

第六篇

隧道工程施工质量控制与管理

第一章 隧道结构构造概论

隧道结构构造,由主体构造物和附属构造物两大类组成。主体构造物是为了保持岩体的稳定和行车安全而修建的人工永久建筑物,通常指洞身衬砌和洞门构造物。洞身衬砌的平、纵、横断面的形状由道路隧道的几何设计确定,衬砌断面的轴线形状和厚度由衬砌计算决定。在山体坡面有发生崩塌和落石可能时,往往需要接长洞身或修筑明洞。洞门的构造型式由多方面的因素决定,如岩体的稳定性、通风方式、照明状况、地形地貌、以及环境条件等。附属构造物是主体构造物以外的其它建筑物,是为了运营管理、维修保养、给水排水、供蓄发电、通风、照明、通讯、安全等而修建的构造物。

第一节 衬砌材料与构造

一、衬砌材料

隧道是埋藏在地层深处的工程建筑物,其衬砌通常需要承受较大的围岩压力、地下水压力、有时还要受到化学物质的侵蚀,地处高寒地区的隧道往往还要受到冻害等。所以,要求用于衬砌的材料应具有足够的强度、耐久性、抗渗性、耐腐蚀性和抗冻性等。另一方面,隧道是大型工程构造物,每米隧道都需要大量建筑材料,工程量很大。所以,从经济观点看,衬砌材料应当是价格便宜,就地取材,便于机械化施工的。通常采用以下材料:

1. 混凝土。这种材料的优点是整体性好,既可以在现场浇注,也可以在加工场预制,

而且可以机械化施工。其本身密实性较好,具有一定的抗渗性。如果在水泥中掺入密实性附加剂,可以提高混凝土的密实度,从而改善混凝土的防水性能。或者使用减水剂,提高混凝土的密实程度,改善混凝土的抗渗性能。混凝土可以根据需要加入其它附加剂,如低温早强剂,常温早强剂,速凝剂,缓凝剂,塑化剂,加气剂等,来满足使用和施工上的需要。

配制混凝土还可以根据需要选择合适的水泥,例如具备快硬,高强特性的有快硬硅酸盐水泥,具备快硬早强特性的有硅酸盐膨胀水泥和石膏矾土膨胀水泥,具备抗渗防水特性的有大坝水泥和防水水泥,具备抗硫酸盐侵蚀的抗硫酸盐硅酸盐水泥,以及塑化水泥,加气水泥等。

配制有抗冻要求的混凝土时,在寒冷地区水泥标号不小于 400 号,在严寒地区不宜低于 500 号。

混凝土材料的缺点是灌注后不能立即承受荷载,需要进行养生,需要达到一定强度才能拆模,占用的模板和拱架较多。普遍混凝土的耐侵蚀能力较差。

2. 钢筋混凝土。隧道施工时,暗挖部分就地绑扎钢筋比较困难,通常不采用现浇钢筋混凝土。在明挖地段可以采用。通过不良地质地段时,往往采用废旧钢轨或焊接钢筋骨架(花拱)灌注钢筋混凝土。所用混凝土标号为 200 号。

3. 喷射混凝土。喷射混凝土是将混凝土干拌合料、速凝剂和水,用混凝土喷射机高速喷射到洁净的岩石表面上凝结而成的。其密实性很高,能封闭围岩的裂隙。密贴于岩石表面,早期强度高,能很快起到支护作用,是一种理想的衬砌材料。

4. 锚杆与喷锚支护。锚杆是用机械方法加固围岩的一种材料。种类很多,通常可分为机械型锚杆和粘结型锚杆。围岩不够稳定时,还可以张挂金属网。设置锚杆再加喷混凝土时,即为喷锚支护。

5. 石料。在隧道衬砌中不得使用有裂隙和风化的石料,石料标号不应低于 300 号,用于砌筑的砂浆为 100 号。石衬砌材料的优点是材料来源广,可以就地取材。砌好后能较早地承受荷载,可以节省水泥和模板。其缺点是砌缝多,容易漏水,施工主要靠手工操作,费工费时,需要大量熟练工人,目前还不能机械化施工。现在已很少采用石料衬砌,但洞门挡墙、挡土墙、路缘石、人行道盖板等仍可使用。超挖部分可以使用片石混凝土回填。

6. 装配式材料。在软土地区修筑隧道时,常用盾构法施工,其衬砌材料往往采用装配式材料,如钢筋混凝土大型预制块,有加筋肋的铸铁预制块。在修筑棚式明洞(简称棚洞)时,又可用预制板或梁装配式棚洞或梁式棚洞。用新奥法施工时,为了防水,防落石和美观还可以加设离壁式结构,常用的材料有波纹钢拱式大型装配预制件,有时可以

用玻璃钢代替钢材等。

二、洞身衬砌类型

山岭隧道与软土隧道、水下隧道相比较,由于其受力、施工方法等存在差异,在结构型式上有很大差别。即使山岭隧道,也因人们对围岩压力和衬砌结构所起作用的认识有所发展,而使结构型式发生很大变化。

1. 直墙式衬砌。直墙式衬砌型式通常用于岩石地层垂直围岩压力为主要计算荷载、水平围岩压力很小的情况。一般适用于V、IV类围岩,有时也可用于III类围岩。对于道路隧道,直墙式衬砌结构的拱部,可以采用割圆拱、坦三心圆拱或尖三心圆拱。三心圆拱指拱轴线由三段圆弧组成,其轴线形状比较平坦($r_1 > r_2$)时称为坦三心圆拱,形状较尖($r_2 > r_1$)时称为尖三心圆拱,若 $r_1 = r_2 = r$ 时即为割圆拱(见图6-1-1)。

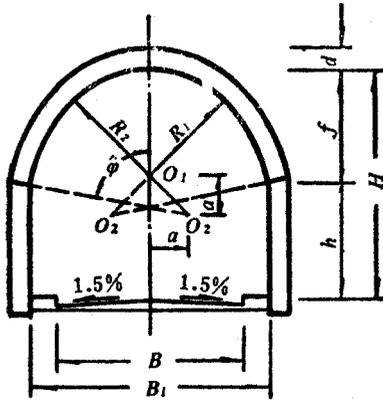


图 6-1-1 直墙式衬砌

如果围岩完整性比较好,在V类围岩中,边墙可以采用连拱或柱,称为连拱边墙或柱式边墙,见图6-1-2。

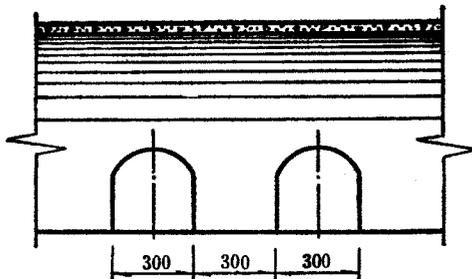


图 6-1-2 连拱边墙及柱式边墙

为了节省圬工,在Ⅴ类围岩中,可以采用大拱脚薄边墙衬砌,见图6-1-3。如果具备喷混凝土条件时,边墙可以用喷混凝土代替。该法是个局限性很大的方法,最大的问题是大拱脚支座施工困难,在非均质岩层中很难用钻爆法做出整齐稳定的支座。所以在这种较好围岩中,莫如优先考虑喷锚支护。

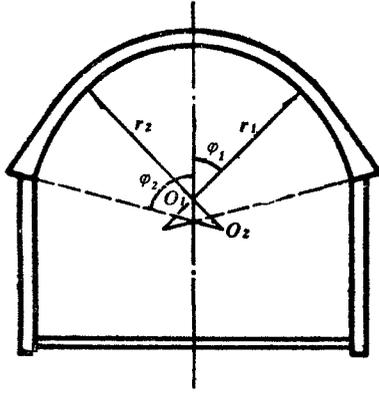


图6-1-3 大拱脚薄边墙衬砌

2. 曲墙式衬砌。通常在Ⅲ类以下围岩中,水平压力较大,为了抵抗较大的水平压力把边墙也做成曲线形状。当地基条件较差时,为防止衬砌沉陷,抵御底鼓压力。使衬砌形成环状封闭结构,可以设置仰拱,见图6-1-4。

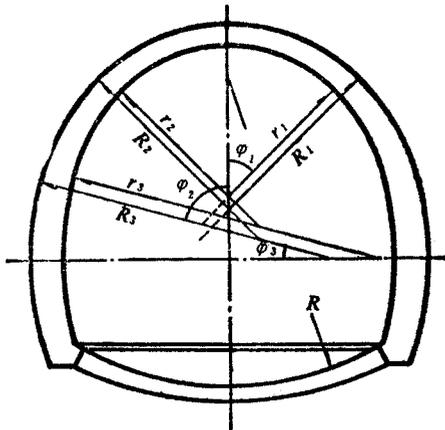


图6-1-4 曲墙式衬砌

3. 喷混凝土衬砌、喷锚衬砌及复合式衬砌,这些衬砌与上述传统的衬砌方法有本质上的区别,这里仅介绍其结构型式。

为了使喷混凝土结构的受力状态臻于理想化,要求用光面爆破开挖,使洞室周边平

顺光滑,成型准确,减少超挖欠挖。然后在适当的时间喷混凝土,即为喷混凝土衬砌。根据实际情况,需要安装锚杆的则先装设锚杆,再喷混凝土,即为喷锚衬砌。如果以喷混凝土,锚杆或钢拱支架的一种或几种组合作为初次支护对围岩进行加固,维护围岩稳定防止有害松动。待初次支护的变形基本稳定后,进行现浇混凝土二次衬砌,即为复合式衬砌。为使衬砌的防水性能可靠,保持无渗漏水,采用塑料板作复合式衬砌中间防水层是比较适宜的,见图 6-1-5。上述岩石隧道衬砌结构构造根据需要与可能,往往需要进行内装。

4. 圆形断面隧道。为了抵御膨胀性围岩压力,山岭隧道也可以采用圆形或近似圆形断面,因为需要较大的衬砌厚度,所以多半在施工时进行二次衬砌。对于水底隧道,由于水压力较大,采用矿山法施工时,也多半用二次衬砌,或者采用铸铁制的方形节段。水底隧道广泛使用盾构法施工,其断面为全圆形。通常用预制的方形节段在现场拼装。此时,在顶棚以上的空间和路面版以下的空间可以用作通风管道,车行道两侧的空间可以设置人行道或自行车道,有剩余空间时还可以设置电缆管道等。水底隧道的另一种施工方法是沉管法,有单管和双管之分,其断面可以是圆形,也可以是矩形。

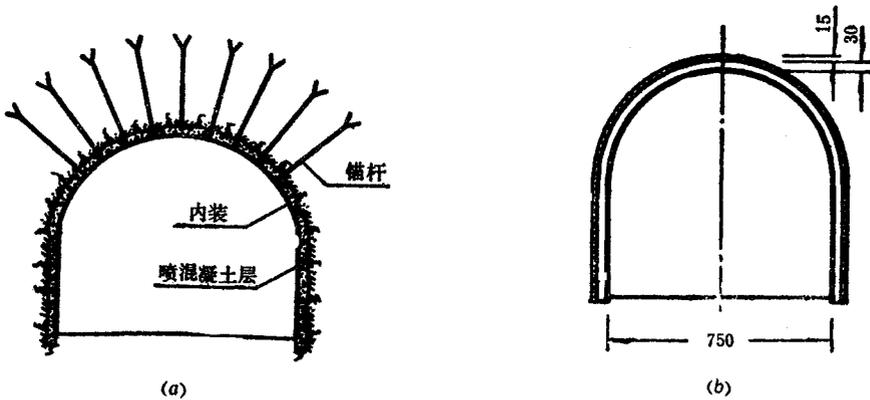


图 6-1-5 喷锚衬砌与复合衬砌

岩石隧道掘进机是开挖岩石隧道的一种机械化切削机械,其开挖断面通常为圆形,开挖后可以用喷混凝土衬砌、喷锚衬砌或拼装预制构件衬砌等多种型式。

5. 矩形断面衬砌。如上所述,用沉管法施工时,其断面可以用矩形型式。用明挖法施工时,尤其在修筑多车道隧道时,其断面广泛采用矩形。这种情况,回填土厚度一般较小,加之在软土中修筑隧道时,软土不能抵御较大的水平推力,因而不宜修筑拱形隧道。另一方面,矩形断面的利用率也较高,见图 6-1-6。城市中的过街人行地道,通常都在软土中通过,其断面也是以矩形为基础组成的。

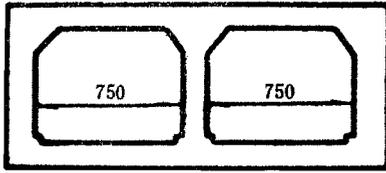


图 6-1-6 矩形断面衬砌

三、衬砌基本尺寸拟定

隧道衬砌基本尺寸的拟定,包括确定衬砌内轮廓线、轴线、截面厚度以及外轮廓线等尺寸。对于矩形断面、圆形断面、直墙式衬砌的边墙等,在计算上一般不存在困难。但是对于三心圆拱、曲墙等,计算时则比较繁琐。虽然均系几何上的换算,为了计算方便,把常用的换算式记在下面,以便使用。

1. 衬砌内轮廓

道路隧道内轮廓线的尺寸计算,参见图 6-1-7。

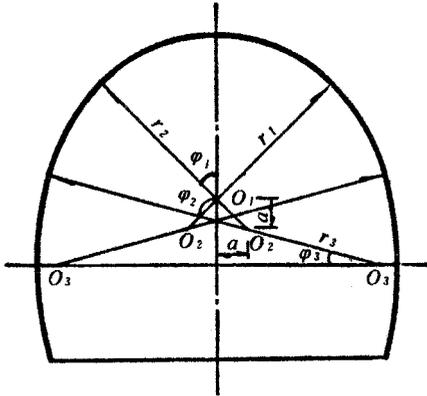


图 6-1-7 内轮廓计算图式

$$\left. \begin{aligned} \gamma_1 + a - \gamma_2 \cos \varphi_2 &= f \\ \gamma_2 \sin \varphi_2 - a &= b \\ \gamma_1 + \frac{a}{\sin \varphi_1} &= \gamma_2 \end{aligned} \right\} \quad (6-1-1)$$

式中 b ——公路建筑限界宽度,其值为行车道宽度加上两侧路缘带与人行道宽度的总和,两侧还应分别加上 5~10cm 的施工误差;

f ——拱顶至拱脚的矢高,按通风量所需通风道面积确定,并保证拱轴线受力合理;

φ_1 ——内径 γ_1 画出的圆曲线的终点截面与竖直面的夹角；

a ——内径 γ_1 、 γ_2 的圆心 o_1 与 o_2 之间的水平距离。

以上 4 个参数必须根据限界要求预先给定，代入(6-1-1)式后解出其余 3 个参数 γ_1 、 γ_2 及 φ_2

其中 γ_1 、 γ_2 ——第一个内径和第二个内径；

φ_2 ——拱脚截面与竖直截面的夹角。

曲墙式边墙内径 γ_3 由参数 H_1 及 b_1 确定，见图 6-1-8。

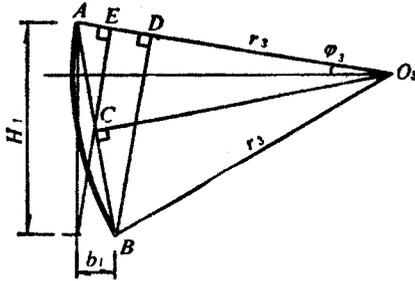


图 6-1-8 边墙内径 γ_3 的计算图式

$$\left. \begin{aligned} \gamma_3 &= \frac{H_1 + b_1}{\chi (H_1 \sin \varphi_3 + b_1 \cos \varphi_3)} \\ \varphi_3 &= 90^\circ - \varphi_2 \end{aligned} \right\} \quad (6-1-2)$$

2. 轴线与外轮廓线

对于拱的轴线和外轮廓线的计算，不存在困难。等截面拱的计算比较简便，变截面拱圈尺寸的计算，则比较繁琐，参见图 6-1-9，可按以下公式计算：

$$\left. \begin{aligned} R_1 &= m + \gamma_1 + d_0 \\ R_2 &= m + \gamma_2 + d_0 \\ \Delta d &= d_b - d_0 \\ m &= \frac{\Delta d (\gamma_2 + d_0 + 0.5 \Delta d)}{(\gamma_2 + d_0) (1 - \cos \varphi_2) - \Delta d \cos \varphi_2} \\ \gamma'_1 &= m' + \gamma_1 + 0.5 d_0 \\ \gamma'_2 &= m' + \gamma_2 + 0.5 d_0 \\ m' &= \frac{0.5 \Delta d (\gamma_2 + 0.5 d_0 + 0.25 \Delta d)}{(\gamma_2 + 0.5 d_0) (1 - \cos \varphi_2) - 0.5 \Delta d \cos \varphi_2} \end{aligned} \right\} \quad (6-1-3)$$

式中 R_1 、 R_2 ——外轮廓线半径；

γ'_1 、 γ'_2 ——轴线半径；

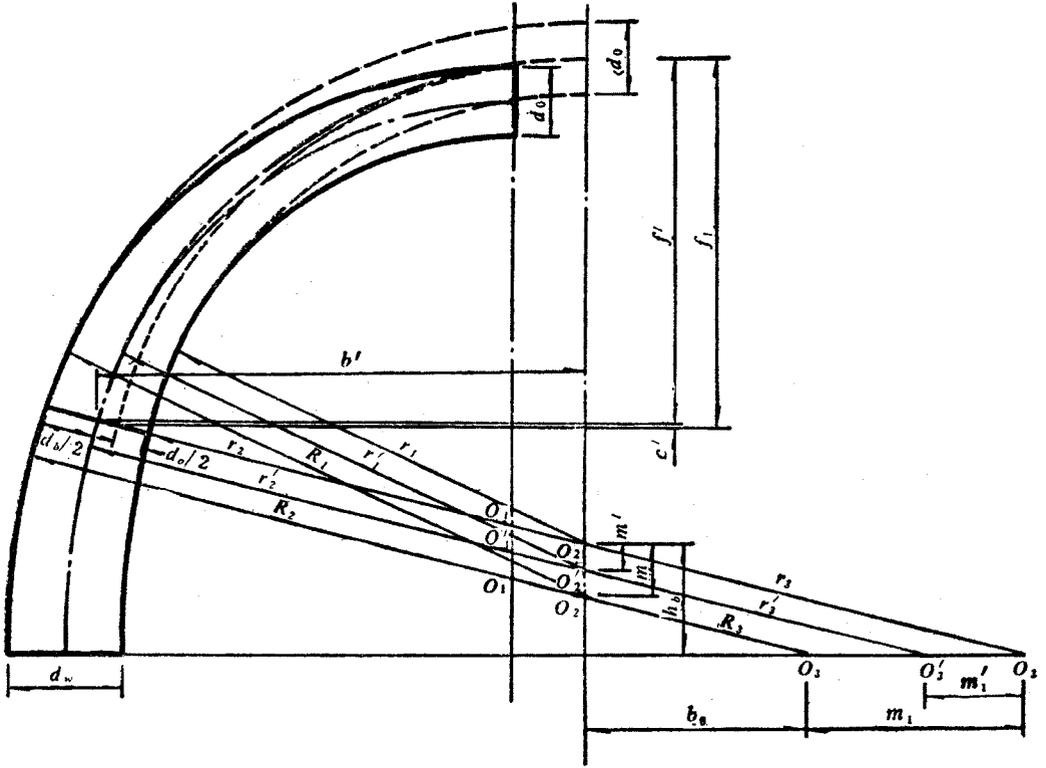


图 6-1-9 变截面拱圈尺寸的计算图式及水平线以上部分曲边墙尺寸计算图式

$\gamma_1, \gamma_2, \varphi_1, \varphi'_1$ 意义同前 均为已知。 d_0 为拱顶厚度, d_b 为拱脚截面厚度, 二者都是预先设定的。

若预先设定 d_0 和 d_b 时, 则水平线以上部分曲边墙尺寸计算公式如下:

$$\left. \begin{aligned}
 m_1 &= \frac{m}{\operatorname{tg} \varphi_3} \\
 m'_1 &= \frac{m'}{\operatorname{tg} \varphi_3} \\
 h_b &= (\gamma_3 - \gamma_2) \sin \varphi_3 \\
 R_3 &= R_2 + \frac{h_b - m}{\sin \varphi_3} \\
 \gamma'_3 &= \gamma'_2 + \frac{h_b - m'}{\sin \varphi_3} \\
 b_0 &= \frac{h_b - m}{\operatorname{tg} \varphi_3} \\
 d_w &= R_3 + m_1 - \gamma_3
 \end{aligned} \right\} (6-1-4)$$

若预先设定 d_0 及 d_w 时, 则需先计算 m 及 d_b 值:

$$\left. \begin{aligned} m &= \frac{d_w - d_0}{1 + \frac{\sin\varphi_2 - 1}{\cos\varphi_2}} \\ d_b &= \sqrt{R_2^2 - m^2 \sin^2\varphi_2} - \gamma_2 - m \cos\varphi_2 \end{aligned} \right\} \quad (6-1-5)$$

水平线以下部分曲边墙外缘为斜线时, 其斜线与以 R_3 为半径的外轮廓线相切, 见图 6-1-10, 通常 R_3 、 H_3 及 B_3 为预先设定, 有关尺寸按以下公式计算:

$$\left. \begin{aligned} a &= \sqrt{H_3^2 - 2R_3B_3 + B_3^2} \\ h_3 &= \frac{a}{R_3 + a} [aH_3 + R_3(R_3 - B_3)] \\ b_3 &= \frac{a(H_3 - h_3)}{R_3} \end{aligned} \right\} \quad (6-1-6)$$

三心圆平拱衬砌外轮廓线的计算, 见图 6-1-11。

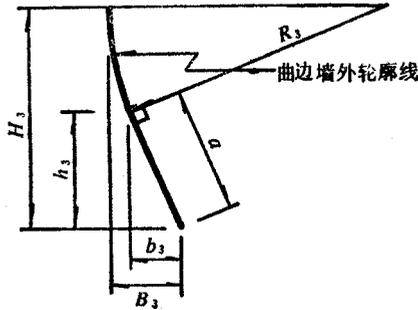


图 6-1-10 边墙外缘斜线计算图

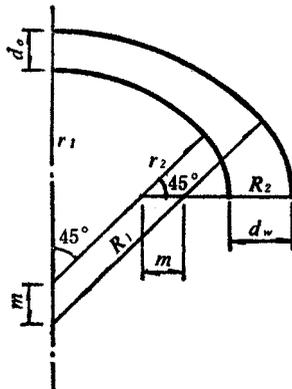


图 6-1-11 三心圆平拱外轮廓线计算图

通常 d_o 、 d_w 、 γ_1 和 γ_2 为预先设定,此时

$$\left. \begin{aligned} m &= \frac{d_w - d_o}{2 - \sqrt{2}} = 1.7071(d_w - d_o) \\ R_1 &= \gamma_1 + d_o + m \\ R_2 &= \gamma_2 + d_w - m \end{aligned} \right\} \quad (6-1-7)$$

第二节 洞 门

一、概述

洞门构造型式,山岭隧道、城市隧道与水底隧道等有很大区别。从岩(土)体稳定上看,洞门附近通常都比较破碎松软,易于失稳,形成崩塌。为了保护岩(土)体的稳定和使车辆不受崩塌、落石等威胁,确保行车安全,应该根据实际情况,选择恰当的洞门型式,修筑洞门,并对边仰坡进行适宜的护坡。洞门是各类隧道的咽喉,也是外露部分,在保障安全的同时,还应适当进行洞门的美化和环境的美化。山岭隧道惯用的洞门型式主要有端墙式、翼墙式和环框式,水底隧道的洞门通常与附属建筑物,如通风站、供、蓄、发电间、管理所等结合在一起修建。城市隧道既可能是山岭隧道,也可能是水底隧道,不过一般情况下交通量都比较大,对建筑艺术上的要求也较高。道路隧道在照明上有相当高的要求,为了处理好司机在通过隧道时的一系列视觉上的变化问题,有时要求在入口一侧设置减光棚等减光构造物,有时要求对洞外环境作某些减光处理。这样洞门位置上就不再设置洞门建筑,而是用明洞和减光建筑将衬砌接长,直至减光建筑物的端部,构成新的入口。

洞门还可以拦截、汇集、排除地表水,使其沿排水渠道排离洞门,防止地表水沿洞门漫流。所以洞门上方女儿墙应有一定的高度,并有排水沟渠。

当岩(土)体有滚落碎石可能时,一般应接长明洞,减少对仰、边坡的扰动,使洞门墙离开仰坡底部一段距离,确保落石不会滚落在车行道上。

二、洞门型式

1. 端墙式洞门

端墙式洞门适用于岩质稳定的Ⅳ类以上围岩和地形开阔的地区,是最常使用的洞门型式,见图 6-1-12。

2. 翼墙式洞门

翼墙式洞门适用于地质较差的Ⅲ类以下围岩,以及需要开挖路堑的地方。翼墙式洞门由端墙及翼墙组成。翼墙是为了增加端墙的稳定性的而设置的,同时对路堑边坡也起支撑作用。其顶面通常与仰坡坡面一致,顶面上一般均设置水沟,将端墙背面排水沟汇集的地表水排至路堑边沟内,见图 6-1-13。

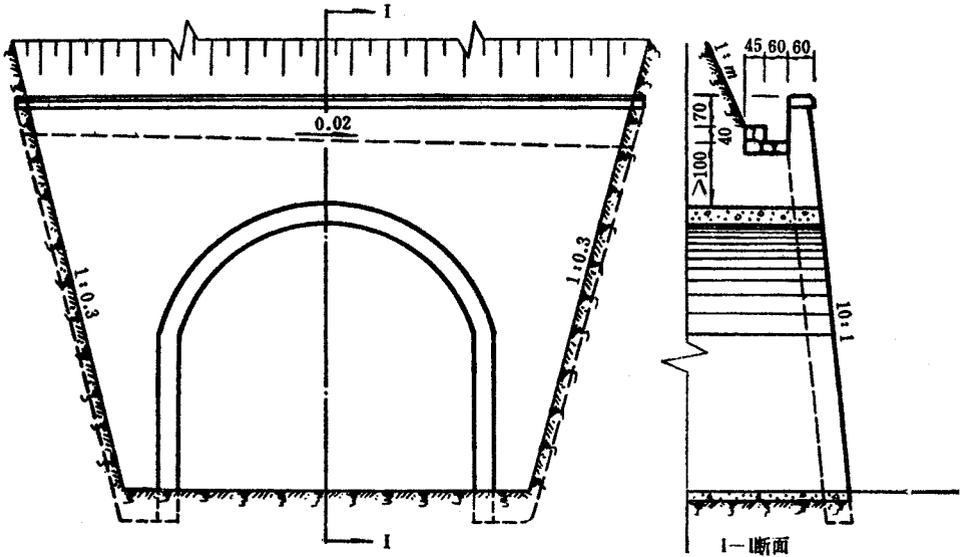


图 6-1-12 端墙式洞门

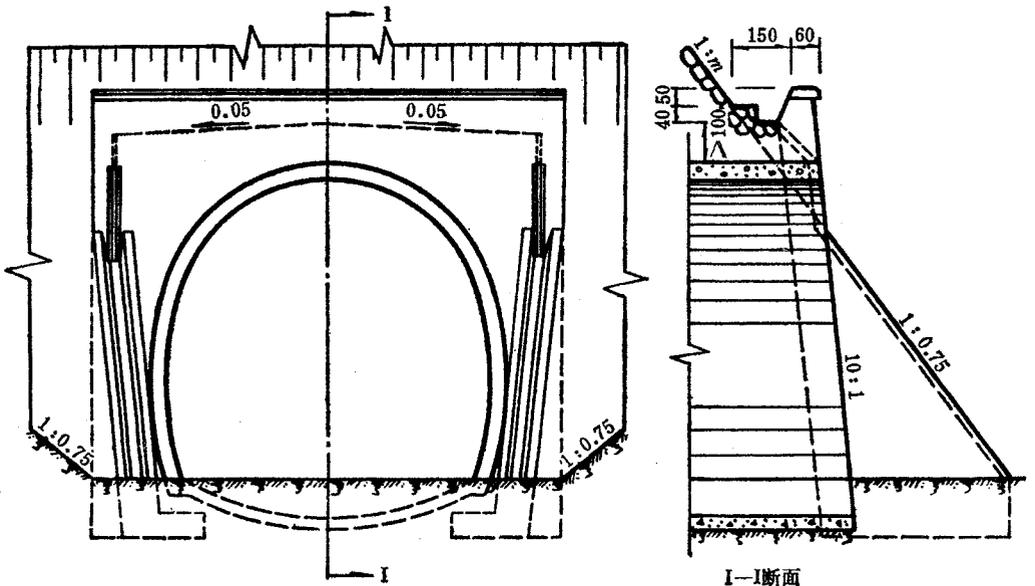


图 6-1-13 翼墙式洞门

3. 环框式洞门

当洞口岩层坚硬、整体性好、节理不发育,且不易风化,路堑开挖后仰坡极为稳定,并没有较大的排水要求时采用。环框与洞口衬砌用混凝土整体灌筑。见图 6-1-14。

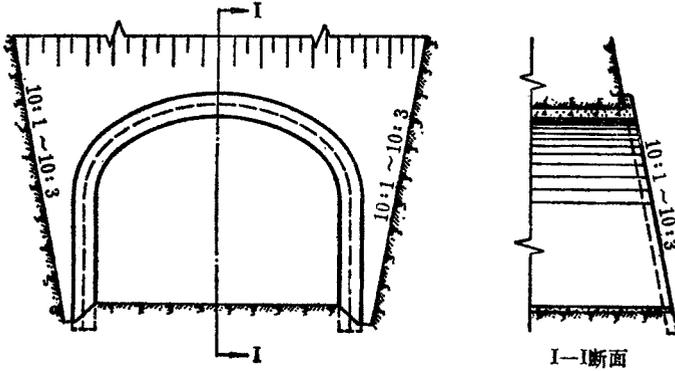


图 6-1-14 环框式洞门之一

当洞口为松软的堆积层时,通常应避免大刷仰、边坡,一般宜采用接长明洞,恢复原地形地貌的办法。此时,仍可采用洞口环框,但环框坡面较平缓,一般与自然地形坡度相一致。环框两翼与翼墙一样能起到保护路堑边坡的作用。环框四周恢复自然植被原状,或重新栽植根系发达的树木等,以使仰、边坡稳定。在引道两侧如果具备条件可以栽植高大乔木,形成林荫大道,这样的总体绿化,对洞外减光十分有益,是一个值得推荐的好方法。不过环框上方及两侧仍应设置排水沟渠,以排除地表水,防止漫流。倾斜的环框还有利于向洞内散射自然光,增加入口段的亮度,见图 6-1-15。



图 6-1-15 杯框式洞门之二

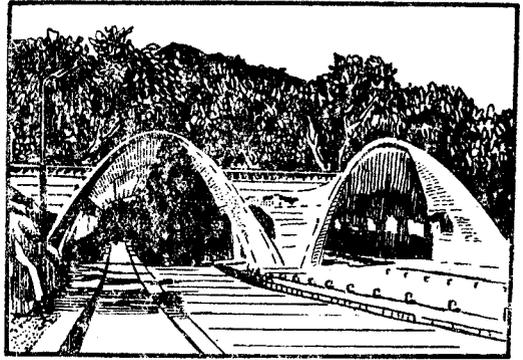
4. 遮光棚式洞门

当洞外需要设置遮光棚时,其入口通常外伸很远。遮光构造物有开放式和封闭式之

分,前者遮光板之间是透空的,后者则用透光材料将前者透空部分封闭。但由于透光材料上面容易沾染尘垢油污,养护困难,所以很少使用后者。形状上又有喇叭式与棚式之分。见图 6-1-16(a)(b)。



(a)



(b)

图 6-1-16 遮光棚构造型式

除上述基本型式外,还有一些变化型式,如端墙式用于傍山隧道时,端墙可为台阶式,根据需要还可以用柱式、直立式的。又如翼墙式的翼墙开度可随地形变化,也可因地制宜设置一侧翼墙等。道路隧道一般应少设或不设斜洞门,不得已必须设置时,对视见性诱导标志应有较高的要求,以便保证行车安全。

5. 结合建筑物修建洞门,形式则更加多样化,一般应根据地形条件,与周围环境相协调地设计洞门型式。见图 6-1-17。

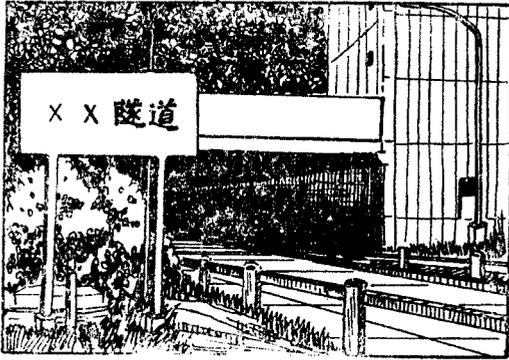


图 6-1-17 有通风站的洞门

第三节 明 洞

洞顶覆盖层较薄,难以用暗挖法修建隧道时;隧道洞口或路堑地段受坍方、落石、泥石流、雪害等危害时,道路之间或道路与铁路之间形成立体交叉,但又不宜做立交桥时,通常应设置明洞。明洞一般用明挖法施工。通常根据明洞的用途、地形、地质条件、荷载分布情况、运营安全、施工难易以及经济条件等进行具体分析、比较,确定明洞型式。明洞主要分为两大类,即拱式明洞和棚式明洞。按荷载分布拱式明洞又可分为路堑对称型、路堑偏压型、半路堑偏压型和半路堑单压型;按构造棚式明洞又可分为墙式、刚架式、柱式等。此外还有特殊结构明洞,如支墙明洞、支撑锚杆明洞、抗滑明洞、柱式挑檐棚洞、全刚架式棚洞、空腹肋拱式棚洞、悬臂棚洞、斜交托梁式棚洞、双曲拱明洞等,以适应特殊场合。

明洞所在位置,通常地形、地质条件比较复杂,明洞基础条件差,所以设置时,为确保结构的安全与稳定,应当慎重处理地基。下面简要介绍拱式明洞及棚式明洞。

一、拱式明洞

拱式明洞主要由顶拱和内外边墙组或混凝土或钢筋混凝土结构,整体性较好,能承受较大的垂直压力和侧压力。内外墙基础相对位移对内力影响较大,所以对地基要求较高,尤其外墙基础必须稳固。必要时还可加设仰拱。通常用作洞口接长衬砌的明洞,以及用明洞抵抗较大的坍方推力、范围有限的滑坡下滑力和支撑边坡稳定等。见图 6-1-18。

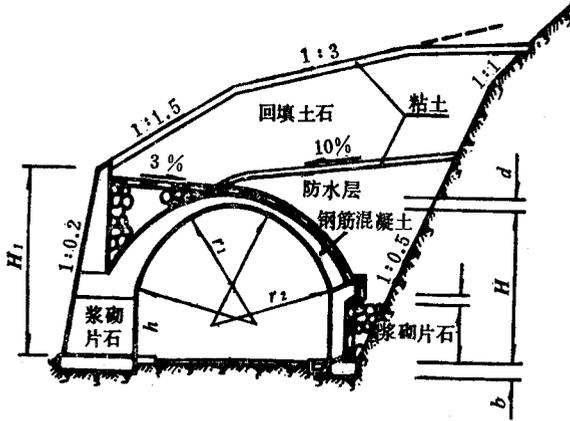


图 6-1-18 拱式明洞(半路堑式单压型)

二、棚式明洞

受地形、地质条件限制,难以修建拱式明洞时,边坡有少量坍落掉块,侧压力较小时;可以采用棚式明洞,见图 6-1-19。棚式明洞由顶盖和内外边墙组成。顶盖通常为梁式结构。内边墙一般采用重力式结构,并应置于基岩或稳固的地基上。当岩层坚实完整,干燥无水或少水时,为减少开挖和节约圬工,可采用锚杆式内边墙。外边墙可以采用墙式、刚架式、柱式结构。

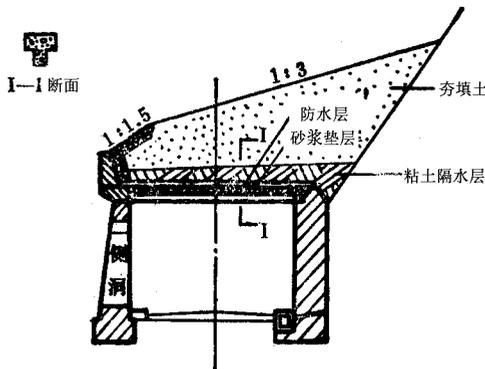


图 6-1-19 棚式明洞

第四节 内装、顶棚及路面

一、内装

为了确保行车安全,在道路隧道中必须采取措施使墙面亮度在长期的运营中保持在必要的水平以上,墙面须用适当的材料加以内装处理。内装可以改善隧道内的环境,主要是提高能见度,其次是吸收噪声。

提高墙面的反射率,可以增加照明效果。因此内装材料表面应当是光洁的,颜色应当是明亮的。在隧道照明部分将要叙述到:人眼对波长 555nm 的黄绿光最为敏感,所以内装材料应当是淡黄和浅绿色。作为背景的墙面,能衬托出障碍物的轮廓,这就需要使墙面具有良好的反射率。为了减少眩光,希望这种反射是漫反射。

未经内装的混凝土衬砌表面,特别容易吸附引擎排出的瓦斯中的粘稠油分,可与烟雾、尘埃一起沾在表面上。在隧道内潮湿、漏水的情况下,这种污染的过程出人意料得快,能使墙面的反光率降到极低的水平。

经过内装的墙面,污染仍然是不可避免的。但要求它具有不易污染、容易清洗、耐冲刷、耐酸碱、耐腐蚀、耐高温等特点。表面应该光滑、平整、明亮。

内装可以起到美观作用。使隧道漏水不露出墙面,各种管线都能隐藏在内装材料的后面。但是管线的维修应该方便,受到损坏的内装部分,也应当便于更换或修复。

内装材料应该具有吸收噪声的作用。消除隧道内的噪声是极其困难的课题之一。隧道内噪声源主要来自两方面,通风机产生的噪声和汽车行驶时引擎发出的噪声。

声波是在三维空间中波动,它与光波一样可以屏蔽、聚焦和定向。在均匀截面的管道中行进的波,常常是平面波,这种波从波源出发,在无阻碍地进行很长一段距离后,仍近似地为平面波,平面波的衰减很慢。由于管径与铺贴吸声材料的吸声效果成倒数关系,在大管道中铺贴吸声材料几乎无效,所以内装材料的消声效果很不理想。

通常用于隧道的张贴内装材料有:

块状混凝土材料。其表面粗糙,容易污染而且不好清洗,但衬砌表面不需特殊处理即可设置。

饰面板、镶板等质地致密材料,不容易污染,清洗效果好,洗净率高。板背后的渗漏水很隐蔽,既使外露也容易洗净。各种管线容易在板背后隐蔽设置。板背后的空间有利

于吸收噪声。

瓷砖镶面材料。表面光滑,最容易洗净,且效果良好;要求衬砌平整,以便镶砌整齐;隧道漏水部位可以考虑用排水管道疏导;镶面后面可以埋设小管线;但这种材料没有任何吸声作用。

油漆材料。比块状混凝土材料容易清洗,但不及其它两种材料,对衬砌表面要求很高,需要压光、平整,隧道不能有漏水现象,浸湿的油漆损坏很快,这种材料也没有吸声作用。

随着建筑材料工业技术的发展,新材料相继出现,许多新型材料都可以使用。但用于内装的新材料应该具有耐火性,在高温条件下仍能维持原状,不燃烧;不分解有害成分等;耐腐蚀性,长期在油垢及有害气体作用下不变质,在洗涤剂等化学物质作用下不被侵蚀;不怕水,大多数隧道都存在漏水问题,在水的浸泡下,在潮湿环境中不变质,不霉烂;材料来源广泛,价格相对便宜,隧道是大型构造物,用材量很大,价格高昂的材料不适于作隧道内装。

二、顶棚

顶棚的反射率对提高照明效果有利,经过顶棚的反射光使路面产生二次反射,能明显的增加路面亮度。顶棚用漫反射材料可以避免产生眩光,其颜色的明亮程度直接影响到路面亮度,所以应该是浅色的,但是又应有别于墙面,在色调和饱和度上可以有所不同。

顶棚是背景的一部分,特别是在有坡度处和变坡点附近对识别障碍物和察觉隧道内异常现象颇有帮助。

美国在改造早期修建的旧隧道时,为了提高隧道内的亮度水平,曾在顶棚上用瓷砖镶面。其结果是一方面产生严重的闪烁现象,另一方面顶棚很快变脏,清洗工作又很不方便。由于脏的过程很快,所以不能获得稳定的反射亮度,这是需要今后进一步探索的问题。

顶棚可以美化隧道,特别是与整齐排列的灯具相互衬托,更可以起到美化的效果,并有明显的诱导作用。

根据实际需要可以把顶棚做成平顶或者拱顶。在自然通风或诱导通风时,可以用拱顶。在半横向或横向通风时可以用平顶。顶棚以上可以作为通风道和供管理人员使用的通道,因此设计荷载可按(据国外资料)10MPa考虑。

三、路面

对隧道内路面的讨论是在其具有足够强度和耐久性的前提下进行的。作为特殊要求,有以下各点:

1. 路面材料应具有抵御水的冲刷和含有化学物质的水的浸蚀能力。尤其地下水可

能为承压水时,更为突出。路面的坡度应能迅速排除清洗用水。

2. 因为车辆在隧道内的减速及制动次数较高,横向抗滑要求更高,以确保车体横向稳定。

3. 容易修补。

4. 路面漫反射率高,颜色明亮,才能获得良好的照明效果。路面作为发现障碍物的背景,比墙面和顶棚有更大的、关键性的作用。

路面材料主要有两种,即混凝土和沥青混凝土。由于混凝土的反射率较沥青混凝土路面高,横向抗滑性好,是过去广泛使用的材料。其最大缺点是产生裂缝时不容易修补,更换时要停止交通。在高寒地区还要受到防滑链的损害,必需考虑设置磨耗层。沥青路面的反射率较低,为了改善路面亮度,需要在面层加入石英和铝的混合物。有的加入浅色石子和氧化钛做填充料。

路面与车道分隔线等交通标志之间应保证有明显的亮度对比和鲜明的颜色对比。

隧道内的路基应具有足够的承载力,尤其要求在有丰富地下水的条件下也能满足要求,这就要求有良好的排水设施。衬砌背后应设置盲沟和导水管,在车道版下面铺设透水性好的路基材料,必要时设置仰拱。在确定隧道纵坡时保证排水沟排水顺畅,保证路面有1~1.5%的横坡等。

四、噪声的消减

隧道内的混响时间(噪声源发音瞬间的声能衰减到 $1/10^6$ 时所需时间,即衰减60分贝所需时间)为洞外的数千倍,竟达到7~11s,在噪声级相当高的隧道内,震耳欲聋,乱作一团,难以忍受。而洞外仅为数百分之一秒。对于交通量大的重要隧道,往往需要设置应急电话等安全设备,这种隧道,噪声至少应当控制在可以用电话与管理所通话的程度。从表6-1-1中可以知道,噪声超过65分贝(dB)时,已经很难利用电话,从使用电话的角度看,噪声水平应保持在60dB以下。

噪声水平(SL)与汽车交通量(N)之间的关系可按下式计算:

$$SL = 18 \lg N + 13 \text{ (dB)} \quad (6-1-8)$$

式中 N——小时交通量(辆/h)。

其关系曲线用图6-1-20表示。

噪声水平也可以从下列表中查得。噪声水平除了受车速与车流组成影响外,交通量、坡度和车辆技术状态的好坏等,都有影响。各种类别车辆可以达到的噪声级[dB(A)],见表6-1-2。车速与车流组成不同时,其噪场级[dB(A)]可参考表6-1-3。交通量修正值[dB(A)]见表6-1-4。交通条件修理天上值[dB(A)]如下:

车行道纵坡每增加 2%	+ 1
柴油机卡车每增加 10%	+ 1
路面种类：	
沥青混凝土	0
混凝土	+ 2
碎石	+ 4

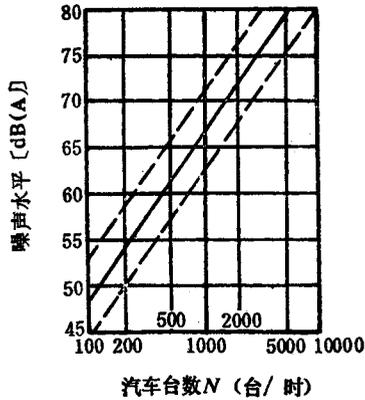


图 6-1-20 噪声与交通量的关系

表 6-1-1

噪声水平 [dB(A)]	状 况
40	极安静
45	安静,10m 距离可以对话
50	电话无困难,4m 距离可以对话
55	电话有时困难,2m 可以对话,4m 大声讲话。
60	电话少许困难,2m 大声对话
65	电话很困难

表 6-1-2

车 辆 类 别	噪声级 [dB(A)]
大载重量柴油机卡车	92 ~ 100
汽油机卡车	82 ~ 86
柴油机公共汽车	90 ~ 96
汽油机公共汽车	80 ~ 86
摩托车	88 ~ 98
无轨电车	76 ~ 90
轻型汽车	75 ~ 85
轻便摩托车	84 ~ 102

表 6-1-3

平均车速 (km/h)	车流组成中卡车及公共汽车数量 %								
	100	90	80	70	60	50	40	30	20
30	80.5	79.5	78.5	77.5	76.5	75.5	74.5	73.5	72.5
40	82.0	81.0	80.0	79.0	78.0	77.0	76.0	75.0	74.0
50	83.5	82.5	81.5	80.5	79.5	78.5	77.5	76.5	75.5
60	85.0	84.0	83.0	82.0	81.0	80.0	79.0	78.0	77.0
70	86.5	85.5	84.5	83.5	82.5	81.5	80.5	79.5	78.5
80	88.0	87.0	86.0	85.0	84.0	83.0	82.0	81.0	80.0
90	89.5	88.5	87.5	86.5	85.5	84.5	83.5	82.5	81.5
100	91.0	90.0	89.0	88.0	87.0	86.0	85.0	84.0	83.0
110	92.5	91.5	90.5	89.5	88.5	87.5	86.5	85.5	84.5

表 6-1-4

交通量 (辆/h)	100	200	300	500	700	1000	2000	3000	4000
修正值	-10	-7.5	-5.5	-3.0	-1.5	±0	+1.5	+2.0	+2.5

从以上图表中的曲线和数据上看,在隧道内可以使用电话的标准是很高的。由于隧道是封闭结构,声能在横向无法扩散,只能沿纵轴经进出洞口向外扩散。在隧道内设置吸声材料时,在横向只能有限度地吸收一小部分,减少反射的次数。所以,把噪声级减至60(dB(A))左右,是相当困难的。

目前吸声材料较多,吸声材料应兼有内装作用。可以使用的材料有:多孔吸声材料,是应用最广的基本吸声材料,种类很多,如玻璃棉、矿棉、无机纤维材料及其成型板材等。利用吸声结构吸声的有膜共振吸声结构、板共振吸声结构、腔共振吸声结构,如穿孔板式共振吸声结构等。吸声材料应当具有内装材料特性,吸声结构应当与内装相结合。任何吸声材料和结构型式对沿隧道轴线传播的平面声波作用都不大,这也是在隧道中吸声效果差的原因之一。

设置吸声板的隧道所起的作用,可以从图6-1-21中的两例中得到一些印象,其价格是比较贵的。

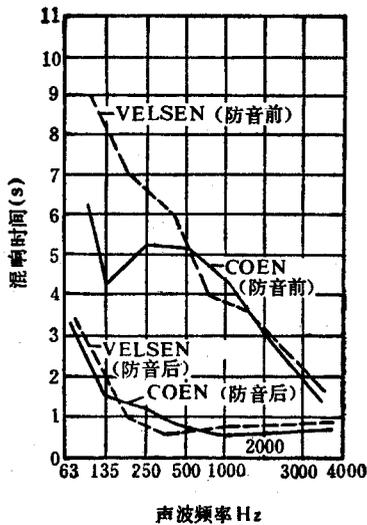


图 6-1-21 设置吸声板前后隧道内混响时间的比较

第五节 隧道的附属设施

道路隧道的附属设施是指为确保交通安全和顺适而设置的通风设施、照明设施、安全设施、应急设施以及公用设施等。

一、紧急停车带与方向转换场

紧急停车带是为故障车辆离开干道进行避让,以免发生交通事故,引起混乱,影响通行能力的专供紧急停车使用的停车位置。尤其在长大隧道中,故障车必须尽快离开干道,否则必然引起阻塞,甚至导致交通事故。为使车辆能在发生火灾时避难和退避还应设置方向转换场。

紧急停车带的间隔,主要根据故障车的可能滑行距离和人力可能推动距离确定。一般很难断言其距离的大小,如小轿车较卡车滑行距离长,人力推动也较省力,下坡较上坡时滑行距离长,推动时也省力。在隧道内一般可取 500 ~ 800m。汽车专用隧道可取 500m,隧道长度大于 600m 时即应在中间设置一处。混合交通隧道可取 800m,隧道长度大于 900m 时即应在中间设置一处。

紧急停车带的有效长度,应满足停放车辆进入所需长度,一般考虑全挂车可以进入

需 20m ,最低值为 15m。宽度一般为 3.0m。隧道内的缓和路段施工复杂 ,所以通常是将停车带两端各延长 5m 左右即可。参见图 6-1-22(以上数据为国外资料 ,仅供参考)。

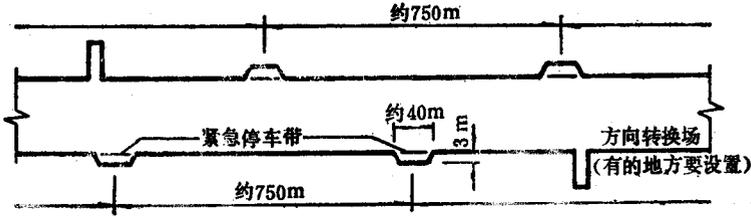


图 6-1-22 紧急停车带及方向转换场的设置实例

二、公用隧管

公用隧管(亦称公用沟、管线廊)是在城市道路隧道和水底隧道中为敷设各种管线而设置的专用隧管。其中有隧道本身所需要的各种设备,也有公用事业要求通过的各种管线。

公用隧管所需断面,应根据所需通过管线的数量和种类,维修通道和操作空间确定。沿纵向在适当间隔处应设置检修口,供检修人员进出、搬运材料、通风等使用。

第六节 防排水设施

在道路隧道中,防排水是保持正常运营的极为重要因素之一。隧道漏水,将损坏顶棚、内装、通风、照明、安全以及其它各种附属设施,使之霉烂、锈蚀、变质、失效。路面积水后将改变路面反光条件,引起眩光。使车辆打滑,影响正常行驶。在严寒地区,隧道渗水将产生浸入限界的“挂冰”。路面结冰会导致路面凸起和车辆打滑。结冰冻胀还会破坏衬砌。

隧道的防排水是从地质调查时开始的。为了保证在有丰富地下水地区的施工,可以使用导水法,注浆法,冻结法以及混合法等。例如用钻孔抽水,导坑排水,井点降水等方法导水,用水泥、粘土、水玻璃系、铬木素丙烯系树脂等注浆法。施工中的防排水是临时性措施。

隧道的永久性防排水,是用防排水工程措施实现的。可以概括为用“截、堵、排”综合治理的办法。

“截”是切断涌向隧道的水流。即把可能流入隧道的地表水和地下水的通道截断。在隧道未开挖前,地表水和地下水各自经过原有渠道和孔隙流动,隧道一旦开挖之后,便形成了新的地下通路,地下水会大量汇集并涌入隧道,地表水也会大量渗入。

在地表水和地下水都很丰富的地区,应把地表水引开。例如在洞外设置截水沟,使地表水不会涌向洞口和洞身上方地面。必须流经隧道上方时,也应砌筑排水沟,或喷抹灰浆,使地表水不易渗入。地下水有明显流向并有稳定的补给来源时,可在适当位置设置截水导坑。

“堵”即在隧道内设置防水层,使地下水不能涌入隧道,有可能时,应在衬砌表面设置外贴式防水层。早期多用钢壳防水(水下沉管隧道)。五十年代开始,逐渐改为柔性防水层,用沥青油毡、玻璃纤维油毡、异丁橡胶卷材及防水涂料等材料。外贴防水层多用于沉管隧道和明挖隧道,暗挖隧道很难应用。内敷式防水层(刚性防水层)可用于暗挖隧道。它是在衬砌内表面上高速喷射水泥砂浆或混凝土,形成刚性防水层。把沥青油毡等贴在衬砌内表面时,称为内贴式防水层,但需要有衬套拱托住。当地下水压力较大或有侵蚀性时,不宜设置内贴式和内敷式防水层。六十年代以后,开始改用以防水混凝土为主的防水措施,逐渐取代外贴式防水层。

向衬砌背后压浆,能填充衬砌背后的回填物空隙,并能填充围岩的裂隙和孔洞,能起到一定的防水作用。在围岩破碎和不稳定地段,还能起到加固作用。

在新奥法施工中,采用复合式衬砌结构时,在喷混凝土衬砌内表面上,张挂聚乙烯或聚氯乙烯板做防水层,再灌注整体式混凝土衬砌作为支撑衬套,效果良好。有的只在隧道内张挂聚氯乙烯板作防水伞。

在地下水较丰富的地区,衬砌接缝处常用止水带防水。其类型很多,如金属(铜片)止水带,聚氯乙烯止水带,以及橡胶止水带等。金属止水带已经很少使用了,聚氯乙烯止水带的弹性较差,只能用于相对变形较小的场所,橡胶止水带则可用于变形幅度较大的场合。在水底隧道中,五十年代以后广泛使用钢边止水带,它是在两侧镶有 $0.6 \sim 0.7\text{mm}$ 厚的钢片翼缘的一种橡胶止水带,刚度较高,便于安装。

“排”水是利用盲沟、泄水管、渡槽、中心排水沟或排水侧沟等,将水排出洞外。盲沟是在衬砌背后用片石或卵石干砌而成的厚 $30 \sim 40\text{cm}$,宽 $100 \sim 150\text{cm}$ 的排水通道,见图6-1-23。盲沟可以根据需要砌至拱脚或砌至边墙底部,然后用泄水管将水引入隧道的排水沟内。盲沟间距应因地制宜的设置。渡槽是在衬砌内表面设置的环向槽,其尺寸按水量大小确定,其间距一般应与筑拱环节长度配合,施工缝往往是漏水最多的位置。

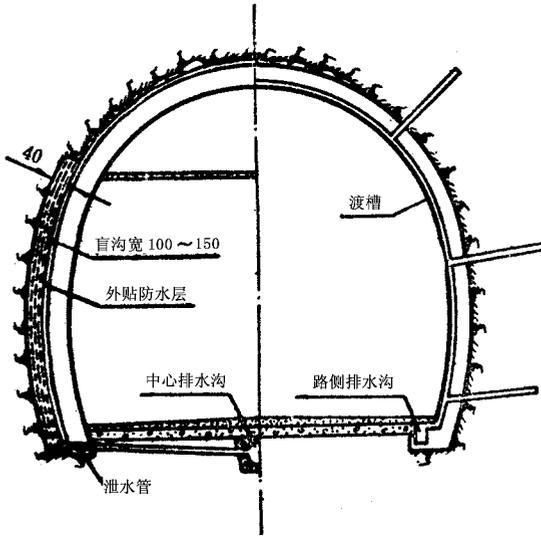


图 6-1-23 排水盲沟,泄水管,渡槽,路侧排水沟

隧道内的排水一般均采用排水沟方式,类型主要有中心排水沟和路侧排水沟,在严寒地区应设置防冻水沟,见图 6-1-24。排水沟断面可为矩形或圆形,通常为矩形,并便于清理和检查。过水面积应根据水量大小确定。沿纵向在适当间隔处应设置检查坑和汇水坑,但不应设在车道中心。

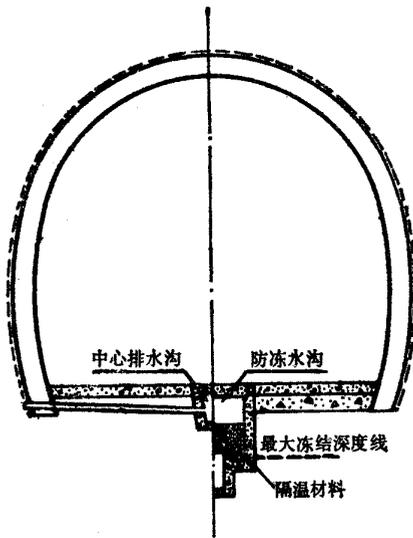


图 6-1-24 中心排水沟,防冻水沟

第二章 浅埋隧道施工质量控制

浅埋隧道是一种特定条件下的隧道工程,其施工不仅受覆盖层地质因素的制约,而且还受地面环境的影响。

浅埋隧道有整座隧道浅埋和隧道部分地段浅埋两种情况。常用的施工方法有明挖法、地下连续墙法、盖挖法、浅埋暗挖法及盾构法等。

明挖法是指挖开地面,由上向下开挖土石方至设计标高后,自基底由下向上顺作施工,完成隧道主体结构,最后回填基坑或恢复地面的施工方法。盖挖法是由地面向下开挖至一定深度后,将顶部封闭,其余的下部的工程在封闭的顶盖下进行施工,主体结构可以顺作,也可逆作。浅埋暗挖法则是在特定条件下,不挖开地面,全部在地下进行开挖和修筑衬砌结构的隧道施工方法。隧道工程采用盾构法在软弱地质条件下进行暗挖法施工已很普遍,当然也可适用于浅埋隧道的施工。本章重点介绍明挖法、盖挖法与浅埋暗挖法施工的要点。

第一节 明挖法施工

明挖法施工的隧道(有时称为明洞),其主体结构施工与地面上工程相似,故不再叙述。本节仅对常见的基坑开挖与支护方法作一介绍。

一、放坡开挖

隧道埋深较浅,施工对周围环境影响较小,基坑开挖仅仅依靠适当坡率的边坡即可

保持土体稳定,可采用放坡开挖。此法虽然开挖方量大,但机械化程度高,施工速度快,质量也易得到保证。受地下水影响的工程,可采用井点降水法提高边坡的稳定性及改善基坑内施工环境。

放坡开挖是明挖法施工的首选方案。

二、悬臂支护开挖法(图 6-2-1)

基坑的悬臂支护开挖法是将基坑围护结构插入基坑底部以下,然后直接开挖基坑内土体。结构处于悬臂状态,靠本身刚度和插入开挖面下的深度来平衡外侧土压力,开挖到设计标高后,再进行主体结构施工。由于基坑内无支撑,便于基础开挖和主体结构施工的机械化,也易保证工程质量。缺点是围护结构较复杂,增加了造价及施工难度。此法有时也用在有支撑开挖基坑的上部。

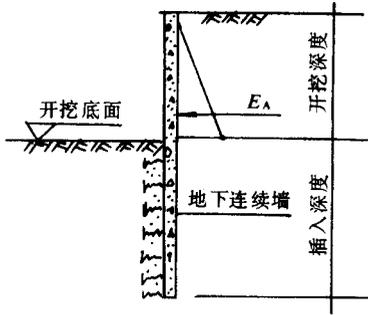


图 6-2-1 悬臂支护开挖法简图

围护结构常用木桩、钢桩、挖孔桩、灌注桩、钢筋混凝土预制桩或连续墙等组成。为加强围护结构的强度与刚度,减少其变形与位移,常采用下列工程措施:

- (1) 围护结构设计成刚度较大的截面形式。
- (2) 围护结构顶部设圈梁等,改善其整体受力状况,提高整体刚度。
- (3) 基坑外一定范围内挖去表层覆盖土,减少侧压力。
- (4) 基坑外进行井点降水,采用压密注浆、旋喷桩、搅拌桩或粉喷桩等方法加固土体,以减少侧压力。
- (5) 基坑内用井点降水和加固土体方法,使坑底土体固结,增加土体抗力。
- (6) 基坑内设置护脚,即预留一定高度和宽度的原状土台,以减少开挖时围护结构暴露高度。待基坑中间部分土体挖至设计标高,将中间底板灌完后,用跳槽开挖护脚土台,逐块浇灌这部分底板。

以上各种措施也可联合采用。

三、围护结构有支撑的明挖法

当基坑深度较大,开挖时除采用围护结构外,还常采用支撑加强围护结构以抵抗较大的侧压力。支撑分为水平支撑、斜支撑。也可采用锚杆加固围护结构。支撑的设置应考虑施工工艺的要求,支撑的强度、刚度、间距、层数及层位等应根据力学分析计算确定。施工中应经常检查支撑状态。必要时对其应力进行监控。

(一) 水平支撑(图 6-2-2)

水平支撑常用的形式有横撑和角撑,基坑拐角或断面变化处用角撑,其它一般用横撑。除环形围护结构采用环梁支撑外,其余是受轴向压力的直线型支撑。支撑可用木材、钢筋混凝土构件、钢管、型钢及型钢组合构件等。使用钢管、型钢及型钢组合构件作为支撑,拆装方便,占据空间较小,回收率高,还可以做成工具式支撑,故在实际工程中应用较多。

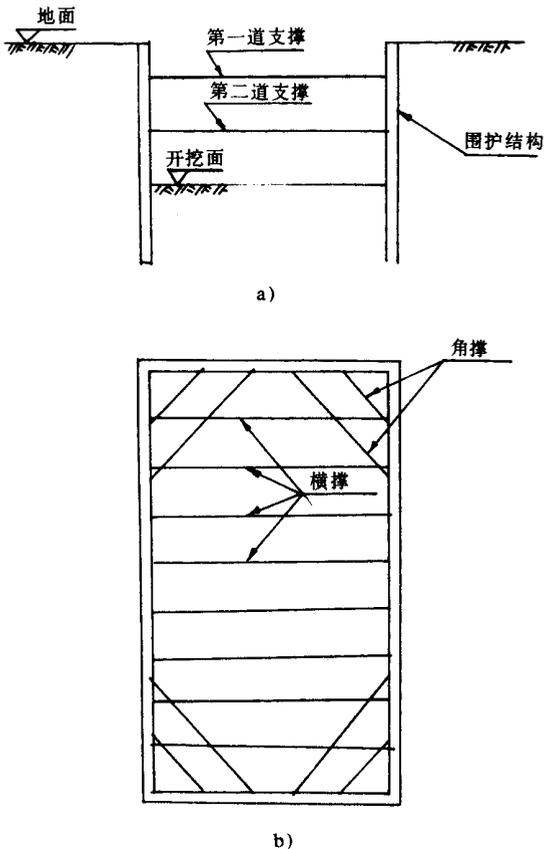


图 6-2-2 水平支撑开挖支护简图
a) 立面图 b) 平面图

围护结构施工完毕,一般情况下可开挖至第一道支撑所需的标高,及时安装支撑并施加预应力。再采用挖槽法,先开挖支撑设计位置处土体(保留其两侧土体),挖至第二道支撑标高时,安装第二道支撑,并施加预应力,然后由上向下开挖土体至适当高度,继续用挖槽法安装下道支撑。重复以上方法,最后开挖至基底标高,再依次浇筑底板—下层侧墙—中板—上层侧墙—顶板。按要求的时序拆除支撑,完成结构体系转换。

采用水平支撑的优点是:墙体水平位移小,安全可靠,开挖深度不受限制;但要求围护结构的平面形状比较规则,以矩形为最佳。开挖基坑宽度较大时,支撑应加设中间支柱来保持其稳定性。中间支柱应在开挖前按设计位置作好。

(二) 斜支撑(图 6-2-3)

当基坑横向宽度较大或形状不规则,不便使用水平支撑时,可采用斜支撑。

斜支撑的施工常采用中心挖槽法开挖基坑内土体至斜支撑基础底标高,浇筑基础,及时安装斜支撑,使支撑一端支承在围护结构上,另一端支承在已浇筑的基础上,并施加预应力,然后开挖其余土体。设有两道或多道斜支撑时,先安装外侧的长支撑,后安装内侧的支撑,并把所有斜支撑基础连为整体,形成结构底板。最后依次浇筑下层侧墙—中板—上层侧墙—顶板,并按要求的时序拆除支撑,完成结构体系转换。

采用斜支撑时,围护结构上部水平位移比较大,易引起基坑外地面及附近建筑下沉,对沉降要求严格的地段应十分慎重,因此基坑开挖深度也受到一定限制。并且斜支撑基础及结构底板需分批施工,工序交错复杂,施工难度大。

(三) 锚杆(图 6-2-4)

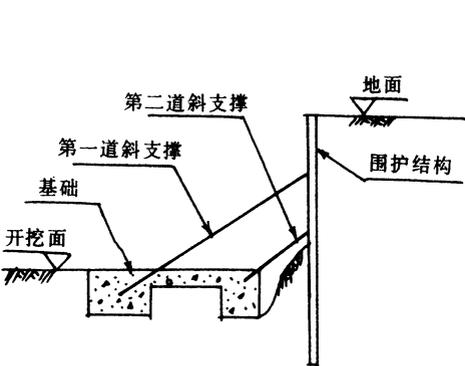


图 6-2-3 斜支撑立面图

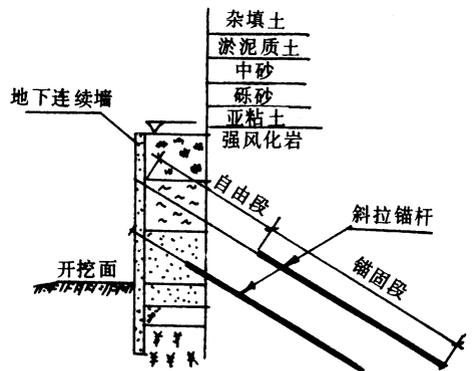


图 6-2-4 锚杆立面图

锚杆是一种设在基坑外的支撑。一般由锚头、拉杆和锚固体三个基本部分组成。锚头锚固在围护结构上。锚固体在岩石中的为岩石锚杆,在土层中的为土层锚杆。基坑开挖时,作用在围护结构上的侧应力可由锚杆与岩土之间产生的作用力来平衡。锚杆是受

拉杆件,可采用高强钢索,充分发挥其抗拉性能。由于锚杆设置在基坑外,可提供宽敞的施工空间,有利于机械开挖坑内土体及组织结构主体施工。锚杆易于施加预应力,更好的控制围护结构的水平位移,减小地面及建筑物的沉降量,并能适用于各种形状的围护结构。锚杆可设成单层或多层,开挖深度不受限制;在大面积的基坑中,应用锚杆的经济效益更为显著。

其缺点是工艺复杂,锚杆不易回收,造价较高。当围护结构四周建筑物若有密集的深基础时,不宜采用。锚杆的蠕变会降低其承载力。在流砂地层中若锚头预留孔口与锚杆套筒之间的空隙过大时,易发生涌水涌砂,引起坑外地面和建筑物沉降。

锚杆的施工方法是开挖至锚杆所需标高,钻孔插入钢索后注浆,注浆七至十天后再对锚杆施加预应力。

第二节 地下连续墙施工

1950年出现的地下连续墙,也称为混凝土地下墙、连续地中墙。它是将分段施工的单元地下墙连接成连续的地下墙体,替代传统的木桩、钢桩、钢筋混凝土桩等,起挡土、承重、防水作用。

地下连续墙分为现浇地下连续墙、预制地下连续墙、排桩地下连续墙。目前广泛应用于地下工程作为基坑开挖的围护结构,也可作为地下结构物的一部分。由于其墙体刚度大、防渗性能好,能适应软土地质条件,工程施工对周围土体扰动小,对周围建筑物影响小,施工时振动小、噪音低,在狭窄场地也能安全施工。但须随地质条件选用不同的挖槽机械及采取相应措施稳定槽壁。

一、现浇地下连续墙

在地下挖一段狭长的深槽,在槽内放入钢筋笼,浇筑成一段钢筋混凝土墙体,把这些墙体逐一连接起来形成一道连续的地下墙壁,就是一般所称的地下连续墙。

地下连续墙的施工流程见图6-2-5。

(一) 施工准备

包括编制施工组织设计;审阅技术文件;测量放线,场地规划与拆迁;道路、供水、供电等临时设施的建设;机械设备、材料的落实及设立试验室等工作,需在开工前完成。

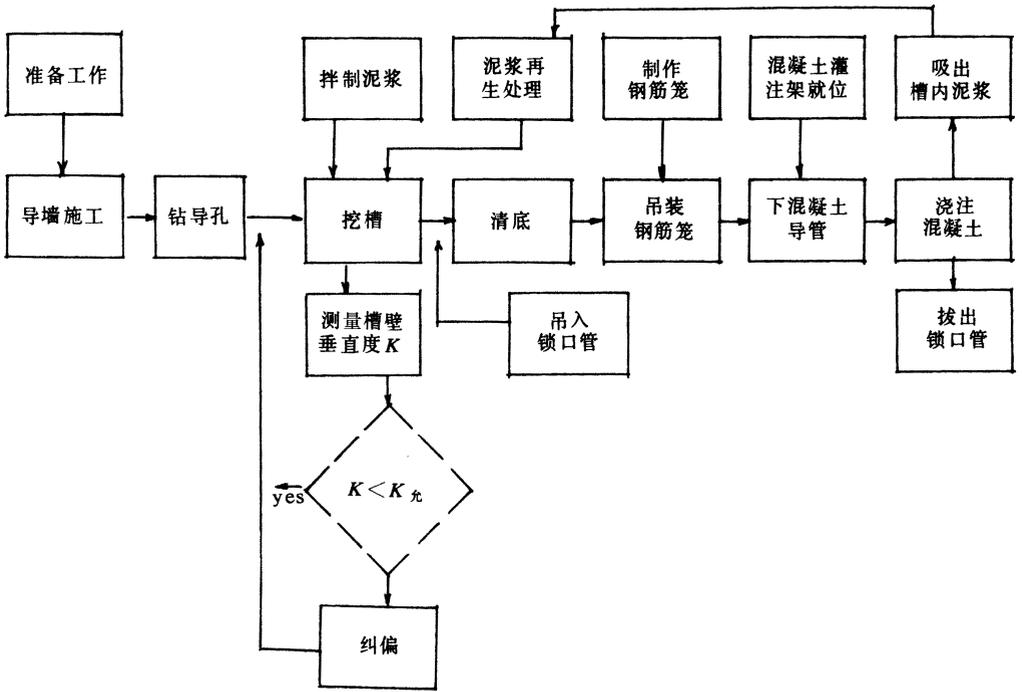


图 6-2-5 地下连续墙施工流程图

(二) 护壁泥浆

在地基中进行钻孔或挖槽,可通过泥浆的静压力来防止槽孔坍塌或剥落,维持槽孔的形状。同时泥浆还具有悬浮土渣把土渣携出地面的功能。槽孔形成之后,浇注混凝土把泥浆由槽孔中置换出来。

1. 泥浆的种类,有膨润土泥浆、聚合物泥浆、CMC 泥浆、盐水泥浆。使用的外加剂有分散剂、CMC 增粘剂、加重剂、防漏剂、盐水泥浆剂等。

2. 泥浆的使用方法:

(1) 静止方式:抓斗挖槽时不断注入新泥浆,直到浇注混凝土浆泥浆置换出来为止。泥浆一直储存在槽内仅起护壁作用,不用来排渣。

(2) 循环方式:用泵使泥浆在槽底与地面之间进行循环,把土渣排出地面。有正、反循环两种。适用于钻头式挖槽机施工。

3. 泥浆质量要求

拌制和使用泥浆时,必须随时检验,不合格的泥浆必须及时处理。泥浆性能指标分:

(1) 新浆质量指标 (2) 存放 24 小时质量指标 (3) 使用过程中的质量指标 (4) 废弃泥浆指标。

当泥浆达到废弃指标时应予废弃。未达到废弃程度的泥浆可回收,采用振动筛、旋

流器或沉淀池等进行除砂净化再生利用。

4. 泥浆池容量

新鲜泥浆总需求量,约为每幅槽段挖方量的 70%~80%(钻抓法)或 80%~90%(回转切削法)。若地层为砂砾质土时,宜适当增大。泥浆池总容积包括拌浆池、优质泥浆池、沉淀池、净化池、废浆池等。用一台抓斗挖槽时,大约需三倍单幅槽段挖方量的泥浆池;用回转式挖槽机时,约需四倍挖方量的泥浆池。

(三)导墙

导墙的作用是:在挖槽孔时起导向作用,提高槽孔垂直精度;储存泥浆,保持泥浆液面高度,稳定槽壁;支档表土,支承施工设备及固定钢筋笼、接头管;防止泥浆渗漏及地表水流入。

导墙分为现浇或预制拼装钢筋混凝土、H 型钢等型式导墙。常用现浇钢筋混凝土导墙。

导墙深度一般为 1.2m~2.0m,内净宽比地下连续墙宽 5cm~10cm,顶面应高出地表 15cm 以上,并高于地下水位一般为 1.5m。导墙中心线定位,应考虑成槽垂直误差和地下连续墙变位,适当外移,防止侵限。

导墙形式:根据地质及地表情况不同,可选用不同的形式,有矩形、槽形、L 形、倒 L 形。在拐角处,常将其平面形式设计成 L、T、十字形(图 6-2-6)。

导墙面应垂直,精度要求 1/500(液压抓斗有纠偏装置者不受此限),且与连续墙轴线平行,内外导墙间距允许误差 5mm,内外侧墙顶高差允许 10mm。

导墙宜建在密实地基上,背后开挖回填部分需用粘性干土分层夯实。导墙应做成连续的。地下管线横穿导墙或地下连续墙浅部有较大障碍物时,应探明其位置后予以妥善处理。

导墙作完后,一般应即时在墙间加设支撑,防止导墙在外力作用下内挤。

(四)挖槽机械

挖槽是地下连续墙施工最主要的工序之一。目前还没有一种能够适用于各种地质条件的挖槽机。因此,应根据不同的功能要求,不同的地质条件来选择不同的挖槽方法和挖槽机械。按挖槽机理来分,挖槽机可分为两大类:挖斗式挖槽机、钻斗式挖槽机。

1. 挖斗式挖槽机

这类机械的特点是既对土层进行破碎,又将土渣运出槽外,构造简单耐用、故障少。广泛用于软弱土层施工。挖斗式挖槽机的构成包括土斗,使土斗开闭、旋转、上下运行的原动机、传动及动力结构,专用机架(或履带式起重机)。挖斗式挖槽机有蚌式挖槽机、铲斗式挖槽机、回转式挖槽机、螺旋钻等。

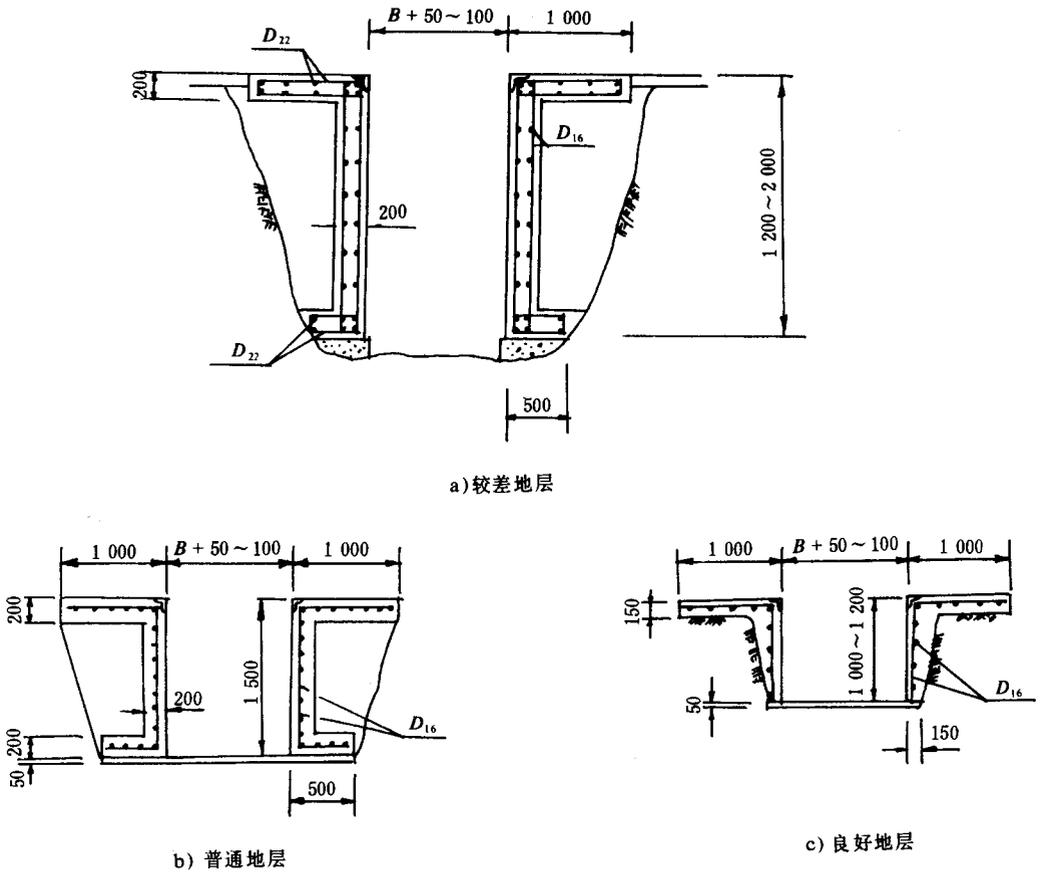


图 6-2-6 导墙截面形式

蚌式抓斗挖槽机最为常用,它利用斗齿切削土层并将土渣收容在斗内提出地面卸渣,然后又返回到挖土位置,进行新的循环。此类挖槽机可分为三种:钢索式抓斗挖槽机、液压式抓斗挖槽机、导杆式抓斗挖槽机。上部设导板以提高挖槽垂直度的抓斗称为导板抓斗。

(1)钢索式抓斗挖槽机:抓斗可装备在普通的双卷筒的起重机上或卷扬机上,依靠斗体本身自重进行切削土体。操作简便,斗体损耗小,但挖槽慢、垂直精度低。

(2)液压式抓斗挖槽机:抓斗工作时切削力不是主要依靠自重而是由液压缸的推进来完成,吃土深、挖土多,并能克服启闭时钢索磨损、更换不便等缺陷,提高了挖掘能力和速度,但斗体损耗较大。备有测斜纠偏装置,挖槽精度高。此类挖槽机使用较多。

(3)导杆式抓斗挖槽机:是将抓斗固定在一根刚性杆上,抓斗与导杆由起重机控制上下起落。由于晃动小,每个循环的工效高,精度高,但机构多,所需施工场地净空高。

蚌式抓斗挖槽机简图见图 6-2-7。

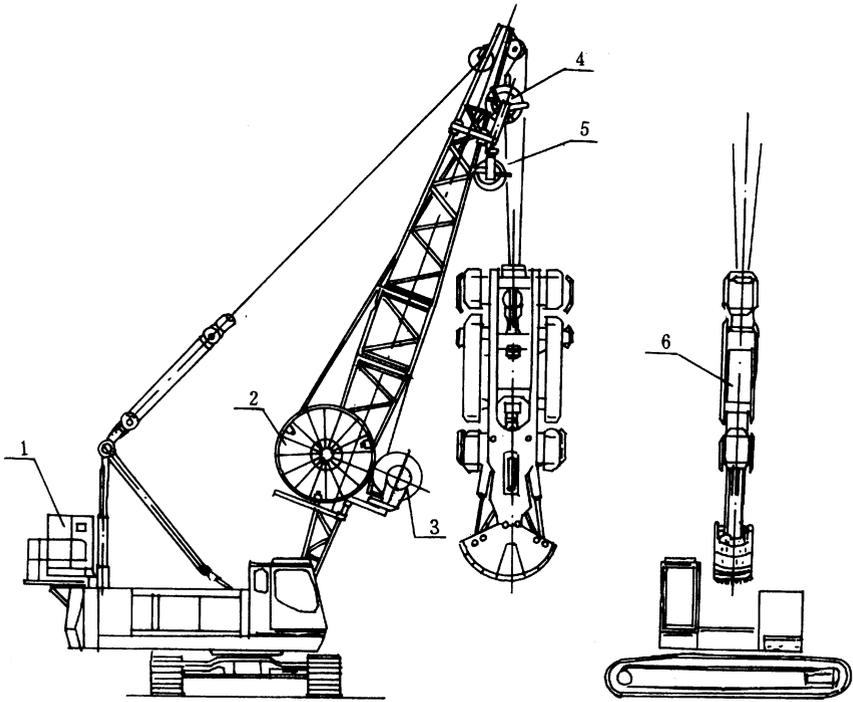


图 6-2-7 MHL 液压式抓斗与履带吊车起重机配套图

2. 钻头挖槽机

这类机械是用钻头对地层进行破碎,借助泥浆循环将土渣排出槽外。依钻头对地层的破坏方式可分为冲击式、回转式、凿刨式挖槽机、双轮铣槽机,其载运机械是专用机架或履带式起重机。常用的是冲击式、回转式挖槽机和双轮铣槽机。

(1)冲击式挖槽机就是冲击钻机。是通过钻头上下运动,冲击破碎地基土,借助泥浆循环把土渣携出槽外。叠合钻孔可成槽。适用于大卵石、大孤石等较大障碍物和软硬不均的复杂的地层。挖槽精度较高,但速度较慢,多用于钻导孔和接合面的防渗构造施工。

(2)回转式挖槽机就是回转钻机,它是将钻头压入土层并使之回转来破碎土层。在松软的地层中速度快、精度高,但在砾石等硬地层中较困难。它又分为独头回转钻机和多头钻机。

独头回转钻机只有一个钻头,其开挖形状是圆形,叠合钻孔能成槽,成槽速度慢,主要用于钻导孔。

多头钻机由数个钻头组合成一体,同时回转钻进切削土层,并有边刀上下滑动刮平槽壁。钻头边挖边下降。多头钻配有偏差纠正器。可以从垂直和水平两方向测定钻头偏差,通过可调导件进行纠偏,保证开挖精度。通常多头钻机由标准支架悬吊,也可将其吊在履带式起重机上。多头钻机挖槽精度高,但维修保养要求高,辅助设备较多,地质不

均匀时,部分钻头易超负荷运转造成损坏。其工作原理图见图 6-2-8。

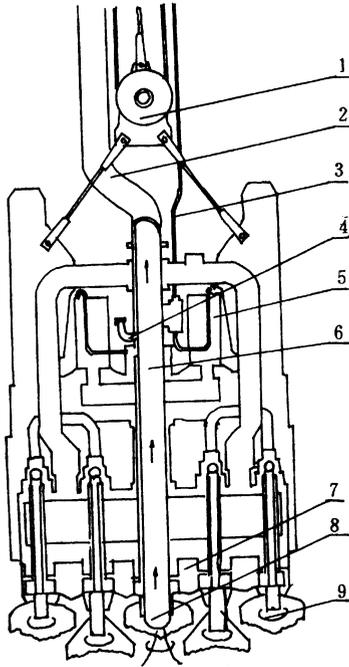


图 6-2-8 多头钻机工作原理图

- 1—滑轮组 2—反循环软管 3—电缆 4—压缩空气喷嘴 5—潜水电机；
6—反循环轴 7—边刀 8—反循环钻头 9—回转钻头

(3) 双轮铣槽机

是国内外新近采用的一种成槽机,其下端装有能旋转的多刃刀具切削破碎地层,通过反循环泵将碎渣排出槽孔。一次能完成槽形孔,效率高,设有纠偏装置因此精度高,适合坚硬岩土地层施工,由于反循环泵吸力较大在软土地层易塌孔不宜采用。

(五) 挖槽

1. 导孔施工 蚌式抓斗挖槽机施工前,常先以一定间距钻出垂直导孔,其作用是提高挖槽效率和垂直精度,也便于接头施工。导孔的直径为地下连续墙的厚度,导孔间距为开斗宽度。导孔视具体情况可用回转式挖斗机、螺旋钻机、冲击式钻机、独头回转钻机。

2. 槽段的划分和施工机械。

槽段长度选择,应根据地质、地下水位、有无地下管线等因素来决定。考虑槽壁稳定性和钢筋笼重量,槽段一段长 4m~6m。不良地层、附加荷载大时为 2m~3m,条件好可用至 7m~8m。拐角处应短些。槽段有一段式和多段式,多段式应跳挖。见图 6-2-9 所示。

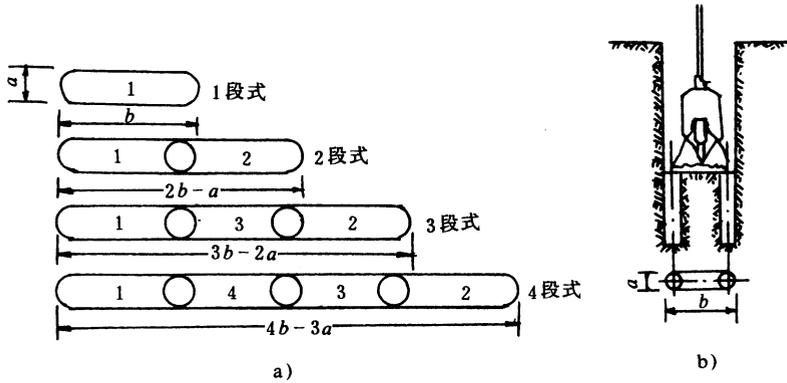


图 6-2-9 槽段划分及开挖

挖槽机采用最多的是蚌式抓斗挖槽机和钻机。采用回转式挖斗机、螺旋钻机、冲击式钻机和独头回转钻机时应沿槽段先打一排钻孔,然后用叠合钻孔的形式削掉两孔之间的尖凸角,使之成槽(图 6-2-10)。

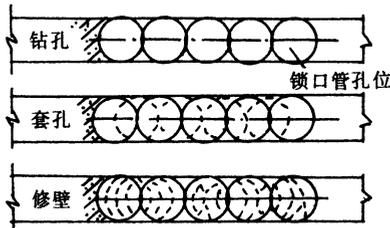


图 6-2-10 叠合钻孔成槽工艺图

3. 挖槽要领

(1) 泥浆面一般应高于地下水位 1m,开挖过程中不低于导墙顶 0.5m,随挖随加泥浆。停挖时应把泥浆面加至不低于导墙顶 0.2m,以保证槽段稳定性。

(2) 挖槽机的载运机械(履带式起重机)距槽边不小于 3m,履带宜垂直导墙。挖槽机不要碰撞导墙。其它机械不要在槽边停留。

(3) 暂时不挖的槽段,导墙应用对口撑撑好。

(4) 用抓斗挖土,挖完后应进行一次扫孔,以挖除欠挖部分,清除槽底的大块泥土。为避免超挖,清底前不宜挖至设计标高。

(5) 两槽段接头处任何深度的偏差值,不得大于墙厚的三分之一,以防槽壁修直后,浇注时混凝土绕管,造成拔管困难、浪费砼和影响下段开挖。挖槽时随时检测槽壁垂直精度,随时纠正。

4. 挖槽过程中的事故及处理措施

(1) 槽壁坍塌 漏浆或施工不慎引起液面太低造成槽壁坍塌,可调整泥浆配合比或加

防漏剂,并恢复液面高度;泥浆质量不合格时应进行再生处理;因降雨等地下水位急剧上升时,应随时确保液面高出地下水位 1m 以上;因地下障碍物引起坍塌时,浅部的障碍物可挖除并用优质土回填后再挖槽,也可用地质套筒钻排除障碍物;存在极软弱层和松砂层时,应缩短槽段长度;因上部荷载大、受到偏压,引起坍塌时,应移走机械设备等附加荷载,进行减载和加固地基。

(2) 挖槽机卡在槽内

主要是挖槽机停放在槽内被沉渣堆埋,槽壁偏斜过大或大块石落入槽内等引起。

措施:停止挖槽时,禁止把挖槽机放在槽内;清除泥浆中的土渣,不合格的泥浆不得使用;在粘土内挖槽时,泥浆应保持低粘度;修壁保持垂直精度;机具卡在槽内时不能强行提拉,可先排出泥渣石块,然后提拉。

(六) 吊入接头构件

接头构件可采用钢管、接头箱、型钢、预制钢筋混凝土等。前两种可以拔出,重复利用。常用钢管作接头管,又称锁口管。吊入时表面涂油,尽量使其紧靠原土层,垂直缓慢插入。

(七) 刷壁、清底

刷壁、清底的目的是清除接头部位的凝聚物、槽底已松动的泥块、沉淀物、不合格的泥浆。这些不利因素,将使混凝土上部不良部分增加,影响混凝土的强度和流动性及接头部位的防渗性;降低混凝土的灌注速度;促使钢筋笼上浮;加速泥浆变质;沉渣在槽底很难被混凝土置换会使地下连续墙承载力降低、沉降量加大;沉渣过多影响钢筋笼插到预定位置,影响结构的标高。

具体作法:

