

铸造型预应力筋锚垫板的受力和尺寸探讨

——预应力锚固区安全探讨之三

裴 臻¹ 陈 茜¹ 朱 莹¹ 周成顺² 曾 利²

(1 中国建筑科学研究院 北京 100013 2 杭州浙锚预应力有限公司 浙江富阳 311402)

摘 要:中国近两年每年都生产1.5亿孔夹片式锚具,每年所用铸造型锚垫板约2000万块。据知,如此大量的锚垫板,绝大多数没有经过良好的安全计算和荷载传递试验的认可,使已建和在建工程中预应力筋锚固区的安全程度悬疑不定。工程的业主,结构设计人员、锚具生产企业及行业主管,不可能对此视而不见并容忍其年复一年地延续下去。国内外各相关标准及结构设计单位都没有要求锚具生产单位提供锚垫板的设计计算资料,但这并不等于不需要这些资料。锚具生产厂的锚垫板和螺旋筋设计图据何而出?工程上已使用的锚垫板绝大部分并没有压坏,但是锚固区的混凝土有没有出现裂缝,它们的安全度是否达到规范标准的要求?仍然应该给予关注,存在问题应该设法解决,本文就是为此进行的探讨。

关键词:预应力筋锚固区 锚垫板 螺旋筋

1 引言

FIP的历次“建议”和欧洲标准EN13391及欧洲技术认可准则ETAG 013,都不提出对锚垫板螺旋筋计算的要求,而是将“荷载传递试验”与“静载试验”、“动载试验”并列为应该试验的项目。美国PTI后张体系验收标准将用铸造法生产的锚垫板称为特殊锚垫板,应按它规定的试块、尺寸、试验程序和验收标准进行适应性试验,该标准不要求铸造型锚垫板的计算资料。中国的国家标准GB/T14370-2007《预应力筋用锚具、夹具和连接器》也不要求产品设计资料,只规定进行性能试验,且不含“荷载传递试验”。结构设计人员对锚固区难以作出计算,招标单位将锚垫板及其附近区域的安全度交给了市售锚具产品,锚具生产企业自己拟订的产品设计尺寸是根据什么做出的?安全吗?如果工程上出了事故,责任在结构设计单位、锚具生产单位或是业主?都不明确。业内人士都知道,铸造型的锚垫板形状特殊,比普通钢板加工型锚垫板造价低,但仍能使其周围的混凝土产生很高的压拉应力,配置的螺旋筋能使其圈内混凝土得到加强,但这一切很难用通常的理论进行应力分析,这就是我国各锚具生产者及结构设计者无法提出计算资料的原因。在标准要求进行荷载传递试验以后,我

们必须学会估算锚垫板和螺旋筋的尺寸。

2 铸造型锚垫板的形状及构造

今后,我国的锚具产品标准和各部门的应用规程,可能都逐渐要求锚固区应进行压力试验,锚具生产企业必将对对自己的产品拟订一份初步的设计计算资料。

设计锚垫板时,必须首先确定适用的钢绞线强度等级和混凝土标号。瑞士VSL公司的锚垫板系列,适用的混凝土等级共有C25、C35、C45、C55等4种,适用的钢绞线强度(f_{pk})也分两级,这就导致其产品共有8个系列;系列过多,不利于生产和销售管理,实际运作中,它将一个常用系列推向市场,这一系列适用的钢绞线为1860MPa级(1×7丝或模拔截面),混凝土为28天圆柱体强度35MPa(相当于150mm立方体强度43.4MPa)。至于其他系列,该公司备有尺寸表可供函索。外国其他著名公司也都是如此运作的。我国各锚具生产厂可按中国当前情况选择一个系列供应市场,这一系列可按1×7丝1860MPa级钢绞线及C40(立方体强度)混凝土确定尺寸。遇非常规需求时可以另议。

在拟订锚垫板外形时必须尽量发挥混凝土的抗压能力,拉应力区是不可避免的,应有足量的

抗裂钢筋予以平衡。国外各大预应力公司有許多形状的铸造锚垫板,如图1所示。

为了探讨,本文拟订了一种典型的铸造型锚垫板,如图2所示。由锚板传来的轴向力按相应钢绞线束标准极限抗拉力的80% ($0.8F_{pk}$) 计算。因此,锚垫板下投影净面积上混凝土的轴向均布反力之和 ($A_b \cdot f_{bi}$) 也应等于 $0.8F_{pk}$ 。试将

锚垫板下投影面积分为四个部分进行受力分析:

1) 第一部分:图2中方板 $b \times b$, 但已扣除腋下 ϕ_2 的圆面积 ($\frac{\pi}{4} \cdot \phi_2^2$), 此部分称为主承压板, 它承受第一部分的均布反力;

