震计算考虑的重力荷载宜为结构使用出现的荷载，本条关于重力荷载代表值的取值规定，即是按这一原则确定的。

**4.3.4** 本条参照上海市标准《建筑抗震设计规程》（DBJ08—9—2013）中第 5.1.5

条。

**4.3.5** 本条按抗风计算一样，根据混合结构中的混凝土结构部分的抗侧刚度对整个结构抗侧刚度的贡献率，估计抗震计算的混合结构的阻尼比，略偏保守。

**4.3.6~4.3.8** 这些条文给出了底部剪力法和振型分解反应谱的基本计算式与计算要求。当结构存在扭转时，两个方向的水平地震作用，对结构的某一特定地震反应（如某柱确定方向上的弯矩）均有影响，故应考虑双向水平地震作用的影响。根据强震观测记录的统计分析，二个方向水平地震加速度的最大值不相等，二者之比约为 1: 0.85。而又由于两个方向水平地震反应的最大值不一定在同一时刻发生，因此采用平方和开方计算两个水平方向地震作用效应的组合。

**4.3.9** 由于底部剪力法只适于竖向分布规则的结构，对于顶部有突出物的结构，鞭梢效应会很大，需对底部剪力法的结果进行修正。

**4.3.10** 上海的地基土较软，场地土覆盖层厚度较大，因此可以考虑结构——地基相互作用影响。

**4.3.11** 由于地震影响系数在长周期段下降较快，对于基本周期大于 3.5s 的结构，由此计算所得的水平地震作用下的结构效应可能太小。而对于长周期结构，地震动态作用中的地面运动速度和位移可能对结构的破坏具有更大影响，但是规范所采用的振型分解反应谱法尚无法对此作出估计。出于结构安全的考虑，增加了对各楼层水平地震剪力最小值的要求，规定了不同烈度下的剪力系数，结构水平地震作用效应应据此进行相应调整。

扭转效应明显与否一般可由考虑耦联的振型分解反应谱法分析结果判断，例如前三个振型中，二个水平方向的振型参与系数为同一量级，既存在明显的扭转效应。对于扭转效应明显或其基本周期小于 3.5s 的结构，剪力系数取  $0.2\alpha_{max}$ ，保证足够的抗震安全度。对于存在竖向不规则的结构，突变部位的薄弱楼层，尚应按本规范第 5.3.2 条的规定，再乘以 1.15 的系数。

本条规定不考虑阻尼比的不同，是最低要求，各类结构，包括隔震和消能减震结构均需一律遵守。

## 4.4 作用效应组合

**4.4.1** 根据《建筑结构荷载规范》（GB50009）和《建筑结构可靠度设计统一标准》（GB50068-2001）不考虑地震作用的荷载效应组合的设计值为

1) 由可变荷载效应控制的组合

$$S = \gamma_G S_{G_k} + \gamma_{Q1} S_{Q1_k} + \sum_{i=2}^n \gamma_{Qi} \psi_{Ci} S_{Qik}$$

2) 由永久荷载效应控制的组合

$$S = \gamma_G S_{G_k} + \sum_{i=1}^n \gamma_{Qi} \psi_{Ci} S_{Qik}$$

考虑到高层建筑的特点，将不考虑地震作用时的荷载效应组合设计值展开表达为式（4.4.1-1）~（4.4.1-3）的形式。

考虑地震作用时荷载效应组合设计值是按《建筑抗震设计规程》（GBJ50011-2001）的规定给出的。

**4.4.2** 按《建筑结构设计统一标准》的规定，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

**4.4.3** 第二阶段抗震设计，主要进行罕遇地震下结构弹塑性侧移验算，故既不考虑风荷载参与，也将各荷载和作用的分项系数取为 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，再进行结构地震效应分析。

**4.4.4** 按《建筑结构可靠度设计统一标准》（GB50068-2001）的规定，对于安全等级为一级或设计使用年限为 100 年及以上的结构构件，荷载效应应考虑不小于 1.1 的结构重要性系数。

## 5 结构设计的基本规定

### 5.1 一般规定

**5.1.1** 由于目前已建的高层建筑中，采用混合结构的建筑类型多为钢（型钢混凝土）框架——混凝土筒体结构，一般的框架——混凝土剪力墙结构类型中仅有部分梁、柱构件采用钢梁、钢柱（或型钢梁、型钢柱）代替混凝土梁、柱。对于部分构件采用钢（或型钢混凝土）的框架——混凝土剪力墙结构，其设计的一般规定可参照普通的框架——混凝土剪力墙结构的有关规定。

**5.1.2~5.1.3** 混合结构体系是近年来我国迅速发展的一种新型结构体系。其主要是以钢梁、钢柱（或型钢梁、型钢柱）代替混凝土梁、柱。由于其在降低结构自重、减少结构断面尺寸、加快施工进度等方面的明显优点，已引起工程界和投资商的广泛关注。

最大高度和高宽比的限值是对结构强度、整体刚度等的宏观控制。

当房屋高度超过表中数值时，结构设计应有可靠依据并采取进一步有效措施。

**5.1.4** 对框架-核心筒结构和筒中筒结构，如果各层框架承担的地震剪力不小于结构底部总地震剪力的 20%，则框架地震剪力可不进行调整；否则，应按本条的规定调整框架柱及与之相连的框架梁的剪力和弯矩。

设计合适时，框架-核心筒结构可以形成外周框架与核心筒协同工作的双重抗侧力结构体系。实际工程中，由于外周框架柱的柱距过大、梁高过小，造成其刚度过低，核心筒刚度过高，结构底部剪力主要由核心筒承担。这种情况，在强震作用下，核心筒墙体可能损伤严重，经内力重分布后，外周框架会承担较大的地震作用。因此，本条第 1 款外周框架按弹性刚度分配的地震剪力作了基本要求；对本规程规定的房屋最大适用高度范围的筒体结构，经过合理设计，多数情况应该可以达到此要求。一般情况下，房屋高度越高时，越不容易满足本条第 1 款的要求。

通常，筒体结构外周框架剪力调整的方法按本条第 3 款的规定。当框架部分分配的地震剪力不满足本条第 1 款的要求，即小于结构底部总地震剪力的 10% 时，意味着筒体结构的外周框架刚度较弱，框架柱总剪力如果仍按第 3 款进行调整，框架部分承担的剪力最大值的 1.5 倍可能过小，因此要求按第 2 款执行，即各层框架剪力按结构底部总地震剪力的 15% 进行调整，同时要求对核心筒的设计剪力和抗震构造措施予以加强。

对带加强层的框架-核心筒结构和筒体结构，框架部分最大楼层地震剪力可

不包括加强层及其相邻上、下楼层的框架剪力。

**5.1.5 巨型框架-核心筒结构**适用于超高层建筑。其受力特点为：加强层伸臂桁架及其连结的巨柱、核心筒弯曲刚度很大，基本满足平截面假定，侧向荷载产生的转角引起巨柱的拉伸和压缩，由于巨柱间力臂较大，从而提供了巨大的抗倾覆力矩，大大减小核心筒承担的倾覆力矩。与此同时，由于巨型框架的侧向刚度大致与伸臂加强层间的间距的三次方成反比例关系，故其侧向刚度很小，核心筒几乎承担全部的水平剪力。因此对巨柱巨型框架柱承担的剪力最大值进行了适当限制。由于外周框架作用主要用于抵抗倾覆力矩，与巨柱相连框架梁的弯矩及剪力容许不进行调整

**5.1.6** 高层建筑的高度越大，则最大层间位移中刚体转动占的成分越多，广义剪切变形占的成分越少，层间位移角的限值可以放得越宽。

同济大学做了一个 1: 20 缩尺的 25 层钢-混凝土混合结构模型模拟地震振动台试验，试验中模型顶点位移达到结构高度的 1/45 没有倒塌，而结构层间相对位移一般还要大于结构顶点相对位移。综合考虑模型与原型的差异及结构地震反应的变异性，最后确定第二阶段抗震设计混合结构最大层间相对位移限值为层高的 1/70。

**5.1.7** 高层建筑在风荷载作用下会产生振动，当振动的加速度过大时会使楼内的人感到不适，甚至不能忍受，一般用验算顶点加速度的方法来控制人的舒适感。

## 5.2 结构的平面布置

**5.2.1** 从抗震的角度提出了建筑平面宜简单、规则、对称等要求，从方便制作和施工的角度提出了开间及进深宜尽量统一的要求。

**5.2.2** 原则上不应采用平面不规则的建筑，对于确因需要而采用平面不规则类型的建筑，应作补充计算，详见结构分析一章。

这里，“不规则”指的是超过表 5.2.2 和表 5.3.2 中一项及以上的不规则指标；特别不规则，指的是多项均超过表 5.2.2 和表 5.3.2 中不规则指标或某一项超过规定指标较多，具有较明显的抗震薄弱部位，将会引起不良后果者；严重不规则，指的是体型复杂，多项不规则指标超过第 5.2.2、5.3.2 条上限值或某一项大大超过规定值，具有严重的抗震薄弱环节，将会导致地震破坏的严重后果者。

