

## 基础工程与地下工程的地质问题

### 学习目标

- 掌握地基、持力层、下卧层、地基承载力的概念。
- 理解地基变形破坏的基本类型。
- 理解地下工程中洞室围岩的变形与破坏类型。
- 理解洞室开挖中经常遇到的特殊地质问题。

道路、桥梁、房屋及水坝等一切地面工程建筑物都设置在地表土层或岩层上。建筑物下部直接与岩土层接触的部位称为基础。建筑物承受的荷载由基础传递给下面的岩土层,引起基础下面一定深度的岩土层改变了其原始的应力状态,这部分改变了应力状态的岩层或土层称为地基。为了保证建筑物正常工作,必须保证地基不发生稳定性破坏和过大的变形。

地下工程与地质条件的关系非常密切。地下工程位于地表下一定深度,修建在各种不同地质条件的岩土体内,所遇到的工程地质问题比较复杂。本章主要讨论由地基和地下工程地质特性所引起的变形破坏。

### 7.1 基础工程的地质问题

对于地面上的建筑物来讲,基础下面直接承受建筑物荷载的岩(土)层称为持力层,其下面的岩(土)层称为下卧层。若岩体作为建筑物的地基则称为地基岩体。对于一般的建筑物来说,由于建筑物的荷载较小,而地基岩体的强度较高、刚度较大,出现过量变形或破坏的可能性不大,因此地基土体的变形破坏问题显得比较重要;但对于工程地质性质较差的岩体(如岩体较破碎或存在软弱夹层、破碎带等),若其上的建筑物荷载很大(如水利水电工程中的重力坝、拱坝、支墩坝等),则该建筑物可能会因地基岩体强度不足或变形过量而破坏。

#### 7.1.1 地基变形破坏的基本类型

根据承受荷载的特点,通常可将地基分为以下两种类型。

(1)承受垂直荷载的地基,一般工业民用建筑物的地基属于这种类型,大多是地基土体这样的“软基”。

(2)承受斜向荷载(同时承受垂直荷载与水平荷载)的地基,各类水闸、大坝的地基属于

此类,多为地基岩体这样的“硬基”。

### 1. 承受垂直荷载的地基的变形破坏类型

(1)地基剪切破坏的模式。根据大量的现场观察、模型试验可知,不同性质的土层在荷载作用下的破坏模式是不同的。为了了解地基承载力的概念及地基土受荷后剪切破坏的过程和性状,很多学者通过现场载荷试验对地基土的破坏模式进行了研究。现场载荷试验实际上是一种基础加载的模拟试验,模拟基础作用于地基的是一块刚性荷载板,尺寸一般为 $0.25\sim 1.0\text{ m}^2$ 。在荷载板上逐级施加荷载,同时测定各级荷载作用下载荷板的沉降量及周围土的位移情况,直到地基土破坏失稳为止。由载荷试验得到的各级压力 $P$ 与相应的稳定沉降量 $s$ 之间的关系,可以绘出 $P-s$ 曲线,如图7-1所示。

从图7-1所示的 $P-s$ 曲线的特征,可以得到不同性质土体在荷载作用下的地基破坏失稳机理。曲线 $a$ 在荷载较小的时候呈直线,但当荷载增大到某个极限值以后,沉降量 $s$ 急剧增大,整个地基发生失稳破坏。曲线 $b$ 在开始阶段也呈直线,在到达某个极限值以后,随着荷载的增大,沉降量增加的速率也增大,但是没有出现类似曲线 $a$ 那样的急剧增大的特征。曲线 $c$ 在整个沉降发展过程中,沉降对压力的变化率没有明显变化,整个曲线没有出现明显的拐点。这三条曲线代表了三种不同的典型地基破坏模式,如图7-2所示。

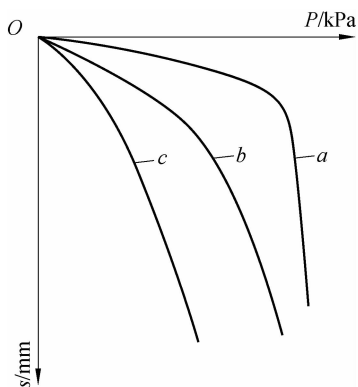


图 7-1  $P-s$  曲线

$a$ —整体剪切破坏;  $b$ —局部剪切破坏;  $c$ —刺入剪切破坏

图7-2(a)给出了整体剪切破坏的特征,当基础上荷载较小时,基础下形成一个三角形压密区,这时 $P-s$ 曲线呈现直线。随着荷载增加,压密区向两侧挤压,土中从基础边缘处逐步扩展为塑性区,这时 $P-s$ 曲线呈现曲线性状。当荷载达到极限值以后,土中形成连续滑裂面,并延伸到地基土表面,土从基础两侧挤出并隆起,地基沉降量急剧增加,导致地基失稳破坏,其 $P-s$ 曲线如图7-1中的曲线 $a$ 所示,有一个明显的转折点。整体剪切破坏一般出现在浅埋基础下的密砂或者硬黏土等坚实地基中。

图7-2(b)给出了局部剪切破坏的特征,随着荷载的增加,地基中也出现压密区和塑性区,但是塑性区的发展被限制在地基中的某一范围内,地基中的滑裂面并不延伸到地基表面,仅在基础两侧地面微微隆起,不会出现明显的裂缝。其 $P-s$ 曲线如图7-1中的曲线 $b$ 所示,曲线 $b$ 也有一个拐点,但不像整体剪切破坏那样显著,拐点以后的沉降也没有出现类似整体破坏那样的急剧增加。这种局部剪切破坏模式一般发生在中密砂中。