(1) 刷壁用吊车或钻机将刷壁器下到槽底,向已灌侧靠拢贴紧,提起刷壁,反复数次把泥土除净为止。刷壁器应经常清理干净,以提高刷壁效果。刷壁不彻底,接头夹泥过厚,开挖后将造成严重渗漏,很难处理。

(2) 清底可用抓斗抓泥和置换泥浆两种办法。抓斗挖槽时,不要挖到设计标高,留出 0.5m 以上土体,待清除浮土沉渣后再挖至设计标高。置换泥浆排泥时可采用吸泥泵排泥、压缩空气升液排泥或潜水泥浆泵排泥。应由底部抽吸,顶部补浆,保持液面高度。

刷壁、清底后应使槽内泥浆达到规定要求,一般比重小于 1.15,粘度小于 30s,含砂量小于 10%。

(八) 钢筋笼制作及吊装

1. 钢筋笼制作

钢筋笼在现场模型台架上制作,其大小视槽段长宽、起吊能力、净空而定,可制成整

幅式或分段式。钢筋笼应按设计设置保护层垫块、连接钢筋、支撑预埋件等。钢筋笼起吊点附近两竖排向主筋间焊成 W 型抗弯钢筋片,减小起吊时钢筋笼变形。在灌注混凝土导管处的竖向筋应设在导管侧,以利导管上下活动。钢筋笼制作误差应在允许范围内,并注明上下、里外侧,及槽段编号。

2. 钢筋笼的吊入(图 6-2-11)

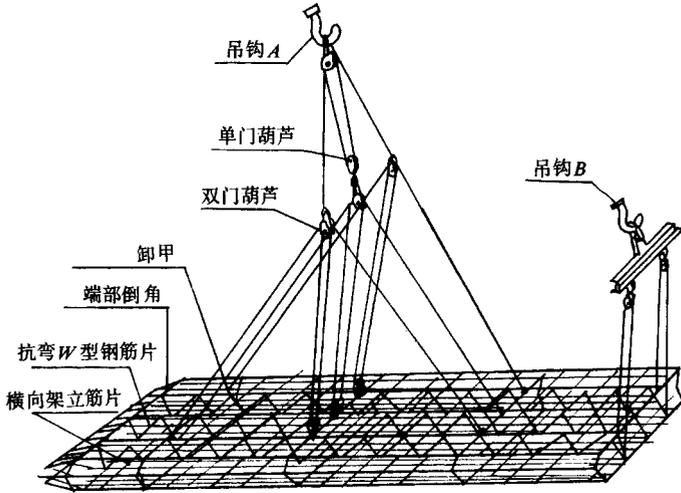


图 6-2-11 钢筋笼与双钩吊

起吊前应验算起吊能力。钢筋笼的下端不得在地上拖拉、碰撞,应系上拖绳防止其摆动,运至槽口时对准后慢速下降就位。需在槽口上对接的钢筋笼,先将吊入槽的下段临时固定在导墙上,再吊上段对准后焊成一体,继续吊装入槽就位。钢筋笼吊装就位应保证上下前后左右位置的正确性。就位后,应将钢筋笼固定,防止浇注混凝土时上浮。钢筋笼在水中的浸泡时间不应大于 24 小时,避免降低钢筋的握裹力。

3. 事故处理措施

(1)为防止钢筋笼变形和破坏,吊装应采用主副吊钩,并用起吊架均衡起吊。吊点处钢筋笼设 W 型抗弯钢筋片,笼内吊点设横穿钢管使钢筋较均匀受力,局部拉脱处应及时补强。

(2)钢筋笼入槽困难主要是因为槽壁偏斜、壁面不平内鼓、槽底有沉渣、钢筋笼不平直。应通过修壁扫孔保持槽壁垂直精度,缩短槽段开挖宽度,增加泥浆比重,增大泥浆与地下水位高差,保持槽壁稳定性;通过清底保证槽底设计标高;保证钢筋笼加工精度,增加钢筋笼的抗弯刚度减少其变形。

(九)浇筑混凝土

水下灌注混凝土应比设计等级提高一级。水灰比在 0.5~0.6 之间,水泥用量宜大

于 $400\text{kg}/\text{m}^3$ 坍落度 $(20 \pm 2)\text{cm}$,流动保持率 k 为 $1 \sim 2$ 小时为 20cm ,具有良好的和易性和粘聚性。混凝土的骨料宜采用中粗砂及粒径不大于 40mm 的碎石。水泥宜采用普通硅酸盐水泥。

浇筑水下混凝土应采用导管法。导墙上槽口应铺盖板,防止混凝土掉入槽内。导管事先应检查并进行水压试验。导管与漏斗相接,在漏斗内放置铁格栅以截留大块石,导管内塞入底塞,导管下端放在槽底。每幅槽段一般用两根导管,其间距不大于 3m ,浇筑混凝土时交叉使用两导管,尽量使混凝土表面平整上升,导管埋入深度 $2\text{m} \sim 6\text{m}$ 。边浇筑边抽出槽内泥浆,保持液面高度。

在浇筑混凝土过程中,应经常测量导管底与混凝土面高差,根据测量结果决定提升及拆除导管长度。在浇至顶部时,由于落差小,混凝土流动困难,导管埋深可控制在 1m 左右。必须确保混凝土的供应能力,使浇筑能连续进行,中断时间不宜超过半小时。偶有中断时,应经常活动导管,防止导管被凝结、堵死。浇筑混凝土时应防止脱管、返浆、漏浆、导管破裂、堵管等事故。发生堵管时,应分段拆下导管,将管内混凝土清出槽外,不允许吊升整根导管,以免混凝土散落入槽。安装好导管后按重新浇筑办理。

(十) 拔出接头构件

提拔接头构件宜采用顶升架。根据混凝土开始凝结的时间,依次适当的拨动,最后全部拔出。若拔管过早会影响接头的强度和形状,拔管过迟可能拔不出来。一般是浇筑后 $2 \sim 3$ 小时开始,每次拔 10cm 左右,已拔 $0.5\text{m} \sim 1\text{m}$ 后,每隔半小时拔 0.5m 左右。

接头构件拔不出的主要原因是:被钢筋笼卡死;提拔过晚,被混凝土凝结;土层阻力较大。使用吊车提拔时不能强行提拔,以免翻车,拔不动时应改用顶升架顶拔,如仍拔不动,则继续浇筑槽段混凝土,待邻幅槽段开挖后再将其取出。

二、预制地下连续墙

预制地下连续墙是挖槽后用预制的墙板组拼并经水泥浆固化后形成的地下连续墙。预制地下连续墙有板—梁和板—板法。板—梁法中,板的作用是将土压力传递到梁上,梁比板长,梁设有锚杆,锚固于更深的地层。常用的为板—板法,它又可分为板樁槽、板槽体系。平面简图见图 6-2-12。

预制地下连续墙施工的主要工序有(1)导墙施工(2)制备护壁泥浆(3)挖槽(4)清底和刷壁(5)用锚固水泥浆替换护壁泥浆(6)吊装预制墙板(7)接缝处理。 $1 \sim 4$ 道工序作法与现浇地下连续墙基本一样,导墙内净宽要求比地下连续墙宽 15cm 左右。

锚固水泥浆以水、起缓凝作用的膨润土、砂子以及抗腐蚀作用的水泥、粘结掺合料调制成的。其比重约为 1.25 ,水灰比约为 0.3 。清底和刷壁完成后,把锚固水泥浆注入基

坑底部,吊放预制墙板,置换全部护壁泥浆。为了使墙板顺利压入槽内,并将其嵌住,应采用流动性极大的水泥浆。水泥浆的标号随墙的高度而变化,在底部采用标号较高的以承受较大的竖向荷载。靠土侧采用防水水泥浆。

吊放预制墙板时,通过预埋在墙板里的导杆用吊车悬吊墙板入槽,墙板又通过钢构件支承在导墙上,浸渍于锚固水泥浆中。墙板的位置可由导杆上螺栓调整。相邻墙板间可采用锚杆或张拉设备相互扣住,保持整体稳定。水泥浆凝固起锚固作用后,预制地下连续墙也就形成了。(图 6-2-13)。

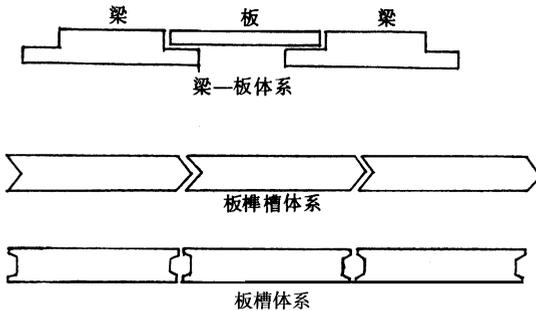


图 6-2-12 预制地下连续墙平面简图

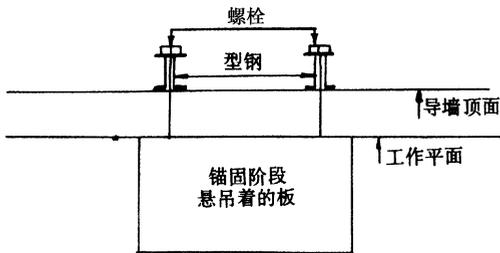


图 6-2-13 锚固阶段简图

墙板间接缝处理 (1)简单缝,可向两板间的缝隙灌入水泥浆 (2)为了提高接缝抗剪强度,可在缝中放置钢筋混凝土楔 (3)在水泥浆中放止水带(图 6-2-14)。



图 6-2-14 板间接缝处理

与地下连续墙相比其优、缺点为:1. 优点 (1)墙板生产效率高,施工速度快。(2)墙

的防水性能好,平面平整。(3)墙的位置较准确,工程精度高,后续表面处理也较简单。

2. 缺点 (1)为了预制和贮存,应有较大的场地。(2)每块墙板较重,安装需要较大吨位的起重机,为了减轻板的重量,正研究采用空心板,轻骨料混凝土,预应力墙板等。

三、排桩地下连续墙

排桩地下连续墙是把各个独立施工的桩连成一体,组成的地下连续墙。

(一) 钻冲孔排桩地下连续墙

采用两钻一冲,即按一定桩距钻孔并浇筑钢筋混凝土成桩,然后在两桩间冲孔再浇筑钢筋混凝土,形成排桩地下连续墙。比较适合在狭窄、净空高度受限制、大卵石等障碍物较多地段和无大型挖槽机情况下使用(图 6-2-15)。

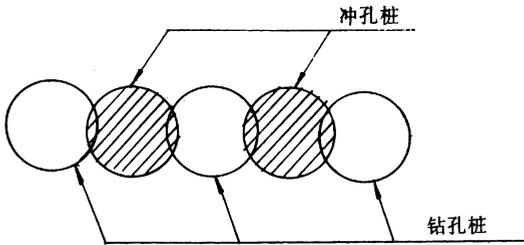


图 6-2-15 钻冲孔排桩地下连续墙平面简图

1. 钻冲孔排桩地下连续墙施工机械

钻孔可用旋转钻和冲击钻。冲孔用冲击钻,其使用的钻头有:一是配平行钻头、鼓形钻头和修平钻头。先用平行钻头粗钻一遍,再用鼓形钻头进行冲削,最后用修平钻头将钻孔桩侧面修平;二是目前常用的方法,使用四周焊有锤齿特制的冲锤,冲削钻孔桩侧面成孔。

2. 施工方法

泥浆制备及导墙施工两工序与现浇地下连续墙相似。

排桩地下连续墙成孔时,要求每一根桩孔都要满足垂直精度的要求。

水下混凝土浇注时,为确保钻孔桩的混凝土保护层,在连续墙纵向,桩的钢筋笼两侧挂上 2 根定位钢管,横向在钢筋笼上焊定位钢块,浇筑混凝土后拔出钢管。冲孔桩钢筋笼纵横向均设定位钢块。

3. 排桩地下连续墙的特点

(1) 桩径小有效搭接面小,防渗效果较差。桩径大,搭接面大,但会造成冲孔难度。

(2) 排桩钢筋笼位置准确度有严格要求,偏斜过大,冲孔时就会碰上钢筋造成卡锤。

(3) 冲程控制。冲孔时,冲锤对钻孔桩两边的混凝土进行切割,冲程过大,也容易造

成卡锤,应由小到大试冲而定。

(4) 锤齿磨损较大,应勤修冲锤。

(5) 墙顶宜设压顶梁,形成整体增加稳定性。

(6) 与现浇地下连续墙相比,不但具有防水挡土承重功能,而且施工简便,成本较低;不需设置笨重的接头管,省去吊放和拔除接头管的大型设备;孔壁稳定性好,不需大型挖槽机,钻孔与冲孔的时间差要求不高,便于流水作业,可多工作面作业。其缺点是接合面多,整体性较差,抗渗性较差,工艺要求较严,施工速度较慢。

(二) 挖孔排桩地下连续墙

在地下水影响不大、适合人工挖孔的地下工程可采用挖孔排桩地下连续墙作为围护结构或主体结构一部分。其优点:可多工作面同时作业加快速度;不需大型提拔、吊装、挖槽设备;地下连续墙的尺寸精度、防水、混凝土的质量都能得到很好保证;施工简便、材料消耗少、造价低。挖孔桩多采用带护壁的方桩。

施工方法:根据地质条件间隔挖孔,并及时施作护壁,保持土体稳定;挖到桩底标高,吊装桩身钢筋笼就位,并浇筑混凝土,完成挖孔桩;然后在已作好的挖孔桩相邻桩位挖土,凿除已成桩护壁的混凝土,将钢筋与新桩护壁钢筋相接、浇筑护壁混凝土,挖到新桩底标高,吊装钢筋笼就位,浇筑混凝土,就旧桩连为一体。这样就形成了地下连续墙(图 6-2-16)。

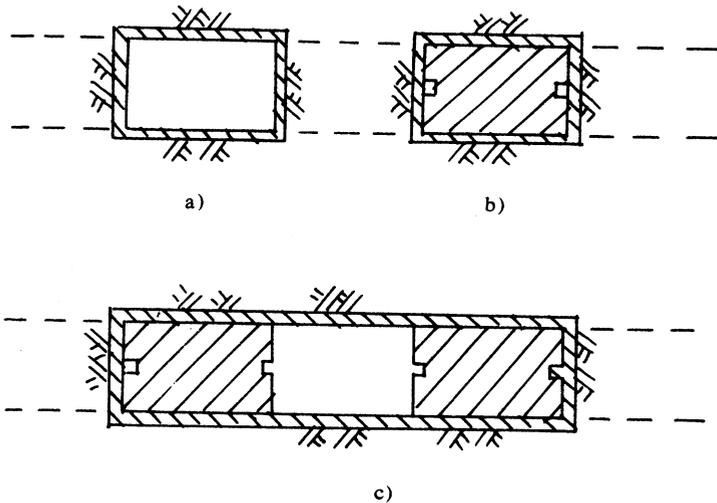


图 6-2-16 挖孔排桩地下连续墙施工平面简图

a) 桩孔护壁开挖 b) 成桩 c) 桩间开挖

第三节 盖挖法施工

盖挖法是先盖后挖,即先以临时路面或结构顶板维持地面畅通再向下施工。早期的盖挖法是在支护基坑的钢桩上架设钢梁、铺设临时路面维持地面交通。开挖到基坑底后,浇筑底板至浇筑顶板的盖挖顺作法。后来使用盖挖逆作法。用刚度更大的围护结构取代了钢桩,用结构顶板作为路面系统和支撑,结构施作顺序是自上而下挖土后浇筑侧墙楼板至底板完成。也有采用盖挖半逆作法,施工程序如下:围护结构—顶板—挖土到基坑底—底板及其侧墙—中板及其侧墙。

盖挖法施工的优点是:结构的水平位移小;结构板作为基坑开挖的支撑,节省了临时支撑,缩短占道时间,减少对地面干扰,受外界气候影响小。其缺点是:出土不方便;板墙柱施工接头多,需进行防水处理;工效低,速度慢;结构框架形成之前,中间立柱能够支承的上部荷载有限。

一、盖挖法的施工方法

盖挖法施工主要有以下几种类型:盖挖顺作法,盖挖逆作法(图 6-2-17);盖挖半逆作法;盖挖顺作法与盖挖逆作法的组合(图 6-2-18);盖挖法与暗挖法的组合(图 6-2-19);盖挖法与盾构法(图 6-2-20)的组合。

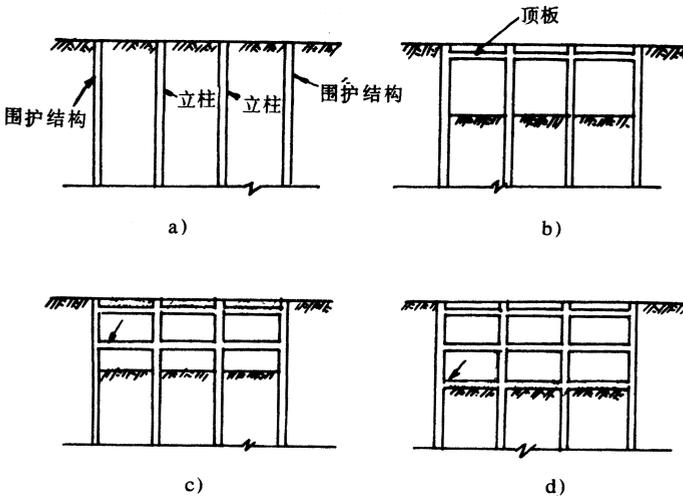


图 6-2-17 盖挖逆作法施工程序图

- a) 施工围护结构、中间支承柱 b) 浇筑顶板、向下挖土;
c) 浇筑负 1 层板、边墙柱,后挖土 d) 浇筑底板、边墙、柱。

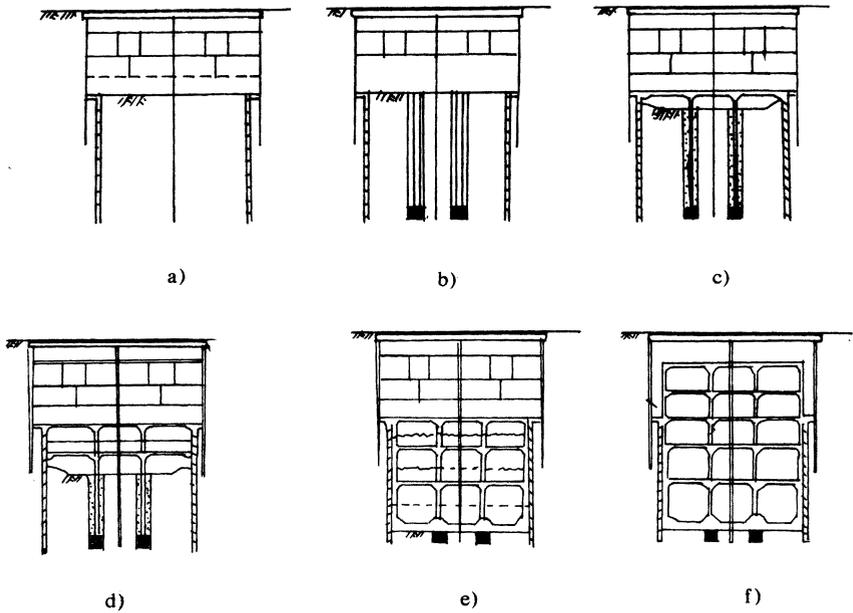


图 6-2-18 盖挖顺作法与盖挖逆作法组合施工程序图

- a) 施工上半部围护结构、中间柱、挖土并架设支撑、下半部围护结构；
 b) 主体结构中间桩施工；c) 浇筑第 2 层楼板并开挖土方；d) 架设支撑，浇筑第 3 层楼板及其侧墙并开挖土方；e) 依次浇筑第 4 层楼板及相应侧墙；
 f) 用顺作法浇筑第 1、2 层结构，拆除临时设施恢复路面。

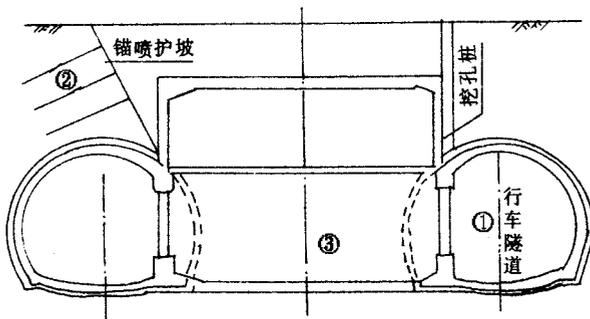


图 6-2-19 盖挖法与暗挖法组合施工程序图

- ①用暗挖法修建两个行车隧道及梁柱；②锚喷护坡、挖孔桩；
 ③盖挖法完成其余部分

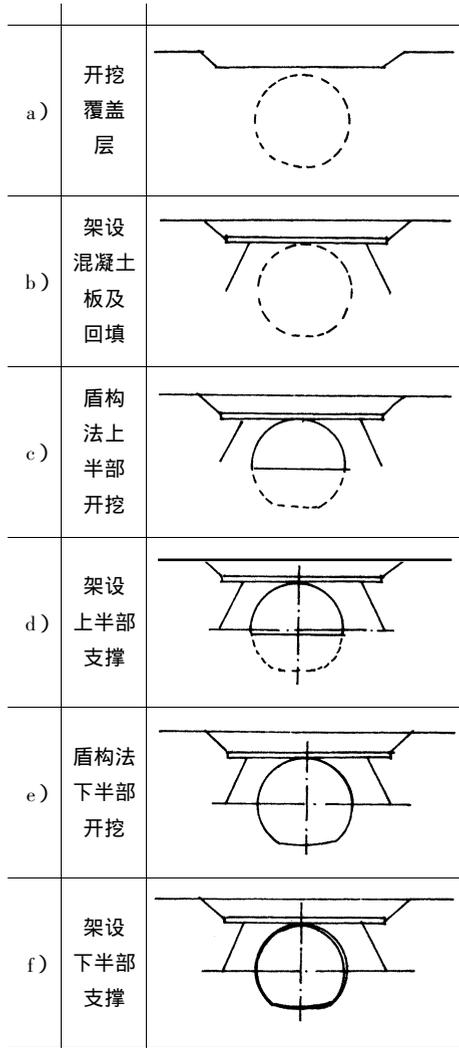


图 6-2-20 盖挖法与盾构法组合施工程序图

a)开挖覆盖层 b)架设混凝土盖板 c)盾构法上半部开挖 ;
d)架设上半部支撑 e)盾构法下半部开挖 f)架设下半部支撑

二、盖挖法施工措施

(一)施工期间地面的处置

有以下基本方式 (1)部分或全部占用地面 (2)分条施工临时路面和结构顶板 维持部分交通 (3)夜间施工、白天恢复交通。

(二)围护结构

盖挖法施工的地下工程围护结构型式基本可分为两大类 (1)由桩(钻孔桩 ;挖孔桩或预制桩)和内衬墙组成的柱墙结构 (2)地下连续墙或地下连续墙与内衬墙组合结构。

在软弱土层中,多采用刚度和防水性较好的地下连续墙。

围护结构与内衬墙之间的构造传力方式不同可分为两种:

1. 分离式结构:当围护结构与内衬墙之间需设防水层时,为保证防水效果在围护结构与内衬墙和板之间一般不用钢筋拉结。施工中为保证板的强度和刚度,有时需在上下板之间设置拉杆或临时立柱。软弱土层中,分离式内衬墙往往较厚,但由于防水性能好,采用较多。

2. 复合式结构:在围护结构与内衬墙设置拉结钢筋,使二者结合为整体,共同受力。但防水效果较差。

从减少墙体水平位移和对附近建筑物影响来看,盖挖逆作法效果最好。在软弱土层开挖时,侧压力较大,除以板作为墙体的支撑外,还需设置一定数量的临时支撑,并施加预应力。

(三)中间临时柱

中间临时柱在结构框构形成前是承受竖向荷载的主要受力构件,能减少板的应力。盖挖顺作法大多采用在永久柱两侧单独设置临时柱。而盖挖逆作法多使临时柱与永久柱合二为一。临时柱通常采用钢管柱或H形钢柱。柱下基础可采用桩基和条基。桩基多采用灌注桩。条基用于地质条件较好的地段,可通过暗挖小隧道来完成。

(四)土方挖运

土方挖运是控制逆作法施工进度的关键工序,开挖方案还直接影响板的模板型式及侧墙水平位移的大小。根据基坑的空间和地质条件,可选择是人工挖运或是小型挖掘机挖运。

盖挖法施工的土方,由明、暗挖两部分组成。条件许可时,从改善施工条件和缩短工期考虑应尽可能增加明挖土方量。一般是以上顶板底面作为明、暗挖土方的分界线。这样可利用土模浇筑顶板。而在软弱土层,难以利用土模时,明挖土方可延续到顶板下,按要求架设支撑,立模浇筑顶板。

暗挖土方时应充分利用土台护脚支撑效应,采用中心挖槽法,即先挖出支撑设计位置土体,架设支撑,再挖两侧土体。

暗挖时,材料机具运送、挖运的土方均通过临时出口。临时出口可单独设置或利用隧道的出入口和风道。

(五)混凝土施工缝处理

逆作法施工时,结构的内衬墙及立柱是由上而下分段施作,施工缝一般多在立柱设V型接头、在内衬墙上设L型接头进行处理(图6-2-21)。

施工缝根据结构对强度及防水的要求,有三种处理的方法可供选择:1. 直接法。在

先浇混凝土的下面继续浇筑,浇注口高出施工缝,利用混凝土的自重使其密实,对接缝处实行二次振捣,尽可能排除混凝土中的气体,增加其密实性。2. 充填法。在先浇和后浇混凝土之间留一个充填接头带,清除浮浆后再用膨胀的混凝土或砂浆充填。3. 注入法。在先浇和后浇混凝土之间的缝隙压入水泥浆或环氧树脂使其密实(图 6-2-22)。

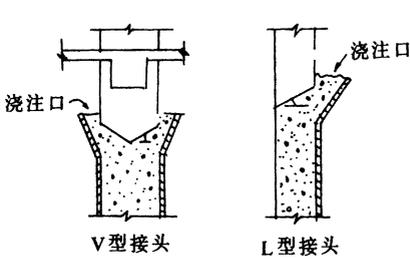


图 6-2-21 施工缝的接头型式

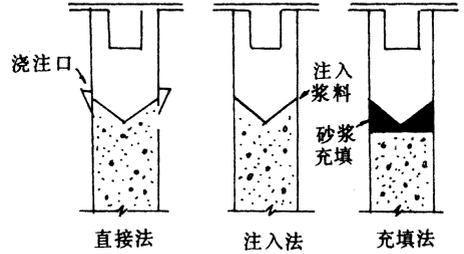


图 6-2-22 施工缝处理方法

第四节 浅埋暗挖法施工

修建浅埋地段隧道有时因周围环境等要求须采用暗挖法施工,称为浅埋暗挖法。

浅埋暗挖法是参考新奥法的基本原理,开挖中采用多种辅助施工措施加固围岩,充分调动围岩的自承能力,开挖后即时支护,封闭成环,使其与围岩共同作用形成联合支护体系,有效地抑制围岩过大变形的一种综合施工技术。

采用浅埋暗挖法应与明挖法、盖挖法、盾构法等施工方法,进行经济、技术及环境因素等方面的分析比较。

一、暗挖法施工隧道的深度分界

隧道根据覆盖厚度不同而分为深埋隧道与浅埋隧道。浅埋隧道因埋置深度较浅,覆盖厚度薄,一般情况下暗挖法开挖的影响将波及地表。根据坑道开挖引起的应力重分布是否波及地表的原则,在矿山法施工条件下,确定深、浅埋隧道覆盖厚度分界值 h_p 的经验公式为:

$$h_p = (2.0 \sim 2.5) h_a$$

式中 h_a ——深埋隧道垂直荷载计算高度(m), $h_a = (0.225 + 0.045B)^{6-5}$ (公式适用于 $B \geq 5\text{m}$);

其中 S ——围岩类别,如Ⅲ类围岩即 $S = 3$;

B ——坑道宽度(m)

当隧道覆盖厚度 h 小于 h_p 时为浅埋隧道。

计算 h_p 时 I~III类围岩取高值 ;当不利于山体稳定的地质构造时 ,应适当加大 h_p 值 ;采用非爆破法开挖及采用喷锚支护时 , h_p 可适当减小 隧道开挖宽度大时采用高值。

对于软弱围岩地段 ,为了较准确地判别隧道埋深的性质 ,可以通过试验段进行荷载实测 ,应用实测压力(P)与垂直土柱重(γ_h)之比来确定隧道处于何种埋深。其判别标准可参考如下经验值 :

当 $p/\gamma h \leq 0.4$ 为深埋隧道

$p/\gamma h > 0.4$ 为浅埋隧道

有进还进一步将 $p/\gamma h > 0.6$ 者 称为超浅埋隧道。超浅埋隧道在初期支护作用下 ,其围岩塑性区 在一般情况下将达到地表 ,覆盖层发出整体位移下沉。

二、浅埋暗挖法施工技术特点

(一)围岩变形波及地表

浅埋隧道施工中开挖的影响将波及地表。为了避免对地面建筑物及地层内埋设的线路管网等的破坏 ,保护地面自然景观 ,克服对地上交通的影响 ,更好的适应周围环境的要求 ,必须严格控制地中及地表的沉陷变形。

在变形量方面 ,不仅由于开挖直接引起围岩的沉降变形 ,还应计入由于围岩的作用引起支护体系的柔性变形及施工各阶段中基础下沉变位而引起的结构整体位移。

与变形量相对应而存在的地层塑性区的发展 ,除了对周围环境的影响外 ,还削弱了围岩的稳定能力 ,使施工更加困难。

(二)要求刚性支护或地层改良

与深埋隧道可以给支护以适量变形不同。浅埋暗挖法施工时 ,其支护时间要尽可能提前 ,支护的刚度也应适当加大 ,以便抑制地中及地表的变形沉陷。除必须选用适当的开挖方法 ,支护方式及施工工艺外 ,还经常采用对前方围岩条件进行改良及超前支护等作为控制地层沉陷变形的基本措施。

(三)通过试验段来指导设计及施工

由于周围环境及隧道所处地段地质的复杂性 ,往往需要选取地质条件和结构情况有代表性的一段工程作为试验段。在做出包括结构设计、施工方案、试验及量测计划的设计后 ,先期开工。对施工过程中引起地中及地表沉陷变形情况、支护结构及围岩应力状态、对地面环境的影响程度等情况进行观察、量测分析和研究。试验段施工中所取得的数据 ,还可以用反分析方法获得更符合实际的围岩力学参数 ,并在此基础上进行力学分

析计算。

通过对试验段施工的研究分析,除进行优化设计及施工方案外,还对量测数据管理标准进行验证。

三、开挖方法及支护方式

(一)开挖方法的选择

浅埋暗挖法施工隧道工程时,应根据工程特点、围岩情况、环境要求以及施工单位的自身条件等,选择适宜的开挖方法及掘进方式。必要时,应通过试验段进行验证。

施工中常用的开挖方法是台阶法以及适用于特殊条件的各类型分部开挖方法。

一般山岭隧道可采用正台阶法施工(图 6-2-23)。城市及附近地区的一般隧道可采用上台阶分部开挖法或短台阶法施工(图 6-2-24)。大断面的城市或山岭隧道可采用中隔墙台阶法、单侧壁导坑法或双侧壁导坑法施工(图 6-2-25)。城市地铁车站、地下停车场等多跨隧道多采用柱洞法、侧洞法或中洞法施工(图 6-2-26)。

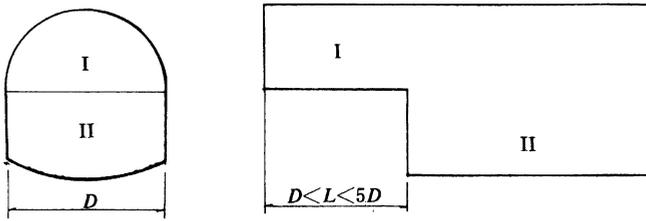
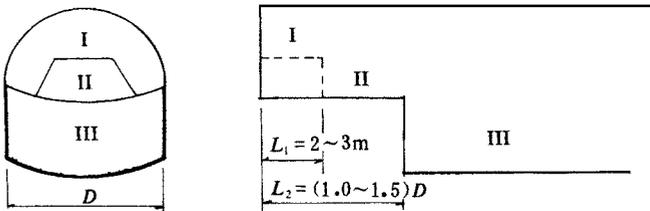


图 6-2-23 正台阶法



a)

b)

图 6-2-24 a)上台阶分部开挖法 b)短台阶法

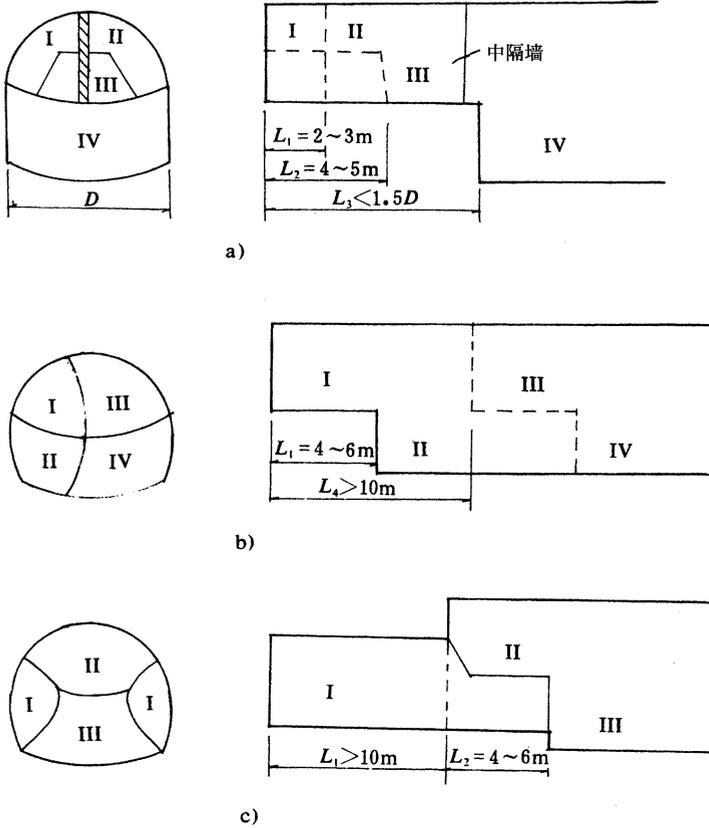


图 6-2-25 a) 中隔墙台阶法 b) 单侧壁导坑法 c) 双侧壁导坑法

浅埋隧道断面较大时不宜采用全断面开挖。

施工中应尽量减少对围岩的扰动, 优先采用掘进机或人工开挖。采用爆破开挖时, 应采用短进尺、弱爆破, 必要时要对爆破振动进行监控。爆破进尺一般不宜超过 1.0m。

(二) 支护方式

浅埋暗挖法施工的隧道多采用复合式衬砌。支护设计时可分为三种情况: 初期支护承受全部荷载, 二次支护(内层衬砌)仅作为安全储备; 初期支护与二次支护共同承担荷载; 初期支护仅作为施工期间的临时支护, 二次支护作为主要承载结构。设计时应将结构设计、施工方法及支护方式、辅助施工方法等进行综合研究, 并经试验段进行验证。在施工过程中根据量测数据不断进行改善。

一般地质条件下, 初期支护类型由喷、锚、网、钢架或格构架四种方式而组成不同的结构型式。对于浅埋软弱地层, 锚杆的作用明显降低, 其顶部锚杆由于作用不大而常被取消, 应采用刚度较大的初期支护。可采用喷射钢纤维混凝土代替网喷混凝土以加快支护速度及提高支护质量。

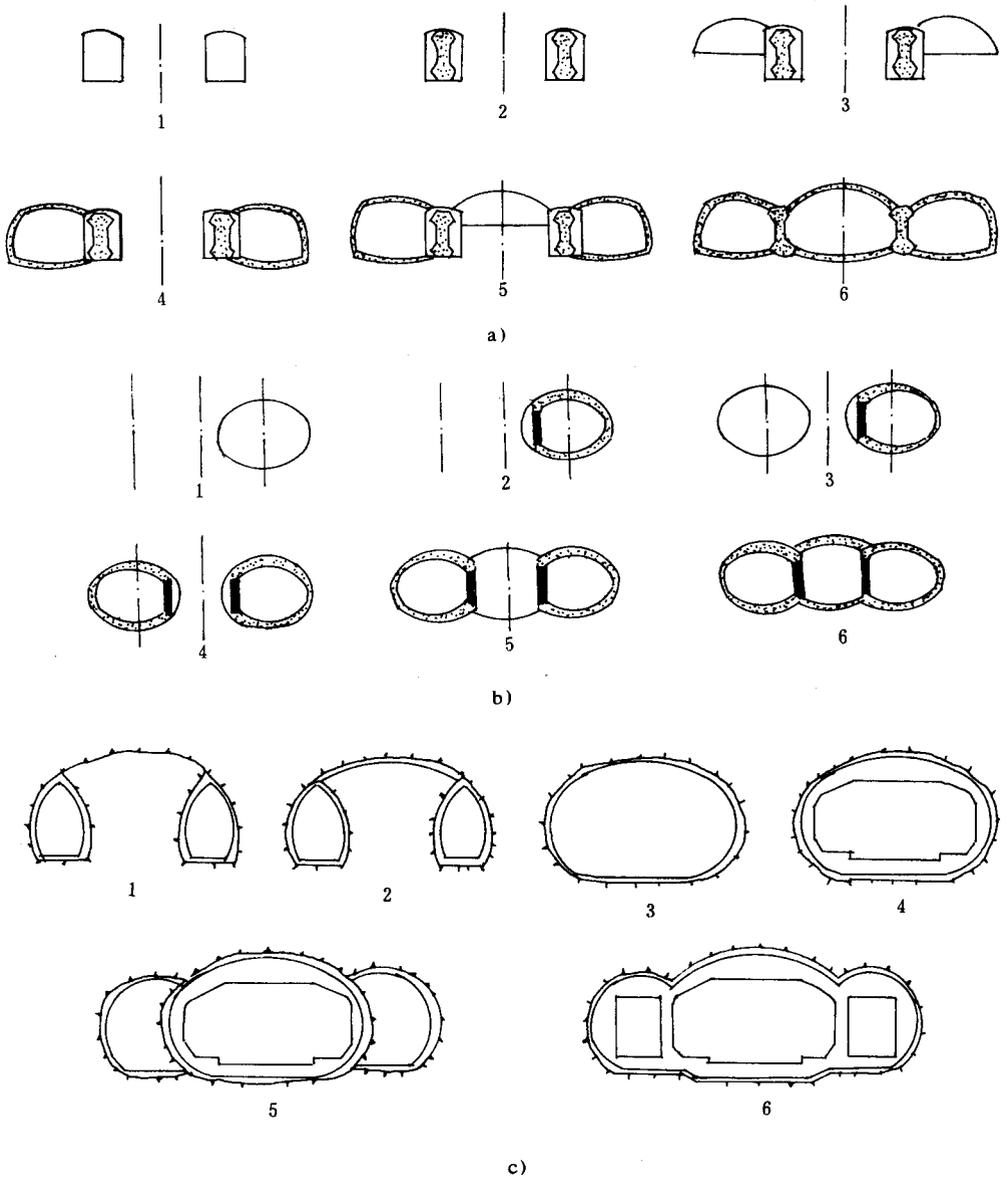


图 6-2-26

a) 柱洞法施工顺序 b) 侧洞法施工顺序 c) 中洞法施工顺序

大断面软弱地层施工中采用分部开挖,其初期支护常与临时支护(临时仰拱、中隔墙)结合,使每块分部开挖后都及时得以封闭。为了强化初期支护,有时在做内层衬砌前才进行拆除。

对于地下水丰富的浅埋隧道,应采用洞内井点降水和周边围岩注浆等措施来改善施工条件。在地表允许的情况下,也可结合深井降水和地面预注浆堵水等措施进行水的综

合治理,以减少水的危害,确保施工的安全和围岩的稳定。

(三) 辅助施工方法

一般情况下可按下列次序依次选用;

- (1) 上半断面留核心土环形开挖;
- (2) 喷射混凝土封闭开挖工作面;
- (3) 超前锚杆或超前小导管支护;
- (4) 超前小导管周边注浆;
- (5) 设置临时仰拱;
- (6) 深孔注浆加固及堵水;
- (7) 长管棚超前支护或注浆。

四、控制沉陷变形及防坍

(一) 现场监控量测

在浅埋暗挖法施工中将现场监控量测作为一道工序来进行。应使施工现场每时每刻均处于监控之中,以确保工程安全及控制沉陷变形。量测项目包括 A(必测)和 B(选测)两类。

现场量测数据应及时绘制成位移—时间曲线(或散点图)。曲线的时间横坐标下注明施工工序和开挖工作面距量测断面的距离。当曲线趋于平缓时,应进行数据处理或回归分析,以推算基本稳定时间、最终位移值,掌握位移变化规律。根据量测管理基准及隧道施工各阶段沉陷变形控制标准进行施工管理。

当量测值超过标准时,应研究超标原因。必要时对已作支护体系进行衬强及改进施工工艺。当曲线出现反弯点,即位移数据出现反常的急剧增长现象时,表明围岩与支护已呈不稳定状态,应加强监测和立即对支护体系补强,必要时应立即停止向前开挖及采取稳定工作面的措施以确保施工安全。经妥善处理后,才能继续向前施工。

(二) 量测管理基准及施工各阶段沉陷变形控制标准的建立

施工中主要采用位移量测数据作为信息化管理目标。管理基准值应根据现场的特定条件来制定。控制变形总量可参考表 6-2-1。

当地面建筑对地层沉陷敏感时,采用控制沉陷的多种措施(包括改善围岩条件等)不易达到要求或极不经济时,可以同时采取结构加固的措施,并建立相应的基准值。

隧道施工量测数据管理基准值应细化为各施工阶段控制标准。控制标准数值一般应分为三个控制水平。Ⅰ级为安全值(相应安全系数为 1.5~2.0 以上),Ⅱ级为警戒值(安全系数为 1.2~1.5),Ⅲ级为危险值(安全系数 1.1 左右)。施工中量测数值处于Ⅲ级

时,一般应立即停止向前掘进,补强已有支护体系使已施工地段迅速稳定,并研究改进向前施工的方案。

表 6-2-1 量测数据管理基准参考值

指标内容	日本、法国、德国规范综合值	推荐基准值	
		城市地铁	山岭隧道
地面最大沉陷	50mm	30mm	60mm
地面沉陷槽拐点曲率	1/300	1/500	1/300
地层损失系数	5%	5%	5%
洞内边墙水平收敛	20mm ~ 40mm	20mm	(0.1 ~ 0.2)D%
洞内拱顶下沉	75mm ~ 229mm	50mm	(0.3 ~ 0.4)D%

注 :D——开挖洞室最大跨度(m)

第五节 洞口及明洞施工

一、洞口施工

隧道洞口地段,一般地质条件差,且地表水汇集,施工难度较大。施工时要结合洞外场地和相邻工程的情况,全面考虑,妥善安排及早施工,为隧道洞身施工创造条件。

由于每座隧道的地形、地质及线路位置不同,要很明确规定洞口段的范围是比较困难的。在一般情况下,可以将由于隧道开挖可能给上坡地表造成不良影响的洞口范围称为洞口加强段。每座隧道应根据各自的围岩条件来确定洞口段范围,一般亦可参照图 6-2-27 确定。

隧道洞口工程主要包括边、仰坡土石方,边、仰坡防护,端墙、翼墙等洞门圻工;洞口排水系统;洞口检查设备安装;洞口段洞身衬砌。洞口工程中的洞门施工,一般可在进洞后做,并应作好边仰坡防护,以减少洞门施工对洞身施工的干扰。

洞口段施工时应注意以下事项:

1. 在场地清理作施工准备时,应先清理洞口上方及侧方有可能滑塌的表土、灌木及山坡危石等。平整洞顶地表,排除积水,整理隧道周围流水沟渠。之后施做洞口边、仰坡顶处的天沟。

2. 洞口施工宜避开雨季和融雪期。在进行洞口土石方工程时,不得采用深眼大爆破或集中药包爆破,以免影响边、仰坡的稳定。应按设计要求进行边、仰坡放线自上而下逐段开挖,不得掏底开挖或上下重叠开挖。

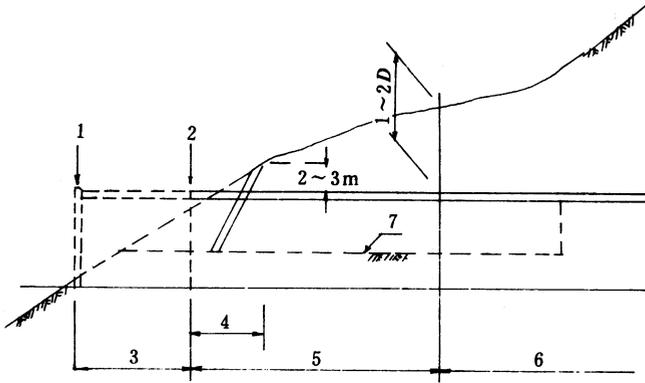


图 6-2-27 洞口段的一般范围

1—洞门位置 2—洞口位置 3—明洞段 4—进口过渡段 5—洞口段；
6—隧道洞身段 7—上部开挖地基；D—隧道开挖最大洞跨(m)

3. 洞口部分圻工基础必须置于稳固的地基上。须将虚渣杂物、泥化软层和积水清除干净。对于地基强度不够时,可结合具体条件采取扩大基础、桩基、压浆加固地基等措施。

4. 洞门拱墙应与洞内相邻的拱墙衬砌同时施工连接成整体,确保拱墙连接良好。洞门端墙的砌筑与回填应两侧同时进行,防止对衬砌产生偏压。

5. 洞口段洞身施工时,应根据地质条件、地表沉陷控制以及保障施工安全等因素选择开挖方法和支护方式。洞口段洞身衬砌应根据工程地质、水文地质及地形条件,至少设置不小于 5m 长的模筑混凝土加强段,以提高圻工的整体性。

6. 洞门完成后,洞门以上仰坡脚受破坏处,应及时处理。如仰坡地层松软破碎,宜用浆砌片石或铺种草皮防护。

洞口段施工中最关键的工序就是进洞开挖。隧道进洞前应对边仰坡进行妥善防护或加固,作好排水系统。洞口段施工方法的确定取决于诸多因素。如施工机具设备情况、工程地质、水文地质和地形条件,洞外相邻建筑的影响,隧道自身构造特点等。根据地层情况,可分为以下几种施工方法；

(1) 洞口段围岩为 IV 类以上,地层条件良好时,一般可采用全断面直接开挖进洞,初始 10m~20m 区段的开挖,爆破进尺应控制在 2m~3m。施工支护,于拱部可施做局部锚杆、拱采用素喷混凝土支护。洞口 3m~5m 区段可以挂网喷混凝土及设钢拱架予以

加强。

(2) 洞口段围岩为Ⅲ~Ⅳ类,地层条件较好时,宜采用正台阶法进洞(不短于20m区段)。爆破进尺控制在1.5m~2.5m。施工支护采用拱、墙系统锚杆和钢筋网喷射混凝土。必要时设钢拱架加强施工支护。

(3) 洞口段围岩为Ⅱ~Ⅲ类,地层条件较差时,宜采用上半断面长台阶法进洞施工。上半断面先进50m左右后,拉中槽落底,在保证岩体稳定的条件下,再进行边墙扩大及底部开挖。上部开挖进尺一般控制在1.5m以下,并严格控制爆破药量。施工支护采用超前锚杆与系统锚杆相结合,挂网喷射混凝土。拱部安设间距为0.5m~1.0m的钢拱架支护,及早施做混凝土衬砌,确保稳定和安全。

(4) 洞口段围岩为Ⅱ类以下,地层条件差时,可采用分部开挖法和其它特殊方法进洞施工。具体方法有:①预留核心土环形开挖法;②插板法或管棚法;③侧壁导坑法;④下导坑先进再上挑扩大,由里向外施工法;⑤预切槽法等。开挖进尺控制在1m以下,宜采用人工开挖,必要时才采用弱爆破。开挖前应对围岩进行预加固措施,如采用超前预注浆锚杆或采用管棚注浆法加固岩层后,用钢架紧贴洞口开挖面进行支护,再进行开挖作业。在洞身开挖中,支撑应紧跟开挖工序,随挖随支。施工支护采用网喷混凝土,系统锚杆支护,架立钢拱架间距为0.5m,必要时可在开挖底部施做临时仰拱。开挖完毕后及早施作混凝土内层衬砌。当衬砌采用先拱后墙法施工时,下部断面开挖应符合下列要求:(1)拱圈混凝土达到设计强度70%之后方可进行下部断面的开挖;(2)可采用扩大拱脚,打设拱脚锚杆,加强纵向联接等措施加固拱脚。(3)下部边墙部位开挖后,应及早、及时做好支护,确保上部混凝土拱的稳定。

施工前,在工艺设计中,应对施工的各工序进行必要的力学分析。施工过程中应建立健全量测体系,收集量测数据及时分析,用以指导施工。

二、明洞施工

明洞是用明挖法修建的隧道。其结构形式分为独立式明洞和接长式明洞。它的结构形式,常因地形、地质条件的不同而有许多种,采用最多的是拱式明洞和棚式明洞。明洞大多设置在坍方、落石、泥石流等地质不良地段。公路隧道有时需在洞口外设置遮光棚,亦属明洞类结构。

明洞施工方法的选择,应根据地形、地质条件、结构形式等因素确定。独立式明洞可采用明挖法或盖挖法施工,接长式明洞可采用开挖与衬砌的施工顺序,分为全部明挖先墙后拱法、上部明挖先拱后墙法及部分明挖墙拱交错法三种:

(一) 全部明挖先墙后拱法

适用于埋置深度较浅,边仰坡开挖后能暂时稳定,或已成路堑中增建明洞地段。开

挖程序如图 6-2-28 所示。

施工步骤: 从上向下分台开挖, 先作好两侧边墙, 再作拱圈, 最后作防水层及洞顶回填。

(二) 上部明挖先拱后墙法

适用于明洞位于岩层破碎, 路堑边坡较高, 全部明挖可能引起坍塌, 但拱脚岩层承载力较好, 能保证拱圈稳定的地段。开挖程序(图 6-2-29): 起拱线以上部分, 采用拉槽法, 开挖临时边坡、仰坡。当临时边坡、仰坡不够稳定时, 采用喷锚网加固坡面。先做好拱圈, 然后开挖下部断面, 再作边墙, 拱脚应设连续的纵钢筋混凝土托梁, 并使混凝土与两侧岩石密贴。

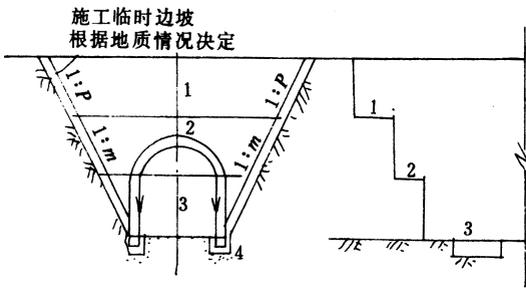


图 6-2-28 全部明挖先墙后拱法

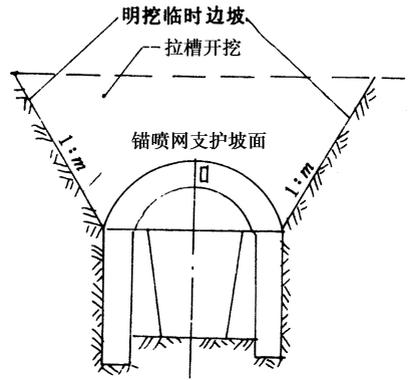


图 6-2-29 上部明挖先拱后墙法

(三) 墙拱交错法

适用于半路堑、原地面边坡陡峻, 由于地形限制不能先做拱圈, 或由于外侧地层松软, 先做拱圈可能发生较大沉陷, 先墙后拱亦有困难时。

1. 先作外侧边墙法

施工程序如图 6-2-30 所示。

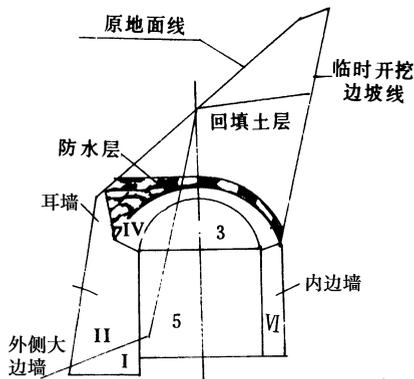


图 6-2-30 先做外侧边墙法

(1)先挖出外侧墙基坑Ⅰ,然后将外侧墙Ⅱ砌筑(或模筑)至设计标高。

(2)开挖内侧起拱线以上部分3,挖除后立即架立拱架灌注拱圈Ⅳ,如有耳墙时,同时作好耳墙。

(3)在拱内落底5,应随落随加支护,以保持内侧边坡的稳定。

(4)开挖内边墙马口,逐段施作内边墙Ⅳ,然后进行拱顶回填,并做防水层。

2. 挖开灌筑边墙法

先拱后墙法施工的路堑式明洞,如开挖后发现地层松软,难于承受拱圈压力时,或先墙后拱法,路堑边坡明挖过深可能引起边坡坍塌等不安全情况时,均可采用挖开法或拉槽法灌筑边墙。施工步骤:一般开挖至起拱线后,先间隔挖开或横向与中线垂直间隔拉槽,灌注部分边墙,再作拱圈,拱脚应加纵向钢筋以形成钢筋混凝土托梁。最后挖马口作其余边墙。

明洞大多数修筑于地质较差,地形陡峻的地段,受力条件复杂。施工中特别应注意安全和结构的稳定,做到符合下列各项要求:

(1)开挖前要做好全部临时排水系统,适当选择施工方法,要按设计要求正确测定中线和标高,放好边桩和内、外墙的位置。

(2)认真处理基础。明洞边墙基础承载力必须保证达到设计要求;有地下水流时,要相应采取措施,如夯填厚度不小于10cm的碎石层或扩大基础以提高其承载力;若为岩石地基则应挖至表面风化层以下0.25m以下。

(3)明洞衬砌其拱圈要按断面要求,制作定型挡头板、内、外模及骨架,加强各部内、外模支撑,防止变形及位移。采用墙拱交错法施工时,要有保证拱脚稳定,防止拱圈沉落的措施。

明洞顶回填土石主要是起缓和边、仰坡上的落石、坍塌和支挡边坡稳定的作用。应按设计厚度和坡度进行施工。

回填土石应在做好防水层,衬砌达到设计强度的70%时,才能开始施工。路堑式明洞拱背回填应对称分层夯实,每层厚度不宜超过0.3m;其两侧回填土的土面高差不得大于0.5m;回填至拱顶后须满铺分层墙筑;拱顶填土高达0.7m以上才能拆除拱架。采用推土机等大型机械回填时,应先用人工夯填一定的厚度后,方可能使用机械在顶部进行作业,并于机械回填全部完成后才能拆除拱架。

回填土石与边坡接触处,要挖成台阶,并用粗糙透水材料填塞,防止回填土石沿边坡滑动。

明洞与隧道衔接的施工方法,有先做明洞后进隧道和先进隧道后做明洞两种。在明洞长度不大和洞口地层松软,开挖仰坡和边坡时易引起坍方,或在已坍方的地段,一般是

先作明洞后进隧道。在地层较为稳定或工期较紧的长隧道设有较长明洞,或是洞口路堑开挖后可能发生坍塌时,则可采用先进隧道后作明洞的施工方法。

不论是先隧后明,还是先明后隧,隧道部分的拱圈都应由内向外和明洞拱圈衔接。必须确保仰坡的稳定和内外拱圈联接良好。一般情况下明洞与隧道的衔接部位是结构防水的薄弱部位,施工时应把隧道的洞身衬砌向明洞方向延长一定长度,以达到整体防水效果。

第三章 沉管隧道施工质量控制

第一节 概 述

沉管法也称预制管段沉放法,简单地说就是先在干坞中或船台上预制大型混凝土箱形构件或是混凝土和钢的组合箱形构件,并于两端用临时隔墙封闭,舾装好拖运、定位等设备,然后将这些构件浮运沉放在河床上预先浚挖好的沟槽中并联接起来,最后回填砂石(图 6-3-1)并拆除隔墙形成隧道。

悬浮隧道是沉管隧道的一种特殊形式,其特殊性表现在沉管管段不是埋在河底沟槽内,而是悬浮于水中,隧道用锚索锚固于一定间隔的海底锚座上,锚索另一端则通过各固定在隧道上的套环与隧道主体结构相连。

根据国际隧协沉管与悬浮式隧道工作组到 1994 年的统计资料,世界各国已建、在建或拟建的沉管隧道共有 93 条,其中,就管段制作形式而言,混凝土隧道 59 条,钢壳隧道 34 条;从使用功能上来看,公路隧道 61 条,铁路隧道 26 条(包括地铁隧道),公路、铁路两用隧道 4 条,人行隧道 2 条;就管段横截面形状来说,矩形截面隧道 73 条,圆形(含花篮形、八角形、马蹄形、椭圆形)截面隧道 20 条;从规模上看,早期的沉管隧道多为双车道或四车道,从 60 年代中期,陆续建成一些六车道隧道,到目前世界已建的 6/8 车道共有 19 条。

19 世纪末,美国首先用沉管法建成波士顿的下水道工程,之后,于 1910 年用此法建成了底特律河水底铁路隧道,这是世界上第一条沉管建造的铁路隧道。至 1994 年底美国已建成 25 条沉管隧道。在欧洲,荷兰首先于 1924 年建成第一条沉管隧道——马斯河

隧道 到 1994 年底 ,荷兰已建成 19 条沉管隧道。日本是东亚地区第一个建成沉管隧道的国家 ,自 1944 年第一条沉管道路隧道——庵治河隧道通车以来 ,已建成铁路和公路隧道 18 条。

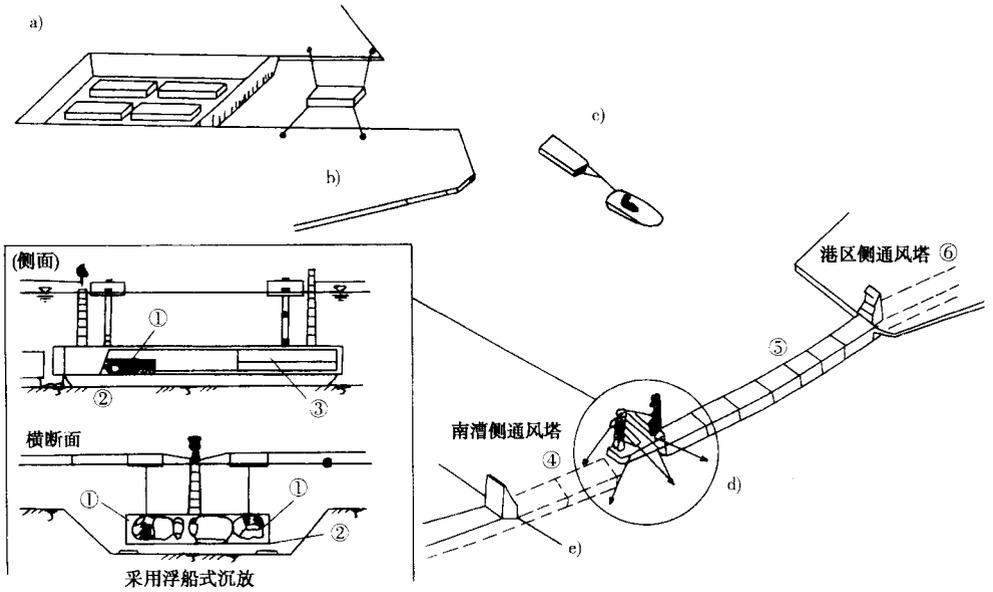


图 6-3-1 沉管隧道施工方法概念示意图

- a) 沉埋隧道的制作 :在沉埋管段制作场或干船坞内制作 ;b) 舾装 :将从船坞运出的沉管管段装上沉放作业用的锚索装置 ;c) 浮运 :用拖船拖到沉放预定地点 ;d) 沉放作业 :用沉放作业船沉放到预先浚挖好的沟槽内预定位置 ,与预先沉放的沉埋管段进行水中连接 ;
- e) 回填 :用砂土回填 ① 水平衡镇重箱 ;② 临时支撑用混凝土块 ;③ 水平衡镇重物 ;
- ④ 沉放预定部分 ;⑤ 沉放管段 ;⑥ 陆上隧道部分

沉管隧道有钢结构和钢筋混凝土结构两大类 ,前者一般为圆形断面 ,后者一般为矩形断面 ,美国及日本大多采用钢壳沉管。美国海湾修建的隧道较多 ,海湾的水深一般深于内河 ,用圆形的钢壳或椭圆形钢壳 ,从受力角度考虑比矩形有利 ,日本采用钢壳沉管则与他们有良好的造船设备有关。而荷兰等西欧国家则习惯于矩形断面的沉管 ,他们认为矩形断面有效空间的利用率优于圆形断面 ,矩形断面隧道的高度和覆盖层厚度都比圆形隧道小 ,隧道的长度也相应减少。其实选用何种形式的沉管隧道不但与所掌握的施工技术及现有设备有关 ,还与习惯和经验有很大关系。荷兰等西欧国家在管段制造技术方面有独到之处 ,他们在混凝土作业时一贯坚持高标准 ,从混凝土原材料的组成、降低温差、收缩补强、模板选择上都采取了相应的措施。

目前世界上最长的沉管隧道是美国旧金山海湾地区快速交通隧道 ,全长 5825m ,由

58 节管段组成。管段最宽的隧道是比利时亚珀尔隧道,宽达 53.1m,全长 336m。单节管段最长的隧道是荷兰海姆斯普尔隧道,最长一节管段长 268m,宽 21.5m,重 50000kN。其它值得一提的还有:荷兰的德赫特隧道有 4×2 车道,是迄今为止车道数最多的隧道之一;瑞典的利尔杰霍尔姆斯维肯隧道最大水深达 50m;美国纽约东 63 街隧道环境条件很差,海水流速非常湍急,达 2.7m/s。

沉管技术在 20 世纪经历过多次革新。1958 年古巴哈瓦那建成第一座完全预应力的沉管隧道,荷兰于 60 年代发明了举世闻名的吉那止水带,使得水力压接法更加简洁有效,这是管段水下连接的重大革新。在基础处理技术方面,丹麦于 40 年代发明出喷砂法,瑞典于 60 年代首先成功采用灌囊法,荷兰在 70 年代发明了更为先进的压砂法,这是沉埋技术中的又一项重大革新;日本在 70 年代推出压注混凝土法和压浆法。此外,日本在接头抗震方面也取得不少进展,过去在地震区修建隧道时,对地震缺乏特别的预防措施,而现在设计的接头处可以有相当挠度和纵向位移,在允许范围内对沉陷和温度影响也采取了类似的措施。近年来,随着现代科学技术的发展,激光测量仪、电子定位系统等先进设备已应用于施工中,使得沉管隧道质量更加优良,同时工期大大缩短。

在我国,香港和台湾借助国外先进技术共已建成四条沉管隧道,中国大陆第一条沉管道路隧道——广州珠江隧道已于 1993 年底通车,此外,宁波甬江隧道也已建成。我国目前的沉管隧道设计及施工技术还处在积累经验阶段,但我国经济的迅猛发展为其进一步发展创造了良好的条件。如上海外环线吴淞口越江工程,已确定采用沉管法隧道方案,并正在建设中;其他如京沪高速铁路在南京越过长江,就准备采用沉管隧道方案,崇明至南通的越江方案也都考虑采用隧道方案。由于多车道时沉管隧道明显节约投资,因此沉管隧道在我国具有广阔的前景。

第二节 基槽浚挖技术及设备

一、沉管基槽的设计及浚挖

在设计基槽断面之前,往往要先全面了解现场的地质资料、水流水质资料、生态资料,以便确定合理的基槽断面和浚挖方式。

基槽的断面主要由三个基本尺度决定,即底宽、深度和边坡坡度。底宽一般比管段底宽大 4~10m。基槽的深度为覆盖层厚度、管段高度以及基础处理所需超挖深度三者之和。香港地铁沉管隧道在设计基槽断面时,考虑到基槽底部的垫层须宽出隧道管段每

边各 1m,最小垫层宽度为 $10.3 + 2 = 12.3\text{m}$ 。为使海上作业船的柱腿能沿隧道弯曲的中线移动及预留出容许偏差量,决定采用能在内刮平 14m 宽垫层的 16m 底宽的基槽。基槽边坡的稳定坡度与土壤的物理力学性能有密切关系,同时,基槽的留置时间、水流情况等也是重要影响因素。表 6-3-1 为不同土层稳定坡度的参考数值。

表 6-3-1 不同土层稳定坡度的参考数值

土 层 种 类	荐 用 坡 度	土 层 种 类	荐 用 坡 度
硬土层	1:0.5 ~ 1:1	紧密的细砂、软弱的砂夹粘土	1:2 ~ 1:3
砂砾、紧密的砂夹粘土	1:1 ~ 1:1.5	软粘土、淤泥	1:3 ~ 1:5
砂、砂夹粘土、较硬粘土	1:1.5 ~ 1:2	稠软的淤泥、粉砂	1:8 ~ 1:10

在沉管隧道的施工中,水底浚挖所需费用只占整个工程总造价的一个较小比例,通常只有 5% ~ 8%,可它却是一个很重要的工程项目,由于疏浚作业现场的通航环境较为复杂,挖泥船在主航道作业时经常要松缆让航,施工难度较大,作业效率客观影响近 30%,因此浚挖的成功与否直接影响到工程能否顺利、迅速地开展。

水底浚挖工作主要包括三个内容(1)沉管基槽的浚挖(2)辅助航道的浚挖(3)浮运(管段)线路的浚挖。

通常港务部门疏浚航道用的挖泥船,挖深都不超过 20m,一般只有 15m 左右,可是沉管基槽的底深常是 22 ~ 23m 左右,有的达到 27 ~ 30m。因此,一般不能直接利用现有的挖泥船进行沉管基槽浚挖,需要根据设计要求、地质情况进行一些必要的改装工作。

二、浚挖方式

(一)挖泥船的种类及特点

目前用于浚挖作业的挖泥船主要有以下四种:

(1)吸扬式挖泥船。有绞吸式和耙吸式两种。前者利用绞刀绞松水底土壤,通过泥泵作用,从吸泥口、吸泥管吸进泥浆,经过排泥管卸泥于水下或输送到陆地上去。后者则利用泥耙挖取水底土壤,通过泥泵作用,将泥浆装进船上泥舱内,自航到深水抛泥区卸泥。

吸扬式挖泥船的特点是:

- ①浚挖一般土层时生产率很高;
- ②浚挖成本低;
- ③不需泥驳配合工作;
- ④开挖面(槽底)平整度较高,一般为 $\pm(0.15 \sim 0.3)\text{m}$ 。

(2)抓扬式挖泥船。亦称抓斗挖泥船,挖泥时利用吊在旋转式起重把杆上的抓斗,抓取水底土壤,然后将泥土卸到泥驳上运走。一般不能自航,靠收放锚缆移动船位。施工

时需配备拖轮和泥驳,抓斗容量最近发展到 $10 \sim 13\text{m}^3$ 。

抓斗挖泥船的特点是:

①挖泥船构造简单,造价低;

②船体尺度小,长与宽均显著地小于其他挖泥船;

③浚挖深度较大,且易于加深,是沉管隧道中常用的一种挖泥船。美国旧金山港的地下铁道(BART1969年建成)水底段,长达 5820m ,深度为水面下 40m 。采用沉管法施工,浚挖时就全靠这种挖泥船;

④遇到较硬土层时,可改用重型抓斗进行浚挖(表 6-3-2、表 6-3-3)。重型斗的重量特别大,超过普通抓斗一倍左右,例如普通型 1.1m^3 ,抓斗重约 18kN ,而重型 1.1m^3 抓斗重达 44kN 。虽然浚挖硬土层时效率低,一次投斗的挖深和实际生产率均明显地降低,但是由于这种挖泥船比较简单,而且船体尺度较小,故常在同一隧位上布置多艘这种抓斗挖泥船进行施工,故实际速度并不慢。

表 6-3-2 一次投斗的挖深(m)

	软粘土	粘土夹砂	硬粘土	砂、粉砂
重型抓斗			0.5~1.0	0.5~0.8
普通大型抓斗	1.5~2.5	1.0~1.5		

表 6-3-3 不同土层的生产效率

	抓斗容量(m ³)	公称生产率(m ³ /h)	实际生产率(m ³ /h)	生产效率
软土	4	240	200	80%
紧密砂层	4	240	160	70%
硬土层	2.4	150	40~70	30%~50%

(3)链斗式挖泥船。这种挖泥船是用装在斗桥滚筒上,能连续运转的一串泥斗挖取水底土壤,通过卸泥槽排入泥驳。施工时亦需泥驳和拖轮配合。一般泥斗容量为 $0.1 \sim 0.8\text{m}^3$ 。这种挖泥船的特点是:

①生产率比较高;

②浚挖成本比较低;

③能浚挖硬土层;

④开挖后的平整度较高;

⑤定位锚缆较长,作业时水面占位较大。

(4)铲扬式挖泥船。亦称铲斗挖泥船,是用悬挂在把杆钢缆上和连接斗柄上的铲斗,在回旋装置操纵下,推压斗柄,使铲斗切入水底土壤内进行挖掘,然后提升铲斗,将泥土卸入泥驳。这种挖泥船适用于硬土层,标准贯入度 $N = 40 \sim 50$ 的硬土亦可直接挖掘。不需锚缆定位,水面占位小,但挖泥船的造价高,浚挖费用亦高。

上述四种挖泥船的适用范围大体如表 6-3-4 所示。

表 6-3-4 四种挖泥船的适用范围

硬土	砂砾	粉砂	砂	软土	平整度(cm)	硬土	砂砾	粉砂	砂	软土	平整度(cm)
吸扬式挖泥船			○	○	15~30	链斗挖泥船	○	○	○	○	15~30
抓斗挖泥船	○	○	○	○	30~50	铲斗挖泥船	○	○			50~100

注 ①“○”表示适用；

②在浚挖作业中,土壤的硬度划分如下：

粘性土、软土 $N = 4 \sim 8$, 硬土 $N = 20 \sim 40$

砂性土、软土 $N < 10$, 硬土 $N = 30 \sim 50$

以上四种挖泥船均只适用于土层,当浚挖作业遇到岩层时,需采用水下岩石破碎机的泵船。例如,悉尼港沉管隧道工程在浚挖过程中采用 $3\phi 700\text{mm}$ 特殊切割机泵船浚挖海底的砂岩层。

在离岸条件下的沉管隧道,挖槽设备有以下几种：

(1)漂浮型设备(图 6-3-2)。只能在浅水中和基槽深度有限时使用。

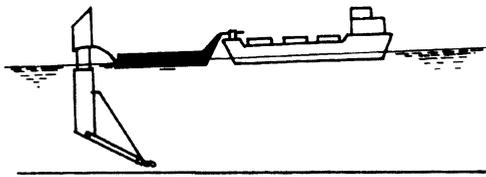


图 6-3-2 漂浮型设备

(2)半沉型设备。受波浪的影响比漂浮型设备小,因此适用范围略大一些。

(3)自行调高的走行挖槽平台(图 6-3-3)。限制在水深 70m 以内的条件下使用；不易受风浪影响,切割头、水泵等重要设备易于提升到水面修理或更换。

(4)全沉型设备(图 6-3-4)。可在海底走行或在轨道上移动,施工精确,不受水深限制,缺点是需要由一条船来支撑,而船会受到海面风浪的影响。

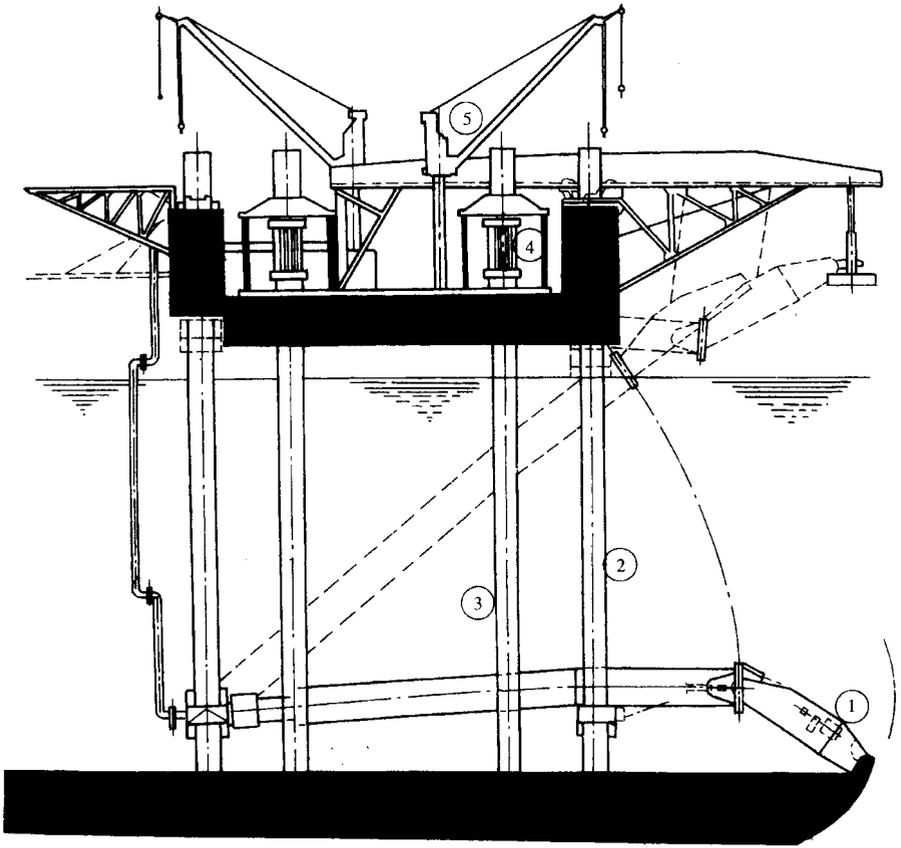


图 6-3-3 走行式顶升挖槽平台

①切削头 ②顶升定位桩 ③走行定位桩 ④摆动系统 ⑤平台吊机

(二) 浚挖方式及浚挖程序的确定

通常在选择浚挖方案时考虑以下三方面的因素：

(1) 尽量使用技术成熟, 生产率高, 费用低的浚挖方式; 同时, 为了降低造价, 通常充分使用已有的浚挖设备, 尽量避免采用需重新定制的设备。

(2) 选用对航道影响最小的浚挖方式。

(3) 选用对环境影响较小的浚挖方式。

通过对环境、经济和技术等多方面的探讨, 按其效果和费用仔细权衡不同方案以求得最佳选择。

浚挖作业一般分层分段进行。在基槽断面上, 分成二层或三层逐层开挖。在平面沿隧道纵轴方向, 划成若干段, 分段分批进行浚挖。

香港地铁隧道基槽浚挖作业分两个阶段进行, 第一阶段挖到离最终设计标高约 1m 处, 这一阶段用生产率较高的链斗式挖泥机挖出大量土石, 留下凹凸不平的表面待下一

阶段挖掘,第二阶段采用整平度较好的 $2.5 \sim 14\text{m}^3$ 大小不同的抓斗式挖泥机挖至基底。

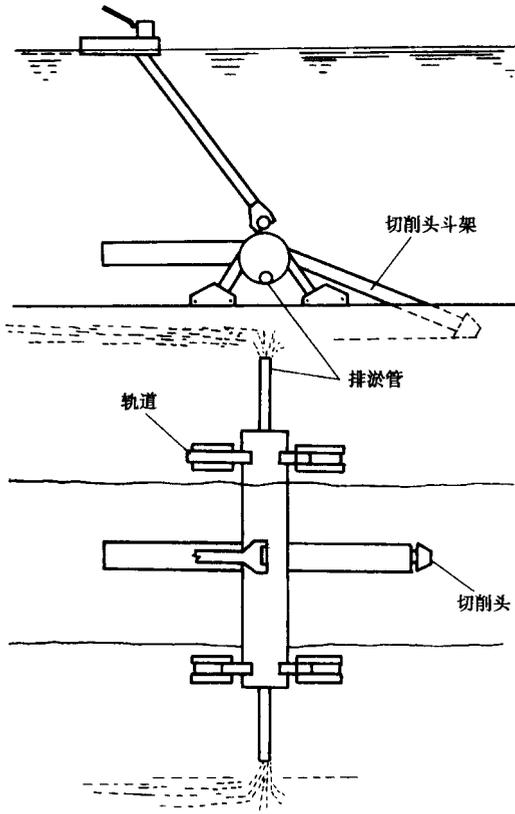


图 6-3-4 全沉没型切削头挖槽机

悉尼港隧道基础沟槽疏浚也分为粗挖和细挖两种,粗挖在管段沉放的 9 个月前开始,细挖在管段即将沉放前进行,这样可以避免最后挖成的管段基槽敞露过久,以致沉积过多的回淤土,影响沉设施工。施工各阶段所用机械见表 6-3-5。

表 6-3-5

疏浚土层及厚度		疏浚船种类	数量 (m^3)
毛坯疏浚	表层粘土、淤泥 3~4m	4000m^3 耗吸式挖泥船	120000
	砂 3~9m	10m^3 抓斗船	50200
成形疏浚 1~2m		同上	40000
砂岩层		$\phi 700\text{mm}$ 特殊切割机泵船	250000
合计			687000

在 1969 年建成的比利时肯尼迪水底道路隧道则有过这样的教训,其沉管基槽一次全部挖成,由于回淤量大而快,最后不得不留一艘生产率为 $100\text{m}^3/\text{h}$ 的大型吸扬式挖泥

船来清除回淤。这项清淤工作一直进行到管段沉设完毕才结束。如果采用分层分段的浚挖方式就不会出现这种问题。

第三节 管段防水技术

早期的钢壳管段,钢壳既作为施工阶段的外模,又是管段的防水层。40年代,矩形钢筋混凝土管段应用于沉管隧道的初期,仍然采用船台型管段的防水措施,即四边包裹钢壳。50年代,逐渐改为三边包裹的钢壳,顶板上的钢壳改由柔性防水层代替。从1956年迪斯隧道以后,又发展为单边钢板防水为和三边柔性防水,即只保留底板之下的钢板,其它三边采用柔性防水。60年代以后,出现不少完全采用柔性防水的成功实例。从外防水总的发展趋势来看,施工变得更加简便,而防水效果越来越好。

一、钢板防水

早期采用的钢壳防水在70年代以后已不再常用,因为钢壳防水存在的缺点不少,如耗钢量大,焊接质量不易保证,防锈问题未切实解决,钢板与混凝土之间粘结不良等等。但仅在管段底板下用钢板防水的实例则越来越多,此时防水钢板基本上不用焊接(至少不用手焊),而是用拼接贴封的办法,因而不存在焊接质量问题。拼接缝有两种做法:①先嵌石棉绳,再用沥青灌缝,最后在缝上封贴两层卷材(约20cm宽)。②在接缝处用合成橡胶粘结约20cm宽的钢板条贴封。

防水钢板一般为4~6mm厚,比防水钢壳的厚度薄很多,且省去大量的加强筋及支撑,因此防水钢板的单位面积用钢量仅为钢壳的1/4左右。钢板的锈蚀速率一般估计为海水中0.1mm/年,淡水中0.05mm/年,平均0.075mm/年。

二、柔性防水

柔性防水包括卷材防水和涂料防水。

卷材防水是用胶料把多层沥青卷材或合成橡胶类卷材胶合成的粘式防水层。

最初的柔性防水层是使用沥青油毡,以织物卷材为主,这种卷材强度大,韧性好。尤其是50年代发展起来的玻璃纤维布油毡更适于沉管隧道,这种玻璃纤维布油毡以玻璃纤维布为胎,浸涂沥青制成,性能优越,价格仅稍高于沥青油毡。

60年代建成的丹麦利姆奥特(Limfjord)水底道路隧道首次采用合成橡胶类卷材作为

防水材料,该隧道用的是异丁橡胶卷材,厚度仅 2mm。

卷材的层数视水头大小而定,当水底隧道的水下深度超过 20m 时,卷材层数达 5~6 层之多,若精心施工,三层亦已足够。

涂料防水的操作工艺比卷材防水简单得多,而且在平整度较差的混凝土面上也可以直接施工。但目前涂料在管段防水上尚未普遍推广,因为它的延伸率不够。在沉管隧道的结构设计中,容许裂缝开展宽度为 0.15~0.2mm,防水设计的容许裂缝开展宽度为 0.5mm,防水涂料尚不能满足这项要求。

三、管壁的自身防水

提高管段自身混凝土的抗渗性能也是重要的防水措施。

自 60 年代初期以来,荷兰等国家对水底隧道管壁自身防水进行了一系列的试验和研究,并取得了可喜的成果,1973 年以后陆续开工的荷兰弗拉克、基尔·海姆斯波尔以及鲍脱莱克等四条水底道路隧道均突破了传统的防水办法,采用无外防水的隧道结构。

管段混凝土在浇注凝固过程中产生的裂纹会造成管段的渗漏,裂缝产生的原因主要有:

第一,管段混凝土干缩;

第二,气候温度的变化使得沿边墙高度的温度梯度很陡;

第三,已冷却和凝固的底板混凝土与新浇正处于水化阶段的边墙混凝土有温差。水化作用使边墙和顶板升温,使尚未凝结的混凝土产生膨胀变形,当混凝土凝固并冷却下来时会发生收缩,如果冷却不均匀或受到已凝固底板的约束,在边墙与底板结合处就会出现竖向裂缝。

有许多方法可以防止各种原因产生的开裂,但单一的方法是不够的,必须多种方法配合使用。在这些方法中,要涉及到混凝土配合比的构成,降低底板和侧墙之间温差,以及施工期间的特殊措施等。

(一)混凝土的配比

(1) 选用合适的水泥。水泥的化学成份对水化热有较大影响,在水泥中掺入潜伏水硬性胶结剂(如火山灰、煤灰、石粉、火山岩及矿渣粉)可以减少水化热。图 6-3-5 是荷兰广泛使用的一些水泥的水化热数据。

(2) 减少水泥用量。在满足混凝土强度和渗透性要求的前提下,尽量减少水泥用量,大多数情况下,混凝土的水泥用量为 250~300kg/m³。

(3) 使用粗集料。当使用粗集料时,如果颗粒尺寸级配合适,就可以减少细粒材料(水泥等)的用量。为保证钢筋周围混凝土的密实度,所用混凝土浆需限制最大粒度。同

时,为获得合理的工作性能,要求使用一定数量的细粒材料,除水泥之外,还可采用石粉、火山灰、冰川河沙等。

(4)减少掺入水量。较低的水灰比可降低单位时间的水化热量,但也会降低工作性能,常掺用增塑剂和加气剂改善工作性能。

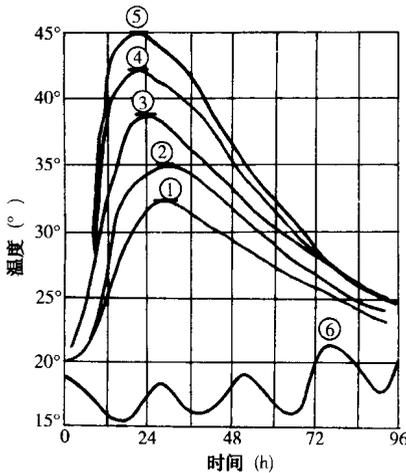


图 6-3-5 不同型号水泥的水化热

- ①矿渣水泥 A— $325\text{kg}/\text{m}^3$;②矿渣水泥 B— $325\text{kg}/\text{m}^3$;③普通水泥 A— $325\text{kg}/\text{m}^3$;
④普通水泥 B— $325\text{kg}/\text{m}^3$;⑤普通水泥 C— $325\text{kg}/\text{m}^3$;⑥环境温度

(二)降低温差

通过各种方法可以减少侧墙、底板和顶板中心部位与外层间以及两侧施工缝间的温差。主要方法有以下几种:

(1)通过冷却来降低混凝土浆的初始温度,从而降低了混凝土浆的最高温度并延长其凝固时间。由于使用设备较多,此法很少采用。日本多摩川—川崎航道沉埋隧道在浇注管段时首创了一种冷却原材料的新工艺,其方法是使用专用设备向砂中喷入液氮,待砂冷却后再与其他材料混合。这样可使混凝土中灌注温度下降 10°C ,有利于控制水泥水化热引起的裂纹。

(2)冷却侧墙新浇灌的混凝土。这种冷却方法经实践证明效果很好,其目的是使底板和顶板之间的温差曲线变得平缓,从而减小温度应力。其工作原理是用一套自动冷却系统泵送冷却水通过预埋在侧墙内的管道系统实现冷却(如图 6-3-6 所示),冷却水流由侧墙底部迂回向上,随着水的向上流动,冷却能力越来越低。

冷却系统的总费用相当高,但仍比外贴防水层要低。

(3)加热底板。加热底板也可以有效地降低底板和侧墙之间的温差。瑞典利尔杰霍尔姆斯维肯隧道通过在用作底板预应力钢筋的纵向钢缆管内循环热水的办法加热底板,

效果很好。但这种方法很少采用,通常与冷却侧墙混凝土的方法联合使用,即冷却水通过侧墙管道被加热后再循环通过预埋在底板中的管道,使之冷却,这样可以节省能源。

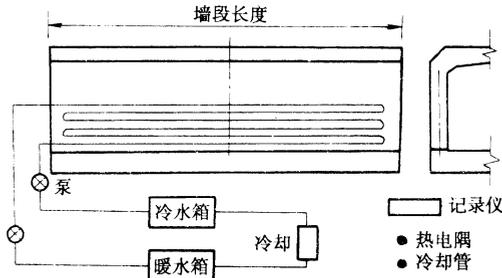


图 6-3-6 冷却流程图

(三) 施工中的措施

(1) 拆除模板的时间延至管段温度降到适当程度时。顶板新浇注的混凝土上覆盖一层隔热性能较好的木模板,以降低侧墙内外层及侧墙与底板的温差。

(2) 用连续浇灌整管段的方法,可以圆满解决不同时间浇灌混凝土的温差问题。这种方法对于规模较小的管段很容易做到,而对于宽大型的道路隧道管段难以实现。

在荷兰,这种方法已用于阿姆斯特丹—莱茵运河下面建造的一条虹吸输送道结构以及通过荷兰水道河口的管道隧道和通过新运河河底下的鹿特丹地铁隧道施工中。

四、接缝防水

(一) 施工缝

底板和侧墙之间纵向施工缝是防水的薄弱环节,大多数情况下安装一根铁带确保防水效果,并在施工过程中细心监测。

(二) 伸缩缝

伸缩缝的密封通常有两部分组成:

① 内缝,一般由橡胶止水带或钢边橡胶止水带组成,如图 6-3-7 所示。

② 外缝盖,由聚氨基甲酸脂油灰或双角形(Dubbeldam)橡胶带组成,如图 6-3-8。

因橡胶—金属止水带周围的混凝土含有从混凝土分离出的粗集料所造成的砾石空穴,故需采用第二道密封。

在美国汉姆铁道隧道施工中,使用了一种改进的钢边橡胶止水带(如图 6-3-9),在金属带端部粘上泡沫带,用钢管压紧,然后向钢边橡胶带周围的混凝土中注入环氧树脂。这种方法防水效果很好,可以省掉外密封层。

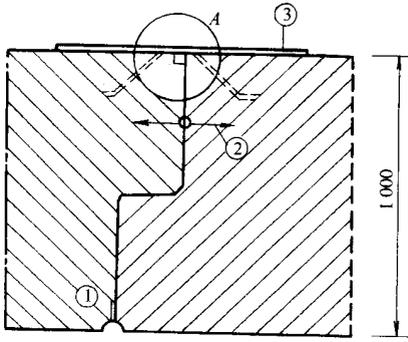


图 6-3-7 采用橡胶—金属止水带的伸缩缝

- ①堵排空隙 ;②橡胶—金属止水带 ;
- ③异丁橡胶粘结带

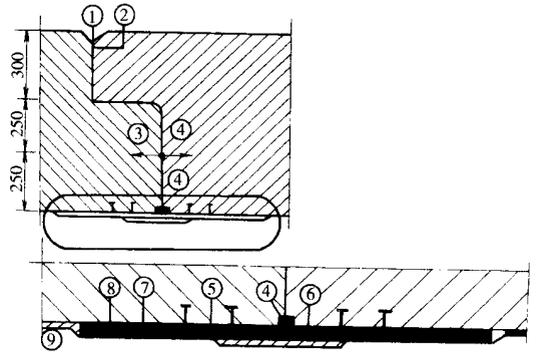


图 6-3-8 用“dubbeldam”橡胶带的伸缩缝

- ①聚硫橡胶 ;②堵排空隙 ;③橡胶—金属止水带 ;
- ④泡沫橡胶 ;⑤Dubbeldam 橡胶带 ;⑥耐热泡沫塑料 ;
- ⑦PVC 板 ;⑧油毛毡衬条 ;⑨水密盖层

