

12 预应力混凝土工程

12.1 预应力混凝土台座计算

12.1.1 预应力墩式台座计算

墩式台座为先张法生产预应力构件应用最为广泛的一种台座形式。由传力台墩、台座板、台面和横梁等组成（图 12-1），其构造多采取传力墩、台座板、台面共同受力形式，借以依靠自重平衡张拉力，并可减小台墩自重和埋深。这种台座张拉力较大（可达 1000kN~2000kN），多用于生产中小型构件或多层重叠浇筑的预应力混凝土构件。

一、台座尺寸

台座长度应根据场地条件、生产规模及构件尺寸而定，一般为 100m~150m，可按下列式计算：

$$L = ln + (n - 1) \times 0.5 + 2K \quad (12-1)$$

式中 L ——台座长度 (m)；

l ——构件长度 (m)；

n ——一条生产线内生产的构件数 (根)；

0.5——两根构件相邻端头间的距离 (m)；

K ——台座横梁到第一根构件端头的距离，一般为 1.25 ~ 1.50m。

台座宽度根据构件规格尺寸、布筋宽度及张拉、浇筑操作要求而定，一般每组为 1.5~2.0m。通常将几条生产线并列在一起，以充分利用场地面积。

在台座的端部应留出张拉操作用地和通道，两侧要有构件运输和堆放的场地。

二、台墩计算

承力台墩，一般由现浇钢筋混凝土作成。台墩应有合适的外伸部分，以增大力臂而减

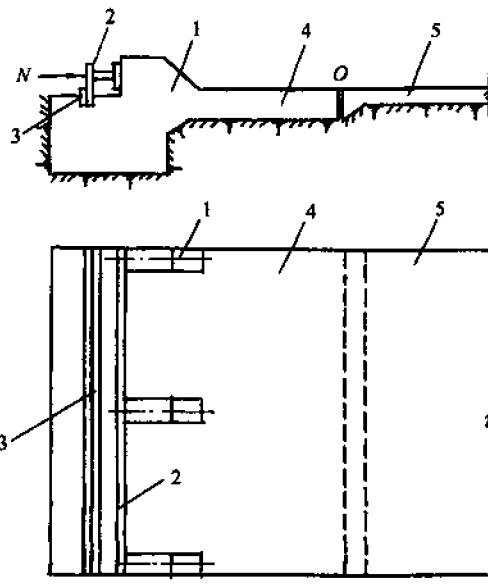


图 12-1 墩式台座构造

1—传力墩牛腿；2—钢横梁；3—承力钢板；
4—台座板；5—台面

少台座自重。台墩应具有足够的稳定性、强度和刚度。

1. 稳定性验算

稳定性验算包括抗倾覆稳定性和抗滑移稳定性两个方面。

(1) 抗倾覆验算

台墩的抗倾覆验算, 可按式(12-2)进行(图 12-2):

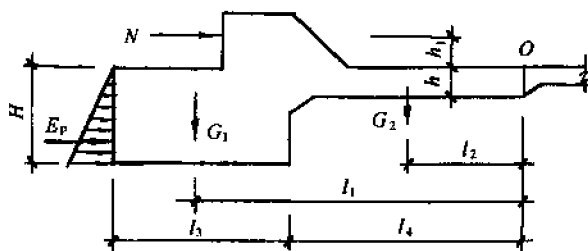


图 12-2 墩式台座抗倾覆稳定性验算简图

$$K = \frac{M_r}{M_{ov}} = \frac{G_1 l_1 + G_2 l_2 + E_p \cdot \frac{2H}{3}}{N h_1} \quad (12-2)$$

式中 K ——抗倾覆安全系数, 一般不小于 1.5;

M_{ov} ——倾覆力矩, 由预应力筋的张拉力产生;

M_r ——抗倾覆力矩, 由台座自重力和土压力等产生;

G_1 ——台座外伸部分的重力;

l_1 —— G_1 点至 O 点的水平距离;

G_2 ——台座部分的重力;

l_2 —— G_2 点至 O 点的水平距离;

N ——预应力筋的张拉力;

h_1 ——张拉力合力作用点至倾覆转动点 O 的垂直距离;

E_p ——台墩后面的被动土压力合力, 当台墩埋置深度较浅时, 可忽略不计;

H ——台座的埋置深度。

(2) 抗滑移验算

台墩抗滑移验算, 可按式(12-3)进行(图 12-3):

$$K_c = \frac{N_1}{N} \geq 1.3 \quad (12-3)$$

式中 K_c ——抗滑移安全系数, 一般不小于 1.30;

N ——作用于台墩上的滑动力, 即预应力筋的张拉力;

N_1 ——抗滑移的力, $N_1 = N' + F + E'_p$

N' ——台面板抗力 (kN), 当混凝土强度为 10~15MPa 时, 台面厚 $d = 60\text{mm}$, $N' = 150 \sim 200\text{kN/m}$; $d = 80\text{mm}$, $N' = 200 \sim 250\text{kN/m}$; $d = 100\text{mm}$, $N' = 250 \sim 300\text{kN/m}$ 台面宽;

F ——混凝土台墩与土的摩阻力, $F = \mu (G_1 + G_2)$;

G_1 ——台墩外伸部分的重力;

G_2 ——台座板部分的重力;

μ ——摩擦系数, 对粘性土, $\mu = 0.25 \sim 0.40$; 对砂土 $\mu = 0.40$; 对碎石 $\mu = 0.40$

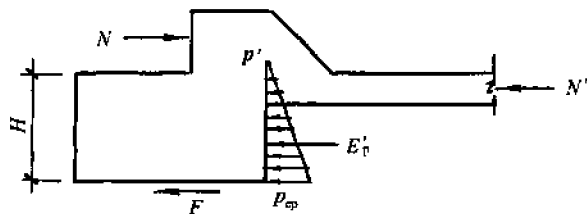


图 12-3 墩台式台座抗滑移验算简图

~0.50;

E'_p ——台座板底部和台墩背面上土压力的合力: $E'_p = \frac{(p_{ep} + p') (H - h) B}{2}$

p_{ep} ——台墩后面的最大的土压力

$$p_{ep} = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

p' ——台座板底部的土压力, $p' = \frac{h p_{ep}}{H}$;

γ ——土的重度;

φ ——土的内摩擦角, 对粉质粘土 $\varphi = 30^\circ$; 细砂 $\varphi = 20 \sim 30^\circ$; 中砂 $\varphi = 30 \sim 40^\circ$;

H ——台墩的埋设深度;

h ——台座板厚度;

B ——台墩宽度。

以上验算内考虑台面的水平力, 台墩侧壁土压力和台墩底部摩阻力共同工作。实际上混凝土的弹性模量 (C20 混凝土 $E_c = 2.6 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$), 与土的压缩模量 (低压缩性土 $E_s = 20 \text{ N/mm}^2$) 相差甚大, 两者难以共同工作, 而底部摩阻力也较小 (约占 5%), 可略去不计, 实际上作用于台墩上的水平力, 几乎全部传给台面, 因此当台墩与台面连接良好、能保证共同工作时, 亦可不作抗滑移验算, 而应验算台面的承载力。

2. 截面设计计算

(1) 台墩外伸部分 (图 12-4a)

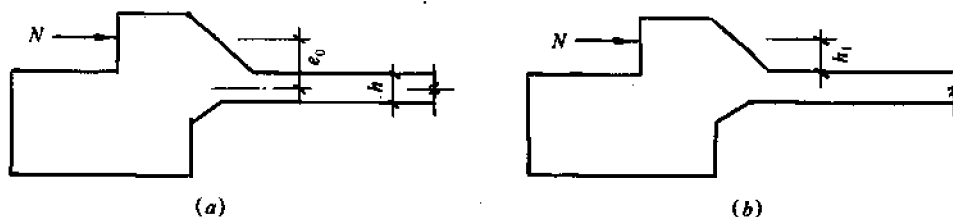


图 12-4 墩式台座截面计算简图

(a) 台墩外伸部分; (b) 牛腿

台墩的牛腿和延伸部分, 分别按钢筋混凝土结构的牛腿和偏心受压杆件计算, 如为大偏心, 则按下式计算:

$$N \leqslant f_{cm} b x + f'_y A'_s - f_y A_s \quad (12-4)$$

$$\text{或} \quad N e \leqslant f_{cm} b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + f'_y A'_s (h_0 - a'_s) \quad (12-5)$$

其中
$$e = \eta e_1 + \frac{h}{2} - a$$

式中 N ——作用外伸部分的轴力;

f_{cm} ——混凝土受弯曲强度设计值;

x ——混凝土受压区高度;

b ——截面的宽度;

h_0 ——截面的有效高度;

a'_s —— A'_s 的合力点到截面近边的距离;

f_y ——纵向受拉钢筋的强度设计值;

A_s 、 A'_s ——纵向受拉及受压钢筋截面面积;

e ——轴向力作用点至受拉钢筋合力点之间距离;

η ——偏心受压构件考虑挠曲影响的轴向力偏心距增大系数;

e_1 ——初始偏心距, $e_1 = e_0 + e_a$;

e_0 ——轴向力对截面重心的偏心距, $e_0 = M/N$;

e_a ——附加偏心距; $e_a = 0.12(0.3h - e_0)$, 当 $e_0 \geq 0.3h_0$ 时, 取 $e_a = 0$;

a ——纵向受拉钢筋合力点到截面近边的距离。

(2) 牛腿的配筋设计 (图 12-4b)

包括纵向受拉钢筋、斜截面强度和抗裂度计算 (略) 配筋构造如图 12-5 所示。

(3) 钢横梁计算

钢横梁按承受均布荷载的简支梁计算;

横梁承受的最大弯矩, 按下式计算:

$$M = \frac{1}{8}ql^2 \quad (12-6)$$

其中

$$q = \frac{N}{l} \quad (12-7)$$

式中 M ——钢梁承受的最大弯矩;

q ——承力钢板传给每根钢横梁的均布荷载;

N ——传给钢横梁的荷载;

l ——横梁的跨度。

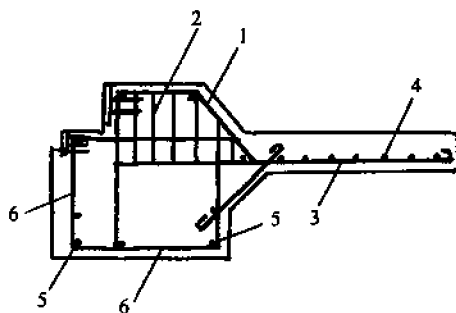


图 12-5 台墩、台面及牛腿配筋图

1— $\Phi 16 \sim 20$ 钢筋; 2— $\Phi 8 \sim 10$ 钢筋; 3— $\Phi 10 @ 200$ 钢筋;
4— $\Phi 8 @ 200$ 钢筋; 5— $8 \Phi 10$ 钢筋; 6— $\Phi 6 @ 200$ 箍筋

在求得 M 值之后, 按下式验算或选用钢横梁:

$$W \geq \frac{M}{f} \quad (12-8)$$

钢横梁的剪应力按下式复核:

$$V = \frac{1}{2}ql \quad (12-9)$$

$$\tau = \frac{V}{A} \leq f_v \quad (12-10)$$

式中 W ——钢梁的截面抵抗矩;

f ——钢材的抗拉、抗弯强度设计值;

V ——作用于钢横梁的剪力;

τ ——钢横梁的剪应力;

f_v ——钢材抗剪强度设计值;

A ——钢横梁的截面面积。

其他符合意义同前。

钢横梁应有足够的刚度,以减少张拉预应力钢筋时的预应力损失,钢横梁的变形按下式验算:

$$w_{\max} = \frac{5ql^2}{384EI} \leq [w] = \frac{l}{400} \quad (12-11)$$

式中 $w_{\max}$ ——钢梁的挠度;

E ——钢材的弹性模量;

I ——钢梁的惯性矩;

$[w]$ ——钢梁的允许挠度,应小于 $l/400$,但不大于 2mm。

如钢横梁的挠度不能满足要求,应增强刚度。预应力筋的定位板必须安装准确,其挠度不大于 1mm。

三、台面计算

台面计算参见“12.2.1 普通混凝土台面计算”一节。

【例 12-1】 预应力墩式台座,尺寸如图 12-6 所示。已知张拉力 $N = 1150\text{kN}$, $G_1 = 230\text{kN}$, $G_2 = 100\text{kN}$, 传力墩之间距离 $B = 4.0\text{m}$, 台墩用 C20 混凝土, I 级钢筋, 台面厚度为 100mm, $N' = 300\text{kN/m}$, $\mu = 0.35$, 地基为砂质粘土, $\gamma = 18\text{kN/m}^3$, $\varphi = 30^\circ$ 。试验算台座抗倾覆、抗滑移稳定性,并进行截面设计,确定钢梁截面。

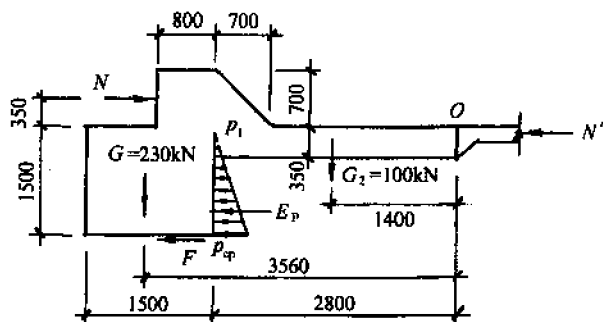


图 12-6 墩式台座计算尺寸

【解】 (1) 抗倾覆验算

因埋置不深,且在开挖土方时后面土被扰动,可忽略土压力作用。

平衡力矩 $M_1 = G_1 l_1 + G_2 l_2 = 230 \times 3.5 + 100 \times 1.4 = 945\text{kN}\cdot\text{m}$

倾覆力矩 $M = N h_1 = 1150 \times 0.35 = 403\text{kN}\cdot\text{m}$

抗倾覆安全系数

$$K = \frac{M_1}{M} = \frac{945}{403} = 2.34 > 1.5 \quad \text{安全}$$

(2) 抗滑移验算

$$N' = 300 \times 4 = 1200\text{kN}$$

$$F' = \mu(G_1 + G_2) = 0.35(230 + 100) = 116\text{kN}$$

台座底部的被动土压力:

$$\begin{aligned} p_{ep} &= \gamma H \left[\lg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - \lg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \\ &= 1.8 \times 1.5 (\lg^2 60^\circ - \lg^2 30^\circ) = 72\text{kN/m}^2 \\ p' &= \frac{h p_{ep}}{H} = \frac{0.35 \times 72}{1.5} = 16.8\text{kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E'_p &= \frac{(p_{ep} + p')(H - h)B}{2} \\
 &= \frac{(72 + 16.8)(1.5 - 0.35) \times 4}{2} \\
 &= 204 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

抗滑安全系数

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{N' + F + E'_p}{p} = \frac{1200 + 116 + 204}{1150} \\
 &= 1.32 > 1.3 \quad \text{安全}
 \end{aligned}$$

(3) 截面设计

1) 牛腿配筋计算

$$h_0 = 1500 - 40 = 1460 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{Nh_1}{0.85h_0f_g} = \frac{1150 \times 350 \times 10^3}{0.85 \times 1460 \times 210} \\
 &= 1544 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

设计规范规定, 当采用 I 级钢筋时, 纵向受拉钢筋的最小配筋率 $\left(\frac{A_s}{bh_0}\right)$ 不应小于 0.2%, 现 A_s 小于规范规定, 故取

$$A_s = 0.002 \times 700 \times 1460 = 2044 \text{ mm}^2$$

选用 6 ϕ 22mm 钢筋, $A_s = 2281 \text{ mm}^2$

2) 弯起钢筋 A_s 计算

$$\text{本台座} \quad \frac{h_1}{h_0} = \frac{350}{1460} = 0.24 < 0.3$$

故应按规范要求配筋:

$$A_s = 0.0015bh_0 = 0.0015 \times 700 \times 1460 = 1533 \text{ mm}^2$$

选用 6 ϕ 18mm 钢筋, $A_s = 1526 \text{ mm}^2$

3) 牛腿采用水平箍筋 ϕ 10 且双肢箍, 间距 100mm, 满足规范要求 (规范要求: 在牛腿上部 $\frac{2}{3}h_0$ 的范围内水平箍筋总截面面积不少于承受竖向力的受拉钢筋截面面积的 $\frac{1}{2}$)。

4) 裂缝控制验算

$$N \leq \frac{\beta f_{tk} b h_0}{0.5 + h_1/h_0}$$

式中 β ——裂缝控制系数, 取 $\beta = 0.80$

$$\begin{aligned}
 N &= \frac{0.80 \times 1.1 \times 700 \times 1460}{0.5 + \frac{350}{1460}} = 1215800 \text{ N} \\
 &= 1215.8 \text{ kN} > N = 1150 \text{ kN} \quad \text{安全}
 \end{aligned}$$

5) 台座板配筋的计算

已知 $h = 350 \text{ mm}$, $h_0 = 350 - 35 = 315 \text{ mm}$, $a = 35 \text{ mm}$, $b = 4000 \text{ mm}$, $f_{cm} = 11 \text{ N/mm}^2$, $f_y = 210 \text{ N/mm}^2$ 。

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{1150 \times 350}{1150} = 350\text{mm} > 0.3 \times 315 \\ = 94.5\text{mm}$$

$$\therefore e_a = 0$$

$$\varphi = \frac{l_0}{h} = \frac{2800}{350} = 8, \text{ 故不考虑挠度对纵向力偏心距的影响。}$$

$$e = e_0 + \frac{h}{2} - a = 350 + \frac{350}{2} - 35 \\ = 490\text{mm}$$

$$x = \frac{1150000}{4000 \times 11} = 26.1\text{mm}$$

$$A_s = \frac{1150000 \times 490 - 11 \times 4000 \times 26.1 \left(315 - \frac{26.1}{2} \right)}{210(315 - 35)} \\ = 3686\text{mm}^2$$

选用 26 根 $\phi 14$ 钢筋, $A_s = 4000\text{mm}^2$ (上层钢筋在非牛腿部分弯至底部)。底板箍筋用 $\phi 6@300\text{mm}$ 。

(4) 钢横梁计算

钢梁承受的均布荷载

$$q = \frac{1150}{3.3} = 348.5\text{kN/m}$$

$$M = \frac{1}{8}ql^2 = \frac{1}{8} \times 348.5 \times 3.3^2 \\ = 474.4\text{kN} \cdot \text{m}$$

钢梁需要的截面抵抗矩:

$$W = \frac{M}{f} = \frac{474.4 \times 10^6}{315} = 1506 \times 10^3\text{mm}^3$$

$$\text{用 16Mn 钢, 2 工 406, } W_x = 1140 \times 10^3 \times 2 = 2280 \times 10^3\text{mm}^3 \\ > 1506 \times 10^3\text{mm}^3 \quad \text{可}$$

钢梁的剪力

$$V = \frac{1}{2}ql = \frac{1}{2} \times 348.5 \times 3.3 = 575\text{kN}$$

钢梁的剪应力:

$$\tau = \frac{V}{F} = \frac{575 \times 10^3}{9410 \times 2} = 30.6\text{N/mm}^2 \\ < f_v = 185\text{N/mm}^2$$

钢梁变形值

$$w_{\max} = \frac{5ql^4}{384EI} \\ = \frac{5 \times 348.5 \times 3300^4}{384 \times 2 \times 10^5 \times 22780 \times 10^4 \times 2}$$

$$= 5.9\text{mm} < \frac{l}{400} = \frac{3300}{400} = 8.3\text{mm}$$

因 $2\text{mm} < w_{\max} < 8.3\text{mm}$, 不能满足要求, 改用 I56b, $I = 68512\text{mm}^4$, 重算 $w_{\max} = 1.97\text{mm} < 2\text{mm}$

故, 可满足要求。

12.1.2 预应力槽式台座计算

预应力槽式台座由锚固端柱、张拉端柱、传力柱、台面及上下横梁等受力构件组成。可做成整体式的或装配式的。前者为现浇钢筋混凝土; 后者传力柱用预制柱装配而成, 一般多作成装配式的。传力柱可分段制作, 每段长 5~6m。台座的总长度一般 45~76m, 宽度随构件外形及制作方式而定, 一般每条生产线宽 1.0~2.0m。台座构造如图 12-7 所示, 这种台座既可承受张拉力, 又可作养生槽用。适用于生产张拉力和倾覆力矩均较大的中型预应力构件, 如吊车梁、屋架等。

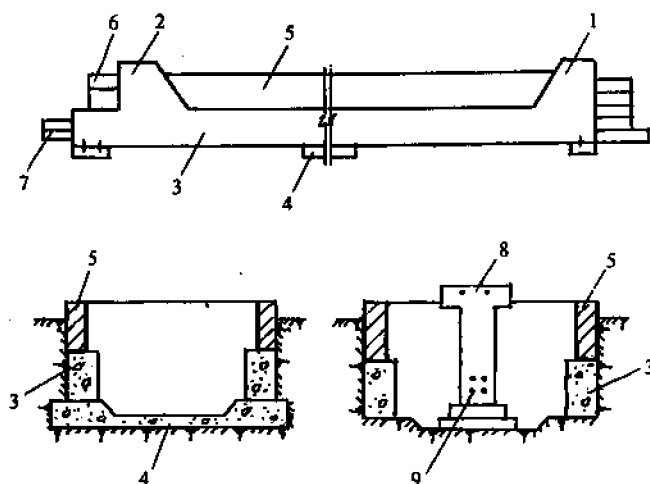


图 12-7 槽式台座构造

1—锚固端柱; 2—张拉端柱; 3—传力柱; 4—基础板; 5—砖墙; 6—上横梁;
7—下横梁; 8—吊车梁; 9—吊车梁预应力筋

一、端柱计算

1. 抗倾覆稳定性验算

整体式槽式台座的端柱不需作抗倾覆稳定性验算。装配式端柱应作抗倾覆稳定性验算。

一般当吊车梁底部的部分预应力筋切断掉 (如 4 根切断掉 2 根) 时为最不利状态, 此时产生的抗倾覆力矩最小。

(1) 锚固端柱稳定性验算 (图 12-8a)

