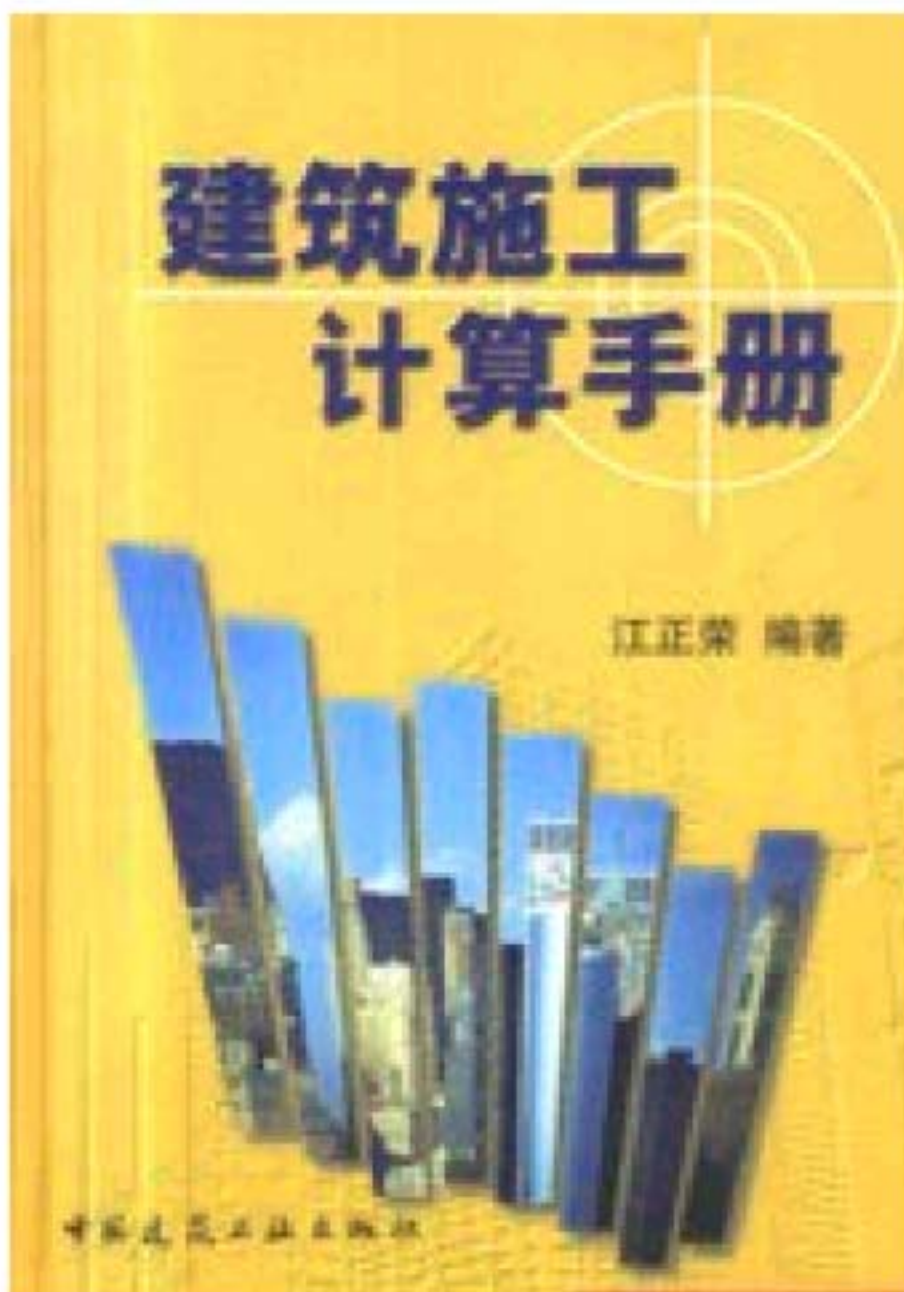


# 建筑施工计算手册

江正荣



中国建筑工业出版社

# 14 钢结构工程

## 14.1 钢材重量计算

### 14.1.1 钢材重量计算基本公式

$$W = F \times L \times g \times \frac{1}{1000} \quad (14-1)$$

式中  $W$ ——钢材的重量 (kg);

$F$ ——钢材截面积 ( $\text{mm}^2$ );

$L$ ——钢材的长度 (m);

$g$ ——钢材的密度 ( $\text{g}/\text{cm}^3$ ) 取  $7.85\text{g}/\text{cm}^3$ 。

【例 14-1】 已知一块钢板长 3.5m, 宽 1.0m, 厚 8mm, 试求其重量。

【解】 钢板截面积  $F = 1000 \times 8 = 8000\text{mm}^2$

钢板的重量由式 (14-1) 得:

$$\begin{aligned} W &= F \times L \times g \times \frac{1}{1000} = 8000 \times 3.5 \times 7.85 \times \frac{1}{1000} \\ &= 219.8\text{kg} \end{aligned}$$

故钢板重量为 219.8kg。

### 14.1.2 钢材重量计算简式

钢材重量计算简式见表 14-1。

钢材重量计算简式

表 14-1

项 次	型 钢 名 称	钢 材 重 量
1	扁钢、钢板、钢带	$W = 0.00785 \times \text{宽} \times \text{厚}$ (14-2)
2	圆钢、线材、钢丝	$W = 0.00617 \times \text{直径}^2$ (14-3)
3	方钢	$W = 0.00785 \times \text{边长}^2$ (14-4)
4	钢管	$W = 0.02466 \times \text{壁厚} (\text{外径} - \text{壁厚})$ (14-5)
5	等边角钢	$W = 0.00785 \times \text{边厚} (2 \text{边宽} - \text{边厚})$ (14-6)
6	不等边角钢	$W = 0.00785 \times \text{边厚} (\text{长边宽} + \text{短边宽} - \text{边厚})$ (14-7)
7	工字钢	$W = 0.00785 \times \text{腰厚} [\text{高} + f (\text{腿宽} - \text{腰厚})]$ (14-8)
8	槽钢	$W = 0.00785 \times \text{腰厚} [\text{高} + e (\text{腿宽} - \text{腰厚})]$ (14-9)

注: 1. 角钢、工字钢和槽钢的简式用于计算近似值。

2.  $f$  值: 一般型号及带  $a$  的为 3.34; 带  $b$  的为 2.65; 带  $c$  的为 2.26。

3.  $e$  值: 一般型号及带  $a$  的为 3.26; 带  $b$  的为 2.44; 带  $c$  的为 2.24。

4. 各长度单位均为 mm。

【例 14-2】 已知一根 5m L 125×12 等边角钢和一根长 6m L 125×80×10 不等边角钢, 试分别求其重量。

【解】 等边角钢重量由式 (14-6) 得:

$$\begin{aligned} W &= 0.00785 \times 12 \times (2 \times 125 - 12) \times 5 \\ &= 112.10 \text{ kg} \end{aligned}$$

不等边角钢重量由式 (14-7) 得:

$$\begin{aligned} W &= 0.00785 \times 10 \times (125 + 80 - 10) \times 6 \\ &= 91.9 \text{ kg} \end{aligned}$$

故两种角钢的重量分别为 112.1kg 和 91.9kg。

## 14.2 钢结构零件加工计算

### 14.2.1 冲剪下料冲剪力计算

冲剪下料一般用机械进行, 其剪切力可按式计算 (图 14-1):

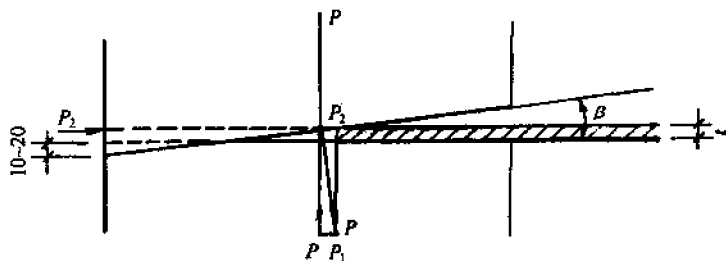


图 14-1 剪切力计算简图

$$\text{直剪刀剪断时} \quad P = 1.4 F f_t \quad (14-10)$$

$$\text{斜剪刀剪断时} \quad P = 0.55 t^2 f_t / \tan \beta \quad (14-11)$$

式中  $P$ ——剪切力 (N);

$F$ ——切断材料的截面积 ( $\text{mm}^2$ );

$f_t$ ——钢材抗拉强度 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) (因考虑到材料的厚度不均、刃口变钝等因素, 故不用抗剪强度, 而用抗拉强度);

$t$ ——切断材料的厚度 (mm);

$\beta$ ——剪刀倾斜角, 对于短剪刀取  $\beta = 10^\circ \sim 20^\circ$ ; 对于长剪刀取  $\beta = 5^\circ \sim 6^\circ$  为宜。

【例 14-3】 用冲剪机剪切厚 6mm、宽 1400mm 钢板, 已知  $f_t = 460 \text{ N}/\text{mm}^2$ ,  $\beta = 6^\circ$ , 试求用直剪刀和倾角为  $6^\circ$  的斜剪刀剪断时的剪切力。

【解】 (1) 直剪刀剪断时的剪切力由式 (14-10) 得:

$$\begin{aligned} P &= 1.4 F f_t = 1.4 \times 6 \times 1400 \times 460 \\ &= 54.1 \times 10^5 \text{ N} \approx 5410 \text{ kN} \end{aligned}$$

(2) 斜剪刀剪断时的剪切力由式 (14-11) 得:

$$P = 0.55 t^2 f_t / \lg \beta = 0.55 \times 6^2 \times 470 / \lg 6^\circ \\ = 86660 \text{ N} \approx 86.7 \text{ kN}$$

## 14.2.2 零件压弯计算

## 一、压弯料长度计算

1. 钢板压弯长度  $L$  (mm) 按下式计算:

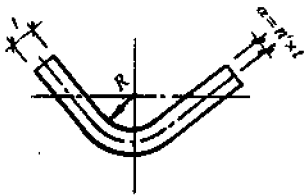
$$L = L_1 + \frac{\pi \alpha}{180^\circ} (R + n' t) \quad (14-12)$$

2. 角钢煨圆长度  $L$  (mm) 按下式计算:

$$L = L_1 + \frac{\alpha}{180^\circ} (\pi R + n t) \quad (14-13)$$

式中  $L_1$ ——直线部分长度 (mm); $\alpha$ ——圆弧部分的圆心角 ( $^\circ$ ); $R$ ——圆弧半径 (mm), 板材弯曲最小半径参见表 14-4; $n'$ ——钢板压弯时中心层内移系数, 由表 14-2 取用; $n$ ——角钢煨圆时中心层移位系数, 由表 14-3 取用; $t$ ——钢板或角钢厚度 (mm)。钢板压弯时中心层内移系数  $n'$ 

表 14-2

图 形	$R/t$	0.5	0.8	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	$\geq 8.0$
	$n'$	0.25	0.30	0.35	0.37	0.40	0.42	0.44	0.46	0.48	0.50

角钢煨圆时中心层移位系数  $n$ 

表 14-3

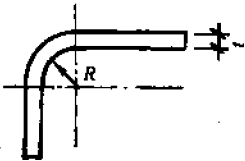
角 钢 规 格	长 肢 边 方 向	短 肢 边 方 向
L 90×56×6	±10.0	±4.0
L 75×50×5	±6.5	±4.0
L 63×40×6	±7.0	±3.5
等边角钢	±6.0	±6.0

注: 1. 其他规格不等边角钢可参照上述数值考虑。

2. 角钢外煨时取正号, 里煨时取负号。

金属板材的最小弯曲半径  $R$ 

表 14-4

图 形	板 材 钢 种	弯 曲 半 径 $R$	
		经 退 火	不 经 退 火
	钢 Q235、25、30	0.5t	1.0t
	钢 Q235、5、35	0.8t	1.5t
	钢 45	1.0t	1.7t
	铜	—	0.8t
	铝	0.2t	0.8t