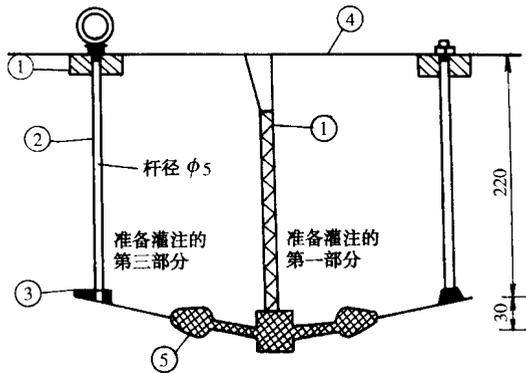


图 6-3-9 改进的钢边橡胶止水带

- ①聚苯乙烯 ;②套管直径 $\phi 100/80$;③泡沫橡胶 ;
- ④底板顶部 ;⑤ $\Omega 90$ 型橡胶—金属止水带

(三) 管段间的接缝

水力压接法是用拉合千斤顶将新沉放的管段紧靠在已沉放好的管段上,然后抽掉内部的水,利用作用在管段上的巨大水压力使安装在管段(已沉沉管段)端面周边上的胶垫充分压缩,形成一个水密性相当好的管段间接头。

水力压接法所用的胶垫有好几种,最初采用矩形硬橡胶,外套一软橡胶片(如图 6-3-10),但这种胶垫安装较费事。以后,美国、日本试制过一种尖舌型胶垫,但实践证明,这种尖舌型胶垫在压接时易发现“翻舌”现象,故也很少采用。自近十年起在世界各国新建沉管隧道中,最普遍采用的是荷兰于 60 年代研制的尖肋型胶垫(Gina,见图 6-3-11、6-3-12)。三角形尖肋作第一次初步止水用,高度一般为 38mm,硬度一般为肖氏橡胶

硬度 30~35 度。胶垫的本身是承受水压力的主体,一般为等腰梯形状,肖氏硬度 50~70 度,其具体尺度与硬度要根据设计需要,通过试验才能确定。为安装方便,胶垫底部有二个突出的底翼缘,多采用纤维织物作局部加强,胶垫底部没有底肋,主要作用是防止管段端面不够平整时产生漏水,其橡胶的肖氏硬度为 30~35 度。

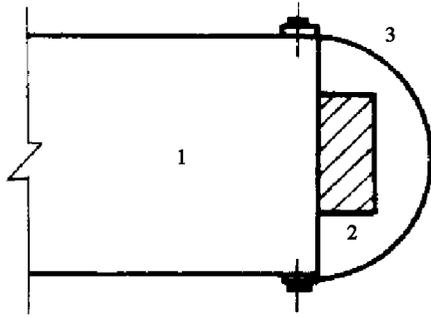


图 6-3-10 最初的胶垫

1—管段的外壁 2—矩形硬胶垫 3—轮胶胎

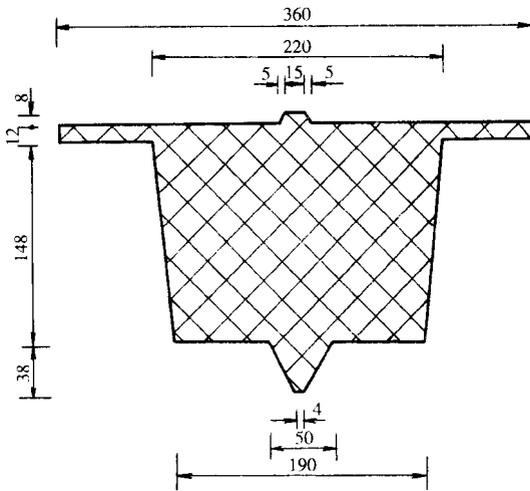


图 6-3-11 吉那垫圈(单位:mm)

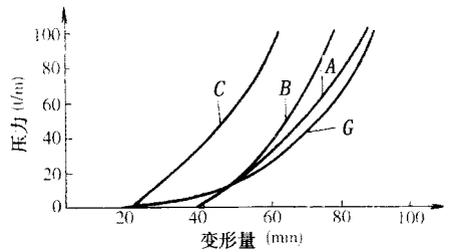


图 6-3-12 吉那垫圈的压缩曲线

最近,德国 phoenix 公司开发了一种 phoenix 垫圈(见图 6-3-13),其力学性能更加优越(压缩变形曲线见图 6-3-14),连荷兰的 zeeburfer 隧道及 Nowd 隧道都采用了这种胶垫。

水力压接法所用的胶垫形成第一道防水层,通常还有 Ω 形止水带作为第二道防水层(见图 6-3-15)。

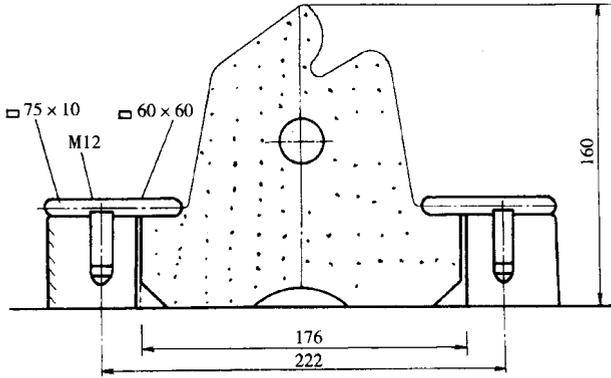


图 6-3-13 phoenix 垫圈

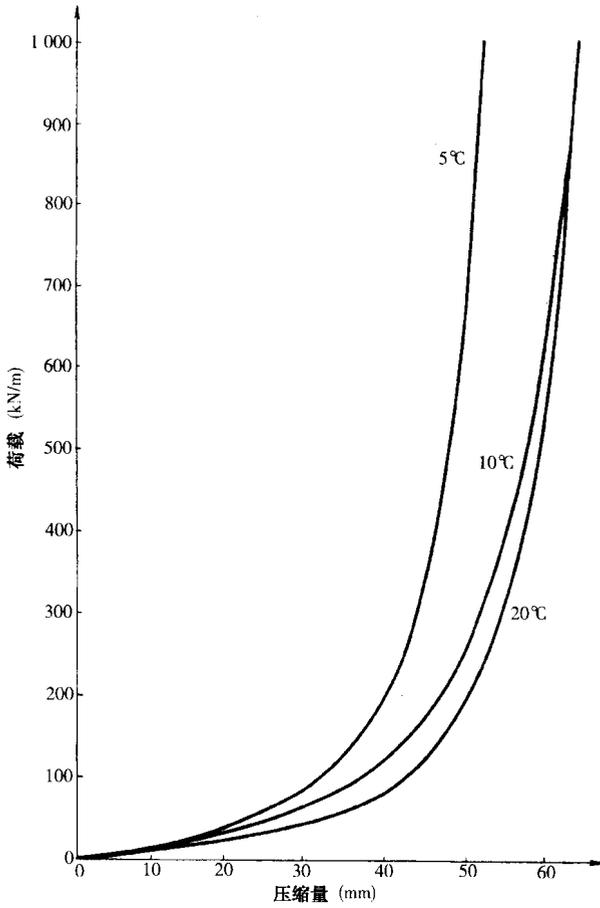


图 6-3-14 phoenix 垫圈压缩变形曲线

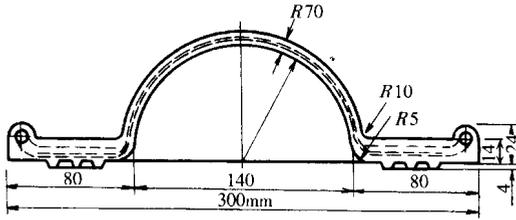


图 6-3-15 Ω形止水带

第四节 管段拖运及安全保障

一批管段在干坞中浇注完成以后,便将它们浮起并拖运到施工现场或临时锚地。

在制作管段的阶段,同时也配备好其它一些用于沉埋的附属设施,包括用于临时基础的装置,与其它管段连接的装置及管段基础处理装置,在不同时期进入管段的进出通道、水压载、通讯联系、能源、观测、锚泊及悬吊等系统。

管段的两端设有不透水的端封墙,以便浮起拖运。管段制作完成后,即加压载水,以防止管段在干坞灌满后浮起。

在管段拖运之前,为确定浮运过程中管段的特性和沉放设施,首先进行试验室模拟试验。

拖运及沉放期间管段的受力可按经验公式估算:

$$F = \frac{1}{2} C_w \gamma v^2 A \quad (6-3-1)$$

其中 C_w ——阻力系数;

γ ——水的重度;

v ——相对速度;

A ——与水流垂直的管段吃水面积。

相对速度指的管段相对于水流的速度。阻力系数取决于管段的形状、吃水深度与水深的关系、管段与水流横截面之间的关系等,一般为 1.3~6,在某些不利的情况下,甚至超过 10,阻力系数很难通过理论计算确定,通常需要在水力实验室进行模型研究。这类研究还包括诸如在较困难区域如何控制管段,把管段转向与河流轴线垂直时所遇情况,拖运期间管段摆动和纵向昂倾时的情况以及包括水的附加质量影响在内的锚缆力研究等。

确定了 C_w 、 γ 、 v 、 A 等参数后,即可算出理论浮运拖力,并可按 $1HP = 100N$ 转换成所需的拖船马力,以此作为确定拖船功率的参考依据。而实际所需功率比理论计算结果大得多,有时可达两倍,其原因是多方面的:计算是按计划时间进度表期间所预期的相对速度进行的,未考虑水流速度的波动;拖船的效率与其位置很有关系,若拖船推进器的尾流撞击管段,则拖船效率会大幅降低;另外,如果由于操纵失误、河流影响以及河槽浅而使管段转向,则拖船必须立即校正其位置,这就需要额外的功率。

在锚泊系统的设计中除水流引起的力外,还考虑了附加水质量的问题,管段在水中移动过程中会带动周围的水一起移动,从而使锚索受到额外的力,因此使管段加速或减速所需的力由管段质量及附加水质量确定。附加水质量所占总质量的比例可通过试验得出。

整个拖运过程都与潮汐有关,通常根据潮汐的周期性变化确定最佳拖运时间,特别是浮运中的困难地段,保证在潮汐上有利的时刻通过。每次拖运之前,都要根据天文、气象及江河流量等预报资料对作业时间安排进行最后调整。建造沉管隧道的经验在管段拖运阶段对自然条件的限制如下:

风速 $< 10m/s$; 波高 $< 0.5m$; 流速 $< 0.6 \sim 0.8m/s$, 能见度 $1000m$ 。

在进行拖运前需检查浮运水道,必要时进行疏浚作业。通常用回声探测法进行水深检查。河道障碍物可能会损害管段的胶垫,一旦戳穿临时隔墙,则会造成灾难性的后果。

在不能用浮标以肉眼观测的方法标示航道的地方,需有导航船或自动导航系统导航。图 6-3-16 是两种导航系统原理图。

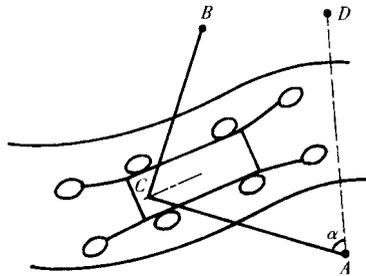


图 6-3-16 航运

系统 I :量测 CA/CB 的长度 系统 II :量测 AC 长度及 α 角

在拖运的过程中通常有船只护航,以确保管段的安全。日本东京港隧道施工中,动用了多艘警戒船及多艘海上保安厅的巡逻艇为拖运船队护航。香港公共交通地铁沉埋隧道在浮运管段时有四艘警卫艇护卫,两艘在前,管段两侧各一,另外在管段上留一组人员向外观察,防止接在管段系统缆柱上或进出口塔上的拖索(50m长)损坏,并注意大块漂

流物碰撞管段。

悉尼海湾沉管隧道施工中,外海曳航距离达 90km 左右,像这样长时间的外海曳航在世界上尚属首次,承包商使用了两艘 2646kW(3600 马力)的曳航船,即使遭遇到高 3m 的海浪时,也能保持 4 海里/小时以上的曳航速度。另外当遇到有最大 1 哩/小时以上的逆向潮流时,曳航作业也可以在 24h 内完成。在作业过程中,由于得到充分的气象、海象预报,整个拖运作业取得了圆满成功。

第五节 沉放技术及设备

一、沉放方法

管段的沉放在整个沉管隧道施工过程中,占有相当重要的地位,沉放过程的成功与否直接影响到整个沉管隧道的质量。

到目前为止,所用过的沉放方法有多种,这些方法适用于不同的自然条件、航道条件、管段本身的规模以及设备条件,可以概括为:



(一)分吊法

沉放时用 2~4 艘 100~200t 起重船或浮箱提着预埋在管段上的 3~4 个吊点,逐渐将管段沉放到基槽中的规定位置。

早期主要采用起重船分吊法,60 年代荷兰柯思隧道和培纳勒克斯隧道发展了以大型浮筒代替起重船的分吊法,后来又出现了以浮箱代替浮筒的浮箱分吊法。

浮箱分吊法的主要设备为四只 100~150t 的方形浮箱,分前后两组,每组以钢桁架联系,并用四根锚索定位,管段本身另用六根锚索定位,后来发展为完全省掉浮箱上的锚索,使水上作业大为简化。

(二)扛吊法

也称为方驳扛吊法,主要分为四驳扛吊法和双驳扛吊法。四驳扛吊法采取四艘方驳,左右二艘方驳之间架设由型钢或钢板梁组成的“扛棒”,用它来承受吊索的吊力。前后二组

方驳可用钢桁架联系 构成一个船组。驳船组及管段分别用六根锚索定位。美国和日本多采用‘双驳扛吊法’(也称双壳体船法)这种方法采用两艘船体尺度较大的方驳船(长 60~85m,宽 6~8m,型深 2.5~3.5m)船组整体稳定性较好,但是设备费用较大。

(三) 骑吊法

骑吊法的主要沉放设备为水上作业平台,也称自升式作业台。其方法是将管段插入水上作业平台,使水上作业平台“骑”在管段上方,将其慢慢吊放沉设。

(四) 拉沉法

利用预先设置在沟槽中的地垄,通过架设在管段上面的钢桁架顶上的卷扬机牵拉扣在地垄上的钢索,将具有 200~300t 浮力的管段缓缓地拉下水。管段在水底连接时,以斜拉方式使之靠向前节既设管段。

以上四种方法的主要特点、适用范围等如表 6-3-6 所示。这些方法中,用得最普遍的是浮箱吊沉法及方驳(四驳)扛吊法,一般顶宽 25m 以上的大中型管段,多采用浮箱吊沉法,小型管段则以方驳扛吊法较为合适。

表 6-3-6 各种沉放方法的特点及适用范围

主要设备及特点		主要适用范围	实 例
起重船分吊法	2~4 艘起重船:原先施工时占用水面范围较大,后有所改变,可实行“全岸控”作业	尤适用于宽度特大的管段	荷兰 Botlek 隧道
浮箱分吊法	四只 100~150t 的方形浮箱(自备发电机组);设备简单,浮箱无需定位锚索,因而水上作业简化		比利时斯凯尔特隧道
四驳扛吊法	四艘小型方驳(自备发电机组);设备费用很小	普遍用于小型管段的沉放	第二座汉普顿公路桥式隧道
双驳扛吊法	两艘长 60~85m,宽 6~8m,型深 2.5~3.5m 的大型方驳(自备发电机组)船组整体稳定性好,可将管段定位索改为斜对角方向张拉的吊索系定于双驳船组上;设备费用较大	一般只有具备下列条件之一时,才予采用: ①工程规模较大,沉设管段较多; ②计划准备建设多条沉管隧道; ③沉设完毕后,大型方驳可改为他用	美国旧金山巴特隧道
骑吊法	水上作业平台:稳定性好,能经受风浪袭击,但设备费用大	适用于在港湾或流速较大的内河沉设管段	香港地铁沉埋隧道
拉沉法	以预先设置在沟槽中的水下桩墩作为地垄,无需方驳,也不用浮箱,但设置水底桩墩的费用较大	目前已基本不用	荷兰埃河隧道 法国马赛港隧道

二、沉放作业的主要工具与设备

两种主要沉放方法浮箱吊沉法与方驳扛吊法所用的大型工具有:四只 100~150t 的方型浮箱或四艘小型方驳;发电机组;6~14 台定位卷扬机(牵引力 80~100kN,绳速 0~3m/min);34 台起吊卷扬机(牵引力 100~120kN,绳速 5m/min)。除此之外,还需配备以下设备:

(1)定位塔。定位塔事先安装在管段顶面,前后各一座,塔顶设有测量标志。塔形钢结构中带出入人孔“腰子筒”,筒径一般为 80~120cm。

(2)超声波测距仪。设于管段端面,以测定新沉设管段和已沉设管段之间的三向相对距离(当距离在 1m 以内时,测量精度可达 $\pm 5\text{mm}$)。

(3)倾度仪。反映管段的纵横倾度。

(4)缆索测力计。安设于每一锚索或吊索的固定端,向指挥室显示绳索的受力数值,并作自动记录。

(5)压载水容量指示器。向指挥室反映压载水容量及下沉力实际数量,并作自动记录。

(6)指挥通讯器具。

三、管段沉放作业

管段沉放前需先做好以下两方面的准备工作:

(1)检查沟槽回淤情况,必要时清除回淤;

(2)采取水上交通管制措施,并布置封锁线标志等。

航道封锁的范围,在上下游方向一般为隧道轴线两边各 150~200m。在隧道轴线方向,则视定位锚索的布置方式而定,若采用前后锚,则范围为管段两端各 150~200m;若采用“双三角”型锚索布置,则可缩小到几十米。开始封锁的时间,一般安排在傍晚,夜间进行现场准备,翌晨高潮平潮时进行管段就位,午前低潮后进行下沉作业,午后结束全部沉放作业。

当管段运至施工现场后,必须调整位置并将锚索固定在管段上。

管段下沉的全过程一般需要 2~4h,宜在流速减至 0 之前 1~2h 开始下沉,开始下沉时的流速宜小于 0.15m/s。

压载水舱灌至设计值后,以 40~50cm/min 速度沉放管段,直到管底离设计标高 4~5m。下沉时要随时校正管段位置。随后将管段向前节已沉放管段靠近至 2m 左右距离处,继续下沉管段至离设计标高 0.5~1m 处。接着将管段前移至距前节既设管段约

50cm 处 ,校正管段位置后即开始着地下沉 ,着地下沉速度很慢 ,并不断校正位置。着地时先将前端搁上“鼻式”托座或套上卡式定位托座 ,然后将后端轻轻搁置到临时支座上。搁好后 ,各吊点同时卸荷 ,在卸去 $1/3$ 和 $1/2$ 吊力时 ,各校正一次位置 ,最后卸去全部吊力。

管段下沉后 ,用水灌满压载水舱以防止管段由于水密度的变化或船只的来往而升浮。

四、管段联结

早期船台型沉管隧道都用水下混凝土法进行施工 ,工序复杂且质量难以保证。50 年代末 ,加拿大的台司隧道首创水力压接法 ,其后荷兰发明的吉那垫圈使水力压接更加完善 ,为世界各国普遍采用。

用水力压接法进行连接的主要工序是 :对位—拉合—压接—拆除封墙。管段沉放到临时支承上后 ,钢绳操作进行初步定位 ,然后用临时支承上的垂直和水平千斤顶精确定位 ,定位精度如表 6-3-7 所示。对位之后 ,已设管段和新设管段仍有空隙 ,通常用带有锤状螺杆的专用千斤顶拉合 ,使胶垫的尖肋部分产生变形 ,具有初步止水作用。拉合千斤顶所提供的总拉力应为 $2000 \sim 3000\text{kN}$,行程一般为 100cm 。接着用水泵抽掉封在隔墙间的水 ,使新管段自由端受到 $30000 \sim 45000\text{kN}$ 静水压力的作用 ,胶垫的硬橡胶被压缩 (压缩量一般为胶垫本体高度的 $1/3$ 左右) ,接头完全封住 ,此时可以拆除隔墙。

表 6-3-7

部 位	水平方向	垂直方向
前 端	$\pm 2\text{cm}$	
后 端	$\pm 5\text{cm}$	$\pm 1\text{cm}$

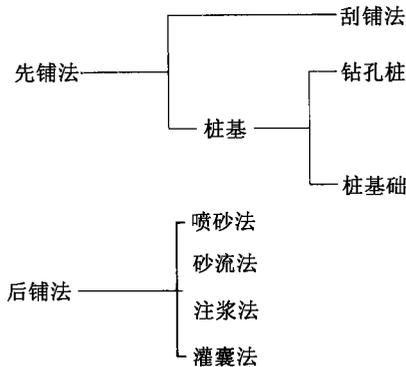
最后一节管段要在两头端面都采用水力压接法是不可能的 ,最后一个端面联接处不得不采用其它方法 ,如水中模板混凝土式、靠临时性封闭的干燥式以及钢制镶板式。

采用钢制镶板式方法时 ,接头的两端通常留下左右的空隙 ,在其中设置适当的支撑 (通常放进若干楔形块固定) ,以避免排水时引起轴向力释放而对已经接合的接头产生不利影响。然后把装有橡胶圈的钢封板从管段外侧将接头包住 (侧壁橡胶衬垫和顶、底板的橡胶衬垫搭接转角处容易成为止水的薄弱点 ,需加以考虑) ,这就形成第一道防水线 ,接着将端封墙之间的水抽干 ,最后沉放的两节管段间的连接就完成了。

第六节 基础处理技术

沉管隧道的基础所承受的荷载通常较低,只作一般的处理,用砂或碎石作为垫层就能满足要求。当沉管沉放就位后,其有效重量约等于沉管中的压重,大约为 $5 \sim 10\text{kN/m}^2$,加上覆土重量,车辆动载以及周围水的比重变化引起的荷载也不会超过 30kN/m^2 ,大大低于 10m 深度处的垂直初始应力,因此基底土层的承载能力通常不会出现问题。

基础处理方法的种类很多,这些方法适用于不同的地质条件及各国不同的国情,基础处理方法大致可分为先铺法和后铺法两大类。



一、刮铺法

早期的沉管隧道多用刮铺法处理基础,特别是北美,从 1950 年起修建的 19 座沉管隧道中,12 座是用刮铺法基础,其优点是造价较低。

刮铺法的主要工序如下:

浚挖沟槽时,先超挖 $60 \sim 80\text{cm}$,然后在槽底两侧打数排短桩安设导轨用以控制高程和坡度,通过抓斗或刮板船的输料管将辅垫材料投放到海底,再用简单的钢刮板或刮板船刮平。所用辅垫材料最好是 15cm 左右的卵石和 $1.3 \sim 1.9\text{cm}$ 粒径的砂砾,刮铺法的精度一般为:刮砂 $\pm 5\text{cm}$,刮石 $\pm 20\text{cm}$ 。荷兰的阿姆斯特丹—勒及运河虹吸管工程所用的固定式整平台架整平精度达到 $\pm 1\text{cm}$ 。

早期刮铺法采用一个简单的钢刮板对辅垫材料进行扫平,其导向用的钢梁和轨道安放在浮船上,这种装置受水流及潮汐影响较大,后来采用一种不受潮汐影响的刮板船,其位置与海底基础平面相对来说比较稳定,容易作业。旧金山海湾地铁隧道采用刮平船处

理基础时,水深为 41m,水流速度达 5.5~7.5km/h,然而基础处理的质量很好。

刮铺法的主要缺点是须配置费用昂贵的专用刮铺设备;作业时间长,精度难以控制;在流速大、回淤快的河道或管段底宽超过 15m 左右时,施工困难,施工作业时对航道有影响。

二、桩基础

桩基础很少用作沉管基础,然而当碰到以下特殊情况时,常采用一种特殊的桩基:①地基土非常软弱;②沿隧道轴线方向基底土层硬度变化较大,以至不均匀沉降难以接受;③管段承受列车振动后再传到基底土层中,引起的管段沉陷难以接受。由于桩群的桩顶标高在实际施工中不可能完全平齐,若不采取措施会导致各桩的受力不均匀,通常采用一种可调桩头来解决这一问题,其方法是在所有的桩上设一小段预制混凝土活动桩顶,活动桩顶与桩体之间留有空腔,空腔周围用尼龙套管裹住,形成一囊袋,当管段精确定位后,即向囊内注浆,迫使活动桩头抵紧管段底部。桩头常敷设毡垫层使荷载传递均匀。

在马斯河地下铁道的沉管桩基础施工过程中,不是将预制混凝土桩直接打入地下,而是将一根带有实心铸铁桩尖的钢管打入土层,在钢管底部浇注砂浆,然后用预制混凝土桩插入捣固,使铸铁桩尖的钢管打入土层,并使铸铁桩尖与预制桩紧密连结,再拔出钢管。日本东京港第一航道水底隧道桩基础采用了钢桩及钢制活动桩顶,而荷兰阿姆斯特丹艾杰隧道则选用了钻孔桩。

三、喷砂法(Sand Jetting Method)

喷砂法(也称 Christiani & Nielsen 法)就是把砂—水混合填料通过水平管道喷入隧道管段底部和开挖槽坑之间的空隙中去。

在喷砂管的两侧设有回吸管,使水在管段底部形成一个规则的流动场,从而使得砂子有规则地分布沉淀。回吸管的另一个作用是可以回吸水含量的测定了解基础砂子的填充程度。

整个管道系统联接在一个可以在管段顶部行驶的台架上,在马斯隧道首次采用喷砂法时,管道系统仅能在垂直于隧道轴线方向上移动,后来经过改进,喷管系统还可以绕竖直管转动,这样,任何喷砂位置都可以达到。喷砂法所用砂的平均粒径一般控制在 0.5mm 左右,砂—水混合材料的平均含砂量为 10%(体积百分含量),有时可以较短时间增加到 20%。回填的砂子比较疏松,其空隙率约为 40%~42%。

砂垫层的厚度一般为 1m,喷砂工作完成后,隧道管段从临时基础上释放下来时,可能会引起 5~10mm 的沉降。隧道的最终沉降量取决于槽坑回填而引起的基底土层的沉降。

喷砂台架也可以通过喷水清除管段下面空隙中的回淤。在埃姆斯河隧道的基础处理过程中,回淤的速度太快,使喷砂作业和抽水作业难以进行,承包商不得不使用一种专门的刮泥装置在底板下横跨基槽底作业,一旦清除回淤,立即进行喷砂作业。

目前喷砂法还存在以下缺点:

- (1) 喷砂法所用的喷砂台架常常干扰通航;
- (2) 喷砂系统设备昂贵;
- (3) 喷砂法需要相当昂贵的粒径相对较大的粗砂。

由于以上原因,近年来该法逐渐被更为先进的砂流法所取代。

四、砂流法(Sand flow method)

砂流法是在设计韦斯特谢尔德河沉管隧道时发明的,其原理是依靠水流的作用将砂通过预埋在管段底板上的注料孔注入管段与基底间的空隙。脱离注料孔的砂子在管段下向四周水平散开,离注料孔一定距离后,砂流速度大大降低,砂子便沉积下来,形成圆盘状的砂堆。随着砂子的不断注入,圆盘的直径不断扩大,高度也越来越高。而在圆盘的中心,由于砂流湍急,砂子无法沉积,会形成一个冲击坑。一段时间以后,圆盘形砂堆的顶部将触及隧道管段底面,砂盘中心压力使得砂流冲破防线,流向砂积盘的外围坡画。这样的过程不断重复,砂积盘的直径越来越大,砂流就是以这种方法来填满整个管段下面的空隙。为了保持砂流的流动,需要有一定的压力梯度,也就是说,圆盘中心冲击坑内的水压必须比砂积盘边缘的水压高,而砂流本身的压力下降是线性的。

冲击坑内的水压通常限制在 1000 ~ 3000kN 以内,过高的水压会使沉管向上抬起,这就需要增加更多的压重水,施工费用也相应增加。而另一方面,砂流压力太小使砂盘的直径受到限制,这就意味着要增加更多的注料孔。因此砂流压力需经试验确定以得出最经济的方案。

弗拉克隧道首次应用砂流法取得成功。弗拉克隧道由两个各长 125m 的管段组成,隧道包含两个交通通道,总宽约 30m 左右,填料从隧道一头泵送,其管线的最大总长度约为 300m。每个交通通道内设置的输料管为直径 200mm 的钢管,在 0.28MPa 的压力下,输送能力为 $300\text{m}^3/\text{h}$,输料管中最大料速约 3m/s,注砂孔的间距为 20m,砂积盘的半径设计为 12m。

该隧道基础注砂工作延续了 330d 约 200 个工时,理论计算需要约 11000m^3 砂料,实际消耗为 13000m^3 ,因为沿管段外墙堆积的砂比预计的要多。

为控制管段下空隙的填充,曾经在管段板设置一些观察小孔,实践证明这种方法的效果并不理想,最好的方法是沿管段外侧墙采用手动测深或回声测深法。此外,还设置

检查孔,以控制基础垫层质量,通过它进行锥贯入值测定。

砂流法的一个缺点就是沉管基础范围内的淤泥无法清除,这会导致沉管产生较大的沉降,弗拉克隧道的最大沉陷量达 70mm 左右。

我国广州珠江隧道的基础处理也成功地采用了压砂法。压砂孔在管段全宽范围呈三排梅花形排列,主要由 $\phi 260$ 的压砂管、两根测管和 $\phi 1180$ 的球阀组成。球阀用钢壳制成的球外包橡胶制成。另外还设置了一些用以封灌冲击坑和流砂槽的灌浆孔,压砂孔、灌浆孔的布置及结构见图 6-3-17。

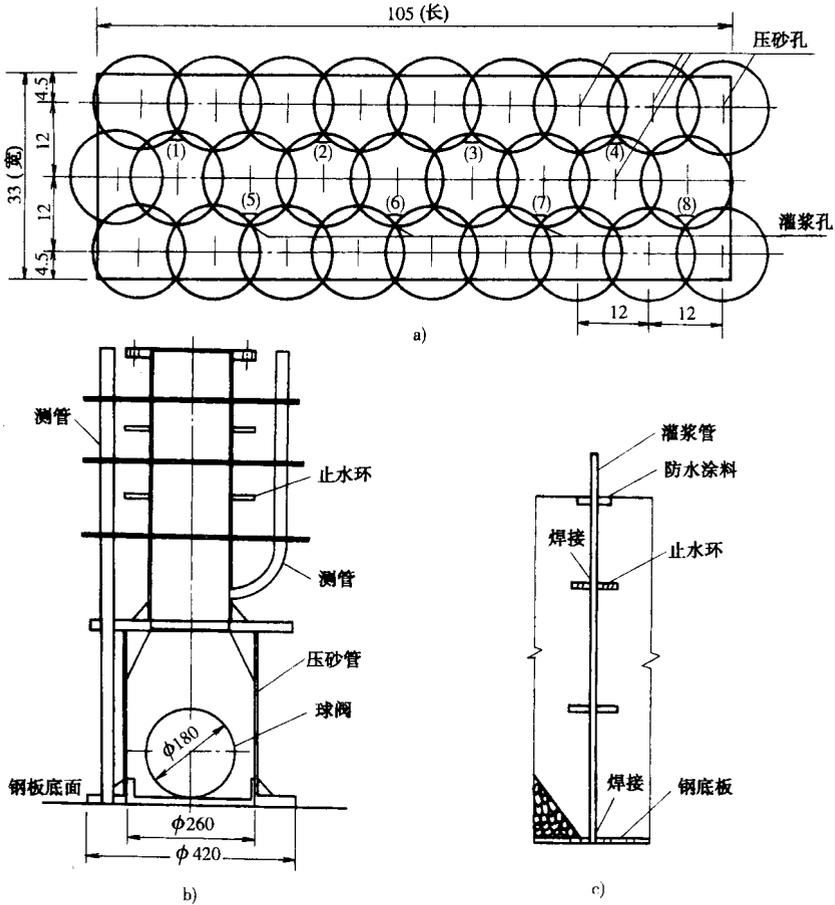


图 6-3-17 压砂孔和灌浆孔的布置及结构构造

砂积盘半径为 7.5m,压砂孔出口处净压强为 0.25MPa。压砂材料为清远 1 号砂,其级配见表 6-3-8。

表 6-3-8

粒 径 (mm)	细 砂 0.1~0.25	中 砂 0.25~0.5	砂 0.5~2	细 砾 2~5	中 砾 5~10	粗 砾 10~20
颗粒组成(%)	1	3	25	56	12.5	2.5

五、灌囊法

灌囊法是在砂石垫层面上用砂浆囊袋将剩余空隙垫实。采用这种方法时,砂石垫层与管段底部留出 15~20cm 的空间,空囊(常用土工布制作)事先固定在管段底部与管段一起沉设,管段沉放到位后,即向囊袋内注入注浆材料,使囊的体积迅速膨胀,充填管段与下部地基之间的空隙。囊袋的大小按一次灌注量而定,一般以能容纳 5~6m³ 为宜,不宜太大。注浆材料的强度只需略高于地基土即可,但流动性要好。为了防止管段被顶起,灌注时通常跳挡灌。

这种方法的优点是注浆材料浪费很少,不容易流水稀释,充填效果好,密实度高。

瑞典的廷斯达特隧道首次成功地采用了灌囊法,随后日本的衣浦港也采用了这种方法。

六、注浆法

注浆法是在灌囊法基础上发展起来一种基础处理方法,它省去了较贵的囊袋、繁复的安装工艺、水上作业和潜水作业。

浚挖基槽时,通常超挖 1m 左右,然后在槽内铺垫 40~60cm 厚的碎石,整平度达 ±20cm 即可。管段沉放定位后,沿着管段边墙及后封端墙底边抛堆高 1m 左右的砂石混合料,封闭管底空间。接着从隧道里面通过预埋在管段底板上的压浆孔向管底空隙压注混合砂浆,充填管段底部和碎石垫层之间的空隙。

这种方法具有以下优点:

- (1) 设备简单,通常的压浆设备就能胜任基础注浆作业,因而设备费用较低;
- (2) 注浆作业在沉管内部进行,不受气象、海洋气象影响,也不影响通航;
- (3) 通过注浆孔量测的参数可以确定充填状态。

我国甬江沉管隧道的基础处理中采用了注浆法,并获得了成功。这种基础处理方法,可以在回淤较严重的情况下保证施工质量,不但可以形成一个高质量的基础,还可以通过控制注浆量和注浆压力,使管段向上升起一定高度,保证管段达到设计要求的标高,这是其它基础处理方法难以做到的。

第七节 沉管法施工技术的发展

一、水力压接法的发明

在 60 年代以前,沉管管段之间的联接都是待管段沉放完毕后,再浇注水下混凝土。这种方法不仅工艺复杂,施工难度大,而且每当隧道发生变形后,立即开裂、漏水。在隧道运营时不得不反复进行堵漏。

50 年代末,在加拿大的迪亚斯岛隧道工程的设计和施工中,丹麦工程师利用水的压力开发了一种巧妙的水力压接法。这种方法利用作用在管段上的巨大水压力使安装在管段前端面(即靠近已设管段或竖井的端面)周边上的一圈胶垫发生压缩变形,形成一个水密性相当良好可靠的管段间接头。此法工艺简单,基本上不用水下作业,而且还能适应较大的沉陷变形和不漏水。

二、基础处理方法的新发展

沉管隧道的基础处理,早期采用先铺法,在沉管沉放之前用刮砂法或刮石法将基槽底整平。此法费工费时,整平度也不高,难以适应隧道宽度的不断增加。于是出现了名为后填法的基础处理,即先将管段沉放好,再设法将管段与基槽之间的空隙填实。

后填法本身也从灌砂法、喷砂法、灌囊法发展到压浆法和压砂法。压浆法和压砂法的突出优点是:

- (1)基础处理作业基本不干扰水面航运;
- (2)不需设计、加工专门的基础处理设备;
- (3)作业不受水深、流速、气候、风浪等影响;
- (4)工艺简单,不需潜水作业,省工省时省费。

三、防水技术的革新

(1)管段本身防水。早期采用外包钢板的方法防水,后来发展成沥青卷材防水。70 年代以来,欧洲的沉管隧道完全取消了外防水层。为保证管段不漏水,除严格控制混凝土级配,振捣密实,加强养护外,在欧洲还采取了防裂措施,即在混凝土浇注过程中采用水冷散热系统来减小温度应力,防止混凝土开裂,现已成为防水基本措施之一。

(2) 接缝防水。沉管的接缝有管段间接缝与管节间的伸缩缝。前者的防水主要依靠橡胶止水垫环和 Ω 型止水胶带, 伸缩缝的防水主要用钢边止水胶带。钢边止水胶带的止水效果远优于普通哑铃型或多肋型止水胶带。在钢边止水胶带的基础上又发展了一种压注型钢边止水胶带, 防水的可靠度更高, 在欧洲的水底沉管隧道中, 已被普遍采用。

四、风道、风塔和风机房的革除

在水底隧道中通行汽车, 向来沿用没有风道、风塔和风机房的送、排风方式的通风系统, 这种通风系统的初始投资大, 运营费也高。到 50 年代末, 人们在荷兰的凡尔逊隧道的运行中, 发现一个悖乎设计初意的怪异现象——四车道的隧道交通繁忙时, 竟全然不必启用风机, 所设计的全横向通风系统风流风速达 $4 \sim 6\text{m/s}$, 风量足以供给全隧道通风所需。1969 年建成的丹麦利姆湾隧道, 取消了传统的风道、风塔及风机房, 并采用了最新通风方式——诱导式纵向通风。在水下隧道的建设中, 这又是一次技术上的飞跃。(上述现象和结论适用于单向运行的隧道)

五、从遮阳棚到遮光棚

在解决隧道黑洞效应的前提下, 为减少隧道入口段加强照明的电耗, 设计人员设计了一种名为遮阳棚的结构。20 世纪 50 年代前后, 欧美的水底道路隧道多在洞口设置一段遮阳棚。当时对遮阳棚有这样规定, 其构造必须确保阳光不能直射棚下路面, 我国上海黄浦江打浦路隧道采用的就是侧光式遮阳棚。人们通过对隧道实际使用与实测, 发现各种遮阳棚都有不足之处, 于是出现许多隧道取消遮阳棚的情况, 如斯海尔德河、弗拉克、德雷赫特、基尔、特莱克等隧道。但经过实践, 人们又感到取消遮阳棚引起电耗过大, 其法不可取, 于是又在荷兰照明专家陈瑞风主持下, 通过实验研究, 发明了一种新的透阳遮光棚。现透阳遮光棚设计已被欧洲各新建隧道普遍采用。我国延安东路隧道、广州珠江隧道以及台湾高雄港水底隧道所用的就是这类透阳遮光棚。

第四章 顶管隧道施工质量控制

第一节 概 述

顶管隧道是公路与铁路构成立体交叉的一种特殊构造物。是在不中断既有铁路线交通的条件下,确保铁路交通能照常安全运行;不影响或较小影响列车车速的一种构筑立体交叉的方式,是把在线路一侧基坑内预制好的钢筋混凝土箱涵,用顶进施工方法穿越铁路,与铁路构成的立体交叉。以这种方式建成的结构称为顶管隧道,或称顶进箱涵桥。这种方式还可运用于建造穿越铁路的过水涵管、水渠以及矿山排洪沟等。

在既有铁路线下用顶进法建造箱涵式地道桥的施工法,是在 20 世纪 60 年代前后开始出现并发展起来的。最早的顶进箱涵是德国于 1957 年初在奥芬堡市的铁路线下,顶进的宽 2.5m、高 2.4m 的盒式钢筋混凝土框架人行通道。后来又在德国的阿伊梅洛台茵车站下,用顶进箱涵方式建造宽度达 15.25m、高度为 4.5m 的地下通道。是先顶入两头的桥台,然后在桥台之间的上方和线路下面,顶进顶版结构,构筑成框架桥式地下通道。

英国于 1960 年采用激光方式制导推进方向并开发了机械挖掘方式建造地下通道。

1976 年日本国铁等单位开发的 URT 工法(Under Railway Tunnelling)是一种采用钢管护顶的施工法,把顶入的钢管作为永久结构对待,使得地道桥上方的覆土可以减薄到最小厚度。所使用的钢管断面是梯形或椭圆形的刚度较大的中空箱形单体。从线路的垂直方向水平压入路基下面,作为横梁支承线路上的荷载,而横梁则支承在与线路平行的主梁上。1977 年又开发了 PCR 工法(Prestressed Concrete Roof)即预应力混凝土顶盖工法的略称。用预应力混凝土中空方型断面梁,沿横断线路方向水平地逐根压入铁路路

基下面,以承受线路上的荷载。一般较多采用下承式梁型和框架型结构(见图 6-4-1)。国铁还开发了另一种施工法——NNCB 工法(Nippon Kokuy Tetsudo - Nishmatsu Circular Beam),是把钢管从线路的垂直方向压入路基下面作为横梁,并支承在线路两侧的与线路平行的主梁上,构成下承式梁的受力体系。侧壁部分也用同样的钢管依次压入,作为抵抗土压力结构。用这种方式组成的受力框架后,即可在线路下面进行土体开挖和浇筑箱涵框架。

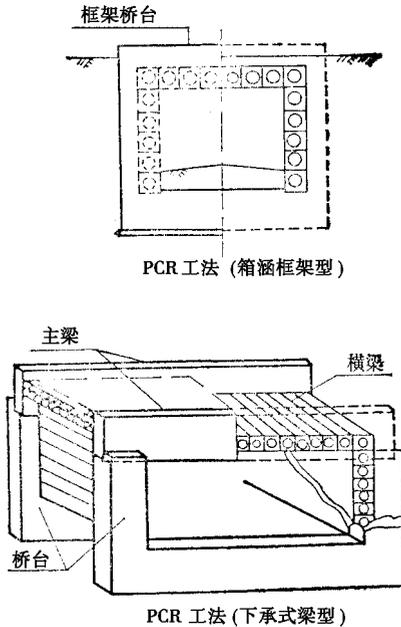
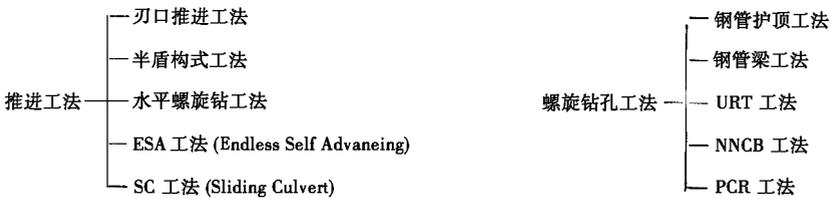


图 6-4-1

在开发上述几种主要工法的前后,还开发了许多其它工法,从在线路下建造箱涵地道桥的形式来看,存在着两大系统,即(表 6-4-1):



而用得较普遍的是 URT、NNCB 和 PCR 三种工法。

国内最早采用顶进法施工的立交箱涵地道桥,是天津市市政工程部门。他们于 1966 年用顶进法先顶进三座箱形桥墩,然后在三座桥墩的上方水平顶进两块桥面板(版的上

方覆土为 1.0m)再挖去版下墩与墩之间的土体,最后浇筑底板,组成框架式地道桥(见图 6-4-2)。该地道桥穿过 8 股铁路线,总长近 60m;横断面的内部净空为:宽 15(即 $2 + 5.5 + 5.5 + 2$)m,高 4.05m(边孔)和 4.2m(中孔)。后来又相继完成了其它几座地道桥。其中一座(见图 6-4-3)是横向总宽达 21.6m 的三孔连续箱涵框架,打破了组合式结构形式的格局,表明我国顶进箱涵施工技术已进入节材、省时、一次顶进的大断面箱涵框架结构时期。

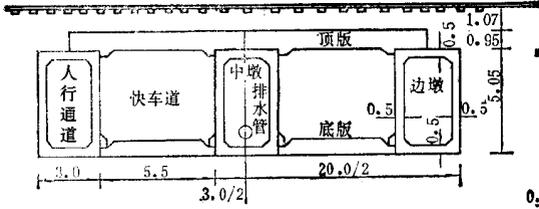


图 6-4-2 东风地道桥

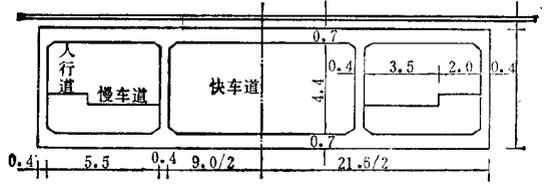


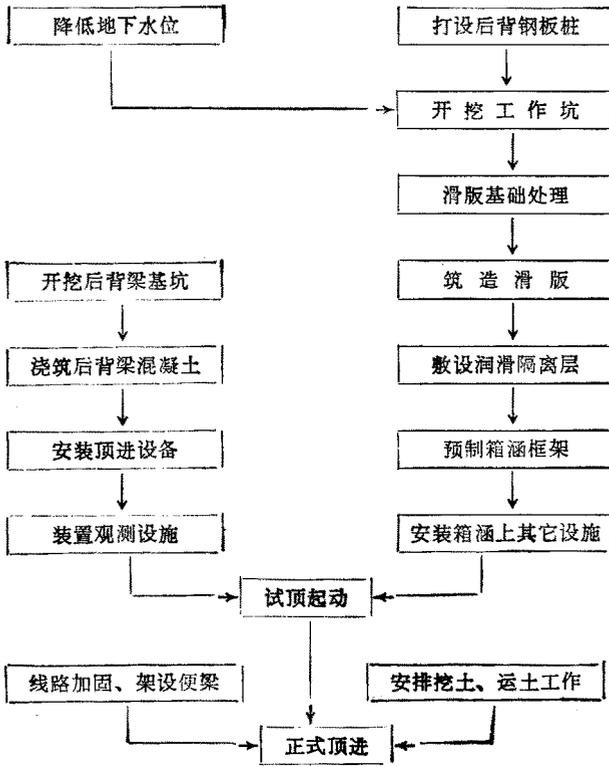
图 6-4-3 新开路地道桥

此后在京、津、塘地区及山东德州等地,也都成功地采用过顶进法立交箱涵桥的施工技术。70 年代以后开始广泛应用,尤其在华北、西北和一部分中原地区,设计并施工了为数较多箱涵。与北方相比,在南方水区地网运用较少,直到 70 年代中期以后才在宁沪地区开始运用,并在设计和工艺上有所改进。用电算程序取代了繁杂的手算工作,缩短了设计周期。箱涵的横断面形式也由单孔、双孔及三孔的一次顶进,发展到用单孔组合成分离式双孔、三孔等不同形式。还相应地改良了顶进设备,改变顶进工艺,减小设备功率,从而达到节省投资的目的。在施工方法上也变得多样化,由单一的“顶”演变到对顶、顶拉、牵引等多种方式,在采用中继千斤顶设施后大幅度地降低了传到后背上的反顶力。此外,还在减摩措施上得到进展,把顶力减少到相当低的程度。

第二节 顶进箱涵的施工

一、施工程序

顶入法施工程序和各道工序的流程如表 6-4-2:



二、工作坑

工作坑是顶进工程的基地。箱涵的预制、养护和顶进的开始等工序,都是在工作坑内完成的,必须安置好这个基地,才能确保箱涵的安全顶进和正确就位。

虽然工作坑是仅供施工阶段使用的临时性构筑物,在箱涵顶进工程结束后就失去作用,但是对工作坑的重要职能决不可轻视,因为它决定了在整个施工期间工程的安全、可靠性。

工作坑的位置,通常选择在既不妨碍公路交通,又便利顶进工程材料、设备的运入以及土方的外运的地方。工作坑可以用放坡开挖,其边坡应在 1:1~1:1.5 之间,并且要保证其上和铁路最外侧的一根轨道距离不小于 2.5m。也可以借板桩维护坑壁进行开挖。坑内四周要设置排水明沟和集水坑,坑内放入潜水泵等抽水设备,以便及时排除工作坑的积水,使地下水位保持在坑底以下 50~100cm。

三、滑板

滑板的用途主要是在箱涵预制时作为施工垫层,在箱涵顶进启动时作为与基底土层的隔离层,确保箱涵结构在浇筑混凝土过程中不产生不均匀的沉降;防止箱涵启动时基

垫底面下的土体滑动,以及起导向作用等。

滑版是顶进施工时的临时设施,除应具有一定的强度外,还要求有相当好的平整度,在有润滑剂的隔离层作用下,使箱涵十分容易起动,能脱离滑版的粘着向前推移。平整度、光洁度越好,推进的顶力就越能大幅度地减少。滑版必须满足下述要求:

1. 有足够的刚度和稳定性;
2. 表面要达到一定的平整度;
3. 底部要按构造要求,设置一定数量的横肋,其方向与箱涵前进方向相垂直,间距为 $3\sim 4\text{m}$,以便增加滑版底部的抗滑能力;
4. 对平坡顶进的箱涵,滑版面应按 $3\%\sim 5\%$ 的上坡设置坡度,以便消除在顶进过程中的一部分“下叩”值;
5. 为防止箱涵左右偏移,可在箱涵的外侧 $5\sim 10\text{cm}$ 处等距离地设置方向墩,以便控制箱涵的平面偏移。

滑版形式分类如下:

(一)按滑版的结构形式分类

根据顶进的实际需要和施工现场的取材难易程度,尽量做得经济、牢靠。其结构形式通常有以下两种:

1. 滑版与后背梁为分离式

这种滑版的受力特点是在靠近后背梁一端受力最小,而沿顶进方向在箱涵尾部滑版承受的拉力逐渐增大(见图6-4-4a)。从工程实践来看,在起动顶进时,滑版的断裂位置一般出现在箱涵尾部附近。

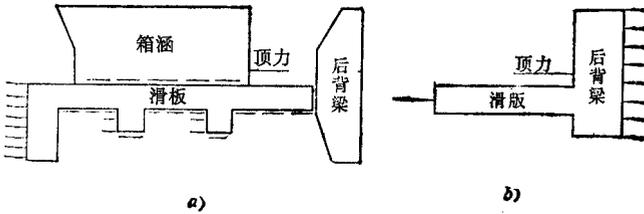


图 6-4-4

2. 滑版与后背梁为整体式

这种滑版承受的拉力沿顶进方向逐渐减少,断裂可能出现在滑版和后背梁连接处(见图6-4-4b)。为了保障滑版和后背梁的整体性,应该把滑板中的钢筋伸到后背梁中并加以锚固。

(二)按建筑材料分类

1. 混凝土滑版

用 15 号 ~ 20 号混凝土浇筑成 20 ~ 25cm 厚的滑版 ,在混凝土底部铺设 10 ~ 15cm 厚的道碴或碎石即可。在地基承载强度中等的地区 ,一般可采用这种滑版。

2. 钢筋混凝土滑版

箱涵顶进工程处于地质条件差、承载强度低的软土地基时 ,应采用钢筋混凝土结构滑版。有两种形式 :

(1)滑版和后背梁为分离式结构时 ,滑版顶面可布置构造钢筋 ,钢筋规格为 $\phi 8 \sim \phi 10\text{mm}$,间距(纵横)可取 20cm 左右 ;

(2)滑版和后背梁为整体结构形式时 ,在整个滑版长度上的钢筋布置可分成两到三个区段。靠近后背梁的一个区段 ,钢筋用量按实际计算量放置 ;中间区段 ,钢筋用量可减少三分之一 ,到第三个区段 ,可再减少三分之一 ,但减少后的数量不得少于构造配筋量。钢筋直径规格不宜大于 16mm ,尽量选用 $\phi 10\text{mm}$ 左右的钢筋 ,间距以 20cm 左右为适宜。

3. 干砌块石滑版

对于易于取得块石的地区 ,可采用这种形式 ,砌筑完毕后 ,上面铺筑一层 10cm 厚的素混凝土 ,并应压平抹光。

4. 白灰土、三合土滑板

在北方的土质较好、干燥、又不受地下水影响的地区 ,为了节约投资 ,先用白灰土夯实 ,上面再铺设厚度为 2 ~ 5cm 的粗砂 ,即筑成白灰土滑板。还有采用石灰、粘土、煤碴等配制的三合土 ,经夯实、整平后即筑成三合土滑板。

5. 利用旧钢轨铺设的滑版

在工作坑内 ,经强夯压实、整平、铺设 20 ~ 25cm 碎石道碴后 ,铺设旧枕木(间距取 50cm) ,沿滑版纵向按 25cm 间距铺设旧钢轨 ,轨间空隙充填石灰、煤碴或三合土并夯实 ,按轨顶标高抹平 ,上面涂刷石蜡、机油作为润滑隔离层 ,即筑成滑版。

设置润滑隔离层的目的在于减少摩阻力。润滑隔离层由润滑剂和隔离层两部分组成。通常使用的润滑剂有黄油、机油、石蜡和滑石粉等。虽然石蜡效果较好 ,但价格较贵 ,且在施工时受气温影响较大 ,当前用得较多的是机油和石蜡以 1:3 的比例调制而成的润滑剂 ,使用时操作也较简便。隔离层的材料有塑料薄膜和油毡纸等 ,前者应用时比较方便 ,只需一层塑料薄膜覆盖在涂过润滑剂的滑版面上即可。

四、后背形式及其设计

在顶入法施工过程中 ,承受顶力的后背是施工组织设计中的重要部分。虽然是临时性结构 ,但对能否顺利进行施工却有较大关系。在顶进过程中不允许后背结构发生较大变形 ,如果产生过大变形或位移就会严重地影响箱涵顶进的精度 ,甚至迫使施工停顿 ,产

生严重后果。相反地一味追求牢固坚实,把后背建筑得过分庞大增大造价也是不允许的。总之,即安全可靠、又不能追求过大的安全度,过分牢固的后背不仅浪费材料,而且会给拆除工作带来不必要的麻烦。

(一)后背的形式

过去在顶入箱涵施工中,常用的后背构造形式有如下三种:

1. 板桩式后背

由钢板桩或型钢(钢轨、工字钢、槽钢等组合,见图(6-4-5))后背梁及后背填土三部分组成。必须按要求的位置先打入板桩或型钢后再进行土体开挖(与工作坑土体开挖相结合),次序不能颠倒,这样做才能确保后背填土的密实性,挖出的土体可以堆置在后背上,后背梁与工作坑内的滑版可以设计成整体的。为了在顶进完毕后能顺利地拔除钢板桩,可在后背梁和板桩之间以油毡隔离。

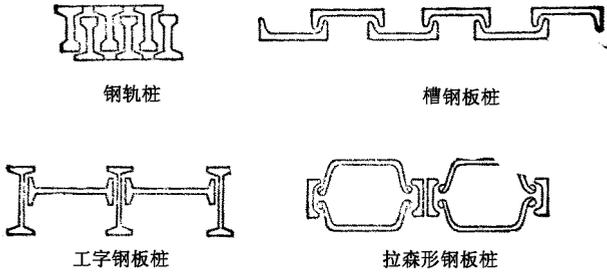


图 6-4-5

板桩式后背,可根据不同的设计顶力,在延长方向打入不同大小断面的钢桩,在顶力大的部分应用断面大、数量多的桩;反之可以用断面小、数量少的桩。这种方法对快、慢车道分离的三箱方案特别适宜。

顶力计算可根据顶进长度、土的性质、地下水情况、箱涵框架外形及施工方法等因素,按“桥涵设计规程”中的公式进行计算,即:

$$P = K[N_1 f_1 + (N_1 + N_2) f_2 + 2 E f_3 + R A]$$

式中 P ——最大顶力;

N_1 ——箱涵顶部荷重(包括线路加固材料重量);

f_1 ——箱涵顶上表面与顶上荷载之间的摩擦系数,根据顶上润滑处理情况经试验确定,如无试验资料时,可按下列数值采用:涂石蜡为 0.17 ~ 0.34,涂滑石粉浆为 0.30,涂机油调制的滑石粉浆为 0.20,覆土较厚时用 0.7 ~ 0.8;

N_2 ——箱涵自重;

f_2 ——箱涵底版与基底土的摩擦系数,视基底土的性质经试验而定,无试验资料时可采用 0.7~0.8;

E ——箱涵两侧土压;

f_3 ——侧面摩擦系数,视土的性质而定,无实地试验资料时,可用 0.7~0.8;

R ——钢刃角处正面阻力,视刃角的构造、挖土方法、土的性质经试验确定;

A ——钢刃角正面积;

K ——系数,一般采用 1.2。

2. 拼装(预制块)式后背

主要由钢筋混凝土预制块或钢筋混凝土预制桩、垫层和后背填土三部分组成,见图 6-4-6。为减轻预制块自重(便于吊装),可采用加劲肋式,承受顶力的加劲肋传来的集中力,经版分散为均布力。预制块的尺寸,一般为 $1 \times 1 \times 3\text{m}$,自重近 3t 一块,可承受顶力 600~800kN。预制桩的尺寸,一般为 $1 \times 0.5 \times 3\text{m}$,自重 35~40kN,在密排的预制桩和土体之间可砌筑浆砌块石垫层,承受顶力可达 100~120(1000~1200kN)。

拼装式后背较板桩式后背节省施工时间,后背的制作可在工作坑挖好后进行,无须打桩工序,而且,可以作为专用设备反复使用、节省钢材,其经济价值也高,但对后背背部的填土必须做到分层夯实,使土体获得较高的密实度。

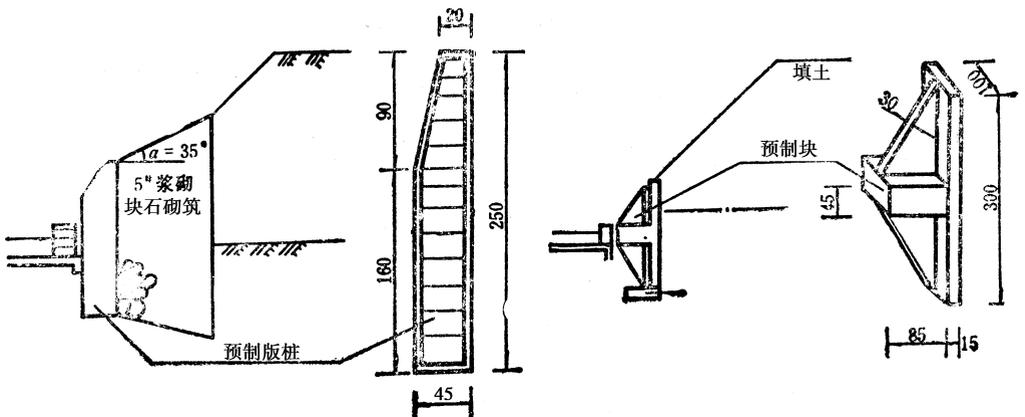


图 6-4-6 尺寸单位: mm

3. 重力式后背

由后背墙、钢筋混凝土垫梁和后背填土构成,常用的重力式后背墙,由浆砌块石砌筑而成(见图 6-4-7)。后背一般是在工作坑挖好后进行修筑,墙背的填土要做到分层压实,达到压密程度,保证填土的内摩擦角在 25~30°以上。在顶入工序结束后,拆除工作较前两类后背要简便得多,不需要打桩架和起重吊车等大型设备。而且拆下的石块仍可

供其它砌筑工程使用,所以造价低廉,特别是在容易采集石料的地区应当尽量使用重力式后背结构,以便提高经济指标。不过,这种后背的单位长度顶力不宜超过 $700 \sim 800 \text{ kN/m}^2$ 。

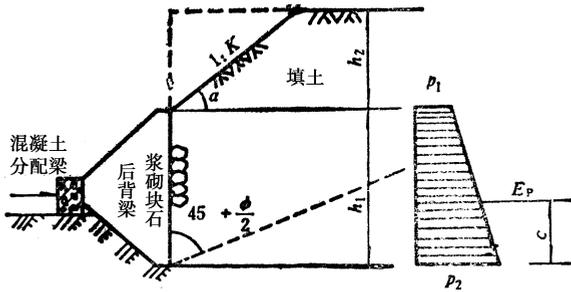


图 6-4-7

(二) 后背的设计计算

目前,国内箱涵顶入工程的后背设计多半用朗金被动土压理论计算被动土压力,也有用库伦被动土压理论设计后背的。朗金土压理论假定挡土墙是垂直的、墙背是光滑的(亦即 $\delta = 0$, δ 为墙背和土体之间的外摩擦角)。当填土与墙顶齐平时,朗金的被动土压公式为:

$$P = \gamma h t g^2(45^\circ + \varphi/2)$$

由于实际上外摩擦角 $\delta \neq 0$,因而按朗金公式计算出的土压力偏小,但该式计算简便,故设计者乐于采用。

根据计算与试验当 $\varphi = 30^\circ$, $\delta = \frac{1}{2}\varphi$ 时,被动土压系数可达到 4.4 左右,而该公式算出的被动土压系数仅 3.0 左右,两者相差达 1.5 倍,即相当于用朗金公式计算被动土压值时,已包括了 1.5 倍的安全系数在内,因此设计后背土抗力时,就不必再加安全系数了。计算顶力就等于后背被动土压力。

有时为了增大被动土压力值,在后背墙的后上方填筑上一定高度的土方(见图 6-4-7)则墙顶处 $p_1 = \gamma h_2 t g^2(45^\circ + \varphi/2)$,这里已忽略了图中虚线和斜线所围成的三角形土体的影响。显而易见, h_2 越大,这个影响就越不允许被忽略。如何精确反映这一忽略的影响,目前还没有比较贴切的看法,暂且按下述方法考虑,用一个假定斜坡影响系数 ϵ 加以调整。

当 $\alpha = 0^\circ$ 时,斜坡影响系数 $\epsilon = 0$;

$\alpha = 90^\circ$ 时,斜坡影响系数 $\epsilon = 1$;

α 在 $0 \sim 90^\circ$ 之间时,则 $\epsilon = \frac{\alpha}{90^\circ}$,式中 ϵ 和 α 本来不是直线变化,为了简化计算将墙顶

以上的斜坡填土高度 h_2 予以折减, 换算成一个相当于竖直填土时的大致高度, 以便仍能按朗金公式计算。此时

$$\text{墙顶处: } p_1 = \gamma \epsilon h_2 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$$

$$\text{墙底处: } p_2 = \gamma (h_1 + \epsilon h_2) \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$$

$$\text{令 } h_2 = mh_1 \quad \mu_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$$

$$\text{得 } p_1 = \gamma \epsilon mh_1 \mu_p$$

$$p_2 = \gamma (h_1 + \epsilon mh_1) \mu_p$$

则后背被动土压力

$$E_p = \frac{1}{2} h_1 (p_1 + p_2)$$

被动土压力力臂

$$C = \frac{p_2 + 2p_1}{3(p_2 + p_1)} h_1 = \frac{h_1 + 3m\epsilon h_1}{3 + 6m\epsilon}$$

以上各式中:

γ ——后背填土容重 10kN/m^3 (t/m^3), 一般取用值为 1.7;

h_1 ——后背墙高 (m);

φ ——填土的内摩擦角, 一般采用 30° ;

ϵ ——斜坡填土影响系数, $\epsilon = \frac{\alpha}{90}$;

m ——系数, $m = \frac{h_2}{h_1}$;

h_2 ——后背墙顶上的填土高度 (m);

α ——墙顶填土坡面与水平线夹角 (度)。后背梁的设计顶力计算式为

$$P = E_p (\text{被动土压力}) = F - G \cdot f$$

式中 P ——设计顶力;

F ——最大顶力;

G ——滑板重 (包括滑板上的施工荷载及压载);

f ——版与土之间的摩阻系数, 通常采用 0.6。

五、箱涵制作

在滑板上涂刷好润滑隔离层, 覆盖塑料薄膜后, 即可进行箱涵制作。预制箱涵的内容及其先后程序为:

1. 安装模板 (钢模或木模);

2. 绑扎箱涵底板钢筋和一部分竖墙钢筋；
3. 浇筑底板和一部分竖墙混凝土；
4. 混凝土养护；
5. 支护内模；
6. 接高竖墙和顶版钢筋；
7. 支护外模；
8. 浇筑接高竖墙和顶版混凝土；
9. 混凝土养护；
10. 拆除所有外模；
11. 安装钢刃角和挖土工作台；
12. 涂刷箱涵外墙面及顶版部分的防水层。

若有分两次顶进的箱涵,必须在 2 工序中设置接头处的橡胶止水带。在箱涵制作过程中,以下几道工序中必须着重注意的几点叙述如下:

1. 模板的制作

尽量采用钢模,或把薄钢板钉在木框上做成铁皮模板,但在反复使用过程中,必须注意整形、确保平整光滑。在模板制作和安装过程中,要确保强度和刚度。内模的支撑尽量采用型钢或钢管,内外模的连接可用对拉螺栓,拆模后,螺栓孔均应堵塞并妥善处理,以免漏水。

箱涵尺寸的允许误差,外包尺寸前端应为正公差,尾端可为负公差。

2. 钢筋绑扎

应严格按照设计图纸布设和绑扎钢筋,亦可采用片状焊接骨架。绑扎钢筋力求横平竖直,钢筋骨架不得扭曲歪斜。不准在绑扎钢筋过程中油污钢筋。

3. 混凝土浇筑

为了使箱涵框架既具有一定的强度,又有足够的抗渗性能,对箱涵框架混凝土的浇筑工艺应给与足够重视,务必保证箱涵框架的混凝土浇筑一次成功。箱涵混凝土的标号一般不得低于 30 号,跨度较小的单孔箱涵,可以采用 25[#]。30 号混凝土中的水泥用量通常在 350~380kg/m³,振捣工作要仔细,不得漏震。对施工缝的处理,应严格按照技术规程要求进行。混凝土的养护至关紧要,养护不当的箱涵框架,往往产生分布很广的裂缝——在侧墙上形成的竖向环缝。

4. 箱涵框架裂缝的出现及其预防措施

浇筑好的箱涵混凝土在干燥空气中结硬时,往往会出现因脱水过多而导致体积收缩,裂缝是由混凝土中的水泥砂浆引起的,所以必须严格控制混凝土的水灰比,水灰比越

大出现裂缝的机会也越多。特别是在北方地区的夏季浇筑箱涵混凝土,拆模后不久就会看到裂缝,有时宽度竟达 $0.3 \sim 0.5\text{mm}$ 。究其原因,主要是先浇筑底板混凝土,后浇筑的立墙混凝土收缩时会受到底板混凝土的牵制,而且后浇筑混凝土的温度增加(水化热所致)加大了与底板温差,使得开裂现象相当普遍,甚至很严重。为了防止收缩过大,除设计中要考虑在纵向布置温度钢筋外,还必须在施工中采取如下措施:

(1)低温入模 在夏季浇筑混凝土时,适当采用低温骨料和用水;冬季施工的温度控制在 $5^{\circ} \sim 7^{\circ}\text{C}$ 。浇筑混凝土后24小时内不进行蒸气养护,借以抑制混凝土中水化热的增长。

(2)增加混凝土密实度 采用合理的级配和较低的水灰比,加强振捣和避免漏振。

(3)加强混凝土的养护 拆模后立即用麻袋或草包覆盖,并淋水和保持水分。夏季切忌暴晒,冬季养护时加温要缓慢。

5. 钢刃的安装

在箱涵框架前端的顶版、侧墙或底版上安装钢刃角,可以避免前方土体的坍塌,并能保障铁路路基的稳定。在顶进过程中必须保持钢刃角插在土体中的状态,不得在超前刃角挖土。钢刃角可用 $15 \sim 20\text{mm}$ 厚的钢板焊接制成,用预先埋设地箱涵前端部的螺栓固定,安装时必须保持平整、不得歪斜。

6. 挖土平台的设置

对断面高度较大的箱涵设置挖土平台后,可以方便挖土和有效地控制开挖面上的土体稳定。土体不同,平台结构可以作成不同形式,一般可设置在高度的一半处。

7. 箱涵外表面的喷涂防水层

箱涵框架预制完成后,往往在其外表面(顶版两外侧壁)喷一层石蜡,要求将石蜡加热溶化后用喷枪喷洒,也可用人工涂刷,但力求均匀。石蜡层既能起防水作用,又能减低箱涵外表和土体之间的摩阻力。该工序不可省略。

六、顶进设备

箱涵顶进施工的顶进系统设备由液压和传力两大部分组成。

(一) 液压部分的组成

液压系统	{	动力机构——高压油泵;
		操纵机构——控制阀、调节阀;
		执行机构——千斤顶、油管系统;
		辅助部分——油箱及压力表等

1. 高压油泵一般选用油压高、流量大的油泵,所选用的油泵应与所用千斤顶的工作

油压相适应,流量与所带动的千斤顶数量相适应。一般采用柱塞式高压油泵,具有效率高、压力和功率都大的特点。通常柱塞泵设计压力为 32MPa,使用时一般维持在 20MPa 左右为佳,若用得过高,往往会引起油管焊接点漏油或油管开裂。

2. 常见的千斤顶有两种,一种为单作用油缸千斤顶,另一种为双作用油缸千斤顶。单作用油缸千斤顶的活塞杆仅作单向顶进运动,而反向运动要借助外力进行,常靠配置拉镐来实现活塞杆的反向运动,使用不够方便,故用得较少。双作用千斤顶配有双作用油缸,千斤顶可以自动回缩,由于这种千斤顶具有进、回两个油路,顶进时高压油泵进油推动活塞杆,到达规定限值后,可通过操作手柄以退油方式使活塞杆退回原位。常用的有以下各种形式(见表 6-4-3)。

表 6-4-3 常用千斤顶的性能

名 称	活塞面积 (cm^2)	工作压力 (MPa)	起重高度 (cm)	压力在 20MPa 时的 顶力 (10kN)
上海 150 × 10kN 盾构千斤顶	468	32	130	94
上海 200 × 10kN 盾构千斤顶	498	40	100	100
广州 200 × 10kN 千斤顶	414	48.3	24	83
广州 300 × 10kN 千斤顶	616	48.7	20	123
广州 500 × 10kN 千斤顶	715	70	26	143
大桥局 500 × 10kN 千斤顶	1222	41	35	244

在施工组织设计中,配备的千斤顶应根据顶力大小、活塞面积、工作压力等综合考虑。一般宜选用活塞面积大、工作压力小、顶程较大的千斤顶。

千斤顶的台数,是按油泵及连接油管所能承受的压力,先确定 1 台千斤顶的实际顶力,然后再计算千斤顶的最少台数,并配置一定的备用量。

千斤顶一般设在箱涵底板处的钢板托架上,避免因千斤顶与土壤接触形成刮土现象。布置时应以箱涵中心线为对称轴,按型号在两侧对称布置。受力不对称(斜箱涵)时,需先计算阻力的合力作用线,再对称布置千斤顶。

(二) 传力设备

顶入法是依靠后背提供反作用的,随着箱涵逐渐顶进,在千斤顶和后背之间距离愈来愈大,需设置大量传力设备以保证箱涵的继续顶进。一般常用的传力设备有:

1. 顶铁 根据千斤顶的顶程,更换不同尺寸的顶铁。例如:使用顶程为 20cm 的千斤顶,顶铁的尺寸一般为 10、15、20、30、60 和 80cm 等规格。此外,还辅以不同厚度的钢板垫板供填塞空隙用。

2. 顶柱 可用钢板或型钢组焊而成,截面呈方形,常用规格为 0.5、1、2、4m 等尺寸。在起重设备方便的情况下,可用 8m 或 10m 的长顶柱,也有使用直径为 50cm 左右钢筋混

凝土管柱桩作顶柱的。

3. 横梁 用工字钢或钢板焊接而成,设置在箱涵底版端部和千斤顶之间,其作用是把千斤顶的集中力,经横梁均布地传递到箱涵底版上。这种横梁又称作活动横梁。

另一种固定横梁,是顶柱的横向联接梁,通常每隔 8m 设置一道顶柱横梁,顶柱与横梁之间用螺栓连接,以确保顶力的均匀传递,从而使顶柱的受压稳定。

七、线路加固措施

在箱涵顶进施工过程中,为了确保工点上方铁路安全运行,必须事先对铁路进行加固。线路加固的几种较为行之有效的方法有吊轨梁法、横梁加固法、纵横梁加固法、轨束梁法、工字钢束梁法以及铁板脱壳法等。此外,还有一种作为临时钢桥支承的便梁架设法。

对线路的加固形式,必须从线路运输、地质、顶进箱涵的尺寸、箱涵顶上覆土的深度,施工季节的影响以及刃角情况等多种因素综合考虑。

当顶进工程穿越直线地段、股道少、运输不甚繁忙、路基较为密实、施工期处于地下水较低的秋冬季节且顶进的箱涵净宽较小的情况下,在经过计算、分析后,方可不进行加固,但需要安排一定数量的养路工人监视线路,发现有异常时立即进行修整。

其次,顶进孔径净跨在 8m 以下,覆土在 1m 以上时,可采用轨束梁法或工字钢束梁法加固线路,也可以采用“钢板脱壳法”。

第三种是顶进孔径跨度大于 8m,箱涵顶部又无覆土或覆土较薄时,可采用吊轨加横梁加固法或采用吊轨加纵梁加固法。

现将各处加固线路的方法、适用范围、使用条件及计算方法,简单介绍如下:

(一)吊轨梁法

这种加固法多在建筑高度受限制时适用,有时也与其他线路加固法结合使用。它是把钢轨分布在线路钢轨两侧的水平上,把支承线路钢轨的枕木用 $\phi 22$ 的 U 型螺栓和角钢(或扣板)悬挂在吊轨梁上(见图 6-4-8)。当吊轨轨型与线路轨型相同时,吊轨轨面会超出铁路限界,即吊轨要高出正线轨面 25mm,妨碍行车,所以,必须预先在线路钢轨下面铺砌垫钢板,抬高线路钢轨轨面。

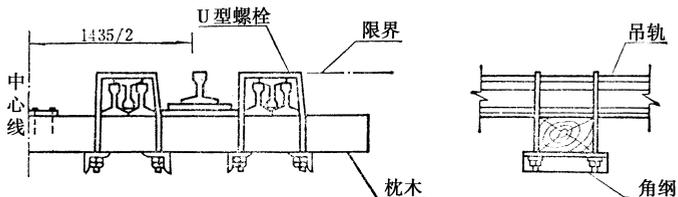


图 6-4-8 尺寸单位: mm

吊轨梁的传力系统是,活载经钢轨传至枕木,由枕木扣件传至吊轨梁,由吊轨梁传至两端的座木,或传至工字钢横梁上。吊轨梁的设计与计算方法与以后讲到的束轨梁相同。

(二) 横梁加固法和纵横梁加固法

适用于箱涵顶板上覆土很薄(或敞顶)和大型箱涵的顶进,即使在顶进方向和线路斜交时也可使用。由于这种加固方法对线路行车安全较为可靠,故施工现场广为采用。加固步骤如下:

1. 铺设吊轨 组装形式按 3—3—3—3 或 3—5—3 扣设吊轨,钢轨接头需错开 1m 以上,两端延伸出箱涵边墙以外 3~5m。为保证行车安全,吊轨与其下面的枕木用 $\phi 22\text{mm}$ 的 U 型螺栓和角钢联在一起以增强其整体性。

2. 铺设横梁 横梁应根据轨底到箱涵顶的高度用工字钢组成,铺设间距一般取 1.5m 左右。横梁的长度,在预制箱涵的一侧为距钢轨外侧 3~5m,另一侧距钢轨外侧 2~4m 较为适宜,并用 $\phi 22\text{mm}$ 的 U 型螺栓及扣板将横梁与吊轨联结牢固。为减少箱涵顶入的阻力,在每组横梁下面垫以槽钢作为滑道(见图 6-4-9),横梁的一端支承在箱涵顶上,另一端支承在路基枕木垛上。

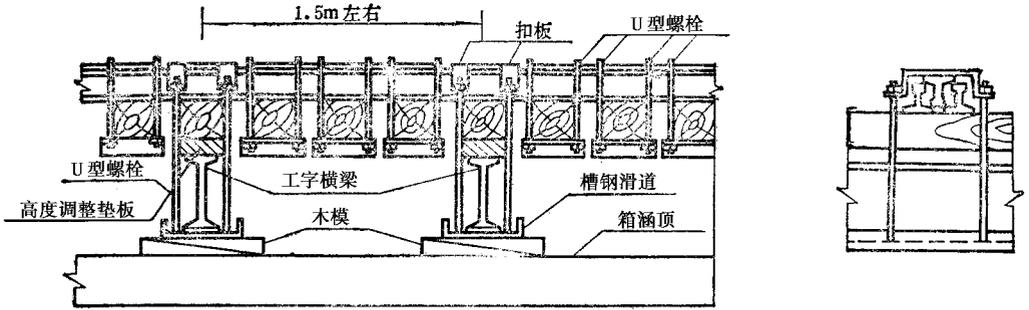


图 6-4-9

3. 当箱涵与线路斜交时,线路加固范围相应地要长得多,架空跨度也增大;顶进斜交箱涵由于受到阻力的水平分力作用,容易产生方向偏差,甚至带动上部建筑走动,故宜加设纵梁架空线路。架设纵梁的部位一般均在线路两侧,并用 U 型螺栓与横梁牢固联接如图 6-4-10 所示。

4. 当箱涵通过道岔区时,线路上吊轨应尽量设置到各个角落,横梁通常按 1.5m 间距布置,此外,还应根据需要增加辅助横梁,保证道岔的稳定。

5. 工字钢横梁设计:活载取现行机车的最大轴重作为计算荷载,当限速不超过 40km/h,冲击系数取 1.15,同时考虑横梁的不均匀工作系数 1.3,则综合系数 $\beta \approx 1.15 \times 1.3 \approx 1.5$,帮 $\beta P = 1.5P$ 。设计横梁时,可按简支梁核算工字钢横梁的强度和挠度,此时:

$$M = 0.75 P \cdot C$$

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq [\sigma]$$

$$f = \frac{0.75 P \cdot C \cdot l_p^2}{24 EI} (3 - 4a^2)$$

$$= \frac{P \cdot l_p^2 \cdot C}{32 EI} (3 - 4a^2) \leq \frac{l_p}{400}$$

- 式中 P ——现行机车最大轴重 (N) ;
 l_p ——工字钢横梁计算跨度 (cm) ;
 C ——轨顶中心至横梁支点处的水平距离 (cm) ;
 W ——工字钢横梁截面的抵抗矩 (cm³) ;
 I ——工字钢横梁的惯性矩 (cm⁴) ;
 E ——钢的弹性模量 ,采用 2.1×10^5 MPa ;
 α ——系数 , $\alpha = \frac{C}{l_p}$ 。

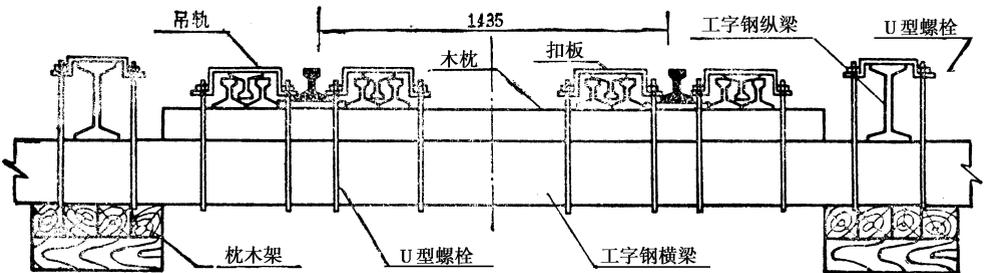


图 6-4-10 尺寸单位 :mm

(三) 轨束梁法

轨束梁适用于将线路架空后的顶进或短期能竣工的工点。其结构简单,施工方便,一般适用跨度为 6m 以内。根据列车通过的具体条件和要求不同,可分为限速和不限速两种。在设计中应考虑本身自重(包括桥面重量)和包括冲击力在内的活载。

设计计算 轨束梁采用标准钢轨,即 $P_{38} \cdot P_{43}$ 及 P_{50} 。其容许最大跨度应根据不同活载、不同轨型,由强度和挠度计算决定,其抗弯容许应力为 170MPa,若采用旧轨,则应按 10%~20% 折减。

临时性结构的活载冲击力系数取永久结构的 50%。故,不限速冲击系数为:

$$1 + 0.5\mu = 1 + 0.5 \frac{28}{40 + l_p};$$

限速冲击系数为:

$$1 + 0.5 v \mu = 1 + 0.5 v \frac{28}{40 + l_p};$$

式中 v ——冲击力系数的折减系数 $= \frac{V}{2 V_{KP} - V}$;

V ——限制速度 km/h;

V_{KP} ——机车临界速度 $= \frac{1250}{L_p} + V \geq 80 \text{ km/h}$;

l_p ——计算跨度(m)。

轨束梁容许最大跨度由下列条件决定：

强度条件 $M = n \cdot W[\sigma]$

式中 n ——钢轨根数；

W ——钢轨截面抵抗矩(cm^3)；

$[\sigma]$ ——钢轨容许应力 $= 170 \text{ MPa}$

挠度条件

$$f = \frac{5 K l_p^4}{384 E J_n} \geq \frac{l_p}{250}$$

式中 n ——钢轨根数；

E ——钢轨弹性模量(MPa)；

J ——钢轨惯性矩(cm^4)；

K ——现行最大机车的换算均布活载(N/m)。

(四)便梁架设法

为了在箱涵顶进过程中确保铁路运输的正常进行,还可采用低高度下承式便梁。

在箱涵顶进之前,间隔地把线路轨道下的轨枕换成横梁(便梁的部件之一),代替轨枕的作用,其方向与原轨枕方向一致。再用螺栓把横梁连接在纵梁上(便梁的主要部件)纵梁的方向与线路方向相同,每根铁轨用两根纵梁。纵梁的两端支承在预先筑成的混凝土墩上(现浇或用浆砌块石砌筑),再辅以适当数量的横向联系,构成一座下承式钢桥。目前便梁的跨度为16m和24m。经验证明采用便梁后,可以在施工期间保障列车畅通,尤其对中小跨度的单孔箱涵施工是适宜的。缺点是发装工作量大,且繁琐。

八、气垫工艺

(一)气垫的应用及减阻原理

在许多顶进工程中采用过气垫工艺施工,均获得成功,某总重达32000kN的三孔(4+8+4m)连续框架结构,由于应用气垫工艺施工,箱涵启动时最大顶力只有4980kN,其阻力系数 $= \frac{498}{3200} = 0.156$,大大低于不用气垫的数值,有的接近5倍,效果是显著的。

气垫施工减摩原理是：在一般情况下，箱涵地基承受的压力为 $0.04 \sim 0.06 \text{ MPa}$ ，对于土质软而差的软土地基这是一个不小的压力，箱涵底版与地基之间的摩阻力相应地也较大。如果在箱涵底版下部和地基之间输入一定量的压缩空气，并通过一定的措施确保吹入的气体不泄漏，维持相当时间而形成气垫层。当气垫的静压力值等于地基上受到的箱体自重压力时，则箱体处于悬浮状态，此时顶入箱涵只需克服气体和土体之间的粘滞力所形成的阻力，而此种粘滞阻力值是极小的，达到可以忽略不计的程度，所以顶入箱涵的顶力就会大大降低。

(二) 气垫的组成

气垫由供气部分、管道和阀门、密封气垫裙三部分组成。

1. 供气部分：以空气压缩机作为气垫系统的风源，以储风筒作为储风和调节风压、风量的设备；
2. 管道和阀门、管道有总管和支管，通过控制阀门开关调节埋在箱涵底部的喇叭形出风孔的风量和压力；
3. 密封气垫裙：在箱涵底边四周设置封闭式气垫裙，是用以防止压缩空气四处逸散降低压力。其材料主要考虑耐压性和柔软性。换句话说，既要有一定的强度，又能与不平整的地形保持密贴。目前，一般以采用尼纶氯丁橡胶制造为宜，见图 6-4-11。

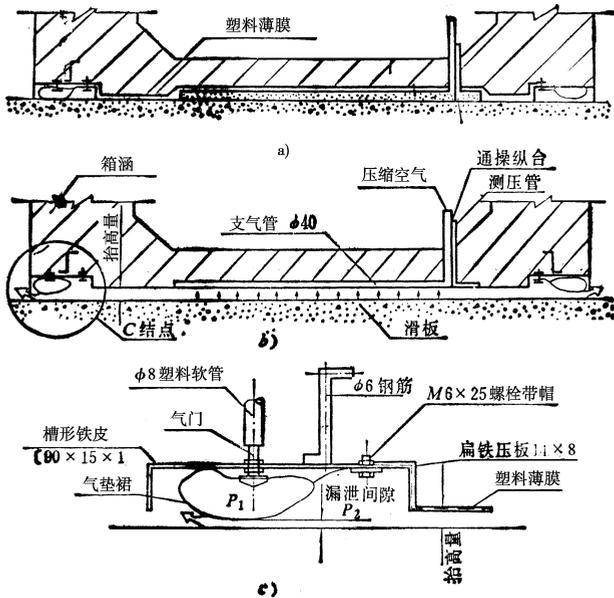


图 6-4-11

(三) 对气垫工艺的要求

1. 对气垫系统的要求：要维持足够的风压和风量，为此需选择性能稳定的空气压缩

机和储气筒,要妥善解决气垫裙的密封问题,要选择性能好的材料制作气垫裙。

2. 对滑版的要求 滑版混凝土的质量要好,振捣要密实,表面要平整光滑,不得有蜂窝麻面,否则易造成气体漏失,经验表明,滑版越光滑、气体散失量越少。

3. 出风口一般可以制成喇叭形,见图 6-4-12。

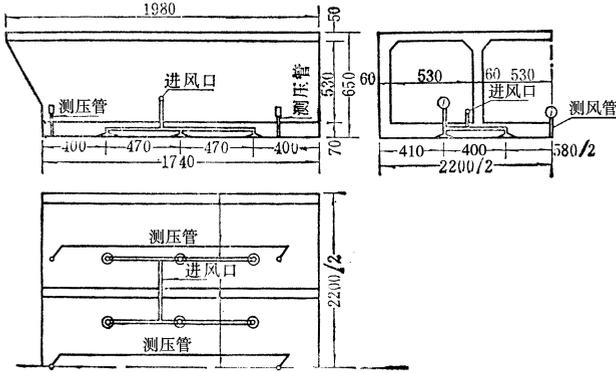


图 6-4-12

九、箱涵顶进的偏差及防治

影响箱涵运移的因素很多、很复杂,为了在顶进过程中严格控制方向,满足设计要求和正确指导施工,要预先对箱涵本体和箱涵周围的土层进行深入细致的研究,找出问题的关键,采取适当的措施进行防治。

(一) 受力分析

箱涵顶进从起动到全部入土,其受力状况基本上可分为三个阶段:

1. 箱涵全部在滑版上时,滑版的浇筑坡度决定了箱涵本体坡度,该阶段箱涵受力状态简单,无须进行受力分析。

2. 当箱涵前端脱离滑版顶入土中,其重心超出滑版前端时,受力状态和前一阶段相比有较大的差异。如图 6-4-13 所示,此时滑版前端 O 为力矩中心, p 、 q 、 r 、 e 、 f 、 g 、 n 、 s 、 t 、 h 为相应各力对“ O ”点的力臂,底版摩阻力 F_T 对 O 点的力臂为零。图中, P 为顶力; Q 为结构自重(过重心); R 为线路(包括加固设备)重及行车活载; E 为边墙摩阻力(合力); F_{\perp} 为顶版摩阻力; F_T 为底版摩阻力; G 为刃角正面阻力; N 为刃角竖直分力; S 为船头坡水平分力; T 为船头坡竖直分力; H 为地基反力。

顶进箱涵由刚性滑版跌入柔性地层时,与地层接触处底版受到弹性地基反力,前端的反力集度最大,后面逐渐变小,因而地基的压缩沉陷值前端大,后面逐渐减小,使箱涵产生前端下叩现象。箱涵受到两种力矩的共同作用,即:

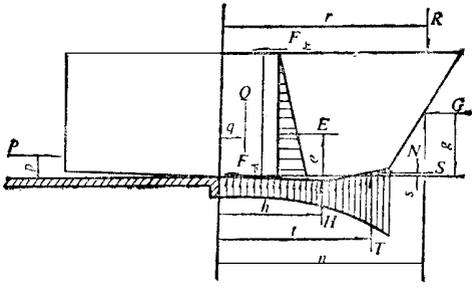


图 6-4-13

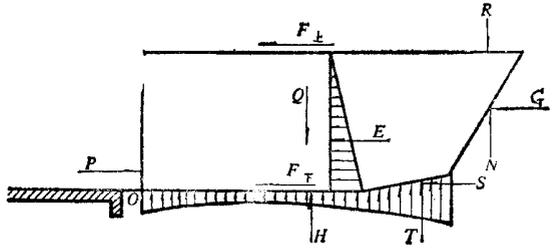


图 6-4-14

下叩力矩

$$M_K = P \cdot p + Q \cdot q + R \cdot r$$

抬头力矩

$$M_l = F_{\pm} \cdot f + E \cdot e + G \cdot g + N \cdot n + S \cdot s + T \cdot t + H \cdot h$$

若 $M_K > M_l$, 则产生箱涵的下叩现象, 如 $M_K < M_l$, 则箱涵有抬头现象。

随着箱涵的继续顶进, q 、 r 值逐渐增大, 叩头力矩值也相应增加。若抬头力矩不足以抵消叩头力矩的增加时, 则箱涵结构的“叩头”状态将继续保持, 并有更恶化的趋势。