图 7-2(c)给出了刺入剪切破坏模式的特征。这种模式也称为冲剪破坏模式,通常发生在松砂及软土地基中,其破坏特征为随着荷载的增加,基础下的土层发生压缩变形,基础随之下沉,荷载继续增加,基础周围附近土体发生竖向剪切变形,使基础刺入土中。地基的侧向变形较小,基础两侧的土体也没有明显的移动及隆起现象。冲剪破坏的  $P-s$  曲线如图 7-1 中的曲线  $c$  所示,沉降随着荷载的增大而增加,曲线上没有明显的拐点,没有比例极限和极限荷载。

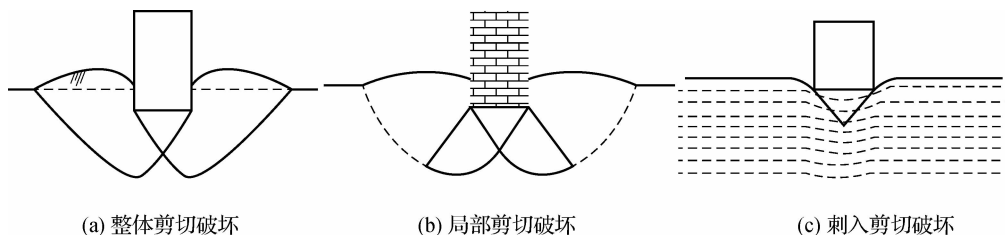


图 7-2 地基破坏模式

(2)地基整体剪切破坏的过程。根据载荷试验结果,可以将地基整体剪切破坏过程分为三个阶段,如图 7-3 所示。

①直线变形阶段。直线变形阶段也可以称为压密阶段,土中各点的剪应力都小于其抗剪强度,土体处于弹性平衡状态,如图 7-3(a)所示。原位试验中的载荷板沉降主要是由土体的压密引起的。该阶段对应于图 7-3(d)中的  $P-s$  曲线上的  $Oa$  段,其中  $a$  点对应的压力称为比例极限  $P_{cr}$ 。

②塑性变形阶段。塑性变形阶段也称为剪切阶段、局部破坏阶段,如图 7-3(b)所示,这一阶段对应于图 7-3(d)中的  $P-s$  曲线上的  $ab$  段,不再是线性的,沉降速率  $\Delta s/\Delta P$  随着荷载的增加而增大。地基土中的局部范围内,首先在基础边缘发生剪切破坏,产生塑性区。随着荷载的增加,土中塑性区的范围不断扩大,直至在土中形成连续的滑裂面,从载荷板周围挤出而使地基发生破坏。塑性变形阶段是地基土中塑性区的发生与发展的阶段,其中  $b$  点对应的压力称为极限荷载  $P_u$ 。

③完全破坏阶段。该阶段对应于图 7-3(d)中的  $P-s$  曲线上的 III 段。当荷载超过极限荷载  $P_u$  后,载荷板急剧下沉,在不增加荷载的情况下,沉降也不能稳定,  $P-s$  曲线急剧下降。在这个阶段,由于地基中塑性区的不断发展,最后在土中形成连续的滑动面,地基土体从载荷板周围挤出隆起而发生失稳破坏,如图 7-3(c)所示。

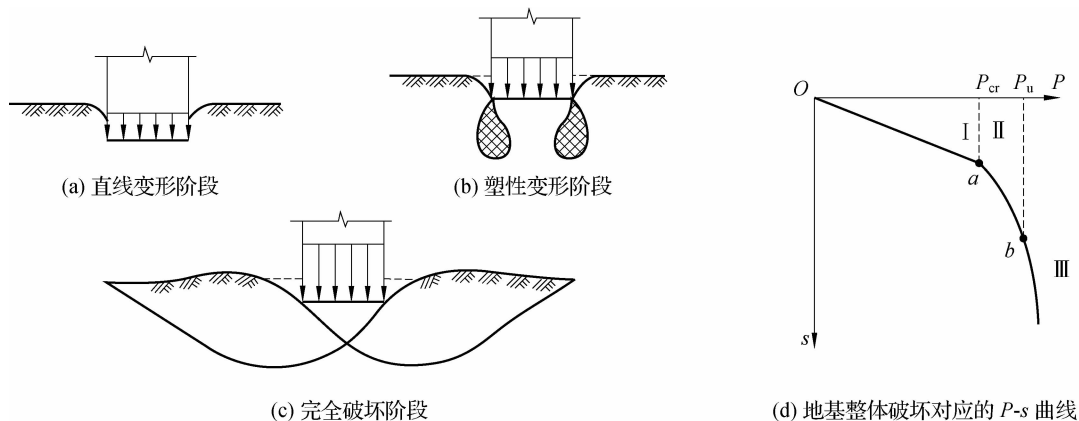


图 7-3 地基整体剪切破坏过程

## 2. 承受斜向荷载的地基的变形破坏类型

混凝土高坝(如重力坝、拱坝等)都是直接建造在岩基上的,坝体自重及其所受的各种荷载最终必然都传递到岩基上,坝基承载后,在岩体内部如果产生过大的应力,则将危及坝基的安全与稳定。因此,在设计时最好对坝基的应力有一定量的估计。这些大坝的坝基除了承受竖向荷载以外,还要承受库水形成的水平推力,具有倾倒和滑动两种失稳机制。