注：1.  $t$ —板材厚度。

2. 当煨弯方向垂直于轧制方向时， $R$  应乘以系数 1.90。

3. 当边缘经加工去除硬化边缘时， $R$  应乘以系数 2/3。

【例 14-4】 钢板厚 8mm，宽 1400mm，拟压弯成如图 14-2 所示形状， $R = 40\text{mm}$ ，圆心角  $\alpha = 60^\circ$  的零件，试求其压弯的钢板长度。

【解】 已知  $R/t = 40/8 = 5$ ，查表 14-2 得， $n' = 0.44$  钢板压弯长度由式 (14-12) 得：

$$\begin{aligned}
 L &= L_1 + \frac{\pi\alpha}{180} (R + n't) \\
 &= 600 + 1000 + \frac{3.14 \times 60}{180} (40 + 0.44 \times 8) \\
 &= 1646\text{mm}
 \end{aligned}$$

故钢板压弯长度为 1746mm

【例 14-5】  $\angle 75 \times 50 \times 5\text{mm}$  角钢拟弯成如图 14-3 所示形状，圆弧半径  $R = 800\text{mm}$  的零件，试计算其两个面煨圆长度。

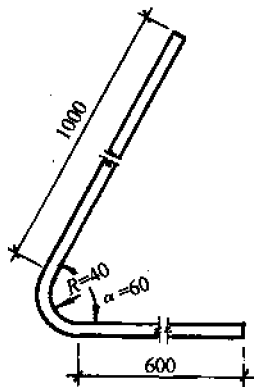


图 14-2 钢板压弯尺寸图

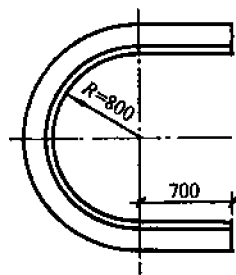


图 14-3 不等肢角钢煨弯尺寸图

【解】 角钢煨圆时中心层移位系数查表 14-3 得，煨 75 边方向， $n = 6.5$ ；煨 50 边方向， $n = 4.0$

角钢煨圆 75 边总长度由式 (14-13) 得：

$$L = L_1 + \frac{\alpha}{180} (\pi R + nt)$$

$$= 700 \times 2 + \frac{180}{180} (3.14 \times 800 + 6.5 \times 5)$$

$$= 3945 \text{mm}$$

同样, 角钢煨圆 50 边总长度为:

$$L = 700 \times 2 + (3.14 \times 800 + 4.0 \times 5)$$

$$= 2932 \text{mm}$$

故角钢煨圆, 长肢边方向和短肢边方向总长度分别为: 3945mm 和 2932mm。

【例 14-6】 L 160×12mm 角钢, 拟按图 14-4 所示。形状割口煨弯, 试计算其切口宽度  $C$  及总长度  $L_c$ 。

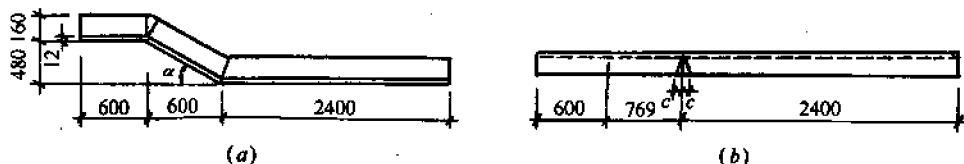


图 14-4 角钢切口煨弯尺寸图

【解】 已知

$$\alpha = \text{tg}^{-1} \frac{480}{600} = 38^\circ 40'$$

$$\frac{\alpha}{2} = \frac{38^\circ 40'}{2} = 19^\circ 20'$$

切口宽度  $C = (b - t) \text{tg} \frac{\alpha}{2} = (160 - 12)$

$$= 52 \text{mm}$$

煨弯总长度  $L = 600 + \frac{600}{\cos 34^\circ 40'} + 2400$

$$= 3769 \text{mm}$$

故知切口宽度  $C$  为 52mm, 煨弯总长度为 3769mm。

## 二、压弯弯曲力计算

压弯时的弯曲力随压弯方法和压弯性质而不同, 其弯曲力计算见表 14-5。

弯曲力计算

表 14-5

项 次	压 弯 方 法	压 弯 性 质	压 弯 力
1		纯压弯	$P = P_1$ (14-14)
		矫 正	$P = P_1 + P_2$ (14-15)
2		压料不矫正	$P = P_1 + Q$ (14-16)
		压料矫正	$P = P_1 + P_2 + Q$ (14-17)

最大压弯力  $P_1$  (N) 按下式计算:

$$P_1 = \frac{bt^2 f}{R + t} \quad (14-18)$$

矫正力  $P_2$  (N) 按下式计算:

$$P_2 = Fq \quad (14-19)$$

最大压料力  $Q$  (N) 按下式计算:

$$Q = 0.81P_1 \quad (14-20)$$

或  $Q = 0.25\% (P_1 + P_2) \quad (14-21)$

式中  $P$ ——总压弯力 (N);

$b$ ——料宽 (mm);

$t$ ——料厚 (mm);

$f$ ——抗拉强度 (N/mm<sup>2</sup>);

$R$ ——内压弯半径 (mm);

$F$ ——凸模矫正面积 (mm<sup>2</sup>);

$q$ ——单位矫正压力 (N/mm<sup>2</sup>)。

【例 14-7】 压弯钢板, 条件同例 14-5, 钢材抗拉强度  $f_t = 460\text{N/mm}^2$ , 试求其最大压弯力。

【解】 最大压弯力由式 (14-18) 得:

$$\begin{aligned} P_1 &= \frac{bt^2f}{R+t} = \frac{1400 \times 8^2 \times 460}{40+8} \\ &= 858667\text{N} \approx 859\text{kN} \end{aligned}$$

### 14.2.3 冲孔冲裁力计算

钢结构制作中, 冲孔一般仅用于冲制非圆孔和薄板孔, 圆孔多采用钻孔。

冲孔的冲裁力一般按下式计算:

$$P = S \cdot t \cdot f \quad (14-22)$$

式中  $P$ ——冲孔冲裁力 (N);

$S$ ——落料周长 (mm);

$t$ ——材料的厚度 (mm);

$f$ ——材料抗拉强度 (N/mm<sup>2</sup>) (因考虑到材料厚度不均、刃口变钝等因素, 故不用抗剪强度而用抗拉强度), 一般 Q215 钢, 取  $f = 410\text{N/mm}^2$ ; Q235 钢,  $f = 460\text{N/mm}^2$ ; Q295 钢,  $f = 570\text{N/mm}^2$ , Q345 钢,  $f = 630\text{N/mm}^2$ 。

为减小冲裁力, 常把冲头作成对称的斜度或弧形, 当斜度  $\alpha = 6^\circ$  时, 冲裁力:  $P_1 \approx 0.5P$ 。

【例 14-8】 Q235 钢板厚 12mm, 拟用斜度  $6^\circ$  的冲头冲直径 20mm 孔, 试求其冲裁力。

【解】 冲孔冲裁力由式 (14-22) 得:

$$\begin{aligned} P &= 0.5S \cdot t \cdot f = 0.5 \times 3.14 \times 20 \times 12 \times 460 \\ &= 173328\text{N} \approx 173\text{kN} \end{aligned}$$

故冲孔冲裁力为 173kN。

### 14.2.4 火焰矫正收缩应力计算

用火焰矫正钢结构零件, 其收缩应力按下式计算:

$$\sigma_0 = E \cdot \alpha \cdot T \quad (14-23)$$

火焰烤红宽度按下式计算:

$$\Delta = \frac{\epsilon}{\alpha \cdot T} \quad (14-24)$$

式中  $\sigma_0$ ——火焰矫正收缩应力 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ );  
 $E$ ——钢材的弹性模量, 取  $2.1 \times 10^5 \text{N}/\text{mm}^2$ ;  
 $\alpha$ ——钢材的收缩率, 取  $1.48 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$ ;  
 $T$ ——加热温度, 一般为  $700^\circ\text{C} \sim 800^\circ\text{C}$ ;  
 $\Delta$ ——火焰矫正烤红宽度 ( $\text{mm}$ );  
 $\epsilon$ ——边缘应变变量 ( $\text{mm}$ )。

【例 14-9】一钢板零件, 宽 250mm、长 4800mm、厚 10mm, 弯曲情况如图 14-5 所示, 拟用火焰矫正, 试求其烘烤宽度和产生的收缩应力。

【解】如在中央部位烤一处, 其边缘应变变量应为:

$$\epsilon = \frac{12 \times 250}{4800} = 0.63 \text{mm}$$

如烤红区为  $\frac{1}{2}b \sim \frac{2}{3}b$ , 则变形量应增加一倍左右, 达 1.26mm, 取加热温度为  $700^\circ\text{C}$ , 则需烤红宽度为:

$$\Delta = \frac{\epsilon}{\alpha \cdot T} = \frac{1.26}{1.48 \times 10^{-6} \times 700} = 122 \text{mm}$$

考虑在中央和在四分点处烘烤 (共烤三点), 两侧点外伸长度为  $l/4$ , 两处折合算一处, 因此每处的烘烤宽度为 61mm 左右。

如烘烤加热时气温为  $30^\circ\text{C}$ , 则加热后矫正收缩应力为:

$$\begin{aligned} \sigma &= E \cdot \alpha \cdot T = 2.1 \times 10^5 \times 1.48 \times 10^{-6} \times (700 - 30) \\ &= 208 \text{N}/\text{mm}^2 \end{aligned}$$

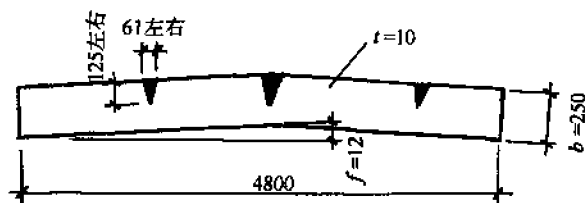


图 14-5 火焰矫正钢板示意

### 14.3 钢结构焊接连接计算

钢结构构件制作安装中, 常用的焊接形式有两种: 一种是对接焊缝连接; 一种是角焊缝连接。前者用于连接同一平面内的两块钢板或两根型钢; 后一种是用来连接相互搭接的零件。在焊接结构中角焊缝连接应用最多。

在钢结构制作和安装中, 对焊缝的形式焊缝尺寸要求, 设计和规范都有较明确的规定, 但在某些情况下, 材料长度不够, 需要施工单位根据具体情况按等强的原则进行连接计算或核算, 以下简介基本计算方法。

#### 一、对接焊接连接计算

在对接接头中, 当焊缝长度  $l_w$  与钢板宽度  $l$  相等时 (钢板为矩形), 焊缝与作用力 (轴心拉力或轴心压力) 垂直, 焊缝的强度可按以下二式验算:

$$N_t \leq l_w t f_t^w \quad (14-25a)$$



$$N_c \leq l_w t f_c^w \quad (14-25b)$$

式中  $N_t$ 、 $N_c$ ——轴心拉力或轴心压力设计值；

$l_w$ ——焊缝长度，当采用引弧板施焊时，取焊缝实际长度；当未采用引弧板施焊时，每条焊缝取实际长度减去 10mm；

$t$ ——在对接连接中为连接件的较小厚度，不考虑焊缝的余高部分，在 T 形连接中为腹板的厚度；

$f_t^w$ 、 $f_c^w$ ——对接焊缝的抗拉、抗压强度设计值。

但是，由于一般用手工焊接而采用普通检查时，焊缝的抗拉强度设计值比基本金属的抗拉设计值要低 15% 因此为使焊缝与焊件等强，一般宜采用斜焊缝对接，使  $l_w$  比  $l$  长 15%，如图 14-6 所示，使  $\sin\alpha \approx 0.85$ ，即  $\alpha \approx 58^\circ$ ， $\tan\alpha \approx 1.6$ ，取整数为 1.5。于是：如承受轴心拉力的焊件，如采用斜焊缝对接，焊缝与作用力间的夹角  $\alpha$  符合  $\tan\alpha \leq 1.5$ ，则可不进行强度验算。