3. 箱涵尾端脱离滑版、完全进入土中时, 受力状态如图 6-4-14 所示。此时 O 点已移至箱涵底板后端点处, M_K 和 M_T 的基本因素没有变化, 一般地只要地地基土质不是极差、挖土方式也没有失误的话, 该阶段的变化不会十分显著。

(二) 引起箱涵高程变化的主要因素

由经验可知, 在箱涵的推顶过程中, 只要土层均匀、顶进设备安放对称, 在顶进过程中及时量测和注意纠偏, 平面偏移是可以控制的。箱涵的高程变化却难以控制, 特别是长度较大的箱涵, 一旦出现较大的高差偏移, 想纠正它是很困难的。影响箱涵顶进高程变化的主要因素有:

1. 箱涵的自身形状 长细型和短宽型两种不同箱涵在入土时(特别是在软土地基中)会有不同的反应。长细型的纵向稳定性较好, 不容易发生高程变化, 不过一旦形成偏差, 想纠正也极其困难, 甚至根本无法纠正; 反之短宽型箱涵的稳性差, 但灵敏度相对地较高, 所以在纠偏时容易收到明显的效果。

2. 箱涵顶部有无覆土 有无覆土决定了有无箱涵顶版摩阻力。覆土大时不仅顶版摩阻力增加, 而且箱涵侧面摩阻力也随之增大, 往往使箱涵在顶进过程中发生抬头现象, 在质地坚实的硬土地基中要警惕箱涵的“上窜”现象, 无覆土的箱涵没有这种现象。

3. 箱涵基底的土质条件 土质因素对箱涵高程变化的影响极为显著。在质地坚硬的地基中, 箱涵重心超出滑版前端时, 不易发生叩头现象; 反之在质地松软的地基中, 箱涵重心超出滑版前端进入软土时, 需要注意这种变化, 尤其是地下水丰富时, 更应加倍注意。对叩头值要有充分的估计, 必须时应事先给与“预抬”值。

4. 箱涵前端的刃角构造形式 通常有两种刃角构造形式 :一种是箱涵自身的刃角 ,即与箱涵浇筑成一体 的混凝土形式 ;另一种是在箱涵前端的钢制附加形式。前者的刃角体积大 ,使整个结构的重心前移 ,产生前叩作用 ,较短较宽的箱涵不宜采用 ,特别是在软粘土地基中不宜采用 ,而且这种刃角在顶进完毕后处理也较费事。钢制刃角重量较轻 ,无叩头因素产生 ,但在加工上费时间 ,且刚度不可太柔。

5. 开挖面的开挖方式 箱涵顶进时的挖土方式、部位、超挖欠挖等都要事先充分研究。在基底坚硬、水分稀少的地基上 ,无纠偏要求的箱涵 ,可适当扩大开挖范围 ;有纠偏要求的基底 ,箱涵底板前方的土体保留和带土顶进(即欠挖) ,可以使箱涵稍有抬头的趋势 ,对软土地基中的短宽箱涵尤为有效。反之基底土体的超挖 ,会使箱涵下叩。

(三)防止与纠正偏移的措施

箱涵顶进与隧道盾构推进不同。盾构千斤顶环绕盾构四周(360°)布置 ,其作用力与开挖面的距离较近(盾构的长度) ,可以凭借调节不同位置千斤顶的作用力 ,使盾构按纠偏要求运移 ,箱涵顶进的千斤顶全部以同一高度排在滑版上 ,作用点仅限于箱涵的底版部位 ,特别是长箱涵入土之后 ,千斤顶远远离开箱涵 ,助接长顶柱使作用力施加在箱涵底部 ,千斤顶仅仅是推进的动力 ,不具有纠偏的作用。因此 ,箱涵顶进方式的高程偏差是无法通过千斤顶纠偏的 ,即在箱涵顶进过程中的高差偏移对策应该是“以防为主 ,以治为辅”。常用的整治措施有 :

1. 在结构底板前端设置“船头坡” 船头坡的设置可以和强迫顶进相结合 ,以达到纠正下叩的效果。这种措施对密实性地基效果较好 ,对软土地基的效果较差。

2. 滑版预留仰坡 这种措施是针对软土地基中的箱涵顶进 ,对下叩趋势作出必然性判断后采取的。仰坡值的预留量目前尚无计算方法 ,只能凭经验作出判断。为此 ,要对地质情况有确切的了解 ,即 ,要充分掌握土的物理力学指标。

3. 压送短桩 ,密实地基 在顶进过程中如发现地基软弱的 ,可以通过预留在箱涵前面底板上的方孔 ,压入短桩 ,密实地基 ,提高地基土的承载力。

第五章 隧道盾构法施工质量控制

第一节 概 述

盾构法施工是以盾构这种施工机械在地面以下暗挖隧道的一种施工方法。盾构(Shield)是一个既可以支承地层压力又可以在地层中推进的活动钢筒结构。钢筒的前端设置有支撑和开挖土体的装置,钢筒的中段安装有顶进所需千斤顶,钢筒尾部可以拼装预制或现浇隧道衬砌环。盾构每推进一环距离,应在盾尾支护下拼装(或现浇)一环衬砌,并向衬砌环外围的空隙中压注水泥砂浆,以防止隧道及地面下沉。盾构推进的反力由衬砌环承担。盾构施工前应先修建一竖井,在竖井处安装盾构,盾构开挖出的土体由竖井通道送出地面。盾构法施工工艺见图6-5-1所示。

用盾构法施工的构思是由法国工程师布鲁诺(Brunel)在船板上蛀虫钻孔的启示下于1818年提出的。1825年~1843年布鲁诺首次在伦敦泰晤士河下采用高6.8m×11.4m的矩形断面盾构修建了全长458m的世界上第一条盾构法施工的隧道。1869年英国人巴芬(Barlow)首次采用圆形盾构在泰晤士河底建成外径为 $\varnothing 2.21\text{m}$ 的隧道。英国人格雷特海德(Greathead)综合了以往盾构施工和气压法的技术特点,较完整地提出了气压盾构法的施工工艺,首创了在盾尾后的衬砌外围空隙中压浆的施工方法,为盾构施工法的发展起了重大推动作用,并于1874年在伦敦地下铁道南线的粘土和含水砂砾地层中成功的应用气压盾构法建造了内径为3.12m的隧道。1880年~1890年,在美国和加拿大之间的圣克莱河下用盾构法建成一条直径6.4m,长1800余米的水底铁路隧道。20世纪初盾构施工法已在美、英、德、苏、法等国推广,30~40年代在这些国家已成功地使用盾构

建成直径 3.0m ~ 9.5m 的多条地下铁道及过河公路隧道。仅在纽约就采用气压盾构法建成了 19 条重要的水底隧道,其用途有道路、地下铁道、煤气和上下水道等。20 世纪 60 年代起,盾构施工法在日本得到迅速发展,除大量用在城市地下铁道施工外,在城市下水道等市政工程中亦得以广泛应用。并为此研制了大量新型盾构,如局部气压式、泥水加压式和土压平衡式盾构等,以适应在各种地层中施工。据统计,日本现有 2000 多个盾构,其中 90% 用于修建以地下水道为主的各种市政公用设施。同时与盾构施工的配套设施与管理技术也获得了发展。

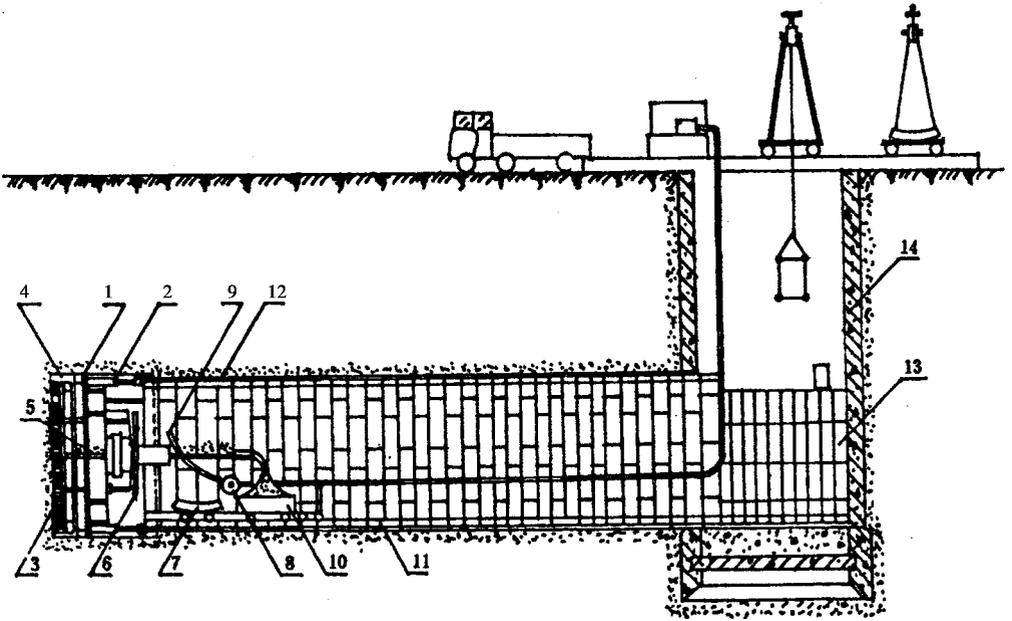


图 6-5-1 盾构法施工示意

- 1—盾构 2—盾构千斤顶 3—盾构正面网络 4—出土转盘 5—出土皮带运输机;
6—管片拼装机 7—管片 8—压浆泵 9—压浆孔 10—出土机 11—管片衬砌;
12—盾尾空隙中的压浆 13—后盾管片 14—竖井

我国在第一个五年计划期间,东北阜新煤矿采用直径 2.6m 盾构修建疏水巷道。1957 年在北京下水道工程中也用过直径为 2.0m 和 2.6m 的盾构。1963 年上海开始在第四纪软弱含水层中进行直径为 4.2m 盾构隧道工程试验,盾构为手掘式,有 16 个千斤顶,总推力为 1.96×10^4 kN,并备有正面支撑千斤顶,隧道衬砌为单层防水钢筋混凝土肋型管片,并采用沥青环氧树脂为接缝防水材料,试验中曾采用降水法和气压法疏干地层的辅助措施。1965 年又采用 2 个直径 5.8m,总推力为 3.724×10^4 kN 的网格式盾构,在覆土约 12m 厚的淤泥质粘土层中进行试验,采用气压式推进(气压值为 8.82×10^4 Pa ~ 11.76×10^4 Pa)建成 2 个试验隧道。1967 年 ~ 1969 年,采用 10.2m 直径盾构及单层钢筋

混凝土管片建成上海第一家黄浦江打浦路越江道路隧道,盾构穿越地面以下深度为 17m ~ 30m 的淤泥质粘土层和粉砂层,在两岸不同地段采用降水法全出土,全闭胸挤压,气压全出土以及局部挤压方法施工,在河中段还采用了无气压全闭胸挤压法施工,1984 年上海又制造了直径 11.32m 的盾构成功的建成了黄浦江延安东路水底道路隧道。70 年代以来上海、北京、江苏、浙江、福建等地采用不同类型盾构修建了各种不同用途的隧道,仅上海就用盾构施工法在长江边及海边建成六条外径 4.3m 的排水及引水隧道。此外,上海、广州等地采用盾构修建地铁和地下通道,上海地铁一号线 14.81km 长的区间隧道采用七台盾构进行施工,广州地铁一号线也采用三台盾构进行六个区间的隧道施工。随着我国经济建设的发展,特别是城市建设的发展,盾构施工法的应用具有广阔的前景。

盾构施工法之所以能在各国迅速发展,主要是它具有以下优点:

1. 可在盾构支护下安全地开挖、衬砌。
2. 掘进速度快。盾构的推进、出土、拼装衬砌等全过程可实现机械化、自动化作业,施工劳动强度低。
3. 施工时不影响地面交通与设施,穿越河道时不影响航运。
4. 施工中不受季节,风雨等气候条件影响。
5. 施工中没有噪声和振动,对周围环境没有干扰。
6. 在松软含水地层中修建埋深较大的长隧道往往具有技术和经济方面的优越性。

因此,盾构施工法最适于在松软含水地层中修建隧道,在江河中修建水底隧道,在城市中修建地下铁道及各种市政设施。盾构施工法一般适宜于长隧道施工,有些资料显示,对于短于 750m 的隧道被认为是不经济的。因为盾构是一种价格昂贵,针对性很强的专用施工机械,对每一条用盾构法施工的隧道,都需根据地质水文条件、结构断面尺寸专门设计制造,一般不能简单的倒用到其它隧道工程中重复使用。此外,对隧道曲线半径过小或隧道顶覆土太浅时,施工困难会较大。对水底隧道,覆土太浅时施工不够安全。当盾构施工法有采用全气压方法以疏干和稳定地层时,施工条件差,对劳动保护要求较高。用盾构法施工时,在隧道上方一定范围内,特别是饱和含水松软土层,地表沉陷尚难完全防止,拼装衬砌时对衬砌整体防水技术要求很高。上述盾构法施工中这些缺点有待于在今后实践中进一步研究克服。

自 1818 年布鲁诺首次提出盾构施工法至今已有 180 年,世界各国已制成数千个盾构,盾构法已广泛用于城市地下工程中:修建上下水道,电力、电缆沟隧道,地下铁道,水底隧道等。各国用盾构法施工的隧道中,大约 70% 是用于修建上下水道,15% 用于地下铁道和水底隧道。目前,各国采用盾构施工法建造的水底公路隧道已有 20 多条,随着交通事业的发展,用大直径盾构建造的水底公路隧道将会日益增多。

第二节 盾构的分类与构造

一、盾构的分类

盾构是一种集开挖、支护、推进、衬砌等多种作业一体化的大型暗挖隧道施工机械。主要用于软弱、复杂等地层的隧道施工。盾构的类型很多,可按盾构的断面形状,开挖方式,盾构前部构造和排水与稳定开挖面方式进行分类。

按盾构断面形状不同可将盾构分为:圆形、拱型、矩形和马蹄形四种。圆形因其抵抗地层中的土压力和水压力较好,衬砌拼装简便,可采用通用构件,易于更换,因而应用较广泛;按开挖方式不同可将盾构分为:手工挖掘式、半机械挖掘式和机械挖掘式三种;按盾构前部构造不同可将盾构分为:敞胸式和闭胸式二种;按排除地下水与稳定开挖面的方式不同可将盾构分为:人工井点降水、泥水加压、土压平衡式的无气压盾构,局部气压盾构,全气压盾构等。

随着隧道与地下工程的发展,盾构机械的种类越来越多,适用性也越加广泛,为进一步了解盾构性能和适用性,可将盾构列表(表6-5-1)分析。

表 6-5-1

挖掘方式	构造类型	盾构名称	开挖面稳定措施	适用地层	附注
手工挖掘式	敞胸	普通盾构	临时挡板支撑千斤顶	地质稳定或松软均可	辅以气压,人工井点降水及其它地层加固措施
		棚式盾构	将开挖面分成几层,利用砂的安息角和棚的摩擦	砂性土	
		网格式盾构	利用土和钢制网状格栅的摩擦	粘土淤泥	
	闭胸	半挤压盾构	胸板局部开孔,依靠盾构千斤顶推力土砂自然流入	软可塑粘土	
		全挤压盾构	胸板无孔,不进土	淤泥	
半机械挖掘式	敞胸	反铲式盾构	手掘式盾构装上反铲式挖土机	土质坚硬,稳定面能自立	辅助措施
		旋转式盾构	手掘式盾构装上软岩掘进机	软岩	

挖掘方式	构造类型	盾构名称	开挖面稳定措施	适用地层	附注
全机械挖掘式	敞胸	旋转刀盘式盾构	单刀盘加面板多刀盘加面板	软岩	辅助措施
		插刀式盾构	千斤顶支撑挡土板	硬土层	
	闭胸	局部气压盾构	面板与隔板间加所压	含水松软地层	不再另设辅助措施
		泥水加压盾构	面板与隔板间加有压泥水	含水地层冲积层、洪积层	辅助措施
		土压平衡盾构	面板隔板间充满土砂产生的压力和开挖处的地层压力保持平衡	淤泥 淤泥夹砂	
		网格式挤压盾构	胸板为网络,土体通过网格孔挤入盾构	淤泥	

二、盾构机械的构造

(一)手工挖掘式盾构

手工挖掘式盾构是盾构的最基本形式,多用于开挖面基本能自稳的土层中。主要由盾壳、支护结构、推进机构、拼装机构和附属设备等五部分组成(图 6-5-2)。

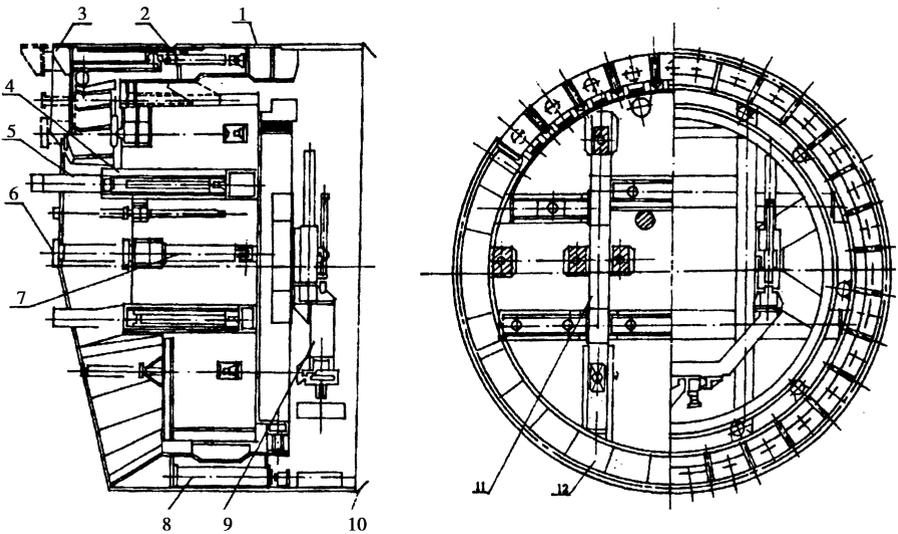


图 6-5-2 手工挖掘式盾构

1—盾壳 2—前檐千斤顶 3—活动前檐 4—工作平台 5—活动平台 6—支护挡板;
7—支护千斤顶 8—盾构千斤顶 9—举重臂 ;10—盾尾密制装置 ;11—井字型隔梁 ;12—锥形切口

1. 盾壳

盾壳为钢板焊成的圆形壳体,由切口环、支承环和盾尾三部分组成(图 6-5-3)。

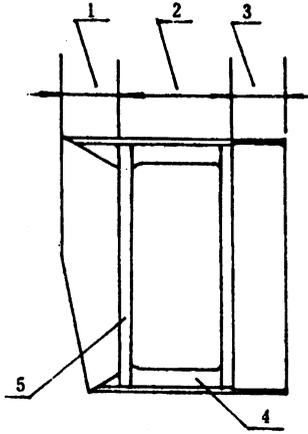


图 6-5-3 盾壳

1—切口环 2—支承环 3—盾尾 4—纵向加强肋 5—环状加强肋

(1) 切口环

切口环位于盾构的前部,前端设有刃口,施工时可以切入土中。刃口大都采用耐磨钢材焊成,加劲肋也制成坡形,从而减少切入阻力。在稳定的地层中切口环上下长度可以相等,在开挖面不能自稳的地层(淤泥、流砂)中切口环顶部比底部长,长出部分称前檐,以掩护工人在开挖面安全地开挖。有的盾构设活动前檐靠千斤顶操纵可以向前伸长,以增加掩护长度。一般切口环不易过长,否则将使盾构稳定性变差,增大盾构推进阻力。

(2) 支承环

支承环位于盾构的中部,是盾构受力的主要部分,它由外壳、环状加劲加强肋和纵向加强肋组成,环状加强肋焊在支承环两端,纵向加强肋焊在环状加强肋之间,盾构千斤顶就布置在此间并将千斤顶推力传给壳体。为增加盾构刚度须加固支承环,在支承环内安设竖向和水平向隔板形成井字型隔架,二层水平隔板上设置工作平台。

(3) 盾尾

盾尾位于盾壳尾部,由环状外壳与安装在内侧的密封装置构成。其作用是支承坑道周边,防止地下水与注浆材料被挤入盾构隧道内。同时也是进行隧道衬砌组装的地方。盾尾的环状外壳大都用高强度薄型钢板制作,以减少盾构向前推进后留下的环状间隙。

盾尾密封材料,一般安装在盾尾钢板和管片外表面之间,除了具有防止注浆材料和地下水漏入盾构的作用外,在后面所述泥水加压盾构和土压平衡盾构中,还有保持其各自泥浆压力的作用。为了提高密封性,有时要安装几段密封材料,安装的段数,必须根据

盾构外径、地质条件和施工中是否更换密封材料等条件决定。密封材料有橡胶、树脂、铜、不锈钢或由它们组合而成。密封材料的形状有板状、刷子状等。密封材料的寿命依其材质、构造而定,此外还与管片材质及组装精度有关。

手工挖掘式盾构的盾尾密封装置,多采用双级密封装置结构(图 6-5-4)。

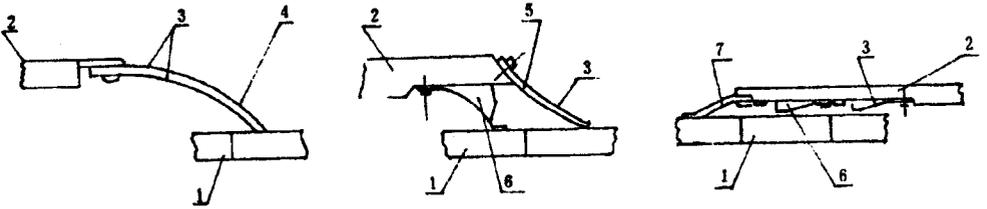


图 6-5-4 盾尾密封装置

1—管片 2—盾尾 3—钢板 4—合成橡胶 5—氯丁橡胶 6—泡沫尿烷 7—尿烷橡胶

2. 支护结构

支护结构一般由活动前檐、活动工作平台和支护挡板构成。

(1) 活动前檐

活动前檐由多块扇形体组成,位于切口环拱部的滑槽和滚轮滑道内。扇形体的前端带有特殊的刃口,后端与千斤顶一端相连,千斤顶的另一端被固定在支承环后部的横向隔板上。当千斤顶伸出时,推动活动前檐向前伸出,伸出长度为千斤顶的行程。

(2) 活动平台

活动平台安装于横向两层工作平台内。后端与固定在工作平台内的千斤顶相连。当千斤顶伸出时,活动平台沿着工作平台内的轨道向前伸出,伸出长度和千斤顶的伸出行程相同。

(3) 支护挡板

支护挡板由挡板与其相连的框架和支护千斤顶构成。支护挡板安装在框架的前端,支护千斤顶一端安装在框架内,另一端固定在盾构的环形隔板上或纵向隔板上(见图 6-5-2)。千斤顶伸出时,推动框架在支座上滑动,将挡板向前推进,伸出长度同千斤顶行程。由于切口环为倾斜式,上、下两层的支护挡板伸出长度将有不同。

支护挡板可根据开挖面情况,每开挖一块就支护一块,根据需要可在较大区域内对开挖面进行支护。为确保盾构在推进过程中,不影响支护的作用,支护千斤顶的行程都比盾构千斤顶长出 100mm~300mm。

3. 推进机构

推进机构主要由盾构千斤顶和液压设备组成。盾构千斤顶沿支承环圆周均匀分布,千斤顶的台数和每个千斤顶推力要根据盾构外径、总推力大小、衬砌构造、隧道断面形状

等条件而定。

盾构千斤顶支座一般用铰接形式与千斤顶端部连接,以使千斤顶推力能均匀分布在衬砌端面上,尤其在曲线段施工时,铰接支座更有必要。

推进机构的液压设备主要由液压泵、驱动马达、操作控制装置、油冷却装置和输油管路组成。除操作控制装置安装在支承环工作平台上外,其余大多数都安装在盾构后面的液压动力台车上。

4. 拼装机构

拼装机构即为衬砌拼装器,其主要设备为举重臂,以液压为动力。一般举重臂安装在支承环后部。中小型盾构因受空间限制也有的安装在盾构后面的台车上。举重臂作旋转、径向运动,还能沿隧道中线作往复运动,完成这些运动的精度应能保证待装配的衬砌管片的螺栓孔与已拼装好的管片螺栓孔对好,以便插入螺栓固定。

常用的衬砌拼装器有环形式、中空轴式、齿轮齿条式三种,其中以环形拼装器(图 6-5-5)最多。

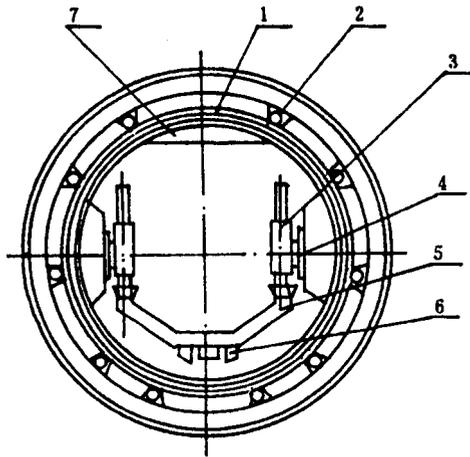


图 6-5-5 环形拼装器

- 1—转盘 2—支承滚轮 3—径向伸缩臂 4—纵向伸缩臂;
5—举重臂 6—爪钩 7—平衡重

5. 附属设备

手工挖掘式盾构的附属设备较简单,主要为液压动力台车、排水注浆设备台车以及真圆保持器等。

真圆保持器是为把衬砌环组装在正确位置上而设置的调整设备,以顶伸式为最多(图 6-5-6)。

手工挖掘盾构施工时,其工作过程为:开启全部或大部分盾构千斤顶,盾构在千斤顶推力

作用下向前推进,切口环切入土层中,如开挖面自稳性好,开挖作业即可在切口环的保护下进行。当开挖面自稳性较差时,可开启活动前檐千斤顶使前檐贯入土层中,或同时开启支护千斤顶与活动平台一齐顶住开挖面,保证开挖作业的正常进行。盾构千斤顶不断地伸出,盾构切口环不断地切入土层,直到盾构千斤顶伸出全部行程为止,这时盾构向前移动一个衬砌环的宽度。此时即可用拼装机进行管片衬砌作业和其他辅助作业,完成一个工作循环。

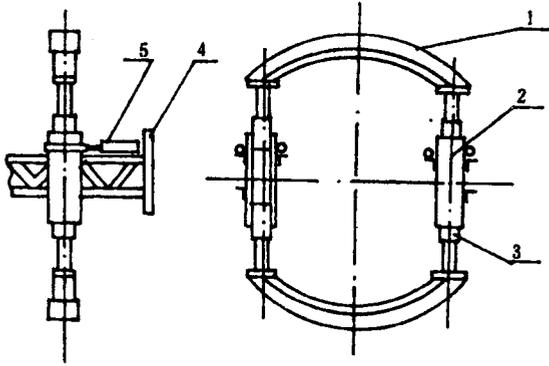


图 6-5-6 真圆保持器

1—扇形顶块 2—支撑臂 3—伸缩千斤顶 4—支架 5—纵向滑动千斤顶

(二)半机械化盾构

半机械化盾构是在手工挖掘式盾构的基础上发展起来的一种盾构。它保留了手工挖掘式盾构的优点,克服了劳动强度大、效率低的缺点,将下半部的手工开挖改为机械开挖,减轻了劳动强度,提高了劳动效率。在土质条件适合时,就成为盾构施工的首选盾构而受到重视。

半机械化盾构主要结构如图 6-5-7 所示。

半机械化盾构主要用于开挖面基本上能自稳且又无水的土层中。具有结构简单、造价较低、施工效率较高等特点。下部的开挖机械根据不同地质条件可采用不同的挖掘机(图 6-5-8),其技术特点见表 6-5-2。

表 6-5-2 几种挖掘机的技术特点

形式		适应地质	优点	缺点
旋转刀头式	刀头式	洪积粘土 硬粘土 软岩	1. 不扰动围岩 2. 一般可用皮带运输机	开挖机的铲斗容量较小
	螺旋式	洪积粘土 粘土质砂	可耙、楼石渣	开挖机的铲斗容量较小
铲斗式		砂砾 砂 洪积粘土	1. 铲斗容量大 2. 开挖速度快	易扰动围岩

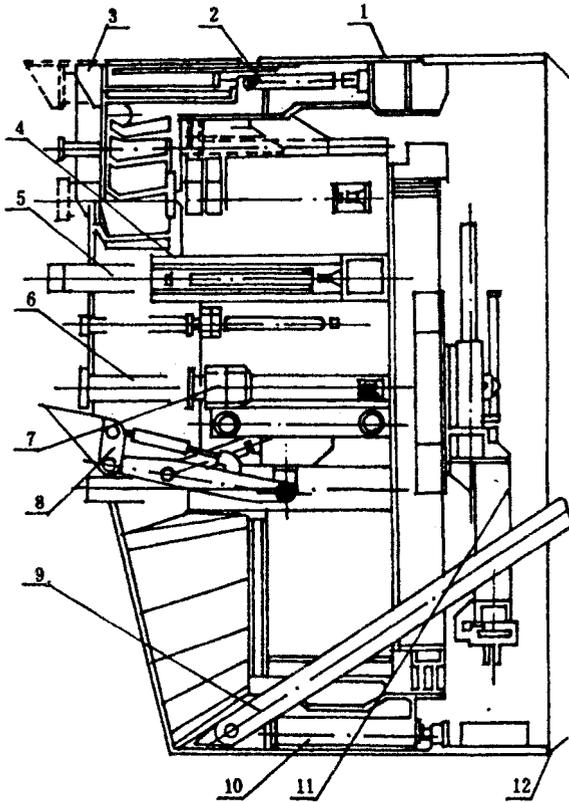


图 6-5-7 半机械化盾构

- 1—盾壳 2—活动前檐 3—活动前檐 4—固定工作平台 5—活动工作平台；
6—支护挡板 7—支护千斤顶 8—挖掘机 9—刮板输送机 10—盾构千斤顶；
11—拼装机构 12—盾尾密封装置

(三) 泥水加压盾构

泥水加压盾构由盾壳、开挖机构、推进机构、送排泥浆机构、拼装机构、附属机构等组成，其主要结构如图 6-5-9 所示。

1. 盾壳

泥水加压盾构的盾壳基本上同手工挖掘式盾构。不同之处在于切口环为平直式，环口呈内锥形切口。支承环两端无井字型支撑架。盾尾密封装置为多级密封结构(6-5-10)。

2. 开挖机构

开挖机构由切削刀盘、泥水室、泥水搅拌装置、刀盘支承密封系统、刀盘驱动系统等部分组成。

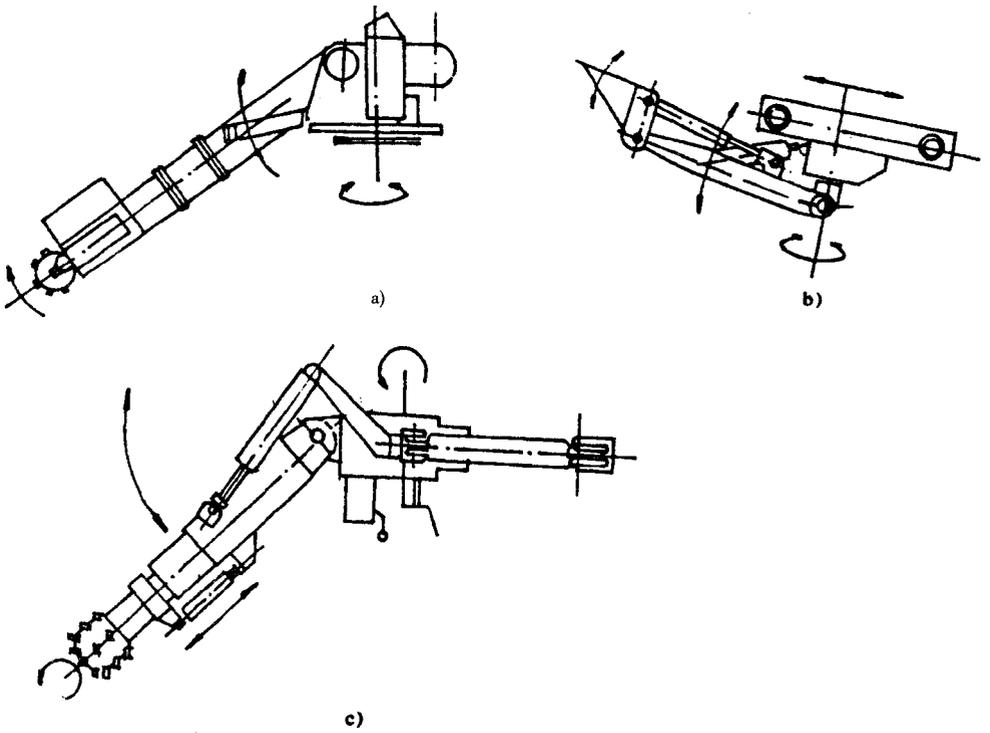


图 6-5-8 半机械化盾构用挖掘机

a)刀头式 b)铲斗式 c)螺旋式

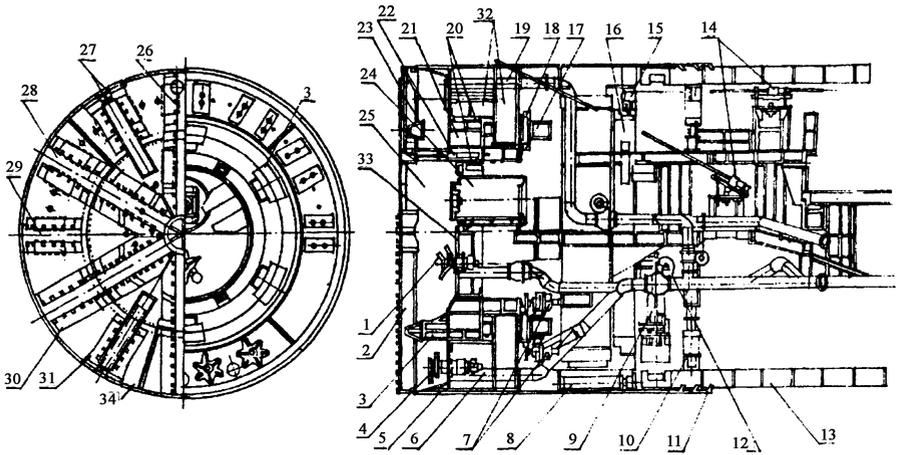


图 6-5-9 泥水加压盾构

1—中部搅拌器 2—切削刀盘 3—转鼓凸台 4—下部搅拌器 5—盾壳 6—排泥浆管 7—刀盘驱动马达 8—盾构千斤顶 9—举重臂 10—真圆保持器 11—盾尾密封 12—闸门 13—衬砌环 14—药液注入装置 15—支承滚轮 16—转盘 17—切削刀盘内齿圈 18—切削刀盘外齿圈 19—送泥浆管 20—刀盘支承密封装置 21—转鼓 22—超挖刀控制装置 23—刀盘箱形环座 24—进入孔 25—泥水室 26—切削刀 27—超挖刀 28—主刀梁 29—副刀梁 30—主刀槽 31—副刀槽 32—固定鼓 33—隔板 34—刀盘

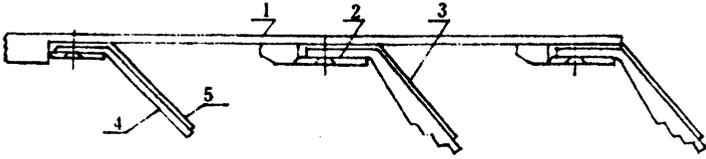


图 6-5-10 盾尾三级密封装置

1—盾尾 2—钢丝刷密封 3—钢板 4—人造橡胶密封 5—防护板

(1) 切削刀盘

切削刀盘包括:刀盘、主、副刀槽、主、副刀梁、切削刀头、转鼓等。刀盘盘面开有呈放射状的主、副刀槽,盘背面焊有径向与环向加劲肋和环形座,环形座将刀盘、刀梁连接成一体。刀槽开口大小与主、副刀槽的个数取决于土质、地下水量、开挖速度、砾石大小等因素。刀梁有主、副刀梁,均在刀槽的中间,断面呈箱形,是开挖机构中的传力与承力结构。刀梁上固定着刀头,刀头分切削刀、超挖刀、切割刀、保护刀等。数量最多的是切削刀,呈环状或螺旋状,安装于刀梁上。转鼓呈阶梯环状结构,前端有凸台,通过凸台与切削刀盘上的环形座相连接。转鼓的后端连接有环状接盘,接盘上有内、外齿圈,供马达驱动刀盘做正、逆转。

(2) 泥水室

由切削刀盘、切口环锥形切口、固定鼓、支承密封结构、转鼓、圆形隔板围成的区域称为泥水室。在泥水室的上部有压力泥水的进出口,下部有搅拌器和泥浆排出口。泥水室和开挖面之间只有刀槽,刀盘与切口环端部接缝处是相通的,其余为完全封闭状态。

(3) 刀盘支承系统

泥水加压盾构刀盘支承系统的结构随刀盘支承型式不同而异。周边支承式的结构由固定鼓、转鼓、复合式或多唇式密封环、径向、轴向轴承等组成。

大型泥水加压盾构常用周边支承式支承刀盘。这种支承式具有作业空间大,受力较好等特点。中小型泥水加压盾构的刀盘多用中心支承式。常用刀盘支承型式如图 6-5-11 所示。

3. 推进机构、拼装机构、真圆保持器

泥水加压盾构的推进机构、拼装机构、真圆保持器基本上同手工挖掘式盾构,仅结构尺寸大小、数量、行程、功率大小不同而已。

4. 送、排泥机构

送、排泥机构由送泥水管、排泥浆管、闸门、碎石机、泥浆泵、驱动机构、流量监控机构等组成。该机构大部分设备都安装在盾构后端的后续台车上。

5. 附属机构

泥水加压盾构的附属机构由操作控制设备、动力变电设备、后续台车设备、泥水处理设备等组成。

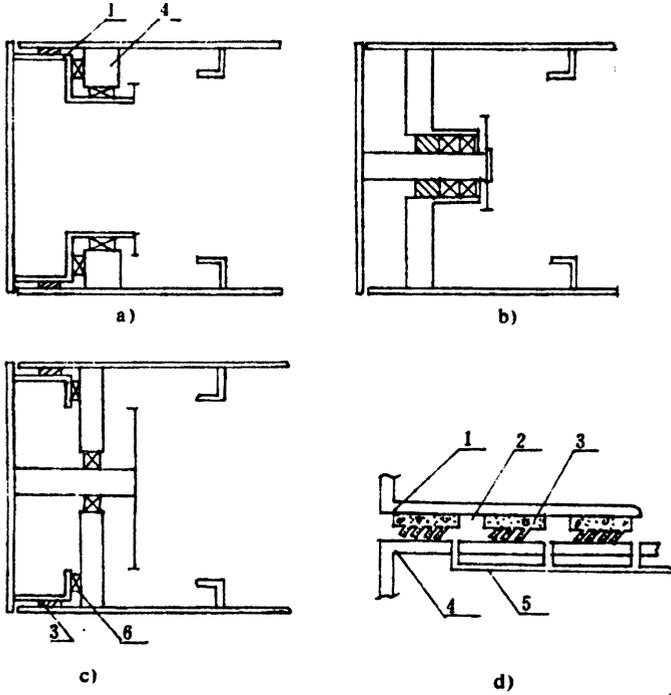


图 6-5-11 刀盘支承与密封结构

a) 周边支承式 b) 中心支承式 c) 混合支承式 d) 密封结构

1—转鼓 2—润滑油脂腔 3—多唇密封环；

4—固定鼓 5—润滑油注入管道 6—轴承

(1) 操作控制设备

操作控制设备有：开挖面状态监控设备、盾构位置与状态的检测控制设备、泥浆的输送与排出的控制设备等。

开挖面状态监控设备主要有：超声波检查仪和压力、流量测量装置。前者用来监测盾构拱部的坍塌量，后者测量切削量即排出泥渣量。拱顶的坍塌情况也可用刀盘上伸出的探针来测量。

盾构位置与状态检测和控制设备有：速率积分陀螺仪或激光测量装置、加速度计。前者用来检查盾构本身的方位角，后者用来检查盾构的俯仰与旋转角。

土渣、泥浆的输送与排出控制系统，采用测量泥浆浓度与流量的办法进行控制，或者用差压式密度计来进行测量。

上述监控设备测得的数据可直接输入电子计算机进行综合处理实现自动调节控制。

(2) 后续台车设备

后续台车设备有以下几组平板车:动力组台车,自动闸门台车,碎石机台车,差压式密度计台车,注浆设备台车,送排泥泵台车等。上述这些后续台车是与盾构连接在一起的。

(3) 泥水处理设备

泥水处理设备由泥浆制备与泥水分离两部分组成。设备的规模大小,取决于开挖速度与土质等条件。

泥水加压盾构施工时的工作过程为:开启刀盘驱动液压马达,驱动转鼓并带动切削刀盘转动。开启送泥浆,将一定浓度的泥浆泵入送泥管压入泥水室中。再开启盾构千斤顶,使盾构向前推进。此时切削刀盘上的切削刀便切入土层,切下的土渣与地下水顺着刀槽流入泥水室中,土渣经刀盘与搅拌器的搅拌而成为浓度更大的泥浆。随着盾构不断的推进,土渣量不断的增加,泥水不断的注入,泥水室内的泥浆压力逐渐增大,当泥水室的泥浆压力足以抵抗开挖面的土压力与地下水压力时,开挖面就能保持相对的稳定而不致坍塌。只要控制进入泥水室的泥水量和渣土量与从泥水室中排出去的泥浆量相平衡,开挖工作就能顺利进行。当盾构向前推进到一个衬砌环宽度后,即可进行拼装衬砌。将缩回的千斤顶继续伸出,重新推进,进行下一工序。从泥水室排出的浓泥浆经排泥管及碎石机,由排泥泵运至地面泥水处理设备进行泥水分离处理,被分离出的渣土运至弃渣场,处理后的泥水再送入泥水室继续使用。

泥水加压盾构适用范围较大,多用于含水率较高的砂质、砂砾石层、江河、海底等特殊超软弱地层中。能获得其他类型盾构难以达到的较小的地表沉陷与隆起。由于开挖面泥浆的作用,刀具和切削刀盘的使用寿命相应地增长。泥水加压盾构排出的土渣为浓泥浆输出,泥浆输送管道较其他排渣设备结构简单方便。泥水加压盾构的操作控制亦比较容易,可实现远距离的遥控操作与控制。由于泥水加压盾构的排渣过程始终在密闭状态下进行,故施工现场与沿途隧道十分干净而不受土渣污染。

泥水加压盾构也有缺点:由于切削刀盘和泥水室泥浆的阻隔,不能直接观察到开挖面的工作情况,对开挖面的处理和故障的排除都十分困难。泥水加压盾构必须有泥水分离设备配套才能使用,而泥水分离设备结构复杂,规模较大,尤其在粘土层中进行开挖时,泥水分离更加困难。庞大的泥水处理设备占地面积亦较大,难以用于市内建筑物稠密区。泥水加压盾构在目前各类盾构中是最为复杂的,也是价格最贵的。

(四) 土压平衡盾构

土压平衡盾构是在总结泥水加压盾构和其他类型盾构优缺点的基础上发展起来的一种新型盾构,在结构和原理上与泥水加压盾构有很多相似之处。

土压平衡盾构由盾壳、开挖机构、推进机构、拼装机构和附属机械等组成。其主要结构如图 6-5-12 所示。

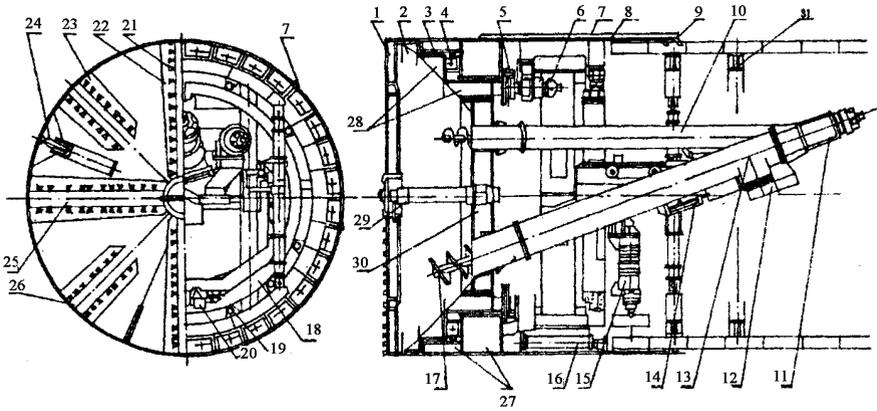


图 6-5-12 土压平衡盾构

- 1—切削刀盘 2—泥土仓 3—密封装置 4—支承轴承 5—驱动齿轮 6—液压马达；
 7—注浆管 8—盾壳 9—盾尾密封装置 10—小螺旋输送机 11—大螺旋输送机驱动液压马达；
 12—排土闸门 13—大螺旋输送机 14—闸门滑阀 15—拼装机构 16—盾构千斤顶；
 17—大螺旋输送机叶轮轴 18—拼装机转盘 19—支承滚轮 20—举升臂；
 21—切削刀 22—主刀槽 23—副刀槽 24—超挖刀 25—主刀梁 26—副刀梁；
 27—固定鼓 28—转鼓 29—中心轴 30—隔板 31—真圆保持器

1. 盾壳

土压平衡盾构的盾壳结构同泥水加压盾构。

2. 开挖机构

开挖机构由切削刀盘、泥土仓、切削刀盘支承系统、切削刀盘驱动系统等部分组成。除泥土仓不同于泥水室外，其余基本上同泥水加压盾构。

土压平衡盾构的泥土仓是由刀盘、转鼓、中间隔板所围成的空间，转鼓呈内锥形，前端与切削刀盘外缘连成一体，后端与中间隔板相配合。泥土仓与开挖面之间的唯一通道是刀槽，其余处于完全封闭状态。

土压平衡盾构的刀盘支承系统如图 6-5-11c 所示的混合支承式，既有周边支承，也有中心支承，这是大型土压平衡盾构常用的刀盘支承形式。

3. 推进机构、拼装机构、真圆保持器

土压平衡盾构的推进机构、拼装机构及真圆保持器同手工挖掘式盾构。

4. 排土机构

土压平衡盾构的排土机构由大螺旋输送机、小螺旋输送机、排土闸门、闸门滑阀、驱

动马达等组成。

排土闸门是土压平衡盾构的关键部位,常用的排土闸门型式如图 6-5-13 所示。

5. 附属机构

土压平衡盾构的附属机构由操作控制设备、动力变电设备、后续台车设备等组成。在操作控制设备中,土压平衡盾构重点是对土压的管理,土压管理主要是通过电子计算机将安装于盾构有关重要部位的土压计信号收集并综合处理,进行自动调节控制。或者发出信号,指示出有关数据进行人工调节控制。

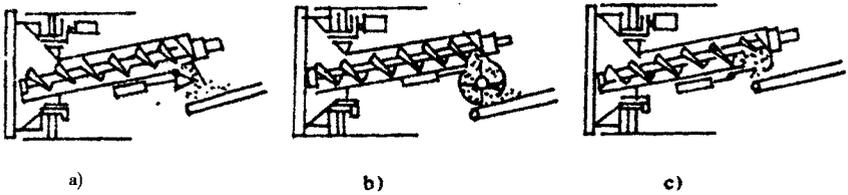


图 6-5-13 排土闸门型式

a)活瓣式 b)回转叶轮式 c)闸门式

土压平衡盾构的工作过程为:开启液压马达,驱动转鼓带动切削刀盘旋转,同时开启盾构千斤顶,将盾构向前推进。土渣被切下并顺着刀槽进入泥土仓。随着盾构千斤顶的不断推进,切削刀盘不断的旋转切削,经刀槽进入泥土仓的土渣不断增多。这时开启螺旋输送机,调整闸门开度,使土渣充满螺旋输送机。当泥土仓与螺旋输送机中的土渣积累到一定数量时,开挖面被切下的土渣经刀槽进入泥土仓内的阻力加大,当这个阻力足以抵抗土层的土压力和地下水的压力时,开挖面就能保持相对稳定而不致坍塌。这时,只要保持从螺旋输送机与泥土仓中输送出去的土渣量与切削下来流入泥土仓中的土渣量相平衡,开挖工作就能顺利进行。土压平衡盾构就是通过土压管理来保持土压力或土渣量的相对平衡与稳定来进行工作的。

土压平衡盾构能适应较大的土质范围与地质条件。能用于粘结性、非粘结性,甚至含有石块、砂砾石层、有水与无水等多种复杂的土层中,土压平衡盾构无泥水处理设备,施工速度较高,比泥水加压盾构价格低廉,能获得较小的沉降量,也可实现自动控制与远距离遥控操作。

土压平衡盾构也有缺点:土压平衡盾构由于有隔板将开挖面封闭,不能直接观察到开挖面变化情况,开挖面的处理和故障排除较为困难。切削刀头、刀盘盘面磨损较大,刀头寿命比泥水加压盾构短,要求刀头的耐磨性高。

(五) 网格挤压式盾构

网格挤压式盾构是上海隧道工程设计院研制的,它是我国目前用的较为成功,也是

用的数量最多的一种盾构。上海穿越黄浦江的打浦路隧道和延安东路隧道及宝钢的排水隧道等均采用这种网格式盾构。盾构最大直径达 11.32m。

盾构主要由盾壳、开挖机械、排渣机构、拼装机构组成,其主要结构如图 6-5-14 所示。

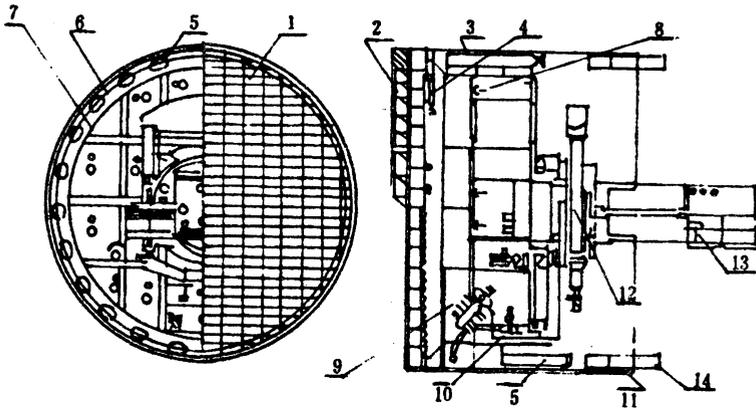


图 6-5-14 网格式挤压盾构

- 1—网格 2—网格胸板 3—盾壳 4—闸门千斤顶 5—盾构千斤顶 6—竖梁;
7—横梁 8—水枪 9—密封隔舱 10—泥浆系统 11—盾尾密封 12—管片拼装机 13—操纵台 14—衬砌管片

网格挤压式盾构除某些个别结构与型式不同于前述几种盾构的结构型式外,其余大同小异。其中开挖机构较为独特,在它的切口环内设置了网格加胸板。网格由网格板和大梁组成。网格板可随意拆装组合,改变开口大小。胸板装在网格大梁上,分大小两种。大胸板设有可随意开闭的液压闸门。小胸板可随意拆装,供观察与进入开挖面之用。

在切口环与支承环之间设有隔舱板,使切口环成为泥水室,高压水枪就装在隔舱板上并伸入泥水室中。工人可在隔舱板后操作,将进入泥水室中的泥块冲成泥浆。

拼装机构为中心固定的框架支承式,与齿轮齿条式相似。由提升、平移、回转三套机构组成。整个拼装机构装在盾构中心的固定框架上,由液压马达驱动进行回转。

网格挤压式盾构在稳定的软土地层中掘进时,一般采取大网格推进,以开口挤压为主。这时网格板及网格大梁直接插入土中,土体即通过网格孔被挤入盾构内。同时也可改变网格板开孔大小,以适应不同土质的需要。只有在推进阻力较大时,才用高压水枪冲刷网格边缘,减少推进阻力。挤入泥水室中的泥块在高压水枪的冲刷下变成泥浆,并由泥浆泵经管道输送至地面的泥水处理设备,进行泥水分离。

网格挤压式盾构进行闭胸挤压开挖时,首先在网格大梁上装上大小胸板,通过调节液压闸门的开度大小,放进部分泥土,减小推进阻力,或者根本不进土,将盾构前方的泥土挤向盾构上方或盾构的四周。闭胸挤压开挖会引起地层隆起,必须有选择地使用。

由于网格式挤压盾构的网格板与胸板可以随意拆装,改变板孔口的大小,这样就增大了网格挤压式盾构的使用范围,它既可以敞胸式施工,也可以闭胸式施工,半挤压施工或全挤压施工都行。

网格式盾构还能根据土质与施工条件的不同,进行相应的措施与结构转换。例如在出渣方式上,可以随开挖方式的改变而变化。既可采用泥浆输送出渣,也可以使用皮带输送机和斗车装运。

网格挤压式盾构结构简单,施工速度也较快,但地表沉降与隆起较大,因此施工时,与其他类型盾构相比,需要更加精心操作与管理。

(六) 插刀式盾构

插刀式盾构是结构较为特殊的一种盾构型式,它的盾壳是由许多能够活动的插刀组成,这些插刀可以组合成不同的断面形状和尺寸。插刀盾构推进时是用设在插刀和支承框架之间的液压千斤顶将插刀以单插刀或成组插刀的方式进行,当所有插刀都推进了一个行程时,将所有千斤顶收缩,把支承框架向前拖动。插刀推进和拖动支承框架的力是由盾构插刀与围岩间的摩擦力来平衡,故它不需要管片环为支承后座。

插刀式盾构可自由选择衬砌类型,它既可采用预制管片,也可采用喷射混凝土支护,还可采用现浇泵送混凝土衬砌。图 6-5-15 所示的用于泵送混凝土衬砌的插刀式盾构是一个带有后续盾构的组合插刀盾构,其插刀尾板搁置在后续盾构上,后续盾构有一盾尾壳,用液压千斤顶与插刀盾构相联结,用伸缩式挖掘机挖土。

使用插刀式盾构不需在终点设置拆装竖井,这种盾构可以将框架部分和插刀收折起来,从已衬砌好的隧道内退出。由于插刀式盾构是敞口的,所以它适用在开挖面稳定的土层中施工。

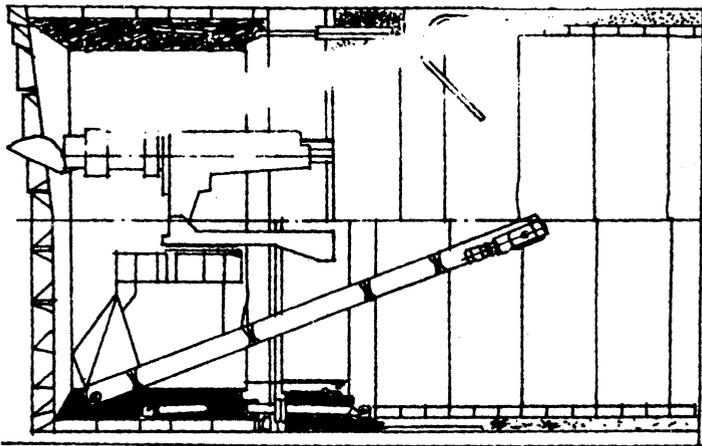


图 6-5-15 用于泵送混凝土插刀式盾构

三、盾构尺寸和盾构千斤顶推力的确定

由于盾构(特别是大型盾构)是针对性很强的专用施工机械,每个用盾构法施工的隧道都需要根据地质水文条件、隧道断面尺寸、建筑界限、衬砌厚度和衬砌拼装方式等专门设计制造专用的盾构,很少几个隧道通用一个盾构。在盾构设计时,首先是拟定盾构几何尺寸,同时要计算盾构千斤顶的推力。盾构几何尺寸主要是拟定盾构外径 D 和盾构本体长度 L_M 以及盾构灵敏度 L_M/D 。

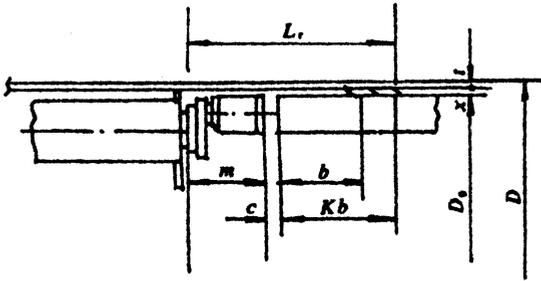


图 6-5-16 盾构外径和盾尾长度计算

(一) 盾构外径 D

盾构外径应根据管片外径、盾尾空隙和盾尾板厚进行确定,按图 6-5-16 所示,盾构的外径可以按下式计算:

$$D = D_0 + 2(x + t) \quad (6-5-1)$$

式中 D ——盾构外径;

D_0 ——管片外径;

t ——盾尾钢板厚度。此厚度应能保证在荷载作用下不致发生明显变形,通常按经验公式或参照已有盾构盾尾板厚选用,经验公式如下:

$$t = 0.02 + 0.01(D - 4)$$

当盾构外径 $D < 4\text{m}$ 时,上式中第二项为零;

x ——盾尾空隙,按以下因素确定:管片组装时的富余量,以装配条件出发,按 $0.01D_0 \sim 0.008D_0$ 考虑;盾构在曲线上施工和蛇行修正时必须最小的富余量,可参照图 6-5-17 按下式计算:

$$x = \frac{\delta}{2} = \frac{R_1(1 - \cos\beta)}{2} \approx \frac{L_M^2}{4(R - D_0/2)}$$

根据日本盾尾空隙的实践,多取 $20\text{mm} \sim 30\text{mm}$ 盾构推进之后,盾尾空隙和盾尾板厚之和,原封不动的保留下来,形成衬砌背后的空隙,再行压浆。

(二)盾构长度 L

盾构长度按图 6-5-18 所示应为盾构全长 L ,此长度为盾构前端至后端的最大距离 ,其中盾构本体长度 L_M 按下式计算 :

$$L_M = L_H + L_G + L_r \quad (6-5-2)$$

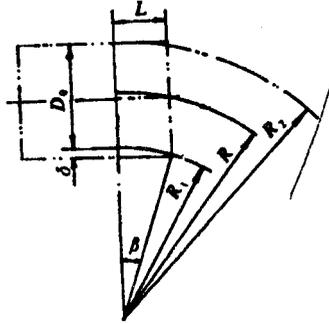


图 6-5-17 在曲线上施工时的盾尾空隙

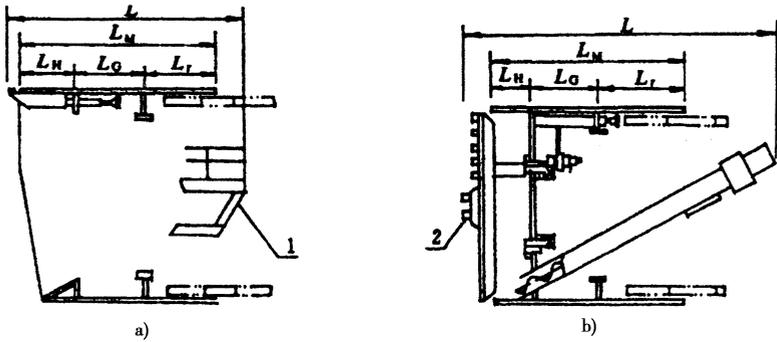


图 6-5-18 盾构长度

a) 敞胸式 b) 闭胸式 1—后方平台 2—切削刀盘

式中 L_H ——盾构切口环长度 ,对手掘式盾构 $L_H = L_1 + L_2$,其中 L_1 为盾构前檐长度 ,此前檐长度在盾构插入松软土层后 ,能使地层保持自然坡度角 φ (一般取 45°) ,还应使压缩空气不泄漏(采用气压法时) , L_1 大致取 $300\text{mm} \sim 500\text{mm}$,视盾构直径大小而定 ; L_2 为开挖所需长度 ,当考虑人工开挖时 ,其最大值为 $L_2 = D/\text{tg}\varphi$ 或 L_2 小于 2m ,当为机械开挖时要考虑在 L_2 范围内能容纳开挖机具 ;

L_G ——盾构支承环长度 ,主要取决于盾构千斤顶长度 ,它与预制管片宽度口有关 , $L_G = b + (200\text{mm} \sim 300\text{mm})$ (便于维修千斤顶的富余量) ;

L_r ——盾构的盾尾长度(图 6-5-16) ,取 $L_r = kb + m + c$,其中 k 为盾尾遮

盖衬砌长度系数,为 1.3 ~ 2.5 ; m 为盾构千斤顶尾座长度 ; c 为富余量,取 100mm ~ 300mm。

(三) 盾构灵敏度 L_m/D

在盾构直径和长度确定以后,通过盾构本体长度 L_M 与直径 D 之间的比例关系,可以衡量盾构推进时的灵敏度,以下一些经验数据可作为确定普通盾构灵敏度的参考。

小型盾构 D 为 2m ~ 3m, $L_M/D = 1.50$;

中型盾构 D 为 3m ~ 6m, $L_M/D = 1.00$;

大型盾构 D 为 6m ~ 9m, $L_M/D = 0.75$;

特大型盾构 $D > 9m \sim 12m$, $L_M/D = 0.45 \sim 0.75$ 。

这些数据除了能保证灵敏度外,还能保证盾构推进时的稳定性。

(四) 盾构千斤顶推力的确定

盾构千斤顶应有足够的推力克服盾构推进时所遇到的阻力。这些推进阻力主要有 :

(1) 盾构四周与地层间的摩阻力或粘结力 F_1 ;

(2) 盾构切口环刃口切入土层产生的贯入阻力 F_2 ;

(3) 开挖面正面阻力 F_3 :

① 采用人工开挖,半机械开挖盾构对工作面支护阻力 ;

② 采用机械化开挖盾构时,作用在切削刀盘上的推进阻力 ;

(4) 曲线施工,蛇行修正施工时的变向阻力 F_4 ;

(5) 在盾尾处盾尾板与衬砌间的摩阻力 F_5 ;

(6) 盾构后面台车的牵引阻力 F_6 。

以上各种推进阻力的总和用下式表示,在使用时,须考虑各种盾构机械的具体情况,并留出一定的富余量,即为盾构千斤顶的总推力。

$$\sum F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6 \quad (6-5-3)$$

式中 $\sum F$ ——推进阻力总和 ;

$$F_1 \begin{cases} \mu_1(\pi DL_M P_m + G_1) & \text{砂性土 ;} \\ G\pi DL_M & \text{粘性土 ;} \end{cases}$$

$$F_2 \text{——} utK_p P_m ;$$

$$F_3 \text{——} \frac{\pi}{4} D^2 P_f ;$$

$$F_4 \text{——} RS ;$$

$$F_5 \text{——} \mu_2 G_2 ;$$

$$F_6 \text{——} \mu_3 G_3 \text{(如隧道有纵坡时,还应考虑纵坡的影响) ;}$$

μ_1 ——钢与土的摩擦系数；

μ_2 ——钢与钢或混凝土的摩擦系数；

μ_3 ——车轮与钢轨间的摩擦系数；

D ——盾构外径；

L_M ——盾构本体长度；

G_1 ——盾构重量；

C_2 ——衬砌环重量；

G_3 ——盾构后面台车重量；

P_m ——作用在盾构上的平均土压力；

P_f ——开挖面正面阻力(支护千斤顶反力,作用在盾构隔板上的土压力和泥浆压力等)；

C ——土的粘结力；

K_p ——被动土压力系数；

R ——地层抗力；

u ——开挖面周长；

t ——切口环刃口贯入深度；

S ——阻力板(与盾构推进方向垂直伸出的板,依地层抗力控制盾构方向)在推进方向的投影面积。

盾构千斤顶总推力也可按以下经验公式计算：

$$P = pA \quad (6-5-4)$$

式中 p ——单位面积工作面总推力：当为人工开挖盾构和半机械化开挖、机械化开挖盾构时，取 $700\text{kN/m}^2 \sim 1100\text{kN/m}^2$ ；当为闭胸式盾构、土压平衡式盾构和泥土加压式盾构时，取 $1000\text{kN/m}^2 \sim 1300\text{kN/m}^2$ 。

A ——开挖面的面积。

盾构千斤顶的台数与盾构断面大小有关，一般小断面盾构采用 20 ~ 30 台，大断面盾构采用 31 ~ 38 台。每台千斤顶推力，小断面盾构为 $1000\text{kN} \sim 1500\text{kN}$ ，大断面盾构为 $1600\text{kN} \sim 2500\text{kN}$ 。

盾构千斤顶支座一般采用铰接形式与千斤顶端部连接，以使千斤顶推力能均匀分布在衬砌端面上，尤其是在曲线段施工时，铰接支座更有必要。

为了给确定盾构的几何尺寸及盾构总推力提供参考，表 6-5-3 列出了曾经使用过的几个水底道路隧道一览表。

表 6-5-3

隧道名称	直径	长度	灵敏度	重量	盾构千斤顶	盾构总推力	盾壳厚度
	$D(\text{m})$	$L_M(\text{m})$	L_M/D	$G_j(\text{t})$	只数(个)	(kN)	(mm)
荷兰 Vehicular	9.17	5.73	0.63	400	30	60000	70
美国林肯隧道	9.63	4.71	0.49	304	28	64400	63 + 12.7
美国 Brooklyn - Battery	9.63	4.71	0.49	315	28	64400	63 + 2.7
美国 Queens - Midtown	9.65	5.70	0.59		28	56000	
比利时 Ahtwerpen	9.50	5.50	0.576	275	32	64000	70
Rotherhite	9.35	5.49	0.586		40	67000	
原苏联莫斯科地铁	9.50	4.73	0.50	340	36	35000	
上海打浦路隧道	10.20	6.63	0.65	400	40	80000	
上海延安东路隧道	11.26	7.80	0.69	480	40	88000	

第三节 盾构施工的准备工作的准备工作

盾构施工的准备工作的准备工作主要有：盾构竖井的修建、盾构拼装的检查、盾构施工附属设施的准备。

一、盾构竖井的修建

由于盾构施工是在地面(或河床)以下一定深度进行暗挖施工,因此在盾构起始位置上要修建一竖井进行盾构的拼装,称为盾构拼装井;在盾构施工的终点位置还需拆卸盾构并将其吊出,也要修建竖井,这个竖井称盾构到达井或盾构拆卸井。此外,隧道中段或隧道弯道半径较小的位置还应修建盾构中间井,以便盾构的检查和维修以及盾构转向。竖井一般都修建在隧道中线上,当不能在隧道中线上修建竖井时,也可在偏离隧道中线的地方建造竖井,然后用横通道或斜通道与竖井连接。盾构竖井的修建要结合隧道线路上的设施综合考虑,成为隧道线路上的通风井、设备井、排水泵房、地铁车站等永久结构,否则是不经济的。

盾构拼装井,是为吊入和组装盾构、运入衬砌材料和各种机具设备以及出渣、作业人员的进出而修建的。盾构拼装井的形式多为矩形,也有圆形。矩形断面拼装井的结构及有关尺寸要求见图 6-5-19。拼装井的长度要能满足盾构推进时初始阶段的出渣,运入衬砌材料、其它设备和进行连续作业与盾构拼装检查所需的空空间。一般拼装井长度 A 为 $L + (0.5 \sim 1.0)L$ 。在满足初始作业要求的情况下, A 值越小越好,拼装井的宽度 B ,一般取 $D + (1.5 \sim 2)m$ 。

盾构拼装井内设置拼装盾构的盾构拼装台,盾构拼装台一般为钢结构与钢筋混凝土

结构。台上设有导轨,承受盾构自重和盾构移动时的其它荷载,支承盾构的两根导轨,应能保证盾构向前推进时,方向准确而不发生摆动,且易于推进。两根导轨的间距,取决于盾构直径的大小,两导轨的支承夹角多选为 $60^{\circ} \sim 90^{\circ}$ 。导轨平面的高度一般由隧道设计和施工要求及支承夹角大小来决定。

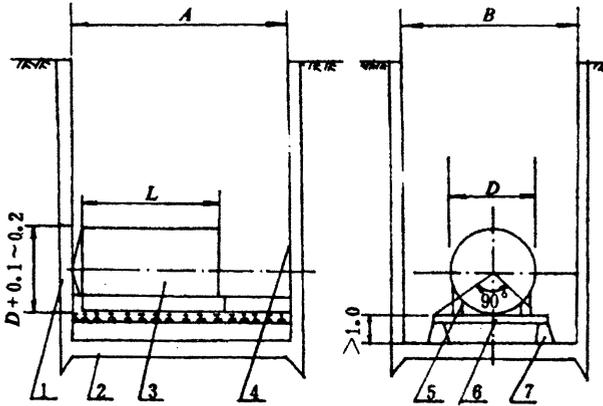


图 6-5-19 盾构拼装井(单位:m)

1—盾构进口 2—竖井 3—盾构 4—后背 5—导轨 6—横梁 7—拼装台基础;
D—盾构直径;L—盾构长度;A—拼装井长度;B—拼装井宽度

当盾构在拼装台上安装完后并把掘进准备工作完成,盾构就可以进洞。竖井井壁上给盾构的预留进口比盾构直径稍大(见图 6-5-19),进口事先用薄钢板与混凝土做成临时性封门,临时封门既能方便拆除又能满足承受土、水压力和止水要求。临时封门拆除后就可逐步推进盾构进洞。

盾构刚开始挖掘推进时,其推进反力要靠竖井井壁承担,为确保盾构推进时,不致因后部竖井壁面的倾斜而引起盾构起始轴心线的偏移,为此必须保证竖井后部壁面(后背)与隧道中心线的垂直度。在盾构与后背间通常采用废衬砌管片(管片顶部预留孔,作为垂直运输进出口)作为后座传力设施,为保证后座传力管片刚度,管片之间要错缝,连接螺栓要拧紧,顶部开口部分在不影响垂直运输的区段须加支撑拉杆拉住。盾尾脱离竖井后,在拼装台基座与后座管片表面之间要及时用木楔打好,使拼好的后座管片平稳地座落在盾构拼装台基座的导轨上,以保证施工安全。一般在盾构到达下一个竖井后才拆除后座管片,若隧道较长,盾构推力已能由隧道衬砌与地层间摩阻力来平衡(此时盾构至少要推进 200m),也可拆除后座管片。

盾构中间井和到达井的结构尺寸与要求与盾构拼装井基本相同,但应考虑盾构推进过程中出现的蛇行而引起盾构起始轴心线与隧道中心线的偏移,故应将盾构进出口尺寸做得稍大于拼装井的开口尺寸,一般是将拼装井开口尺寸加上蛇形偏差量作为中间井和

到达井进出口开口尺寸。

竖井的施工方法取决于竖井的规模、地层的地质水文条件、环境条件等,常用的施工方法有:明挖法、沉井法、地下连续墙法等。但施工中要注意以下问题:必须对盾构的出口区段地层、进口区段地层和竖井周围地层采取注浆加固措施,以稳定地层;当地下水较大时,应采取降水措施,防止井内涌水、冒浆及底部隆起;随着竖井沉入深度的增加,对井底开挖工作要特别小心,以防地下水上涌,造成淹井事故。

二、盾构拼装的检查

盾构的拼装一般在拼装井底部的拼装台上进行,小型盾构也可在地面拼好后整体吊入井内。拼装必须遵照盾构安装说明书进行,拼装完毕的盾构,都应做如下项目的技术检查,方可投入使用。

(一)外观检查

检查盾构外表有无与设计图不相符的部件、错件和错位件;与内部相通的孔眼是否畅通;检查盾构内部所有零部件是否齐全,位置是否准确,固定是否牢靠;检查防锈涂层是否完好。

(二)主要尺寸检查

盾构的圆度与不直度误差的大小,对推进过程中的蛇行量影响很大,因此在圆度和直度偏差方面,应满足表 6-5-4 和表 6-5-5 的要求。圆度误差检查部位如图 6-5-20 所示,直度误差检查部位如图 6-5-21 所示。

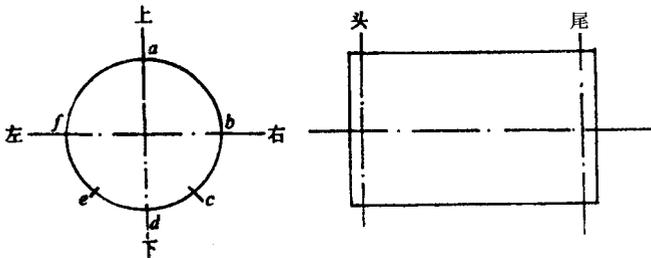


图 6-5-20 圆度误差检查部位

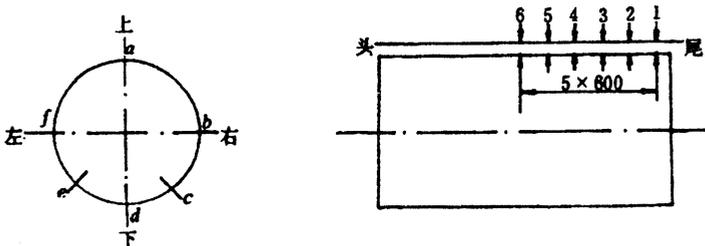


图 6-5-21 直度误差检查部位

表 6-5-4 圆度允许误差

盾构直径 D (m)	内径误差(mm)	
	最小	最大
D < 2	0	+ 8
2 < D < 4	0	+ 10
4 < D < 6	0	+ 12
6 < D < 8	0	+ 16
8 < D < 10	0	+ 20
10 < D < 12	0	+ 24

表 6-5-5 直度允许误差

盾构全长 L(m)	弯曲误差(mm)
L < 3	± 5.0
3 < L < 4	± 6.0
4 < L < 5	± 7.5
5 < L < 6	± 9.0
6 < L < 7	± 12.0
L > 7	± 15.0

(三) 液压设备检查

1. 耐压试验 :以液压设备允许的最高压力 ,在规定的时间内 ,进行加压 ,检查各设备、管路、阀门、千斤顶等有无异常。
2. 在额定压力下 ,检查液压设备的动作性能是否良好。

(四) 无负荷运转试验检查

- (1) 盾构千斤顶的动作试验检查 ;
- (2) 拼装机构的动作试验检查 ;
- (3) 刀盘的回转试验检查 ;
- (4) 螺旋输送机的运转试验检查 ;
- (5) 真圆保持器的运转试验检查 ;
- (6) 泵组和其它设备的运转试验检查。

(五) 电器绝缘性能检查

检查各用电设备的绝缘阻抗值是否在有关说明规定之内 ,对无明确规定的用电设备 ,应保证其绝缘阻抗值在 5MΩ 以上。

(六) 焊接检查

检查盾构各焊接处的焊缝有否脱、裂现象 ,必要时进行补焊。具体规定可参见有关

焊接规范。

三、盾构施工附属设备的准备

盾构施工所需的附属设备,随盾构类型、地质条件、隧道条件不同而异,无统一模式。一般来说,盾构施工设备分为洞内设备和洞外设备两部分。

(一)洞外设备

在洞外必须设置所需的容量足够的设备,并确保设备用地。

1. 低压空气设备

采用气压法施工时,需提供干净、适宜的湿度及温度、气压和风量符合要求的空气。这些设备有:低压空气压缩机、鼓风机及相应的气体输送管道、阀门、消音除尘器、净化装置等辅助设备。

2. 高压空气设备

主要为开挖面的风动设备提供所需高压空气,这类设备有:高压空气压缩机及相应辅助设备。

3. 土渣运输设备

这类设备包括两部分:洞内运至地面的设备,运至弃渣场的设备。

从洞内向地面运输应配的设备由运输和提升方法确定,一般为:渣斗的提升起重设备,转运土渣的渣仓或漏斗,皮带运输机其它垂直运输设备。

运至弃渣场的设备,根据土渣的物理性状与状态确定运输方式后再作选择。

4. 电力设备

洞外电力设备的重点是配备自用电源。盾构施工时,除采用双回路电源供电外,还应设置容量足以维持排水、照明、送气的自备发电机组的“自发电”最小电源。

5. 通讯联络设备

这部分设备由保持正常工作时的联络设备与发生紧急情况的警报设备构成。这些设备除具有较好的防潮性能外,可靠性要高,而且还能安置备用通讯联络设备。

(二)洞内设备

洞内设备是指除盾构外从竖井井底到开挖面之间所安装的设备。这些设备的配置必须根据土质条件、施工方式、施工计划、开挖速度、洞外设备进行均衡考虑。

1. 排水设备

隧道内的排水设备主要是排除开挖面的涌水,洞内漏水和施工作业后的废水。常用的有水泵、水管、闸阀等。这些设备最好能随开挖面移动,以便迅速及时地清除开挖面积水。

2. 装渣设备

人工挖掘盾构是人工装渣 ;半机械化盾构由机械装渣 ;除泥水加压盾构用排泥泵出渣外 ,其余盾构的装渣设备一般都与皮带运输机配合使用。

3. 运输设备

盾构法的洞内运输 ,大多采用电力机车有轨运输方式。在进行配套时应考虑开挖土量、衬砌构件、压浆材料、监时设备、各类机械设备的运输情况和运送的循环时间 ,一般有 :电瓶车、装渣斗车、平板车、轨道设备等。

4. 背后压浆设备

背后压浆设备随压浆方式与材料性质不同而异。无论采取何种方式压浆 ,都得配置足够容量的设备 ,应配置的主要设备有 :注浆泵、浆液搅拌设备 ,浆液运输设备、浆液输送管道和阀门等。

5. 通风设备

长大隧道除采用气压法施工外 ,都应设置通风设备。

6. 衬砌设备

衬砌设备由一次衬砌设备和二次衬砌设备构成。一次衬砌设备主要指管片组装设备 ,由设置在盾尾的拼装机、真圆保持器及管片运输和提升机构组成。二次衬砌设备有混凝土运输设备、衬砌模板台车、混凝土灌筑设备、振捣器等。

7. 电器设备

洞内电器设备由动力、照明、输电、控制等设备组成。

8. 工作平台设备

工作平台紧跟盾构并与其相连接 ,是一次衬砌、背后注浆及排水设备、配电控制设备和盾构液压系统泵组的安装固定场所 ,随盾构前进安放在后续台车上 ,为减少后续台车对盾构的影响 ,也有独立自行式的台车。

第四节 盾构的开挖和推进

一、盾构的开挖

盾构的开挖分敞胸式开挖、挤压式开挖和闭胸切削式开挖三种方式。无论采取什么开挖方式,在盾构开挖之前,必须确保出发竖井的盾构进口封门拆除后地层暴露面的稳定性,必要时应对竖井周围和进山口区域的地层预先进行加固。拆除封门的开挖工作要特别慎重,对敞胸式开挖的盾构要先从封门顶部开始拆除,拆一块立即用盾构内的支护挡板进行支护,防止暴露面坍塌。对于挤压开挖和闭胸切削开挖的盾构,一般由下而上拆除封门,每拆除一块就立即用土砂充填,以抵抗土层压力。盾构通过临时封门后应用混凝土将管片后座与竖井井壁四周的间隙填实,防止土砂流入,并使盾构推进时的推力均匀传给井壁。有时还要立即压浆防止土层松动、沉降。

(一)敞胸(口)式开挖

敞胸开挖必须在开挖面能够自行稳定的条件下进行,属于这种开挖方法的盾构有人工挖掘式、半机械化挖掘式盾构等。在进行敞胸开挖过程中,原则上是将盾构切口环与活动的前檐固定连接,伸缩工作平台插入开挖面内,插入深度取决于土层的自稳性和软硬程度,使开挖工作自始至终都在切口环的保护下进行。然后从上而下分部开挖,每开挖一块便立即用开挖面支护千斤顶支护,支护能力应能防止开挖面的松动,即使在盾构推进过程中这种支护也不能缓解与拆除,直到推进完成进行下一次开挖为止。敞口开挖时要避免开挖面暴露时间过长,所以及时支护是敞口开挖的关键。采用敞口式开挖,处理孤立的障碍物、纠偏、超挖均比其它方式容易。

在坚硬的土层中开挖面不需要其它措施就能自稳,可直接采用人工或机械挖掘。但在松软在含水层中采用敞口式开挖,则可采用人工井点降水盾构施工法或气压盾构施工法来稳定开挖面。

1. 人工井点降水盾构法

以人工井点降水来排除地下水稳定开挖面是一种较经济的方法,尤其适用于漏气量较大的砂性土。井点降水法是在盾构两侧土层中先打入井点管,通过井点汲水滤管把地下水抽出使井点附近形成一个降水漏斗,从而降低地下水位,疏干开挖面地层,增加土质强度,保证了开挖面的稳定。这样就使盾构在地下水位以上通过,工人就能在干燥的工

作条件下进行施工。

人工井点降水开挖的最大优点是可以不用气压施工。但也有局限性,对水底隧道水中段就不能使用人工井点降水盾构法,它只能用在两岸的岸边段,且埋置深度不能太深,若太深因降水效果不好有时可能引起盾构突然下沉。此外在两岸建筑物密集地区也不宜采用人工井点降水法,否则因降水不匀会引起建筑物不均匀沉降。

2. 气压盾构施工法

盾构在地下水位以下开挖时,由于地下水的压力,大量的水由开挖面涌出,为防止土体的流动及开挖面的坍塌,在盾构掘进时,用压缩空气的压力来平衡水压力,进而疏干开挖面附近的土层,便于盾构掘进工作的正常进行,这种施工方法称气压盾构施工法。

(1) 气压和耗气量的确定

气压大小主要取决于地下水位的高低,理论上每 10m 水头必须用 0.1MPa 的空气压力来平衡。但实际上,平衡压力的大小还与周围地层的性质,开挖面土层的干湿程度有关。如上海软土层的透气系数很小以及一部分水头压力消耗在土体孔隙的阻力上,实际施工中所需空气压力,仅为理论压力的 50%~80%,所需空气量仅为理论空气量的 10%~50%。

理论上气压的压力值,若以盾构顶部作计算点,水仍有进入盾构的可能;若以盾构底部为计算点(图 6-5-22a),虽可将开挖面全面疏干,但在盾构顶部就可能出现超压(ΔP 过大),从而存在气流冲出地层导致整个隧道被水淹没的危险。故一般按盾构底部以上在盾构直径 1/3 处的地下水压力,来确定气压的压力值(图 6-5-22b),其计算式如下:

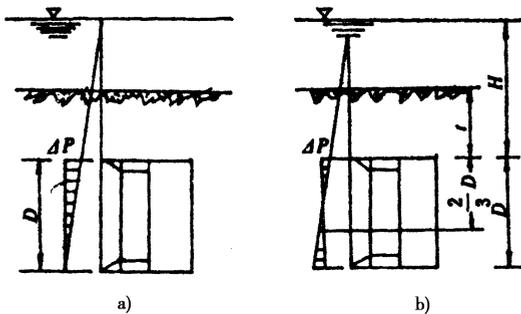


图 6-5-22 气压盾构气压值的确定

a) 按盾构底部计算气压 b) 按盾构底部上面 1/3D 处计算气压

$$P = \left(H + \frac{2}{3} D \right) \gamma_w \quad (6-5-5)$$

式中 p ——压缩空气压力值, kPa;

H ——盾构顶部至计算水位高度, m;

D ——盾构外径 ,m ;

γ_w ——水的容重 取 10kN/m^3 。

中小型盾构可采用 $1/2$ 盾构直径处的地下水压力来确定其气压压力值 ,即

$$P = \left(H + \frac{1}{2} D \right) \gamma_w \quad (6-5-6)$$

按上述方法确定的气压值 ,在盾构顶部仍有 $(1/2 \sim 1/3)D$ 的水头超压 (ΔP) ,施工时为了防止压缩空气泄出 ,盾构顶部必须有足够厚的覆盖土层 ,即 :

$$t = \frac{\Delta P}{\gamma_{\pm}} K \quad (6-5-7)$$

式中 t ——覆盖土层厚度 ,m ;

γ_{\pm} ——土的浮容重 ;

K ——安全系数 ,在砂质土层中不小于 1.5。

用气压盾构施工法修建水底隧道时 ,该 t 值过大则直接影响到隧道埋置深度 ,增大隧道长度 ,造价、工期也相应增加 ; t 值过小则覆盖层厚度不足 ,往往容易发生喷发事故 ,造成隧淹人亡 ,损失惨重。日本隧道规范规定 :水底隧道的最小覆盖层厚度必须大于或等于盾构直径 ,覆盖层宽度应大于或等于盾构直径的 6 倍。若覆盖层较薄 ,应预先在河床底部加填粘土或在河上停泊装有粘土的驳船 ,以便隧道大量跑气时应急之用。实际上在粘性土层中或用粘土人工加厚覆层时 ,大直径盾构能满足 $2/3 D$ 就可以了 ,上海打浦路隧道盾构直径为 10.2m ,覆土深度为 7.0m 就是一例。

耗气量主要取决于盾构开挖面的漏气量、衬砌与盾尾间的漏气量、管片接缝和人员材料进出气闸时变气压的消耗量等 ,一般可参照已施工实践、相似地质条件用类比法确定 ,也可采用经验公式计算耗气量 :

$$Q = aD^2 \quad (6-5-8)$$

式中 Q ——压气耗气量 , m^3/min ;

D ——盾构外径 ,m ;

a ——土质系数 ,当压力大于 0.1MPa 时 ,粘性土 $a = 3.65$,砂性土 $a = 7.30$ 。

此外 ,根据气压施工劳动保护要求 ,规定在任何情况下应保证每人的供气量不少于 $25\text{m}^3/\text{h} \sim 30\text{m}^3/\text{h}$ 。在炎热夏季施工时 ,应布置压缩空气的冷却设备 ,使送入作业区的空气温度低于 22°C 。

(2) 气压盾构施工

气压盾构施工作业如图 6-5-23 所示。气压盾构施工时 ,需在靠近开挖面一段长度的隧道内通入高压空气来平衡水压力 ,因此在隧道内要设置闸墙和气闸。

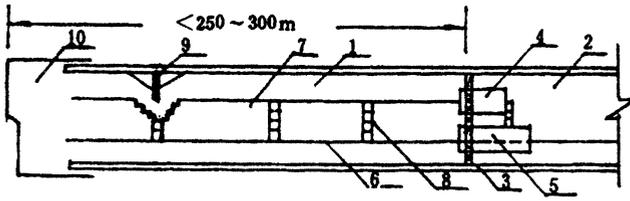


图 6-5-23 气压盾构施工作业示意图

- 1—气压段 2—常压段 3—闸墙 4—人行闸 5—材料闸；
6—水平运输轨道 7—人行安全通道 8—安全梯 9—安全隔板 10—盾构

闸墙的作用是把作业区和常压区隔开,使作业区保持工作气压。因此,闸墙要有足够的强度和气密性,保证在 1.5 倍工作压力和不低于 3.5 个大气压作用下不漏气。闸墙可用混凝土、钢筋混凝土和钢结构制成,大断面隧道均采用钢闸墙,墙身由钢梁及钢板组合构成,钢面板嵌入衬砌环缝槽内,再用环氧树脂粘结剂嵌缝,以增强气密效能。闸墙上要预留孔道以便安装进气及排气管、动力及照明电缆、通信电缆、给排水管道。此外墙上还要设观察窗并安装压力计。

气闸是人员、土石、材料和工具设备进出气压段的变压闸门,气闸为圆筒形钢结构,其直径和长度依用途而定,通常分为材料闸与人行闸。

材料闸是作为工具设备、土石、材料、管片等进出变压之用的。它必须在闸门启闭范围内用活动轨道将气压段与常压段的运输轨道接通,以使牵引机车和载重平板车通过。材料闸的直径一般为 2.0m~2.5m,其长度应为牵引机车和 2~4 节平板车的长度再加上一扇气密闸门的宽度,通常为 8m~12m。材料闸应尽量和隧道施工运输轨道位于同一直线上,并保持水平,确保运输的安全与便利。材料闸变压可采用快速加压及减压,以缩短材料设备进出气闸的变压时间。为此,应在闸上设大口径进气排气管。大断面隧道可考虑设置二个材料闸,以利运输调度。

人行闸是人员进出气压段变压的专用设备。其高度不得低于 1.85m。平面面积按变压人数计,每人不得小于 0.5m^2 。进出口门的高度不得小于 1.0m,宽度不得小于 0.6m。人行闸在长度方向分成内外两部分,内闸应能容纳每班施工人数,外闸供少数人员发生不适应症状后,减压出闸或减慢加压速度重新进闸之用,故内外两部分均设有气密门及单独的加减压进排气管路。人行闸内应保持清洁、干燥、设有座位、电暖器、电话、讯号及照明。大断面隧道可布置两个人行闸。这样人员进出灵活方便,又可作为事故备用闸(太平闸),太平闸面向工作面的闸门应保持常开。太平闸又可作为测量闸使用。人行闸的加、减压时一般由闸门管理人员控制,但在必要时也可由闸内人员根据不适应情况自行控制,故加减压管应布置两套控制阀门。