倾倒问题基本上可以在坝的尺寸和形态设计上加以解决,而滑动问题则主要受坝基岩土体的特性制约,应在充分进行工程地质研究的基础上,进行抗滑稳定性分析。抗滑稳定性问题是大坝安全的关键所在,在大坝设计中若发现安全储备不足,应采取坝基处理或其他结构措施加以解决。

实践表明,坚硬岩基滑动破坏的形式不同于松软地基。前者的破坏往往受岩体中的节理、裂隙、断层破碎带以及软弱结构面的空间方位及其相互间的组合形态所控制。由于岩基中天然岩体的强度主要取决于岩体中各软弱结构面的分布情况及其组合形式,而不取决于个别岩石块体的极限强度。因此,在探讨坝基的强度与稳定性时,首先应当查明岩基中的各种结构面与软弱夹层的位置、方向、性质以及搞清它们在滑移过程中所起的作用。

岩体经常被各种类型的地质结构面切割成不同形状与大小的块体(结构体)。为了正确判断岩基中这些结构体的稳定性,必须考虑结构体周围滑动面与结构面的产状、面积以及结构体体积和各个边界面上的受力情况。

从过去坝工失事的经验及室内模型试验的情况来看,根据坝基失稳时滑动面的位置可以把坝基滑动破坏分为三种类型,即表层滑移、深层滑移及混合滑移,如图 7-4 所示。

(1)表层滑移。当岩基中的岩体强度远远大于坝体混凝土的强度,同时岩体坚固完整且无显著的软弱结构面时,大坝的失稳多半是沿坝体与岩基接触处产生的,这种破坏形式称为表层滑移破坏,如图 7-4(a)所示。由于坝基混凝土与基岩接触面剪切强度的大小除了与基岩力学性质有关外,还与接触面的起伏差和粗糙度、清基干净与否、混凝土标号及浇筑混凝土的施工质量等因素有关,因此,在混凝土质量不良或浇筑工艺较差的情况下,接触面易发生脱层,成为坝基抗滑稳定的薄弱环节。

(2)深层滑移。当岩基内部存在着节理、裂隙和软弱夹层,或者存在着其他不利于稳定的结构面时,岩基容易产生图 7-4(b)所示的深层滑移。深层滑移的必要条件是由软弱结构面或其组合构成坝基的可能(或称潜在)滑动面。而在大坝各种荷载组合的条件下,沿该可能滑动面的滑动力大于考虑安全储备的抗滑力,则是发生可能滑动的充分条件。在这种情况下,需要修改断面设计,采取坝基结构面的加固、加强防渗排水等措施,以确保坝基的抗滑安全。

(3)混合滑移。除了上述两种破坏形式之外,有时还会产生混合滑移的破坏形式,即大坝失稳时,一部分沿着混凝土与岩基的接触面滑动,另一部分则沿着岩体中的某一滑动面滑动。因此,混合滑移实际上是介于上述两种破坏形式之间的情况,如图 7-4(c)所示。

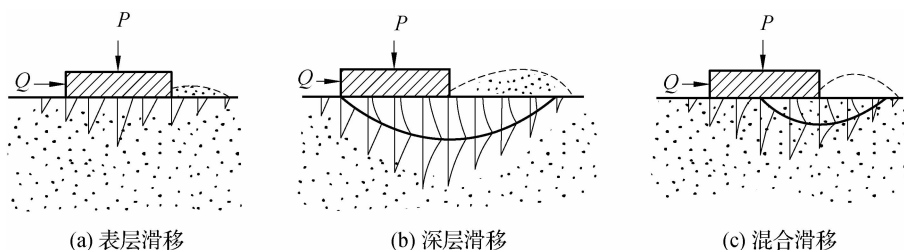


图 7-4 坝基滑动失稳类型

### 7.1.2 地基承载力

地基承受荷载的能力称为地基承载力。地基承载力有极限承载力和容许承载力两种类型。前者是指地基不致丧失稳定时的最大承载能力,后者是指地基有足够的安全度,其变形量也控制在容许范围内的承载力。

地基岩体的基本特点是强度高、抗变形能力强,其承载力值一般远高于土体,因此在通常情况下,采用天然地基岩体即能满足地基的承载力要求;但是由于岩体中存在着各种结构面,其强度和变形性能不均匀,因此对于因某些部位的承载力不能满足要求而引起地基岩体不均匀沉降、应力集中导致的局部破坏、沿某些软弱结构面的剪切滑移等一系列问题,在实际工程中一定要引起注意。

确定地基承载力的方法主要有三种,即现场试验、理论计算和应用规范查表取值。这里仅介绍应用规范查表取值的方法。查表法是一种经验方法,在多年实践经验的基础上总结了地基岩、(土)体的某些物理力学指标与承载力之间的统计关系,制定出相应的表格,根据地基岩、(土)体的某些指标查取承载力值。查表法方便可靠,在工程中被广为采用。

本节主要介绍按照《公路桥涵地基与基础设计规范》(JTG D63—2007)确定地基承载力容许值的基本方法。

#### 1. 地基承载力基本容许值

规范中给出了当设计的基础宽度  $b \leq 2 \text{ m}$ 、埋深  $h \leq 3 \text{ m}$  时的地基承载力基本容许值,用  $[f_{a0}]$  表示。若设计的基础宽度和埋深符合上述规定,则地基承载力容许值就可以根据土的物理力学性质指标,直接从规范给出的地基承载力基本容许值表中选用。本节从规范中摘录了部分表格,见表 7-1~表 7-5。详细内容可参阅规范中的有关条文。