当无法避免楼盖主梁搁置在核心筒或内筒的连梁上时，楼盖主梁在连梁的支座可设计为铰接支座，同时按照筒支梁校核连梁的截面承载力，连梁中可布置型钢或伸入墙中的大吊筋；当连梁的支座设计为铰接有困难时，也可将连梁设计为两端截面高度不一样，大震作用下截面较小端发生破坏时，连梁作为悬臂梁应能

承受所有的竖向荷载。

**5.2.4** 压型钢板与钢梁连接可采用剪力栓钉，栓钉数量应通过计算确定。

## 5.3 结构的竖向布置

**5.3.1** 国内外的震害表明，结构沿竖向刚度或抗侧力承载力变化过大，会导致薄弱层的变形和构件应力过于集中，造成严重震害。竖向刚度变化时，不但刚度变化的层次受力增大，而且上下邻近层次的内力也会增大，所以加强时，应包括相邻层次在内。对于型钢钢筋混凝土与钢筋混凝土交接的层次及相邻层次的柱子，应设置剪力栓钉，加强连接。一般来说，钢—混凝土混合结构的顶层柱子的弯矩较大，所以，顶层型钢混凝土柱也需设置栓钉。

偏心支撑的设置应能保证塑性铰出现在梁端，在支撑点与梁柱节点之间的一段梁能形成耗能梁段，其在地震荷载作用下，会产生塑性剪切变形，因而具有良好的耗能能力，同时保证斜杆及柱子的轴向承载力不致于降低很多。偏心支撑一般以双向布置为好，并且应伸至基础。还有另外一些耗能支撑，主要通过增加结构的阻尼来达到使地震很快衰减的目的，这种支撑对于减少建筑物顶部加速度及减少层间变形较为有效。

**5.3.2** 对于竖向不规则建筑，应作补充计算，详见结构分析一章。

## 5.4 结构设计基本要求

**5.4.1** 钢框架—混凝土筒体结构体系中的混凝土筒体一般均承担了 85% 以上的水平剪力，所以必须保证混凝土筒体具有足够的延性，配置了型钢的混凝土筒体墙在弯曲时，能避免发生平面外的错断，同时也能减少钢柱与混凝土筒体之间的竖向变形差异产生的不利影响。

型钢柱的设置可放在楼面钢梁与混凝土筒体的连接处，混凝土筒体的四角及混凝土筒体剪力墙的大开口两侧。试验表明，钢梁与混凝土筒体的交接处，由于存在一部分弯矩及轴力，而筒体剪力墙的平面外刚度又较小，很容易出现裂缝。因而在筒体剪力墙中以设置型钢柱为好，同时也能方便钢结构的安装，混凝土筒体的四角因受力较大，设置型钢柱能使筒体剪力墙开裂后的承载力下降不多，防止结构的迅速破坏。因为筒体剪力墙的塑性铰一般出现在高度的 1/8 范围内，所以在此范围内，筒体剪力墙四角的型钢柱宜设置栓钉。

**5.4.2** 外框架采用梁柱刚接，能提高外框架的刚度及抵抗水平地震的延性能力。如在混凝土筒体墙中设置型钢时，宜采用楼面钢梁与混凝土筒体刚接，当混凝土筒体墙中无型钢柱时，可采用铰接。

**5.4.3** 采用外伸桁架主要是将筒体剪力墙的弯曲变形转换成框架柱的轴向变形以减小水平荷载下结构的侧移，所以必须保证外伸桁架与剪力墙刚接。外柱相对桁

架杆件来说，截面尺寸较小，而轴向力又较大，故不宜承受很大的弯矩，因而外柱与桁架宜采用铰接。外柱承受的轴向力要传至基础。故外柱必须上、下连续，不得中断。由于外柱与混凝土内筒存在的轴向变形不一致，会使外挑桁架产生很大的附加内力，因而外伸桁架宜分段拼装。在设置多道外伸桁架时，本外伸桁架可在施工上一个外伸桁架时予以封闭，仅设一道外伸桁架时，可在主体结构完成后再安装封闭，形成整体。与桁架连接的外框架柱相对较弱，框架柱设计要保证承载力。

**5.4.4** 试验表明，钢框架—混凝土筒体结构在地震作用下，破坏首先出现在混凝土筒体底部，因此，钢框架—混凝土筒体结构中筒体应较普通混凝土结构中的筒体采取更为严格的构造措施，以保证混凝土筒体的延性。

**5.4.5** 型钢混凝土柱的轴向力大于 0.5 倍柱子的轴向承载力时，柱子的延性也将显著下降，但型钢混凝土柱有其特殊性，在一定轴力的长期作用下，随着轴向塑性的发展以及长期荷载作用下混凝土的徐变收缩会产生内力重分布，钢筋混凝土部分承担的轴力逐渐向型钢部分转移，根据型钢混凝土柱的试验结果，考虑长期荷载下徐变的影响，得出  $N_k = n_k (f_{ck} A_c + 1.28 f_{ss} A_{ss})$ ，换算成强度设计值  $n=0.8$ ，考虑钢筋未必能全部发挥作用，且强柱弱梁的要求未作规定以及钢筋的有利作用未计入，因此一、二抗震等级的框架柱的轴压比限值分别取为 0.70、0.80。

**5.4.8~5.4.9** 地震作用下结构的动力效应与基础埋置深度关系较大，软弱土层时更为明显，因此，高层建筑的基础应有一定的埋置深度，当抗震设防烈度高、场地差时宜采用较大埋置深度，以抗倾覆和滑移，确保建筑物的安全。

## 6 结构分析

### 6.1 结构分析的一般原则

**6.1.1** 在非抗震设计和第一阶段抗震设计时，应保证承载力处于弹性阶段，故可采用弹性方法进行结构分析。在第二阶段抗震设计时，采用罕遇地震作用，主要考虑“大震不倒”原则，允许结构进入弹塑性状态，故应进行弹塑性分析。

**6.1.2** 混合结构通常采用现浇楼盖，其在自身平面内的刚度通常非常大，故可假设具有绝对刚性，以简化计算。当不能保证楼盖整体刚度时，则不能用此假设。

**6.1.3** 弹性计算时，如楼盖与钢梁有可靠连接（通常采用栓钉），楼盖与钢梁可考虑共同工作。为工程实用，可采用近似将钢梁的惯性矩放大的方式。

在弹塑性设计时，楼板可能严重开裂，故不宜考虑楼板与钢梁的共同工作。

**6.1.4** 这是目前结构分析的通常做法。

**6.1.5~6.1.7** 目前结构分析均采用有限元方法进行计算，这几条是对分析单元类型及应包含的变形所作的规定，在选用计算机程序分析时应予以注意。

### 6.2 竖向荷载作用下的结构分析

**6.2.1** 楼面活荷载和屋面活荷载的最不利布置，对高层建筑结构内力分析结果的影响不大。一般高层建筑活荷载所占的比例不到竖向荷载总值的 20%，为减少计算工作量，计算结构效应时，可不考虑活荷载作不利布置时的影响，而仅考虑各跨满载的情况。

**6.2.2** 对于带有加强层的高层建筑混合结构，混凝土结构部分与钢结构部分的竖向差异变形会使加强层产生较大的内部应力，因此需进行较准确的竖向荷载作用下结构分析，并应考虑混凝土收缩及徐变影响。

在竖向重力荷载作用下，钢-混凝土混合结构的受力较为复杂。一方面钢柱比混凝土核心筒处于更高的应力水平，产生更大的竖向累计差异变形，这些差异变形在某些施工过程中由于分层找平而降低；另一方面，混凝土芯筒在建造结束、使用加载过程中会产生较大的收缩徐变，又使得混凝土部分产生比弹性计算大很多的竖向变形。混凝土收缩徐变总是存在，且是长期的过程，一般认为在混凝土浇筑、全部加载后 1~2 年内的变形会对结构受力产生影响。钢-混凝土混合结构中，混凝土墙柱收缩徐变的发展，会使竖向荷载逐渐向钢结构部分转移，改变连接两部分结构特别是加强层的钢梁内力的分布。

收缩受混凝土材料、水灰比、环境湿度、构件配筋量等多种因素影响，徐变除在这些因素外，还与初始加载时间、加载过程、最终受荷应力水平等因素有关。

已经观测到的最大收缩应变为  $4.0 \times 10^{-4}$  (与设计强度应力作用下的弹性应变相当)。当前混凝土剪力结构的重力荷载(恒载加活荷载乘准永久系数)下一般轴压比为 0.4~0.6, 按混凝土实际的平均强度考虑, 实际受荷应力强度比为 0.25 左右。在这种应力水平下, 在当前一般水平下的材料、施工、养护条件下, 可预估的 2~3 年收缩徐变为混凝土规范参数计算得到的标准荷载下的弹性应变的 1.5~3.5 倍。竖向布置均匀结构混凝土的应力分布, 墙体厚度沿高度不改变可认为是倒三角形布置, 厚度变化较多可假定为均匀分布。