2) 第二部分:截锥体的投影面积 [$\frac{\pi}{4} \cdot (\phi_2^2 - \phi_4^2)$], 它承受第二部分的均布反力;

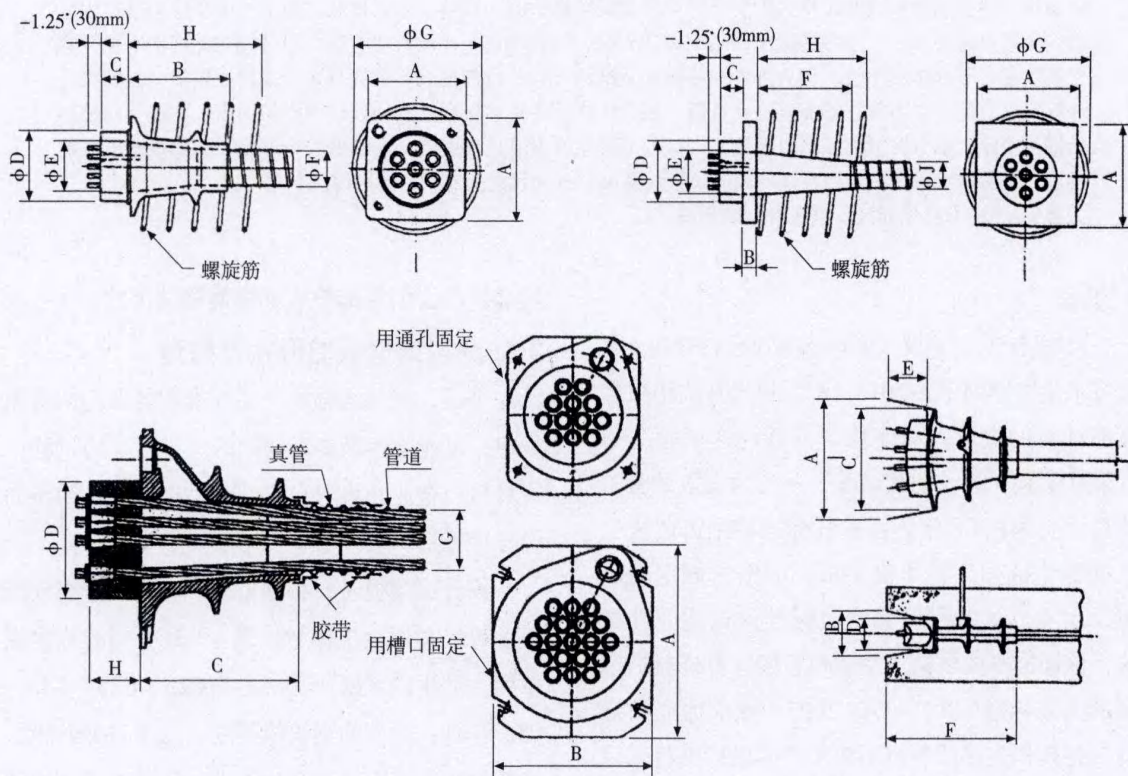


图1 各种形式的锚垫板

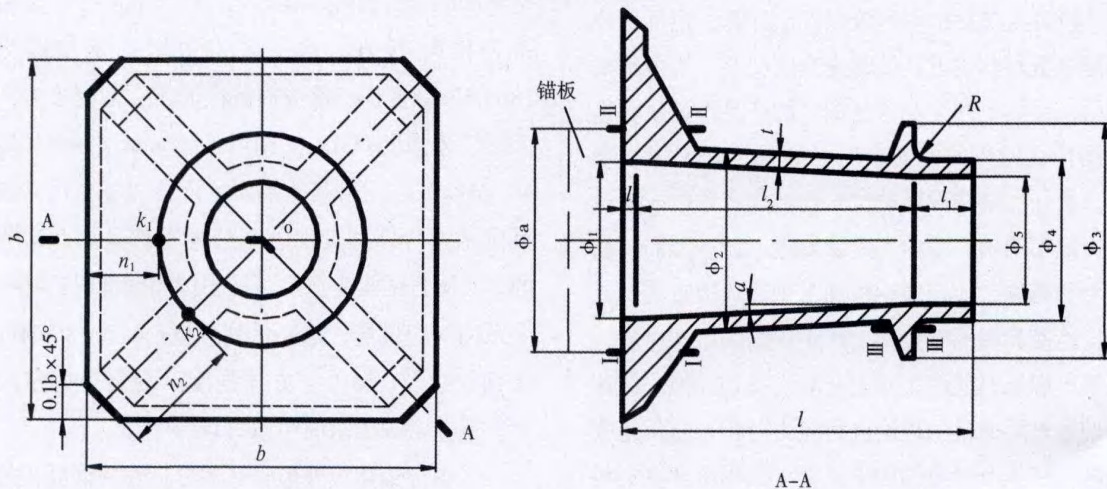


图2 铸造型锚垫板典型构造图

3) 第三部分: 附加翼板面积 $[\frac{\pi}{4} \cdot (\phi_3^2 - \phi_4^2)]$, 它承受第三部分的均布反力;