表 7-1 岩石地基承载力基本容许值

单位: kPa

坚硬程度	节理发育程度		
	节理不发育	节理发育	节理很发育
坚硬岩、较硬岩	450	440	430
较软岩	420	410	400
软岩	400	370	350
极软岩	380	330	300

表 7-2 老黏性土地基承载力基本容许值

$E_s$ /MPa	10	15	20	25	30	35	40
$[f_{a0}]$ /kPa	380	430	470	510	550	580	620

注:土的压缩模量  $E_s = (1 + e_1) / a_{1-2}$ 。式中,  $e_1$  为压力等于 0.1 MPa 时土样的孔隙比;  $a_{1-2}$  为对应于 0.1~0.2 MPa 压力段的压缩系数 ( $\text{MPa}^{-1}$ )。

表 7-3 一般黏性土地基承载力基本容许值

单位: kPa

$I_L$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	
$e$	0.5	450	440	430	420	400	380	350	310	270	240	220	—	—
	0.6	420	410	400	380	360	340	310	280	250	220	200	180	—
	0.7	400	370	350	330	310	290	270	240	220	190	170	160	150
	0.8	380	330	300	280	260	240	230	210	180	160	150	140	130
	0.9	320	280	260	240	220	210	190	180	160	140	130	120	100
	1.0	250	230	220	210	190	170	160	150	140	120	110	—	—
	1.1	—	—	160	150	140	130	120	110	100	90	—	—	—

注 1:一般黏性土是指第四纪全新世 ( $Q_4$ ) 沉积的黏性土,一般为正常沉积的黏性土。

注 2:土中含有粒径大于 2 mm 的颗粒重量超过全部重量 30% 的,  $[f_{a0}]$  可以适当提高。

注 3:当  $e < 0.5$  时,取  $e = 0.5$ ; 当  $I_L < 0$  时,取  $I_L = 0$ 。此外,超过表列范围的一般黏性土,  $[f_{a0}]$  可以按照下式计算:  $[f_{a0}] = 57.22E_s^{0.57}$ 。式中,  $E_s$  为土的压缩模量 (MPa);  $[f_{a0}]$  为一般黏性土的承载力基本容许值 (kPa)。

表 7-4 新近沉积黏性土地基承载力基本容许值

单位: kPa

$I_L$	$< 0.25$	0.75	1.25	
$e$	$\leq 0.8$	140	120	100
	0.9	130	110	90
	1.0	120	100	80
	1.1	110	90	—

表 7-5 砂土地基承载力基本容许值

单位: kPa

土名	温度及水位	密实度			
		密实	中密	稍密	松散
砾砂、粗砂	与湿度无关	550	430	370	200
中砂	与湿度无关	450	370	330	150
细砂	水上	350	270	230	100
	水下	300	210	190	—
粉砂	水上	300	210	190	—
	水下	200	110	90	—

注 1:砂土的密实度按照相对密度  $D_r$  或标准贯入试验锤击数  $N$  确定。

注 2:在地下水位以上的地基土的湿度称为“水上”。

注 3:在地下水位以下的地基土的湿度称为“水下”。

## 2. 地基承载力容许值的修正

当设计的基础宽度  $b > 2 \text{ m}$ , 埋深  $h > 3 \text{ m}$ , 且  $\frac{h}{b} \leq 4$  时, 地基承载力容许值  $[f_a]$  可在  $[f_{a0}]$  基础上修正提高, 规范给出了下述公式。

$$[f_a] = [f_{a0}] + k_1 \gamma_1 (b - 2) + k_2 \gamma_2 (h - 3) \quad (7-1)$$

式中,  $[f_a]$  为地基土修正后的承载力容许值 (kPa);  $[f_{a0}]$  为按照规范相应表格查得的地基土承载力基本容许值 (kPa);  $b$  为基础验算剖面的底面最小边宽 (或直径) (m), 当  $b < 2 \text{ m}$  时, 取  $b = 2 \text{ m}$ ,  $b > 10 \text{ m}$  时, 按照  $b = 10 \text{ m}$  计算;  $h$  为基础埋置深度 (m), 对于受水流冲刷的基础, 由一般冲刷线算起, 对于不受水流冲刷的基础, 由天然地面算起, 位于挖方内的基础, 由挖方后的地面算起, 当  $h \leq 3 \text{ m}$  时, 取  $h = 3 \text{ m}$  计算;  $\gamma_1$  为基础底面下持力层土的天然重度 ( $\text{kN/m}^3$ ), 若持力层在水下且为透水性土时, 应采用浮重度;  $\gamma_2$  为基底以上土的重度 ( $\text{kN/m}^3$ ), 多层土时采用各层土重度的加权平均值, 若持力层在水下且是不透水的, 则不论基底以上土的透水性如何, 应一律采用饱和重度, 若持力层为透水的, 则水中部分土层采用浮重度。  $k_1, k_2$  为地基土的承载力容许值随基础宽度和埋深的修正系数, 按持力层土的类别和性质由表 7-6 查取。

表 7-6 地基土承载力宽度、深度修正系数

土类		黏性土					黄土					
		老黏性土	一般黏性土		新近沉积黏性土	残积土	新近堆积黄土	一般新黄土	老黄土			
			$I_L < 0.5$	$I_L \geq 0.5$								
系数	$k_1$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	$k_2$	2.5	2.5	1.5	1.0	1.5	1.0	1.5	1.0	1.5	1.5	1.5