所有气闸结构强度均应满足最大工作压力的 1.5 倍的要求,气闸室的门应向高压一边开启。沿门孔或闸门四周要嵌密封橡胶圈,当气压降至 0.01MPa 以下时,垫圈仍可保持良好的气密性。气闸上应装观察窗和压力计。

(3) 气压盾构施工的安全措施和医疗保护

采用气压施工时,一方面要防止压缩空气冲出隧道,另一方面要防止因劳动保护不当给工人健康带来不良影响及火灾事故。因此,在施工前及施工中都必须对可能发生的情况采取严格的安全措施和医疗保护。

① 安全措施

a. 用气压盾构法进行水底隧道施工时,空气压力不得增大到静水压力或使开挖面全部疏干的水平,以防压缩空气冒顶。处于气压下的隧道长度一般不得超过 250m~300m,当超过时,应增设辅助闸墙。若地层密实、透气量小时,可根据实际情况适当延长。

b. 在不稳定地层中用气压盾构开挖两条平行隧道时,一条隧道开挖面应比另一条超前一些,以免在同一截面内扰动压力过大,但闸墙要设在同一截面内,以免从一条隧道漏入地层的压缩空气将地下水挤到另一条隧道内去。此外,为保证隧道开挖面的安全,还可以在闸墙前方 50m 处,设置一个联络通道,并在通道内安装一个人行闸(图 6-5-24)。

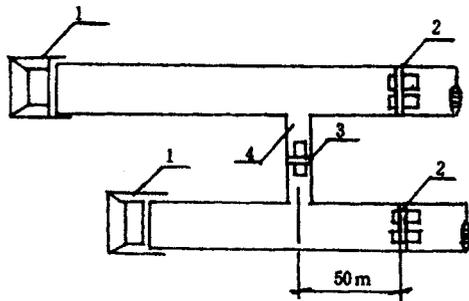


图 6-5-24 二条平行隧道施工安全布置

1—盾构 2—闸墙 3—人行闸 4—联络通道

c. 气压工作区内空气含氧量高,故不准使用明火,严禁吸烟。若必须进行电焊和气割时,要采取特别防护措施。隧道内要备有扑灭电火及油类燃烧用的消防器材。气压段内不准使用有毒及易挥发的化学品。

d. 为保证气压施工安全,应培训专职闸门管理工,认真操纵人行闸和材料闸,闸门控制仪表上要标明作业区气压并反映其波动情况及气压作业区人数和工作时间等。闸门管理工应按规调整控制气压作业区的气压,并使空气有一定循环流量,保证开挖面空气新鲜又不起雾的前提下,尽可能减少压力波动。材料闸是通过讯号联系操纵,其变压好坏及快慢将直接关系到施工运输速度和工作面气压的波动幅度,因此,材料闸和人

行闸操作人员必须密切配合,迅速安全操作。人行闸的管理是气压施工的重要环节,为保证工人健康和安全,预防减压病,要严格执行气压作业工作时间及进出气闸的变压时间。

② 医疗保护

气压施工时,人的新陈代谢功能加快,容易产生疲劳。人在气压中工作时,高压空气中的氧气和氮气会不断溶解到人体的血液中,其中的氧气被人体消化吸收,而氮气则被血液带到人体各部,充满在微血管上,出闸减压时,空气压力不断降低,氮气被血液带进肺部不断排出体外,若减压过快,将无法从肺部把全部氮气排出,剩余的氮气在血管中以气泡形式存在,形成阻塞血管现象。轻者会感到关节酸痛,重者,当血栓处于大脑、心脏等部位时,会引起昏迷不醒,精神失常,血压降低,呼吸失常等危及生命的症状,这就是“减压病”,也称“沉箱病”。治疗的方法是将病人置于医疗闸内再加压,然后按要求逐渐减压。故在气压施工时必须积极采取医疗保护措施,预防减压病的发生。

a. 气压工应由 18~50 岁的健康男性承担,压力超过 1.9 个大气压时,不得超过 45 岁。施工前应按气压工的健康要求,对工人进行严格的体格检查。施工时,还要严格执行气压作业工作时间的规定。

b. 气压工每次进闸之前,须经专业医师作例行健康观察,情况正常者方可进闸。进闸加压时应做吞咽及捏鼻鼓气动作,以使耳内外压力尽快平衡。进出气闸时,要严格控制变压时间。

c. 作业区空气应尽量保持新鲜,含氧量不得低于 20%,含二氧化碳量不得超过 0.1%,湿度应在 40% 左右。要定期对作业区空气进行检验,如发现 CO、H₂S、CH₄ 等有害气体,要及时采取措施,加大循环风量直到符合要求为止。

d. 气压工要有良好的休息和营养条件。气压工出闸后务必洗热水澡,同时注意保暖,谨防感冒,因感冒后耳鼻阻塞,加压时会导致耳膜充血压痛,无法进闸工作。营养条件要求食物宜高蛋白、高热量、低脂肪、富有维生素。

e. 工地要设立专门医疗站,医疗站要设治疗加压舱(医疗闸),以便及时治疗减压病人。

(二) 挤压式开挖

挤压式开挖属闭胸式盾构开挖方式之一,当闭胸式盾构胸板上不开口时称全挤压式,当闭胸式盾构胸板上开口时称部分挤压式。挤压式开挖适合于流动性大而又极软的粘土层或淤泥层。

全挤压式开挖,依靠盾构千斤顶的推力将盾物切口推入土层中,使切口环前方区域中的土碴被挤向盾构的上方和周围,而不从盾构内出渣,这种全封闭状态下进行的开挖工作取决于盾构千斤顶的推力并依靠千斤顶推力的不同组合来调整控制盾构的开挖作业。

部分挤压式开挖又称局部挤压式开挖。它与全挤压式开挖不同之处,在于闭胸盾构的胸板上有开口,当盾构向前推进时,一部分土渣从这个开口进入隧道内,进入的土渣被运输机械运走。其余大部分土渣都被挤向盾构的上方和四周。开挖作业是通过调整开口率与开口位置和千斤顶推力来进行的。

无论是全挤压开挖或部分挤压开挖,都会造成地表隆起,但地表隆起程度随盾构埋深而异,尤其是砂质地层随着推进阻力增大,地表隆起与盾构的方向控制都较困难。

(三) 密闭切削式开挖

密闭切削式开挖也属闭胸式开挖方式之一,这类闭胸式盾构有泥水加压盾构和土压平衡盾构。密闭切削开挖主要靠安装在盾构前端的大刀盘的转动在隧道全断面连续切削土体,形成开挖面。密闭切削开挖是对开挖面进行全封闭状态下进行的。其刀盘在不转动切土时正面支护开挖面而防止坍塌。密闭切削开挖适合自稳性较差的土层。密闭切削开挖在弯道施工或纠偏时不如敞口式便于超挖,清除障碍物也较困难。但密闭切削开挖速度快,机械化程度高。

(四) 网格式开挖

采用这种开挖方式时,开挖面由网格梁与隔板分成许多格子。开挖面的支撑作用是由土的粘聚力和网格厚度范围的阻力(与主动土压力相等)而产生的,当盾构推进时,克服这项阻力,土体就从格子里呈条状挤出来。要根据土的性质,调节网络的开孔面积,格子过大会丧失支撑作用,格子过小会引起对地层的挤压扰动等不利影响。网格式开挖一般不能超前开挖,全靠调整盾构千斤顶编组进行纠偏。

二、盾构推进

盾构进入地层后,随着工作面不断开挖,盾构也不断向前推进。盾构推进过程中应保证盾构中心线与隧道设计中心线的偏差在规定范围内。而导致盾构偏离隧道中线的因素很多,如土层不均匀,地层中有孤石等障碍物造成开挖面四周阻力不一致,盾构千斤顶的顶力不一致,盾构重心偏于一侧,闭胸挤压式盾构上浮,盾构下部土体流失过多造成盾构叩头下沉等,这些因素将使盾构轨迹变成蛇行。因此在盾构推进过程中要随时测量,了解偏差,及时纠偏。纠偏主要靠以下几个方面来综合控制。

1. 正确调整盾构千斤顶的工作组合

一个盾构四周均匀分布有二、三十个千斤顶负责盾构推进,一般应对这二、三十个千斤顶分组编号,进行工作组合。每次推进后应测量盾构的位置,再根据每次纠偏量的要求,决定下次推进时启动哪些编号千斤顶,停开哪些编号千斤顶,一般停开偏离方向相反处的千斤顶(盾构已右偏,应向左纠偏,故停开左边千斤顶,开启右边千斤顶。)停开的千

千斤顶要尽量少,以利提高推进速度,减少液压设备的损坏。盾构每推进一环的纠偏量应有所限制,以免引起衬砌拼装困难和对地层过大的扰动。

盾构推进时的纵坡和曲线也是靠调整千斤顶的工作组合来控制。一般要求每次推进结束时盾构纵坡应尽量接近隧道纵坡。

2. 调整开挖面阻力

人为的调整开挖面阻力也能纠偏。调整方法与盾构开挖方式有关:敞胸式开挖可用超挖或欠挖来调整;挤压式开挖可用调整进土孔位置及胸板开口大小来实现;密闭切削式开挖是通过切削刀盘上的超挖刀与伸出盾构外壳的翼状阻力板来改变推进阻力。

3. 控制盾构自转

盾构地施工中由于受各种因素的影响,将会产生绕盾构本身轴线的自转现象,当转动角度达到某一限值后,就会对盾构的操纵、推进、衬砌拼装、施工量测及各种设备的正常运转带来严重的影响。盾构产生旋转的主要原因有:盾构两侧土层有明显的差别;施工时对某一方位的超挖环数过多;盾构重心不通过轴线;大型旋转设备(如举重臂、切削大刀盘等)的旋转等。控制盾构自转一般采用在盾构旋转的反方向一侧增加配重的办法进行,压重的数量根据盾构大小及要求纠正的速度,可以从几十吨到上百吨。此外,还可以在盾壳外安装水平阻力板和稳定器来控制盾构自转。

盾构到达终点进入竖井时,应注意的问题与加固地层的方法完全与出发井情况相同。须在离终点一定距离处,检查盾构的方向、平面位置、纵向位置,并慎重修正,小心推进。否则会造成盾构中心轴线与隧道中心线相差太多,出现错位的严重现象。

此外,采用挤压式盾构开挖时,会产生盾构后退现象,导致地表沉降,因此施工时务必采取有效措施,防止盾构后退。根据施工经验,每环推进结束后采取维持顶力(使盾构不进)屏压5min~10min。可有效防止盾构后退。在拼管片时,要使一定数量千斤顶轴对称地轮流维持顶力,防止盾构后退。

第五节 盾构衬砌施工及防水技术

一、衬砌施工

盾构法修建的隧道常用的衬砌方法有:预制的管片衬砌、现浇混凝土衬砌、挤压混凝土衬砌以及先安装预制管片外衬后再现浇混凝土内衬的复合式衬砌。其中,以管片衬砌最为常见。

(一) 管片衬砌施工

管片衬砌就是采用预制管片,随着盾构的推进在盾尾依次拼装衬砌环,由无数个衬砌环纵向依次连接而成的衬砌结构。

预制管片的种类很多,按预制材料分有:铸铁管片、钢管片、钢筋混凝土管片、钢与钢筋混凝土组合管片。按结构型式分有:平板形管片(图 6-5-25)、箱形管片(图 6-5-26)。

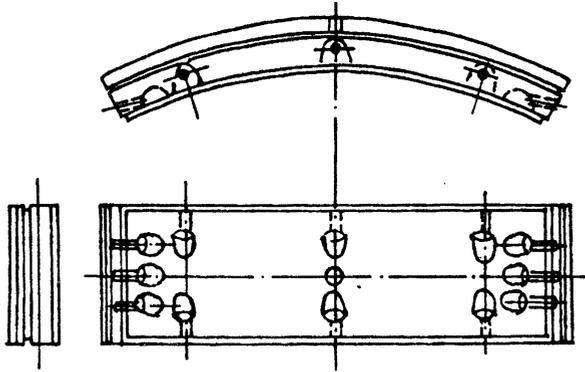


图 6-5-25 平板形管片(钢筋混凝土)

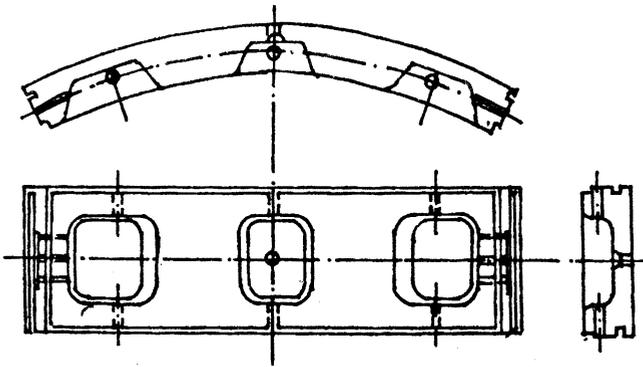


图 6-5-26 箱形管片(钢筋混凝土)

管片接头一般可用螺栓连接。但有的平板形管片不用螺栓连接,而采用榫槽式接头或球铰式接头,这种不用螺栓连接的管片也称砌块。

管片衬砌环一般分标准管片、封顶管片和邻接管片三种,转弯时将增加楔形管片。

管片拼装可通缝拼装,亦可错缝拼装。通缝拼装是每环管片的纵向缝环环对齐,错缝拼装是每环管片的纵向缝环环错开二分之一到三分之一宽度。前者拼装方便,后者拼装麻烦但受力较好。管片拼装方法分先纵后环和先环后纵两种:先纵后环是管片按先底部后两侧再封顶的次序,逐次安装成环,每装一块管片,对应千斤顶就伸缩一次。先环后

纵是管片依次安装成环后,盾构千斤顶一齐伸出将衬砌环推向已完成的隧道衬砌进行纵向连接。先环后纵法用得较少,尤其在推进阻力较大,容易引起盾构后退的情况下不宜采用。

管片拼装前,应做好管片质量的检查工作,检查外观、形状、裂纹、破损、止水带槽有无异物,检查管片尺寸误差是否符合要求。管片拼装结束后,除按规定拧紧每个连接螺栓外,还应检查安装好的衬砌环是否真圆,必要时用真圆保持器进行调整,以保证下一拼装工序顺利进行。盾构推进时的推力反复作用在临近几个衬砌环上,容易引起已拧紧的螺栓松动。必须对推力影响消失的衬砌环进行第二次拧紧螺栓工作,以保证管片的紧密连接与防水要求。

(二)现浇混凝土衬砌施工

采用现浇混凝土进行盾构隧道衬砌施工可以改善衬砌受力状况,减少地表沉陷,同时可节省预制管片的模板及省去管片预制工作和管片运输工作。

目前采用挤压式现浇混凝土衬砌施工(图6-5-27)是盾构隧道衬砌施工的发展新趋势。这种方法采用自动化程度较高的泵送混凝土用管道输送到盾尾衬砌施工作业面,经盾构后部专设的千斤顶对衬砌混凝土进行挤压施工,在施工中必须恰如其分地掌握好盾构前进速度与盾尾内现浇混凝土的施工速度及衬砌混凝土凝固的快慢关系。采用挤压混凝土衬砌施工时,要求围岩在施工时保持稳定,不致在挤压时变形。

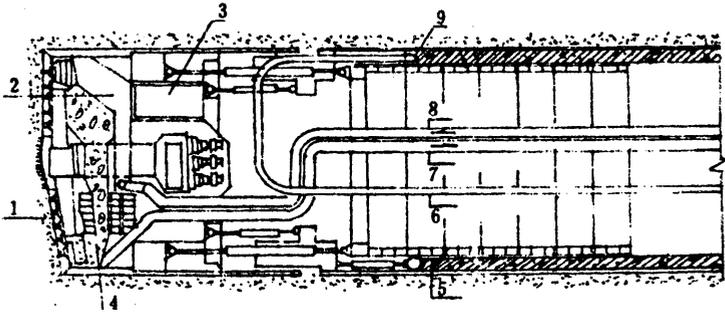


图 6-5-27 挤压混凝土衬砌施工

1—护壁支撑面 2—空气缓冲器 3—空气闸 4—碎石土渣 5—混凝土模板 6—混凝土输送管 7—土渣运输管 8—送料管 9—结束端模板

二、衬砌防水

隧道衬砌除应满足结构强度和刚度要求外,还应解决好防水问题,以保证隧道在运营期间有良好的工作环境,否则会因为衬砌漏水而导致结构破坏、设备锈蚀、照明减弱,危害行车安全和影响外观。此外,在盾构施工期间也应防止泥、水从衬砌接缝中流入隧

道,引起隧道不均匀沉降和横向变形而造成事故。

隧道衬砌防水施工主要解决管片本身的防水和管片接缝防水问题。

(一)管片本身防水

管片本身防水施工主要满足管片混凝土的抗渗要求和管片预制制作精度要求。

1. 管片混凝土的抗渗要求

隧道在含水地层内,由于地下水压力的作用,要求衬砌应具有一定的抗渗能力,以防止地下水的渗入。为此,在施工中应做到以下几方面:首先,应根据隧道埋深和地下水压力,提出经济合理的抗渗指标;对预制管片混凝土级配应采取密实级配;设计有规定时按设计要求办理,设计无明确规定时一般按高密实度(B_8)标准施工。此外还应严格控制水灰比(一般不大于0.4),且可适当掺入减水剂来降低混凝土水灰比;在管片生产时要提出合理的工艺要求,对混凝土振捣方式、养护条件、脱模时间、防止温度应力而引起裂缝等均应提出明确的工艺条件。对管片生产质量要有严格的检验制度,并减少管片堆放、运输和拼装过程的损坏率。

2. 管片制作精度要求

在管片制作时,采用高精度钢模,减少制作误差,是确保管片接头面密贴不产生较大初始缝隙的可靠措施。此外,由于管片制作精度不够,容易造成盾构推进时衬砌的顶碎和崩落并导致漏水。过去钢筋混凝土管片不如铸铁或钢制管片,其主要原因就在于钢筋混凝土管片制作精度不够引起隧道漏水。

为保证钢筋混凝土管片制作精度,在制造钢模时要采用高精度机械加工。为了保证钢模有足够刚度,以保证在长期使用过程中不变形,一般要求钢模应比管片重。

管片各部分制作精度的尺寸误差,参照日本规范应符合表6-5-6的要求(图6-5-28)。

表 6-5-6 管片尺寸误差表

管片种类		铸 铁				混 凝 土				钢 制			
水平 组装 时的 不圆 度	管片外径(m)	$D < 4$	$4 \leq D < 6$	$6 \leq D < 8$	$D < 4$	$4 \leq D < 6$	$6 \leq D < 8$	$D \geq 8$	$D < 4$	$4 \leq D < 6$	$6 \leq D < 8$	$D \geq D$	
	螺孔中心半径(mm)	± 5	± 7	± 8	± 12	± 7	± 10	± 10	± 15	± 7	± 10	± 10	± 15
	外径误差(mm)	± 7	± 10	± 15	± 20	± 7	± 10	± 15	± 20	± 7	± 10	± 15	± 20
各部最小厚度(α)		-1.0				0							
宽 度(b)		± 0.5				± 1.0				± 1.5			
弧长或弦长(c)		± 0.5				± 1.0				± 1.5			
螺孔间距(d, d')		± 0.5				± 1.0				± 1.0			

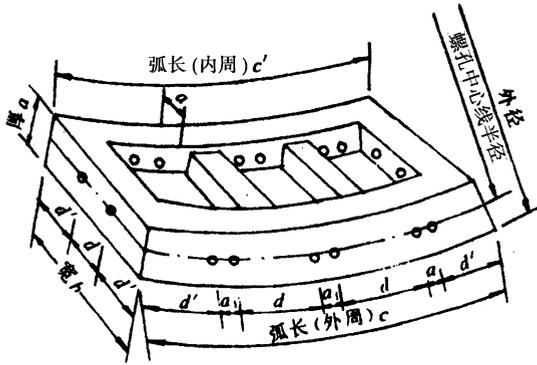


图 6-5-28 管片尺寸

(二) 管片接缝防水

前述确保管片的制作精度的目的主要使管片接缝接头的接触面密贴,使其不产生较大的初始缝隙。但接触面再密贴,不采取接缝防水措施仍不能保证接缝不漏水。目前管片接缝防水措施主要有密封垫防水、嵌缝防水、螺栓孔防水、二次衬砌防水等。

1. 密封垫防水

管片接缝分环缝和纵缝两种。采用密封垫防水是接缝防水的主要措施,如果防水效果良好,可以省去嵌缝防水工序或只进行部分嵌缝。密封垫要有足够的承压能力(纵缝密封垫比环缝稍低)、弹性复原力和粘着力,使密封垫在盾构千斤顶顶力的往复作用下仍能保持良好的弹性变形性能。因此密封垫一般采用弹性密封垫,弹性密封防水主要是利用接缝弹性材料的挤密来达到防水目的。弹性密封垫有未定型和定型制品两种,未定型制品有现场浇注的液状或膏状材料,如焦油聚氨脂弹性体。定型制品通常使用的材料是各种不同硬度的固体氯丁橡胶、泡沫氯丁橡胶、丁基橡胶或天然橡胶、乙丙胶改性的橡胶及遇水膨胀防水橡胶等加工制成的各种不同断面的带形制品,其断面形式有抓斗形、齿槽形(也称梳形)等品种。一般使用的弹性密封垫有以下两类:

(1) 硫化橡胶类弹性密封垫

图 6-5-29 所示各种型式硫化橡胶类弹性密封垫具有高度的弹性,复原能力强,即使接头有一定量的张开,仍处于压密状态,有效地阻挡了水的渗漏。由于它们设计成不同的形状,不同的开孔率和各种宽度、高度,以适应水密性要求的压缩率和压缩的均匀度,当拼装稍有误差时,密封垫的一定长度可以保证有一定的接触面积防水。为了使弹性密封垫正确就位,牢固固定在管片上,并使被压缩量得以储存,应在管片的环缝及纵缝连接面上设有粘贴及套箍密封垫的沟槽,沟槽在管片上的位置、形式等对防水密封效果有直接关系,沟槽可沿管片肋面四周兜一圈,也有兜半圈(L型)及 3/4 圈(口型)的,一般来说兜一圈的水密效果好,尤其是 T 缝及十字缝接头处。沟槽按防水要求,又分为单密封沟槽与双密封沟槽二种。沟槽断面为倒梯形,

槽宽一般为 30mm~50mm 槽深为 15mm~30mm。沟槽尺寸要与密封垫相适合,如图 6-5-30 所示。弹性密封垫对管片的粘结面清洁度标准要求严格,本身制作成本较高,特别是带齿槽的密封垫,由于制模困难,尤其如此。

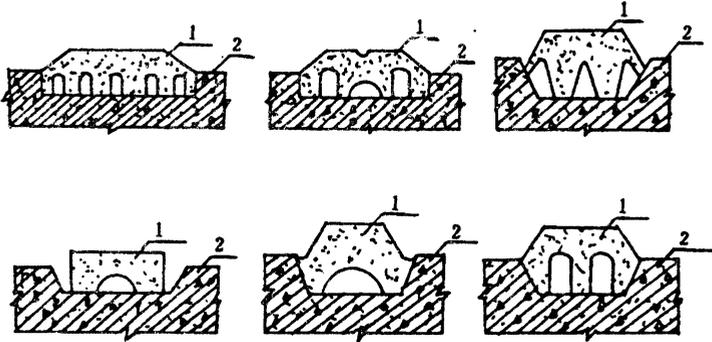


图 6-5-29 硫化橡胶类弹性密封垫

1—硫化橡胶弹性密封垫 2—钢筋混凝土衬砌

(2)复合型弹性密封垫

复合型密封垫是由不同材料组合而成的,它是用诸如泡沫橡胶类,且具有高弹性复原力材料为芯材,外包致密性、粘性好的覆盖层而组成的复合带状制品。芯材多用氯丁胶、丁基胶做成的橡胶海棉(也称多孔橡胶、泡沫胶)覆盖层多用未硫化的丁基胶或异丁胶为主材的致密自粘性腻子胶带、聚氯乙烯胶泥带等材料。复合型弹性密封垫的优点是集弹性、粘性于一身,芯材的高弹性使其在接头微张开下仍不失水密性,覆盖层的自粘性使其与接头面的混凝土之间和密封垫之间的粘结紧密牢固。如图 6-5-31 所示几种类型的复合型弹性密封垫。

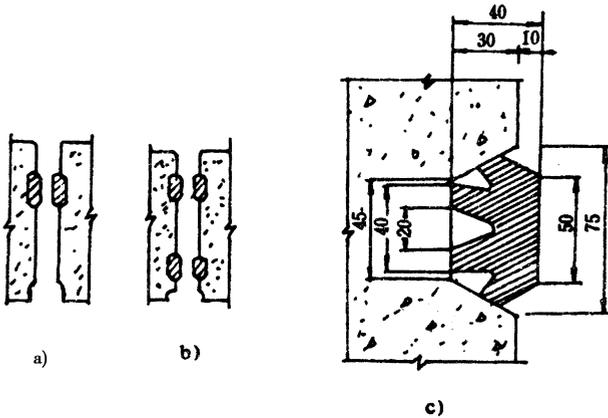


图 6-5-30 密封沟槽(单位:mm)

a)单密封沟槽 b)双密封沟槽 c)密封沟槽详图

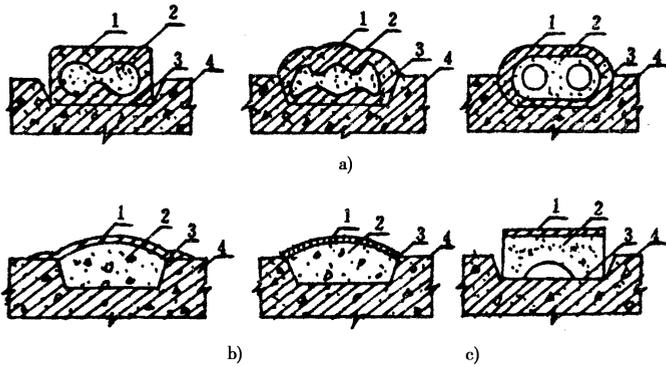


图 6-5-31 复合型弹性密封垫

a)完全包裹式 ;b)局部外仓式 ;c)双层叠加式

1—自粘性腻子带 2—海绵橡胶 3—粘合涂层 4—混凝土或钢筋混凝土衬砌

需要指出的是,当施工中遇环缝错动变形时,接头产生比较大的张角和间隙,上述这些无粘结性能的定型橡胶就难以保证理想的水密性能。日本 1977 年推广一种单一材质的自粘性密封带弥补了这一缺陷。橡胶工厂成卷供应这种带有离型纸的半圆形密封带制品。在管片运入隧道之前,由专门负责的工人将密封带手工填嵌压贴到密封沟内及管片角部(图 6-5-32),然后立即运去拼装,以保证管片在拼装过程中对初始缝隙起到填平补齐,对局部集中应力也有一定的缓冲和抑制作用。

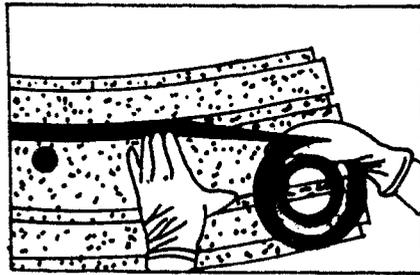


图 6-5-32 手工压贴密封带

2. 嵌缝防水

嵌缝防水是以接缝密封垫防水作为主要防水措施的补充措施。即在管片环缝、纵缝中沿管片内侧设置嵌缝槽(图 6-5-33),用止水材料在槽内填嵌密实来达到防水目的,而不是靠弹性压密防水。

嵌缝填料要求具有良好的不透水性、粘结性、耐久性、延伸性、耐药性、抗老化性、适应一定变形的弹性,特别要能与潮湿的混凝土结合好,具有不流坠的抗下垂性,以便于在潮湿状态下施工。目前采用环氧树脂系、聚硫橡胶系、聚氨脂或聚硫改性的环氧焦油系

及尿素系树脂材料较多。若采用两次衬砌,仅要求暂时止水,可用无弹性的价廉水泥、石棉化合物。环氧焦油系材料嵌缝效果好,对管片接缝变形有一定的适应性。此外也有采用预制橡胶条来作嵌缝材料的,此法适用于拼装精确的管片环上,具有更换方便、作业环境不污染等优点。但 T 缝和十字缝接头处理困难,而且要靠此完全嵌密止水也有问题,一般只能起到引水作用。

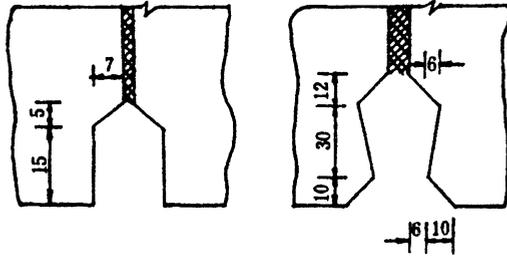


图 6-5-33 嵌缝槽形式(尺寸:mm)

嵌缝作业在管片拼装完成后过一段时间水能进行,亦即在盾构推进力对它无影响,衬砌变形相对稳定时进行。

目前,国外发展了一种简便的嵌缝方法,即先在嵌缝槽内涂上树脂胶浆,然后嵌填适当尺寸的异形橡胶条(图 6-5-34)。这种凭橡胶的复原力,可以吸收隧道竣工运营之后产生的振动。

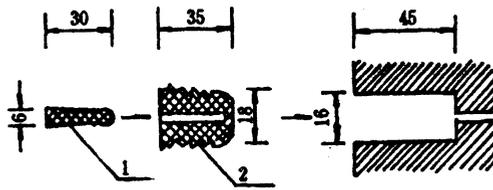


图 6-5-34 异形橡胶条嵌缝(尺寸:mm)

1—橡胶皮制穿心楔 2—异形空心橡胶条

3. 螺栓孔防水

管片拼装完之后,若在管片接缝螺栓孔外侧的防水密封垫止水效果好,一般就不会再从螺栓孔发生渗漏。但在密封垫失效和管片拼装精度差的部位上的螺栓孔处会发生漏水,因此必须对螺栓孔进行专门防水处理。

目前普遍采用橡胶或聚乙烯及合成树脂等做成环形密封垫圈,靠拧紧螺栓时的挤压作用使其充填到螺栓孔间,起到止水作用(图 6-5-35)。在隧道曲线段,由于管片螺栓插入螺孔时常出现偏斜,螺栓紧固后使防水垫圈局部受压,容易造成渗漏水,此时可采用图 6-5-36 所示的防水方法,即采用铝制杯形罩,将弹性嵌缝材料束紧到螺母部位,并

依靠专门夹具挤紧,待材料硬化后,拆除夹具,止水效果很好。

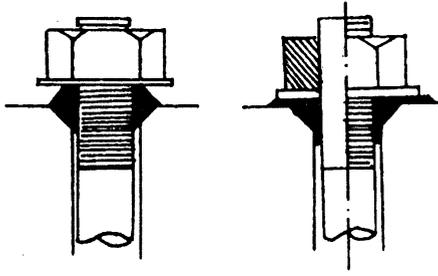


图 6-5-35 接头螺栓孔防水

在日本采用如图 6-5-37 所示塑料螺栓孔套管,在浇筑混凝土时预埋在螺栓孔中,与密封圈结合起来防水,效果较好。

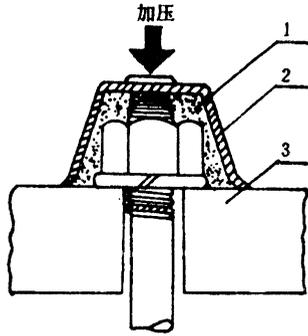


图 6-5-36 铝杯罩螺栓孔防水

1—嵌缝材料 2—止水铝质罩壳 3—管片

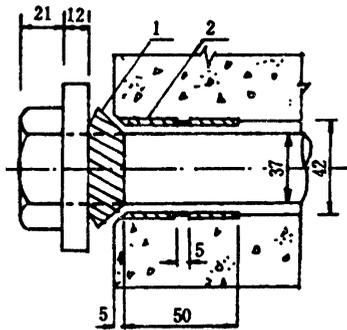


图 6-5-37 螺栓孔套管(尺寸:mm)

1—密封圈 2—塑料套管(厚4mm)

4. 二次衬砌防水

以拼装管片作为单层衬砌,其接缝防水措施仍不能完全满足止水要求时,可在管片

内侧再浇筑一层混凝土或钢筋混凝土二次衬砌,构成双层衬砌,以使隧道衬砌符合防水要求。在二次衬砌施工前,应对外层管片衬砌内侧的渗漏点进行修补堵漏,污泥必须冲洗干净,最好凿毛。当外层管片衬砌已趋于基本稳定时,方可进行二次衬砌施工。二次衬砌做法各异。有的在外层管片衬砌内直接浇筑混凝土内衬砌;有的在外层衬砌内表面先喷注一层 15mm~20mm 厚的找平层后粘贴油毡或合成橡胶类的防水卷材,再在内贴式防水层上浇筑混凝土内衬。

混凝土内衬砌的厚度应根据防水和混凝土内衬砌施工的需要决定,一般约为 150mm~300mm。

二次衬砌混凝土浇筑一般在钢模台车配合下采用泵送混凝土浇筑。每段浇筑长度大约 8m~10m,由于浇筑时隧道拱顶部分质量不易保证,容易形成空隙,故在顶部必须预留一定数量的压浆孔,以备压注水泥砂浆补强。此外也有用喷射混凝土来进行内衬砌施工的。

单层与双层衬砌防水各有其特点。由于采用了二次衬砌,内外两层衬砌成为整体结构,从而达到抵抗外荷载与防水的目的。但却导致了开挖断面增大,增加了开挖土方量,施工工序也复杂,使工期延长,材料增多,造价增大。目前大多数国家都致力于研究解决单层衬砌防水技术,逐步以单层衬砌防水取代二次衬砌防水,以提高建造隧道的经济效益。

三、向衬砌背后压浆

为了防止隧道周围土体变形,防止地表沉降,在盾构隧道施工过程中,应及时对盾尾和管片衬砌之间的建筑空隙进行充填压浆,压浆还可以改善隧道衬砌的受力状态,使衬砌与周围土层共同变形,减小衬砌在自重及拼装荷载作用下的椭圆率。用螺栓连接管片组成的衬砌环,接头处活动很大,故管片衬砌属几何可变结构。此外,在隧道周围形成一种水泥连结起来的地层壳体,能增强衬砌的防水效能。因此只有在那些能立即填满衬砌背后空隙的地层中施工时,才可以不进行压浆工作,如在淤泥地层中闭胸挤压施工。

压浆可采用盾壳外表上设置的注浆管随盾构推进同步注浆,也可由管片上的预留注浆孔进行压浆。压浆方法分一次压注和二次压注两种,后者是指盾构推进一环后,立即用风动压注机(0.5MPa~0.6MPa)通过管片压浆孔向衬砌背后压注粒径为 3mm~5mm 的石英砂或卵石,形成的孔隙率为 69%,以防止地层坍塌。继续推进 5~8 环后,进行二次压注,注入以水泥为主要胶结材料的浆体(配合比为水泥:黄泥=1:1,水灰比为 0.4,或水泥:黄泥:细砂=1:2:2,水灰比为 0.5,坍落度为 15cm~18cm),充填到豆粒砂的孔隙内,使之固结,注浆压力为 0.6MPa~0.8MPa。一次压注是在地层条件差,盾尾空隙一出现就会发生坍塌,故随着盾尾的出现,立即压注水泥砂浆(配合比为水泥:黄砂=1:3),并保持一定压力。这种工

艺对盾尾密封装置要求较高,盾尾密封装置极易损坏,造成漏浆。此外,相隔 30m 左右还需进行一次额外的控制压浆。压力可达 1MPa,以便强迫充填衬砌背后遗留下来的空隙。若发现明显的地表沉陷或隧道严重渗漏时,局部还需进行衬充压浆。

压浆要左右对称,从下向上逐步进行,并尽量避免单点超压注浆,而且在衬砌背后空隙未被完全充填之前,不允许中途停止工作。在压浆时,除将正在压注的孔眼及其上方的压浆孔的塞子取掉外(用来将衬砌背后与地层之间的空气挤出),其余压浆孔的塞均需拧紧。一个孔眼的压浆工作一直要进行到上方一个压浆孔中出现灰浆为止。

第六节 地表下沉与隧道沉降

在软土中采用盾构法进行隧道施工时,一般会引起隧道上方地表下沉,并且在隧道施工阶段和运营阶段还会产生隧道沉降。当地表下沉和隧道沉降达到一定程度时就会影响周围的地面建筑、地下设施和隧道本身的正常使用。因此,必须认真研究盾构施工中地表下沉和隧道沉降的规律和原因,分析影响地表下沉和隧道沉降的各种因素。在设计和施工中采取合理的措施,减少和控制地表下沉和隧道沉降。同时对盾构经过的上面建筑物的基础进行加固,以做好对地面各种建筑和地下设施的加固保护,以使隧道正常运营不受影响。

一、地表下沉的规律和原因

(一) 地表下沉的规律

在饱和软粘土地层中采用盾构法施工时,在隧道纵轴线所产生的地表变形(图 6-5-38)一般可分为三个阶段,即盾构前方地表隆起或沉降,施工沉降和固结沉降。

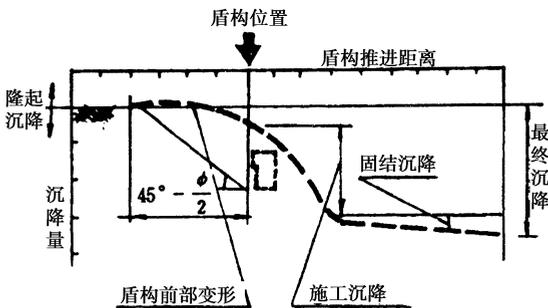


图 6-5-38 地面变形一般规律

通常,当盾构前方土体受到挤压时,盾构前方的地表有微量隆起;但当开挖面土体因支护力不足时,盾构前方土体发生向下向后移动,从而使地表下沉。当盾构推行时,盾构两侧的土体向外移动,在隧道衬砌脱离盾尾时,由于衬砌外壁与土壁之间有建筑空隙,地表会有一个较大的下沉,且沉降速率也较大,同时隧道两侧土体向隧道中线移动,这一阶段沉降为施工沉降,常在1~2个月内完成。由于施工过程中对周围土体的扰动,土中孔隙水压力上升,随着孔隙压力的消散,地层会发生主固结沉降;在孔隙水压力趋于稳定后,土体的骨架仍会蠕变,即次固结,地层还会产生次固结沉降。主固结与次固结沉降为第三阶段沉降即固结沉降。

地面沉降是与施工条件和地质条件密切相关的。施工条件的差异往往会引起地面沉降的差异。如盾构正面支撑与开挖面密贴程度、支撑是否及时,向盾尾空隙中压浆是否及时等都会引起地面沉降的差异。但在一定施工条件下由于地质条件不同引起地面沉降差异,往往是在施工前无法改变的,可以认为地质条件是形成地面沉降的内因。

例如,在无粘性粒状土层(粉土、砂土、砾石等)采用普通敞胸式或网格式盾构施工时,必须将开挖面全部严密支撑,并小心分块随挖随撑,而且需用降水法或气压法或注浆法以疏干或加固地层,否则开挖面的稳定及地面沉降是无法控制的。如果土层密实且精心施工,土层损失和地面沉降可减少至忽略不计的程度。但在松散砂性土,特别是松散的粗颗粒土层中,开挖面很容易发生土体滑动,使地面产生不规则的沉降,在这种土层中用普通盾构施工时,地面沉降很难预计。在地下水位以下的砂性土中,采用泥水加压式盾构或加泥浆的土压平衡式盾构,并具有可靠的盾尾密封装置和良好的压浆工艺,可严格控制开挖面及盾尾空隙中的土体松动或塌落,从而把地面沉降控制在极小的程度内。在此条件下,盾构施工在含水砂性土层中施工所引起的地面沉降具有数量最小、沉降稳定最快的特征。

又如,在硬粘土层中采用盾构施工时,由于硬粘土不易剥落,也不会发生渗流,对盾构施工特别有利,由于这类土自立时间长,隧道衬砌可在盾尾后面开挖的土坑道中拼装,并用千斤顶或楔块使隧道直径胀大,以紧贴于坑道周边上,这样即可以取消盾尾后的压浆,又有利于减少地面沉降。在这类土层中用普通盾构施工,地面沉降可以控制到极小的程度。如伦敦10.9m外径盾构隧道,隧道顶上覆盖层7.62m,其中隧道顶土层为1.5m厚粘土,其上为潮湿的粒状硬粘土,用手掘式盾构,地面沉降量仅9mm。

再如,在饱和软粘土中采用盾构施工时,首先会产生较大的施工沉降,当开挖面支护压力小于原始侧压力,开挖面土体就向盾构内发生塑性流动。饱和软粘土虽不像粒状粘土层易于剥落,但其塑性流动特性在不适当的盾构条件下,会使地面产生较大的沉降范围和沉降量。由于饱和软粘土抗剪强度较低,在盾构施工时对土体扰动所引起的土体应

力应变和位移可足以破坏土的抗剪强度,而在隧道周围形成一定范围的塑性区。在不良的施工条件下,受扰动塑性区的直径可达隧道直径的几倍。当塑性区较大时,会产生较大的再固结沉降,且稳定的时间也相当长,而且再固结沉降还会使施工沉降范围扩大。由于饱和软粘土受扰动后的固结特性,当第二条隧道在第一条隧道旁侧推过后,第二条隧道的地面沉降要比第一条隧道的地面沉降大,而两条隧道施工后引起的地面沉降槽与两条隧道的中心线不对称。在第一条隧道一侧的沉降范围及沉降量均较大(图 6-5-39)。

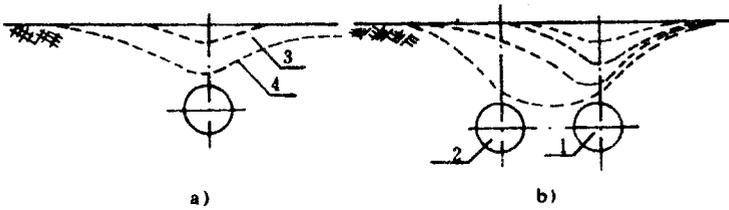


图 6-5-39 盾构施工横断面沉降示意

a)单只盾构 b)双线盾构

1—先推盾构 2—后推盾构 3—良好地层 4—冲积层地层

上海地下铁道工程的盾构试验段的地质是处于地下水位以下的饱和含水淤泥质粉质粘土中,盾构外径 6.4m,隧道轴线在地面以下约 10m~11m,用 68.6kPa 气压及网格支承开挖面土体,在盾构穿越公园中古建筑物时,采用多次压浆把地面沉降控制在 100mm 左右,其纵向沉降曲线及横向沉降槽如图 6-5-40 和图 6-5-41 及表 6-5-7 所示。由于盾构正面网格开孔为 40%,推进时有挤压作用,使盾构前方地面有一定隆起,当气压增大至 78.4kPa 时地面隆起更大。地面先隆起后沉降,使土体扰动较大。从纵向沉降曲线可以看出对土层进行压浆处理可以大大减小地面沉降。从横向沉降槽可以看出施工沉降约为总沉降的 63%,固结沉降占 37%。

(二)地表下沉的原因

盾构施工时,导致地表下沉的原因是多方面的,主要有以下几方面原因。

1. 地层原始应力状态的变化

当采用敞胸式盾构,在盾构掘进时,开挖面应力处于释放状态,开挖面土体受到水平支护应力小于原始侧向应力,则开挖面上方土体失去平衡向盾构内侧移动,引起盾构上方地面的沉降。盾构推进时,如作用于土体正面推应力大于原始侧向应力,则正面土体受到盾构挤压作用,使其向上向前移动,造成欠挖引起盾构前方土体隆起。对于闭胸式挤压盾构,由于出土过多或过少,或工作面上土压力和泥浆压力不稳定时,都会对工作面土体造成松弛或挤压,使工作面土体原始应力状态改变而导致地面下沉或隆起。此外,

盾构为修正蛇行和曲线上推进而进行超挖,也会使周围土体松弛范围扩大助长了地面下沉。有时,由于盾构千斤顶漏油回缩可能引起盾构后退,开挖面土体失去支撑造成土体坍塌或松动,也会引起地面沉降。

表 6-5-7 图 6-5-40 沉降实测表

图中实测曲线	离开挖面距离	最大沉降	备注	图中实测曲线	离开挖面距离	最大沉降	备注
1	前方 0.6m	+14mm	3	通过后 62m	-47mm	施工阶段	
2	通过后 8m	-25mm	4	通过后 217天	-75mm	固结阶段	

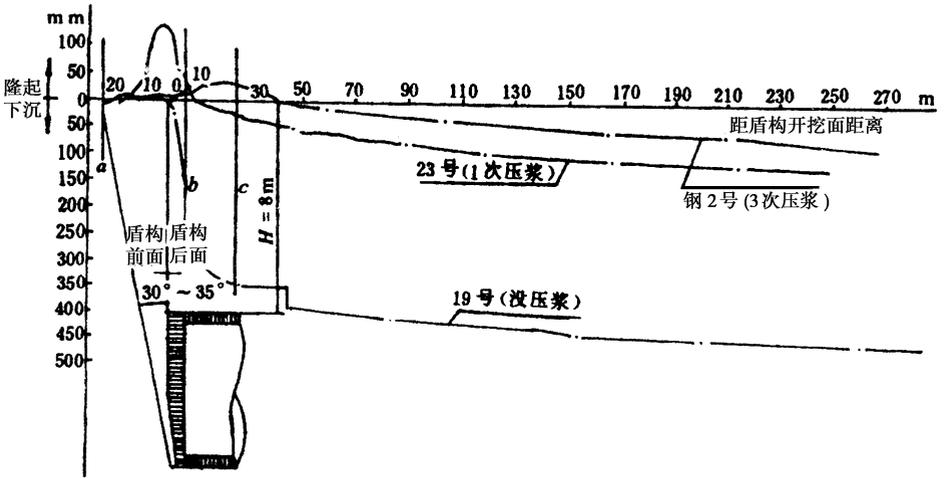


图 6-5-40 上海地铁盾构试验隧道地面纵向沉降

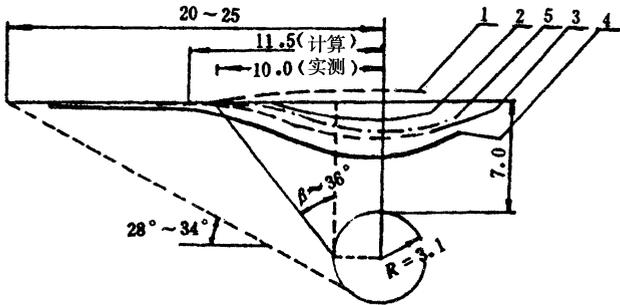


图 6-5-41 上海地铁盾构试验隧道地面横向沉降(尺寸:m)

2. 地下水位的变化

盾构隧道施工中往往要采取降低地下水位的措施,由于降水会产生固结沉降,采用井点降水引起的地面沉降将涉及到井点降水的漏斗曲面范围,其沉降量和沉降时间与土的孔隙比及渗透系数有关,在渗透系数较小的粘性土中,固结时间较长,因而沉降较慢。

3. 盾尾空隙充填压浆不足

盾尾后面隧道外围建筑空隙必须及时充填压浆,充填压浆不及时,或压浆量不足,压浆压力不适当时,会使盾尾后周边土体失去原始三维平衡状态,而向盾尾空隙中移动,造成地层损失,特别是对含水不稳定地层,盾尾空隙充填压浆不足造成的地层损失很容易导致地面沉降。

4. 衬砌变形

隧道衬砌脱离盾尾后,作用于衬砌上的土压力和水压力将使衬砌产生变形,也会导致地面少量的沉降。

5. 受扰动土体的固结

盾构隧道周围土体受到盾构施工的扰动后,便在盾构隧道周围形成超孔隙水压力区,在盾构离开后的地层中,由于土体表面的应力释放,隧道周围的超孔隙水压力便下降,孔隙水排出,引起了地层移动和地面沉降。此外,由于盾构推进中的挤压作用和盾尾后的压浆作用等施工因素,使周围地层形成超孔隙水压力区,超孔隙水压力在盾构隧道施工后的一段时间内消散复原,在此过程中地层发生排水固结变形,引起地面沉降,即主固结沉降。土体受到扰动后,土体骨架还会发生持续很长时间的压缩变形。在此土体蠕变过程中产生的地面沉降为次固结沉降。在孔隙比和灵敏度较大的软塑和流塑性粘土中,次固结沉降往往要持续几年以上,它所占总沉降量比例可高达35%以上。

二、地表沉降的监测与控制

盾构施工期间由于上述各种原因引起的地表沉降对周围环境有一定影响,为了保护周围环境的地表建筑、地下设施和安全,必须要进行施工监测,在监测的基础上提出控制地表沉降的措施和保护周围环境的处理方法。

(一) 地表沉降的监测

1. 施工监测的作用

- (1) 监测和诊断各种施工因素对地表变形的影响,提供改进施工,减少沉降的依据;
- (2) 根据观测结果预测下一步地表沉降和对周围建筑及其它设施的影响,进一步确定保护措施;
- (3) 检验施工结果是否达到控制地面沉降和隧道沉降的要求;
- (4) 研究土壤特性、地下水条件、施工方法与地表沉降的关系,以作为改进设计的依据。

2. 施工监测项目

(1) 监测地下水位的变化

地下水位的变化是影响地表沉降的重要因素,特别是对埋置在地下水位以下的隧道

尤为重要。应在隧道中心线和隧道两侧设置水位观测井并进行观测。还应监测井点降水效果和监测隧道开挖面等渗水处渗流情况。

(2) 监测土体变形

在控制地表沉降要求较高的地区,往往在盾构推出竖井的起始阶段进行以土体变形为主的监测,以合理确定和调整盾构的施工参数。土体变形观测主要有以下内容。

① 地表变形观测

用水准仪对隧道中线及其两侧预埋的地表桩进行沉降观测,根据观测数据绘制隧道纵、横断面地表沉降观测图,如图 6-6-39 和图 6-5-40 所示。根据测量反馈资料,调整控制盾构正面推力,推进速度,出土量,盾尾压浆的压力、数量和时间等施工参数,从而使地面建筑基础处的土体垂直和水平位移得到有效控制。

② 地下土体沉降观测

观测盾构顶部正上方土体中一点的沉降量和盾构正上方的垂线上几点的沉降量,以诊断地层损失的因素。有时还要观测盾构中心线以外的深层土体的沉降量。

③ 隧道各衬砌环脱出盾尾后的沉降观测

在各衬砌环设测量标志点,按时测量其高程变化,根据各环沉降曲线的沉降速率大小及沉降速率的变化,结合土体变形观测数据,分析不利施工因素,提出改进意见。衬砌环的沉降也会增加地表沉降。

④ 盾尾空隙中坑道周边向内移动观测

通过衬砌环上的压浆孔,在衬砌环外的土体中埋置观测桩,观测坑道周边土体自开始脱离盾尾后的位移发展过程,以便了解土体挤入盾尾空隙的速度。根据观测结果调整隧道内的气压或改进压浆工艺,从而减少盾尾空隙坑道周边的内移,使对周围土体的扰动及地表沉降减少。

⑤ 对附近建筑物的观测

主要观测地表沉降对附近建筑物的影响,观测附近建筑物在盾构穿越前后的高程变化,位移变化,裂缝变化等。

(二) 地表沉降的控制

1. 减少对开挖面地层的扰动

(1) 施工中采取灵活合理的正面支撑或适当的气压值来防止土体坍塌,保护开挖面土体的稳定。条件许可时,尽可能采用泥水加压盾构、土压平衡盾构等先进的基本上不改变地下水位的施工方法,以减少由于地下水位变化而引起的土体扰动。

(2) 在盾构掘进时,严格控制开挖面的出土量,防止超挖,即使是对地层扰动较大的局部挤压盾构,只要严格控制其进土量,仍有可能控制地表变形。根据上海在软粘土中

的盾构施工经验,当采用挤压式盾构时,其进土量控制在理论土方量的 80%~90%时,地表可不发生隆起现象。

(3)控制盾构推进一环时的纠偏量,以减少盾构在地层中的摆动和对土层的扰动。同时尽量减少纠偏需要的开挖面局部超挖。

(4)提高施工速度和连续性。实践证明,盾构停止推进时,会因正面土压力的作用而产生后退。因此,提高隧道施工速度和连续性,避免盾构停搁,对减小地表变形有利。若盾构要中途检修或其它原因必须暂停推进时,务必作好防止后退的措施,正面及盾尾要严密封闭,以尽量减少搁置期间对地表沉降的影响。

2. 做好盾尾建筑空隙的充填压浆

(1)确保压注工作的及时性,尽可能缩短衬砌脱出盾尾的暴露时间,以防地层塌陷。

(2)确保压浆数量,控制注浆压力。注浆材料会产生收缩,因此压注量必须超过理论建筑空隙的体积,一般超过 10%左右,但过量的压注会引起地表隆起及局部跑浆现象,对管片受力状态也有影响。由于盾构纠偏、局部超挖、地层存在空隙等原因,往往使实际的建筑空隙无法正确估计,为此,还应控制注浆压力,作为充填程度的标准,当压力急骤升高时,说明已充填密实,此时应停止压注。

(3)改进压浆材料的性能。施工时,地面拌浆站要严格掌握压浆材料的配合比,对其凝结时间、强度、收缩量要通过试验不断改进,提高注浆材料的抗渗性,这样有利于隧道防水,相应也会减少地表沉降。

3. 隧道选线时,要充分考虑地面沉降可能对建筑群的影响

选择盾构施工法的隧道段的线路要尽可能避开建筑群或使建筑物处于地表均匀沉降区内。对双线盾构隧道还应预计到先后掘进产生的二次沉降,最好在盾构出洞后的适当距离内,对地表沉降和隆起进行量测,取得资料,作为后掘盾构控制地表变形的依据。

三、隧道沉降

当隧道穿越饱和软粘土采用盾构法施工时,会产生隧道沉降,引起隧道沉降的主要原因是盾构掘进时对下卧层的扰动和隧道上方荷载的变化,如地下水位的变化、水底隧道上方河道水位的变化、隧道渗漏等。

盾构开挖方法不同,对下卧层扰动的大小也不一样,因而对隧道沉降的影响也不一样。而下卧土层分布的不均匀性还会导致隧道沉降的不均匀性。

一般来说,从理论上分析隧道衬砌环脱离盾尾后的沉降发展过程大致有三个阶段:①初始沉降;②下卧层超孔隙水压力消散引起的主固结沉降;③下卧层长期压缩变形的次固结沉降。一条隧道大多要在盾构推进完毕后半年至一年后才开始使用,因此,一般

在施工阶段已大体完成了初始沉降和主固结沉降,而在运营阶段则缓慢地进行次固结沉降。

为避免由于隧道沉降使竣工后的隧道轴线往下偏离设计位置,通常按经验确定一个沉降值,抬高盾构施工轴线,使沉降后的隧道接近设计轴线。

第六章 隧道全断面掘进机施工质量控制

第一节 概 述

一、国内外应用概述

隧道掘进机施工法是用隧道掘进机切削破岩,开凿岩石隧道的施工方法,始于20世纪30年代。随着掘进机技术的迅速发展和机械性能的日益完善,隧道掘进机施工得到了很快发展。掘进机施工有着钻爆法施工不可比拟的优点。在世界科技飞速发展的今天,更使掘进机有了广阔的使用条件。虽然钻爆法仍是当前山岭隧道施工的最普遍的方法,而且掘进机也不能取代钻爆法施工,但用掘进机施工的隧道数量不断上升。据不完全统计,世界上采用掘进机施工的隧道已有1000余座,总长度在4000km左右。特别是在欧美国家,由于劳动力昂贵,掘进机施工已成为进行施工方案比选时必需考虑的一种方案。近年来,用掘进机完成的大型隧道如英法海峡铁路隧道,三座平行的各长约50km的隧道,使用了11台掘进机,用三年多一点时间,即修建完成。另外如长度19km的瑞士费尔艾那隧道,其中有约9.5km用掘进机施工,已于1997年4月贯通。瑞士拟议建设穿越阿尔卑斯山的新圣哥达(Gotthard)铁路隧道,长约57km,也将采用掘进机施工。在美国,芝加哥TARP工程是一项庞大的污水排放和引水地下工程,有排水隧道大约40多公里,全部采用掘进机施工。在我国,铁路隧道采用掘进机施工始于70年代,但由于机械性能很差,得不到发展。改革开放以来,在一些水利工程上引入了外商承包,他们采用了掘进机施工,如意大利CMC公司曾在甘肃引大入秦和山西万家寨引水工程中用掘进机

施工引水隧道获得成功。1997 年底,我国西安至安康铁路秦岭特长隧道首次引入德国维尔特(WIPTH)公司 TB880E 型隧道掘进机。该铁路隧道长 18.5km,开挖直径 8.8m,可望于 2000 年初贯通。可以预言,随着科技发展进步的步伐加快,随着掘进机技术本身的不断发展完善,今后会有很多数量的隧道采用掘进机法施工。

二、施工特点

与钻爆法开挖隧道施工过程相比,使用掘进机开挖隧道的特点在于施工过程是连续的,具有隧道工程“工厂化”的特点。

经过近一个世纪的努力,随着现代技术的发展,特别是近几十年来,掘进机不仅能在岩石整体性及磨蚀性强的条件下工作,也能在稳定条件差的地层中施工,从而被许多隧道作为主要施工方案进行比选。

钻爆法施工和掘进机施工有着不同的适用范围和优劣。钻爆法施工适用范围广,不受隧道断面尺寸和形状的限制,对各类围岩均能适用,当地质条件变化时,施工工艺可机动灵活随之变化,施工设备的组装和工地之间的转移简单方便,重要利用率高;多年来已积累了丰富宝贵的施工经验,形成了科学完整的工艺,这些是人们普遍认同的优势。但它同时也存在施工工序多,施工过程中各工序干扰大,开挖速度低、超(欠)挖严重,爆破时对地层扰动大,施工安全性差,作业场所环境恶劣、工人劳动强度大等难以克服的缺点,此外由于开挖速度低,在较长隧道施工时,往往需要采用辅助坑道来增加开挖工作面,从而增加了工程造价。

采用掘进机施工具有快速、连续作业、机械化程度高、完全、劳动强度小、对地层扰动小、衬砌支护质量好、通风条件好、减少辅助工程等优点。但它也有对地质条件的依赖性大,设备的型号一旦决定,开挖断面尺寸不可改变;一次性投资大等劣势。

三、掘进机类型

山岭隧道掘进机分为全断面和悬臂式两大类。全断面掘进机(Tunnel Boring Machine 简称 TBM)又分开敞式的护盾式两类。护盾型又分单护盾和双护盾。目前使用的主要是全断面掘进机,悬臂式尚处在发展的初期阶段。

一般而言,开敞式掘进机要适合于硬岩隧道的开挖。开敞式和护盾式掘进机的区别在于开敞式掘进机在开挖中依靠撑于岩壁上的水平支撑提供设备推力和扭矩的支撑反力,开挖后的围岩暴露于机械四周。而护盾掘进机则可在掘进中利用尾部已安装的衬砌管片作为推进的支撑,围岩由于有护盾防护,在护盾长度的范围内,不暴露。因此护盾掘进机更适用于软岩。

单护盾掘进机适用于软岩地层以及自稳时间相对较短的地质条件较差的地层(图 6

- 6-1)。例如在瑞士巴塞尔市的 ADLER 隧道,使用一台直径 12.58m 的单护盾掘进机完成了 5km 的软岩开挖。单护盾掘进机在掘进和安装衬砌管片时是依次顺序进行的,即不能同时作业。掘进中,它依靠后部的推进千斤顶顶推已安装好的衬砌管片(图 6-6-2)得以向前掘进,掘进停止后,利用管片安装机将分成若干块的一环管片安装到隧道上。

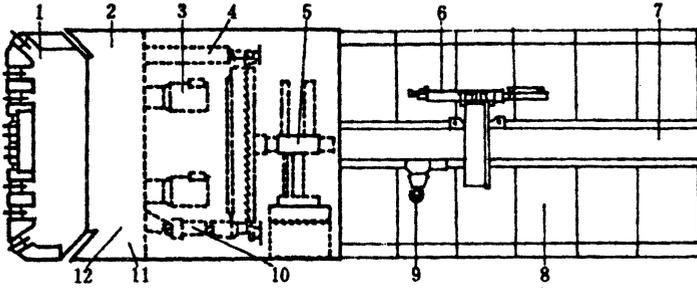


图 6-6-1 单护盾掘进机示意图

- 1—刀盘 ; 2—护盾 ; 3—驱动组件 ; 4—推进千斤顶 ; 5—管片安装器 ;
6—超前钻机 ; 7—出渣输送机 ; 8—拼装好的管片 ; 9—提升机 ;
10—铰接千斤顶 ; 11—主轴承、大齿图 ; 12—刀盘支撑

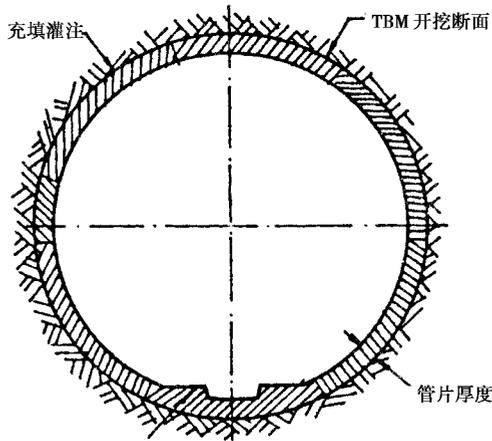


图 6-6-2 全周预制钢筋混凝土管片衬砌示意图

双护盾掘进机(图 6-6-3)在软岩及硬岩中都可以使用。当它在自稳条件不良的地层中施工时,其优越性更突出。它与单护盾掘进机的区别在于增加了一个护盾。在硬岩中施工时利用水平支撑,支撑洞壁传递反力,所以它既可利用尾部的推力千斤顶顶推尾部安装好的衬砌管片推进,也可以在利用水平支撑进行开挖时,同时安装衬砌管片,因此双护盾掘进机使开挖和安装衬砌管片的停机换步时间大大缩短。在我国甘肃引大入秦工程中的 30A 号水工隧道使用一台直径 5.5m 双护盾掘进机完成了 11.6km 的开挖,最高月开挖突破了 1000m。

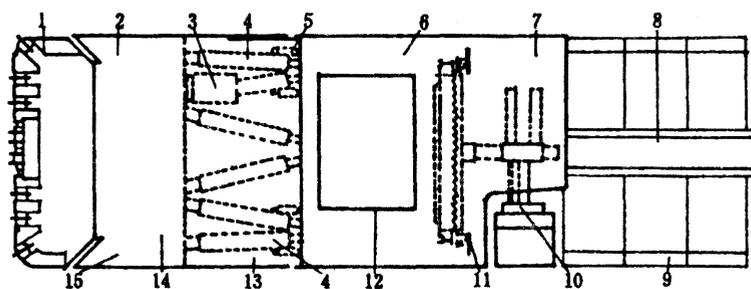


图 6-6-3 双护盾掘进机示意图

- 1—刀盘 2—前护盾 3—驱动组件 4—推进油缸 5—铰接油缸 6—撑靴护盾；
7—尾护盾 8—出渣输送机 9—拼装好的管片 10—管片安装机 11—辅助推进靴；
12—撑靴 13—伸缩护盾 14—主轴承大齿圈 15—刀盘支撑

第二节 开敞式掘进机

一、主机

(一)基本构造

目前世界上生产的开敞式掘进机基本有两种型式—单支撑和双支撑。

单水平支撑掘进机如图 6-6-4 所示。它的主梁和大刀盘支架是掘进机的构架,为所有的其它构件提供安装支点。大刀盘支架的前部安装主轴承和大内齿圈,它的四周安装了刀盘护盾,利用可调式顶盾、侧盾和下支撑保持与开挖洞面的浮动支承,从而保证了大刀盘的稳定。主梁上安装推力千斤顶和支撑系统。由于采用了一对水平支撑,因此在掘进过程中,方向的调整是随时进行的,掘进的轨迹是曲线。单支撑式掘进机主轴承多为三轴承组合,驱动装置直接安装在刀盘的后部,故机头较重,刀盘护盾较长。

美国罗宾斯公司 MB 系列属于这种型式,该公司共制造了 140 余台,掘进长度超过 1900km。

双水平支撑掘进机如图 6-6-5 所示。在主机架中间有两对水平支撑,它可以沿着镶着铜滑板的主机架前后移动。主机架的前端与大刀盘、轴承、大内齿圈相连接,后端与后下支撑连接,推进千斤顶借助水平支撑推动主机架及大刀盘向前,布置在水平支撑后部的驱动装置通过传动轴将扭矩传到大刀盘。在掘进中由两对水平支撑撑紧洞壁,因此掘进方向一经定位,只能沿着直线掘进,只有在重新定位时,才能调整方向,所以掘进机轨迹是折线。德国维尔特公司制造的掘进机属此类型。

开敞式掘进机结合工程实践中取得的丰富经验,仍在不断改进和发展。例如,双水

平支撑,有的改为 X 型支撑,也有将大刀盘三轴承组合形成为前后两组轴承的筒支型。

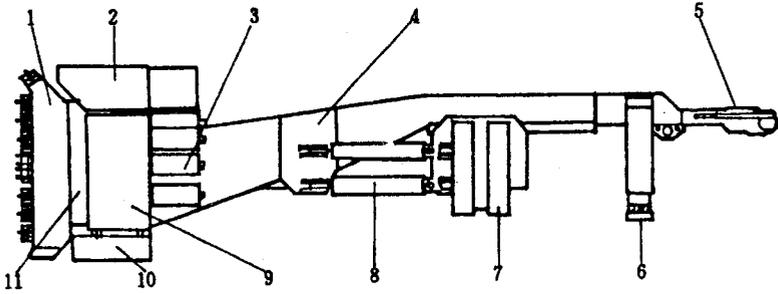


图 6-6-4 单水平支撑掘进机示意图

1—刀盘 2—拱顶护盾 3—驱动组件 4—主梁 5—出渣输送机 6—后下支撑；
7—撑靴 8—推进千斤顶 9—侧护盾 10—下支撑 11—刀盘支撑

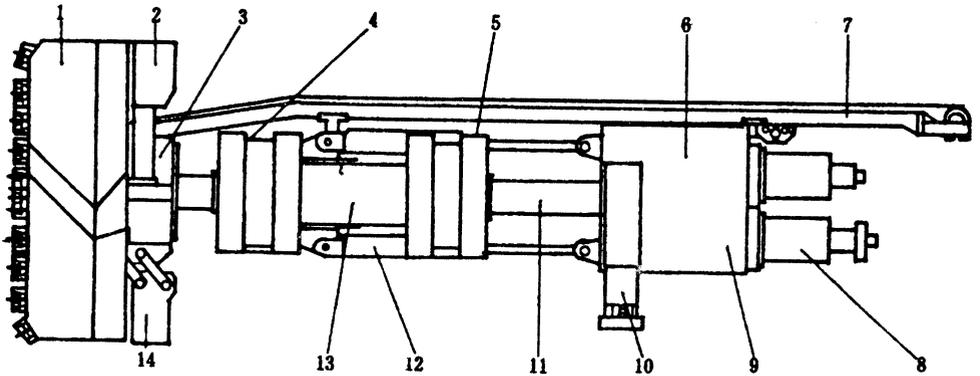


图 6-6-5 双水平支撑掘进机示意图

1—刀盘 2—顶护盾 3—轴承外壳 4、5—水平支撑(前、后) 6—齿轮箱；
7—出渣输送机 8—驱动电机 9—星形变速箱 10—后下支撑 11—扭矩筒；
12—推进千斤顶 13—主机架 14—仰拱刮板(前下支撑)

(二)开敞式掘进机的掘进作业循环过程

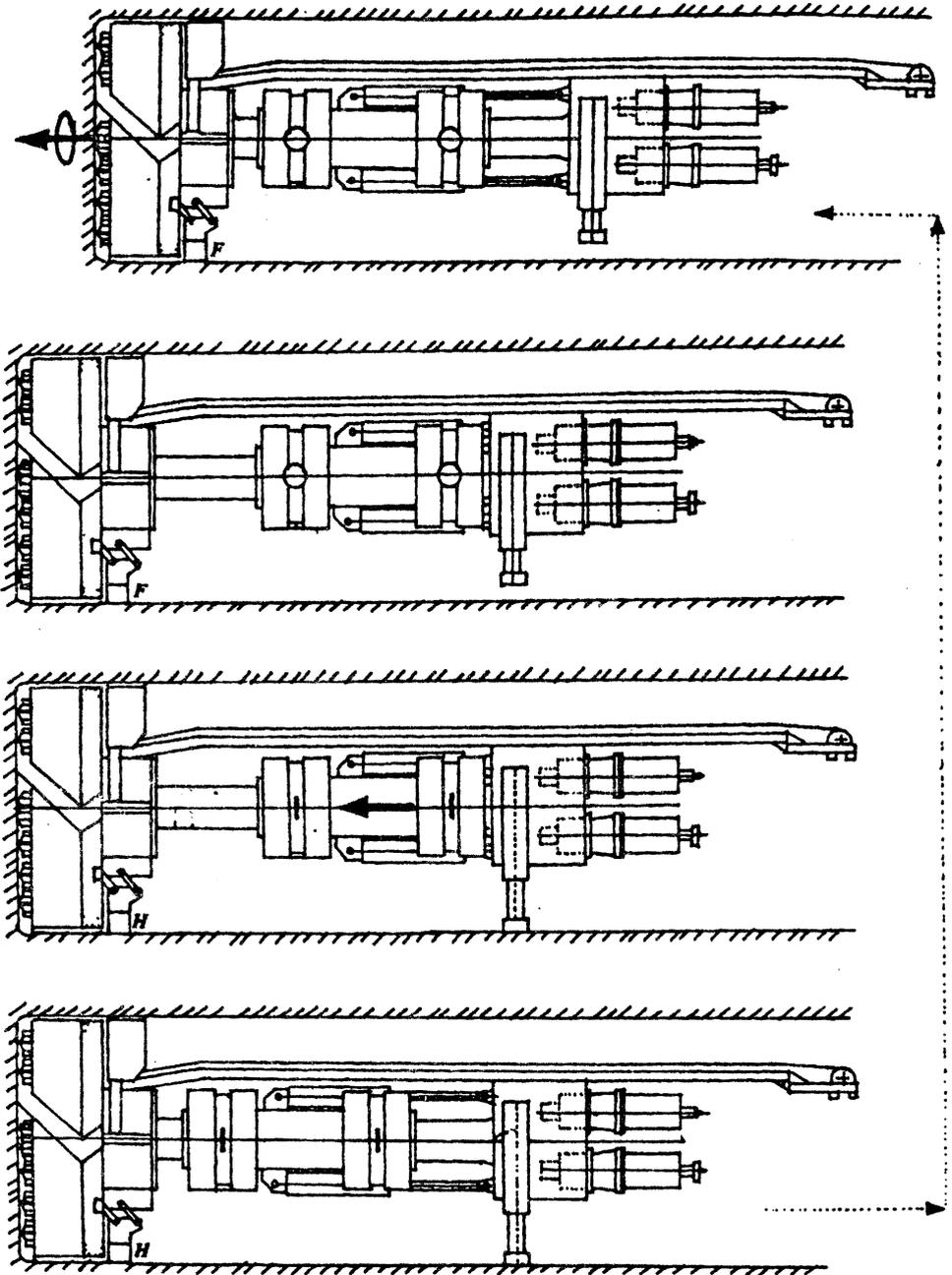
图 6-6-6 是开敞式掘进机掘进作业循环过程的示意图,从图中看出:

1. 掘进循环开始时,水平支撑已移动到主机架的前端,将撑靴撑紧在洞壁上。仰拱刮板与仰拱处的岩面轻微接触,收回后下支撑,此时大刀盘可以转动,推进千斤顶将转动的大刀盘向前推进一个行程,此即是掘进状态。

2. 在向前推进到达推进千斤顶行程终点处,结束开挖,大刀盘停止转动,放下后下支撑,同时仰拱刮板支撑大刀盘,此时整个机器的重量全部由前、后支撑支承。

3. 收回两对水平支撑靴,移动水平支撑到主机架的前端。掘进机掘进方向的调整可以通过后下支撑进行水平、垂直的调整,达到调整目标。

4. 当水平支撑移到前端限位后,又重新撑紧在洞壁上。此时收回后下支撑,仰拱刮板与仰拱又转换成浮动接触状态。此时掘进机即处于准备进行下一个掘进循环。



F- 浮动状态 H- 支撑状态 O- 支撑状态 I- 移动状态

a)

图 6-6-6a 开敞式掘进机掘进循环示意图(单下支撑)

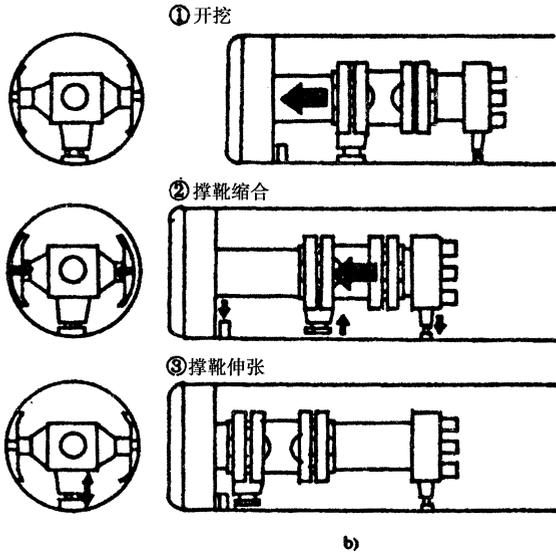


图 6-6-6b 开敞式掘进机掘进循环示意图(双下支撑)

(三)大刀盘(图 6-6-7)

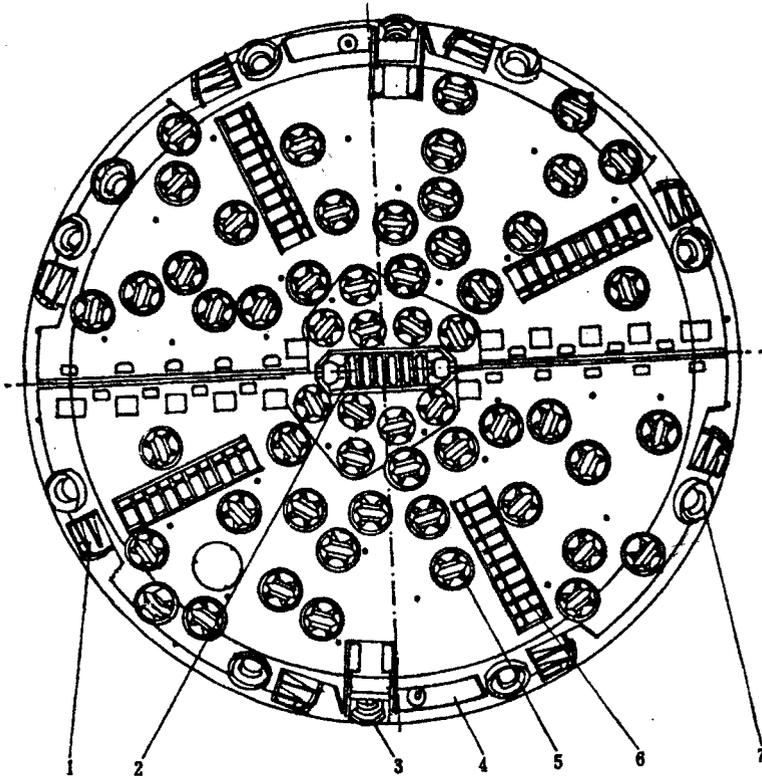


图 6-6-7 大刀盘示意图

1—铲斗 2—中心刀 3—扩孔边刀 4—扩孔刮碴器 5—面刀 6—铲齿 7—边刀

刀盘是钢结构焊接件,其前端是加强了的双层壁,通过溜渣槽与后隔板相连接,刀盘后隔板是用螺栓与刀盘轴承联接。刀盘上装有若干个盘形滚刀用于挤压切削岩石,同时在前端还装有径向带齿的石渣铲斗用于软岩开挖。刀座是大刀盘的一部分,做成凹形,使盘形刀刀圈凸出刀盘。这样可以防止破碎围岩中大块岩石阻塞刀盘。大刀盘具有足够的强度和刚度。从而使施加在大刀盘上的推力平均分配到全部盘形滚刀上,使它们达到同时压挤入岩石至同一深度,并使掘进机处于高效率运转状态下。否则不仅不能完成良好的切削,也会由于个别盘形刀受到超载的推力而过早损坏,使刀具费用急剧增加。大刀盘上盘形刀的平面布置,是根据使用盘形刀的类型和合理刀间距来考虑的,一般而言,在硬岩中刀间距大约是贯入度(即大盘每转动一圈,盘形刀切入岩石的深度)的10~20倍即65mm~90mm。在一定刀间距下,大刀盘直径(即开挖洞径)与盘形刀的数量关系可以从图6-6-8中查验。开挖下来的石渣利用刀盘圆周上的若干铲斗和刮渣器以及刀盘正面上的径向渣口,经刀盘内部的导引板将石渣通过漏斗传送到主机胶带输送机上。

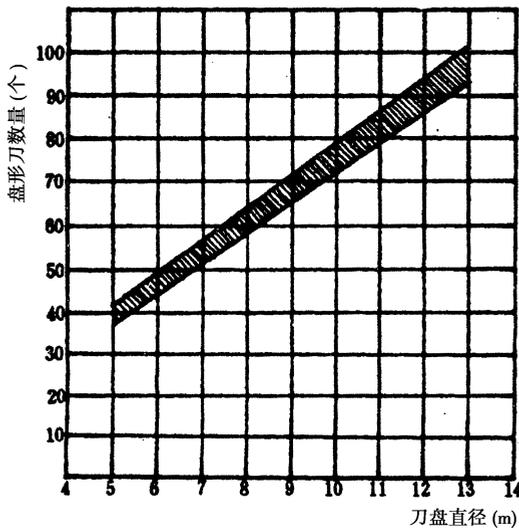


图 6-6-8 刀盘直径与盘形刀数量关系曲线

(四) 支撑和推进系统

支撑系统是掘进机的固定部分。当掘进时,它支撑着掘进机的重量并将开挖推力和扭矩传递给岩壁形成反力。不同结构型式的掘进机,支撑系统对掘进方向的控制不同。双水平支撑的开敞式掘进机在换步时利用后下支撑来调整机器的方位,一经确定,刀盘只能按预定方向掘进(图6-6-9)。

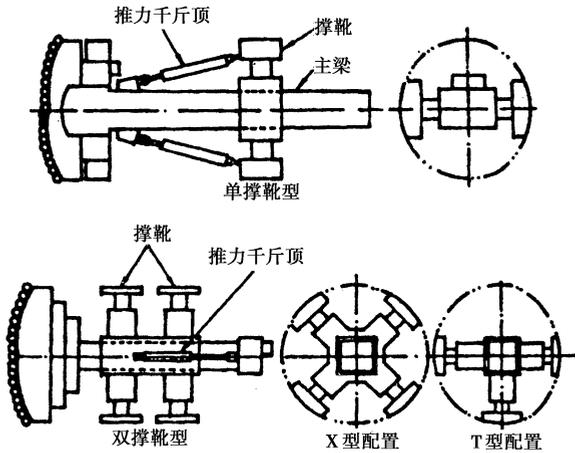


图 6-6-9 敞开型 JBM 的撑靴型式

一般掘进机能提供的支撑反力应是大刀盘额定推力的 3 倍左右,足够大的支撑反力是保证在强大推力下掘进时,刀盘有足够的稳定和正确的导向,并有利于刀具减少磨耗。开挖刀盘推进力是按照每把盘形刀所能承受的推力和盘刀数量来决定的,目前较为成熟的 17 英寸盘形刀,可承受的推力为 250kN。

支撑靴借助球形铰自动均匀地支撑在洞壁上,避免引起集中荷载对洞壁的破坏。

(五) 刀盘驱动系统

刀盘的驱动方式有两大类:电动和液压。电动又分单速电机、双速电机和调频电机。

掘进机贯入度指标,在很大程度上取决于刀盘的转速和推力。采用无级调速确定刀盘的转速就可以根据岩石的变化而产生最大的适应性,有效地控制刀盘负荷和振动,提高瞬时贯入度,减少刀具的磨耗。无级调速可以通过液压传动和变频调速两种方式达到。利用变频技术可采用标准工业电机,它具有较高的惯性,当 0~50Hz 时可以达到全扭矩,启动扭矩瞬时可以达到额定扭矩的 170%,启动电流小、效率高,但它要求工作环境严格。液压驱动方式技术上成熟,启动扭矩大,但效率低(70%左右),维修相对比电机繁杂。

双速电机通过变换极对数达到两档变速,它体积较大,启动电流大,但结构简单,可靠性高。

大刀盘的转速目前控制于其边刀线速度不超过 2.5m/s,这主要是受盘形刀材料及岩石破碎速度影响而决定的。例如西安至安康铁路秦岭隧道使用德国维尔特公司生产的 TB850/100E 开敞式掘进机,大刀盘直径为 8.8m,其转速为 5.4rad/min(低速为 2.7rad/min)。

大刀盘的扭矩从图 6-6-10 的曲线中可以查找出不同直径大刀盘应具有扭矩

值。刀盘转动时所具有的扭距受地质条件影响,当刀盘切削软岩时,应具有较高的贯入度,此时会产生较大的滚动阻力,相应需要增大刀盘的驱动扭矩。除从图 6-6-10 查找外,还利用经验公式:

$M_d = SD^2$ (其中 S 为扭矩系数, D 为大刀盘直径)估算出刀盘额定扭矩的约值。

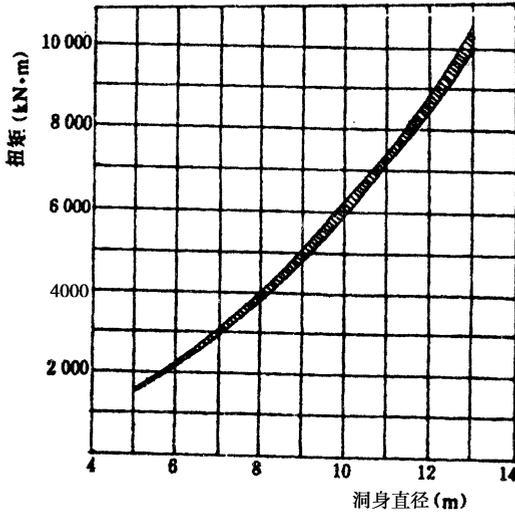


图 6-6-10 刀盘直径与刀盘扭矩关系曲线

(六)出渣和除尘

沿着刀盘周围布置的刮板和铲斗,把切削下来的石渣从开挖断面的底部铲起,并在刀盘转动中随刀盘送到顶部,然后沿着刀盘内渣槽落到输送机上方的渣斗内,再通过胶带输送机送到后配套上的矿车中,掘进机只要开动,胶带输送机就不停地运转。

刀盘在切削岩石时会产生大量粉尘,因此利用冷却盘形刀的喷水装置,直到一定的除尘作用。此外刀盘的内腔室与集尘器风管相连通,使这里含有粉尘的空气通过集尘器达到最好的除尘效果。除尘器是掘进机通风系统的一部分,它安装在后配套上。

二、后配套设备

掘进机主机与后部配套设备,组成了一个完整的掘进机设备,后配套设备主要是为主机提供供给的设备和石渣运输系统。后配套设备包括液压传动站(它为主机液压系统提供动力源)、变电设备、开关柜、主驾驶室、通讯系统、备用发电机、空压机、通风系统、喷射混凝土设备、围岩加固堵水注浆设备以及供水系统。运渣系统则是后配套设备上的胶带输送机将主机输送机运来的石渣卸入矿车,再用内燃机车牵引运到洞外。

通常后配套设备是安装在一轨道平台车上,小断面掘进机受开挖隧道空间的限制,

考虑采用单线运渣轨道。而较大断面的掘进机,有可能采用双线运渣轨道布置。由于开挖的隧道是圆形,所以铺设轨道时,一般先将预制的仰拱块安装在隧道底部。仰拱块上预留排水槽,钢拱架沟槽及预埋轨道螺栓扣件。因此轨道的铺设延伸,不仅能保证轨道的铺设精度,同时也提高了出渣列车的运行稳定和速度。运渣列车由铺设于隧道的轨道上通过后配套设备尾部的爬轨斜坡道进入平台车上的轨道系统(图 6-6-11)。

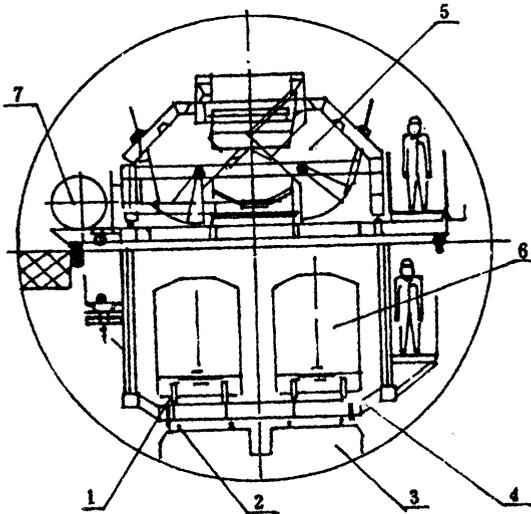


图 6-6-11 仰拱块及轨道示意图

- 1—车辆车轮及平台车上轨道 2—仰拱块上轨道及平台车车轮 3—仰拱预制块;
4—后备套平台车 5—石渣分配系统 6—矿车 7—通风管道

在后配套平台车上安放通风管、接力风机。供应新鲜空气的主风机安放在洞外。通过风管与后配套上的接力风机连接。在掘进机施工中,隧道通风考虑的主要因素是施工人员的需要、设备运输中产生的热量、岩石破碎中以及喷射混凝土中产生的粉尘、内燃机设备产生的废气等。

在后配套平台车上安放供、排水设备。供水设备用来对盘形刀进行冷却;刀盘内腔室的水雾除尘;液压系统对油的冷却;对驱动电机的水冷以及必要的空气冷却等。为了提高供水压力,往往在水箱上设置增压水泵,一般用水量可按每开挖 1m^3 岩石需要 0.5m^3 左右估算。隧道开挖中排水至关重要,必须采取强制排水措施防止积水对主机的漫漫,尤其在安放仰拱块时(图 6-6-11)更需要将水排净。顺坡开挖时,应充分利用仰拱块上的排水沟,反坡开挖时,应设多处积水槽,多处水泵站排水至洞外。

图 6-6-12 是维尔特公司 850/1000E 掘进机结构图,可以看出主机的基本结构。

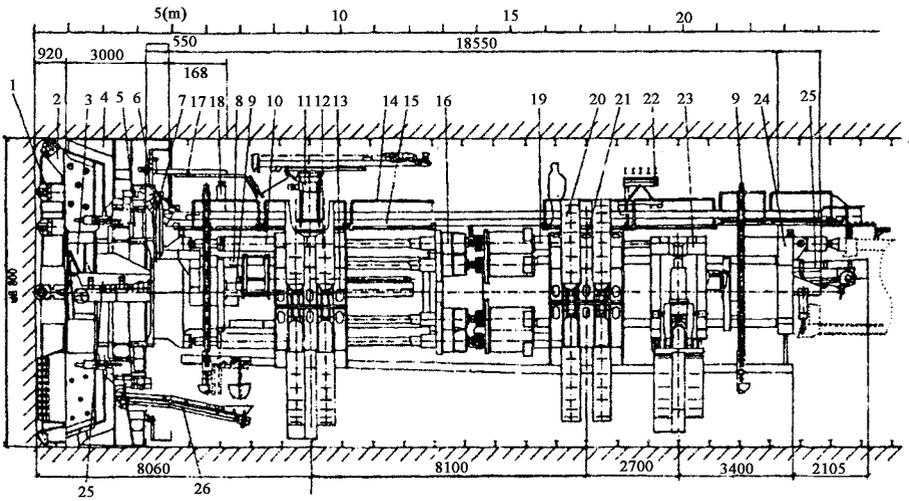


图 6-6-12 维尔特公司 850/1000E 掘进机结构图

1—盘形刀 ;2—刀盘 ;3—溜渣槽 ;4—刀盘主轴承 ;5—刀盘护盾 ;6、7—钢拱架安装器 ;8—内机架 (内凯) ;9—锚杆钻孔机 ;10—超前钻机 ;11—前推进千斤顶 ;12—前支撑 ;13—前外支架(前外凯) ;14—工作平台 ;15—通风道 ;16—刀盘驱动总成 ;17—喷射混凝土支架 ;18—钢拱架运输提升机 ;19—后推进千斤顶 ;20—后外机架(后外凯) ;21—后支撑(撑靴) ;22—钢拱架运输车 ;23—后支承 ;24—皮带桥牵引千斤顶 ;25—主机胶带输送机 ;26—清理石渣输送机