设砖墙每米长重力为 q_1 , 传力柱每米长重力为 q_2 ; 锚固端柱一段及基础板一半的重力为 G_1 ; 张拉端端柱一段及基础板一半的重力为 G_2 ; 上横梁一半重力为 G_3 ; 下横梁一半重力为 G_4 。

又设上部预应力钢筋的压力为 N_1 ; 下部除去断掉的预应力钢筋后剩下的预应力钢筋

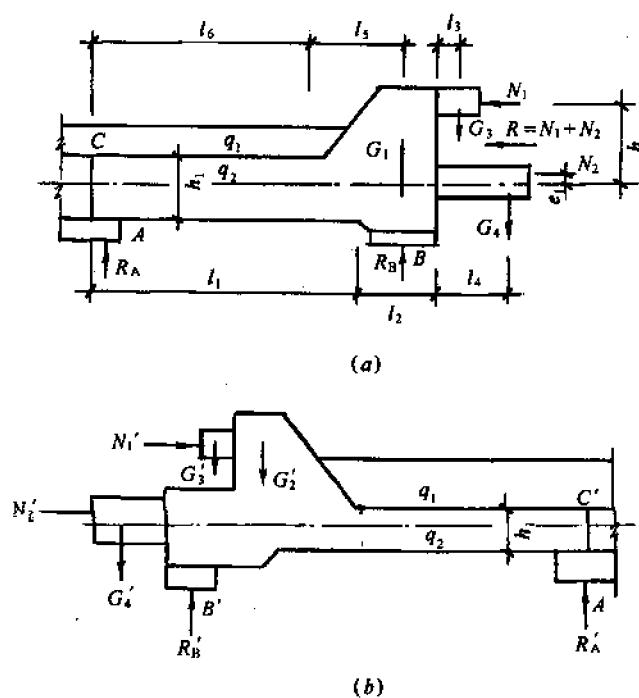


图 12-8 槽式台座抗倾覆验算

(a) 锚固端抗倾覆验算; (b) 张拉端抗倾覆验算

对一根端柱的压力为 N_2 , 则锚固端柱的抗倾覆可按下式验算:

$$K = \frac{M_r}{M_{ov}} = \frac{M_1 + M_2}{M_{ov}} \geq 1.5 \quad (12-12a)$$

其中 $M_r = M_1 + M_2 \quad (12-12b)$

$$= \left[N_2 \left(\frac{h_1}{2} - e_1 \right) \right] + [G_3(l_1 + l_2 + l_3) + G_4(l_1 + l_2 + l_4) + G_1(l_5 + l_6) + \frac{1}{2}(q_1 + q_2)l_6^2]$$

$$M_{ov} = N_1 \left(h - \frac{h_1}{2} \right) \quad (12-12c)$$

式中 K ——抗倾覆安全系数, 一般不小于 1.5;

M_r ——抗倾覆力矩;

M_{ov} ——倾覆力矩;

M_1 ——构件底部切除部分预应力筋后剩余预应力筋产生的抗倾覆力矩;

M_2 ——锚固端自重力产生的抗倾覆力矩;

$l_1, l_2 \dots l_n$ ——构件各部分的相对关系;

对 $G_1, G_2 \dots G_4$ 等应先求出它们作用力的位置, 以确定对绕 C 点取力矩的距离。

(2) 张拉端柱稳定性验算 (图 12-8b)

取 C' 点的力矩来进行抗倾覆稳定性验算, 其计算方法与锚固端柱相同。

2. 弯矩计算

(1) 锚固端柱的弯矩 (图 12-9a)

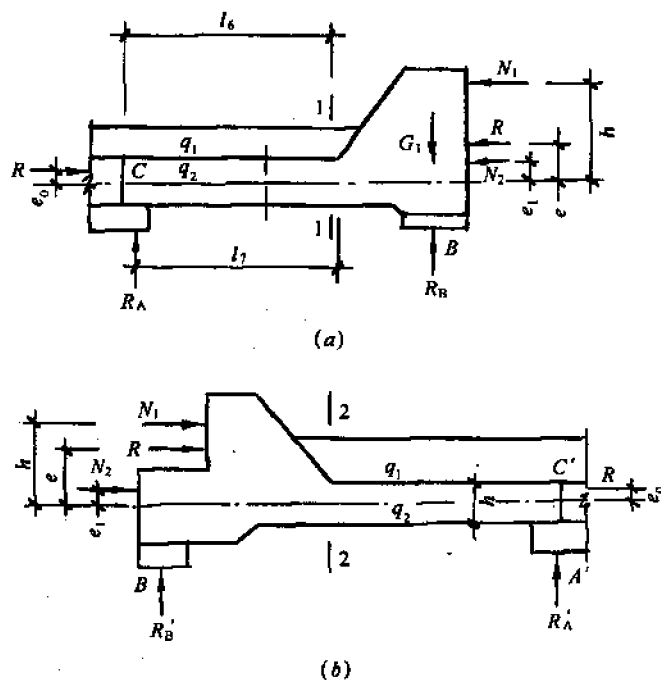


图 12-9 端柱弯矩计算简图

(a) 锚固端柱弯矩计算; (b) 张拉端柱弯矩计算

先根据平衡条件取 $\sum M_c = 0$, 求出传力柱对端柱的反力 R 位置 e_0 , 再取 $M_B = 0$ (或 $\sum M_A = 0$), 求出支座反力 R_A (或 R_B)。由计算知, 一般在 1-1 截面处的弯矩较大, 可作控制截面的弯矩, 即:

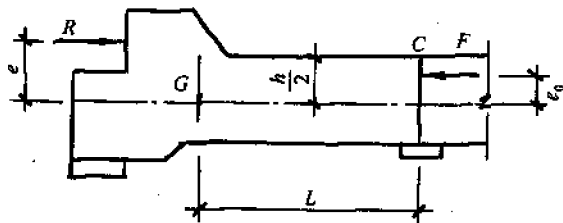
$$M_{1-1} = R_A l_7 + R e_0 - \frac{1}{2} (q_1 + q_2) l_6^2 \quad (12-13)$$

为计算中间柱对端柱的反力 F , 需先求出反力作用点距截面中心的距离 e_0 , e_0 随着合力 R 的偏心距 e 的大小而变化, 当 R 作用于截面轴线 (即 $e = 0$), $e_0 = 0$; 当 R 对 C 点之力矩等于自重力 G (G —端柱全部自重力) 对 C 点的力矩时, $e = \frac{GL}{R} + \frac{h}{2}$, 此时 $e_0 = \frac{h}{2}$ 。

当张拉力合力 R 的实际作用点位于 $e = \frac{GL}{R} + \frac{h}{2}$ 与 $e = 0$ 之间时, 可用以下插入法求解 e_0 (图 12-10):

$$e_0 = e \cdot \frac{\frac{h}{2}}{\frac{GL}{R} + \frac{h}{2}} \quad (12-14)$$

式中 G ——端柱自重力;
 R ——预应力筋张拉力的合力;
 L ——端柱重心至 C 点的距离;

图 12-10 计算 e_0 值简图

h ——传力柱截面高度;
 e ——张拉力合力作用点的偏心距。

(2) 张拉端柱的弯矩 (图 12-9b)

计算方法与锚固端柱相同, 以 M_{2-2} 作为控制截面的弯矩。

3. 配筋计算

一般按钢筋混凝土偏心受压构件进行配筋。

二、传力柱计算

1. 计算长度确定

传力柱按偏心受压柱计算。其计算长度 l_0 可按式确定:

$$l_0 = 2 \cdot \sqrt{\frac{Re}{\rho A}} \quad (12-15)$$

式中 R ——预应力筋张拉力之合力;

e ——张拉力合力作用点之偏心距;

A ——传力柱横截面积;

ρ ——混凝土的重力密度。

2. 传力柱弯矩计算

分两种情况计算: (1) 在全部预应力钢筋产生的合力 R_1 作用下; (2) 下部部分预应力筋切断后, 在剩余预应力筋产生的合力 R_2 作用下。

在全部预应力筋产生的合力 R_1 作用下, 传力柱的受力情况及符号见图 12-11。

用与端柱中“弯矩计算”相同的方法, 求传力柱反力位置 e_0 , 取 $\sum M_B = 0$, 求出底板反力 R_D , 然后再求出最大弯矩所在

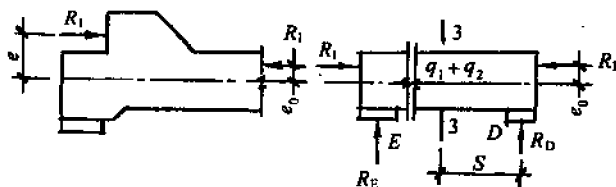


图 12-11 传力柱计算简图

截面 3-3 距 R_D 的距离 S , 则最大弯矩 M_{3-3} 为:

$$M_{3-3} = R_D \cdot S + R_1 e_0 + \frac{1}{2} (q_1 + q_2) S^2 \quad (12-16)$$

同理, 可以求得切断掉部分的预应力筋后, 剩下的预应力筋在传力柱上产生的最大弯矩值。

3. 配筋计算

分别按上述两种情况, 即: (1) $N_1 = R_1$ 和 $M_{\max}$; (2) $N_2 = R_2$ 和 $M_{\max}$ 的内力组合, 按钢筋混凝土偏心受压构件计算进行截面配筋 (略)。

三、横梁计算

按两端支承于端柱上的简支梁计算, 其最大弯矩 M 和切力 V 由下式计算:

$$M = \frac{1}{4} Nl \quad (12-17)$$

$$V = \frac{N}{2} \quad (12-18)$$

式中 N ——作用于横梁中点的集中力, 由于横梁由两片组成, $N=2N_1$ (或 $2N_2$);
 l ——横梁跨度, 等于台座两根传力柱之间的距离。

根据求出的 M 、 V 值, 按钢筋混凝土受弯构件进行截面计算配筋。一般下横梁的截面尺寸较大, 实为一根深梁, 因此要适当增设必要的构造配筋。

【例 12-2】 预应力槽式台座, 构造尺寸如图 12-12 所示。已知上部预应力筋的张拉力 $N_1=160\text{kN}$, 下部预应力筋的张拉力 $N_2=560\text{kN}$, 砖砌体重度 $\gamma_1=18\text{kN/m}^3$, 混凝土重度 $\gamma=25\text{kN/m}^3$, 试验算台座的稳定性和计算张拉端柱的轴力和控制弯矩。

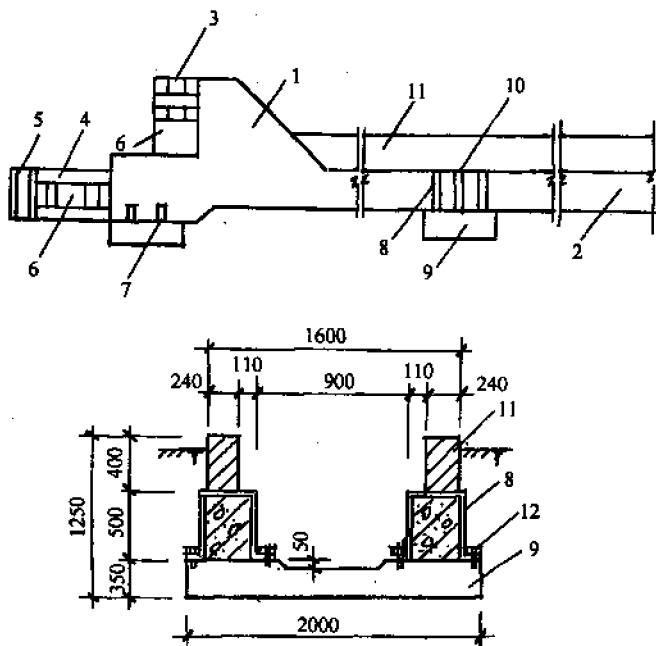


图 12-12 槽式台座构造及尺寸

1—张拉端柱; 2—传力柱; 3—上横梁; 4—下横梁; 5—钢梁; 6—垫块; 7—连接铁件;
 8—卡环; 9—基础板; 10—砂浆嵌缝; 11—砖墙; 12—锚固螺栓

【解】 (1) 台座自重

砖墙每 1m 长所受重力

$$q_1 = 0.24 \times 0.4 \times 1 \times 18 = 1.73\text{kN/m}$$

传力柱每 1m 长所受重力:

$$q_2 = 0.5 \times 0.35 \times 1 \times 25 = 4.37\text{kN/m}$$

张拉端柱顶部 (2.4m 长) 一段及二分之一支座底板所受的重力经计算

$$G_1 = 26.5\text{kN}$$

二分之一上横梁所受的重力 $G_3 = 2.6\text{kN}$

二分之一下横梁所受的重力 $G_4 = 7.0\text{kN}$

槽式台座张拉端柱受力简图如图 12-13 所示。

(2) 抗倾覆验算

取 C 点为倾覆旋转中心, 由式 (12-12c) 得:

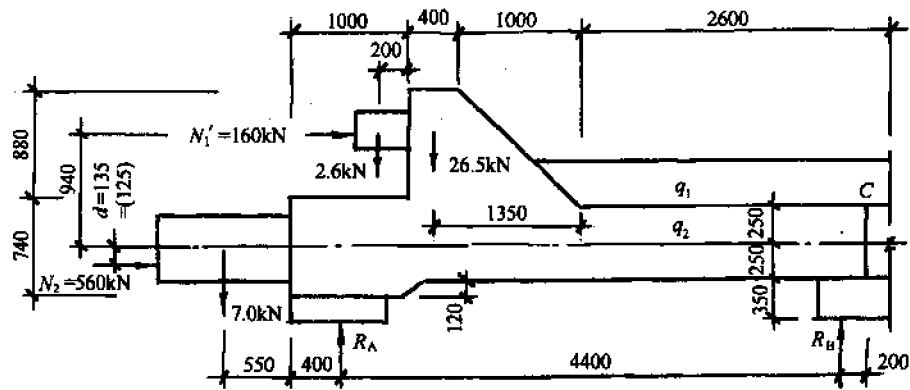


图 12-13 槽式台座张拉端柱受力简图

$$M_{ov} = N_1 \left(h - \frac{h_1}{2} \right) = 160 \times \left(0.94 - \frac{0.5}{2} \right) = 110 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

平衡力矩由式 (12-12b)

$$M_1 = 560(0.25 + 0.125) = 210 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = 7 \times 5.5 + 2.6 \times 4.2 + 26.5 \times 3.95 + (1.73 + 4.37) \frac{2.6^2}{2} \\ = 175 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由式 (12-12a) 抗倾覆稳定系数为:

$$K = \frac{M_1 + M_2}{M_{ov}} = \frac{210 + 175}{110} = 3.5 > 1.5 \quad \text{可}$$

(3) 轴力及弯矩计算

张拉的合力 (轴力) $N = 160 + 560 = 720 \text{ kN}$

合力离柱轴线距离 $e = 0.112 \text{ m}$

根据平衡条件 $\sum M_c = 0$ 或式 (12-14) 求得传力柱对端柱的反力 R 的位置 $e = 0.066 \text{ m}$

张拉端柱弯矩计算简图如图 12-14 所示。

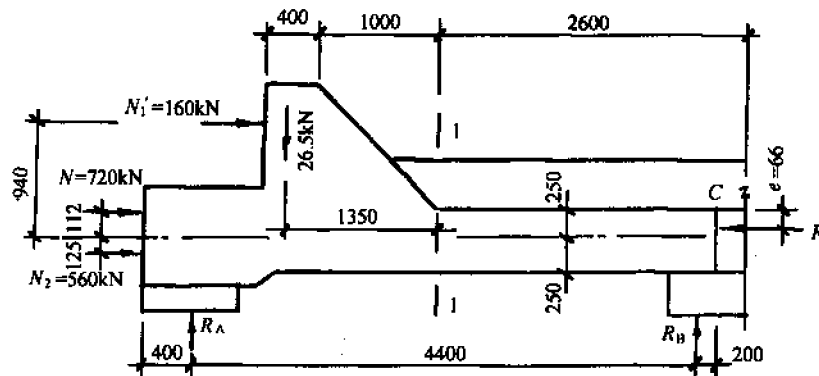


图 12-14 张拉端柱弯矩计算简图

取 $\sum M_A = 0$ 得

$$R_B \times 4.4 - 26.5 \times 0.65 - (1.73 + 4.37) \times 2.6 \left(\frac{2.6}{2} + 2 \right) - 2.6 \times 0.4 - 720 \times 0.112 + 720 \times 0.066 = 0$$

解之得 $R_B = 23.6 \text{ kN}$

由式(12-13)知在1-1截面处的控制弯矩为

$$M_{1-1} = 23.6(2.6 - 0.2) + 720 \times 0.066 - \frac{1}{2}(1.73 + 4.37) \times 2.6^2 = 83.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

故张拉端的轴力为720kN, 控制弯矩为83.5kN·m。

12.1.3 预应力构架式台座计算

预应力构架式台座多采用装配式的, 由多个1m宽、重约2.4t的三角形块体组成, 构造如图12-15所示。每一块体能承受的拉力约130kN, 可根据台座需要的张拉力, 设置一定数量的块体组成。适用于张拉力不大的中、小型构件。

台座的计算与墩式台座基本相同, 包括台座稳定性验算、台座内力计算与截面计算、对地基强度的验算等, 但不考虑台面的受力。

一、稳定性验算(图12-16)

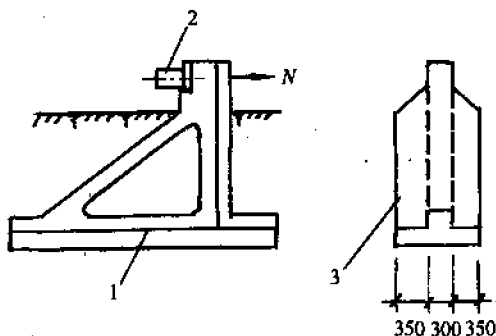


图 12-15 构架式台座构造

1—m宽三角形混凝土块体; 2—承力架; 3—块体

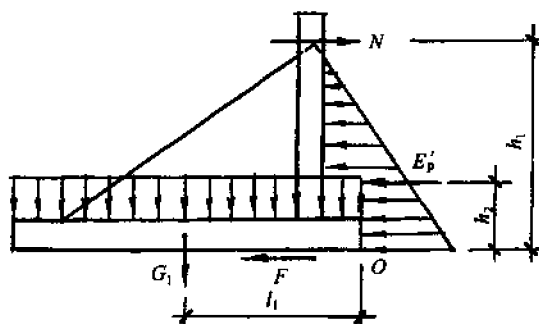


图 12-16 构架式台座稳定性验算简图

1. 抗倾覆验算

构架式台座的抗倾覆验算可按式(12-19)进行

$$K = \frac{M_r}{M_{ov}} = \frac{G_1 l_1 + E'_p h_2}{N h_1} \quad (12-19)$$

式中 K ——按倾覆安全系数, 一般不小于1.5;

M_{ov} ——预应力筋对台座的倾覆力矩;

M_r ——抗倾覆力矩, 由台座自重力和土压力等产生;

N ——预应力筋的张拉力;

h_1 ——张拉力至台座底的距离;

G_1 ——构架式台座和上部土的自重力;

l_1 —— G_1 合力点至台座端 o 点的距离;

E'_p ——构架式台座后面的被动土压力合力;

h_2 ——被动土压力合力作用点至倾覆转动点 o 的距离。

2. 抗滑移验算

构架式台座抗滑移验算, 可按式(12-20)进行:

$$K_c = \frac{N_1}{N} = \frac{F + E'_p}{N} \geq 1.3 \quad (12-20)$$

式中 K_c ——抗滑移安全系数, 一般不小于 1.3;

N ——作用于台座的水平滑移力, 即预应力筋的张拉力;

N_1 ——台座总抗水平滑移力, $\sum N_1 = F + E'_p$;

F 、 E'_p 符号意义和取值方法同墩式台座。

二、台座内力计算与截面计算

立柱可简化视作一根悬臂梁来计算 (图 12-17a)。作用在梁上的荷载有拉力 N 、土压力合力 E'_p , 应用结构力学方法求解一次超静定结构, 可得到内力 M 、 R 、 V , 再据此进行截面计算。