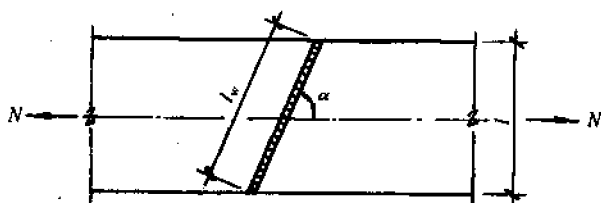


图 14-6 钢板的斜焊缝对接  
 $l_w$ ——斜焊缝长； $l$ ——直焊缝长

至于承受轴心压力的焊件，则可以不必采用斜焊缝。

## 二、角焊缝连接计算

一般采用直角焊缝，由于它的抗剪能力较强，其抗剪强度设计值较对接焊缝取值较高，且角焊缝受剪力情况居多，故不分受力种类，抗拉、抗压、抗剪的强度设计值均采用同一标准，因此焊缝强度可按下列公式计算：

1. 在通过焊缝形心的拉力、压力或剪力作用下：

当力垂直于焊缝长度方向时：

$$\sigma_t = \frac{N}{h_e l_w} \leq \beta_t f_t^w \quad (14-26)$$

当力平行于焊缝长度时：

$$\tau_t = \frac{N}{h_e l_w} \leq f_t^w \quad (14-27)$$

2. 在其他力或各种力综合作用下， $\sigma_t$  和  $\tau_t$  共同作用处：

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_t}{\beta_t}\right)^2 + \tau_t^2} \leq f_t^w \quad (14-28)$$

式中  $\sigma_t$ ——按焊缝有效截面 ( $h_e l_w$ ) 计算，垂直于焊缝长度方向的应力；

$\tau_t$ ——按焊缝有效截面计算，沿焊缝长度方向的剪应力；

$h_e$ ——角焊缝的有效厚度，对直角焊缝等于  $0.7h_f$ ；

$h_f$ ——为较小焊接尺寸；

$l_w$ ——角焊缝的计算长度, 对每条焊缝取其实际长度减去 10mm;

$N$ ——通过焊缝形心的拉力、压力或剪力设计值;

$f_t^w$ ——角焊缝的强度设计值;

$\beta_f$ ——正面角焊缝的强度设计值增大系数, 对承受静力荷载和间接承受动力荷载的结构,  $\beta_f=1.22$ ; 对直接承受动力荷载的结构,  $\beta_f=1.0$

对两角钢与节点板用侧面角焊缝连接, 轴心力通过角钢截面的形心。但由于形心距角钢肢背和肢尖的距离  $e_1$  和  $e_2$  不等 (图 14-7)。计算时应使角钢上的焊缝所受力  $N_1$  和  $N_2$  的合力也通过角钢截面的形心, 以免产生偏心作用。因而要求距形心近的肢背处焊缝受力较大, 距形心远的肢尖处焊缝受力较小, 针对角钢连接的不同情况, 肢背和肢尖焊缝受力可按表 14-6 分配。

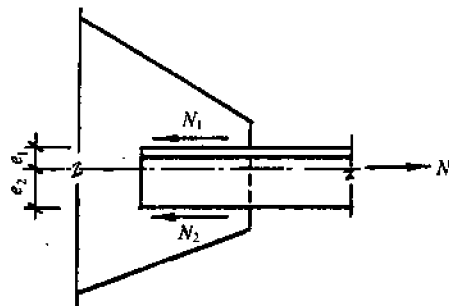


图 14-7 角钢角焊缝上受力分配

角钢角焊缝的内力分配系数

表 14-6

连接情况		等肢角钢连接	不等肢角钢短肢连接	不等肢角钢长肢连接
连接形式				
分配	肢背 $k_1$	0.7	0.75	0.65
系数	肢尖 $k_2$	0.3	0.25	0.35

【例 14-10】 已知两块钢板的拼接采用对接焊缝, 连接处受轴心拉力 525kN, 钢板截面为 12mm × 240mm, 钢材为 Q235 钢, 采用手工焊, 焊条用 E43 系列型, 焊缝为普通Ⅲ级质量检验, 试进行焊缝强度验算。

【解】 两块钢板的拼接可用对接焊缝, 也可用两块盖板藉角焊缝拼接。

采用有引弧板的对接焊缝拼接 (图 14-8)

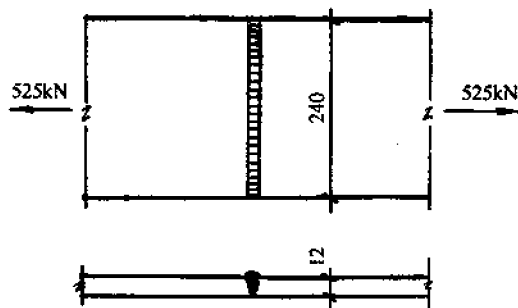


图 14-8 钢板对接尺寸

从附录二附表 2-51 查得对接焊缝的抗拉设计强度  $f_t^w = 185\text{N/mm}^2$ 。

对接焊缝强度由式 (14-25a) 得:

$$\sigma = \frac{N}{l_w t} = \frac{525 \times 10^3}{240 \times 12} = 183 < 185\text{N/mm}^2, \text{ 可}$$

(b) 采用两块盖板的角焊缝拼接 (图 14-9a)

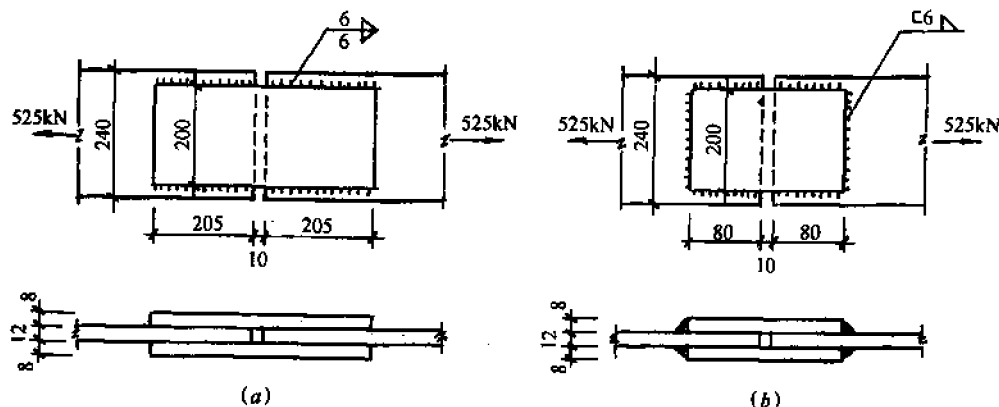


图 14-9 两块盖板的角焊缝对接

(a) 两侧面设焊缝对接; (b) 两侧面及端头设焊缝对接

根据盖板与拼接板强度相等的原则, 盖板钢材亦用 Q235 钢, 两块盖板截面积之和应不小于拼接板截面面积。考虑要在盖板边缘施焊, 取盖板宽度为 200mm, 故盖板的厚度为:

$$t = \frac{240 \times 12}{200 \times 2} = 7.2\text{mm} \quad \text{取 } 8\text{mm}$$

当仅在侧面设角焊缝时 (图 14-9a), 取  $h_f = 6\text{mm}$ , 角钢焊缝的设计强度  $f_f^w = 160\text{N/mm}^2$ , 则

所需每条角焊缝的长度为:

$$l_w = \frac{N}{4 \times 0.7 h_f f_f^w} + 10 = \frac{525 \times 10^3}{4 \times 0.7 \times 6 \times 160} + 10 = 205\text{mm}$$

故盖板长度为:  $L = 205 \times 2 + 10 = 420\text{mm}$

当采用三边围焊时 (图 14-9b), 取  $h_f = 6\text{mm}$ , 正面角焊缝可承力:

$$N' = 2 \times 0.7 \times 6 \times 200 \times 1.22 \times 160 \frac{1}{10^3} = 328\text{kN}$$

故侧面角焊缝承力  $N - N' = 525 - 328 = 197\text{kN}$

两侧面每条角焊缝需要长度为:

$$l_w = \frac{197 \times 10^3}{4 \times 0.7 \times 6 \times 6 \times 160} + 5 = 78.3\text{mm} \quad \text{取 } 80\text{mm}$$

故盖板长度为:  $L = 80 \times 2 + 10 = 170\text{mm}$

**【例 14-11】** 设两角钢 2 L 100×10 与节点板连接, 如图 14-10 所示。角钢承受的轴心力  $N = 660\text{kN}$ , 节点板厚  $t = 12\text{mm}$ , 钢材为 Q235 钢, 用手工焊接, 采用焊条为 E43 系列型, 试求所需角焊缝的焊脚尺寸  $h_f$  和需要焊缝的实际长度。

**【解】** 由附录二附表 2-51 查得角焊缝的设计强度  $f_f^w = 160\text{N/mm}^2$

最小焊脚边  $h_f$ :  $h_f = 1.5\sqrt{t} = 1.5\sqrt{12} = 5.2\text{mm}$

角钢肢尖最大  $h_f$ :  $h_f = t - (1 \sim 2) = 10 - 2 = 8\text{mm}$

角钢肢背最大  $h_f$ :  $h_f = 1.2t = 1.2 \times 10 = 12\text{mm}$

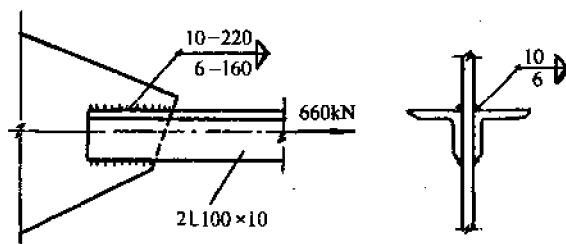


图 14-10 角钢与节点板连接焊接

取角钢肢背焊缝的  $h_f$  为 10mm；肢尖的  $h_f$  为 6mm

肢背处焊缝受力： $N_1 = k_1 N = 0.7 \times 660 = 462 \text{ kN}$

肢尖处焊缝受力： $N_2 = k_2 N = 0.3 \times 660 = 198 \text{ kN}$

故焊缝长度为：

$$l_{w1} = \frac{N_1}{2h_e \cdot f_f^w} = \frac{462 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 10 \times 160} = 206 \text{ mm}$$

$$l_{w2} = \frac{N_2}{2h_e \cdot f_f^w} = \frac{198 \times 10^3}{2 \times 0.7 \times 6 \times 160} = 147 \text{ mm}$$

故需要焊缝的实际长度：

肢背  $L_1 = 206 + 10 = 216 \text{ mm}$  取 220mm

肢尖  $L_2 = 147 + 10 = 157 \text{ mm}$  取 160mm

#### 14.4 钢结构焊接连接板长度计算

钢结构焊接连接板长度可按下列公式计算：

一、等肢角钢、工字钢、槽钢的翼缘和腹板的连接板长度按下式计算：

$$L = 2.02 \frac{A}{h_f} + \delta + 4 \quad (14-29)$$

式中  $L$ ——连接板长度 (cm)；

$A$ ——等肢角钢截面积 ( $\text{cm}^2$ )；工字钢、槽钢一块翼缘的截面面积 ( $\text{cm}^2$ )；工字钢、槽钢腹杆截面积的一半 ( $\text{cm}^2$ )；