第三节 掘进施工与管理

一、破岩机理

掘进机切削破碎岩石的机理是它在掘进时盘形刀沿岩石开挖面滚动,同时通过大刀盘均匀地在每个盘形刀上对岩面施加压力,形成滚动挤压切削而实现破岩。大刀盘每转动一圈,将贯入岩面一定深度,在盘形刀刀刃与岩石接触处,岩石被挤压成粉末,从这个区域开始,裂缝向相邻的切割槽扩展,进而形成片状石渣。图 6-6-13 显示了掘进机切削岩石的机理。

不同的岩石需要不同的盘形刀压入岩石的最低压强值,才能达到较理想的贯入深度。而贯入深度,在坚硬和裂隙很少的岩石中,一般为 2.5mm/转 ~ 3.5mm/转,在中等坚硬和裂隙较多的岩石中,一般为 5mm/转 ~ 9mm/转。

如前所述盘形刀的刀间距问题。如果刀间距太大,一把盘形刀产生的压力达不到与

相监盘形刀的影响范围相接,必定开挖不出片状石渣,从而使开挖效率降低。反之如果刀间距太小,则会使石渣块太小,从而浪费了设备的功率。

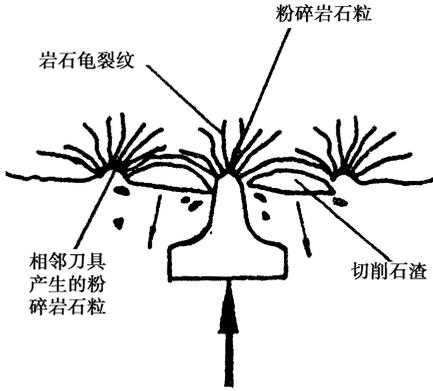


图 6-6-13 掘进机切削岩石机理示意图

单个盘形刀(图 6-6-14)的使用寿命,与轴承使用寿命、刀圈材质和加工质量、以及它在大刀盘上的位置有关。目前刀圈的形状已趋于常断面型,它的优点是刀圈尖端宽度在磨损后仍保持不变,因此确保了既使它承受的荷载有变化,也将是具有良好的贯入速度,从而提高了切割速度并降低刀具的消耗。

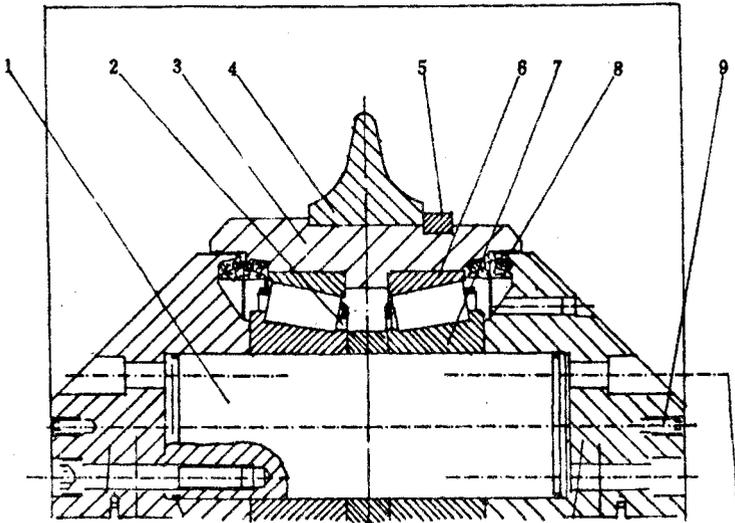


图 6-6-14 正滚刀示意图

- 1—刀轴 2—隔圈 3—刀体 4—刀圈 5—挡圈 6—轴承外圈;
7—轴承内圈及滚柱 8—滑动密封 9—紧固螺钉

应该强调指出,对掘进机施工不仅要注意岩石的抗压强度,还应注意岩石的磨蚀性

以及岩体的裂隙程度,当岩体节理裂隙面间距越大时,切割也就越困难。表 6-6-1 是通用于世界的裂隙分级标准。关于裂隙度与盘形刀的磨损规律,我国还无研究成果,通过秦岭隧道的施工,将会总结出一些规律。

表 6-6-1 UNIT 裂隙分级参考资料

裂隙分级(节理频率/裂隙标准)	0	0~I	I~	I	II	III	IV
软弱面的间距(cm)	-	160	80	40	20	10	5

注:参考资料为挪威工业大学—UNIT 硬岩掘进机

二、施工管理

采用掘进机开挖隧道,实现了隧道施工的工厂化,这是一个大的管理系统工程。提高施工现场管理和设备管理水平,是提高掘进机施工效率和效益的基础。

从图 6-6-15 可知,使用同一型号的掘进机,在相同地质条件下,由于管理的原因而造成不同的纯掘进时间。例如材料供应不及时,就有可能造成仰拱块不能及时铺设,延误轨道的延伸,进而影响到掘进机下一个循环的进行。任何设备的故障都会直接影响到掘进机的运行。

把整个有效的作业时间作为纯掘进时间是不可能的。因为停机不掘进时间包括换步更换支撑时间、检查和更换刀具时间、维修保养时间、对围岩进行支护时间、作业造成的停机以及供料、出渣原因造成的停机和工地组织造成的停机等都在每日工作时间内。据国外统计,在一般地质条件下,掘进机净掘进时间在 40%~50% 左右是较为理想的。

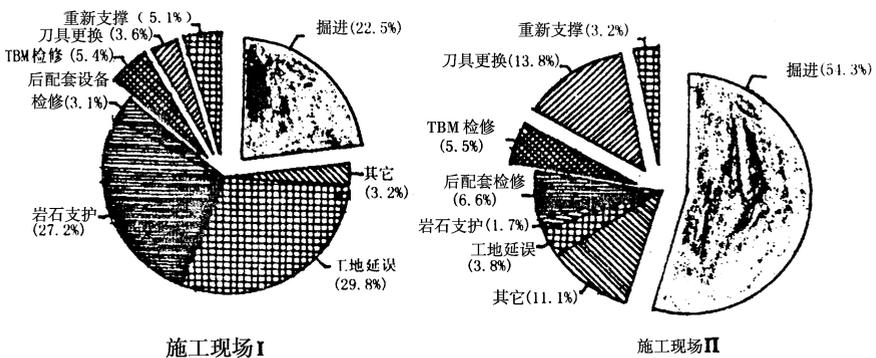


图 6-6-15 时间/利用率—分析图

提高设备完好率是保证提高净掘进时间的基础。强化维修保养,每班、每日、每周都必须进行预防性维修和某些部件的修理是必须的,只有坚持做好预防性维修才能保证掘进机利用率。

加强掘进机的管理, 必须注意对刀具的管理, 这是因为刀具消耗占据隧道开挖成本的很大部分。从图 6-6-16 可知, 如不适当地提高推力, 虽可提高净开挖速度, 但刀具费用会急剧增长。因此选择合理的掘进系数可以节省刀具费用的支出。此外, 除进行定时刀具检查外, 有经验的司机会掌握刀具的磨损规律, 及时进行更换和调换。如果只换上一把新刀, 而它周围的刀具磨损已超过限度, 则新刀就会更多的承担刀盘传给它的推力, 使其磨损加快。图 6-6-17 显示了刀具磨损及更换条件。

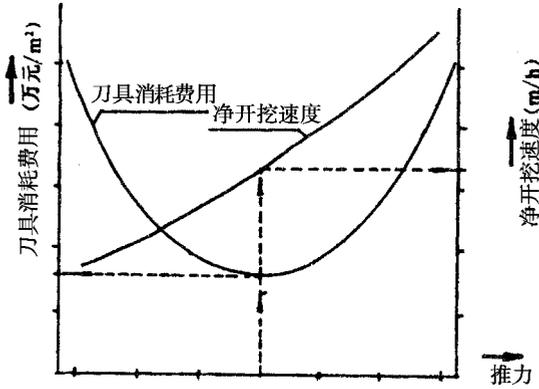


图 6-6-16 刀费用与推进力、开挖速度关系曲线

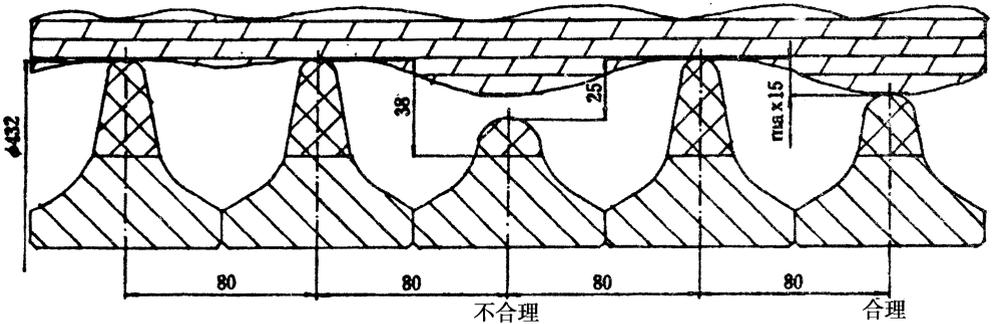


图 6-6-17 刀具磨损更换示意图

由于设备类型不同, 使用的刀具不同, 隧道围岩变化多样, 因而掘进选用的操作参数也不同。因此很难确切提出刀具消耗定量标准(在当前物价条件下每开挖 1m^3 岩石, 刀具消耗费在 1~10 美元, 可供参考)。

配件供应是一大问题。为此必须弄清掘进机的易损件和故障较多配件的名称和更换周期, 确定一个合理的配件储备量, 避免临时急用时无配件或造成配件仓库积压。

工作人员与钻爆法相比有大量减少。国外一般每作业班只配 13~16 人左右(我国也许要略多)。工作人员必须明确岗位及岗位工作内容和职责。按标准化作业规程进行施工操作。工作人员一般要有高中以上或大专以上的技术水平。工作班之间的交接制

度要严格执行。不把上一班存在的问题遗留到下一班,如有遗留,必须相互交接清楚。

对地质施工描述应加强,按地质变化随机应变。特别要作好不同围岩情况下的初期支护或临时支护,不允许冒险作业。地质超前预报工作要加强。可用超前钻机、地震波反射法及地质雷达法等物探方法,在洞内对掌子面前方大约30m~50m范围内的地质条件作出预报,以提前安排作业措施(这一点要比钻爆法重要得多)。

对隧道的控制测量和施工测量要提高精度等级要求,因为圆形断面一旦形成,很难再调整中线和标高。

对电力供应的要求要比钻爆法要高得多,因此必须建立专门的电力供应机构,确保供电质量。多次停电,电压不稳,电压降太大等,都会影响工作。

掘进机施工的施工准备工作,特别是洞口平纵面条件,作业场地条件,大型临时工程等,都比钻爆法复杂,而这些准备工作有任何一环节不完成,就不能正式开挖作业,因此必须统筹安排,具体设计,组织施工,在正式开挖前全部作到位。

第四节 衬砌施工技术

用掘进机施工的隧道,其衬砌结构一般是由临时或初期支护和二次衬砌组成。初期或临时支护是隧道开挖中保证掘进期围岩稳定和掘进机顺利掘进所不可缺少的。

采用掘进机施工,由于开挖工作面被掘进机主体充塞,对围岩很难进行直接观察和判断,而且造成进行支护的位置相对开挖面滞后一段距离。因此不同型式的掘进机,也要求采用不同的支护型式。一般在充分进行地质勘探后,在隧道设计时,就应确定基本支护型式。例如引水隧道,为保证输水的可靠性,要求支护对围岩有密封性,所以大都采用护盾式掘进机进行管片衬砌的结构型式,而对于一般公路、铁路隧道,除进行临时支护外,视地质情况采用二次喷射混凝土或二次模筑混凝土做为永久衬砌。

一、管片式衬砌

使用护盾掘进机时,一般采用圆形全周管片式衬砌。其优点是:适合软弱围岩,特别是当围岩允许承载力很低,撑靴不能支撑岩面时,可利用尾部推力千斤顶,顶推已安装的管片获得推进反力;当撑靴可以支撑岩面时,双护盾掘进机可以使掘进和换步同时进行,提高了循环速度;利用管片安装机安装管片速度快、支护效果好,剪性强,但是它的造价高。为了防水的需要,每块之间要安装止水条,并需在管片外圆和洞壁间隙需压入豆

石和注浆(图 6-6-2)。

为了预制管片,需要在工地建设混凝土制品工厂。

二、二次模筑混凝土

使用开敞式掘进机,一般是随开挖先施作临时支护,然后进行二次模筑混凝土永久性衬砌(图 6-6-18)这是为了保证掘进机的高速度掘进,而不可能使开挖作业与模筑混凝土衬砌作业同时进行。此外,在机械上部进行衬砌作业,会给掘进机设备带来严重的混凝土污染,因此只在刀盘后部只进行必要的临时支护如锚杆、喷射混凝土、架钢拱架。

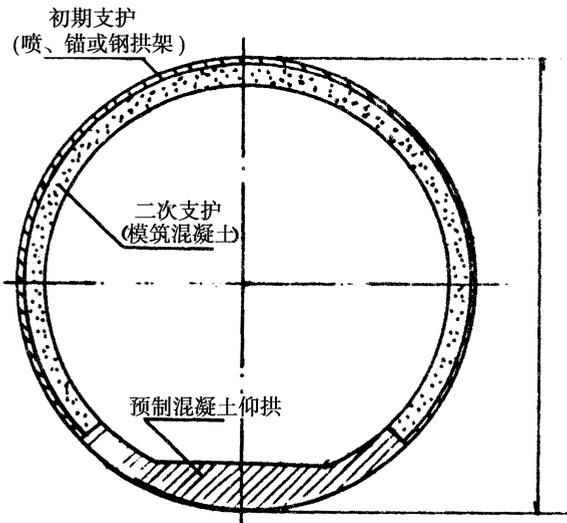


图 6-6-18 模筑混凝土衬砌

二次混凝土衬砌 根据地质条件也有用喷射混凝土做为永久衬砌的,如瑞士弗尔艾那铁路单线隧道,就是采用二次喷射混凝土为永久衬砌的,在喷射混凝土中安装了钢网,加入了钢钎维。多数隧道往往采取二次模筑混凝土衬砌,使用穿行式模板台车,进行永久衬砌的灌注。根据设计的断面形状,制造模板台车,这与钻爆法施工一致。值得注意的是二次衬砌完成后,掘进机在完成掘进任务后,不可能从原路退出,只有在完成开挖位置进行扩大洞室,在隧道内进行拆卸掘进机部分机件(如大刀盘的解件),才有可能退出。如果用一台掘进机从进口一直掘进到出口时,则不会发生洞内拆卸问题。

二次模筑混凝土的拌合工厂、运输车、混凝土泵等与钻爆法施工一样。

第五节 不良地质地段施工技术

一般而言,掘进机特别是开敞式掘进机施工,最好用于地质条件较好的隧道。如果地质条件太差,需要过多的辅助作业来保证掘进机施工,就不能发挥掘进机速度快、效率高的优势。同时,辅助作业的施作也受掘进机的充塞影响而困难,造成费用过高、延长工期,因而也就没有必要使用掘进机施工了。

但任何一座隧道,不可能不出现一些局部地质较差地段,因此掘进机必须具备通过不良地质的能力。

为了满足不良地质的要求,掘进机可以安装一些辅助设备来进行特殊功能作业。

加装的地质超前钻机安装在主机顶部,大刀盘后部的平台上,它在主机停机时进行掌子面前 30m 的超前钻孔,以预报前方地质情况,为掘进提供可靠消息。超前钻机还具备注浆和安装管棚的功能,以对围岩进行预先加固,使掘进机具备自我加固前方不良地质地段的能力和自我通过能力(图 6-6-19)。

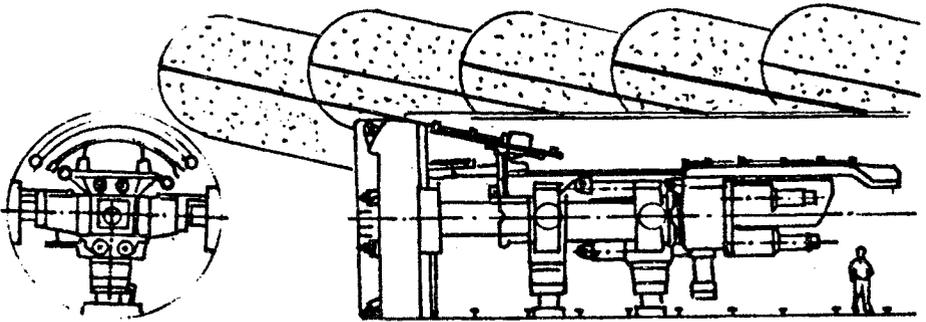


图 6-6-19 从 TBM 机内进行的超前支护示意图

紧靠刀盘的后部安装有钢拱环安装器,利用工字钢拱环形成支护结构,这种方法的优点是材料便宜,加工容易,安装速度快,支护效果及时。钢拱环的间距要与掘进机的行程距离一致或成倍数关系,在预制仰拱块上要留有安放拱环的沟槽。

掘进机上有前后两排共 4 台锚杆钻机,以满足对围岩进行锚杆支护作业的需要。拱顶部分的锚杆作业是非常必要的,在掘进的同时,锚杆作业应能同时进行。

在掘进机施工中也会发生一些意外的较大事故。如开挖面大规模坍塌造成机件被埋,洞壁围岩变形卡住机体,突发的大量涌水淹没机体和工作面挤出迫使机体后移等。

造成这些事故的主要原因是事先地质勘察不明,施工地质预报不及时。因此而停工处理的时间和费用都很大,要引起特别注意和避免。处理方法主要是将掘进机后退,人工到掌子面用不同方法进行加固处理,以便让掘进机步进通过。最根本的,仍然是作好地质勘察和施工地质超前预报工作。

在国外,曾有掘进机通过堆积大块砂卵石层地层时,施工失败的报道。在国内,贵州天生桥电站水工隧洞因突然发现大型溶洞而使掘进机无法工作。因此相当多的人认为,在大块卵石层和溶洞群这种特殊地质情况下,不宜用掘进机施工。遇有膨胀性很高的膨胀岩土时,由于围岩变形值很大,必须采取有效措施,才能保证顺利施工。在瓦斯地层中修建隧道,钻爆法已有了一套较为安全成熟的规则,但在掘进机施工中,则报道不多。

第七章 山岭道路隧道施工质量控制

第一节 概 述

山岭道路隧道施工根据地质条件、水文地质条件、埋深、断面形状及尺寸、施工技术条件、工期等许多因素有各种不同的施工方法,施工既有一般土建工程施工特点,又有地下工程施工的特点。浅埋隧道往往采用先将地面挖开,修筑完支护结构后再回填土石的明挖法施工,深埋隧道则采用不挖开地面的暗挖法施工,即在地下开挖及修筑支护结构。

凡采用一般开挖地下坑道方法修筑隧道的都称为矿山法,此外还有盾构法、掘进机、加固地层法等施工方法,重点讲述矿山法施工。

山岭道路隧道一般采用矿山法施工,根据不同的围岩地质条件、建筑要求、机具设备、技术条件、施工经验等实际情况,有许多施工方法,在选择施工方法时,主要影响因素是围岩的地质情况。围岩较稳定且岩石为硬岩时,施工往往采用先把隧道断面挖好,然后修筑支护结构,有条件时可以一次把断面挖成。围岩稳定性差,则需要随开挖随支撑,防止围岩下塌,开挖后,围岩不宜久露,需要及时修筑永久支护结构,尤其顶部,一般在上部断面挖成后先修筑拱圈,在拱圈的保护之下再开挖下部断面。依衬砌修建时拱圈与边墙砌筑的前后,分为先墙后拱法和先拱后墙法施工。

在选择施工方法时,要根据各种因素综合确定,并要考虑地质条件变化情况下,变换施工方法的可能。下面介绍的几种基本施工方法,分类并不是绝对的,选择施工方法时要按实际情况而定。

第二节 矿山法施工技术

一、漏斗棚架法

该施工方法也称为下导坑先墙后拱法或称六部开挖法。

1. 施工顺序

施工顺序如图 6-7-1 所示。图中开挖用阿拉伯数字表示,衬砌(或其它支护结构)用罗马数字表示。如图:

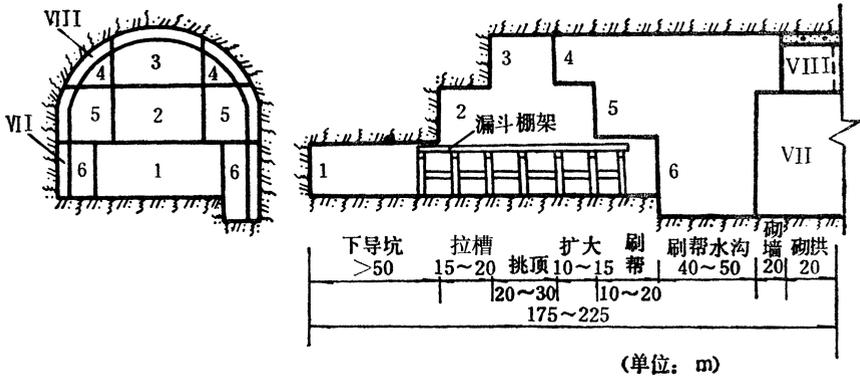


图 6-7-1

①部为开挖下导坑。导坑开挖是隧道分部开挖施工中的先导,为了核实地质和水文地质、加快施工进度、更好地组织出渣、进料、排烟、排水等,导坑开挖要超前于其它部分的开挖。位于断面下部的导坑称为下导坑,下导坑一般宜超前 50m 以上。在爆炸安全距离 20~30m 外,设置漏斗棚架;

②部开挖亦称为拉槽,距①部开挖 50m 以外,这除了考虑爆破安全外,还需考虑在其间存放一定数量斗车以利出渣;

③为挑顶开挖,挖至拱部设计轮廓线(并考虑一定的预留沉落量),为了不与②部开挖互相干扰,且因③部落渣后,在棚架上堆得较高,不利②部排烟,故③部需离②部足够距离,一般为 15~20m;

④部为两侧扩大开挖,与③部一样挖至设计轮廓线,为使施工互不干扰,④部应距③部约 20~30m;

⑤部为向下刷帮,⑤部与④部拉开的距离应保证出渣工作方便,并可存放一定数量的斗车,一般相距 10~15m;

⑥部刷帮直至底面水平,如设置侧水沟,则同时挖出水沟断面,因⑤部开挖后要拆除棚架,为了互不干扰,⑥部应距⑤部约 10~20m;

Ⅶ部为墙部衬砌灌筑,此时,整个断面已经挖成,⑥部开挖时,爆破安全距离要比小断面中开挖时大,通常距⑥部约 40~50m。为避免围岩暴露时间过长,拉开距离太大也是不适宜的;

Ⅷ部为修筑拱部衬砌。

2. 漏斗棚架构造

漏斗棚架构造如图 6-7-2 所示。

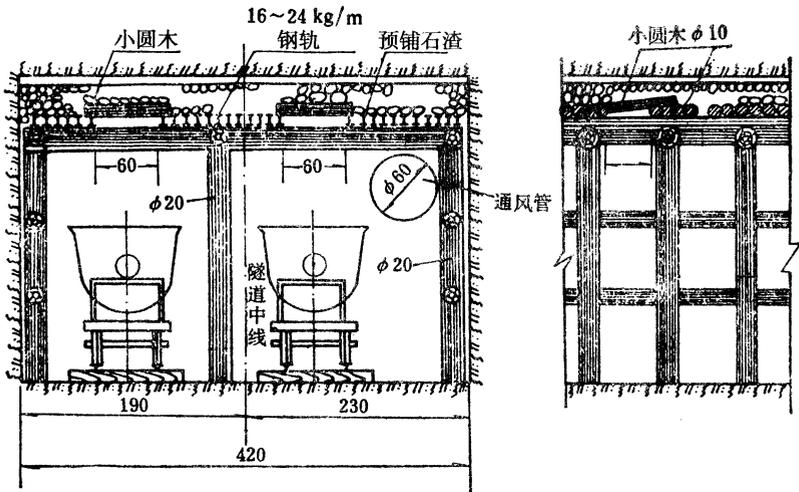


图 6-7-2

棚架一般由圆木及旧钢轨(或厚木板)、小圆木等构成。顶梁通常采用直径 25~30cm 圆木,立柱采用直径 20cm 圆木,上面纵向排列 16~24kg/m 的钢轨,在运输线上方留有 60~75cm 宽的纵向空隙,其间用 1m 长,直径为 10cm 的小圆木密排盖住。棚架构造应考虑所采用的出渣运输车辆所必需的安全运输空间,布置通风管道,电线,高压风管等必需的空间,以及运输车辆与管间需有 20cm 以上的安全空隙,施工人员避让的空间。为避免爆破后石渣落下的冲击力打坏棚架,在放炮前棚架顶面应预留有厚 20~30cm 的石渣。②、③、④、⑤部开挖的石渣都先堆放在棚架上,故棚架要有一定的长度。爆破后石渣块度不能太大,要与漏斗口(即上述棚架顶部留的纵向空隙)大小相配合,同时要考虑装车方便及防止落渣砸坏装渣车辆。

3. 漏斗棚架法的适用范围及特点

该法常用于围岩较稳定的坑道施工,一般适用于Ⅵ~Ⅳ类围岩石质隧道。

该法将断面分成若干部分进行开挖,工作面拉开,可容纳较多人员同时施工,这对工作面少和空间窄小的地下施工、且无大型机具的条件下是很可取的。除①部开挖外,均有较多的爆破临空面,爆破效果好,爆破器材省。利用棚架及渣堆可不另作脚手架而完成整个断面的钻爆作业。棚架上石渣装车由漏斗口漏入车内,省力、速度快。这使该法能在无大型机具条件下获得快速施工的效果。

该法衬砌施工是先墙后拱,因此,衬砌质量较好。施工中对于个别岩块松动,因有棚架,可便于架设临时支护。

但该法由于每个开挖口需要 60~70 延米的漏斗棚架,需有大量木材、钢轨,棚架也易因爆破而损坏,⑥部开挖易损坏风水管设备,工作面拉开距离长,虽对配备劳力有利,但围岩暴露时间较长,对施工安全不利。

二、反台阶法

该法由漏斗棚架法发展而来,施工顺序如图 6-7-3 示。当坑道开挖后,围岩稳定,不需临时支护,如Ⅵ、Ⅴ类围岩,且无大型装渣等施工机具时,可采用该法。因道路隧道跨度较大,漏斗棚架需大量木材、钢材。采用该法施工既能使工序减少、施工干扰少、下部断面可一次挖至设计宽度、空间大、便于出渣运输和布置管线,又能节省大量材料。

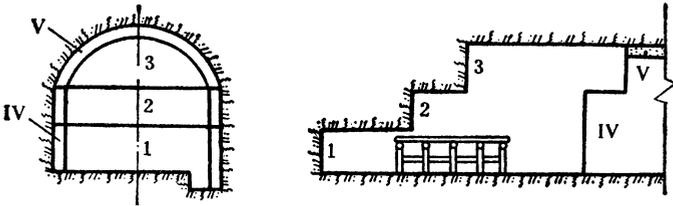


图 6-7-3

三、正台阶法

当围岩稳定性较好,开挖后不需或仅需局部临时支护的坑道,且有能力较强的装渣出渣机具设备,则可采用如图 6-7-4 所示的正台阶施工方法。施工顺序为先挖上部弧形断面(高一般为 2.0~2.4m),然后挖下面部分,下部亦可分若干台阶,装渣机械有足够能力时,应尽量减少分层,以一次开挖为宜,这可使开挖面平整,便于爆破,减少翻渣工作量。

①部开挖不宜超前过多,以免石渣积聚在台阶上,这样可以减少翻渣工作,加快循环作业。

当采用人工翻渣时,该法宜台阶数多些,多层台阶可使上部断面钻眼与下台阶翻渣工作同时进行,使整个循环时间缩短。台阶高度和宽度一般为高 2.0m 左右,宽 1.5m 左右。台阶斜度为 1:0.3 ~ 1:0.6。

该法工序少,干扰少,爆破效果好。但在围岩条件变化较大而需变换为其它施工方法时,则比较困难。

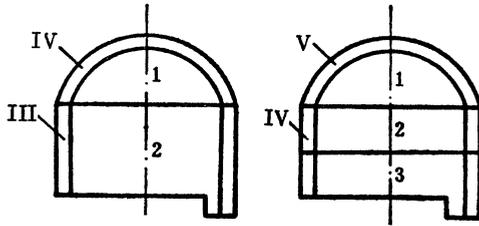


图 6-7-4

四、全断面开挖法

在围岩稳定、完整,开挖后不需临时支护,施工有大型机具设备的情况下,可采用全断面开挖法,施工顺序如图 6-7-5 所示。

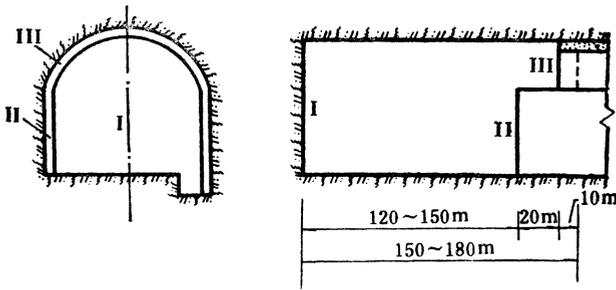


图 6-7-5

钻孔台车钻出全部炮眼,一次爆破成洞。通风排烟之后,用大型装渣机及配套的运载车辆迅速出渣,衬砌为先墙后拱,一般配备有活动模板及衬砌台车灌筑。当采用喷锚支护时,一般由台车同时钻出锚孔。

该法特点是:工序简单,断面一次挖成,能够较好地发挥深眼爆破的优越性,提高钻爆效果,各工序干扰少,空间大,便于大型机具设备的应用;各种管线铺设便利并较少被爆破损坏,运输、通风、排水等条件均较有利,便于施工组织与施工管理。

但是由于应用大型机具,就需要相应的施工便道、组装场地、检修设备、足够的能源,因此该法的应用往往受到条件限制。而且当隧道较长,地质情况多变时,变换施工方法

需要较多时间。

该法一般适用于V、VI类围岩的石质隧道施工。

五、上下导坑先拱后墙法

该法适于VI类及III类围岩的石质或土质道路隧道施工。

1. 施工顺序

如图6-7-6所示。有二个导坑,先挖出上部断面,然后把拱圈修筑好,在拱圈保护之下开挖下部断面,然后再修筑边墙等。

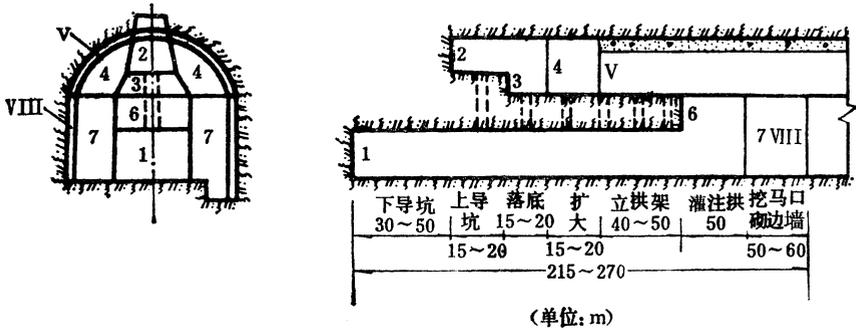


图 6-7-6

上导坑位置应考虑到围岩压力增长有可能顶部支撑不能拆除,在永久支护修筑之前支撑有一定沉落,因此支撑需架设在设计轮廓线外,并根据地质情况预留沉落量。沉落量的大小,土质隧道为30~60cm,软石隧道为20~40cm。

2. 防止拱圈下沉的措施

在拱圈保护下开挖下部断面,施工较安全,但当挖去边墙处围岩后,拱脚会因“悬空”而下沉,不采取措施防止拱圈下沉,会导致拱圈开裂,严重时甚至会整段拱圈下落而发生事故,因此需采取如下措施。

(1) 拱圈混凝土达70%设计强度后进行下部开挖,以防拱圈因不大的不均匀下沉即开裂。若工期紧迫,则应采用高标号水泥,适当使用早强剂等措施。

(2) 控制下部开挖时的炸药用量,避免拱圈因爆破受损,开挖中层应在拱脚处留0.3~1.0m平台。围岩稳定性差时,应分段跳跃开挖,不宜一次挖通;

(3) 边墙部分围岩开挖采取“挖马口”方式。拱圈是分环节灌注的,施工缝处的联结较弱,隧道拱圈被施工缝分割为一段一段,为避免开挖边墙处围岩时使整段拱圈悬空,需采用跳槽施工,即称为马口开挖。

图6-7-7所示马口开挖为错开与对开相结合的施工布置。

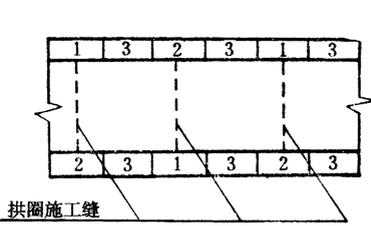


图 6-7-7

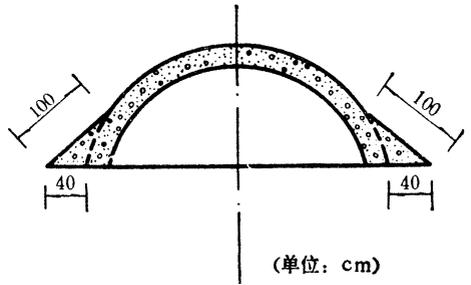


图 6-7-8

为防止拱圈下沉,马口开挖长度应予控制,Ⅵ~Ⅳ类围岩中一般不宜超过 10m,Ⅲ~Ⅰ类围岩中不宜超过 4m。对于一环拱圈,端部错开施工,待两端边墙衬砌后,中间部分可以对开。错开施工要待混凝土达 70% 设计强度,其进度较慢。

(4) 拱脚悬空后需加强临时支撑,围岩稳定性差时,拱脚应设置托梁。

(5) 适当加厚拱脚处衬砌,呈大拱脚状如图 6-7-8 所示。边墙部分开挖后,拱脚仍有部分支承在围岩上,不致完全悬空,防止拱圈下沉。围岩较稳定时,大拱脚拱圈下部马口开挖可减少步骤,例如减至二步,如图 6-7-9 所示。在围岩更稳定的情况下(硬石质隧道)还可采取对开马口方式,每次挖 4~8m。由于不必来回跳跃,既加快了进度,又可提高衬砌质量(避免因跳跃开挖,后开挖时会打坏对面已成衬砌)。甚至因大拱脚而使边墙受力情况改善,可减薄边墙(即如构造章节介绍的大拱脚薄边墙衬砌),节省混凝土用量。

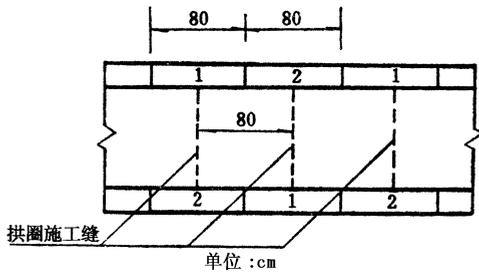


图 6-7-9

3. 上下导坑先拱后墙法施工特点

该法最大优点是施工安全。设两个导坑,运输、通风、排水、管线路布置等都易解决,能拉开工作面,便于使用小型机具。遇地质情况变化,变换施工方法较易。

马口开挖影响进度,并使衬砌质量低,整体性差,边墙与拱脚处封口不易密实。该法工序多、干扰大,施工管理不便,两个导坑也增加开挖费用。

六、下导坑先拱后墙法

施工顺序如图 6-7-10 所示,该法适用于Ⅳ、Ⅴ类围岩的道路隧道施工。

该法以下导坑领先,然后类似漏斗棚架法。②、③、④部开挖完成时,断面如蘑菇形,故又称为蘑菇形开挖法。以后步骤与上下导坑先拱后墙法相同。可见,此法介于漏斗棚架法与上下导坑先拱后墙法之间,故该法有②、③、④都可用漏斗棚架法出渣的优点,亦具先拱后墙法的安全优点。不过该法消耗的木材钢轨较多,棚架易因爆破受损,挖马口还影响施工进度,衬砌的整体性也差。

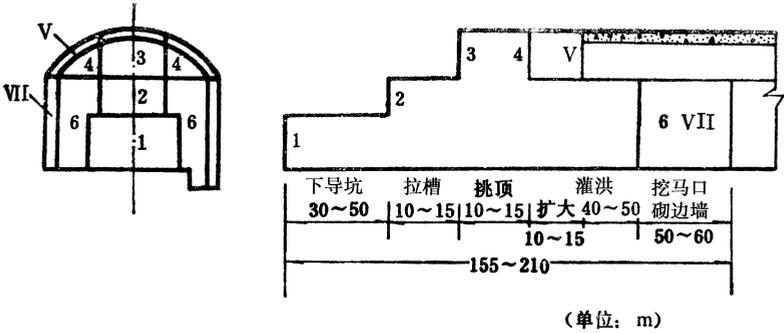


图 6-7-10

七、品字形导坑先拱后墙法

该适用于Ⅴ~Ⅲ类围岩石质道路隧道施工,施工顺序如图 6-7-11 所示。

在下部两侧开挖下导坑,顶部布置上导坑,呈品字形。上导坑沿两帮扩大,挖完拱部围岩后即砌拱圈,然后向下挖出边墙部分⑦(即⑤下面部分),修筑边墙衬砌Ⅷ。⑨部岩体称为核心,最后开挖核心,在开挖之前,它可作为临时支撑的基础。

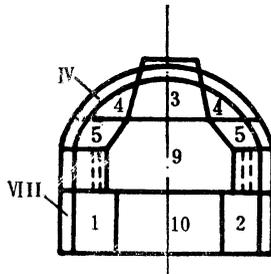


图 6-7-11

上导坑的布置同样需考虑预留沉陷量。下导坑的位置需注意⑦部有足够的厚度而

不使拱脚沉陷,若⑦部厚度不够,则需下导坑往中间布置,或缩窄下导坑宽度以使拱脚下先不挖空,然后跳跃开挖。围岩松软时,拱脚处要设置托梁,以防拱圈下沉。

⑦部宜跳跃开挖,挖一段,修筑一段边墙。但在Ⅴ类围岩中,岩体较稳定,可按顺序开挖、砌墙。

该法工作面较多,施工干扰少,保留核心有利于支撑和施工安全,进度也较快。但有三个导坑,造价较高,衬砌整体性也较差,变换施工方法较难。

八、侧壁导坑法

此法适用于Ⅰ、Ⅱ类围岩土质道路隧道。施工顺序如图6-7-12所示。

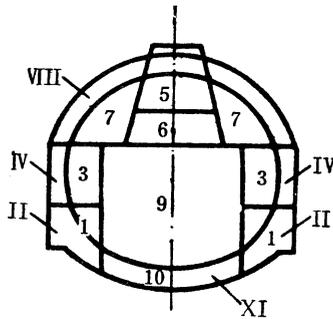


图 6-7-12

断面下部两侧开挖导坑,挖后即灌筑边墙下部,达到强度要求后再开挖上面第二层导坑,接着灌筑边墙上部。待两侧边墙修好后,再开挖上导坑,并沿两帮扩大,核心部分暂保留,待砌筑拱圈之后,最后挖除核心,并砌筑仰拱。

当围岩比较稳定时,侧导坑可宽些,砌边墙后尚可有运输通道。但在围岩不稳定,围岩压力较大时,或在松软含水层处,则导坑宽度就不能太大,应尽量减小宽度。此时,一般在边墙灌筑后就没有空间可通行,往往是先回填土石,以防所砌边墙被侧压推动或压坏,修筑边墙时是由内向外灌筑,开挖一段砌筑一段。

衬砌修完前,⑨部核心作为临时支护的基础,所以核心需有足够的宽度,并防止⑨部土体挖成反台阶形,使⑨部核心可靠地承受临时支护传来的压力。

因该法用于围岩不稳定的情况,故需注意临时支护结构要坚固可靠,及时,必要时用“先撑后挖”方式进行开挖(如插板法等)。衬砌时需支撑抽换,此时也应按“先顶后抽”的原则进行。

该法安全可靠,坑道暴露时间短,开挖面小,对围岩扰动小,留核心土能使支撑材料节省并较可靠。衬砌为先墙后拱,质量较好。但施工进度慢,导坑多,造价高,通风排水困难。

九、复合衬砌施工方法(新奥法)

该法施工顺序为：

当开挖面稳定时,如图 6-7-13(a),施工顺序是开挖→第一次柔性衬砌→施工量测(位移、应力等量测)→防水层→第二次衬砌。

当开挖面不稳定时,如图 6-7-13(b),施工顺序是开挖弧形导坑→第一次柔性衬砌(拱)→开挖核心及侧壁→第一次柔性衬砌(边墙)→开挖仰拱部分并修筑仰拱→施工量测(位移、应力等量测)→防水层→第二次衬砌。

坑道开挖后,在岩体松散破坏之前,及时修筑一层柔性薄壁衬砌(第一次衬砌),通过施工中的量测监视,确定围岩变形稳定之后,修筑防水层及第二次衬砌,此即为复合衬砌施工方法(新奥法)。该法并不单纯是一种施工方法或支护方法,该法是对围岩动态性质通过施工中的量测的认识和理解,通过周密的量测工作,系统地控制坑道变形与应力,从而确定所建立的支护体系受力情况,并不断加以修改,完善。

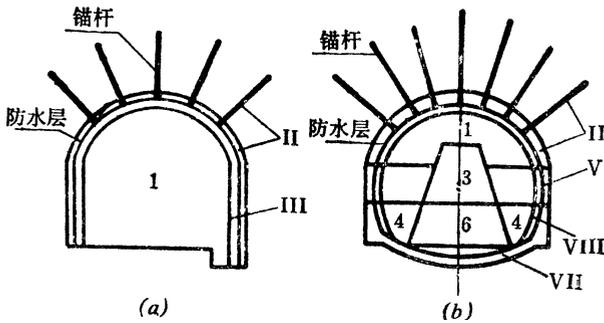


图 6-7-13

衬砌为联合型复合衬砌。开挖可一次或分部完成,如图 6-7-13 例中,开挖后装设锚杆支撑并喷混凝土作为第一次支护,通过量测,待岩体变形稳定后,约距开挖面 100 至 500m 处,修防水层及修筑第二次支护(喷混凝土或灌注整体式混凝土衬砌)。可见,本法是以喷混凝土、锚杆作为主要支护手段的一种施工方法。但衬砌材料并不限于这些,衬砌可用锚杆、喷混凝土、灌注混凝土、混凝土预制块、钢拱支撑等,各类支护均可单独或联合使用。

与前述方法相比,该法有如下特点：

1. 支护为联合型复合衬砌,支护作业分两步,坑道开挖后迅速修筑早期柔性支护,用以控制岩体初期变形,这种变形在初期发展较快,经量测确定围岩充分稳定后,修筑防水层及第二次衬砌；

2. 第一次柔性支护与围岩共同工作,并允许有限制的变形,防止产生强大的松散土

压,第二次衬砌基本上是不承载的;

3. 如设锚杆则可提高原岩体的岩体强度;

4. 以施工量测信息控制施工程序,并根据量测信息检验、修改和完善支护体系的设计。

在施工中,该法有许多变化方案,但其施工程序基本是一致的。该法在设计中,不但要决定支护结构的参数,而且还需包括施工过程及施工量测的设计,这是该法的关键。在一般情况下,该法可用于各类围岩。

第八章 隧道特殊地质地段施工质量控制

第一节 概 述

在修建隧道中,常遇到一些不利于施工的特殊地质地段。如膨胀土围岩、黄土、溶洞、断层、松散地层、流沙、岩爆等。在开挖、支护和衬砌过程中,由于各种因素的影响都可能发生土石坍塌、坑道受压支撑变形、衬砌结构断裂和各种特殊施工问题,严重影响施工进度、安全和质量。隧道穿越含有瓦斯的地质,更严重地威胁着施工安全。

下面将讲述一些在特殊地质条件下进行隧道施工时,应掌握的基本知识、采取相应的施工方法和防范措施。

隧道通过特殊地质地段施工时应注意以下几点:

(1)施工前应对设计所提供的工程地质和水文地质资料进行详细分析了解,深入细致地作施工调查,制订相应的施工方法和措施,备足有关机具材料,认真编制和实施施工组织设计,使工程达到安全、优质、高效的目的。反之,即便地质并非不良,也会因准备不足,施工方法不当或措施不力导致施工事故,延误施工进度。

(2)特殊地质地段隧道施工,以“先治水、短开挖、弱爆破、强支护、早衬砌、勤检查、稳步前进”为指导原则。隧道选择施工方法(包括开挖及支护)时,应以安全为前提,综合考虑隧道工程地质及水文地质条件、断面型式、尺寸、埋置深度、施工机械装备、工期和经济的可行性等因素而定。同时应考虑围岩变化时施工方法的适应性及其变更的可能性,以免造成工程失误和增加投资。

(3)隧道开挖方式,无论是采用钻爆开挖法、机械开挖法,还是采用人工和机械混合

开挖法,应视地质、环境、安全等条件合理选用。如用钻爆法施工时,光面爆破和预裂爆破技术,既能使开挖轮廓线符合设计要求,又能减少对围岩的扰动破坏。爆破应严格按照钻爆设计进行施工,如遇地质变化应及时修改完善设计。

(4)隧道通过自稳时间短的软弱破碎岩体、浅埋软岩和严重偏压、岩溶流泥地段、砂层、砂(砾)石层、断层破碎带以及大面积淋水或涌水地段时,为保证洞体稳定可采用超前锚杆、超前小钢管、管棚、地表预加固地层和围岩预注浆等辅助施工措施,对地层进行预加固、超前支护或止水。

(5)采用新奥法施工的隧道,为了掌握施工中围岩和支护的力学动态及稳定程度,以及确定施工工序,保证施工安全,应实现现场监控量测,充分利用监控量测指导施工。对软岩浅埋隧道须进行地表下沉观测,这对及时预报洞体稳定状态,修正施工都十分重要。

(6)特殊地质地段隧道,除大面积淋水地段、流沙地段,穿过未胶结松散地层和严寒地区的冻胀地层等,施工时应采取相应的措施外,均可采用锚喷支护施工。爆破后如开挖工作面有坍塌可能时,应在清除危石后及时喷射混凝土护面。如围岩自稳性很差,开挖难以成形,可沿设计开挖轮廓线预打设超前锚杆。锚喷支护后仍不能提供足够的支护能力时,应及早装设钢架支撑加强支护。

(7)当采用构件支撑作临时支护时,支撑要有足够的强度和刚度,能承受开挖后的围岩压力。围岩出现底部压力,产生底膨现象或可能产生沉陷时应加设底梁。当围岩极为松软破碎时,应采用先护后挖,暴露面应用支撑封闭严密。根据现场条件,可结合管棚或超前锚杆等支护,形成联合支撑。支撑作业应迅速、及时,以充分发挥构件支撑的作用。

(8)围岩压力过大,支撑受力下沉侵入衬砌设计断面,必须挑顶(即将隧道顶部提高)时,其处理方法是:拱部扩挖前发现顶部下沉,应先挑顶后扩挖。当扩挖后发现顶部下沉,应立好拱架和模板先灌筑满足设计断面部分的拱圈,俟混凝土达到所需强度并加强拱架支撑后,再行挑顶灌筑其余部分。挑顶作业宜先护后挖。

(9)对于极松散的未固结围岩和自稳性极差的围岩,当采用先护后挖法仍不能开挖成形时,宜采用压注水泥砂浆或化学浆液的方法,以固结围岩,提高其自稳性。

(10)特殊地质地段隧道衬砌,为防止围岩松弛,地压力作用在衬砌结构上,致使衬砌出现开裂、下沉等不良现象。因此,采用模筑衬砌施工时,除遵守隧道施工技术规范的有关规定施工外,还应注意:当拱脚、墙基松软时,灌筑混凝土前应采取措施加固基底。衬砌混凝土应采用高标号或早强水泥,提高混凝土等级,或采用掺速凝剂、早强剂等措施,提高衬砌的早期承载能力。仰拱施工,应在边墙完成后抓紧进行,或根据需要在初期支护完成后立即施作仰拱,使衬砌结构尽早封闭,构成环形改善受力状态,以确保衬砌结构的长期稳定坚固。

第二节 膨胀土围岩地段施工

膨胀土系指土中粘土矿物成分主要由亲水性矿物组成,同时具有吸水显著膨胀软化和失水收缩硬裂两种特性,且具有湿胀干缩往复变形的高塑性粘性土。决定膨胀性的亲水矿物主要是蒙脱石粘土矿物。

我国是世界上膨胀土分布面积最广的国家之一。现已发现有膨胀土发育的地区达20余个省、市、自治区,遍及西南、西北、东北、长江与黄河中下游及东南沿海地区。其中,主要有:云南、贵州、四川、湖北、安徽、广东、广西、陕西、山西、河南、山东和河北等省区,分布是十分广泛的。

一、膨胀土围岩的特性

隧道穿过膨胀土地层,隧道开挖后不久,常常可以见到围岩因开挖而产生变形,或者因浸水而膨胀,或因风化而开裂等现象。使坑道的顶部及两侧向内挤入,底部鼓起,随着时间的增长导致围岩失稳,支撑、衬砌变形和破坏。这些现象说明膨胀土围岩性质是极其复杂的。它与一般土质的围岩性质有着根本的区别。

膨胀土围岩的基本特性,主要有以下三方面:

(1)膨胀土围岩大多具有原始地层的超固结特性,使土体中储存有较高的初始应力。当隧道开挖后,引起围岩应力释放,强度降低,产生卸荷膨胀。因此,膨胀土围岩常常具有明显的塑性流变特性,开挖后将产生较大的塑性变形。

(2)膨胀土中发育有各种形态的裂隙,形成土体的多裂隙性。膨胀土围岩实际上是土块与各种裂隙和结构面相互组合形成的膨胀土体。由于膨胀土体在天然原始状态下具有高强度特性,隧道开挖后洞壁土体失去边界支撑而产生胀缩,同时因风干脱水使原生隐裂隙张弛,使围岩强度急剧衰减。因此,隧道施工开挖过程中,常有初期围岩变形大,发展速度快等现象。

(3)膨胀土围岩因吸水而膨胀,失水而收缩,土体中干湿循环产生胀缩效应。一是使土体结构破坏,强度衰减或丧失,围岩压力增大。二是造成围岩应力变化,无论膨胀压力或收缩压力,都将破坏围岩的稳定性,特别是膨胀压力将对增大围岩压力起叠加作用。

二、膨胀土围岩对隧道施工的危害

由于膨胀土围岩的特殊工程地质性质及其围岩压力特性,使膨胀土的隧道围岩具有

普遍开裂、内挤、坍塌和膨胀等变形现象。膨胀土隧道围岩变形常具有速度快、破坏性大、延续时间长和整治较困难等特点。施工中常见的几种情况,简述如下:

(1)围岩裂缝 隧道开挖后,由于开挖面上土体原始应力释放产生胀裂;另外,因为表层土体风干而脱水,产生收缩裂缝。同时,两种因素都可以使土中原生隐裂隙张开扩大。沿围岩周边产生裂缝,尤其在拱部围岩容易产生张拉裂缝与上述裂缝贯通,形成局部变形区。

(2)坑道下沉:由于坑道下部膨胀土体的承载力较低,加之上部围岩压力过大,而产生坑道下沉变形。坑道的下沉,往往造成支撑变形、失效,进而引起土体坍塌等现象。

(3)围岩膨胀突出和坍塌:膨胀土开挖过程中或开挖后,围岩产生膨胀土变形,周边土体向洞内膨胀突出,开挖断面缩小。在土体丧失支撑或支撑力不够的状态下,由于围岩压力和膨胀压力的综合作用,使土体产生局部破坏,由裂缝发展到出现溜塌,然后逐渐牵引周围土体连续破坏,形成坍塌。

(4)底鼓 隧道底部开挖后,洞底围岩的上部压力解除,又无支护体约束的条件下,由于应力释放,洞底围岩产生卸荷膨胀,加之坑道积水,使洞底围岩产生浸水膨胀。因而造成洞底围岩鼓出变形。

(5)衬砌变形和破坏:在先拱后墙法施工中,拱部衬砌完成后至开挖马口的这段时间,由于围岩和膨胀压力,常常产生拱脚内移,同时发生不均匀下沉,拱脚支撑受力大,发生扭曲、变形或折断。拱顶受挤压下沉,也有向上凸起。拱顶外缘经常出现纵向贯通拉裂缝,而拱顶内缘出现挤裂、脱皮、掉块现象。在拱腰部位出现纵向裂缝,这些裂缝有时可发展到张开、错台。当采用直墙时,边墙常受膨胀侧压而开裂,甚至张开、错台,少数曲墙也有出现水平裂缝的情况。当底部未做仰拱或仅做一般铺底时,有时会出现底部鼓起,铺底被破坏。

三、膨胀土围岩的隧道施工要点

(一)加强调查、量测围岩的压力和流变

在膨胀土地层中开挖隧道,除了认真实施设计文件所提出的技术要求外,在施工过程中应对围岩压力及其流变情况进行充分的调查和量测,分析其变化规律。对地下水亦应探明分布范围及规律,了解水对施工的影响程度,以便根据围岩动态采取相应的施工措施。如原设计难以适应围岩动态情况,也可据此作适当修正。

(二)合理选择施工方法

膨胀土隧道围岩压力的施工效应,是导致隧道变形病害的主要原因。采用合理的施工方法,对隧道的稳定性有着十分重要的作用。因此,在施工中应以尽量减少对围岩产

生扰动和防止水的浸湿为原则,所以宜采用无爆破掘进法。如采用掘进机、风镐、液气钎等开挖。在开挖过程中尽可能缩短围岩暴露时间,并及时衬砌,以尽快恢复洞壁因土体开挖而解除的部分围岩应力,减少围岩膨胀变形。开挖方法宜不分部或少分部,多采用正台阶法、侧壁导坑法和“眼镜法”。正台阶法适用于跨度小的隧道,它分部少相互干扰小,且能较早地使支护(衬砌)闭合。侧壁导坑法和“眼镜法”较适用于跨度较大的隧道,它具有防止上半断面支护(衬砌)下沉的优点,但全断面闭合时间较迟,必须注意防止边墙混凝土受压向隧道内挤。

(三)防止围岩湿度变化

隧道开挖后,膨胀土围岩风干脱水或浸水,都将引起围岩体积变化,产生胀缩效应。因此,隧道开挖后及时喷射混凝土,封闭和支护围岩。在有地下水渗流的隧道,应采取切断水源并加强洞壁与坑道防、排水措施,防止施工积水对围岩的浸湿等。如局部渗流,可采用注浆堵水阻止地下水进入坑道或浸湿围岩。

(四)合理进行围岩支护

膨胀土围岩支护必须适应围岩的膨胀特性。在施工时应注意以下几点:

(1)喷锚支护,稳定围岩。喷锚支护作为开挖膨胀土围岩的施工支护,可以加强围岩的自承能力,允许有一定的变形而又不失稳。采用喷锚支护,应紧跟开挖必要时在喷射混凝土的同时,采用钢筋网。也可采用钢纤维混凝土提高喷层的抗拉和抗剪能力。当膨胀压力很大时,可用锚喷及钢架或格栅联合支护,在隧道底部打设锚杆,也可以在隧道顶部打入超前锚杆或小导管支护。膨胀土围岩隧道的支护,尽可能使其在开挖面周壁上迅速闭合。如果是台阶开挖,可在上半部开挖后尽快作出半部闭合,使围岩尽早受到约束。总之,不论采用哪一种类型的支护,都必须根据工程实际情况及围岩变形状态而定。

(2)衬砌结构及早闭合。膨胀土围岩隧道开挖后,围岩向内挤压变形一般是在四周同时发生,所以施工时要求隧道衬砌及早封闭。从理论上讲,拱部、边墙及仰拱宜整体完成,衬砌受力条件最好。但受施工条件的限制往往难以实现。因此,在灌筑拱圈部分时,应在上台阶的底部先设置临时混凝土仰拱或喷射混凝土作临时仰拱,以使拱圈在边墙、仰拱未完成前,自身形成临时封闭结构。然后当进行下部台阶施工时,再拆除临时仰拱,并尽快灌筑永久性仰拱。

第三节 黄土地段施工

黄土在我国分布较广。黄河中游的河南西部、山西南部、陕西和甘肃的大部分地区为

我国黄土和湿陷性黄土的主要分布区。这些地区的黄土分布厚度大、地层全而连续,发育亦较典型。其他地区如河北、山东、内蒙和东北各地以及青海、新疆等地亦有所分布。

一、黄土分类及其对隧道施工的影响

黄土是在干燥气候条件下形成的一种具有褐黄、灰黄或黄褐等颜色,并有针状大孔、垂直节理发育的特殊性土。

黄土按其形成的年代可分为,形成于下更新世 Q_1 的午城黄土和中更新世 Q_2 的离石黄土,称为老黄土。普遍覆盖在上述黄土上部及河谷阶地地带上新更新世 Q_3 的马兰黄土及全新世 Q_4 下部的次生黄土,称之为新黄土。此外,还有新近堆积黄土,为 Q_4 的最新堆积物,多为近几十年至近几百年形成的。

根据其物理性质不同,按塑性指数 (I_p) 的大小可分为,黄土质粘砂土 ($1 < I_p \leq 7$),黄土质砂粘土 ($7 < I_p \leq 17$) 及黄土质粘土 ($17 < I_p$)。

黄土地层对隧道施工的影响主要是:

(1)黄土节理:在红棕色或深褐色的古土壤黄土层,常具有各方向的构造节理,有的原生节理呈 X 型,成对出现,并有一定延续性。在隧道开挖时,土体容易顺着节理张松或剪断。如果这种地层位于坑道顶部,则极易产生“塌顶”。如果位于侧壁,则普遍出现侧壁掉土,若施工时处理不当,常会引起较大的坍塌。

(2)黄土冲沟地段:隧道在黄土冲沟或塬边地段施工时,当隧道在较长的范围内沿着冲沟或塬边平行走向,而覆盖较薄或偏压很大的情况下,容易发生较大的坍塌或滑坡现象。

(3)黄土溶洞与陷穴:黄土溶洞与陷穴,是黄土地区经常见到的不良地质现象,隧道若修建在其上方,则有基础下沉的危害。隧道若修建在其下方,常有发生冒顶的危险。隧道若修建在其邻侧,则有可能承受偏压。

(4)水对黄土隧道施工的影响:在含有地下水的黄土层中修建隧道,由于黄土在干燥时很坚固,承压力也较高,施工可顺利进行。当其受水浸湿后,呈不同程度的湿陷性,会突然发生下沉现象,使开挖后的围岩迅速丧失自稳能力,如果支护措施满足不了变化后的情况,极易造成坍塌。

施工中洞内排水不良,洞内道路会形成泥泞难行,不论是无轨还是有轨运输都会给道路的维护、机械的使用与保养、隧道的铺底或仰拱施工作业等方面带来很大的困难。

二、黄土隧道的施工方法

(1)黄土隧道施工,应做好黄土中构造节理的产状与分布状况的调查。对因构造节理切割而形成的不稳定部位,在施工时加强支护措施,防止坍塌,以策安全施工。

(2) 施工中应遵循“短开挖、少扰动、强支护、实回填、严治水、勤量测”的施工原则,紧凑施工工序,精心组织施工。

(3) 开挖方法宜采用短台阶法或分部开挖法(留核心法),初期支护应紧跟开挖面施作。

(4) 黄土围岩开挖后暴露时间过长,围岩周壁风化至内部,围岩体松弛加快,进而发生坍方。因此,宜采用复合式衬砌,开挖后以喷射混凝土、锚杆、钢筋网和钢支撑作初期支护,以形成严密的支护体系。必要时可采用超前锚杆、管棚支撑加固围岩。在初期支护基本稳定后,进行永久支护衬砌。衬砌背后回填要密实,尤其是拱顶回填。

(5) 做好洞顶、洞门及洞口的防排水系统工程,并妥善处理好陷穴、裂缝,以免地面积水浸蚀洞体周围,造成土体坍塌。在含有地下水的黄土层中施工时,洞内应施作良好的排水设施。水量较大时,应采用井点降水等法将地下水位降至隧道衬砌底部以下,以改善施工条件,加快施工速度。在干燥无水的黄土层中施工,应管理好施工用水,不使废水漫流。

三、黄土隧道施工的注意事项

(1) 施工中如发现工作面有失稳现象,应及时用喷射混凝土封闭、加设锚杆、架立钢支撑等加强支护。

试验表明,在黄土隧道中喷射混凝土和砂浆锚杆作为施工临时支护效果良好。

(2) 施工时特别注意拱脚与墙脚处断面,如超挖过大,应用浆砌片石回填。如发现该处土体承载力不够,应立即采取相应措施进行加固。

(3) 黄土隧道施工,宜先作仰拱,如果不能先作仰拱时,可在开挖与灌筑仰拱前,为防止边墙向内位移,应加设横撑。

(4) 施工中如发现不安全因素时,应暂停开挖,加强临时支护,以便采取适应性的工序安排。

第四节 溶洞处理措施

溶洞是以岩溶水的溶蚀作用为主,间有潜蚀和机械塌陷作用而造成的基本水平方向延伸的通道。溶洞是岩溶现象的一种。

岩溶是指可溶性岩层,如石灰岩、白云岩、白云质灰岩、石膏、岩盐等,受水的化学和机械作用产生沟槽、裂缝和空洞以及由于空洞的顶部塌落使地表产生陷穴、洼地等类现象和作用。我国石灰岩分布极广,常会遇到溶洞。因此,在这些地区修建隧道,必须予以注意。

一、溶洞的类型及对隧道施工的影响

溶洞一般有死、活、干、湿、大、小几种。死、干、小的溶洞比较容易处理,而活、湿、大的溶洞,处理方法则较为复杂。

当隧道穿过可溶性岩层时,有的溶洞岩质破碎,容易发生坍塌。有的溶洞位于隧道底部,充填物松软且深,使隧道基底难于处理。有时遇到填满饱含水份的充填物溶槽,当坑道掘进至其边缘时,含水充填物不断涌入坑道,难以遏止,甚至使地表开裂下沉,山体压力剧增。有时遇到大的水囊或暗河,岩溶水或泥砂夹水大量涌入隧道。有的溶洞、暗河迂回交错、分支错综复杂、范围宽广,处理十分困难。

二、隧道遇到溶洞的处理措施

(1)隧道通过岩溶区,应查明溶洞分布范围和类型,岩层的完整稳定程度、充填物和地下水情况,据以确定施工方法。对尚在发育或穿越暗河水囊等地质条件复杂的岩溶区,应查明情况审慎选定施工方案。对有可能发生突然大量涌水、流石流泥、崩坍落石等,必须事先制定措施,确保施工安全。

(2)隧道穿过岩溶区,如岩层比较完整、稳定,溶洞已停止发育,有比较坚实的填充,且地下水量小,可采用探孔或物探等方法,探明地质情况,如有变化便于采取相应的措施。如溶洞尚在发育或穿越暗河水囊等岩溶区时,则必须探明地下水量大小、水流方向等,先要解决施工中的排水问题,一般可采用平行导坑的施工方案,以超前钻探方法,向前掘进。当出现大量涌水、流石流泥、崩坍落石等情况时,平导可作为泄水通道,正洞堵塞时也可利用平导在前方开辟掘进工作面,不致正洞停工。

(3)岩溶地段隧道常用处理溶洞的方法,有‘引、堵、越、绕’四种。

①引

遇到暗河或溶洞有水流时,宜排不宜堵。应在查明水源流向及其与隧道位置的关系后,用暗管、涵洞、小桥等设施渲泄水流或开凿泄水洞将水排除洞外(图6-8-1)。当岩溶水流的位置在隧道顶部或高于隧道顶部时,应在适当距离处,开凿引水斜洞(或引水槽)将水位降低到隧底标高以下,再行引排。当隧道设有平行导坑时,可将水引入平行导坑排出。

②堵

对已停止发育、跨径较小,无水的溶洞,可根据其与隧道相交的位置及其充填情况,采用混凝土、浆砌片石或干砌片石予以回填封闭,或加深边墙基础,加固隧道底部(图6-8-2)。当隧道拱顶部有空溶洞时,可视溶洞的岩石破碎程度在溶洞顶部采用锚杆或锚喷网加固,必要时可考虑注浆加固并加设隧道护拱及拱顶回填进行处理(图6-8-3)。

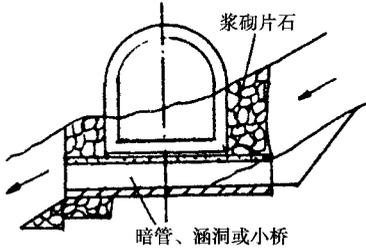


图 6-8-1 桥涵渲泄水流示意图

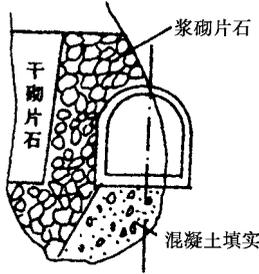


图 6-8-2 溶洞堵填示意图

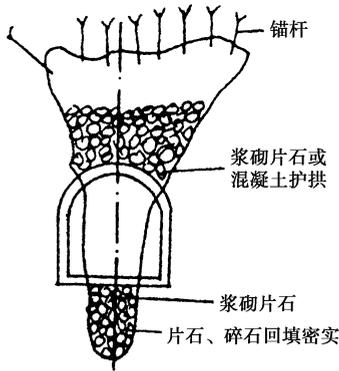


图 6-8-3 喷锚加固与护拱示意图

③越

当隧道一侧遇到狭长而较深的溶洞,可加深该侧的边墙基础通过(图 6-8-4)。隧道底部遇有较大溶洞并有流水时,可在隧道底部以下砌筑圬工支墙,支承隧道结构,并在支墙内套设涵管引排溶洞水(图 6-8-5)。隧道边墙部位遇到较大、较深的溶洞,不宜加深边墙基础时,可在边墙部位或隧底以下筑拱跨过(图 6-8-6)。当隧道中部及底部遇有深狭的溶洞时,可加强两边墙基础,并根据情况设置桥台架梁通过(图 6-8-7)。隧道穿过大溶洞,情况较为复杂时,可根据情况,采用边墙梁、行车梁等,由设计单位负责特殊设计后施工。

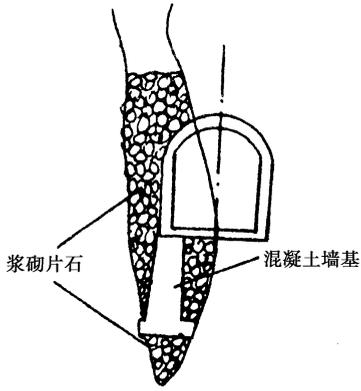


图 6-8-4 加深边墙基础示意图

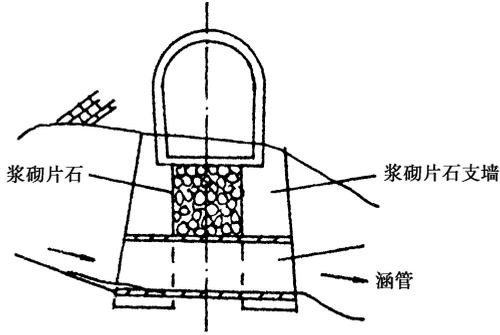


图 6-8-5 支墙内套设涵管示意图

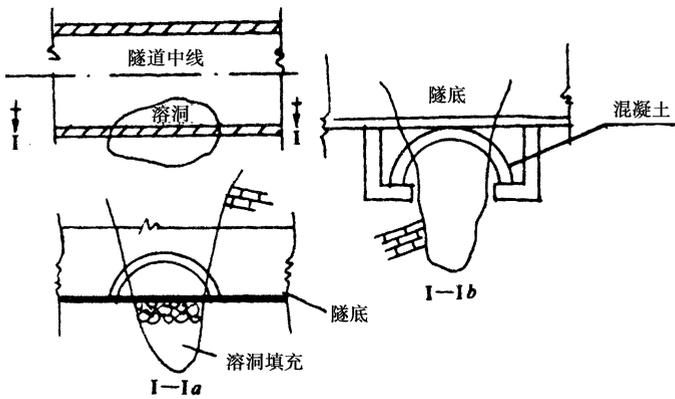


图 6-8-6 筑拱跨过示意图

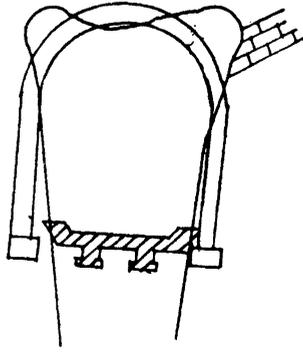


图 6-8-7 架梁跨过示意图

④绕

在岩溶区施工,个别溶洞处理耗时且困难时,可采取迂回导坑绕过溶洞,继续进行隧道前方施工,并同时处理溶洞,以节省时间,加快施工进度。绕行开挖时,应防止洞壁失稳。

三、溶洞地段隧道施工的注意事项

(1)当施工达到溶洞边缘,各工序应紧密衔接,支护和衬砌赶前。同时应利用探孔或物探作超前预报,设法探明溶洞的形状、范围、大小、充填物及地下水等情况,据以制定施工处理方案及安全措施。

(2)施工中注意检查溶洞顶部,及时处理危石。当溶洞较大较高且顶部破碎时,应先喷射混凝土加固,再在靠近溶洞顶部附近打入锚杆,并应设置施工防护架或钢筋防护网。

(3)在溶蚀地段的爆破作业应尽量做到多打眼、打浅眼,并控制爆破药量减少对围岩的扰动。防止在一次爆破后溶洞内的填充物突然大量涌入隧道,或溶洞水突然袭击隧道,造成严重损失。

(4)在溶洞充填体中掘进,如充填物松软,可用超前支护施工。如充填物为极松散的砾石、块石堆积或流塑状粘土及砂粘土等可于开挖前采用地表注浆、洞内注浆或地表和洞内注浆相结合加固。如遇颗粒细、含水量大的流塑状土壤,可采用劈裂注浆技术,注入水泥浆或水泥水玻璃双液浆进行加固。

(5)溶洞未做出处理方案前,不要将弃渣随意倾填于溶洞中。因弃渣覆盖了溶洞,不但不能了解其真实情况,反而会造成更多困难。

第五节 坍方施工

隧道开挖时,导致坍方的原因有多种,概括起来可归结为:一是自然因素,即地质状态、受力状态、地下水变化等;二是人为因素,即不适当的设计或不适当的施工作业方法等。由于坍方往往会给施工带来很大困难和很大经济损失。因此,需要尽量注意排除会导致坍方的各种因素,尽可能避免坍方的发生。

一、发生坍方的主要原因

(一)不良地质及水文地质条件

(1)隧道穿过断层及其破碎带,或在薄层岩体的小曲褶、错动发育地段,一经开挖,潜在应力释放快、围岩失稳,小则引起围岩掉块、坍落,大则引起坍方。当通过各种堆积体时,由于结构松散,颗粒间无胶结或胶结差,开挖后引起坍塌。在软弱结构面发育或泥质充填物过多,均易产生较大的坍塌。

(2)隧道穿越地层覆盖过薄地段,如在沿河傍山、偏压地段、沟谷凹地浅埋和丘陵浅埋地段极易发生坍方。

(3)水是造成坍方的重要原因之一。地下水的软化、浸泡、冲蚀、溶解等作用加剧岩体的失稳和坍落。岩层软硬相间或有软弱夹层的岩体,在地下水的作用下,软弱面的强度大为降低,因而发生滑坍。

(二)隧道设计考虑不周

(1)隧道选定位置时,地质调查不细,未能作详细的分析,或未能查明可能坍方的因素。没有绕开可以绕避的不良地质地段。

(2)缺乏较详细的隧道所处位置的地质及水文地质资料,引起施工指导或施工方案的失误。

(三)施工方法和措施不当

(1)施工方法与地质条件不相适应;地质条件发生变化,没有及时改变施工方法;工序间距安排不当;施工支护不及时,支撑架立不合要求,或抽换不当“先拆后支”;地层暴露过久,引起围岩松动、风化,导致坍方。

(2)喷锚支护不及时,喷射混凝土的质量、厚度不符合要求。

(3)按新奥法施工的隧道,没有按规定进行量测,或信息反馈不及时,决策失误、措施

不力。

(4) 围岩爆破用药量过多,因震动引起坍塌。

(5) 对危石检查不重视、不及时,处理危石措施不当,引起岩层坍塌。

二、预防坍方的施工措施

(1) 隧道施工预防坍方,选择安全合理的施工方法和措施至关重要。在掘进到地质不良围岩破碎地段,应采取“先排水、短开挖、弱爆破、强支护、早衬砌、勤量测”的施工方法。必须制订出切实可行的施工方案及安全措施。

(2) 加强坍方的预测。为了保证施工作业安全,及时发现坍方的可能性及征兆,并根据不同情况采用不同的施工方法及控制坍方的措施,需要在施工阶段进行坍方预测。预测坍方常用的几种方法:

① 观察法

a. 在掘进工作面采用探孔对地质情况或水文情况进行探察,同时对掘进工作面应进行地质素描,分析判断掘进前方有无可能发生坍方的超前预测。

b. 定期和不定期地观察洞内围岩的受力及变形状态,检查支护结构是否发生了较大的变形;观察是否岩层的层理、节理裂隙变大,坑顶或坑壁松动掉块;喷射混凝土是否发生脱落;以及地表是否下沉等。

② 一般量测法

按时量测观测点的位移、应力,测得数据进行分析研究,及时发现不正常的受力、位移状态及有可能导致坍方的情况。

③ 微地震学测量法和声学测量法

前者采用地震测量原理制成的灵敏的专用仪器;后者通过测量岩石的声波分析确定岩石的受力状态,并预测坍方。

通过上述预测坍方的方法,发现征兆应高度重视及时分析,采取有力措施处理隐患,防患于未然。

(3) 加强初期支护,控制坍方:当开挖出工作面后,应及时有效地完成喷锚支护或喷锚网联合支护,并应考虑采用早强喷射混凝土、早强锚杆和钢支撑支护措施等。这对防止局部坍塌,提高隧道整体稳定性具有重要的作用。

三、隧道坍方的处理措施

(1) 隧道发生坍方,应及时迅速处理。处理时必须详细观测坍方范围、形状、坍穴的地质构造,查明坍方发生的原因和地下水活动情况,经认真分析,制定处理方案。

(2)处理坍方应先加固未坍塌地段,防止继续发展。并可按下列方法进行处理:

①小坍方,纵向延伸不长、坍穴不高,首先加固坍体两端洞身,并抓紧喷射混凝土或采用锚喷联合支护封闭坍穴顶部和侧部,再进行清渣。在确保安全的前提下,也可在坍渣上架设临时支架,稳定顶部,然后清渣。临时支架待灌筑衬砌混凝土达到要求强度后方可拆除。

②大坍方,坍穴高、坍渣数量大,坍渣体完全堵住洞身时,宜采取先护后挖的方法。在查清坍穴规模大小和穴顶位置后,可采用管棚法和注浆固结法稳固围岩体和渣体,待其基本稳定后,按先上部后下部的顺序清除渣体,采取短进尺、弱爆破、早封闭的原则挖坍体,并尽快完成衬砌(图6-8-8)。

③坍方冒顶,在清渣前应支护陷穴口,地层极差时,在陷穴口附近地面打设地表锚杆,洞内可采用管棚支护和钢架支撑。

④洞口坍方,一般易坍至地表,可采取暗洞明作的办法。

(3)处理坍方的同时,应加强防排水工作。坍方往往与地下水活动有关,治坍应先治水。防止地表水渗入坍体或地下,引截地下水防止渗入坍方地段,以免坍方扩大。具体措施:

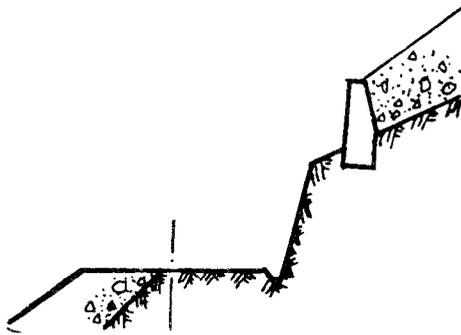


图6-8-8 大规模坍方处理实例示意图

1—第一次注浆 2—第二次注浆 3—第三次注浆 4—管棚;
5—衬线 6—坍体 7—初期支护 8—注浆孔 9—混凝土封堵墙

①地表沉陷和裂缝,用不透水土壤夯填紧密,开挖截水沟,防止地表水渗入坍体。

②坍方通顶时,应在陷穴口地表四周挖沟排水,并设雨棚遮盖穴顶。陷穴口回填应高出地面并用粘土或圪工封口,做好排水。

③坍体内有地下水活动时,应用管槽引至排水沟排出。防止坍方扩大。

(4)坍方地段的衬砌,应视坍穴大小和地质情况予以加强。衬砌背后与坍穴洞孔周壁间必须紧密支撑。当坍穴较小时,可用浆砌片石或干砌片石浆坍穴填满;当坍穴较大

时,可先用浆砌片石回填一定厚度,其以上空间应采用钢支撑等顶住稳定围岩,特大坍塌应作特殊处理。

(5)采用新奥法施工的隧道或有条件的隧道,坍塌后要加设量测点,增加量测频率,根据量测信息及时研究对策。浅埋隧道,要进行地表下沉测量。

第六节 松散地层施工

松散地层结构松散,胶结性弱,稳定性差,在施工中极易发生坍塌。如极度风化破碎已失岩性的松散体、漂卵石地层、砂夹砾石和含有少量粘土的土壤以及无胶结松散的干沙等。隧道穿过这类地层,应减少对围岩的扰动,一般采取先护后挖,密闭支撑,边挖边封闭的施工原则,必要时可采用超前注浆改良地层和控制地下水等措施。下面简述几种主要施工方法:

一、超前支护

隧道开挖前,先向围岩内打入钎、管、板等构件,用以预先支护围岩,防止坑道掘进时岩体发生坍塌。

(1)超前锚杆或超前小钢管 采用这种方法是爆破前,将超前锚杆或小钢管打入掘进前方稳定的岩层内。末端支撑在拱部围岩内的悬吊锚杆或格栅拱支撑上。使其起到支护掘进进尺范围内拱部上方,有效地约束围岩在爆破后的一定时间内不发生松弛坍塌。超前锚杆宜采用早强型砂浆锚杆,以尽早发挥超前支护作用。

(2)超前管棚法 此法适用于围岩为砂粘土、粘砂土、亚粘土、粉砂、细砂、砂夹卵石夹粘土等非常散软、破碎的土壤,钻孔后极易塌孔的地层。在采用此法时,管棚长度应按地质情况选用,但应保证开挖后管棚有足够的超前长度。为增加管棚刚度,可在钢管内灌入混凝土或设置钢筋笼,注入水泥砂浆。于是在地层中建立起一个临时承载棚,在其防护下施工。

二、超前小导管预注浆

超前小导管预注浆是沿开挖外轮廓线,以一定角度打入管壁带孔的小导管,并以一定压力向管内压注水泥或化学浆液的措施。它既能将洞周围岩体预加固,又能起超前支护作用。此法适用于自稳时间很短的砂层、砂卵(砾)石层等松散地层施工。

三、降水、堵水

在松散地层中含水,对隧道施工的危害极大。排除施工部位的地下水,有利于施工。降水、堵水的方法较多,如降水可在洞内或辅助坑道内井点降水。在埋深较浅的隧道中,可用深井泵降水,在洞外地面隧道两侧布点进行。

在地下水丰富,而且排水条件或排水费用太高,经过技术、经济比选,可采用注浆堵水措施。注浆堵水又分地面预注浆和洞内开挖工作面预注浆。二者采用哪种方法,应根据隧道埋深、工程地质和水文地质情况,钻孔和压浆设备能力,以及技术、经济、工期等方面进行综合分析后采用。

第七节 流 沙

流沙是沙土或粉质粘土在水的作用下丧失其内聚力后形成的,多呈糊浆状,对隧道施工危害极大。由于流沙可引起围岩失稳坍塌,支护结构变形,甚至倒塌破坏。因此,治理流沙必先治水,以减少沙层的含水量为主。宜采取以下措施进行治理:

一、加强调查,制订方案:施工中应调查流沙特性、规模,了解地质构成、贯入度、相对密度、粒径分布、塑性指数、地层承载力、滞水层分布、地下水压力和透水系数等,并制订出切实可行的治理方案。

二、因地制宜,综合治水:隧道通过流沙地段,处理地下水的问题,是解决隧道流沙、流泥施工难题中的首要关键技术。施工时,因地制宜,采用“防、截、排、堵”的治理方法。

(1)防——建立地表沟槽导排系统及仰坡地表局部防渗处理,防止降雨和地表水下渗。

(2)截——在正洞之外水源一侧,采用深井降水,将储藏丰富构造裂隙水,通过深井抽水排走,减少正洞的静水和动水压力,对地下水起到拦截作用。

(3)排——有条件的隧道在正洞水源下游一侧开挖一条洞底低于正洞仰拱的泄水洞,用以降排正洞的地下水,或采用水平超前钻孔真空负压抽水的办法,排除正洞的地下水。

(4)堵——采用注浆方法充填裂隙,形成止水帷幕,减少或堵塞渗水通道。

以上几种施工方法,应根据工程地质、水文地质条件和地下水的性质、类型、赋存部位以及工期要求和经济效益等因素综合分析,合理选用。

三、先护后挖,加强支护:开挖时必须采取自上而下分部进行,先护后挖,密闭支撑,边挖边封闭,遇缝必堵,严防沙粒从支撑缝隙中逸出。也可采用超前注浆,以改善围岩结构,用水泥浆或水泥水玻璃为主的注浆材料注入或用化学药液注浆加固地层,然后开挖。

在施工中应观测支撑和衬砌的实际沉落量的变化,及时调整预留量。架立支撑时应设底梁并纵横、上下连接牢固,以防箱架断裂倾倒。拱架应加强刚度,架立时设置底梁并垫平楔紧,拱脚下垫铺牢固。支撑背面用木板或槽型钢板遮挡,严防流沙从支撑间逸出。在流沙逸出口附近较干燥围岩处,应尽快打入锚杆或施作喷射混凝土,加固围岩,防止逸出扩大。

四、尽早衬砌,封闭成环:流沙地段,拱部和边墙衬砌混凝土的灌筑应尽量缩短时间,尽快与仰拱形成封闭环。这样,即使围岩中出现流沙也不会对洞身衬砌造成破坏。

第八节 岩 爆

埋藏较深的隧道工程,在高应力、脆性岩体中,由于施工爆破扰动原岩,岩体受到破坏,使掌子面附近的岩体突然释放出潜能,产生脆性破坏,这时围岩表面发生爆裂声,随之有大小不等的片状岩块弹射剥落出来,这种现象称之为岩爆。岩爆有时频繁出现,有时甚至会延续一段时间后才逐渐消失。岩爆不仅直接威胁作业人员与施工设备的安全,而且严重地影响施工进度,增加工程造价。

一、隧道内岩爆的特点

(1)岩爆在未发生前并无明显的预兆(虽然经过仔细找顶并无空响声)。一般认为不会掉落石块的地方,也会突然发生岩石爆裂声响,石块有时应声而下,有时暂不坠落。这与塌顶和侧壁坍塌现象有明显的区别。

(2)岩爆时,岩块自洞壁围岩母体弹射出来,一般呈中厚边薄的不规则片状,块度大小多呈几厘米长宽的薄片,个别达几十厘米长宽。严重时,上吨重的岩石从拱部弹落,造成岩爆性坍方。

(3)岩爆发生的地点,多在新开挖工作面及其附近,个别的也有距新开挖工作面较远处。岩爆发生的频率随暴露后的时间延长而降低。一般岩爆发生在16天之内,但是也有滞后一个月甚至数月还有发生岩爆。

二、岩爆产生的主要条件

国内外的专家研究结果表明,地层的岩性条件和地应力的的大小是产生岩爆与否的两个决定性因素。从能量的观点来看,岩爆的形成过程是岩体中的能量从储存到释放直至最终使岩体破坏而脱离母岩的过程。因此,岩爆是否发生及其表现形式就主要取决于岩体中是否储存了足够的能量,是否具有释放能量的条件及能量释放的方式等。

三、岩爆的防治措施

岩爆产生的前提条件取决于围岩的应力状态与围岩的岩性条件。在施工中控制和改变这两个因素就可能防止或延缓岩爆的发生。因此,防治岩爆发生的措施主要有二:一是强化围岩,二是弱化围岩。

强化围岩的措施很多,如喷射混凝土或喷钢纤维混凝土、锚杆加固、锚喷支护、锚喷网联合、钢支撑网喷联合,紧跟混凝土衬砌等。这些措施的出发点是给围岩一定的径向约束,使围岩的应力状态较快地从平面转向三维应力状态,以达到延缓或抑制岩爆发生的目的。

弱化围岩的主要措施是注水、超前预裂爆破、排孔法、切缝法等。注水的目的是改变岩石的物理力学性质,降低岩石的脆性和储存能量的能力。后三者的目的是解除能量,使能量向有利的方向转化和释放。据文献介绍,切缝法和排孔法能将能量向深层转移。围岩内的应力,特别是在切缝或排孔附近周边的切向应力显著降低。同时,围岩内所积蓄的弹性应变能也得以大幅度地释放,因而,可有效地防治岩爆。

四、岩爆地段隧道施工的注意事项

(1)如设有平行导坑,则平导应掘进超前正洞一定距离,以了解地质,分析可能发生岩爆的地段,为正洞施工达到相应地段时加强防治,采取必要措施。

(2)爆破应选用预先释放部分能量的方法,如超前预裂爆破法、切缝法和排孔法等,先期将岩层的原始应力释放一些,以减少岩爆的发生。爆破应严格控制用药量,以尽可能减少爆破对围岩的影响。

(3)根据岩爆发生的频率和规模情况,必要时应考虑缩短爆破循环进尺。初期支护和衬砌要紧跟开挖面,以尽可能减少岩层的暴露面和暴露时间,防止岩爆的发生。

(4)岩爆引起坍方时,应迅速将人员和机械撤到安全地段;采用摩擦型锚杆进行支护,增大初锚固力;采用钢纤维喷射混凝土,抑制开挖面围岩的剥落;采取挂钢筋网或用钢支撑加固;充分作好岩爆现象观察记录;采用声波探测预报岩爆工作。

第九节 高地温地段施工措施

隧道通过高温、高热地段,会给施工带来困难。一般在火山地带的地区修建隧道或地下工程会遇到比较高温高热情况,如日本某地的发电厂工程的隧道,其围岩温度高达 175°C 。更甚者,在高温隧道中发生过施工人员由于地层喷出热水或硫化氢等有害气体,而烫伤或中毒。

一、高地温的热源

地热的形成按热源分类,可分为三大类:即地球的地幔对流;火山岩浆集中处的热及放射性元素的裂变热成为热源。其中,对隧道工程造成施工影响的,主要是火山的热源和放射性元素的裂变热源。

(1)火山热的热源:由于火山供给的热是地下的岩浆集中处的热能而产生热水,这种热水(泉水)成为热源又将热供给周围的岩层。当隧道或地下工程穿过这种岩层,就有发生高温、高热的现象。

(2)放射性元素的裂变热的热源:根据日本文献介绍,由于地壳内岩石中含有放射性物质,其裂变热产生地温,地下增温率以所处的深度不同而异,其平均值为 $3^{\circ}\text{C}/100\text{m}$ 。东京大学院内测定的实例表明,该处地下增温率为 $2.2^{\circ}\text{C}/100\text{m}$ 。假定地表温度为 15°C ,地下增温率以 $3^{\circ}\text{C}/100\text{m}$ 计,覆盖层厚 1000m 深处的地温而成为 45°C 。日本某地质调查所对30处深层热水地区调查的结果,在平原地区认为不受火山热源的影响,其地下 2000m 深处的地下温度为 $67^{\circ}\text{C}\sim 136^{\circ}\text{C}$ 。这说明如果覆盖层很厚即使没有火山热源供给也有发生高温、高热问题的可能性。

二、高地温地段隧道施工的措施

(1)为保证隧道施工人员进行正常的安全生产,我国有关部对隧道施工作业环境的卫生标准都有规定。如铁道部规定,隧道内气温不得超过 28°C ;交通部规定,隧道内气温不宜高于 30°C 。国外的资料介绍,日本规定隧道内温度低于 37°C 。

(2)为达到规定的标准,在施工中一般采取通风和洒水及通风与洒水相结合的措施。地温较高时,可采用大型通风设备予以降温。地温很高时,在正洞开挖工作面前方的一段距离,利用平导超前钻探,如有热水涌出,可在平导内增建降水、排水设施和排水钻孔,