4) 第四部分, 圆筒端面面积 $[\frac{\pi}{4} \cdot (\phi_4^2 - \phi_5^2)]$, 它承受第四部分的均布反力。

主承压板按悬臂板计算, 悬臂长度为 n_1 , 根部为锚板外径之处。锚垫板外边缘处弯矩为零, 板厚可减薄, 重量随之减轻; 根部弯矩最大, 板厚应加大, 此处为计算控制截面。四角对角线方向, 悬臂 n_2 较长, 采用削角(0.1b × 45°)与设加劲肋并举的办法来处理。四角中的一个角因设灌浆通道而取代了加劲肋。四削角也可改为圆角。

圆锥形筒身从主承压板根部直径 ϕ_2 处起, 至附加翼板根部上弯折点 ϕ_4 止, 通常筒身等厚度居多, 且应考虑铸造工艺要求的最小壁厚。夹片式锚具钢绞线束在锥形筒中的扩散角要求尽量减小, 本图综合国内外资料并考虑某些相关规程的要求, 确定筒内壁单边斜角 α 不大于4°。来自周围混凝土且垂直于锥形筒外表面的均布反力, 若按力三角形解析, 它将比轴向均布荷载高出十几倍。筒身承受环向压力和轴向压力的共同作用, 强度验算截面拟选定在 ϕ_2 处。

预应力束的外围钢绞线在附加翼板处有约4°的弯折, 因之产生环向张力, 附加翼板不但承受因轴向混凝土压力而产生的弯曲应力, 也像环箍一样承担环向拉应力。拉应力叠加位置在翼板下面的根部, 此处宜设置较大铸造内圆角, 能有效降低拉应力。

承接口 ϕ_5 应比规定的波纹管外径大2mm~4mm, (金属波纹管外径一般比内径大7mm), 承接段长度 l_1 可取25mm~50mm, 随锚垫板规格大小确定, 上口 ϕ_1 应比锚板底面外围穿筋孔的外接圆大2mm~4mm, ϕ_1 孔的直线段不宜小于30mm, 它在安装锚具时便于钢绞线的弯折。