$h_f$ ——焊缝高度 (cm)；

$\delta$ ——间隙 (cm)。

二、不等肢角钢的连接板长度 (考虑偏心影响) 按下式计算：

$$L = 2.22 \frac{A}{h_f} + \delta + 4 \quad (14-30)$$

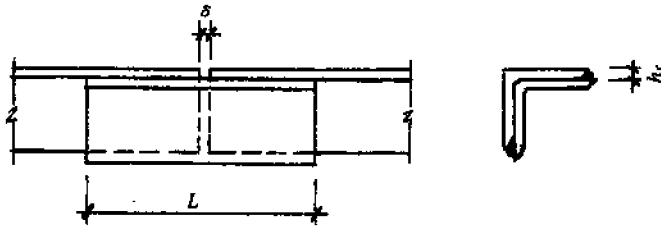
式中符号意义同前。

式 (14-29)、式 (14-30) 均为按轴向力等强考虑的。

常用标准接头连接板型式和长度及有关参数分别见表 14-7～表 14-10。

等肢角钢的标准接头

表 14-7



角钢型号	连接角钢 长度 $L$ (mm)	间隙 $\delta$ (mm)	焊缝高 $h_f$ (mm)	角钢型号	连接角钢 长度 $L$ (mm)	间隙 $\delta$ (mm)	焊缝高 $h_f$ (mm)
20×4	130	5	3.5	75×7	400	10	6
25×4	155	5	3.5	80×8	460	12	7
30×4	180	5	3.5	90×8	460	12	7
35×4	205	5	3.5	100×10	490	12	9
40×4	225	5	3.5	110×10	540	12	9
45×4	240	5	3.5	125×12	640	14	10
50×5	250	5	4.5	140×14	690	14	12
56×5	300	10	4.5	160×14	790	14	12
63×6	350	10	5	180×16	860	14	14
70×7	370	10	6	200×20	840	20	18

- 注：1. 当角钢肢宽大于 125mm 时，考虑角钢受力均匀，对受拉杆件要求其两肢按图 14-11 方式切斜，两角钢间加设垫板，以减少截面的削弱，受压构件可不切斜，在节点板处可不设垫板。  
 2. 连接角钢的背与被连接角钢相贴合处应切削成弧形。  
 3. 表中连接板长度均按轴向力等强考虑，以下表均同。

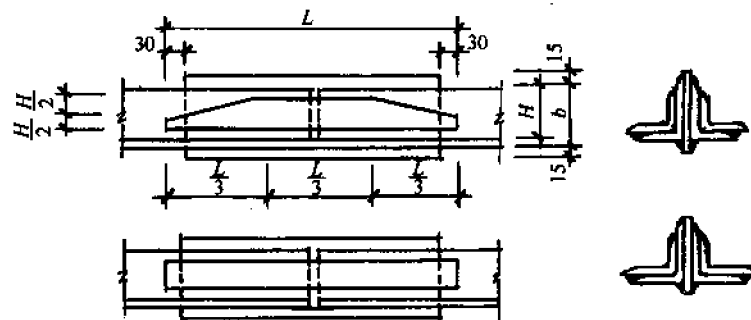
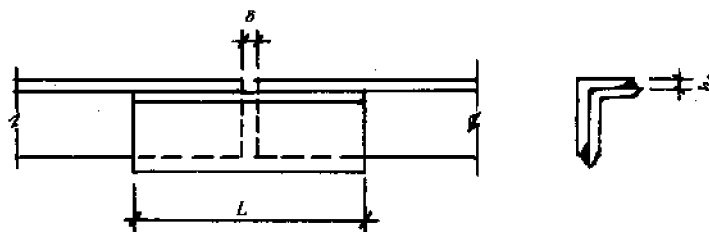


图 14-11

不等肢角钢的标准接头

表 14-8



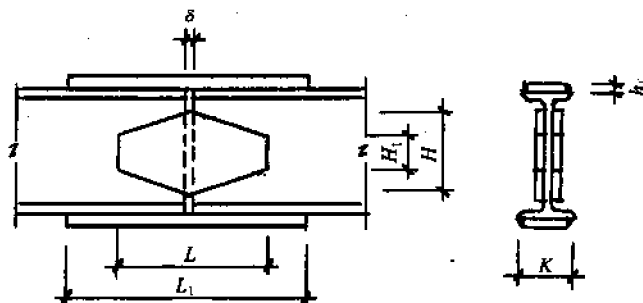
续表

角钢型号	连接角钢 长度 $L$ (mm)	间隙 $\delta$ (mm)	焊缝高 $h_f$ (mm)	角钢型号	连接角钢 长度 $L$ (mm)	间隙 $\delta$ (mm)	焊缝高 $h_f$ (mm)
25×6×4	140	5	3.5	90×56×6	440	10	5
32×20×4	170	5	3.5	100×63×8	450	10	7
40×25×4	205	5	3.5	100×80×8	460	12	7
45×28×4	235	5	3.5	100×90×8	460	12	7
50×32×4	250	5	3.5	125×80×10	540	12	9
56×36×4	275	5	3.5	140×90×12	590	12	11
63×40×5	300	8	4.5	160×100×14	700	12	12
70×45×5	340	10	4.5	180×100×14	780	14	12
75×50×5	370	10	4.5	200×125×16	850	14	14
80×50×6	390	10	5.0				

注: 肢宽大于 125mm 的角钢, 受拉杆件应于肢部切斜方法见表 14-7 等肢角钢注。

工字钢标准接头

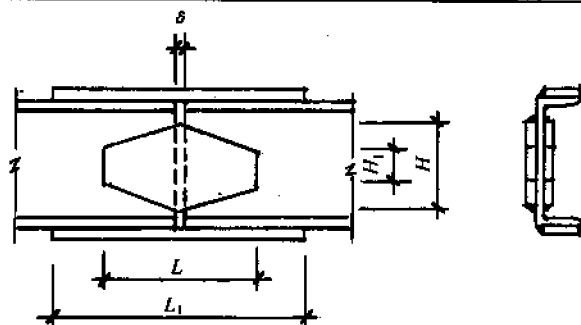
表 14-9



截面 型号	水平盖板 (mm)				垂直盖板 (mm)				
	盖板厚 $h$	宽度 $K$	长度 $L_1$	焊缝高 $h_f$	厚度	宽度 $H$	宽度 $H_1$	长度 $L$	焊缝高 $h_f$
10	10	55	260	5	6	60	40	120	5
12.6 (12)	12	60	310	5	6	80	40	150	5
14	14	60	320	6	8	90	50	160	6
16	14	65	350	6	8	100	50	190	6
18	14	75	400	6	8	120	60	220	6
20a	16	80	470	6	8	140	60	260	6
22a	16	90	520	6	8	160	70	290	6
25a (24a)	16	95	470	8	10	180	80	290	8
28a (27a)	18	100	480	8	10	200	90	300	8
32a	18	110	570	8	10	250	110	410	8
36a	20	110	500	10	12	270	120	360	10
40a	22	110	540	10	12	300	130	440	10
45a	24	120	600	10	12	350	150	540	10
50a	30	125	620	12	14	380	170	480	12
56a	30	125	630	12	14	480	180	590	12
63a	30	135	710	12	14	480	200	660	12

槽钢标准接头

表 14-10



截面 型号	水平盖板 (mm)				垂直盖板 (mm)				
	盖板厚 $h$	宽度 $K$	长度 $L_1$	焊缝高 $h_f$	厚度	宽度 $H$	宽度 $H_1$	长度 $L$	焊缝高 $h_f$
10	12	35	180	6	6	60	40	130	5
12.6 (12)	12	40	210	6	6	80	40	160	5
14a	12	45	230	6	8	90	50	160	6
16a	14	50	270	6	8	100	50	200	6
18a	14	55	230	8	8	120	60	230	6
20a	14	60	250	8	8	140	60	250	6
22a	14	65	260	8	8	160	70	280	6
25a (24)	16	65	280	8	8	180	80	300	6
28a (27)	16	70	340	8	8	200	90	300	6
32a (30)	18	70	360	8	10	250	110	350	8
36a	20	75	360	10	10	270	120	410	8
40a	24	80	420	10	10	300	130	430	10

【例 14-12】 钢桁架等肢角钢规格为 L 125×12mm，按轴向力等强考虑，试计算需用连接角钢长度。

【解】 由题意知角钢截面积  $A = 28.912\text{cm}^2$ ，设两角钢接头间  $\delta = 1.4\text{mm}$ ，接头板焊缝高度  $h_f = 1.0\text{cm}$

连接角钢长度由式 (14-29) 得：

$$L = 2.02 \frac{A}{h_f} + \delta + 4 = 2.02 \times \frac{28.912}{1.0} + 1.4 + 4$$

$$= 63.8\text{cm} \quad \text{取 } 640\text{mm}$$

故需连接角钢长度为 640mm。

## 14.5 钢材含碳当量计算

钢材的可焊性与含碳量有关，在钢材可焊性评价中，常把钢中合金元素（包括碳），按其作用折算成碳的相当含量（以碳的作用系数为 1），作为评定钢材可焊性的一种参考指标。

钢材的碳当量，可按式计算：

$$C_{\text{egu}} = C + \frac{M_n}{6} + \frac{Cr + M_0 + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15} \quad (14-31)$$

式中  $C_{\text{egu}}$ ——碳的相当含量 (%)；

$C$ ——碳的含量 (%)；

$M_n$ ——锰的含量 (%)；

$Cr$ ——铬的含量 (%)；

$M_0$ ——钼的含量 (%)；

$V$ ——钒的含量 (%)；

$Ni$ ——镍的含量 (%)；

$Cu$ ——铜的含量 (%)。

碳当量  $C_{\text{egu}}$  值越大，钢材淬硬倾向越大，冷裂敏感性也越大。当  $C_{\text{egu}} < 0.4\%$  时，钢材可焊性优良，淬硬倾向不明显，焊接时不必预热；当  $C_{\text{egu}} = 0.4\% \sim 0.6\%$  时，钢材的淬硬性倾向逐步明显，需采取适当预热和控制线能量等措施；当  $C_{\text{egu}} > 0.6\%$  时，淬硬性强，属于较难焊接的钢材，需采取较高的预热温度和严格的工艺措施。

【例 14-13】 低合金结构钢材的化学成分经化验为： $C = 0.2\%$ ， $M_n = 0.85\%$ ， $Cr = 0.09\%$ ； $M_0 = 0.11\%$ ， $V = 0.015\%$ ， $Ni = 0.07\%$ ， $Cu = 0.065\%$ ，试求碳当量并评价其可焊性。

【解】 钢材的碳当量由式 (14-31) 得：

$$\begin{aligned} C_{\text{egu}} &= C + \frac{M_n}{6} + \frac{Cr + M_0 + V}{5} + \frac{Ni + Cu}{15} \\ &= \left( 0.2 + \frac{0.85}{6} + \frac{0.09 + 0.11 + 0.015}{5} + \frac{0.07 + 0.065}{15} \right) \% \\ &= 0.394\% \end{aligned}$$

钢材的碳当量为 0.394%，小于 0.4%，故可焊性优良。

## 14.6 高强螺栓施工计算

### 14.6.1 高强螺栓长度计算

扭剪型高强螺栓的长度为螺头下支承面至螺尾切口处的长度；对高强度大六角头螺栓应再加一个垫圈的厚度，如图 14-12 所示。

高强度螺栓长度一般计算式如下：

$$l = l' + \Delta l \quad (14-32)$$

其中

$$\Delta l = m + ns + 3p \quad (14-33)$$

式中  $l$ ——高强螺栓的长度 (mm)；

$l'$ ——连接板层 (板束) 总厚度 (mm)；

$\Delta l$ ——附加长度，即紧固长度加长值 (mm)；

$m$ ——高强度螺母公称厚度 (mm)；

$n$ ——垫圈个数，扭剪型高强度螺栓为 1，大六角头高强度螺栓为 2；

$s$ ——高强度垫圈公称厚度 (mm)；



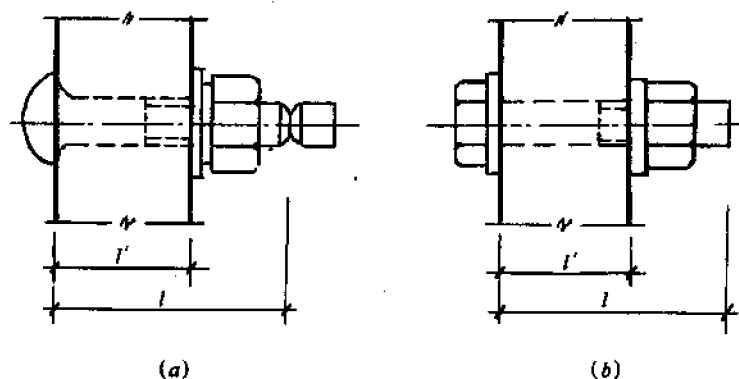


图 14-12 高强螺栓长度计算简图  
(a) 扭剪型高强螺栓; (b) 高强度大六角头螺栓  
 $l'$ —板层(板束)厚度;  $l$ —螺栓长度

$p$ ——螺纹的螺距 (mm)。

高强螺栓的紧固长度加长值 = 螺栓长度 - 板层厚度。一般按连接板厚加表 14-11 增加长度并取 5mm 的整倍数。

高强螺栓紧固长度加长值

表 14-11

螺栓公称直径 (mm)	扭剪型高强螺栓 (mm)	高强度大六角头螺栓 (mm)
M16	25 以上	30 以上
M20	30 以上	35 以上
M22	35 以上	40 以上
M24	40 以上	45 以上