土类		砂土						碎石土					
		粉砂		细砂		中砂		砾砂、粗砂		碎石、圆砾、角砾		卵石	
		中密	密实	中密	密实	中密	密实	中密	密实	中密	密实	中密	密实
系数	$k_1$	1.0	1.2	1.5	2.0	2.0	3.0	3.0	4.0	3.0	4.0	3.0	4.0
	$k_2$	2.0	2.5	3.0	4.0	4.0	5.5	5.0	6.0	5.0	6.0	6.0	10.0

注 1: 对于稍密和松散状态的砂、碎石土,  $k_1, k_2$  值可采用表列中密值的 50%。

注 2: 强风化和全风化的岩石,  $k_1, k_2$  值可参考所风化成的相应土类取值, 其他情况下的岩石不修正。

## 7.2 地下工程的地质问题

### 7.2.1 地下洞室变形破坏的基本类型

在地下工程中, 将地下洞室开挖后洞室周围应力变化范围内的岩体称为围岩, 变化后的应力称为围岩应力或二次应力。围岩应力引起的变形与破坏, 主要指相对较完整岩体在围岩应力作用下产生的变形和破坏。

#### 1. 围岩应力的变化规律

地下洞室开挖, 破坏了岩体中原有的地应力平衡状态, 岩体内各质点在回弹应力作用下

试图沿最短距离向消除了阻力的临空面方向移动,直至达到新的平衡,这种位移现象称为卸荷回弹。随着岩体质点的位移,岩体内一些方向上的质点由原来的紧密状态逐渐松胀,另一些方向上的质点反而挤压程度更大,岩体应力的方向和主应力方向也随之发生变化。这种岩体应力变化一般发生在地下洞室横剖面最大尺寸的3~5倍范围内。在此范围以外,岩体依然处于原来的地应力状态。

地下洞室的开挖使围岩内的主应力产生强烈分异现象,越接近临空面,应力差值越大,到洞室周边达最大值。因此,在围岩范围内,洞室周边为最不利应力条件。洞室开挖后,只要洞壁各点的应力值均未超过岩体强度,则整个围岩是稳定的;否则围岩将产生变形或破坏。并且,任何围岩的变形或破坏必将首先从洞室周边开始,然后沿半径方向向岩体内部发展。因此,研究洞室周边应力对评价围岩稳定性有十分重要的意义。

## 2. 围岩应力引起的变形和破坏类型

在围岩应力的作用下,围岩变形和破坏的主要类型有张裂塌落、劈裂剥落、碎裂松动、弯折内鼓、塑性挤出和膨胀内鼓等。

(1)张裂塌落。在厚层状或块体状围岩的洞室拱顶部,当产生拉应力集中,其值超过围岩抗拉强度时,拱顶围岩将发生垂直张裂破坏。尤其是当有近于垂直的构造节理发育时,拱顶的张拉裂缝易沿垂直节理发展,使被裂缝切割的岩体在自重作用下变得不稳定。此外,当岩石在垂直方向的抗拉强度较低,或近于水平方向的软弱结构面发育时,往往也造成拱顶塌落。

傍河隧洞或越岭隧洞进出口段常受岩体侧向卸荷的影响,岩体内侧压力系数较低,加之这些地段的节理通常发育,所以,拱顶经常发生严重张裂塌落,有时甚至一直塌到地表,故在这类地区修建隧洞时应尽量避开卸荷影响带。

(2)劈裂剥落。过大的切向压应力可使厚层或块体状围岩表部发生平行洞室周边的破裂。一些平行破裂将围岩切割成几厘米到几十厘米厚的薄板,这些薄板常沿壁面剥落,其破裂范围一般不超过洞室的半径。当切向压应力大于劈裂岩板的拉弯强度时,这些劈裂板还可能被压弯、折断,并造成塌方,如图7-5所示。

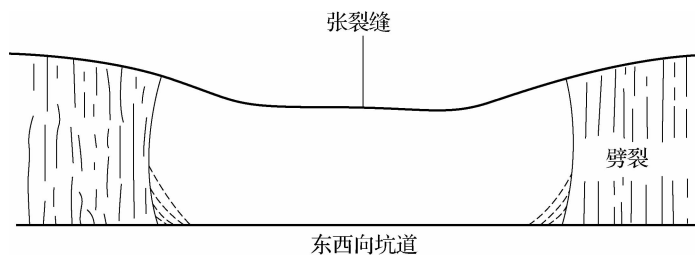


图 7-5 矿坑围岩的劈裂剥落

(3)碎裂松动。碎裂松动是硬质岩因多组节理发育呈镶嵌碎裂状时的围岩变形、破坏的主要形式。洞室开挖后,如果围岩应力超过围岩的屈服强度,这类围岩就会沿已有的多组节理发生剪切错动而松弛,并围绕洞室形成一个碎裂松动带或松动圈。这类松动带本身是不稳定的,当有地下水活动参与时,极易导致拱顶坍塌和边墙失稳。松动带的厚度会随时间的推移而逐步增大。因此,该类围岩开挖后应及时支护加固。