以降低正洞的水位。如正洞施工中仍有热水涌出时,可采用水玻璃水泥系药液注浆,以发挥截水及稳定围岩的作用。

(3)高温地段的衬砌混凝土:在高温(如70℃高温)的岩体及喷混凝土上浇筑二次衬砌混凝土时,即使厚度再薄,水化热也不易逸出。由于混凝土里面和表面的温差,在早龄期有可能存在裂缝。因此,对二次混凝土衬砌防止裂缝,应采取下述措施:

①为了防止高温时的强度降低,应选定合适的水灰比,并考虑到对温泉水的耐久性,宜采用高炉矿渣水泥(分离粉碎型水泥)。混凝土配合比和掺合剂应作试验优选。

②在防水板和混凝土衬砌之间设置隔热材料,可隔断从岩体传播来的热量,使混凝土内的温度应力降低。

③把一般衬砌混凝土的浇筑长度适当缩短。

④用防水板和无纺布组合成缓冲材料,由于与喷混凝土隔离,因此,混凝土衬砌的收缩可不受到约束。

⑤适当设置裂缝诱发缝,一般在两拱角延长方向设置。

(4)中暑症的防治措施:在高温条件下施工除采用降温措施外,还应注意中暑症的防治工作。中暑症可分为热痉挛症、热虚脱症和热射症三种类型,其症状及处置如下:

①热痉挛:由于出汗过多,体内的水分、盐类丧失而引起。其症状为在作业中和作业后,发作性肌肉痉挛和疼痛。对此症应采取充分地摄取水和盐类予以缓解症状。

②热虚脱:由于循环系统失调而引起。其主要症状为血压降低、速脉、水脉、头晕、头痛、呕吐、皮肤苍白、体温轻度上升。采取的措施是,循环器官有异常的人员严禁参加施工。对有症状者增加补水次数,并在阴凉处静卧休息。

③热射症:由于体温调节中枢失调,体温上升。症状为:体温高、兴奋、乏力和皮肤干燥等。采取的措施,对高温不适应者应避免在洞内作重体力劳动。在高温施工地段采用冷水喷雾等方法降温,必要时对患者可采取医疗急救处置。

(5)合理安排高温作业时间:根据坑道内的高温程度、劳动强度和劳动效率,确定劳动工时,以策施工人员的健康和安。全。

(6)加强健康管理:有高血压、心脏病的患者,由于高温作业有引起症状恶化之虞,疲劳、空腹、睡眠不足、酒醉等容易诱发中暑症,对此类人员应禁止参加劳动。在高温作业时,易发生维生素、水分、盐类的不足,对此需进行充分的补充。为恢复疲劳,在适温适湿的环境下休息,或充分地进行卧床休息。

第十节 瓦斯地层

瓦斯是地下坑道内有害气体的总称,其成分以沼气(甲烷 CH_4)为主,一般习惯即称沼气为瓦斯。

当隧道穿过煤层、油页岩或含沥青等岩层,或从其附近通过而围岩破碎、节理发育时,可能会遇到瓦斯。如果洞内空气中瓦斯浓度已达到爆炸限度与火源接触,就会引起爆炸,对隧道施工会带来很大的危害和损失。所以,在有瓦斯的地质中修建隧道,必须采取相应措施,才能安全顺利施工。

一、瓦斯的性质

(1)瓦斯(沼气)为无色、无臭、无味的气体,与碳化氢或硫化氢混合在一起,发生类似苹果的香味,由于空气中瓦斯浓度增加,氧气相应减少,很容易使人窒息或发生死亡事故。

(2)瓦斯比重为 0.554,仅占空气一半,所以在隧道内,瓦斯容易存在坑道顶部,其扩散速度比空气大 1.6 倍,很容易透过裂隙发达、结构松散的岩层。

(3)瓦斯不能自燃,但极易燃烧,其燃烧的火焰颜色,随瓦斯浓度的增大而变淡,空气中含有少量瓦斯时火焰呈蓝色,浓度达 5% 左右时,火焰呈淡青色。

二、瓦斯的燃烧和爆炸性

当坑道中的瓦斯,浓度小于 5% 遇到火源时,瓦斯只是在火源附近燃烧而不会爆炸;瓦斯浓度在 5% ~ 6% 到 14% ~ 16% 时,遇到火源具有爆炸性;瓦斯浓度大于 14% ~ 16% 时,一般不爆炸,但遇火能平静地燃烧,瓦斯浓度爆炸界限见表 6-8-1。

表 6-8-1 瓦斯浓度爆炸界限

瓦斯浓度(%)	爆炸界限
5~6	瓦斯爆炸下界限
14~16	瓦斯爆炸上界限
9.5	爆炸最强烈
8.0	最易点燃
低于 5.0 大于 14~16	不爆炸,与火焰接触部分燃烧

瓦斯燃烧时,遇到障碍而受压缩,即能转燃烧为爆炸。爆炸时能发生高温,封闭状态的爆炸(即容积为常数),温度可达 $2150^{\circ}\text{C} \sim 2650^{\circ}\text{C}$,能向四周自由扩张时的爆炸(即压力为常数),温度可达 1850°C 。坑道中发生瓦斯爆炸后,坑道中完全无氧,而充满氮气、二氧化碳及一氧化碳气。这些有害气体很快传布到邻近的坑道和工作面,凡是来不及躲避的人,都会遭到中毒窒息,甚至死亡。

瓦斯爆炸时,爆炸波运动造成暴风在前,火焰在后,暴风遇到积存瓦斯,使它先受到压力,然后火焰点燃发生爆炸。第二次瓦斯受到的压力比原来的压力大,因此爆炸后的破坏力也更剧烈。

三、瓦斯放出的类型

从岩层中放出瓦斯,可分为三种类型:

(1)瓦斯的渗出:它是缓慢地、均匀地、不停地从煤层或岩层的暴露面的空隙中渗出,延续时间很久,有时带有一种嘶音。

(2)瓦斯的喷出:比上述渗出强烈,从煤层或岩层裂缝或孔洞中放出,喷出的时间有长有短,通常有较大的响声和压力。

(3)瓦斯的突出:在短时间内,从煤层或岩层中,突然猛烈地喷出大量瓦斯,喷出的时间,可能从几分钟到几小时,喷出时常有巨大轰响,并夹有煤块或岩石。

以上三种瓦斯放出形式,以第一种放出的瓦斯量为大。

四、防止瓦斯事故的措施

(1)隧道穿过瓦斯溢出地段,应预先确定瓦斯探测方法,并制订瓦斯稀释措施、防爆措施和紧急救援措施等。

(2)隧道通过瓦斯地区的施工方法,宜采用全断面开挖,因其工序简单、面积大、通风好,随掘进随衬砌,能够很快缩短煤层的瓦斯放出时间和缩小围岩暴露面,有利于排除瓦斯。

上下导坑法开挖,因工序多,岩层暴露的总面积多,成洞时间长,洞内各工序交错分散,易使瓦斯分处积滞浓度不匀。采用这种施工方法,要求工序间距离尽量缩短,尽快衬砌封闭瓦斯地段,并保证混凝土的密实性,以防瓦斯溢出。

(3)加强通风是防止瓦斯爆炸最有效的办法。把空气中的瓦斯浓度吹淡到爆炸浓度以下的 $1/5 \sim 1/10$,将其排出洞外,有瓦斯的坑道,决不允许用自然通风,必须采用机械通风。通风设备必须防止漏风,并配备备用的通风机,一旦原有通风机发生故障时,备用机械能立即供风。保证工作面空气内的瓦斯浓度在允许限度内。当通风机发生故障或停

止运转时,洞内工作人员应撤离到新鲜空气地区,直至通风恢复正常,才准许进入工作面继续工作。

(4)洞内空气中允许的瓦斯浓度应控制在下述规定以下:

- ①洞内总回风风流中小于 0.75%。
- ②从其他工作面进来的风流中小于 0.5%。
- ③掘进工作面 2% 以下。
- ④工作面装药爆破前 1% 以下。

如瓦斯浓度超过上述规定,工作人员必须立即撤到符合规定的地段,并切断电源。

(5)开挖工作面风流中和电动机附近 20m 以内风流中瓦斯浓度达到 1.5% 时,必须停工、停机,撤出人员,切断电源,进行处理。

开挖工作面内,局部积聚的瓦斯浓度达到 2% 时,附近 20m 内,必须停止工作,切断电源,进行处理。

因瓦斯浓度超过规定而切断电源的电气设备,都必须在瓦斯浓度降到 1% 以下时,方可开动机器。

(6)瓦斯隧道必须加强通风,防止瓦斯积聚。由于停电或检修,使主要通风机停止运转,必须有恢复通风、排除瓦斯和送电的安全措施。恢复正常通风后,所有受到停风影响的地段,必须经过监测人员检查,确认无危险后方可恢复工作。所有安装电动机和开关地点的 20m 范围内,必须检查瓦斯,符合规定后方可启动机器。局部通风机停止运转,在恢复通风前,亦必须检查瓦斯,符合规定方可开动局部风机,恢复正常通风。

(7)如开挖进入煤层,瓦斯排放量较大,使用一般的通风手段难以稀释到安全标准时,可使用超前周边全封闭预注浆。在开挖前沿掌子面拱部、边墙、底部轮廓线轴向辐射状布孔注浆,形成一个全封闭截堵瓦斯的帷幕。特别对煤层垂直方向和断层地带进行阻截注浆,其效果会更好。

开挖后要及时进行喷锚支护,并保证其厚度,以免漏气和防止围岩的失稳。

(8)采用防爆设施

①遵守电器设备及其他设备的保安规则,避免发生电火,瓦斯散发区段,使用防爆安全型的电器设备,洞内运转机械须具有防爆性能,避免运转时发生高温火花。

②凿岩时用湿式钻岩,防止钻头发生火花,洞内操作时,防止金属与坚石撞击、摩擦发生火花。

③爆破作业,使用安全炸药及毫秒电雷管,采用毫秒雷管时,最后一段的延期时间不得超过 130ms。爆破电闸应安装在新鲜风流中,并与开挖面保持 200m 左右距离。

④洞内只准用电缆,不准使用皮线。使用防爆灯或蓄电池灯照明。

⑤铲装石渣前必须将石渣浇湿,防止金属器械摩擦和撞击发生火花。

五、严格执行有关制度

(1)瓦斯检查制度 指定专人、定时和经常进行检查,测量风流和瓦斯含量,严格执行瓦斯允许浓度的规定。瓦斯检查手段可采用瓦斯遥测装置、定点报警仪和手持式光波干涉仪。随时发现异常情况,应及时报告技术主管负责人,采取措施进行处理。

(2)洞内严禁使用明火,严禁将火柴、打火机、手电筒及其他易燃品带入洞内。

(3)进洞人员必须经过瓦斯知识和防止瓦斯爆炸的安全教育。抢救人员未经专门培训不准在瓦斯爆炸后进洞抢救。

(4)瓦斯检查人员必须挑选工作认真负责、有一定业务能力、经过专业培训、考试合格者,方可进行监测工作。

以上仅介绍了瓦斯隧道施工的几项主要制度,施工时要按照瓦斯防爆的技术安全规则与有关制度严格执行。

第九章 隧道施工风水电 作业及通风防尘

在隧道施工中,开挖、支撑与衬砌等称为基本作业。为了确保基本作业各工序的顺利进行,为其提供必要的施工条件和直接服务的其他作业,称为辅助作业。其内容包括:供风和供水、供电与照明、压缩空气供应以及施工通风、防尘、防有害气体等。

第一节 隧道施工供风和供水

一、隧道施工压缩空气供应

在隧道施工中,以压缩空气为动力的风动机具有:凿岩机、风钻台车、装渣机、喷射混凝土机具、锻钎机、压浆机等。要保证这些风动机具的正常工作,需有足够的压缩空气供应,即要有足够的风量和风压供应给各个风动机具,同时还应尽量减少压缩空气在管路输送过程中的风压和风量损失,以达到既能保证风动机具进行正常工作,又能达到降低消耗、节约能源、降低成本及保证施工质量的目的。

(一)空压电站供风能力

压缩空气由空气压缩机生产供应。空气压缩机有内燃及电动等类型,空压机通常集中安设在洞口附近,称为空压电站。空压电站的供风能力 Q 值,取决于由储气筒到风动机具设备沿途的损失、各风动机具有耗风量、以及风动机具的同时工作系数和备用系数,即:空压电站的生产能力(或供风能力) Q 可用式(6-9-1)计算:

$$Q = (1 + K_{\text{备}}) \sum qK + q_{\text{漏}}) K_{\text{m}} \quad (6-9-1)$$

式中 K ——同时工作系数,见表 6-9-1;

$K_{\text{备}}$ ——空压机的备用系数,一般要用 75%~90%;

$\sum q$ ——风动机具所需风量, m^3/min (可查阅风动机具性能表);

$q_{\text{漏}}$ ——管路及附件的漏耗损失,其值为:

$$q_{\text{漏}} = d \cdot \sum L, \text{m}^3/\text{min};$$

K_m ——空压机所处海拔高度对空压机生产能力的影响系数见表 6-9-2;

其中 d ——每公里漏风量,平均为 $1.5\text{m}^3/\text{min} \sim 2.0\text{m}^3/\text{min}$;

L ——管路总长(km)。

表 6-9-1 同时工作系数 K

机具类型	凿岩机		装渣机		锻钎机	
	同时工作 台数	1~10	11~30	1~2	3~4	1~2
K	1.00~0.85	0.85~0.75	1.00~0.75	0.70~0.50	1.00~0.75	0.65~0.50

表 6-9-2 海拔高度影响系数 K_m

海拔 高度 (m)	0	305	610	914	1219	1524	1829	2134	2438	2743	3048	3658	4572
K_m	1.00	1.03	1.07	1.10	1.14	1.17	1.20	1.23	1.26	1.29	1.32	1.37	1.43

空气压缩机站设在洞口附近,主要是为了减少洞外管路长度,以免风压损失过多。

为充分发挥设备潜力,应综合考虑电动、内燃空气压缩机的优缺点,合理配备使用。一般对于 1000m 以下隧道,宜以内燃空气压缩机为主;对于 1000m 以上隧道宜以电动空气压缩机为主。空压机站处要求空气洁净,通风良好,地基稳固且便于设备搬运等。

(二) 高压风管道安装使用

1. 高压风管内径选择

隧道开挖面工作风压,应不小于 0.5MPa 。空气压缩机产生的压缩空气的压力一般为 $0.7 \sim 0.8\text{MPa}$ 左右。为保证风动机具具有的风压,要求钢风管终端的风压不得小于 0.6MPa ,这样通过胶皮管输送至风动机具的工作风压才不小于 0.5MPa 。

压缩空气在输送过程中,由于管壁摩擦、接头、阀门等产生沿程阻力,使其压力减少,一般称为风压力损失。钢管的风压力损失 ΔP 可由式 6-9-2 计算。

$$\Delta P = \lambda \frac{L}{d} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot \gamma \times 10^{-6} \quad (\text{MPa}) \quad (6-9-2)$$

式中 λ ——摩阻系数,见表 6-9-3;

L ——输送高压风管管路长度(包括配件当量长度,见表 6-9-4)(m);

d ——送风管径(m);

g ——重力加速度, $g = 9.81\text{m/s}^2$;

γ ——压缩空气的容重,在大气压下,温度为 0°C 时,空气容重为 12.90N/m^3 ;

温度为 $t^\circ\text{C}$ 时,其容重为 $\gamma_t = 12.9 \times \frac{273}{273+t}$ (N/m^3),此时,压力为 P 的

压缩空气的容重 γ 应为 $\gamma = \frac{\gamma_t(P+0.1)}{0.1}$ (N/m^3), P 为空气压缩机生产

的压缩空气的压力,由空压机性能可知,单位为 MPa;

V ——压缩空气在风管中的速度(m/s),根据风量和风管面积可求得。

以上计算的风压力损失值若过大,则应选用较大管径 d 值的风管,以达到减少压力损失值,使钢管末端风压不得小于 0.6MPa 。

表 6-9-3 风管摩阻系数 λ 值

风管内径(mm)	λ	风管内径(mm)	λ
50	0.0371	150	0.0264
75	0.0324	200	0.0245
100	0.0298	250	0.0234
125	0.0282	300	0.0221

表 6-9-4 配件折合成管路长度

配件名称	钢管内径(mm)							配件名称	钢管内径(mm)						
	25	50	75	100	150	200	300		25	50	75	100	150	200	300
球心阀	6.0	15.0	25.0	35.0	60.0	85.0		45°弯头	0.2	0.4	0.7	1.0	1.7	2.4	4.0
闸门阀	0.3	0.7	1.1	1.5	2.5	3.5	6.0	90°弯头	0.9	1.8	3.2	4.5	7.7	10.8	18.0
丁字管	2.0	4.0	7.0	10.0	17.0	24.0	40.0	135°弯头	1.4	2.8	4.9	7.0	12.0	16.8	28.0
异径管	0.5	1.0	1.7	2.5	4.0	6.0	10.0	逆止阀		3.2		7.5	12.5	18.0	30.0

胶皮风管连接钢管与风动机具,由于其压力损失较大,一般应尽量缩短其长度,从而保证压缩空气的工作气压小于 0.5MPa 。胶皮管的压力损失值见表 6-9-5。

表 6-9-5 压缩空气通过胶皮风管的压力损失(MPa)

通过风量(m^3/min)	胶管内径 (mm)	胶管长度(m)					
		5	10	15	20	25	30
2.5	19	0.008	0.018	0.020	0.035	0.040	0.055
	25	0.004	0.008	0.013	0.017	0.021	0.030
3	19	0.010	0.020	0.030	0.050	0.060	0.075
	25	0.006	0.012	0.018	0.024	0.040	0.045
4	19	0.020	0.040	0.055	0.080	0.100	0.110
	25	0.010	0.025	0.040	0.050	0.060	0.075
10	50	0.002	0.004	0.006	0.007	0.010	0.015
20		0.010	0.020	0.035	0.050	0.055	0.065

2. 高压风管路安装使用注意事项

(1) 管路应敷设平顺,接头密封,防止漏风,凡有裂纹、创伤、凹陷等现象的差质钢管不能使用;

(2) 洞内风管路宜敷设在电缆、电线相对的另一侧,并与运输轨道有一定距离,管道高度不超过运输轨道的轨面,若管径较大而超过轨面,应适当增大距离,以免妨碍运输,不影响边沟施工和排水;

(3) 洞外地段,当风管长度超过 500m,温度变化较大时,应安装伸缩器;靠近空压机 150m 以内,风管的法兰盘接头宜用耐热材料石棉衬垫;

(4) 高压风管道在总输出管道上,必须安装总闸阀以便控制和维修管道,主管道上每隔 300m~500m 应分装闸阀,按施工要求,在适当地段(一般每隔 60m)加设一个三通接头备用,管道前端至开挖面距离宜保持在 30m 左右,并用高压软管接分风器;分部开挖法中通往上导坑开挖面使用的软管长度不宜大于 50m;分风器与凿岩机间连接的胶皮管长度不宜大于 10m,上导坑、马口、挖底地段不宜大于 15m;

(5) 管道安装前应进行检查,钢管内不得留有残杂物和其他脏物;各和闸阀在安装前应拆开清洗,并进行风压或水压强度试验,合格的方能使用;

(6) 管路使用中,应有专人负责检查、养护;冬季施工时,应注意管道的保温措施。

二、隧道施工供水

隧道施工期间的生产用水和生活用水主要用途包括:凿岩机用水、喷雾洒水防尘用水、衬砌施工用水、混凝土养护施工用水、压机冷却用水、浴池用水、施工人员的生活用水等,因此需要设置相应的供水设施。

隧道施工供水基本要求:水质要求、用水量大小、水压及供水设施等应能满足工程和

生活用水的需要。

(一)隧道施工对水质要求

凡无臭味、不含有害矿物质的洁净天然水均可作施工用水,但仍应做水质化验工作;生活用水要求符合国家饮水的水质标准,隧道工程施工用水水质要求,见表6-9-6;生活用水的卫生标准见表6-9-7。

表6-9-6 施工用水水质要求

用水范围	水质项目	允许最大值
混凝土作业	硫酸盐(SO ₄)含量	不大于1000mg/L
	pH值	不得小于4
	其他杂质	不含油、糖、酸等
湿式凿岩与防尘	细菌总数	在37℃培养24h,每毫升不超过100个
	大肠菌总数	每升水中不超过3个
	浑浊度	不大于5mg/L,特殊情况不大于10mg/L

表6-9-7 生活饮用水卫生标准

项目	允许最大值
色度	不大于20℃,应保证透明和无沉淀
浑浊度	不大于5mg/L,特殊情况(暴雨洪水)不大于10mg/L
悬浮物	不得有用肉眼可见水生物及令人厌恶的物质
嗅和味	在原水或煮沸后饮用时不得有异嗅和异味
细菌总数	在37℃培养24h,每毫升水中不超过100个
大肠菌总数	每升水中不得超过3个
总硬度	不大于8.9mg-当量/l(25°)
铅含量	不大于0.1mg/L
砷含量	不大于0.05mg/L
氧化物含量	不大于1.5mg/L
铜含量	不大于3.0mg/L
锌含量	不大于5.0mg/L
铁总含量	不大于0.3mg/L
pH值	6.5~9.5
酚类化合物	加氯消毒时,水中不得产生氯酚臭
余氯含量	水池附近游离,氯含量不小于0.3mg/L,管路末端不小于0.05mg/L

(二)隧道施工用水量估算

1. 隧道施工用水

施工用水量应根据工程规模大小、机械用水量、施工进度、施工人员数量和气候条件等确定,在初步概略估算时,可参考表6-9-8来估算一昼夜的总用水量。

表 6-9-8 隧道施工用水量估算表

用 途	单 位	耗水量(m ³)	说 明
凿岩机用水	吨/时·台	0.20	
喷雾洒水用水	吨/分·台	0.03	按每次放炮后喷雾 30min
衬砌用水	吨/时	1.50	包括洗石、拌合、养生
空压机用水	吨/天·台	5.00	按其循环水使用考虑
浴池用水	吨/次	15.00	
生活用水	吨/天·人	0.02	

2. 生活用水

一般可按下列参考指标估算,并与上述按表 6-9-8 生活耗水量估算对照。一般对生产工人平均耗水量(0.1~0.15)m³/天;对于非生产工人平均耗水量(0.08~0.12)m³/天。

3. 消防用水

供消防用的水量、水压应满足消防的有关要求,同时水龙头距离应近一些。

(三)供水方案选择

主要根据水源实际情况选定。隧道施工常用水源分别有:高山自然水、山上泉水、河水、钻井抽水、洞内地下水源等。

上述水源自然引导或采用机械提升到蓄水池储蓄,并通过水管送达使用地点。在严寒山区及缺水地区,则可采用汽车安装水箱运水,或分级抽水长距离管路供水管。

(四)供水设备配置

1. 贮水池

(1)水池位置

水池高度应能保证洞内最高用水点的水压及用水量的需要。水池位置至最高配水点的高差 H 的计算,可按式 6-9-3 计算。

$$H \geq 1.2h + \alpha \cdot h_f \quad (\text{m}) \quad (6-9-3)$$

式中 h ——配水点要求水头高度(m),如湿式凿岩需要水压为 0.3MPa,则 $h = 30\text{m}$;

α ——水头损失系数(按管道水头损失 5%~10%计算) $\alpha = 1.05 \sim 1.10$;

h_f ——管道内水头损失(m),确定用水量后(一般按 m³/h 计)选用钢管内径,按钢管水力计算而得。

(2)水池容积

①若利用高山自流水供水,水源流量大于用水高峰耗水量时,则水池容积约为 20~30m³;

②若水源流量小于耗水量时,则需根据每台班最大耗水量,并考虑必要贮备,计算水池容积。

$$V = 24\alpha \cdot C \cdot (Q_c + Q_s) \text{ (m}^3\text{)} \quad (6-9-4)$$

式中 V ——水池容积, m^3 ;

α ——调节系数,一般用 1.1 ~ 1.2;

C ——贮水系数(为水池容量/昼夜用水量)昼夜用水量小于 1000m^3 时,采用 1/4 ~ 1/6;昼夜用水量在 $1000\text{m}^3 \sim 2000\text{m}^3$,用 1/6 ~ 1/8。

Q_c ——生产用水量 (m^3/h);

Q_s ——生活用水量 (m^3/h)。

当然,水池的容量应有一定储备量,保证洞内外集中用水高峰的需要。应充分利用洞内地下水源,通过高压水箱送到工作面(采用机械站供水时,应有备用的抽水机具)。

2. 水泵和泵水房

(1) 扬程 H 值计算

$$H = h' + \alpha h_f \quad (\text{m}) \quad (6-9-5)$$

式中 h' ——水池与水源之间的高差 (m);

α 、 h_f ——含义同公式(6-9-3)。

根据扬程 H 和钢管内径 d 可选择合适的水泵(常用水泵种类有:单级悬臂式离心水泵、分段式多级离心水泵,其规格和性能可查阅有关施工技术手册)。

(2) 泵水房(站)

临时抽水泵房,可按临时生产用房的有关规定办理。水泵在安装前,应按图纸检查基础位置、预留管道孔洞等各部分尺寸、水泵底座位置等均经校核之后,才能灌筑水泥砂浆,并固定地脚螺栓等。

(五) 供水管道安装使用

可以参照本节前面介绍关于供高压风管道安装使用的技术要求及注意事项,安装和使用供水管道。

第二节 隧道施工供电与照明

一、隧道施工供电

隧道施工供电,包括生产用电(含电动机机械用电和施工照明用电)及生活用电等。

随着隧道施工机械化程度的提高,相应机械化施工耗电量越来越大,为了保证施工质量和施工安全,对隧道施工供电的可靠性要求也越来越高,因此隧道施工供电显得非常重要。本节将隧道施工总用电量估算、供电方式、供电线路布置、隧道施工照明标准、隧道施工安全用电等基本知识内容作一介绍。

(一) 隧道施工总用电量估算

施工供电首先要确定总用电量,以便选用合适的发电机、变压器、各类配电开关设备和线路导线,以做到安全、可靠地供电、节约用电、减少投资等。

根据实践经验表明,确定施工现场总用电量时,并不能简单地将所有用电设备的容量相加,因为实际生产中,并非所有电动设备都同时工作,并且处于工作状态的用电设备也不是都处在额定工作状态。一般施工现场总用电量,常采用估算式进行计算确定。

1. 施工现场动力和照明总用电量

$$S_{\text{总}} = K \cdot \frac{\sum P_1 \cdot K_1}{\eta \cdot \cos\phi} \cdot K_2 + \sum P_2 \cdot K_3 \quad (6-9-6)$$

式中 $S_{\text{总}}$ ——隧道施工总用电量(KVA);

K ——备用系数,一般取 1.05 ~ 1.10;

$\sum P_1$ ——全工地动力设备的额定输出功率总和(kW);

$\sum P_2$ ——全工地照明用电量总和(kW);

η ——动力设备的平均效率,采用 0.83 ~ 0.88,通常取 $\eta = 0.85$ 进行计算;

$\cos\phi$ ——平均功率因素,采用 0.5 ~ 0.7;

K_1 ——动力设备同时使用系数(通风机的 $K_1 = 0.8 \sim 0.9$;施工电动机械的 $K_1 = 0.65 \sim 0.75$);

K_2 ——动力负荷系数,主要考虑不同类型设备带负荷工作时的情况,一般取

$$K_2 = 0.75 \sim 1.0;$$

K_3 ——照明设备同时使用系数,一般可取 $K_3 = 0.6 \sim 0.9$ 。

2. 单考虑动力用电量

当照明用电量相对于动力用电量所占比例较少时,为简化计算,可在动力用电量之外再加 10% ~ 20%,作为施工总用电量,其计算式如下:

$$S_{\text{动}} = \frac{\sum P_1}{\eta \cos\phi} \cdot K_1 \cdot K_2 \quad (6-9-7)$$

$$\text{则 } S_{\text{总}} = (1.1 \sim 1.2) S_{\text{动}} \quad (6-9-8)$$

式中 $S_{\text{动}}$ ——施工现场动力设备所需的用电量。其他符号含义同上,但当使用大型用电设备时, K_1 可取 1.0 计算。

(二)隧道施工供电方式

1. 隧道施工供电方式

(1)自设发电站供电

一般只有在地方供电不能满足施工用电需要,或施工现场距离地方电网太远时,才设自发电站供电。自发电可作为备用,在地方电网供电不稳定时,或在有些重要施工场所还需设置双回路供电网,以保证供电的稳定性。

(2)采用地方现有电网供电

一般应尽量采用地方现有电网供电,既方便又安全等。

2. 施工供电变压器选用

一般变压器容量应按电气设备总用量确定,即应根据上述估算的施工总电量来选择变压器,其容量应等于或稍大于施工总用电量,一般在实际使用时,使变压器承受的用电负荷达到额定容量的60%左右为佳。具体可按下述方法进行计算确定:

(1)配备电动机械的单台电动设备最大容量占总用量的1/5及以下时,变压器最大容量 S_e 为:

$$S_e = \sum P_1 \cdot K_1 / \eta \cos \phi \quad (\text{kW}) \quad (6-9-9)$$

(2)配备电动机械的单台最大容量占总用电量的1/5以上时,变压器最大容量 S_e 为:

$$S_e = 5 \sum P_1 \cdot K_1 \cdot \mu / \eta \cos \phi \quad (\text{kW}) \quad (6-9-10)$$

式中 μ ——配备电动机械中最大一台的容量与总用电量的比值。

公式(6-9-9)(6-9-10)中其他符号意义同前。

根据上述计算需要变压器的容量后,就可从变压器产品目录中选用适合型号和规格的配电变压器即可。

3. 变压器(变电站)位置的选择

变压器位置应设在便于运输、运行、检修和地基稳固、安全可靠的地方,因此,应满足以下几个方面的要求:

(1)隧道洞外变电站,宜设在洞口附近,并应靠近负荷集中地点和设在电源来线同一侧;

(2)变电站(变压器)应选择 in 高压线附近;

(3)变压器应安设在供电范围的负荷重心,使其投入运行时线路损耗最小,并能满足电压要求。当配电电压在380V时,供电半径不应大于700m,一般供电半径以500m为宜。即高压变电站之间的距离,一般为1000m左右;

(4)洞内变压器应安设在干燥的避车洞或不用的横向通道处,变压器与周围及上下洞壁的距离不得小于30cm,并按规定设置安全防护。

(三) 供电线路布置和安装的技术要求

1. 供电线路电压等级

隧道施工供电电压,一般采用三相四线 400/230(V)。

(1) 长大隧道施工,可用 6kV ~ 10kV,动力机械的电压标准是 380V ;

(2) 成洞地段的照明可采用 220V。工作地段照明和手持电动工具,应按规定选用安全电压供电。

2. 隧道施工供电线路布置和安装有关要求

(1) 成洞地段固定的电线路,应使用绝缘良好的胶皮线架设,施工地段的临时电线路宜采用橡套电缆;竖井、斜井宜采用铠装电缆;瓦斯地段的输电线必须使用密封电缆,不得使用皮线;

(2) 照明和动力线路安装在同一侧时,必须分层架设。电线悬挂高度距人行地面的距离,110V 以下时,不应小于 2m;400V 时,应大于 2.5m;6 ~ 10kV,应大于 3.5m。瓦斯地段的电缆应沿侧壁铺设,不得悬空架设;

(3) 涌水隧道的电动排水设备、瓦斯隧道的通风设备和斜井、竖井内的电气装置,应采用双回路输电,并有可靠的切换装置;

(4) 36V 低压变压器应设在安全、干燥处,机壳接地,输线路长度不应大于 100m ;

(5) 动力干线上的每一支线,必须装设开关及保险丝具。严禁在动力线路上加挂照明设施;

(6) 输电干线或动力、照明线路安装,在同一侧分层架设的原则是:高压线在上、低压线在下;干线在上,支架在下;动力线在上,照明线在下。风、水管道应输电线路的另一侧。

二、施工照明

(一) 照明标准

隧道施工一般采用电灯照明,要求光线充足均匀。各种工作地段的照明标准和要求详见 6-9-9。

(二) 照明安全变压器

隧道施工作业地段照明,必须使用安全变压器配电,其容量:输入电压为 220V,输出电压宜有 36V、32V、24V、12V 四个等级,便于根据作业工作面安全要求选用照明电压(成洞段和不作业地段可用 220V,瓦斯地段不得超过 110V,一般作业地段不宜大于 36V,手提作业灯为 12 ~ 24V)隧道应采用 400/230V 三相四线系统两端供电(动力设备应采用三相 380V)隧道照明,选用的导线截面应使线路末端的电压降不得大于 10% 36V 及

24V 线不得大于 5%。

表 6-9-9

工作地段	灯头距离(m)	悬挂高度(m)	灯泡容量(W)
施工作业面	不少于 15W/m ² (断面较大可适当采用投光灯)		
开挖地段和作业地段	4	2~2.5	60
运输巷道	5	2.5~3	~60
特殊作业地段或不安全因素较多地段	2~3	3~5	100
成洞地段			
用白炽灯时	8~10	4~5	60
用日光灯照明时	20~30	4~5	40
竖井内	3		60

注 ①在直线段灯头距离采用表中大数,曲线段采用较小数;

②在有水地段应用胶皮电线,工作面附近应用防水灯头;

③按照法定计量单位规定,照明应用“光照度 E ”,其计量符号为勒克斯(I_x);光通量“ Φ ”其计量符号为流明(I_m)。本表根据隧道施工规范采用灯泡额定功率 W 。

(三)新光源洞内外照明

1. 普通光源隧道施工照明优缺点

(1)优点:其使用的白炽灯或荧光灯管价格低,使用较方便。

(2)缺点:其耗电量较大,且亮度较弱,不利于施工安全等。

2. 采用新光源作隧道施工优点

新光源一般使用低压卤钨灯、高压钠灯、钪钠灯、钠铊铟灯、镝灯等。具有以下优点:

(1)安全性能较好;

(2)能大幅度增加施工地段和作业工作面及施工现场场地的照明亮度,从而为施工人员创造明亮的作业环境,以保证操作质量;

(3)使用寿命较长,维修方便,可大大减少电工的劳动强度。在长大隧道中深受用户欢迎;

(4)节电效果较明显等特点。

新光源洞内外照明布置要求,见表 6-9-10。

表 6-9-10 新光源洞内外照明布置

工作地段	照明布置
开挖面后 40m 以内作业段	两侧用 26V500W 卤钨灯各 2 盏(或 300W 卤钨灯 7 盏,以下少于 2000W 为准),灯泡距离隧道底面高 4m

工作地段	照明布置
开挖面后 40m ~ 100m 区段	安设 2 盏 400W 高压钠灯和 2 盏 400W 钠铊铟灯,间距约 15m,灯泡距隧道底面高 5m
开挖面后的 100m 至成洞末端	每隔 40m,左右侧各设计 400W 高压钠灯 1 盏
模板后车衬砌作业段	台车前台 10m ~ 15m,增设 400W 高压钠灯各 1 盏,台车上亮度不足时,增设 36V300W 或 500W 卤钨灯
成洞地段	每隔 40m 安装 400W 高压钠灯 1 盏
斜井、竖井井身掌子面及喷混凝土作业面	使用 36V500W 或 36V300W 卤钨灯,已施工井身部分选用小功率 110V 高压钠灯,间距混合井 30m 安装 1 盏,主副井每 25m 安装 1 盏
洞外场地	每隔 200m 安装高压钠灯 1 盏

三、隧道施工安全用电

隧道施工的全过程,对各种电动、电气设备和输电线路应有专人经常进行检查维修,作业时,应参照现行的《电业安全作业规程》的规定办理。以保证人身安全和高速、优质完成隧道工程的施工任务。为了防止触电安全事故的发生,主要依靠制订健全的规章制度和完善的技术措施,采用保证安全路离,设屏护遮拦、绝缘不满电线路;采用安全电压、安全变压器及保护接零线等技术措施。

1. 隧道施工安全照明要求

(1)采用白炽灯时,施工地段每 m^2 不宜小于 15W,不安全因素较地段可适当增加灯光照明;

(2)运输巷道在未成洞段每隔 6m、成洞地段每隔 10m 装设 100W 灯一盏;在主要通道等重要处应有安全照明;

(3)隧道施工工作地段照明,应采用不超过 36V 的低压电源、输电线路长度不大于 100m;

泄漏地段照明,应采用防水灯头和灯罩;瓦斯地段照明,应用防爆灯头和加灯罩;

(4)照明线路及灯头的架设高度,一般不得小于 2.5m。为了安全生产和节约能源,可采用新光源照明,如荧光灯、高压钠灯、低压钠灯、卤钨灯等。

2. 隧道施工安全用电作业要求

(1)应遵守电工安全作业规程的有关规定,电工必须持岗位合格证上岗;

(2)各种过电流保护装置不应加大其容量,不能用任何金属丝代替熔丝;有电线路及

接头不许有裸露,要经常检查,发现裸露应立即包扎;

(3)电工人员操作时,必须戴绝缘手套和穿绝缘胶靴;

(4)在需要触及导线部分时,必须先用测电器检查,确认无电后,才能开始工作,并事先将有关开关切断加锁,以防万一误合闸通电;

(5)一切电器设备的金属外壳或构架,都必须进行妥善接地,预防雷击起火等危险。

3. 隧道施工用电接地系统

在隧道施工中,需要接地的设施主要有:

(1)与电机连接的金属构架 (2)变压器外壳 (3)配电箱外壳 (4)起动器外壳 (5)高压电缆的金属外皮 (6)低压橡胶套电缆的接地芯线 (7)风水管道 (8)轨道 (9)洞内临时装设的金属支架等设施。

接地是由高压电缆金属外皮和低压电缆的接地芯线,以及所有明线架设的中性线,联接成一个总的接地网络,在网络上分别连接上述需要接地的设施,构成具有多处接地装置的接地系统,见图 6-9-1 所示。

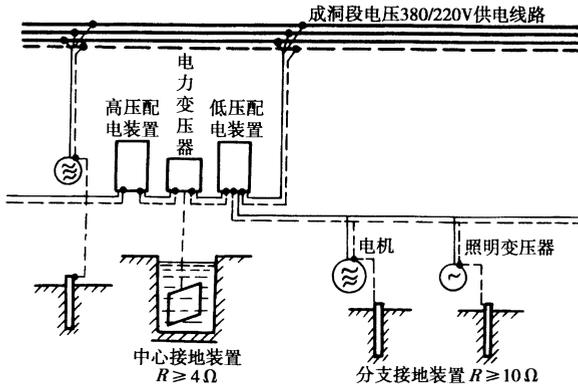


图 6-9-1 隧道接地系统

如不采用高压供电的隧道施工,应在电压 400/230V 进线端设置中心接地装置,以确保用电安全。

第三节 施工通风、防尘、防有害气体

在隧道施工中,洞内氧气大大减少,且混杂各种有害气体与岩尘,造成洞内空气污浊。随着坑道不断开挖,不断向山体深处延伸,洞内温度和湿度相应提高,对人体产生有

害的影响。隧道施工通风与除尘的目的是:为了更换和净化坑道内的空气,供给洞内足够的新鲜空气,稀释、冲淡和排除有害气体和降低粉尘浓度,以改善劳动条件,保障施工作业人员身体健康、保证正常的安全生产,并提高劳动生产率等。

一、隧道施工通风

(一)隧道施工作业环境卫生标准要求

隧道施工中,由于钻眼、炸药爆破、装渣、喷射混凝土、内燃机械和运输汽车的排气、开挖时地层中放出有害气体等因素,使洞内狭窄空间的空气非常污浊,对人体的健康影响较严重。因此,必须向洞内供给新鲜空气、排除有害气体及降低粉尘浓度,同时也应尽量控制不利于施工的因素如地热、噪音等。隧道施工作业环境应符合下列卫生标准:

1. 坑道中氧气含量

按体积计不应小于 20%;坑道内气温不宜高于 30℃。

2. 有害气体浓度

(1)一氧化碳(CO),一般情况下不大于 $30\text{mg}/\text{m}^3$,特殊情况下,施工人员必须进入工作面时,可为 $100\text{mg}/\text{m}^3$,但工作时间不得超过 30min;

(2)二氧化碳(CO₂)按体积计不得大于 0.5%;

(3)氮氧化物(NO₂)即二氧化氮,氧化物换算成二氧化氮应在 $5\sim 8\text{mg}/\text{m}^3$ 以下;

(4)甲烷(CH₄)即瓦斯浓度按体积计不得大于 0.5%,否则必须按煤炭工业部现行的《煤矿安全规程》有关规定办理。

3. 粉尘浓度

含 10% 以上游离二氧化硅的粉尘,每 m^3 空气中不得大于 2mg;含 10% 以下游离二氧化硅的矿物性粉尘,每 m^3 空气中不得大于 4mg。

4. 隧道洞内施工工作地点噪声

不宜大于 90dB(分贝)。

5. 每人每分钟供应的新鲜空气

不宜小于 $3\text{m}^3/\text{min}$ 。

(二)隧道施工机械通风

一般来说,除 300m 以下的短隧道(穿过的岩层不产生有害气体)及导坑贯通后的隧道施工,可利用自然通风(靠洞内外的温度差及高程差等所造成的自风流)外,均可采用机械通风,即利用机械设备向洞内送入新鲜空气,排除污浊空气。

1. 通风方式

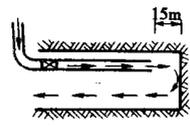
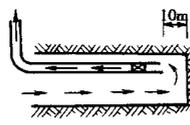
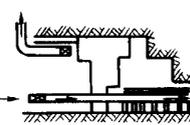
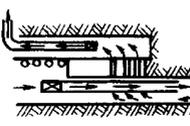
实施机械通风,必须具有通风机和风道,按照风道的类型和通风安装位置,有如下几

种通风方式：

(1)风管式通风

风流经由管道输送,分为三种形式,如表 6-9-11 所示。必须指出,表 6-9-11 中所规定的风管末端到开挖面的距离必须保证,因此随着开挖面的推进必须及时接长风管。

表 6-9-11 风管式通风方式表

	风管式通风方式	适应情况	说明
压力式		1. 单机可使用于 100 ~ 400m 内的独头巷道; 2. 多机串联可用于 400 ~ 800m 的独头巷道	1. 能较快的排除工作面的污浊空气; 2. 拆装简单; 3. 污浊空气排出时流经全洞
抽出式		长度在 400m 以内的独头巷道	新鲜空气流经全洞,到达工作面时已不大新鲜;要求管末端距工作面不超过 10m,布置有困难,常因此通风效果差
混合式		长度在 800m ~ 1500m 左右的独头巷道	1. 污浊空气经由隧道上部抽出洞外,新鲜空气由下部进入隧道,再经风管到下道坑工作面; 2. 抽出风机能力要大于压入风机 20% ~ 30%;
		适应于上下导坑或全断面分块开挖,用药量较大,下导坑为双轨断面的隧道施工	3. 抽出、压入风口的布置最小要错开 30m,以免在洞内形成循环风流

风管式通风的优点是设备简单,布置灵活,易于拆装,故为一般隧道施工所采用。但由于管路的增长,通风阻力增大;另外由于管路的接头或多或少有漏风,若不保证接头的质量就会造成因风管过长而达不到要求的风量。

(2)巷道式通风

适用有平行导坑的长隧道。其特点是:通过最前面的横洞使正洞和平行导坑组成一个风流循环系统,在平行导坑洞口附近安装通风机,将污浊空气由平行导坑抽出,新鲜空气由正洞流入,形成循环风流,如图 6-9-2 所示。另外对平行导坑和正洞前面的独头巷道,再辅以局部的内管式通风。

这种通风方式,断面大、阻力小,可供应较大的风量,是目前解决长隧道施工通风比较有效的方法。

(3)风墙式通风

这种方法适用于较长隧道,一般管道式通风难以解决,又无平行导坑可以利用的情况,它利用隧道成洞部分较大的断面,用砖砌或木板隔出一条 $2\text{m}^2 \sim 3\text{m}^3$ 的风道,以减小风管长度,增大风量满足通风要求,如图 6-9-3 所示。

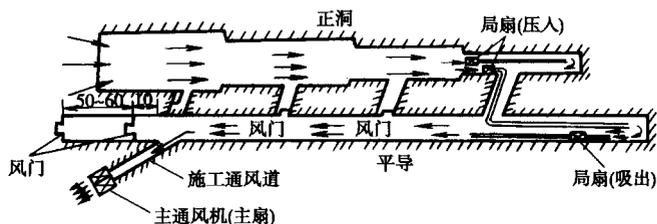


图 6-9-2 巷道式通风

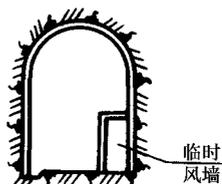


图 6-9-3 风墙式通风

2. 风量计算

风量与风压是进行施工通风设计的主要数据。风量按以下一些经验公式计算：

(1) 根据同一时间,洞内工作人员数计算：

$$Q = k \cdot m \cdot q_n \quad (\text{m}^3/\text{min}) \quad (6-9-11)$$

式中 k ——风量备用系数,采用 1.1;

m ——同时在洞内工作人数;

q_n ——每一工作人员所需新鲜空气(m^3/min),见表 6-9-12。

表 6-9-12 管道漏风系数

管路总长度(km)	< 1.0	1~2	> 2
漏风系数(q_n)	1.10	1.15	1.20

(2) 按照爆破作业确定风量

① 压入式通风时

$$Q_{\text{压}} = \frac{0.13}{t} \sqrt[3]{GL^2 S^2} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (6-9-12)$$

式中 G ——同一时间爆破有炸药量(kg);

t ——爆破后要求有害气体达到允许浓度的通风时间(s);

S ——坑道净横断面积(m^2);

L ——坑道全长(m)。

② 吸(抽)出式通风时($L \leq 1.5\sqrt{S}$):

$$Q_{\text{吸}} = \frac{0.3S}{t} \sqrt{\frac{G}{S} L_{\text{抛}}} \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (6-9-13)$$

式中 $L_{\text{抛}}$ ——爆破后粉尘抛掷距离(m);

火雷管起爆时 : $L_{抛} = 15 + (G)m$;

电雷管起爆时 : $L_{抛} = 15 + G/5m$ 。

③混合式通风时 :

$$Q_{混压} = \frac{0.13}{t} \sqrt{GS^2 L_{入口}^2} \quad (m^3) \quad (6-9-14)$$

式中 $L_{入口}$ ——吸风口至工作面的实际距离(m)。

$$Q_{吸} = (1.2 \sim 1.3) Q_{混压} \quad (6-9-15)$$

(3)按最小风速检验风量

$$Q_{吸} \geq V_{最小} \cdot S_{最大} \quad (m^3/s) \quad (6-9-16)$$

式中 $V_{最小}$ ——保证坑道内稳定风流要求 ; 全断面开挖时风速不得小于 $0.15m/s$,
坑道内不小于 $0.25m/s$;

$S_{最大}$ ——坑道最大断面积(m^2)。

按上述三种情况计算后 , 取其中最大者为计算风量。

3. 风压计算

为了保证把足够的风量送到工作面 , 并在出风口保持一定的风速 , 就要求通风机具有一定的风力(风压) , 使其足以克服沿途所有阻力(风阻) 。 通风机应具备的风压为 :

$$h_{机} \geq h_{总阻} \quad (6-9-17)$$

$$h_{总阻} = \sum h_{摩} + \sum h_{局} + \sum h_{正} \quad (mm H_2O) \quad (6-9-18)$$

式中 $h_{摩}$ ——沿程克服摩擦力所损失的压头 , 按式 6-9-19 进行计算 :

$$h_{摩} = \alpha \frac{LP}{S^3} Q^2 \quad (mm H_2O) \quad (6-9-19)$$

α ——风道摩擦阻力系数 , 根据风道材料性质 , 表面粗糙程度不同而异 , 可从中国铁道出版社 1999 年出版的铁路工程施工技术手册《隧道》(下册) 491 页表 15-13 ~ 表 15-15 , 即表 6-9-13 ~ 表 6-9-15。

L ——管道长度(m) ;

S ——管道断面积(m^2) ;

Q ——计算风量(m^3/s) ;

$h_{局}$ ——沿程克服局部阻力所损失的压头 , 按式 6-9-20 计算 :

$$h_{局} = \xi \frac{Q_2}{2gS_2} \quad (mm H_2O) \quad (6-9-20)$$

ξ ——局部阻力系数 , 可从中国铁道出版社 1999 年出版的铁路工程施工技术手册《隧道》中查到 ;

g ——重力加速度 , 通常采用 $9.81m/s^2$;

$h_{\text{正}}$ ——风流所遇到的正面阻力,它是由坑道中的斗车等阻塞物造成。显然,可有在计算巷道式通风时,才需考虑。

表 6-9-13 风管摩擦阻力系数 α 值及 1m 长风阻率 r

风管直径 (mm)		500	600	700	800	900	1000
金属风管	α	0.00035	0.00032	0.00030	0.00025	0.00023	0.00023
	r	0.0730	0.0260	0.0116	0.0049	0.0024	0.0016
塑料风管	α	0.00016	0.00015	0.00013	0.00013	—	—
	r	0.03330	0.01524	0.00500	0.00258	—	—

表 6-9-14 胶皮风管的风阻率(k_{μ})

长度(m) \ 直径(mm)	50	100	150	200	250	300	400	500	600	700	800	900	1000
500	5.2	10.7	15.5	20.3	25.5	30.9	41.2	51.6	63.4	73.1	83.7	94.2	107.2
600	2.1	4.3	6.1	7.9	9.9	11.9	16.3	19.9	21.3	27.6	31.9	36.2	40.7

表 6-9-15 巷道阻力系数 α 值

项别	施工地段及其支护特征	α 值	
1	成洞,用混凝土砌筑	0.0004 ~ 0.00045	
	成洞,用块石砌筑,带有角面	0.0006 ~ 0.0008	
2	用木料支撑的全断面开挖隧道	0.0012	
3	用金属拱架木模板支护的隧道	0.001 ~ 0.0012	
4	上导坑,有支撑	0.0025	
	下导坑,有支撑,但中间没有加强支柱	0.0020 ~ 0.0025	
	下导坑,双道中间有支柱	0.030 ~ 0.0040	
5	下导坑,没有支撑	0.0011 ~ 0.0020	
	6	用木料框架支撑的漏渣孔	0.0026
	7	拱部扩大	0.0055 ~ 0.0060
8	完成拱部衬砌,马口未开挖	0.0010 ~ 0.0012	
9	挖底	0.0010	
10	风道	0.0040	

$$h_{\text{正}} = 0.0612\varphi \frac{S}{(S - S_m)^2} Q^2 \quad (\text{mm H}_2\text{O}) \quad (6-9-21)$$

φ ——正面阻力系数。当一列车行走时 $\varphi = 1.15$; 当一列车或一斗车停放时 $\varphi = 0.15$; 如两列(或斗车)停放间距超过 1.0m 时, 则逐一相加;

S_m ——阻塞物断面积(m^2)。

(三)通风机选择

通风根据作用原理, 可分为离心式和轴流式两种。对于隧道施工, 要求通风机风量大, 尺寸小, 重量轻, 调整方便, 便于装卸和运输等, 因此多采用轴流式风机。

通风机所供应的风量, 经风道到达出口端时, 将有一部分从风道的接头漏出, 因此风机所产生的风量必须大于计算风量。故

$$Q_{\text{风机}} = PQ \quad (\text{m}^3/\text{s}) \quad (6-9-22)$$

式中 Q ——计算所需风量;

P ——管道的漏风系数。

P 值与管道接头安装质量有关, 风管愈长, 接头愈多, 风压愈大, 则 P 值愈大。因此要想改善通风状况, 充分发挥机器设备效率, 则提高管道安装质量, 减少漏风系数, 是一个重要途径。 P 值可查阅有关设计手册, 也可以利用经验公式进行计算。

对于金属风管:

$$P = \frac{1}{3} K_0 d \frac{L}{l} \sqrt{\frac{h}{Q^2}} + 1 \quad (6-9-23)$$

式中 K_0 ——单个接头漏风系数;

d ——风管直径(m);

L ——风管全长(m);

l ——每节风管长(m)。

对胶皮风管:

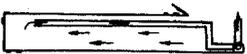
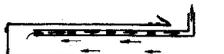
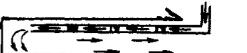
$$P = 1 + \frac{n}{100} \quad (6-9-24)$$

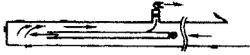
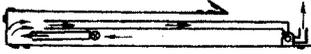
式中 n ——胶皮管风道接头数。

根据式(6-9-22)及(6-9-17)求出通风机的供风量和风压后, 即可选用合适型号的通风机。

另附公路隧道施工通风方式见表 6-9-16。

表 6-9-16 施工通风方式

通风方式		概要图	说明
排风式	集中式		在洞外设置大容量(需风量总和)风机,风管吸风口设在开挖面附近,通过风管排除废风。
	串联式		在风管内设置小型风机,随开挖面推进,可接长风管和增加风机,通过风管排废风。
送风式	集中式		设备与集中排风式相同,但是将风管送风口设在开挖面附近,通过风管将新鲜风从洞口吹入开挖面,并由隧道排废风。
	串连式		设备与串联式相同,但是将新鲜空气通过风管送入开挖面,并由隧道排废风。
送排风并用式	集中式		设备由集中排风式和集中送风式构成,送风机功率比排风机大,随开挖面推进加长风管。
	串连式		设备由串联排风式和串联送风式构成。
送排风混合式			由下导坑或侧壁导坑作超前开挖时,在超前导坑部采取送风式,在全断面部(扩挖处)采取排风式。

通风方式	概要图	说明
竖井排风正洞送风方式		长隧道时,利用竖井排风,并在正洞口内竖井底部附近设送风机送风至开挖面。
坑道通风方式		特长隧道时,利用避难坑道作排风道,正洞作进风道,在避难坑道的洞口附近设门,安设大容量风机。
局部风机(局扇)方式		采取排风方式时,仅在开挖面附近局部地方设置风机(局扇)。

二、隧道施工防尘措施

隧道开挖时,由于凿岩、爆破、出渣等作业,将会产生大量的岩尘,对人体的危害性很大。从一些隧道施工的实测资料表明,岩尘的产生主要来自于凿岩作业,约占洞内空气含尘量来源的 85%;其次是由爆破产生约占 10%;而装渣作业只占 5%左右。为了使洞内空气中的岩尘量达到国家规定标准值(即含 10% 以上游离二氧化矽的粉尘量应在 $21\text{mg}/\text{m}^3$ 以下)。

因此必须大力推广湿式凿岩,这是防尘的主要措施,但是只靠湿式凿岩,还是不够的,必须要采取综合措施,这就是经过长期实践而总结出的防尘工作:即湿式凿岩标准化,机械通风经常化,喷雾洒水正规化,个人防护普遍化。

1. 湿式凿岩标准化

湿式凿岩,即打“水风钻”,根据风钻内的供水方式不同,又分为旁侧供水和中心供水两种。目前,我国一般均使用中心供水式,即高压水从机尾进入,经过水针(安在机体的中心)流向钎杆,最后达钻头,钻眼时,破碎的岩粉被湿润成浆,从炮眼流出,为了使湿式凿岩能正常进行,应注意以下四点:

(1) 水压标准(高压水到达工作面处的压力不小于 300kPa)、水量充足(每台风钻不少于 $3\text{t}/\text{min}$);

(2) 钎尾标准,其长度一般为 107mm ,钎孔正中。钎尾淬硬硬度与凿岩机内活塞应一致;

(3) 水针安装端正,拧紧螺丝,垫圈密贴,不漏水;

(4)操作正规,即应先开水后开风,先关风后关水,凿岩时机体与钻钎方向应一致,不得摇摆,以免卡断水针。

在特别缺水地区,可用“干式捕尘”装置来代替湿式凿岩,但效果欠佳。

2. 机械通风正常化

机械施工可稀释空气中的粉尘含量,是降低洞内粉尘含量的重要手段。因此在一般主要作业(钻眼、装渣等)进行期间应始终保持风机的运转。

3. 喷雾洒水经常化

喷雾洒水不仅能降低因爆破、出渣等所产生的粉尘,而且还能溶解少量的有害气体(如二氧化碳、硫化氢等)并能降低温度,使空气清新爽人。

4. 个人防护普遍化

主要指戴防尘口罩。

三、压缩空气供应

在隧道施工中,由于以压缩空气为动力的风动机具,结构简单而轻巧,因此得到广泛的采用,如凿岩机、风钻台车、装渣机、风动槽式列车和梭车、风动混凝土压送器、喷射混凝土机、压浆机、锻钎机等都是较通用的风动机具。这些风动机具所需要的压缩空气是由空气压缩机产生,并通过高压风管输送给风动机具的。

空气压缩机有电动和内燃两种。短隧道可采用移动式内燃空气压缩机,长大隧道则以采用固定式大型电动空气压缩机为好。在隧道施工中,一般把空气压缩机集中安设在洞口空压机站内负责压缩空气的供应,压缩空气站的生产能力 Q (压缩空气 m^3/min) 视同时工作的风动机具耗风 $\sum q$ 和管路的漏风量 $q_{\text{漏}}$ 而定,并考虑一定的备风系数 $K_{\text{备}}$ 。

$$Q = (1 + K_{\text{备}}) (\sum q + q_{\text{漏}}) \quad (6-9-25)$$

式中 $K_{\text{备}}$ ——空压机的备用系数,一般采用 75% ~ 90% ;

$q_{\text{漏}}$ ——管路及附件的漏耗损失,其值为:

$$q_{\text{漏}} = \alpha \sum L, \text{m}^3/\text{min};$$

式中 α ——每公里管路漏风量,平均为 1.5 ~ 2.0 m^3/min ;

L ——管路总长度, km ;

k ——同时工作系数,见同时工作系数 k 值表 6-9-17 ;

k_{m} ——空气压缩机所处海拔高度对空压机生产能力的影响系数,详见表 6-9-18 海拔高度影响系数 k_{m} 值表。

表 6-9-17 同时工作系数

机具类型	凿 岩 机		装 渣 机		锻 钎 机	
同时工作台数	1~10	11~30	1~2	3~4	1~2	3~4
k	1.00~0.85	0.85~0.75	1.0~0.75	0.70~0.50	1.0~0.75	0.65~0.50

表 6-9-18 海拔高度影响系数 k_m

海拔高度 (m)	0	305	610	914	1219	1524	1629	2134	2438	2743	3048	3658	4572
k_m	1.00	1.03	1.07	1.10	1.14	1.17	1.20	1.23	1.26	1.29	1.32	1.37	1.43

风动机具都需要在一定的风压和风量供应的条件下,才能正常工作。因此,除了考虑足够的风量供应之外,还必须保证给风动机具以必要的工作风压,所以要尽量避免压缩空气在管路输送过程中风压损失。主要措施是:接头要严密不漏风,主管路采用大直径高压风管。

(一)空压机站

空压机站的空压机设备能力,应根据同时工作的各种风动机具最大耗风量和管道漏风系数,通过总耗风量的计算或实测确定。

1. 总耗风量($Q_{总}$)

(1) $Q_{总}$ 的计算

$$Q_{总} = \sum Q \times (1 + \delta) \times K \times K_m \quad (\text{m}^3/\text{min}) \quad (6-9-26)$$

式中 δ ——空压机使用安全系数(包括轮流定检、临时高峰负荷或故障处理等因素),电动空压机为 1.30~1.50,内燃空压机为 1.36~1.60;

K ——空压机本身磨损而引起效率降低的修正系数,一般采用 1.05~1.10;

K_m ——不同海拔高度增加高压风耗风量的修正系数,见表 6-9-11;

$\sum Q$ ——风动机具同时工作耗风量总和:

$$\sum Q = \sum q \cdot q_n \quad (\text{m}^3/\text{min})$$

其中 q_n ——管道漏风系数,见表 6-9-12;

$\sum q$ ——同时工作的各种风动机具耗风量:

$$\sum q = N \times q \times K_{同} \times K_{磨} \quad (\text{m}^3/\text{min})$$

其中 N ——使用台数;

q ——每台耗风量,可参阅有关风动机械的技术性能表;

$K_{同}$ ——同时工作系数,参阅表 6-9-13;

$K_{\text{磨}}$ ——风动机具磨损系数,对凿岩机取 1.15,其他取 1.10。

(2) $Q_{\text{总}}$ 的经验值

根据统计,使用压风机具施工一个洞口需用风量 $Q_{\text{总}}$ 见表 6-9-19,表中数值供编制施工组织机械配备时参考。

表 6-9-19 一个洞口的 $Q_{\text{总}}$ 经验值(单线)

隧道长度(m)	500~1000	1000~2000	2000~4000	4000~6000
$Q_{\text{总}}(\text{m}^3/\text{min})$	30~50	50~70	80~120	130~160

注:①本表未考虑备用量;

②采用全断面风动钻孔台车综合机械化施工,每洞口一般需配备的 $Q_{\text{总}}$ 值为 $120 \sim 160 \text{m}^3/\text{min}$;

③如设有平行导坑,则需增加风量 $20 \sim 40 \text{m}^3/\text{min}$ 。

2. 空压机

空压机有活塞式、滑片式、离心式(或透平式)和隔膜式,隧道施工中比较广泛采用的是活塞式空压机。

3. 空压机安装容量及机组选择

(1) 安装容量

空压机组(包括工作和备用)的安装容量,应考虑其中最大一台机组因检修停止运行时,仍能保证供风量不受影响。

(2) 机组选择及注意事项

①机组宜选用固定式电动空压机组成;

②为了操作、维修和备件统一易于管理,机组宜用同类型的空压机,考虑到在施工中风量负荷的不均匀,使能适应负荷的波动,可选用容量大小不同的空压机进行组合,以避免用风负荷大幅度波动时,空压机需经常起动或停车;

③水冷却式空压机,在工作中要求冷却水不能间断,因此在供、排水系统中,应设置监视冷却水供应情况的装置,如排水漏斗、水源指示器和自动信号等。

4. 空压机房的布置

空压机房应选择空气洁净、通风良好、地基稳固、便于设备搬运之处,要尽量靠近洞口以缩短管路,减少管道漏风损耗,如因场地限制需靠近边坡,应防止边坡坍塌而损坏设备。机房应有防水、降温、保温设施。

(二) 压风管道设置

1. 管径选择

压风管道管径的选择,应满足工作风压不小于 0.5MPa ,根据计算耗风总量($Q_{\text{总}}$)和允许的最大压力损失来计算。在实际施工中,较难精确计算,一般是根据工作面所需的

最低风压,并按用风总量 $Q_{\text{总和}}$ 管路长度及工作风压要求选择送风管内径。

压风管道的选择,应满足工作风压不小于 0.5MPa 的要求。空压机生产的压缩空气的压力一般在 0.7MPa ~ 0.8MPa 左右,为保证工作风压,钢管终端的风压不得小于 0.6MPa,通过胶皮管输送至风动机具的工作风压不小于 0.5MPa。

压缩空气在输送过程中,由于管壁摩擦、接头、阀门等产生阻力,其压力会减少,一般称压力损失。根据达西公式,钢管的风压损失 ΔP 可按下式进行计算。

$$\Delta P = \lambda \frac{L}{d} \cdot \frac{V^2}{2g} \cdot \gamma \times 10^{-6} \quad (\text{MPa})$$

式中 λ ——摩阻系数,见表 6-9-20;

L ——送风管路长度(包括配件当量长度,见表 6-9-21),m;

d ——送风管内径,m;

g ——重力加速度,采用 9.81m/s^2 ;

γ ——压缩空气的容重。大气压强下,温度为 0°C 时,空气容重为 12.9N/m^3 ,

温度为 $t^\circ\text{C}$ 时,其容重则为 $\gamma_t = 12.9 \times \frac{273}{273+t} \text{N/m}^3$,此时,压力为 P 的

压缩空气的容重 $\gamma = \frac{\gamma(P+0.1)}{0.1} \text{N/m}^3$, P 为空压机生产的压缩空气的

压力,由空压机性能可知,单位为 MPa;

V ——压缩空气在风管中的速度 m/s,根据风量和风管面积可得。

以上计算的压力损失值若过大,则需要选用较大管径的风管,从而减少压力损失值,使钢管末端风压不得小于 0.6MPa。

胶皮风管是连接钢管与风动机具的,由于其压力损失较大,一般应尽量缩短其使用的长度,从而保证压缩空气的工作压力不小于 0.5MPa。胶皮风管的压力损失值见表 6-9-22。

表 6-9-20 风管摩阻系数 λ 值

风管内径(mm)	λ	风管内径(mm)	λ
50	0.0371	150	0.0264
75	0.0324	200	0.0245
100	0.0298	250	0.0234
125	0.0282	300	0.0224

表 6-9-21 配件折合成管路长度

折合长度 (m)	钢管内径 (mm)							折合长度 (m)	钢管内径 (mm)						
	25	50	75	100	150	200	300		25	50	75	100	150	200	300
配件名称								配件名称							
球阀	6.0	15.0	25.0	35.0	60.0	85.0		45°弯头	0.2	0.4	0.7	1.0	1.7	2.4	4.0
闸门阀	0.3	0.7	1.1	1.5	2.5	3.5	6.0	90°弯头	0.9	1.8	3.2	4.5	7.7	10.8	18.0
丁字管	2.0	4.0	7.0	10.0	17.0	24.0	40.0	135°弯头	1.4	2.8	4.9	7.0	12.0	16.8	28.0
异径管	0.5	1.0	1.7	2.5	4.0	6.0	10.0	逆止阀		3.2		7.5	12.5	18.0	30.0

表 6-9-22 压缩空气通过胶皮风管的压力损失(MPa)

通过风压(m^3/min)	胶管内径 (mm)	胶管长度(m)					
		5	10	15	20	25	30
2.5	19	0.008	0.018	0.020	0.035	0.040	0.055
	25	0.004	0.008	0.013	0.017	0.021	0.030
3	19	0.010	0.020	0.030	0.050	0.060	0.075
	25	0.006	0.012	0.018	0.024	0.040	0.045
4	19	0.020	0.040	0.055	0.080	0.100	0.110
	25	0.010	0.025	0.040	0.050	0.060	0.075
10	50	0.002	0.004	0.006	0.007	0.010	0.015
20		0.010	0.020	0.035	0.050	0.055	0.065

2. 管道安装注意事项

(1) 管道敷设要求平顺、接头密封、防止漏风,凡有裂纹、创伤、凹陷等现象的钢管不能使用;

(2) 在洞外地段,风管长度超过 500m,温度变化较大时,宜安装伸缩器;靠近空压机 150m 以内,风管的法兰盘接头宜用耐热材料制成垫片,如石棉衬垫等;

(3) 压风管道在总输出管道上,必须安装总闸阀以便控制和维修管道;主管上每隔 300~500m 应分装闸阀,按施工要求,在适当地段(一般每隔 60m) 加设三通接头和 50mm 闸阀各一个备用,管道前端至开挖面距离宜保持在 30m 左右,并用高压软管接分风器,分部开挖法通往各工作面的软管长度不宜大于 50m,与分风器联结的胶皮软管长度不宜大于 10~15m;

(4) 主管道长度大于 100m 时,应在管道最低处设置油水分离器,定期放出管中聚积的油水以保持管内清洁和干燥;

(5) 管道安装前应进行检查,钢管内不得留有残杂物和其他脏物,各种闸阀在安装前应拆开清洗,并进行水压强度试验,合格才能使用;

(6)管道在洞内应敷设电缆,电线的另一侧,并与运输轨道有一定间距,管道高度不应超过运输道轨面,与水沟同侧时不影响水沟排水;

(7)管道使用,应有专人负责检查、养护。

四、隧道施工中防有害气体

隧道施工中,洞内的有害气体主要是指(1)一氧化碳(CO)(2)二氧化碳(CO₂)(3)二氧化氮(NO₂),即氮氧化物(4)甲烷(CH₄)即瓦斯等。

为了预防有害气体对施工人员身体健康的危害,保障施工正常进行及安全生产,首先,要求隧道施工通风应能满足洞内各项作业所需要的通风量,供应洞内每人每分钟的新鲜空气不宜小于3m³。风速在全断面开挖时不应小于0.15m/s,坑道内不宜小于0.25m/s,但风速均不应大于6m/s。有瓦斯溢出地段通风,应将新鲜空气送至开挖面,将开挖面附近的瓦斯含量稀释到1.0%以下,并用排风管将瓦斯气体排到洞外,不允许瓦斯气体流入隧道后方之内。

1. 我国铁道部、煤碳部对瓦斯有害气体溢出的坑道的施工规定

(1)总回风道风流中瓦斯含量应小于0.75%;

(2)从其他工作面进来的风流中应小于0.5%;

(3)开挖面装药爆破前应小于1.0%(浓度);

(4)开挖面超过1.0%时,严禁爆破,达到1.5%时,距离开挖面20m内,必须停工、断电进行处理有害气体。

(5)开挖面超过2.0%时,施工人员必须全部撤离施工现场。

2. 日本根据混合瓦斯的爆炸下限确定瓦斯溢出隧道作业标准

(1)未达0.5%时,仍为正常作业;

(2)0.5%以上时,为有限制作业,同时加强瓦斯气体浓度的控制;

(3)1.0%以上时,停止作业,待避;

(4)1.5%以上时,切断电源。

3. 我国公路隧道施工技术规范规定

当公路隧道通过有瓦斯溢出的岩层,且瓦斯浓度按体积计大于0.5%时,应采取有效措施,加强测计,加强通风,使CH₄浓度控制在正常范围内。

(1)当瓦斯含量在0.5%以下时,每小时检查一次,0.5%以上时,应随时检查,检查作业不得离开该工作面;

(2)加强通风,坑道开挖面要有足够的风量和足以驱散瓦斯有害气体的风速,其风速不应低于0.15m/s~0.25m/s;

(3) 洞内安装自动报警装置,将装置定位于安全界限浓度(0.75%)处;

(4) 洞内机电设备、通风系统酌情采用防爆型。隧道工程专家们普遍认为:我国公路隧道实践证明,只要加强通风、加强测试手段,瓦斯含量在0.5%以下时,仍可进行正常施工作业。为确保隧道施工安全、卫生,应在洞内进行施工机械通风,将爆破后产生的烟雾、粉尘及内燃机(无轨运输)排出的CO等排出洞外。同时,应注意由围岩逸出的有害气体,采用通风及其他技术措施。

第十章 隧道工程施工质量检测与管理

第一节 概 述

一、隧道的常见质量问题

随着公路隧道工程数量的增加和建设速度的加快,加之公路隧道的上述特点,目前,由于设计、施工等方面的原因,国内已建和在建的部分公路隧道都不同程度地出现了质量问题,有些甚至出现了严重的质量问题,其中最常见的有以下几个方面:

1. 隧道渗漏

与其它地下工程一样,公路隧道在施工期间和建成后,一直受着地下水的影响,特别是建成后的隧道,更是处于地下水的包围之中。地下水无孔不入,当水压较大,防水工程质量欠佳时,地下水便会通过一定的通道渗入或流入隧道内部,对行车安全以至衬砌结构的稳定构成威胁。例如,辽宁八盘岭隧道、吉林密江隧道都是在建成后不久,隧道内便出现大量渗漏,春、夏、秋三季隧道变成了“水帘洞”,冬季洞内则变成了“冰湖”。由于反复冻融,造成衬砌结构开裂,为了不使结构遭受进一步破坏,防止隧道的大量渗漏,两隧道均不得不提前大修,在原衬砌内部复衬一层混凝土。虽然这一措施暂时使问题得以解决,但隧道断面减小,限界受侵,影响行车。据统计,目前国内公路隧道完全无渗漏者寥寥无几,绝大部分隧道都存在着不同程度的渗漏问题,渗漏部位遍及隧道全周。因此,在设计科学的防排水结构和加强防排水施工质量管理方面,我国公路隧道界还有很长的路要走。

2. 衬砌开裂

作用在隧道衬砌结构上的压力,与隧道围岩的性质、地应力的的大小以及施工方法等因素有关。由于受技术和资金条件的限制,一些因素在设计前是难以准确确定的,所以在隧道衬砌结构设计中常带有一定的盲目性,导致结构强度不够或与围岩压力不协调,造成衬砌结构开裂、破坏。然而,工程上出现的衬砌开裂更多的则是由于施工管理不当造成的,或是因为衬砌厚度不足,或是因为混凝土强度不够。例如:宁夏某隧道,由于种种原因,隧道衬砌作完后,衬砌混凝土出现了大量的裂缝。在1500m范围内有5段裂缝发育区,其中一条连续纵向裂缝长达33m,裂缝的最大宽度达20mm,最大水平错距达40mm。这些裂缝对结构的稳定及建成后隧道的安全运营构成了潜在的威胁。又如,陕西境内某黄土隧道,由于土压力大,施工中衬砌混凝土存在质量问题,隧道尚未通车,衬砌便先由局部开裂发展为结构失稳,最终导致大范围的塌方。在我国的其它地区也有类似情况发生。由此可见,加强施工管理,提高隧道混凝土衬砌质量已迫在眉睫。

3. 限界受侵

建筑限界是保证车辆安全通过隧道的必要断面。在公路隧道施工过程中,有时会遇到松软地层,当地压较大时,围岩的变形量将很大,如果施工方法不当或支护形式欠妥、支护不及时,则容易导致塌方。为了保证施工安全和避免塌方,容易形成仓促衬砌,忽视断面界限,使建筑限界受侵。另一种施工中的常见现象是衬砌混凝土在浇筑过程中,模板强度、刚度不足,出现走模,也会导致限界受侵。

4. 通风、照明不良

在部分运营隧道中有害气体浓度超限,洞内照明昏暗,影响司乘人员健康,威胁行车安全。造成隧道通风与照明不良的原因有以下三个方面:设计欠妥、器材质量存在问题和运营管理不当。关于设计方面的问题,应从加强理论与试验研究着手,不断总结经验,提高设计水平来加以解决。对于器材,应在安装前对其性能指标加以检测,不符合要求者不予采用。目前造成隧道通风与照明不良的主要原因是隧道管理部门资金不足,管理不善,风机与灯具开启强度不足。为了不降低隧道的使用标准,确保安全运营,应定期对隧道的有关通风、照明指标进行抽检。

二、隧道检测技术的分类

1. 综合分类

公路隧道的建造是百年大计,保证工程质量是业主的基本要求。检测技术作为质量管理的重要手段越来越为人们所重视。公路隧道检测技术涉及面广,分类方法很多。除了运营环境的检测方法对各类隧道都通用外,由于施工方法的不同,山岭隧道、水下沉埋

隧道和软土盾构隧道在检测内容与方法上差别很大。考虑到目前我国修建的公路隧道绝大多数为山岭隧道(包括暗挖法施工的黄土隧道),本书着重介绍山岭隧道的检测技术。分类体系如图 6-10-1 所示。

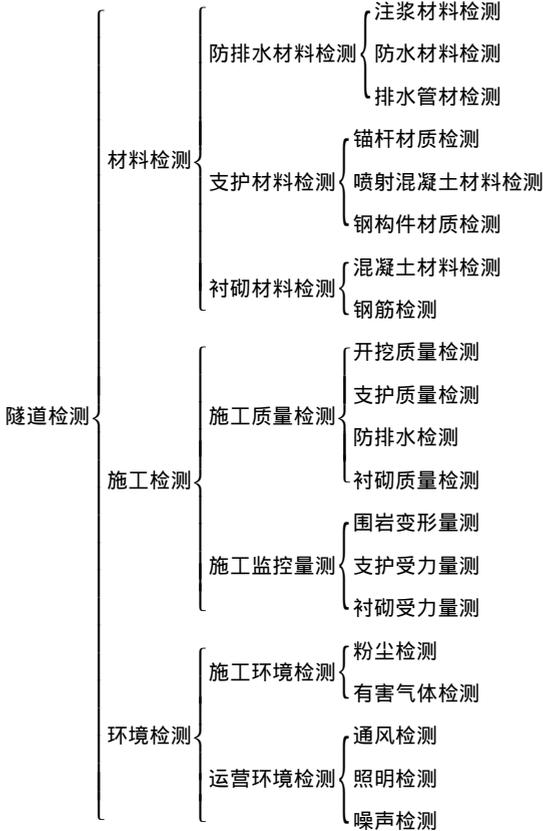


图 6-10-1 检测技术分类

2. 材料检测

只有用合格的原材料才能修建出合格的公路隧道。在隧道工程的常用原材料中,衬砌材料属土建工程的通用材料,其检测方法可参阅有关文献;支护材料和防排水材料较具隧道和地下工程特色。支护材料包括锚杆、喷射混凝土和钢构件等。锚杆杆体材质、锚固方式、杆体结构和托板形式等种类繁多,特性各异,分别适用于不同的工程条件;喷射混凝土有干喷、湿喷之分,为了获取较好的力学特性和工程特性,往往在喷射混凝土混合料之外,还添加各种外加剂。所以锚喷材料的检测内容繁多,限于篇幅,本书只介绍锚喷的施工质量,材料的品质最终由锚喷的强度等指标反映。防排水材料对隧道工程特别重要,有些甚至是隧道与地下工程专用的材料。隧道防水材料包括:注浆材料、高分子合成卷材、防水涂料、石油沥青油毡、排水管和防水混凝土等。值得指出的是,合成高分子防水卷材在我国发展很快。目前修建的公路隧道、地铁和部分铁路隧道都采用不同性

能、不同规格的合成高分子卷材作防水夹层,取得了良好的效果。为了适应这种发展需要,将较详细地介绍其检测试验方法。

3. 施工检测

施工检测的内容十分丰富,可概括为两个方面,即施工质量检测和施工监控量测。

(1) 施工质量检测

公路隧道工程上出现的种种质量问题绝大部分都是在施工过程中埋下了质量隐患,如渗漏水、衬砌开裂和限界受侵等,因此必须对施工过程进行质量检测。其主要内容包括:开挖、支护(包括锚喷)、防排水和衬砌混凝土质量检测。

爆破成形好坏对后续工序的质量影响极大,目前在检测爆破成形质量技术方面发展很快。发达国家已广泛使用隧道断面仪来及时检测爆破成形质量,我国在一些长大铁路隧道施工中也已开始使用断面仪。该仪器可以迅速测取爆破后隧道断面轮廓,并将其与设计开挖断面比较,从而得知隧道的超欠挖情况。应用隧道断面仪还可监测锚喷隧道围岩的变形情况。

支护质量主要指锚杆安装质量、喷射混凝土质量和钢构件质量。对于锚杆,施工质量检测的内容有锚杆的间排距、锚杆的长度、锚杆的方向、注浆式锚杆的注满度、锚杆的抗拔力等。对于喷射混凝土,施工中应主要检测其强度、厚度和平整度。对于钢构件,则要检测构件的规格与节间连接、架间距、构件与围岩的接触情况以及与锚杆的连接。

防排水系统的施工方法目前尚在研究与发展之中,对施工质量的检测也处于探索阶段,教材中将对工程上常用的一些检测或检查方法作简单介绍。

衬砌混凝土质量检测包括衬砌的几何尺寸、衬砌混凝土强度、混凝土的完整性、混凝土裂缝等的检测。其中外观尺寸容易用直尺量测,混凝土强度及其完整性则需用无损探测技术完成,混凝土裂缝可用塞尺等简单方法检测。

(2) 施工监控量测

施工监控量测是新奥法施工的一项重要内容,它既是施工安全的保障措施,又是优化结构受力、降低材料消耗的重要手段。量测的基本内容有隧道围岩变形、支护受力和衬砌受力。前面提到的隧道断面仪是目前最先进的隧道围岩变形量测仪器,利用它可迅速测定隧道周边的变形。围岩内部的位移,目前常用机械式多点位移计量测。锚杆受力可用钢筋计量测,喷射混凝土、钢构件和衬砌受力可用各种压力盒量测。将量测结果人工或自动输入计算机,计算机便可根据反算力学模型,推求围岩中的应力场和位移场,据此推断围岩的稳定状态,调整支护或衬砌设计参数。如此反复,使支护与衬砌设计参数与围岩条件相协调,使施工方案不断优化。

4. 环境检测

环境检测可分为施工环境检测和运营环境检测。施工环境检测的主要任务是检测施工过程中隧道内的粉尘和有害气体。这里的有害气体主要指 CH_4 ,我国西南地区修建隧道时经常遇到。若 CH_4 达到适宜浓度 ,施工中防治措施不当 ,则可能引发 CH_4 爆炸 ,造成人身伤亡或经济损失。

运营环境检测包括通风、照明和噪声等。其中通风检测相对比较复杂 ,检测内容较多 ,主要有 CO 浓度、烟尘浓度和风速等 ,受来往车辆的影响不易获得准确的数据。照明检测技术较为先进 ,现有专供照明检测的车载照度仪、亮度仪 ,只要随车从隧道通过一趟 ,隧道内各区段的照明情况便可一清二楚。噪声的检测也比较简单 ,用噪声计可直接数显隧道内噪声。

第二节 隧道支护施工质量检测

一、喷射混凝土质量检测

喷射混凝土的质量检验指标主要有喷射混凝土的强度和喷射混凝土的厚度及喷射混凝土粉尘与回弹量等内容。

(一)喷射混凝土强度检测方法

喷射混凝土强度包括抗压强度、抗剪强度、疲劳强度、粘结强度等。其中 ,抗压强度是表示喷射混凝土物理力学性能及耐久性的一个综合指标 ,工程实际中常用它作为检测喷射混凝土质量的重要指标。

1. 抗压试块的制作

(1)喷大板切割法 :

在施工的同时 ,将混凝土喷射在 $45\text{cm} \times 35\text{cm} \times 12\text{cm}$ (可制成 6 块)或 $45\text{cm} \times 20\text{cm} \times 12\text{cm}$ (可制成 3 块)的模型内 ,当混凝土达到一定强度后 ,加工成 $10\text{cm} \times 10\text{cm} \times 10\text{cm}$ 的立方体试块 ,在标准条件下养护至 28d 进行试验。

(2)凿方切割法

在具有一定强度的支护上 ,用凿岩机打密排钻孔 ,取出长约 35cm、宽约 15cm 的混凝土块 ,加工成 $10\text{cm} \times 10\text{cm} \times 10\text{cm}$ 的立方体试块 ,在标准条件下养护至 28d 进行试验。

2. 喷射混凝土抗压强度合格判定

试块的数量 :隧道(两车道)每 10 延米至少在拱顶和边墙各取一组试样 ,材料和配合

比变更时另取一组,每组至少取 3 个试块进行试验。

(1)同批(指同一配合比)试块的抗压强度平均值,不低于设计强度或 C20。

(2)任意一组试块抗压强度平均值不得低于设计强度的 80%。

(3)同批试块为 3~5 组时,低于设计强度的试块组数不得多于 1 组;试块为 6~16 组时,不得多于两组;17 组以上,不得多于总组数的 15%。

(4)检查不合格时,应查明原因并采取措施,可用加厚喷层或增设锚杆的办法予以补强。

(二)喷射混凝土厚度的检测

喷射混凝土厚度指混凝土喷层至隧道围岩接触界面间的距离。施工中保证喷射混凝土的厚度是保证喷射混凝土质量的前提。所以,厚度也是喷射混凝土质量检验的一个重要指标。

1. 检查方法和数量

喷层厚度可以用凿孔、激光断面仪或光带摄影等方法检查。凿孔检查时,宜在混凝土喷后 8h 以内,用短钎将孔凿出,发现厚度不够时可及时补喷加厚。采用凿岩机钻眼,若因喷射混凝土与围岩粘结紧密,颜色接近较难辨认喷层厚度时,可用酚酞试液涂抹孔壁,碱性混凝土即呈现红色。

检查断面的数量为每 10 延米至少检查一个断面,再从拱顶中线起每隔 2m 凿孔检查一个点。

2. 喷射厚度合格判定

每个断面拱、顶分别统计,全部检查孔处喷射厚度应有 60% 以上不小于设计厚度,平均厚度不得小于设计厚度,最小厚度不应小于设计厚度的 1/2。在软弱破碎围岩地段,喷层厚度不应小于设计的最小厚度。钢筋网喷射混凝土的最小厚度不应小于 6cm。

(三)喷射混凝土与围岩粘结强度试验

1. 试块制作

成型试验法:在模型内放置面积为 $10\text{cm} \times 10\text{cm} \times 5\text{cm}$ 且表面粗糙近似实际情况的岩石,用喷射混凝土掩埋。当混凝土达到一定强度后,加工成 $10\text{cm} \times 10\text{cm} \times 10\text{cm}$ 的立方体试块,标准养护 28d,用劈裂法进行试验。

直接拉拔法:在围岩表面预先设置带有丝扣和加力板的拉杆,用喷射混凝土将加力板埋入,喷射厚度约 10cm,试件面积约 $30\text{cm} \times 30\text{cm}$ (周围多余部分应予清除),养护 28d 后进行拉拔试验。

2. 强度标准

喷射混凝土与岩石的粘结力,Ⅳ类及以上围岩不低于 0.8MPa,Ⅲ类围岩不低于

0.5 MPa。

喷射混凝土在施工过程中,部分混凝土由隧道岩壁跌落到底板的现象称为混凝土的回弹。回弹数量与混凝土总数量之比,就是混凝土的回弹率。《公路隧道施工技术规范》JTJ 042—94 规定:拱顶不超过 40%,边墙不超过 30%,挂钢筋网后,回弹率可放宽 5%。回弹物不得重新用作喷射混凝土材料。此外,应采取措施减少喷射混凝土粉尘。

二、锚杆拉拔力检测

锚杆拉拔力指锚杆能承受的最大拉力,是锚杆质量检验的一项基本内容。

1. 拉拔设备

锚杆拉拔试验的常用设备为中空千斤顶、手动油压泵、油压表、千分表。

2. 测试方法

(1) 根据试验目的,在隧道围岩指定部位钻锚杆孔。孔深在正常深度的基础上作调整,使锚杆外露长度大些,以保证千斤顶的安装。或采用正常孔深,将待测锚杆加长。

(2) 按正常的安装工艺安装待测锚杆,用砂浆将锚杆口部抹平,以便支放承压垫板。

(3) 根据锚杆的种类和试验目的确定拉拔时间。

(4) 在锚杆尾部加上垫板,套上中空千斤顶,将锚杆外端与千斤顶内缸固定在一起,并装设位移量测设备与仪器。见图 6-10-2 所示。

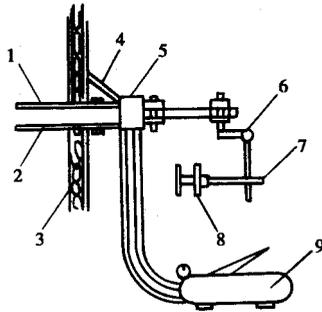


图 6-10-2 锚杆拉拔力测试

- 1—锚杆 2—充填砂浆 3—喷射混凝土 4—反力板;
5—油压千斤顶 6—千分表 7—固定梁;
8—支座 9—油压泵

(5) 通过手动油压泵加压,从油压表读取油压,根据活塞面积换算锚杆承受的拉拔力。从千分表读取锚杆尾部的位移,绘制锚杆拉力—位移曲线,供分析研究。

锚杆安设后,每 300 根至少随机抽取一组(3 根)进行拉力试验,围岩或原材料变更时

另做一组。同组锚杆的抗拔力平均值应大于或等于设计值。同组单根锚杆的抗拔力不得小于设计值的 90%。

3. 注意事项

- (1) 安装拉拔设备时,应使拉力作用线与锚杆同心,避免偏心受拉。
- (2) 加载速率为 10kN/min。
- (3) 无特殊需要,可不作破坏性试验,拉拔到设计拉力即停止加载。
- (4) 千斤顶应牢固可靠,试验时操作人员要避开锚杆的轴线方向,以保证试验安全。

第三节 隧道施工监控量测

一、概述

隧道施工监控量测是保证工程质量的重要措施,也是判断围岩和衬砌是否稳定,保证施工安全,指导施工顺序,进行施工管理,提供设计信息的主要手段。

(一) 隧道监控量测的必要性

隧道与地下工程是一种特殊的工程结构体系。从岩体力学的角度看,它是处于与围岩相互作用的体系之中的结构物;从地质力学的角度看,它是处于千变万化的地质体之中的工程单元体。在这样的岩体和地质体中,隧道一经开挖,其中所包容的原状力学体系便被打破,四周原有的受力状态已经改变。随着开挖断面增大或者深度的增长,这种改变也将不断地延续。在支护敷设后的一段时间内,虽然受力状态已发生改变,但是支护与围岩体之间的力的作用还没有达到最终平衡。随着时间的推移,根据得到的信息对支护再作若干变动,这种受力状态的改变才逐渐停止,支护与围岩体间力的作用体系逐渐达到最终平衡。

从隧道与地下工程的这种复杂的力学发展过程,我们可以认识到以下两点:

第一,隧道与地下工程如果作为一种工程结构物看待,它的受力特点和地面工程有很大的差别。由于隧道与地下工程是处于千变万化的岩体之中,其所受外力是不明确的。迄今为止,国内外学术界和工程界对外荷体系的分布和量值还处于研究阶段,这就决定了隧道与地下工程设计是建立在若干假定条件下进行的。