【例 14-14】 梁腹板拼接, 板层厚度为 42mm, 采用 M 20 高强度大六角头螺栓连接, 螺母厚  $m = 20.7\text{mm}$ , 垫圈厚  $S = 4.3\text{mm}$ , 螺纹的螺距  $p = 2.0\text{mm}$ , 试计算需要螺栓长度。

【解】 因采用高强度大六角头螺栓,  $n = 2$ , 螺栓长度由式 (14-32) 得:

$$\begin{aligned}
 l &= l' + m + ns + 3p \\
 &= 42 + 20.7 + 2 \times 4.3 + 3 \times 2 \\
 &= 77.3\text{mm} \quad \text{取 } 80\text{mm}
 \end{aligned}$$

故需要螺栓长度为 80mm。

### 14.6.2 高强螺栓受剪承载力计算

高强度螺栓连接分为摩擦型连接和承压型连接两种。前者在荷载设计值下, 以连接件之间产生相对滑移, 作为承载力极限状态; 后者在荷载设计值下, 则以螺栓或连接件达到最大承载力作为承载力极限状态。由于承压型连接不得用于直接承受动力和反复荷载作用的构件连接和冷弯薄壁型钢构件连接, 钢结构工程大多应用摩擦型连接。

摩擦型连接中的抗剪连接 (承受垂直于螺栓杆轴方向内力的连接), 一个高强度螺栓的受剪承载力设计值可按式计算:

$$N_y^b = kn_t \mu P \quad (14-34)$$

摩擦型连接同时承受剪切和螺杆轴方向的外拉力时, 则:

$$N_y^b = k n_f \mu (P - 1.25 N_t) \quad (14-35)$$

式中  $N_y^b$ ——高强螺栓受剪承载力设计值;

$k$ ——系数, 普通钢结构构件取 0.9; 冷弯薄壁型钢构件取 0.8;

$n_f$ ——传力摩擦面数目;

$\mu$ ——摩擦面的抗滑移系数, 见表 14-12;

$P$ ——高强螺栓的预拉力, 见表 14-13;

$N_t$ ——每个高强度螺栓在其杆轴方向的外拉力, 其值不得大于  $0.8P$ 。

摩擦型连接在环境温度为  $100 \sim 150^\circ\text{C}$  时, 其受剪设计承载力应降低 10%。

摩擦面抗滑移系数  $\mu$  值

表 14-12

连接处构件摩擦面处理方法	构 件 钢 号		
	Q235 钢	16Mn 钢 或 16Mnq 钢	15MnV 钢 或 15MnVq 钢
喷砂	0.45	0.55	0.55
喷砂后涂无机富锌漆	0.35	0.40	0.40
喷砂后生赤锈	0.45	0.55	0.55
钢丝刷清除浮锈或未经处理的干净轧制表面	0.30	0.35	0.35

注: 当连接构件采用不同钢号时,  $\mu$  值按较低值取用。

每个高强度螺栓的预拉力  $P$  (kN)

表 14-13

螺栓的性能等级	螺栓公称直径 (mm)					
	M16	M20	M22	M24	M27	M30
8.8 级	70	110	135	155	205	250
10.9 级	100	155	190	225	290	355

【例 14-15】 设两块钢板截面  $500\text{mm} \times 16\text{mm}$ , 钢材用 Q235 钢, 用两块 10mm 盖板连接, 承受轴向拉力 1200kN, 拟采用 8.8 级 M20 高强度大六角螺栓连接, 钢板面用喷砂处理, 试求一个高强螺栓的受剪承载力和需用高强螺栓数量。

【解】 由题意知  $n_f = 2$ , 查表 14-12 和表 14-13 得,  $\mu = 0.45$ ,  $P = 110\text{kN}$ 。

按摩擦型计算, 一个高强螺栓的受剪承载力由式 (14-34) 得:

$$\begin{aligned} N_y^b &= 0.9 n_f \mu P = 0.9 \times 2 \times 0.45 \times 110 \\ &= 89.1\text{kN} \end{aligned}$$

连接边需要高螺栓数量  $n$  为:

$$n = \frac{N}{N_y^b} = \frac{1200}{89.1} = 13.53 \text{ 个} \quad \text{用 14 个}$$

故连接二边其需要高强螺栓数量为  $2 \times 14 = 28$  个。

### 14.6.3 高强螺栓抗滑移系数计算

摩擦面的抗滑移系数  $\mu$  的检验以钢结构制造批 (单项工程每 2000t 为一批, 不足者亦视作一批) 为单位, 由制造厂和安装单位分别进行, 每批三组。在拉力试验机上进行, 测

出滑动荷载后,按下式计算  $\mu$  值:

$$\mu = \frac{N}{nn_i \sum P_i} \quad (14-36)$$

式中  $N$ ——滑动荷载;

$n$ ——传递  $N$  的螺栓数目;

$n_i$ ——传力摩擦面数,  $n_i=2$ ;

$\sum P_i$ ——与试件滑动荷载一侧对应的高强螺栓预应力(或紧固轴力)之和。

【例 14-16】 高强螺栓试件,钢板用 Q235 钢,连接摩擦面用喷砂处理,共装设 4 个  $\phi 16$  高强度大六角头高强螺栓,预拉力总和为 280kN,在拉力试验机上测出滑动荷载为 1010kN,试求摩擦面的抗滑移系数。

【解】 由题意知  $n=4$ ,  $n_i=2$ ,  $\sum P_i=280\text{kN}$ ,  $N=1010\text{kN}$

抗滑移系数由式 (14-36) 得:

$$\mu = \frac{N}{nn_i \sum P_i} = \frac{1010}{4 \times 2 \times 280} = 0.45$$

故抗滑移系数为 0.45。

#### 14.6.4 高强螺栓紧固轴力计算

系通过试验测定高强螺栓的紧固扭矩值,然后按下式计算导入螺栓中的紧固力:

$$P = \frac{M_K}{Kd} \quad (14-37)$$

式中  $P$ ——紧固轴力 (kN);

$M_K$ ——加于螺母上的紧固扭矩值 (kN·m);

$K$ ——扭矩系数;

$d$ ——螺栓公称直径 (mm)。

常温下高强螺栓的紧固轴力应符合表 14-14 规定。

紧 固 轴 力

表 14-14

螺栓公称直径 (d)	紧固轴力平均值 (kN)	螺栓公称直径 (d)	紧固轴力平均值 (kN)
M16	107.9~130.4	M22	207.9~251.1
M20	168.7~203.0	M24	242.2~292.2

【例 14-17】 钢柱腹板采用 M 20 高强螺栓连接,通过试验测得其紧固扭矩为 480kN·m,试求其紧固轴力。

【解】 取平均扭矩系数  $K=0.13$

高强螺栓的紧固轴力由式 (14-37):

$$P = \frac{M_K}{Kd} = \frac{480}{0.13 \times 20} = 184.6\text{kN} \quad \text{取 } 185\text{kN}$$

故知导入高强螺栓中的紧固力为 185kN。

#### 14.6.5 高强螺栓扭矩计算

高强螺栓须分两次(即初拧和终拧)进行拧紧,对于大型节点应分初拧、复拧和终拧

三次进行。复拧扭矩应等于初拧扭矩。对高强度大六角头螺栓尚应在终拧后进行扭矩值检查。

### 一、初拧扭矩值计算

扭剪型高强螺栓的初拧扭矩值可按下式计算：

$$T_0 = 0.065 P_c d \quad (14-38)$$

其中

$$P_c = P + \Delta P \quad (14-39)$$

式中  $T_0$ ——扭剪型高强螺栓的初拧扭矩 (N·m)；

$P_c$ ——高强螺栓施工预拉力 (kN)；

$d$ ——高强螺栓公称直径 (mm)，即高强螺栓螺纹直径；

$P$ ——高强螺栓设计预拉力 (kN)；

$\Delta P$ ——预拉力损失值，一般取设计预拉力的 10%

高强度大六角头螺栓的初拧扭矩一般为终拧扭矩  $T_c$  的 50%

### 二、终拧扭矩值计算

扭剪型高强螺栓的终拧，为采用专门扳手将尾部梅花头拧掉。

高强度大六角头螺栓的终拧扭矩，可按下式计算：

$$T_c = K P_c d \quad (14-40)$$

其中

$$P_c = P + \Delta P \quad (14-41)$$

式中  $T_c$ ——高强度大六角头螺栓的终拧扭矩 (N·m)；

$K$ ——高强螺栓连接副的扭矩系数平均值 (按出厂批复验连接副的扭矩系数，每批复验 5 套，5 套扭矩系数的平均值应在 0.110~0.150 范围之内，其标准差  $\leq 0.010$ )，一般取 0.13；

$P_c$ ——高强螺栓施工预拉力，可按表 14-15 取用；

其他符号意义同前。

大六角头高强度螺栓施工预应力 (kN)

表 14-15

螺栓性能等级	螺栓公称直径 (mm)						
	M12	M16	M20	(M22)	M24	(M27)	M30
8.8S	45	75	120	150	170	225	275
10.9S	60	110	170	210	250	320	390

### 三、检查扭矩值计算

高强度大六角头螺栓扭矩检查应在终拧 1h 以后，24h 以内完成。扭矩检查时，应将螺母退回  $30^\circ \sim 50^\circ$ ，再拧至原位测定扭矩，该扭矩与检查扭矩的偏差应在检查扭矩的  $\pm 10\%$  以内，检查扭矩应按下式计算：

$$T_{ch} = K P d \quad (14-42)$$

式中  $T_{ch}$ ——检查扭矩 (N·m)；

其他符号意义同前。

【例 14-18】 钢柱采用 M 20 高强螺栓连接，设计拉力  $P = 170\text{kN}$ ，试求其紧固扭矩值。

【解】 M 20 高强螺栓，取  $K = 0.13$ ，预拉力损失值取  $\Delta P = 10\%$ ， $P = 170 \times 0.10 =$

17.0kN

高强螺栓的终拧扭矩值由式 (14-40) 得:

$$\begin{aligned} T_c &= K (P + \Delta P) d \\ &= 0.13 (170 + 17) \times 20 \\ &= 486 \text{ kN} \cdot \text{mm} \end{aligned}$$