(4)弯折内鼓。在薄层脆性围岩中,岩体的变形、破坏主要表现为层状岩层以弯折内鼓的方式破坏。破坏成因有两种,一是卸荷回弹,二是切向压应力超过薄层岩层的抗弯强度。

在卸荷回弹造成的破坏中,破坏主要发生在地应力较高的岩体内,并且总是在与岩体内初始最大应力垂直相交的洞壁上表现最强烈。因此,当薄层状岩层与初始最大应力近于垂直时,洞室开挖后,就会在回弹应力的作用下发生图 7-6 所示的弯曲、拉裂和折断,最终挤入洞内而坍塌。如以垂直应力为主时,水平岩层在洞顶易产生弯折,如图 7-6(a)所示;如以水平应力为主时,竖直岩层在洞壁易产生弯折,如图 7-6(b)所示。

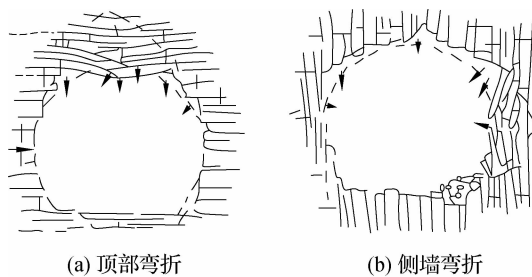


图 7-6 走向平行于洞轴的薄层状围岩的弯折内鼓破坏

当洞室侧壁有平行断层通过时,将洞壁与断层之间薄层岩体内的应力更加集中,从而更易产生弯折内鼓,如图 7-7 所示。

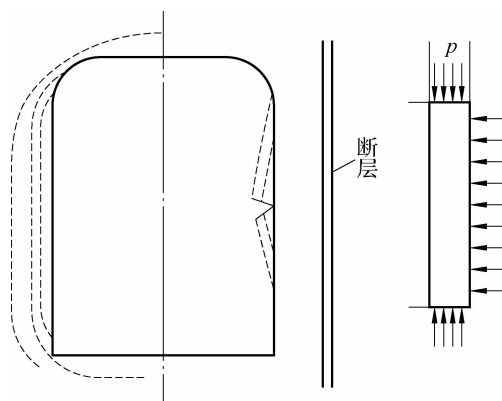


图 7-7 有利于产生弯折内鼓破坏的局部构造条件

(5)塑性挤出。洞室开挖后,当围岩应力超过软弱岩体的屈服强度时,较弱的塑性物质就会沿最大应力梯度方向向消除了阻力的自由空间挤出。在软、硬岩体相间时,软弱岩体的塑性挤出还受岩体产出条件和洞室开挖所在部位的控制。产生塑性挤出的围岩主要有固结程度较低的泥质粉砂岩、泥岩、页岩、泥灰岩等软弱岩体。此外,散体结构的围岩也存在塑性挤出的问题。通常,挤出变形的发展都有一个时间过程,一般要几周甚至几月后才能达到稳定。

(6)膨胀内鼓。洞室开挖,往往促使水分由围岩内部高应力区向围岩表部低应力区转移,常使某些含大量膨胀矿物、易于吸水膨胀的岩体发生强烈的膨胀内鼓变形,造成洞室设计空间不足,围岩表部膨胀开裂,并进一步风化,甚至解体。除水分重分布外,这类岩体开挖

后也会从空气中吸收水分而使自身膨胀。

遇水后易于膨胀的岩石主要有两类,一类是富含蒙脱石、伊利石的黏土岩类,另一类是富含硬石膏的地层。隧洞围岩中若含有遇水体积增加 2.9% 的岩石,就会给开挖造成困难。而有些富含蒙脱石的岩体,遇水后体积可增加 14%~25%。据挪威水工隧洞的调查,有 70% 的隧洞衬砌开裂和破坏与此有关。围岩遇水膨胀后会产生很大的围岩压力,会给隧洞的施工和运营带来很大困难。与围岩塑性挤出相比,围岩吸水膨胀是一个更为缓慢的过程,往往需要相当长的时间才能达到稳定。

### 7.2.2 地下洞室的特殊地质问题

除前述围岩变形、破坏等地质问题外,洞室开挖中还经常遇到洞室涌水、腐蚀、地温、瓦斯、岩爆等特殊地质问题。

#### 1. 洞室涌水

在富水的岩体中开挖洞室,开挖中当遇到相互贯通又富含水的裂隙、断层带、蓄水洞穴、地下暗河时,就会有大量的地下水涌入洞室内;已开挖的洞室,如有与地面贯通的导水通道,当遇暴雨、山洪等突发性水源时,可造成地下洞室大量涌水。这样,新开挖的洞室就成了排泄地下水的新通道。若施工时排水不及时,积水严重时会影响工程作业,甚至会淹没洞室,造成人员伤亡。宜万铁路马鹿箐隧道在修建过程中,曾遇到溶腔连通的地下暗河,因此发生了多次特大涌水事故,造成了重大损失,使工程不得不停工,进行溶腔泄水。因此,在勘察设计阶段,正确预测洞室涌水量是十分重要的问题。

#### 2. 腐蚀

地下洞室围岩的腐蚀主要指岩、土、水、大气中的化学成分和气温变化对洞室混凝土的腐蚀。地下洞室的腐蚀性可对洞室衬砌造成严重破坏,从而影响洞室稳定性。成昆铁路百家岭隧道,由三叠系中、上统石灰岩、白云岩组成的围岩中含硬石膏层( $\text{CaSO}_4$ ),开挖后,水渗入围岩使石膏层水化,膨胀力使原整体道床全部风化开裂,地下水中的  $\text{SO}_4^{2-}$  含量高达 1 000 mg/L,致使混凝土被腐蚀得像豆腐渣一样。