ϕ_a 为锚板直径, ϕ_a 与 ϕ_1 之间为锚具和锚垫板之间的承压面, 在铸造不能保证平坦的情况下都应经切削加工, 此部位可做成深3mm的凹形子

口, 也可做成凸出3mm的平台。

3个安装孔位于加劲肋前方平台上, 钻孔孔径比固定螺栓直径应大1mm~2mm。

常用规格的锚垫板, 其灌浆嘴接口螺纹规格全国一定为G3/4管螺纹(早期曾定为M27 × 2普通螺纹)。

3 铸造型锚垫板的估算

3.1 符号说明

a_x 锚固区荷载传递试验试件截面 x 方向尺寸

a_y 锚固区荷载传递试验试件截面 y 方向尺寸

a 锚固区荷载传递试验试件截面为正方形时的边长

b_x 、 b_y 矩形锚垫板在 x 、 y 方向的边长

b 方形锚垫板的边长

A 荷载传递试验试件的混凝土截面面积, $A = a_x \times a_y$ 或 $A = a^2$

A_b 锚垫板扣除中心孔面积之后的净面积

A_g 锚垫板的总面积, $A_g = b_x \times b_y$ 或 $A_g = b^2$

E_i 铸铁的弹性模量, $E_i = 160000 \text{ N/mm}^2$

E_s 钢材的弹性模量, $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

$f_{cu,k}$ 边长为150mm的混凝土立方体试块抗压强度标准值

f'_c 混凝土圆柱体试块龄期28天的抗压强度

f'_{cu} 张拉施工时150mm立方体试块的抗压强度

f'_{ci} 张拉施工时圆柱体试块的抗压强度

F_{pk} 预应力筋的特征极限抗拉力, 同 F_{ptk}

F_{ptk} 预应力筋标准极限抗拉力

F_u 实测破坏荷载

f_{bi} 张拉时, 在 $0.8F_{pk}$ 荷载作用下, 锚垫板下混凝土的平均压应力

f_{cpi} 张拉施工时混凝土的允许压应力

f_s 钢或铸铁锚垫板的弯曲应力

f_{spi} 在张拉力作用下, 锚板和锚垫板之间的挤压应力

f_{sy} 屈服应力

n 锚板外边缘到锚垫板外边缘的距离

P_{jack} 张拉力, 按 $0.8 F_{pk}$ 取用

t 锚垫板的厚度

ρ_v 抗裂螺旋钢筋的体积配筋率。螺旋筋外径之内包含的钢筋体积与混凝土体积之比，以百分率表示（PTI采用的是以混凝土承压区面积为基数的面积配筋率 ρ_s ）。

3.2 锚垫板尺寸的估算

锚垫板的承载能力估算包括两方面：锚垫板下混凝土的承载能力和锚垫板的强度。

图2为带一个附加翼板的铸造型锚垫板，是常用形状，本文用以讨论分析。美国PTI《后张体系的验收标准》中给出了钢板加工型（该标准称为基本型）锚垫板的设计准则，包括混凝土的允许承压应力和钢板强度、刚度的验算，这是目前难觅的具有准则性的计算方法，它采用允许应力设计法。对于应力很复杂的锚固区，允许应力可能更易于掌控。对于铸造型锚垫板，本文按上节将锚垫板划分为四个承压面，分别估算其受力性能。分析中参考美国PTI标准中钢板加工型锚垫板的设计准则，在最后再代换成我国使用的立方体试块强度。铸铁件的一些参数要借鉴国内外的经验取用，模糊处理一些不能清晰运算的部分。

3.2.1 锚垫板下混凝土的承载能力及锚垫板面积

锚垫板下混凝土的压应力与锚垫板主承压板（图2中 $b \times b$ ）的尺寸和结构设计中的锚具布置（图3）是互相关联的。

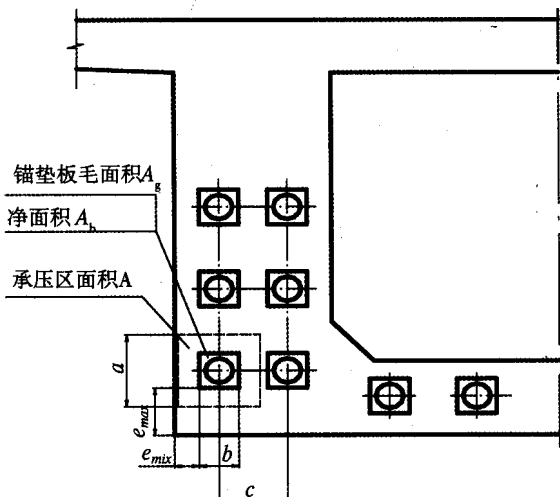


图3 锚垫板承压区示意图

图3是常用预应力箱形梁（腹板可斜置）的局部锚具布置示意图，锚垫板为正方形，主承压板总面积为 $A_g = b \times b$ 。在计算 A_g 之前，必须先确定混凝土承压区面积 A ， A 与锚垫板同心，也是正方形；边长 a 随锚垫板至结构截面边缘的距离而定，PTI第3.1条的规定如下：

如果 $e_{\min} < 0.5b$ 则 $a = b + 2e_{\min}$ ；

如果 $e_{\min} > 0.5b$ 则 $a = 2b$ （是最大值）；

但必须满足 $e_{\max} < 4e_{\min}$ ；

本文为便于讨论，取用定值，也是最大值 $a = 2b$ 。

锚垫板排列的最小中心距 C_{\min} ，按惯例可按两个相邻螺旋筋外径之间净距为20mm来确定，同时还应保证张拉千斤顶要求的横向距离。相邻两个锚垫板的承压边缘可能稍有重迭，这是许多结构设计中难以避免的，实际上，应力略低的边缘迭加应力不会太大。

计算荷载为 $0.8 F_{pk}$ ，这是规范规定的张拉施工时的最大张拉控制力。张拉时混凝土的最低强度为结构设计标号的80%，即 $0.8 f'_c$ 。铸造型锚垫板在工程应用中，应按张拉力为 $0.8 F_{pk}$ 和当时的混凝土强度为 $0.8 f'_c$ 来考虑。

本文参考PTI的如下3个限定条件：

(1) 在承压区中无抗裂钢筋（螺旋筋或网片筋），即 $\rho_s = 0$ ，张拉荷载为 $0.8 F_{pk}$ 作用时，锚垫板总面积 A_g 下的混凝土允许压应力 f_{cpi} ，不得超过张拉时混凝土圆柱体试块的抗压强度 f'_{ci} ，即

$$f_{cpi} = 0.5 f'_{ci} (A/A_g)^{1/2} < f'_{ci} \quad (1)$$

式中 A 为承压区面积， A 必须小于或等于 A_g 的4倍式(1)才能成立，当锚垫板为 $b \times b$ 正方形时，应有承压区边长 $a \leq 2b$ 。