减小收缩徐变可从材料、施工工艺、施工顺序、设计等多方面考虑。从材料角度, 应降低水灰比、减少水泥用量; 选用级配好、弹性模量大的粗骨料; 适当采用混凝土早强剂, 提高初次加载时的混凝土强度; 优先使用满足这些条件的高强混凝土。从施工工艺角度, 加强混凝土早期养护, 避免早期混凝土水份扩散, 提高早期混凝土强度。从施工顺序角度, 在条件容许时, 应先施工混凝土芯筒, 后施工钢结构部分, 使混凝土芯筒在与钢结构相连形成超静定结构之前完成大部分的早期收缩, 同时达到足够的强度使初次加载时应力强度比较低, 达到减小徐变的目的。当前大多数钢-混凝土混合结构施工即按这种顺序, 即先施工混凝土芯筒、再施工外围钢框架, 最后施工混凝土楼面, 各部分相差数个楼层。这种施工顺序对减小混凝土收缩徐变极为有效, 但施工钢框架时未施加楼面荷载, 使施工平差减小竖向差异变形影响的作用降低。在不确定因素较多时, 可先仅连接腹板使梁成为临时铰支, 待差异变形、混凝土收缩徐变充分发展后再连接翼缘。翼缘的连接需在全部楼面完工一段时间后、从底到顶分层实施。

设计中针对不同的施工顺序采用合适的计算模型。如钢框架与楼板不同时施工、两者相差几个楼层, 则不宜采用分层加载模拟施工的计算模式。条件具备时, 应按实际建造过程、实际的加载过程、按持续不少于 3 年的时间计算混凝土徐变的影响。条件不具备时, 可采用简化计算。即在计算竖向恒活荷载时, 对混凝土墙柱等竖向构件的弹性模量, 分别按折减和不折减两种数值计算, 取两种计算的内力包络值进行构件验算。混凝土弹性模量的折减系数, 可根据各类条件在 0.3~0.6 之间选择。同一结构同时具有混凝土柱、墙时, 柱的折减系数应小于墙的折减系数。当柱墙截面沿高度不变化、或变化较少, 竖向荷载下的截面轴压应力可近似为倒三角形时, 底部弹性模量的折减系数宜取小值、顶部宜取大值, 中间线性变化; 当柱墙截面沿高度变化较多, 各段最大竖向荷载轴压应力最大值相近时, 可取统一的弹性模量折减系数。

## 6.3 水平荷载作用下的结构分析

**6.3.1** 为保证多遇地震作用下高层建筑混合结构计算结果的可靠性, 规定应采用两个以上的计算程序进行结果比较分析。

**6.3.2** 在水平地震作用下，当重力产生的附加结构底部倾覆弯矩较大时，重力二阶效应（P— $\Delta$ 效应）的影响不容忽略，进行结构地震反应分析时应予考虑。

**6.3.3** 同济大学对 30 层以下的规则混合结构选用 20 条不同的地震记录，考虑各种结构参数变化，进行了约 4000 个算例结构的在罕遇地震下最大结构层间位移角计算，经统计采用均值加一倍均方差的结果（列于表 6.3.3）作为设计计算依据，具有 84% 的保证率。

## 7 构件设计与构造要求

### 7.1 组合梁的设计与构造要求

#### 7.1.1 本节规定适用于钢筋混凝土翼板和钢梁通过连接件组成的组合梁

组合梁的变形计算是根据 GB50068 规定进行的,应按弹性理论计算,并按荷载的长期效应组合采用  $2\alpha_E$  确定换算截面,这主要是考虑混凝土在长期荷载作用下的徐变影响。

组合板施工阶段设计仅考虑压型钢板的强度与变形,如果不满足要求,可加临时支撑以减小板跨,设计跨度可按临时支撑的跨度考虑,但使用阶段设计时,跨度必须按拆除临时支撑后的设计跨度考虑。

7.1.2 对于受正弯矩的组合梁截面及力比  $\gamma = A_{st}f_{st} / Af \geq 0.15$  的负弯矩截面可不考虑弯矩与剪力的相互影响。

在采用试算法时,可假定中间支座两侧负弯矩区混凝土受拉翼板开裂区长度各为该跨度的 0.15 倍。欧洲钢结构委员会认为距中间支座  $0.15l$  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,但翼板所配的钢筋应计入。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。

7.1.3 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:

1. 当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的截面;
2. 塑性中和轴位于混凝土受压翼板内的第一类截面;
3. 混凝土翼板与钢梁具有完全抗剪连接。

7.1.6 为适应连续组合梁的计算需要而编制本条,便于在各剪跨区段内配置抗剪连接件。

7.1.8 剪力连接件受剪承载力设计值  $V_s$  的计算公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级别、品种有关,有时还取决于连接件的型号及材质。焊钉的承载力与焊钉长度有关,焊钉长承载力大,但当焊钉长度与其直径之比大于 4 后,承载力的增加就很少了,若焊钉长度太短,不仅承载力很低,且焊钉会出现拔出破坏。

7.1.10 当压型钢板肋与钢梁平行时,焊钉受剪承载力设计值  $V_s$  按公式 7.1.8-1 计算,而当  $W_p/h_a < 1.5$  时,按式 7.1.8-1 计算的  $V_s$  值中的  $0.43A_s\sqrt{E_s f_c}$  项应乘以按

公式 7.1.10-1 计算的折减系数  $K$  值。

**7.1.12** 部分抗剪连接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撑的组合梁。其钢梁截面受施工荷载控制或截面受挠度控制的构件。此时其极限弯曲状态下的混凝土翼板与钢梁各有其自身中和轴。为此，抗剪连接件必须具有一定的柔性，才能在其受到纵向剪力作用时，产生较大的相对滑移。

具有一定柔性连接件的条件：圆柱头焊钉直径不能超过 22mm，其杆长不小于 4 倍钉杆直径；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。

**7.1.16** 根据 GB50009 和 GB50068 的规定对组合梁的挠度值进行长、短期荷载效应组合下的挠度计算，取其中较大者。

**7.1.19** 组合梁在正弯矩区段的钢梁受压翼缘，因与混凝土相连，不存在整体失稳问题。在负弯矩区段，钢梁下翼缘虽然受压，但其上翼缘固定于混凝土翼板内，下翼缘类同于弹性地基上的压杆稳定问题，腹板的抗侧向弯曲可视作下翼缘的侧向弹性地基，根据试验现象分析，一般不出现失稳现象，但为慎重起见，在钢结构设计中，对下翼缘仍应在梁端设置侧向支撑构件，具体做法可参照现行国家标准 GB50017 的规定。

### **7.1.20**

1. 为使组合梁截面有足够刚度，对其高跨比作了限制。钢梁与钢筋混凝土翼板通过剪力连接件的组合，其抗弯能力提高很多，相对而言，钢梁抗剪能力反而不足，为协调这一状态，在假设截面时，对组合梁高度加以限制，对板托高度及宽度也提出要求。

2. 为保证板托中剪力连接件的工作性能和在标准试件中相同，所以对板托外形尺寸提出要求。托板中的弯起钢筋为托板中的构造做法。

3. 由于组合梁钢梁上翼的混凝土板托部位受焊钉的局部承压作用而多发生劈裂现象。因此需配筋加强；为保证焊钉抗剪作用及抗掀起能力，对焊钉抗掀起端底面应高出横向钢筋的距离作了规定，对横向钢筋配置间距也提出要求。

## **7.2 钢柱的设计与构造要求**

**7.2.2** 由于板件厚度大于和等于 40mm 的厚壁构件，残余应力高于较薄板件组成的截面，并且沿厚度变化，使厚板构件稳定承载力不同于厚度较薄者。根据现行国家标准《钢结构设计规范》(GB50017)的规定，给出厚度大于等于 40mm 的 H 型钢柱和箱形焊接柱的截面分类。

**7.2.3** 高层建筑中，应采取强柱弱梁式，式 7.2.3-1 是为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。本条规定与现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011)一致。当设计条件符合上海市地方标准《高层建筑钢结构设计规程》(DG/TJ08-32-2008)的有关规定时,也可参照该规范的规定进行相关验算。

**7.2.4** 目前我国钢结构的设计,一般都是通过验算各构件的极限承载力来保障结构整体承载的安全。柱的计算长度是将钢框架结构整体稳定验算等效为框架各柱的整体稳定验算时引入的一个概念,在重力与风或地震作用组合工况下,考虑柱的计算长度进行柱的验算,一般偏于安全。目前,大多数国家采用计算长度法验算柱子的稳定性。然而,框架柱的计算长度,在有限侧移刚度条件下(介于无侧移刚度和无限侧移刚度之间),其计算较为复杂,本条给出了框架柱在任意侧移刚度条件下计算长度的近似方法。其中无侧移和有侧移的计算长度,系针对《钢结构设计规范》(GB50017)附录中的计算公式进行了改造,以方便计算而得。

钢结构的整体承载安全,也可通过结构二阶非线性分析进行结构整体极限承载能力验算加以保障,或近似进行结构二阶弹性内力分析,然后进行结构各构件极限承载力验算。按照这一方法进行框架柱的验算时,柱的计算长度可取为1.0。

**7.2.5** 高层建筑中,按强柱弱梁的要求,钢结构柱一般不会出现塑性铰。但考虑到材料性能变异,截面尺寸偏差以及未计算的地震作用等因素,柱在某些情况下也有可能出现塑性铰。因此,柱的板件宽厚比也应考虑塑性发展来加以限制,不过不需要像梁那样严格。另外,对于板件宽厚比的要求,主要针对地震下构件端部可能的塑性铰范围,非塑性铰范围的板件可有所放宽。。