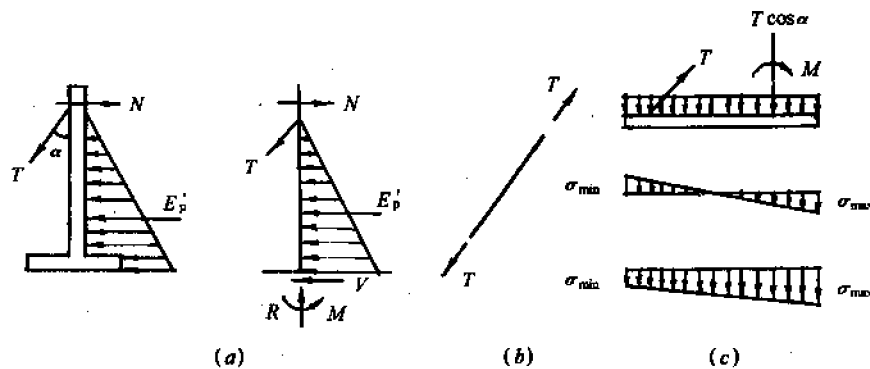


图 12-17 构架式台座计算简图

(a) 立柱; (b) 斜杆; (c) 底座

对于斜杆, 可按轴心受拉构件考虑。从立柱计算中, 可得到支座反力 R , 则 $T = R / \cos \alpha$, 按照 $\sigma = \frac{T}{A} \leq f$ 验算截面 (图 12-17b)。

对底座, 可将立柱和斜柱杆求得的内力作为外荷载作用在其上面, 再加上土体荷载、地基反力进行分析, 可求出每一截面上的内力, 据此进行截面设计。

三、地基强度验算

对地基强度的验算 (图 12-17c), 可按式(12-21)进行:

$$\sigma_{\max}^{\min} = \frac{M}{W} \pm \frac{N}{A} \quad (12-21)$$

式中 $\sigma_{\max}^{\min}$ ——构架式台座作用于地基上的最大或最小应力;

M ——作用于构架式台座地基的弯矩;

W ——构架式台座底面的抵抗矩;

N ——作用于构架式台座地基上的垂直荷载；

A ——构架式台座的底面积。

求得的地基反力，其值应小于地基承载力设计值。

四、钢横梁计算

对钢横梁的计算，与墩式台座相同。

【例 12-3】 预应力构架式台座，尺寸如图 12-18 所示。已知作用于每 1m 台座上的张拉力 $N=50\text{kN}$ ，台座及土的自重力 $G_1=85\text{kN}$ ，土的重度 $\gamma=18\text{kN/m}^3$ ，内摩擦角 $\varphi=30^\circ$ ，摩擦系数 $\mu=0.35$ ，试验算台座的抗倾覆和抗滑移稳定性。

【解】 (1) 抗倾覆验算

后座前土压力忽略不计，台座后面的最大土压力：

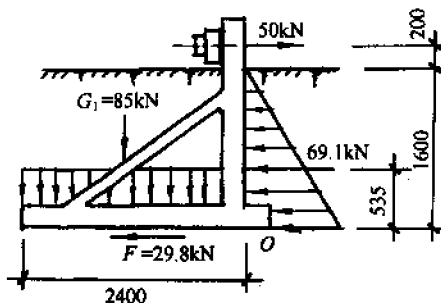


图 12-18 构架式台座尺寸

$$\begin{aligned} E'_p &= \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \frac{18 \times 1.6^2}{2} \times \tan^2 \left(45^\circ + \frac{30}{2} \right) \\ &= 69.1 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_r = G_1 l_1 + E'_p h_2 = 85 \times 1.2 + 69.1 \times \frac{1.6}{3} = 138.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ov} = N \cdot h_1 = 50 \times 1.8 = 90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

由式 (12-19) 抗倾覆安全系数为：

$$K = \frac{M_r}{M_{ov}} = \frac{138.8}{90} = 1.54 > 1.5 \quad \text{可}$$

(2) 抗滑移验算

台座总抗水平滑移力：

$$\Sigma P = F + E'_p = 85 \times 0.35 + 69.1 = 98.9 \text{ kN}$$

由式 (12-20) 抗滑移安全系数为：

$$K = \frac{F + E'_p}{N} = \frac{98.9}{50} = 1.98 > 1.3 \quad \text{可}$$

故台座抗倾覆和抗滑移稳定性均满足要求。

12.1.4 预应力换埋式台座计算

预应力换埋式台座由钢立柱、横梁、预制混凝土挡板和砂床组成 (图 12-19)。这种台座特点是：用砂床埋住挡板、立柱，以代替现浇混凝土台墩，具有拆迁方便，可多次周转使用等优点。适用于临时性预制场生产预应力圆孔板和预应力折板等张拉力不大的中、小型构件。

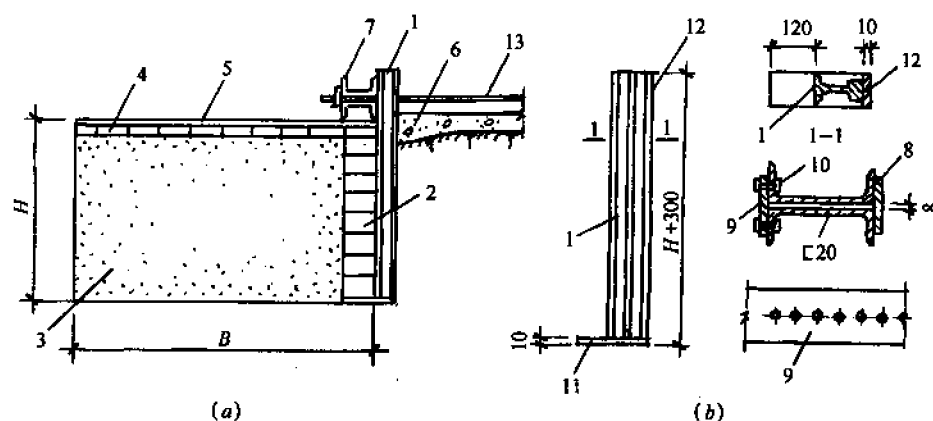


图 12-19 换埋式台座构造

(a) 台座构造简图; (b) 立柱、横梁

1—43kg/m 旧钢轨立柱@1.0~1.2m; 2—预制混凝土挡板(旧楼板或小梁); 3—砂床, 分层夯实; 4—铺砌红砖;
5—抹水泥砂浆 20~30mm; 6—混凝土台面; 7—2 号 C 20 槽钢横梁; 8—8mm 厚连接板; 9—钢丝定位板;
10—连接螺栓; 11—下托板; 12—前贴板; 13—预应力筋

一、台座抗倾覆(埋设深度)计算

将立柱和挡板视作一刚性挡土墙, 设土面倾角 α 、墙背倾角 β 、墙背摩擦角 δ 均等于零, 立柱和挡板的自重略去不计。台座张拉时产生的倾覆力矩, 将由立柱下部另侧被动土压力产生的抗倾覆力矩平衡(因挡板与台面下的土不紧密接触, 主动土压力可不考虑), 倾覆点位于立柱与台面接触处, 于是, 由图 12-20 得(取单位宽度计算):

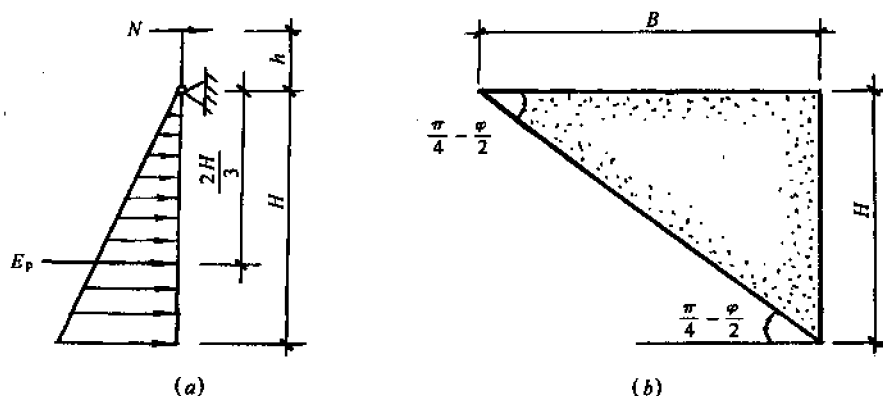


图 12-20 砂床深度和宽度计算简图

(a) 砂床深度计算简图; (b) 砂状宽度计算简图

$$M = N \cdot h$$

$$\begin{aligned} M_1 &= E_p \times \frac{2H}{3} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \times \frac{2}{3} H \\ &= \frac{1}{3} \gamma H^3 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \end{aligned}$$

令 $M = M_1$, 化简后乘以一安全系数 K 得:

$$H = \sqrt[3]{\frac{3KNh}{\gamma \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)}} \quad (12-22)$$

式中 H ——台座埋设深度 (m);

N ——台座每米张拉力 (kN/m);

h ——张拉力作用点距台面高度 (m);

γ ——砂土的重力密度 (kN/m³);

φ ——砂土的内摩擦角 (°); 按表 12-1 取用;

K ——抗倾覆安全系数, 一般取 1.5。

为使用方便, 根据式 (12-22) 计算出不同 φ 值和不同张拉倾覆力矩的台座埋深如表 12-2, 可供查用。

砂类土内摩擦角 φ 计算值 (°)

表 12-1

砂 土 类 别	孔 隙 比		
	0.41~0.50	0.51~0.60	0.61~0.70
砾砂和粗砂	41°	38°	36°
中 砂	38°	36°	33°
细 砂	36°	34°	30°

不同张拉倾覆力矩的台座埋深 (m)

表 12-2

H M_{ov} φ	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
30°	0.98	1.23	1.41	1.55	1.67	1.78	1.87	1.96	2.04	2.11
32°	0.95	1.20	1.37	1.51	1.63	1.73	1.82	1.91	1.98	2.05
34°	0.93	1.17	1.34	1.47	1.59	1.68	1.77	1.85	1.93	2.00
36°	0.90	1.13	1.30	1.43	1.54	1.64	1.72	1.80	1.87	1.94
38°	0.87	1.10	1.26	1.39	1.50	1.59	1.67	1.75	1.82	1.88
40°	0.85	1.07	1.23	1.35	1.45	1.54	1.62	1.70	1.77	1.83

注: 表中砂土重力密度取 $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$ 。 M_{ov} 为每米台座上所作用的倾覆力矩 (kN·m)。

二、砂床宽度计算

根据土压力原理, 当 $\alpha = \beta = \delta = 0$ 时, 挡板背后将被挤出的土楔与水平线成 $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ 的角度 (图 12-20b)。由于砂床表面为水平面, 它与滑面之间的夹角亦为 $\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ 。由几何关系, 砂床的最小宽度, 可由下式计算:

$$B = \frac{H}{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (12-23)$$

式中 B ——砂床的宽度 (m);

H ——台座(砂床)的埋置深度(m);

φ ——砂土的内摩擦角($^{\circ}$)。

根据式(12-23)可算得:当 $\varphi=40^{\circ}$ 时, $B=2.14H$; 当 $\varphi=35^{\circ}$ 时, $B=1.91H$; 当 $\varphi=30^{\circ}$ 时, $B=1.73H_0$

【例12-4】 预应力换埋式台座, 已知每米台座上的张拉力 $N=50\text{kN}$, 张拉力作用点距台面高度 $h=0.6\text{m}$, 采用砂床, 砂土的重度 $\gamma=16\text{kN/m}^3$, 内摩擦角 $\varphi=36^{\circ}$, 试求台座的埋设深度和砂床宽度。

【解】 取 $K=1.5$, 由式(12-22)得:

$$H = \sqrt[3]{\frac{3KNh}{\gamma \lg^2\left(45^{\circ} + \frac{\varphi}{2}\right)}} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 1.5 \times 50 \times 0.6}{16 \times \lg^2\left(45^{\circ} + \frac{36^{\circ}}{2}\right)}}$$

$$= 1.30\text{m}$$

台座埋设宽度由式(12-23)得:

$$B = \frac{H}{\lg\left(45^{\circ} - \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{1.3}{\lg\left(45^{\circ} - \frac{36^{\circ}}{2}\right)}$$

$$= 2.55\text{m}$$

12.2 混凝土台面计算

12.2.1 普通混凝土台面计算

普通混凝土台面, 一般是在夯实的地面上铺设一层 $100\sim 200\text{mm}$ 厚碎石, 夯压密实, 再在其上浇筑一层厚 $60\sim 100\text{mm}$ 厚的混凝土而成。要求密实具有一定的抗压强度, 能承受预应力台座端头张拉传来的水平力, 其水平承载力可按式计算:

$$P = \frac{\varphi A f_c}{K_1 K_2} \quad (12-24)$$

式中 P ——台面的水平承载力;

φ ——轴心受压纵向弯曲系数, 取 $\varphi=1$;

A ——台面截面面积;

f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值;

K_1 ——超载系数, 取 1.25 ;

K_2 ——考虑台面截面不均匀和其他影响因素的附加安全系数, 取 $K_2=1.5$ 。

台面伸缩可根据当地温差和经验设置, 一般约为 10m 设置一条, 也可采用预应力混凝土滑动台面, 不留施工缝, 计算参见12.2.2一节。

【例12-5】 预应力墩式台座台面, 已知张拉力 $N=1350\text{kN}$, 台面宽 3.6m , 厚 80mm , 在靠近台墩 10m 范围内加厚至 100mm , 混凝土用C15, $f_c=7.5\text{N/mm}^2$, 试求台面承载力是否满足要求。

【解】 由式(12-24)台面的水平承载力为:

$$P = \frac{\varphi A f_c}{K_1 K_2} = \frac{1 \times 100 \times 3600 \times 7.5}{1.25 \times 1.5} \\ = 14.4 \times 10^5 \text{N} = 1440 \text{kN}$$

台面水平承载力 $1440 \text{kN} > 1350 \text{kN}$, 故满足要求。

12.2.2 预应力混凝土台面计算

普通混凝土台面由于受温差的影响, 常会出现不同程度的开裂, 使台面使用寿命缩短和构件质量下降。为了克服这一缺陷, 国内有些构件预制厂采用了预应力混凝土滑动台面。

预应力混凝土台面的构造如图 12-21 所示。其做法是在原有的台面或新浇的混凝土基层上刷隔离剂, 张拉应力钢丝, 浇筑混凝土面层。待混凝土达到放张强度后再切断钢丝, 台面就发生滑动, 这种台面可避免出现裂缝。

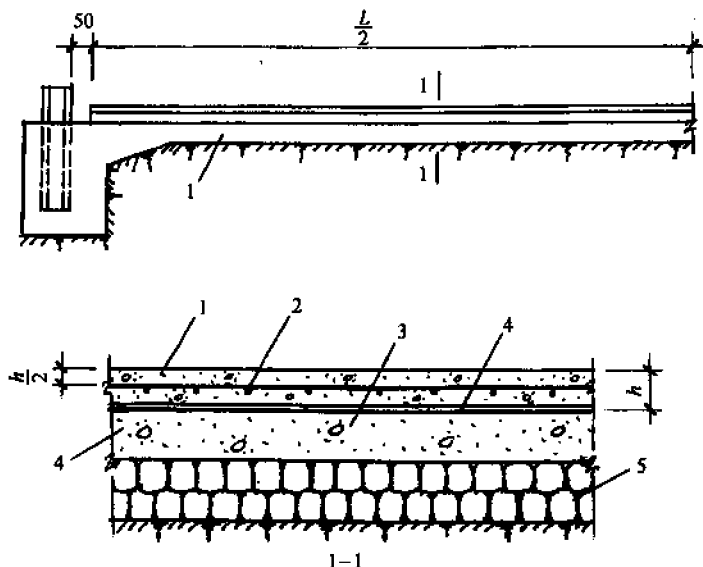


图 12-21 预应力混凝土滑动台面构造

1—预应力滑动台面; 2—预应力钢丝 $\phi 40@250\text{mm}$; 3—混凝土基层或旧台面
4—隔离层 (塑料薄膜或废机油滑石粉); 5—垫层

一、台面温度应力计算

由于预应力台面设置隔离层, 可降低面层与基层之间的摩擦阻力, 在降温温差作用下面层产生收缩变形, 当其克服了摩擦阻力之后便可自由滑动, 于是温度应力不再增加, 由此可知面层的温度应力主要与摩擦阻力有关, 其大小可按下式计算 (图 12-22)。

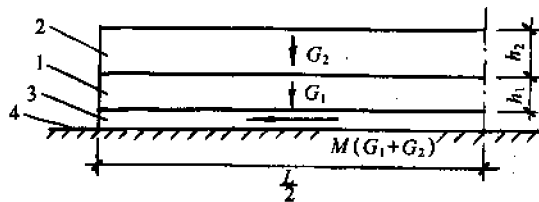


图 12-22 预应力混凝土台面温度应力计算简图

1—预应力混凝土面层; 2—台面上的构件; 3—隔离层; 4—基层

$$\begin{aligned}\sigma_t &= \frac{\mu(G_1 + G_2)}{Bh_1} \cdot K_t = \frac{\mu(h_1 + h_2)B \cdot \frac{L}{2}}{bh_1} \cdot K_t \\ &= 0.5\mu\rho \left(1 + \frac{h_2}{h_1}\right) L \cdot K_t\end{aligned}\quad (12-25)$$

$$\text{或} \quad \sigma_t = 0.65\mu\rho \left(1 + \frac{h_2}{h_1}\right) L \quad (12-26)$$

式中 σ_t ——台面由于温差引起的温度应力；

μ ——台面与混凝土基层之间的摩擦系数，采用不同隔离层材料的摩擦系数可按表 12-3 取用；

G_1 ——台面混凝土自重；

G_2 ——台面上构件等荷载；

L ——台面长度；

B ——台面宽度；

h_1 ——预应力混凝土台面厚度；

h_2 ——台面上构件或堆积物等的折算厚度；

ρ ——台面混凝土及其上构件或堆积物的重力密度；

K_t ——由于台面上生产构件的预应力筋锚固影响而使面层的温度应力增大的附加系数，根据测试，一般取 $K_t = 1.3$ 。

采用不同隔离层材料的摩擦系数 μ 值

表 12-3

项 次	隔 离 层 材 料	摩 擦 系 数 μ 值
1	塑料薄膜+滑石粉	0.5~0.6
2	塑料薄膜+薄砂层	0.8
3	废机油二度+滑石粉	0.6~0.7
4	皂脚废机油	0.65

二、台面预应力计算

为了使预应力混凝土台面不出现裂缝，台面的预压应力应符合下列要求：

$$\sigma_{pc} > \sigma_t - 0.5f_{tk} \quad (12-27)$$

$$\text{其中} \quad \sigma_{pc} = \frac{N_{po}}{A_0} = \frac{(\sigma_{con} - \sigma_L)A_p}{A_0} \quad (12-28)$$

式中 σ_{pc} ——台面的预压应力，即由于预加应力产生的混凝土法向应力；

σ_t ——台面由于温差引起的温度应力；

f_{tk} ——混凝土的抗拉强度标准值；

N_{po} ——预应力筋的合力；

A_0 ——台面面层的换算截面面积；

A_p ——预应力筋之截面面积；

σ_L ——预应力筋张拉控制应力； $\sigma_{con} = (0.75 \sim 0.80) f_{ptk}$ ；

f_{ptk} ——冷拔低碳钢丝的标准强度；

0.5——受拉区混凝土塑性影响系数和混凝土拉应力限制系数的乘积。

三、台面钢丝选用及配置

预应力台面用的钢丝，可选用 $\phi^b 4 \sim 5$ 冷拔丝和 $\phi^K 5$ 刻痕钢丝居中配置。混凝土为 C30 和 C40。滑动台面预应力筋配置可参见表 12-4。

滑动台面预应力筋配置参考表

表 12-4

台面荷载 (kN/m ²)	台面厚度 h (mm)	滑动台面预应力钢筋配置			
		在下列台面长度 L_T (m)			
		50	75	100	125
2	60	$\phi^b 4 @ 75$	$\phi^b 4 @ 50$	$\phi^b 5 @ 50$	$\phi^K 5 @ 100$
	80	$\phi^b 4 @ 65$	$\phi^b 5 @ 65$	$\phi^b 5 @ 40$	$\phi^K 5 @ 90$
3	60	$\phi^b 4 @ 65$	$\phi^b 5 @ 65$	$\phi^b 5 @ 40$	$\phi^K 5 @ 90$
	80	$\phi^b 4 @ 50$	$\phi^b 5 @ 50$	$\phi^K 5 @ 100$	$\phi^K 5 @ 75$

注：1. 混凝土等级： $\phi^b 4 \sim 5$ 为 C30； $\phi^K 5$ 为 C40。

2. 张拉控制应力： $\phi^b 4$ ， $\sigma_{con} = 487 \text{ N/mm}^2$ ；

$\phi^b 5$ ， $\sigma_{con} = 450 \text{ N/mm}^2$ ；

$\phi^K 5$ ， $\sigma_{con} = 1050 \text{ N/mm}^2$ 。

3. 隔离剂 $\mu = 0.7$ ；如 $\mu > 0.7$ ，则配筋量按比例增加。

4. 预应力台面的长度 $L > 125 \text{ m}$ 时，宜设置横向缝一条。

【例 12-6】 构件预制厂预应力混凝土台面，长 100mm，厚 80mm，采用 C30 混凝土， $f_{cu,k} = 30 \text{ N/mm}^2$ ， $f_{tk} = 2 \text{ N/mm}^2$ ， $E_c = 3 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ ； $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ ，预应力筋采用 $\phi^b 5$ 冷拔丝， $f_{ptk} = 700 \text{ N/mm}^2$ ， $E_s = 2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ ，间距为 80mm。隔离层采用塑料薄膜 + 滑石粉， $\mu = 0.6$ 。台面上荷载的折算厚度 70mm，试计算台面上产生的温度应力和验算台面预压应力是否满足要求。