(2) 当配筋率 $\rho_s > 2\%$ ，且其他条件同上时，锚垫板下混凝土允许压应力可以提高50%，即

$$f_{cpi} = 0.75 f'_{ci} (A/A_g)^{1/2} < 1.50 f'_{ci} \quad (2)$$

如果 ρ_s 在0~2.0%之间，混凝土的允许压应

力按第(1)、(2)两式计算的数值线性插值确定。本文分析一些国外资料,抗裂螺旋筋的体积配筋率 ρ_v 约在3~4%之间,对此,我们还不能得到 ρ_v 理论值,将需积累较多试验才能推定出合适数值。混凝土的压应力沿轴向是放射性扩展的,螺旋筋的圈径和轴向长度必须足够才能包容一块增强的混凝土。

(3) 实际张拉力为 $0.8 F_{pk}$ 时,锚垫板净面积 A_b 下混凝土的平均压应力 f_{bi} 不应超过式(1)、(2)确定的允许压应力,即

$$f_{bi} = \frac{0.8 F_{pk}}{A_b} \leq f_{cpi} \quad (3)$$

通过本式,引入锚垫板下部圆孔面积和附加翼板面积(约占总面积 A_g 的15%~20%)的影响,即可算出必需的主承压板面积及其边长 b 。

例1: 设锚具为YJM15-12,钢绞线为 $\phi 15.2\text{mm}$,1860MPa级,单根标准极限抗拉力为260kN,适用的混凝土圆柱体试块28天抗压强度 f'_c 为35MPa,螺旋筋的配筋率 $\rho_s > 2.0\%$ (拟取 $\rho_s = 3.5\%$),承压区面积符合图3的布置, $a=2b$,试求铸造型锚垫板主承压板的面积和边长 b (设为正方形)。

解: 张拉时混凝土强度为标号的80%,即

$$f'_{ci} = 0.8 \times 35 = 28\text{MPa}$$

$$\text{当 } a=2b \text{ 时, } (A/A_g)^{1/2} = (4b^2/b^2)^{1/2} = 2$$

张拉时混凝土的允许压应力 f_{cpi} 由式(2)确定。

$$f_{cpi} = 0.75 f'_{ci} \times 2 = 1.5 f'_{ci} = 1.5 \times 28 = 42\text{MPa}$$

实际张拉时,锚垫板净面积 A_b 下混凝土的平均压应力也应定为42MPa,

即

$$f_{bi} = \frac{0.8 F_{pk}}{A_b} = 42\text{MPa}$$

于是

$$\begin{aligned} A_b &= \frac{0.8 F_{pk}}{f_{bi}} = \frac{0.8 \times 12 \times 260 \times 1000}{42} \\ &= \frac{2496000}{42} = 59429\text{mm}^2 \end{aligned}$$

按图2,设锚垫板下孔 $\phi_5 = 95\text{mm}$ 、 $\phi_4 = 120\text{mm}$ 、 $\phi_3 = 170\text{mm}$ 、 $\phi_2 = 148\text{mm}$ 、 $\phi_1 = 128\text{mm}$

$$\text{开孔面积 } A_5 = \frac{\pi}{4} \times 95^2 = 7088\text{mm}^2$$

$$\text{附加翼板面积 } A_3 = \frac{\pi}{4} \times (170^2 - 120^2) = 11388\text{mm}^2$$

$$\text{底部端面积 } A_3 = \frac{\pi}{4} \times (120^2 - 95^2) = 4222\text{mm}^2$$

据此,主承压板的总面积 A_g 应为:

$$A_g = A_b + A_5 - A_3 = 59429 + 7088 - 11388 = 55129\text{mm}^2$$

但是,中国工程使用的混凝土强度为立方体强度,必须换算。设取用立方体混凝土等级为C40,经查混凝土工程手册*,圆柱体试块28天抗压强度为 $f'_c = 35\text{MPa}$ 的混凝土,换算系数 $\beta_1 = 0.806$,其相当于立方体强度标准值($f_{cu,k}$)为: $0.35/0.806 = 43.42\text{MPa}$

这一强度比C40略高,主承压板还应稍大一些,修正系数 β_2

$$\beta_2 = 43.42/40 = 1.086$$

最后,当混凝土立方体标准抗压强度为C40时,主承压板的总面积($A_{g,cu}$)应为:

$$A_{g,cu} = A_g \cdot \beta_2 = 55129 \times 1.086 = 59870\text{mm}^2$$

当锚垫板取用正方形时,边长 b 为:

$$b = \sqrt{A_{g,cu}} = \sqrt{59870} = 245\text{mm}$$

当锚垫板取用圆形时,且保留附加翼板($A_3 = 11388\text{mm}^2$)的状况下,主承压板直径 D_0 应为:

$$D_0 = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot A_{g,cu}} = \sqrt{\frac{4}{\pi} \cdot 59870} = 276\text{mm}$$