**7.2.6** 为保证在地震作用下,节点域腹板不致失稳,以利于吸收地震能量,式(7.2.6)提出节点域腹板厚度要求,为美国加州规范提出,由试验资料得出。节点域腹板抗剪强度应计算确定。

**7.2.7** 地震区柱长细比应加以控制,因柱长细比越大,延性越差。此处的要求与上海市地方标准《建筑抗震设计规程》(DGJ08-9-2013)的有关规定一致。

## 7.3 钢管混凝土柱的设计与构造要求

**7.3.1** 钢管混凝土柱系在钢管内填充混凝土而形成的组合构件。钢管有圆形和矩形之分。由于圆钢管和矩形钢管对核心混凝土的约束效果不同,圆钢管和矩形钢管混凝土的力学性能差别较大,二者的计算方法也有较大差异。对于圆管混凝土,主要是根据“钢管混凝土统一理论”,将钢管和混凝土二者视为统一体,作为一种组合材料,用组合性能指标来计算其承载力。对于矩形钢管,由于钢管对混凝土的约束作用有限,未计入该提高作用。本节主要参考《钢-混凝土组合结构设计规程》DL/T5085-1999和《矩形钢管混凝土结构技术规程》(CECS159:2004)编写。

**7.3.2** 采用数值分析方法可以计算出钢管混凝土轴压时纵向压力  $N$  和纵向应变  $\varepsilon$  间的关系曲线，将轴向荷载  $N$  除以全截面面积，即得截面上的名义应力，此应力应变关系也就是钢管混凝土组合应力-应变关系。经与大量实测曲线比较，吻合程度良好。经过对各种情况的大量计算，由弹塑性阶段进入强化阶段的点都在  $3000 \mu\varepsilon$  左右。为了简化计算，取纵向应变  $\varepsilon = 3000 \mu\varepsilon$  时对应的名义应力为组合强度标准值，引入钢材和混凝土的材料分项系数后，得到钢管混凝土轴心受压强度设计值的计算公式。

**7.3.3** 在永久荷载作用下，由于管内混凝土发生徐变，产生内力重分布现象，导致钢管和管中混凝土应力改变，二者的模量发生变化，因而使构件的临界应力下降。下降率和永久荷载的大小、其所占的比例及构件的长细比有关。对于偏压构件，只在小偏心 ( $e/r_0 \leq 0.3$ ) 时，混凝土徐变值较大，对构件临界应力才有影响。

**7.3.4** 采用数值分析方法可以计算出钢管混凝土受纯剪切作用时，截面处最大组合剪应力与最大剪应变之间的全过程关系曲线。各种情况的大量计算表明，由弹塑性阶段转入强化阶段的点都在  $3500 \mu\varepsilon$  左右。为简化计算，取最大剪应变为  $3500 \mu\varepsilon$  时对应的名义剪应力为组合剪切强度标准值，引入钢材和混凝土的材料分项系数后，得到钢管混凝土受剪组合强度设计值的计算公式。

**7.3.10** 本条系参考现行中国工程建设标准化协会标准《高强度混凝土结构技术规程》(CECS104)，并考虑抗震设计的特点确定。

**7.3.11** 根据钢管和混凝土共同工作的机理，轴心受压的强度承载力设计值的计算公式为  $N_u = \alpha(f_s A_s + f_c A_c)$ ，式中  $\alpha$  是与钢管对混凝土的约束效应和混凝土徐变对承载力影响等因素有关的系数。前者对混凝土的强度有所提高，后者则相反。考虑到该系数的影响因素比较复杂，且对矩形钢管混凝土轴心受压构件承载力的提高有限，故将系数  $\alpha$  取 1。

**7.3.12** 根据试验资料，矩形钢管混凝土轴心受压构件的受力比较接近于钢结构，轴心受压稳定系数近似地采用现行国家标准《钢结构设计规范》GB50017 中的 b 曲线，构件的长细比则按考虑钢管和混凝土共同工作后的公式计算。

**7.3.13** 计算压弯构件的承载力时，假定矩形钢管混凝土在破坏时钢管壁没有局部屈曲，钢管应力达到屈服点，受压区混凝土应力达到极限强度，受拉区混凝土退出工作。压弯构件的稳定性验算公式，根据矩形钢管混凝土的受力性能接近钢结构的特点，比照钢结构的稳定性公式进行推导而得。

**7.3.16** 本条规定，系按照抗震结构强柱弱梁的要求，参照现行国家标准《建筑抗震设计规范》(GB50011)制定。

**7.3.18** 最小管径和最小壁厚是为了保证混凝土浇灌质量和质量焊接质量，钢管管壁宽厚比限值主要保证钢管的局部稳定。考虑到应用于高层结构中的构件尺寸不会太小，故对有关尺寸进行了调整。

**7.3.19** 梁柱刚接，钢管混凝土柱在梁上下翼缘处应设置加劲肋，考虑到制作和浇灌混凝土的问题，可设置柱外加劲环板。设置柱外加劲环板时，柱现场拼接处内环板、柱顶板和混凝土与钢管间粘接等应能保证混凝土与钢管协同工作。

**7.3.20~7.3.21** 理论分析和实验研究的结果表明，钢管混凝土柱的延性和轴压比、长细比、含钢率、钢材屈服强度、混凝土抗压强度等因素有关。规程采用限制长细比、轴压比、截面套箍系数、混凝土工作承担系数的方法来保证钢管混凝土柱的延性。

**7.3.22** 施工阶段钢管柱中会产生一定的初应力，将影响构件的稳定承载力。为将此影响控制在 5% 以内，需控制初应力不超过钢材受压强度的 60%。另外，对于板件宽厚比较大的矩形钢管柱，尚应注意混凝土在浇筑时产生的对管壁的侧向压力，验算其强度和变形，必要时需采取加强措施。

## 7.4 型钢混凝土柱的设计与构造

**7.4.1** 型钢混凝土柱在轴力与弯矩作用下的正截面承载力计算目前常用的方法是两种，一种即是本规程所采用的叠加法，另外一种，是假定型钢混凝土构件在受力过程中符合平截面假定，参照钢筋混凝土构件的进行计算。根据《钢骨混凝土结构设计规程》（YB9082—2006）的条文说明指出，二者计算结果吻合较好，且一般叠加方法计算较为简单，概念清晰，偏于安全。

**7.4.2** 本条根据一般叠加法的原理，对确定型钢部分和钢筋混凝土部分的轴力分配，提出了一个近似方法。该方法是对原规范中的简单叠加法进行的改进，提高了计算结果的准确性，且计算结果仍然偏于安全。

**7.4.3** 本条引自根据《钢骨混凝土结构设计规程》（YB9082—2006），具体的换算方法见该规程。

**7.4.4** 型钢混凝土角柱在压力与双向弯矩作用下的正截面承载力计算也是采用一般叠加方法进行。

**7.4.5** 偏心距增大系数的物理概念是： $\eta = \frac{e_0 + f}{e_0}$ ，式中  $f$  为柱中侧向挠度， $\eta$  的计

算公式引用了《钢骨混凝土结构设计规程》（YB9082—2006）中的计算公式。

**7.4.7** 根据抗震结构强柱弱梁的要求，规定了框架柱端弯矩增大系数。

**7.4.8** 根据抗震结构强剪弱弯的要求，规定了框架柱剪力增大系数。

**7.4.9** 根据试验研究，型钢的存在，柱截面的受剪承载力的上限比普通钢筋混凝

土柱有所增加，其值为 $0.45f_c b h_0$ 。

**7.4.10** 型钢混凝土柱承受较大压力时与普通钢筋混凝土柱一样，弯曲破坏的变形能力减小，即延性会减小。为了保证框架柱在抗震设计时具有一定的延性，所以作了轴压比限值的规定。对于型钢混凝土柱，在轴力作用下，随着轴向塑性变形的发展，以及长期荷载下混凝土的徐变影响，钢筋混凝土部分承担的轴力逐渐向型钢部分转移。根据型钢混凝土柱子的试验结果，并考虑长期荷载下徐变的影响，给出了型钢混凝土柱的轴压比限值。

**7.4.11** 型钢混凝土构件中型钢的板件，由于受到外围混凝土以及箍筋的约束，宽厚比限值可以较纯钢结构适当放宽，型钢混凝土中型钢翼缘的宽厚比可取为纯钢的1.5倍，腹板可取纯钢结构的2倍，填充式箱形钢管混凝土可取为纯钢结构的1.5~1.7倍。

型钢混凝土柱中，型钢含钢率是指柱截面中，型钢截面积占柱全截面面积的百分比。本规程建议的最小型钢含钢率3—4%是考虑再小就没必要采用型钢混凝土柱了。最大型钢含钢率的规定，主要是出于混凝土浇捣的方便，并综合了日本、美国、欧洲等规范提出15%的建议值，一般来说，目前用得较多的约在5%—8%之间。