(1) 腐蚀的类型。岩、土、水中混凝土的化学腐蚀类型主要有结晶类腐蚀、分解类腐蚀和结晶分解复合类腐蚀。在我国,结晶类腐蚀常见的有芒硝型腐蚀、石膏型腐蚀和钙矾型腐蚀;分解类腐蚀常见的有一般酸性腐蚀、碳酸性腐蚀;结晶分解复合类腐蚀常见于冶金、化工工业废水污染地带。此外,物理风化中因气温变化引起的冰劈作用和盐类结晶作用也可对混凝土形成结晶类腐蚀。

(2) 腐蚀的严重程度。混凝土被腐蚀后的严重程度可分为以下四级。

① 无腐蚀。混凝土表面外观完整,模板印痕清晰,在隧道滴水处混凝土表面有碳酸钙结晶薄膜,锤击混凝土表面时,声音清脆,有坚硬感。

② 弱腐蚀。在隧道边墙脚下,或出水的孔洞周围,以及混凝土构筑物的水位波动段,混凝土碳化层已遭破坏,混凝土表层局部地方砂浆剥落,锤击有疏松感。

③ 中等腐蚀。在潮湿及干燥交替段,混凝土表面断断续续呈酥软、掉皮、砂浆松散、骨料外露,但内部坚硬,未有变质现象。

④ 强腐蚀。混凝土表面膨胀隆起,大面积自动剥落,有些地方呈豆腐渣状。侵蚀深度达

2 cm 以上,深处混凝土也受到侵蚀而变质。

(3) 腐蚀易发生地区。腐蚀多发地区主要在下列地质环境中。

① 第三纪、侏罗纪、白垩纪等红层中含有芒硝、石膏、岩盐的含盐红层,三叠纪的海相含膏地层,以及此类岩层地下水浸染的土层,其结晶类腐蚀严重。

② 泥炭土、淤泥土、沼泽土、有机质及其他地下水中含盐较多的游离碳酸、硫化物和亚铁,对混凝土具有分解类腐蚀。

③ 我国广东、广西、福建、海南、台湾诸省区沿海有红树林残体的冲积层及其地下水,具有强酸性,对混凝土有腐蚀作用。

④ 我国长江以南高温多雨的湿热地区。酸性红土、砖红土及各地潮湿森林酸性土,pH 值一般为 4~6,对混凝土有一般酸性腐蚀作用。

⑤ 硫化矿及含硫煤矿床地下水及被其浸染的土层,对混凝土有强酸性腐蚀作用。

⑥ 采矿废石场、尾矿场、冶炼厂、化工厂、废渣场、堆煤场、垃圾掩埋场及被其地下水浸染的土层,对混凝土有腐蚀作用。长期保持干燥状态的地质环境,土中虽然含盐,但无吸湿及潮解现象时,对混凝土一般无腐蚀性。

### 3. 地温

对于深埋洞室,地下温度是一个重要问题,《铁路隧道设计规范》(TB 10003—2005)规定隧道内的温度不应超过 25 ℃,超过这个界线就应采取降温措施。当隧道温度超过 32 ℃时,施工作业困难,劳动效率大大降低。例如,欧洲辛普伦隧道施工时,遇到了高达 56 ℃的高温,严重影响了施工速度。所以,深埋洞室必须考虑地温影响。

地壳中的温度有一定的变化规律。地表下一定深度处的地温常年不变,称为常温带。常温带以下,地温随深度增加,地热增温率  $G$  约为 1 ℃/33 m。可由式(7-2)估算洞室埋深处的地温。

$$T = T_0 + (H - h)G \quad (7-2)$$

式中, $T$  为隧道埋深处的地温(℃); $T_0$  为常温带的温度(℃); $H$  为洞室埋深(m); $h$  为常温带深度(m); $G$  为地热增温率(1 ℃/33 m)。

除了深度外,地温还与地质构造、火山活动、地下水温度等有关。由于岩层层状构造方向导热性好,所以,陡倾斜地层中洞室的温度低于水平地层中洞室的温度;在近代岩浆活动频繁的地区,受岩浆热源的影响,地温较高;在地下热水、温泉出露的地区,地温也较高。

### 4. 瓦斯

地下洞室穿过含煤地层时,可能会遇到瓦斯。瓦斯能使人窒息致死,甚至引起爆炸,造成严重事故。

瓦斯是地下洞室有害气体的总称,其中以甲烷为主,还有二氧化碳、一氧化碳、硫化氢、二氧化硫和氮气等。瓦斯一般主要指甲烷或甲烷与少量有害气体的混合物。当瓦斯在空气中的浓度小于 5%~6%时,能在高温下燃烧;当瓦斯浓度为 5%~16%时,容易爆炸,特别是含量为 8%最易爆炸;当浓度过高、达到 42%~57%时,空气中的含氧量降到 9%~12%,足以使人窒息。

瓦斯爆炸必须具备两个条件,一是洞室内空气中的瓦斯浓度已达到爆炸限度,二是有火源。常温、常压下,各种爆炸气体与正常成分空气合成的混合物的爆炸限度,见表 7-7。

表 7-7 常温、常压下各种爆炸气体与空气合成的混合物的爆炸限度

气体名称	爆炸限度含量/%	气体名称	爆炸限度含量/%
甲烷(沼气)	5~16	一氧化碳	12.5~74
氢气	4.1~74	乙烯	3
乙烷	3.2~12.5	苯	1.1~5.8