【解】 预应力台面面层的温度应力由式 (12-26) 得：

$$\begin{aligned}\sigma_t &= 0.65 \mu \rho \left(1 + \frac{h_2}{h_1} \right) L \\ &= 0.65 \times 0.6 \times 25 \times 10^{-6} \left(1 + \frac{70}{80} \right) \times 100 \times 10^3 \\ &= 1.83 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

取台面计算宽度 $b = 1 \text{ m}$ ，截面几何特征为：

$$A_p = 19.6 \times 12.5 = 245 \text{ mm}^2$$

$$A_0 = b h_1 + \frac{E_s}{E_c} A_p = 8.19 \times 10^4 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_{con} = 0.75 f_{ptk} = 525 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{L1} = \frac{a}{L} E_s = \frac{5}{100 \times 10^3} \times 2 \times 10^5 = 10 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{L4} = 0.085 \sigma_{con} = 44.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{Lr} = \sigma_{L1} + \sigma_{L4} = 54.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{per}} = \frac{(\sigma_{\text{con}} - \sigma_{Lr}) A_p}{A_0} = \frac{(525 - 54.6) \times 245}{8.19 \times 10^4} = 1.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{配筋率} \quad \rho = \frac{245}{8 \times 10^4} = 0.3\%$$

施加预应力时混凝土抗压强度取 $f'_{\text{cu}} = 0.75 f_{\text{cu,k}}$

$$\begin{aligned} \sigma_{L5} &= \frac{45 + 222 \sigma_{\text{per}} / f'_{\text{cu}}}{1 + 15\rho} \\ &= \frac{45 + (222 \times 1.3) / (0.75 \times 30)}{1 + 15 \times 0.3\%} = 55.3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_L = \sigma_{L1} + \sigma_{L5} = 54.6 + 55.3 = 109.9 \text{ N/mm}^2$$

预应力混凝土台面的预压应力由式 (12-28) 得:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{pc}} &= \frac{(\sigma_{\text{con}} - \sigma_L) A_p}{A_0} = \frac{(525 - 109.9) \times 245}{8.19 \times 10^4} \\ &= 1.24 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_t - 0.5 f_{\text{tk}} = 1.83 - 0.5 \times 2 = 0.83 \text{ N/mm}^2$$

由计算知台面预压应力 $\sigma_{\text{pc}} = 1.24 \text{ N/mm}^2 > 0.83 \text{ N/mm}^2$ 满足式 (12-27) 要求, 故该预应力混凝土台面不会开裂, 符合使用要求。

12.3 预应力筋张拉力和张拉力控制力计算

12.3.1 预应力筋张拉力计算

预应力张拉力大小对保证构件质量极为关键, 张拉力过高, 抗裂性虽好, 但使构件出现裂缝的荷载接近破坏荷载, 破坏前没有明显预告, 是不安全的。张拉力过大, 造成构件预拉区易出现裂缝或反拱值过大, 也是不利的。反之, 张拉阶段预应力损失值大, 建立的预应力值低, 则构件可能过早出现裂缝, 也是不安全的。因此设计施工中必须准确的计算预应力筋张拉力, 精心操作, 当遇到实际施工情况所产生的预应力损失与设计值不一致, 应调整好张拉力, 以准确建立预应力值。

预应力筋的张拉力, 一般根据设计要求的控制应力按下式计算:

$$P_j = \sigma_{\text{con}} \cdot A_p \quad (12-29)$$

式中 P_j ——预应力筋的张拉力;

σ_{con} ——预应力筋的张拉控制应力值;

A_p ——预应力筋的截面面积。

预应力筋的张拉控制应力 σ_{con} 按照《混凝土结构设计规范》(GBJ 10~89) 规定不宜超过表 12-5 的数据。

张拉控制应力 σ_{con} 允许值

表 12-5

项 次	预 应 力 钢 材 品 种	张 拉 方 法	
		先张法	后张法
1	碳素钢丝、刻痕钢丝、钢绞线	$0.75f_{\text{ptk}}$	$0.70f_{\text{ptk}}$
2	热处理钢丝、冷轧带肋钢丝、冷拔低碳钢丝	$0.70f_{\text{ptk}}$	$0.65f_{\text{ptk}}$
3	冷拉钢筋、精轧螺纹钢	$0.90f_{\text{pyk}}$	$0.85f_{\text{pyk}}$

注：1. f_{ptk} 为预应力筋极限抗拉强度标准值； f_{pyk} 为预应力筋屈服强度标准值。

2. 在下列情况下，表中 σ_{con} 允许提高 $0.05f_{\text{ptk}}$ 或 $0.05f_{\text{pyk}}$ ：

(1) 为了提高构件在施工阶段的抗裂性能而设置在使用阶段受压区的预应力筋；

(2) 为了部分抵消由于应力松弛、摩擦、钢筋分批张拉，以及预应力筋与张拉台座的温差因素产生的预应力损失；

3. 碳素钢丝、刻痕钢丝、钢绞线、热处理钢筋的张拉控制应力 σ_{con} 值不应小于 $0.4f_{\text{ptk}}$ ；冷轧带肋钢筋、冷拔低碳钢丝的 σ_{con} 值不宜低于 $0.4f_{\text{ptk}}$ ；冷拉钢筋的 σ_{con} 不宜小于 $0.5f_{\text{pyk}}$ 。

预应力筋张拉控制应力，应符合设计要求。施工时，预应力筋如需超张，其最大张拉控制应力 σ_{con} ；对冷拉钢筋为 $0.95f_{\text{pyk}}$ ；对冷拔钢丝与热处理钢筋为 $0.75f_{\text{ptk}}$ ；对碳素钢丝和钢绞线为 $0.8f_{\text{ptk}}$ 。但锚口下建立的预应力值不应大于 $0.85f_{\text{pyk}}$ 与 $0.75f_{\text{ptk}}$ 。

【例 12-7】住宅楼多孔板，用 $\phi^{\text{b}}4$ 预应力筋，单根钢丝截面积 $A_p = 12.6\text{mm}^2$ ，已知其抗拉强度标准值 $f_{\text{ptk}} = 700\text{N/mm}^2$ ，张拉程序为 $0 \rightarrow 103\% \sigma_{\text{con}}$ ，试计算确定单根钢丝的张拉力。

【解】由表 12-5 知张拉控制应力 σ_{con} 允许值为 $0.75f_{\text{ptk}}$ ，则其张拉力应为：

$$\begin{aligned} P_j &= 0.70f_{\text{ptk}} \cdot 103\% A_p \\ &= 0.70 \times 700 \times 1.03 \times 12.6 \\ &= 6359\text{N} \approx 6.36\text{kN} \end{aligned}$$

故知多孔板单根预应力钢丝的张拉力为 6.36kN。

12.3.2 预应力筋有效预应力值计算

预应力筋中建立的有效预应力值可按式计算：

$$\sigma_{\text{pe}} = \sigma_{\text{con}} - \sum_{i=1}^n \sigma_{li} \quad (12-30)$$

式中 σ_{pe} ——预应力筋的有效预应力值；

σ_{con} ——预应力筋的张拉控制应力值；

σ_{li} ——第 i 项预应力损失值。

对碳素钢丝与钢绞线，其有效预应力值 σ_{pe} 不应大于 $0.6f_{\text{ptk}}$ 。

如设计上仅提供有效预应力值，则需计算预应力损失值，两者叠加，即得所需的张拉力。

【例 12-8】采用后张法张拉直径 20mm 的冷拉 II 级钢筋，已知各项预应力损失值合计 80N/mm^2 ，试求预应力筋的有效预应力值。

【解】已知 $\sum \sigma_{li} = 80\text{N/mm}^2$ ，

冷拉 II 级钢筋标准强度（即屈服点） $f_{\text{pyk}} = 450\text{N/mm}^2$ ；预应力钢筋的控制应力为：

$$\sigma_{\text{con}} = 0.85 f_{\text{pyk}} = 0.85 \times 450 = 382.5 \text{ N/mm}^2$$

预应力筋的有效预应力值由式 (12-30) 得:

$$\sigma_{\text{pe}} = \sigma_{\text{con}} - \sum_{i=1}^n \sigma_{li} = 382.5 - 80 = 302.5 \text{ N/mm}^2$$

故 预应力钢筋的有效预应力值为 302.5 N/mm^2 。

12.3.3 预应力筋张拉控制力计算

张拉预应力钢筋一般均利用油压千斤顶, 张拉力通过安设于输油管路上的压力表测定。当高压油液进入千斤顶油缸的同时, 显示在压力表上的读数乘以油缸的工作面积即得张拉控制力值:

$$N_{\text{con}} = A_y \cdot p \quad (12-31)$$

式中 N_{con} ——张拉控制力 (按预定的控制应力值乘以被张拉的钢筋面积);

A_y ——油缸的工作面积;

p ——压力表读数 (以 N/mm^2 计)。

由式 (12-31) 可知, N_{con} 与 p 成直线关系, 故可对每种类型的千斤顶绘制如图 12-23 所示图表, 供查用。但千斤顶的油缸与活塞接触部分, 输油管线的变向都存在摩阻力, 随使用期限而异, 故应定期校验成套张拉机具的摩阻力, 以求得准确的张拉力值。通常情况下, 式 (12-31) 仅供选用压力表最大读数, 或作为校验的参考数值, 对于张拉力值精确度要求不高的构件, 可根据实践经验适当增加摩阻力值后应用。

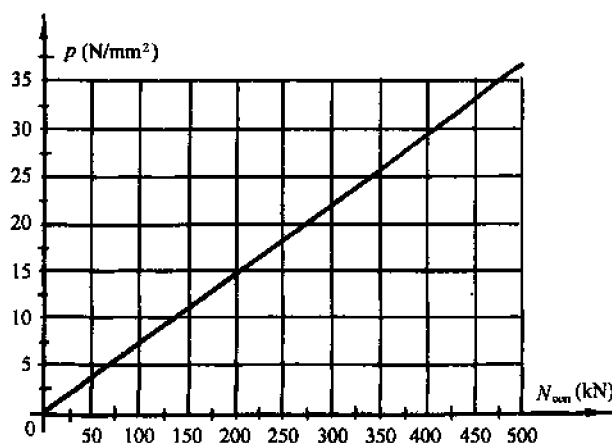


图 12-23 千斤顶 N_{con} 与 p 的关系图

12.4 预应力张拉设备选用计算

12.4.1 张拉设备需要能力计算

张拉设备所需要的张拉力, 由预应力钢筋要求的张拉力大小确定。预应力钢筋的张拉力由下式计算:

$$N = \sigma_{\text{con}} A_p n \quad (12-32)$$

式中 N ——预应力筋的张拉力 (N);

σ_{con} ——预应力筋的张拉控制应力 (N/mm²);

可按表 12-5 选用;

A_p ——每根钢筋的截面面积 (mm²);

n ——同时张拉的钢筋根数。

为安全可靠, 张拉设备的张拉能力, 一般取钢筋拉力的 1.5 倍左右, 即:

$$F = 1.5 \frac{N}{1000} \quad (12-33)$$

式中 F ——张拉设备所需要的张拉能力 (kN);

N ——预应力筋的张拉力 (N)。

【例 12-9】 采用后张法张拉 2 根直径 20mm 的冷拉Ⅲ级钢筋, 试计算需用张拉设备能力。

【解】 冷拉Ⅲ级钢筋标准强度 (即屈服点): $f_{\text{pyk}} = 500 \text{ N/mm}^2$

张拉控制应力 $\sigma_{\text{con}} = 0.85 f_{\text{pyk}} = 0.85 \times 500 = 425 \text{ N/mm}^2$

钢筋截面积 $A_p = 3.142 \text{ cm}^2$

钢筋根数 $n = 2$

张拉力 $N = \sigma_{\text{con}} A_p n = 425 \times 3.142 \times 100 \times 2$
 $= 267070 \text{ N}$

张拉设备需要吨位数, 由式 (12-33) 得:

$$F = 1.5 \times \frac{N}{1000} = 1.5 \times \frac{267070}{1000} = 400.6 \text{ kN}$$

故张拉设备需要能力为 400.6 kN。

12.4.2 张拉设备需要行程计算

油压千斤顶等张拉设备所需要的行程长度, 应满足预应力钢筋张拉时的伸长要求, 即:

$$l_s \geq \Delta l = \frac{\sigma_{\text{con}}}{E_s} \cdot L \quad (12-34)$$

式中 l_s ——千斤顶或其他张拉设备的行程长度 (mm);

Δl ——预应力钢筋张拉伸长值 (mm);

σ_{con} ——预应力钢筋张拉控制应力 (N/mm²), 按表 12-5 取用;

E_s ——预应力钢筋弹性模量 (N/mm²);

L ——预应力钢筋张拉时的有效长度 (mm)。

【例 12-10】 条件同例 12-9, 张拉时钢筋有效长度为 18.5m, $E = 1.8 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$, 试计算张拉设备需要行程。

【解】 钢筋张拉伸长值, 由式 (12-34) 得:

$$\Delta l = \frac{\sigma_{\text{con}}}{E_s} \cdot L = \frac{425 \times 18500}{1.8 \times 10^5} = 44 \text{ mm}$$

故张拉设备需要行程长度应大于 44mm, 可选用 600kN 拉杆式千斤顶, 张拉行程为 150mm, 足可满足要求。

12.4.3 张拉设备压力表选用计算

压力表上的压力读数是指张拉设备的工作油压面积 (活塞面积) 上每单位面积承受的壓力, 由下式计算:

$$p_n = \frac{N}{A_n} \quad (12-35)$$

式中 p_n ——计算压力表读数 (N/mm^2);

N ——预应力钢筋的张拉力 (N);

A_n ——张拉设备的工作油压面积 (mm^2)。

一般选用的压力表读数应计算 p_n 的 1.5~2.0 倍。

【例 12-11】 条件同例 12-9、例 12-10, 试选用压力表。

【解】 600kN 拉杆式千斤顶的工作油压面积 $A_n = 20000 \text{mm}^2$

压力表需要读数由式 (12-35) 得:

$$p_n = \frac{N}{A_n} = \frac{267070}{20000} = 13.35 \text{N}/\text{mm}^2$$

压力表最大读数应为 $2p_n = 2 \times 13.35 = 26.7 \text{N}/\text{mm}^2$

可选用最大读数为 $40 \text{N}/\text{mm}^2$ 的压力表。

12.4.4 张拉设备油管选用计算

用作张拉机具配套的输油管线一般采用紫铜管, 其管径的选用按“环箍应力”的计算方法计算:

$$\frac{p \cdot d_y}{2\delta_y} \leq [\sigma] \quad (12-36)$$

式中 p ——油压 (压力表读数) (N/mm^2);

d_y ——油管内径 (mm);

δ_y ——油管壁厚度 (mm);

$[\sigma]$ ——紫铜的许用应力, 取为 $80 \text{N}/\text{mm}^2$ 。

通常情况下, p 值不大于 $40 \text{N}/\text{mm}^2$ 时多用内径 5mm、外径 8mm、壁厚 1.5mm 的油管。

【例 12-12】 条件同例 12-11, 已知油压读数为 $40 \text{N}/\text{mm}^2$, 试选用需用紫铜油管规格。

【解】 拟选用内径 5mm, 壁厚 1.5mm 的油管, 由式 (12-36) 环箍应力为:

$$\sigma = \frac{pd_y}{2\delta_y} = \frac{40 \times 5}{2 \times 1.5} = 66.7 \text{N}/\text{mm}^2$$

由计算知 $\sigma = 66.7 \text{N}/\text{mm}^2$ 小于许用应力 $80 \text{N}/\text{mm}^2$, 故可选用内径为 5mm 壁厚为 1.5mm 的紫铜管。

12.5 预应力筋张拉伸长值计算

预应力筋张拉操作过程中, 均须预先计算出预应力筋的张拉伸长值, 作为确定预应力值和校核液压系统压力表所示值之用, 此外复核测定因摩擦阻力引起的预应力损失值, 选定锚具尺寸 (如确定垫块厚度和螺杆的螺丝长度) 等也都需要进行张拉伸长值计算。

12.5.1 张拉伸长值计算

预应力筋张拉伸长值 按弹性定理, 可按下式计算:

$$\Delta l = \frac{Pl}{A_p E_s} \quad (12-37)$$

式中 P ——预应力筋张拉力;

l ——预应力筋长度;

A_p ——预应力筋截面面积;

E_s ——预应力筋弹性模量, 宜由实测求得或按以下取用:

对碳素钢丝、冷拔低碳钢丝, 热处理钢筋 $E_s = 2.0 \times 10^5$

对刻痕钢丝、钢绞线、冷拉Ⅲ~Ⅳ级钢筋 $E_s = 1.8 \times 10^5$

先张法构件, 张拉力是沿着钢筋全长均匀建立的。后张法构件由于预应力筋与孔道之间存在摩擦阻力, 预应力筋沿长度方向各截面的张拉力, 沿钢筋全长并非均匀建立, 而是从张拉段开始向内逐渐减小。因此, 在应用式 (12-37) 时, P 应取为计算段内钢筋拉力的平均值。

但对曲线形预应力筋其伸长值可按以下分析计算:

如图 12-24 所示取一段曲线预应力筋, 起点拉力 P , 经过长度 l 之后终点处拉力 P_s , 取微段 ds 的拉力增量 $dP_s = \mu P_s d\theta$, 对 l 段积分:

$$\int_P^{P_s} \frac{dP_s}{P_s} = \int_0^\theta \mu d\theta$$

得

$$P_s = P \cdot e^{-\mu\theta} \quad (12-38)$$

参照以上分析, 如同时考虑孔道局部偏差对摩擦的影响, 则得:

$$P_s = P \cdot e^{-(kl + \mu\theta)} \quad (12-39)$$

式中 μ ——预应力筋与孔道壁之间的摩擦系数, 按表 12-8 取用;

k ——考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数, 按表 12-8 取用;

l ——从起点至计算截面的孔道长度 (m);

θ ——从起点至计算截面曲线孔道部分切线的夹角 (rad), $\theta = 0$, 即为直线段;

其他符号意义同前。

l 段内预应力拉力之平均值为:

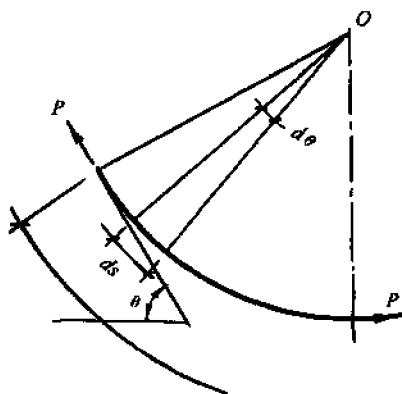


图 12-24 张拉伸长值计算简图

$$\bar{P} = \frac{1 - e^{-(kl + \mu\theta)}}{kl + \mu\theta} \cdot P \quad (12-40)$$

将上式 (12-40) 代入式 (12-37) 得:

$$\Delta l = \frac{\bar{P}l}{A_p E_s} = \frac{Pl}{A_p E_s} \left[\frac{1 - e^{-(kl + \mu\theta)}}{kl + \mu\theta} \right] \quad (12-41)$$

为了计算方便, 将上式 (12-41) 简化得:

$$\Delta l = \frac{Pl}{A_p E_s} \left(1 - \frac{kl + \mu\theta}{2} \right) \quad (12-42)$$

对于直线段预应力筋, 由于 k 值很小, 一般可不考虑孔道摩阻的影响, 直接按式 (12-37) 计算。

对于曲线段预应力筋的张拉伸长值, 一般应考虑摩阻的影响, 应采用繁式 (12-41) 或简化式 (12-42) 进行计算。

【例 12-13】 30m 预应力折线形屋架, 预应力筋采用 4-17 ϕ^s 5 钢丝束, $P = 350.2\text{kN}$ /束; 钢管抽芯成孔, $k = 0.0015$, 一端张拉。钢丝束长度 $l = 30.5\text{m}$, 试求其张拉伸长值。

【解】 当不考虑孔道摩阻影响, 由式 (12-37) 得:

$$\Delta l = \frac{Pl}{E_s A_p} = \frac{350.2 \times 10^3 \times 30.5 \times 10^3}{2.0 \times 10^5 \times 17 \times 19.6} = 160.3\text{mm}$$

考虑孔道摩阻影响, 由式 (12-42) 得:

$$\Delta l = \frac{Pl}{E_s A_p} \left(1 - \frac{kl}{2} \right) = 160.3 \left(1 - \frac{0.0015 \times 30.5}{2} \right) = 156.6\text{mm}$$

两者比较, 伸长值计算结果相差约 2.28%。

【例 12-14】 12m 预应力托架, 预应力筋采用 6-15 ϕ^s 5 碳素钢丝, $\sigma_{\text{con}} = 1020\text{N/mm}^2$, 两端张拉。波纹管成型孔道 $k = 0.0015$, $\mu = 0.25$ 。已知半榀托架的孔道直线段长度 4560mm, 曲线段长度为 1730mm, $\theta = 0.14\pi$; 构件端面至千斤顶卡盘的距离为 440mm, 试求此束钢丝的张拉伸长值。