型钢混凝土柱截面短边一般不会小于400mm，所以对于层高5m左右的建筑，柱子的计算长度与截面短边之比若超过12会给施工带来困难。

栓钉作为抗剪连接件，施工方便，质量容易保证，不得用短钢筋代替栓钉。如采用其他类型的抗剪连接件，须有可靠据靠或进行试验确定。

型钢的保护层厚度的要求是为了保证其耐火性、耐久性，同时为了保证施工中混凝土浇注的密实性、型钢与混凝土之间的粘结性。

## 7.5 剪力墙的设计与构造要求

**7.5.2** 为提高剪力墙底部的强度和延性，对剪力墙底部加强区的剪力设计值按照“强剪弱弯”的结构抗震设计原则乘以剪力增大系数。

**7.5.3** 剪力墙的名义剪应力过高，会导致在早期出现斜裂缝，抗剪钢筋的作用不能充分发挥。本条对墙体的名义剪应力进行限制。

**7.5.4** 型钢混凝土剪力墙可分为无边框剪力墙和有边框剪力墙，周边有梁（混凝土明梁或暗梁）和型钢混凝土明柱约束墙板的剪力墙称为有边框剪力墙，其明柱构造与型钢混凝土柱完全相同，周边梁、柱必须与墙腹板整体浇注。无翼缘或有翼缘的剪力墙均属无边框剪力墙。型钢混凝土剪力墙的抗剪承载力采用叠加法，即钢筋混凝土腹板抗剪承载力与型钢抗剪承载力的叠加。腹板部分混凝土抗剪，与普通钢筋混凝土剪力墙相同，型钢部分的抗剪承载力这区分无边框剪力墙和有边框剪力墙，同时，为安全起见，对有边框型钢混凝土剪力墙中，边框柱的抗剪

承载力只计入一半。

**7.5.5** 剪力墙的轴向压力对其斜截面受剪承载力起有利作用，但有一个限值，不能超过 $0.2f_c b h_w$ 。

**7.5.6** 剪力墙的轴向拉力对其斜截面受剪承载力起不利作用，但也给出了一个限制，即最多不计混凝土抗剪能力。

**7.5.7** 由于设置了端部型钢，无边框型钢混凝土剪力墙的受剪承载力大于普通钢筋混凝土剪力墙。试验表明，无边框型钢混凝土剪力墙中，型钢的抗震作用主要表现为销键作用，因此计算时，采用全截面。为使腹板中的水平钢筋不过少，限制型钢部分受剪承载力不得大于钢筋混凝土腹板受剪承载力的 25%。

**7.5.10** 为了确保钢—混凝土混合结构中剪力墙尤其是核心筒的水平施工缝处的抗剪强度，只考虑竖向钢筋（包括附加竖向插筋）与型钢的作用，不计接缝处混凝土的抗剪强度。

**7.5.12** 试验表明，当双肢剪力墙的一肢为偏心受拉时，拉肢的刚度因混凝土出现裂缝而明显下降，剪力向受压肢转移，导致压肢实际受的内力大于弹性计算值。为保证双肢墙的正常使用和安作作了此条规定。

**7.5.14** 抗震结构中的型钢混凝土剪力墙应当考虑轴压比限制。无边框剪力墙的轴压比限制值同普通混凝土剪力墙，对有边框剪力墙，可略作放松。

**7.5.17** 型钢混凝土剪力墙中的边缘构件，其范围、纵筋及箍筋都可以按照现行行业标准《高层建筑混凝土结构技术规程》(JGJ3)中剪力墙边缘构件的要求设计，而不必按照约束边缘构件要求配筋。腹板中的水平箍筋宜从外边缘绕过竖向型钢或与型钢焊接，或伸入暗柱锚固，其伸入暗柱的长度应满足钢筋锚固长度要求。

**7.5.18~7.5.19** 补充型钢混凝土剪力墙和钢板混凝土剪力墙的构造要求。

## 8 节点设计与构造

### 8.1 设计原则

**8.1.1** 国内外高层钢结构的很多震害或施工中出现的事故说明，复杂或不合理的节点构造设计（尤其是焊缝设计）是质量事故发生的重要间接因素，而不是设计计算问题。

**8.1.3** 节点连接的承载能力应高于构件的承载能力。抗震设计对节点构造提出了很多保证措施。在风起控制作用的情况下，也应遵照抗震的措施以保证结构安全。

**8.1.4** 构件的实际屈服强度在工作中有可能高于屈服强度的标准值。为了在罕遇地震作用下构件出现塑性铰时，结构仍可继续具有承载能力，在设计中要使节点连接的最大承载能力高于构件本身的全塑受弯承载能力。两者之间增大系数受弯状态取 1.2，受剪时考虑跨中荷载的影响取 1.3。

工字型截面绕强轴弯曲的塑性计算公式系按国家标准《钢结构设计规范》（第九章），工字型截面绕弱轴弯曲的塑性计算公式系参考日本《钢结构塑性设计指南》提出。

**8.1.5** 钢结构是使用匀质材料，有较好的延性。组成结构的构件及连接则是钢结构具备必要的承载能力和变形能力的关键。钢结构的局部与整体稳定是构件安全的重要因素。连接部分的最大承载能力是结构满足“大震不倒”原则的保证。例如日本 1995 年阪神淡路大地震中钢结构破坏的首要因素是节点部位的焊接。此外，构件的失稳也是该地震震害中比较普遍的现象。

梁柱节点的范围，一般定为自梁端或柱端算起的 1/10 跨长或两倍截面高度范围内，作为梁柱构件的塑性区。这是参照日本有关设计标准中的规定。

### 8.2 梁柱连接方式

**8.2.1** 梁与柱的刚性连接，分柱贯通式及梁贯通式，一般都采用柱贯通式。

在梁柱刚接节点处必须验算的内容有：1. 节点连接在弯矩和剪力作用下的承载力；2. 梁上下翼缘标高处设置的柱水平加劲肋的厚度；3. 节点域的抗剪强度。

图 8.2.1-4 梁翼缘下方的焊接衬板的下反面安装完成后应与柱用角焊缝仰焊，长度不小于翼缘宽一半。

此项考虑的原因是：

美国和日本的钢结构震害中，梁柱节点处，在衬板与柱之间形成缝隙，下翼缘受拉时，由此缝隙向上延伸，以致将柱翼缘板撕裂，因此对衬板需处理。可以采取：1. 将衬板割掉；2. 衬板采用其它材料，上部的溶透焊缝与其不连接；3. 将

衬板反面施焊，将缝隙在焊缝封住。

在近十年来，经对钢梁柱节点震害的分析，台湾及美国有关资料或标准提出，将梁的薄弱部位由梁柱交接处转移到接近梁可能产生的塑性铰处，提出了很多对梁翼缘的处置意见。（见图 8.2.1-5）其中措施之一是将该处上下翼缘削弱，也就是本条第 2 款中所提的形式。

**8.2.2** 钢管混凝土柱与钢梁的连接中，环肋（即加强环）的设置形式及施工工艺很重要。设置内环受力及外形较好，但制作操作及浇注混凝土较难，一般采用外环式较多。锚定式刚接节点一般用于梁翼缘受力较小的梁柱节点。

**8.2.3** 型钢混凝土柱与钢梁的连接中，关于柱箍筋与钢梁的相交的处理。按有关型钢混凝土设计规程处理。钢梁腹板的钢筋洞应在制造时做好，不得在安装现场开洞或施焊。

### 8.3 梁与混凝土墙连接

**8.3.1** 混合结构中钢筋混凝土墙与钢框架之间可能存在竖向差异变形，钢梁与混凝土墙采用铰接可以降低由于竖向差异变形引起的连接节点中的内力。

**8.3.2** 钢筋混凝土墙上设置预埋件，经大量试验与计算分析得出本条的计算方法，尤其是梁在使用状态下的轴力，应在设计中注意考虑。

### 8.4 支撑连接

**8.4.1~8.4.7** 本节补充了普通支撑相关的连接设计方法。

### 8.5 伸臂桁架、腰桁架连接方式

**8.5.1~8.5.4** 本节补充了伸臂桁架和腰桁架的连接方式。

### 8.6 柱脚连接

**8.6.1** 在 1995 年日本板神地震中钢结构由于柱脚破坏导致结构倒塌及大破坏的比例很高。大量外露式的铰接柱脚破坏，唐山地震中该破坏例也很多，因此在多、高层钢结构中外露式铰接柱脚应限制采用。

**8.6.2** 根据日本的研究，当柱脚的埋入超过一定深度后，柱的全塑性弯矩可以传给基础。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矩承受。柱上的焊接栓钉作用不明显，为了保证钢柱与混凝土的粘合形成整体，仍应设置栓钉。

为了保证柱的准确就位，柱脚仍应设置底板，并在基础中预埋锚固螺栓。

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，通过箍筋及主筋传至基础。因此，钢柱上的焊接栓钉及柱脚底板、锚固螺栓