注*: 混凝土强度换算表(MPa)

| 混凝土强度等级 | C12 | C20 | C30 | C40 | C50 | C60 | C70 | C80 |
|----------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| f'_c (圆柱体28d强度) | 12 | 30 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 |
| $f_{cu,k}$ (立方体抗压强度) | 15 | 25 | 37 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 |

换算中间值可线性插入。

3.2.2 锚垫板厚度估算

仍以图2进行分析,应估算的截面共有4处:

1) 截面 I-I: 位于平面图的 K_1 点,在锚板

直径 ϕ_a 的边缘;

2) 截面 II-II: 位于主承压板对角线上的 K_2 点, 在 ϕ_a 的边缘;

3) 截面 III-III: 位于附加翼板根部, 估算时不考虑圆角 R ;

4) 锥形筒壁厚 t 。

前三处截面均按悬臂梁计算(见图4), 即取单位宽度作为脱离体, 均布荷载按张拉力 $0.8F_{pk}$ 时垫板下混凝土平均压应力 $f_{bi} = 42\text{MPa}$ 计算。

锚垫板计算截面的弯曲应力 f_s 按常规计算:

$$f_s = \frac{M}{W} = \frac{f_{bi} \cdot n^2 / 2}{h^2 / 6} = 3f_{bi} \cdot \left(\frac{n}{h}\right)^2 \quad (4)$$

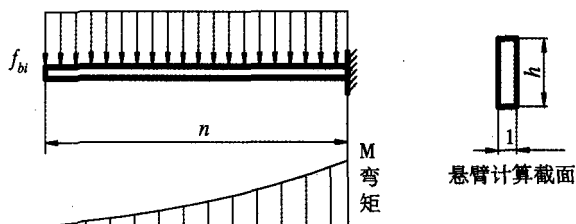


图4 锚垫板厚度计算内力图

令 f_s 等于允许应力 $[\sigma_{bb}]$ 。当锚垫板材料有屈服极限 f_{sy} 时, f_s 应小于 $0.8f_{sy}$ 。

HT200灰铸铁的抗弯强度 $\sigma_{bb} = 400\text{MPa}$, 是脆性材料, 取安全系数 $k=2.5$, 允许抗弯应力 $[\sigma_{bb}] = \sigma_{bb} / k = 400 / 2.5 = 160\text{MPa}$ 。

当锚板直径 $\phi_a = 165\text{mm}$, 锚垫板主承压板边长 $b = 245\text{mm}$ 时, $n_1 = 40\text{mm}$, $n_2 = 73.4\text{mm}$

代入式(4)可得

$$h_1 = 35.5\text{mm}, h_2 = 65.1\text{mm}$$

当锚垫板为圆形, 且 $D_0 = 276\text{mm}$ 时, $n = 55.5\text{mm}$, $h = 49.3\text{mm}$

附加翼板根部厚度(截面 III-III)的计算方法同上, 悬臂长

$$n_3 = (\phi_3 - \phi_4) / 2 = (170 - 120) / 2 = 25\text{mm}$$

$$\text{根部厚度 } h_3 = 22.2\text{mm}$$

由于还有环向应力存在, 如果不另行计算, h_3 应适当加厚。

附加翼板上表面和主承压板下表面均可设计

为斜面, 斜度可取为 $i=1:2$, 1为轴向尺寸。各处圆角半径 R 宜比铸件常规偏大一些。

悬臂板均属短悬臂, 剪应力不需验算。

锥形筒壁厚 t 的估算:

锥形筒的受力极不明确, 在轴向负荷作用下, 同时产生圆锥体的楔紧作用, 因而会发生环向压应力, 同时也会有轴向压应力。在附加翼板处更有钢绞线弯折产生的径向力, 使翼板及其附近的筒壁产生环向拉应力。相较之下, 主承压板下筒身顶部 ϕ_2 处受力较为清晰一些, 在 $0.8F_{pk}$ 作用下, 主承压板减去 ϕ_2 面积后的净面积由混凝土 f_{bi} 支承, 其余差额应由 ϕ_2 处圆筒截面承担。设该力为 F_2

$$F_2 = 0.8F_{pk} - \left(b^2 - \frac{\pi \cdot \phi_2^2}{4}\right) f_{bi}$$

代入前例参数:

$$F_2 = 0.8 \times 12 \times 260 \times 1000 - \left(245^2 - \frac{\pi \cdot 148^2}{4}\right) 42 = 670.5\text{kN}$$

ϕ_2 处筒身截面 A_t 近似值为:

$$A_t = \frac{\pi \cdot \phi_2^2}{4} \cdot t$$

HT200的允许抗压强度为 $[\sigma_{bc}] = \sigma_{bc} / 2.5 =$

$$750 / 2.5 = 300\text{MPa}$$

令 $[\sigma_{bc}] = F_2 / A_t$ 可得

$$t = \frac{F_2}{\frac{\pi \cdot \phi_2^2}{4} \cdot [\sigma_{bc}]} = \frac{670500}{\frac{\pi \cdot 148^2}{4} \cdot 300} = 0.13\text{mm}$$