第二,隧道与地下工程的成形过程,自始至终都存在着受力状态变化这一特性。换言之,隧道从开挖起,一直到受力平衡和体系稳定,或者到结构受损,围岩内部结构一直

是在变动,支护和衬砌的内力和外形也在变动之中。

从上面两点可以看出,试验性研究,特别是隧道现场监控量测,是从个体到群体解决隧道与地下工程力学、设计、施工问题的一种重要手段和主要途径。可以断言,如果没有这种手段和途径,要最终解决复杂围岩中的隧道与地下工程问题是不可想象的。正因为如此,国内外的许多隧道与地下工程都应用了并正在不断应用着现场监控量测方法来对付工程中出现的复杂受力问题。

(二) 施工监控量测的任务

1. 确保安全。为此需要掌握围岩和支护状态,进行动态管理,根据量测信息,科学施工。
2. 指导施工。量测数据经过分析处理,预测和确认隧道围岩最终稳定时间,指导施工顺序和施作二次衬砌的时间。
3. 修正设计。根据隧道开挖后所获得的量测信息,进行综合分析,检验和修正施工预设计。
4. 积累资料。已有工程的量测结果可以间接地应用到其它类似工程中,作为设计和施工的参考资料。

(三) 量测要求

1. 能快速埋设测点。隧道在开挖过程中,开挖工作面四周两倍洞径范围内受开挖影响最大。测点一般是开挖后埋设的,为尽早获得围岩开挖初始阶段的变形动态,测点应紧靠工作面快速埋设,尽早量测。一般设置在开挖工作面 2m 范围内,开挖后 24h 内、下次爆破前测取初读数。
2. 每一次量测数据所需时间应尽可能短。
3. 测试元件应具有良好的防震、防冲击波能力。
4. 测试数据应准确可靠。
5. 测试数据直观,不必复杂计算即可直接应用。
6. 测试元件在埋设后能长期有效工作。
7. 测试元件应有足够的精度。

(四) 量测项目与方法

施工监控量测的项目应根据隧道工程地质条件、围岩类别、围岩应力分布情况、隧道跨度、埋深、工程性质、开挖方法、支护类型等因素确定。表 6-10-1 中的 1~4 项为必测项目;5~11 项为选测项目。

表 6-10-1 隧道现场监控量测项目及量测方法

序号	项目名称	方法及工具	布 置	量测间隔时间			
				1~15d	16d~1个月	1~3个月	大于3个月
1	地质和支护状况观察	岩性、结构面产状及支护裂缝观察或描述,地质罗盘等	开挖后及初期支护后进行	每次爆破后进行			
2	周边位移	各种类型收敛计	每 10~50m 一个断面,每断面 2~3 对测点	1~2 次/天	1 次/2 天	1~2 次/周	1~3 次/月
3	拱顶下沉	水平仪、水准尺、钢尺或测杆	每 10~50m 一个断面	1~2 次/天	1 次/2 天	1~2 次/周	1~3 次/月
4	锚杆或锚索内力及抗拔力	各类电测锚杆、锚杆测力计及拉拔器	每 10m 一个断面,每个断面至少做 3 根锚杆	—	—	—	—
5	地表下沉	水平仪、水准尺	每 5~10m 一个断面,每断面至少 7 个测点;每隧道至少两个断面;中线每 5~20m 一个测点	开挖面距量测断面前后 $< 2B$ 时,1~2 次/天; 开挖面距量测断面前后 $< 5B$ 时,1 次/2 天; 开挖面距量测断面前后 $> 5B$ 时,1 次/周			
6	围岩体内位移(洞内设点)	洞内钻孔中安设单点、多点杆式或钢丝位移计	每 5~100m 一个断面,每断面 2~11 个测点	1~2 次/天	1 次/2 天	1~2 次/周	1~3 次/月
7	围岩体内位移(地表设点)	地面钻孔中安设各类位移计	每代表性地段一个断面,每断面 3~5 个钻孔	同地表下沉要求			
8	围岩压力及两层支护间压力	各种类型压力盒	每代表性地段一个断面,每断面宜为 15~20 个测点	1~2 次/天	1 次/2 天	1~2 次/周	1~3 次/月
9	钢支撑内力及外力	支柱压力计或其他测力计	每 10 榀钢拱支撑一对测力计	1~2 次/天	1 次/2 天	1~2 次/周	1~3 次/月
10	支护、衬砌内应力、表面应力及裂缝量测	各类混凝土内应变计、应力计、测缝计及表面应力解除法	每代表性地段一个断面,每断面宜为 11 个测点	1~ 次/天	1 次/2 天	1~2 次/周	1~3 次/月
11	围岩弹性波测试	各种声波仪及配套探头	在有代表性地段设置	—	—	—	—

注 : B 为隧道开挖宽度。

(五) 施工监控量测计划的制定

施工监控量测计划应综合施工、地质、测试等方面的要求,由设计人员完成。量测计划应根据隧道地质地形条件、支护类型和参数、施工方法和其它有关条件制定。

施工监控量测计划一般应包括下列内容:

1. 监控量测项目、方法及监控量测断面选定,断面内测点数量和位置、量测频率,量测仪器和元件的选定及其精度和率定方法,测点埋设时间等。
2. 量测数据记录表格式,表达量测结果的格式,量测数据精度确认的方法。
3. 量测数据处理方法,并进行试算。
4. 量测数据大致范围,作为判断异常依据。
5. 从初期量测值预测最终位移值的方法,综合判断隧道最终稳定的标准。
6. 施工管理方法。
7. 异常情况对策。
8. 利用反馈信息修正设计的方法。
9. 传感器埋设设计,包括埋设方法、步骤、各部分尺寸及回填浆液配比、工艺选定及与工程进度衔接等。
10. 固定测试元件的结构设计和测试元件的附件设计。一般应保证测点的空间或平面位置正确,使测到的力和变形方向明确,防震、安全可靠,包括钻孔内、钻孔口部和引出线的布线方法,测试仪器对环境的要求。
11. 量测断面布置图和文字说明。
12. 监控量测设计说明书。

(六) 施工监控量测计划的实施

计划的实施关键需解决下述三个问题:

1. 获得满足精度要求和可信赖的量测信息。
2. 正确进行预测和反馈。
3. 建立管理体制和相应管理基准,进行日常施工管理、量测管理等。

由于开挖工作面是不断推进的,所得到的量测信息也是不断变化的,使得量测信息的管理是动态的,大量的信息需不断地计算和判断。因此,为了及时利用量测信息,应使用微型计算机和绘图仪进行数据处理和施工管理。

(七) 监控量测管理

1. 隧道现场监控量测应成立专门量测小组,由施工单位或委托其它单位承担量测任务。
2. 量测小组负责测点埋设、日常量测、数据处理和仪器保养维修工作,并及时将量测

信息反馈于施工和设计。

3. 现场监控量测应按量测计划认真组织实施,并与其它施工环节紧密配合。
4. 各预埋测点应牢固可靠,易于识别并妥善保护,不得任意撤换和遭到破坏。

二、围岩周边位移量测

隧道内壁面两点连线方向的位移之和称为“收敛”,此项量测称“收敛量测”。收敛值为两次量测的距离之差。

收敛量测是隧道施工监控量测的重要项目,收敛值是最基本的量测数据,必须量测准确,计算无误。

(一)量测设计

收敛量测的设计包括仪器选择、断面间距、量测频率、测线布置、量测点埋设时间等内容。设计的依据为地质条件、地压分布、隧道埋深、开挖方法、施工进度、断面收敛速度等因素。

1. 量测断面间距

应保证沿隧道轴线每类围岩至少有一个量测断面。一般情况下,洞口段和埋深小于两倍隧道宽度地段,间隔 5~10m 一个量测断面;其余地段可根据地质条件,每隔 5~100m 设一个断面。

对于地质条件好且收敛值稳定的隧道,可加大量测断面的间距;对于围岩较差,收敛值长期不稳定,开挖进度快或采用分部开挖法施工的隧道,可缩小量测断面的间距。

2. 量测频率

量测频率按表 6-10-2 取值。由于从不同测线得到的位移速度不同,量测频率应按速度高的取值;若根据位移速度和距工作面距离两项指标分别选取的频率不同,则从中取高值。

表 6-10-2 收敛和拱顶位移量测频率

位 移 速 度	距工作面距离	频 率
>10	(0~1) D	1~2 次/日
5~10	(1~2) D	1 次/日
1~5	(2~5) D	1 次/2 日
<1	>5 D	1 次/周

注 ①位移速度的单位为毫米/日;

② D 为隧道宽度。

当隧道接近超前导坑时,或地质条件变差,或量测值出现异常情况,量测频率应加

大,必要时 1h 或更短时间量测一次,反之频率可减少;后期量测时,间隔时间可加大到几个月或半年量测一次。

3. 量测点埋设时间

初期监控测点埋设时间是一个重要因素。一般情况下,测点距开挖工作面应小于 1~2m。测点埋设后,第一次量测时间应在上次爆破后 24h 内,并在下次爆破前进行。第一次量测的初读数是关键性数据,应反复测读;当连续量测 3 次的误差 $R \leq 0.18\text{mm}$ 时,才能继续爆破掘进(R 根据收敛计而异)。

4. 收敛测线布置

测线布置和数量与地质条件、开挖方法、位移速度等因素有关,主要布置形式见图 6-10-3。

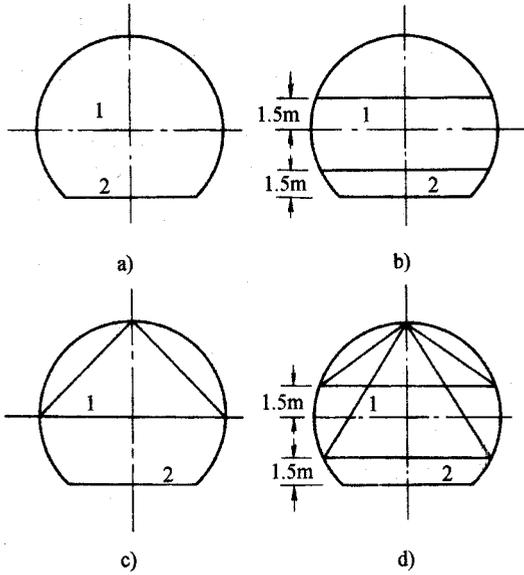


图 6-10-3 隧道周边位移测线布置

全断面开挖时,埋深小于两倍洞径地段或浅埋隧道,采用 3~6 条测线;一般地段应采用 2~3 条测线,但拱脚处必须有一条水平测线。若位移值较大或偏压显著,可同时进行绝对位移量测。

(二)量测仪器

目前我国公路隧道施工中常用的收敛计为机械式的收敛计,其性能与特点见表 6-10-3。

表 6-10-3 现场位移监控常用收敛计性能与特点

编号	名称	主要技术性能	主要特点
1	QJ-85 型坑道周边收敛计	球铰弹簧式,最小读数 0.01mm,量测精度 $\pm 0.06\text{mm}$	可靠、方便、精度高
2	GY-85 型收敛计	柱销弹簧式,最小读数 0.01mm,量测精度 $\pm 0.05\text{mm}$	可靠、方便、精度高
3	SWJ 型隧道周边收敛计	重锤式、最小读数 0.01mm,量测精度 $\pm(0.30 \sim 0.47)\text{mm}$	可靠、简易、经济

(三) 测试原理

不同的收敛计有不同的使用方法,下面以球铰式收敛计(图 6-10-4)为例,说明收敛测试原理。仪器安装后,利用弹簧秤、钢丝绳、滑管给钢尺施加固定的水平张力(弹簧秤拉力 90N),同时,钢丝绳带动内滑管沿固定方向移动,内滑管上的触头压缩百分表读得初始数值 X_0 ; 间隔时间 t 后,用同样的方法可读得 t 时刻的值 X_t , 则 t 时刻的周边收敛值 U_t 即为百分表的两次读数差。即:

$$U_t = L_0 - L_t + X_{t1} - X_{t0}$$

式中 L_0 ——初读数时所用尺孔刻度值;

L_t —— t 时刻时所用尺孔刻度值;

X_{t1} —— t 时刻时经温度修正后的百分表读数值,

$$X_{t1} = X_t + \varepsilon_t$$

X_{t0} ——初读数时经温度修正后的百分表读数值,

$$X_{t0} = X_0 + \varepsilon_{t0}$$

X_t —— t 时刻量测时百分表读数值;

X_0 ——初始时刻百分表读数值;

ε_t ——温度修正值,

$$\varepsilon_t = \alpha(T_0 - T)L$$

α ——钢尺线膨胀系数;

T_0 ——鉴定钢尺的标准温度, $T_0 = 20^\circ\text{C}$;

T ——每次量测时的平均气温;

L ——钢尺长度。

(四) 原始记录和量测资料整理

1. 量测原始记录

量测原始记录应呈表格形式,注明断面编号、测点设置时间,列出量测内容并填写具

体量测值表中应留备注栏,以便记录施工情况,最后应有量测和记录人员的签名。

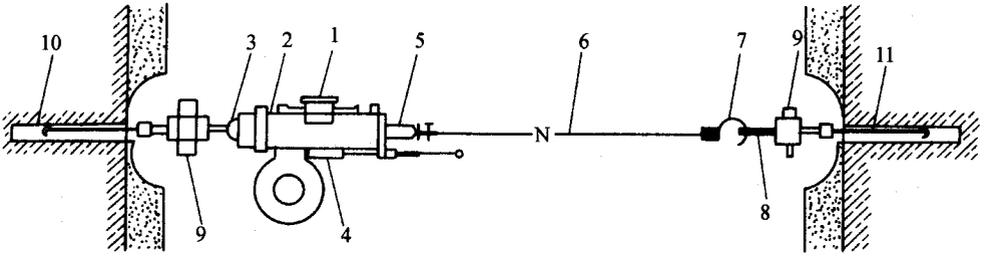


图 6-10-4 球铰式收敛计结构及安装示意图

1—百分表 2—百分表支架 3—球铰 4—弹簧秤 5—滑管;
6—钢尺 7—挂钩 8—连接环 9—连接销 10—砂浆 11—预埋件

2. 量测资料整理

每次量测后,需将原始记录及时整理成正式记录。对每一量测断面内的每一条测线,整理后的量测资料应包括:

- ①原始记录表及实际测点布置图;
- ②位移随时间以及开挖面距离的变化图;
- ③位移速度、位移加速度随时间以及开挖面距离的变化图。

在上述图表中应同时记入开挖、喷射混凝土、锚杆施工工序和时间,并将位移警戒线和极限值算出来。

当收敛值在 3~6 个月后还在发展时,一个月后的位移图可用单对数坐标表示。

每日的记录汇入日报表,整理的图表应及时进行数据处理并指导施工,最后汇入工程竣工档案中。

(五) 数据处理

隧道工程所遇到的许多变量都有相关关系,一个量变化,另一个也随之变化,但却无法从一个变量去精确地计算另一个变量。如围岩变形与地层压力的关系,隧道表面位移值与时间的关系等。所以,应及时对现场量测数据绘制时态曲线(或散点图)和空间关系曲线。当位移时间曲线趋于平缓时,应进行量测数据处理或回归分析,以推求最终位移和掌握位移变化规律。

(六) 收敛量测结果的应用

收敛量测结果的主要用途在于评定隧道的稳定性。隧道的稳定性判断有两个方面:一是初期支护的稳定性判断,据此确定二次支护的时间;二是洞周边总收敛值判断,在规定允许值之内,且不大于预留变形量,据此保证结构不侵入限界。

《公路隧道施工技术规范》(JTJ 042)第 9.3.4 条规定,隧道周壁任意点的实测相对位移值或用回归分析推算的总相对位移值均应小于表 6-10-4 所列数值。当位移速率无明显下降,而此时实测位移值已接近该表所列数值,或者喷层表面出现明显裂缝时,应立即采取补强措施,并调整原设计参数或开挖方法。

表 6-10-4 隧道周边相对位移值(%)

围岩类别	覆盖层厚度(m)	< 50	50 ~ 300	> 300
IV		0.10 ~ 0.30	0.20 ~ 0.50	0.40 ~ 1.20
III		0.15 ~ 0.50	0.40 ~ 1.20	0.80 ~ 2.00
II		0.20 ~ 0.80	0.60 ~ 1.60	1.00 ~ 3.00

注:①相对位移值是指实测位移值与两测点间距离之比,或拱顶位移实测值与隧道宽度之比;

②脆性围岩取表中较小值,塑性围岩取表中较大值;

③I、V、VI类围岩可按工程类比初步选定允许值范围;

④本表所列位移值可在施工过程中通过实测和资料积累作适当修正。

《公路隧道施工技术规范》(JTJ 042)第 9.3.5 条规定了二次衬砌的施工应在满足下列要求时进行:

1. 各测试项目的位移速率明显收敛,围岩基本稳定;
2. 已产生的各项位移已达预计总位移量的 80% ~ 90%;
3. 周边位移速率小于 0.1 ~ 0.2mm/d,或拱顶下沉速率小于 0.07 ~ 0.15mm/d。

对于某一个量测断面而言,取拱脚附近的水平测线和另一条最大测线的两条回归方程,作为判断用的方程。前者从收敛速度进行判断,后者从总的收敛量进行判断(不含弹性变形量)。一方面预报变形情况和判断施作二次支护的时间,另一方面需注意最终位移时,结构是否侵入限界。

三、拱顶下沉量测

隧道拱顶内壁的绝对下沉量称为拱顶下沉值,单位时间内拱顶下沉值称为拱顶下沉速度。拱顶下沉量测也属位移量测,对于埋深较浅、固结程度低的地层,水平成层的场合,这项量测比收敛量测更为重要,其量测数据是判断支护效果,指导施工工序,保证施工质量和安全的最基本的资料。

(一)量测方法

对于浅埋隧道,可由地面钻孔,使用挠度计或其它仪表测定拱顶相对地面不动点的位移值。对于深埋隧道,可用拱顶变位计,将钢尺或收敛计挂在拱顶点作为标尺,后视点可设在稳定衬砌上,用水平仪进行观测,将前后两次后视点读数相减(后读数减前读数)得差值 A ,两次前视点读数相减(后读数减前读数)得差值 B ,计算 $C = B - A$,如 C 值为

正 则表示拱顶向上位移,若 C 值为负,表示拱顶下沉。图 6-10-5 示出了 A 、 B 、 C 三量间的几何关系。图中实线为前次观测时的情形,虚线为后次观测时的情形; P 为前次观测时标尺上的前视点, P' 为后次观测时 P 点在垂直方向上移到的位置。

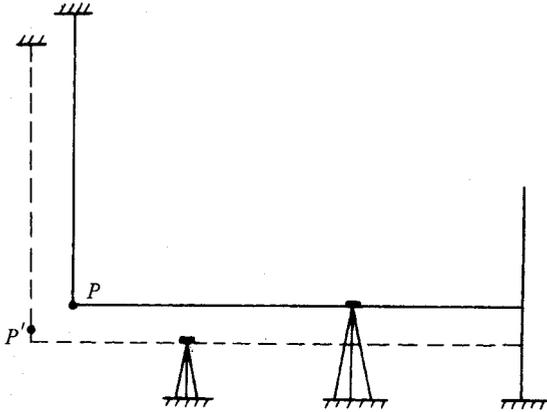


图 6-10-5 水平仪观测拱顶下沉

(二)量测要求

1. 拱顶下沉量测断面间距、量测频率、初读数的测取等同收敛量测。
2. 每个断面布置 1~3 个测点,测点设在拱顶中心或其附近。
3. 量测精度为 $\pm 1\text{mm}$ 。
4. 量测时间应延续到拱顶下沉稳定后。一般来说,拱顶下沉量的历时变化在开挖后大致呈直线增加,一直到距开挖面约 1~3 倍隧道直径处之后下沉发展变慢、坡率变缓、渐近稳定。如果有底臃时,可按拱顶下沉法量测。

(三)量测仪器

拱顶下沉量测主要用隧道拱部变位观测计。

新奥法量测中,要求观察拱部下沉量。由于隧道净空高,使用机械式测试方法很不方便,使用电测方法造价又很高,铁道科研部门设计了隧道拱部变位观测计。其主要特点是,当锚头用砂浆固定在拱顶时,钢丝一头固定在挂尺轴上,另一头通过滑轮可引到隧道下部,测量人员可在隧道底板上测量,见图 6-10-6;测量时用尼龙绳将钢尺拉上去,不测时收在边上,不致影响施工,测点位置又相对固定。

(四)原始记录和量测资料积累

量测的原始记录与收敛量测相同,用下沉量、下沉速度的时间关系图来表示。

拱顶下沉值主要用于确认围岩的稳定性,尤其是事先预报拱顶崩塌;其方法与收敛量测相同,拱顶下沉值大约为起拱线附近的水平测线收敛值的 $1/2$ 。一般而言,两者随时间变化规律是一样的(崩塌或浅埋除外)。

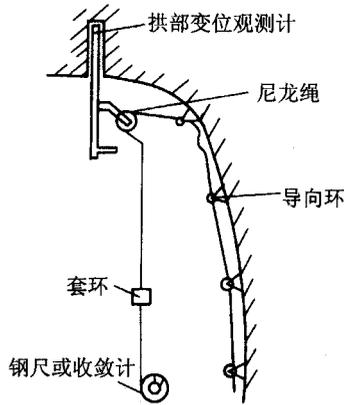


图 6-10-6 拱部变形观测图

四、地表下沉量测

(一) 量测目的

浅埋隧道开挖时可能会引起地层沉降,量测目的在于了解以下内容:

1. 地表下沉范围、量值;
2. 地表及地中下沉随工作面推进的规律;
3. 地表及地中下沉稳定的时间。

(二) 量测方法

一般用水平仪量测,量测精度 $\pm 1\text{mm}$ 。

量测用的测点沿纵向(隧道中线方向)布置,其间距:当埋深 $h > 2D$ 时,为 $20 \sim 50\text{m}$;当埋深 $D < h < 2D$ 时,为 $10 \sim 20\text{m}$;当埋深 $h < D$ 时,为 $5 \sim 10\text{m}$ 。(D 为隧道直径)每个隧道至少两个断面,横向布置间距范围为 $2 \sim 5\text{m}$;至少布置 11 个测点,隧道中线附近密些,远离隧道中线处疏些。其实测例见图 6-10-7。测点构造见图 6-10-8。

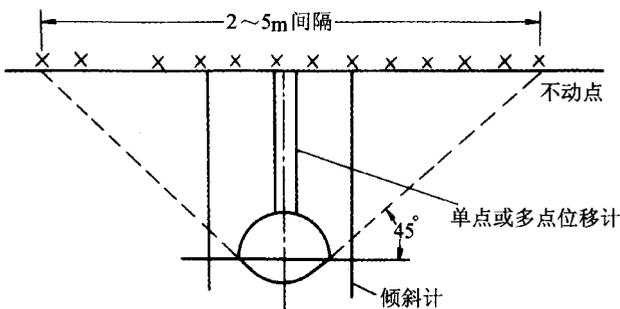


图 6-10-7 地表下沉测点布置

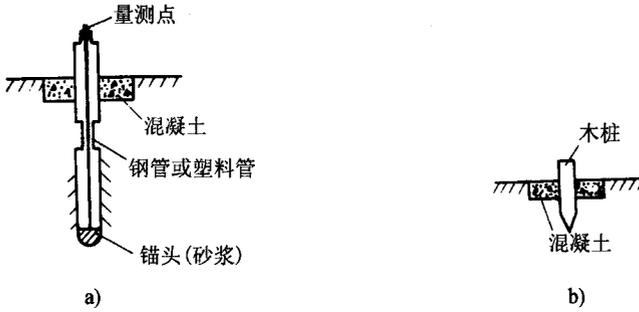


图 6-10-8 下沉测点构造

a) 地中下沉测定点 b) 地表下沉测定点

为了准确掌握地表下沉规律,应从工作面前方 $2D$ 处开始量测地表下沉。

量测频率:开挖面距量测断面前后距离 $d < 2D$ 时,每天 1~2 次; $2D < d < 5D$ 时,每两日一次; $d > 5D$ 每周 1 次。

(三) 原始记录和量测资料积累

原始记录表可参考收敛或拱顶下沉记录表,但注意在整理资料时,应将纵向下沉-时间曲线和横向下沉-时间曲线分别作出。

最大下沉量的控制标准根据地面结构的类型和质量要求而定,大约 $1 \sim 2\text{cm}$;在弯变点的地表倾斜应小于结构的要求,一般应小于 $1/300$ 。

根据回归分析,如果地表下沉量超过上述标准,应采取措施。

五、围岩内部位移量测

(一) 量测目的

隧道围岩内部位移量测的主要目的是了解隧道围岩的径向位移分布和松弛范围,优化锚杆参数,指导施工。

(二) 量测原理

埋设在钻孔内的各测点与钻孔壁紧密连接,岩层移动时能带动测点一起移动(图 6-10-9)。变形前各测点钢带在孔口的读数为 S_{10} ,变形后第 n 次测量时各点钢带在孔口的读数为 S_{1n} 。测量钻孔不同深度岩层的位移,也就是测量各点相对于钻孔最深点的相对位移。第 n 次测量时,测点 1 相对于孔口的总位移量为 $S_{1n} - S_{10} = D_1$,测点 2 相对于孔口的总位移量为 $S_{2n} - S_{20} = D_2$,测点 i 相对于孔口的总位移量为 $S_{in} - S_{i0} = D_i$ 。于是,测点 2 相对于测点 1 的位移量是 $\Delta S_{2n} = D_2 - D_1$,测点 i 相对于测点 1 的位移量是 $\Delta S_{in} = D_i - D_1$ 。

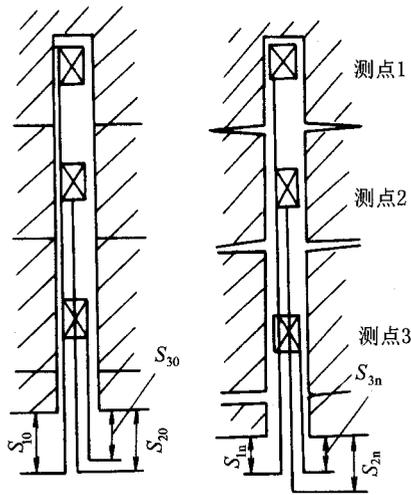


图 6-10-9 围岩内位移量测

当在钻孔内布置多个测点时,就能分别测出沿钻孔不同深度岩层的位移值。测点 1 的深度愈大,本身受开挖的影响愈小,所测出的位移值愈接近绝对值。

(三)量测方法

1. 量测断面选择

量测断面应设在有代表性的地质地段;在一般围岩条件下,每隔 200~500m 设一个量测断面比较适宜。在这同一量测断面上,围岩内部位移、锚杆轴力、衬砌内切向和径向应力、表面应力等项量测,均可同时进行。

2. 量测断面上的测点布置

每一量测断面应布设 3~11 个测点,其测点布置应按各个隧道的实际情况选择合适的位置,要尽量靠近锚杆或周边位移量测的测点处,以便计算分析。

每一测点,需选择几种不同深度的钻孔,连续测几种不同深度的围岩内的位移,以确定围岩内部的松弛范围。

3. 量测频率

围岩内位移的量测频率与同一断面其它项目量测频率相同。

(四)量测仪器

多点位移计种类很多,根据埋设情况,多点位移计可分为埋设式和移动式两种;根据位移测试仪的不同又可分为机械式和电测式。

埋设式多点位移计安装在钻孔内以后就不再取出,这里又有弦式和杆式两种。由于埋设式耗资大,测量的点数有限,因此又出现了移动式。这种方法克服了上面的一些缺点,得到了越来越广泛的应用。电测式多点位移计测量部分可采用滑线电阻式、电阻应

变式、电感式等。这种方法测量精度高,容易实现遥测,但价格较贵,容易受干扰。机械式测试方法价格便宜、读数稳定,不足之处是精度较低、不易遥测等。目前这两种测试方法都得到了普遍的应用。

机械式八点钻孔伸长计是一种常用的钻孔位移计,用以长期观察钻孔轴向的相对变形。如果钻孔有相当深度,则可认为其变形为绝对变形,它既可监视施工过程中围岩的稳定情况,又能长期观测锚喷加固围岩的效果。

1. 钻孔伸长计的构造

钻孔伸长计由锚固器和位移测定器组成。锚固器安装在钻孔内,一个测点安装一个锚固器,它只起锚固点的作用。位移测定器安装在钻孔口部,可与数个(如8个)锚固器配合,测出各测点相对于口部的位移值,然后换算出各测点相对于最深一点的位移值。锚固器与位移测定器之间用钢丝联结。

锚固器在钻孔内锚固时,使用专门设计的安装杆。旋转紧螺栓,压紧钻孔孔壁,形成锚固,并卸下安装杆。此种锚固器结构简单,加工方便,但锚固力较小,约100N,适用孔径为90~125mm。

位移测定器簧座固定外壳的底部,滑杆可在其中自由滑动,钢丝从滑杆中穿过,被压紧螺钉和夹线块夹住,压簧顶着滑杆可将整个钢丝撑紧。当有变形时,滑杆在钢丝与压簧的制约下产生滑动。用深度游标卡尺测读,测量板是测读的基准,测出滑杆的滑动距离,便可知道变形的量值。

2. 钻孔伸长计的安装

(1) 钻孔要求

钻孔伸长计是用来测定钻孔轴向各点变形量的,故要求钻孔基本顺直;实际上一般钻孔稍有弯曲不影响使用。

孔径受锚固器尺寸所限,一般不能相差太大。采用YQ100A型潜孔凿岩机钻孔,其直径在100~120mm范围内。

(2) 锚固器的安装

锚固器安装位置要根据钻孔地质构造情况及对围岩变形情况的预测来确定。一般原则是深处布点稀,浅处布点密,由深到浅依次安装。

安装时,先排除钻孔内可能有的碎石,将锚固器接上钢丝,装在安装杆上,以最小外径向钻孔内递送。递送到一定位置后,可旋转安装杆撑开锚固器,到用力旋转不动为止,然后卸下安装杆。

(3) 位移测定器的安装

在钻孔附近埋设底脚螺栓,将钢丝依次穿过位移测定器各孔,装上外壳,用螺母垫片

固定在底脚螺栓上。位移测定器中轴线与钻孔轴线相重合,将钢丝穿过压簧及滑杆,放好夹线块并压紧螺钉,把滑杆插进位移测定器底座孔内,用力拉紧钢丝,推送滑杆使弹簧压缩,旋紧压紧螺钉,使夹线块夹紧钢丝,并剪去多余钢丝,最后将测量板装上,盖上盖子。

3. 钻孔伸长计的应用

一般在拱部或顶部导洞开挖后,立即钻孔安装伸长计,然后进行扩挖,隔一定时间测读各点位移值,进行校正,求出相对于最深一点的位移值,作出时间-位移曲线,分析各点的变形速率及稳定性。

测读方法,用0~300mm的深度游标卡尺(精度为 $\pm 0.2\text{mm}$)测读。以测量板为基准面,通过测量板上的各孔,测量滑杆尾部(即压紧螺钉端面)与基准面的距离变化。在安装好位移测定器后,即可进行初始读数测量,每点需进行5次测读,取其3次相近的读数平均值作为此处测读结果,测读间隔时间须视工程进展及围岩变形情况而定,由数小时到数天,一般间隔1d测读一次。

(五)量测资料的应用

围岩内位移的量测多在软弱、破碎或具有较大地质结构面的围岩内进行。这类围岩本身力学性状复杂,受力变形规律不易预测,支护比较困难。进行围岩内位移量测,可以比周边位移量测获取更多的地层信息,特别是有关围岩内的信息,对分析围岩内部的位移规律,并据此调整支护参数,或设计新的支护结构大有帮助。

实用中,一般根据量测结果,先绘出位移-深度关系曲线(图6-10-10)和位移-时间关系曲线(图6-10-11)。如果在两相邻测点间位移突然变化,则表明在此两点间很可能有不连续位移发生,即松弛围岩的界面在此两点之间,调整支护参数时,如有可能则应使锚杆长度超出此两点。如果相邻测点间位移变化比较均匀,且最深测点仍有较大位移,则表明围岩受扰动范围较大,仅靠调整锚杆长度一般难以解决支护问题,这时应采取综合治理措施,采用特殊的钢支撑加锚喷(挂网)等方案进行初期支护,并在必要时加大二次衬砌的强度与刚度。通过位移-时间曲线,如果掌握了围岩内部随时间变形的规律,则可更好地用于指导施工,如确定复喷的时间和二次衬砌的施工时间。

值得指出的是,以上对量测成果的分析仅仅是初步的,据其结论采取工程措施有时会“药不对症”。为了分析在特定条件下产生的量测结果的深层次原因,综合分析地质因素和施工因素对围岩稳定性的影响,近年来在一些重大工程上开始应用“反分析法”。其基本原理是:以现场量测的位移作为基础信息,根据工程实际建立力学模型,反求实际岩(土)体的力学参数、地层初始地应力以及支护结构的边界荷载等。广义的反分析法还包括在此之后,利用有限元、边界元等数值方法,进行正分析,据之进行工程预测和评价,并

进行工程决策和决定采取措施,最后进行监测并检验预测结果。如此反复,达到优化设计、科学施工之目的。图 6-10-12 示出了一种监测预报系统的组成框图,位移反分析法为其核心。

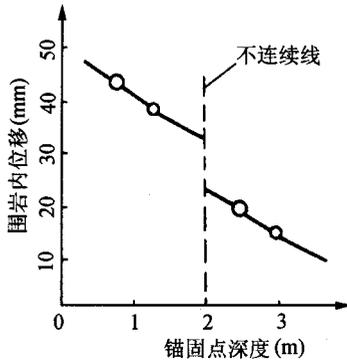


图 6-10-10 位移-深度关系曲线

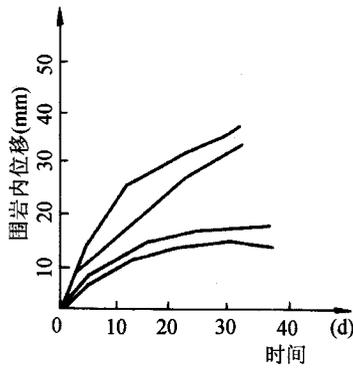


图 6-10-11 位移-时间关系曲线

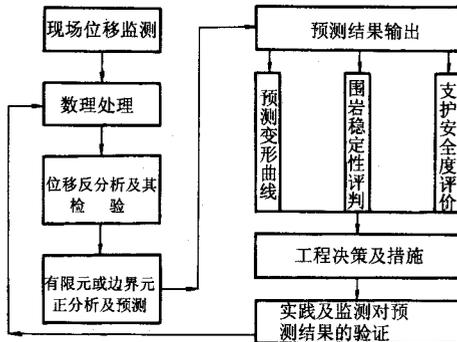


图 6-10-12 监测-预报系统组成框图

六、锚杆轴力量测

(一)量测目的

锚杆轴力量测的目的在于了解锚杆实际工作状态,结合位移量测,修正锚杆的设计参数。

(二)量测方法及仪器

主要使用的是量测锚杆。量测锚杆的杆体是用中空的钢材制成,其材质同锚杆一样。量测锚杆主要有机械式和电阻应变片式两类。

机械式量测锚杆是在中空的杆体内放入四根细长杆,将其头部固定在锚杆内预计的位置上(图 6-10-13)。量测锚杆一般长度在 6m 以内,测点最多为 4 个,用千分表直接读数。量出各点间的长度变化,而后被测点间距除得出应变值,再乘以钢材的弹性模量,即得各测点间的应力。了解锚杆轴力及其应力分布状态,再配合以岩体内位移的量测结果就可以设计锚杆长度及锚杆根数,还可以掌握岩体内应力重分布的过程。图 6-10-14 示出了一个实测例。

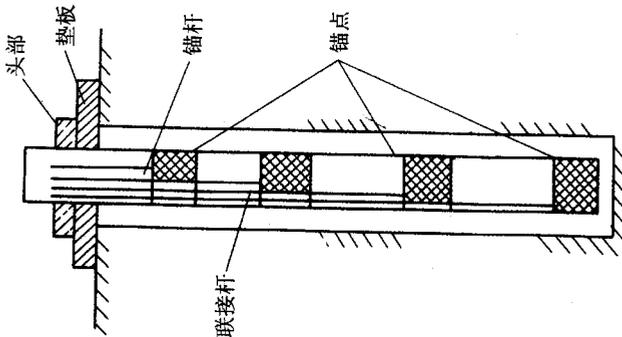


图 6-10-13 量测锚杆构造与安装

电阻应变片式量测锚杆是在中空锚杆内壁或在实际使用的锚杆上轴对称贴四块应变片,以四个应变的平均值为量测应变值,这样可消除弯曲应力的影响,测得的应变值乘以钢材的弹性模量得该点的应力。

(三)成果整理

1. 绘制不同时间(t_1, t_2, \dots)锚杆轴力(应力 σ)与深度/关系曲线(图 6-10-15)。
2. 绘制各测点(1, 2, ...)轴力(应力 σ)与时间关系曲线(图 6-10-16)。

锚杆轴向力是检验锚杆效果与锚杆强度的依据,根据锚杆极限抗拉强度与锚杆应力的比值 K (锚杆安全系数)即能作出判断。锚杆轴力越大,则 K 值越小。当锚杆中某段最小的 K 值稍大于 1 时应认为合理,因即使出现局部段 K 值稍大于 1,一般亦不会拉断,因为钢材有较大的延性。

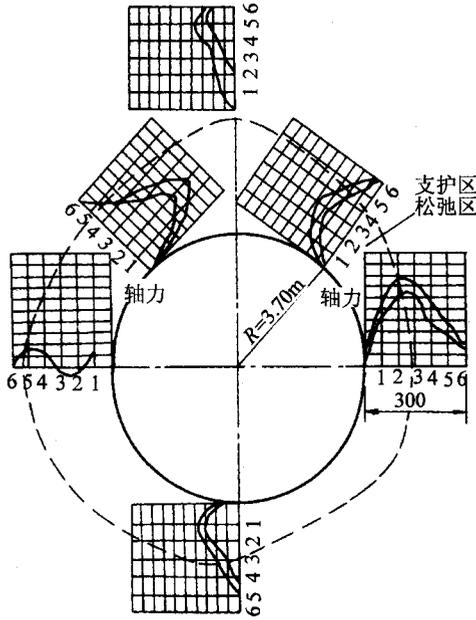


图 6-10-14 锚杆轴力量测实例

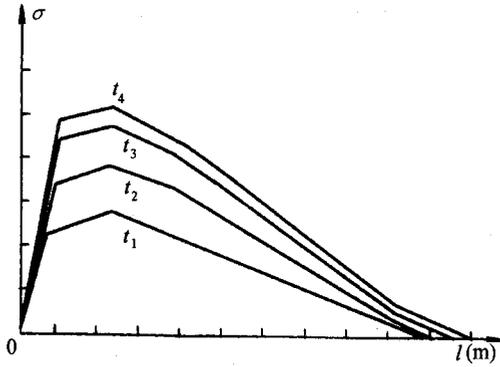


图 6-10-15 不同时间锚杆轴力与深度关系

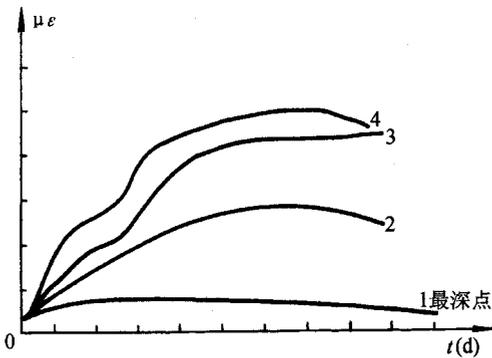


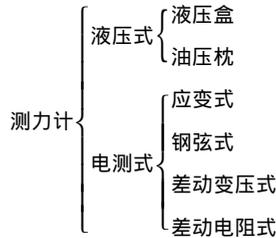
图 6-10-16 测点轴力与时间关系

七、钢支撑压力量测

如果隧道围岩类别低于Ⅳ类,隧道开挖后常需要采用各种钢支撑进行支护。量测围岩作用在钢支撑上的压力,对维护支架承载能力、检验隧道偏压、保证施工安全、优化支护参数等具有重要意义。例如,通过压力量测,可知钢支撑的实际工作状态,从钢支撑的性能曲线上可以确定在此压力作用下钢支撑所具有的安全系数,视具体情况确定是否需要采取加固措施。再如,施工中采用上下部分次开挖时,下部跳挖马口容易扰动架脚,造成上部拱架松动下落,轻则支护作用受到影响,重则可能导致局部坍塌。特别是当倾斜状岩层出现时,极易出现顺层滑坍,影响钢支撑作用的发挥。这时,如果上部拱架上设有压力计,便能从其读数变化情况判断下部开挖对上部支护结构的影响,根据量测结果调整马口开挖宽度,保障下部开挖的安全。

(一)测力计分类

围岩作用于钢支撑上的压力可用多种测力计量测。根据测试原理和测力计结构的不同,测力计可分类如下:



液压式测力计的优点是结构简单、可靠,现场直接读数,使用比较方便。电测式测力计的优点是测量精度高,可远距离和长期观测。本节仅以液压式测力计为例,介绍压力计的结构原理和压力测试方法。

(二)液压测力计结构原理

液压测力计结构如图 6-10-17 所示,主要由油缸、活塞、调心盖、接管式高压软管、减震器和压力表组成。除此之外,为了在组装时排净系统中空气,在油缸壁上设有球形排气阀。在使用中突然卸载时,为了不使压力表损坏,还设有螺钉减震装置。

测力计与压力表的连接有硬管式(直管和弯管)和软管式(高压胶管)两种。油液采用机油或透平油。压力表精度为 1~1.5 级,测量范围为 0~600MPa。为使测力计能在恶劣条件下正常工作,表盖为有机玻璃并装配防水胶套及铠装套。表 6-10-5 为常用的 HC45 型液压测力计技术规格。

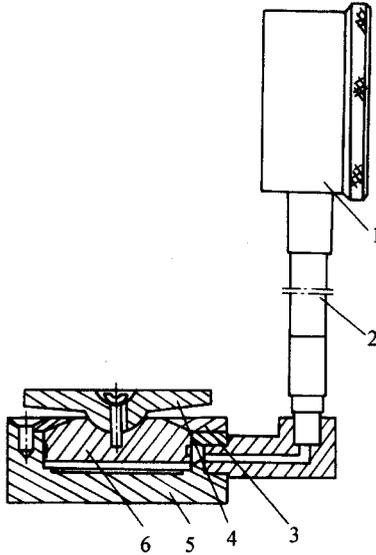


图 6-10-17 液压测力计结构

1—压力表 2—高压胶管 3—压盖 4—调心盖；
5—油缸底座 6—活塞

表 6-10-5 HC45 型液压测力计技术规格

额定 载荷 (t)	承载 面积 (m ²)	额定 油压 (MPa)	配用压力 表规格 (MPa)	油缸 内径 (mm)	压力表 外径 (mm)	精度 (%)	允许 偏心角 (°)	质量 (kg)	液压油 型号
45	0.0135	57.3	0~60	100	100	5	5	12.5	≥30号机油

(三)量测方法

1. 根据量测目的选择量测断面。
2. 在量测断面内布置测点，测点一般为 3 个(图 6-10-18)，也可视需要灵活设置。
3. 根据液压测力计的使用要求，安装测力计于钢支撑上面。注意测力计必须同时与钢支撑和围岩壁面或喷射混凝土面接触，安装应牢固可靠(图 6-10-19)。
4. 通过高压软管将压力表接到读数方便位置，固定管束和压力表于钢支撑或隧道壁面上。由于液压测力计通常就在钢支撑的旁边测取读取，测力计和压力表等有时会受爆破施工影响，所以安装时应注意使量测仪器避开爆破飞石方向。
5. 读取初读数，并定期记录各点压力值。

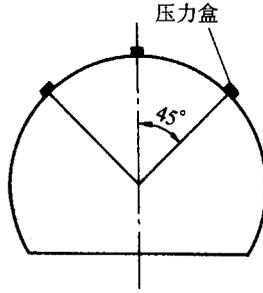


图 6-10-18 测力计的布置

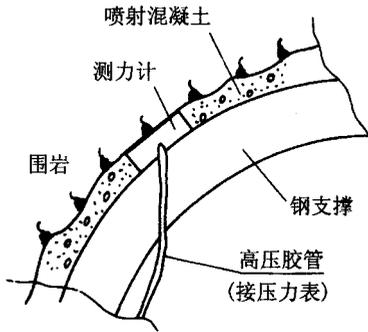


图 6-10-19 测力计安装示意图

(四) 成果整理

液压测力计测取的是围岩因变形而作用在钢支撑上的径向压力,此压力随时间发展而不断变化。量测成果整理工作主要是绘制各测点的压力-时间变化曲线。图 6-10-20 示出了某地下工程钢支撑压力的实测结果。

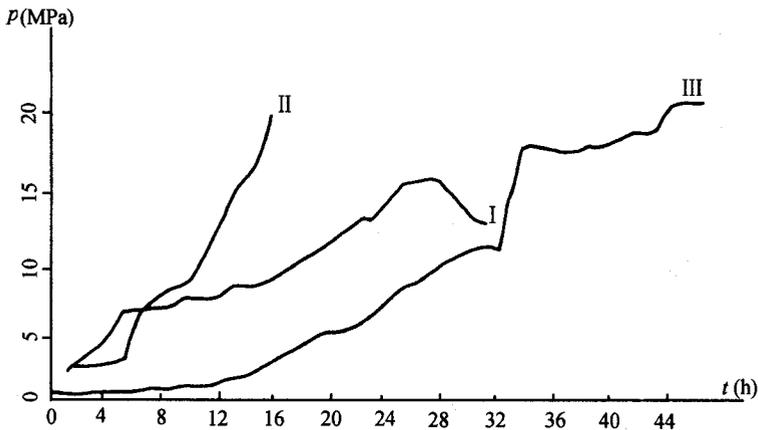


图 6-10-20 某地下工程钢支撑压力-时间曲线

八、衬砌应力量测

衬砌应力量测的目的在于研究复杂工程条件下的地压问题、检验设计、积累资料和指导施工,衬砌应力量测通常是压力量测。上节对压力量测仪器进行了分类,并以液压测力计为例介绍了钢支撑的压力量测方法。本节以钢弦式应力计为例介绍混凝土衬砌应力的量测。

(一) 弦测法的基本原理

钢弦式测试技术属“非电量电测法”的范畴,测试工作系统一般由钢弦式传感器(或调频弦式传感器)和钢弦频率测定仪组成,如图 6-10-21 所示。其实质是传感器中有一根张紧的钢弦,当传感器受外力作用时,弦的内应力发生变化,随着弦的内应力改变,自振频率也相应地发生变化,弦的张力越大,自振频率越高,反之,自振频率就越低。因此,钢弦自振频率的变化反映了加于钢弦传感器上外力的变化。如果能测出钢弦频率的变化,就可以利用它测定施加于传感器上的外力。钢弦式测试的基本原理就是利用钢弦的这种性质,将力转换成钢弦的固有频率的变化而进行测量的。

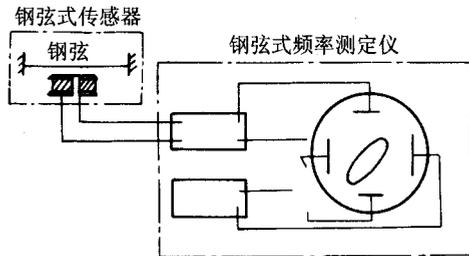


图 6-10-21 钢弦式测试系统

一般测量钢弦频率的方法是使钢弦在电磁力的作用下激振,起振后将振动频率转换成电量,再进行频率测量。钢弦的激振方式通常有两种:间歇式激振和连续等幅激振。

(二) 压力盒的类型

钢弦式传感器根据它的用途、结构形式和材料不同,一般有多种类型。国产常用压力盒类型、使用条件及优缺点归纳于表 6-10-6。

表 6-10-6 压力盒类型及使用特点

工作原理	结构及材料	使用条件	优 缺 点
单线圈 激振型	钢丝卧式 钢丝立式	测土、岩土压力,测 土压力	1. 构造简单; 2. 输出间歇非等幅衰减波,故不适用动态 测量和连续测量,难于自动化
双线圈 激振型	钢丝卧式	测水、土、岩压力	1. 输出等幅波,稳定,电势大; 2. 抗干扰能力强,便于自动化; 3. 精度高,便于长期使用

工作原理	结构及材料	使用条件	优 缺 点
钨 丝 压力盒	钢丝立式	测水、土 压 力	1. 刚度大 精度高 线性好； 2. 温度补偿好 耐高温； 3. 便于自动化记录
钢弦摩擦 压力盒	钢丝卧式	测井壁与土 层间摩擦力	只能测与钢筋同方向的摩擦力
钢筋应力计	钢 弦	测钢筋中应力	比较可靠
钢筋应变计	钢 弦	测混凝土变形	比较可靠

(三) 传压囊的设置

在现场进行实测工作时,为了增大钢弦压力盒接触面,避免由于埋设接触不良而使压力盒失效或测值很小,有时采用传压囊增大其接触面。囊内传压介质一般使用机油,因其传压系数可接近 1,而且油可使负荷以静水压力方式传到压力盒,也不会引起囊内锈蚀,便于密封。压力盒与传压囊装配情况如图 6-10-22 所示。

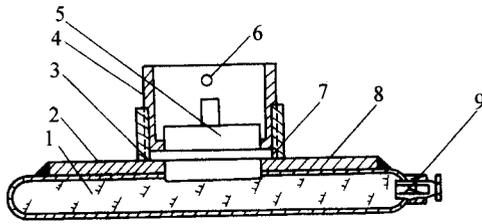


图 6-10-22 钢弦压力盒与传压囊装配图

- 1—机油 2—底板 3—连接套管 4—压紧套管 5—钢弦压力盒；
6—拧紧插孔 7—“O”型密封圈 8—油囊 9—注油嘴

装配传压囊时,必须将油尽量注满,且囊内无空气;钢弦压力盒与传压囊接触处,用“O”型密封圈密封,压紧套管要压紧压力盒。达到施以设计负荷不漏油、不浸油时方可使用。

(四) 钢弦压力盒的性能试验

压力盒的性能好坏,直接影响压力测量值的可靠性和精确度。对于具有一定灵敏度的钢弦压力盒,应保证其工作频率,特别是初始频率的稳定;压力与频率关系的重复性好,故应用前应对其进行各项性能试验。

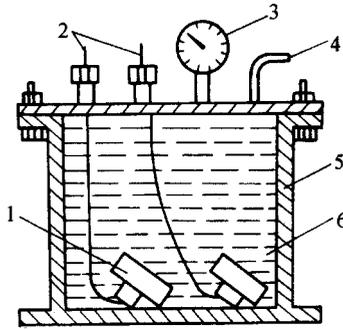


图 6-10-23 压力盒密封试验装置

1. 钢弦抗滑性能试验

钢弦通常用销钉夹紧装置安装并经过热处理。抗滑性试验时,将压力盒放在频率为 50 周/秒的电振动台上持续振动 10~15s,然后检查其结构的初频变化情况。此外,还应作锤击试验。用小木锤以每分钟 15 次的速度垂直敲打压力盒承压膜,持续 2min 再测量其初频变化,若初频变化在 $\pm 10\text{Hz}$ 以内,则可认为性能良好,否则必须卸下钢弦重新安装。

2. 密封防潮试验

试验时,将压力盒放在专设的压力罐中,先让其在水中浸泡 7d,然后加 0.4MPa 的压力,恒压 6h 取出压力盒并启开,检查其密封质量,若无渗漏现象,则可以认为密封防潮良好,可以使用,否则应更换密封圈。压力盒密封试验装置如图 6-10-23 所示。

3. 稳定性试验

稳定性试验是为了检查钢弦压力盒的初始频率在一段较长的时间内是否保持不变。其方法是把已经作过抗滑和密封防潮试验的压力盒在完全不受载荷的情况下静置 1 年,再测量其初始频率值,若仍在 $\pm 10\text{Hz}$ 的频差范围内,可认为是稳定可靠的。

4. 重复性试验

压力盒的压力与频率重复性,系指在同一试验条件下,压力与频率对应关系的重复性能。压力盒重复性能良好,其工作频率也一定稳定可靠。其试验方法与压力盒的标定方法相同。

(五) 钢弦压力盒的标定

压力盒标定,是指在室内测定每个压力盒频率与压力之间的对应关系,并绘出它们的关系特性曲线,以便现场测试使用。

标定是在压力缸或材料试验机上进行的,如图 6-10-24 所示。

标定前,应先将压力盒预压 3 次(反复由零加至设计最大负荷),然后开始标定读数。每次读数压力间隔一般为最大压力的 $1/8 \sim 1/10$ 。标定读数重复进行 3 次,取其平均值,并绘制其

压力与频率平方差的关系曲线 即 $P-(f^2-f_0^2)$ 曲线 如图 6-10-25 所示。

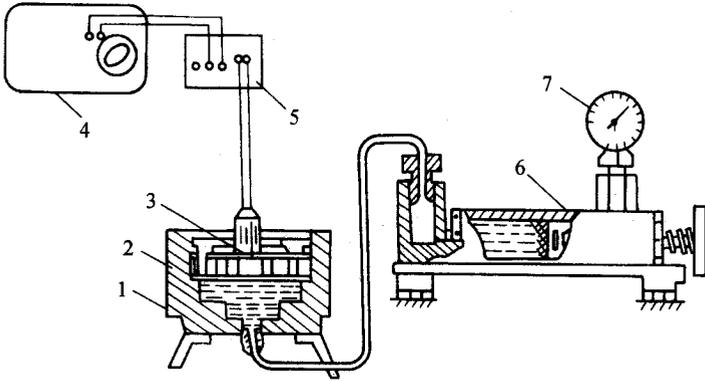


图 6-10-24 压力盒标定装置

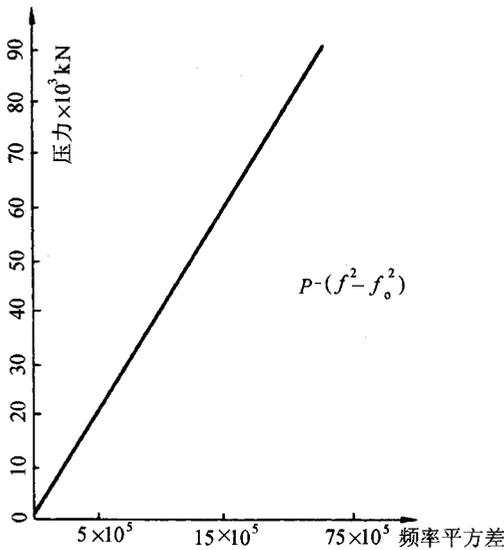


图 6-10-25 $P-(f^2-f_0^2)$ 标定曲线

(六) 压力盒的布置与埋设

由于测试目的及对象不同,测试前必须根据具体情况作出观测设计,再根据观测设计来布置与埋设压力盒。压力盒的埋设,虽较简单,但由于体积较大、较重,给埋设工作带来一定的困难。埋设压力盒总的要求是接触紧密和平稳,防止滑移,不损伤压力盒及引线,并且需在上面盖一块厚 6~8mm、直径与压力盒直径大小相等的铁板。常见压力盒的布置方式如图 6-10-26 所示。

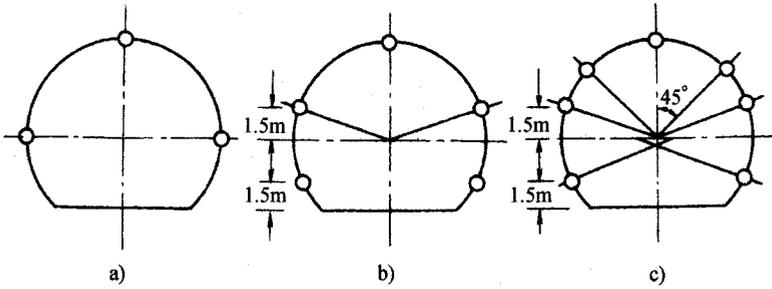


图 6-10-26 压力盒的布置

(七) 压力盒的观测方法

压力盒按观测设计要求布置埋设好以后,应根据实际情况设立观测室,将每个压力盒的电缆引线集中于室内,并按顺序编排好号码,以防弄混。电缆线铺设一定要得当,切不可被压断、拉断。

观测时,根据具体情况及要求,定期进行测量;每次每个压力盒的测量应不少于 3 次,力求测量数值可靠、稳定,并作好原始记录。这样,通过一段时间现场观测,就可以根据所获得的资料进行整理分析。

第四节 隧道施工质量管理

质量是公路建设永恒的主题。如何能够确保工程质量,是一个非常突出且非常急迫的问题。党中央、国务院及交通部领导对此问题非常重视,多次明确强调质量问题的重要性,阐述“质量责任重于泰山”、“百年大计,质量第一”的意义,并从制度上强化了各方面的管理,对出现质量问题的工程项目一查到底,并公开曝光。这一系列措施的实现,对规范我国公路建设市场,净化施工环境,确保工程质量具有重大而深远的现实意义。

质量是企业的生命,质量直接反映了整企业的施工和管理水平。因此,应把质量放在首要的位置,开展全面的质量管理,对所承包的隧道施工的全过程进行系统管理。企业为了创立优良的信誉和增强竞争力,应在企业内部建立完善的质量管理和全面质量保证体系(简称全面质量管理体系),使隧道施工质量管理工作体系化、模式化、规范化、程序化等。

为适应国际经济技术合作的需要,国际标准化组织(ISO)在 1987 年发布了 ISO 9000《质量管理和质量保证》系列标准。我国在全国范围采用了这套国际标准开展了质量认证工作等。ISO 9000 系列标准的诞生是世界上许多经济发达国家经多年质量管理实践经验的科学总结,带有通用性和指导性。我国企业实施 ISO 9000 系列标准,可以保证企

业质量管理水平向国际质量管理水平靠拢,实现质量管理国际化。ISO 9001、ISO 9002、ISO 9003 为在合同下实施质量保证提供了模式,对促进我国修建公路大力推广全面质量管理保证体系,提高公路隧道施工质量管理水平,起到良好的推动作用。

一、隧道施工全面质量管理

隧道是地下大型建筑结构工程,在施工的全过程中,应该实行全面质量管理。全面质量管理是把对隧道工程施工质量的管理,归结为对生产的全企业所有部门及全体人员,在生产过程中工作质量的管理,通过管理好工作质量来保证工程质量。它是以数理统计方法及充分发挥专业技术与人事组织的作用,建立起一整套全面质量管理保证体系。

1. 全面质量管理特点

具有广泛群众性、全面性、预防性和可控制性、服务性、科学性、工作质量与工程质量责任明确性等。

2. 全面质量管理基本方法

对施工全过程进行科学管理的系统及包括质量教育,PDCA(Plan、Do、Check、Action,即计划、实施、检查、处理)制度,技术标准化及 QC(Quality Control)小组活动四部分。

PDCA 制度就是计划、实施、检查、处理四个阶段的工程质量检查制度。它是对一项工程的质量管理,先制订控制质量计划,然后加以实施,在实施过程中随时检查控制计划执行情况和存在的问题,再对问题进行研究处理,形成一个质量管理循环。随着隧道工程施工进展,再重复 P、D、C、A 四步循环,反复进行下去,每次循环将检查出来的质量问题加以处理,使质量得到提高及保证,并把成功的经验订入规范或标准,防止以后再发生同样质量问题,对不能解决的问题,转入下一个循环去解决。

各级各部门的工作质量,都有 P、D、C、A 四个管理阶段,要环环相扣,没有缺口和空白点。

全面质量管理和控制质量(例如隧道工程可以把勘测、设计、施工、监理、监控量测等过程中所有可能影响工程质量的因素统统控制起来,加强每一个环节的质理管理保证),是采用数理统计方法所提供的数据为依据,进行分析研究,据以判断质量优劣和存在的问题。

隧道施工全面质量管理,常用的几种数理统计方法有:

(1) 主次因素排列图法

对质量不合格的问题进行统计分析,找出发生质量问题的主要原因的一种方法。它的作用是可以找出“关键性因素”对工程质量管理的影响程度。例如,对隧道一段衬砌施工质量进行调查,得出如下的检查记录,详见表 6-10-7 所示。

表 6-10-7 衬砌质量检查结果统计表

不良原因	不良处数	不良率(%)	不良原因	不良处数	不良率(%)
1. 模板表面不平	198	47.7	4. 拱架未支牢	18	4.3
2. 配合比不当	25	6.0	5. 接头不良	72	17.3
3. 捣固不充分	103	24.7			

根据上表数据作出诸因素的排列图,如图 6-10-27 所示。

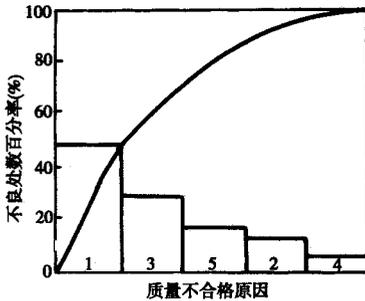


图 6-10-27 主次因素排列图

(2) 因果关系分析图法

分析工程质量问题因果关系,寻找产生质量问题原因的一种方法,以便对症下药采取良方(相应的有效措施)予以解决(图 6-10-28)。

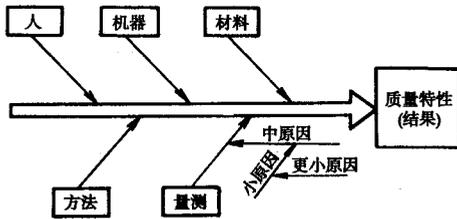


图 6-10-28 因果分析图

(3) 直方图法

通过频率数分布来分析研究数据的集中程度和波动范围的数学方法。它可以用来判断和预测生产过程中的质量情况,据以进行质量管理。

具体作法是:用横坐标表示特性单位(如隧道开挖钻爆时残留炮眼长度或衬砌收敛值、模注混凝土抗压强度、喷混凝土抗压强度等的统计值),以纵坐标表示频率数。如图 6-10-29 所示。看直方图的形状(一般呈正态分布)判断统计数据的分布是否正常,即隧道施工过程是否稳定——通过与技术标准和质量标准的比较,判断是否存在异常现象。

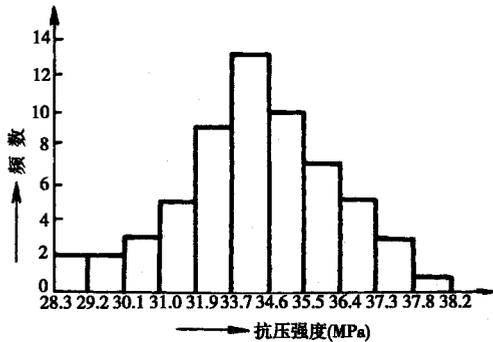


图 6-10-29 直方图

(4) 控制图法(又称管理图或监控图法)

对隧道工程施工进行分析、监督和控制的工具,可用于工程质量控制、隧道施工进度控制及原材料的消耗控制等。

控制图应用方法:一般是在施工生产正常情况下,先取样品,经计算求得控制上、下界限数值后,画出管理控制图。并在生产过程中定期取样品,得出数据描在控制图上。如果点子落在控制界限内,则表明施工生产过程正常,如果点子超出控制界限,则表明施工生产过程不正常,应及时采取措施使生产恢复正常。

3. 公路隧道施工全面质量管理技术基础

(1) 认真执行交通行业标准和技术规范

《公路隧道施工技术规范》、《公路工程质量检验评定标准》是公路隧道施工过程中,进行施工管理、检查、评定施工工作质量及工程质量,推行标准化是开展全面质量管理的基础。

GB/T 19000《质量管理和质量保证》系列标准及施工单位,根据隧道工程实际情况制定的质量管理体系均属质量管理标准。

(2) 建立和健全及实行岗位责任制、技术责任制

施工单位制定工作质量标准和工程质量标准,使全体员工每个人各负其责。

(3) 公路隧道施工全面质量管理计量工作

包括试验、化验、测试、量测、分析等检验质量的技术工作。应设置计量专门机构、配备专职人员,并配备足够的量测设备。

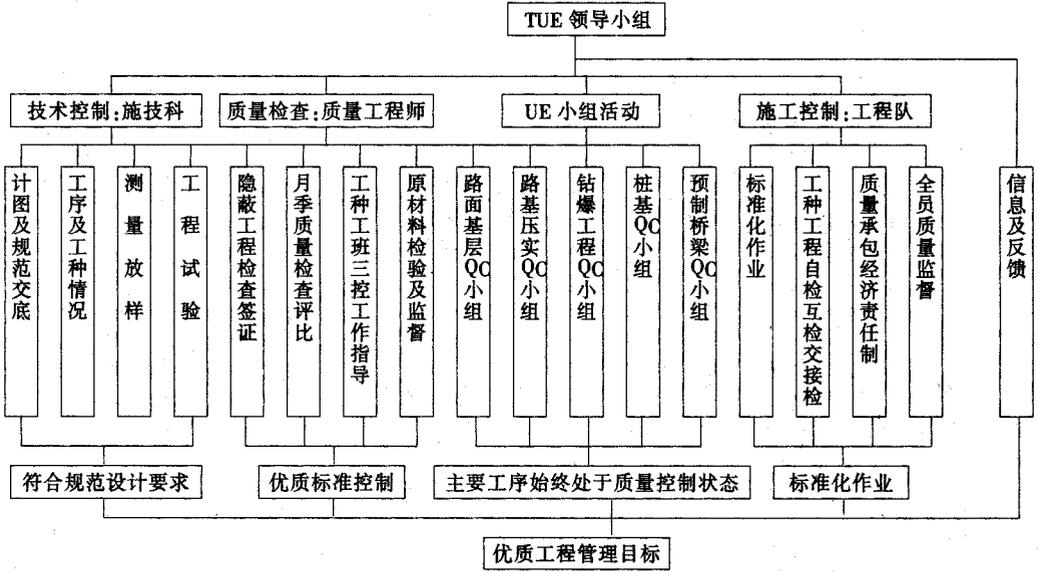
(4) 组织和质量教育工作

必须设置一个专门机构把各个部位的质量管理工作组织起来,各部门也必须把各成员组织起来,以保证质量管理工作落到实处。同时做好质量管理教育工作,使全体施工人员树立“质量第一、责任重于泰山”的观念和意识,自觉履行质量责任制。

(5) 全面质量管理体系及质量控制程序

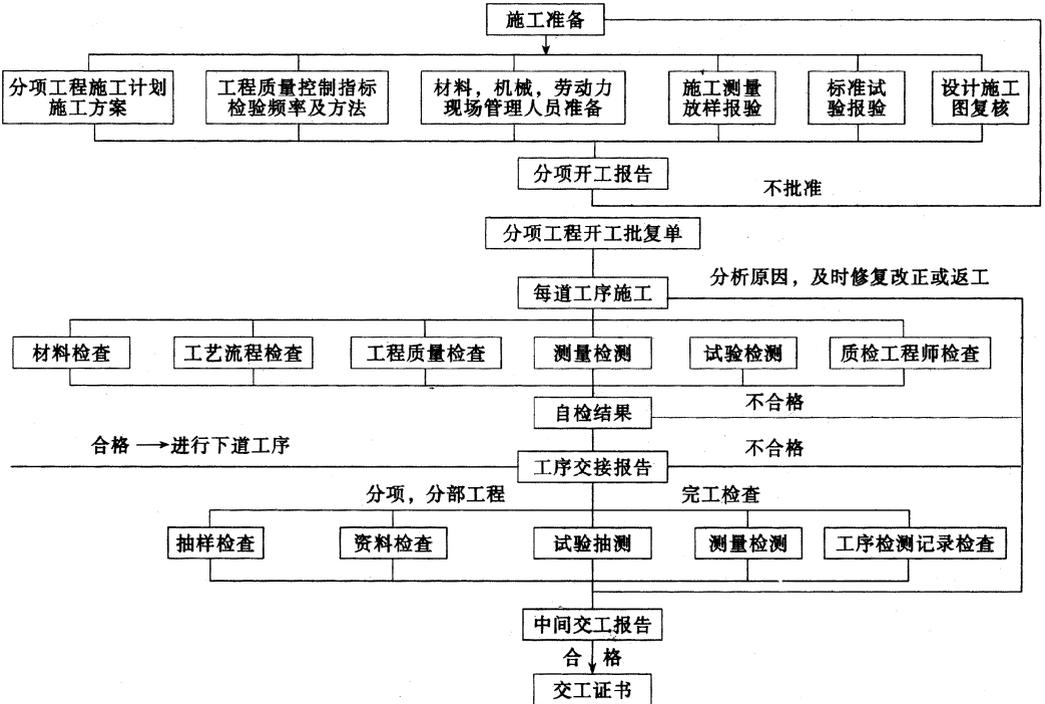
① 全面质量管理体系表,见表 6-10-8 所示;

表 6-10-8 全面质量管理体系表



② 施工现场质量控制程序表 见表 6-10-9 所示；

表 6-10-9 现场质量控制程序表



③ 主要检测项目、试验手段及质量保证措施 见表 6-10-10 所列；

④ 检验总程序表 见表 6-10-11 所列；

表 6-10-10 主要检测项目、试验手段及质量保证措施

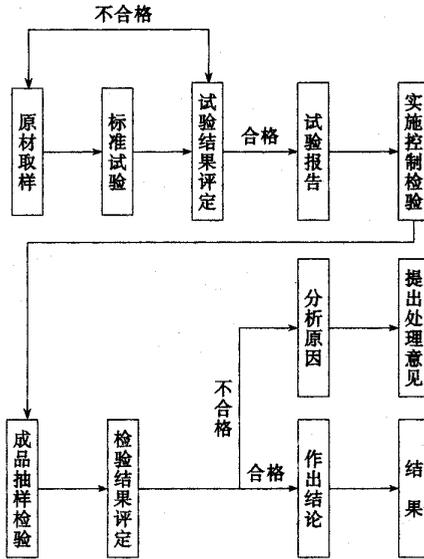
检测项目	主要仪器设备	采用标准		质量保证措施	备注
		试验规程	技术标准及规范		
水泥检验(全项)	电动抗斩机 , 净浆搅拌机 , 胶砂搅拌机 , 胶砂振动台 , 稠度及凝结时间测定仪 , 沸煮箱 , 电动跳点 , 负压筛 , 水泥标准筛等	GB 1345—91 水泥细度检验方法 ; GB 1346—89 标准 , 稠度、凝结时间、安定性检验 ; GB 177—83 水泥胶砂强度检验方法 ; ZBQ 11004—86 水泥强度快速检验方法 ; GB 2419—81 水泥胶砂流动度测定方法等	GB 175—92 硫酸盐水泥、普通硅酸盐水泥 ; GB 1344—92 矿渣硅酸盐水泥、火山灰硅酸盐水泥及粉煤灰硅酸盐水泥	水泥进场时必须要有出厂试验报告单 , 并按水泥牌号、标号、品种、出厂日期分类堆码 , 凡对水泥质量有疑问 , 或监理工程师提出要求 , 或水泥存放期超过三个月 , 均应对水泥进行复查检验	
砂检验 : 筛分析、表观密度、堆积密度和紧密密度、含水率、吸水率、含泥量、泥块含量	振筛机 干燥箱 架盘天平 案秤 台秤 容量筒	JGJ 52—92 普通混凝土用砂质量标准及检验方法	JTJ 041—89 公路桥涵施工技术规范 TBJ 210—86 铁路混凝土及砌石工程施工规范 JGJ 52—92 普通混凝土用砂质量标准及检验方法	使用前 , 对砂、石子来源进行调查 , 选定能保证供应量、供应质量的供货单位 , 并按规定要求对其质量进行抽样检验 , 凡不符合要求者 , 杜绝进入施工场地	
石子检验 : 筛分析、表观密度、堆积密度和紧密密度、含水率、吸水率、含泥量、泥块含量、针片状颗粒含量、抗压强度、压碎指标	振筛机 干燥箱 架盘天平 案秤 台秤 容量筒 针片状规准仪 压碎指标测定仪	JGJ 53—92 普通混凝土用碎石、卵石质量标准及检验方法	JGJ 53—92 普通混凝土用碎石、卵石质量标准及检验方法		
混凝土拌和物试验及配合比设计 ; 容量、坍落度、维勃稠度、含气量、凝结时间	混凝土搅拌机、混凝土震动台、混凝土贯入阻力仪、混凝土维勃稠度仪、架盘天平、案秤、台秤、混凝土坍落筒、含气量测定仪、容量桶、量筒等	GBJ 80—85 普通混凝土拌和物性能试验方法 ; JGJ 55—81 普通混凝土配合比设计技术规定 ; GBJ 146—90 粉煤灰混凝土应用技术规定	JTJ 041—89 公路桥涵施工技术规范 GB 50204—92 混凝土结构工程施工及验收规范 TBJ 210—86 铁路混凝土及砌石工程施工规范 GBJ 107—87 混凝土强度检验评定标准	根据技术规范及设计要求 , 严格按试验规程进行操作 , 做到数据准确可靠。优化选出符合结构物要求的配合比	

第六篇 隧道工程施工质量控制与管理

检测项目	主要仪器设备	采用标准		质量保证措施	备注
		试验规程	技术标准及规范		
混凝土浇筑质量控制	混凝土坍落筒、架盘天平、促凝压蒸试验设备	GBJ 80—85 普通混凝土拌和物性能试验方法	GBJ 107—87 混凝土强度检验评定标准 JTJ 071—94 公路工程质量检验评定标准； JTJ 042—94 公路隧道施工技术规范	严格控制计算仪器的计算精度，使砂、石、水泥、水、外加剂等计量误差符合规定要求，严格按照规定要求检测混凝土的坍落度，使混凝土坍落度控制在规定要求范围内，并采用 1 小时混凝土强度推定 28 天强度新技术控制混凝土的生产质量，且用微机分析，使混凝土质量处于受控状态；按规定要求取样制作试件、养护及试验等	
混凝土力学性能及抗渗性能试验	1000kN 万能材料试验机、混凝土抗渗仪、促凝压蒸试验设备、回弹仪、干燥箱等	GBJ 81—85 普通混凝土力学性能试验规范 GBJ 82—85 普通混凝土长期性和耐久性能试验方法	JTJ 041—89 公路桥涵施工技术规范 GB 50204—92 混凝土结构工程施工及验收规范 TBJ 210—86 铁路混凝土及砌石工程施工规范	严格按试验规程进行操作，做到准确可靠	
金属材料试验： 拉力试验 弯曲试验 焊接接头试验	万能材料试验机 弯曲机 游标卡尺 直钢尺等	GB 228—87 金属拉伸试验方法 GB 232—88 金属弯曲试验方法 GB 2649 ~ 2465—89 焊接头机械性能试验方法	GB 50204—92 混凝土结构工程施工及验收规范 JGJ18—84 钢筋焊接及验收规程 GB 1499—91 规范混凝土热轧带肋钢筋 GB 13013—91 钢筋混凝土用热轧光圆钢筋 TBJ 210—86 铁路混凝土及砌石工程施工规范	严格按照规定要求取样试验，做到数据准确可靠	进口钢筋还得按要求进行化学分析。根据可焊性决定焊接种类

检测项目	主要仪器设备	采用标准		质量保证措施	备注
		试验规程	技术标准及规范		
土壤物理性能试验： 含水量、密度比重、颗粒分析、界限含水量、击实	核子湿度密度仪、K30 承载板环刀、架盘天平、机械天平、量筒等	GB 123—88 土工试验方法标准 TBJ 102—铁路工程土工试验方法	TBJ 202—86 铁路路基施工规范 CJJ 1—90 市政道路工程质量检验评定标准 TBJ 1—85 铁路路基设计规范《铁路路基填筑压实施工工艺》 JTJ 671—85 公路工程填筑检验评定标准	按要求选定填料,在回填施工中,严格控制含水量、铺土厚度、强压遍数、按规定要求进行填土压实抽查检验	
地基容许承载力试验： 规范确定法 轻型动力触拉试验 K30 承载试验	K30 承载板 轻便触探仪等	GB 123—88 土工试验方法标准 TBJ102—87 铁路工程土工试验方法	TBJ 2—85 铁路桥涵设计规范 GBJ 7—89 建筑地基基础设计规范 TBJ 18—87 动力触探技术规定 JTJ024—85 公路桥涵地基与基础设计规范	当基坑达到设计标高时,按要求对基底进行承载力试验,以确定基底容许承载力是否满足设计规定要求,以便为能否进行下道工序施工提供可靠依据	
泥浆指黏测定： 比重、粘度、含水量、胶体率、pH 值	泥浆粘度计、泥浆比重计、移液管、量筒、pH 试验等	(79) 铁基字 1574 号铁路桥涵混凝土(挖)孔灌注桩基础设计施工及试验规则(试验)	(79) 铁基字 1574 号	严格按照要求进行检测,做到数据准确可靠	
水质化学分析： pH 值、硫酸盐、钙镁离子浓度、游离二氧化碳、侵蚀性二氧化碳,溶解性固体物等	烘箱、机械天平 (TG 328A) 天平、高温炉、滴定管等	普 GB 7466 ~ 7494—87 水质分析方法标准 TBJ 104—87 铁路工程水质分析方法	TBJ 210—86 铁路混凝土及砌石工程施工规范 GB 50204—92 混凝土结构工程施工及验收规范 JGJ63—89 混凝土拌合物用水标准	复查地下水是否对混凝土结构有侵蚀影响,以便采取防侵蚀的措施	

表 6-10-11 检验总程序表



⑤ 质量检测组织体系,见表 6-10-12 所列;

⑥ 检验质量保证体系,见表 6-10-13 所列。

表 6-10-12 质量检测组织体系

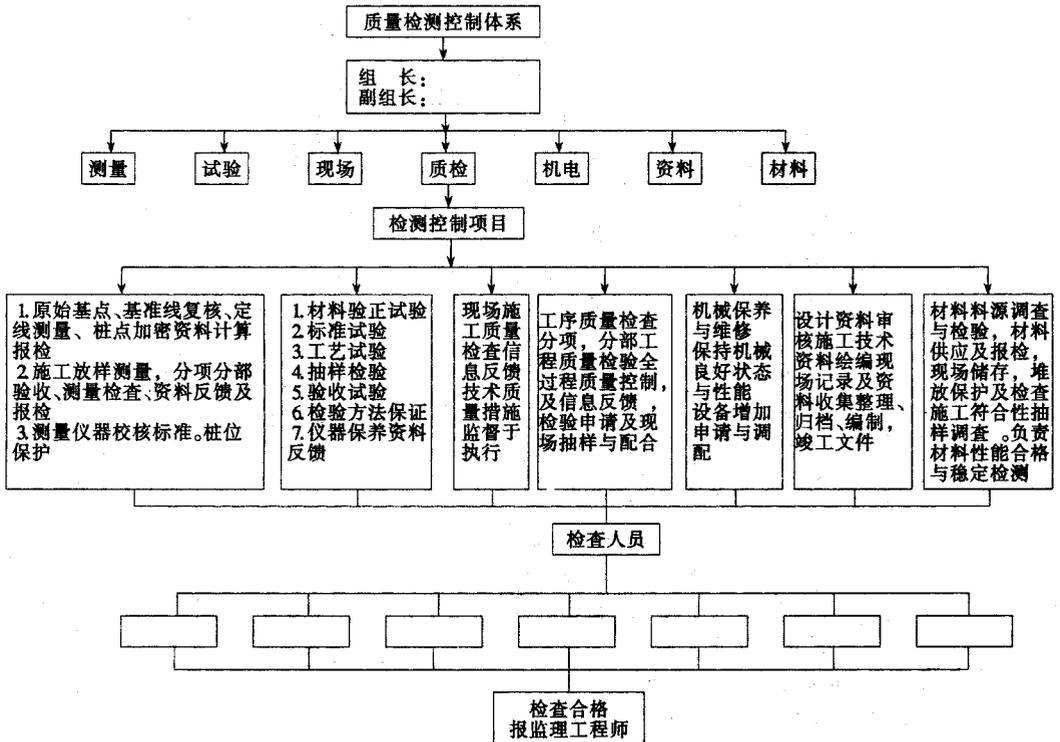
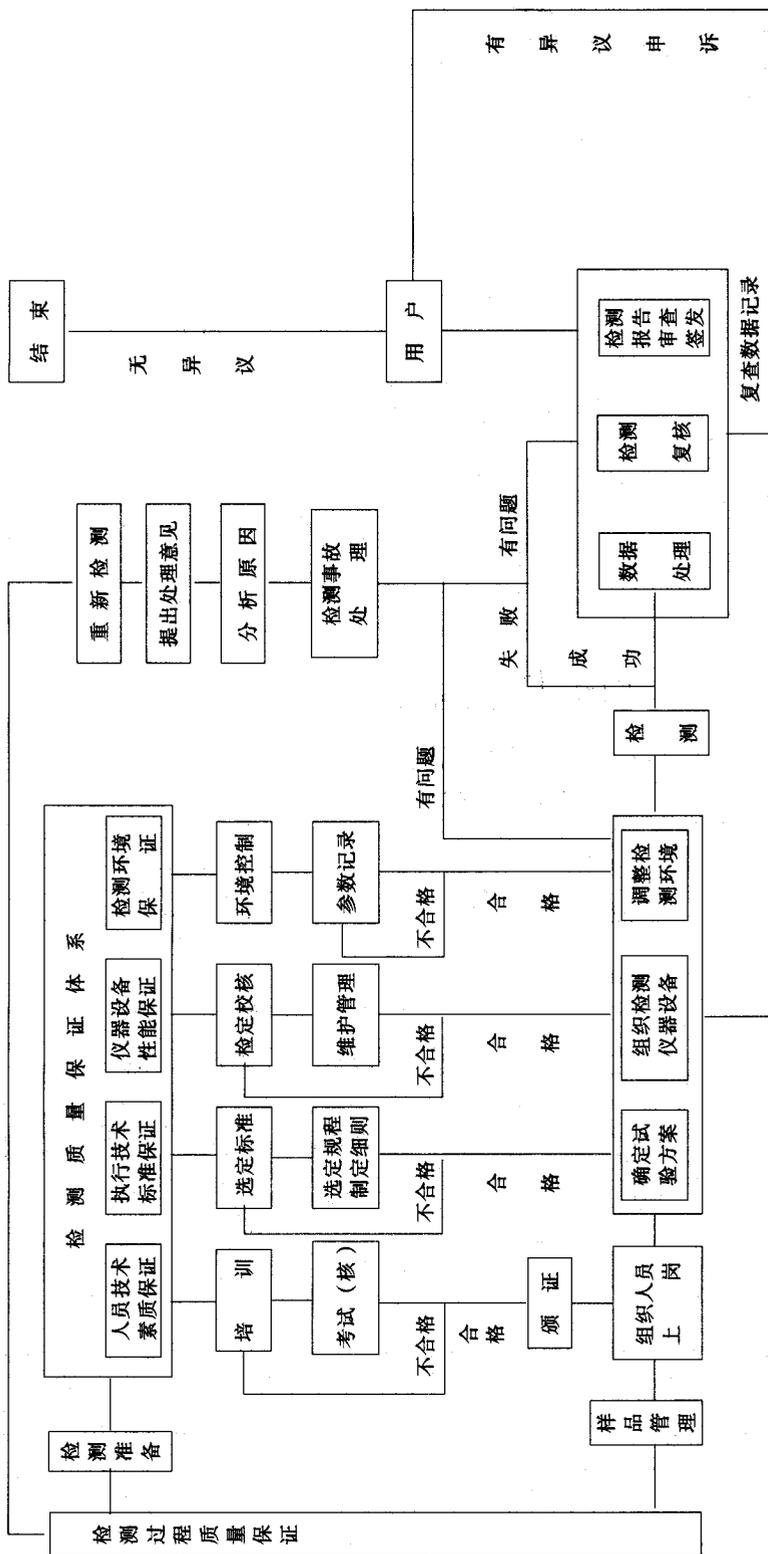


表 6-10-13 检验质量保证体系



二、质量管理和质量管理保证系列标准简介

企业为了生存和发展,为了使自己企业内提素质、外树形象及能稳固的占领市场,获得更好的经济效益和社会效益,取得既能通过国家质量管理协会质量保证中心按 GB/T 190002—1994—ISO 90002 的 1994 标准质量体系的审核认证及获得国家颁发的 ISO 9002 质量体系认证证书,又能取得公路隧道工程建设单位(业主)的信任,施工单位必须重视实施外部质量保证,内部则致力于完善质量管理体系。自从国际标准化组织于 1987 年发布 ISO 9000 系列标准以来,已被近百个国家推行和采用,成为国际工程技术合作的共同语言。同时,世界各国都非常重视质量与管理政策的制订,学习和研究 ISO 9000 系列标准及采用。我国目前是等同采用 ISO 9000 系列标准,该标准名称前的编号以 GB/T 19000—1·GB/T 19001、GB/T19002、GB/T 19003、、GB/T19004·1 与之对应所构成 ISO 9000 系列标准。关于 ISO 9000 系列标准用途简介如下:

(1)ISO 9000—1

用于了解 ISO 9000 系列标准全貌和说明几个基本概念;可提供选择和使用 ISO 9001、ISO 9002、ISO 9003、ISO 9004 的原则和方法。

(2)ISO 9001

当合同要求进行设计,并对产品性能要求有原则规定或有待制定,只有当供方充分证明了设计、开发、施工(生产)、安装和服务的能力,才能相信产品符合规定的要求时,应要求供方按 ISO 9001 提供质量保证体系。

(3)ISO 9002

当产品已有定型设计和规范,只有当供方证实了其生产和安装能力,才能相信其产品符合规定的要求时,应要求供方按照 ISO 9002 提供质量保证体系及质量保证。

(4)ISO 9003

当供方能提供证实其产品检验和试验能力的足够证据,才能相信产品质量符合规定要求时,应要求供方按 ISO 9003 提供质量管理保证体系及质量保证。

(5)ISO 9004

该标准阐述了一套基本要素,应用这套要素可以建立实施质量管理体系;为企业在质量管理方面供应广泛的指导。可以使企业建立一个与其自身需要相适应的质量体系。

三、确保隧道工程质量和工期的保证措施

1. 确保隧道施工工程质量主要措施

(1)建立健全质量管理保证体系;

(2)提高全员质量意识,按分项分工序实施专项质量意识教育,建立健全质量管理及奖惩的规章制度(见全面质量管理体系表6-10-8);

(3)公开招投标选择具有公路隧道丰富施工经验的专业施工队伍;

(4)成立隧道施工工地中心试验室,加强对施工过程质量的检验和监控量测,严禁不合格材料进入任何工序,确保各项工序一次成优;

(5)狠抓工序质量的自检、互检与专业检查,确保隧道整体工程质量优良。

2. 确保隧道施工工期要求主要措施

根据公路隧道工程施工的特点,为了保证工程优质、高效的完成合同施工任务,确保工期的主要措施如下:

(1)调遣精兵强将,强化施工管理。组建精干的工程项目经理部、成立各种专业队,建立各种管理体系;

(2)科学组织、精心施工、文明施工。运用统筹法、网络技术、系统工程等新技术编制切实可行的实施性施工组织设计、选择最优施工方案,确保工程按计划完成;

(3)广泛应用高效先进成套隧道施工机具及采用先进的施工工艺,合理安排作业层次,投入足够的劳力和技术骨干,提高工效加快进度;

(4)成立协调小组抓好协调,减少施工干扰,使工程施工顺利进行;

(5)抓住时机,适时掀起施工高潮,开展劳动竞赛,振奋拼搏创优精神,加快施工进度;

(6)做好雨季施工和农忙季节的施工安排,减少雨水对施工的影响,做好防汛准备,有备无患;农忙季节前做好材料储备,农忙中安排机械化作业工序,需配劳务工工序尽量避开抢收抢种季节,农忙时内部职工不请假等临时措施。

四、隧道施工工程质量检查与验收工作

施工单位应很好地履行合同规定,接受监理工程师对工程质量的监督、检查和验收,并要在施工单位内部,建立自检自查验收制度。

(1)隧道施工单位的自检自查验收制度:一般采用专业检查和工班自检相结合的办法。设置专职质量检查工程师,任务是对质量的监督、监控量测、试验及作原始记录。实行工班自检、工序互检制度及交接检查施工质量的制度;

(2)监理工程师按合同规定分期验收已完工程,以便结算工程价款。整个工程完成后,还应按国家规定进行竣工验收(即交工验收);

(3)隧道工程质量检验工作,最重要的是在施工作业过程中的质量检查或随时抽检,包括专业检查、群众自检和监理工程师的监督、检查,都要抓住这个关键环节,必须把工

程质量事故消灭于萌芽时期(即防范于未然);

(4)公路隧道施工中严格执行新奥法原理,光面爆破设计要合理,坑道开挖后喷锚支护要紧跟,围岩量测要及时,二次衬砌要符合《公路隧道施工技术规范》的技术质量要求,使隧道施工全过程始终处于监控状态,并采取先进的新技术、新工艺、新设备和新方法,防止坍塌方和防、排水,以保证工程正常作业和工程质量等。同时规定公路隧道工程质量事故实行等级划分和报告制度的质量管理办法。