均起重要作用。

预制杯口插入式柱脚，这种形式多用于工业建筑及预制混凝土柱的基础。不宜用于多、高层钢结构，因此，在用于刚接的柱脚时，应按外包式柱脚要求。

外露式柱脚实际上难以保证柱脚的完全刚性。当导致柱反弯点下移会造成柱顶弯矩实际上的增大，设计中应予以考虑。

当计算柱脚底板时，应采用靴梁式柱脚。

## 9 结构减震设计

### 9.1 一般规定

**9.1.1** 延性构件减震设计是指在结构中设置延性减震部件，通过延性减震部件调整结构的刚度分布，减小结构刚度分布不规则引起的地震作用内力突变，并通过延性减震部件先于结构关键部位、结构的关键部位、重要构件等屈服，达到预期的减震要求。

消能器减震设计指在结构中设置消能器，通过消能器的相对变形和相对速度提供附加阻尼，以消耗输入结构的地震能量，达到预期减震要求。

### 9.2 延性构件减震设计要点

**9.2.1** 高层钢-混凝土混合结构采用延性构件减震设计的性能目标可以根据结构的特点确定。例如：

1. 结构加强层或腰桁架的斜腹杆宜采用延性减震部件，并应满足中震不屈服的要求。
2. 当钢-混凝土混合结构中框架部分的刚度不足时，宜在框架中设置延性减震构件，并允许延性减震构件在设防地震作用下发生屈服。
3. 当结构抗扭转刚度不足时，可设置延性减震构件提高结构的抗扭刚度，并且延性减震构件在设防地震作用下不屈服。
4. 对强连接的连体结构，连体结构跨中位值的斜腹杆宜设置延性减震部件，并允许延性减震部件在设防地震作用下发生屈服。

### 9.3 消能器减震设计要点

## 附录 A 金属减震部件的设计要求

### A.1 防屈曲支撑

**A.1.2** 防屈曲支撑在减震设计时不需要进行稳定验算，其稳定性在防屈曲支撑产品设计时要求严格满足，并根据本规程 9.2.3 条和 9.2.4 条的要求进行性能检验来验证。

## A.2 高延性钢板墙

**A.2.4** 高延性钢板墙有防屈曲钢板墙和无屈曲波纹钢板墙两种类型。

防屈曲钢板墙由两块约束板之间夹内芯钢板组成，可以防止内芯钢板受剪发生屈曲。内芯钢板主要有图 A.2.4-1 所示的两种形式，其中工字形芯板适用于承载力和刚度需求高的情况。

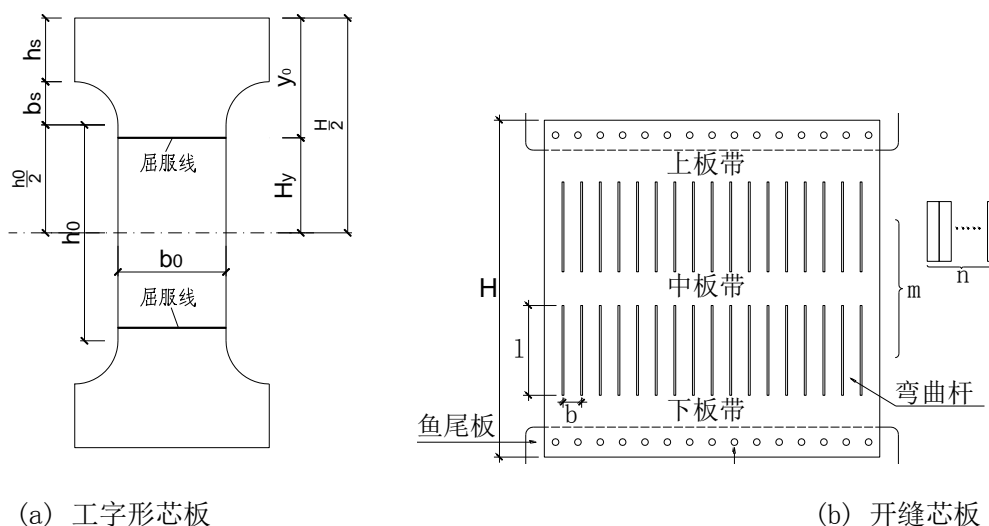


图 A.2.4-1 防屈曲钢板墙内芯钢板示意图

无屈曲波纹钢板墙通过将钢板波折成波纹形状 (参见图 A.2.4-2) 来提高钢板墙的稳定承载力，可以避免其在屈服消能以后发生屈曲。

无屈曲波纹钢板墙需要设置边缘柱，因此其等效支撑框架模型中的竖向支撑即为边缘柱。

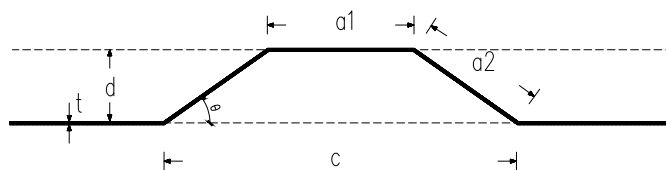


图 A.2.4-2 无屈曲波纹钢板墙的钢板波形

**A.2.5** 为保证屈曲约束钢板墙在整体弯剪屈服之前不发生整体屈曲，面外约束板件的刚度需要满足一定的刚度需求。

**A.2.14** 防屈曲钢板墙的面外约束构件距离梁翼缘、连接节点板、柱翼缘的净距是为了使芯板和梁翼缘、或柱翼缘焊接时有足够的操作空间；如采用 A.2.8 条连接方案 2，则芯板与柱距离柱翼缘的净距是为了保证结构发生水平位移时，钢板墙有足够的变形空间。

## A.3 高延性钢连梁

**A.3.1** 如图 A.3.1 所示，双阶屈服钢连梁由剪切屈服板梁和弯曲屈服箱型梁并联而成。其双阶屈服可以实现双重功能：在小震工况下，剪切屈服的梁段进入屈服发挥消能减震作用，弯曲屈服的梁段保持弹性发挥承载作用；中震以及大震工况下剪切屈服梁段和弯曲屈服梁段均进入屈服，共同发挥消能减震作用。

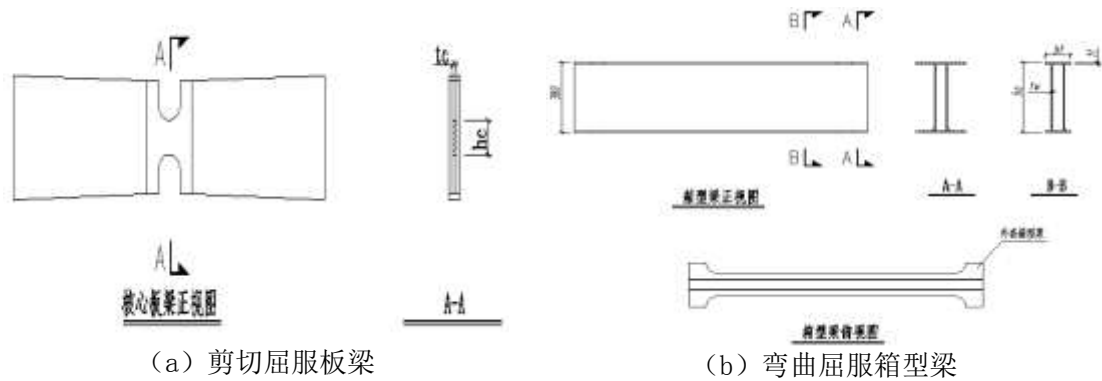


图 A.3.1 双阶屈服钢连梁构造示意图

**A.3.5** 采用双阶连梁的设计的结构，由于其小震下即可发生屈服，因此相比于单阶屈服的耗能钢连梁带来的附加阻尼比效果要更加明显。

**A.3.6** 国内外众多学者研究过屈服后刚度影响，并且一致的结论为较大的屈服后刚度可以更好地控制结构的层间位移角，控制结构整体塑性变形，有利于结构层间位移角分布的均匀性。

**A.3.7** 在进行结构分析中，钢连梁与剪力墙节点是按刚性节点进行，且节点区受力大，所以实际结构中节点核心区应具有足够的承载力、刚度和一定的延性能力。

**A.3.9** 混凝土连梁过早发生剪切脆性破坏，而且其耗能能力有限。如采用抗剪能力良好的钢连梁可以增加结构的延性，并且确保在不降低构件强度的同时吸收更多能量。为了保证钢连梁充分发挥其耗能能力，钢连梁与剪力墙的连接必须可靠。钢连梁与剪力墙的传统连接方式是将钢连梁直接插入到剪力墙中使二者共同受力。此种节点对剪力墙性能的提高也不明显，还有施工困难等问题。为了改善传统钢连梁与剪力墙连接节点的不足，可以考虑在墙端内埋型钢柱。钢骨立柱可以同时充当剪力墙约束边缘构件，增加剪力墙的延性。在暗柱上焊接外伸牛腿梁段，再将钢连梁与牛腿钢梁段通过高强螺栓外伸端板连接，利用其可更换的优点，保证钢连梁震后可修复。本规程同样采用大承载力端板螺栓连接以保证节点的刚性连接。

**A.3.10** 节点各部分受力分析及变形如图 A.3.10。由图 A.3.10 可知，长钢暗柱节点在混凝土中有充分的锚固使得钢暗柱不可能发生整体刚体转动而使节点破坏，如图 A.3.10 (a) 所示。相反，与钢梁受拉翼缘相连的钢暗柱截面因抗剪承载力 $V_y$ 不足，并且节点域型钢腹板剪切屈服以及混凝土抗剪破坏形成塑性铰，节点发生塑