很薄。

实际需要的 t 值会比较厚。

按铸造工艺要求, 当用木模造型时, 可取 $t = 8\text{mm}$, 当用铝模及先进工艺时, 可取 $t = 6\text{mm}$ 。

锚板底面圆周面支承在锚垫板上表面上, 接触面应机加工平整, 在 $0.8F_{pk}$ 作用下, 接触面的允许挤压应力 f_{sbi} 应小于二者较弱一方(钢材或铸铁)屈服应力 f_{sy} 的1.5倍, 即

$$f_{sbi} < 1.5f_{sy}$$

锚板常用45#钢制做, 调质45#钢的 $f_{sy} =$

360MPa, 退火45#钢的 $f_{sy}=280\text{MPa}$; HT200锚垫板没有 f_{sy} , 挤压应力可取用

$$f_{sbi} = \frac{\sigma_{bc}}{2.5} \times 1.5 = \frac{750}{2.5} \times 1.5 = 450\text{MPa}$$

本例锚板和锚垫板接触面的承载能力 F 为:

$$F = f_{sbi} \times \frac{\pi}{4} \cdot (\phi_a^2 - \phi_1^2) = 450 \times \frac{\pi}{4} \cdot (162^2 - 128^2) = 3832\text{kN}$$

大于12根钢绞线的标准抗拉力 $12 \times 260 = 3120\text{kN}$, 从以上估算可以看出:

1) 混凝土标号提高时, 或将张拉时混凝土强度 f'_{ci} 提高到 $0.8f'_c$ 以上, 都可提高张拉时混凝土的允许压应力 f_{spi} , 从而可以减小锚垫板主承压板的面积, 边长 b 会小一些; 但板厚是否增加, 应该验算;

2) 锚板直径 ϕ_a 减小时, 图2中悬臂长度 n_1 、 n_2 将会加长, 截面I-I、II-II随之加厚, 锚垫板耗材会有所增加;

3) 附加翼板能显著减小主承压板面积; 且可平衡钢绞线束弯折的径向张力;

4) 锥形筒壁厚 t 的估算最困难, 应以工程实践为依据。

4 锚垫板下螺旋筋的估算

预应力筋端部的锚固区必须配置抗裂钢筋, 抗裂钢筋的形式可以是多层方格网状钢筋或圆柱形螺旋钢筋; 工程实践中多数情况下使用螺旋筋, 螺旋筋和锚垫板的相关位置如图5所示。

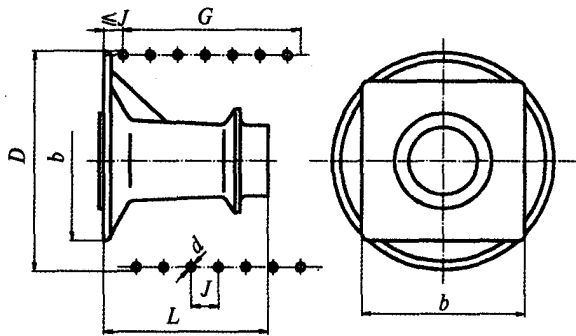


图5 螺旋筋及锚垫板的相关位置

螺旋筋包裹的圆柱形混凝土, 其直径为 D (外径)、长度为 G , 因受螺旋筋的约束, 形成类似三向受力状态, 横向变形受到限制, 推迟了开裂时刻, 从而提高了混凝土的承载能力。

本文根据国内外的实践经验提出如下见解:

1) 当方形锚垫板的边长或矩形锚垫板短边长为 b 时, 螺旋筋的圆圈外径宜取 $D \approx (1.35 \sim 1.40)b$; 当主承压板为圆形时, 螺旋筋的圈外径宜比主承压板直径略大, 取 $D \approx (1.10 \sim 1.15)D_0$;

2) 螺旋筋的螺距 J 应考虑净距为所用混凝土粗骨料粒径的1.5倍, 以保证浇灌的混凝土顺利充满螺旋筋的核心部分。当前常用泵送混凝土石子粒径约为30mm, 螺旋筋螺距的间隙不应小于45mm, 此时螺距不小于 $J = 45 + d$;

3) 螺旋筋的长度 G (等于螺距 \times 圈数) 应比锚垫板长度 L 长 $2J$ 左右, 可依锚垫板宽度 b 为依据, 一般取 $G = 1.5b$ 。