高强螺栓初拧扭矩值取 50%，则:

$$T_0 = 0.5 T_c = 0.5 \times 486 = 243 \text{ kN} \cdot \text{mm}$$

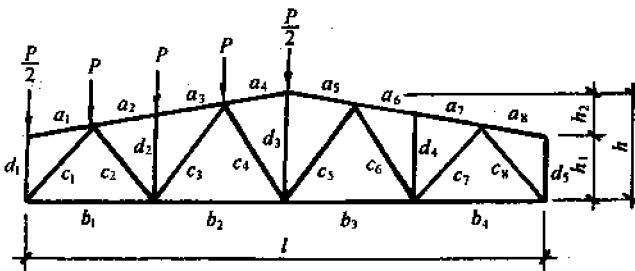
## 14.7 钢桁架杆件长度及内力系数计算

在钢桁架制作中，常需计算杆件的长度，同时在杆件钢材代换中，常需知道杆件内力系数，以便进行轴向力等强度换算。

表 14-16 为最为常用的梯形钢桁架杆件及内力系数计算表，可供参考。

梯形钢桁架杆件长度及内力系数计算表

表 14-16



设:  $m = \frac{l}{h}$ ;  $n = \frac{l}{h_2}$ ;  $N = \sqrt{n^2 + 4}$

$$K_1 = \sqrt{m^2 n^2 + (8n - 6m)^2}$$

$$K_2 = \sqrt{m^2 n^2 + (8n - 2m)^2}$$

杆件长度 = 表中系数  $\times h$ ;  
杆件内力 = 表中系数  $\times P$

杆件	长度系数	内 力 系 数			
		上 弦 荷 载		下 弦 荷 载	
		全跨屋面	半跨屋面	$P_1$	$P_2$
$a_1, a_8$	$\frac{Nm}{8n}$	0	0	0	0
$a_2, a_3$	$\frac{Nm}{8n}$	$-\frac{3mN}{2(2n-m)}$	$-\frac{mN}{2n-m}$	$-\frac{3mN}{8(2n-m)}$	$-\frac{mN}{4(2n-m)}$
$a_4, a_5$	$\frac{Nm}{8n}$	$-\frac{mN}{n}$	$-\frac{mN}{2n}$	$-\frac{mN}{8n}$	$-\frac{mN}{4n}$
$a_6, a_7$	$\frac{Nm}{8n}$	$-\frac{3mN}{2(2n-m)}$	$-\frac{mN}{2(2n-m)}$	$-\frac{mN}{8(2n-m)}$	$-\frac{mN}{4(2n-m)}$
$b_1$	$\frac{m}{4}$	$\frac{7mn}{4(4n-3m)}$	$\frac{5mn}{4(4n-3m)}$	$\frac{3mn}{8(4n-3m)}$	$\frac{mn}{4(4n-3m)}$
$b_2$	$\frac{m}{4}$	$\frac{15mn}{4(4n-m)}$	$\frac{9mn}{4(4n-m)}$	$\frac{5mn}{8(4n-m)}$	$\frac{3mn}{4(4n-m)}$
$b_3$	$\frac{m}{4}$	$\frac{15mn}{4(4n-m)}$	$\frac{3mn}{2(4n-m)}$	$\frac{3mn}{8(4n-m)}$	$\frac{3mn}{4(4n-m)}$
$b_4$	$\frac{m}{4}$	$\frac{7mn}{4(4n-3m)}$	$\frac{mn}{2(4n-3m)}$	$\frac{mn}{8(4n-3m)}$	$\frac{mn}{4(4n-3m)}$
$c_1$	$\frac{K_1}{8n}$	$-\frac{7K_1}{4(4n-3m)}$	$-\frac{5K_1}{4(4n-3m)}$	$-\frac{3K_1}{8(4n-3m)}$	$-\frac{K_1}{4(4n-3m)}$

续表

杆件	长度 系数	内 力 系 数			
		上 弦 荷 载		下 弦 荷 载	
		全跨屋面	半跨屋面	$P_1$	$P_2$
$c_2$	$\frac{K_1}{8n}$	$\frac{(10n-11m)K_1}{4(2n-m)(4n-3m)}$	$\frac{(6n-7m)K_1}{4(2n-m)(4n-3m)}$	$\frac{3(n-m)K_1}{4(2n-m)(4n-3m)}$	$\frac{(n-m)K_1}{2(2n-m)(4n-3m)}$
$c_3$	$\frac{K_2}{8n}$	$-\frac{3(2n-3m)K_2}{4(2n-m)(4n-m)}$	$-\frac{(2n-5m)K_2}{4(2n-m)(4n-3m)}$	$\frac{(n+m)K_2}{4(2n-m)(4n-3m)}$	$\frac{(n-m)K_2}{2(2n-m)(4n-3m)}$
$c_4$	$\frac{K_2}{8n}$	$-\frac{(n-4m)K_2}{4n(4n-m)}$	$-\frac{(2m+n)K_2}{4n(4n-m)}$	$-\frac{(m+n)K_2}{8n(4n-m)}$	$-\frac{(n-m)K_2}{4n(4n-m)}$
$c_5$	$\frac{K_2}{8n}$	$\frac{(n-4m)K_2}{4n(4n-m)}$	$\frac{(n-m)K_2}{2n(4n-m)}$	$\frac{(n-m)K_2}{3n(4n-m)}$	$\frac{(n-m)K_2}{4n(4n-m)}$
$c_6$	$\frac{K_2}{8n}$	$-\frac{3(2n-3m)K_2}{4(2n-m)(4n-m)}$	$-\frac{(n-m)K_2}{(2n-m)(4n-m)}$	$-\frac{(n-m)K_2}{4(2n-m)(n-m)}$	$-\frac{(n-m)K_2}{2(2n-m)(4n-m)}$
$c_7$	$\frac{K_1}{8n}$	$\frac{(10n-11m)K_1}{4(2n-m)(4n-3m)}$	$\frac{(n-m)K_1}{(2n-m)(4n-3m)}$	$\frac{(n-m)K_1}{4(2n-m)(4n-3m)}$	$\frac{(n-m)K_1}{2(2n-m)(4n-3m)}$
$c_8$	$\frac{K_1}{8n}$	$-\frac{7K_2}{4(4n-3m)}$	$-\frac{K_1}{2(4n-3m)}$	$-\frac{K_1}{8(4n-3m)}$	$-\frac{K_1}{4(4n-3m)}$
$d_1$	$\frac{n+m}{n}$	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{2}$	0	0
$d_2$	$\frac{2n-m}{2n}$	-1	-1	0	0
$d_3$	1	$\frac{4m-n}{n}$	$\frac{4m-n}{2n}$	$\frac{m}{2n}$	$\frac{m}{n}$
$d_4$	$\frac{2n-m}{2n}$	-1	0	0	0
$d_5$	$\frac{n-m}{n}$	$-\frac{1}{2}$	0	0	0

## 14.8 钢桁架安装稳定性验算

钢桁架吊装时,桁架本身应具有一定刚度,同时应选择适当的吊点位置,或对桁架侧向进行适当的加固,以防吊装时产生变形或造成失稳。

根据计算和实践,一般如果桁架的上、下弦角钢的最小规格能满足表 14-17 的要求时,则无论绑扎点在桁架上任何一节点上,吊装时均能保证其稳定性。如若不符合表 14-17 的要求,则应通过计算,选择适当的绑扎吊点位置,以保证其安装的稳定性,验算方法如下:

保证桁架吊装稳定性的弦杆最小规格 (mm)

表 14-17

弦杆截面	桁 架 跨 度 (m)						
	12	15	18	21	24	27	30
上弦杆—工	90×60×8	100×75×8	100×75×8	120×80×8	120×80×8	$\frac{150 \times 100 \times 12}{120 \times 80 \times 12}$	$\frac{200 \times 120 \times 12}{180 \times 90 \times 12}$
下弦杆—L	65×6	75×8	90×8	90×8	120×80×8	120×80×10	150×100×10

注: 分数形式表示弦杆为不同的截面。

## 一、当弦杆的截面沿跨度方向无变化时

桁架吊装稳定性应符合下式要求 (图 14-13)

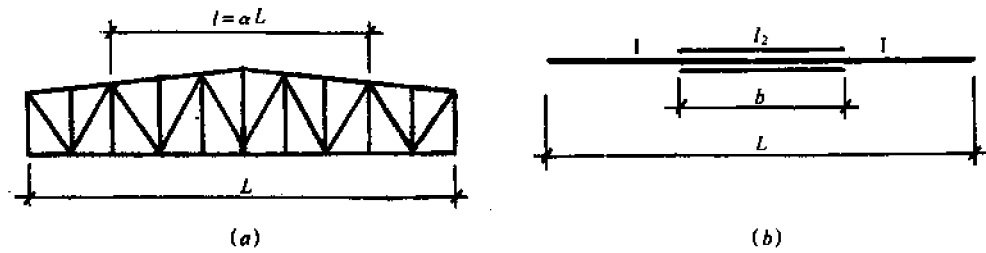


图 14-13 桁架吊装稳定性计算简图

(a) 桁架弦杆等截面时; (b) 桁架弦杆变截面时

$$q_{\varphi} \psi \leq I \quad (14-43)$$

式中  $q_{\varphi}$ ——桁架每米长的重量 (kg); $\psi$ ——系数, 其值根据  $\alpha = \frac{l}{L}$  值由表 14-18 和表 14-19 查用; $L$ ——桁架的跨度 (m); $l$ ——两吊点之间的距离 (m); $I$ ——弦杆角钢对垂直轴的惯性矩 ( $\text{cm}^4$ )。用于上弦的系数  $\psi$  值

表 14-18

$\alpha = \frac{l}{L}$	桁架跨度 $L$ (m)						
	12	15	18	21	24	27	30
0	0.422	0.740	1.450	2.230	3.260	4.880	7.450
0.20	0.414	0.726	1.420	2.190	3.210	4.800	7.320
0.30	0.386	0.678	1.330	2.040	3.000	4.480	6.840
0.40	0.331	0.581	1.140	1.750	2.570	3.840	5.860
0.50	0.235	0.412	0.810	1.240	1.820	2.720	4.150
0.60	0.111	0.194	0.380	0.584	0.858	1.280	1.950
0.65	0.028	0.049	0.096	0.156	0.214	0.320	0.490

用于下弦的系数  $\psi$  值

表 14-19

$\alpha = \frac{l}{L}$	桁架跨度 $L$ (m)						
	12	15	18	21	24	27	30
0.70	0.070	0.121	0.238	0.370	0.540	0.800	1.220
0.72	0.138	0.242	0.475	0.730	1.070	1.600	2.440
0.75	0.290	0.510	1.000	1.540	2.250	3.360	5.120
0.80	0.510	0.895	1.760	2.700	3.960	5.920	9.030
0.84	0.699	1.210	2.380	3.650	5.350	8.000	12.200
0.87	0.827	1.450	2.850	4.380	6.430	9.600	14.700
0.90	0.940	1.660	3.230	4.960	7.280	10.900	16.600
0.95	1.110	1.940	3.800	5.850	8.560	12.800	19.500
1.00	1.330	2.320	4.560	7.000	10.300	15.400	23.400

## 二、当弦杆的截面沿跨度方向变化时 (图 14-13b)

桁架吊装稳定性应符合下式要求:

$$q_{\varphi}\psi \leq \varphi_1 I_1 \quad (14-44)$$

式中  $I_1$ ——截面较小的弦杆两角钢对垂直轴的惯性矩 ( $\text{cm}^4$ ); $\varphi_1$ ——考虑弦杆惯性矩变化的计算系数, 其值根据  $\mu = \frac{I_2}{I_1}$  和  $\eta = \frac{b}{L}$  由表 14-20 查得;

其他符号意义同前。

 $\varphi_1$  值 表

表 14-20

$\mu = \frac{I_2}{I_1}$	$\eta = l_1/L$							
	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
1.2	1.04	1.10	1.11	1.14	1.16	1.18	1.19	1.20
1.4	1.08	1.17	1.22	1.28	1.33	1.36	1.38	1.39
1.6	1.12	1.25	1.34	1.42	1.49	1.54	1.57	1.59
1.8	1.16	1.33	1.45	1.56	1.65	1.72	1.77	1.79
2.0	1.20	1.39	1.56	1.70	1.82	1.90	1.96	1.99
2.2	1.24	1.46	1.67	1.84	1.99	2.08	2.15	2.18
2.4	1.28	1.54	1.78	1.98	2.15	2.26	2.34	2.38
2.6	1.32	1.63	1.89	2.12	2.31	2.44	2.53	2.58

如果按式 (14-43)、式 (14-44) 验算后稳定性不能满足要求, 桁架在安装前要进行加固, 以免在吊装过程中产生较大的变形, 而造成失稳。一般采取在桁架上用 8 号铁丝绑木脚手杆使与弦杆共同工作受力, 此时, 桁架吊装稳定性可按下式验算:

$$q_{\varphi}\psi \leq I_1 + \frac{I_2}{2} \quad (14-45)$$

$$q_{\varphi}\psi \leq \varphi_1 I_1 + \frac{I_2}{2} \quad (14-46)$$

式中  $I_2$ ——木脚手杆的惯性矩 ( $\text{cm}^4$ ), 如直径为  $d$ , 则  $I_2 = \pi d^4/64$ ;