【解】 计算简图见图 12-25, 直线段 AC 的伸长值

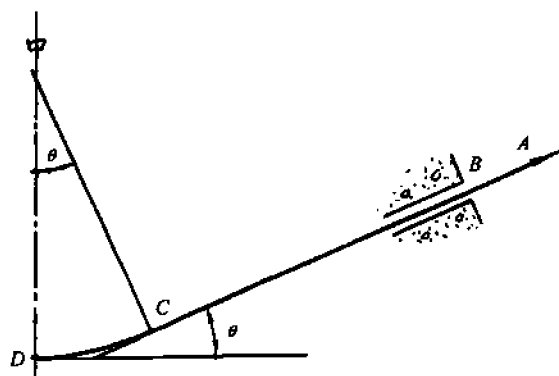


图 12-25 12m 托架张拉伸长值计算简图

$$\Delta l = \frac{\sigma_{\text{con}} l}{E_s} = \frac{1020(4560 + 440)}{2.0 \times 10^5} = 25.5\text{mm}$$

计算曲线段 CD 的伸长值

$$kl + \mu\theta = 0.0015 + 0.25 \times 0.14\pi = 0.1126$$

当不考虑摩阻影响, 由式 (12-37) 得:

$$\Delta l = \frac{\sigma_{\text{con}} l}{E_s} = \frac{1020 \times 1730}{2.0 \times 10^5} = 8.82\text{mm}$$

当考虑摩阻影响, 按繁式 (12-41) 计算得:

$$\Delta l = \frac{\sigma_{\text{con}} l}{E_s} \left[\frac{1 - e^{-(kl + \mu\theta)}}{kl + \mu\theta} \right] = 8.82 \left(\frac{1 - e^{-0.1126}}{0.1126} \right) = 8.34 \text{ mm}$$

考虑摩阻影响, 按简化式 (12-42) 计算得:

$$\Delta l = \frac{\sigma_{\text{con}} l}{E_s} \left(1 - \frac{kl + \mu\theta}{2} \right) = 8.82 \left(1 - \frac{0.1126}{2} \right) = 8.32 \text{ mm}$$

以繁式计算结果为准进行比较: 按简化式计算其差值为 0.24%; 按不考虑摩阻影响计算其差值为 5.8%。因此, 计算曲线段预应力筋伸长应考虑孔道摩阻影响, 其计算式可采用简化式。

∴ 该束钢丝的张拉伸长值为:

$$\Delta l = 2(25.5 + 8.32) = 67.6 \text{ mm}$$

12.5.2 多曲线段伸长值计算

对多曲线段或直线段与曲线段组成的曲线预应力筋, 张拉伸长值应分段计算, 然后叠加, 即:

$$\Delta L = \sum \frac{(\sigma_{i1} + \sigma_{i2}) L_i}{2E_s} \quad (12-43)$$

式中 σ_{i1} 、 σ_{i2} ——分别为第 i 线段两端的预应力筋拉力;

L_i ——第 i 线段预应力筋长度;

其他符号意义同前。

【例 12-15】 12m 梁的预应力筋为 5 Ⅱ₁₂, 长度: 直线段 $l_2 = 8\text{m}$, 曲线段 $l_1 = l_3 = 2.1\text{m}$, $\theta = 30^\circ$; 一端张拉, $P = 380\text{kN}$, 量测伸长的初拉力取 $P_0 = 38\text{kN}$; 胶管抽芯成孔, $k = 0.0015$, $\mu = 0.60$, 试求此束钢筋张拉伸长值。

【解】 自张拉端开始逐段计算伸长值 (图 12-26)

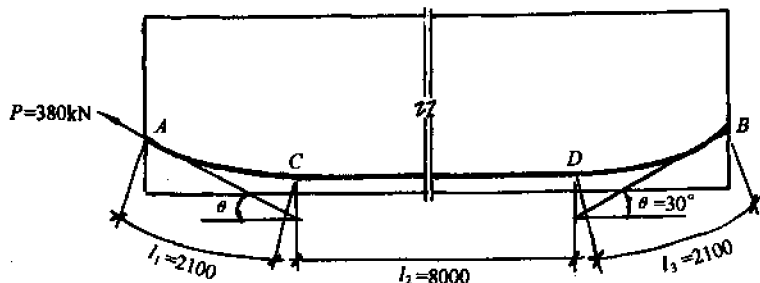


图 12-26 12m 梁张拉伸长值计算简图

A—张拉端; B—锚固端

(1) 曲线段 AC 设 $\sigma_{i1} = \sigma_{i2}$, 又 $\theta = 30^\circ = 0.5236\text{rad}$

$$kl + \mu\theta = 0.0015 \times 2.1 + 0.6 \times 0.5236$$

$$e^{-(kl + \mu\theta)} = 0.7281$$

$$P_A = P - P_0 = 380 - 38 = 342\text{kN}$$

$$\Delta l_1 = \frac{Pl_1}{A_p E_s} \left[\frac{1 - e^{-(kl + \mu\theta)}}{kl + \mu\theta} \right]$$

$$= \frac{342 \times 10^3 \times 2100}{5 \times 113.1 \times 1.8 \times 10^5} \times \frac{1 - 0.7281}{0.3173}$$

$$= 6.05 \text{mm}$$

(2) 直线段 CD

先求出 CD 段起点截面 C 处预应力筋拉力:

$$P_c = P_A \cdot e^{-(kl_2 + \mu\theta)} = 342 \times 0.7281 = 249 \text{kN}$$

$$\Delta l_2 = \frac{P_c l_2}{A_p E_s} = \frac{249 \times 10^3 \times 8000}{5 \times 113.1 \times 1.8 \times 10^5} = 19.58 \text{mm}$$

(3) 曲线段 DB

$$kl_3 + \mu\theta = 0.3173; \quad e^{-(kl_3 + \mu\theta)} = 0.7281$$

$$P_D = P_C = 249 \text{kN}$$

$$\Delta l_3 = \frac{249 \times 10^3 \times 2100}{5 \times 113.1 \times 1.8 \times 10^5} \times \frac{1 - 0.7281}{0.3173} = 4.40 \text{mm}$$

$$\Delta l_1 + \Delta l_2 + \Delta l_3 = 6.05 + 19.58 + 4.40 = 30.0 \text{mm}$$

推算初拉力 P_0 下的伸长 Δl_0

$$\Delta l_0 = \frac{P_0 \Sigma \Delta l}{P_A} = \frac{38 \times 30.0}{342} = 3.3 \text{mm}$$

∴ 此束预应力筋的总伸长:

$$\Delta l = 30.0 + 3.3 = 33.3 \text{mm}$$

12.5.3 抛物线型曲线伸长值计算

对抛物线型曲线 (图 12-27), 其伸长值可按式计算:

$$\Delta l = \frac{PL_T}{A_p E_s} \quad (12-44)$$

其中

$$L_T = \left(1 + \frac{8H^2}{3L^2}\right) L \quad (12-45)$$

$$\frac{\theta}{2} = \frac{4H}{L} \quad (12-46)$$

式中 L_T ——抛物线预应力的实际长度;

L ——抛物线的水平投影长度;

H ——抛物线的矢高;

θ ——从张拉端至计算截面曲线孔道部分的夹角 (rad);

其他符号意义同前。

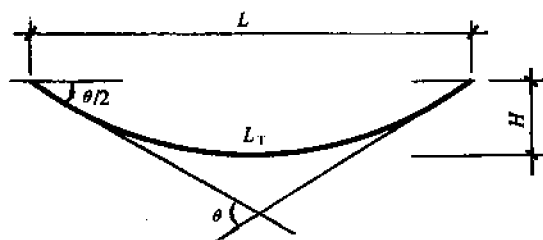


图 12-27 抛物线的几何尺寸

【例 12-16】 工业厂房双跨预应力混凝土框架, 其屋面连续梁的尺寸与预应力筋布置见图 12-28。预应力筋采用 2 束 $28\phi^5$ 钢丝束, 张拉控制应力 $\sigma_{con} = 0.75 \times 1600 = 1200 \text{N/mm}^2$ 。每束张拉力 $P_j = 658 \text{kN}$, $A_p = 5.49 \text{cm}^2$, $E_s = 2 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 。预应力筋孔

道采用国产 $\phi 55$ 波纹管, $k=0.003$, $\mu=0.3$, 试求屋面连续梁的张拉伸长值。

【解】 $\alpha = \frac{68}{550} = 0.124$; $\theta = \frac{4 \times 594}{9000} = 0.264$ (rad)

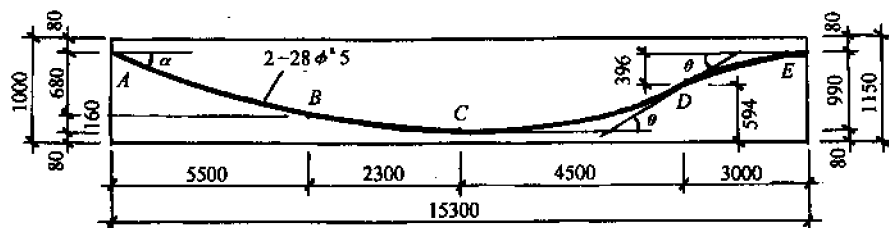


图 12-28 双跨屋面连续梁的尺寸及预应力筋布置

直线段

$$L_{T(A-B)} = \sqrt{550^2 + 68^2} = 554.2 \text{ cm}$$

抛物线段

$$\begin{aligned} L_{T(D-E)} &= \left(1 + \frac{8 \times 396^2}{3 \times 600^2} \right) \times 300 \\ &= 1.0116 \times 300 = 303.5 \text{ cm} \\ L_{T(C-D)} &= 1.0116 \times 450 = 455.2 \text{ cm} \\ L_{T(B-C)} &= 1.0116 \times 230 = 232.7 \text{ cm} \end{aligned}$$

各线段终点应力计算表

表 12-6

线段	L_T (m)	θ	$kL_T + \mu\theta$	$e^{-(kL_T + \mu\theta)}$	终点应力 (N/mm ²)
AB	5.5	0	0.0165	0.9836	1180
BC	2.3	0.124	0.0441	0.9569	1129
CD	4.5	0.264	0.0927	0.9115	1030
DE	3.0	0.264	0.0882	0.9156	943

预应力筋张拉伸长值, 按公式 (12-43) 与表 12-6 的数据, 分段计算至内支座处加倍得出:

$$\begin{aligned} \Delta L &= \frac{1}{2 \times 2 \times 10^5} [(1200 + 1180)5542 \\ &\quad + (1180 + 1129)2327 + (1129 + 1030)4552 \\ &\quad + (1030 + 943)3035] \times 2 \\ &= 85.95 \times 2 = 171.9 \text{ mm} \end{aligned}$$

12.6 预应力筋下料长度计算

预应力筋下料长度应按实际条件计算确定, 务求准确。下料长度过大, 非但浪费材料, 且在某种条件下无法锚紧或需加锚头, 从而影响结构安装质量; 下料过短, 则会使张拉夹具夹不上钢筋, 有可能导致整根预应力筋报废。

预应力筋下料长度的计算, 应考虑预应力钢材品种、锚具形式规格、焊接接头、镦粗头、冷拉拉长率、弹性回缩率、张拉伸长值、台座长度、构件孔道长度性能要求、张拉设

备以及施工工艺方法等因素。

12.6.1 冷拉钢筋下料长度计算

用螺丝端杆锚具，以拉杆或千斤顶，在构件上张拉时，下料长度可按图 12-29 所示尺寸计算：

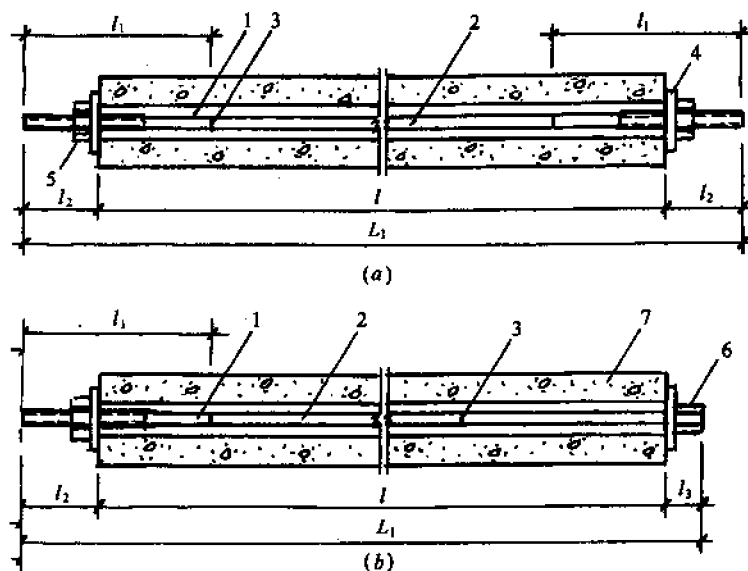


图 12-29 冷拉钢筋下料长度计算简图

(a) 两端用螺丝端杆锚具时；(b) 一端用螺丝端杆锚具时

1—螺丝端杆；2—预应力钢筋；3—对焊接头；4—垫板；5—螺母；

6—帮条锚具；7—混凝土构件

一、两端用螺丝端杆锚具时 (图 12-29a)

1. 预应力筋的成品长度 (冷拉后的全长) 按下式计算：

$$L_1 = l + 2l_2 \quad (12-47)$$

2. 预应力筋钢筋部分的成品长度按下式计算：

$$L_0 = L_1 - 2l_1 \quad (12-48)$$

3. 预应力筋钢筋部分的下料长度按下式计算：

$$L = \frac{L_0}{1 + r - \delta} + nl_0 \quad (12-49)$$

二、一端用螺丝端杆，另一端用帮条 (或墩头) 锚具时 (图 12-29b)

1. 预应力筋的成品长度，按下式计算：

$$L_1 = l + l_2 + l_3 \quad (12-50)$$

2. 预应力筋钢筋部分的成品长度按下式计算：

$$L_0 = L_1 - l_1 \quad (12-51)$$

3. 预应力筋钢筋部分的下料长度按下式计算：

$$L = \frac{L_0}{1 + r - \delta} + nl_0 \quad (12-52)$$

式中 L_1 ——预应力筋的成品长度;
 L_0 ——预应力筋钢筋部分的成品长度;
 L ——预应力筋钢筋部分的下料长度;
 l ——构件的孔道长度或台座长度 (包括横梁在内);
 l_2 ——螺丝端杆伸出构件外的长度;
对张拉端: $l_2 = 2H + h + 0.5\text{cm}$
对固定端: $l_2 = H + h + 1\text{cm}$
 H ——螺母高度;
 h ——垫板厚度;
 l_3 ——锚头或帮条锚具长度 (包括垫板厚度 h);
 l_0 ——每个对焊接头的压缩长度;
 n ——对焊接头的数量;
 r ——钢筋冷拉拉长率 (由试验确定);
 δ ——钢筋冷拉弹性回缩率 (由试验确定)。

【例 12-17】 用螺丝端杆锚具, 以拉杆式千斤顶张拉一批直径 28mm 钢筋, 其冷拉率确定 $r = 5\%$, 弹性回缩率 $\delta = 4\%$; 设有一个对焊接头, 其压缩长度 $l_0 = 30\text{mm}$, 现要求钢筋实际需用长度 $L_0 = 9.8\text{m}$, 试求钢筋下料长度。

【解】 钢筋下料长度, 由式 (12-49) 得:

$$\begin{aligned} L &= \frac{L_0}{1 + r - \delta} + nl_0 \\ &= \frac{9800}{1 + 0.05 - 0.004} + 1 \times 30 \\ &= 9399\text{mm} \end{aligned}$$

故 钢筋下料长度应为 9399mm。

【例 12-18】 24m 跨度的预应力折线形屋架, 配 4 根冷拉 45MnSiV₄ $\Phi 25$ 钢筋, 一端用螺丝端杆锚具, 另一端用帮条锚具, 采用 60t 拉伸机张拉, 构件孔道长 23.8m, 试计算钢筋下料长度。

【解】 已知 $l = 23800\text{mm}$, $l_1 = 320\text{mm}$, $H = 45\text{mm}$, $h = 25\text{mm}$, $l_3 = 70\text{mm}$, $l_2 = 2H + h + 5 = 2 \times 45 + 25 + 5 = 120\text{mm}$

预应力筋的成品长度, 由式 (12-50) 得:

$$\begin{aligned} L_1 &= l + l_2 + l_3 = 23800 + 120 + 70 \\ &= 23990\text{mm} \end{aligned}$$

预应力筋钢筋部分的下料长度, 由式 (12-51) 得:

$$\begin{aligned} L_0 &= L_1 - l_1 = 23990 - 320 \\ &= 23670\text{mm} \end{aligned}$$

由试验取 $r = 3\%$, $\delta = 0.35\%$, $n_1 = 2$, $l_0 = 25\text{mm}$

预应力筋钢筋部分的下料长度由式 (12-52) 得:

$$L = \frac{L_0}{1 + r - \delta} + nl_0$$

$$= \frac{23670}{1 + 0.03 - 0.0035} + 2 \times 25$$

$$= 23109\text{mm} = 23.109\text{m}$$

由计算知, 用 3 根 ($2 \times 9 + 5.109$) 加起来长度为 23.109mm。

12.6.2 钢丝束下料长度计算

一、采用钢质锥形锚具 以锥锚式千斤顶在构件上张拉
钢丝的下料长度, 可按图 12-30 所示尺寸计算:

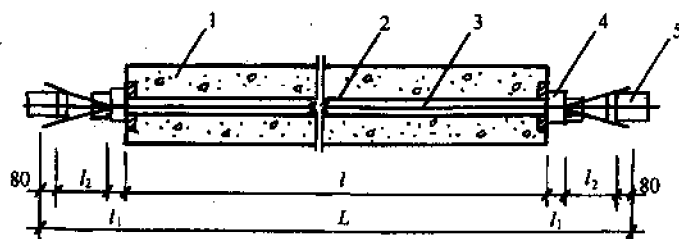


图 12-30 采用钢质锥形锚具时钢丝束下料长度计算简图

1—混凝土构件; 2—孔道; 3—钢丝束; 4—钢质锥形锚具; 5—锥锚式千斤顶

1. 当两端张拉时

$$L = l + 2(l_1 + l_2 + 80) \quad (12-53)$$

2. 当一端张拉时

$$L = l + 2(l_1 + 80) + l_2 \quad (12-54)$$

式中 L ——预应力钢丝的下料长度;

l ——构件的孔道长度;

l_1 ——锚环厚度;

l_2 ——千斤顶分丝头至卡盘外端距离, 对 YZ85 型千斤顶为 470mm (包括大缸伸出 40mm)。

二、采用镦头锚具 以拉杆式或穿心式千斤顶在构件上张拉

钢丝的下料长度应考虑钢丝束张拉锚具后螺母位于锚环中部, 按下式计算 (图 12-31):

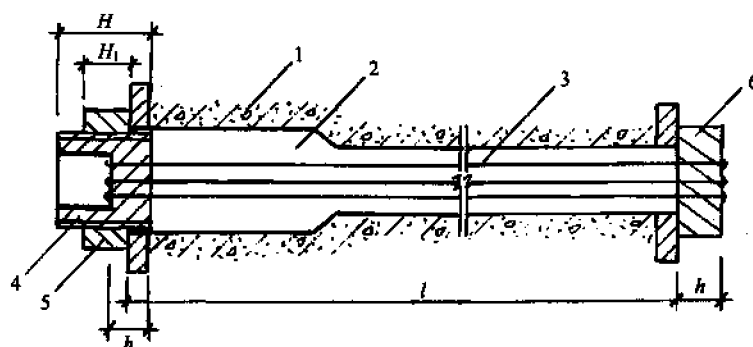


图 12-31 采用镦头锚具时钢丝下料长度计算简图

1—混凝土构件; 2—孔道; 3—钢丝束; 4—锚杯; 5—螺母; 6—锚板

$$L = l + 2(h + \delta) - K(H - H_1) - \Delta L - C \quad (12-55)$$

式中 L ——预应力钢丝的下料长度；
 l ——构件的孔道长度，按实际尺寸；
 h ——锚杯底部厚度或锚板厚度；
 δ ——钢丝镦头留量，对 ϕ^5 取 10mm；
 K ——系数，一端张拉时取 0.5，两端张拉时取 1.0；
 H ——锚杯高度；
 ΔL ——钢丝束张拉伸长值；
 C ——张拉时构件混凝土的弹性压缩值。

【例 12-19】 24m 跨度的钢丝束预应力屋架，下弦配 2 束钢丝束，每束 20 根 ϕ^5 碳素钢丝，采用钢质锥形锚具锚固，TD=60 型锥锚式千斤顶一端张拉，构件孔道长 $l = 23.8\text{m}$ ，试计算每根钢丝的下料长度。

【解】 已知 $l = 23800\text{mm}$ ， $l_1 = 55\text{mm}$ ， $l_2 = 640\text{mm}$
 一端张拉每根钢丝的下料长度，由式 (12-54) 得：

$$\begin{aligned} L &= l + 2(l_1 + 80) + l_2 \\ &= 23800 + 2(55 + 80) + 640 \\ &= 24710\text{mm} = 24.71\text{m} \end{aligned}$$