性转动，如图 A.3.10 (b) 所示，此部分承载力可以按下式求得：

$$\frac{M'_b}{h_b} = V_{jl} + V_j \quad (3)$$

其中  $V_{jl}$  为节点受拉区抗剪承载力， $V_j$  为节点域抗剪承载力。综上所述，钢暗柱式节点抵抗外部弯矩的能力由以下三部分组成：

- (1) 钢暗柱埋深  $d_c$  部分混凝土合力对钢梁与型钢暗柱交界处抵抗矩，记为  $M_{dc}$ ；
- (2) 与钢梁受拉翼缘相连的钢暗柱截面抗剪屈服或受拉区钢暗柱范围内墙体分布钢筋全部屈服时钢梁与型钢暗柱交界处抵抗矩，记为  $M_c$ ；
- (3) 节点域腹板抗剪屈服以及混凝土抗剪破坏时钢梁与型钢暗柱交界处抵抗矩，记为  $M_j$ 。

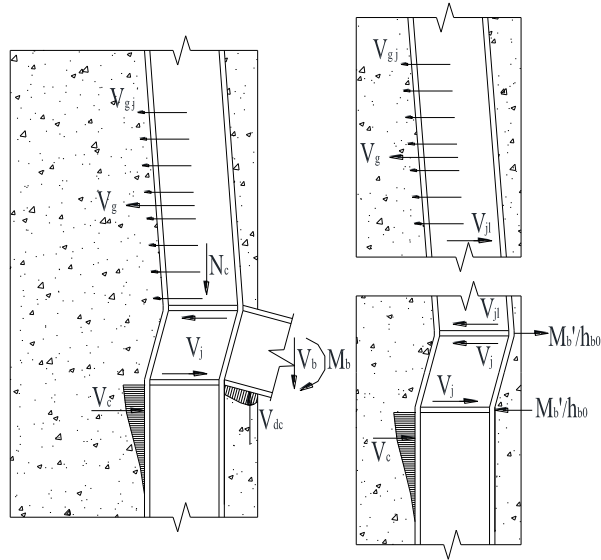


图 A.3.10-1 长钢暗柱受力分析

各部分计算方法如下：

### 1) $M_{dc}$ 的计算

由试验结果可知，在节点承载极限状态下，墙体与钢连梁接触处混凝土被压碎而脱落，因此可以认为此处的混凝土达到抗压强度。埋深部分受压区混凝土的应力图形可简化为等效的矩形应力图（图 A.3.10-2）。矩形应力图的受压区高度  $x$  可取钢暗柱埋深  $d_c$  乘以系数  $\beta_1$ 。 $\beta_1$  取值可参照《混凝土结构设计规范》以及国外相关研究。根据应力分布和最大应力取值可以求得压应力区对转动中心的弯矩如下：

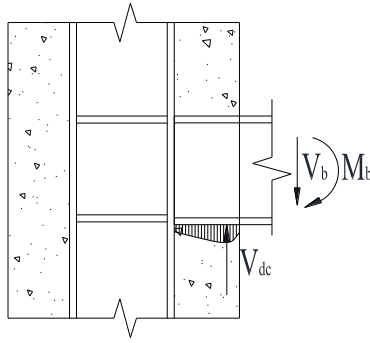


图 A.3.10-2 连梁埋深部分受力分析

$$M_{dc} = \beta_1 \cdot \left[ \left( 1 - \frac{\beta_1}{2} \right) \cdot d_c \cdot b_f \cdot d_c \right] \cdot f_b \quad (5)$$

其中  $f'_c$  为混凝土抗压强度； $f_b$  为混凝土承压应力，参考直插型节点计算方法，研究表明，混凝土承压应力与钢连梁宽度  $b_f$  和剪力墙厚度  $t_q$  比值相关， $f_b$  计算方法如下：

$$f_b = 4.5 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left( \frac{t_q}{b_f} \right)^{0.60} \quad (6)$$

## 2) $M_c$ 的计算

经受力分析，长钢暗柱节点破坏模式同样分为两种。而两种破坏模式对应节点极限承载力的差别即体现在  $M_c$  计算方法上。根据有限元结果发现：当钢暗柱截面抗剪承载力较大，受拉区钢暗柱长度范围内墙体分布钢筋全部进入屈服；相反，当钢暗柱截面抗剪承载力较小时，钢暗柱发生剪切屈服破坏。

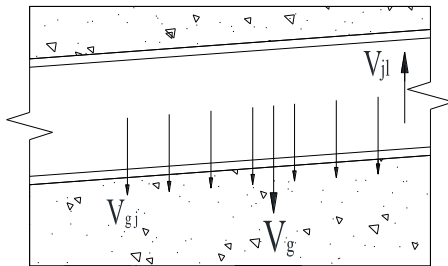


图 A.3.10-3 节点受拉侧部分受力分析

图 A.3.10-3 为墙梁节点受拉侧部分受力分析简图。 $V_g$  为钢暗柱影响范围内，墙体分布钢筋全部屈服时合力大小， $V_y$  为钢暗柱腹板抗剪承载力。 $V_{jl}$  为节点域受拉区承受剪力。通过对隔离体列平衡方程可知，当钢暗柱腹板抗剪承载力  $V_y$  大于受拉侧钢暗柱影响范围内分布钢筋全部屈服时

合力大小 $V_g$ 时，节点域受拉区承受剪力 $V_{jl}$ 为钢筋合力 $V_g$ ，反之为钢暗柱

腹板抗剪承载力 $V_y$ ，可表示如下式：

$$V_{jl} = V_g, \text{ 如果 } V_y > V_g \text{ 剪力墙中钢筋受拉屈服 (7)}$$

$$V_{jl} = V_y, \text{ 如果 } V_y < V_g \text{ 钢暗柱腹板剪切屈服 (8)}$$

$V_y$ 和 $V_g$ 计算方式如下式：

$$V_y = 0.58 \cdot \frac{f_y}{H_b} \cdot h_{c0} \cdot t_w \quad (9)$$

$$V_g = \frac{L_c}{s} \cdot f_{vy} \cdot A_{vs} \quad (10)$$

其中  $t_w$  为钢暗柱腹板厚度， $f_y$  为钢暗柱材料屈服强度， $H_b$  为钢连梁截面高度， $A_{vs}$  为剪力墙中垂直分布钢筋单根面积， $s$  为钢筋间距， $f_{vy}$  为钢筋材料屈服强度。

针对上述两种破坏模式，由于钢暗柱在实际工程中是通高布置，因此一般不会出现墙体中水平分布钢筋全部屈服的破坏模式，设计中只需考虑钢暗柱剪切屈服的破坏模式，因此， $M_c$ 可按式计算：

$$M_c = V_{jl} \cdot h_b \quad (11)$$

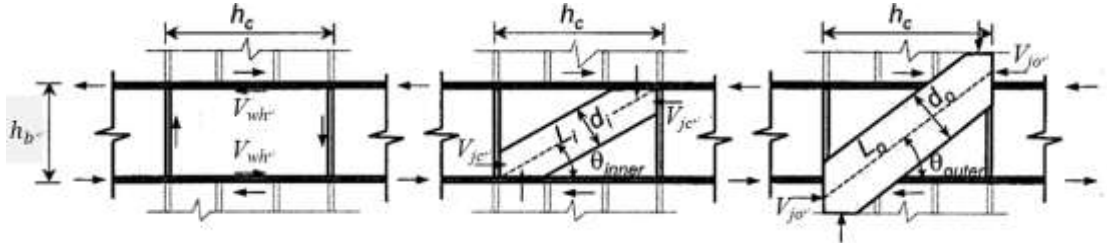
### 3) $M_j$ 的计算

节点抗剪承载力  $V_j$  由以下三种受力机构提供：(a) 钢暗柱节点域腹板机构；(b) 内部混凝土斜压杆机构；(c) 外部桁架机构。各部分受力分析如图 A.3.10-4， $V_j$  计算方式如下：

$$V_j = V_{wh} + V_{jc} + V_{jo} \quad (12)$$

$$\text{则, } M_j = V_j \cdot (h_b - t_{fb}) \quad (13)$$

其中， $M_j$  为节点抗弯承载力， $V_{wh}$  为钢暗柱节点域腹板抗剪承载力， $V_{jc}$  为节点域内部混凝土斜压杆抗剪承载力， $V_{jo}$  为节点域外部桁架抗剪承载力。



(a) 钢梁腹板机构

(b) 内部混凝土斜压杆机构

(c) 外部桁架机构

图 A.3.10-4  $V_j$  部分受力分析

(a)  $V_{wh}$  的计算

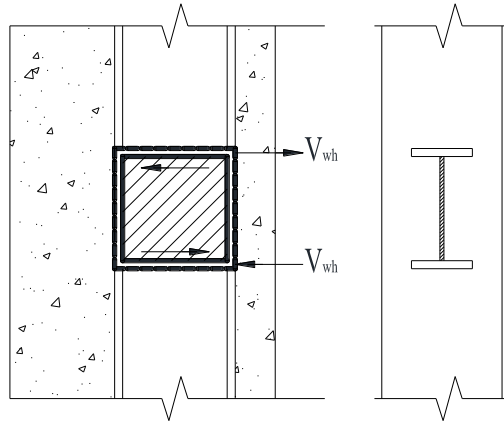
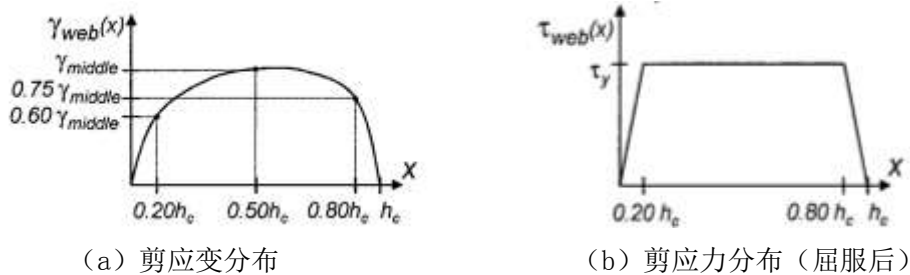