由于甲烷为空气重量的 0.55 倍,常聚积在洞室顶部,并极易沿岩石裂隙或孔隙流动。因此,瓦斯在煤系地层中的分布也有一定规律,如穹隆构造瓦斯含量高,背斜核部瓦斯含量比翼部高,向斜则相反;地表有较厚覆盖层的断层或节理发育带,瓦斯含量都较高;含煤地层越深,煤层厚度越大,煤层碳化程度越高,瓦斯含量越大;地下水越少,瓦斯含量也越大。

地下洞室一般不宜修建在含有瓦斯的地层中,如必须穿越含瓦斯的煤系地层,则应尽可能与煤层走向垂直,并呈直线通过。洞口位置和洞室纵坡要利于通风、排水。施工时应加强通风,严禁火种,并及时进行瓦斯检测。当开挖时工作面上的瓦斯含量超过 1% 时,不准装药放炮;超过 2% 时,工作人员应撤出,进行安全处理。

### 5. 岩爆

岩爆是在高地应力区修建于脆性岩中的隧道及其他地下工程中常见的一种地质灾害。在地应力区地下洞室开挖中,围岩在局部集中应力作用下,当应力超过岩体强度时,发生突然的脆性破坏,并导致应变能突然释放造成的岩石的弹射或抛出现象,称为岩爆。

轻微的岩爆仅使岩片剥落,无弹射现象,无伤亡危险。严重的岩爆可将几吨重的岩块弹射到几十米以外,释放的能量相当于 200 多吨 TNT 炸药。岩爆可造成地下工程严重破坏和人员伤亡。严重的岩爆像小地震一样,可在 100 多千米外测到,现测到的最大震级为里氏 4.6 级。

岩爆有如下一些特点。

(1) 岩爆是岩石内部弹性应变能积聚后而突然释放的结果,故高地应力区的坚硬岩石最易出现岩爆,而软弱岩石当弹性应变还不太大时,会产生塑性变形,因此不会形成岩爆。

(2) 岩爆发生时,常伴有声音,有的岩爆虽然不闻其声,但通过埋入岩石或与岩石面耦合的声接收器,仍可发现有声发射现象。

(3) 岩爆的发生有一个过程。这个过程通常可分为三个阶段,即启裂阶段、应力调整阶段和岩爆阶段。从岩石内形成很多单个微型隙,到微裂隙贯通形成张性裂隙丛,再到裂隙丛扩展造成较大裂隙,当应力调整超过岩石强度时发生岩爆。岩爆活动过程可能较短,如在距离开挖掌子面一倍洞径处,可能在 24 h 内活动频繁。但有时在开挖爆破的扰动下,岩爆可能断断续续,持续 1~2 月,有时甚至 1~2 年。

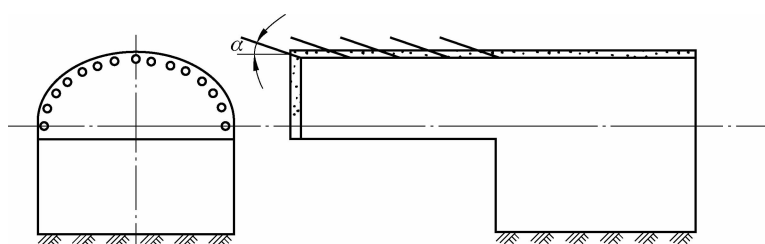
(4) 岩爆分级。岩爆发生的临界深度约为 200 m,埋深越大,发生岩爆的可能性越大。我国陶振宇根据国外通用的分类,并结合国内工程经验提出岩爆分级,见表 7-8。

表 7-8 岩爆分级

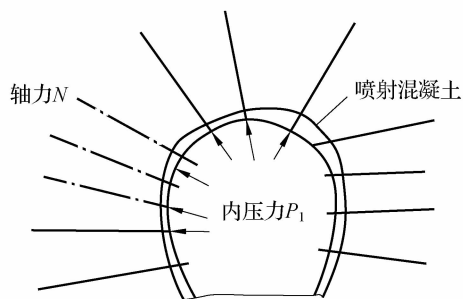
岩爆分级	$\sigma_c/\sigma_1$	说 明
I	$>14.5$	无岩爆发生,也无声发射现象
II	$[14.5\sim5.5]$	低岩爆活动,有轻微声发射现象
III	$(5.5\sim2.3]$	中等岩爆活动,有较强的爆裂声
IV	$<2.3$	高岩爆活动,有很强的爆裂声

注: $\sigma_c$  为岩石单轴抗压强度, $\sigma_1$  为地应力的最大主应力。

施工过程中主要采用超前钻孔、超前支护[见图 7-8(a)]及紧跟衬砌、喷雾洒水等方法防治岩爆,用新奥法施工(锚栓—钢丝网—喷混凝土支护)也可收到较好的效果,如图 7-8(b)所示。



(a) 超前支护



(b) 锚栓—钢丝网—喷混凝土支护

图 7-8 防治岩爆的施工方法

## 思考题

- (1) 什么是地基? 什么是地基承载力?
- (2) 垂直荷载作用下地基土体有哪几种破坏类型?
- (3) 简述地基土体发生整体剪切破坏的过程。
- (4) 简述倾斜荷载作用下地基岩体的滑动破坏类型。
- (5) 简述坝基发生深层滑移破坏的充分必要条件。
- (6) 简述围岩应力引起的地下洞室变形和破坏类型。
- (7) 简述洞室开挖中经常遇到特殊地质问题。
- (8) 简述岩爆的发生条件及主要特征。