故，每根钢丝下料长度应为 24.71m。

12.6.3 钢绞线下料长度计算

采用夹片式锚具（如 JM、XM、QM 与 OVM 型等），以穿心式千斤顶在构件上张拉时，钢绞线束的下料长度可按图 12-32 所示尺寸计算：

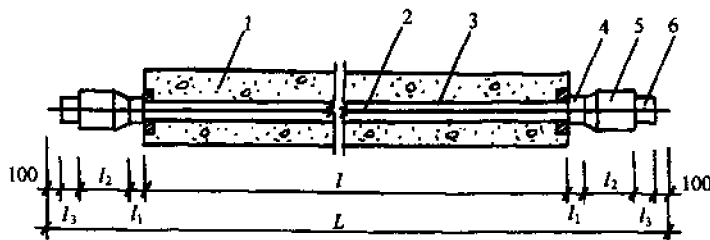


图 12-32 钢绞线下料长度计算简图

1—混凝土构件；2—钢绞线；3—孔道；4—夹片式工作锚；5—穿心式千斤顶；6—夹片式工具锚

1. 当两端张拉时

$$L = l + 2(l_1 + l_2 + l_3 + 100) \quad (12-56)$$

2. 当一端张拉时

$$L = l + 2(l_1 + 100) + l_2 + l_3 \quad (12-57)$$

式中 L ——预应力钢绞线束的下料长度；
 l ——构件的孔道长度；
 l_1 ——夹片式工作锚厚度；
 l_2 ——穿心式千斤顶长度；

l_3 ——夹片式工具锚厚度。

【例 12-20】 12m 吊车梁，配 4 根 5 ϕ 15mm 钢绞线，构件孔道长 11.8m，采用 YC60 型穿心式千斤顶两端张拉，用 JM 型夹片式锚具锚固，试计算钢绞线的下料长度。

【解】 由题意已知 $l = 11800\text{mm}$ ， $l_1 = 58\text{mm}$ ； $l_2 = 435\text{mm}$ ， $l_3 = 56\text{mm}$ 钢绞线两端张拉下料长度，由式 (12-56) 得：

$$\begin{aligned} L &= l + 2(l_1 + l_2 + l_3 + 100) \\ &= 11800 + 2(58 + 435 + 56 + 100) \\ &= 13098\text{mm} \approx 13.098\text{m} \end{aligned}$$

故 钢绞线的下料长度为 13.058m。

12.6.4 长线台座粗钢筋下料长度计算

长线台座分段钢筋下料长度可按图 12-33 所示尺寸计算：

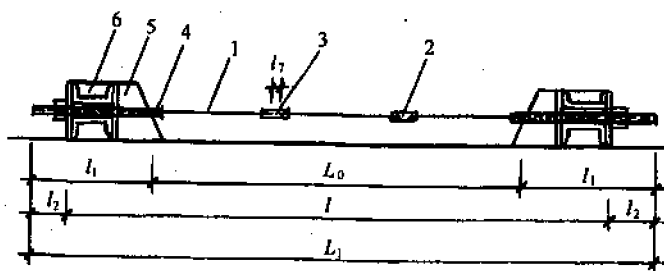


图 12-33 长线台座分段冷拉钢筋下料长度计算简图

1—分段预应力筋；2—墩头；3—钢筋连接器；4—螺丝端杆连接器；5—台座承力架；6—横梁

1. 预应力筋的成品长度按下式计算：

$$L_1 = l + 2l_2 \quad (12-58)$$

2. 预应力筋钢筋部分的成品长度按下式计算：

$$L_0 = L_1 - 2l_1 - (m - 1)l_7 \quad (12-59)$$

3. 预应力筋钢筋部分的下料长度按下式计算：

$$L = \frac{L_0}{1 + r - \delta} + ml_0 + 2ml_8 \quad (12-60)$$

式中 l ——长线台座（包括横梁、定位板在内）；

l_1 ——螺丝端杆长度（一般为 320mm）；

l_2 ——螺丝端杆伸出构件外的长度；

m ——钢筋分段数；

l_7 ——钢筋连接器中间部分的长度；

l_8 ——每个墩头的压缩长度；

其他符号意义同前。

【例 12-21】 采用先张法长线台座制作预应力吊车梁，长线台座长为 77.5m，预应力钢筋直径 20mm 的 45MnSiV 直条钢筋，每根长为 9m，使用 YC 型穿心式千斤顶在一端张拉，两端用螺丝端杆锚具，试计算预应力筋下料长度。

【解】 已知 $l = 77500\text{mm}$, 取 $l_1 = 320\text{mm}$, $H = 36\text{mm}$, $h = 16\text{mm}$, $l_7 = 60\text{mm}$, $m = 8$, $l_8 = 30\text{mm}$

张拉端 $l_2 = 2H + h + 5 = 2 \times 36 + 16 + 15 = 93\text{mm}$

锚固端 $l_2 = H + h + 10 = 36 + 16 + 10 = 62\text{mm}$

预应力筋的成品长度, 由式 (12-58) 得:

$$L_1 = l + 2l_2 = 77500 + 93 + 62 = 77655\text{mm}$$

预应力筋钢筋部分的成品长度, 由式 (12-59) 得:

$$\begin{aligned} L_0 &= l_1 - 2l_1 - (m - 1)l_7 \\ &= 77655 - 2 \times 320 - (8 - 1) \times 60 = 76595\text{mm} \end{aligned}$$

预应力筋钢筋部分的下料长度由式 (12-60) 得:

(取 $r = 3\%$, $\delta = 0.35\%$)

$$\begin{aligned} L &= \frac{L_0}{1 + r - \delta} + 2ml_8 \\ &= \frac{76595}{1 + 0.03 - 0.0035} + 2 \times 8 \times 30 \\ &= 75098\text{mm} \end{aligned}$$

12.6.5 电热法钢筋下料长度计算

一、后张预应力粗钢筋下料长度

可按图 12-34a 所示尺寸计算:

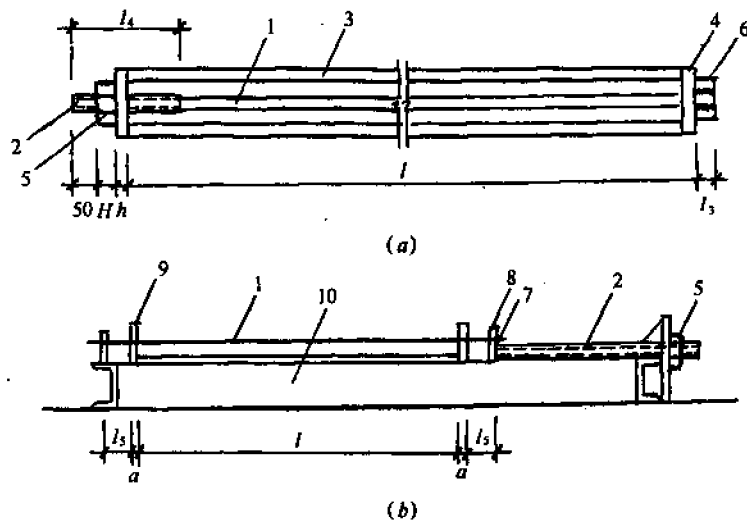


图 12-34 电热法钢筋下料长度计算

(a) 后张法预应力粗钢筋; (b) 先张预应力钢丝

1—预应力筋; 2—螺丝端杆; 3—混凝土孔道; 4—垫板; 5—螺母; 6—帮条锚具; 7—锚粗头;
8—梳筋板; 9—顶头模板; 10—钢模底板

$$L_0 = l + l_3 + h + H + l_4 + 30 \quad (12-61)$$

$$L = \frac{L_0}{1 + r - \delta} + n_1 l_1 + n_2 l_2 \quad (12-62)$$

二、先张预应力钢丝下料长度

可按图 12-34b 所示尺寸计算 (两端用镦粗头):

$$L_0 = l + 2a + 2l_5 \quad (12-63)$$

$$\Delta l = \frac{\sigma_{\text{con}}}{E_s} (l + 2a) + \sum \Delta t \quad (12-64)$$

$$L = L_0 - \Delta l + n_2 l_2 \quad (12-65)$$

式中 L ——预应力粗钢筋或钢丝的下料长度;

l_0 ——预应力钢筋部分的成品长度, 即钢筋的计算长度;

l ——构件孔道长度或模板台座长度 (包括横梁、定位板在内);

l_1 ——每个对焊接头的预留量 (一般为钢筋直径);

l_2 ——每个镦粗头的压缩长度;

n_1 ——对焊接头的数量;

n_2 ——镦粗头的数量;

l_3 ——镦头 (包括锚板) 或帮条锚具长度;

l_4 ——螺丝端杆长度 (一般为 32cm);

l_5 ——钢丝伸出模板端板至锚固板之间的距离;

h ——构件端部垫板厚度;

H ——螺帽高度;

r ——钢筋冷拉拉长率 (由试验确定);

δ ——钢筋冷拉后的弹性回缩值 (由试验确定);

a ——模板厚度;

σ_{con} ——预应力筋的张拉控制应力;

E_s ——预应力筋的弹性模量;

Δt ——电热预应力损失值;

Δl ——电热伸长值。

【例 12-22】 已知 18m 预应力折线屋架, 预留孔道长 17.8m, 预应力筋采用冷拉 20Mn2 Φ 28。采用电热法张拉, 一端用螺丝端杆锚具, 另一端用帮条锚具, 试计算钢筋下料长度。

【解】 已知孔道长度 $l = 17800\text{mm}$, 螺丝端杆长 $l_4 = 320\text{mm}$, 帮条锚具 (包括垫板) 长度 $l_3 = 70\text{mm}$, 测定钢筋 $r = 4\%$, $\delta = 0.3\%$, 考虑有 1 个对焊接头, $l_1 = 28\text{mm}$, 按公式 (12-61)、式 (12-62) 得:

$$\begin{aligned} L_0 &= l + l_3 + h + H - l_4 + 30 \\ &= 17800 + 70 + 25 + 50 - 320 + 30 = 17655\text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L &= \frac{L_0}{1 + r - \delta} + n_1 l_1 = \frac{17655}{1 + 0.04 - 0.003} + 1 \times 28 \\ &= 17053\text{mm} \end{aligned}$$

由计算可知, 用 2 根 (9m + 8.053m) 加起来长度为 17.053m 的钢筋。

12.7 预应力筋应力损失值计算

12.7.1 锚固应力损失计算

张拉锚固时, 由于锚固变形和预应力筋内缩引起的预应力损失称为锚固损失。锚固损失包括锚具变形、钢筋内缩以及后加垫板缝隙压缩变形所引起的预应力损失等。根据预应力筋的形状不同, 分别采取下列算法。

一、直线预应力筋的锚固损失计算

直线预应力筋的锚固损失可按式计算:

$$\sigma_{l1} = \frac{a}{L} \cdot E_s \quad (12-66)$$

式中 σ_{l1} ——锚具变形和钢筋内缩引起的预应力损失值 (N/mm^2);

a ——张拉端锚具变形和预应力筋内缩值 (mm), 按表 12-7 取用;

L ——钢筋张拉端至锚固端之间的距离 (mm), 先张法中为台座长度; 后张法中为构件的长度;

E_s ——预应力钢筋的弹性模量 (N/mm^2)。

对块体拼成的结构, 其预应力损失尚应考虑块体间填缝的预压变形。对于采用混凝土或砂浆为填缝材料时, 每条填缝的预压变形值为 1mm 。

张拉端锚具变形和预应力筋内缩值

表 12-7

项 次	锚 具 类 别	a (mm)
1	带螺母的锚具: 螺母缝隙	1
	每块后加垫板的缝隙	1
2	钢丝束镦头锚具	1
3	钢丝束的钢质锥形锚具	5
4	JM12 锚具: 当预应力筋为钢筋时	3
5	当预应力筋为钢绞线时	5
6	单根冷拉带肋钢筋和冷拔低碳钢丝的锥形锚夹具	5

注: 1. 表中 a 值也可根据实测数据确定。

2. 其他类型的锚具变形和钢筋内缩值应根据实测数据确定。

二、曲线预应力筋的锚固损失计算

对于常用的圆弧形曲线预应力筋, 当其对应的圆心角 $\theta \leq 30^\circ$, 且假定正、反向摩擦系数相等时 (图 12-35) 锚固损失, 可按下式计算:

$$\sigma_{l1} = 2\sigma_{\text{con}} l_f \left(\frac{\mu}{r_c} + k \right) \left(1 - \frac{x}{l_1} \right) \quad (12-67)$$

反向摩擦影响长度, 按下式计算:

$$l_f = \sqrt{\frac{aE_s}{1000\sigma_{\text{con}} \left(\frac{\mu}{r_c} + k \right)}} \quad (12-68)$$

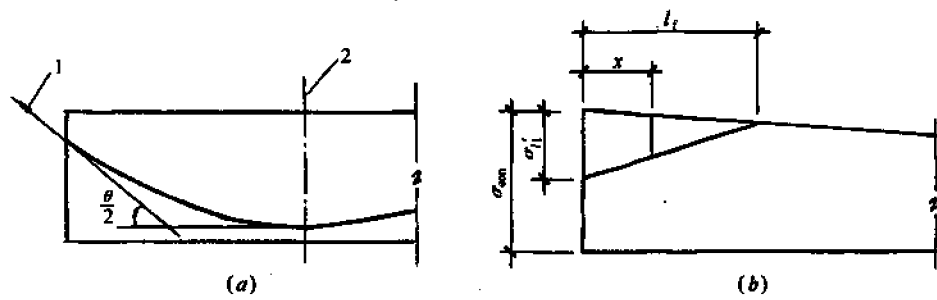


图 12-35 圆弧形曲线预应力钢筋锚固损失计算简图
(a) 圆弧形曲线预应力钢筋; (b) 预应力损失值 σ_{l1} 分布
1—张拉端; 2—对称轴

式中 l_f ——预应力曲线钢筋与孔道壁之间反向摩擦影响长度 (m);
 σ_{con} ——预应力的张拉控制应力 (N/mm²);
 γ_c ——圆弧形曲线预应力钢筋的曲率半径 (m);
 μ ——预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦系数, 按表 12-8 取用;
 k ——考虑孔道每米长度局部偏差的摩擦系数, 按表 12-8 取用;
 x ——从张拉端至计算截面的孔道距离 (m), 且符合 $x \leq l_f$ 的规定; 计算孔道摩擦损失亦可近似取该段孔道在纵轴上投影长度;
其他符号同前。

系数 k 与 μ 值 表 12-8

项 次	孔道成型方式	k	μ		
			钢丝束、光面钢筋	钢绞线	带肋钢筋
1	预埋螺旋管、铁皮管	0.003	0.30	0.35	0.40
2	钢管或胶管抽芯成型	0.0015	0.55	0.55	0.60
3	挤压涂层的无粘结筋	0.004	0.10	0.12	—

12.7.2 孔道摩擦应力损失计算

预应力筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失, 称为孔道摩擦损失, 可按以下公式计算 (图 12-36):

$$\sigma_{l2} = \sigma_{con} \left(1 - \frac{1}{e^{kx + \mu\theta}} \right) \quad (12-69)$$

当 $kx + \mu\theta \leq 0.2$ 时, σ_{l2} 可按以下近似式计算:

$$\sigma_{l2} = \sigma_{con} (kx + \mu\theta) \quad (12-70)$$

式中 σ_{l2} ——预应力钢筋与孔道壁之间的摩擦引起的预应力损失;
 k ——考虑孔道 (每米) 局部偏

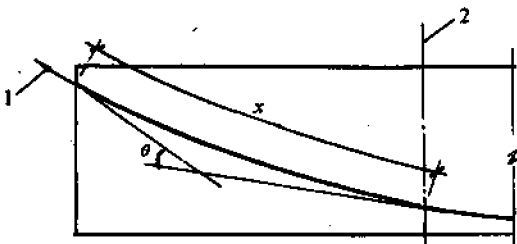


图 12-36 孔道摩擦损失计算简图
1—张拉端; 2—计算截面

差对摩擦影响的系数,按表 12-8 取用;

x ——从张拉端至计算截面的孔道长度 (m),也可近似地取该段孔道在纵轴上的投影长度;

μ ——预应力筋与孔道壁的摩擦系数;

θ ——从张拉端至计算截面曲线孔道部分切线的夹角 (rad)。

对不同曲率组成的曲线束,宜分段计算孔道摩擦损失。对空间曲线束,可按平面曲线束计算孔道摩擦损失,但 θ 角应取空间曲线包角, x 应取空间曲线弧长。

当采用钢质锥形锚具或多孔夹片锚具 (QM 与 OVM 型等) 时,尚应考虑锚环口或锥形孔处的附加摩擦损失,其值由实测数据确定。

12.7.3 温差应力损失计算

混凝土加热养护时,张拉钢筋与承受拉力的设备或张拉台座之间的温度差所引起的预应力损失称温差损失,其损失值可按式计算:

$$\sigma_{l3} = \alpha_s E_s \Delta t = 2 \Delta t \quad (12-71)$$

式中 σ_{l3} ——预应力钢筋与张拉台座之间的温差所引起的预应力损失 (N/mm²);

α_s ——钢筋线膨胀系数,取 $1 \times 10^{-5} 1/^\circ\text{C}$;

E_s ——钢筋的弹性模量,取 $2 \times 10^5 \text{N/mm}^2$;

2——每度温差所引起的预应力损失;

Δt ——预应力筋与承受拉力设备或台座之间的温度差 ($^\circ\text{C}$)。

12.7.4 预应力筋应力松弛损失计算

预应力筋的应力松弛损失,可按下列各式计算:

一、对冷拉钢筋、热处理钢筋:

$$\text{一次张拉:} \quad \sigma_{l4} = 0.05 \sigma_{\text{con}} \quad (12-72)$$

$$\text{超张拉:} \quad \sigma_{l4} = 0.035 \sigma_{\text{con}} \quad (12-73)$$

二、对碳素钢丝、钢绞线

普通松弛级:

$$\sigma_{l4} = 0.4 \psi \left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.5 \right) \sigma_{\text{con}} \quad (12-74)$$

低松弛级: 当 $\sigma_{\text{con}} \leq 0.7 f_{\text{ptk}}$ 时

$$\sigma_{l4} = 0.125 \left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.5 \right) \sigma_{\text{con}} \quad (12-75)$$

当 $0.7 f_{\text{ptk}} < \sigma_{\text{con}} \leq 0.8 f_{\text{ptk}}$ 时

$$\sigma_{l4} = 0.20 \left(\frac{\sigma_{\text{con}}}{f_{\text{ptk}}} - 0.575 \right) \sigma_{\text{con}} \quad (12-76)$$

三、对冷轧带肋钢筋

$$\text{一次张拉:} \quad \sigma_{l4} = 0.08 \sigma_{\text{con}} \quad (12-77)$$

式中 σ_{l4} ——预应力钢筋的应力松弛损失 (N/mm²);

σ_{con} ——预应力筋的张拉控制应力 (N/mm^2);

f_{ptk} ——预应力筋的标准强度 (N/mm^2);

ψ ——一次张拉取 1.0; 超张拉取 0.90。

12.7.5 混凝土收缩徐变应力损失计算

混凝土收缩、徐变引起的预应力损失, 可按下列式计算:

$$\text{对先张法: } \sigma_{l5} = \frac{45 + 220 \times \frac{\sigma_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho} \quad (12-78)$$

$$\text{对后张法: } \sigma_{l5} = \frac{25 + 220 \times \frac{\sigma_{pc}}{f'_{cu}}}{1 + 15\rho} \quad (12-79)$$

式中 σ_{l5} ——混凝土收缩、徐变引起的预应力损失 (N/mm^2);

σ_{pc} ——受拉区或受压区预应力筋在各自的合力点处混凝土法向应力, 当 σ_{pc} 为拉应力时, 则按 $\sigma_{pc} = 0$ 进行计算;

f'_{cu} ——施加预应力时的混凝土立方体抗压强度;

ρ ——受拉区或受压区的预应力筋和非预应力筋的配筋率。

计算 σ_{pc} 时, 预应力损失值仅考虑混凝土预压前 (第一批) 的损失, 并可根据构件制作情况考虑自重的影响。 σ_{pc} 值不得大于 $0.5f'_{cu}$ 。对处于高湿度条件的结构, 按上式算得的 σ_{l5} 值可降低 50%; 对处于干燥环境的结构, σ_{l5} 值应增加 20%~30%。

施工预应力时的混凝土龄期对徐变损失的影响也较大, 例如: 施加预应力时的混凝土龄期 3d 比 7d 引起的徐变损失增大 14%; 龄期 30d 比 7d 减少 28%。

12.7.6 弹性压缩应力损失计算

先张法构件放张或后张法构件分批张拉时, 由于混凝土受到弹性压缩引起的预应力损失称为弹性压缩损失。

一、先张法弹性压缩损失

先张法构件放张时, 预应力传递给混凝土使构件缩短, 预应力筋随着构件缩短而引起的应力损失, 可按下列式计算:

$$\sigma_{l6} = \frac{E_s}{E_c} \sigma_{pc} \quad (12-80)$$

式中 σ_{l6} ——混凝土受到弹性压缩引起的预应力损失 (N/mm^2);

E_c ——混凝土的弹性模量 (N/mm^2);