图 A.3.10-5 钢暗柱节点域腹板机构受力分析

根据研究显示，对于钢梁与混凝土柱外节点，其节点域中应变的分布是比较均匀的，不是呈抛物线分布，因此可以计算节点域屈服剪力 $V_{wh}$ 如下式，其中 $k_w$ 为折减系数。

$$V_{wh} = k_w \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}} \cdot h_{co} \cdot t_w \quad (14)$$



(a) 剪应变分布

(b) 剪应力分布（屈服后）

图 A.3.10-6 钢暗柱节点域腹板应变应力分布图（外节点）

试验表明，钢暗柱式梁墙节点在屈服状态时节点区钢暗柱腹板并未在全部宽度内完全屈服。因此这里参照 ASCE 设计指南  $k_w$  取值 0.8（外节点）。

(b)  $V_{jc}$  的计算

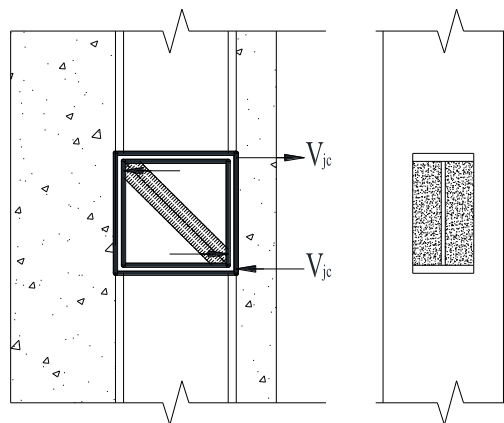


图 A.3.10-7 内部混凝土斜压杆机构受力分析

RCS 组合结构节点相关试验指出, 节点在初裂前基本处于弹性工作状态, 节点混凝土起主要的抗剪作用, 随着荷载的增加, 沿着节点对角线方向产生斜裂缝, 形成混凝土斜压杆, 这与钢筋混凝土结构节点比较相似, 由于 RCS 组合结构节点中存在翼缘框和箍筋的约束作用, 其受剪承载力要比普通的钢筋混凝土节点中的混凝土大得多。根据图 A.3.10.3-4 所示斜压杆计算简图, 节点中混凝土的抗剪能力可表示为:

$$V_{jc} = 0.6v_{ibase}f'_c(-0.0048f'_c + 1.13)k_1h_{c0}b_i \quad (15)$$

$$b_i = \frac{(b_f - t_w)}{2} \quad (16)$$

其中  $v_{ibase}$  为内部混凝土斜压杆基本强度系数, 取 1.07;  $k_1$  与节点构造形式有关的系数, 可取 1.0。

(c)  $V_{jo}$  的计算

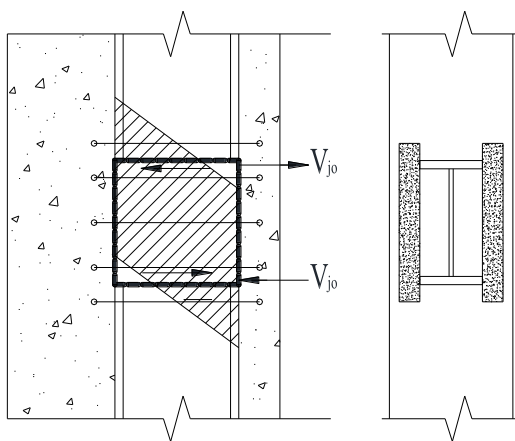


图 A.3.10-8 外部桁架机构

在普通的钢筋混凝土结构节点中, 节点区箍筋的基本作用是直接参与抗剪、约束节点核心区混凝土和防止柱中纵筋压屈, 它对提高节点的抗震性能起着重要的作用, 因此无论在施工或使用期间, 节点区箍筋都是不可缺少的。在型钢混凝土柱—钢梁框架节点中, 相关试验指出, 节点区箍筋屈服较晚, 一般在型钢腹板屈服后产生较大变形时才开始充分发挥作用, 而且箍筋对节点变形能力的提高要比对承载力的提高更为有效。不过在极限状态时, 型钢混凝土节点内的箍筋仍能够屈服。图 A.3.10-8 为节点区箍筋受力分析图, 我国《型钢混凝土组合结构技术规程》中对型钢混凝土柱—钢梁框架节点的箍筋受剪承载力采用了与混凝土节点相同的规定。外部桁架机构抗剪承载力计算方式如下:

$$V_{jo} = 0.9 \cdot f_{yv} \cdot \frac{A_{sv}}{s} \cdot (h_b - t_{fb}) + 0.4 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_o \cdot h_c \quad (17)$$

**A.3.11** 当采用内埋钢柱式连接节点时，应保证钢连梁与内埋钢柱可靠刚性连接，并且有足够强度传递钢连梁传来的剪力及弯矩。连接节点应保证具有延性连接节点，以确保钢梁的延性得到有效发挥。

**A.3.22** 钢连梁与混凝土剪力墙的连接节点目前常用做法有钢梁嵌入式及钢柱埋入式两种。无论采用何种节点形式，都应通过合理设计，确保其能够充分完全发挥钢连梁的功能。当采用钢柱嵌入式节点时，除应保证其具有足够强度以将钢连梁端部剪力及弯矩传递给钢柱外，尚应确保节点连接有足够的延性，以使钢连梁的延性得以发挥。

当采用钢梁埋入节点时，若假定钢连梁与墙肢表面完全固定，计算结果误差过大，因为钢连梁需要足够的转动才可将弯矩和剪力充分传递给混凝土墙肢。这个假定钢连梁与混凝土完全固定连接的点可称为有效嵌固点。根据已有研究，钢连梁嵌入墙肢内的有效嵌固点距离墙肢表面距离可以近似取为钢连梁嵌入长度的三分之一。

**A.3.24** 屈曲约束钢板或钢连梁应具有足够的非线性转动能力，一般用构件的塑性相对转角来衡量。塑性相对转角可以认为是连系构件（屈曲约束钢板或钢连梁）两端的相对转动位移量与其长度的比值。塑性相对转角可以较简单的通过楼层弹塑性层间位移角来表示，也可以准确地通过非线性弹塑性分析来得到。其延性需求宜根据下列关系求出：

$$\theta = \theta_p (L_{wc} - L_{cs}) / L_{cs}$$

式中： $\theta_p$  — 剪力墙结构弹塑性层间位移角限值；

$L_{wc}$  — 相邻墙肢中点间距离；

$L_{cs}$  — 屈曲约束钢板的宽度或钢连梁的跨度

根据现有试验数据，不宜对屈曲约束钢板或钢连梁的极限塑性转角提出过高的要求，否则，其构造及节点的连接往往都很难保证。此外，以弯曲型变形为主的结构中，一般来说，底部首层钢连梁的非线性转角是最大的。对底部一~三层的钢连梁可相对设计较保守些。

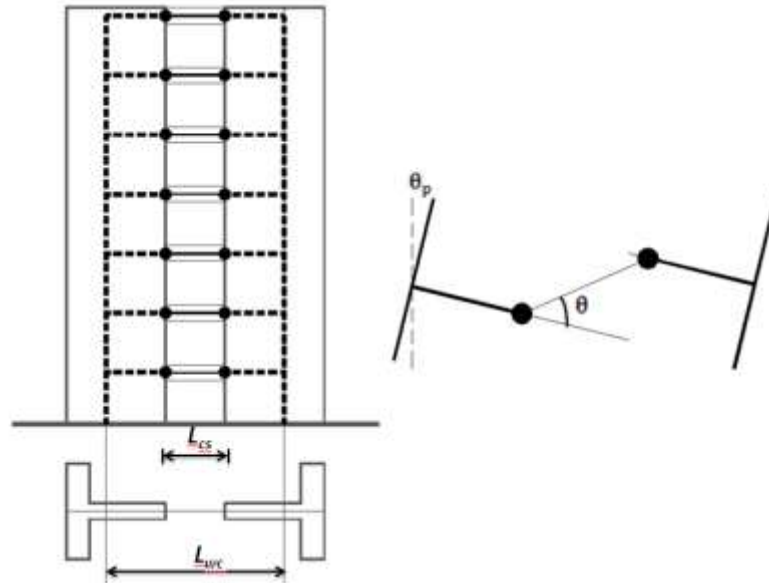


图 A.3.24 连系构件转角的简化计算方法

**A.3.27** 在钢连梁的腹板上合理地布置加劲肋，是充分发挥钢连梁延性及理想的耗能能力的前提。当钢连梁处于剪切屈服时，即  $a \leq 1.6M_p/V_p$ ，加劲肋的设置与钢连梁的极限转角需求有关。极限转角需求可依据 A.3.24 条求得。极限转角需求越高，加劲肋设置的间距应越小，以期望延迟腹板剪切屈曲的发生。