其他符号意义同前。

【例 14-19】 单跨厂房梯形钢屋架, 跨度  $L = 21\text{m}$ , 拟采用两点绑扎起吊, 两吊点间距  $l = 8.4\text{m}$  (图 14-14), 上弦角钢采用  $2 \angle 110 \times 10 \times 7\text{mm}$ , 试验算吊装时的稳定性。

【解】 由题意知:  $L = 21\text{m}$ ,  $l = 8.4\text{m}$ ,  
 $\frac{l}{L} = \frac{8.4}{21} = 0.4$ , 查表 14-18 得  $\psi = 1.75$ ; 屋架  
 平均每米重量  $q = 119\text{kg/m}$ , 上弦惯性矩  $I = 141.6\text{cm}^4$

屋架吊装稳定性由式 (14-43) 得:

$$q_{\varphi}\psi = 119 \times 1.75 = 208$$

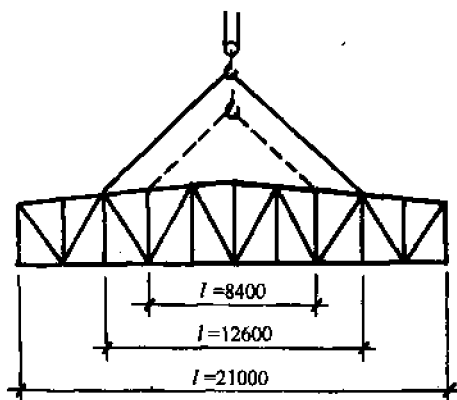
因  $q_{\varphi}\psi = 208 > I (=141.6)$ , 故不稳定。调整绑扎点位置, 使  $l = 12.6\text{m}$ , 再重新验算稳定性如下:

图 14-14 桁架吊装稳定性验算简图



$$\frac{l}{L} = \frac{12.6}{21} = 0.6, \text{查表 14-18 得 } \phi = 0.584$$

代入式 (14-43) 得:

$$q_{\phi} \phi = 119 \times 0.584 = 69.5 < I = 141.6 \text{ cm}^4$$

故绑点距离改为 12.6m, 吊装稳定。

【例 14-20】 厂房 24m 梯形钢屋架, 跨度  $L = 24\text{m}$ , 拟采用两点绑扎起吊, 两吊点间距  $l = 9.6\text{m}$  (图 14-15), 屋架每米平均重量  $q_{\phi} = 120\text{kg/m}$ , 试验算其吊装稳定性。

【解】 已知弦杆 2  $\angle 100 \times 80 \times 8$ ,  $I_1 = 157.16 \text{ cm}^4$ ; 2  $\angle 125 \times 80 \times 10$ ,  $I_2 = 201.34 \text{ cm}^4$

$$\frac{l}{L} = 9.6/24 = 0.4, \text{查表 14-18}$$

得,  $\phi = 2.57$ ; 又  $\frac{I_2}{I_1} = \frac{201.34}{157.16} = 1.28$ ,  
查表 14-20 得,  $\phi_1 = 1.196$

屋架吊装稳定性由式 (14-45) 得:

$$q_{\phi} \phi = 120 \times 2.57 = 308.4$$

$$\phi_1 I_1 = 1.196 \times 157.16 = 187.96$$

因  $q_{\phi} \phi (= 308.4) > \phi_1 I_1 (= 187.96)$ , 故不稳定。

现拟加绑  $\phi 10\text{cm}$  木脚手杆进行加固, 再重新验算稳定性如下:

$$\text{木脚手杆惯性矩: } I_3 = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi \times 10^4}{64} = 490.9 \text{ cm}^4$$

加固后屋架吊装稳定性由式 (14-46) 得:

$$\phi_1 I_1 + \frac{I_3}{2} = 187.96 + \frac{490.9}{2} = 433.4 > 308.4$$

故用木脚手杆加固后吊装稳定。

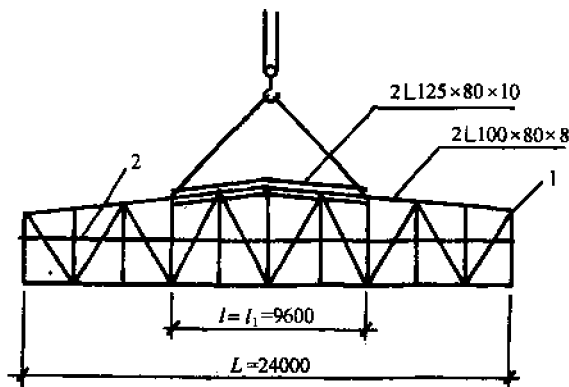


图 14-15 桁架弦杆变载面时吊装稳定性验算简图  
1—钢屋架；2—加固木脚手杆

## 14.9 钢网架施工计算

### 14.9.1 钢网架弧线型起拱计算

网架的制作、安装应进行起拱。起拱作用有二：一是为清除网架在使用阶段的影响（称为施工起拱），起拱值应大于或等于网架在使用阶段的中央挠度值；一是为解决屋面排水问题，排水坡度约为 2%~5%。当网架屋面排水找坡不用小立柱方案，而采用网架起拱来实现时，中央起拱值应由二项相加。

网架起拱方法，按线形分弧线型起拱和折线型起拱两种；按方向分单向起拱和双向起拱。折线型起拱网架型式繁多，计算较为复杂烦琐，一般多采用放实样方法解决，以下简介弧线型起拱的计算。

弧线型起拱, 无论是单向或双向起拱, 均可按下列圆弧曲线公式进行计算 (图 14-16):

$$R = \frac{l_x^2 + 4f_0^2}{8f_0} \quad (14-47)$$

$$H = R - f_0 \quad (14-48)$$

$$f_x = \sqrt{R^2 - x^2} - H \quad (14-49)$$

$$x = R \cos(90^\circ - \sum_1^n \alpha') \quad (14-50)$$

$$S = 2R \sin \frac{\alpha'}{2} \quad (14-51)$$

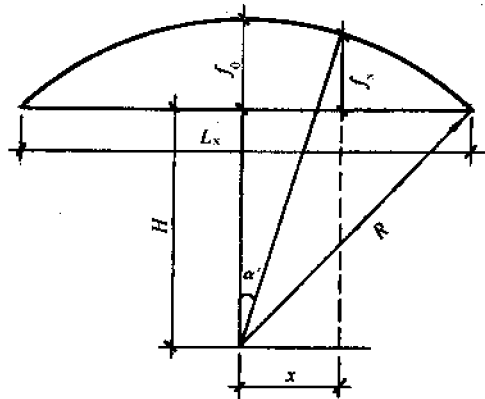


图 14-16 网架弧形起拱计算简图

式中  $R$ ——圆弧曲线的半径;

$l_x$ —— $x$  向跨度;

$f_0$ ——要求跨中的起拱值;

$x$ ——以跨中为坐标原点 0, 所求节点处距原点 0 的距离;

$f_x$ ——所求  $x$  节点处的起拱值;

$\alpha'$ ——起拱后每个网格所对的中心角;

$1 \sim n$ ——自原点 0 算起的网格数;

$S$ ——起拱后的杆长。

以上公式均可由图 14-16 用勾股弦定律推导出来, 由于是圆弧线起拱, 上下弦可用同一公式计算, 只  $R$  值不同, 起拱后的网架高度可保持不变。

【例 14-21】 剧场两向正放网架, 边长  $42\text{m} \times 42\text{m}$ , 网格  $3 \times 3\text{m}$ , 采用双向弧形起拱进行排水找坡, 排水坡度为 2%, 试求位于屋脊线距跨中第 1 格和第 7 格的起拱值和起拱后杆的中心轴线长度。

【解】 由题意可得

$$l_x = 42 \times \sqrt{2} = 59.39697\text{m}$$

$$f_0 = \frac{l_x}{2} \times 2\% = \frac{59.39697}{2} \times 0.02 = 0.594\text{m}$$

圆弧曲线的半径由式 (14-47) 得:

$$R = \frac{l_x^2 + 4f_0^2}{8f_0} = \frac{59.39697^2 + 4 \times 0.594^2}{8 \times 0.594} = 742.7212\text{m}$$

$$\text{又 } H = R - f_0 = 742.721252 - 0.594 = 742.1272\text{m}$$

当  $x_1 = 3\text{m}$  时的起拱值由式 (14-49) 得:

$$f_{x1} = \sqrt{R^2 - x_1^2} - H = \sqrt{742.7212^2 - 3^2} - 742.1272 = 0.5879\text{m}$$

同样, 当  $x_6 = 18\text{m}$  时, 可求得  $f_{x6} = 0.3759\text{m}$

当  $x_7 = 21\text{m}$  时,  $f_{x7} = 0.2970\text{m}$

$\alpha' = 0.23146^\circ$  (计算从略)

起拱后杆长由式 (14-51) 得:

$$S = 2R \sin \frac{\alpha'}{2} = 2 \times 742.7212 \times \sin 0.11573^\circ \\ = 3.004 \text{m}$$

#### 14.9.2 钢网架拼装支架稳定性验算

钢网架高空拼装多在拼装支架平台上进行,除了要求拼装架本身设置牢固外,施工设计时,还应对单肢稳定、整体稳定进行验算,并估算沉降量。其中单肢稳定按一般钢结构设计方法进行(略);对支架的沉降量估算,应通过荷载试压,要求最大沉降量不大于5mm。如不能满足要求,对支架本身钢管接头空隙的压缩、钢管的弹性压缩值过大,可采取加固措施;对地基情况不良,沉降量过大,应对地基采取夯实,并在地面加铺木脚手板或枕木以分散支柱传来的集中荷载等措施加以解决。

对于如图14-17所示各组合形式的钢管拼装支架,其整体稳定性,可按下列公式进行计算:

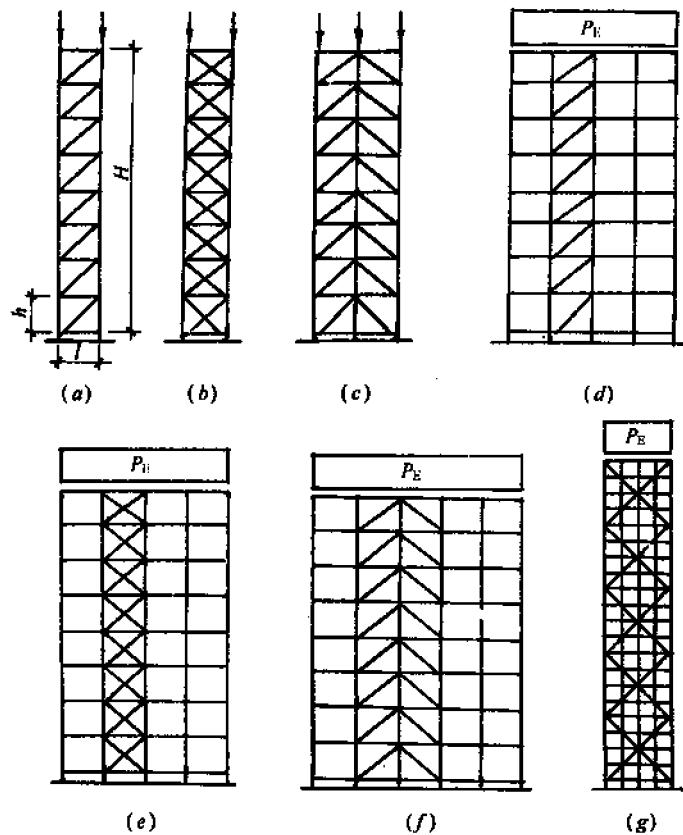


图 14-17 钢管支架构造及受力计算简图

##### 一、单孔斜腹杆支架(图14-17a)

$$2P_E = \frac{\pi^2 EI}{4H^2} \cdot \frac{1}{1 + A \frac{\pi^2 EI}{4H^2}}$$

式中  $P_E$ ——竖杆临界荷载;

$E$ ——各竖杆的弹性模量;