E_s ——预应力筋的弹性模量 (N/mm^2);

σ_{pc} ——由于预应力所引起位于钢筋水平处混凝土的应力 (N/mm^2);

对轴心受预压的构件:

$$\sigma_{pc} = \frac{P_{yl}}{A} \quad (12-81)$$

对偏心受预压的构件 (如梁、板):

$$\sigma_{pc} = \frac{P_{yl}}{A} + \frac{P_{yl}e^2}{I} - \frac{M_G \cdot e}{I} \quad (12-82)$$

式中 P_{yl} ——扣除第一批预应力损失后的张拉力, 一般取 $P_{yl} = 0.9P_j$;

A ——混凝土截面面积, 可近似地取毛截面积;

M_G ——构件自重引起的弯矩;

e ——构件重心至预应力合力点的距离;

I ——毛截面惯性矩。

二、后张法弹性压缩损失

当全部预应力筋同时张拉时, 混凝土弹性压缩在锚固前完成, 所以没有弹性压缩损失。

当多根预应力筋依次张拉时, 先批张拉的预应力筋, 受后批预应力筋张拉所产生的混凝土压缩而引起的平均应力损失, 可按式计算:

$$\sigma_{l6} = 0.5E_s \cdot \frac{\sigma_{pc}}{E_c} \quad (12-83)$$

符号意义同前。

用螺旋式预应力筋作配筋的环形构件, 当直径 $D \leq 3m$ 时, 可取 $\sigma_{l6} = 30N/mm^2$ 。

后张法弹性压缩损失在设计中一般没有计算在内, 可采取超张拉措施将弹性压缩平均损失值加入到张拉力内。

以上预应力损失值 $\sigma_{l1} \sim \sigma_{l6}$ 并不是对每一种构件都同时具有, 而且也不是同时产生的, 根据上述应力损失值产生的先后程序, 可分为混凝土预压前和预压后两个阶段。在制作阶段的应力验算时, 仅考虑混凝土预压前的应力损失; 在使用阶段的抗裂验算时, 则二个阶段的应力损失均不考虑, 各阶段的预应力损失的组合见表 12-9。

当计算所得第一和第二阶段的预应力损失值的总和小于下列数值时, 则按下列数值取用:

先张法构件	100N/mm ²
后张法构件	80N/mm ²

各阶段预应力损失值的组合

表 12-9

项 次	预应力损失组合	先 张 法	后 张 法
1	混凝土预压前 (第一批) 的损失	$\sigma_{l1} + \sigma_{l2} + \sigma_{l3} + \sigma_{l4}$	$\sigma_{l1} + \sigma_{l2}$
2	混凝土预压后 (第二批) 的损失	σ_{l5}	$\sigma_{l4} + \sigma_{l5} + \sigma_{l6}$

注: 电热后张法构件可不考虑摩擦损失 σ_{l2} 。

【例 12-23】 24m 后张预应力混凝土屋架, 混凝土为 C40, 下弦截面为 160mm × 250mm, 设 2φ50mm 预应力筋孔道, 制作采用橡胶管抽孔, 预应力筋用冷拉Ⅳ级钢筋束, 抗拉强度标准值 $f_{pyk} = 700N/mm^2$, 弹性模量 $E_s = 1.8 \times 10^5 N/mm^2$, 每孔穿 5 根直径 12mm 预应力钢筋, 采用 JM12 锚具, 试计算预应力损失值。

【解】 1. 张拉端锚具的变形损失值 σ_{l1}

查表 12-7, $a = 3$

$$\sigma_{l1} = \frac{a}{L} E_s = \frac{3}{24000} \times 1.8 \times 10^5 = 22.5 \text{ N/mm}^2$$

2. 预应力筋与孔道摩擦的损失值 σ_{l2}

因为直径孔道 $\theta = 0$

钢筋控制应力 $\sigma_{\text{con}} = 0.85 f_{\text{pyk}} = 0.85 \times 700 = 595 \text{ N/mm}^2$

查表 12-8, $k = 0.0015$, $kx = 0.0015 \times 24 = 0.036$

$$\therefore \sigma_{l2} = 595 \left(1 - \frac{1}{e^{0.036}} \right) = 21.03 \text{ N/mm}^2$$

3. 钢筋应力松弛的损失值 σ_{l4}

$$\sigma_{l4} = 0.05 \sigma_{\text{con}} = 0.05 \times 595 = 29.75 \text{ N/mm}^2$$

4. 混凝土的收缩和徐变的损失值 σ_{l5}

$$A_n = 250 \times 160 - 2 \times \frac{3.14 \times 50^2}{4} = 36075 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} N_p &= A_p (\sigma_{\text{con}} - \sigma_{l1} - \sigma_{l2}) \\ &= 1130 (595 - 22.5 - 21.03) = 623160 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\sigma_{\text{pc}} = \frac{N_p}{A_n} = \frac{623160}{36075} = 17.27 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{l5} = \frac{25 + 220 \times \frac{17.27}{40}}{1 + 15 \times \frac{1130}{36075}} = 81.63 \text{ N/mm}^2$$

由表 12-9 得:

第一批预应力损失值:

$$\sigma_{s1} = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} = 22.5 + 21.03 = 43.53 \text{ N/mm}^2$$

第二批预应力损失值:

$$\sigma_{s2} = \sigma_{l4} + \sigma_{l5} = 29.75 + 81.63 = 111.38 \text{ N/mm}^2$$

预应力总损失值

$$\sigma_s = \sigma_{s1} + \sigma_{s2} = 43.53 + 111.38 = 154.91 \text{ N/mm}^2$$

12.8 预应力筋分批和叠层张拉计算

12.8.1 预应力筋分批张拉计算

预应力筋分批张拉时, 应考虑后批预应力筋张拉时, 产生的混凝土弹性压缩对先批张拉的预应力筋的影响, 而将先批预应力筋的张拉力提高。其张拉力的增加值 ΔP 按下述方法计算:

后批张拉的预应力筋的有效预应力 σ_{pe} :

$$\sigma_{\text{pe}} = \sigma_{\text{con}} - \sigma_{\text{L1}}$$

由预加应力在先批张拉预应力筋作用点处产生的混凝土法向应力 σ_{pc} :

$$\sigma_{pe} = \frac{\sigma_{pe} A_{p2}}{A_n} \pm \frac{\sigma_{pe} A_{p1} e_{pn}}{I_n} \cdot y_n \quad (12-84)$$

则先批张拉预应力筋应增加的张拉力为:

$$\Delta P = \alpha_E \sigma_{pe} A_{p1} \quad (12-85)$$

式中 σ_{con} ——后批张拉预应力筋的张拉控制应力;

σ_{L1} ——预应力损失值;

A_{p2} ——后批张拉预应力筋的截面面积;

A_{p1} ——先批张拉预应力筋的截面面积;

A_n ——构件净截面面积;

I_n ——净截面惯性矩;

e_{pn} ——净截面重心至后批张拉预应力筋作用点之距离;

y_n ——净截面重心至先批张拉预应力筋作用点之距离;

α_E ——预应力筋弹性模量 E_s 与混凝土弹性模量 E_c 的比值。

【例 12-24】 折线形屋架 YWJA-30-4 下弦杆截面 $240\text{mm} \times 220\text{mm}$ 、4 孔 $\phi 50$ 、C48 级混凝土、 $E_c = 3.41 \times 10^4 \text{N/mm}^2$; 非预应力筋 4 $\Phi 14$ 、 $A_s = 616\text{mm}^2$ 、 $E_s = 2 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ 。预应力筋为 4 束 $17\phi^5$ ，每束钢丝的截面积 $A_p = 333.2\text{mm}^2$ ，张拉力 350.2kN ，拟分两批张拉，试求其各束的张拉力。

【解】 $\alpha_E = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2 \times 10^5}{3.41 \times 10^4} = 5.86$

$$A_n = 240 \times 220 - 4 \times \frac{\pi}{4} \times 50^2 + 616 \times 5.86 = 48.6 \times 10^3 \text{mm}^2$$

第二批张拉的每束张拉力 $P_2 = 350.2$

$$\sigma_{con} = \frac{350.2 \times 10^3}{333.2} = 1050 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{l1} = \frac{\alpha}{L} E_s = \frac{5}{29.8 \times 10^3} \times 2 \times 10^5 = 34 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{l2} = \sigma_{con} \cdot k \cdot L = 1050 \times 0.0015 \times 29.8 = 47 \text{N/mm}^2$$

$$\sigma_{pe} = \sigma_{con} - (\sigma_{l1} + \sigma_{l2}) = 1050 - (34 + 47) = 969 \text{N/mm}^2$$

混凝土的预压应力

$$\sigma_{pc} = \frac{\sigma_{pe} A_p}{A_n} = \frac{969 \times 333.2 \times 2}{48.6 \times 10^3} = 13.3 \text{N/mm}^2$$

∴ 第一批张拉的钢丝每束张拉力为:

$$\begin{aligned} P_1 &= (\sigma_{con} + \alpha_E \sigma_{pe}) A_p \\ &= (1050 + 5.86 \times 13.3) \times 333.2 = 375.8 \text{kN} \end{aligned}$$

12.8.2 预应力筋叠层张拉计算

后张构件叠层生产时，由于构件接触面摩擦阻力影响，混凝土弹性压缩变形受到阻碍，待构件起模后，摩阻力影响的消失而引起钢筋的预应力损失。影响叠层摩阻损失大小的因素有：预应力筋品种、隔离剂种类、构件自重以及接触表面的状况等。张拉时可先实

测各层构件的压缩值,再按下式计算叠层摩阻损失值:

$$\sigma_{lm} = \frac{\Delta l - \Delta l_i}{L} \cdot E_s \quad (12-86)$$

式中 σ_{lm} ——叠层生产因摩阻消失而引起的第 i 层构件预应力损失;

Δl ——构件张拉时理论弹性压缩变形计算值,其值为 $\frac{\sigma_{pe}}{E_c} \cdot L$;

Δl_i ——第 i 层构件混凝土弹性压缩变形实测值;

L ——构件长度(以百分表之间的长度计);

E_s ——预应力钢筋弹性模量;

E_c ——混凝土弹性模量;

σ_{pe} ——预应力钢筋张拉产生的混凝土法向应力。

根据式(12-86)即可分别计算出各层的超张拉值,作为实际张拉的依据。

【例 12-25】 24m 预应力屋架,采取现场四层叠层制作、张拉,下弦截面为 $20 \times 24\text{cm}$,预留二个直径为 48mm 孔道,混凝土净截面积 $A_n = 444\text{cm}^2$,下弦长度 2380cm,百分表装置在构件两端 90cm 处,预应力配置二束 $16\phi^5$ 钢丝束,两端均用镦头锚具, $A_p = 2 \times 3.14 = 6.28\text{cm}^2$, $E_s = 2 \times 10^5 \text{N/mm}^2$,锚具变形与钢筋回缩值 $a = 1\text{mm}$,混凝土强度等级为 C40, $E_c = 3.25 \times 10^4 \text{N/mm}^2$,采取一端张拉,设计控制应力 $\sigma_{con} = 1040 \text{N/mm}^2$ ($= 0.65 f_{puk} = 0.65 \times 1600$),第一批预应力损失 $\sigma_{l1} = 44.4 \text{N/mm}^2$,实测屋架下弦混凝土弹性压缩值,自上而下分别为: 8.97、6.68、5.49 和 3.13mm,试求每层应增加的超张拉力值。

【解】 混凝土预压应力 σ_c 为

$$\begin{aligned} \sigma_c &= \frac{(\sigma_{con} - \sigma_{l1}) A_p}{A_n} = \frac{(1040 - 44.4) \times 6.28}{444} \\ &= 14.08 \text{N/mm}^2 \end{aligned}$$

屋架下弦混凝土理论弹性压缩值 ΔL

$$\begin{aligned} \Delta L &= \frac{\sigma_c}{E_c} \cdot L = \frac{14.08}{3.25 \times 10^4} (23800 - 1800) \\ &= 9.53 \text{mm} \end{aligned}$$

各层的超张拉值由式(12-86)得:

对第一层层架 $\Delta L_1 = 8.97\text{mm}$,超张拉百分率为

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{lm1}}{\sigma_{con}} &= \frac{9.53 - 8.97}{22000} \times 2.0 \times 10^5 / 1040 \\ &= \frac{5.09}{1040} = 0.0049 = 0.49\% \end{aligned}$$

由于第一层屋架实测与理论混凝土弹性压缩值相接近,故可以不超张拉。以下各层则以第一层的混凝土弹性压缩值为基数,计算以下各层超张拉百分率。

对第二层屋架 $\Delta L_2 = 6.68\text{mm}$,超张拉百分率为:

$$\frac{\sigma_{lm2}}{\sigma_{con}} = \frac{8.97 - 6.68}{22000} \times 2.0 \times 10^5 / 1040$$

$$= \frac{20.8}{1040} = 2\%$$

同理, 第三层屋架 $\Delta L_3 = 5.49\text{mm}$, 超张拉百分率为:

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{lm3}}{\sigma_{con}} &= \frac{8.97 - 5.49}{22000} \times 2.0 \times 10^5 / 1040 \\ &= \frac{31.6}{1040} = 3\% \end{aligned}$$

第三层屋架, $\Delta L = 3.13\text{mm}$, 超张拉百分率为:

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{lm4}}{\sigma_{con}} &= \frac{8.97 - 3.13}{22000} \times 2.0 \times 10^5 / 1040 \\ &= \frac{53.1}{1040} = 5\% \end{aligned}$$

故, 根据以上计算结果, 四榀屋架自上而下逐层超张拉值分别为: $0\% \sigma_{con}$ 、 $2\% \sigma_{con}$ 、 $3\% \sigma_{con}$ 和 $5\% \sigma_{con}$ 。

12.9 预应力筋放张计算

12.9.1 预应力筋放张回缩值计算

预应力筋放张过程, 是预应力的传递过程, 也是先张法构件获得良好质量的一个重要环节。

放张预应力筋时, 混凝土的强度不得低于设计强度的 70%, 放张过早会引起较大的预应力损失, 或钢丝滑动。除此还应检查钢丝与混凝土的粘结效果。可根据钢丝应力传递长度 l_{tr} (即钢丝应力由端部为零逐步增至 σ_{pl} 所需的长度), 如图 12-37 所示, 求出放张时钢丝在混凝土内的回缩值 a 。如放张时实测回缩值 a' 小于 a 则认为钢丝与混凝土粘结良好, 可以进行放张。

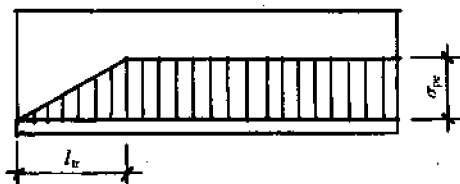


图 12-37 先张法构件预应力筋传递长度范围内预应力值的变化范围

回缩值可按式计算:

$$a = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_{pl}}{E_s} \cdot l_{tr} > a' \quad (12-87)$$

式中 a ——钢丝在混凝土内的回缩值 (mm);

σ_{pl} ——第一批预应力损失完成后, 预应力钢丝中的有效预应力 (N/mm^2);

E_s ——钢丝的弹性模量 (N/mm^2);

l_{tr} ——预应力筋传递长度, 可按表 12-10 取用 (mm);

a' ——放张的实测回缩值 (mm)。在实测 a' 时应检查钢丝应力是否与 σ_{pl} 接近, 若相差很大时, 则实测回缩值 a' 仍不能作为判断粘结效果的依据。

预应力筋传递长度 l_{tr} (mm)

表 12-10

项 次	钢 筋 种 类	混凝土强度等级			
		C20	C30	C40	$\geq C50$
1	刻痕钢筋直径 $d = 5\text{mm}$, $\sigma_{pt} = 100\text{N/mm}^2$	150d	100d	65d	50d
2	钢绞线直径 $d = 9 \sim 15\text{mm}$	—	85d	70d	70d
3	冷拔低碳钢丝直径 $d = 4 \sim 5\text{mm}$	110d	90d	80d	80d

注: 1. 确定传递长度 l_{tr} 时, 表中混凝土强度等级应按传力锚固阶段混凝土立方体抗压强度确定。

2. 当刻痕钢丝的有效预应力值 σ_{pt} 大于或小于 100N/mm^2 时, 其传递长度应根据本表项次 l 的数值按比例增减。

3. 当采用骤然放张预应力钢筋的施工工艺时, l_{tr} 起点应从离构件末端 $0.25l_{tr}$ 处开始计算。

4. 冷拉 II、III 级钢筋的传递长度 l_{tr} 可不考虑。

【例 12-26】 预应力混凝土梁, 采用 C30 混凝土, 放张时混凝土强度为 20N/mm^2 。预应力筋采用 $\phi^b 5$, $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$, 其标准强度 $f_{ptk} = 1570\text{N/mm}^2$ 试求钢丝回缩值。

【解】 取控制应力 $\sigma_{con} = 0.75f_{ptk}$, 考虑第一批预应力损失为 $0.1\sigma_{con}$, 则放张时钢丝的有效预应力 $\sigma_{pt} = 0.9\sigma_{con} = 0.9 \times 0.75f_{ptk} = 0.675f_{ptk}$

查表 12-10, 当放张混凝土强度为 20N/mm^2 时, 其传递长度 $l_{tr} = 110d$, 由式 (12-87) 钢丝的回缩值为:

$$a = \frac{1}{2} \cdot \frac{\sigma_{pt}}{E_s} \cdot l_{tr} = \frac{1}{2} \cdot \frac{0.675f_{ptk}}{2.0 \times 10^5} \times 110d$$

$$= \frac{1}{2} \times \frac{0.675 \times 1570}{2.0 \times 10^5} \times 110 \times 5 = 1.46\text{mm}$$

故知, 如实测钢丝回缩值 a' 小于 1.46mm 时, 即可放张预应力钢丝。

12.9.2 预应力筋楔块放张计算

放张预应力筋时, 应使预应力构件自由压缩, 避免过大的冲击和偏心。同时, 还应使台座承受的倾覆力矩及偏心力减小。此外, 当预应力筋放张数量较多时, 应做到同时缓慢放张, 以避免构件应力传递长度骤增, 使端部开裂。为了防止出现以上问题, 一般放张多采取在台座横梁支点处放置楔块或穿心式砂箱来控制放张速度。

楔块放张装置构造如图 12-38 所示。系在台座与横梁间预先设置钢楔块, 放张时, 旋转螺母, 使螺杆向上移动, 而使钢楔块退出, 便可同时放张预应力筋。

楔块坡角 α 应选择恰当, 过大楔块易滑出, 过小则又难以拔出, α 角的正切应略小于楔块与钢块之间的摩擦系数 μ , 即:

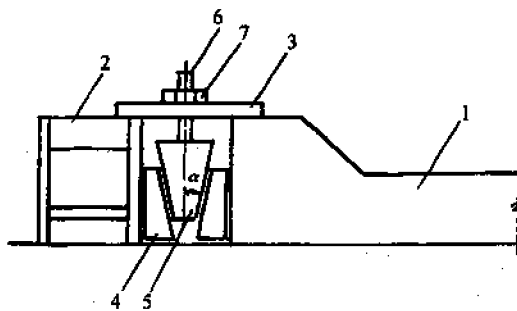


图 12-38 用楔块放张预应力筋构造

1—台座; 2—横梁; 3—承力板; 4—钢块;
5—钢楔块; 6—螺杆; 7—螺母

$$\operatorname{tg} \alpha \leq \mu \quad (12-88)$$

式中 α ——楔块坡角 ($^{\circ}$);

μ ——楔块与钢块之间的摩擦系数, 取 0.15~0.20。

设张拉后横梁对钢块的正压力为 N , 放张时拔出钢楔块所需之竖向力 (即螺杆所受之轴向力), 可按下列式计算:

$$Q = N(\mu + \mu \cos 2\alpha - \sin 2\alpha) \quad (12-89)$$

式中 Q ——楔块 (或螺杆) 所受之轴向力;

其他符号意义同上。

根据 Q 即可选择螺杆及螺母。

楔块放张适用于张拉力不大 (小于 300kN) 的情况。

12.9.3 预应力筋砂箱放张计算

砂箱放张装置构造如图 12-39 所示。砂箱也是预先放在台座与横梁之间。一般按 1600kN 设计, 由钢制箱套及活塞 (套箱内径应比活塞外径大 2mm) 等组成。内装石英砂或铁砂。当张拉钢筋时, 箱内砂被压实, 承担着横梁的反力。放张钢筋时, 将出砂口打开, 使砂慢慢流出, 从而可慢慢放张钢筋。具有能控制放张速度, 工作可靠, 施工方便等优点。

砂箱的承载能力主要取决于筒壁的厚度, 可按下列式计算:

$$t \geq \frac{pr}{[f]} \quad (12-90)$$

$$\text{其中 } p = \frac{N}{A} \operatorname{tg}^2 \left(45^{\circ} - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (12-91)$$

式中 t ——砂箱筒壁的厚度 (mm);

p ——筒壁所受的压力 (N/mm^2);

N ——砂箱所受正压力 (即横梁对砂箱的压力 (kN);

A ——砂箱活塞面积 (mm^2);

φ ——砂的内摩擦角 ($^{\circ}$);

r ——砂箱的内半径 (mm);