4) 由于混凝土横向变形很小时就会开裂, 开裂后就失去承载能力。约束混凝土变形的螺旋筋是依靠自身变形发挥约束作用的, 这一作用是在钢筋低应力阶段发挥的, 不可能达到高应力阶段。提高约束作用必须增加螺旋筋截面才能取得效果, 即提高配筋率 ρ_v , 而不是选用强度较高的螺纹钢筋。本文调查国内外业者常取 $\rho_v = (3 \sim 4)\%$ 。

5) 螺旋筋直径 d 是通过体积配筋率 ρ_v 确定的。 ρ_v 的定义为: 受压混凝土圆柱体中含有螺旋筋的体积, 以百分率表示之。具体计算中混凝土圆柱体的截面应以螺旋筋外径为准 (美国规范特别指明), 即 $A_c = \pi D^2 / 4$, 圆柱体高度可仅取一个螺距 J , 设单根螺旋筋截面为 A_s , 于是

$$\rho_v = \frac{\pi \cdot D A_s}{\frac{\pi D^2}{4} \cdot J} = \frac{4 A_s}{J D}$$

$$\text{或 } A_s = \rho_v \cdot \frac{J D}{4}$$

仍以前例为例, 令 $J=60$, $D=1.35b=1.35 \times 245=330.75\text{mm}$, $\rho_v=3.5\%$, 代入数据:

$$A_s=0.035 \times 60 \times 330.75/4=173.46\text{mm}^2$$

查钢筋表, 用 $\phi 16$ 的HPB235光圆钢筋, 截面 $201.1\text{mm}^2 > 173.46\text{mm}^2$,

当螺旋筋长度 $G=1.5b$ 时, $G=1.5 \times 245=367.5\text{mm}$ 。

圈数 $G/J=367.5/60=6.125$, 取用6圈。

注: 按照GB 50010-2010第6.6节“局部受压承载力计算”中公式(6.6.1-1)计算的锚垫板面积, 以及按公式(6.6.3-1)算出的螺旋筋配筋率, 都比本文的计算结果偏小很多, 与世界各大预应力公司的实际产品尺寸也有较大差别, 产生差别的原因主要是局部受压的计算底面积取值过大。

5 结束语

按照本文的计算方法, 锚具生产单位只需设定钢绞线束规格及混凝土标号, 很快就可以将全系列的锚具列成总表, 按本文程序拟订出各规格的锚垫板基本参数和配用螺旋筋的参数; 根据这些参数再绘制产品组件的设计图。

这项工作能使产品设计工程师“心中有

数”, 一旦用户有特别要求, 锚具生产单位的工程师就可以有科学根据的解决任务。杭州浙锚预应力有限公司已用本文的方法梳理了自己产品设计, 以后还打算对C45、C50混凝土、1860级 $\phi 15.7\text{mm}$ 钢绞线、HT250铸铁等更高条件, 拟订出更多技术资料, 以供设计单位选用。

结合本组“预应力锚固区安全探讨”之一和之二, 对夹片锚系列新的产品设计, 将可完成相关的“荷载传递试验”, 一旦付诸实施, 将会使我国的预应力工程在锚固区得以保证充分的安全度。

参考文献

- [1] BS 4447-1973 Specification for the performance of prestressing anchorage for post-tensioned construction October 1973
- [2] FIP Recommendations for acceptance and application of post-tensioning systems March 1981
- [3] FIP Recommendations for the acceptance of post-tensioning systems June 1993
- [4] PTI Guide Specification: Acceptance Standards for Post-Tensioning Systems Post-Tensioning Institute U.S.A. Sept.1998
- [5] JGJ 85-2010. 预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术规程. 北京. 中国建筑工业出版社, 2010年7月
- [6] GB 50010-2002. 混凝土结构设计规范. 北京. 中国建筑工业出版社, 2002年3月
- [7] 美国钢筋混凝土房屋建筑规范 (ACI 1992年公制修订版)

信息视窗

欧维姆中标铜陵长江公铁大桥亿元项目

2012年5月18日, 欧维姆公司收到了安徽铜陵长江公铁大桥斜拉索制造及安装项目中标通知书, 中标金额高达1.15亿! 这是欧维姆公司有史以来承接的最大金额的项目。

铜陵长江公铁大桥是由安徽省和铁道部合资建设的合肥至福州快速客运铁路专线的重点控制性工程, 建设工期4年半, 项目总投资超过70亿元, 是铜陵建市以来单项投资最大的项目。它的建设将使铜陵成为皖中、皖江地区通往浙江的大

通道, 对进一步巩固铜陵在皖江城市带的交通枢纽地位和促进中部地区经济和社会发展具有十分重要的意义。

桥梁上部设计为双塔钢桁梁钢绞线斜拉索结构, 分上下两层, 上层建设六车道高速公路, 下层建设4条铁路。大桥主跨630米、塔高220米、钢绞线拉索重量5632吨等几项指标使得该桥在同类型桥梁中堪称世界之最。

(林裕均)