$I$ ——各竖杆垂直截面的整体惯性矩,  $I = \frac{Fl^2}{2}$ ;

$F$ ——竖杆截面;

$H$ ——支架高度;

$A$ ——构架的某一层在剪切力作用下所产生的单位水平位移;  $A = \frac{4ks^2}{hl^2}$

$k$ ——扣件弹性挠曲系数, 一般取  $0.0005\text{mm/N}$ ;

$s$ ——斜腹杆长度,  $s = \sqrt{h^2 + l^2}$ ;

$l$ ——单孔支架宽度;

$h$ ——每格支架高度。

## 二、单孔交叉腹杆支架 (图 14-17b)

$$2P_E = \frac{\pi^2 EI}{4H^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{A}{2} \cdot \frac{\pi^2 EI}{4H^2}} \quad (14-52)$$

## 三、双孔斜腹杆 (图 14-17c)

$$3P_E = \frac{\pi^2 EI}{4H^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{A}{2} \cdot \frac{\pi^2 EI}{4H^2}} \quad (14-53)$$

其中

$$I = 2Fl^2$$

## 四、四孔斜腹杆支架 (图 14-17d)

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{4H^2} \cdot \frac{1}{1 + A \cdot \frac{\pi^2 EI}{4H^2}} \quad (14-54)$$

其中

$$I = \frac{Fl^2}{2}; \quad A = \frac{4k}{h \cos^2 \theta}$$

## 五、四孔交叉腹杆和五孔交叉腹杆支架 (图 14-17e、f)

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{4H^2} \cdot \frac{1}{1 + \frac{A}{2} \cdot \frac{\pi^2 EI}{4H^2}} \quad (14-55)$$

其中

$$A = \frac{4k}{h \cos^2 \theta}$$

$$I = \frac{Fl^2}{2} \quad (\text{图 14-17e})$$

$$I = 2Fl^2 \quad (\text{图 14-17f})$$

## 六、四孔斜撑支架 (图 14-17g)

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{4H^2} \cdot \frac{1}{1 + A \cdot \frac{\pi^2 EI}{4H^2}} \quad (14-56)$$

其中

$$I = 8Fl^2$$

$$A = \frac{8k (1 + \sin^2 \theta) s^2 + \frac{1}{2} kl^2}{hl^2}$$

在图 14-17d、e、f 中, 除格构柱外, 在其左右如设置竖杆, 竖杆间可不设抗风斜杆。为提高图 14-17g 的临界荷载  $P_E$ , 并将四层的局部屈曲减到只有一层屈曲, 可在斜杆与竖杆的交叉点处紧固牢。如为抗风交叉杆应交叉布置。另外, 应该指出: 当支架的总高与层高之比 ( $h/H$ ) 小于  $1/5$ , 即所谓高细型支架, 上述公式的计算结果才有效, 否则所考虑的临界荷载为无效, 此时, 只能以各层的临界稳定荷载为标准。当为高细型支架时, 其整体稳定性验算的安全系数, 宜取 4。

【例 14-22】 单孔斜腹杆支架如图 14-17a, 钢管用  $\phi 50 \times 3.5\text{mm}$ , 截面积  $F = 520\text{mm}^2$ ,  $E = 2.1 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ , 斜撑腹杆角度  $\theta = 45^\circ$ ,  $h = 1.5\text{m}$ ,  $l = 1.5\text{m}$ ,  $S = 2.12132\text{m}$ ,  $H = 12\text{m}$  扣件按要求拧紧, 取  $K = 4$ , 试求允许总临界荷载。

【解】 由已知条件可算得:

$$A = \frac{4ks^2}{hl^2} = \frac{4 \times 0.0005 \times 2121.32^2}{1500 \times 1500^2} = 2.67 \times 10^{-6}$$

$$I = \frac{Fl^2}{2} = \frac{520 \times 1500^2}{2} = 5.85 \times 10^3 \text{mm}^4$$

$$\frac{\pi^2 EI}{4H^2} = \frac{3.1416^2 \times 2.1 \times 10^5 \times 5.85 \times 10^3}{4 \times 12000^2} = 21.05 \times 10^5$$

竖杆临界荷载由式 (14-52) 得:

$$\begin{aligned} 2P_E &= \frac{\pi^2 EI}{4H^2} \times \frac{1}{1 + A \frac{\pi^2 EI}{4H^2}} \\ &= 21.05 \times 10^5 \times \frac{1}{1 + 2.67 \times 10^{-6} \times 21.05 \times 10^5} = 3.18 \times 10^5 \text{N} \end{aligned}$$

$$P_E = \frac{3.18 \times 10^5}{2} = 1.59 \times 10^5 \text{N} = 159 \text{kN}$$

故允许临界总荷载:  $\frac{P_E}{K} = \frac{P_E}{4} = \frac{159}{4} = 39.75 \text{kN}$ 。

### 14.9.3 钢网架高空滑移法安装计算

高空滑移法安装网架系在建筑物的一端设平台或支架, 将小拼单元或杆件吊至平台上, 先在其上拼装两个节距的第一个平移网架单元, 两端设导轮, 然后用牵引设备通过滑车组将它牵引出拼装平台, 向前滑移一定距离, 接着继续在拼装平台上拼装第二个拼装单元, 拼好后连同第一个拼装单元一同向前滑移, 如此逐段拼装不断向前滑移, 直至整个网架拼装完毕, 并滑移至就位位置 (图 14-18)。

拼装好网架的滑移可在网架支座下设支座底板, 使支座底板沿预埋在钢筋混凝土框架梁上的预埋钢板上滑动, 或在网架支座下设滚轮, 使滚轮在支座下设置的临时槽钢滑道和导轨上滑动。

网架滑移可用卷扬机或手扳葫芦牵引, 根据牵引力大小及网架支座之间的系杆承载力, 可采用一点或多点牵引。牵引速度不宜大于  $1.0\text{m/min}$ ; 滑移时, 两端不同步值不应大于  $50\text{mm}$ 。牵引力可按滑动摩擦或滚动摩擦按下式进行计算:

滑动摩擦的起动牵引力为:

$$F_t = \mu_1 \mu_2 G \quad (14-57)$$

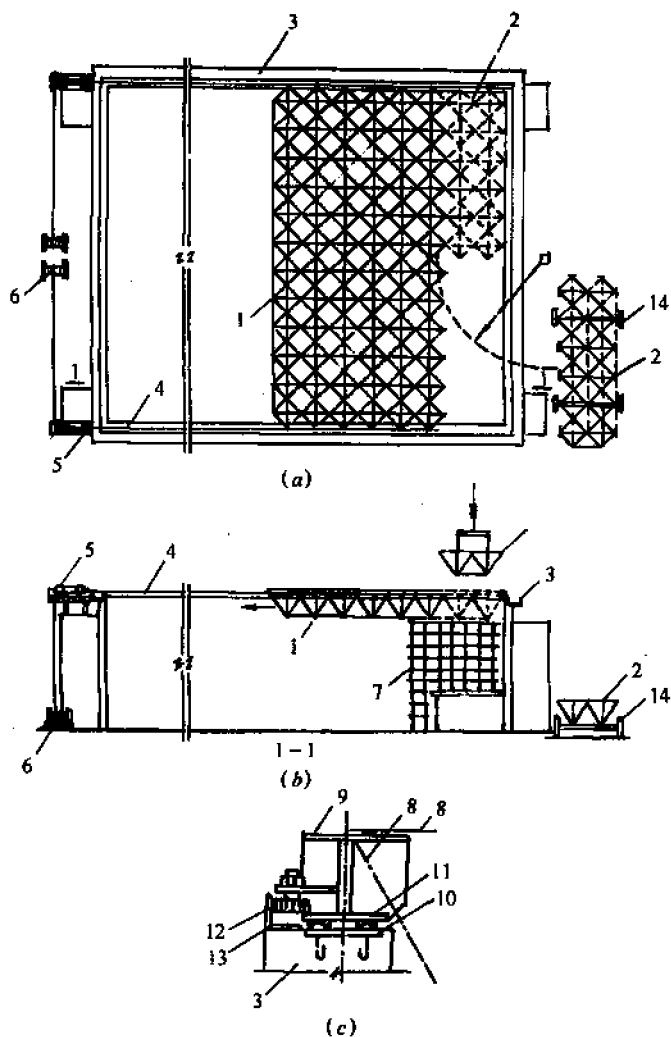


图 14-18 高空滑移法安装网架

(a) 高空滑移平面布置; (b) 网架滑移安装; (c) 支座构造

1—网架; 2—网架分块单元; 3—天沟梁; 4—牵引线; 5—滑车组;

6—卷扬机; 7—拼装支架平台; 8—网架杆件中心线; 9—网架支座;

10—预埋铁件; 11—型钢轨道; 12—导轮; 13—滑道或导轨; 14—拖车架

滚动摩擦的起动牵引力为:

$$F_t \geq \left( \frac{\mu_3}{R} + \mu_4 \frac{r}{R} \right) G \quad (14-58)$$

式中  $F_t$ ——总起动牵引力; $G$ ——需滑移网架总自重; $\mu_1$ ——滑动摩擦系数, 钢与钢自然轧制表面, 经粗除锈充分润滑时取 0.12~0.15; $\mu_2$ ——阻力系数, 当有其他因素影响牵引力时, 可取 1.3~1.5; $\mu_3$ ——滚动摩擦系数, 钢制轮与钢之间, 取 0.05;

$\mu_4$ ——滚轮与滚动轴之间的摩擦系数, 对经机械加工后充分润滑的钢与钢之间的摩擦系数, 取 0.1;

$R$ ——滚轮的外圆半径。

【例 14-23】 一双向正交斜放平板钢管网架, 采用高空滑移法安装, 网架及索具等总重 120t, 轨道采用滑动支座, 钢丝绳穿绕方式如图 14-19 所示, 试求总起动牵引力、滑车组绕出绳牵引力和 1 号卷扬机单边牵引时的最大牵引力。

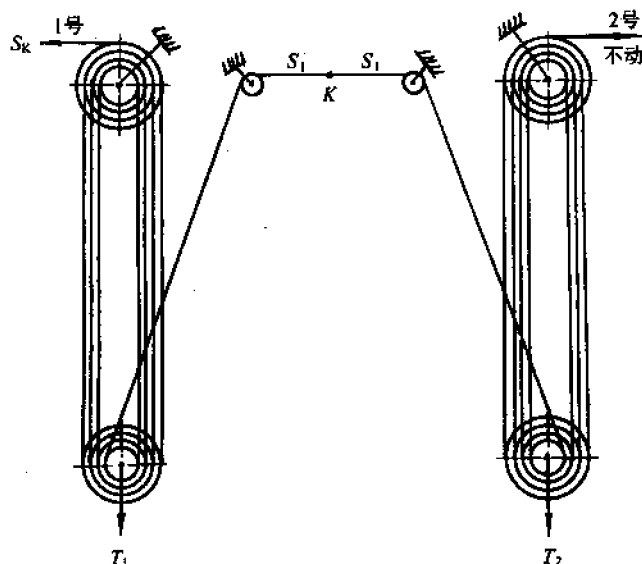


图 14-19 钢丝绳穿通后牵引力计算简图

【解】 由题意取  $\mu_1 = 0.12$ ,  $\mu_2 = 1.3$

总牵引力由式 (14-57) 得:

$$F_t = \mu_1 \mu_2 G = 0.12 \times 1.3 \times 1200 = 187 \text{ kN}$$

滑车组绕出绳牵引力:

$$S_K = \left( \frac{f-1}{f^n-1} \cdot f^n \right) T = f_0 T$$

将两边滑轮组组合起来, 当  $n = 16$ , 则  $f_0 = 0.086$

则  $S_K = f_0 T = 0.086 \times 187 = 16.08 \text{ kN}$

1 号卷扬机的牵引力:  $T_1 = \frac{S_K}{f_0}$

当  $T_2$  先停, 而单边牵引时,  $n = 8$ , 则  $f_0 = 0.148$

$\therefore T_1 = \frac{16.08}{0.148} = 108.6 \text{ kN}$