$[f]$ ——筒壁钢板允许应力 (N/mm^2)。

【例 12-27】 已知放张用砂箱最大承载力 $N_0 = 1600\text{kN}$, 砂箱内直径 $D = 240\text{mm}$, 砂的内摩擦角 $\varphi = 35^{\circ}$, 筒壁钢板用 Q235, 允许应力 $[f] = 215\text{N}/\text{mm}^2$, 试求需用筒壁钢板厚度。

【解】 考虑超载系数 $N_0 = 1600 \times 1.1 = 1760\text{kN}$

由式 (12-91) 筒壁所受侧压力为:

$$p = \frac{1760}{\frac{\pi}{4} \times 240^2} \operatorname{tg}^2 \left(45^{\circ} - \frac{35^{\circ}}{2} \right) = 10.5\text{N}/\text{mm}^2$$

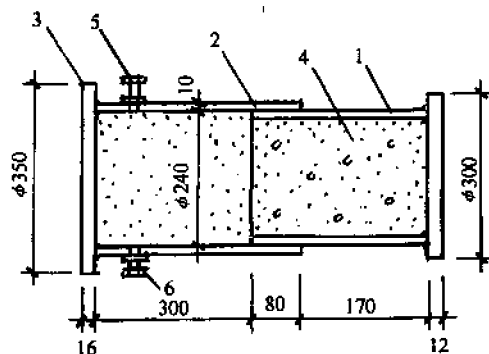


图 12-39 放张预应力筋 (1600kN) 砂箱构造
1—活塞; 2—套箱; 3—箱套底板; 4—具有级配的干砂;
5—进砂口 ($\phi 25\text{mm}$ 螺栓); 6—出砂口 ($\phi 16\text{mm}$ 螺栓)

由式 (12-90) 需用筒壁钢板厚度为:

$$t = \frac{pr}{[f]} = \frac{10.5 \times 120}{215} = 5.9\text{mm}$$

取 $t = 8\text{mm}$ (考虑加工损耗减薄等)。

12.10 预应力筋电热张拉工艺计算

电热张拉法 (简称电张法) 是利用钢筋热胀冷缩原理, 以较大的低压电流使预应力筋在短时间内发热伸长至达到要求的伸长值时锚固, 随后停电, 钢筋冷缩, 使混凝土构件获得预压应力。电热法具有设备简单, 工序少, 操作方便, 无摩擦损失, 便于高空作业, 施工安全等优点; 但耗电量大, 用伸长值控制应力不易准确等。适用于冷拉 II、III、IV 级钢筋或钢丝配筋的一般构件; 采用先张法或后张法生产均可; 对水池、油罐及曲线形预应力混凝土结构亦可使用, 但对抗裂性能要求严的构件, 不宜采用。

12.10.1 电热张拉工艺参数计算

12.10.1.1 张拉伸长值计算

电热张拉是以控制钢筋的伸长值来建立所需的预应力值的。钢筋电热所需的伸长值, 可按下式计算:

$$\Delta l = \frac{\sigma_{\text{con}} + 30}{E_s} \cdot l \quad (12-92)$$

式中 Δl ——钢筋电热所需的伸长值 (mm);

σ_{con} ——张拉控制应力值, 先张法构件按表 12-5 的规定采用; 对后张法构件, 为提高其抗裂度, 可适当提高 σ_{con} 值, 但电热张拉完毕时钢筋的预应力值, 不宜大于表 12-5 中后张法规定的数值;

E_s ——电热后预应力筋的筋的弹性模量 (N/mm^2), 由试验确定, 无条件试验时, 按下列数值采用:

I 级钢筋、冷拉一级钢筋…… 2.1×10^5

II、III 级钢筋及热处理钢筋碳素钢丝、冷拔、低碳钢丝…… 2.0×10^5

冷拉 II 级钢筋、冷拉 III 级钢筋、冷拉 IV 级钢筋、刻痕钢丝、钢绞线…… 1.8×10^5

L ——电热前钢筋的总长度 (mm);

30——考虑钢筋下料时不直以及在高温和应力状态下的塑性变形所产生的预应力损失 (N/mm^2)。

对机械后张法设计的构件, 改用电热张拉法施工时, 钢筋电热伸长值还应考虑在构件生产过程中, 由于预应力损失引起的附加伸长值, 如模具变形、构件混凝土弹性压缩及块体拼装缝隙等, 按下式计算:

$$\Delta L = \frac{\sigma_{\text{con}}}{E_s} \cdot L + \sum \Delta l_i \quad (12-93)$$

式中 $\sum \Delta l_i$ ——电热张拉法施工中预应力损失引起的附加伸长值, $\sum \Delta l_i = \Delta l_1 + \Delta l_2 + \Delta l_3 + \Delta l_4 + \Delta l_5$;

Δl_1 ——模具变形引起的附加伸长值, 按表 12-7 采用;

Δl_2 ——钢筋不直或热塑变形引起的附加伸长值, $\Delta l_2 = 0.00015L$ 或按 $\frac{30}{E_s} \cdot L$ 取用;

Δl_3 ——混凝土弹性压缩引起的附加伸长值, $\Delta l_3 = \frac{\sigma_{pc}}{E_c} \cdot L$;

σ_{pc} ——预应力筋合力点处混凝土的预压应力 (N/mm^2):

$$\text{先张法构件: } \sigma_{pc} = \frac{N_{pc}}{A_0} \pm \frac{N_{pc} \cdot e_{po}}{I_0} y_0$$

$$\text{后张法构件: } \sigma_{pc} = \frac{N_p}{A_n} \pm \frac{N_p \cdot e_{pn}}{I_n} y_n$$

N_{po} 、 N_p ——预应力筋的合力 (N), N_{po} (N_p) = $\sigma_{con} A_p$;

A_p ——预应力筋截面面积 (mm^2);

A_0 、 A_n ——换算截面面积及净截面面积 (扣除预应力筋和孔道面积) (mm^2);

I_0 、 I_n ——换算截面惯性矩及净截面惯性矩 (mm^4);

e_{po} 、 e_{pn} ——换算截面形心及净截面形心至预应力筋合力点的距离 (mm);

y_0 、 y_n ——换算截面形心及净截面形心至所计算纤维处的距离 (mm);

E_c ——混凝土的弹性模量 (N/mm^2);

Δl_4 ——块体拼装缝隙引起的附加伸长值, $\Delta l_4 = 0.05 \sum \delta$;

δ ——块体拼装缝竖缝宽度 (mm);

Δl_5 ——台座或钢模变形引起的附加伸长值, 根据实测确定;

其他符号意义同前。

【例 12-28】 已知 18m 预应力折线屋架, 下弦截面为 $160mm \times 220mm$, 混凝土强度等为 C30, 预留孔道长 17.8m, 预应力筋采用冷拉 20Mn 钢筋 2 Φ 28, 预应力筋全长 17.4m, 采用电热法张拉, 一端用螺丝端杆锚具, 另一端用帮条锚具, 试计算钢筋电热伸长值。

【解】 按公式 (12-93) 伸长值由基本伸长值和附加伸长值两部分组成。

附加伸长值 $\sum \Delta l_i$ 有:

锚具变形

$$\Delta l_1 = 1 + 1 = 2mm$$

钢筋不直和热塑性变形:

$$\Delta l_2 = \frac{30 \times 17400}{2 \times 10^5} = 2.6mm$$

弹性压缩 Δl_3 :

因

$$A_p = 2 \times 615.8 = 1231.6mm^2$$

$$A_{pn} = 160 \times 220 - 2 \times \frac{\pi \times 48^2}{4} = 31581mm^2$$

$$\sigma_{con} = 0.80 f_{pyk} = 0.80 \times 430 = 344N/mm^2$$

$$e_0 = 0$$

所以
$$\sigma_{pc} = \frac{\sigma_{con} A_p}{A_n} = \frac{344 \times 1231.6}{31581} = 13.42 \text{ N/mm}^2$$

故
$$\Delta l_3 = \frac{\sigma_{pc}}{E_c} L = \frac{13.42 \times 17800}{3 \times 10^4} = 7.96 \text{ mm}$$

$$\Sigma \Delta l_i = \Delta l_1 + \Delta l_2 + \Delta l_3 = 2 + 2.6 + 7.96 = 12.56 \text{ mm}$$

总伸长值:
$$\Delta l = \frac{\sigma_{con}}{E_p} \cdot L + \Sigma \Delta l_i$$

$$= \frac{365.5 \times 17400}{2 \times 10^5} + 12.56 = 44.36 \text{ mm}$$

12.10.1.2 钢筋电热温度计算

电热时, 钢筋伸长值达到设计要求时所需增加的温度可按下式计算:

$$T = \frac{\Delta l}{\alpha l} \quad (12-94)$$

或
$$T = \frac{\sigma_{con} + 30}{\alpha E_s} \quad (12-95)$$

$$T' = T + T_0 \quad (12-96)$$

式中 T ——温度增高值 ($^{\circ}\text{C}$);

Δl ——钢筋的设计计算伸长值 (mm);

α ——钢筋的线膨胀系数, 取 $1.2 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$;

T' ——电张后的钢筋温度 ($^{\circ}\text{C}$);

T_0 ——电张前的钢筋温度 ($^{\circ}\text{C}$)。

其他符号意义同前。

钢筋加热温度不宜过高, 以免使钢筋退火而降低强度。按规范规定“采用电热法张拉时, 预应力筋的电热温度, 不应超过 350°C , 反复电热次数不宜超过三次”。一般 II 级钢筋宜 $T' \leq 250^{\circ}\text{C}$; III 级钢筋宜 $T' \leq 300^{\circ}\text{C}$; IV 级钢筋宜 $T' \leq 350^{\circ}\text{C}$ 。

【例 12-29】 条件同例 12-28, 已知电张前钢筋温度 $T_0 = 20^{\circ}\text{C}$, 钢筋线膨胀系数 $\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$, 试计算钢筋电热温度。

【解】 钢筋电热温度由式 (12-94) 得:

$$T = \frac{\Delta l}{\alpha L} = \frac{44.36}{1.2 \times 10^{-5} \times 17400} = 212.5^{\circ}\text{C}$$

$$T' = T + T_0 = 212.5 + 20 = 232.5^{\circ}\text{C}$$

故钢筋加热温度为 232.5°C , 小于 300°C , 可满足要求。

12.10.1.3 张拉应力控制值计算

为了保证应力控制的正确性, 成批生产前应用拉杆式千斤顶, 或用压力传杆器校核三棉构件的预应力筋的实际应力, 校核后如超过 $+10\%$ 或 -5% 时, 应调整总伸长值, 直到符合规定为止。校核的应力值可近似地用下式计算:

$$\sigma_{pl} = \sigma_{con} - \sigma_{s4} \quad (12-97)$$

式中 σ_{pl} ——校核时钢筋应建立的预应力值;

σ_{s4} ——钢筋的应力松弛损失, 取 $\sigma_{s4} = 5\% \sigma_{con}$;

σ_{con} ——张拉控制应力值。

【例 12-30】 条件同例 12-28 试校核应力和张拉力。

【解】 钢筋应力松弛损失：

$$\sigma_{s4} = 5\% \sigma_{\text{con}} = 0.05 \times 344 = 17.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{pt}} = (\sigma_{\text{con}} - \sigma_{s4}) A_p = (344 - 17.2) \times 615.8 = 201243 \text{ N}$$

(一根钢筋的张拉力)

用 YL60 型拉伸机校核，活塞面积 $A_n = 16260 \text{ mm}^2$ ，故油压表读数 p 值为：

$$p = \frac{\sigma_{\text{pt}}}{A_n} = \frac{201243}{16260} = 12.4 \text{ N/mm}^2$$

12.10.2 电热张拉设备选用计算

一、电热设备电工参数计算

1. 电热需用热量计算

电张时，钢筋加热需要的热量，可按式计算：

$$Q = Q_1 + Q_2 \quad (12-98)$$

$$Q_1 = c \cdot g \cdot L \cdot T \quad (12-99)$$

$$Q_2 = a \cdot s \cdot \theta \cdot t \quad (12-100)$$

式中 Q ——钢筋张拉加热所需热量 (kJ)；

Q_1 ——钢筋加热至预定温度所需要的热量 (kJ)

Q_2 ——钢筋散失的热量 (kJ)；

c ——钢筋的比热 (kJ)；

g ——每米钢筋的重量 (kg/m)；

L ——钢筋的长度 (m)；

T ——钢筋电张到伸长值时所需升高的温度 (℃)，即温度增高值；

a ——散热系数 ($\text{kJ/mm}^2 \cdot \text{℃} \cdot \text{s}$)，采用后张法，钢筋处于混凝土孔道中取 $1 \times 10^{-8} \text{ kJ/mm}^2 \cdot \text{℃} \cdot \text{s}$ ；采用先张法钢筋裸露时取 $1.5 \times 10^{-8} \text{ kJ/mm}^2 \cdot \text{℃} \cdot \text{s}$ ；

s ——钢筋散热表面积 (mm^2)， $S = \pi dL$ ；

d ——钢筋直径 (mm)；

θ ——散热面与周围环境的温度差 (℃)，钢筋处于混凝土孔道中时，取 $\theta = \frac{2}{3} T'$ ；

钢筋裸露时，取 $\theta = T' - T_0$ ；

T' ——电热后的钢筋温度 (℃)；

T_0 ——电热前的钢筋温度 (℃)；

t ——加热持续时间 (s)，一般以 12min (720s) 计。

2. 电热电阻值计算

为计算所需二次电流，须先求出二次回路的总电阻 R ，一般按下式计算：

$$R = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 \quad (12-101)$$

其中

$$R_1 = \beta \cdot \rho_a \cdot \frac{L}{F_a} \quad (12-102)$$

$$R_2 = \frac{\rho_n \cdot l_n}{F_n} \quad (12-103)$$

$$R_3 = 0.015n_1 \quad (12-104)$$

$$R_4 = 0.001n_2 \quad (12-105)$$

或由电阻与电阻率的关系仅按下式计算:

$$R = \rho_a \cdot \frac{L_a}{A_p} \quad (12-106)$$

式中 R_1 ——钢筋终温时的电阻 (Ω);

β ——电阻增大系数, 一般取 $\beta=2.5$;

ρ_a ——15℃时的电阻系数, 又称钢筋的电阻率, 取 $0.13\Omega \cdot \text{mm}^2/\text{m}$;

L ——钢筋长度 (m);

F_a ——钢筋截面积 (mm^2);

R_2 ——二次导线电阻 (Ω);

ρ_n ——导线的电阻系数, 铜线为 0.017 ; 铝线为 $0.0283\Omega \cdot \text{mm}^2/\text{m}$;

l_n ——导线长度 (m);

F_n ——导线截面积, 按电流为 $420 \sim 450\text{A}$, 查表选用;

R_3 ——导线与钢筋连接接头电阻 (Ω);

n_1 ——接头数 (个);

R_4 ——钢筋对焊接头电阻 (Ω);

n_2 ——接头个数 (个);

L_a ——钢筋的总长度 (m);

A_p ——钢筋总截面积 (mm^2)。

电热张拉时 钢筋的电阻将随着温度的升高而增大, 其计算式如下:

$$R' = R_{15}[1 + \alpha_1(T' - 15)] \quad (12-107)$$

式中 R' ——温度为 T' (℃) 时的钢筋电阻;

R_{15} ——温度为 15℃时的钢筋电阻;

α_1 ——钢筋电阻温度系数, 取 $0.0063 (\text{℃})^{-1}$ 。

交流电的电流通过钢筋时, 其电流密度沿其中心至表面逐渐增大, 此种集肤效应的现象使电阻值增大, 增大系数以 ζ 表示为:

$$\zeta = \sqrt{f \cdot \gamma \cdot \mu \cdot d} \quad (12-108)$$

式中 f ——交流电频率, 取 50Hz ;

γ ——导电系数, 取 $7.7 \times 10^3 (\Omega \cdot \text{mm})^{-1}$;

μ ——导磁系数, 取 $(2.6 \sim 3.5) \times 10^{-7} (\Omega \cdot \text{s}/\text{mm})$;

d ——钢筋直径 (mm)。

取 $\mu = 3 \times 10^{-7} \Omega \cdot \text{s}/\text{mm}$, 算得 $\zeta = 0.34d$

故得钢筋电阻 R_p 为:

$$R_p = 0.34dR' \quad (12-109)$$

此外,如钢筋上有锈蚀现象,尚应考虑其对电阻值的影响,经测定后一并计入 R_p 值内。

3. 电热需用电流计算

按焦耳——楞次定律,电热张拉所需电流可按下式计算:

$$I = \sqrt{\frac{Q}{0.24Rt}} \quad (12-110)$$

式中 I ——钢筋电热张拉需用二次工作电流值 (A/mm^2);

Q ——电热张拉所需热量 (kJ);

R ——电热张拉二次回路的电阻 (Ω);

t ——电热张拉所需时间 (s)。

规范要求二次额定电流值为 $I/F_a = 1.2 \sim 4.0 A/mm^2$ 。

4. 电热需用电压计算

电热张拉所需变压器二次电压可按下式计算:

$$V = I \Sigma R = I(R_1 + R_2 + R_3 + R_4) \quad (12-111)$$

式中 V ——电热张拉电热变压器需用二次电压 (V);

I ——电热张拉工作电流 (A);

ΣR ——电路总电阻 (Ω);

其他符号意义同前。

电路器电阻除钢筋电阻之外,尚应按一般电工要求,计算导线电阻并测定各种夹具的电阻,一并计入其内。

二、电热变压器选用计算

根据电能转化为热能的原理,并考虑电热张拉工艺特点、变压器的性能和钢筋规格长度和伸长值等,电热用变压器所需功率,可按以下近似式计算:

$$P = \frac{GCT}{380t} \cdot \frac{1}{\cos\phi} \quad (12-112)$$

$$\text{或} \quad P = \frac{IV}{\cos\phi} \times 10^{-3} \quad (12-113)$$

式中 P ——电热变压器所需功率 (kVA);

G ——同时电热张拉钢筋的重量 (kg);

C ——钢筋的热容量,取 0.115;

T ——钢筋加热温度增高值 ($^{\circ}C$),计算见式 (12-94);

t ——钢筋通电加热时间 (h);

$\cos\phi$ ——功率因素,一般变压器约取 0.9;弧焊机约取 0.4;

其他符号意义及计算方法同“12.10.2.1”一节。

P 值尚应考虑铁耗和铜耗,一般再乘以 1.08~1.15 的系数。

钢筋加热至所需温度的电能 W (MJ) 消耗,可按以下近似式计算:

$$W = \frac{GCT}{158.3} \quad (12-114)$$

其他符号意义同前。

变压器可根据以上计算结果选用。电热设备最好选用低压变压器(或弧焊机)并应符合

合以下要求:

- (1) 一次电压为 220V~380V; 二次电压为 30V~65V; 电压降应保持 2~3V/m;
- (2) 二次额定电流应满足钢筋中的电流密度要求, 不得小于下列数值; 对冷拉Ⅱ级钢筋为 120A/cm²; 对冷拉Ⅲ级钢筋为 150A/cm²; 对冷拉Ⅳ级钢筋为 220A/cm²。

低压变压器最好选用 75kVA~100kVA, 电压为 65V 的变压器, 其电容量大, 电流高, 可一次张拉两根钢筋; 如现场无大容量的变压器时, 则可同弧焊机代替进行电热张拉, 若一台弧焊机容量不够, 可将数台同厂、同规格、同型号的弧焊机联合使用; 当电流不够时采用并联, 以加大电流; 当电压不够时采用串联, 以提高电压。弧焊机应尽量靠近张拉钢筋设置, 以使二次线路最短, 以减少线路电阻。

【例 12-31】 已知条件同例12-28, 试求电热张拉加热变压器需要的功率。

【解】 钢筋的重量 $G = 2 \times 17.4 \times 4.834 = 168.2\text{kg}$

每次加热时间以 0.2h 计

由式 (12-112) 加热变压器所需功率为:

$$P = \frac{GCT}{380t} \cdot \frac{1}{\cos\phi} = \frac{168.2 \times 0.115 \times 203.5}{380 \times 0.2 \times 0.9} \times 1.08 \\ = 62.2\text{kVA}$$

(考虑钢耗和铜耗另乘以 1.08)

故知选用 75kVA 低压变压器, 即可满足要求。

三、电热导线选用计算

根据 12.10.2.1 节计算所得的一、二次电流的大小, 可按表 12-11 选用所需导线的截面积。

一般一次导线 (电源到变压器的线路) 用普通绝缘硬铜线或铝线; 二次导线 (变压器到预应力筋的线路) 宜用绝缘软铜丝绞线。导线愈短愈好, 一般不超过 30m。铜导线的控制电流密度不超过 5A/mm²; 铝导线的电流密度不超过 3A/mm², 以确保导线温度限制在 50℃ 以下。

铜导线截面选用表

表 12-11

导线截面 (mm ²)	电流 (A)	适用于钢筋直径 (mm)	钢筋电流密度 (A/cm ²)
1000	1540	30~40	218~123
850	1340	28~36	206~132
750	1050	25~32	214~131
500	900	32~28	237~138
400	700	20~25	223~143
325	670	20~25	213~136
250	570	18~24	224~126
200	470	16~22	234~124
150	430	16~20	214~137
125	340	14~18	221~134
100	280	12~16	247~139

注: 同样的电流, 如使用铝线, 其截面积应增大 1.5 倍。